"Una cimentación profunda en el valle del Palmones, Algeciras (Cádiz)"

Fernando Oliveros Rives

Revista de Obras Públicas vol.101, nº2.861, septiembre de 1953, pp. 453-460

UNA CIMENTACION PROFUNDA EN EL VALLE DEL PALMONES, ALGECIRAS (CADIZ)

Por FERNANDO OLIVEROS RIVES,
Ingeniero de Caminos.

Presentamos a continuación los interesantes aspectos que expone el autor sobre la cimentación de un puente sobre el río Palmones, en el C. N. de Cádiz y Gibraltar a Barcelona, ejecutada con pilotes "in situ", ϕ 630 mm.

Se suelen considerar cimentaciones profundas aquellas que superan los 25 m. y cuyas ejecuciones, naturalmente impuestas por las necesidades, vamos conociendo como alardes de la técnica moderna, que ataca problemas hasta ahora insolubles, a causa de la imposibilidad material de su realización: de esta forma se prosigue lentamente la penetración en ese campo desconocido cuajado de sorpresas siempre reservadas a la imprevisión del Ingeniero.

Queremos hablar hoy de la cimentación profunda de un puente, realizada en nuestro país con pilotaje *in situ*, ϕ 630 mm., diámetro límite aconsejable y aplicable a este tipo de cimentaciones, ya que para mayores profundidades, y por razones constructivas, los diámetros deberán ser, en general, mayores, pues de otra forma las dificultades a vencer no compensan los resultados económicos finales.

Se trata de la construcción de un puente sobre el río Palmones, en el Km. 111 del C. N. de Cádiz y Gibraltar a Barcelona, próximo a Algeciras, en sustitución del actualmente existente, en el que su cimentación, superficial, ha provocado el progreso de asientos indefinidos; en la figura 1.ª se puede observar su estado de ruina, por lo cual está denunciado.

La sustitución se ha proyectado aguas abajo del y junto al antiguo, consiguiendo al mismo tiempo la eliminación de la curva que provocaba.

El valle, muy abierto, corre de O. a E. y en el emplazamiento del nuevo puente, geológicamente, el terreno está constituído por una formación de areniscas eocenas, sobre las que aparecen, en estratificación concordante, mantos de arcillas con coloraciones azul, amarilla y gris, en el sentido ascendente; finalmente, sobre ellos, quedan superpuestas las arenas y fangos cuaternarios, que forman el lecho del río (fig. 2.ª).

El primitivo proyecto fué redactado por Diaz Burgos, pero el actual ha sido estudiado por Carlos Fernández Casado y corresponde al número 30 de la Colección Oficial, de la que éste es autor, estando ya de acuerdo con las prescripciones de sobrecargas adoptadas por la Dirección General de Carreteras en abril del corriente año.

La superestructura corrió a cargo de E.Y.T.A. S.A. y la ejecución de la cimentación se hizo bajo la dirección general del Ingeniero Sr. García-Fuente.

En el proyecto se prescinde de los estratos arcillosos superiores y se resuelve la cimentación con pilotaje *in situ* de 630 mm. de diámetro, confiando la carga a la arenisca por medio de empotramiento de 0,80 m. como mínimo, según el estado superficial de aquélla.

El encepado de las cabezas de los pilotes se proyectó con un macizo de hormigón, para lo cual se dejaba 1 m. de armadura sobresaliente de su cabeza; su construcción debía hacerse por el sistema de agotamientos y cajones indios de dimensiones 12,8 × 5,8 × 2,5 de largo, ancho y alto, respectivamente. Este mismo sistema ya lo había utilizado Fernández Casado anteriormente en la cimentación del puente de Fuentidueña, en el que se enceparon de la misma forma los pilotes por nosotros ejecutados (fig. 3.ª).

De esta forma se planteaba en el proyecto la realización de un pilotaje con longitudes máximas de

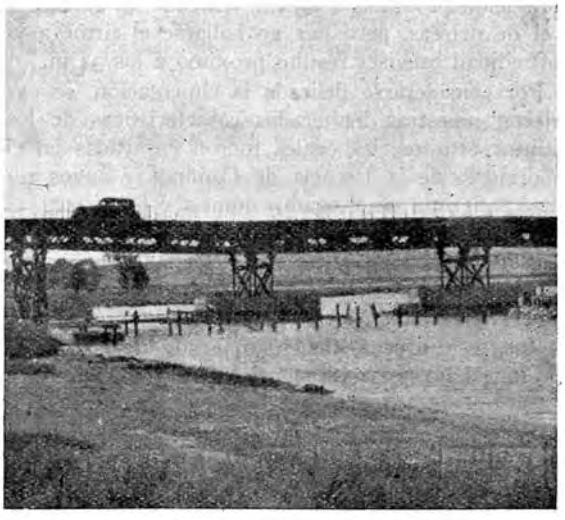


Figura 1.ª

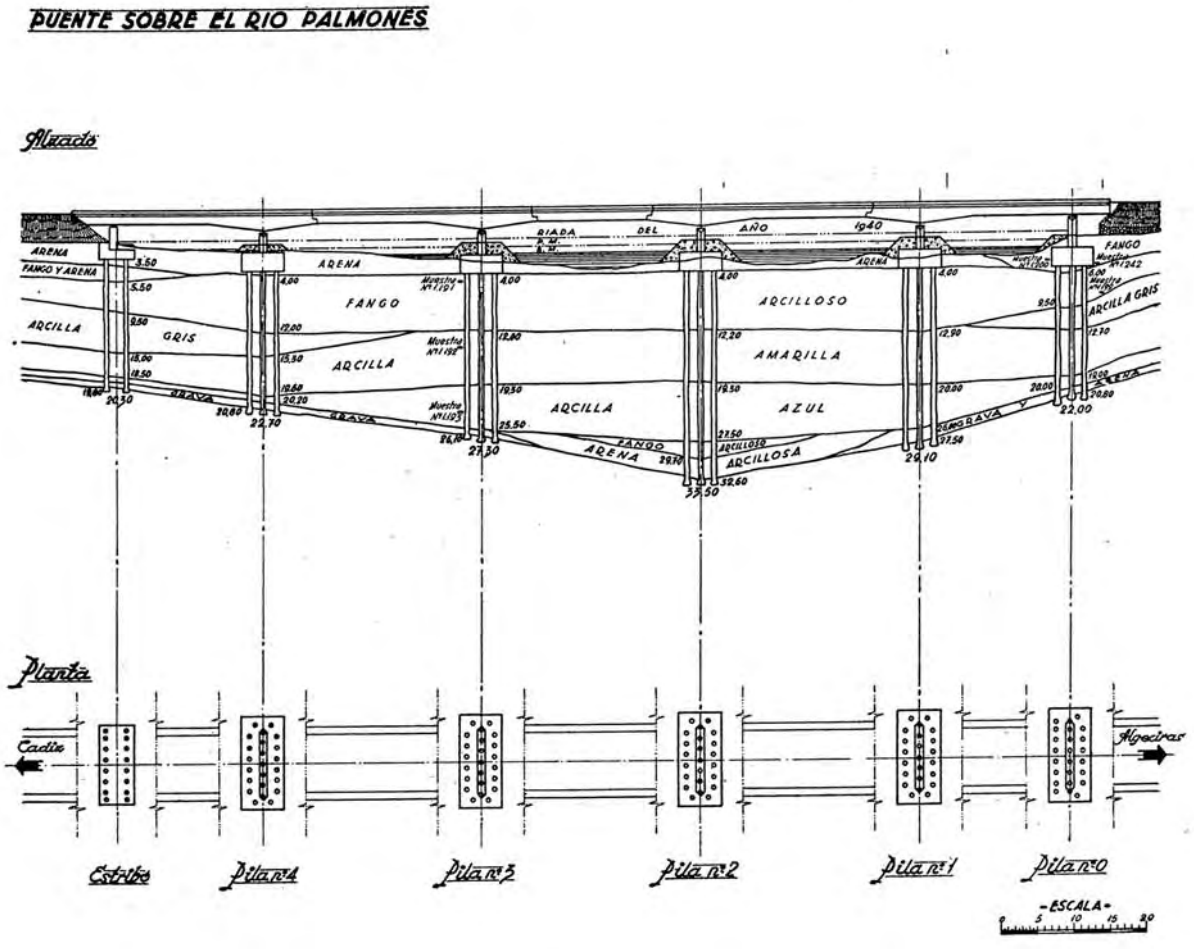


Figura 2.ª

perforación próximas a 29 m., teniendo en cuenta el nivel de mareas, pero por no hallarse el firme a la profundidad prevista resultó próximo a los 34 m.

Por considerarse delicada la cimentación, se extrajeron muestras inalteradas características de los distintos estratos, las cuales fueron ensayadas en el Laboratorio de la Escuela de Caminos y cuyos resultados figuran en el cuadro núm. 1 y figura 4.ª.

De donde se desprende que las arcillas, a pesar de estar consolidadas, poseen densidades pequeñas, gran porcentaje de humedad y los índices de plasticidad francamente elevados; por lo que respecta a los fangos y arenas, tienen un grado de consolidación muy bajo, y las resistencias a la compresión son excesivamente pequeñas.

Se comprobó, aplicando la teoría de Dörr, que con la carga de unas 1 320 Tm. por pila previstas, el pilotaje podría quedar en las pilas números 2, 3 y 4 a profundidades menores, resistiendo solamente por fricción las cargas impuestas, pero para eliminar posibles asientos diferenciales entre ellas, que inevitablemente siempre se derivan de las cimentaciones flotantes, así como para prevenir las futuras cargas como consecuencia del incremento del tráfico pesado y estar el puente situado en una zona estratégica militar, se había decidido dejar el pilotaje descansando sobre la arenisca.

Las longitudes medias de las perforaciones, según



Figura 3.ª

CUADRO 1.º

CONCEPTOS	MUESTRAS — NÚMERO					
	1 191	1 192	1 193	1 199	1 200	1 242
Clase de suelo	Fango arcilloso.	Arcilla amarilla	Arcilla azul.	Fango.	Arena fangosa.	Fango arcilloso.
Profundidad media	5,40	13,55	21,45	7,35	3,60	5,60
Densidad real	2,78	2,83	2,64	2,65	2,69	2,69
Densidad aparente seca	1,23	1,35	1,42	1,02	1,70	1,732
Humedad natural, %	40,3 a 73,6	32,6	34,2	66,5	17,3	53,9
Resistencia a la compresión, Kg./cm.²	0,163	0,806	2,458	0,171	0,167	0,258
Angulo de rozamiento	—	—	—	—	—	3º 20′
Límites de Atterberg — Líquido	69,4	65,0	61,8	65,8	—	51,2
Límites de Atterberg — Plástico	29,9	24,2	24,0	25,4	—	20,9
Límites de Atterberg — Indice de plasticidad	39,5	40,8	37,8	40,4	—	30,3

la situación de los pilotes, quedó en la forma siguiente:

CUADRO 2.º

PUNTOS	Número de pilotes	Perforación sin hormigonar — *Metros*	Perforación hormigonada — *Metros*	Perforación tota — *Metros*
Pila núm. 0 (Algeciras).	23	4,50	17,50	22,00
Pila núm. 1	23	4,50	24,60	29,10
Pila núm. 2	23	4,50	29,00	33,50
Pila núm. 3	23	4,50	22,80	27,30
Pila núm. 4	23	4,50	18,20	22,70
Estribo Cádiz	16	2,20	18,10	20,30

Exponemos a continuación, brevemente, los aspectos más característicos que la cimentación planteó y los principales inconvenientes encontrados durante su ejecución.

I. Pesos muertos.

Tenemos que distinguir:

1) *Peso propio.*

El peso por metro lineal de un pilote de este diámetro es de 0,750 Tm. y, por tanto, los pesos propios de los pilotes de los distintos puntos han sido los que figuran en el cuadro núm. 3.

CUADRO 3.º

PUNTOS	Longitud media hormigonada — *Metros*	Peso del pilote — *Tm.*
Pila núm. 0 (Algeciras)	17,50	13,1
Pila núm. 1	24,60	18,4
Pila núm. 2	29,00	21,7
Pila núm. 3	22,80	17,1
Pila núm. 4	18,20	13,7
Estribo Cádiz	18,10	13,6

Cargas de bastante consideración, según se podrá observar.

2) *Consolidación de fangos.*

Un aspecto que no conviene olvidar en esta clase de cimentaciones, debido, en general, a su importancia, es el efecto de carga suplementaria que produce sobre el pilote la consolidación natural de los estratos que atraviesa y que gravitarán sobre él. transmitiéndole a veces cargas muy considerables, y que en ocasiones, para evitar su influencia, hay que dotar a los fustes de los pilotes de la mínima rugosidad por procedimientos especiales. Kögler, en su libro, hecho en colaboración con Scheidig (pág. 251), indica algunos accidentes habidos por esta causa.

En nuestro caso de los resultados obtenidos oportunamente en el laboratorio, que figuran en el primer cuadro, sobre las muestras representativas de los estratos de este tipo, y teniendo en cuenta que en pilotes *in situ* se puede tomar, como fácilmente se com-

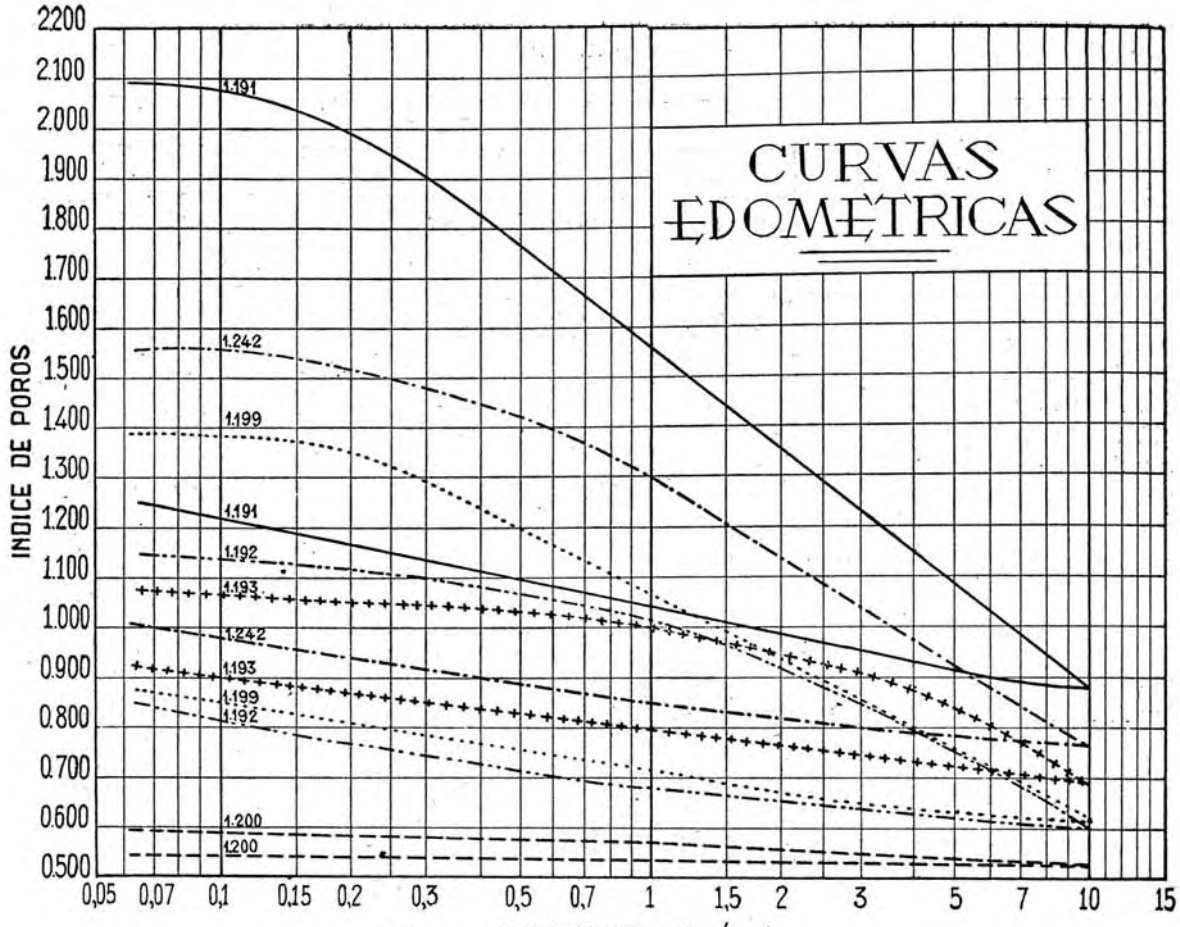


Figura 4.ª

prenderá, la cohesión del suelo como valor para la adhesión de éste al pilote, y que para estos suelos la cohesión viene a ser la mitad de la resistencia a la compresión, deducimos:

CUADRO 4.º

Profundidad de las muestras — *Metros*	Resistencia a la compresión — *Kg./cm.²*	Cohesión — *Kg./cm.²*
— 5,40	0,163	0,0815
— 7,35	0,171	0,0855

La superficie lateral del pilote de que tratamos es de 1,98 m.² por metro lineal, y tomando como más desfavorable la cohesión mayor, es decir, la correspondiente a — 7,35 m., resulta el siguiente cuadro, que da las cargas suplementarias por efecto de la fricción negativa ejercida por los fangos sin consolidar, en los puntos que se indican:

CUADRO 5.º

PUNTOS	Espesor de los fangos (promedios) — *Metros*	Cargas sobre un pilote por efecto de consolidación — *Tm.*
Pila núm. 0 (Algeciras)	9,50	16,1
Pila núm. 1	8,90	15,1
Pila núm. 2	8,20	13,9
Pila núm. 3	8,00	13,6
Pila núm. 4	8,00	13,6
Estribo Cádiz	6,00	10,1

Sumando los pesos propios de los pilotes con las cargas producidas por consolidación de los estratos superiores, tenemos el cuadro que a continuación figura y en el que se indican las cargas muertas ajenas a la superestructura que debe resistir el pilotaje, y que ya en la pila núm. 3 alcanza 35,6 Tm., es decir, casi la tercera parte de la capacidad resistente del pilote.

CUADRO 6.º

PUNTOS	Carga muerta por peso propio y efecto de consolidación de fangos sobre un pilote — Tm.
Pila núm. 0 (Ageciras)...	29,2
Pila núm. 1	33,5
Pila núm. 2	35,6
Pila núm. 3	30,7
Pila núm. 4	27,3
Estribo Cádiz	23,7

II. Dificultades de emplazamiento y maniobra.

Como las máquinas de trabajo había que emplazarlas en el río, sujeto a mareas, se optó por la construcción de tantas islas como pilas, y como se comprenderá, por razones económicas, se hicieron de las mínimas dimensiones; por su reducido espacio, el acopio de materiales, los movimientos y maniobras (téngase en cuenta que el peso de la tubería era de 200 Kg. por metro lineal) resultaban agobiantes (figura 5.ª).

Asimismo, las cargas dinámicas resultantes de las maniobras que la cabria de trabajo transmitía al relleno que constituía las islas, provocaba continuos descentramientos, pues, al sistema elástico formado por la cabria correspondía otro de la misma naturaleza formado por el suelo sin consolidar, lo que dificultaba extraordinariamente la solución del centrado de la tubería durante la perforación.

III. Pandeo.

Todavía no he tenido ocasión en mi vida profesional de hallar ninguna manifestación de este tipo en pilotajes, y en los casos en que la apariencia denotaba su existencia, estudiados con detenimiento, resultaron ser consecuencia de un proyecto deficiente, en el que no se supo prever el comportamiento de la unidad suelo-construcción desde el punto de vista geotécnico.

Se comprenderá la gran dificultad que ofrece la determinación de las limitaciones de cargas sobre pilotes para evitar este efecto de pandeo, debido a la gran complejidad que encierra el problema, en general, indeterminado por estar muy alejado de la sencillez de las piezas prismáticas de las estructuras. La actuación del empuje pasivo, coartando el fenómeno en cada estrato, a la vez que el activo facilitándolo, entre otros elementos muy complejos concurrentes, prestan al problema la dificultad indicada.

Sin embargo, los trabajos de Garde-Hansen en Inglaterra y experiencias de Loos en Suecia, entre otras, tranquilizan al proyectista de pilotajes, puesto que de ellos se deducen valores de cargas muy elevados capaces de producir pandeos, fuera por completo del campo donde nos movemos en este caso. No por esto hay que olvidar este efecto al proyectar pantallas de pilotes parcialmente cubiertas o protegidas por suelos poco estabilizados



Figura 5.ª

IV. Perforación.

Dada la longitud de los pilotes, uno de los peligros que más se temían durante la ejecución de la cimentación, era el de descentramiento de la tubería. Un valor de éste de un 5 por 100 ya suponía en la base 1,50 m. de desviación, que era precisamente la separación entre ejes de pilotes, lo cual planteaba la alteración del régimen tensional previsto en el cimiento, y mermas de resistencia con la correspondiente influencia en el coeficiente de seguridad, el cual no era muy alto, puesto que cada pilote debía absorber, además de los pesos muertos anteriormente deducidos, la carga de 1 320 Tm. por pila.

$$\frac{1\,320}{23} = 57{,}3 \text{ Tm.}$$

o sea, un total para los de la pila número 2: $57{,}3 + 35{,}6 = 92{,}9$ Tm.

Para evitar el descentramiento se dispuso un sistema de venteado de tubería que manteniéndola sujeta se tensaba para contrarrestar los vicios que pudieran aparecer durante la perforación A partir de los 20 m. de profundidad no fué ya necesario extremar estos cuidados, toda vez que al ser los estratos sensiblemente horizontales y no existir bolos, se mantenía fácilmente ya la verticalidad del pilote. De todas formas, cuando el terreno es flojo y el diámetro del pilote es mayor, como en la cimentación reciente de unos silos de carbón en Dublín (expuesta en la Revista inglesa *Geotechnique*, núm. 3), con diámetro de 976 mm. se alcanzó la profundidad de 46,5 m., obteniendo una desviación en la base de 2,4 por 1 000.

Cuando se efectuaba la excavación, se bajaba la tubería, de forma que siempre quedase la corona rodeada también por su interior por el terreno (excepto en la formación del bulbo), de forma que al extraer la cuchara los productos de excavación, siempre pertenecían al interior de la tubería y no a terreno exterior más profundo que ella, con lo que se evitaban socavaciones laterales, que, por ser difícilmente controlables, siempre son perjudiciales.

El trépano de excavación se introducía con varillas empalmadas y no colgado de cable, como se hace generalmente en cimentaciones superficiales, buscando con ello la verticalidad del varillaje y, por tanto, la del pilote.

V. Áridos.

La magnitud de los áridos se cuidó especialmente, empleando aquellos que por sus dimensiones no pudiesen facilitar la aparición del efecto silo, creando bóvedas al amparo de la armadura. La mayor dimensión no pasaba de 5 cm.

VI. Armaduras.

La armadura del pilote constituída longitudinalmente por 8 ϕ 14 y transversalmente por un zuncho helicoidal de 6 mm. ϕ y 15 cm. de paso, fué empalmada con soldadura eléctrica e introducida por partes de 9 m. dentro de la tubería, centrándola mediante guías radiales formadas por los alambres de sujeción del zuncho a la armadura longitudinal, para su apoyo sobre el tubo, como se indica en la fig. 6.ª.

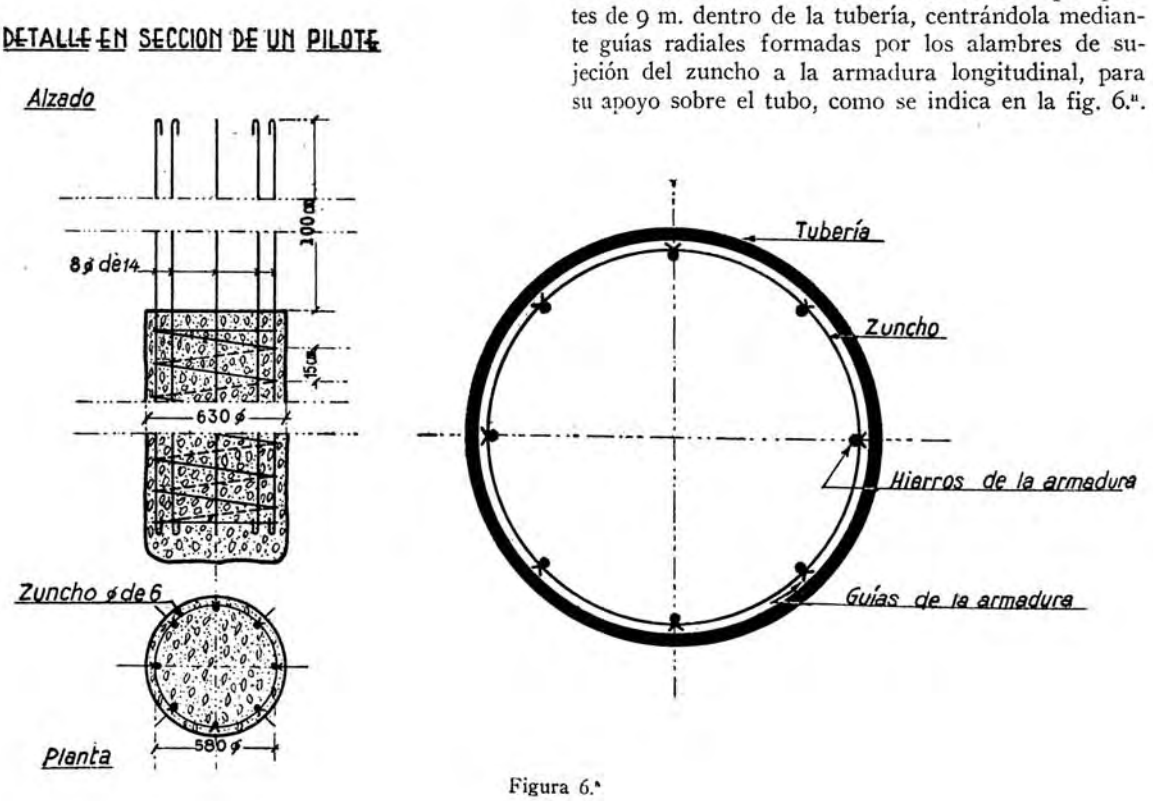


Figura 6.ª

VII. Hormigonado.

La construcción del pilote había que hacerla con hormigón sumergido, y por esta causa aunque la arcilla era bastante impermeable, se llenaba la tubería de avance con agua, en caso de que no se restableciese el equilibrio con la del exterior, debido a las pérdidas de carga; con esto se evitaba el sifonamiento, que podría acarrear consecuencias graves en la fabricación del pilote. Queremos insistir en que cuando no se pueda asegurar una impermeabilidad total a través del fondo de la tubería, es preferible equilibrar la presión con el exterior, llenándola de agua para prevenir peores males, en contra de la tendencia ajena a esta técnica que, pretendiendo eliminar la presencia inofensiva del agua estancada, provocan su actuación en forma violenta y grave para el hormigón de los pilotes.

Se utilizó, pues, el hormigón sumergido descendido en una cuchara herméticamente cerrada por su base, que apisona antes de abrir y soltar el hormigón, protegiendo así la composición de la mezcla y evitando su desintegración (fig. 7.ª).

Como a estas profundidades es peligrosamente fácil el estrangulamiento del pilote, para la extracción de la tubería, se calculó previamente el descenso de hormigón que correspondía a cada fase de extracción de aquélla, con lo cual se controlaba en todo momento el proceso de su fabricación.

* * *

Por último, vamos a considerar las causas que indujeron a cambiar el estribo Algeciras en pila, a lo cual todavía no hemos hecho alusión.

A la vista de las características geotécnicas de las dos muestras correspondientes a las capas de fangos que existían en el lugar donde debería estar situado el muro del estribo, y de las dos curvas edométricas respectivas, números 1 242 y 1 199, se deducía lo siguiente:

Una resistencia a la compresión muy baja.

Los índices de huecos eran elevados y las pendientes de las ramas de las curvas de carga muy grandes, lo que denotaba el grado de consolidación inicial en que se encontraban dichas capas.

Ello daría lugar a asientos progresivos, no ya del propio terraplén, sino de aquellos estratos; como el régimen de asientos es distinto para cada punto, como es sabido, la conservación del firme sería costosa, de no adoptar medidas convenientes. Por esto, se procedió a determinar los asientos previsibles.

Se trataba de una carga en faja trapecial de 10 m. de anchura y 23 m. en la base inferior, como media, en alineación recta de 140 m. de longitud, y a los efectos que interesa, despreciaremos los triángulos laterales, en la inteligencia de que obtendremos un asiento menor aún que el real.

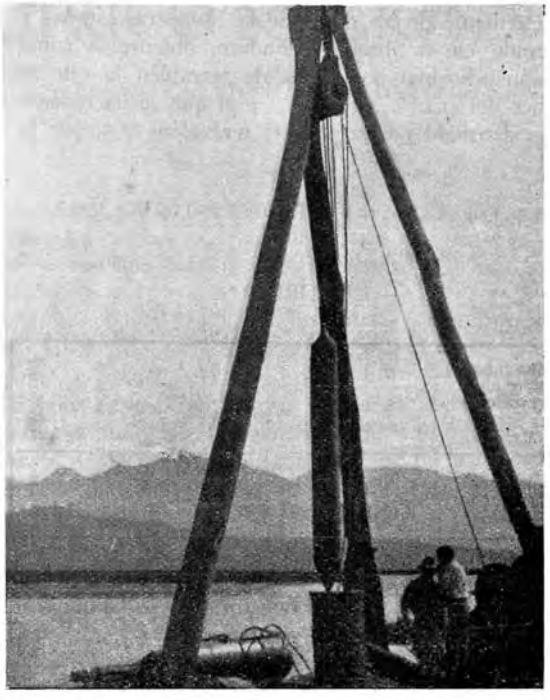


Figura 7.ª

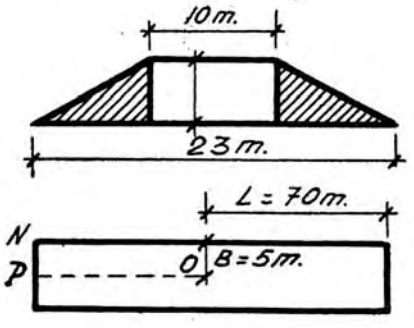


Figura 8.ª

Partiendo de los datos de las muestras citadas y entrando en el ábaco de Fadum, obtenemos como presión adicional por carga de terraplén la que se deduce del cuadro siguiente, en el que se ha tomado como densidad media para el terraplén 1,65, por lo cual:

$$q = 4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}65 = 6{,}6 \text{ Tm./m.}^2 = 0{,}66 \text{ Kg./cm.}^2.$$

CUADRO 7.º

Profundidades bajo el nivel del suelo (z) — Metros	$\frac{B}{z}$ (m)	$\frac{L}{z}$ (n)	I	$\frac{I \cdot q}{-}$ Kg./cm.²	$4 \cdot \frac{I \cdot q}{-}$ Kg./cm.²
5,60	0,893	12,500	0,195	9,128	0,512
7,35	0,680	9,523	0,169	0,111	0,444

Asimismo determinaremos la presión actual, partiendo de los datos del laboratorio, y deducimos el siguiente cuadro:

CUADRO 8.º

Profundidad — *Metros*	% humedad natural	Densidad real	Densidad sumergida	Presión actual — *Kg./cm.²*
5,60	53,9	2,69	1,69	0,386
7,35	66,5	2,65	1,65	0,495

y sumando las presiones por ambos conceptos, queda:

CUADRO 9.º

Profundidades — *Metros*	Presión final — *Kg./cm.²*
5,60	0,898
7,35	0,939

De las curvas edométricas se han tomado los índices de huecos:

CUADRO 10.

Número de las muestras	Presiones — *Kg./cm.²*	Indice de huecos
1 242	0,386	1,450
1 242	0,898	1,312
1 199	0,495	1,200
1 199	0,939	1,080

y por la fórmula conocida:

$$\Delta = \frac{\Sigma_i - \Sigma_f}{1 + \Sigma_i},$$

se dedujeron los acortamientos unitarios:

Muestra 1 242 0,0564
Muestra 1 199 0,0546

Representando estos puntos y la curva aproximada de asientos, queda la figura 9.ª. La integral nos dará el área que será el asiento total en el tiempo. Resulta, pues, para el punto central de la faja considerada, 46 cm., y en los bordes la mitad aproximadamente.

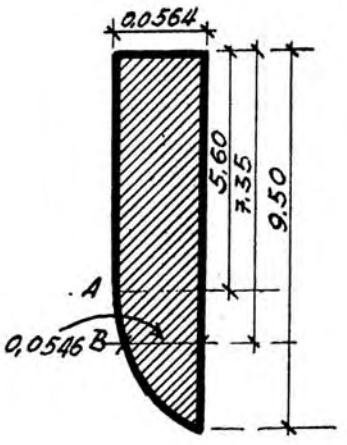


Figura 9.ª

Al convertir el estribo en pila, se alejó el terraplén, con lo que se redujo la capacidad de asiento del sistema en un 30 por 100 aproximadamente, lo cual ya no ofrecía peligro para el mismo.