

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

PUENTE COLGADO SOBRE EL RÍO EBRO

EN AMPOSTA (TARRAGONA) (1)

(CONTINUACIÓN)

Descripción y cálculo del tablero de hormigón armado.

DESCRIPCIÓN DEL TABLERO. — Está constituido el tablero del puente por viguetas armadas de acero laminado á 1,25 metros de distancia y un forjado de hormigón armado con el ancho de 4,50 metros de 12 centímetros de grueso.

El paramento de la calzada será de losas de asfalto comprimido de 4 centímetros de grueso, iguales á las que con tan extraordinario resultado se han aplicado al nuevo puente de Lérida.

Como ya hemos visto en los números de *Le Génie Civil* citado en la primera parte de esta Memoria, esta disposición de forjados y calzada ha sido aplicada por M. Arnodin en los últimos puentes colgados por él construidos.

Ofrece este sistema importantes ventajas.

1.^a El forjado de hormigón armado constituye el mejor y más perfecto arriostramiento para el tablero y para todo el puente.

2.^a No exigirá conservación de pintura, lo que en un río influido por las mareas no deja de tener importancia.

3.^a Este forjado de hormigón armado, con un peso relativamente reducido, permite el empleo para la calzada del pavimento de asfalto, que á su vez evita las trepidaciones que cualquier otro sistema de pavimento produce en los puentes metálicos.

Respecto á los andenes, hemos preferido emplear para éstos chapas estriadas de 0,07 metros de grueso. Estas chapas contribuyen también á dar rigidez al tablero y son más ligeras que cualquier otro sistema de andén.

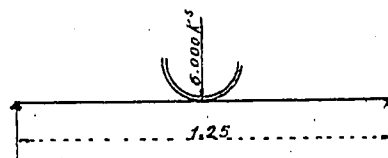
Con objeto de reducir el peso de las armaduras, M. Arnodin en los puentes ya citados emplea alambres de una resistencia á la rotura de 100 kilogramos. (Véase *Le Génie Civil* de 30 de Diciembre de 1911.) De esta manera conseguía reducir á 105 milímetros el grueso de un forjado.

Pero nosotros preferimos seguir empleando aceros dulces corrientes, y ahora veremos cómo sin obtener secciones exagera-

das para éstos, no necesitamos más que 0,12 metros para el espesor del tablero.

VARILLAS DE REPARTICIÓN. — A primera vista se comprende que la carga más desfavorable para los forjados es la carga móvil, y para este caso vamos á calcularlos directamente, prescindiendo de la carga uniformemente repartida de 300 kilogramos por metro cuadrado de tablero, pues los momentos de flexión que ésta produce son mucho menores que los del tren de carros.

La posición de máximo momento tendrá lugar cuando dos carros marchando de frente se crucen en el centro de la luz, ó sea en la posición del croquis, pero antes de determinar el máxi-



mo momento flector, es preciso calcular la zona longitudinal del forjado que interesan las dos ruedas contiguas que producen este momento flector.

La parte directamente interesada por las ruedas, transmitiéndose según líneas inclinadas á 45° en el asfalto, será de 0,73 metros, suponiendo como en el cálculo de las viguetas 0,55 metros de separación entre ruedas y 0,65 metros entre bordes exteriores; pero esta zona la podemos aumentar hasta a colocando una armadura compuesta de ocho varillas de 10 milímetros, cuyo centro de gravedad diste 0,03 de la cara inferior del forjado.

La distancia de la fibra neutra á la cara superior del forjado, en la zona rígida a , que en virtud de las varillas de repartición se va á repartir la carga de las dos ruedas, la determinaremos estableciendo el equilibrio entre las fuerzas elásticas con relación á la fibra neutra.

Teudremos, llamando d á esta distancia,

$$\frac{100 \times d^2}{2} = 15 \times 6,28 (12 - 3 - d),$$

y suponiendo, como ya es generalmente admitido, igual á 15 la relación de los coeficientes de elasticidad de hormigón y hierro,

$$d^2 + 1,884 d = 16,956,$$

$$d = -\frac{1,884}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1,884}{2}\right)^2 + 16,956} = 3,282.$$

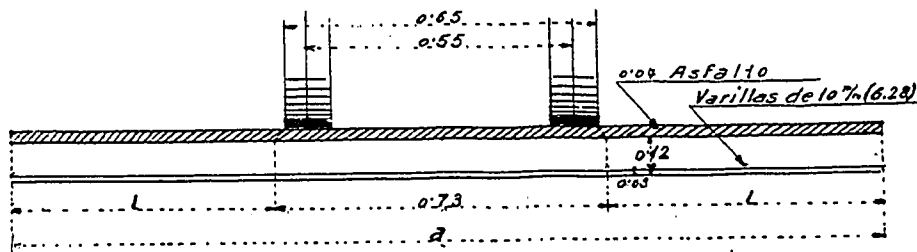
(1) Véase el número anterior.

El brazo de palanca del par elástico será

$$12 - 3 - \frac{1}{3} \cdot 3.28 = 7.91.$$

El momento resistente es, por lo tanto,

$$6.28 \times 7.91 \times 10^3 = 49.674 \text{ kilográmetros ó } 496.74 \text{ kilogramos.}$$



El momento flector en A y B considerando el forjado como empotrado en estos puntos y libre en sus extremidades, A' B' será para la carga uniforme $\frac{6.000}{a}$.

$$M = \frac{P l^2}{2} = \frac{1}{2} \frac{6.000}{a} \left(\frac{a - 0.73}{2} \right)^2 = \frac{1}{8} \frac{6.000}{a} (a - 0.73)^2$$

y estableciendo el equilibrio con el momento resistente

$$496.74 = \frac{1}{8} \frac{6.000}{a} (a - 0.73)^2$$

$$a^2 - \frac{1.591.74}{750} a = - \frac{399.67}{750}$$

$$a = \frac{1.591.74}{750 \times 2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.591.74}{750 \times 2} \right)^2 - \frac{399.67}{750}} = 1.831.$$

Resulta, por lo tanto, que la carga de las ruedas se reparte, en sentido longitudinal, sobre una zona de 1.83 metros, y la carga correspondiente á un metro de forjado ó $\frac{6.000}{a}$ será 3.278 kilogramos.

ARMADURA DEL FORJADO.—El forjado se apoya directamente sobre las viguetas del tablero, siendo, por lo tanto, la luz de cálculo 1.25 metros. El peso propio de la losa, incluso asfalto, es 350 kilogramos por metro cuadrado. El momento máximo, cuando los carros ocupen la posición del croquis, será:

$$M_{\text{máximo}} = \frac{350 \times 1.25^2}{10} + \frac{3.278 \times 1.25}{4} = 1.079 \text{ kgm.}$$

La armadura que proyectamos para equilibrar las tensiones que produce este momento, está compuesta por 10 varillas de 13 milímetros, cuya sección es de 13.27 centímetros cuadrados y cuya distancia á la cara inferior del forjado es 0.025 metros.

Consideraremos que trabaja comprimido todo el hormigón que hay por encima de la fibra neutra, y á tensión sólo la armadura mencionada.

Si tomamos momentos de todas las secciones con relación á la cara superior del forjado y dividimos por la suma de estas secciones, tendremos la posición de la fibra neutra ó, en otros términos, el centro de gravedad de la sección ficticia hormigón-hierro.

$$\frac{100 \times 12 \times 6 + 13.27 \times 15 \times 9.5}{100 \times 12 + 13.27 \times 15} = \frac{9.000.97}{1.399.05} = 6.5$$

por exceso.

Así, pues, trabaja comprimida una faja de 6.5 centímetros entre los límites o máximo, estando el punto de aplicación de la resultante de esta compresión á $\frac{6.5}{3}$ de la cara superior del forjado; luego el brazo del par elástico será:

$$12 - \left(\frac{6.5}{3} + 2.5 \right) = 7.34,$$

y conocido éste, también lo serán las fuerzas de compresión y tensión

$$\frac{107900}{7.34} = 14.700 \text{ kilogramos.}$$

Trabajo medio del hormigón

$$\frac{14.700}{100 \times 6.5} = 22.6 \text{ kilogramos,}$$

y como la compresión media es la mitad de la máxima, el trabajo máximo será 45.2 kilogramos, que es menor del 28 por 100 de la carga de rotura, á los noventa días, de un hormigón de 350 kilogramos de cemento por metro cúbico, ó sean 180 kilogramos por centímetro cuadrado, y, por lo tanto, perfectamente admisible.

El trabajo de la armadura es

$$\frac{14.700}{1.327} = 11.07 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado,}$$

y también está dentro de los límites admitidos.

El esfuerzo cortante á que estarán sometidas las barras cuando los carros estén en la posición de máximo esfuerzo,

$$E = 3.278 + \frac{350 \times 1.25}{2} = 3.496,$$

será, sin contar para nada el trabajo del hormigón,

$$\frac{3.496}{1.327} = 2.6 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado.}$$

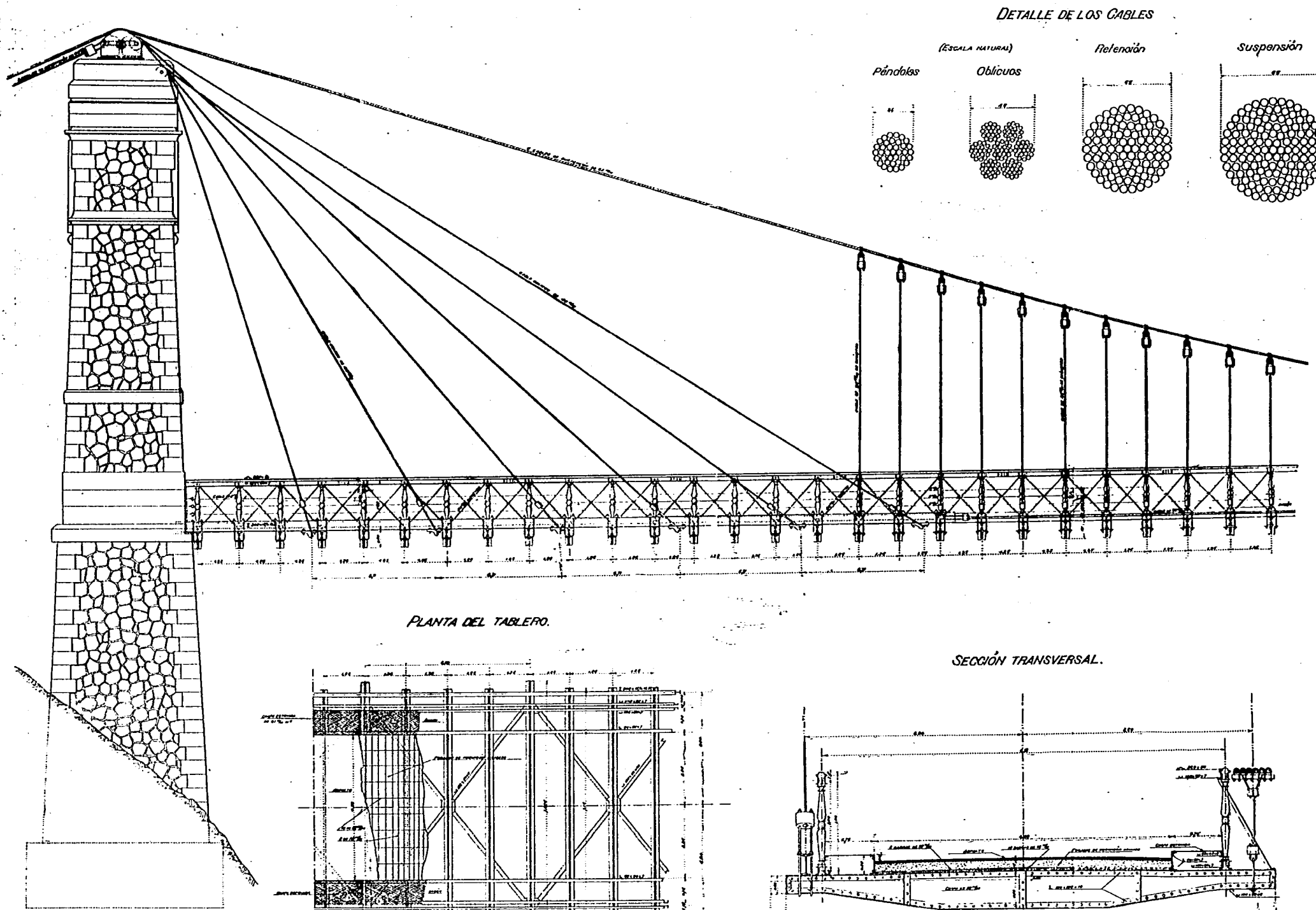
MUROS DE ACOMPAÑAMIENTOS.—Entre los macizos de amarre y las pilas, queda un espacio en cada una de las márgenes de 32 metros que es preciso rellenar.

La primera de las soluciones que se nos ha ocurrido es ejecutar esos dos trozos de carretera con terraplén, construyendo unos muros en ala en los macizos de amarre y en las pilas que contuvieran dicho terraplén, pero sería esta solución de un efecto deplorable á la vista, y además en la margen izquierda podría ser una parte de este terraplén degradado por las grandes avenidas que bañarían su pie.

La segunda solución consiste en muros de acompañamiento.

En la margen derecha no ofrece el menor inconveniente, porque los cimientos se encuentran próximos y su altura es pequeña y los proyectamos con las secciones correspondientes, de mampostería hidráulica, careada en los paramentos.

En la margen izquierda, como los muros tienen 9.80 metros de altura, resulta que para un ancho de 6 metros que tiene la carretera, se unen sus bases y entonces será más económico macizar de mampostería en seco el ancho total de 6 metros de la carretera, cuidando únicamente de rejuntrar con mortero hidráulico.



lico los paramentos para que armonice con las pilas y con los macizos de amarre.

Así lo proponemos en nuestro proyecto.

Con el objeto de no reducir el ancho de la vía en esta parte de la obra, ya que en todo el resto de la carretera y del puente quedarán 6 metros de anchura libre, damos á estos muros de acompañamiento un ancho de 6,50 metros y sobre ellos pondremos 2 pretilos de 0,25 metros de grueso de hormigón fino moldado, que llevarán una ligera armadura cuyos hierros se empotrarán en la imposta del muro, que será también de piedra artificial.

CIMIENTOS.—En la margen derecha se proyectan los cimientos indispensables para regularidad del terreno y asegurar un buen asiento á las pilas y muros, pues ya hemos dicho que el terreno es de conglomerado compacto y resistente.

En el macizo de amarre de esta margen será preciso excavar lo necesario para que el amarre esté equilibrado por el peso necesario de fábrica, ya que la rasante es obligada.

Respecto á la margen izquierda, proponemos para los cimientos del macizo de amarre y muros de acompañamiento una profundidad media de 5 metros, que consideramos suficiente para que no sea socavado por los pequeños remolinos que puedan formarse en grandes avenidas.

Respecto al cimiento de la pila, ya hemos dicho anteriormente que el terreno está constituido por arenas legamosas, y como los sondeos efectuados por la Jefatura de Tarragona sólo han encontrado en el emplazamiento de la pila el terreno de grava á los 30 y 30,50 metros de profundidad, no hay que pensar en apoyar la pila sobre roca, y debemos disponer el cimiento de manera que el terreno en que se apoya pueda resistir el peso de la obra, y que al mismo tiempo queda su base á cubierto de las más remotas socavaciones.

El sistema que proponemos es, pues, la hinca de un cajón rectangular, por aire comprimido, de 8×15 de base, que podrá alcanzar la profundidad de 10 metros como máximo, que, según dijimos al principio, no es presumible que sea nunca alcanzada por las más violentas avenidas, ya que siempre la corriente del río castiga únicamente la margen opuesta.

La práctica que hemos adquirido en esta clase de fundaciones con cajones de hormigón armado, que siempre nos han dado el mejor resultado, en los puentes del Estado de Valencia de Don Juan (León), Reina Victoria (Madrid) y puente de Mora de Ebro (Tarragona), así como en el dique seco de la Carraca, nos aconseja el mismo procedimiento para la hinca de la pila de Amposta.

Para evitar que las paredes de 15 metros de largo de dicho cajón sufran flexiones en cualquier sentido, disponemos, además, dos riostras de hormigón armado de 20×50 en la parte inferior de los cajones, en forma de cuchillo para que no sea obstáculo á la hinca.

Esta disposición es casi igual á la que hemos empleado para el puente de Mora de Ebro, en la misma provincia de Tarragona, y en los cajones del antedique de la Carraca, donde alcanzamos 18 metros de profundidad en terreno fangoso. No creemos, pues, necesario, extendernos más sobre esto.

Todos los cimientos se proyectan con hormigón á 200 kilogramos de portland, pero claro es que la cámara de trabajo habrá que aumentar más la dosificación para asegurar la impermeabilidad y resistencia de sus cuchillos, que trabajarán como unas ménsulas empotradas y sufrirán, por lo tanto, fuertes flexiones.

Kilogramos.

CÁLCULO DE LA PILA.—La carga vertical sobre cada	
pila ó cabeza de cable es de.....	390.650
El carro de dilatación pesa	2.650
TOTAL	393.300

Adoptando una presión de 60 kilogramos por centímetro cuadrado de rodillo, tenemos una sección de $\frac{393.300}{60} = 6.555$ centímetros cuadrados, lo que exige diez rodillos de 70 milímetros de un metro de largo, que dan una sección 7.000.

El trabajo será

$$R = \frac{393.300}{7.000} = 0,56 \text{ metros por milímetro cuadrado.}$$

La carga sobre la piedra se reparte por la placa de fundición, y es de

$$\frac{393.300}{125 \times 130} = \frac{393.300}{16.250} = 24,2 \text{ kilogramos.}$$

La estabilidad de la pila no necesita comprobarse, pues sus proporciones son análogas á las otras pilas.

CÁLCULO DE LOS CIMIENTOS.—En las hincas de todos los cajones de hormigón armado que hemos hecho, siempre hemos observado que en los terrenos, aun los más flojos y fangosos, tienen mucha mayor resistencia que la que se cita en los libros, pero, sin embargo, y para mayor seguridad, adoptaremos como coeficiente máximo de trabajo sobre el terreno el de 4 kilogramos por centímetro cuadrado, que es el que hemos aceptado para los cajones de 18 metros de hinca en fango del antedique de la Carraca.

Para disminuir la presión aligeramos la pila en su parte inferior, y para centrar la presión sobre el cimiento es necesario correr este 0,30 metros del eje de la pila, pues que una pequeña parte del muro de acompañamiento pesará también sobre el cimiento de la pila.

Pero, además, hay que tener en cuenta el rozamiento de las paredes, que basta casi siempre para dificultar la hinca de los cajones.

Lo hemos calculado, pues, obteniendo un empuje horizontal de 20.600 kilogramos sobre el metro lineal de pared del cajón de 10 metros de altura, suponiendo para esas arenas legamosas, un ángulo de deslizamiento de 30° .

Si aceptamos un coeficiente de rozamiento entre hormigón y arena de 0,40, que es reducido, el valor de la resistencia vertical, al rozamiento que se opondrá á la hinca del cajón, será de $20.600 \times 0,4 = 9.484$ kilogramos, y para los 46 metros lineales de paramento, serán 436.264 kilogramos.

Sumemos, pues, algebraicamente todos los elementos que actúan sobre el terreno, en la parte inferior del cajón.

	Metros cúbicos.
Volumen del cimiento..... $15 \times 8 \times 10$	= 1.200
Idem del alzado de la pila.....	= 646
Suma.....	1.846

Kilogramos.

que á 2.200 kilogramos por metro cúbico (que es algo elevado), pesarán.....	4.061.200
Componente vertical de los cables.....	786.600
Peso del muro de acompañamiento sobre el retablo ($9,8 \times 6 \times 2,05 \times 2.200$).....	265.188

Peso total.....	5.112.988
Resistencia vertical de rozamientos á descontar...	436.264

TOTAL CARGA MÁXIMA.....	4.676.724
-------------------------	-----------

Presión

$$\frac{4.576.724}{1.200.000} = 3,898 \text{ kilogramos por centímetro cuadrado}$$

que, como se ve, no llega á los 4 kilogramos que nos habíamos impuesto como máximo.

PUNTE SOBRE EL CANAL DE PIÑOL.—El terraplén de avenida de la margen izquierda corta á un canal de riego llamado de Piñol, para el que es preciso construir una obra de fábrica.

Es un tramo de nuestro sistema de hormigón armado, de 5 metros, análogo á los muchos que hemos ya construido para el Estado.

Se apoyará el tramo sobre estribos con muros en ala de mampostería hidráulica, careada en sus paramentos y llevará sobre el tramo una barandilla de hierro forjado y sobre los estribos pretiles de piedra artificial iguales á los proyectados sobre los muros de acompañamiento.

Forjado central.—Siguiendo el mismo método de cálculo que para el forjado del tramo colgado, pero prescindiendo del cálculo de la repartición de cargas que se obtienen merced á la armadura de ocho varillas de 6 milímetros que para este objeto disponemos (pues en el caso presente tiene poca importancia, tratándose de un tramo con firme ordinario), calcularemos los trabajos del hormigón y del acero para la carga dinámica, que es la más desfavorable.

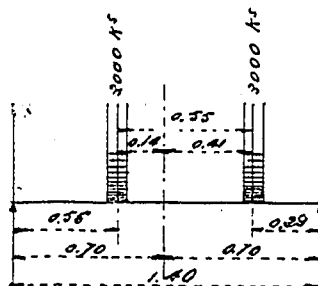
Suponemos los siguientes pesos muertos por metro lineal de forjado:

	Kilogramos
0,14 de hormigón, á 2.500 kilogramos.....	= 350
0,20 de firme, á 2.000 ídem.....	= 400
	750

y su aumento

$$M_1 = \frac{750 \times 1,4^2}{10} = 147 \text{ kilográmetros.}$$

Con la sección transversal adoptada, la posición de los carros



que produce momento máximo es la del croquis y en la sección de la rueda más próxima al centro de la luz

$$M_2 = X 0,56 = \frac{3.000 (0,29 + 0,84)}{1,40} \times 0,56 = 1.355,9,$$

y el momento total

$$M_1 + M_2 = 147 + 1.355,9 = 1.503.$$

Suponemos una armadura de trabajo compuesta por diez barras de 15 milímetros ($S = 17,67$) á 0,03 de la cara inferior

$$\frac{100 \times 14 \times 7 + 17,67 \times 15 \times 11}{100 \times 14 + 17,67 \times 15} = 7,6.$$

Brazo del par

$$14 - \left(\frac{7,6}{3} + 3 \right) = 8,5.$$

Compresión y tracción

$$\frac{150.300}{8,5} = 17.682.$$

Compresión media

$$\frac{17.682}{100 \times 7,6} = 23,2 \text{ kilogramos.}$$

Compresión máxima 46,4 kilogramos, muy admisible.

Tensión

$$\frac{17.682}{1.767} = 10 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado.}$$

No calculamos el esfuerzo cortante porque á simple vista se comprende que el coeficiente de trabajo no llegará á 2 kilogramos por milímetro cuadrado.

Andenes.—Sobre los andenes no puede actuar más que la carga estática de 300 kilogramos por metro cuadrado.

Los pesos totales son por metro cuadrado:

Barandilla.....	50 kilogramos por metro lineal.
Forjado.....	$0,12 \times 2.500 = 300$ kilogramos.
Recercimiento...	$0,20 \times 2.500 = 500$ —
Sobrecarga.....	300 —
	1.100 kilogramos.

$$M_{\text{total}} = \frac{1.100 \times 0,80^2}{2} + 50 \times 0,70 = 387.$$

Suponiendo que no se prolonga á los andenes sino la mitad de la armadura de los forjados centrales, ó sean 8,83 centímetros cuadrados, tendremos

$$\frac{100 \times 14 \times 7 + 8,83 \times 15 \times 11}{100 \times 14 + 8,83 \times 15} = 7,3.$$

Brazo del par

$$14 - \left(\frac{7,30}{3} + 3 \right) = 8,6.$$

Compresión y tracción

$$\frac{38.700}{8,6} = 4.500.$$

Compresión media

$$\frac{4.500}{100 \times 7,3} = 6,1 \text{ kilogramos.}$$

Compresión máxima 12,2 kilogramos.

Tensión

$$\frac{4.500}{883} = 5 \text{ kilogramos.}$$

Como se ve, los coeficientes de trabajo son insignificantes, lo cual ocurre siempre en esta clase de voladizos, pero ni prácticamente se deben prolongar menos de la mitad de las barras del forjado, ni conviene disminuir el espesor de hormigón, porque representaría una economía insignificante y haría mal á la vista.

También serían de poca importancia los esfuerzos cortantes que, por lo tanto, no calculamos.

Vigas centrales.—Los pesos muertos que actúan en una viga central, son los siguientes:

Forjado.....	$1,50 \times 350 =$	525
Afirmado.....	$1,50 \times 400 =$	600
Nervio....	$0,20 \times 0,35 \times 2.500 =$	175
		1.300

y su momento

$$M_1 = \frac{1.300 \times 5,4^2}{8} = 4.738.$$

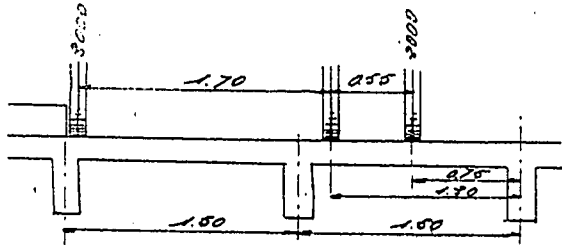
En el caso más desfavorable de sobrecarga móvil en sección transversal el peso sobre una viga será, según el croquis,

$$\frac{3.000 (0,75 + 1,30)}{1,50} = 4$$

y el momento máximo de este peso, cuando los carros están en el centro de la luz

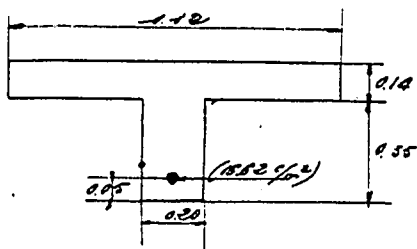
$$M = \frac{4.000 \times 5,4}{4} = 5.400$$

$$M_{total} = M_1 + M_2 = 4.738 + 5.400 = 10.138 \text{ kilogrametros.}$$



La sección de acero adoptada es 22,90 centímetros cuadrados, ó sean cuatro barras de 27 milímetros.

Posición de la fibra neutra. (No consideramos más forjado como cabeza comprimida, que los $\frac{3}{4}$ de la separación entre nervios, ó sean $\frac{3}{4} \times 1,5 = 1,12$, ni tenemos en cuenta las dos barras de compresión de 15 milímetros de diámetro.)



Siendo R la compresión máxima en la arista superior del forjado r por la semejanza de triángulos, será

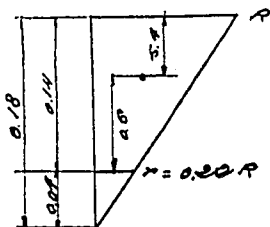
$$r = R \frac{4}{18} = 0,22 R.$$

Los trabajos serán:

$$\text{Forjado.. } 112 \times 14 \times \frac{1 + 0,22}{2} R = 956,5 R$$

$$\text{Viga..... } 20 \times 4 = \frac{0,22}{2} R = 8,8 R$$

$$\text{COMPRESIÓN TOTAL..... } 965,3 R$$



Cada una de las compresiones parciales tienen su punto de aplicación que determinaremos fácilmente:

$$OG = 14 \frac{R (0,22 + 2)}{R (0,66 + 3)} = 8,5,$$

ó sea 5,5 de la cara superior, y en la viga á 15,3 de la misma superficie; el punto de aplicación de la compresión total será

$$\frac{(956,5 \times 5,5 + 8,8 \times 15,3) R}{965,3 R} = 5,5.$$

Luego el brazo del par será

$$49 - (5,5 + 5) = 38,5,$$

y las fuerzas de compresión y tracción

$$\frac{1.013.800}{38,5} = 26.333.$$

Compresión máxima

$$R = \frac{26.333}{965,3} = 22,2 \text{ kilogramos.}$$

Compresión media

$$\frac{26.333}{112 \times 14 + 20 \times 4} = 16.$$

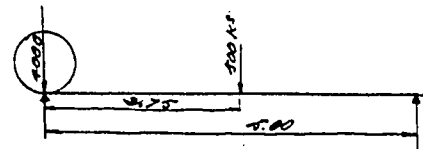
El trabajo de la armadura con la sección adoptada es

$$\frac{26.333}{2.290} = 11,5 \text{ kilogramos.}$$

El esfuerzo cortante máximo, para igual posición de las cargas en sentido transversal que cuando tratábamos del momento flector, tendrá lugar cuando las ruedas estén al borde del apoyo, y su valor

$$E = \frac{1.300 \times 5}{2} + 4.000 + \frac{500 \times 2,25}{5} = 7.475.$$

Suponemos que ni las barras curvas ni el hormigón absorben nada de este esfuerzo y queda íntegro para las horquillas; ten-



dremos para sección de estas últimas, en la longitud de 38,5 brazo del par

$$\frac{7.475}{2 \times 2 \times 7} = 267 \text{ milímetros cuadrados;}$$

con varilla de 8 milímetros ($s = 50$ milímetros cuadrados) y el siguiente reparto, satisfacemos á las condiciones

$$5-5-5-7-7-7-10-10-10-15-15-15-20-20-20-25-25-25.$$

Vigas laterales.—La composición de pesos uniformes en estas vigas, es como sigue:

Forjado.....	=	262
Voladizo.....	$0,85 \times 0,13 \times 2.500$	= 276
Recrecimiento.....	$0,80 \times 0,20 \times 2.500$	= 400
Afirmado.....	$0,75 \times 400$	= 300
Sobrecarga andén.....	$0,75 \times 300$	= 225

$$\text{TOTAL..... } 1.463$$

y el momento

$$\frac{1.473 \times 5,4^2}{8} = 5.332.$$

y el de una rueda pisando en el centro de la luz y sobre el eje de la viga

$$\frac{3.000 \times 5,4}{4} = 4.050.$$

$$M_{\text{total}} = 9.382.$$

Como este momento es igual y menor que el de las vigas centrales, adoptamos las mismas armaduras que en éstas, con lo que tendremos coeficientes de trabajo algo inferiores.

VARIANTE DE TRAMOS DE HORMIGÓN ARMADO, EN SUSTITUCIÓN DEL MURO DE ACOMPAÑAMIENTO DE LA MARGEN IZQUIERDA.—Con el objeto de obtener alguna economía y de reducir también la carga sobre el cajón de la pila, que ya hemos visto tiene que soportar el peso del extremo del muro de acompañamiento de la margen izquierda, hemos proyectado una variante, en que sustituimos dicho muro por tres tramos de hormigón armado de 9,85 metros de luz apoyados sobre dos pilas de mampostería hidráulica careada, frenteadas y coronadas por ángulos é imposta de sillerías.

Para conseguir alguna más economía hemos reducido la profundidad de los cimientos del macizo de amarre, pues sabiendo que el río castiga únicamente la margen opuesta, y no teniendo velocidad, aun en avenidas, en la margen izquierda, bastaría, á nuestro juicio, con los 3 metros de profundidad que proponemos para el cimiento de pilas y de una parte del macizo de amarre, escalonando el resto del cimiento de este último macizo.

Téngase presente que el malecón que figura en el perfil del río junto á la pila izquierda, constituido por arenas legamosas y plantado de juncos, es defensa suficiente contra las avenidas de las huertas que se cultivan á su resguardo.

No parece, pues, probable que las aguas, aunque desbordaran dicho malecón, tengan nunca la corriente necesaria para ejercer efectos socavadores en aquellos cimientos.

Dicho esto, sólo nos resta justificar las dimensiones propuestas para los elementos del tramo de hormigón armado.

J. EUGENIO RIBERA.

(Continuará.)

LA CIUDAD JARDÍN (1)

Su origen y desarrollo.

La primera Sociedad que adoptó este sistema fué la Tenant Cooperators Ltd., registrada en 1888; pero aunque sus éxitos fueron brillantes, por haberse limitado á aplicar pura y simplemente el principio de la cooperación, descuidando los otros aspectos del problema, no puede todavía considerarse esta entidad como encajando del todo en el orden de ideas que actualmente se persigue, el cual no tuvo una definitiva incorporación hasta que se fundó en 1901 la igualmente repetida Sociedad, á cuyos memorables esfuerzos es debido el Suburbio Jardín de Ealing que embellece actualmente los alrededores de Londres.

Uno de los secretos de su éxito fué precisamente que, recogiendo la experiencia de los precedentes ensayos de ciudades jardines, entonces en sus primeros triunfos, supo concentrar sus operaciones en una sola finca, lo cual proporcionó á la Sociedad el poder urbanizar el conjunto bajo un plan orgánico y perfectamente adecuado á su objeto, con inclusión de muchos extremos, como campos de recreo, emplazamiento de un edificio público

para uso de los asociados, y plan de urbanización modelo, que habían sido hasta entonces de imposible alcance para las entidades similares que habían dispersado sus edificaciones por diferentes lugares.

Así es como, concentradas sus operaciones en una sola finca, la Sociedad de Ealing pudo lograr un tan brillante éxito, haciéndose con ello acreedora al título de *Pioneer* de todo el movimiento que reseñamos, que desde entonces ha hecho tan grandes progresos como se verá por el estado que á continuación se inserta (1):

NOMBRE DE LA SOCIEDAD	Área de las fincas en acres.	Número de casas al terminar.	VALOR de la propiedad. — Libras.	COSTE de los dominios una vez completos. — Libras.
Ealing Tenants Ltd.....	60 1/2	700	195.000	270.000
Garden City Tenants Ltd.....	34	275	92.500	95.000
Sevenoaks Tenants Ltd.....	6	67	20.000	21.500
Leicester Anchor Tenants Ltd.....	50	500	30.000	150.000
Manchester Tenants Ltd.....	11	130	55.600	56.000
Hampstead Tenants Ltd.....	25 1/2	286	140.000	140.000
Second Hampstead Tenants Ltd....	41	400	240.000	300.000
Harbone Tenants Ltd.....	53	500	175.000	180.000
Fallings Park Garden Suburb Tenants Ltd.....	20	200	20.000	20.000
Stoke-on-Trent Tenants Ltd.....	38	380	32.000	120.000
Derwentwater Tenants Ltd.....	2 1/2	27	7.000	7.500
Liverpool Garden Suburb Tenants Limited.....	185	1.900	33.500	500.000
Sealand Tenants Ltd.....	47	470	32.000	80.000
Third Hampstead Tenants Ltd.....	78 1/2	760	»	250.000
Las catorce Sociedades.....	652	6.595	1.072.600	2.190.000

Tan extraordinario progreso ha hallado un poderoso auxilio en la obra de propaganda emprendida por el Consejo central de estas Asociaciones (Copartnership Tenants Housing Council) fundado en 1903 con objeto de dar informes á las nuevas entidades que sucesivamente se van creando para desarrollar otras fincas bajo líneas semejantes á las que con tanto éxito había inaugurado la antedicha de Ealing.

Para dar eficacia práctica á esta propaganda fundóse más tarde, en 1907, una Federación de carácter comercial, conocida con el nombre de Co-partnership Tenants Ltd., que cuenta con la adhesión de la mayor parte de las Sociedades existentes. Los objetos de esta institución ú organismo central del movimiento son:

- Dar experto consejo, fundado en una larga experiencia, acerca de la manera de comprar, planear y desarrollar una finca que se quiere urbanizar.
- Facilitar el capital para las Sociedades que se adhieren á la Federación y aceptan sus consejos.
- Acumular, en lo que sea posible, las demandas de materiales y demás elementos de construcción, á fin de que las Sociedades adheridas puedan disfrutar de las ventajas de su adquisición al por mayor.

Cada Asociación adherida paga á la Central una participación al capital de la Federación, proporcionada á los balances de la primera; siendo actualmente la regla un 10 por 1.000 del capital social. Después de pagar el 5 por 100 de interés á las Sociedades adheridas y de proveer debidamente á un fondo de re-

(1) Refiérese á la situación en 31 de Diciembre de 1911, y sólo comprenden las Asociaciones adheridas á la Federación que luego ha de ocuparnos. Aparte de las que funcionan con independencia de este grupo hay que mencionar los trabajos de la Rural Copartnership Association, que se ocupa en la difícil tarea de aplicar los mismos principios al magno problema de la habitación de los distritos rurales.

(1) Véase el número anterior.