

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 SOBRE EL RÍO PISUERGA

PARA EL

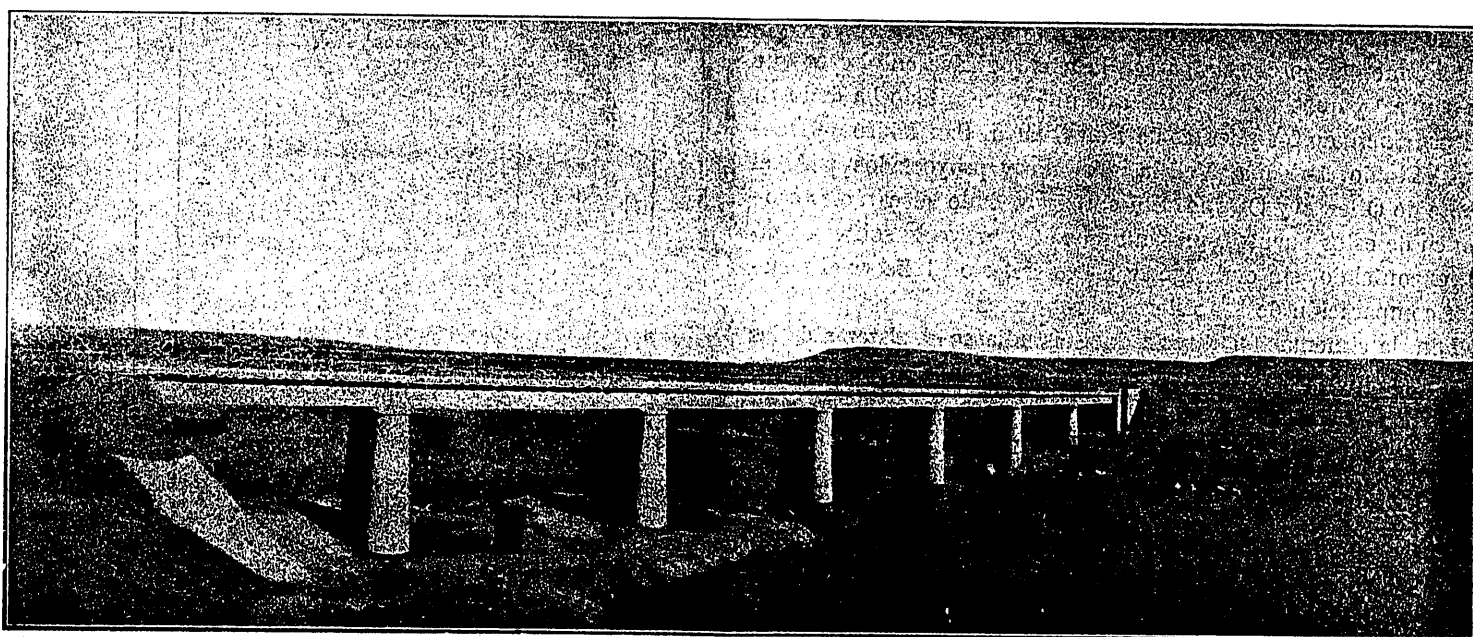
CAMINO VECINAL DE SOTO DE CERRATO Á LA CARRETERA
DE SAN ISIDRO DE DUEÑAS Á BURGOS (1)

EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE.—Al hacer el estudio del trazado del camino vecinal de Soto de Cerrato á la carretera de San Isidro de Dueñas á Burgos, hemos examinado con la mayor atención el sitio que debería darse al puente sobre el río Pisuerga, objeto del presente proyecto, y que forma parte del citado cami-

plazamiento y proximidades de la obra y la velocidad de la corriente, para evitar toda alteración de alguna importancia en el régimen de la misma.

Aguas abajo, á unos 6 kilómetros, se encuentra el puente de Tariago sobre el mismo río Pisuerga, el cual ofrece 109 metros y 625 metros cuadrados de desagüe lineal y superficial, respectivamente.

El proyectado presenta 523 metros cuadrados y 98 metros lineales, y 100 metros lineales y 570 metros cuadrados para la primera y segunda solución, respectivamente, cifras que aseguran una repartición juiciosa en la distribución de los claros ó luces asignadas.



Puente de Soto (Palencia).

no, habiendo elegido, después de varios tanteos, el que figura en el proyecto, el que, según la opinión del que suscribe, reúne las condiciones necesarias para establecer una obra de esta clase, si se tiene en cuenta todas las limitaciones impuestas por los requisitos que ha de cumplir el trazo del camino, altura de rasante, etcétera, etc.

DESAGÜE LINEAL.—El desagüe lineal del puente se ha fijado por comparación con el de otros puentes existentes del río Pisuerga y teniendo en cuenta la altura é importancia de las máximas avenidas, la configuración y naturaleza del cauce en el em-

RASANTE.—La rasante del puente en el eje se ha fijado teniendo en cuenta la margen derecha del río y la línea de máximas avenidas, quedando espacio libre más que suficiente entre aquella y la cara inferior del tablero para el paso de balseros y cuerpos flotantes que pueda arrastrar la corriente en sus avenidas.

SISTEMA DE PUENTE.—Los tramos los proyectamos de hormigón armado, creyendo innecesario justificar la elección que hemos hecho de este material, admitido ya en obras públicas de extraordinaria importancia, y cuyas ventajas, desde el punto de vista económico, facilidad y rapidez de ejecución y excelente conservación son evidentes. Es muy digna de tenerse en cuenta esta última condición, pues bien conocido es por todos los Ingenieros

(1) Extracto de la Memoria del proyecto.

lo costoso que resulta conservar en buen estado los tramos metálicos, principalmente, del tipo que proponemos, si la obra ha de alcanzar toda la duración que le corresponde. En las obras de hormigón armado, como en las de fábrica, los gastos de conservación son nulos ó casi nulos, lo que constituye evidentemente una gran ventaja.

En cuanto á resistencia, está igualmente demostrada que la ventaja corresponde al hormigón armado, pues las obras de esta clase constituyen un conjunto monolítico, en el cual todos los elementos resistentes entran en juego para hacer frente á los esfuerzos que sobre ellos actúan, sin que la resistencia del conjunto esté nunca fiada á la de piezas auxiliares de unión que por cualquier causa pueden desaparecer ó romperse comprometiendo gravemente la resistencia de la obra, como ocurre en las obras metálicas.

Hemos elegido tramos rectos de 14 metros, de luz por ser los más económicos en su clase, y que ya en esta provincia tenemos un caso práctico, el de Triollo, que ha dado excelentes resultados, para el primer proyecto, y tramos de 10 metros para el segundo.

CIMENTACIONES.—El cauce del río queda perfectamente definido, presentando la margen derecha una capa al descubierto de marga muy consistente que corre hasta la 5.^a pila, cubriéndose ya desde ésta hasta el valle con una capa de acarreo de espesor variable. Se ha hecho varios pozos de exploración y una calicata con una sonda corriente Polisi en el perfil 64, habiendo encontrado la capa de marga ó greda á los 3,80 metros. La sonda profundizó 0,40 metros en la referida capa, y se retiró por dificultad de llegar á mayor profundidad. Parece lo más probable, dadas las condiciones en que se presentan las márgenes del río, tanto aguas arriba como aguas abajo, que la capa de greda es de espesor suficiente para cimentar sobre ella.

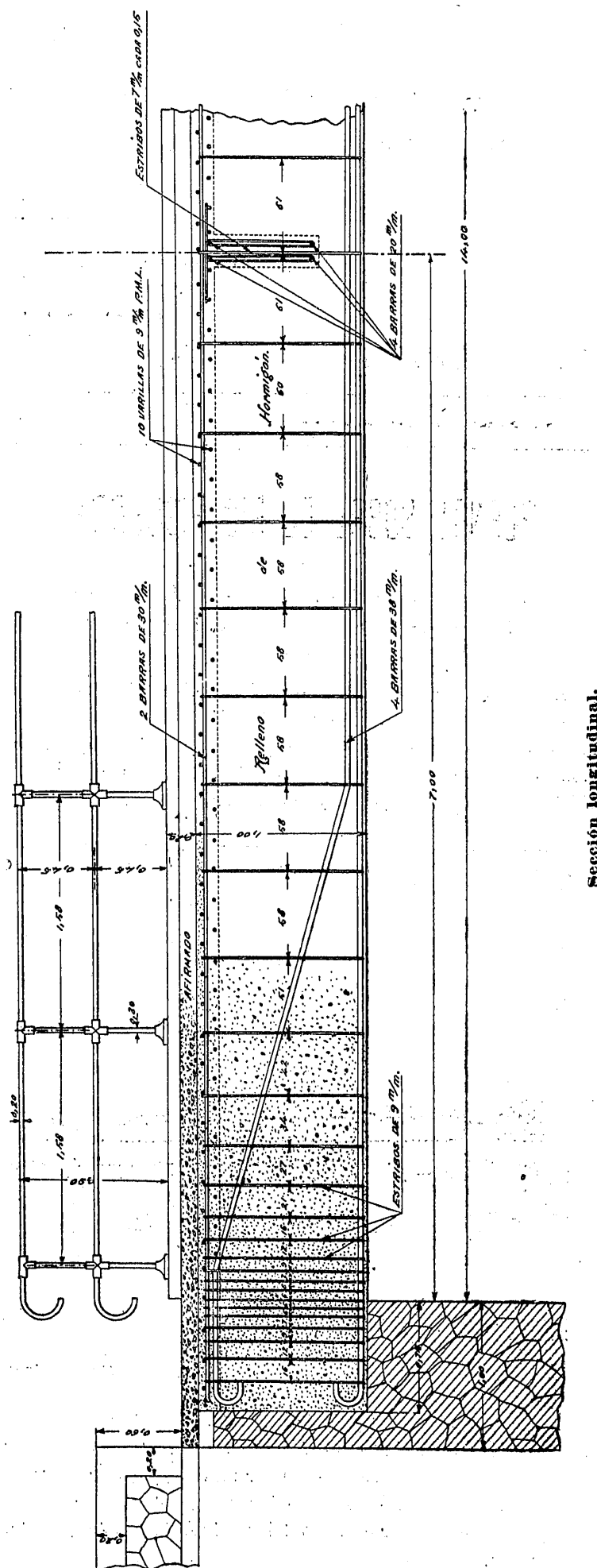
La cimentación directa parece la más indicada en el caso que nos ocupa, y que es el sistema que mejor resultado ha dado en esta provincia en los puentes de Don Guarín, San Isidro de Dueñas, Villoldo, Saldaña, Velilla, Triollo y proyectados para el puente de Olleros y Osorno. Sin embargo, dado el carácter económico de estos puentes, presentamos otro proyecto sobre palizadas, exponiendo, sin embargo, nuestro criterio al hacer el resumen, comparación de los sistemas propuestos.

Para la cimentación directa debe estudiarse el sistema de las tablestacas metálicas, tipo americano, en este caso por la pequeña profundidad á que hay que descender.

De datos que tenemos á la vista se han empleado con buen éxito por la Canadiense (riegos y fuerza del Ebro) y en el salto de Villora.

Tal vez pudiera indicarse la conveniencia de aplicarse en este caso el sistema de cajones. Este sistema tiene el inconveniente del escaso volumen de cada caja, por cuyo motivo el metro cúbico resultará muy próximo de 100 pesetas, casi similar al sistema de aire comprimido, en el cual sucede lo mismo, o sea que, cuando el cubo es inferior á 1.000 metros cúbicos, el precio unitario es próximamente de 100 pesetas, por tener que repartirse en andamiaje, presentación del cajón y poner en marcha la instalación en un pequeño volumen.

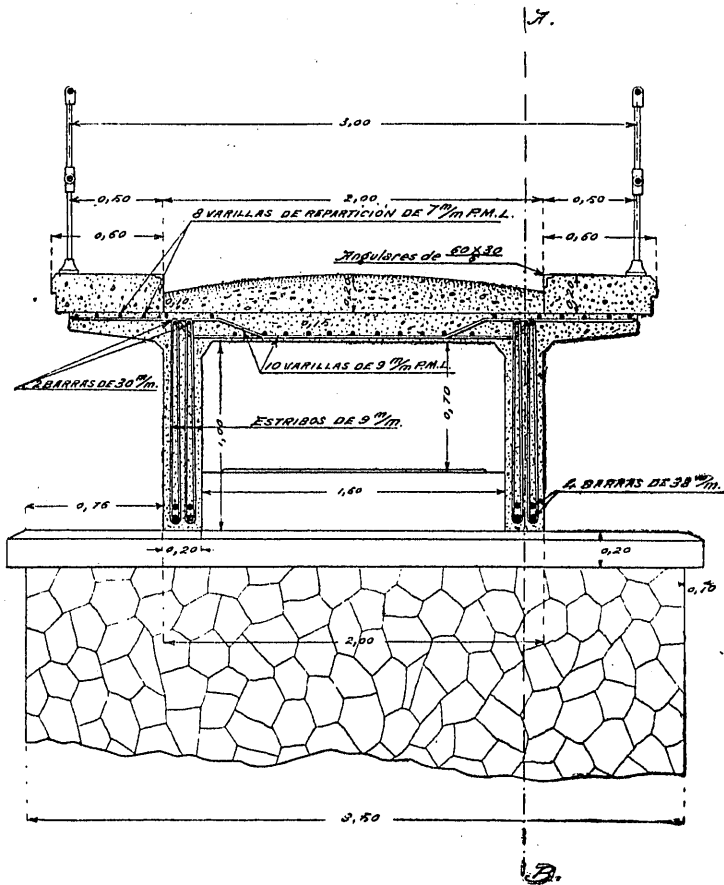
El sistema de palizadas propuestas se detallan más adelante, llamando únicamente la atención, que juzgamos necesario é indispensable, dada la altura de la rasante del puente y la poca separación de pilares, el dotarlas de tornapuntas, que servirán de tajar el de agua arriba y el de agua abajo, para resistir á la compresión que produzca la acción del viento sobre los tramos, así como el de las corrientes del río, especialmente en las crecidas, en las que suelen abundar balseros de consideración.



Propónese el pilote, que, á pesar de presentar la marga bastante consistencia, creemos podrá hincarse fácilmente; pero en el caso contrario se empleará zapatas de apoyo.

En la hoja correspondiente se señalan los dos sistemas úni-

PRECIOS.—En este proyecto entra una unidad, las palizadas, para el que carecemos de datos experimentales sobre obras análogas en esta provincia; en su defecto, hemos recogido todos los datos necesarios sobre obras especiales de esta clase que nos han sido posible adquirir, y por comparación hemos deducido el coste de este elemento, teniendo en cuenta las circunstancias y modificaciones del caso.



Debemos hacer observar que el precio de pilares y pilotes se abona siempre, según los datos que hemos adquirido, por metros lineales y nunca por cubicación, pues de seguir este procedimiento resultan para los citados elementos precios tan bajos que no llegan á cubrir los gastos de la mano de obra, á menos de aplicar al hormigón y á las armaduras precios muy elevados y superiores á los correspondientes para los mismos elementos de los tramos del puente.

Pasemos al examen y detalle de las soluciones estudiadas.

***a)* PRIMERA SOLUCIÓN**

b) SEGUNDA SOLUCIÓN (1)

(1) Ha siċo la accetta.

La sobrecarga estática la suponemos de 300 kilogramos por metro cuadrado y la carga móvil constituida por carros de 4 toneladas sobre un eje de 1,20 metros de batalla, arrastrados por dos caballerías en reata, pesando 500 kilogramos cada una de ellas y á las respectivas distancias indicadas en el Reglamento para la redacción de proyectos de puentes metálicos.

Firme consolidado.....	2.000 kg. por m³
Hormigón armado.....	2.500 —

Los coeficientes de trabajo adoptados son:

Acero.....	{	Extensión y compresión..	10 kg. por mm.
		Tronchamiento.....	7 —
Hormigón..	{	Extensión.....	nulo.
		Compresión.....	25 kg. por cm ²

El momento máximo que tenemos que considerar es la suma del producido por la carga permanente y el debido á la sobrecarga móvil en la posición más desfavorable que puede colocarse.

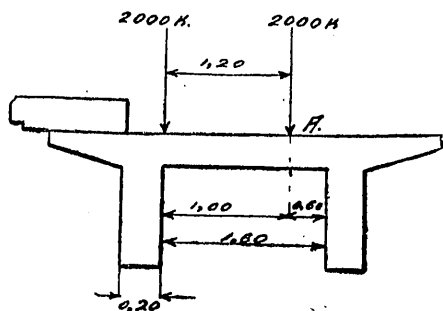
CARGA PERMANENTE POR METRO CUADRADO DE FORJADO.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Forjado } p = 0,15 \times 2.500 \text{ kg.} = 375 \text{ kg.} \\ \text{Firme. } p = 0,15 \times 2.000 \text{ kg.} = 300 \text{ kg.} \end{array} \right\} p = 375 + 300 = 675 \text{ kg. por m}^2$$

La posición más desfavorable de la sobrecarga móvil corresponde al caso de aproximarse una de las ruedas del carro todo lo posible al borde del andén en la forma que se indica en el croquis.

El momento flector en el punto A vale

$$M_s = \frac{P(a-b)}{2} = \frac{2.000(1,6-1)}{1,6} = 750 \text{ kgm.}$$



El momento en el punto A correspondiente a la carga permanente es

$$M_p = \frac{1}{2} p (a\phi - \phi^2) = \frac{1}{2} 675 (1,6 \times 1 - 1^2) = 202,50 \text{ kgm.}$$

Momento máximo total

$$M_{\text{máx.}} = M_s + M = 750 \text{ kgm.} + 202,50 \text{ kgm.} = 953 \text{ kgm. números redondos.}$$

Este momento flector está contrarrestado por una zona de forjado de un metro de longitud en el sentido del eje del puente, pues sólo suponiendo la transmisión de los esfuerzos a 4,50 á través del firme y forjado se interesa ya una longitud de 0,70 y si tenemos en cuenta las varillas de repartición, la zona interesada será bastante mayor de un metro. Supondremos, sin embargo, que sólo sea de un metro, como se admite generalmente.

Tendremos así

$$2H = \frac{2}{103} \sqrt{953} = 0,062$$

$H = 0,15 - (0,062 + 0,025) = 0,063$ metros, suponiendo que colocamos el eje de las armaduras del forjado á 0,025 metros de la cara inferior, que es lo necesario para que éstas queden perfectamente envueltas por el hormigón. La sección de la armadura será en consecuencia

$$S = \frac{953}{2 \times 0,063 \times 106} = 715 \text{ mm}^2$$

que obtendremos con diez varillas de 9 milímetros, que dan una sección de 640 milímetros cuadrados.

VOLADIZOS.—Carga permanente:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Andén.. } p = 0,20 \times 2.000 \text{ k.} = 400 \text{ kg.} \\ \text{Forjado. } p = 0,125 \times 2.500 \text{ k.} = 313 \text{ kg.} \end{array} \right\} p = 400 + 313 = 713 \text{ kg.}$$

Además tenemos la barandilla, que suponemos tenga un peso máximo de 30 kilogramos por metro lineal, y la sobrecarga de 300 kilogramos por metro cuadrado.

Los momentos flectores en el apoyo, correspondientes á estas diversas cargas, considerando el voladizo como una pieza empotrada, serán:

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = 713 \times 0,62^2 = 257 \text{ kgm.} \\ M_2 = 30 \times 0,50 = 15 \text{ —} \\ M_3 = 300 \times 0,50^2 = 75 \text{ —} \end{array} \right\} \text{Máximo} = 257 + 15 + 57 = 347 \text{ kgm.}$$

$$2H = \frac{2}{103} \sqrt{347} = 0,038$$

$$H_t = 0,15 - (0,038 \text{ m.} + 0,025 \text{ m.}) = 0,087 \text{ m.}$$

$$S = \frac{347}{2 \times 0,087 \times 10^7} = 200 \text{ mm.}$$

bastaría, por tanto, emplear diez varillas de 6 milímetros; pero para asegurar la continuidad y resistencias de los forjados es preferible prolongar las diez varillas de 9 milímetros del forjado central, lo que produce un aumento de coste insignificante á cambio de una seguridad y resistencia mucho mayor.

VIGA.—Luz = 14 m. Sección = 0,20 m. por 1 m.

La carga uniforme repartida, debida al peso propio y sobrecarga del andén, se descompone así:

Peso propio del nervio.....	= 1 × 0,20 × 1 × 2.500 kg.....	= 500 kg.
Idem id. del forjado y firme..	= 1 × 1 × 675 kg.....	= 675 —
Idem id. de voladizo.....	= 1 × 0,50 × 0,125 × 2.500 kg. =	157 —
Idem id. de andén.....	= 1 × 0,50 × 0,20 × 2.000 kg. =	240 —
Barandilla.....		30 —
Sobrecarga del andén, 1 × 0,60 × 300 kg.....		150 —
		<u>1.752 kg. por m. l.</u>

El momento flector máximo, debido á esta carga uniforme, es

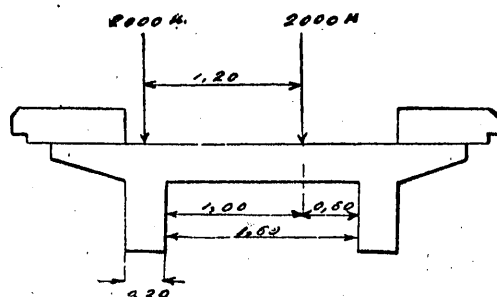
$$M_p = \frac{1}{8} pl^2 = \frac{1}{8} \times 1.752 \times 14^2 = 42.924 \text{ kgm.}$$

SOBRECARGA MÓVIL.—Está constituida como ya hemos indicado, por carros de un solo eje de 4 toneladas, con un ancho de batalla de 1,20 metros y tiros de dos caballerías en reata á las distancias que marca la instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos.

Para calcular el momento flector máximo producido por la sobrecarga móvil, estudiaremos su posición en sentido transversal y longitudinal.

En sentido transversal, la posición más desfavorable es la que se indica en el croquis, y la carga sobre la viga será:

$$X = \frac{2.000 + 2.000}{1,6} \times 0,60 = 2.000 + 750 = 2.750 \text{ kg. por eje.}$$



No tendremos en cuenta la reducción del peso que corresponde á las caballerías, pues éste influye poco, y nos ponemos en condiciones más desfavorables.

En el sentido longitudinal, la posición del tren de carros que produce el máximo momento flector corresponde al caso de ocupar el carro la posición del croquis.

$$\text{Reacción del apoyo} = \frac{2.750}{2} + \frac{2.000}{2} = 2.375 \text{ kg.}$$

Momento flector en A.

$$M = 2.375 \times 700 - 500 (5,25 + 2,75) = 12.625 \text{ kgm.}$$

Momento flector máximo.

$$M_{\text{máx.}} = M_p + M_s = 42.924 + 12.625 = 55.549 \text{ kgm.}$$

Considerando como se admite, generalmente, que la cabeza de la viga está formada por la parte del forjado que insiste sobre

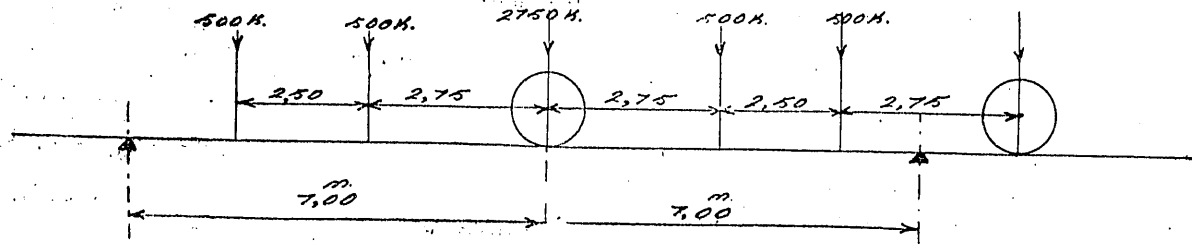
ella, y colocando á 0,05 metros de la cara superior del forjado dos barras de compresión de 30 milímetros, tendremos

$$H_c = \frac{\frac{1}{2} 55.549 - 0,001414 \times 10^7 \times 0,25}{(0,50 \times 0,125 + 1 \times 0,15) \times 25 \times 10^4 + 0,001414 \times 10^7} = 0,360 \text{ m.}$$

$$H_t = 1 + 0,75 - (0,360 + 0,72) = 0,643$$

Esta sección, que ha de estar colocada en una longitud de 1,10 á partir del apoyo, se consigue empleando varilla de 9 milímetros que tiene una sección de 64 milímetros con el siguiente reparto de estribos (véase la última figura de esta página):

PRESUPUESTOS.—Dos son las soluciones estudiadas para este caso de apoyar los tramos sobre estribos y pilas de fábrica.



La sección de la armadura será

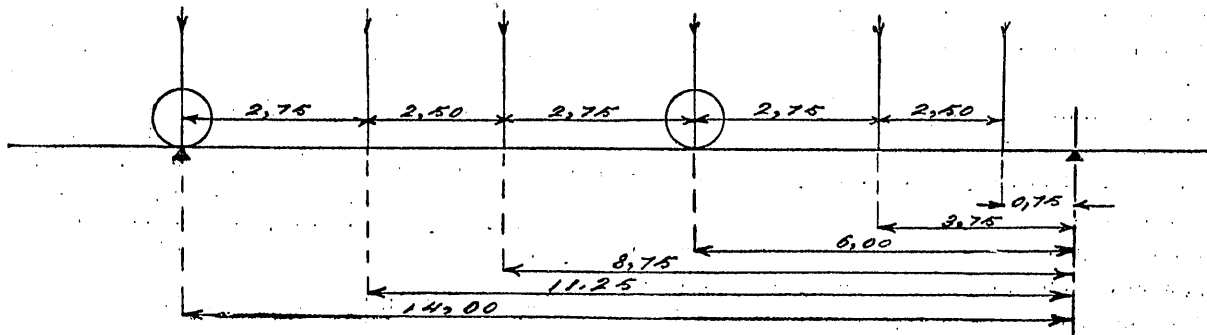
$$S = \frac{55.549}{2 \times 0,643 \times 10^7} = 4.328 \text{ mm}^2$$

Esta sección se obtiene en cuatro barras, dos rectas y dos curvas de 38 milímetros cuadrados, que dan 4.536 milímetros cuadrados de sección.

a) Primera.—Se emplea el hormigón en masa para pilas y estribos.

Importa el presupuesto total de las obras 58.908,13 pesetas.

b) Segunda.—Empleando mamposterías ordinarias con mortero hidráulico para pilas y estribos importa 53.877,42 pesetas.



ESFUERZO CORTANTE.—El debido á la carga uniforme es

$$E_p = \frac{1}{2} 1.752 \times 14 = 12.254 \text{ kg.}$$

La posición de la sobrecarga móvil que produce en el apoyo el máximo esfuerzo es el que indica el croquis anterior: y su valor es

$$E_s = 2.750 \left(1 + \frac{6}{14} \right) + 500 \frac{0,75 + 3,25 + 8,75 + 11,25}{14} = 4.803 \text{ kg.}$$

$$E_{\text{máx.}} = E_p + E_s = 1.225 + 4.803 = 17.057 \text{ kg.}$$

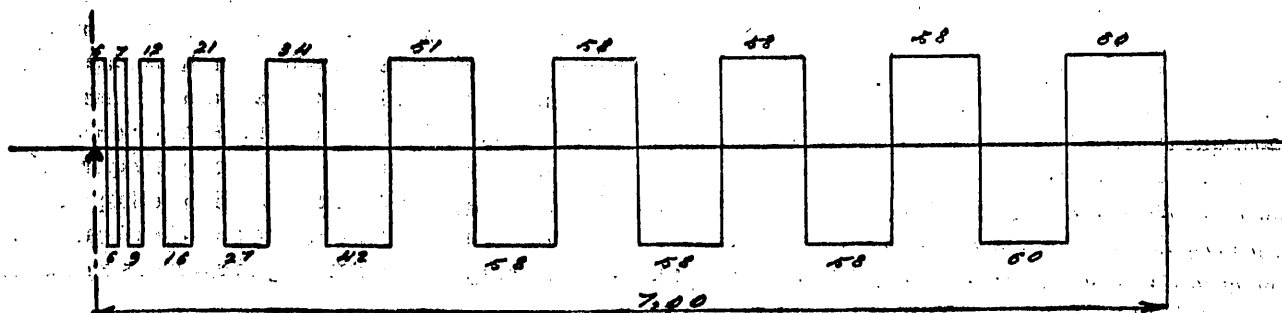
Descripción y cálculo detallado del proyecto.

c) TERCERA SOLUCIÓN

d) CUARTA SOLUCIÓN

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.—Consta el puente, cuya longitud total entre paramentos de estribos es de 102,40 metros, de 10 tramos de hormigón armado, de 10 metros de longitud, los cuales se apoyan sobre palizadas también de hormigón armado.

La longitud total del tablero del puente está dividida para prevenir los efectos producidos por la variación de temperatura en tres partes, por medio de dos palizadas dobles, cuya distancia en-



La sección de acero en horquillas, por cada serie de barras necesarias para contrarrestar este esfuerzo, teniendo en cuenta que cada horquilla resiste por dos secciones:

$$S = \frac{17.057}{2 \times 2 \times 7} = 609 \text{ mm}^2$$

tre ejes es de 1,20 metros; las dos partes laterales contiguas á los estribos comprenden cada una tres tramos, con una longitud de 30 metros, y la central cuatro tramos, con una longitud de 42,40 metros.

El ancho del puente medio entre ejes de barandillas es de

3 metros, de los cuales los dos centrales, cubiertos por el afirmado, se destinan al tránsito de vehículos y caballerías, y el resto dividido en dos andenes de 0,50 metros á la circulación de peatones.

Los tramos están formados por dos nervios ó vigas de hormigón armado por 30 centímetros de grueso por 70 centímetros de altura, cuya separación entre ejes es de 1,70 metros. Sobre estas vigas se apoya el tablero del tramo, también de hormigón armado, formado por un forjado central de 1,40 metros de luz libre y 15 centímetros de espesor, y dos voladizos de 0,55 metros de vuelo y un espesor medio de 12,5 centímetros.

Sobre la parte central del tablero se extenderá el afirmado, de 2 metros de ancho, con un espesor de 0,20 en el centro y 0,10 en los mordientes, y sobre los voladizos irán los andenes, constituidos por una capa de hormigón de 20 centímetros de grueso y un ancho total de 0,63 metros, provistos en su borde interior de un fuerte hierro en ángulo para evitar su destrucción por efecto de los choques y rozamientos originados por las ruedas de los vehículos.

En la parte exterior de los andenes, y dejando un ancho útil de 0,50 metros, se colocará la barandilla de tubo forjado y galvanizado.

Las palizadas están formadas por dos fuertes pilares, prolongación de los pilotes que constituyen los cimientos de cada una de ellas de $0,30 \times 0,30$ metros de sección y 1,70 metros de distancia entre ejes.

Estos pilares, cuya altura total es variable, llevan en su parte superior una ménsula de la forma y dimensiones que con todo detalle se indican en los planos, y que sirven de apoyo á los nervios ó vigas de los tramos.

Como algunas de las palizadas tienen altura de importancia, propónese tornapuntas, tanto agua arriba como agua abajo, sirviendo las primeras de tajamar para desviar y evitar choques de cuerpos flotantes y las segundas para resistir á la flexión producida por la acción del viento y de la corriente. En el ferrocarril eléctrico monorraíl aéreo de Génova, las palizadas tienen tañud pronunciado tanto para su mayores tabilidad como para contrarrestar los efectos de las olas.

Proponemos el pilote y no terminar el pilar en zapata porque este sistema lleva consigo agotamientos, toda vez que para su construcción se necesita trabajar en seco.

Para arriostrar los pilares dando rigidez á la palizada y que ésta pueda resistir en mejores condiciones á las acciones transversales, se unirán los pilares por intermedio de riostras de $0,30 \times 0,30$ metros, en la posición que indican los planos, reforzando los ángulos con fuertes cartabones.

Todos los elementos de hormigón armado llevarán las armaduras de aceros redondos, cuyos diámetro, número, forma y distribución se indica con toda claridad y detalle en la hoja correspondiente de los planos, y cuyo cálculo se expone más adelante.

Desagüe.—El lineal es de 100 metros y el superficial 570 metros cuadrados, que se diferencia poco con el primero.

DATOS PARA EL CÁLCULO.—Serán datos para el cálculo los pesos por unidad de volumen ó longitud de los distintos materiales empleados, los coeficientes de trabajo para los diversos esfuerzos á que han de encontrarse sometidos el hormigón y el acero, y las sobrecargas estáticas y dinámicas que han de actuar sobre los diversos elementos resistentes que constituyen los tramos.

Peso de los materiales,	Hormigón armado.....	2.500 kg. por m ³ .
	Idem sin armar.....	2.200 —
	Firme consolidado.....	2.000 —
	Barandilla.....	30 kg. por m. l.

COEFICIENTES DE TRABAJO:

Acero.....	A extensión	12 kg. por mm ²
	A compresión.....	12 —
	A cizallamiento.....	7 —
Hormigón.	A extensión...	Nulo.
	A compresión.	Para un hormigón compuesto de 300 kilogramos de cemento portland, 0,800 metros cúbicos de gravilla y 0,400 de arena, el 28 por 100 de la resistencia al aplastamiento de un hormigón sin armar de idéntica dosificación, ó sea
		$160 \times \frac{23}{100} = 14,8 \text{ kg. por cm}^2$

(Continuará)

José M.^a SAINZ.

LA LOCOMOTORA ELÉCTRICA Y LA TRACCIÓN DE LOS TRENES DE GRAN VELOCIDAD

POR:

L. ESBRAN

Hasta el presente se ha considerado poco ventajosa la tracción eléctrica de los trenes rápidos de las grandes líneas, debido al elevado precio de coste de la energía eléctrica producida en las centrales térmicas. Basándose el autor del presente artículo sobre los resultados obtenidos en América con el empleo de los grupos turboalternadores de gran potencia (30.000 kilovatios y de más), demuestra que el problema se presenta bajo un nuevo aspecto, que por lo que se refiere á esta aplicación permite la comparación ventajosa de la tracción eléctrica sobre la de vapor.

Es una opinión bastante extendida la de que las locomotoras de vapor son más ventajosas que las eléctricas cuando se trata de remolcar trenes pesados de 300 á 500 toneladas, con velocidades de régimen cercanas á 100 kilómetros por hora. Lo que da lugar á este error es la comparación hecha entre las locomotoras de vapor que aseguran el servicio de los trenes rápidos de viajeros y las pocas locomotoras eléctricas en servicio actualmente que son susceptibles de alcanzar y aun de exceder la velocidad de 100 kilómetros por hora.

Se ha comprobado que en este régimen de velocidad el esfuerzo de tracción de la locomotora eléctrica es generalmente menor que el esfuerzo de tracción de la de vapor. De esto á sacar la conclusión de la inferioridad de la locomotora eléctrica no hay más que un paso.

Ahora bien, el hecho de que una locomotora esté calculada para grandes velocidades no prueba que esta locomotora esté calculada para remolcar á estas velocidades cargas pesadas. De hecho, aun en la actualidad, casi todas las aplicaciones de la tracción eléctrica en las grandes líneas de ferrocarril se han hecho en líneas que presentan declives superiores á 1,5 por 100, es decir, en líneas en que la locomotora de vapor está en la imposibilidad de asegurar velocidades satisfactorias; casi todas las locomotoras eléctricas han sido determinadas para las velocidades de régimen que es preciso asegurar en los fuertes declives de estas líneas.

Las locomotoras eléctricas de corriente continua, 600 voltios, de las líneas del Pennsylvania Railroad, en Nueva York, han sido calculadas para remolcar un tren de 500 toneladas sobre rampas del 2 por 100; no es, pues, lógica la comparación entre una de estas locomotoras y la de vapor que sería completamente inepta para asegurar un servicio sobre una rampa del 2 por 100.