

ANEJO 3: INFORME GEOTÉCNICO



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos

Autor: Rubén Fernández Morocho

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	OBJETIVO Y ALCANCE	1
3.	ANTECEDENTES	1
4.	CONDICIONES GEOLÓGICAS, GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS	1
4.1.	<i>Marco Geológico general</i>	1
4.2.	<i>Geomorfología de la zona de trabajo</i>	2
4.3.	<i>Hidrogeología</i>	2
5.	TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS	2
6.	TRABAJOS DE LABORATORIO LLEVADOS A CABO	3
7.	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL TERRENO	4
7.1.	<i>Columna estratigráfica en la zona de cimentación del estribo izquierdo</i>	5
7.2.	<i>Columna estratigráfica en la zona de cimentación de la pila izquierda</i>	5
7.3.	<i>Columna estratigráfica en la zona de cimentación de la pila derecha</i>	6
7.4.	<i>Columna estratigráfica en la zona de cimentación del estribo derecho</i>	7
7.5.	<i>Material de relleno en los terraplenes de entrada y salida al puente</i>	8
8.	COMPROBACIÓN DE ESTADO LÍMITE DE LAS CIMENTACIONES	8
9.	CÁLCULO DE CIMENTACIONES	8
9.1.	<i>Acciones a considerar en el cálculo</i>	11
9.2.	<i>Hipótesis de partida</i>	11
9.3.	<i>Comprobaciones relativas al estribo izquierdo</i>	11
9.3.1.	<i>Cálculo con cimentación superficial</i>	12
9.3.1.1.	<i>Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base de la zapata</i>	12
9.3.1.2.	<i>Comprobaciones de Estados Límites Últimos</i>	14
9.3.1.2.1.	<i>Deslizamiento</i>	14
9.3.2.	<i>Cálculo con cimentación profunda</i>	14
9.3.2.1.	<i>Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado</i>	15
9.3.2.2.	<i>Comprobaciones relativas a un pilote aislado</i>	16
9.3.2.2.1.	<i>Comprobación de hundimiento de un pilote aislado</i>	17
9.3.2.2.2.	<i>Comprobación de arranque de un pilote aislado</i>	18
9.3.2.2.3.	<i>Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado</i>	18
9.3.2.3.	<i>Comprobaciones relativas al grupo de pilotes</i>	18
9.4.	Comprobaciones relativas al estribo derecho	19
9.4.1.	Cálculo con cimentación profunda	19
9.4.1.1.	Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado	19

9.4.1.2.	Comprobaciones relativas a un pilote aislado	19
9.4.1.2.1.	<i>Comprobación de hundimiento de un pilote aislado</i>	19
9.4.1.2.2.	<i>Comprobación de arranque de un pilote aislado</i>	19
9.4.1.2.3.	<i>Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado</i>	19
9.4.1.3.	Comprobaciones relativas al grupo de pilotes	19
9.5.	Comprobaciones relativas a la pila izquierda	20
9.5.1.	Cálculo con cimentación superficial	20
9.5.1.1.	Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base de la zapata	20
9.5.1.2.	Comprobación de Estados Límites Últimos	20
9.5.1.2.1.	Deslizamiento	20
9.5.2.	Cálculo con cimentación profunda	20
9.5.2.1.	Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado	20
9.5.2.2.	Comprobaciones relativas a un pilote aislado	21
9.5.2.2.1.	<i>Comprobación de hundimiento de un pilote aislado</i>	21
9.5.2.2.2.	<i>Comprobación de arranque de un pilote aislado</i>	21
9.5.2.2.3.	<i>Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado</i>	21
9.5.2.3.	Comprobaciones relativas al grupo de pilotes	21
9.6.	Comprobaciones relativas a la pila derecha	21
9.6.1.	Cálculo con cimentación profunda	21
9.6.1.1.	Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado	21
9.6.1.2.	Comprobaciones relativas a un pilote aislado	22
9.6.1.2.1.	<i>Comprobación de hundimiento de un pilote aislado</i>	22
9.6.1.2.2.	<i>Comprobación de arranque de un pilote aislado</i>	22
9.6.1.2.3.	<i>Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado</i>	22
9.6.1.3.	Comprobaciones relativas al grupo de pilotes	22
10.	RECOMENDACIONES	22
10.1.	<i>Tipologías de cimentación</i>	22
10.2.	<i>Excavabilidad</i>	22
11.	BIBLIOGRAFÍA	22

1. INTRODUCCIÓN

La estructura proyectada es un puente viga cajón de canto variable de 122 metros de luz total, divididos en tres vanos de 31, 60 y 31 metros cada uno, situado sobre el río Vinalopó. El tablero del puente está compuesto por una viga cajón de cuatro células, cuyos extremos apoyan sobre estribos cerrados, mientras que los apoyos situados en el cauce del río se materializan sobre pilas macizas dotadas de una forma hidrodinámica, de dimensiones 2x16,17 metros.

La siguiente figura muestra un alzado general de la estructura, indicando cada estribo en qué margen del río se encuentra:

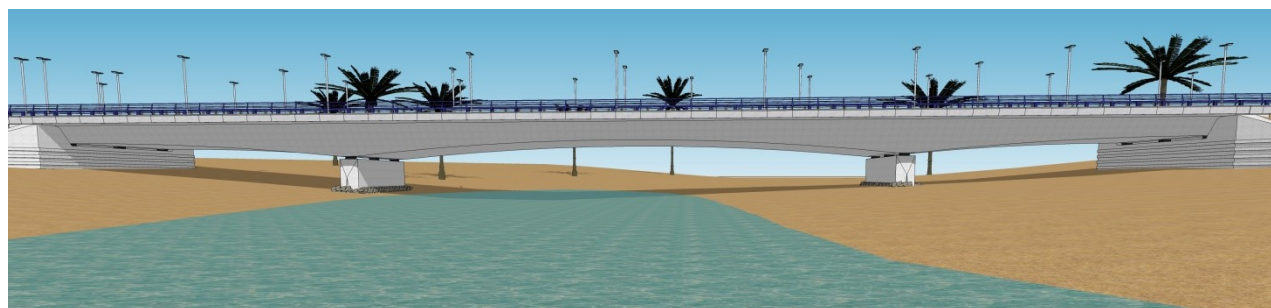


Figura 1. Alzado general estructura

2. OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo del presente Anejo es realizar un estudio de los diversos diseños aplicables a la cimentación de las pilas y los estribos, además de plantearse qué solución resulta más favorable como cimentación de la estructura en cuestión.

El alcance del estudio queda, por tanto, totalmente restringido a los siguientes puntos:

- Caracterización del material de cimentación a partir de los datos de campo y ensayos de los que se dispone, tanto desde un punto de vista geológico como geotécnico.
- Cálculo geotécnico de la cimentación del tipo cimentación directa.
- Cálculo geotécnico de la cimentación del tipo cimentación indirecta.
- Elección del tipo de cimentación considerada como preferible para el caso estudiado.

El desarrollo de los puntos se llevará a cabo en distintos apartados, ordenados tal y como se especifica en el índice del presente documento.

3. ANTECEDENTES

En primera instancia se poseen datos de una campaña geotécnica realizada en Febrero de 1995, cuando fue redactado por primera vez el proyecto de la Circunvalación Sur de Elche, no obstante, hasta 2006 no se resuelve finalmente el proyecto con las actualizaciones correspondientes, con lo que la campaña llevada a cabo para el proyecto original queda en entredicho, especialmente por las variaciones dadas por cambios en normativas, aunque no por ello su información será descartada.

Por lo tanto, previamente al encargo del informe se llevó a cabo una nueva campaña de prospecciones en todo el corredor de la Circunvalación, incluyendo el tramo en el que se proyecta el puente, fechada en Diciembre de 2004.

En cuanto a la metodología empleada para la caracterización del terreno, esta ha consistido en la realización de sondeos con extracción de muestras inalteradas en determinadas profundidades, además de la realización de ensayos SPT, todo ello en una serie de localizaciones clave para la construcción del puente que se proyectó.

Además de las dos campañas de sondeos mencionadas, también se lleva a cabo una serie de ensayos presiométricos en los puntos de los sondeos mecánicos realizados con el fin de obtener una mayor cantidad de datos para una mejor caracterización del terreno.

También se realizó una campaña de catas a lo largo de todo el corredor, siendo la más próxima a la zona que afecta al presente Proyecto la cata Z-10, situada en el P.K. 6+352, estando el puente situado entre los P.K. 6+400 y 6+600 de la Ronda Sur.

Para caracterizar la excavabilidad de los terrenos, se realizaron además una serie de ensayos mediante el método de sísmica de refracción a lo largo de la superficie que ocupa toda la Circunvalación Sur.

Por último, se realizaron también una serie de ensayos de penetración dinámica, de cuyos resultados no se ha dispuesto para la redacción del presente Proyecto.

4. CONDICIONES GEOLÓGICAS, GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS

4.1. Marco Geológico general

Tal y como se puede apreciar en la Hoja 893 (ELCHE) de la serie MAGNA50 del Instituto Geológico y Minero de España, incluida en el *Apéndice 3.I: Documentación Instituto Geológico y Minero de España*, en las zonas aledañas al municipio de Elche predominan de manera clara formaciones del cuaternario. Según lo descrito en la

Memoria de dicha Hoja, estas formaciones son, generalmente, coluviones, aluviones, depósitos salobres y detritos en general.

4.2. Geomorfología de la zona de trabajo

De los sondeos realizados podemos concluir que en la zona sobre la que se sitúa el puente proyectado existe una matriz arcillosa sobre la que se asientan depósitos fluviales de arenas y gravas con cierta clasificación, variando considerablemente su densidad y su granulometría de uno a otro depósito.

Estas formaciones son, evidentemente, debidas a que la zona de estudio queda enmarcada dentro del cauce del río Vinalopó.

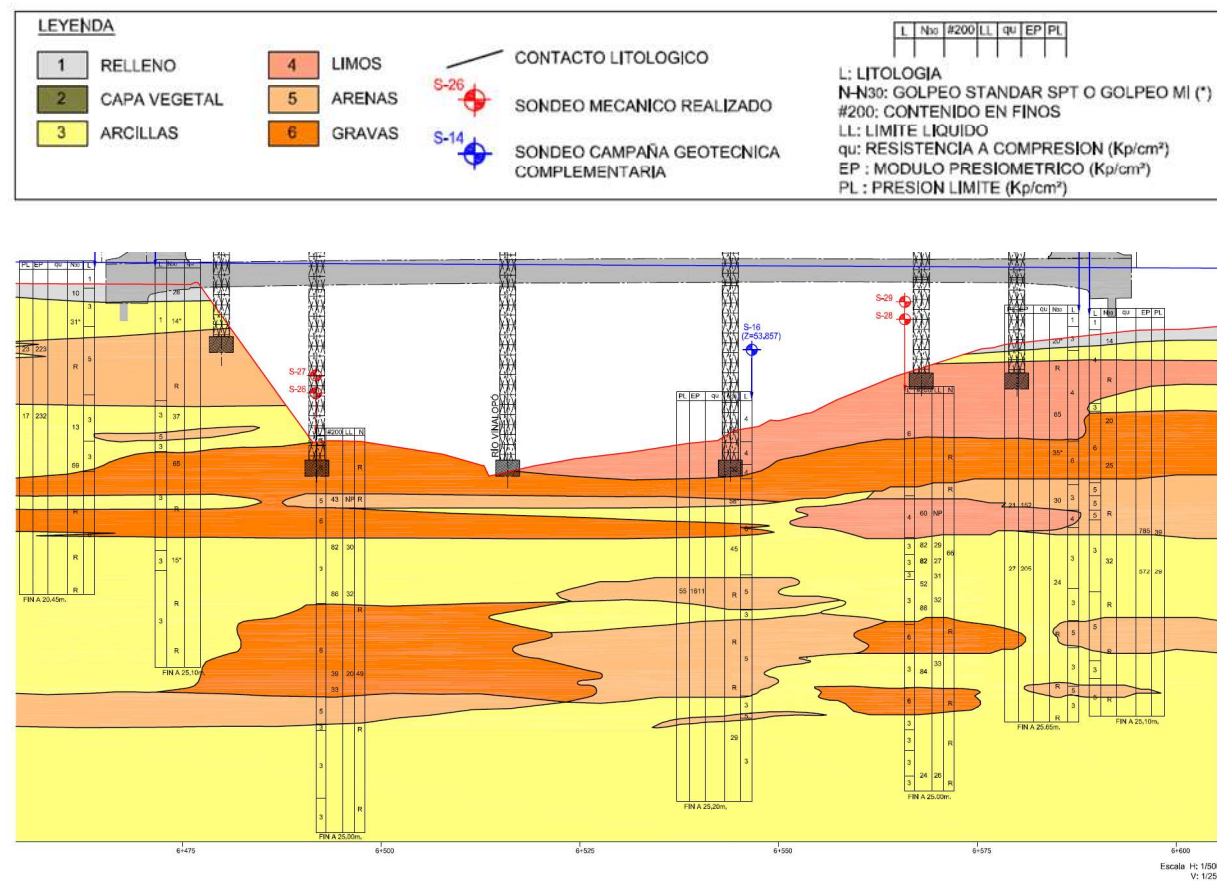


Figura 2. Geomorfología de la zona de trabajo

4.3. Hidrogeología

En cuanto a la hidrogeología de la zona, tal y como se describe en la Memoria adjunta en el *Apéndice 3.1: Documentación del Instituto Geológico y Minero de España*, en las formaciones del cuaternario el nivel freático se

halla a poca profundidad, y existen acuíferos constituidos por detritos que absorben el agua de lluvia y de las ramblas.

No obstante, los sondeos realizados en la zona de actuación no parecen indicar la presencia de acuíferos que afecten a la integridad de la estructura ni al comportamiento hidráulico del río Vinalopó en el tramo que afecta al Proyecto.

5. TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS

El conjunto de trabajos de campo realizados se puede descomponer en dos grupos según la tipología de prospección llevada a cabo:

- Calicatas realizadas mediante retroexcavadora, alcanzando una profundidad máxima de 3,9 metros.
- Sondeos mecánicos. Estos fueron ejecutados mediante carro de perforación montado sobre camión, con un diámetro de taladro de 86 mm. La profundidad de estos sondeos es de 25 metros aproximadamente.

En cuanto a los sondeos, de todo el conjunto de prospecciones llevadas a cabo en esta campaña, únicamente tienen relación con el proyecto del puente en cuestión los sondeos S-14, S-15, S-16, S-17, S-18, S-19, S-26, S-27, S-28 y S-29.

Cabe señalar, que en la documentación de la que disponemos no aparece información relativa al sondeo S-17, lo que parece indicar que finalmente no se realizó, o bien hubo algún problema con los resultados del mismo, que hizo que se descartaran por ser incoherentes con el resto y concluyéndose que estos eran erróneos por algún error cometido en la realización del sondeo o la obtención de resultados.

En el siguiente plano se puede observar cómo se distribuyen los sondeos realizados para el proyecto. Cabe indicar que el puente que aparece en los planos de situación de los sondeos es el correspondiente al proyecto inicial de 1995.

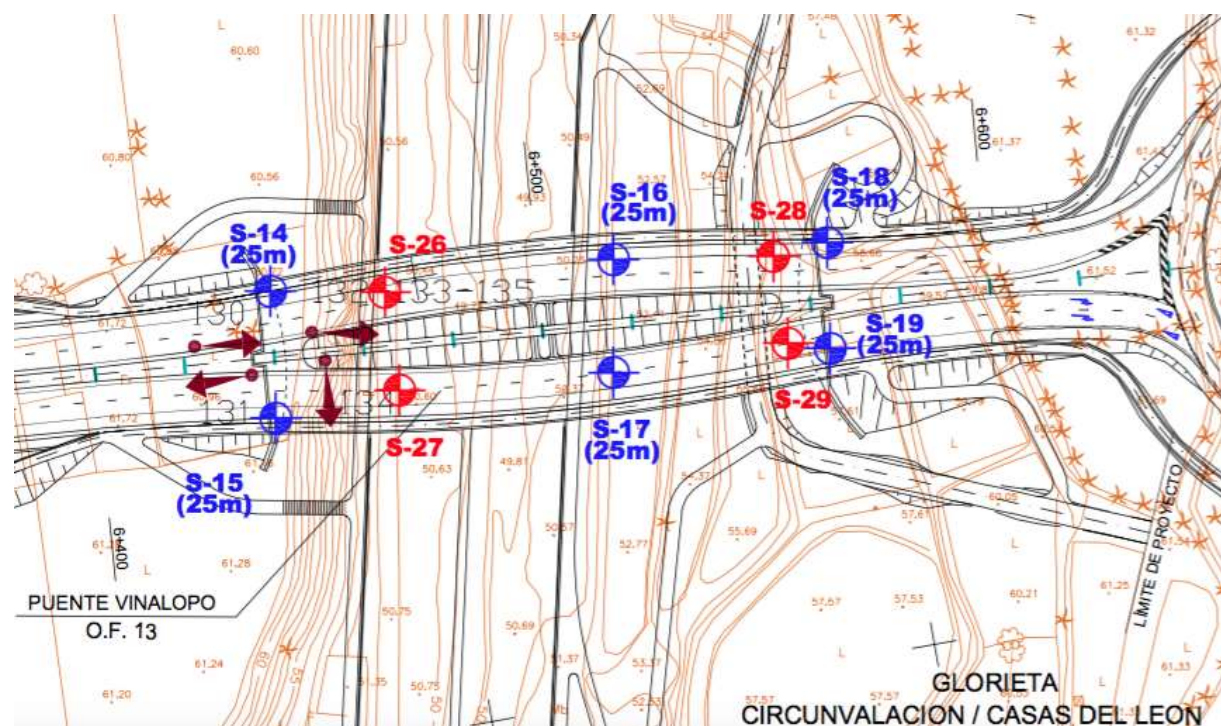


Figura 3. Plano de situación de los distintos sondeos.

Los sondeos S-14 y S-15 se encuentran situados en la zona sobre la que se situará el estribo izquierdo, mientras que los sondeos S-18 y S-19 se sitúan sobre la posición del estribo derecho. Por su parte los sondeos S-26 y S-27 se encuentran a escasos metros de la situación de la pila izquierda, y los sondeos S-16 y S-17 de la situación de la pila derecha.

En el *Apéndice 3.II: Resultados de los sondeos realizados*, se pueden observar los resultados de los sondeos anteriormente citados.

Estas prospecciones no sólo se llevan a cabo para la identificación del terreno, sino que además, en el caso de los sondeos mecánicos, se realiza unos ensayos “in situ” de los siguientes tipos:

- Ensayos de penetración estándar SPT realizados de acuerdo a la norma UNE EN ISO 22476-3. Estos ensayos permiten la obtención de muestras alteradas, mediante la hincas de una cuchara SPT por golpeo del varillaje con una maza de peso y altura de caída normalizados.
- Dada la metodología de obtención de muestras, la aplicación de estas, aunque se aplique a terrenos cohesivos con las correspondientes relaciones empíricas, está especialmente indicado para terrenos granulares permitiendo a partir de los resultados estimar la carga de hundimiento ya sea para cimentaciones superficiales o profundas.
- Los resultados de estos ensayos se encuentran en el *Apéndice 3.II: Resultados de los sondeos realizados* junto a los de los sondeos.

- El ensayo presiométrico es un ensayo de carga estática del terreno realizada “in situ”. Básicamente, consiste en la expansión radial de una camisa cilíndrica de caucho que se encuentra dentro de un sondeo. El ensayo se realiza aplicando presiones crecientes, con una velocidad de carga acorde al tipo de terreno a ensayar.

En el *Apéndice 3.III: Informe relativo a los ensayos presiométricos realizados* se puede encontrar una descripción más extensa y concisa del procedimiento de ejecución, así como los resultados de los ensayos, siendo los de los puntos S-15, S-16, S-18 y S-19 los que afectan al puente proyectado.

Además, también se realizó un estudio de las condiciones de excavabilidad en la zona de afección del proyecto:

- El método de sismica de refracción consiste en la medición de velocidades de ondas sísmicas provocadas por agentes externos como una explosión o un golpe en el terreno. Estas vibraciones son recogidas por un geófono, que permite calcular las velocidades sísmicas, a través de cuyos valores se puede estimar la facilidad de ripado del material.

En el *Apéndice 3.IV: Informe relativo a los ensayos mediante sismica de refracción realizados* se adjunta una descripción más detallada del procedimiento de ensayo además de la justificación de las conclusiones que arrojan estos ensayos.

6. TRABAJOS DE LABORATORIO LLEVADOS A CABO

Con fecha del Febrero de 1995 y del Diciembre de 2004 se obtienen los resultados de las dos campañas geotécnicas.

A las muestras inalteradas tomadas de los sondeos llevados a cabo en los trabajos de campo se les realizaron una serie de ensayos que a continuación se enumera junto a la norma UNE correspondiente que establece las condiciones y los procedimientos de ensayo que se han llevado a cabo:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos (Norma UNE 103-100:1995).
- Análisis granulométrico de suelos por tamizado (Norma UNE 103-101:1995).
- Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (Norma UNE 103-103:1994).
- Determinación del límite plástico de un suelo (Norma UNE 103-104:1994)
- Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (Norma UNE 103-201:1996).
- Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico (Norma UNE 103-204:1993).

- Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa (Norma UNE 103-300:1993).
- Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo (Norma UNE 103-400:1993).
- Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo (Norma UNE 103-401:1998).
- Geotecnia. Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro (Norma UNE 103-405:1994).

Desgraciadamente los resultados de dichos ensayos de los que se han dispuesto para la redacción del presente Documento no incluyen los correspondientes a los sondeos próximos a la zona de actuación, sino a otras zonas sobre las que se asentará la Ronda Sur de Elche.

Por su parte, a las muestras extraídas de la campaña de catas se les realizan en el laboratorio los siguientes ensayos:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos (Norma UNE 103-100:1995).
- Análisis granulométrico de suelos por tamizado (Norma UNE 103-101:1995).
- Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (Norma UNE 103-103:1994).
- Determinación del límite plástico de un suelo (Norma UNE 103-104:1994)
- Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (Norma UNE 103-201:1996).
- Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico (Norma UNE 103-204:1993).
- Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor Modificado (Norma UNE 103-501:1994).
- Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo (Norma UNE 103-502:1995)
- Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro (Norma 103-601:1996).

Los resultados correspondientes a la cata Z-10, que se trata de la más próxima al puente proyectado se adjuntan en el *Apéndice 3.V: Resultados de las catas*.

7. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL TERRENO

La definición de cada uno de los parámetros del terreno parte de la base de los datos recopilados de la información previa. No obstante, como se ha indicado anteriormente, no se ha contado con los resultados de los ensayos realizados sobre las muestras inalteradas tomadas en los sondeos, que permitirían una caracterización más precisa de los materiales.

Por tanto, además de estos datos, ha sido necesaria la consulta de bibliografía externa que sirviese como correlación entre los datos propios y los de fuentes externas.

Entre otros, ha sido empleado el libro de J. M. Rodríguez Ortiz titulado *Curso Aplicado de Cimentaciones*, a partir del cual se ha obtenido el rango de valores dentro del cual deben de encontrarse los parámetros característicos de cada tipo de terreno, sirviendo así de apoyo a la información ya dispuesta.

El siguiente perfil litológico muestra los diferentes estratos en los que se puede discretizar el terreno de la zona de actuación:

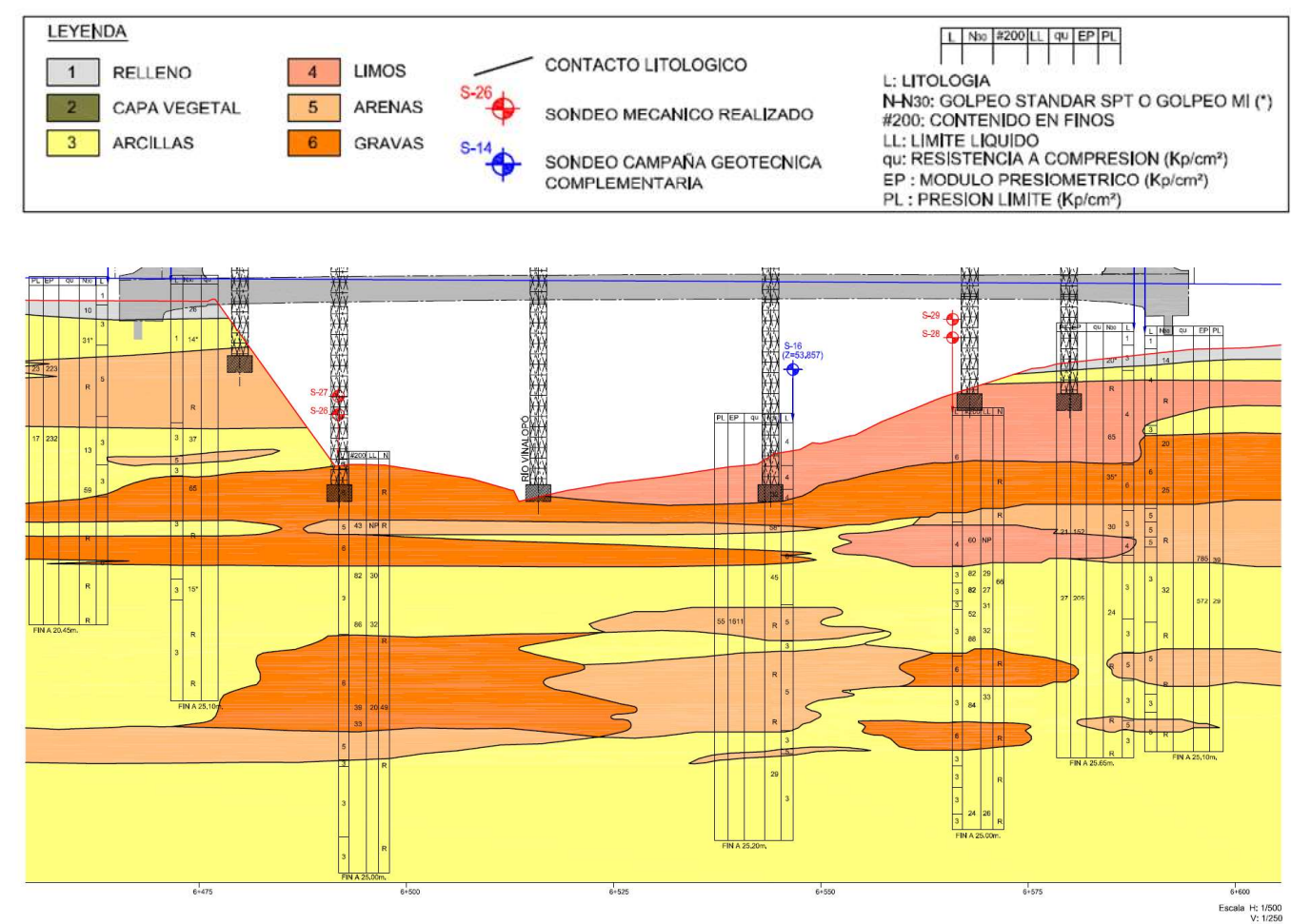


Figura 4. Perfil estratigráfico del terreno.

Dicho perfil muestra la vista desde aguas arriba de la sección del cauce del Vinalopó, por lo que el estribo y la pila derecha del puente se encuentran en la derecha del perfil, mientras que el estribo y la pila izquierdos se encuentran en la izquierda del perfil.

Dicho perfil puede encontrarse con una mayor resolución en el *Apéndice 3.I: Documentación del Instituto Geológico y Minero de España*.

Cabe destacar que el nivel freático aparece aproximadamente a cota 47,4 metros, tal y como se puede observar en las columnas correspondientes a los sondeos S-26, S-27, S-28 y S-29.

7.1. Columna estratigráfica en la zona de cimentación del estribo izquierdo

De acuerdo con las columnas estratigráficas correspondientes a los sondeos S-14 y S-15, el terreno sobre el que asienta el estribo izquierdo tiene la siguiente estructura:

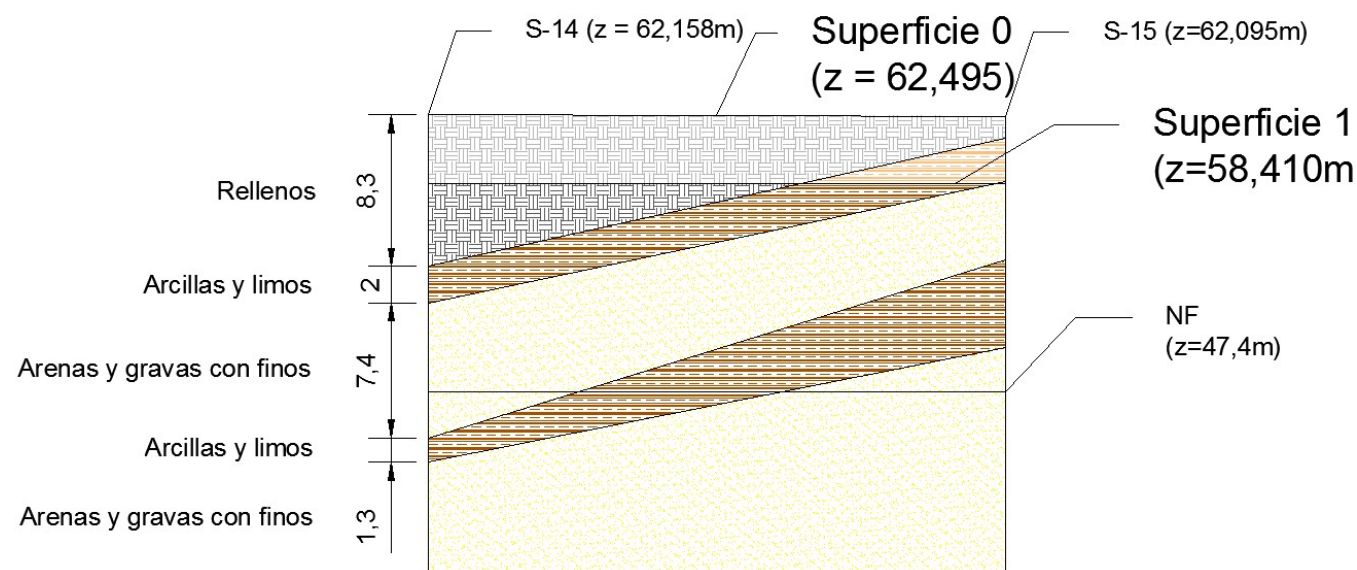


Figura 5. Estratigrafía bajo el estribo izquierdo

Donde la Superficie 1 se corresponde con la superficie horizontal que se formará mediante los movimientos de tierras para la colocación de los estribos y las pilas.

Por sencillez en los cálculos relativos a las cimentaciones se decide que estos cálculos se llevarán a cabo suponiendo un terreno con los estratos horizontales y con los espesores correspondientes al sondeo S-14 (que a priori es el que presentará un peor comportamiento de los dos).

Se tienen por tanto los siguientes estratos:

- **Rellenos de distinta naturaleza con restos de madera y ladrillos (e = 8,30 m):**

Se trata de rellenos de origen antrópico con base arcillosa-arenosa. Se cuenta con tres ensayos SPT a profundidades 1 m, 3 m y 7,20 m con resultados de 26, 14 y R respectivamente.

A falta de datos más precisos de las características del material, se adoptan las siguientes:

$$\gamma_{ap} = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 27,5^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 0 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c_u = 10 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

- **Arcillas y limos (dos estratos: e = 2 m y e = 1,30 m respectivamente):**

Se cuenta con un ensayo SPT en el primer estrato a una profundidad de 9 m con resultado de 37, y otro en el segundo estrato a 18 m con resultado de 14.

Se han considerado los siguientes parámetros para este material:

$$\gamma_{ap} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 35^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 50 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c_u = 20 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

- **Arenas y gravas con finos (dos estratos: e = 7,40 m el primero, mientras que del segundo no se ha alcanzado su muro):**

Se cuenta con dos ensayos SPT en el primer estrato a profundidades 12 m y 15 m con resultados de 65 y R respectivamente, mientras que en el segundo se cuenta con otros dos, a profundidades 21,30 m y 24 m ambos con resultado R.

Se han considerado los siguientes parámetros:

$$\gamma_{ap} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 22,5 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 28^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 0 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

7.2. Columna estratigráfica en la zona de cimentación de la pila izquierda

A falta de datos más precisos, se asume que la composición del terreno bajo la cimentación de la pila izquierda es la que aparece en los sondeos S-26 y S-27.

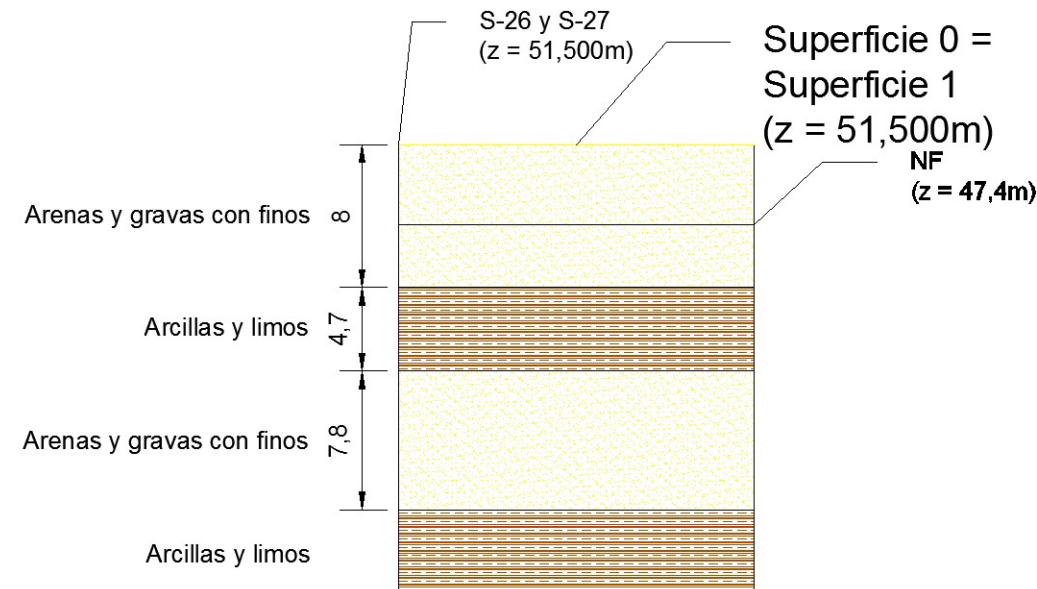


Figura 6. Estratigrafía bajo la pila izquierda

Se tienen por tanto los siguientes estratos:

- **Arenas y gravas con finos (dos estratos: e = 8 m y e = 7,8 m respectivamente):**

Se cuenta con dos ensayos SPT en el primer estrato a profundidades 2 m y 5 m con resultados de R ambos, mientras que en el segundo se cuenta con otros dos, a profundidades 13 m y 17 m el primero con resultado de R y el segundo de 49.

Se han considerado los siguientes parámetros:

$$\gamma_{ap} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 22,5 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 28^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 0 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

- **Arcillas y limos (dos estratos: e = 4,7 m el primero mientras que del segundo no se ha alcanzado el muro):**

Se cuenta con dos ensayos SPT en el segundo estrato a una profundidad de 21 m y 24 m ambos con resultado de R.

Se han considerado los siguientes parámetros para este material:

$$\gamma_{ap} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 35^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 50 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c_u = 20 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

7.3. Columna estratigráfica en la zona de cimentación de la pila derecha

A falta de datos más precisos, se asume que la composición del terreno bajo la cimentación de la pila derecha es la que aparece en el sondeo S-16.

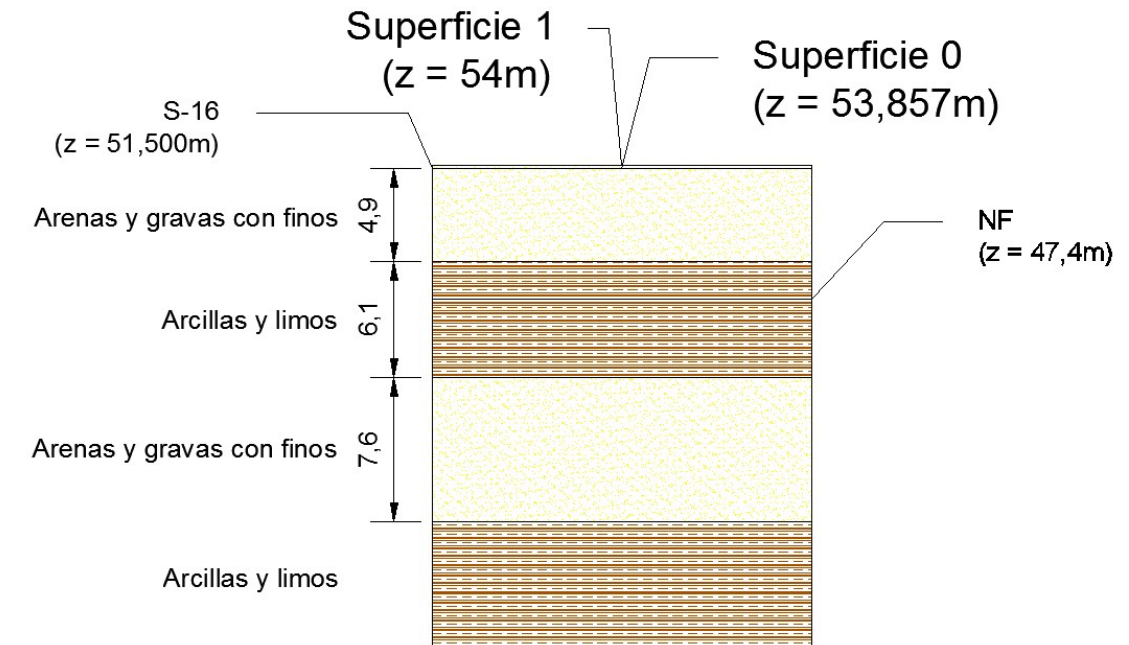


Figura 7. Estratigrafía bajo la pila derecha

Se tienen por tanto los siguientes estratos:

- **Arenas y gravas con finos (dos estratos: e = 4,90 m y e = 7,60 m respectivamente)**

Se cuenta con dos ensayos SPT en el primer estrato a profundidades 1,50 m y 4 m con resultados de 90 y 32 respectivamente, mientras que en el segundo se cuenta con otros tres, a profundidades 12 m, 15 m y 18 m el primero con resultado de R en los tres casos.

Se han considerado los siguientes parámetros:

$$\gamma_{ap} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 22,5 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 28^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 0 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

- **Arcillas y limos (dos estratos: e = 6,1 m el primero mientras que del segundo no se ha alcanzado el muro):**

Se cuenta con dos ensayos SPT en el primer estrato a profundidades de 6 m y 9 m, con resultados de 58 y 45 respectivamente, mientras que en el segundo se han realizado un ensayo más a profundidad de 21,40 m, con resultado de 29.

Se han considerado los siguientes parámetros para este material:

$$\gamma_{ap} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 35^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 50 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c_u = 20 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

7.4. Columna estratigráfica en la zona de cimentación del estribo derecho

A falta de datos más precisos, se asume que la composición del terreno bajo la cimentación del estribo izquierdo es la que aparece en los sondeos S-18 y S-19.

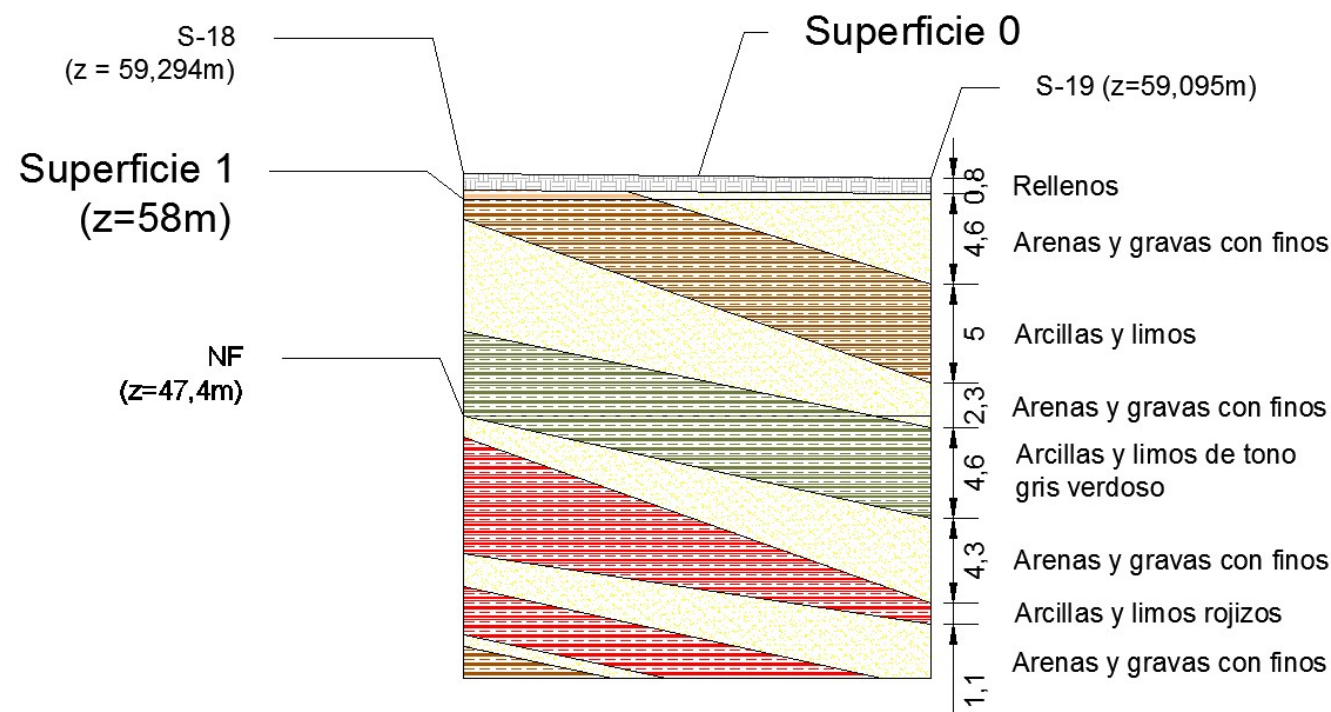


Figura 8. Estratigrafía bajo el estribo derecho

Por sencillez en los cálculos relativos a las cimentaciones se decide que estos cálculos se llevarán a cabo suponiendo un terreno con los estratos horizontales y con los espesores correspondientes al sondeo S-19 (que a priori es el que presentará un peor comportamiento de los dos).

Se tienen por tanto los siguientes estratos:

- **Rellenos de distinta naturaleza con restos de madera y ladrillos (e = 8,30 m):**

Se trata de rellenos de origen antrópico con base arcillosa-arenosa.

A falta de datos más precisos de las características del material, se adoptan las siguientes:

$$\gamma_{ap} = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 27,5^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 0 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c_u = 10 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

- **Arenas y gravas con finos (cuatro estratos: e = 4,60 m, e = 2,30 m, e = ,30 m y los tres primeros respectivamente, y un cuarto cuyo muro no se alcanza en el sondeo).**

Se cuenta con dos ensayos SPT en el primer estrato a profundidades 1,20 m y 3,80 m con resultados de 10 y R respectivamente. Del segundo, tercer y cuarto estrato se dispone de los resultados de un ensayo SPT en cada uno, a profundidades 12,30 m, 18 m y 24 m respectivamente, siendo el resultado todos R.

Se han considerado los siguientes parámetros:

$$\gamma_{ap} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 22,5 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\Phi' = 28^\circ \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$c' = 0 \text{ kPa (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

- **Arcillas y limos de tonos marrones (dos estratos: e = 6,1 m el primero mientras que del segundo no se ha alcanzado el muro).**

Se trata del mismo material arcilloso del resto de los sondeos, pero en este caso cabe diferenciarlo de los otros dos tipos de material arcilloso que aparecen.

Se cuenta con dos ensayos SPT a profundidades de 6,20 m y 9 m, con resultados de 20 y 25 respectivamente.

Se han considerado los siguientes parámetros para este material:

$$\gamma_{ap} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$$\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3 \text{ (J. M. Rodríguez Ortiz)}$$

$\Phi' = 35^\circ$ (J. M. Rodríguez Ortiz)
 $c' = 50 \text{ kPa}$ (J. M. Rodríguez Ortiz)
 $c_u = 20 \text{ kPa}$ (J. M. Rodríguez Ortiz)

- **Arcillas y limos de tonos rojizos o grises verdosos (dos estratos: e = 4,6 m el primero y 1,1 m el segundo).**

Se trata de dos materiales arcillosos diferentes a los aparecidos en el resto de sondeos, pero dado que no se dispone de los resultados de los ensayos realizados sobre las muestras inalteradas tomadas, de modo simplificado se considerará que sus características son idénticas a las del resto de materiales arcillosos.

Se cuenta con un ensayo SPT en el primer estrato de tono gris arcilloso a una profundidad de 15 m, con resultado 28, mientras que del segundo estrato de tonos rojizos se dispone del resultado de un ensayo realizado a profundidad 21 m cuyo resultado es de R.

Se han considerado los siguientes parámetros para este material:

$\gamma_{ap} = 18 \text{ kN/m}^3$ (J. M. Rodríguez Ortiz)
 $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$ (J. M. Rodríguez Ortiz)
 $\Phi' = 35^\circ$ (J. M. Rodríguez Ortiz)
 $c' = 50 \text{ kPa}$ (J. M. Rodríguez Ortiz)
 $c_u = 20 \text{ kPa}$ (J. M. Rodríguez Ortiz)

7.5. Material de relleno en los terraplenes de entrada y salida al puente

El objetivo del presente Proyecto Básico no incluye la definición de los movimientos de tierra. No obstante, dado que las características de los materiales que conforman los terraplenes de acceso al puente condicionan el diseño del estribo, se supondrá que estos están compuestos por:

- Una capa de coronación de explanada de 40 centímetros de suelo seleccionado cuyos parámetros característicos son:
 $\gamma_{ap} = 21,5 \text{ kN/m}^3$
 $\Phi' = 30^\circ$
 $c' = 0 \text{ kPa}$
- Un núcleo de suelo adecuado hasta alcanzar la cota del terreno natural, cuyos parámetros característicos son:
 $\gamma_{ap} = 19 \text{ kN/m}^3$

$\Phi' = 35^\circ$
 $c' = 20 \text{ kPa}$

El derrame de estos materiales condicionará también la geometría de las aletas de los estribos. Se considera que 30º puede representar un talud adecuado en caso de que finalmente los materiales con los que el terraplén se componga tengan unas características similares a las anteriormente descritas.

8. COMPROBACIÓN DE ESTADO LÍMITE DE LAS CIMENTACIONES

Como se ha indicado anteriormente, se carece de la información geotécnica necesaria para realizar el dimensionamiento de la cimentación. No obstante, y dado que el presente Proyecto Básico se trata de un trabajo meramente académico, se realiza a continuación un predimensionamiento de la cimentación de las pilas y los estribos con las características de los materiales indicadas en el anterior apartado, obtenidas a partir de bibliografía específica.

Dicho esto, a continuación se exponen los resultados cuyo desarrollo puede observarse en el *Apéndice 3.V1: Cálculos*.

9. CÁLCULO DE CIMENTACIONES

La Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera define las siguientes combinaciones de acciones para el cálculo geotécnico en el que las cuatro combinaciones que se presentan a continuación son empleadas para la evaluación de cualquier estado límite, tanto últimos como de servicio.

Combinación casi permanente: Es aquella en la que concurren las acciones permanentes, y algunas acciones variables, representadas por los valores siguientes:

- Acciones permanentes: valor característico = Gk
- Acciones variables concomitantes: valor casi permanente = $\Psi_2 \cdot Q_k$

Combinación característica: Es aquella en la que concurren las acciones permanentes y una acción variable principal, junto con otras acciones variables concomitantes. Existe una combinación fundamental (o característica) por cada acción variable dominante que se elija. Los valores representativos a utilizar son los siguientes:

- Acciones permanentes: valor característico = Gk
- Acción variable dominante: valor característico = Qk
- Otras acciones variables concomitantes: valor de combinación = $\Psi_0 \cdot Q_k$

3. Combinación accidental sin sismo: Es aquella en la que figura alguna acción accidental o ex- traordinaria (no sísmica) junto con las acciones permanentes, y las posibles acciones varia- bles concomitantes con la situación accidental en cuestión. Los valores correspondientes son:

- Acciones permanentes: valor característico = G_k
- Acción accidental: valor característico = A_k
- Acción variable dominante: valor frecuente = $\Psi_1 \cdot Q_k$
- Otras acciones variables concomitantes: valor casi permanente = $\Psi_2 \cdot Q_k$

4. Combinación sísmica: Es aquella en la que concurre la acción sísmica con las acciones permanentes y algunas acciones variables. Los valores de cálculo a utilizar con los siguientes:

- Acciones permanentes: valor característico = G_k
- Acción sísmica: valor característico = A_k
- Acciones variables: valor casi permanente = $\Psi_2 \cdot Q_k$

Para la realización de cálculo de la cimentación se han realizado únicamente el cálculo de las combinaciones característica y sísmica, para las cuales se han calculado las siguientes combinaciones de cargas sobre el tablero:

Generado por Combinador by Jose Antonio Agudelo Zapata

Nº	Combinacion	Peso Propio	Carga Muerta	Pretensado	Viento	Accion Termica	SCU Uniforme	SCU Vehiculos	SCU Aceras	SCU Horizontales	Sismo COMB 1	Sismo COMB 2	Sismo COMB 3
1	Caracteristica	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	Caracteristica	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
3	Caracteristica	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
4	Caracteristica	1	1	1	0	0	0,4	0,75	0,4	0	0	0	0
5	Caracteristica	1	1	1	0	1	0,4	0,75	0,4	0	0	0	0
6	Caracteristica	1	1	1	0	0	0,16	0,5625	0	0,75	0	0	0
7	Caracteristica	1	1	1	0	1	0,16	0,5625	0	0,75	0	0	0
8	Caracteristica	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
9	Caracteristica	1	1	1	0	0,6	1	1	1	0	0	0	0
10	Caracteristica	1	1	1	0,6	0	1	1	1	0	0	0	0
11	Caracteristica	1	1	1	0	0	0,4	0,75	0	1	0	0	0
12	Caracteristica	1	1	1	0	0,6	0,4	0,75	0	1	0	0	0
13	Sismica	0,9	0,9	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
14	Sismica	0,9	0,9	1	0	0	0,2	0,2	0,2	0	1	0	0
15	Sismica	0,9	0,9	1	0	0	0,2	0,2	0	0,2	1	0	0
16	Sismica	0,9	0,9	1,3	0	0	0	0	0	0	0	1	0
17	Sismica	0,9	0,9	1,3	0	0	0,2	0,2	0,2	0	0	1	0
18	Sismica	0,9	0,9	1,3	0	0	0,2	0,2	0	0,2	0	1	0
19	Sismica	0,9	1,1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
20	Sismica	0,9	1,1	1	0	0	0,2	0,2	0,2	0	0	0	1
21	Sismica	0,9	1,1	1	0	0	0,2	0,2	0	0,2	0	0	1

9.1. Acciones a considerar en el cálculo

Las acciones a considerar se tratan de las mismas que en el cálculo del tablero, las pilas y los estribos, cuya descripción se encuentra en el Anejo 4 de Cálculo de Estructuras.

4- Factores de simultaneidad y coeficientes parciales de seguridad para las acciones

Los factores de simultaneidad de las diferentes acciones son los descritos en la IAP-11, y se encuentran recopilados en la siguiente tabla:

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

En cuanto a los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, tal y como describe la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, no se consideran (o se considera que todos tienen el valor unidad) puesto que la estrategia que permite garantizar la seguridad de la cimentación está basada en coeficientes de seguridad globales.

El uso de las tablas anteriores queda relegado a la obtención de esfuerzos de cálculo para la comprobación de los distintos estados límite relativos a la cimentación.

9.2. Hipótesis de partida

Socavación

La socavación de pilas por erosión es un problema fundamental en pilas ubicadas en cursos fluviales, que aunque no sean constantes, en caso de avenidas puedan originar socavación en las pilas.

Es por esto por lo que, como medida de protección frente a la socavación se ha decidido disponer de un manto de escollera ($D_m = 0,31$ m) de 60 cm de espesor en todo el encauzamiento desde 10 metros aguas arriba del puente hasta 10 metros aguas abajo del mismo.

Además, se dispondrá del mismo modo una capa de escollera de mayor tamaño ($D_m = 0,55$ m) de espesor 1,1 m sobre las bases de las pilas.

Todo esto permite que el dimensionamiento de las cimentaciones se haga sin tener en cuenta la posible socavación de las mismas. Por este motivo se decide que las pilas se cimienten 50 centímetros por debajo del terreno modelado (sin incluir el espesor de las protecciones de escollera) y los estribos lo hagan 1 metro por debajo de él.

Drenaje en trasdós de muro

En el trasdós de los estribos se dispone de un material granular envuelto en un geotextil además de un tubo drenante colocado sobre una cuna impermeable con pendiente hacia las aletas del estribo desde el centro del mismo. Ello junto con la permeabilidad de los materiales que conforman el terraplén, se considera que constituyen un sistema de drenaje eficaz, por lo que el empuje en trasdós de estribo se puede calcular con las densidades aparentes de los materiales.

9.3. Comprobaciones relativas al estribo izquierdo

Se analizará la cimentación de los estribos por metro lineal, considerando además del lado de la seguridad que todas las acciones del tablero están soportadas por la parte de la cimentación que se encuentra debajo del

cuerpo central del estribo; por tanto soportando la cimentación que se encuentra debajo de las aletas únicamente los empujes del trasdós del estribo en la propia zona de aletas.

9.3.1. Cálculo con cimentación superficial

Se procede al cálculo relativo a una cimentación superficial para el estribo derecho. El croquis que representa el problema del dimensionamiento de la cimentación superficial es el siguiente, donde los dos primeros estratos son los correspondientes al terraplén de acceso al puente, y el resto son los existentes en la zona de cimentación, tal y como se ha descrito anteriormente en el Anejo, correspondiendo las capas de color amarillo a gravas y arenas con finos, y las de color marrón a limos y arcillas.

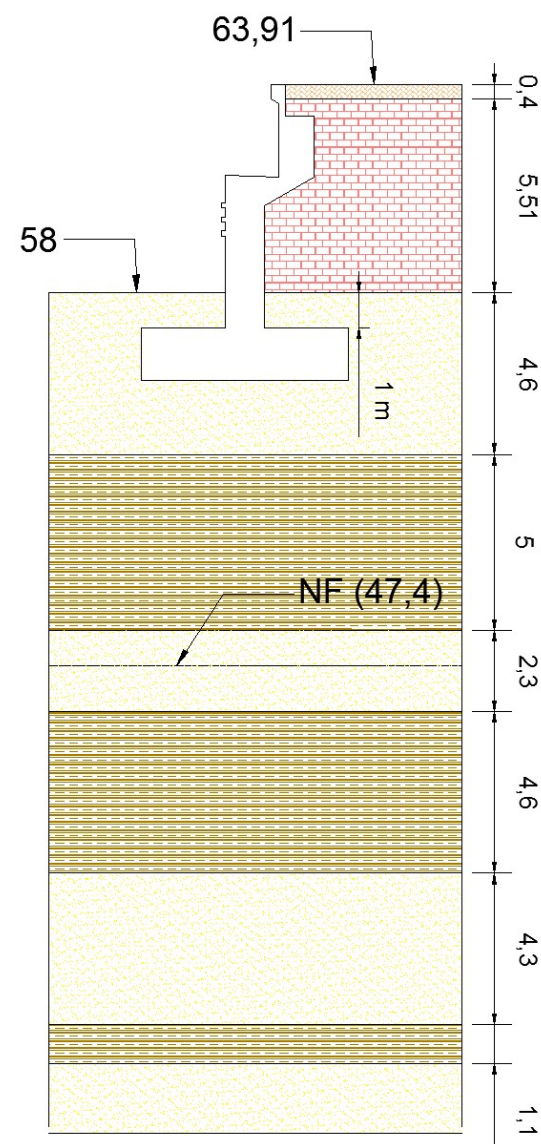


Figura 9. Croquis cimentación superficial estribo derecho

A priori se desconocen las dimensiones de la zapata. Como criterio de diseño se decide que las dimensiones de la misma sean tales que se pueda considerar como rígida, asegurando así una distribución aproximadamente lineal de las tensiones en el terreno.

9.3.1.1. Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base de la zapata

ACCIONES SOBRE EL TABLERO

Los esfuerzos transmitidos al estribo por el tablero con las combinaciones de acciones descritas anteriormente son:

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
a	ELUSisEnvol	Max	3928,113	4263,23	10177,336	0	0	150,5424
a	ELUSisEnvol	Min	-4798,363	-4250,393	4603,442	-3143,0549	0	-150,0972
a	ELUPerEnvol	Max	331,343	172,976	7147,839	3141,1608	0	19,4613
a	ELUPerEnvol	Min	-504,669	-169,671	2563,246	-17599,971	0	-17,2354

Del cálculo de las reacciones máximas y mínimas del tablero sobre el estribo izquierdo se desprende que la combinación más desfavorable de acciones es la sísmica con un margen importante. Es por este motivo por el que la comprobación de la cimentación se realizará con esta combinación.

Como se ha comentado anteriormente, el cálculo se realizará por metro lineal de estribo, calculando precisamente el metro lineal en el que las cargas sean más altas.

Las dimensiones que en primera instancia se le dan a la zapata son de 2 metros de talón y 3 metros de puntera desde el entronque del muro, y un canto de 1,5 metros, siendo todas ellas susceptibles de ser cambiadas más adelante en el cálculo.

Realizando el equilibrio de fuerzas y momentos suponiendo que la distribución de tensiones es lineal en todas las direcciones del estribo, se obtienen los siguientes esfuerzos en la base de la zapata:

- Fuerza vertical máxima = 440,70 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 40,76 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 157,29 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 138,87 kN/m.
- Momento máximo = 512,46 kNm/m.

PESO PROPIO ESTRIBO Y CIMENTACIÓN

El peso propio del estribo y la cimentación generan las siguientes acciones en la base de la zapata, de acuerdo con las dimensiones que se le han dado a priori:

Fuerza vertical = 385,78 kN/m.

Momento = -78,52 kNm/m.

EMPUJES DEL TERRENO

El empuje pasivo del terreno sobre la cimentación se desprecia de acuerdo con lo dispuesto en la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera, dado que no se puede asegurar su movilización.

Se considera la acción de una sobrecarga q de valor 10kN/m² en el trasdós del estribo tal y como se ha descrito en el Anejo de Cálculo Estructural.

Además, para considerar la acción sísmica, se ha recurrido al método descrito en NCSE-2, la introducción de un factor k_s que multiplica a los empujes tanto verticales como horizontales del terreno, cuyo valor es:

$$k_s = 1 + \frac{a_c}{g} = 1,185$$

El empuje activo que ejerce el terreno sobre el estribo se calcula como:

$$e_v(z) = \lambda_v * (q + \gamma_{ap} * z)$$

$$e_h(z) = \lambda_h * (q + \gamma_{ap} * z)$$

Donde λ_v y λ_h valen, en el caso de que se calculen en el contacto entre hormigón y terreno:

$$\lambda_v = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}}\right)^2}$$

$$\lambda_h = \lambda_h * \cotg(\alpha - \delta)$$

Y en el caso de que se calculen en el contacto entre terreno y terreno:

$$\lambda_v = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(2 * \varphi) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \varphi) * \text{sen}(\alpha + \beta)}}\right)^2}$$

$$\lambda_h = \lambda_h * \cotg(\alpha - \varphi)$$

Donde $\alpha=90^\circ$ es el ángulo del paramento trasdós del estribo, $\beta=0^\circ$ es la inclinación del terreno en el trasdós, φ es el ángulo de rozamiento interno del terreno en el que se calculen los empujes, y δ es el ángulo de

rozamiento entre terreno y hormigón, que al disponerse un geotextil en el trasdós para mejorar el drenaje, su valor se estima como $\varphi/3$.

Con todo esto se calculan las siguientes leyes de empujes verticales y horizontales calculados en el trasdós virtual del muro que se muestra en la imagen:

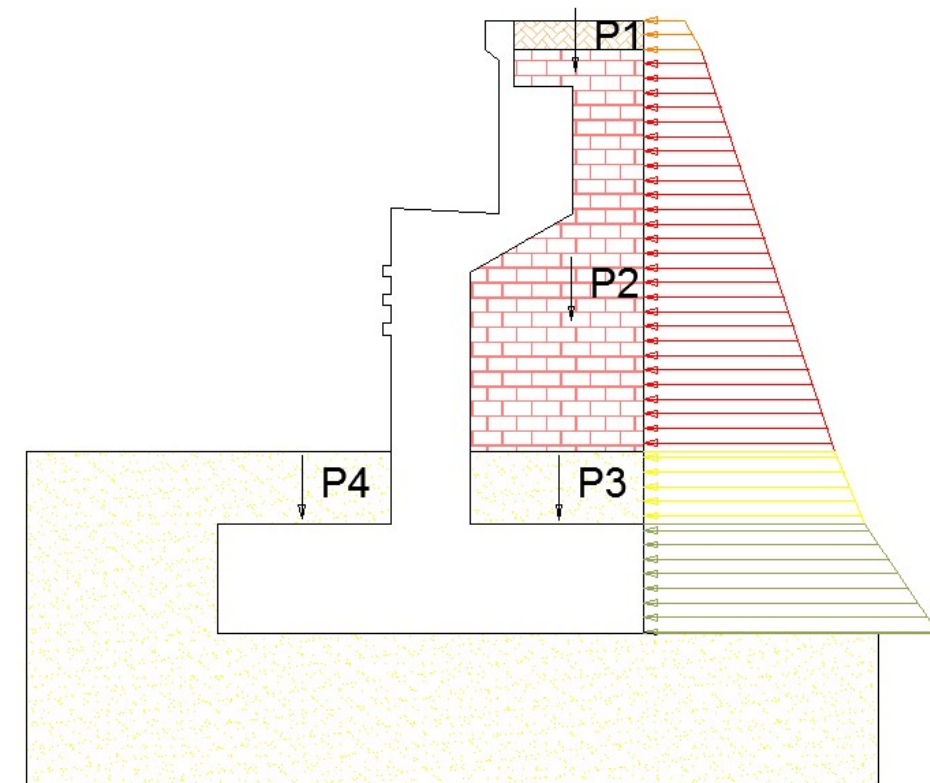


Figura 10. Trasdós virtual sobre el que se han calculado las leyes de empujes

Cota (m)	Empuje H (kN/m2)	Empuje V (kN/m2)
63,91	3,050	1,761
63,51	5,672	3,275
58,00	31,050	21,044
57,00	38,057	24,770
55,50	53,439	27,298

Además de esta ley de empujes, también se transmiten a la cimentación los pesos P1, P2, P3 y P4 del terreno que se sitúa sobre ella, cuyos valores son de 24,97 kN/m, 408,39 kN/m, 73,50kN/m y 94,50 kN/m respectivamente.

Del mismo modo que se ha realizado con el resto de acciones, se trasladan todas estas acciones a la base de la zapata, resultando los siguientes esfuerzos:

- Fuerza vertical = 498,38 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 206,09 kN/m.
- Momento máximo = 650,97 kNm/m.

ESFUERZOS TOTALES

Las resultantes de esfuerzos transmitidos por todas las acciones a la base de la zapata son:

- Fuerza vertical máxima = 1324,87 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 924,93 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 363,38 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 138,87 kN/m.
- Momento máximo = 970,54 kNm/m.

9.3.1.2. Comprobaciones de Estados Límites Últimos

De acuerdo con lo dispuesto en la Guía de Cimentaciones para Obras de Carreteras, se requiere la comprobación de los Estados Límite Últimos de hundimiento, deslizamiento y vuelco de una cimentación directa.

9.3.1.2.1. Deslizamiento

La composición vectorial de las dos fuerzas horizontales que actúan sobre el metro de zapata analizado resulta una fuerza horizontal total de $E_d = 389,01$ kN por metro de cimentación.

La reacción horizontal que se puede movilizar la cimentación se calcula como la mínima fuerza vertical existente multiplicada por la tangente del ángulo de rozamiento terreno-hormigón, en la base de la zapata, que en este caso, dado que no se dispone ningún material adicional como un geotextil, toma un valor de $2 \cdot \varphi/3$.

$$R_d = 1504,86 \text{ kN/m} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 28^\circ\right) = 312,47 \text{ kN/m}$$

El factor de seguridad frente a deslizamiento resulta inferior a la unidad, mientras que de acuerdo con lo dispuesto en la GCOC para el cálculo con acciones accidentales debería ser como mínimo de 1,1.

Se realizó un cálculo iterativo hasta dar con unas dimensiones de cimentación que permitieran comprobar adecuadamente la seguridad frente a deslizamiento. Se ha concluido que las mínimas dimensiones de la zapata son de 4,5 metros de longitud de puntera, 3,5 metros de longitud del talón y 2,25 metros de canto.

Se considera que la zapata tendría unas dimensiones terriblemente grandes que aumentarían mucho el coste de la obra en este aspecto, además de hacerla mucho menos eficiente. Por este motivo se desestima la posibilidad de realizar la cimentación de los estribos mediante cimentación directa.

9.3.2. Cálculo con cimentación profunda

Dada la inviabilidad de realizar una cimentación superficial, se procede al cálculo relativo a una cimentación profunda para el estribo derecho.

Se adjunta a continuación el croquis del problema a resolver, cuyo terreno es el mismo descrito en el cálculo de la cimentación superficial.

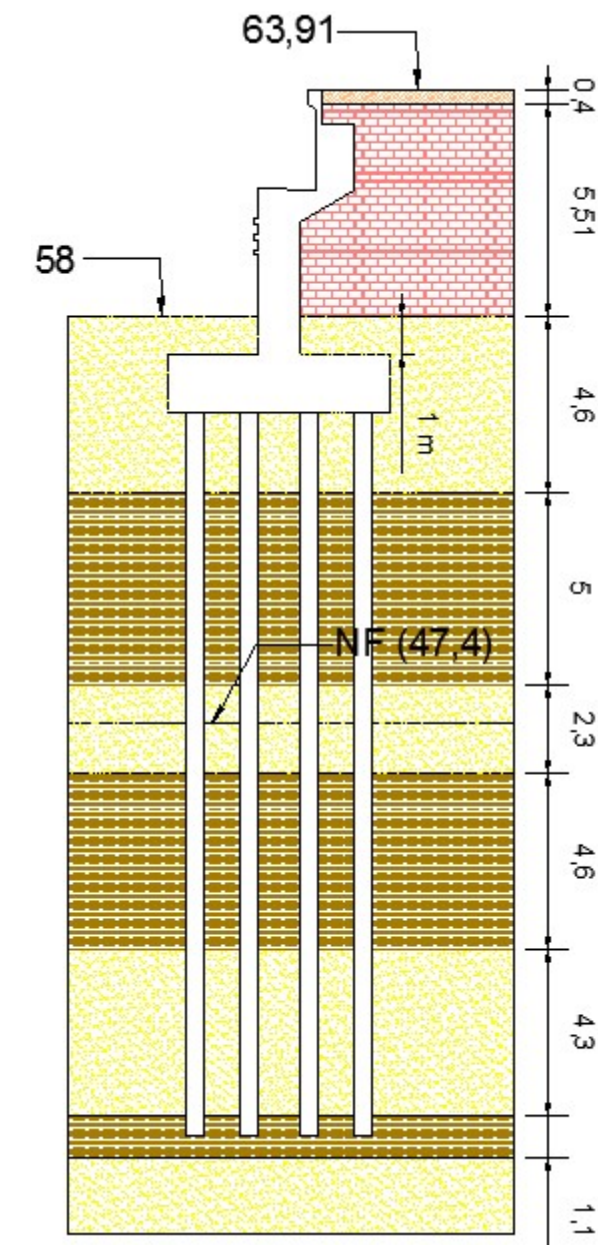


Figura 11. Croquis cimentación superficial estribo derecho

Procediendo de igual manera que para la cimentación superficial, se toma como criterio de diseño la que el encepado sea rígido, lo que permite un reparto sencillo de los esfuerzos que llegan a la cimentación hasta los pilotes.

9.3.2.1. Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado

ACCIONES SOBRE EL TABLERO

De la realización de los cálculos que se detallan a continuación, se ha determinado que las dimensiones del encepado más adecuadas son las que se pueden observar en el siguiente croquis:

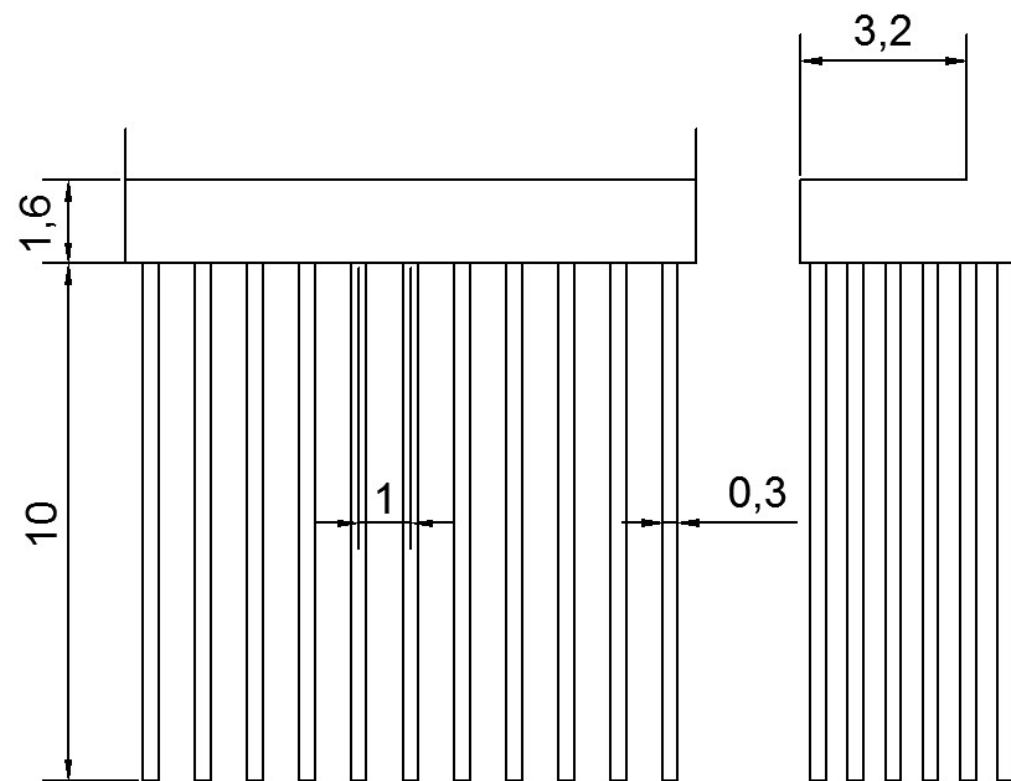


Figura 12. Croquis dimensiones cimentación estribo izquierdo

Realizando el equilibrio de fuerzas y momentos suponiendo que la distribución de tensiones es lineal en todas las direcciones del estribo, se obtienen los siguientes esfuerzos en la base del encepado:

- Fuerza vertical máxima = 769,73 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 369,79 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 157,29 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 138,87 kN/m.
- Momento máximo = 483,04 kNm/m.

PESO PROPIO ESTRIBO Y ENCEPADO

El peso propio del estribo y el encepado generan las siguientes acciones en la base del propio encepado, de acuerdo con las dimensiones de este:

- Fuerza vertical = 329,03 kN/m.

EMPUJES DEL TERRENO

Operando de igual modo que en el cálculo de los empujes realizado para la cimentación directa, se obtiene la siguiente ley de empujes sobre el trasdós virtual:

Cota (m)	Empuje H (kN/m ²)	Empuje V (kN/m ²)
63,91	3,050	1,761
63,51	5,672	3,275
58,00	31,050	21,044
57,00	38,057	24,770
55,40	54,465	27,467

Además de esta ley de empujes, también se transmiten a la cimentación los pesos P1, P2, P3 y P4 del terreno que se sitúa sobre ella, cuya resultante se de 334,36 kN/m.

Del mismo modo que se ha realizado con el resto de acciones, se trasladan todas estas acciones a la base del encepado, resultando los siguientes esfuerzos:

- Fuerza vertical = 467,06 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 211,48 kN/m.
- Momento máximo = 902,564 kNm/m.

ESFUERZOS TOTALES

Las resultantes de esfuerzos transmitidos por todas las acciones a la base de la zapata son:

- Fuerza vertical máxima = 1236,79 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 836,85 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 368,77 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 138,87 kN/m.
- Momento máximo = 419,53 kNm/m.

9.3.2.2. Comprobaciones relativas a un pilote aislado

De acuerdo con lo dispuesto en la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera es necesario realizar las comprobaciones de Estado Límite Último relativas a hundimiento, arranque (en el caso de que haya pilotes traccionados) y rotura horizontal del terreno.

El reparto de esfuerzos verticales en los pilotes así como los horizontales paralelos al estribo se realiza suponiendo el encepado infinitamente rígido y los pilotes se encuentran articulados en cabeza al propio encepado. Este procedimiento es válido de acuerdo con el Artículo 5.7 de la GCOC.

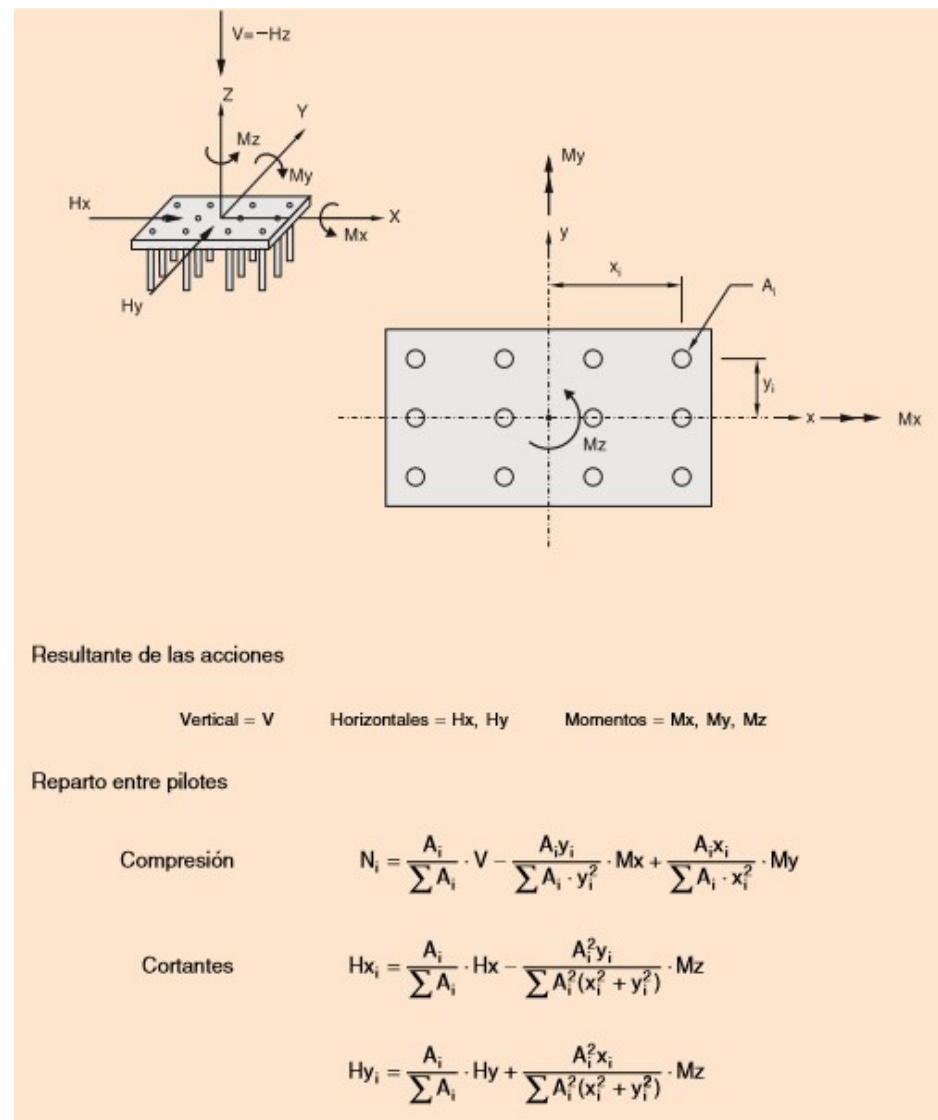


Figura 13. Reparto de esfuerzos verticales y horizontales paralelos al plano del estribo en los pilotes

Dado que todos los pilotes tienen la misma sección, los más comprimidos, soportan una carga $N_{MAX} = 289,37\text{kN}$.

Y los menos comprimidos una de $N_{MIN} = 56,24\text{kN}$.

Por su parte, la carga horizontal paralela al plano del estribo se reparte igualitariamente entre todos los pilotes. Cada uno deberá resistir 23,14 kN.

Por su parte, los esfuerzos horizontales perpendiculares al plano del muro tienen una gran relevancia en el diseño de la cimentación y su valor es bastante elevado. Se considerará un reparto de estas fuerzas teniendo en cuenta el efecto barrera de los mismos. De acuerdo con el artículo 5.6.5. de la GCOC, dicho reparto se puede realizar con el método descrito en la siguiente imagen, que consiste en definir que cada fila de pilotes resiste el doble de fuerza horizontal que la anterior.

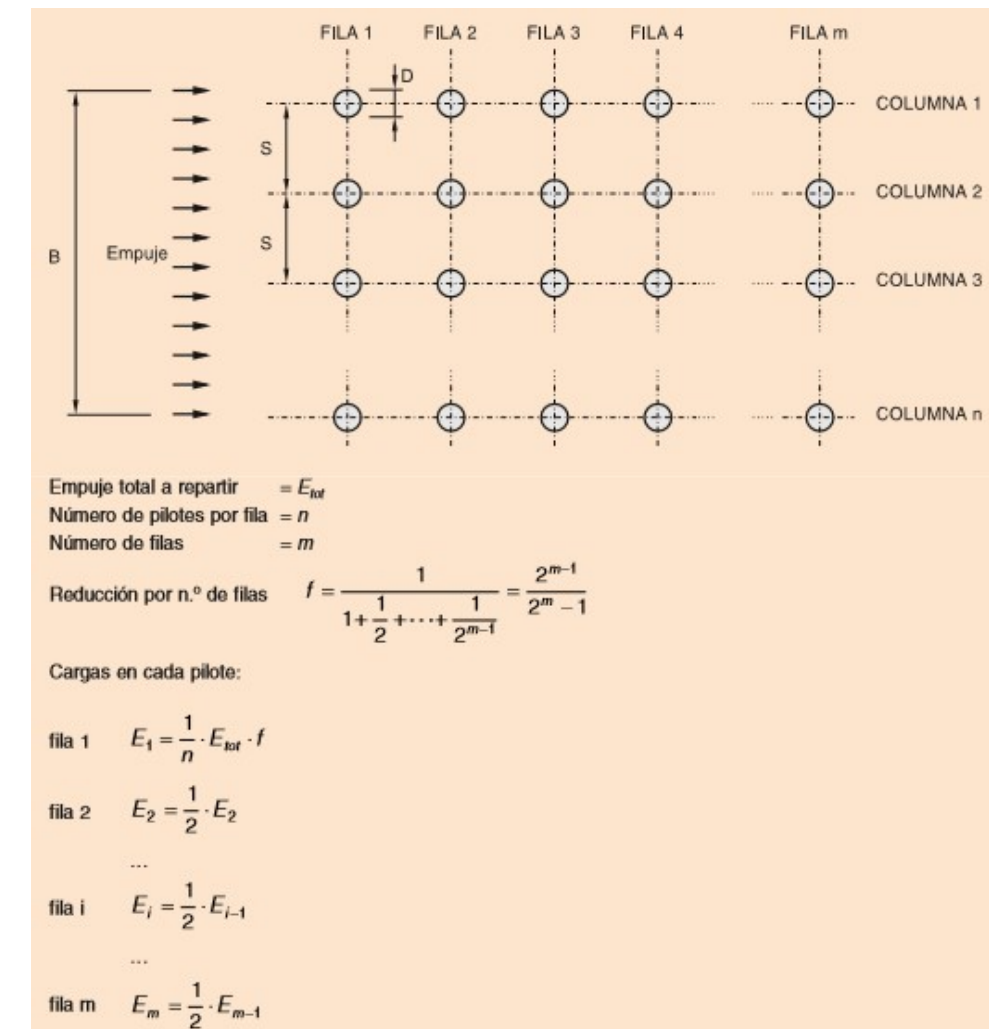


Figura 14. Reparto de esfuerzos horizontales perpendiculares al plano del estribo en los pilotes

En el metro lineal de cimentación calculado existen 6 filas, cada una con 1 pilote. Se tiene por tanto un valor $f = 0,5079$ y un empuje horizontal máximo de 187,31 kN.

En resumen, los esfuerzos de cálculo del pilote más cargado son:

- Compresión máxima = 289,37 kN.
- Tracción máxima = (no aparecen)
- Fuerza horizontal máxima = $\sqrt{187,31^2 + 23,14^2} = 188,74 \text{ kN}$.

9.3.2.2.1. Comprobación de hundimiento de un pilote aislado

Se calcula la carga vertical representativa como:

$$Q_{sv} = \max \{Q_A ; Q_B ; Q_C\}$$

Donde QA es la carga vertical sobre el pilote más solicitado en situación persistente calculado con combinación de acciones permanente.

QB es la carga sobre el pilote más solicitado en cualquiera de las dos situaciones y combinaciones de acciones siguientes, dividida por 1,1.

Mayor valor entre los correspondientes a las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias y de corto plazo.

Mayor valor de entre las situaciones transitorias y de corto plazo con la combinación de acciones casi permanente.

QC es la carga sobre el pilote más solicitado en cualquier situación accidental, dividida por 1,25.

Como se ha explicado anteriormente, el dimensionamiento de la cimentación se está llevando a cabo con los esfuerzos en situación sísmica (accidental) dado que su valor es muy superior al de los esfuerzos calculados con cualquier otra situación. Se obtiene que el valor de la carga vertical representativa es de $Q_{sv} = 289,37 / 1,25 = 231,50 \text{ kN}$.

Dado que el pilote se haya situado en un terreno con intercalaciones de materiales granulares y cohesivos, se considera que es de tipo misto, por lo que será necesario calcular su resistencia tanto por fuste como por punta.

RESISTENCIA POR FUSTE

Se calcula la resistencia unitaria por fuste en los diferentes estratos mediante dos métodos:

Método indirecto a partir de los resultados del ensayo SPT. Válido para materiales granulares.

Para los materiales no granulares se realiza una estima cón mediante el método alfa, que permite calcular la resistencia por fuste de un terreno a partir de su resistencia a corte sin drenaje.

El cálculo de la resistencia por fuste en los estratos de arenas y gravas se realiza tomando todos los valores de los ensayos SPT y, en primer lugar corregir dichos valores por un coeficiente función de la presión vertical efectiva en el punto de realización del ensayo. Dicha corrección se realiza según la siguiente fórmula:

$$N_{\text{corregido}} = f \cdot N$$

TABLA 4.2. FACTOR DE CORRECCIÓN DEL ÍNDICE N DEL ENSAYO SPT POR EL EFECTO DE LA SOBRECARGA EFECTIVA DE LAS TIERRAS

PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*) AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN, f $N_{\text{corregido}} = f \cdot N$
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 ó mayor	0,5

(*) Se refiere al momento en el que se realiza el ensayo.

Se obtienen los siguientes valores corregidos de los resultados de los ensayos realizados sobre arenas:

σ'	N	f	N60
212,8	65	0,51875	33,71875
22	10	1,94	19,4
240,3	49	0,56045	27,46205
31,5	90	1,278	115,02
82	32	1,488	47,616

El resultado del cuarto ensayo se descarta por ser superior a 90 y distar en gran medida del resto. De todos los demás se realiza la media que vale 32,05.

Con dicho valor se estima el rozamiento unitario por fuste en los estratos de gravas y arenas de 64,1 kN/m2.

Por su parte, los terrenos cohesivos compuestos por arcillas y limos se calcula que tienen un valor calculado según la ecuación siguiente, para la cual se ha estimado la resistencia a corte sin drenaje del material en 192 kPa:

q_f = \frac{100 * s_u}{100 + s_u} = 191,63 \text{ kN/m}^2

De acuerdo con las áreas de contacto y sus respectivas resistencias por fuste unitarias, la resistencia por fuste es de 542,40 kN.

RESISTENCIA POR PUNTA

Se estima la resistencia por punta en terrenos cohesivos como 9 su, resultando un valor de 1728 kPa. Por su parte la de los terrenos arenosos se calcula con la fórmula indicada en el Artículo 5.2.1.1 de la GCOC, resultando para un pilote de 0,3 metros de diámetro qp = 5769 kPa.

La punta del pilote se localiza sobre un estrato de arcillas, por tanto el pilote tendrá una resistencia por punta de 1728 kPa.

CARGA DE HUNDIMIENTO

Se calcula la carga de hundimiento en 560,70 kN como suma de la resistencia por fuste y por punta. Dividiendo dicha carga por un coeficiente de seguridad F que de acuerdo con lo dispuesto en la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera debe ser de cómo mínimo 2,2, se calcula la carga admisible de 254,86 kN.

TOPE ESTRUCTURAL

Se debe comprobar la resistencia del pilote como elemento estructural. De manera simplificada, la GCOC establece un tope estructural que se calcula como 0,3 por el axil que provocaría el agotamiento de la sección bruta de hormigón. El valor del tope estructural del pilote calculado es de 636,17 kN.

CARGA ÚTIL

Restando al menor de los valores entre la carga de hundimiento y el tope estructural, que en el caso estudiado es el primero holgadamente, el peso efectivo del pilote (resultante del peso del mismo y el empuje del agua desplazada, se obtiene una carga útil de 238,61.

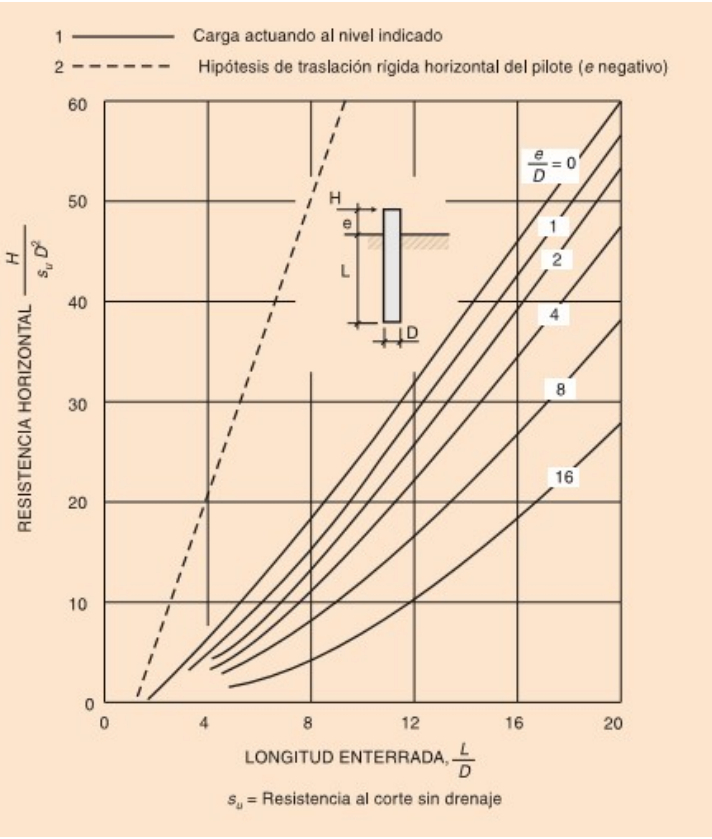
Se comprueba que dicha fuerza tiene un valor superior a Qsv.

9.3.2.2.2. Comprobación de arranque de un pilote aislado

Dada la no existencia de pilotes traccionados, se da por cumplida dicha comprobación.

9.3.2.2.3. Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado

Dado que el elemento calculado es un estribo, se considerará un valor e de 3 metros (la mitad del total del estribo). Teniendo una longitud L = 10 metros el total del pilote, se obtiene:



El valor aproximado de H / (s_u D^2) es de 40, lo que permite movilizar una fuerza horizontal máxima de 306 kN.

Este valor es superior al de la fuerza horizontal máxima que se podría transmitir a los pilotes, por lo que se da la condición como cumplida.

9.3.2.3. Comprobaciones relativas al grupo de pilotes

Según especifica la Guía de Cimentaciones para Obras de Carreteras, para realizar el cálculo de seguridad frente a hundimiento de un grupo de pilotes, dicho grupo se asimilará a un gran pilote (pilote virtual equivalente) cuya sección transversal sea tal que circunscriba a todas las secciones transversales de los pilotes y del terreno que existen entre ellos. Como longitud del pilote virtual se tomará la media de los pilotes del grupo. Como contorno virtual del pilote virtual equivalente se considerará el correspondiente a la sección transversal antes indicada y sobre él se aplicará la misma resistencia unitaria por el fuste que se le aplicaría a un pilote aislado. Como peso del pilote virtual se tomará la suma de los pesos de los pilotes y la del terreno dentro del grupo.

Teniendo esto en cuenta, se realizará el mismo cálculo que el del pilote aislado, pero cambiando ciertos parámetros de cálculo por la sección de 1 metro de ancho del grupo de pilotes:

- Área del pilote virtual = 3,9 m².
- Perímetro del pilote virtual = 2 m.
- Carga vertical representativa = 1236 kN (la total que llega a 1 metro más cargado de la cimentación).

Procediendo de igual modo que anteriormente, se obtiene una carga útil del grupo de pilotes de 905 kN, comprobándose por tanto la seguridad frente a hundimiento del grupo de pilotes.

9.4. Comprobaciones relativas al estribo derecho

Dada la semejanza en los materiales sobre los que cimentan ambos estribos, además de en las dimensiones y los esfuerzos transmitidos por el tablero a los mismos, se prevé que la cimentación del estribo derecho sea de características muy similares a las del izquierdo. Se procede a continuación a comprobar que la misma cimentación que la diseñada para el estribo izquierdo permitiría comprobar su seguridad.

9.4.1. Cálculo con cimentación profunda

9.4.1.1. Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado

Del modelo de cálculo se han obtenido las siguientes reacciones:

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
k	ELUSisEnvol	Max	4813,901	4264,293	10049,325	0	0	149,5721
k	ELUSisEnvol	Min	-3973,437	-4251,452	4448,277	-3143,0549	0	-150,0157
k	ELUPerEnvol	Max	497,385	173,016	7019,828	3141,1609	0	17,2246
k	ELUPerEnvol	Min	-343,306	-169,713	2408,081	-17599,971	0	-19,4426

Procediendo del mismo modo que en el caso del estribo izquierdo, se obtienen los siguientes esfuerzos totales en la base del encepado:

- Fuerza vertical máxima = 1190,45 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 795,41 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 355,66 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 138,90 kN/m.
- Momento máximo = 358,42 kNm/m.

9.4.1.2. Comprobaciones relativas a un pilote aislado

Realizando el reparto de esfuerzos entre pilotes descrito anteriormente, se calculan los siguientes esfuerzos en el pilote más cargado:

- Fuerza vertical máxima = 269,62 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 61,45 kN/m.
- Fuerza horizontal máxima = 182,13 kN/m.

Con dichos esfuerzos se procede a calcular la estabilidad del pilote más cargado.

9.4.1.2.1. Comprobación de hundimiento de un pilote aislado

La carga vertical representativa toma el valor de 215,62 kN, en este caso

Operando del mismo modo, y suponiendo las mismas resistencias por punta y por fuste de los materiales granulares y cohesivos, que en el estribo izquierdo, además de despreciando la resistencia por fuste del material compuesto por rellenos de origen antrópico, se calcula la carga útil, que resulta de 241,65.

Se considera por tanto como cumplida dicha condición.

9.4.1.2.2. Comprobación de arranque de un pilote aislado

Dada la no existencia de pilotes traccionados, se da por cumplida dicha comprobación.

9.4.1.2.3. Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado

De acuerdo con los criterios anteriormente expuestos al respecto, se calcula la resistencia a fuerzas horizontales en 334 kN, valor superior a la máxima fuerza transmitida, por lo que se cumple la condición de resistencia.

9.4.1.3. Comprobaciones relativas al grupo de pilotes

Las características del grupo de pilotes cuya comprobación de hundimiento se procede a realizar son:

- Área del pilote virtual = 3,9 m².
- Perímetro del pilote virtual = 2 m.
- Carga vertical representativa = 1190,45 kN (la total que llega al metro más cargado de la cimentación).

Procediendo de igual modo que anteriormente, se obtiene una carga útil del grupo de pilotes de 895,53 kN, comprobándose por tanto la seguridad frente a hundimiento del grupo de pilotes.

9.5. Comprobaciones relativas a la pila izquierda

Se procede a realizar el cálculo de la cimentación de la pila izquierda. Para dicho cálculo se han realizado las mismas hipótesis en cuanto a las acciones y al reparto de esfuerzos adoptadas para el cálculo de los estribos.

9.5.1. Cálculo con cimentación superficial

9.5.1.1. Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base de la zapata

Del modelo de cálculo se han obtenido las siguientes reacciones:

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
d	ELUSisEnvol	Max	7471,632	7889,94	87306,694	0	0	167,5503
d	ELUSisEnvol	Min	-8211,428	-7866,175	40782,079	-6286,2221	0	-167,0581
d	ELUPerEnvol	Max	384,265	314,112	45142,729	11708,2724	0	27,21
d	ELUPerEnvol	Min	-523,759	-314,112	36310,575	-38456,074	0	-24,7494

Se procede en primer lugar al cálculo de la cimentación con unas dimensiones estimadas de 2 metros de voladizo desde el entronque con la pila hacia ambos lados y canto de 1 metro. Estas dimensiones, del mismo modo que se ha procedido anteriormente, son susceptibles de ser cambiadas en cualquier momento del cálculo.

Dadas dichas dimensiones, trasladando las fuerzas transmitidas por el tablero, además del peso propio de la cimentación y el peso de los materiales que se sitúan sobre la zapata (incluido el manto de escollera de 1,10 metros de espesor con peso específico 26,5 kN/m³), se obtienen los siguientes esfuerzos en el centro de gravedad de la base de la zapata:

- Fuerza vertical máxima = 8033,17 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 1604,70 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 511,90 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 487,94 kN/m.
- Momento máximo = 4523,67 kNm/m.

9.5.1.2. Comprobación de Estados Límites Últimos

9.5.1.2.1. Deslizamiento

Dadas los anteriores datos, y calculando la fuerza que produciría un deslizamiento de la zapata del mismo modo que se ha realizado en el caso de los estribos, se obtiene una fuerza de 542,12 kN.

La fuerza horizontal máxima que requiere resistir la cimentación es de 707,20 kN, por lo que el coeficiente de seguridad frente a deslizamiento es inferior a 1,1 y no se cumple por tanto la condición de deslizamiento.

Realizando un cálculo iterativo se ha llegado a la conclusión de que las dimensiones mínimas de la cimentación para soportar las fuerzas horizontales a las que está sometida son de 4,5 metros de voladizo desde el entronque del pilar en ambos sentidos, y 2,25 metros de canto.

Dichas dimensiones se consideran desproporcionadas, por lo que se desestima la posibilidad de realizar una cimentación superficial para la pila izquierda.

9.5.2. Cálculo con cimentación profunda

De un proceso de cálculo se ha determinado que las dimensiones adecuadas para asegurar el correcto funcionamiento de la cimentación son de 2 metros de voladizo desde el entronque de la pila en ambas direcciones, situando 9 pilotes de diámetro 30 cm en la dirección transversal al muro con una separación entre centros de 0,6625 metros, y en la dirección longitudinal los mismos pilotes dispuestos con una separación entre centros de 0,6 metros.

9.5.2.1. Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado

Procediendo del mismo modo que en el los casos anteriores, se obtienen los siguientes esfuerzos totales en la base del encepado:

- Fuerza vertical máxima = 8033,17 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 1604,70 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 511,90 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 487,94 kN/m.
- Momento máximo = 4523,67 kNm/m.

9.5.2.2. Comprobaciones relativas a un pilote aislado

Realizando el reparto de esfuerzos entre pilotes descrito anteriormente, se calculan los siguientes esfuerzos en el pilote más cargado:

- Fuerza vertical máxima = 889,00 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = -246,47 kN/m.
- Fuerza horizontal máxima = 157,27 kN/m.

Con dichos esfuerzos se procede a calcular la estabilidad del pilote más cargado.

9.5.2.2.1. Comprobación de hundimiento de un pilote aislado

La carga vertical representativa toma el valor de 711,20 kN, en este caso.

Operando del mismo modo, y suponiendo las mismas resistencias por punta y por fuste de los materiales granulares y cohesivos, que en los apartados anteriores, se calcula la carga útil, que resulta de 722,24 kN.

Se considera por tanto como cumplida dicha condición.

9.5.2.2.2. Comprobación de arranque de un pilote aislado

Existen pilotes con cargas a tracción en situación accidental. La GCOC estipula que la máxima resistencia a tracción de un pilote es 0,7 por la carga por fuste del pilote.

La carga por fuste calculada es de 1320,07 kN, por lo que la máxima tracción admisible es de 824,05 kN. Dado que la máxima que puede darse es de 246,47, se cumple la comprobación.

9.5.2.2.3. Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado

En este caso, la GCOC especifica que el valor de e corresponda con la distancia hasta el punto de momento flector nulo. Del lado de la seguridad, se considerará que la distancia e se mide desde el centro de la pila.

De acuerdo con los criterios establecidos en la GCOC, se calcula una carga horizontal máxima de 345 kN aproximadamente, con un valor superior a los 157,27 kN que es el máximo que podría llegar a alcanzarse.

9.5.2.3. Comprobaciones relativas al grupo de pilotes

Las características del grupo de pilotes cuya comprobación de hundimiento se procede a realizar son:

- Área del pilote virtual = 5,6 m2.
- Perímetro del pilote virtual = 2 m.

- Carga vertical representativa = 8033,17 kN (la total que llega al metro más cargado de la cimentación).

Procediendo de igual modo que anteriormente, se obtiene una carga útil del grupo de pilotes de 895,53 kN, comprobándose por tanto la seguridad frente a hundimiento del grupo de pilotes.

9.6. Comprobaciones relativas a la pila derecha

Dada la semejanza en los materiales sobre los que cimentan ambas pilas, además de en las dimensiones y los esfuerzos transmitidos por el tablero a las mismas, se prevé que la cimentación la pila derecha sea de características muy similares a las de la izquierda. Se procede a continuación a comprobar que la misma cimentación que la diseñada para la pila izquierda permitiría comprobar su seguridad.

9.6.1. Cálculo con cimentación profunda

9.6.1.1. Cálculo de esfuerzos transmitidos a la base del encepado

Del modelo de cálculo se han obtenido las siguientes reacciones:

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
h	ELUSisEnvol	Max	8033,55	7887,733	91051,516	0	0	166,2421
h	ELUSisEnvol	Min	-7263,967	-7863,975	44475,496	-6286,2221	0	-166,7317
h	ELUPerEnvol	Max	529,28	314,024	48887,551	11708,2726	0	24,7327
h	ELUPerEnvol	Min	-370,539	-314,024	40003,992	-38456,074	0	-27,181

Procediendo del mismo modo que en el caso del estribo izquierdo, se obtienen los siguientes esfuerzos totales en la base del encepado:

- Fuerza vertical máxima = 7450,08 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = 1947,10 kN/m.
- Fuerza horizontal perpendicular al plano del estribo máxima = 511,90 kN/m.
- Fuerza horizontal paralela al plano del estribo máxima = 487,94 kN/m.
- Momento máximo = 3291,53 kNm/m.

9.6.1.2. Comprobaciones relativas a un pilote aislado

Realizando el reparto de esfuerzos entre pilotes descrito anteriormente, se calculan los siguientes esfuerzos en el pilote más cargado:

- Fuerza vertical máxima = 753,85 kN/m.
- Fuerza vertical mínima = -1277,37 kN/m.
- Fuerza horizontal máxima = 157,27 kN/m.

Con dichos esfuerzos se procede a calcular la estabilidad del pilote más cargado.

9.6.1.2.1. Comprobación de hundimiento de un pilote aislado

La carga vertical representativa toma el valor de 603,08 kN, en este caso

Operando del mismo modo, y suponiendo las mismas resistencias por punta y por fuste de los materiales granulares y cohesivos, que anteriormente, se calcula la carga útil, que resulta de 722,24 kN.

Se considera por tanto como cumplida dicha condición.

9.6.1.2.2. Comprobación de arranque de un pilote aislado

De acuerdo con los criterios establecidos en la GCOC, se calcula una carga horizontal máxima de 332 kN aproximadamente, con un valor superior a los 157,27 kN que es el máximo que podría llegar a alcanzarse.

9.6.1.2.3. Comprobación de resistencia horizontal de un pilote aislado

De acuerdo con los criterios anteriormente expuestos al respecto, se calcula la resistencia a fuerzas horizontales en 334 kN, valor superior a la máxima fuerza transmitida, por lo que se cumple la condición de resistencia.

9.6.1.3. Comprobaciones relativas al grupo de pilotes

Las características del grupo de pilotes cuya comprobación de hundimiento se procede a realizar son:

- Área del pilote virtual = 5,6 m2.
- Perímetro del pilote virtual = 2 m.
- Carga vertical representativa = 7450,08 kN (la total que llega al metro más cargado de la cimentación).

Procediendo de igual modo que anteriormente, se obtiene una carga útil del grupo de pilotes de 12058,56 kN, comprobándose por tanto la seguridad frente a hundimiento del grupo de pilotes.

10. RECOMENDACIONES

10.1. Tipologías de cimentación

A partir de lo dispuesto en el presente Anejo, se desprende que resulta conveniente la realización de cimentaciones indirectas con las dimensiones descritas en el los apartados previos, para asegurar el cumplimiento de las condiciones exigibles a las mismas.

10.2. Excavabilidad

Del estudio de ripabilidad del terreno llevado a cabo mediante Sísmica de refracción se han detectado velocidades sísmicas de propagación de las ondas de compresión (Ondas P) de entre 300 y 900 m/s. De acuerdo con lo indicado en el estudio:

- | | |
|---------------------------|--------------------|
| • $v_p < 600$ m/s | Materiales sueltos |
| • $v_p = 600 - 1300$ m/s | Ripado fácil |
| • $v_p = 1300 - 1700$ m/s | Ripado normal |
| • $v_p = 1700 - 1850$ m/s | Ripado duro |
| • $v_p > 1850$ m/s | No son ripables |

Por tanto los materiales que encontramos son fácilmente ripables. Los mayores valores de v_p detectados, probablemente corresponden con terrenos más consolidados o lentejones de gravas, que cuando afloren pueden producir que el ripado se convierta en algo más costoso.

11. BIBLIOGRAFÍA

[1]. *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*, Ministerio de Fomento, 2009.

[2]. *IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*, Ministerio de Fomento, 2011.

[3]. Rodríguez Ortiz, J. M. et al. *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos, Madrid. 1986

[4]. *Dirección General de Carreteras: Control de la erosión fluvial*.