

PUENTE DE HIERRO SOBRE EL RIO EO.

(Conclusion.)

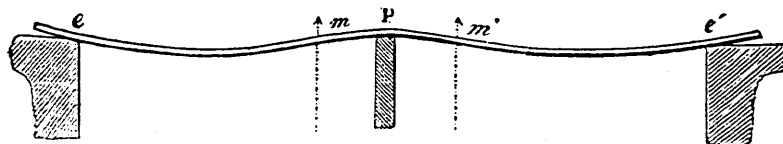
Cálculo de las dimensiones que se proponen para las diferentes partes de la obra.

Hecha esta ligera descripción de la obra, nos ocuparemos ahora en justificar las dimensiones que para sus diversas partes hemos adoptado, exponiendo las consideraciones analíticas que nos han conducido á los resultados que proponemos. Para verificar con mas precision la demostracion que deseamos hacer, seguiremos el método de suponer construida la obra y analizar las condiciones de resistencia en que se halla, segun la disposicion y diversas dimensiones que la hemos asignado, y si la resistencia que obtengamos que presenta, tanto á los esfuerzos producidos por su propio peso, como á las cargas accidentales que puedan actuar sobre ella, ó mas bien á la carga de prueba, está dentro de los límites que corresponden al material de que se compone, claro es que la obra será perfectamente estable; hemos seguido este método porque es el mas racional, pues hay muchas cantidades que entran en el problema

y cuya determinacion debe hacerse por condiciones de conveniencia, y no por el análisis que no tiene en cuenta estas circunstancias.

En consecuencia de esta observacion, hemos determinado a priori la altura de la viga en relacion con el dato fijo de su longitud, por comparacion con las dimensiones que ofrecen las tablas de Fairbairn, compuestas mediante el estudio detenido y la observacion de todas las obras de la misma clase que hay construidas. El espesor con que las planchas de palastro generalmente se entregan al comercio, constituye otro dato, al que hemos debido atenernos en la composicion de nuestra viga, debiendo ser un resultado de dicho espesor el que hemos asignado á las paredes. Entremos ya en la comprobacion mencionada.

Una cualquiera de las vigas que componen nuestro proyecto, y que supondremos sea la central, para las consideraciones que hemos de desarrollar, en virtud de los esfuerzos que sobre ella actúan, tiende á doblarse, descendiendo los puntos que se hallan hácia el medio de cada tramo, y como la viga se compondrá de una sola pieza en toda la distancia que hay entre los estribos estando solo sobre la pila intermedia, la forma que afectará al doblarse en consecuencia de aquellos esfuerzos será la de una curva, dividida en tres partes por medio de dos puntos de inflexion, de la manera que indica esta figura



Pero es sabido que los puntos de inflexion m y m' se hallan á una distancia de la pila p igual á la cuarta parte de la longitud de cada tramo, y que esa circunstancia hace que cada una de las partes en que un tramo resulta dividido, pueda considerarse con entera independencia de la otra, como piezas apoyadas simplemente en sus extremos, siendo uno el estribo e ó e' ó la pila p , y otro el punto de inflexion m ó m' , lo cual equivale á de-

cir. que la resistencia de la viga es mayor cuando corre sobre los dos tramos de una manera continua, que cuando cada uno de aquellos es independiente del otro. Asi, pues, llamando l la distancia entre los puntos de apoyo de la mayor de aquellas partes. que es la que importa calcular, siendo 58^m la distancia total entre los paramentos del estribo y la pila, será

$$l = 28,5 \text{ metros.}$$

Madrid 15 de Agosto de 1861.

Llamando ademas

R la presion ó tension máxima que sufre el material cuando la viga está sometida á todos los esfuerzos que han de obrar sobre ella,

p el peso que corresponde por todos conceptos á la unidad lineal de longitud,

A el área de la seccion transversal de una de las tablas,

b la altura total de la viga,

se sabe que la fórmula que enlaza todas estas cantidades espresando el equilibrio entre las fuerzas activas y las resistencias moleculares de la viga, supuesta hueca y cargada de pesos repartidos uniformemente, es la siguiente:

$$\frac{1}{8} p l^2 = R A b$$

ó sea

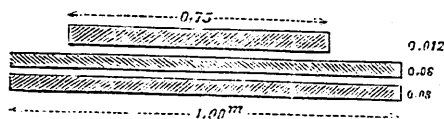
$$R = \frac{p l^2}{8 A b} \dots \dots (1)$$

en la cual, sustituyendo á las cantidades que podemos determinar sus valores correspondientes, tendremos espresada aquella tension máxima, por cuya comparacion con el limite de las cargas permanentes, deduciremos la estabilidad de nuestra obra.

Hemos manifestado ya el valor que corresponde á l.

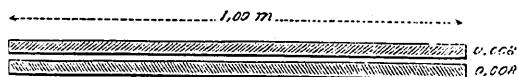
La altura b determinada tambien por las consideraciones que hemos espuesto es de 2^m,50.

La seccion A está por punto general compuesta de tres placas, en esta forma:



teniendo las dos inferiores un metro de ancho por 0,008 de espesor y la superior 0,75 por 0,012, que entre todas hacen una seccion de 25.000 milímetros cuadrados. Pero esta seccion no se conserva en toda la viga, pues no estando todos los puntos de la viga sujetos al mismo esfuerzo, se puede reducir en algu-

nos este mismo espesor. Hemos analizado en qué parajes de nuestra viga podriamos reducir en una tercera parte el espesor de las tablas de la misma, que equivale á suprimir la placa superior, es decir, á dejar la seccion transversal en esta forma



para lo cual, nos ha bastado averiguar en qué punto de la viga, el momento de los pasos es los dos tercios del momento respecto al punto medio, indagacion que se hace del modo siguiente:

Llamando x la distancia del punto que se busca al extremo de la viga, el momento de las fuerzas activas tiene por espresion

$$m = \frac{1}{2} p l x - \frac{1}{2} p x^2$$

el momento respecto del punto medio, es:

$$M = \frac{1}{8} p l^2.$$

Y estableciendo la condicion mencionada

$$m = \frac{2}{5} M$$

$$\text{ó sea } x^2 - l x + \frac{2}{5} \times \frac{1}{4} l^2 = 0$$

de donde se deduce

$$x = 14,25 (1 \pm 0,5774)$$

y haciendo la operacion indicada

$$x' = 6^m,022$$

$$x'' = 22^m,447$$

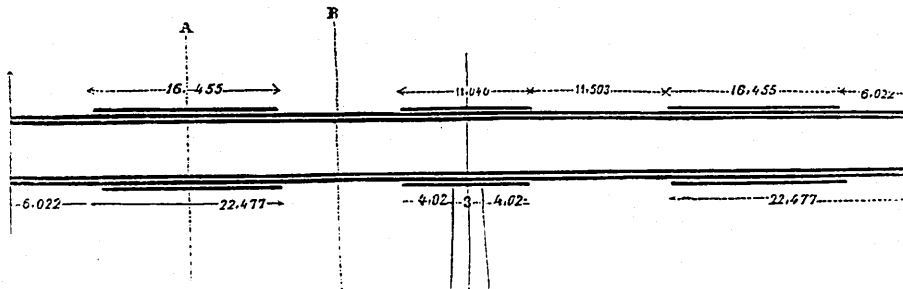
para la parte inmediata al estribo; y poniendo por l el valor correspondiente, para la parte inmediata á la pila, se obtiene

$$x' = 4,02$$

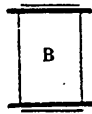
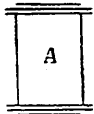
$$x'' =$$

cuyo último valor no escribimos, porque corresponderia á otro tramo de la viga, que no

se hallaria en las circunstancias que el nuestro. Con cuyos resultados tendremos que la distribucion de las placas deberá hacerse, segun indica este perfil longitudinal



siendo los trasversales en A y B



disposicion que se tendrá muy presente al determinar el peso de la viga, pues si bien la seccion en el punto de rotura, que es la que entra en la fórmula (1) es de 25.000 milímetros cuadrados, ó sea A, para determinar el peso de la viga hay que tener presentes las dos al mismo tiempo. Este peso en union con el de los demas elementos del puente y las cargas que sobre él puedan actuar, es lo que constituye la cantidad p , en cuya determinacion vamos á entrar. Las cargas permanentes que han de obrar sobre la viga son: su propio peso, el peso de las viguetas, riostras, aspas y demas piezas destinadas á unir las vigas entre si y el peso del piso que ha de colocarse sobre aquellas, cuyas cantidades, con arreglo á las dimensiones que se han fijado en la descripcion del puente, vienen á ser:

Peso del metro lineal de viga, por término medio. 800^k

Mitad del peso por id. de las viguetas, riostras, aspas, etc., ó sea peso correspondiente á estas partes, que obra sobre el metro lineal de viga. . 704^k

1504^k

1504^k

Id. id. id. de barandilla, cónsolas, guarda-ruedas y clavazon. 402^k
Id. id. id. del piso de madera. 666^k
Total peso por metro lineal de viga. 2.572^k

De modo que sustituyendo en la fórmula (1) por las cantidades l , b , A y p los diversos valores que hemos determinado, tendremos que la presion ó tension que experimentan las tablas superior é inferior de la viga central sin cargar el puente, será

$$R=4,1782.$$

Veamos ahora cuál es esta tension ó presion cuando al esfuerzo citado se agrega el de una carga uniformemente repartida sobre el piso del puente. Si se supone este cargado con 400^k por metro cuadrado de piso, al metro lineal de la viga central corresponderán 400^k y la fórmula (1) se aplica de la manera siguiente:

$$R = \frac{400 + 28.500 + 28.500}{8 + 25.000 + 2500} = 0,1650$$

de modo que sucesivamente tendríamos para 100^k de carga por metro

cuadrado. $R=0,1650$
— 200^k. $R=1,1300$
— 300^k. $R=1,1950$
— 400^k. $R=2,1600$

Lo cual quiere decir que en el momento

de la prueba en que se cargue el puente con un peso de 400^k por metro cuadrado de piso, el esfuerzo que obrará sobre las tablas, será de

$$R=4,41782+2,6000=6,47782$$

por milímetro cuadrado de sección transversal, que es bastante menor que el límite de las cargas permanentes que corresponde al hierro laminado. Aunque la carga de prueba que hemos supuesto, deba experimentar el puente, es un límite al que no se llegará en el uso á que está destinado, creemos sin embargo conveniente llegar hasta él, pues la carga que correspondería á un puente sobre el que se apiñase una columna de hombres con la precipitación á que suele dar lugar una retirada forzosa, calculan los Ingenieros militares que estaría muy cerca de dicho límite de 400 kilogramos por metro cuadrado. El cálculo de las dimensiones que corresponden á las viguetas transversales, se hace del mismo modo, y la aplicación de la misma fórmula (1), la cual

$$l=2,50$$

$$b=0,58$$

$$A=0,0067$$

proporciona la certeza de que con una separación de 2 metros que suponemos entre ellas, el hierro está sometido á un esfuerzo menor aun del que acabamos de determinar para la viga.

Con estas observaciones creemos queda suficientemente demostrada la estabilidad de la obra que proyectamos, que seguramente ofrece algun escaso de resistencia, pues hubieran podido disminuirse algo las dimensiones de las vigas laterales: pero hemos debido garantizar completamente la estabilidad de nuestra obra, con esta disposición que al mismo tiempo proporciona alguna facilidad á la construcción.

SALUSTIO G. REGUERAL.

DERECHOS PASIVOS DE LOS AYUDANTES DE OBRAS PÚBLICAS.

La cuestión de los derechos que por jubilación, viudedad ú orfandad corresponden á los individuos y familias del personal de Ayudantes de Obras públicas, es de gran importancia é interés para los referidos individuos y familias, y reclama una medida legal que, dando la verdadera interpretación que tienen ciertas disposiciones administrativas, venga á confirmar derechos que á nuestro entender no han sido, ni podido ser anulados, y á reparar injusticias, que son tanto mas sensibles, cuanto que pesan en general sobre viudas y huérfanos desgraciados. Deseosos de contribuir en cuanto de nosotros dependa por todos los medios de que podamos valernos á una reparación que consideramos justa, vamos á dedicar hoy algunas líneas á esta cuestión que necesita de escaso esclarecimiento para evidenciar la verdad que encierra, y la medida que exige.

A mediados del siglo pasado empezaron á construirse, reinando Fernando VI, las primeras carreteras de España; pero hasta el año de 1794 no se dictó ninguna medida general destinada á dar una organización á este ramo del servicio público. Penetrado el Gobierno que el mal mas grave que existía era la falta de inteligencia en la dirección de las obras, y el no atenderse á la policía y conservación de las carreteras ejecutadas, dispuso en la ordenanza de 1794 que cada línea estuviere al cargo de una persona facultativa; que á sus órdenes hubiese Celadores para cuidar de la ejecución de los trabajos y del cumplimiento de las disposiciones de policía, dictadas para la conservación de las obras, y para el orden de la circulación; y que constantemente cuidasen de las carreteras, peones camineros, á razón de uno por legua.

Esta organización es la base de donde han partido todas las disposiciones y reglamentos que en distintas épocas se han decretado para la ejecución, y mas particularmente para la