

EL PUENTE DEL PEDRIDO

Por CÉSAR VILLALBA GRANDA, Ingeniero de Caminos.

Según anunciamos al hacerse la inauguración de este importante puente, vamos a presentar una descripción detallada del mismo, que se hará en dos artículos. Este primero está dedicado al estudio de las cimentaciones, que, como verá el lector, hubo que adoptar en ellas diversos sistemas para resolver, adecuadamente, los problemas especiales que en cada zona presentaba el terreno.

De las tres obras inauguradas solemnemente por nuestro invicto Caudillo en el pasado mes de abril, dos son puentes: el Viaducto del Esla, para el ferrocarril Zamora-Coruña, y el puente del Pedrido.

Describimos el primero en los números de esta REVISTA, de octubre, noviembre y diciembre de 1942 y enero y febrero de 1943; dedicamos este trabajo a la descripción del segundo.

La importancia de la obra, las numerosas dificultades que se han presentado y sucesivamente vencido, dan interés a una exposición algo detallada de este puente, que en este artículo y en el siguiente vamos a ofrecer.

Programa.

Dedicaremos este primer artículo a la descripción general de la obra y al estudio de sus cimentaciones, que ofrecen un ejemplo bastante completo de la aplicación de los diversos sistemas, según las circunstancias especiales de cada caso: cimentación directa, emparrillados, por pozos indios, con ataguías, con aire comprimido, pilotes de intubación directa, con bulbos y de columna. No creemos, pues, que sea fácil reunir en una sola obra tanta clase distinta de sistemas de fundación.

El segundo artículo se referirá a la superestructura que comprende arcos empotrados poco armados y el arco atirantado que cruza la ría de Betanzos, y que, en su sistema, constituye uno de los mayores del mundo.

Antecedentes.

Larga es la gestación de esta obra. Incluida la carretera de Puente del Porco a Muros en el plan de carreteras provinciales, hasta que, por virtud de la Ley de 13 de noviembre de 1896 pasó al Estado, figurando desde entonces en el plan de obras de aquél; hacia el origen de esta carretera, en la parte construída, se ofrecía una importante solución de continuidad: el cruce de la ría de Betanzos en el Pasaje del Pedrido, próximo a la desembocadura.

En 31 de marzo de 1922, el Ingeniero D. Luciano

Yordi redacta un proyecto de puente para la indicada carretera, proyecto aprobado en 20 de noviembre de 1924 y adjudicado en subasta a D. Julián Dorao en 5 de agosto de 1926, por un presupuesto de pesetas 1 085 000, y fueron comenzados los trabajos en 9 de mayo de 1927.

Constaba este proyecto de dos partes: el tramo central que salvaba la ría propiamente dicha mediante un puente metálico parabólico de piso inferior, con 70 m. de luz, apoyado sobre dos pilas de fábrica cimentadas por aire comprimido; la de la margen izquierda (lado Coruña), a 15 m. de profundidad bajo el fondo de la ría, y la de la margen derecha, sobre la roca pizarrosa que aflora en dicha margen. La otra parte que podemos considerar, era la obra de hormigón armado, formada por tramos rectos de hormigón, sustentados por pilares de la misma fábrica, apoyados en el terreno por placas de cimentación. Estos tramos eran: 8, en la margen derecha, y 32, en la izquierda. Los de este lado formaban cuatro grupos del mismo número de tramos cada uno que el que formaba la margen derecha, y separados estos grupos por pilas-tras de fábrica. La luz de cada tramo era de 10 m., y la longitud total de la obra de tramos era de 461,50 metros, de los cuales, 70, correspondían al tramo metálico, y 391,50, a los de hormigón armado.

Comenzadas las obras, ya aparecen discrepancias entre el proyecto y la obra a realizar, que habían de dificultar ésta, por lo cual se autorizó, en 2 de septiembre de 1927, la remisión del oportuno proyecto reformado, referente a las modificaciones que se proponían. Surge entonces la conveniencia de sustituir el cajón metálico para la fundación de la pila de la margen izquierda, mediante aire comprimido, por otro de hormigón armado, y al pretender su construcción, se vió la imposibilidad de hacerlo en seco, ya que en el proyecto había un importante error en la fijación de la altura de las mareas. Se construyó por ello una ataguía y se efectuó la cimentación, continuando posteriormente las cimentaciones de algunas pilas-tras y parte de las explanaciones de acceso al puente.

Entretanto, en junio de 1928 se presenta una petición de varios de los Ayuntamientos interesados en

la construcción del puente (y acaso de algunos interesados en la *no* construcción del mismo), solicitando un aumento del ancho proyectado para la calzada (4,50 m.), petición aceptada por la Superioridad. Afectando ya esta modificación a la esencia misma del proyecto, se paralizan las obras desde el 10 de agosto de 1928, y, continuando en dicho estado, se crea la Jefatura de Puentes y se encarga de su continuación e inspección, designándome Ingeniero encargado de las mismas, de las que me ocupó hasta su total terminación, sin más intervalo que el forzoso producido por la guerra, que me aísla de la obra.

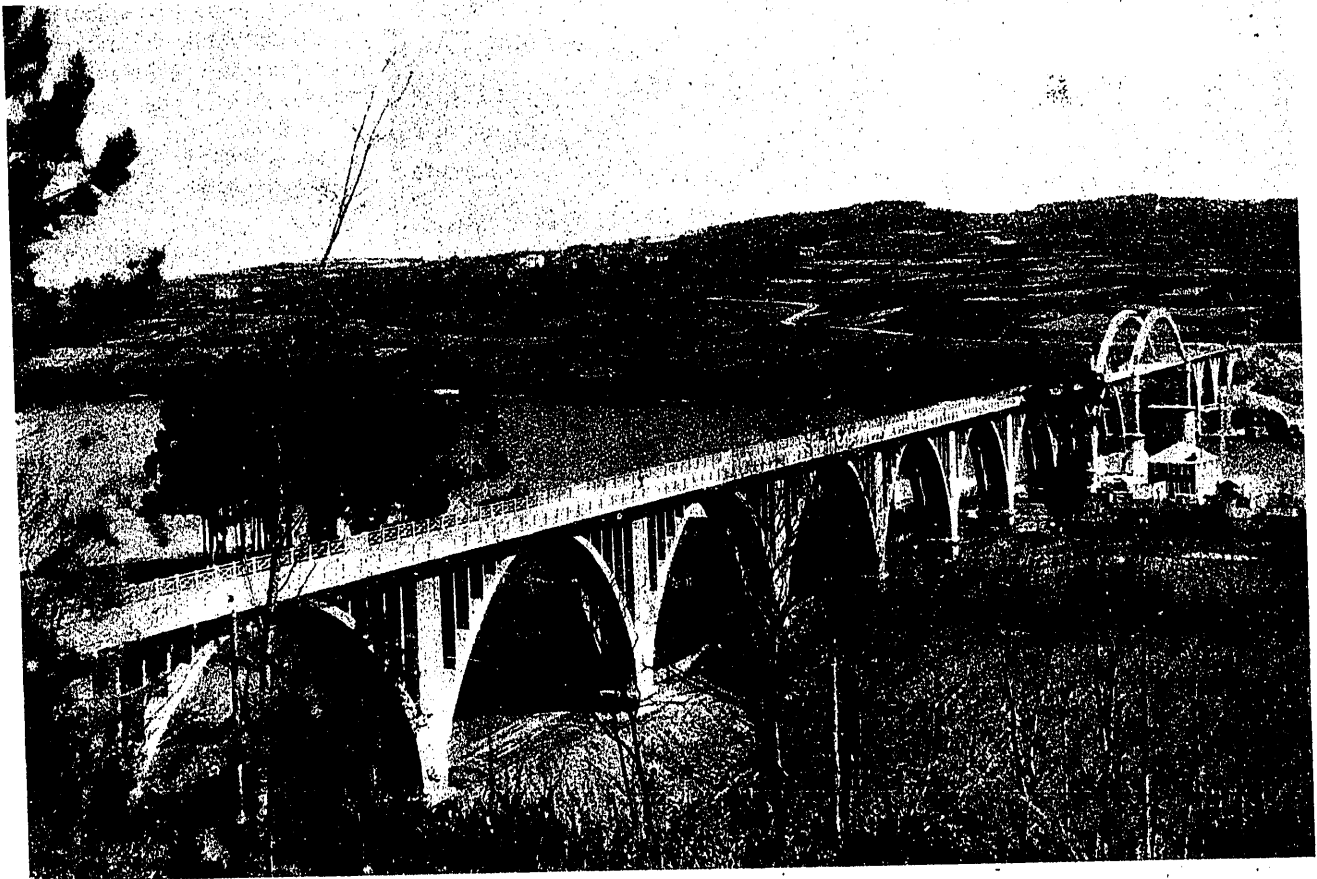
Comenzamos el estudio del nuevo proyecto, cuando, en una nueva petición, varios vecinos de Betanzos, en 30 de diciembre de 1928, solicitan que el puente se modifique para permitir el paso de las embarcaciones que frecuentan Betanzos. Así se acuerda, ordenando la elevación de la rasante a 6 m. más. Aprobado el correspondiente presupuesto de gastos para el estudio, en 3 de octubre de 1929, procedí a la redacción del proyecto. Las dos modificaciones aprobadas, aumento de anchura y de altura de rasante y las inherentes al replanteo y comienzo de las obras, im-

plicaban, en realidad, el estudio de un proyecto nuevo en su totalidad.

Mientras este estudio se llevaba a cabo, solicita la contrata, en 2 de mayo de 1930, la rescisión, acordándola en 12 de junio de 1930 y ordenando a la Jefatura de Puentes la liquidación de las obras. Aunque esta Jefatura hizo constar que toda la obra construída y objeto de la liquidación lo fué bajo la inspección de la Jefatura de Obras Públicas de La Coruña, se ordenó a la de Puentes la redacción de la liquidación aprobada en 16 de febrero de 1932, por un importe líquido de 263 915,11 pesetas.

Las obras comprendían, en resumen: una pequeña parte de explanación, unas fundaciones someras de tres pilastras, y, como más importante, la fundación y parte del alzado de la pila de la margen izquierda, cuyo estado en aquel entonces reproducimos en una de las fotografías, ya que las incidencias a que dió lugar bien merece su representación.

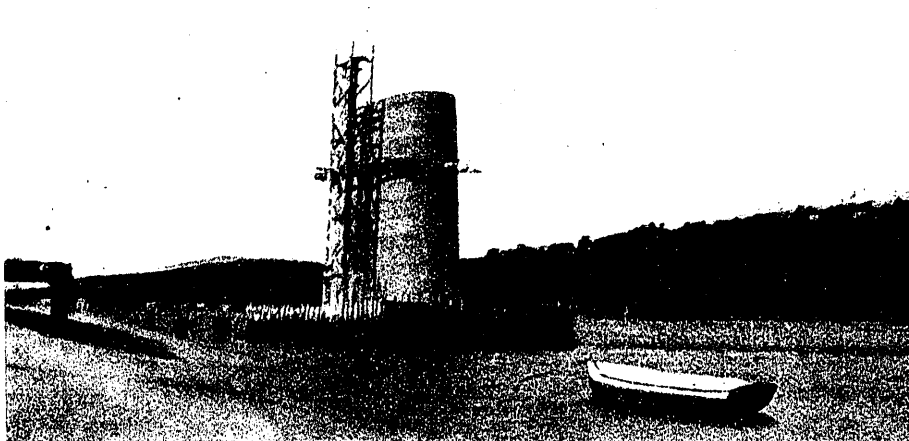
Expuestos los antecedentes que se refieren al período anterior a la redacción del proyecto que sirvió de base a la construcción definitiva, pasamos a exponer ésta.



Fot. 1.ª — Puente del Pedrido (Coruña). Vista general.

Situación de la obra. Importancia y características generales.

La carretera a que pertenece el puente, aboca la ría de Betanzos por sus dos orillas, en el lugar conocido por Pasaje del Pedrido. La orilla reúne excelentes condiciones para el apoyo del puente, con roca al descubierto; no así la del otro lado, muy baja y formando extensa playa con fondo fangoso. Al ponerse en servicio el puente y su carretera, construída en sus 140 Km. de longitud, se constituye una de las principales vías diagonales de la provincia y establece la



Fot. 2.ª — Pila-estribo izquierda en el comienzo de las nuevas obras del puente.

comunicación directa entre El Ferrol del Caudillo y La Coruña, especialmente cuando estén construídos los nuevos caminos de enlace con las carreteras nacionales.

La ría de Betanzos es, por otra parte, una de las más importantes de la provincia, y su boca, en la que también termina la ría de Arés, forma un excelente abrigo para los buques que navegan en busca de los puertos de Ferrol y Coruña. Se interna la ría más de 4 millas, formando un profundo saco, en el fondo del cual desaguan los ríos Mandeo y Mendo, en las inmediaciones de Betanzos.

Esta ría es navegable hasta el pueblo de Betanzos, y, con motivo de las obras del ferrocarril de Betanzos a El Ferrol, se hicieron obras de encauzamiento en el Mandeo, consiguiendo tener un canal de 40 m. de ancho y con profundidades de unos 5 pies en la bajamar. Esta circunstancia de ser navegable la ría, fija

una de las características más importantes de la obra.

La Orden de la Dirección General, de 28 de septiembre de 1929, fijaba la altura de rasante y evitaba toda duda respecto a las dos soluciones posibles para salvar la ría: el puente fijo de rasante alta o el puente levadizo o giratorio. Las ventajas de la primera solución eran, en este caso, evidentes y podían condensarse como sigue: el canal navegable que debe quedar libre es de unos 70 m. de ancho; un puente móvil de esa abertura era de coste muy elevado; los inconvenientes de reducir ese ancho en este caso, son evidentes, ya que, dada la ubicación del puente, próxima a la desembocadura, y los fuertes vientos reinantes que allí se hacen sentir con frecuencia, los barcos de vela que entran tienen que cambiar sus bordas con los vientos, y a veces no se puede precisar el momento de paso, ni fijar su dirección para entrar por una abertura estrecha, lo que obligará, no solamente a la luz grande del tramo, sino a que, en ocasiones, hubiese que abrir el puente con anticipación y mantenerlo así largo tiempo, con la consiguiente interrupción del tráfico, y téngase en cuenta la importancia del tráfico a vela, ya que, según estadística del año 1923 al 1928, de los 215 barcos, 160 eran de vapor y 55 de vela.

El puente móvil requiere, además, el establecimiento de aparatos caros y el mantenimiento constante de personal, lo que no está en relación con la importancia e intensidad del tráfico marítimo (215 barcos en los seis años, de 1923 a 29). Preferida la solución de un tramo de rasante alta sobre la de un tramo móvil, se estudió la altura mínima que debía darse a dicha rasante. En el proyecto del Sr. Yordi quedaba una altura libre para el paso de barcos de 15,135 m. sobre el nivel medio de mareas, de 13,035 metros, en pleamar viva, y 17,236, en bajamar viva, números que se convierten próximamente en 13,84 y 16,44 en pleamar y bajas mareas ordinarias, respectivamente. Estudiadas con la precisa atención las estadísticas de barcos que en el período de 1923 a 1929 entraron en Betanzos, se obtuvo una altura, hasta la parte de la arboladura, de 21 m., siendo varios los de altura superior a 20 m., y excediendo de

los 16,50 hasta 15 barcos en el período estudiado.

En vista de todo ello, fijamos una altura mínima libre para la navegación, es decir, desde la pleamar viva equinoccial al borde inferior del tramo de 21,40 metros, correspondiendo 22,50 m. en mareas medias, y 24,60 m., en bajamar viva equinoccial. Como, según hemos dicho, la navegación, especialmente la de vela, no puede fijar exactamente el punto de paso bajo el tramo, deberá quedar en todo él la altura libre que acabamos de fijar, y de aquí se dedujo la necesidad del tramo de piso inferior, pues lo contrario hubiese obligado, o bien a elevar mucho más los apoyos, para en ellos ganar esta altura, o admitir que la altura libre fijada lo fuese solamente en el centro, y, por otra parte, la resistencia de los apoyos necesitaría ser mucho mayor, dada la dirección e intensidad del empuje en un arco de esta luz.

En cuanto a los tramos laterales, aunque en la ladera derecha no había dificultades de cimentación, pues ya dijimos que en ella aflora la roca, no ocurre igual en la izquierda, con capa de arena sobre otra de fango muy flúido y de espesor prácticamente indefinido, y son las condiciones de esta margen las que habían de pesar más en la elección de luces y apoyos, ya que es mucho más extensa que la otra. Procuramos por ello disminuir, en lo posible, el número de cimentaciones y la oblicuidad de los empujes. Tales son las características generales que fijaron la elección de la estructura.

Ha sido también criterio, para evitar oxidaciones en aquel ambiente salino, no utilizar elementos metálicos al exterior, siendo todos los paramentos, barandillas, aparatos de apoyo, etc., de hormigón. En las zonas afectadas por la carrera de mareas, el hormigón empleado es el puzolánico; el de Portland, en el resto.

Descripción general.

La parte de puente, propiamente dicha, quedó constituida por 13 arcos de hormigón poco armado, de piso superior de 32 metros de luz de cálculo cada uno, rebajados a 1/2 y situados tres en la margen derecha y 10 en la izquierda. Estos tramos se apoyan en estribos cimentados directamente en roca, así como sus muros de acompañamiento, y en pilas de hormigón con núcleo de mampostería ordinaria hidráulica, cimentadas también directamente en roca las dos pilas de la margen derecha y sobre pilotes construídos *in situ* y con bulbo terminal ensanchado, así como algunos con bulbo intermedio, en las nueve pilas de la margen izquierda. Entre ambos grupos de arcos se sitúa el tramo principal, que salva el cauce de la ría mediante una viga formada por un

arco atirantado, de hormigón armado, de 75 metros de luz de cálculo, apoyado en las dos pilas-estribos de iguales fábricas que las pilas citadas.

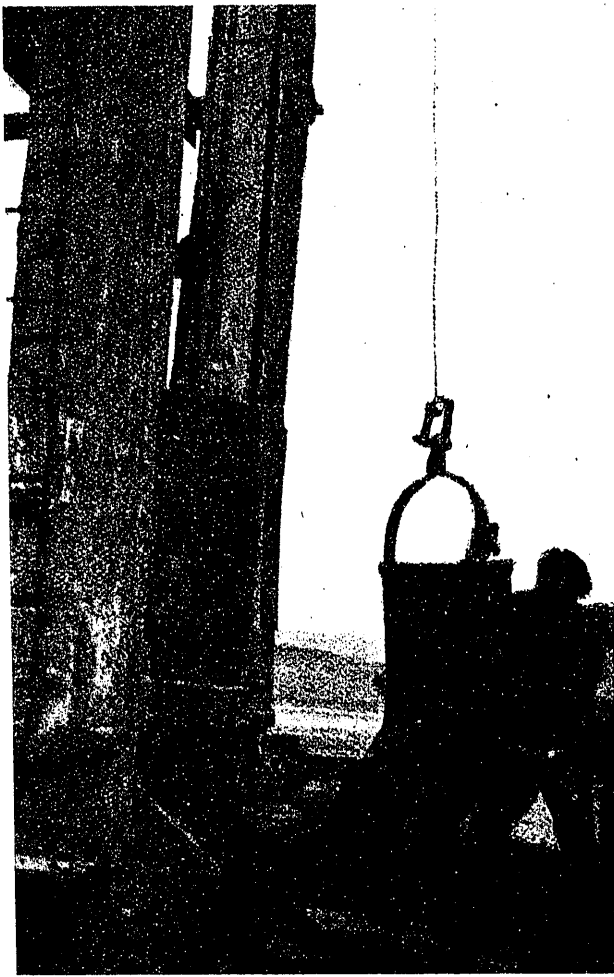
La longitud total comprendida entre el origen de los muros de acompañamiento de los estribos es de 544,98 metros y de 520,40 metros, sin incluirles, correspondiendo, de esta última longitud, 102 metros a los tramos de la derecha, 78,40 metros al central, incluso apoyos, y 340 metros a los tramos de la izquierda.

Cimientos.

Descrita, en términos generales, la obra, pasamos a detallar lo referente a cimientos, exponiendo las sucesivas modificaciones que durante la ejecución de la misma hubo que realizar y ordenando la clasificación según los distintos tipos de cimentación utilizados.



Fot. 3.ª — Martinete para el pilotaje.



Fot. 4.ª — Intubación de pilotes.

a) *Cimientos por zanja directa.*

La cimentación del estribo de la margen derecha se efectuó por apertura directa de la zanja, por ser terreno de roca, mediante desmonte superficial de la roca, descompuesta en 2,80 m. de profundidad. La cimentación de las pilas núms. 1 y 2 se efectuó del mismo modo, a 2 m. de profundidad máxima. El relleno de zanjas se hizo con hormigón de cemento puzolánico de 200 Kg.

b) *Cimentación por pilotaje construido "in situ".*

Pasando a la otra margen, y siguiendo con las cimentaciones de pilas, dejando para más adelante las de pilas-estribos, en las de pilas núms. 3 a 10, situadas en la zona de playa, nos encontramos con un estrato superficial de arena fina, bajo la cual existe una de fango flúido, y, en algunas zonas, de ex-

traordinaria fluidez, sobre una capa de roca que, si bien en la pila-estribo izquierda está a 18 m. de profundidad, procedente del buzamiento de la que aflora en la orilla derecha, sigue su inclinación aumentando el espesor de la capa de fango, resultando la roca, en las pilas citadas, a profundidades prácticamente inaccesibles.

Había, pues, que estudiar un sistema de cimentación en las zonas de arena y fango. De los dos criterios generales que podían adoptarse, la cimentación superficial y la profunda, dada la naturaleza del terreno que soporta al de arena, no estimamos que la cimentación superficial por placas de repartición ofreciese las garantías apetecibles en tramos de la altura de rasante y de la importancia de éstos. La profundidad, superior a 30 m., de las capas de arena y fango, eliminaba también la solución de cajones hincados por aire comprimido y agotamientos; los dragados presentaban el peligro de la desviación; dada la elevada relación entre la profundidad y las dimensiones transversales, las proyectamos entonces formadas por un bloque de encepado y pilotes; pero los moldeados fuera del terreno para ser hincados después, sistema seguido casi exclusivamente hasta hace pocos años, y hoy más en desuso, tiene, en los terrenos arenosos, la dificultad de su hincar por percusión, debiendo, frecuentemente, al atravesar esos terrenos, recurrir, en este caso, a hincar el pilote mediante inyección de agua; pero con ello, la adherencia lateral del pilote queda, si no destruida, muy amonada, y si de esta adherencia, no obstante ser uno de los factores más importantes en las cimentaciones de pilotajes, puede prescindirse si el pilote llega a apoyarse en terreno firme (que es el caso del recalce de la pila-estribo izquierda, como luego veremos), es indispensable contar con ella en toda su intensidad si el terreno firme no se alcanza, que es precisamente este caso.

Por otra parte, para no emplear un número desmesurado de pilotes, dada la mala calidad del terreno, era preciso otro sistema de pilotes de mayor capacidad sustentadora. Adoptamos por ello el pilote construido en el mismo terreno, con ensanchamientos o bulbos terminales e incluso intermedios, cuando así es preciso. Este sistema, hoy ya bastante empleado en nuestro país, tuvo una de sus primeras aplicaciones a puentes en éste del Pedrido. (Solamente había sido empleado en puentes en el del Ferrocarril Central de Aragón, sobre el río Pancrudo, en Calamocha.)

Cumplían estos pilotes las difíciles condiciones exigidas en este caso, ya que resulta, en definitiva, un pilote con un gran ensanchamiento en la base y una superficie lateral sumamente rugosa que produce una gran adherencia al terreno. La capacidad sustentadora es elevada, superior a 100 toneladas por

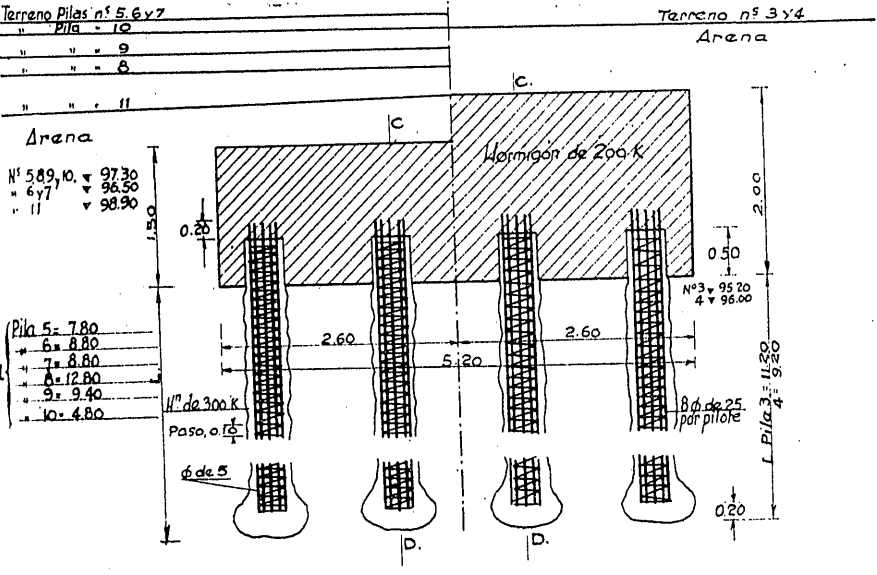
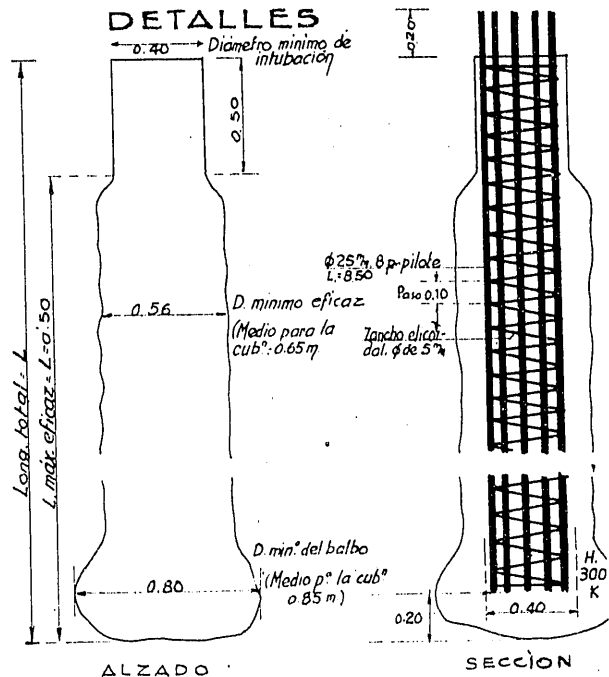
Pilas números 5 al 10.

Semi-sección longitudinal por A-B.

Pilas números 3 y 4.

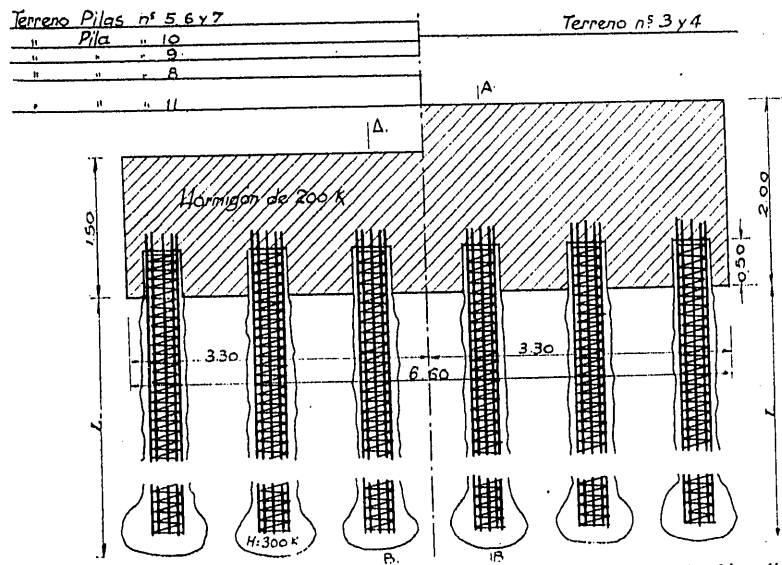
Semi-sección longitudinal por A-B.

DETALLES



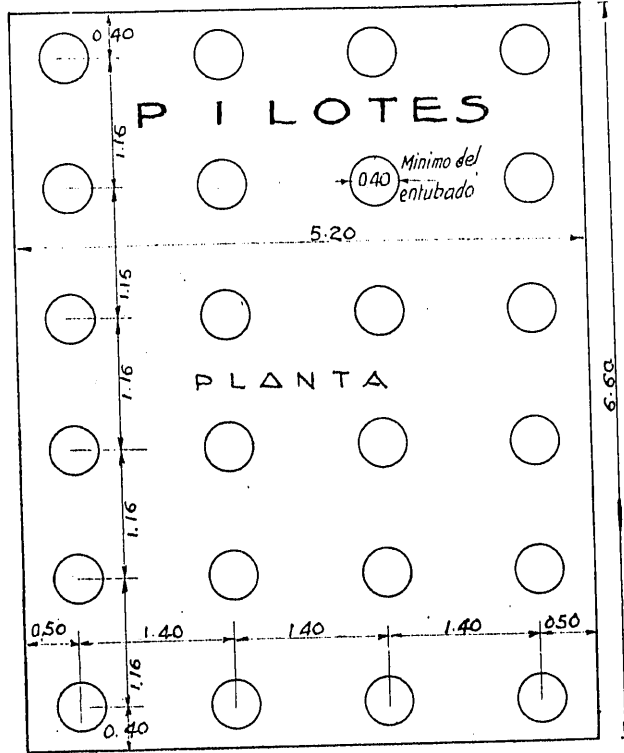
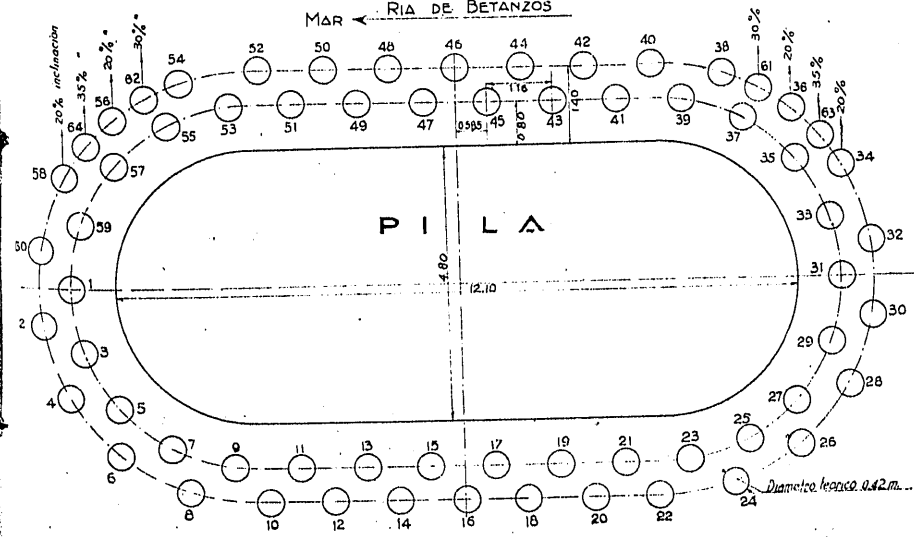
Semi-sección transversal por C. D.

Semi-sección transversal por C.P.



Fundaciones de pilas mediante pilotajes construidos por intubación directa.

REPARTICIÓN DE PILOTES.

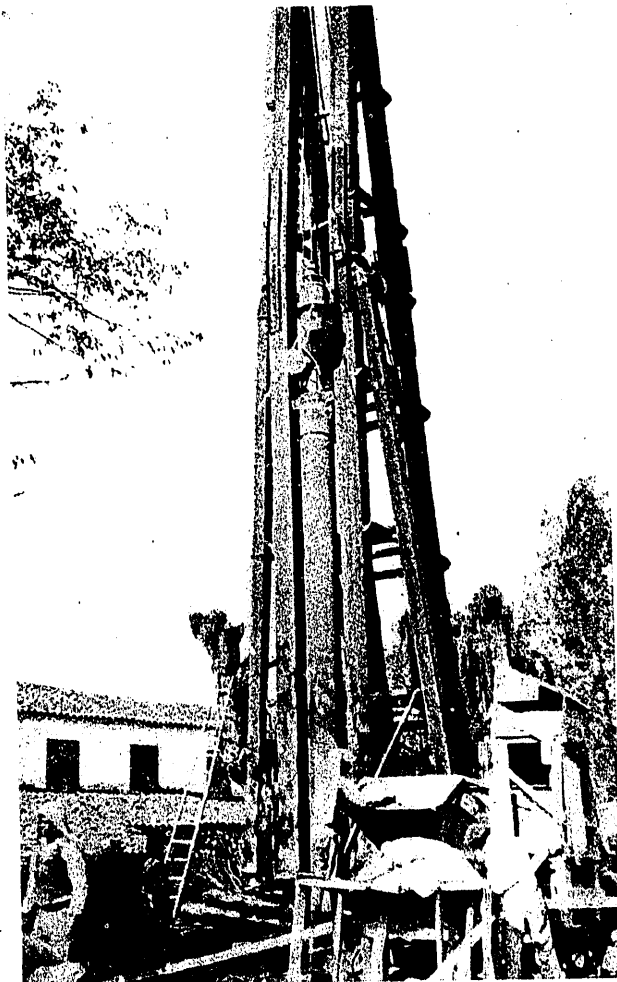


Distribución y detalles de los pilotes de pilas.

← Consolidación de la pila-estribo izquierda.
Distribución de los pilotes columnas.

pilote; se alcanza con ellos, comprobado en cada uno, la profundidad exactamente precisa; pueden ser más cortos que los pilotes terminados en punta, a causa de su base ensanchada, alcanzando esta economía de longitud hasta tres metros por pilote, etc. Todas estas cualidades que nos decidieron a la adopción de estos pilotes, las vimos confirmadas en la realidad y nos permitieron resolver el problema en difíciles circunstancias, como luego indicaremos.

Resultado del cálculo previo, el número de pilotes se fijó en 24 por pila, y todos ellos de 8 m. de longitud útil y 8,50 m. en total, encepados éstos 0,50 metros en la plataforma correspondiente. La armadura se proyectó de ocho barras de 25 mm., y transversalmente, con un zunchado helicoidal de 10 mm. de paso, según regla práctica, para que pueda fluir y ocupar el cemento todo el pilote. El hormigón de los bloques de encepado era de 200 Kg., y el del pilotaje, de 300.



Fot. 5.ª — Colocación de la armadura en el tubo del pilote.

La longitud total de pilotes prevista (sin contar los pilotes-columnas de recalce de la pila-estribo izquierdo), era de 1836 m. para 216 pilotes en las pilas 3 a 11, o sea, con los 8,50 m. de longitud total. Al efectuar los trabajos se vió que para la pila número 11 no eran precisos, sin más que aumentar la profundidad del bloque de cimentación. Se hicieron, así, pilotajes en las pilas 3 a 10, con los 24 pilotes previstos para cada apoyo, es decir, 192 pilotes; pero aun disminuyendo el número, la longitud total resultó ser de 2266,40, es decir, 430,40 m. l. más de lo previsto, con longitud media por pilote de 11,75 m.

La causa de esta diferencia es la siguiente: como resultado de los cálculos, se fijaba como condición que los pilotes, una vez concluidos, tenían que soportar una carga de 71,5 Tn., sin aplanamiento superior a 2 mm., y una vez y media esta carga, o sea, con 10,725 Kg. no debía alcanzar esta deformación más de 6 mm. Al efectuar estas cimentaciones se vió que, con los 8 m. de longitud útil, algunos de estos pilotes no cumplían las condiciones supuestas, y en su consecuencia se modificaron las longitudes en cada apoyo y volúmenes de los bulbos, según aconsejaba la naturaleza del terreno de fundación, en virtud de los ensayos sobre cada pilote. Estas discrepancias entre lo supuesto y la realidad son lógicas, ya que, previamente, en el proyecto, no se puede fijar más que muy inciertamente, en virtud de datos empíricos, la longitud del pilotaje para la resistencia por rozamiento lateral.

Construido primero un cajón indio, que constituía el contorno del macizo de encepado, se hincaba hasta la cota fijada para dicho macizo. Se formaba así un recinto que servía, además, para establecer la plataforma del martinete, recinto que se rellenaba, formando el bloque de encepado, sobre él, una vez hincados los pilotes.

Ejecución del pilotaje.

El pilotaje se construyó por hincas en el terreno, mediante martinete, de un tubo, o varios tubos telescópicos de acero con tapón de hormigón, actuando la maza sobre este tapón. Una vez hincado el tubo, según las percusiones finales, y colocada la armadura, se procedía a la ejecución del ensanchamiento terminal o bulbo de la base del pilote por apisonado brusco y retirada rápida del tubo en una pequeña altura para desprendimiento del tapón, asegurando un diámetro mínimo de 0,80 m., pero variable con la naturaleza del terreno (hemos llegado a emplear más de 3 m.³ de hormigón en algunos bulbos). Por retiradas paulatinas del tubo, nunca superiores a los 0,30 metros, vertido y apisonado enérgico del hormigón por caída de la maza, se construyó el cuerpo del pilote. Este hormigonado del pilote se llevaba a cabo depositando en la cuchara de la hormigonera, en un

solo volumen, 0,125 m.³ de grava, 0,064 de arena y la cantidad de cemento y agua correspondiente, comprimiéndolo con 6 percusiones de maza de 3 200 kilogramos, cayendo de una altura media de 2 m. Así se construyó el cuerpo del pilote, formando, cuando la mala calidad del terreno lo exigía, uno y hasta dos bulbos intermedios. Las retiradas progresivas del tubo se verificaban siempre por medio de señales, para dejar en el fondo del tubo cantidad de hormigón suficiente para que no existiesen espacios libres entre las paredes del tubo y el hormigón, y que no pudiese penetrar el agua dentro del tubo.

La dosificación del hormigón del pilotaje se comenzó con 300 Kg. de cemento, 0,800 m.³ de grava y 0,400 m.³ de arena; se vió, sin embargo, que la más conveniente era: $c = 300$ Kg.; $g = 0,900$ m.³; $a = 0,450$ m.³; el tamaño de las gravas, de 10 a 40 milímetros; la cantidad de agua era determinada mediante la mesa sacudidora y fijada la indicación de ésta en 200 mm., es decir, en consistencia muy seca, como corresponde a la gran compresión con que resultaba puesto en obra.

De todas las características del trabajo se llevaba nota en unos estados para cada grupo de los 24 pilotes de cada apoyo. De cuyos estados, damos, como ejemplo, el comienzo de uno de ellos:



Fot. 6.ª — Pruebas del pilotaje. Hundimiento, 3/10 de mm.

Puente sobre la ría de Betanzos.

Pasaje del Pedrido.

Anejo al parte núm. 17. Mes de mayo de 1934.

Pilotaje: Referencia 100,919 (pila-estribo margen izquierda, imposta baja).

Dosificación por m.³: c , 300; g , 0,900; a , 0,450.

| Pila número | Pilote número | ORDENADA | | PERCUSIONES FINALES | | MATERIAL GASTADO | | | OBSERVACIONES |
|-------------|---------------|----------|------------|---------------------|--------------|------------------|-------|-------|---|
| | | Cepa | Coronación | Número | Hinca mm. | Cemento | Arena | Grava | |
| IX | 1 | 89,200 | 97,800 | 10 | 28 | 24 | 1,800 | 3,600 | NOTA. — Todos estos pilotes tienen 1 m. más por la formación del bulbo. 5 de mayo. 7 de mayo. 8 de mayo. |
| IX | 2 | » | » | 10 | 25 | 25 | 1,935 | 3,870 | |
| IX | 3 | » | » | 10 | 27 | 25 | 1,935 | 3,870 | |
| IX | 4 | » | » | 10 | 30 | 25 | 1,935 | 3,870 | |
| IX | 5 | » | » | 10 | 31 | 26 | 2,070 | 4,140 | |
| IX | 6 | » | » | 10 | 25 | 26 | 2,070 | 4,140 | |
| IX | 7 | » | » | 10 | 28 | 27 | 2,070 | 4,140 | |

La hinca, a las diez percusiones finales, dió los siguientes resultados, entre los 24 pilotes de cada apoyo:

Pila III: Media, 40 mm.; máxima, 70 mm.; mínima, 15 mm.

Pila IV: Media, 35 mm.; máxima, 51 mm.; mínima, 18 mm.

Pila V: Media, 30 mm.; máxima, 46 mm.; mínima, 20 mm.

Pila VI: Media, 45 mm.; máxima, 52 mm.; mínima, 30 mm.

Pila VII: Media, 27 mm.; máxima, 30 mm.; mínima, 19 mm.

Pila VIII: Media, 31 mm.; máxima, 42 milímetros; mínima, 16 mm.

Pila IX: Media, 28 mm.; máxima, 35 mm.; mínima, 25 mm.

Pila X: Media, 33 mm.; máxima, 39 mm.; mínima, 28 mm.

La duración media de cada hinca, con todas las maniobras, traslados de maquinaria, etc., ha sido, en los pilotes de longitud normal y un solo bulbo (lon-

gitud total, 9 m.), a razón de dos pilotes diarios, sin contar las interrupciones por averías; en la pila VI, de tres pilotes diarios ($l_m = 10$ m.); en la IX, un máximo de cuatro, diarios; en la pila X, tres, diarios, con máximo de cinco, diarios; en la pila VII ($l_m = 12$ m.), línea media de tres pilotes diarios y máxima de cuatro, diarios; en la pila III, media de tres, diarios, etc.

Es digno de mención el buen resultado que el empleo de estos pilotes han dado en condiciones bien difíciles y que hubieran motivado el abandono de otros sistemas de cimentación, dada la fluidez del terreno fangoso que se encuentra bajo la arena superficial. El terreno se compone de una capa de arena limpia de dos a tres metros de espesor, a la que sigue otra de arena muy fina, con fango de análogo espesor, y luego una capa de gran espesor de fango blandísimo, especialmente en la zona de los apoyos VIII y IX.

En la fundación del apoyo VIII, por ejemplo, admitió el bulbo del pilote 2 hasta 2,500 m.³ de hormigón; en el 3.^o, a los 14 metros aun no se encontró terreno de consistencia suficiente para formar el bulbo, siendo la zona de los légamos de tal fluidez que éste salía por la boca del tubo al golpear la maza; se intentó entonces formar el bulbo con más de 3 metros cúbicos de hormigón, diluyéndose en el fango y afluyendo nuevamente éste por la boca del tubo. Igual ocurrió en la pila VII. La solución fué, al fin, el empleo combinado de pilote largo y dos a tres bulbos intermedios de gran volumen.

Citamos estas incidencias para hacer constar la ventaja de este sistema en terrenos muy flúidos.

En cambio, como la consolidación y la hincada del tubo con su tapón de hormigón se logra mediante una percusión intensa, no es adecuado el sistema en la proximidad de edificaciones, de no ser éstas de gran solidez. En las hincadas de los pilotes de esta obra, y muy especialmente en la formación de los bulbos, se dejaban sentir fuertes trepidaciones hasta un radio de 170 y 200 m.

Pruebas del pilotaje.

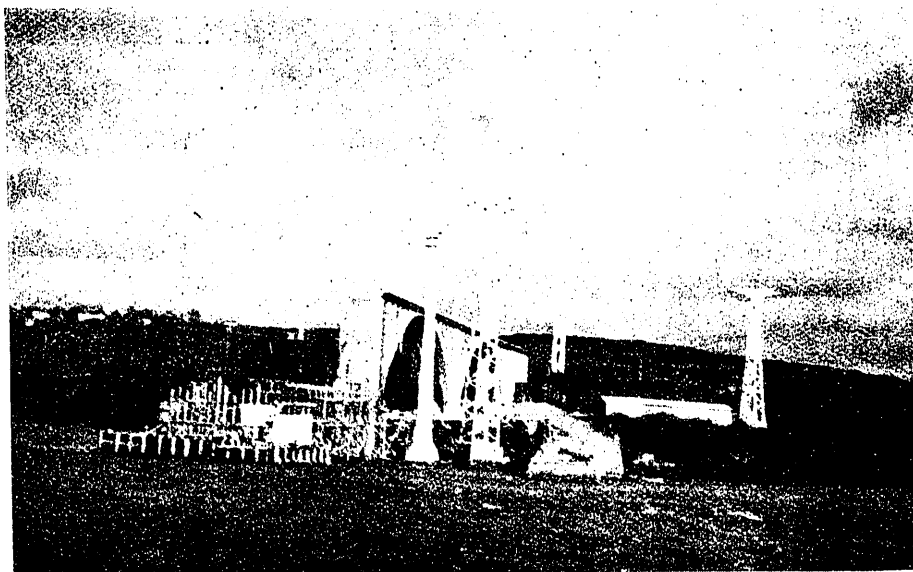
Para realizar las pruebas previstas en el Pliego de condiciones, se dispuso la instalación que reproducen los dibujos que se acompañan.

Como ejemplo de estas pruebas, citamos los de un pilote con bulbo terminal, y otro, además, con bulbo intermedio: del 1.^o, el pilote núm. 19 de la pila VI, que reproduce una de las fotografías adjuntas. Las características de este pilote eran:

Diámetro = 0,68 m.; largo normal = 8 m.; profundidad del bulbo, 1 m.; formación del mismo, 900 litros.

Dosificación del hormigón por m.³: $g = 0,900$; $a = 0,450$; $c = 0,300$; agua = 70 litros.

Tiempo de fraguado, 21 días.



Fot. 7.^a — Construcción de la pila-estribo derecha. Vista de la ataguía.

Las cargas de prueba y los desplazamientos verticales, así como las fechas y horas de carga, fueron las siguientes:

Día 21, a las 19 h., carga 50 Tn.; hundimiento nulo.

Día 22, a las 14 h., carga 80 Tn.; hundimiento nulo.

Día 22, a las 16 h. 30 m., carga 96 Tn.; hundimiento nulo.

Día 23, a las 9 h. 30 m., carga 120 Tn.; hundimiento, 1/10 mm.

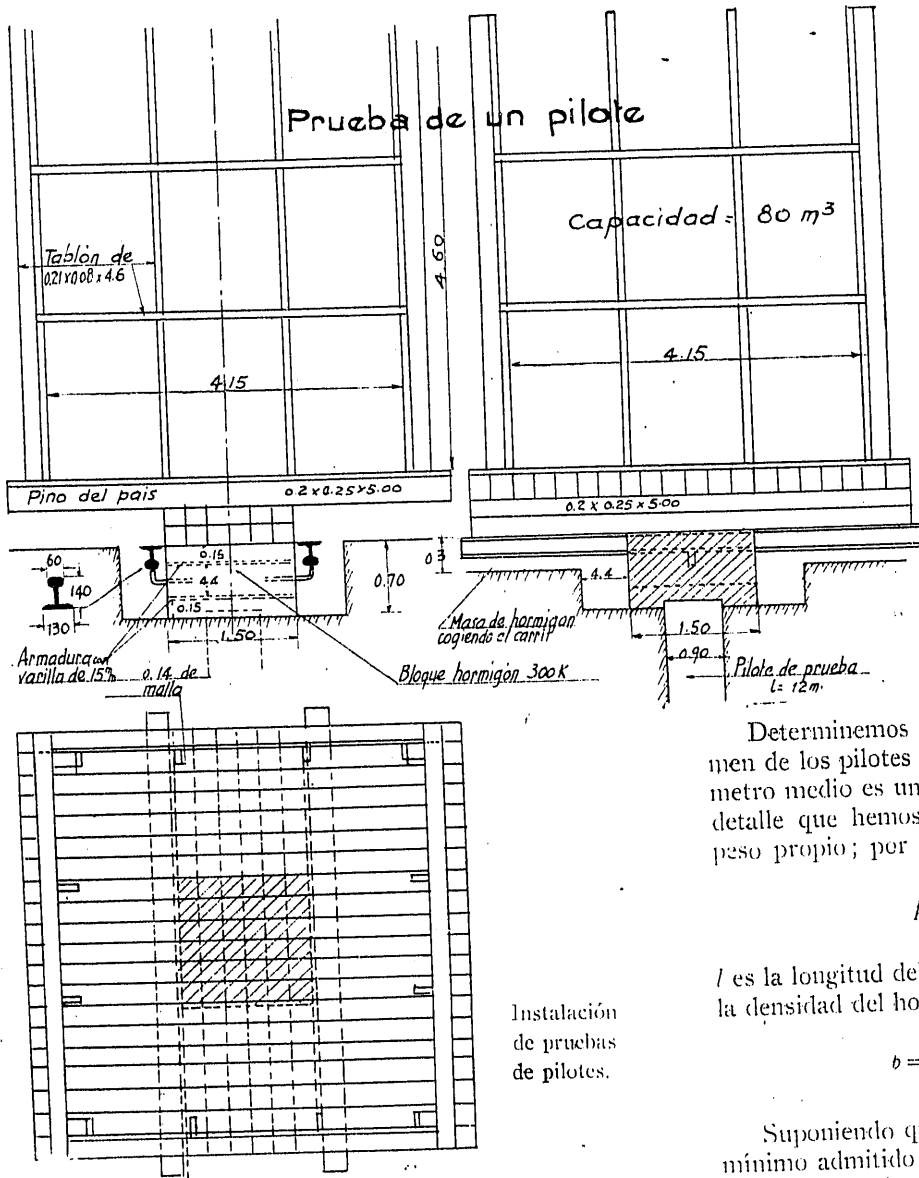
Día 23, a las 16 h. 20 m., carga 145 Tn.; hundimiento, 2/10 mm.

Día 24, a las 12 h., carga, 145 Tn.; hundimiento, 3/10 mm.

Día 24, a las 19 h., carga, 145 Tn.; hundimiento, 3/10 mm.

Día 25, a las 9 h., carga, 145 Tn.; hundimiento, 3/10 mm.

Día 26, a las 12 h., sin carga; hundimiento nulo.



Cálculo del pilotaje.

Para efectuar la comprobación de la estabilidad de un pilote fabricado *in situ*, estableceremos la ecuación de equilibrio entre las acciones, que son la carga que gravita sobre el pilote y el peso propio de éste, y las reacciones, que son el rozamiento de la superficie lateral del pilote con el terreno y la resistencia de éste a la presión en la base del pilote.

Llamando P a la carga que ha de insistir sobre el pilote, p al peso propio de éste, r a la reacción total de rozamiento entre terreno y pilote, y R a la reacción en la base de éste, la ecuación de equilibrio será, prescindiendo de los signos:

$$P + p = R + r.$$

Determinemos el peso propio del pilote: del examen de los pilotes desenterrados se deduce que el diámetro medio es un 40 por 100 mayor que el del tubo, detalle que hemos de tener en cuenta al estimar el peso propio; por lo tanto:

$$p = l \frac{(1,4 d)^2}{4} g \cdot \pi;$$

l es la longitud del pilote; d , el diámetro del tubo, y g , la densidad del hormigón zunchado; por consiguiente:

$$p = l \frac{3,14 (1,4 d)^2}{4} 2500.$$

Suponiendo que el diámetro del tubo sea 0,40 m., mínimo admitido en la práctica, y así fijado como mínimo en el Pliego de condiciones:

$$p = l \frac{3,14 (1,4 \times 0,40)^2}{4} 2500 = 616 l.$$

El rozamiento entre la superficie lateral del pilote y el terreno, según lo dicho respecto del diámetro del pilote, habría de expresarse por:

$$r' = \alpha \cdot l \cdot \pi \cdot 1,4 d;$$

pero, para mayor seguridad, suponemos en este caso que el diámetro del pilote sólo aumenta en un 20 por 100 con relación al del tubo, y, por consiguiente, el valor del rozamiento será:

$$r = \alpha \cdot l \cdot \pi \cdot 1,2 d = \alpha \cdot l \cdot 3,14 \times 1,2 \times 0,40 = 1,506 \cdot \alpha \cdot l;$$

siendo α el rozamiento específico.

Como pilotes con bulbo intermedio indicamos, por ejemplo, en la pila VII, con cimentación en fango muy flúido, y número 24 de su pilote, con las características que siguen:

Diámetro del pilote, 0,68 m.; largo normal del mismo, 8,80 m.

Bulbo intermedio, a los 5 m., con 750 litros. Bulbo terminal de 1 m., con 2.000 litros.

La dosificación, como en el caso anterior.

Con una carga de 50 toneladas, el 10 de julio (año 1934), a las 14 h., acusó hundimiento nulo y elevada paulatinamente la carga hasta 84,400 Tn.; el día 11, siguió sin registrarse ningún hundimiento, y permaneciendo así los días 12, 13, 14 y 15 con el mismo resultado.

Instalación de pruebas de pilotes.

La ecuación de equilibrio, según lo dicho hasta ahora, se puede escribir en la forma siguiente:

$$P + 616 l = R + 1,506 \cdot \alpha \cdot l.$$

Al examinar pilotes desenterrados, se ha visto que en el extremo existe un ensanchamiento o bulbo cuyo diámetro es doble del que tiene el tubo (nosotros hemos llegado a formar bulbos de 2,5 y de 3 m.³); para mayor seguridad, supondremos que el aumento es sólo de un 50 por 100, y, por lo tanto, el valor de R , reacción en la base del pilote, se puede expresar del siguiente modo:

$$R = t \frac{\pi p^2}{4} = t \cdot \pi \frac{(1,5 d)^2}{4} = t \times \frac{3,14 (1,5 \times 0,4)^2}{4} = 0,2827 t;$$

siendo t la presión unitaria que con toda seguridad pueda resistir el terreno.

Finalmente, la ecuación de equilibrio se puede escribir como sigue:

$$P + 616 \cdot l = 0,2827 \cdot t + 1,506 \cdot \alpha \cdot l;$$

En ella, P está expresado en kilogramos; l , en metros, y α y t , en kilogramos por metro cuadrado.

De aquella ecuación podemos deducir las tres expresiones siguientes:

$$P = 0,2827 t + 1,506 \cdot \alpha \cdot l - 616 \cdot l = 0,2827 t + (1,506 \alpha - 616) l; \quad [1]$$

que nos da la carga de seguridad de un pilote, conocida su longitud y la naturaleza de los terrenos que atraviesen y en que se apoya:

$$l = \frac{P - 0,2827 t}{1,506 \cdot \alpha - 616}; \quad [2]$$

que nos permite determinar la longitud que ha de tener el pilote, conocidas la carga que ha de soportar y la naturaleza de los terrenos (valor de la resistencia unitaria del terreno en la base del pilote y valor del rozamiento específico entre pilote y terreno), y

$$t = \frac{P + (616 - 1,506 \cdot \alpha) \cdot l}{0,2827}; \quad [3]$$

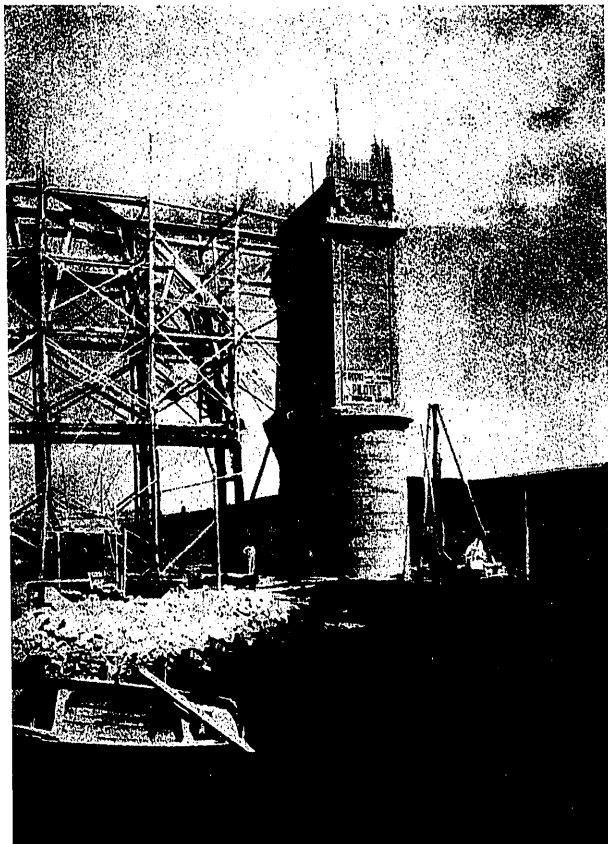
que nos fija la resistencia de seguridad que ha de tener el terreno en que se apoya el extremo del pilote, en función de la carga P , de la longitud l y del rozamiento unitario α .

Deducidas las anteriores fórmulas, fijamos, para este caso, los datos de cálculo:

El ángulo de rozamiento del terreno (arena húmeda y fango) y el hormigón lo fijamos en 40°, ó sea un coeficiente de 0,84, valor mínimo que fija Brennecke-Lohmeyer (*Der Grandbau*, Berlín, 1927, volumen I, pág. 10), L. Santarella (*La Tecnica delle Fondazioni*, Milán, 1930, pág. 44), Dörr (*Die Tragfähigkeit der Pfähle*, Berlín, 1922), etc., colocándonos en peores condiciones que al adoptar el coeficiente que fijan otros. Adoptamos como longitud eficaz del pilote la de 8 metros, con lo cual, de la fórmula [1], eliminando P , se tiene:

Presión soportable: $P = 0,2827 \times 65000 + (1,506 \times 8 \cdot 400 - 616) 8 = 114 \cdot 467 \text{ Tn.}$, y siendo la máxima soportada 71,45 Tn. (según el cálculo de reparto de presiones en el intradós del macizo de encepado), más el peso propio del pilote, $0,616 \times 8$, ó sea en total 76,38, es admisible el pilote propuesto.

Como la esbeltez o relación entre el diámetro y altura del pilote es $8 : 0,48 = 16,66$, esto nos obligaría, si en vez de ser un elemento enterrado se tratara de una columna y ser posible el pandeo, a introducir un coeficiente reductor de la carga límite, que en este caso habría de ser 1,08, y aunque el terreno ejerce, indudablemente, una acción lateral que dificulta, si no imposibilita (por su fluidez), el pandeo, adoptamos el



Fot. 8.ª — Consolidación de la pila-estribo izquierda. Construcción de los pilotes-columnas en el lado de la ría.

citado coeficiente para mayor seguridad. Por lo tanto, la carga límite será de $114,647 : 1,08 = 106,155$ toneladas, también superior a los 76,28 de carga efectiva máxima.

La compresión unitaria, armando el pilote longitudinalmente con 8ϕ de 25 mm., cuya sección es de $38,27 \text{ cm.}^2$, da una fatiga del hormigón:

$$\frac{78,28}{1809,56 + 15 \times 39,27} = 31,67 \text{ Kg./cm.}^2$$

Resultados poco diversos conducirían a la aplicación de otras fórmulas que para pilotes fabricados por intubación directa se emplean, tales como las derivadas de las fórmulas estáticas de Paton, como de Dorr, empleada por Frankl, la de Vierendeel, etc.

c) *Cimentación por pilotes-columnas moldeados por intubación directa. Recalce de la pila-estribo izquierda.*

Siguiendo la descripción de los diversos sistemas de cimentación empleados en cada caso, según las circunstancias peculiares, es interesante el trabajo realizado para el recalce de la pila-estribo izquierdo.

Terminadas las cimentaciones de pilotaje que se acaban de describir, y los arcos de 32 m. correspondientes, aun puesta la cimbra en el que arranca de la pila-estribo izquierdo, se notó que ésta sufría un asiento apreciable.

Esta pila, construída durante la contrata anterior, y correspondiente al proyecto existente antes de la redacción del actual, había sido cimentada por aire comprimido, en terreno, al parecer, de suficiente resistencia, ya que, sólo por lo que se refiere al tramo central, había de soportar uno de 70 m. de luz, estando también ejecutada al rescindirse aquella contrata del Sr. Dorao gran parte del alzado, que también propusimos aprovechar, dado el importante coste de los trabajos efectuados. (La cimentación, por aire comprimido, tiene 12,27 m. de profundidad). Ahora bien: al construir el tramo lateral de 32 m. de luz que en dicha pila-estribo se apoya, observamos un asiento en la pila, y, dada la escasa carga que tal tramo representaba, (además, aun con su cimbra), al lado del central, que en él había de insistir, creímos prudente efectuar unos sondeos de reconocimiento alrededor de dicho cimiento, resultando que, en efecto, en profundidades de 20 a 24 m. desde el nivel del agua se presentaban capas alternadas de arena y fango, y mezcla de ambos, presentándose a esta profundidad una roca de pizarra sanísima y estando la pila a unos cuatro metros en su plano inferior de apoyo sobre esta roca.

Los estratos se encontraban en la siguiente forma:

Arena limpia, 3 m.; arena fina con algunas capas de tierra inerte, 3,20; arena finísima con algo de tierra fangosa, 3 m.; arena fangosa, 3,80 m. (en esta

zona estaba el plano de fundación); 3,40 m. de fango blandísimo y 1,50 m. de arena con fango sobre la roca de pizarra sana.

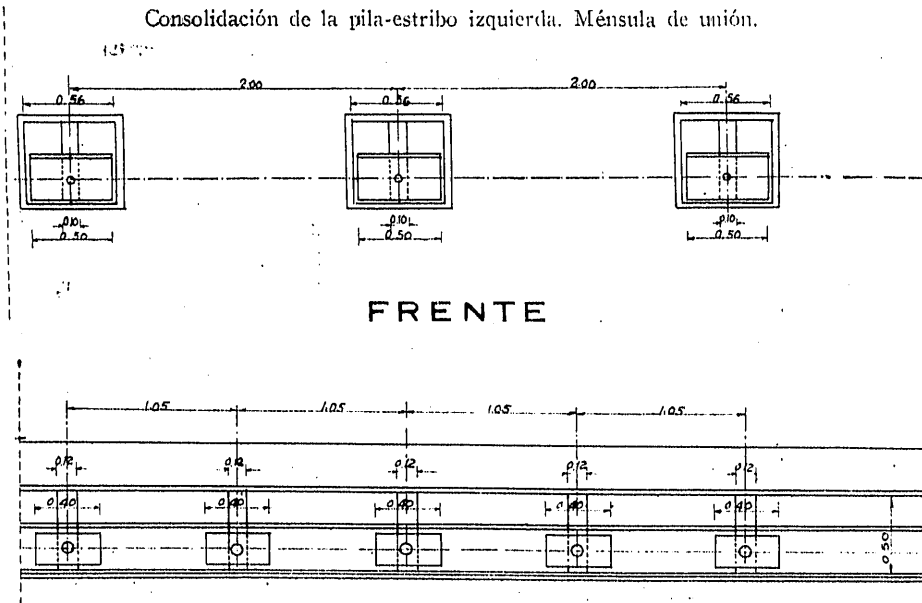
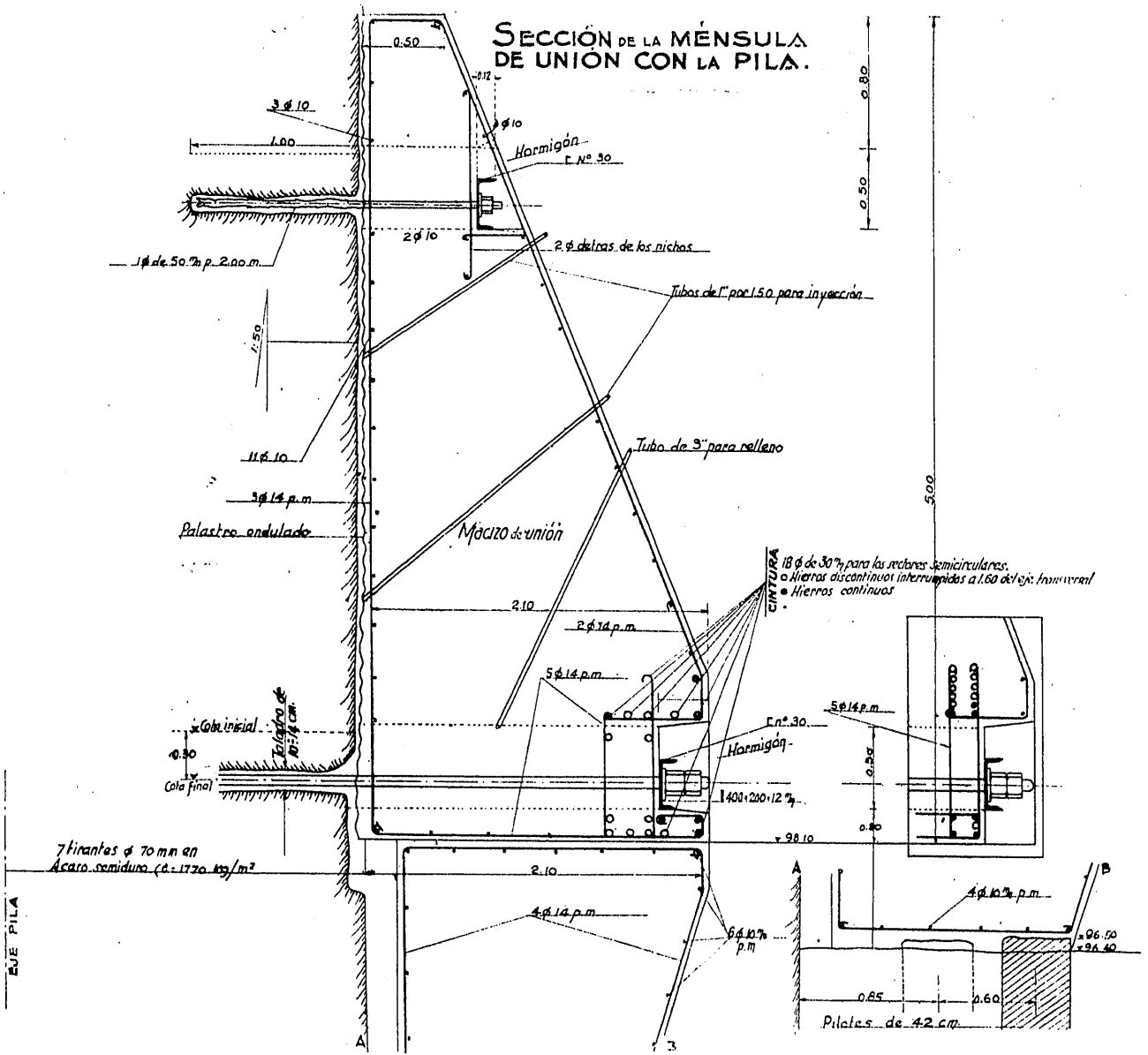
Aumentaron los asientos de la pila, comenzados a observar en agosto de 1935, y que fueron al principio de 4 cm., por lo cual se solicitó autorización para proceder a la consolidación, difícil problema que tenía que resolverse adoptando un sistema que removiera lo menos posible el terreno inestable del subsuelo y que evitase sacudidas. El sistema de pilotaje de los apoyos anteriores no era, pues, aplicable. Propusimos, en definitiva, una serie de columnas-pilotes que se obtengan por intubación directa, apoyados en la roca del fondo, y por el otro, enlazados al macizo de la pila por un verdadero cinturón.

No vimos otra solución más apropiada, ya que la construcción de dos cajones lateralmente a la fundación actual, que llegasen hasta la roca, hubiese sido más cara y, además, produciría, al excavar en ellas, una remoción peligrosa para la pila, que, afortunadamente, había realizado su descenso, conservando la verticalidad, hecho corroborado, ya que, al hincar los tubos de 0,60 m. que como ensayo del sistema se efectuaron, aumentó el descenso. Aceptado por la Superioridad este sistema, describimos a continuación sus características esenciales:

El trabajo de recalce ha consistido en la construcción de 64 columnas-pilotes, de los cuales 56 son verticales y los 8 restantes con inclinaciones de 20 a 35°, para contrarrestar la reacción oblicua del arco lateral. Estos pilotes se apoyan en la roca esquistosa del fondo, situada, como hemos dicho, a 24 m., y se han construído perforando con tubo de 42 cm., en taladro, sin tapón, e inyectando hormigón de 400 kilogramos, previa la colocación de la armadura análoga a la de los otros pilotes. Con esta intubación se obtienen pilotes de 0,60 m. de diámetro medio, según hemos visto corroborado. El hormigón de estos pilotes es Portland, pues al estar constantemente sumergidos no quedan sujetos a la perniciosa acción de las alternativas de la carrera de mareas, zona en la cual empleamos, como en todos los elementos de este puente, en igual situación, el hormigón puzolánico.

Construídas estas columnas, se encepán por una viga de 1,70 m. de altura y espesores de 1,50 m. en la base y 1,90 en la superior, viga que contornea toda la pila, dejándola completamente libre con un huelgo de 0,20 m., y que va ligeramente armada con barras horizontales de ϕ de 10 mm. y cercos de 4 ϕ de 14 mm. por metro. El hormigón de esta viga es el puzolánico de 400 Kg., por estar sujeta a la carrera de mareas.

Sirve la viga que se acaba de describir para encepado del pilote y apoyo de la viga-ménsula superior, que es la que se enlaza a la pila. Dicha viga-ménsula superior tiene 5 m. de altura, 2,10 m. de ancho en su



Consolidación de la pila-estribo izquierda. Frente de la ménsula de unión con la disposición de los taladros.

base y 0,50 m. en la coronación, y es, por igual razón, de hormigón puzolánico de 400 Kg.

La armadura envolvente de esta viga superior está formada por cercos verticales de tres aros de 14 milímetros por metro y horizontales de 11 ϕ de 10 milímetros por metro.

El enlace de la viga superior con la pila, que era, con el pilotaje, la parte más delicada en ejecución, se realiza del modo siguiente: La zona inferior de la ménsula lleva siete tirantes constituidos por barras de 70 mm. de acero especial, tipo semiduro, de 1 770 Kg./cm.² de carga de trabajo, que se alojan en un hueco de 0,50 X 0,40, que se deja en la viga, y atraviesa de una a otra parte la fábrica de la pila mediante la perforación de un taladro de 10 a 14 cm. de diámetro. En la parte superior se deja, en la ménsula, otro hueco de 0,50 m. cada dos metros, para alojar una barra que se empotra en la fábrica de la pila (éste elemento ya no trabaja, como las inferiores, a tracción, y no necesita atravesar la pila) mediante la perforación de un taladro de 1 m. de longitud; en éstos se coloca una barra de 50 mm.

Preparada la superficie de la pila que va a ir en contacto con la ménsula, mediante un pequeño ataluzado en desplome, termina la superficie interior de la viga-ménsula en un palastro ondulado que aumenta la adherencia lateral entre ambas superficies, y se inyectó supercemento entre aquéllas mediante dos tubos de 1 pulgada, situados cada 1,50 m., así como el relleno de los huecos antes citados para alojar los redondos.

Para completar el macizado de los taladros inferiores, que por tener más longitud son de más difícil relleno, se dejó también un tubo de 3/4 de pulgada para inyección y para cada taladro.

Para la puesta en tensión de las barras van éstas terrajadas y provistas de doble tuerca, apoyadas en una C del número 30 que comprime el hormigón de la ménsula, a cuyo efecto *vt* dicho hormigón reforzado con armaduras de 30 mm. y estribos de 14 mm., en número de cinco por metro.

Tal es el sistema adoptado para recalce, habiendo obtenido excelente resultado.

La complejidad del problema resuelto hace que sea hoy citado como ejemplo entre las consolidaciones de cimientos (véase, al efecto, las *Memorias de la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras*, años 1937-38, vol. V, págs. 314 a 317).

No detallaremos el cálculo por no hacer más extenso este trabajo; diremos, como resumen del mis-

mo, que el peso total que tenían que soportar los pilotes era de 4 908,555 Tn., con lo cual se calcularon las columnas-pilotes por la fórmula de Dörr, resultando una capacidad por pilote de 273,65 Tn. y con 1,5 de coeficiente de seguridad, una carga práctica útil de 182,43 Tn. La carga específica mínima en el pilote más desfavorable resultó de 37,22 Kg./cm.². Se efectuó luego el cálculo de la viga de encepado y el de la viga-ménsula, obteniéndose para ésta una carga específica al deslizamiento, entre ménsula y pila, de 1,90 Kg./cm.².

d) Otros sistemas de fundación empleados.

Para cerrar esta exposición de sistemas de fundación empleados en el puente del Pedrido, diremos que la pila-estribo derecha había de ser cimentada en la roca que aflora en su margen, descontando la superficial; pero la altura del agua de la ría (4,60 m. en mareas) exigió la construcción de una ataguía, en la cual la dificultad era su arraigo en el fondo rocoso. Se construyó un recinto de doble pared con tableros separados 1 m., rellenos de arcilla apisonada y fondo de zonas de arcilla apisonada, sujetas interiormente también con sacos de arcilla y exteriormente con éstos y escollera exterior, colocada con buzos, y que dió lugar a importantes agotamientos.

La pila número 11 (margen izquierda) se fundó con cajón indio de 5,20 m. de profundidad por planta de 6,70 X 9,50 y espesor de paredes de 1 m., hincado con agotamientos (hinca media diaria, 0,20 metros), hasta llegar a la roca, y, por último, en el estribo izquierdo se hizo la excavación por apertura directa de la zanja con agotamientos, hasta profundidades de 7,20 a 9,60 m., y como la roca del fondo presentaba zonas poco consistentes (roca descompuesta), se reforzó con pilotaje hincado, con un encepado de hormigón de 250 Kg., provisto de un emparrillado de carriles (4 por metro lineal, cruzados) a 1 m. de altura y otro a 3 m., éste para repartir la presión del arco.

Tal es, en resumen, la descripción de los diversos sistemas de cimentación empleados. En cada caso la técnica ha dado recursos para resolver las mayores o menores dificultades que se fueron presentando. A su éxito han contribuido eficazmente, en el sistema de pilotaje para los arcos laterales, la casa Franki; en la consolidación de la pila-estribo izquierda, la casa Rodio, y como contratista general, D. Juan Arozamena. Sea para todos mi reconocimiento.