

DOCUMENTO N° 1. MEMORIA Y ANEJOS
**ANEJO 13. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE
ESTRUCTURAS**

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	5
2	GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN	5
3	ESTIMACIÓN DE CARGAS.....	7
4	ESTRATIGRAFÍA	8
5	ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN.....	13
6	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE LOS PILONOS.....	15
7	COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LOS PILONOS P-14 Y P-15.....	15
8	COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LAS PILAS P-13 Y P-16.....	18
9	CONSIDERACIONES SOBRE ACTUACIONES DE MEJORA DE LA CIMENTACIÓN.....	19
	APÉNDICE 1. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TERRENO	23

1 INTRODUCCIÓN

El objeto del Proyecto es sustituir de los tirantes del Puente del Centenario (Sevilla), lo que permitiría liberar espacio en el tablero actual (Fase 1). También se ha proyectado la posible ampliación del tablero con dos calzadas laterales (Fase 2). El alcance de este Anejo del Proyecto se limita a las pilas 13 y 16 y a las torres o pilonos 14 y 15.

El objeto de este Anejo n° 7 ("Cimentación de estructuras") es analizar si las cimentaciones actuales podrían transmitir correctamente las nuevas cargas al cimiento. Si el resultado no fuera favorable, se propondría unas actuaciones para mejorar el comportamiento de la cimentación. Como se explicará más adelante en este Anejo, el aspecto fundamental es evaluar los posibles asentamientos adicionales producidos por las nuevas cargas producidas por las actuaciones en el puente. Para ello, se ha revisado la información disponible de las cimentaciones actuales, así como se han analizado los datos obtenidos durante la campaña geotécnica complementaria realizada por CEMOSA (los datos se pueden consultar en el Anejo de Geotecnia de este Proyecto).

Para la redacción de este Anejo se ha empleado la siguiente documentación:

- Proyecto de Construcción del Tramo Suroeste de la Circunvalación de Sevilla (1987). Se ha dispuesto de la Memoria del Proyecto y del Anejo de Cimentaciones de Estructuras.
- Proyecto Modificado n° 1 (1991). Se ha podido consultar la Memoria, el Anejo Geotécnico, Justificación de cimentación don elementos portantes y los Planos.
- Planos de la liquidación provisional (1994)
- Artículo de Fernández Ordóñez et al, titulado "El puente del Centenario sobre la dársena del río Guadalquivir, en Sevilla". Publicado en la Revista de Obras Públicas en 1992.

Además, se ha dispuesto del Informe Geotécnico elaborado por CEMOSA donde se resumen los resultados de la campaña geotécnica complementaria realizada en el mes de octubre del año 2018.

Por último, indicar que durante la redacción de este Proyecto se pudo contactar con el técnico de la constructora que diseñó la cimentación actual del puente, pudiendo conocer algunos detalles del diseño, así como información de detalle de los datos del control de obra, del proceso de ejecución... Parte de esta información se incluye en el artículo antes indicado de la Revista de Obras Públicas ("El puente del Centenario sobre la dársena del río Guadalquivir, en Sevilla").

Por encargo de Fhecor, este Anejo ha sido redactado por los técnicos de Ingeniería del Suelo.

2 GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN

En este apartado se incluye la geometría de las cimentaciones objeto de estudio en este Proyecto. Las figuras que se incluyen han sido copiadas del Proyecto Modificado n° 1.

En primer lugar, se resumen los datos principales sobre la geometría de la cimentación de los apoyos P-14 y P-15.

La cimentación estaría realizada con módulos de pantalla de 2,5 m de longitud y 0,8 m de ancho. En todos los casos se han realizado 6 módulos o paneles de pantalla de manera consecutiva, dando lugar a un elemento portante de 15 m x 0,8 m. En el apoyo P-14 se han ejecutado 5 elementos portantes separados 4,525 m en cada una de las dos pilas. Ver Figura n° 1.

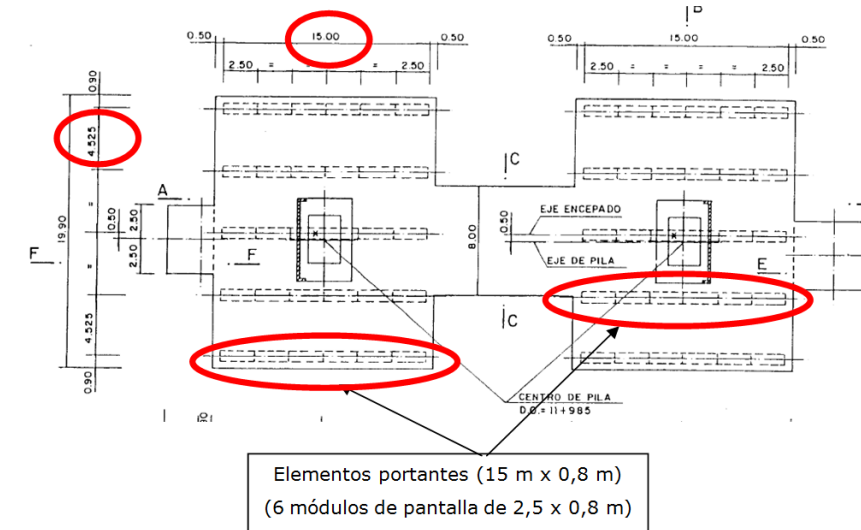


Figura n° 1.- Planta de la cimentación del pilono P-14 (copiada del Proyecto Modificado n° 1)

En el apoyo P-15 los elementos portantes de cada pila están también constituidos por 6 paneles o módulos de pantalla, pero en este caso son 7 elementos en vez de 5 en cada una de las pilas. La separación entre los elementos portantes es de 3 m. Ver Figura n° 2.

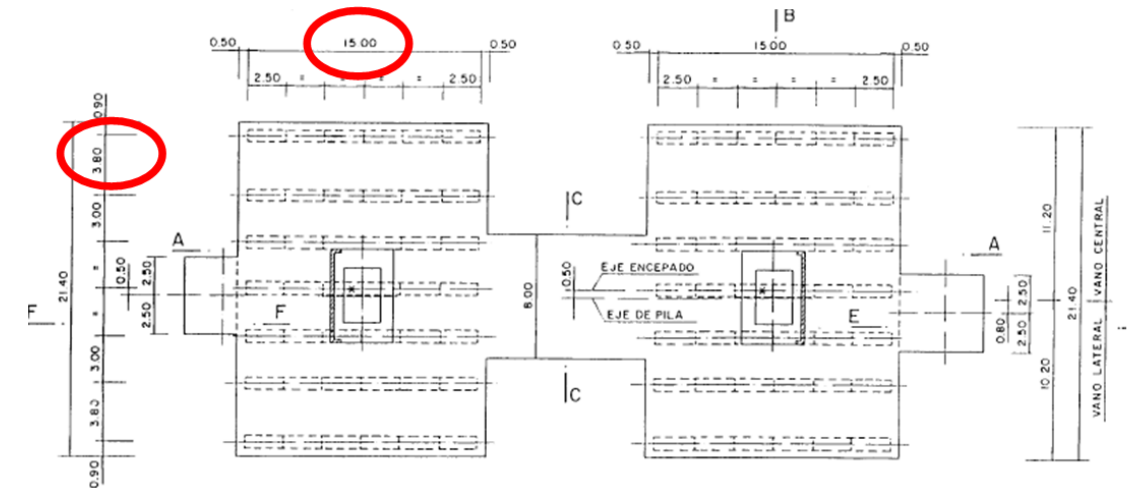


Figura n° 2.- Planta de la cimentación del pilono P-15 (copiada del Proyecto Modificado n° 1)

En cuanto a las cotas, si se consultan los planos del Proyecto Modificado n° 1 (ver Figura n° 3), se conocen los siguientes datos:

- Cota superior del encepado: +6 m.
- Cota inferior del encepado: +6 m - 4 m = +2 m.

A partir de estos datos y como se indica la longitud de las pantallas es posible estimar la cota de apoyo de las mismas.

- Cota de apoyo de la punta de las pantallas P-14: +6-20 = -14 m

A partir del plano del pilono P-15 se obtiene, de manera análoga, la posición de la punta de la pantalla.

- Cota de apoyo de la punta de las pantallas¹ P-15: -12 m

En el caso del pilono 14, en los planos del Proyecto Modificado n° 1, se indica que la penetración en la zona de gravas y arenas es de 4,5 m y en el pilono P-15, 2 m.

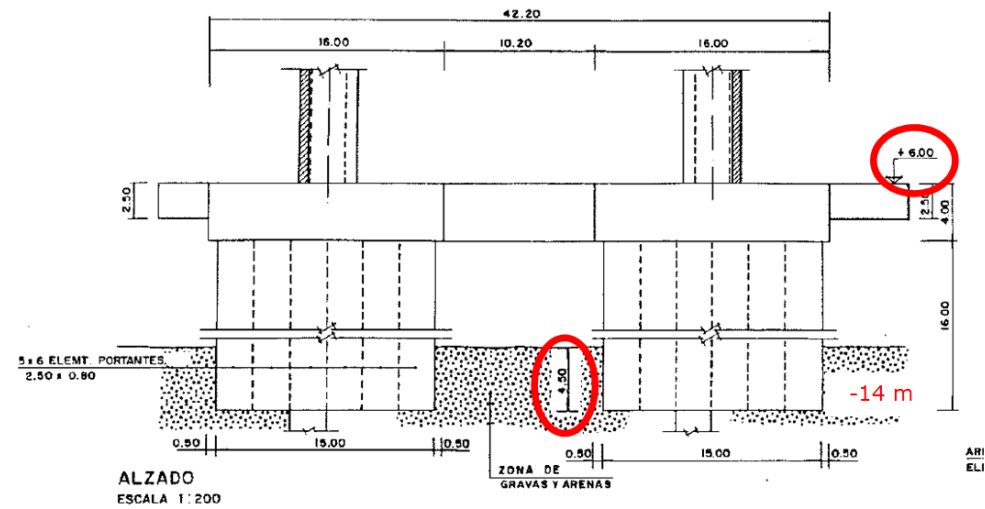


Figura n° 3.- Alzado de la cimentación del pilono P-14. (copiada del Proyecto Modificado n° 1)

Como se comentará más adelante en el informe, el espesor de la capa de gravas, de acuerdo a la información disponible al realizar el Proyecto Modificado n° 1, era de 7 m en el pilono P-14 y 6 m en el pilono P-15. Por tanto, bajo la punta de los elementos portantes el espesor de gravas sería de 2,5 m en el pilono P-14 y 5 m en el pilono P-15.

En el plano 2.7.3.0 del Proyecto Modificado n° 1 se indica que a través de unos tubos de PVC de 90 mm se realizó la inyección del terreno como mejora del contacto del fondo de los elementos portantes. No se indica la técnica de ejecución (mediante tubo-manguito, mediante colocación de un obturador en el fondo del tubo...), ni el tipo de fluido de inyección (mortero, lechada...), ni las presiones aplicadas... *En cualquier caso, la inyección de la zona de la punta es una medida muy favorable para asegurar el buen comportamiento de la cimentación ya que recomprime el terreno, aumentando su resistencia y disminuyendo su deformabilidad.*

Tras consultar con el técnico responsable de la solución de cimentación del Proyecto Modificado n° 1 parece que la inyección se realizó obturando en el fondo del tubo. Según parece, durante la inyección, parte de la lechada salía por el tubo contiguo.

A continuación, se describen las cimentaciones de las pilas P-13 y P-16 contiguas a los pilonos P-14 y P-15 que se acaban de detallar.

En la Figura n° 4 se muestra una planta con la cimentación de las pilas P-13 y P-16, tal como viene definida en el Proyecto Modificado n° 1. Como se puede ver cada apoyo está cimentado mediante cuatro módulos de pantalla de 2,5 m x 0,8 m. Los cuatro módulos de pantalla están unidos por un encepado de 8,5 m x 7,8 m.

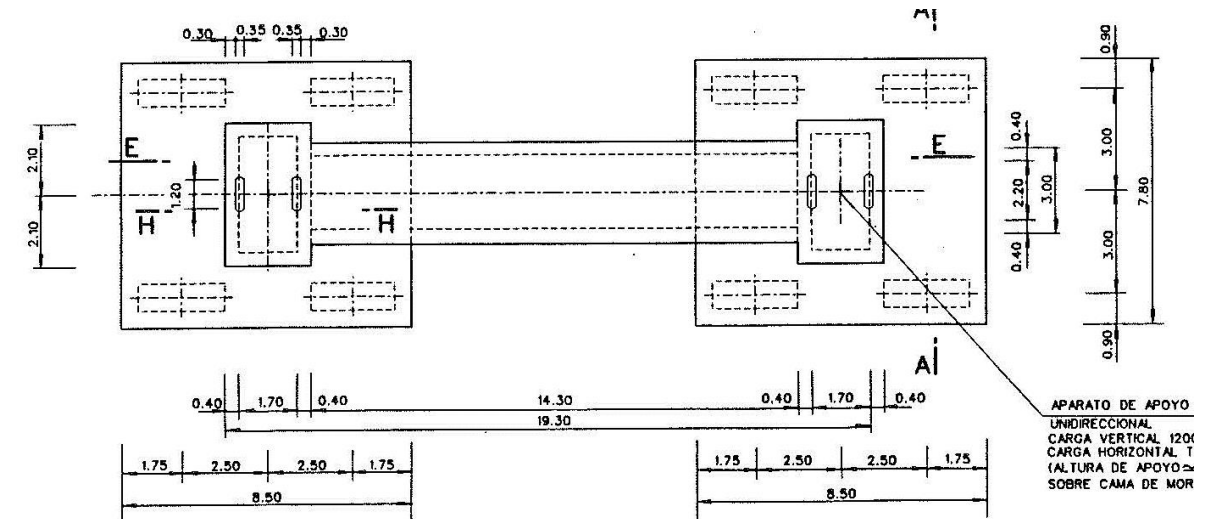


Figura n° 4.- Planta de la cimentación de las pilas P-13 y 16 (copiada del Proyecto Modificado n° 1)

Las pantallas profundizan hasta penetrar en las gravas 4 m en el caso de la pila P-13 y 3,50 m en la pila P-16.

En la Figura n° 5 se puede consultar el plano del Modificado n° 1 con el alzado de la cimentación de las pilas P-13 y P-16.

¹ De acuerdo al plano del Proyecto Modificado n° 1, el módulo de pantalla (2,5 m x 0,8 m) colocado bajo el pilono penetrará en las margas 3 m, siendo su longitud de 19 m (igual en ambos apoyos: P-14 y P-15).

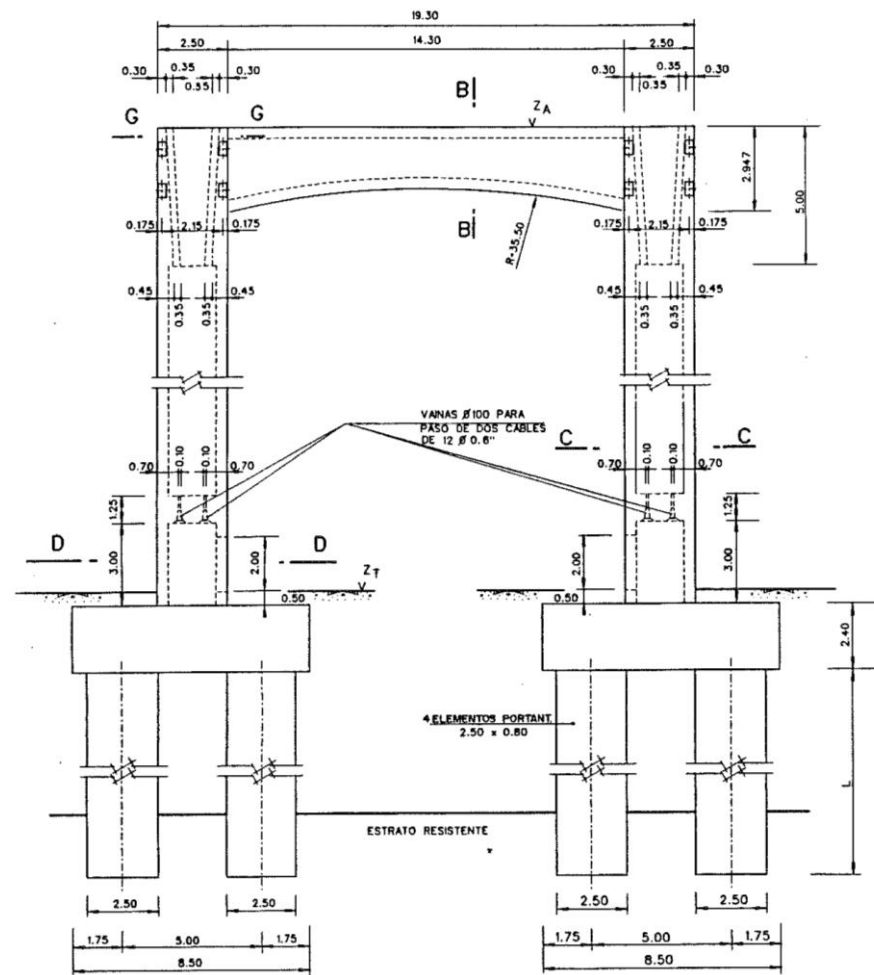


Figura n° 5.- Alzado de la cimentación de las pilas P-13 y P-16 (copiada del Proyecto Modificado n° 1)

3 ESTIMACIÓN DE CARGAS

Para la redacción de este Anejo, Fhecor ha realizado una estimación de las cargas transmitidas a la cimentación de los pilonos P-14 y P-15. Los valores han sido calculados tanto para la hipótesis característica como para la frecuente y corresponden a la carga por apoyo del pilono². Ver Tabla I. En la Tabla II se han estimado las cargas en el elemento portante más solicitado en cada una de las cimentaciones. Como se puede ver las acciones transmitidas por las pilas a la cimentación son iguales tanto en el pilono P-14 como en el pilono P-15. En cambio, sobre los elementos portantes, (al ser diferente el número de ellos en cada pila) sí que existen diferencias entre cada apoyo.

El criterio de signos empleado ha sido que el eje z es en vertical y el eje x es el que sigue el eje longitudinal del viaducto.

Se puede comprobar que la sustitución de los tirantes y la ampliación del tablero (Fase 2) produciría un incremento en la carga vertical³ en la base del apoyo será del 84% (pasa de 113,7 MN a 209,9 MN) para la combinación característica y del 89% para la combinación frecuente (de 102,7 MN a

² Cada pilono tiene dos apoyos.

³ Se han comparado los valores correspondientes a la envolvente de N

195,1 MN). Si sólo se realizara la Fase 1 el incremento sería del 40% para la combinación característica (de 113,7 MN a 159,0 MN) y del 45% en la frecuente (de 102,7 MN a 149,0 MN).

Tabla I.- Estimación de acciones actuales y futuras (P-14 y P-15)

	Pz (kN)	Py (kN)	Px (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mx (kNm)
ELS Caract Fase 0	-113705	-3041	-1315	5937	346302	-53628
ELS Frecuente Fase 0	-102659	-945	-408	4691	226714	-11315
ELU Fase 1	-214016	-4563	-2112	6777	629223	-353967
ELA Sismo Fase 1	-169868	-11635	-2348	-406	-426599	-434965
ELS Caract Fase 1	-152678	-426	-4076	10234	652113	-164990
ELS Frecuente Fase 1	-149052	-567	-936	2974	364955	-154069
ELU Fase 2	-282602	-4441	5443	-5042	-326755	-442352
ELA Sismo Fase 2	-243703	-13477	-6998	26	-504676	-619451
ELS Caract Fase 2	-209950	-3030	4049	-3733	-260454	-319351
ELS Frecuente Fase 2	-195059	-841	2403	-2347	-239371	-218955

De manera análoga, en la

Tabla III y Tabla IV se resumen las cargas actuales y futuras de las pilas P-13 y P-16. Como se puede ver en la Fase 1 la carga se incrementaría en un 50% respecto al a actual mientras que en la Fase 2 se duplicaría

A partir de esos valores se ha estimado las reacciones y tensiones por módulos de pantalla. Ver Tabla V.

Tabla II.- Estimación de reacciones en módulos de pantalla (P-14 y P-15)

	PILA 14		PILA 15	
	Reacción en módulo pantalla (MN)	Tensión (kg/cm ²)	Reacción en módulo pantalla (MN)	Tensión (kg/cm ²)
ELS Caract Fase 0	8.0	40.1	5.9	29.4
ELS Frecuen Fase 0	6.2	31.0	4.5	22.6
ELS Caract Fase 1	11.8	59.2	8.7	43.5
ELS Frecuen Fase 1	9.7	48.6	7.1	35.3
ELS Caract Fase 2	13.1	65.3	9.6	48.0
ELS Frecuen Fase 2	11.6	58.1	8.5	42.6

Tabla III.- Estimación de las cargas en pila P-13

	Pz (kN)	Py (kN)	Px (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mx (kNm)
ELS Caract Fase 0	-11448	491	0	0	7885	7258
ELS Frecuen Fase 0	-8407	58	0	0	5663	491

ELU Fase 1	-23842	914	-85	-40	16618	19225
ELA Sismo Fase 1	-22123	-7043	-567	-151	-27200	-134181
ELS Caract Fase 1	-17578	608	-63	-30	11908	12876
ELS Frecuen Fase 1	-14450	-13	-63	-30	9655	320
ELU Fase 2	-32150	1152	0	0	23311	27701
ELA Sismo Fase 2	-26397	-8226	-567	-151	-29474	-156503
ELS Caract Fase 2	-23645	754	0	0	16469	18545
ELS Frecuen Fase 2	-17482	-111	0	0	11841	-298

Tabla IV.- Estimación de las cargas en pila P-16

	Pz (kN)	Py (kN)	Px (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mx (kNm)
ELS Caract Fase 0	-11838	455	0	0	8197	7309
ELS Frecuen Fase 0	-8814	52	0	0	5969	515
ELU Fase 1	-24833	891	85	38	-17388	20029
ELA Sismo Fase 1	-24326	-7236	-603	-142	-31238	-150133
ELS Caract Fase 1	-18306	593	63	28	-12442	13406
ELS Frecuen Fase 1	-15123	-12	63	28	-10134	309
ELU Fase 2	-33071	1063	0	0	24086	27378
ELA Sismo Fase 2	-25614	-6458	-603	-142	-31937	-133561
ELS Caract Fase 2	-24324	695	0	0	16996	18290
ELS Frecuen Fase 2	-18142	-100	0	0	12324	-315

Tabla V.- Estimación de reacciones en módulos de pantalla (P-13 y P-16)

	PILA 13		PILA 16	
	Reacción en módulo pantalla (MN)	Tensión (kg/cm ²)	Reacción en módulo pantalla (MN)	Tensión (kg/cm ²)
ELS Caract Fase 0	5.4	27.0	5.5	27.5
ELS Frecuen Fase 0	3.6	18.1	3.8	19.0
ELS Caract Fase 1	7.5	37.5	7.7	38.3
ELS Frecuen Fase 1	5.3	29.5	6.1	30.5
ELS Caract Fase 2	9.7	48.5	9.9	49.5
ELS Frecuen Fase 2	6.8	33.6	7.0	34.8

4 ESTRATIGRAFÍA

En el mes de octubre de 2018 CEMOSA ha realizado los trabajos de campo de la campaña geotécnica complementaria. El alcance de los mismos ha sido la realización de 4 sondeos con recuperación continua de testigo con toma de muestras inalteradas. Para caracterizar el terreno travesado durante la perforación se han realizado ensayos de penetración estándar tipo SPT y ensayos presiométricos.

El objeto fundamental de estos reconocimientos era establecer la estratigrafía del terreno ya que las características de los distintos materiales son ampliamente conocidas en el entorno de Sevilla.

Los reconocimientos se han replanteado cerca de algunas de las pilas del viaducto actual objeto del Presente Proyecto. En concreto la posición de los sondeos es:

- Sondeo S-1: ubicado cerca de la posición de la pila P-13.
- Sondeo S-2: junto al pilono P-14.
- Sondeo S-3: cerca del pilono P-15.
- Sondeo S-4: en las inmediaciones de la pila P-16.

Las cotas de boca de los sondeos son las siguientes⁴:

- Cota Sondeo S-1: +10,32 m
- Cota Sondeo S-2: +8,24 m
- Cota Sondeo S-3: +6,35 m
- Cota Sondeo S-4: +7,72 m

En este apartado se compara la estratigrafía deducida del plano existente en el Anejo nº 12 del Proyecto Constructivo con la testificación facilitada de los sondeos complementarios ahora realizados por CEMOSA (2018).

Inicialmente se compara en la Tabla VI el espesor de cada una de las capas del terreno en la zona de la pila P-13.

Tabla VI.- Espesor de los distintos estratos. P-13 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pila P-13	Sondeo complementario (2018) S-1
Relleno	3,5	2,0
Arcillas	10,5	14,3
Limos/arenas	5,0	3,8
Gravas	7,0	10,7

Se puede ver que el espesor de las arcillas es unos 4 m mayor en el sondeo (14,3 m) complementario que en el perfil estratigráfico (10,5 m). Como se puede ver el espesor por encima del techo de las gravas es parecido. Puede que la diferencia entre los espesores de las distintas capas sea debido a una diferente testificación de los testigos. Además, la capa de gravas, ahora detectada, presenta un espesor 3 m mayor que el valor esperable con la información existente.

Se ha intentado estimar la cota del techo de los distintos estratos. Ver Tabla VII.

⁴Se ha comprobado que las cotas indicadas en el informe de CEMOSA no son correctas. Las nuevas referencias fueron tomadas durante la elaboración del Anteproyecto.

Tabla VII.- Cota absoluta del techo de los distintos estratos. P-13 (m)

	Plano Proyecto Constructivo. Pila P-13	Sondeo complementario (2018) S-1
Relleno	+9,0	+10,32
Arcillas	+5,5	+8,32
Limos/arenas	-5,0	-5,98
Gravas	-10,0	-9,78
Margas azules	-17,0	-20,48

De acuerdo a los datos del nuevo sondeo (S-1), la cota del techo de las margas azules se encontraría más profundo que lo indicado en el Proyecto Constructivo (unos 3,5). El techo de las gravas es prácticamente igual.

A continuación, se realiza un análisis similar al realizado en la pila P-13, comparando la columna estratigráfica del sondeo S-2 con la estratigrafía del pilono P-14 deducida del plano del Anejo de Estructuras del Proyecto Constructivo.

En la Tabla VIII se comparan los espesores de los diferentes estratos del terreno. Como se puede ver los espesores son similares en ambos reconocimientos (los del Proyecto y los actuales de CEMOSA). Sólo hay una pequeña diferencia en la testificación de las arcillas y limos. La suma del espesor de ambos estratos es similar. La única variación es que el espesor de las arcillas en el sondeo complementario S-2 es algo mayor que el perfil estratigráfico y, en cambio, el espesor de los limos algo menor.

Tabla VIII.- Espesor de los distintos estratos. P-14 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pilono P-14		Sondeo complementario (2018) S-2	
Relleno	3,0		3,50	
Arcillas	10,0	18,0	12,0	17,9
Limos/arenas	5,0		2,4	
Gravas	7,0		6,6	

Para la zona del pilono P-14 se establece el techo de los diferentes materiales en la Tabla IX

Tabla IX.- Cota absoluta del techo de los distintos estratos. P-14 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pilono P-14	Sondeo complementario (2018) S-2
Relleno	+8,0	+8,24
Arcillas	+5,0	+4,74
Limos/arenas	-5,0	-7,26
Gravas	-10,0	-9,66
Margas azules	-17,0	-16,26

De manera análoga se continúa el estudio de la información del sondeo S-3, situado en las inmediaciones del pilono P-15. En primer, lugar se comparan los espesores de cada una de las capas. Ver Tabla X. Como se puede ver los valores obtenidos en el sondeo actual son muy similares a los que se han podido recopilar del Proyecto Modificado.

Tabla X.- Espesor de los distintos estratos. P-15 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pilono P-15		Sondeo complementario (2018) S-3	
Relleno	2,6		2,0	
Arcillas	13,6	16,2	13,5	15,5
Limos/arenas	--		--	
Gravas	6,0		6,0	

La cota de boca del sondeo S-3 medida in situ es la +6,35 m. A partir de este valor, se comparan las cotas del techo de cada uno de los estratos según los datos del Modificado n° 1 y según el sondeo S-3. Ver Tabla XI.

Tabla XI.- Cota absoluta del techo de los distintos estratos. P-15 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pilono P-15	Sondeo complementario (2018) S-3
Relleno	+6,0	+6,35
Arcillas	+3,4	+4,35
Limos/arenas	--	--
Gravas	-10,2	-9,15
Margas	-16,2	-15,15

Por último, se hace una comparativa de los resultados del sondeo S-4 con los datos estimados en el Proyecto modificado n° 1. En la Tabla XII se ha realizado la comparación en términos de espesores y en la Tabla XI en términos de cotas absolutas (la cota de boca facilitada por CEMOSA es la +11 m pero la correcta es la +7,72 m).

La primera diferencia es la cota de boca de los reconocimientos. El sondeo realizado por CEMOSA en el 2018 se situaba 1,2 m más alto que el del Proyecto Modificado. Puede que se haya producido algún relleno en la zona donde se ha realizado el sondeo desde que se construyó el Puente hasta ahora. Como se puede ver en la

Tabla XIII, la diferencia entre los espesores de las dos campañas son 2-3 m.

Tabla XII.- Espesor de los distintos estratos. P-16 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pila P-16		Sondeo complementario (2018) S-4	
Relleno	1,3		0,40	
Arcillas	12,6	15,9	14,7	19,0
Limos/arenas	2,0		3,9	
Gravas		6,0		3,1

Tabla XIII- Cota absoluta del techo de los distintos estratos. P-16 (m)

	Plano Proyecto Constructivo Pila P-16	Sondeo complementario (2018) S-4
Relleno	+6,5	+7,72
Arcillas	+5,2	+7,32
Limos/arenas	-7,4	-7,38
Gravas	-9,4	-11,28
Margas	-15,4	-14,38

Para completar esta información, indicar que para la elaboración del Proyecto Modificado n° 1 se realizaron 4 sondeos. Aunque no se ha dispuesto del plano con la ubicación de los reconocimientos, en todos ellos se indica que el techo de las margas se encuentra a 22 m-23 m de profundidad respecto a la boca del sondeo (que no se indica en los partes). Estas profundidades son algo menores que las indicadas en el Proyecto de Construcción. Sin embargo, son parecidas a los resultados de la nueva campaña (excepto las detectadas en el sondeo S-2). En cuanto al techo de las gravas, en los sondeos del Proyecto Modificado se indicaba una profundidad de 16,5-17 m de profundidad, excepto en un sondeo que aparecía a una cota mayor, 19 m. En general, en los nuevos reconocimientos ahora realizados, el espesor de terreno hasta alcanzar el techo de las gravas ha sido algo mayor.

Para resumir la estratigrafía de la zona, se ha elaborado un perfil estratigráfico a partir de las columnas de los sondeos facilitadas por CEMOSA⁵. Ver Figura n° 6. En el Anejo de Geotecnia de este Proyecto se puede consultar un perfil más detallado.

Además, en la Figura n° 7 y Figura n° 8 se han dibujado las cimentaciones de las pilas P-13 a P-16 junto al perfil estratigráfico deducido de los nuevos sondeos realizados por CEMOSA.

Una vez analizada toda la información se puede concluir que los nuevos reconocimientos confirman la estratigrafía del terreno del Proyecto. Sin embargo, puntualmente existe alguna pequeña variación en la cota de techo de las gravas y las margas. Además, en algunos casos el espesor de gravas detectado es menor.

⁵ En el Anejo de Geotecnia se puede consultar un perfil estratigráfico más detallado

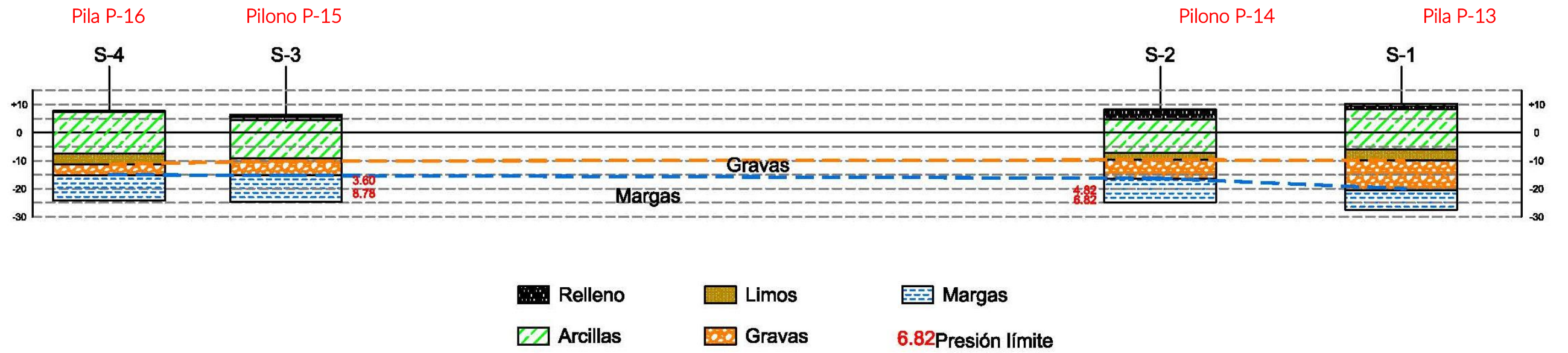


Figura nº 6.- Perfil estratigráfico esquemático según un perfil longitudinal del viaducto

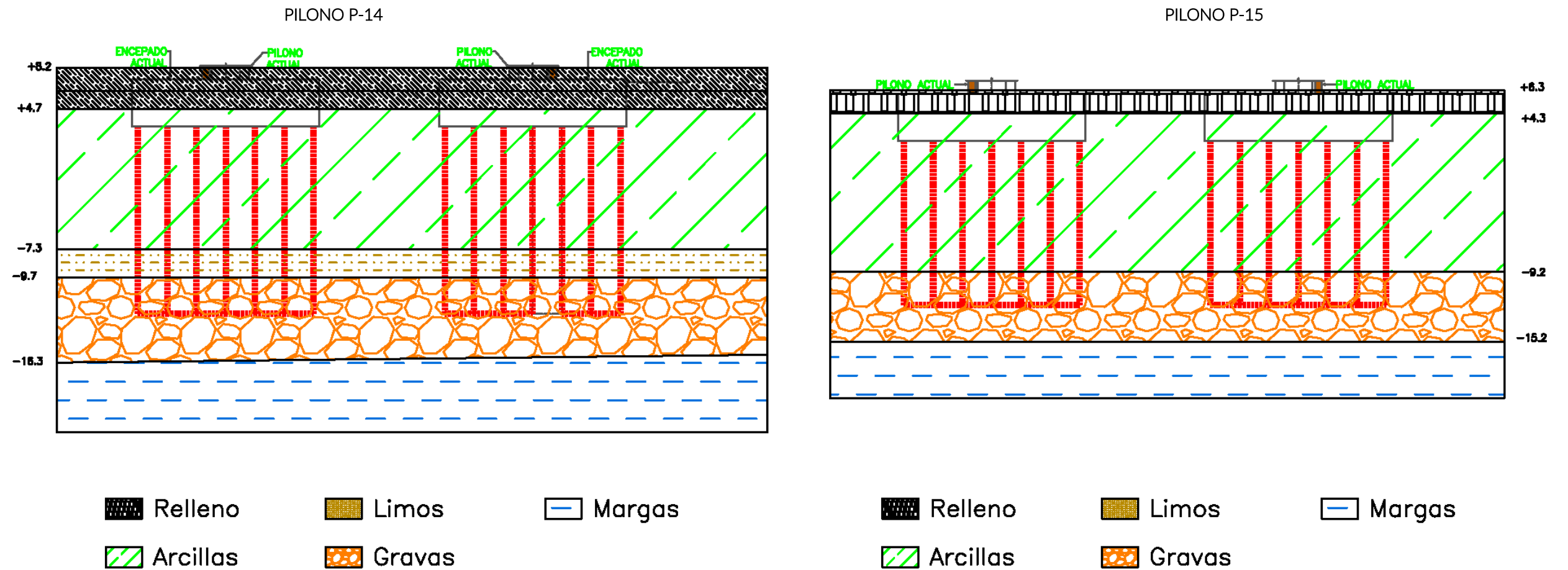


Figura nº 7.- Esquema de la cimentación de las pilas P-14 y P-15

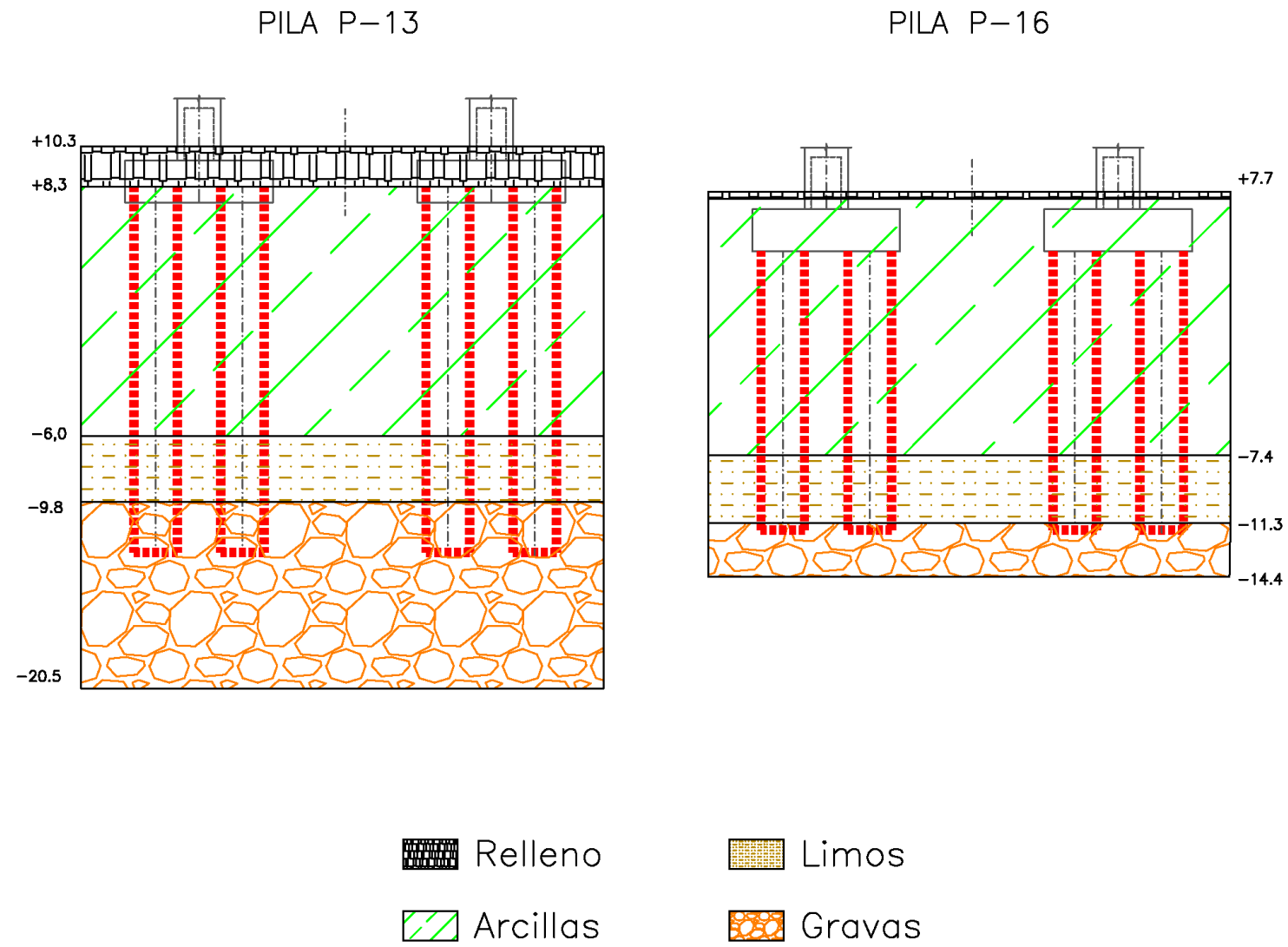


Figura nº 8.- Esquema de la cimentación de las pilas P-13 y P-16

5 ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN

Para realizar la caracterización de los distintos materiales se han llevado a cabo una serie de ensayos in situ. Además, durante la perforación de los sondeos se tomaron algunas muestras inalteradas y testigos parafinados con la finalidad de realizar ensayos de laboratorio. En este apartado se resumen los resultados principales de estos ensayos.

Los estratos que deberían caracterizarse con detalle serían las gravas (donde apoya la cimentación) y las margas azules subyacentes. Los materiales superiores, debido a su baja compacidad, apenas aportan resistencia a la cimentación. El "problema" es que las gravas no se pueden ensayar ya que no se pueden extraer muestras inalteradas ni tampoco ha sido posible realizar ensayos in situ. Por tanto, sólo se dispone de datos de ensayos de las margas azules.

Ensayos de resistencia a compresión simple

En la siguiente Tabla XIV se resumen los resultados de los ensayos de la resistencia a compresión simple realizados indicando la profundidad de la muestra ensayada.

Tabla XIV.- Resultados de los ensayos de resistencia a compresión simple

Sondeo	Profundidad (m)	Resistencia a compresión simple (kPa)
S-01	31,1	349,1
S-01	33,5	588,4
S-01	35,6	572,7
S-02	24,8	416,6
S-02	27,4	650,2
S-02	30,3	518,7
S-03	22,2	578,8
S-03	24,0	392,8
S-03	26,3	575,3
S-04	23,0	423,7
S-04	26,1	581,8
S-04	28,1	639,8

En la Figura nº 9 se han representado los valores de la resistencia a compresión simple en función de la cota absoluta de la muestra ensayada.

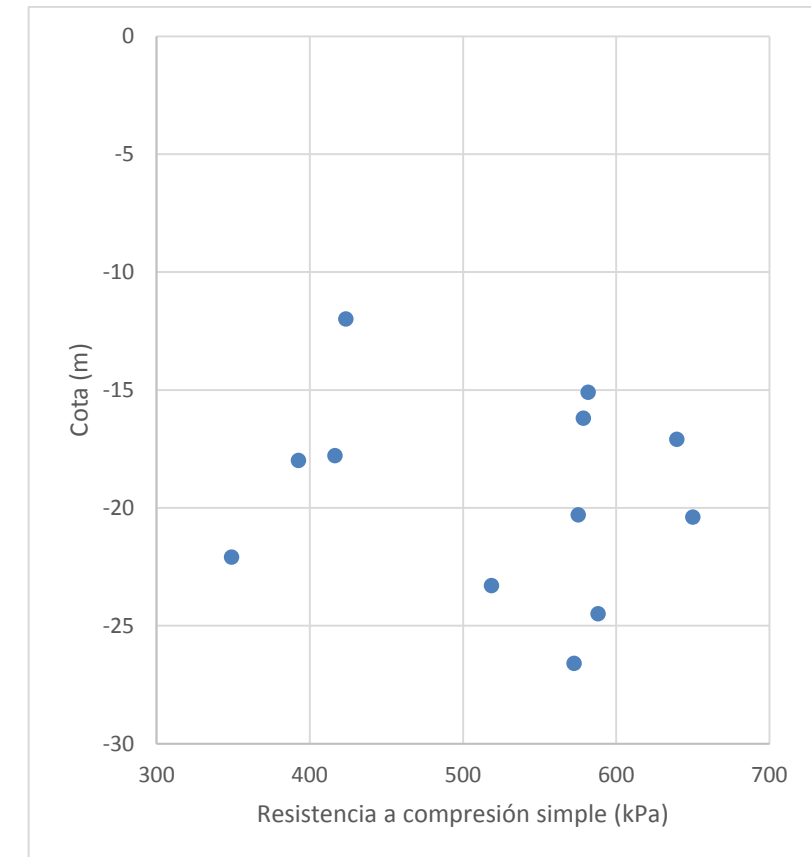


Figura nº 9.- Resultados de los ensayos de resistencia a compresión simple

Como se puede ver existe una cierta dispersión de los valores. Menos en el caso del sondeo S-3, la muestra más superficial es la que presenta una menor resistencia. Esto indicaría la existencia de un cierto espesor de alteración de la zona superficial de las margas, existiendo, posteriormente un incremento de resistencia con la profundidad.

Ensayos presiométricos

A continuación, se incluyen en la Tabla XV los resultados de los ensayos presiométricos realizados al nivel de las margas.

Tabla XV.- Resultados de los ensayos presiométricos

Sondeo	Prof. (m)	Módulo presiométrico (MPa)	Presión límite (MPa)	Presión de fluencia (MPa)
S-2	28,9	42,11	4,82	1,69
S-2	31,9	85,51	6,82	2,65
S-3	23,2	26,99	3,60	1,06
S-3	28,7	91,00	8,78	--

En la Figura n° 10 se representan los valores de los módulos presiométricos en función de la cota a la que se ha tomado la muestra y en la Figura n° 11, la presión límite estimada en cada uno de los ensayos.

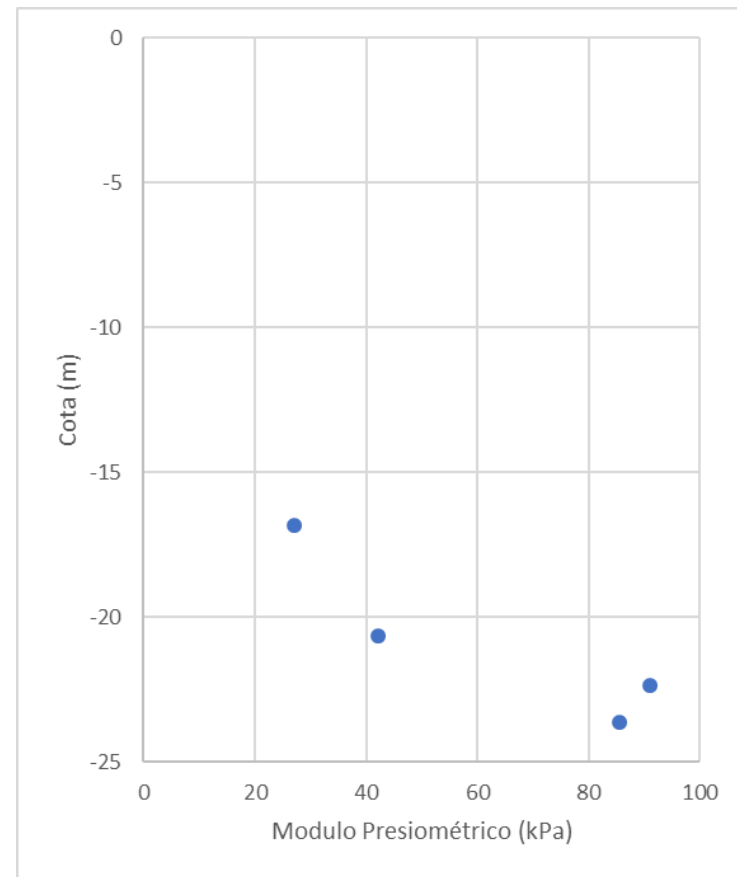


Figura n° 10.- Módulo presiométrico

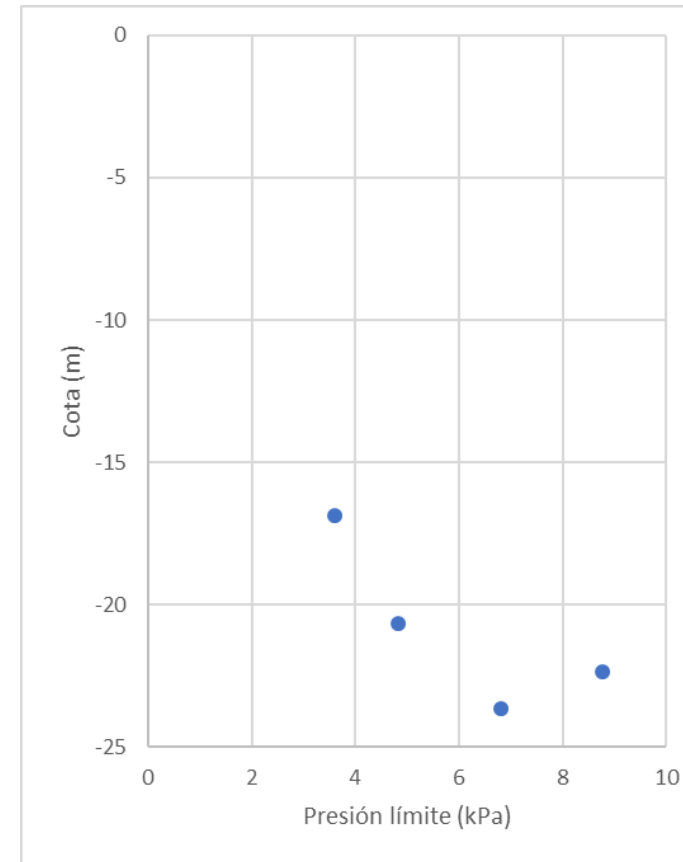


Figura n° 11.- Presión límite del ensayo presiométrico

6 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE LOS PILONOS

En el Proyecto original se había diseñado la cimentación de las pilas mediante pilotes de gran diámetro (2 m). Para su diseño se le asignó una resistencia por punta y por fuste al pilote.

Sin embargo, posteriormente, en el Modificado nº 1 se propuso un cambio de cimentación, proponiendo la realización de una serie de módulos de pantalla como se ha descrito en el apartado nº 2 del presente Anejo. Así, la cimentación finalmente construida en los pilonos P-14 y P-15 está compuesta por varios elementos portantes formados, a su vez, por módulos de pantalla. Esta solución fue diseñada y justificada en el Proyecto Modificado del Puente del Centenario.

Por tanto, la nueva cimentación propuesta se trataría de una cimentación de gran área que sería similar al caso descrito en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera en el apartado 5.10.4. Según se indica en dicho apartado *el conjunto de todos los pilotes (en este caso módulos de pantalla) se asimilará a un gran pilote (en este caso a un gran módulo de pantalla) cuya sección transversal sea tal que englobe (circunscriba) a todas las secciones transversales de los pilotes (módulos de pantalla) y del terreno existente entre ellos*. Esto quiere decir que la cimentación debe considerarse de manera conjunta terreno-grupo de elementos portantes: cimentación semienterrada o pozo de grandes dimensiones.⁶

Este criterio ha sido el empleado en el Modificado nº 1, en el apartado nº 5 del documento Justificación de cimentación con elementos portantes (Comprobación del funcionamiento del bloque de cimentación como pozo). Ver Figura nº 12. *El estudio está orientado fundamentalmente a la comprobación de la capacidad portante y la deformabilidad del terreno*.

A continuación, se indica la metodología empleada para el estudio de la cimentación en el Proyecto Modificado.

El cálculo del comportamiento del grupo de pilotes frente a la carga vertical y asentos, se siguió el método de Tomlinson (1981).

Aunque puede existir una resistencia por fuste en el estrato de arcillas del orden del 30%, se consideró en el Proyecto Modificado que la carga se reparte a partir del techo de las gravas con un ángulo de 30° respecto a la vertical, sin considerar la colaboración de la capa superior. Por tanto, se adoptó un criterio conservador. Ver Figura nº 12 tomada del Proyecto Modificado nº 1. Como se puede ver se incluye en la misma el valor de los módulos de deformación adoptados.

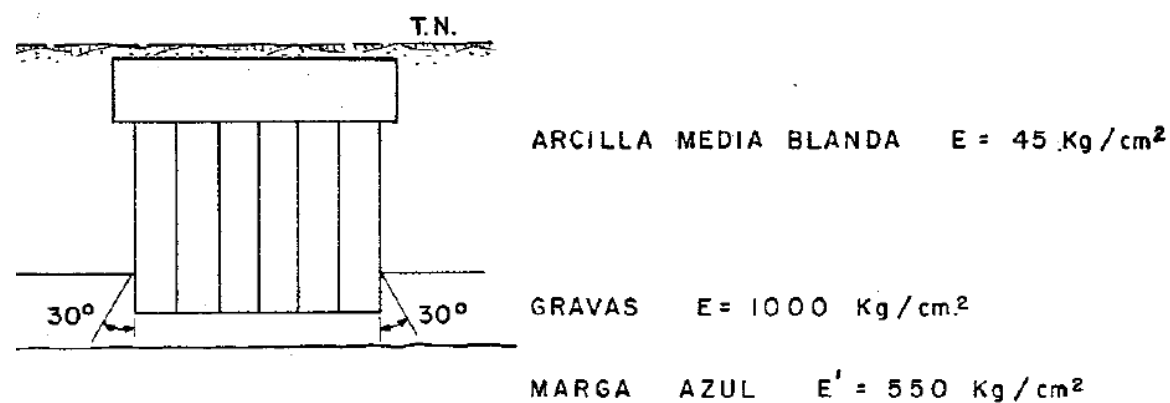


Figura nº 12.- Esquema de cálculo del Proyecto Modificado

⁶ En la página 31 del artículo "El Puente del Centenario sobre la dársena del río Guadalquivir, en Sevilla" se indica "considerando el conjunto como un gran pozo o cajón apoyado en el sustrato de gravas, el cual reparte la carga sobre la marga azul"

En este tipo de cimentación conjunta, el dimensionamiento está condicionado, por los movimientos y no por la carga de hundimiento. Así, para aceptar la validez de la cimentación, el criterio fundamental es el valor del asiento estimado de misma. La carga de hundimiento no será el condicionante de la cimentación. Es más, no tendría significado en una cimentación de las dimensiones de la estudiada. Así se indica en la Justificación de la solución del Modificado nº 1. Aunque se estima la presión unitaria en el techo de las gravas y en el techo de las margas, se dice "que puede comprenderse que la capacidad portante frente a hundimiento es holgada, por lo que van a estimarse los asentos de una cimentación de ancho B apoyada en el contacto arcillas grava".

En el siguiente apartado se calcula el asiento de la cimentación bajo la acción de las nuevas cargas, empleando los criterios de diseño empleados en el Modificado nº 1.

7 COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LOS PILONOS P-14 Y P-15

Como se ha comentado en el apartado anterior, la cimentación de los pilonos del puente debe considerarse como un elemento de cimentación conjunto elementos portantes-terreno. Para estimar el asiento de la cimentación el dato fundamental es obtener el módulo de deformación del terreno. Aunque se han realizado durante la ejecución ensayos presiométricos, y se dispone de datos de ensayos de resistencia a compresión simple, se considera que el dato más fiable sobre la deformabilidad conjunta del terreno es la deducida del control de movimientos de la cimentación que se realizó durante la construcción del puente. En la Figura nº 13 se incluyen los datos medidos que han sido obtenidos del artículo "El Puente del Centenario sobre la dársena del río Guadalquivir, en Sevilla" publicado en el número 3.312 de la revista de Obras Públicas.

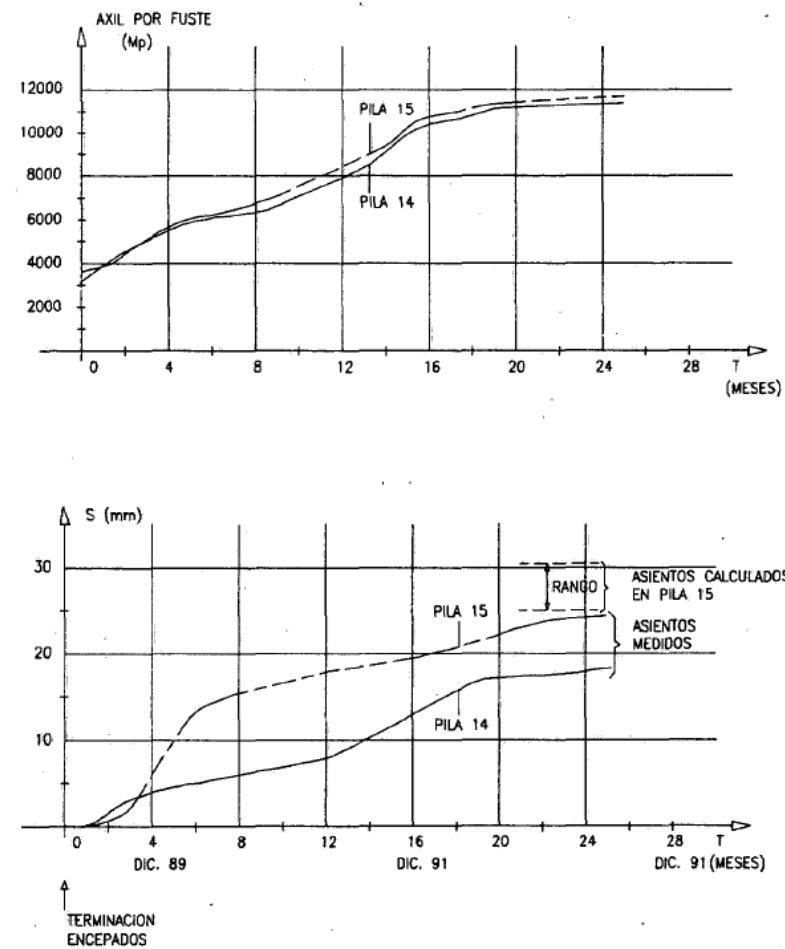


Figura nº 13.- Movimientos medidos durante la construcción del Puente

Como se puede ver la relación entre el incremento de carga y los movimientos producidos es bastante lineal. Esto indicaría que el terreno tiene un comportamiento elástico, alejado de las tensiones de plastificación. Los asentamientos máximos estuvieron durante la construcción en el orden de 20 mm. Este valor es pequeño para la cimentación de una estructura con las luces del puente del Centenario.

A continuación, se va a intentar estimar el módulo de deformación del terreno a partir de estos datos medidos in situ. Para realizar el estudio de los asentamientos de la estructura durante su ampliación se ha asimilado el terreno real (gravas + margas + mejorados con las inyecciones realizadas) a un terreno homogéneo equivalente que condujera a un asentamiento similar al medido.

La equivalencia se ha realizado considerando un comportamiento elástico del terreno y empleando la expresión indicada en la página 114 de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera para zapata rígida.

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

donde:

V: es la resultante vertical actuante sobre la cimentación

ν: coeficiente de Poisson

E: Módulo de deformación medio del terreno en el bulbo de tensiones de la zapata.

B y L: son las dimensiones en planta de la cimentación.

Para el caso del pilono P-14 sería necesario un módulo de 270 MPa para que el asiento, al aplicar la carga estimada que transmite el puente (117.000 kN descontado el peso propio del encepado), resulte unos 18 mm tal como se midió durante la construcción del puente. En el caso de la pila P-15, el asiento medido fue algo mayor (25 mm) para el mismo valor de la magnitud de la carga. Para "justificar" dichos valores el módulo de deformación debería haber sido 180 MPa. Como se puede deducir los valores deducidos a partir de los datos del control de asentamientos serían claramente mayores de los deducidos de los ensayos realizados durante el reconocimiento geotécnico.

Conocidos estos datos se van a estudiar el valor de incremento de tensiones transmitidas al terreno por la obra prevista, así como los asentamientos que se producirían.

Como se ha comentado, en opinión del redactor del presente Anejo, en los pilonos P-14 y P-15 la existencia de varios elementos portantes relativamente próximos haría considerar el trabajo conjunto (efecto grupo) de los distintos elementos portantes. Se trataría, por tanto, de una cimentación semienterrada.

Para analizar la transmisión de las cargas al terreno se han asumido dos hipótesis sobre el área de reparto de la carga.

a) Área estricta de la cimentación

Como se puede ver en las Figuras nº 1 y 2, los pilonos o torres tienen dos fustes. Se va a estudiar la cimentación de uno de los fustes de manera aislada. Una vez analizada la geometría, se considera que los elementos portantes bajo cada fuste de la pila trabajan de manera conjunta (5 elementos portantes en el fuste del pilono P-14 y 7 en el fuste de la pila P-15). Ver Figura nº 14.

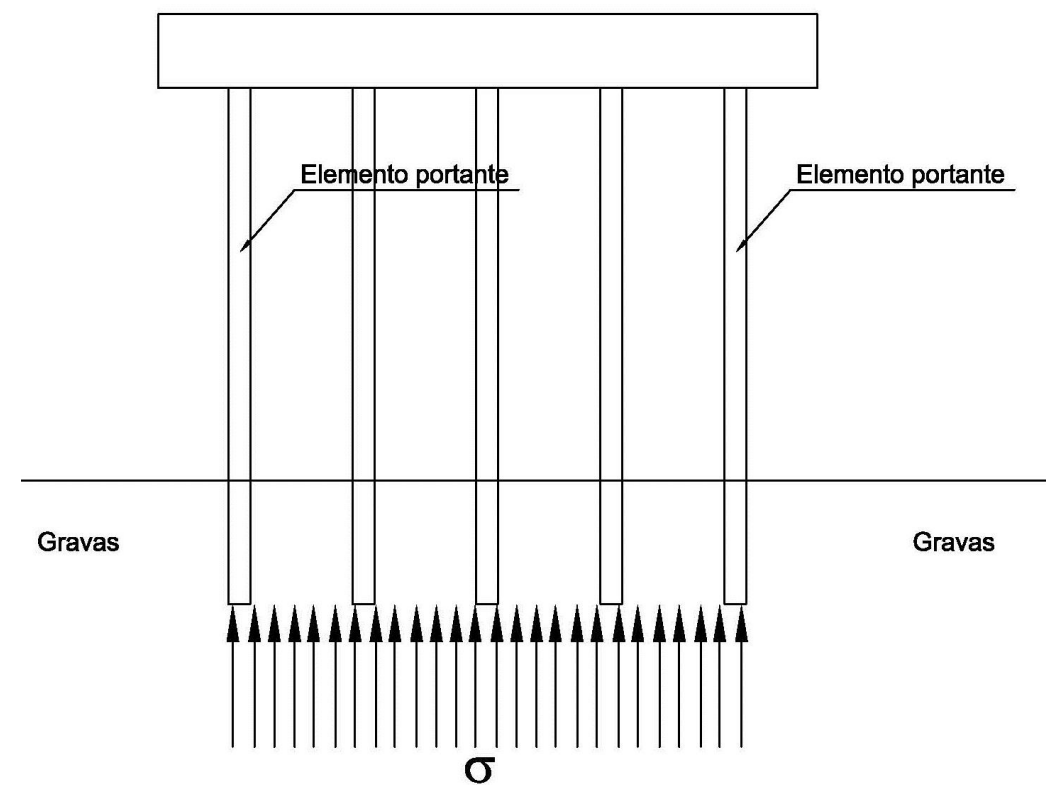


Figura nº 14.- Transmisión de carga por punta

En este primer caso, se considera que el área de la cimentación "conjunta" sería el perímetro que inscribe todos los elementos portantes existentes:

$$\text{Pilono P-14} \quad A = B \cdot L = 15 \cdot 19,9 = 298,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Pilono P-15} \quad A = B \cdot L = 15 \cdot 21,4 = 321 \text{ m}^2$$

De esta manera la tensión media transmitida al terreno en la zona de la punta de las pantallas durante la Fase 2 sería la carga actuante en cada fuste (la mitad de la carga total del pilono, puesto que cada pilono tiene 2 fustes) dividida por el área indicada anteriormente. Se han obtenido los valores medios y máximos (en el extremo más desfavorable del elemento portante) para la combinación característica.

Pilono P-14. Tensión media. Combinación característica

$$\sigma_{\text{fase2}} = \frac{\text{Carga pilono}}{\text{Área conjunta}} = \frac{209.950 \text{ kN}}{298,5 \text{ m}^2} = 703,3 \text{ kPa} = 7,03 \text{ kp/cm}^2$$

Pilono P-14. Tensión máxima. Combinación característica

$$\sigma_{\text{fase2}} = \frac{209.950 \text{ kN}}{298,5 \text{ m}^2} + \frac{260.454 \cdot 9,05}{\frac{1}{12} \cdot 19,9^3 \cdot 15} + \frac{319.351 \cdot 7}{\frac{1}{12} \cdot 19,9^3 \cdot 15} = 701,2 + 239,3 + 226,9 = 1170 \text{ kPa} = 11,70 \text{ kp/cm}^2$$

Si se realizara un cálculo similar con las cargas actuales, la tensión media transmitida en la punta de las pantallas sería, teóricamente, de 380,9 kPa (3,81 kp/cm²). Y la tensión máxima 737,2 kPa (7,37 kp/cm²). Por tanto, en la Fase 2 se produciría un incremento en las tensiones máximas del orden del 60% respecto a la situación actual.

Un cálculo análogo para el Apoyo P-15 conduciría a los siguientes resultados.

Pila P-15. Tensión media. Combinación característica

$$\sigma_{\text{fase2}} = \frac{\text{Carga pilono}}{\text{Área conjunta}} = \frac{209.950 \text{ kN}}{321 \text{ m}^2} = 654,0 \text{ kPa} = 6,54 \text{ kp/cm}^2$$

Pila P-15. Tensión máxima. Combinación característica

$$\sigma_{\text{fase2}} = \frac{209.950 \text{ kN}}{321 \text{ m}^2} + \frac{260.454 \cdot 9,8}{\frac{1}{12} \cdot 21,40^3 \cdot 15} + \frac{319.351 \cdot 7}{\frac{1}{12} \cdot 21,4^3 \cdot 15} = 654,0 + 192,4 + 182,5 = 1028,9 \text{ kPa} = 10,3 \text{ kp/cm}^2$$

El incremento de la tensión máxima respecto a la situación actual es similar a la comentada en el caso del pilono P-14, del orden del 60% (de 640,7 kPa a 1028,9 kPa).

Una vez realizado la estimación de las tensiones transmitidas por la cimentación se procede a realizar una evaluación de los asentamientos de la cimentación, considerando la misma como una cimentación conjunta módulos de pantalla-terreno "confinado" entre las mismas. El estudio se ha realizado de acuerdo a lo indicado en la página 114 de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera.

Asiento debido a la carga vertical (V)

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

Asiento adicional debido al giro producido por el momento⁷ (M)

$$s = \frac{4 \cdot M \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot L_1^2 \cdot L_2} \cdot 0,5 \cdot L_1$$

⁷ En la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera se facilita el valor del giro de la cimentación producido por el momento. Dicho giro se ha multiplicado por el brazo para obtener el asiento producido por el giro en el extremo de la cimentación.

Los resultados obtenidos para la combinación frecuente serían los indicados en la Tabla XVI Para obtener estos valores se ha supuesto un módulo de deformación elástico lineal igual a 180 MPa (que sería el menor de los valores deducidos del control de asentamientos durante la construcción del puente).

Tabla XVI.- Asiento máximo de la cimentación⁸ (cm)

	Apoyo P-14			Apoyo P-15		
	Situación actual	Etapas 1 y 2	Etapas 1 y 2	Situación actual	Etapas 1 y 2	Etapas 1 y 2
Asiento Vz	2,4**	3,5 (1,1)	4,6 (2,2)	2,3***	3,4 (0,9)	4,4 (2,1)
Asiento My	0,8	1,2 (0,4)	0,8 (0,0)	0,7	1,1 (0,4)	0,8 (0,1)
Asiento Mx	0,0	0,5 (0,5)	0,7 (0,7)	0,0	0,5 (0,5)	0,7 (0,7)
Asiento total	3,2	5,2 (2,0)	6,1 (2,9)	3,1	5,0 (1,9)	5,8 (2,7)

* Entre paréntesis se indica el incremento respecto al valor actual

** Durante la construcción se midió un asiento de 18 mm

*** Durante la construcción se midió un asiento de 25 mm

Como se puede ver parte de los asentamientos son debidos a la existencia de un momento en la cimentación. Una fracción de este valor será producido por la acción del viento. Al ser una acción de corta duración, se podría considerar un módulo de deformación mayor para estimar dicho movimiento. En este cálculo se ha considerado adoptar una hipótesis conservadora y adoptar el mismo módulo de deformación del terreno tanto para las acciones permanentes como para aquellas que son de corta duración.

Como se puede comprobar, los asentamientos estimados hasta este momento, están en el orden de magnitud de los valores medidos. En todo caso, resultaría que en debido a la ejecución de la Etapa 1 la cimentación asentaría 2 cm más y para la Etapa 2 algo menos de 3,0 cm⁸. Se deberá confirmar que este incremento de asiento es admisible para la estructura.

b) Área ampliada de la cimentación

En realidad, el reparto de parte de las cargas por el fuste de los elementos portantes, hará que a nivel de las puntas de las pantallas las tensiones actuantes serán menores que las adoptadas en el apartado anterior. O lo que es lo mismo, las dimensiones en planta para transmitir las cargas sean algo mayores. El área "de reparto de las cargas" podría estimarse según la siguiente expresión.

$$A = (B + h) \cdot (L + h)$$

siendo h el ancho adicional de la cimentación en la zona de la punta. Se ha considerado un reparto tensional según una inclinación 1H:2V desde el techo de las gravas hasta la profundidad de la punta de las pantallas. Ver Figura nº 15. Está hipótesis de reparto de carga ya fue adoptada en el diseño de la cimentación del Proyecto Modificado nº 1.

Para el caso del pilono P-14 h=2,25 m y para la pila P-15 de apenas 1 m.

$$\text{Pilono P-14} \quad A = (B+h) \cdot (L+h) = (15 + 2,25) \cdot (19,9 + 2,25) = 382,1 \text{ m}^2$$

$$\text{Pilono P-15} \quad A = (B+h) \cdot (L+h) = (15 + 1) \cdot (21,4 + 1) = 358,4 \text{ m}^2$$

Para esta nueva hipótesis, las tensiones alcanzadas para la combinación característica serían las indicados en la Tabla XVII.

⁸ A partir de los asentamientos producidos por los momentos se puede obtener el giro de la cimentación.

Tabla XVII.- Tensiones en la base de la cimentación* (kPa)

	Apoyo P-14			Apoyo P-15		
	Etapa inicial	Etapa 1	Etapa 2	Etapa inicial	Etapa 1	Etapa 2
Tensión media	297,5	399,6 (102,0)	549,5 (251,9)	317,2	426,0 (108,8)	585,8 (268,6)
Tensión máxima	523,1	824,3 (301,2)	719,1 (196,0)	555,2	874,2 (319,0)	764,8 (209,6)

*Entre paréntesis se indica el incremento respecto al valor actual

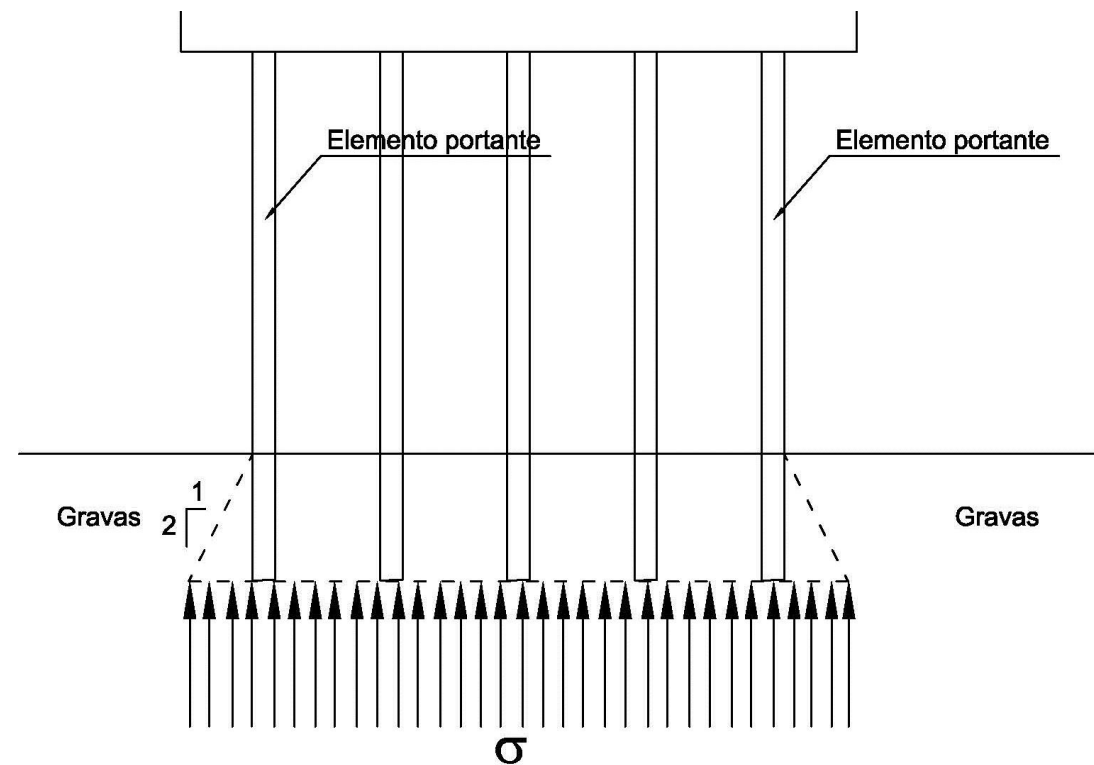


Figura nº 15.- Transmisión de la carga por fuste y punta

Los asentamientos obtenidos suponiendo el reparto de las tensiones serían los que se indican a continuación para la combinación frecuente (Tabla XVIII).

Tabla XVIII.- Asiento máximo de la cimentación (cm)

	Apoyo P-14			Apoyo P-15		
	Etapa inicial	Etapa 1	Etapa 2	Etapa inicial	Etapa 1	Etapa 2
Asiento Vz	2,1	3,1 (1,0)	4,0 (1,9)	2,2	3,2 (1,0)	4,2 (2,0)
Asiento My	0,5	0,9 (0,4)	0,5 (0,0)	0,6	1,0 (0,4)	0,6 (0,0)
Asiento Mx	0,0	0,4 (0,4)	0,6 (0,6)	0	0,5 (0,5)	0,6 (0,6)
Asiento total	2,7	4,4 (1,7)	5,2 (2,5)	2,9	4,7 (1,8)	5,4 (2,5)

*Entre paréntesis se indica el incremento respecto al valor actual

Los valores de la etapa inicial serían del orden de magnitud de los medidos durante la construcción. Como se puede ver, para esta hipótesis de considerar el área ampliada de la cimentación, la construcción de la etapa 1 produciría un asiento adicional de casi 2 cm y la etapa 2 del orden de 2,5 cm. Como es lógico, estos valores son algo menores que los obtenidos si se considera el área estricta de la cimentación.

El estudio de la cimentación indicaría que las tensiones transmitidas al terreno son razonables y que los asentamientos máximos que se producirían durante la ampliación del puente serían de 2,5 cm. Aunque se considera un valor razonable, se deberá comprobar que el comportamiento estructural y funcional de la estructura es correcto si se produce dicho asiento.

En el Apéndice 2 de ese Anejo se completa el estudio analizando el comportamiento de la cimentación si se considerasen como aislados cada uno de los elementos de apoyo.

8 COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LAS PILAS P-13 Y P-16

Las pilas P-13 y P-16 están cimentadas mediante cuatro módulos de pantalla. En este caso, debido a la separación entre módulos se debe considerar los módulos de pantalla como elementos de cimentación aislados.

En primer lugar, se ha comprobado la tensión recibida en los distintos módulos de pantalla para la situación actual. Se ha podido estimar que la tensión en ambas pilas (P-13 y P-16) es del orden de 2 MPa para la combinación frecuente y 2,7 MPa para la combinación característica. Como se pueden ver, los valores son muy bajos comparados con los criterios habituales de diseño.

Las cargas futuras se incrementarán en ambos apoyos hasta valores próximos a 3,0 MPa para la combinación frecuente de la Fase 1 y 3,5 MPa para la combinación frecuente de la fase 2. Estos valores serían inferiores a los topes estructurales que se podría admitir para este tipo de cimentación y en este tipo de terreno (podría ser admisible 6 MPa).

A continuación, se resumen las reacciones en el módulo de pantalla más solicitado y la tensión correspondiente para las distintas combinaciones estudiadas. Tabla XIX.

Tabla XIX.- Tensión máxima en módulo de pantalla. Pilas P-13 y P-16 (MPa)

	Apoyo P-13		Apoyo P-16	
	Combinación característica	Combinación frecuente	Combinación característica	Combinación frecuente
Fase inicial	2,7	1,8	2,8	1,9
Fase 1	3,8	3,0	3,8	3,0
Fase 2	4,9	3,4	5,0	3,5

La carga de hundimiento del terreno sería el orden de 8 MPa por lo que resultaría un coeficiente de seguridad del orden de 1,6 para la situación más desfavorable, que sería la combinación característica de la fase 2). Este valor sería inferior al indicado en la GCOC para la combinación característica (F=2,6)

En el Apéndice 2 de este Anejo se pueden consultar los detalles de los cálculos realizados.

9 CONSIDERACIONES SOBRE ACTUACIONES DE MEJORA DE LA CIMENTACIÓN

El estudio realizado en los apartados anteriores indicaría que la cimentación existente podría ser suficiente para transmitir las futuras cargas previstas ya que el incremento de cargas y de asiento producido por las nuevas acciones podrían considerarse admisibles para la estructura analizada. Aunque, evidentemente, el margen de seguridad futuro, aunque aceptable, sería menor. Esta conclusión, obtenida del estudio realizado en el presente Anejo, se debe, fundamentalmente, a que se adoptaron unos valores conservadores al realizar la modificación de la cimentación (Proyecto Modificado nº 1). Así se pone de manifiesto en el valor reducido de los asientos medidos durante la construcción de la estructura.

A pesar de que los tanteos realizados parecen indicar la viabilidad de la cimentación, se considera que pudiera ser conveniente realizar algunas actuaciones para llevar a cabo una mejora real de la seguridad de la cimentación.

En primer lugar, se analiza las cimentaciones de los pilonos P-14 y P-15. En este caso se podrían plantear trabajos en el terreno de mejora con un doble objetivo:

- Realizar algún tipo de actuación que asegure el “trabajo” conjunto de toda la cimentación.
- Ejecutar un tratamiento en la zona de la punta para incrementar su resistencia y disminuir su deformabilidad. Los datos de asientos reales medidos pondrían de manifiesto la disminución de la deformabilidad del terreno gracias a las inyecciones realizada durante la construcción del puente.

Para lograr este doble objetivo se propone realizar inyecciones entre los elementos portantes, en la zona del estrato de grava. De esta manera se recomprimaría/densificaría el terreno en la zona de la cimentación de manera que se aseguraría el trabajo conjunto terreno-cimentación creando una cimentación conjunta “monolítica”. Además, las inyecciones incrementarían la resistencia (es como si en el terreno inyectado se creara una cohesión “artificial”).

Además, se realizarían inyecciones adicionales en la zona de la punta con el fin de disminuir la deformabilidad del terreno. En los puntos con poco espesor de gravas bajo la punta se podría profundizar hasta tratar la zona de alteración de la capa de margas (que de acuerdo al reconocimiento geotécnico sería el 1,5-2 m más superficial del estrato de margas⁹). En definitiva, con la inyección de esta zona se aumentaría la rigidez del terreno y se reducirían los asientos (y se incrementaría la carga que se puede transmitir al terreno). Además, podría densificar el material existente entre las pantallas.

Las inyecciones mediante tubo manguito propuestas permiten introducir lechada a presión en el terreno. Puede que la lechada circule por los huecos (como una inyección de impregnación) o, posiblemente, se produzca la fracturación hidráulica del terreno creándose lajas en el terreno en la posición de cada uno de los manguitos.

En la Figura nº 16 y Figura nº 17 se muestra un esquema tentativo del posible tratamiento de los pilonos P-14 y P-15. La longitud de los taladros debe ser tal que penetren del orden de 3,5 m por debajo de la punta de las pantallas. En algunos casos se podría alcanzar la cota de alteración de las margas. Por tanto, deberían existir manguitos desde 1 m por encima del techo de las gravas hasta 3,5 m por debajo de la punta de la cimentación. La distancia entre manguitos será de 0,5 m.

Con el criterio que se acaba de indicar, en el pilono P-14 el tratamiento se realizaría entre las cotas -8,70 m y -17,50 m. Mientras que en el pilono P-15, las inyecciones se llevarían a cabo entre las cotas -8,20 y -15,50 m.

El diámetro de perforación para ejecutar las inyecciones dependerá del tipo de tubo a emplear. Se puede establecer de 3”, ya que será necesario revestir la misma ya que la zona de las gravas podría no ser estable. No se deberá perforar a menos de 2 m de un tubo manguito que haya sido inyectado en

⁹ En las margas sanas apenas existirá posibilidad de inyectar lechada. Pero se deberá intentar para asegurarse que queda tratada completamente la zona de alteración.

las últimas 12 h para evitar que el fluido de be barrido de la perforación pueda afectar a la lechada de la vaina.

La tubería de tubo-manguito podría ser de PVC (no es necesario que sea metálica).

Una vez colocado el tubo manguito en la perforación, se procederá al relleno del espacio anular comprendido entre el propio tubo manguito y la perforación.

Para el relleno de inyección de la vaina, se deberá limitar la presión a 5 kp/cm² en la bomba de inyección.

La lechada de inyección se elaboraría con las siguientes especificaciones:

- Se empleará microcemento (12 µm)
- La relación agua/cemento será 1/1, la relación bentonita/cemento hasta un 10%. En caso de ser necesario se podrá añadir hasta un 4% de un aditivo plastificante.
- Las propiedades de la mezcla serán:
 - Resistencia a compresión simple a 28 días: 20 kg/cm²
 - Viscosidad Marsh a 20° C: 30-60 s.
 - Densidad: 1,35-1,8 gr/dm³
 - Agua libre (2 horas): <5%

En todo caso, en obra de deberán realizar pruebas previas al inicio de los trabajos que permitirá establecer la dosificación más adecuada.

La inyección del terreno se deberá realizar en retirada, utilizando obturadores dobles que permita aislar cada una de las válvulas de los manguitos. Es decir, desde el fondo hasta el emboquille hasta que en cada uno de los manguitos se alcance la presión de cierre o hasta alcanzar el volumen máximo. Cuando se detenga la inyección por alcanzar el volumen máximo, de debe repetir la inyección hasta conseguir que se alcance la presión de cierre en cada manguito. Esta nueva fase de inyección deberá realizarse al menos 12 h después de la finalización de la primera.

Los criterios de inyección de cada manguito serían los siguientes:

- Volumen máximo inyectado en cada fase sería de 125 l.
- El caudal de inyección será igual o menor a 18 l/min
- La presión máxima de inyección será de 5 kg/cm²
- La presión máxima de rotura de la vaina será inferior a 50 kg/cm²
- Se deberá detener la inyección si se observa que sale lechada por algún punto del terreno, por el río o cualquier otra incidencia.

Estos criterios deberán ser ajustados en obra en una serie de campos de pruebas antes del inicio de los trabajos.

Durante la ejecución de las inyecciones será necesario llevar a cabo un control de los movimientos de los encepados. Como mínimo 4 puntos en cada apoyo (por tanto, en los pilonos se colocarían 8 puntos de control). El sistema de lectura deberá ser tal que se garantice que el sistema de lectura tenga una precisión real inferior a 1 mm.

En el caso de las cimentaciones de las pilas P-13 y P-16 se propone mejorar la resistencia y la rigidez del terreno en la zona de la punta mediante inyecciones de tubo manguito en la zona del bulbo de tensiones de los módulos de pantalla. El esquema de tratamiento planteado se puede consultar en la Figura nº 18 (pila 13) y en la Figura nº 19 (pila 16).

Como se puede ver en la pila P-13 el tratamiento se ejecutaría entre -8,80 y -17,40 y en la pila P-16 entre las cotas -10,3 m y -15,2 m.

Los criterios de diseño, de inyección y de control serían los mismos que se acaban de describir para los pilonos P-14 y P-15.

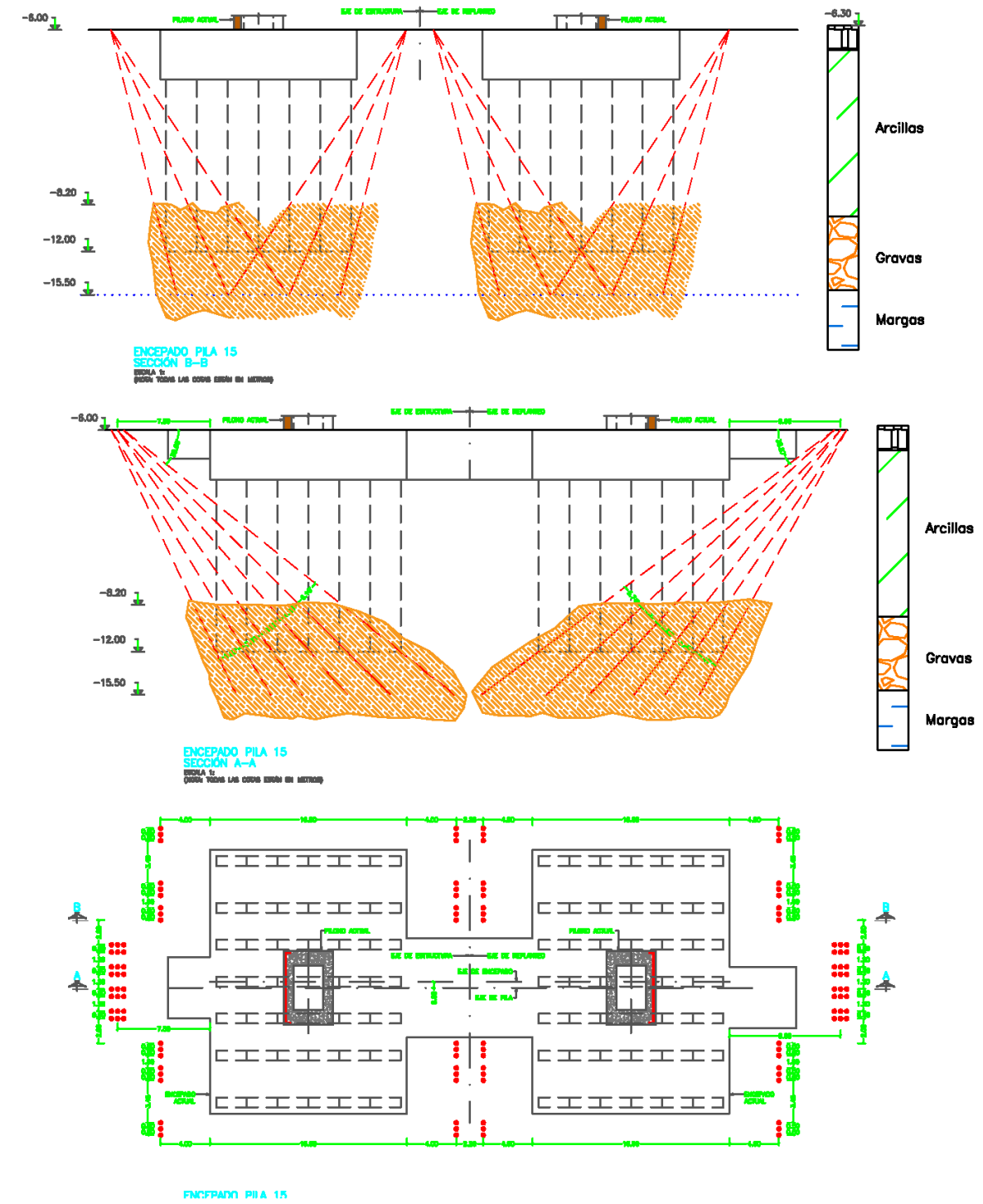
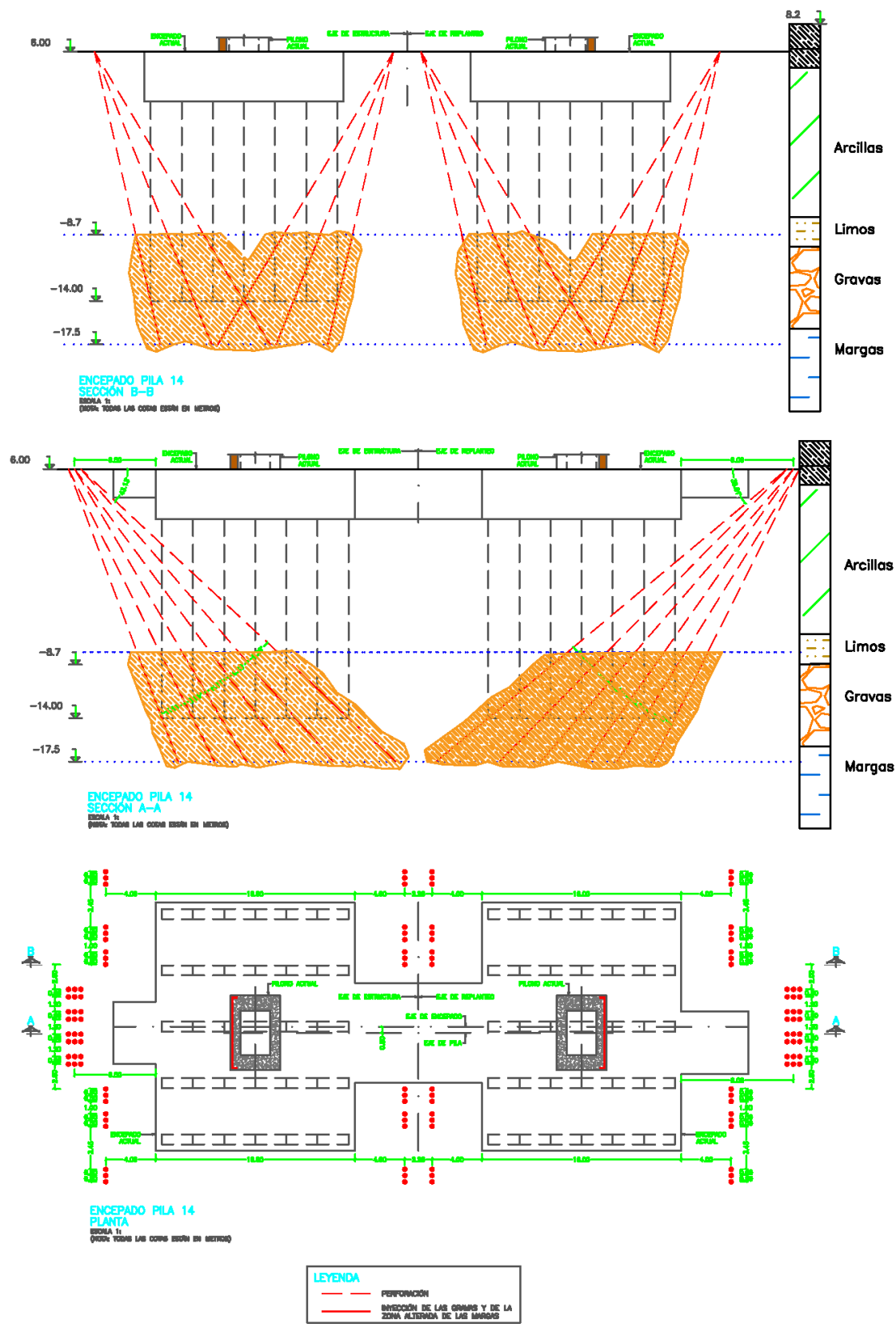


Figura n° 17.- Esquema del tratamiento de inyección P-15

Figura n° 16.- Esquema del tratamiento de inyección P-1

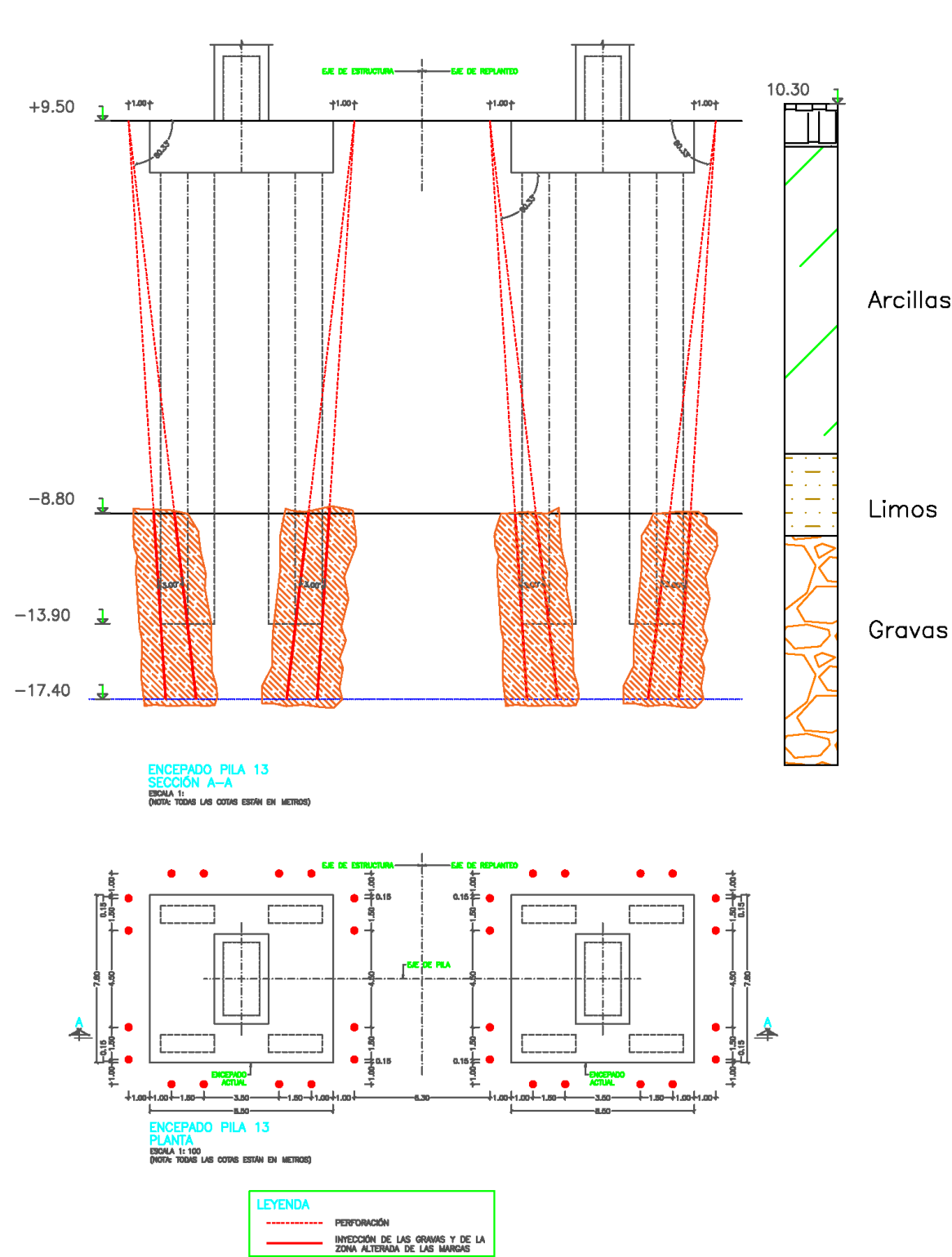


Figura n° 18.- Esquema del tratamiento de inyección P-13

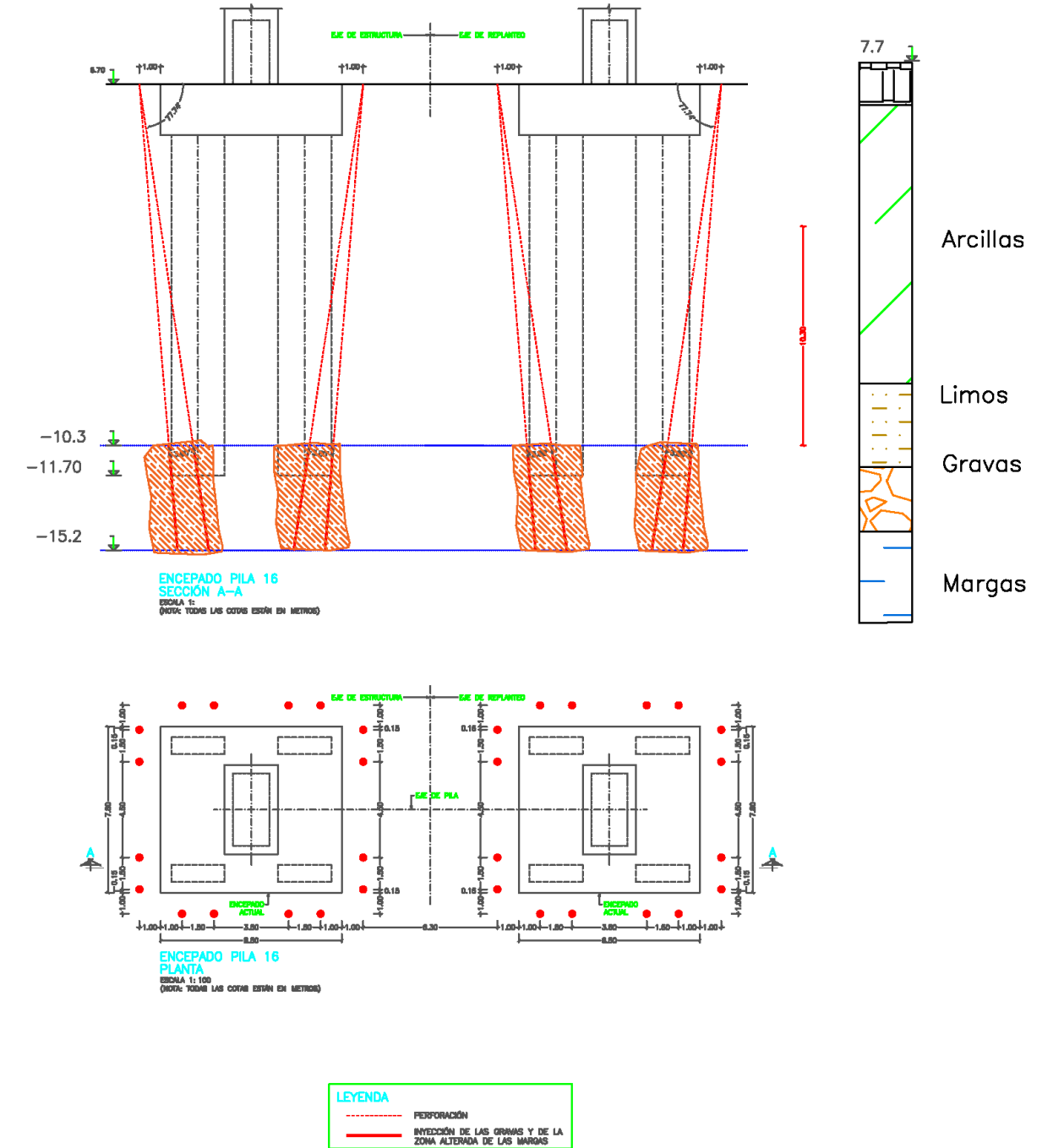


Figura n° 19.- Esquema del tratamiento de inyección P-16

Apéndice 1. Parámetros geotécnicos del terreno

Apéndice 1. Parámetros geotécnicos del terreno

En el Apartado n° 4 de la Memoria del Anejo se ha establecido la estratigrafía de la zona y en el Apartado n° 5 se han analizado los ensayos de caracterización realizados. Como se ha comentado en la memoria del Anejo, el dato fundamental para el estudio de la cimentación es la deformabilidad del terreno. Y dicho dato ha sido estimado a partir del control de los movimientos de la cimentación.

Por si fuera necesario para estudiar algún otro tema geotécnico del Proyecto, en este Apéndice, se caracterizan la totalidad de los materiales existentes en el emplazamiento: rellenos, arcillas, limos, gravas y margas azules.

Para llevar a cabo la caracterización de los materiales se dispone de ensayos de caracterización (granulometría, límites de Atterberg), ensayos de penetración estándar tipo SPT y ensayos presiométricos en las margas. Pero más importante que estos datos puntuales es la experiencia que se tiene sobre el comportamiento del terreno en Sevilla¹⁰, así como los valores empleados en el Proyecto. Con todo ello se proponen los siguientes parámetros geotécnicos. Ver Tabla XX.

Tabla XX.- Propuesta de parámetros geotécnicos

	γ_{ap} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ν
Relleno	18	28	0	10	0,35
Arcilla	20	27,5	10	16	0,30
Limos	21	32	0	20	0,30
Gravas	21	37	0	110	0,30
Margas	20	28	40	55	0,30

Con estos valores sería suficiente para poder analizar cualquier problema geotécnico del Proyecto (excepto temas relacionados con la permeabilidad).

Sin embargo, para facilitar el cálculo de las cimentaciones profundas (en caso de existir alguna)) se indica a continuación las resistencias unitarias últimas (de hundimiento) por punta y por apoyo.

- Resistencia unitaria por fuste en rellenos: nula
- Resistencia unitaria por fuste en arcillas y limos: 40 kPa
- Resistencia unitaria por fuste en gravas: 100 kPa
- Resistencia unitaria por fuste en margas: 70 kPa
- Resistencia unitaria por punta en arcillas y limos: 0,65 MPa
- Resistencia unitaria por punta en las gravas: 10¹¹ MPa
- Resistencia unitaria por punta en las margas: 3,5 MPa

El valor de cálculo de la resistencia por punta será el valor medio o semisuma del valor promediado que se asigne a la zona activa inferior y el que se asigne a la zona pasiva superior, considerando como 'D' el ancho del módulo de pantalla.

¹⁰ Se ha consultado las tesis doctorales "Comportamiento del terreno durante las obras de construcción de la Línea 1 del metro de Sevilla en los tramos de túnel entre pantallas y es las estaciones subterráneas" de Pedro Arozamena y "Comportamiento volumétrico de la marga azul del Guadalquivir ante los cambios de succión" de Manuel Vázquez.

¹¹ Al no disponer de datos de las inyecciones realizadas no se ha tenido en cuenta cuando se ha estimado la resistencia por punta en las gravas. Evidentemente, las inyecciones realizadas hacen que esa resistencia unitaria deba ser mayor. Sólo se ha dispuesto de la información de la página 32 del artículo "El Puente del Centenario sobre la dársena del río Guadalquivir, en Sevilla" donde se indica que, para evitar el efecto de aflojamiento producido por la excavación, se realizó un lavado e inyección de la punta de las pantallas para lo cual dejaron dispuestos unos tubos en cada uno de los módulos.

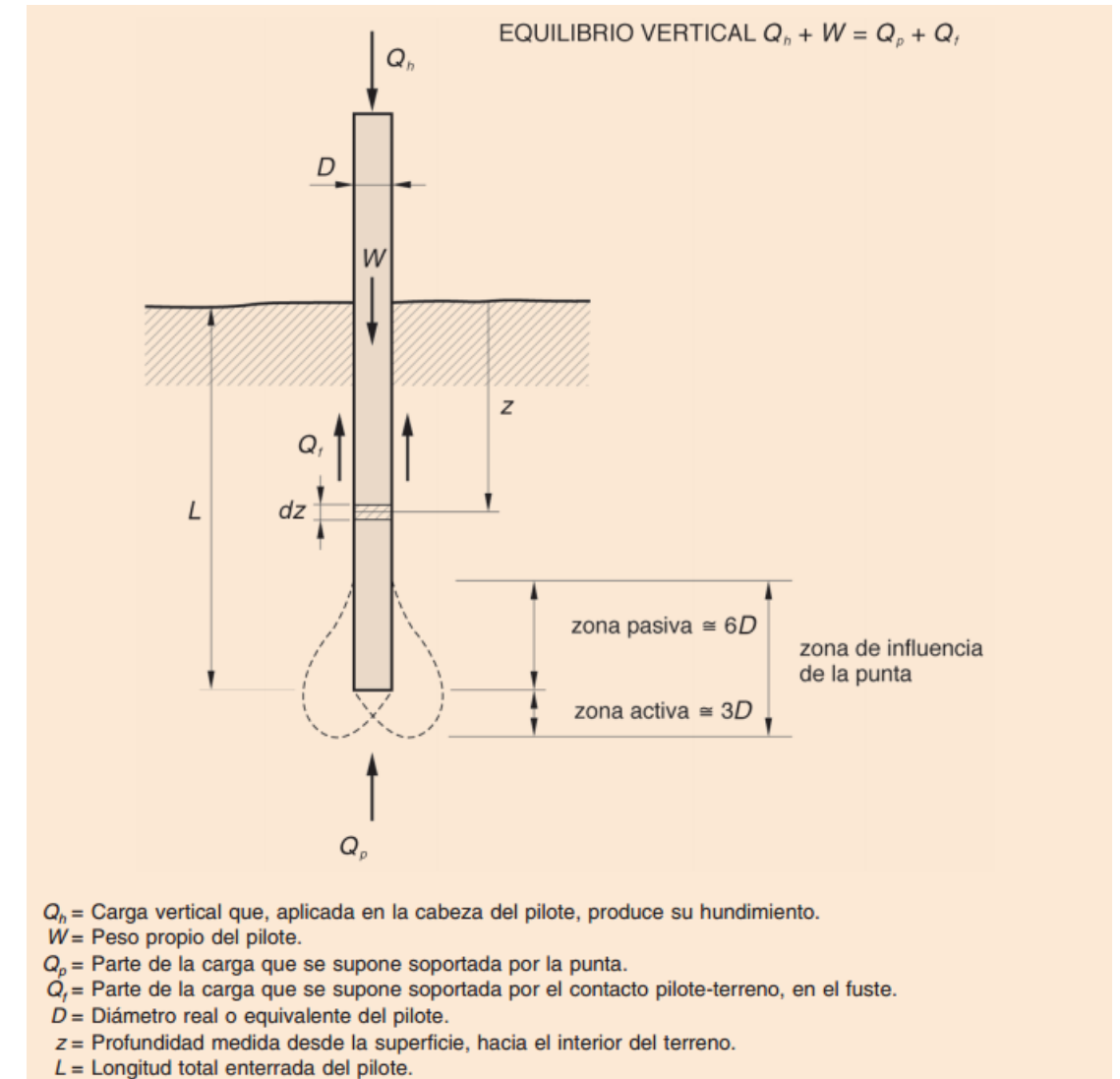
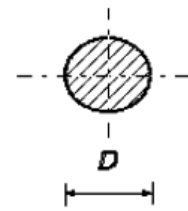


Figura 1. Zona de influencia de la punta de las cimentaciones profundas

La norma UNE-EN 1997-1:2016 del Eurocódigo contempla el diseño de cimentaciones profundas con los pilotes perforados ejecutados siguiendo los criterios de ejecución de la norma UNE-EN 1536:2010. Y esta norma europea cubre los elementos portantes apantallados ("barrettes"), que cumplan con los siguientes criterios geométricos:

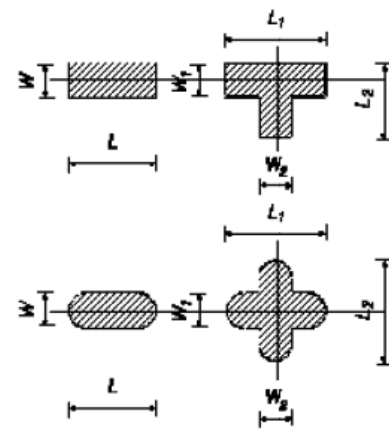
- La dimensión menor W es de al menos 0,40 m ($W \geq 0,40$ m)
- La relación entre su dimensión mayor L y su dimensión menor W no supera el valor de 6 ($L/W \leq 6$)
- El área A de su sección transversal no supera los 15 metros cuadrados ($A \leq 15$ m²)

Las cimentaciones del Puente del Centenario están formadas por módulos que cumplen con estos criterios (pues $W=0,80$ m y $L=2,50$ y por tanto $L/W=3,13$ y $A=2,0$ m²) y no es necesario aplicar ningún coeficiente geométrico por la forma de la punta.



Leyenda
 D Diámetro del pilote

Figura 1 – Pilote perforado con sección circular



Leyenda
 L Longitud del elemento portante (barrette)
 W Espesor del elemento portante (barrette)
 A Área de la sección del fuste

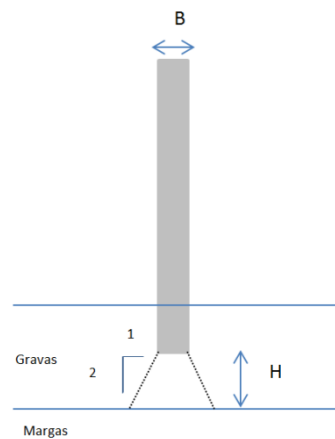
Figura 2 – Pilote perforado con sección no circular (elemento portante (barrette))

Para el cálculo de la cimentación frente a las acciones horizontales puede ser necesario sustituir el terreno real por una serie de constantes de resorte. Los valores que se proponen emplear para un pilote de diámetro unidad son:

- K_h relleno: 22 MN/m³
- K_h arcilla: 28 MN/m³
- K_h limos: 40 MN/m³
- K_h gravas: 46 MN/m³
- K_h margas: 35 MN/m³

Se considera que para las cargas actuantes no se produce la plastificación del terreno y, por tanto, no es necesario definir los valores de plastificación de las constantes de resorte.

Figura 2 Pilotes perforados contemplados en el Eurocódigo 7



Pero como bajo las gravas hay un estrato cohesivo de menor resistencia (las margas), la resistencia por punta de los elementos portantes debe limitarse al valor

$$q_p \leq 6 \cdot c_u \cdot (1 + H/B) \cdot (1 + H/L) \quad [1]$$

Siendo:

H: la distancia de la punta del pilote al estrato del suelo cohesivo blando inferior;

B y L: las dimensiones en planta de la pantalla;

c_u : la resistencia al corte sin drenaje del estrato de suelo cohesivo blando. Siendo $6 c_u$ la resistencia por punta del estrato cohesivo dividida por 1,50.