

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, 8, primero derecha.

APLICACION DE LA TEORIA DE MOOSCH

Puente de hormigón armado sobre el río Júcar

EN JALANCE (VALENCIA) (1)

por

ARTURO MONFORT

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Antecedentes.

Al estudiar la carretera de tercer orden de Almansa á Cofrentes, en la provincia de Valencia, se segregó el puente con el que debía cruzar aquella el río Júcar, y se ejecutó, ínterin se estudiaba obra tan importante, un paso provisional sumergible en las máximas avenidas que por su mal estado actual nos obligó á estudiar el puente definitivo, trabajo demorado algún tiempo.

Justificado acertadamente y aceptado el emplazamiento de la obra del primitivo proyecto en la entrada de un estrechamiento del cauce del río y en un tramo bastante recto, y fijada la altura de la rasante por la de las avenidas de la carretera ya construida, resultó aquella á unos 6 metros sobre el nivel de la máxima extraordinaria que tuvo lugar el año 1864, con las siguientes características:

Caudal.....	2.000 metros cúbicos.
Sección de desagüe.....	895 metros cuadrados.
Velocidad media.....	2.234 metros lineales.

Ofrece la margen derecha del río, estribación del Montnegre, arcillas recubriendo una formación de yesos y margas que corresponden al terreno triásico dominante en la comarca, y la izquierda la misma capa arcillosa recubriendo grandes bloques sueltos calizos y areniscos desprendidos de las crestas de Alcarroya.

Las margas yesosas y las arcillas de suficiente resistencia se encuentran según calicatas abiertas en el emplazamiento de los estribos á 5 metros en ambas márgenes. Las pilas se cimentarán á 7 metros, empotrándolas en un fuerte banco de arena limpia y gravilla de 9 metros de espesor y al que nunca llegarán las socavaciones, debiéndose cimentar por medio del aire comprimido por las inagotables filtraciones con que nos hemos de encontrar en pleno cauce de río.

(1) Las hojas de planos citadas que no se acompañan á este número se incluirán en el próximo.

Conocido, pues, el terreno de fundación y la altura libre de la rasante de la obra sobre la avenida máxima y hecho el estudio, que no es del caso detallar, de las distintas soluciones adoptables para la obra queda el problema circunscrito á la elección entre un puente metálico de dos claros con vigas parabólicas de 60 metros de luz cada una, ó un puente de hormigón armado de cuatro claros de 30 metros de luz y 5 de flecha.

El primero de estos tipos nada de particular ofrece siendo su cálculo fácil y corriente, pero no ocurre lo mismo con el segundo, aun habiéndose ejecutado algunas obras de este tipo, y por ello creemos oportuno, sin que pretendamos exponer novedad alguna, dar una ligera descripción y cálculo de estabilidad.

Puente en arco de hormigón armado.

Descripción general del puente. — Habiendo encontrado, previos los sondeos ya descritos, un buen terreno de fundación, primera condición necesaria para obtener absoluta firmeza en los apoyos de los arcos que proyectamos de hormigón armado, se eligieron éstos con un rebajamiento de $\frac{1}{6}$ en vista de la altura libre entre el nivel de la máxima crecida conocida del año 1864 y la altura de la rasante de las avenidas de la carretera ya construida, distribuyendo la longitud total del cauce del río á salvar con la obra en los dos pequeños tramos de avenida ya descritos para las márgenes derecha é izquierda y cuatro arcos de 30 metros de luz sostenidos por dos estribos y tres pilas, estas últimas de hormigón con revestimiento de sillería en los tajamares y los primeros, así como los muros contiguos de mampostería con aristones de sillería en sus pilastras que forman en la superestructura de la obra pequeños refugios contorneados por un pretil de sillería.

El espesor de las pilas en su coronación es de 4,40 metros, su altura desde el arranque del cimientado de 7,10 metros y el talud de sus paramentos de $\frac{1}{50}$ según puede comprobarse en el detalle de la hoja núm. 3 de los planos.

La rasante de la obra es horizontal, tanto en el tramo de puente como en sus avenidas, hasta encontrar la parte de carretera ya construida.

El ancho del puente es de 6 metros entre vuelos exteriores y 5 entre barandillas, de los que 4,50 están reservados para el firme y 0,75 metros de cada lado para aceras. Éstas se proyectan de losas de hormigón armado voladas y sostenidas por ménsulas de la misma fábrica, separadas 2 metros, y la barandilla metálica entre pequeños pilares de hormigón armado distanciados aquella

misma longitud, siendo de aquel mismo material el pretil sobre las pilas. La elevación de las aceras sobre el arroyo es de 0,10 metros, mordiente que se revestirá para resistir el rozamiento del tránsito de un angular metálico de 150×150 .

El afirmado tiene un espesor en el centro de 20 y 15 en los mordientes y descansa sobre una capa de tierra de 10. Entre ésta y el forjado del piso se colocará la chapa asfáltica con armadura de tela impermeable bituminosa, corrientemente adoptada para esta clase de obras, que recoge las aguas filtradas á través del firme y las conduce á los tubos de desagüe correspondientes, análogos á los del puente metálico descritos.

Descripción del tipo de arco proyectado.—El arco propuesto se proyecta y calcula como empotrado, sin articulaciones, con una luz como hemos dicho de 30 metros y una flecha de 5 metros. El espesor en la clave es de 0,40 metros y aumenta progresivamente hasta los arranques en que tiene un metro. La sección de la bóveda es rectangular, ó sea de paramentos verticales, y para su cálculo, que con todo detalle describiremos más adelante, se ha aplicado la teoría de la elasticidad, según el sistema empleado por el Ingeniero E. Mösch, de Zurich, por el que el eje del arco debe coincidir con la línea de presiones, debida al peso muerto ó carga permanente de aquél y del tablero con el firme que sustenta. Para obtener esto ha sido antes preciso hacer algunos tanteos hasta alcanzar la citada coincidencia de líneas. En el anejo núm. 1 se dibuja el eje del arco obtenido, referido á sus coordenadas rectangulares.

Para el cálculo se ha dividido el arco en dovelas, señaladas en la figura con las cifras C, 1, 2 15 A. Para los pesos de estas dovelas y los que sobre ellas insisten se han calculado las coordenadas de la curva de presiones para cada sección 1, 2 Después, para la determinación de las líneas de influencia se han tomado, como elementos elásticos, las porciones de bóveda comprendida entre las columnas de apoyo del tablero, que en la figura se señalan con los números I, II VII. Tan sólo hemos calculado y dibujado por creerlo así suficiente las líneas de influencia de los momentos para las secciones de arranque, clave y las números 13, 9 y 3. Con estas líneas hemos obtenido los momentos que producen los esfuerzos máximo y mínimo en los bordes del trasdós y del intradós de las citadas secciones, resultados que más adelante se presentan reunidos en un estado.

La sobrecarga admitida para los cálculos es de 400 kilogramos por metro cuadrado, ó un tren de carros de 6 toneladas, cuyos ejes, como en el cálculo detallaremos, se han supuesto colocándolos en más desfavorable hipótesis, á mucha menor distancia que la indicada por la Instrucción vigente.

A pesar de que algunos eminentes Ingenieros prescinden en el cálculo de los efectos producidos por la variación de temperatura, sin embargo, los hemos tenido en cuenta, admitiendo que esta variación sea en el punto de emplazamiento de la obra de $\pm 20^\circ$ centígrados.

Según esto, hemos obtenido como compresión máxima en los bordes 42,39 kilogramos por centímetro cuadrado, siendo la máxima tracción de 18,33 kilogramos, proyectándose para la bóveda armadura simétrica. Está formada por metro de profundidad por 10 barras de 15 milímetros de diámetro, colocadas á 5 centímetros de trasdós ó intradós en el sentido longitudinal. Las juntas ó extremos de las varillas se solaparán en longitud de un metro.

Para reforzar la unión de la bóveda con los apoyos se han colocado en el arranque por metro 10 barras de 12 milímetros, que parten del intradós, según vemos en el detalle del arco, hoja número 4 de los planos.

Toda la armadura longitudinal descrita va unida por otra

transversal formada por hierros de 10 milímetros de diámetro, separados 0,25 unos de otros, y á esta misma distancia van una y otra armadura unidas por estribos de hierro de 8 milímetros.

En el punto de apoyo de las columnas se ha reforzado la armadura agregando tres hierros de 14 milímetros en el trasdós enclavados en la bóveda por un estribo de 8 milímetros y cuatro de 15 milímetros en el intradós. Las armaduras longitudinales van enclavadas á otras verticales en los apoyos, formada por metro de diez hierros de 20 milímetros de diámetro. La bóveda deberá ejecutarse por dovelas aisladas, según los números de orden consignados en la hoja núm. 6 de los planos, á fin de que la cimbra haga el asiento que debe hacer, pues si lo hiciera después de cerrado el arco sufriría éste graves perjuicios. Los huecos sin rellenar deben dejarse coincidiendo con los pies derechos entre los que se colocan los camones de gran resistencia, únicas piezas de la cimbra sujetas á flexión que sostienen el entablonado que forma el molde de la bóveda. Los citados camones para que no se flexionen con deformación sensible deben ser muy resistentes y no tener junta alguna en el vano entre los pies derechos.

Dado el rebajamiento del arco y, por tanto, la poca inclinación aun en las inmediaciones de los arranques de las secciones de las dovelas aisladas, por las que hay que comenzar la construcción, pueden las paredes laterales de los moldes de aquéllas sostenerse casi sin entibación; sin embargo, para mayor seguridad desde la dovela núm. 6 al arranque, para que al quitar el molde y rellenar los huecos entre dovelas no resbalen aquéllas, se colocarán dos filas de tornapuntas, una hacia el tercio del trasdós y otra al del intradós, ejecutándose luego el relleno por partes, comenzando por quitar algunas de aquellas últimas y la porción de molde que sostienen para sustituirlas por verdaderas entibaciones de hormigón que una vez fraguado permite quitar las restantes entibaciones y proceder al relleno total. De este modo se ha observado que se evitan seguramente los asientos y las grietas en el arco.

Ejecutado éste, y enlucido el trasdós para su impermeabilidad con mortero rico en portland, se construirán las columnas de apoyo que vamos á describir.

COLUMNAS.—El tablero del puente transmite su carga á la bóveda por medio de 14 filas de seis columnas cada una. Las filas distan una de otras entre ejes 2 metros y entre ellas las columnas 0,93 metros.

La sección es cuadrada, de 0,20 metros de lado y su máxima altura es de 4,20 metros. Van provistas de cuatro hierros de 14 milímetros de diámetro en sus ángulos unidos cada 15 centímetros por estribos formados por varillas de 5 milímetros.

En la unión con el arco de la columna correspondiente á los frentes su pie se retira de aquéllas 8 centímetros y cada fila de columnas descansa sobre un pequeño zócalo corrido en todo el ancho de la bóveda que forma parte de ésta. A la coronación del zócalo citado se le da una pequeña pendiente para que no duerman en él las aguas.

Los hierros de la armadura vertical de las columnas, que terminan para su buen anclaje en fuertes ganchos se introducen hasta el eje de la bóveda y por la parte superior se prolonga la armadura del forjado del piso hasta los pilares del pretil.

La presión máxima que sufre la columna más alta es de 15,50 kilogramos por centímetro cuadrado. El coeficiente de seguridad contra la flexión es de 11, aplicando la fórmula de Ribber, y de 29 según la de Euler, sin tener en cuenta los hierros de la armadura.

TABLERO: Forjado.—El tablero, cuyas dimensiones generales antes describimos y se representan en la hoja núm. 5 de los planos, se compone de un forjado de 11 centímetros de espesor, descansando sobre seis largueros apoyados sobre las columnas.

El forjado, como luego veremos, se ha calculado como forjado continuo, sobre varios apoyos que son los largueros.

Para el momento flector máximo debido á la carga permanente, se considera el forjado como empotramiento perfecto sobre los apoyos y entonces el momento en el centro de la luz es $\frac{1}{12}pl^2$. El debido á la carga móvil conviniendo colocarnos en la hipótesis peor, lo obtenemos suponiendo el tramo apoyado en un extremo y empotrado en el otro, ó como semiempotrado en los dos apoyos que da un momento máximo de $\frac{3}{16}pl$, mayor, seguramente, que el sufrido en realidad. Así se obtiene sumando estos momentos, el máximo sufrido por el forjado en los apoyos, y tomaremos el mismo aunque en realidad sea menor en el centro de aquel, con signo contrario.

Calculamos después la armadura necesaria, despreciando la que colocamos en la parte superior, que se coloca no sólo en los apoyos en que el momento es negativo, sino también en toda la luz del forjado, teniendo en cuenta que los largueros de apoyo al sufrir deformaciones por la flexión no son apoyos absolutamente fijos y se pueden producir esfuerzos suplementarios, unas veces en la armadura inferior y otras en el trasdós (según en qué tramo se coloque la carga y según el larguero flexionado), que obligan á poner esa armadura superior suplementaria. Por esta misma razón, ni aun junto al arranque debe suprimirse en absoluto la armadura inferior, en previsión de los momentos de empotramiento que, como hemos dicho, al flexionarse los largueros de apoyo puedan junto á éstos presentarse. Así, pues, de las varillas que forman la armadura inferior pasarán sólo algunas encorvándose hacia la superior. Además, colocamos otra armadura de distribución en sentido normal á la anterior, ó sea longitudinal del puente, cuyo principal objeto es el de siempre, ó sea referir la presión especialmente á la carga móvil á mayor longitud de un metro, que es la sección de forjado tomada para el cálculo, transmitiendo así aquella presión á mucha mayor longitud de piso.

Debido al poco espesor de forjado, no necesita para resistir al esfuerzo cortante que se coloquen estribos, los que sólo se emplearán entre los apoyos en la unión del forjado y los largueros.

La armadura inferior calculada se compone por metro de 10 hierros de 9 milímetros de diámetro, de los que, según con todo detalle se dibuja en la hoja núm. 5 de los planos, cinco se encorvan cerca de los apoyos para pasar en éstos á ser armadura superior, que está formada por aquellos levantados, y otros cinco del mismo diámetro que corren á todo lo largo del vano. Los esfuerzos máximos del hormigón y del hierro son de tensión para éste 1.116 kilogramos por centímetro cuadrado y 43 de compresión para el primero.

LARGUEROS.—Los largueros tienen una luz entre ejes de apoyo de 2 metros; se han estudiado como vigas continuas apoyadas de cuatro tramos, aplicando el sistema de las líneas de influencia para el cálculo de los momentos producidos por la carga móvil. De este modo hacemos una hipótesis desfavorable, pues prescindimos de la unión rígida que los largueros tienen con las columnas que les sirven de apoyo.

Del cálculo para el primer tramo de la viga continua resulta que el número de hierros de la armadura es de cinco, de 14 milímetros de diámetro. La tensión máxima es de 879 kilogramos por centímetro cuadrado y la compresión del hormigón 24 kilogramos por centímetro cuadrado.

En el segundo tramo y restantes tiene la armadura cinco hierros de 13 milímetros, de suerte que el esfuerzo máximo del hierro llega tan sólo á 742 kilogramos por centímetro cuadrado.

La sección dada á los largueros bajo el forjado es rectangular,

de 12 centímetros de ancho y 24 de alto; esta última dimensión aumenta sobre el apoyo á 34 centímetros, y lo propio ocurre en la unión del forjado con el larguero, aumentando 3 centímetros el espesor de 11 de aquél.

Sobre el primer apoyo del larguero intermedio, ó sea el segundo del primer claro, pues en el primero los momentos son nulos, se levantan por metro dos de los hierros de 14 milímetros de la armadura inferior del primer claro y dos de 13 del segundo hacia la superior, colocando, además, para ésta otros cuatro que corren dos á dos á todo lo largo de cada uno de los claros mencionados.

El detalle de estas armaduras puede verse en la hoja citada de los planos. Según esto, sobre el primer entreapoyo se colocan cuatro hierros de 14 milímetros y cuatro de 13 en la parte superior y dos de 14 y dos de 13 en la inferior. La compresión máxima para el hormigón es de 42 kilogramos por centímetro cuadrado y la tensión del hierro tan sólo de 496 kilogramos por centímetro cuadrado.

Los apoyos siguientes del larguero tienen dos hierros de 13 milímetros levantados de la armadura inferior por cada tramo que apoya, más los dos de la superior, ó sea en total seis, quedando cuatro en la parte inferior. La tensión máxima del hierro es sólo de 565 kilogramos por centímetro cuadrado.

Los esfuerzos cortantes se resisten por los hierros levantados descritos de la armadura inferior, más los estribos que en secciones á distancias de 12 á 16 centímetros para el primer claro, según en el cálculo detallaremos, se colocan y en cada una están formados por tres estribos ó seis ramas de 7,5 milímetros de diámetro cada una. Para el segundo tramo y los restantes, además de las barras levantadas se colocan á 14 centímetros de distancia las secciones de estribos descritos para el tramo primero.

En realidad, los esfuerzos que los largueros sufrirán serán menores que los obtenidos por el cálculo, pues la luz que para aquella tomamos de 2 metros no es la real por despreciar el espesor de las columnas.

TRAVIESAS.—A fin de dar más rigidez á los extremos superiores de las columnas de una misma fila se las une por una traviesa ó vigueta transversal, que no consideramos como apoyo del forjado por ser la longitud de éste mayor que dos veces su luz. Ahora bien, estas traviesas deben, sin embargo, resistir el peso de la carga móvil, pero debido al gran peralte que les da, pues tienen la misma sección rectangular del larguero y una luz en cambio igual á la del forjado, 0,93 metros, les sobra resistencia, no exigiendo para resistir al esfuerzo cortante más que estribos cada 15 centímetros, según vemos en la sección transversal del tablero, hoja núm. 5 de los planos y pequeñas armaduras levantadas en los chaflanes de los extremos junto á las columnas de apoyo.

La armadura para las traviesas es, pues, de dos hierros de 14 milímetros para la inferior y uno para la superior, colocando dos encorvados de la misma sección en los chaflanes de apoyo y un estribo de hierro de 9 milímetros cada 15 centímetros.

PÉNDULO.—Como se indica en las hojas números 3 y 4 el tablero junto á las pilas y estribos no apoya directamente sobre ellas, sino sobre un tabique del mismo espesor que las columnas, corrido á todo el ancho del tablero que oficia de péndulo para resistir los esfuerzos producidos por la dilatación del tablero. Esta pared, que constituye el primer apoyo del primer claro de los largueros, está empotrada en su pie en la pila ó estribo y sólidamente unida en su cabeza superior al larguero, por medio de los cuatro hierros de 14 milímetros de la armadura inferior de aquél, más dos encorvados que siguen el contorno del extremo del larguero y suben á formar parte además de la armadura superior, compuesta por

éstos y los otros dos que corren á lo largo del primer tramo. Tres fuertes estribos inclinados sujetan estas armaduras.

Esta pared ó péndulo tiene, como hemos dicho, 0,20 de espesor, y está separada del cuerpo del estribo ó de la correspondiente al tramo contiguo en las pilas por un espacio de 10 centímetros que permite se efectúe la oscilación y basta para colocar el tablero que sirva de molde en su construcción. La altura del péndulo es de 2,75 metros, y siendo el esfuerzo horizontal que en su extremo ha de sufrir de 66 toneladas en uno ú otro sentido, la flecha máxima en su extremo será de 6 centímetros, según detallamos en el cálculo. Hemos llegado á esta cifra haciendo una hipótesis del arco exagerada, como es la de suponer que desde la clave al apoyo no existen columnas intermedias. En puentes del mismo sistema que el proyectado, y con luces dobles que éste, se alcanzaron, para variaciones de temperatura de ± 20 grados y un péndulo de 0,30 metros de espesor y 12 metros de altura, flechas de 2 centímetros. Tiene, pues, el péndulo calculado oscilación posible más que suficiente para sufrir las dilataciones que se presenten. Conocidas éstas hemos calculado la armadura simétrica que está formada por metro de profundidad por diez hierros verticales de 9 milímetros en cada cara del péndulo y en sentido horizontal 5 de 7 milímetros por metro de altura, ligados á esta misma distancia (0,20 metros) por estribos de varilla de 5 milímetros.

Este péndulo no se acusa al exterior por ser su longitud sólo de 4,68 metros, quedando en los estribos embutido en un nicho establecido en ellos y sobre las pilas, cubiertas la junta de los péndulos contiguos en el paramento por otro tabique análogo de hormigón armado. Este sistema, por ir embutido el tablero en el estribo y pila, presenta además una solución favorable á la resistencia del viento.

El agua que por esta junta de dilatación pueda penetrar se recogerá en su pie sobre la coronación de los apoyos y se desaguará al exterior. Por encima se cubre la junta del péndulo con planchas para sostener el firme.

ACERAS.—Las aceras van voladas y se apoyan del lado interior sobre una vigueta superpuesta al larguero que por no resistir casi esfuerzo alguno no lleva más armadura que los mismos estribos del larguero que se prolongan hasta el forjado de la acera. Por el lado exterior se apoya ésta sobre ménsulas colocadas frente á cada columna, y, por tanto, distantes 2 metros.

La acera está constituida por un forjado de 10 centímetros de espesor y 95 de ancho, cuyo borde interior está revestido, según dijimos, por un angular de 150×150 .

Su armadura longitudinal está formada por cinco hierros de 7 milímetros de diámetro, siendo el esfuerzo máximo de tensión para el hierro de 1.108 kilogramos por centímetro cuadrado y el de compresión del hormigón 30 kilogramos por centímetro cuadrado. Además se coloca otra armadura de distribución normal al puente formada por metro lineal de cinco hierros de 7 milímetros también.

La parte realmente volada de la acera tiene 0,60 metros, y esta es la longitud de las ménsulas, cuyo cálculo para la cara superior en donde se ejerce las máximas tensiones, teniendo en cuenta el máximo momento de empotramiento junto al apoyo, exige una armadura de dos hierros de 9 milímetros que aun cuando no es necesario, pues en la cara de frente sujeta á compresiones resiste bien el hormigón, la hemos continuado hasta la base de la consola uniéndola á la armadura vertical de la columna. Para mejor resistir al esfuerzo cortante, si bien tampoco es necesario, hemos anelado la parte posterior de la ménsula por dos hierros inclinados al forjado del piso.

Estos hierros son también de 9 milímetros. Los esfuerzos

máximos del hierro y hormigón son 829 y 14 kilogramos por centímetro cuadrado, respectivamente.

El borde exterior de la acera para resistir mejor los esfuerzos del viento lo hemos armado con una varilla de 14 milímetros en la parte superior, dando el mismo diámetro á la primera de las que forman la armadura inferior, quedando separadas ambas por las varillas de la de distribución.

El pretil está formado por pequeñas pilastras de hormigón armado también colocadas en la prolongación de las columnas con igual armadura que éstas, entre las que corre por la parte superior é inferior un pasamanos y un zócalo de 10 centímetros de espesor de la misma fábrica. El recuadro formado se cierra por varilla metálica que teniendo 0,20 metros los pilares quedará á 0,10 del borde exterior de la acera, y, por tanto, en ésta un ancho útil de 0,65 metros.

No habría inconveniente, si así se juzga oportuno, sin necesidad de mayores armaduras, en aumentar un poco el ancho de la acera, pues los esfuerzos lo mismo del forjado que de las ménsulas lo permiten, pero hemos creído suficiente el ancho asignado con el que la arista exterior de aquélla coincide con la de los muros de avenida en los que el ancho de la carretera es de 6 metros, como en la sección del puente que se estudia.

El pretil sobre el centro del arco lo hemos proyectado macizo en una longitud de 2,20 metros, con lo que á la vista se favorece la estabilidad cargando la clave y se rompe la monotonía de un pretil seguido en todo el puente.

Cálculos de estabilidad del puente.

TABLERO: Forjado.—Conviene, antes de comenzar los cálculos de estabilidad, fijar la carga móvil que en ellos se adopte, y ésta puede ser, ó el carro de 6 toneladas de peso que prescribe la instrucción vigente, ó un cilindro compresor de 13 toneladas en plena carga, que puesto que existen en esta provincia podría darse la necesidad de su paso por el puente.

Vamos á ver que la carga más desfavorable es la de la rueda del carro.

Aceptado por todos los autores la transmisión de esfuerzos por líneas á 45° , para un ancho de llanta de 10 centímetros en la rueda del carro, la superficie en que la presión se reparte (fig. 1.^a) será:

$$0,70 \times 0,65 = 0,4550 \text{ m}^2$$

y la presión unitaria

$$\frac{3.000}{4.550} = 0,659 \text{ kg. por cm}^2$$

Considerando en el cilindro la rueda delantera, tendremos que la sobre la que la presión se reparte es de:

$$1,70 \times 0,65 = 1,105 \text{ m}^2$$

y la presión unitaria

$$\frac{5.000}{11.050} = 0,453 \text{ kg. por cm}^2$$

Para una de las ruedas traseras la superficie será:

$$1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ m}^2$$

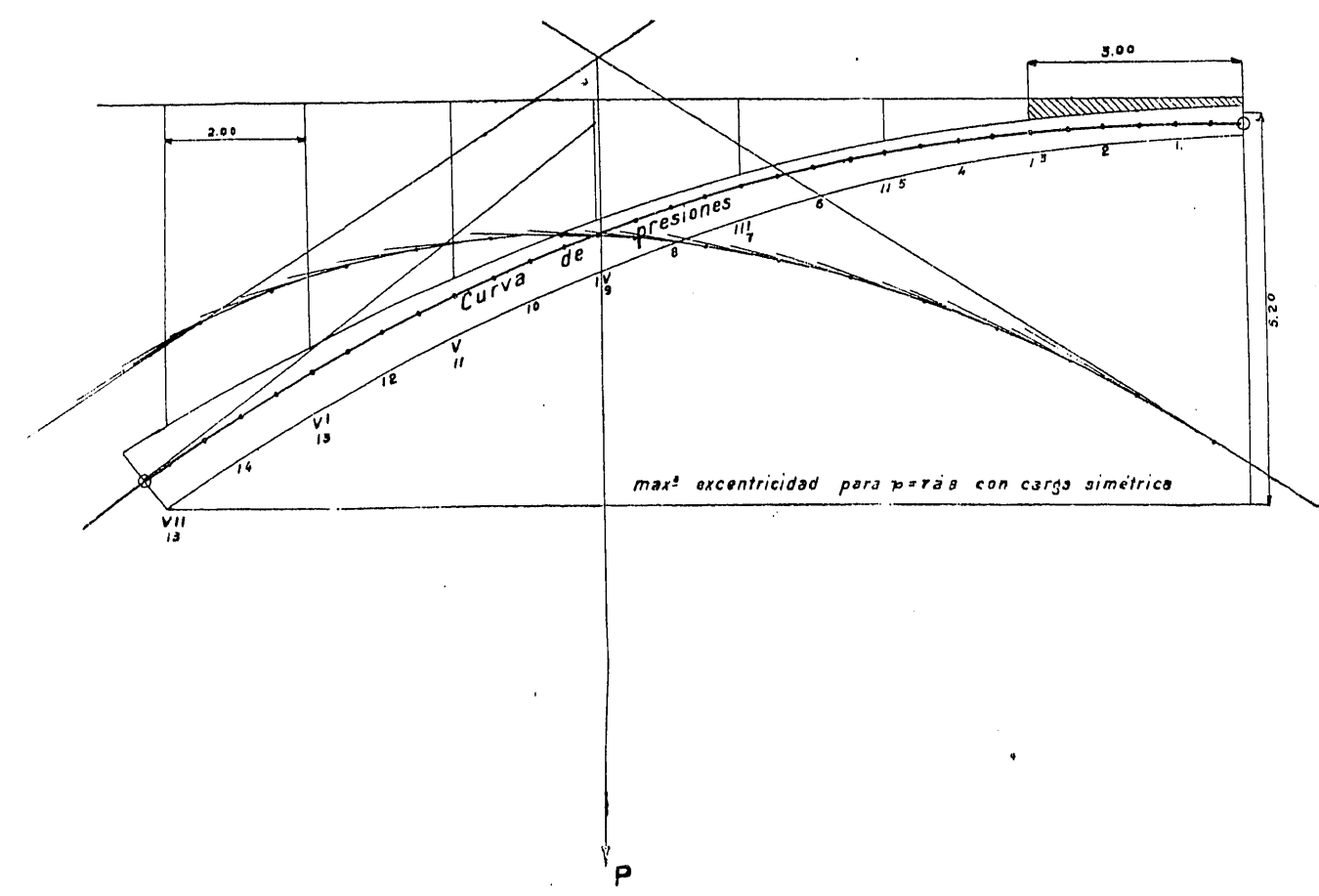
y la presión por unidad

$$\frac{4.000}{6.500} = 0,613 \text{ kg. por cm}^2$$

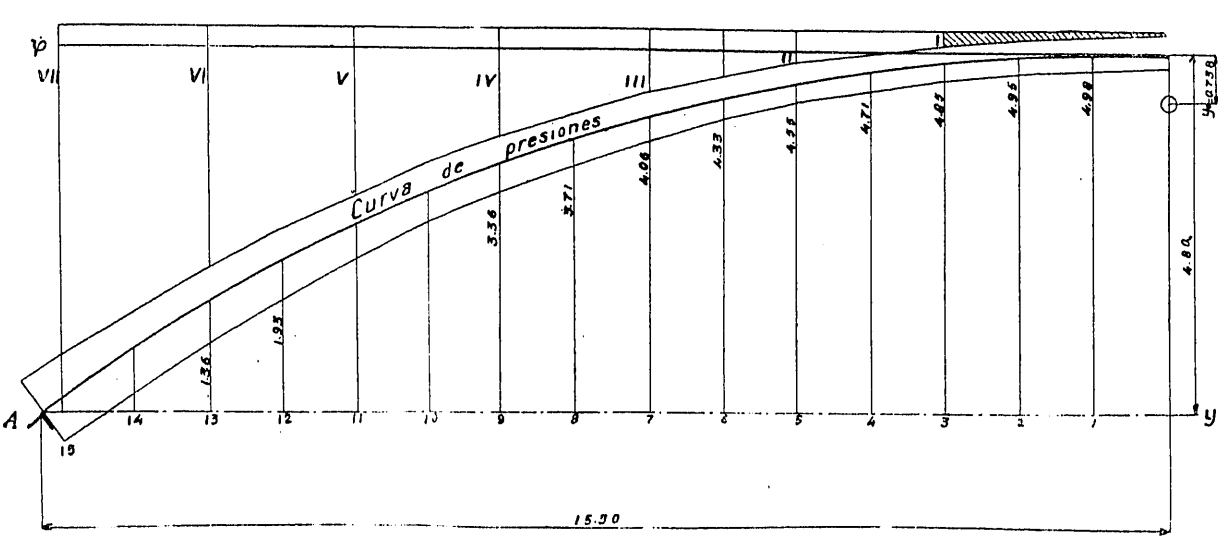
Luego el carro es el que produce mayor presión unitaria sobre los elementos del tablero.

Puente de hormigón armado sobre el río Júcar en Jalance (Valencia).

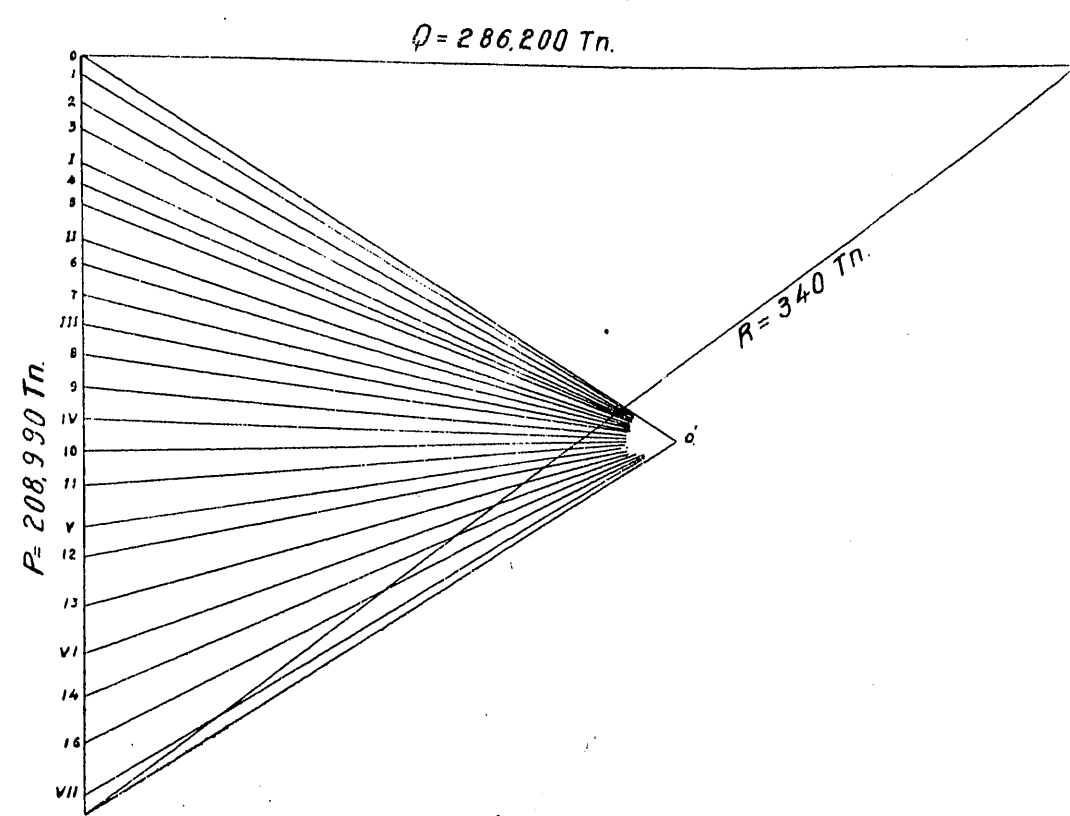
Anejo número 1.



FORMA DE ARCO ADOPTADO



COORDENADAS			ESPESOR
ABCISAS	ORDENADAS		DE
	Según eje por centro clave.	Según eje centro gravedad <i>O</i>	LAS DOVELAS
$x = 0$	$y = 0,00$	$y = 0,738$	$= 0,400$
$x = 1$	$y = 0,018$	0,720	0,420
$x = 2$	0,074	0,664	0,440
$x = 3$	0,134	0,604	0,460
$x = 4$	0,311	0,427	0,470
$x = 5$	0,473	0,265	0,475
6	0,655	0,083	0,530
7	0,929	— 0,191	0,570
8	1,227	— 0,489	0,610
9	1,551	— 0,813	0,641
10	1,940	— 1,202	0,690
11	2,359	— 1,621	0,730
12	2,849	— 2,111	0,780
13	3,377	— 2,639	0,842
14	3,984	— 3,246	0,880
15	4,635	— 3,897	0,970
15-30	4,80	— 4,062	1,000



Peso de las dovelas y cargas transmitidas por las columnas en toneladas.

Dovela 0-1 = 10.580	Suma anterior. 65.150	Suma anterior. 124.630
» 1-2 = 10.820	Dovela 6-7 = 6.720	Columna V = 10.490
» 2-3 = 11.660	Columna III = 9.710	Dovela 11-12 = 10.200
Columna I = 4.860	Dovela 7-8 = 7.320	» 12-13 = 11.280
Dovela 3-4 = 5.640	» 8-9 = 7.920	Columna VI = 11.030
» 4-5 = 5.880	Columna IV = 10.050	Dovela 13-14 = 12.240
Columna II = 9.470	Dovela 9-10 = 8.520	» 14-15 = 13.260
Dovela 5-6 = 6.240	» 10-11 = 9.240	Columna VII = 11.720
Suma y sigue. 65.150	Suma y sigue. 124.630	Dovela 15-A = 4.140
		$P = 208.990$

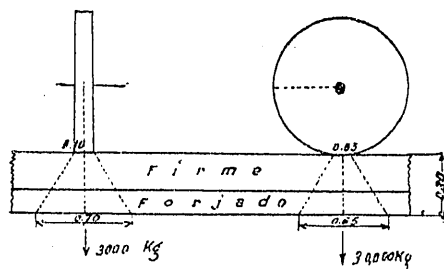
Anejo número 2.

$A_1 \quad 0.365$
 N_1
 $A_2 \quad 0.242$
 N_2
 $M_0 = 0.107 \text{ y } f^2 = 0.365$
 $\{ N_2 = 0.071 \text{ y } f^2 = 0.242 \}$
 $M_0 = 0.077 \text{ y } f^2 = 0.262$
 $\{ M_1 = 0.036 \text{ y } f^2 = 0.123 \}$
 $d_0 = 0.393 \text{ l. } 0.786 \text{ m}$
 $\{ d_1 = 0.536 \text{ l. } 1.072 \text{ m}$
 $F_0 = 0$
 $\{ 1. F_1' = 0.111 \text{ l. } 0.422 \text{ m}$
 $1. F_2 = 0.200 \text{ l. } 0.400 \text{ m}$
 $2. F_2' = 0.210 \text{ l. } 0.421 \text{ m}$

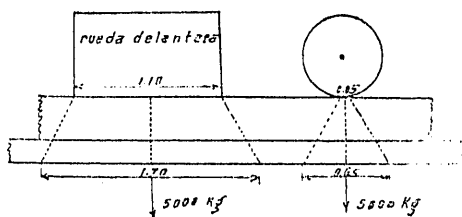
[illegible]

Para la carga estática adoptamos, según indica la vigente Instrucción, la de 400 kilogramos por metro cuadrado, por estar el puente inmediato al pueblo de Jalisco.

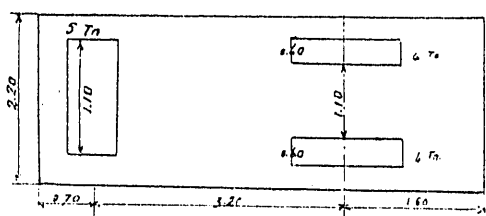
Carro



Cilindro



Planta del cilindro

Fig. 1.^a

El forjado del piso tiene una luz teórica de 0,93 metros. Tomamos para el cálculo una faja de un metro y considerándolo, como dijimos anteriormente al describir la obra, para los momentos de flexión debidos a la carga permanente como una viga empotrada en sus extremos, pues este efecto produce la carga repartida uniformemente, el momento flector será, llamando g la carga por metro lineal

$$M_g = \frac{1}{12} g l^2 = 5.339 \text{ kg. por cm.}$$

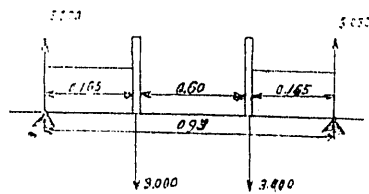
Esta carga g la constituyen:

	Kilogramos por metro cuadrado.
1.º El firme de $0,20 \times 2.000 \text{ kg.}$	400
2.º Una capa de tierra de $0,10 \times 1.600 \text{ kg.}$...	160
3.º El peso propio del forjado $0,11 \times 2.400 \text{ kg.}$	264
$g =$	824

Para el momento debido a la carga móvil, ya el empotramiento sobre los apoyos no es perfecto, debiendo considerarse un semiempotramiento que da para el momento flector máximo, llamando P la carga:

$$M_P = \frac{3}{16} P \cdot l = 50.727 \text{ kg. por cm.}$$

La carga P que produce este máximo momento flector es la de 3.000 kilogramos de una rueda de cirro, pues la de dos ruedas a 0,60 de distancia que es la mínima separación (figura 2.^a) produce, debido a lo pequeño del vacío, un momento menor.

Fig. 2.^a

Luego

$$M_{\text{tot}} = M_g + M_P = 56.070 \text{ kg.}$$

Este momento, que tiene lugar en los apoyos, lo tomaremos también para el centro del forjado, el que en realidad sería:

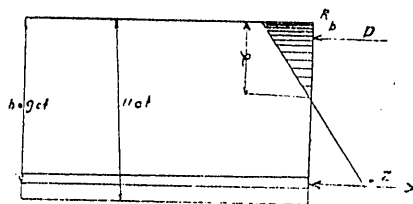
$$\frac{1}{24} g l^2 + \frac{5}{32} P l$$

cantidad menor que la calculada.

La armadura F_a propuesta para resistir aquel momento flector es para la faja de un metro de ancho:

$$F_a = 10 \phi 9 \text{ mm.} = 6,36 \text{ cm}^2$$

Tomando para el forjado un espesor de 11 centímetros, colocando la armadura a 2 centímetros del paramento inferior y despreciando los esfuerzos de compresión que puede resistir la cita-

Fig. 3.^a

da armadura (fig. 3.^a), tendremos que la cota de la fibra neutra x estará, según la fórmula conocida (Mösch, pág. 84):

$$x = \frac{n F_a}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{n F_a}} \right)$$

en que n = relación de los módulos de elasticidad del hierro y hormigón = 15 y b = ancho de la viga = 100 centímetros.

$$x = 3,3 \text{ cm.}$$

$$Z = D = \frac{M_{\text{tot}}}{h - \frac{x}{3}} = \frac{56.070}{9 - 1,10} = 7.100 \text{ kg.}$$

y el esfuerzo de tensión del hierro será:

$$R_a = \frac{Z}{F_a} = 1.116 \text{ kg. por cm}^2$$

menor que el límite de 1.200 admitido; y la compresión del hormigón:

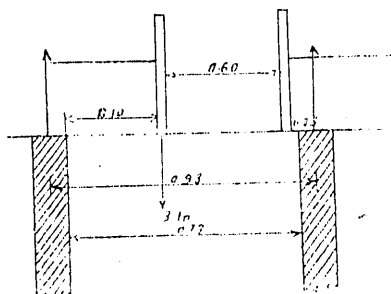
$$R_b = \frac{2 D}{b \times x} = 43 \text{ kg. por cm}^2$$

menor que el límite de 45 admitido.

El esfuerzo cortante máximo producido por la carga permanente es:

$$E_g = \frac{1}{2} g l = 384 \text{ kg.}$$

Para obtener el producido por la carga móvil, la hipótesis de carga que produce el máximo esfuerzo es la de la figura 4.^a, pues teniendo en cuenta el espesor de los pilares de apoyo y la separación

Fig. 4.^a

ción mínima entre las ruedas de dos carros que se cruzan, el esfuerzo máximo es:

$$E_p = 3.000 \text{ kg.}$$

Luego

$$E_{\text{tot}} = E_g + E_p = 3.384 \text{ kg.}$$

La carga de desgarramiento será, pues (Zafra, pág. 188):

$$D_o = \frac{E_{\text{tot}}}{bh} \cdot \frac{3}{3-n} = 4,3 \text{ kg.};$$

siendo $n = \frac{w}{h}$, que vemos es menor que el límite admitido de 4,5 kilogramos, ó sea que la sección propuesta para el forjado es admisible y no necesita armaduras secundarias para resistir el esfuerzo cortante.

En realidad, la carga aun será menor si se tiene en cuenta los aumentos de sección junto á los apoyos, donde el máximo esfuerzo se produce que dan los chaflanes de unión con los largueros, según puede verse en la hoja núm. 5 de los planos, lo que hará aumentar el denominador de D_o y disminuir éste, además que la transmisión de los esfuerzos á través del forjado, como ya dijimos anteriormente, se extendían en mayor zona de aquél que la supuesta. Por todas estas razones D_o será mucho menor que el límite de 4,50 kilogramos admitido.

Este resultado es el corriente, pues en los forjados en general (Zafra, pág. 189), por ser el peralte h muy pequeño respecto al ancho b no se necesitan armaduras secundarias que contrarresten el esfuerzo cortante. Así, pues, ni precisa colocar estribos, ni es necesario encorvar barras de la armadura inferior. Sin embargo, como con estas últimas se contrarresta, levantándolas, el máximo momento negativo de los apoyos, servirá esto, al propio tiempo, para disminuir aún más la carga de desgarramiento del hormigón á costa de tensiones en dichas armaduras.

Según esto, de los diez hierros de la armadura inferior se levantarán cinco hacia la superior en dos grupos de barras que con otros cinco que á todo lo largo se colocan forman diez barras sobre los apoyos para resistir el máximo momento negativo de empotramiento. Éste, en el apoyo del primer claro de forjado, es mucho menor que en los apoyos siguientes, pues considerado como viga continua el momento teórico allí es cero; sin embargo, existiendo en un semiempotramiento levantaremos un solo grupo de barras, según vemos en la hoja citada. Para conocer el punto en que deban aquéllas comenzar á levantarse basta conocer el en que la parábola de momentos flectores corta á la viga, pasando aquéllos á ser negativos. Esta curva la dibujamos en el anejo núm. 2 consignando, además, los valores de cada uno de sus elementos. En las figuras de detalle de la hoja núm. 5 de los planos hemos desdoblado fuera de la figura el número y forma de las varillas que componen las armaduras.

(Continuad.)

EL RIEGO EN ITALIA

POR EL

INGENIERO LUIS LUIGGI

(CONCLUSIÓN) (1)

III.—Sistemas de riego y su resultado.

Preparación del terreno.—Para aplicar el riego con éxito, sacando de la tierra el mayor beneficio, es menester preparar la superficie de terreno sometido al mismo; hay que emparejarla, nivelarla convenientemente y darle una leve inclinación desde las acequias distribuidoras hacia las de desagüe, necesarias para evitar estancamiento del agua, y asegurar su drenaje; hay que excavar todas las acequias y desagües necesarios y colocar las compuertas correspondientes.

Todo esto, en favorables condiciones, cuesta de 200 á 300 libras por hectárea, y donde el terreno es más bien irregular el costo se eleva de 600 á 700 libras.

En algunos casos, cuando la superficie del terreno está inclinada hacia el Norte, conviene darle caída hacia el Sur, con una inclinación de 3 á 5° para sacar de la exposición al sol el mayor provecho. Con este objeto, se saca la capa superficial de tierra vegetal que se conserva en depósito, y, después de haberse arreglado el subsuelo con su conveniente inclinación, dicha capa es repuesta superficialmente.

Cuando una *marcita* (2) debe ser preparada, todo el terreno está arreglado en fajas ó albardones de unos 6 metros de ancho, de 60 á 90 metros de largo, y con inclinación transversal de unos 0,15 metros, alternativamente dispuesta, hacia abajo en un borde, hacia arriba en el otro contiguo; así como en una serie de largos techos puestos uno al lado de otro. A lo largo de la cresta de los albardones corre el agua por las pequeñas acequias y por las cunetas inferiores los desagües de riego; el agua se derrama por los bordes de las primeras, se escurre lentamente por el talud de cada caballete, y el sobrante va á los desagües.

Siendo cada borde un poco más alto que el próximo inferior, el agua que corre en la acequia de desagüe puede derramarse en la próxima de riego y de ésta desbordarse á su vez, y así para las demás.

De esta manera el agua es completamente utilizada. Todo esto requiere trabajo y capital.

En el Norte de Italia, donde el riego existe desde tiempo inmemorial y en grande escala, el capital se consigue fácilmente, pues se amortiza en treinta á cincuenta años; pero en el Sur, donde el riego está todavía en la infancia y el capital es muy escaso, el Estado ayuda al cultivador prestándole dinero al 2 y 2½ por 100 amortizable en cincuenta años.

El cultivador, con el consejo de un técnico delegado por el Gobierno, prepara y presenta un plano de lo que entiende hacer; cuando este plano es aprobado por la Comisión local, el Gobierno presta el capital en cuotas según el avance del trabajo, y en el mismo tiempo hipoteca el terreno.

Este sistema funciona muy bien, especialmente en la Campagna Romana, la cual se está transformando en centro de cultivo y de propia y estable población.

(1) Véase el número anterior.

(2) Especie de prados que pueden regarse en verano ó invierno, dando en éste dos cortes de hierba, abundantes siempre que el termómetro no baje de 10°. Por esto los llaman prados de invierno. En verano dan muchos cortes. (N. de «La Ingeniería».)