28 cms.
R. 71.042

PROYECTO

Y

CONSTRUCCION DE UN PUENTE

SOBRE EL RIO GUADALHORCE,

POR

DON PABLO DE ALZOLA,

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

AÑO DE 1870.

MADRID,

IMPRENTA Y ESTEREOTIPIA DE M. RIVADENEYRA,
calle del Duque de Osuna, núm. 3.

1871.

PROYECTO

CONSTRUCCION DE UN PUENTE

SOBRE EL RIO MANZANARES

DON PABLO DE ALZOLA,

AÑO DE 1870

MADRID
IMPRENTA Y ESTEREOTIPIA DE M. RIVADENEYRA.
calle del Duque de Osuna, núm. 3
1871.

PRÓLOGO.

Los trabajos que se publican en nuestro país, relativos á la ciencia del ingeniero y el arte de construir, son, por desgracia, bastante escasos. Las dificultades materiales, la falta de aficion á escribir, y á veces hasta una modestia excesiva, han contribuido á producir aquel resultado, á pesar de las muchas obras importantes que se han ejecutado en estos últimos quince años, en nuestros ferro-carriles, puertos, faros, carreteras y canales. Si el que suscribe creyese, que sólo merecen los honores de la publicacion, las Memorias relativas á obras gigantescas ó de dificultades excepcionales, se hubiese abstenido de escribir estas páginas, concernientes á un puente sobre el rio Guadalhorce; pero opina, por el contrario, que es muy conveniente, que cada ingeniero dé á conocer, el resultado de las observaciones y estudios que le sugiera el ejercicio de su carrera; pues generalmente, áun en los trabajos desprovistos de mérito, como éste, se encuentra algo que pueda ser útil á los que, por primera vez, tienen que dirigir obras análogas.

Los dos primeros capítulos y parte del tercero, están extractados, con ligeras alteraciones, de la Memoria que redactamos para el proyecto, pues si bien, hubiésemos podido simplificar algo los cálculos de los tramos metálicos, siguiendo la marcha expuesta en la *Teoría del cálculo de las vigas*

rectas, como las abreviaciones á que ha conducido el estudio de las líneas envolventes de los momentos de flexion, son más recientes que nuestro proyecto, hemos preferido redactarlo en la misma forma en que lo presentamos.

El resto del capítulo tercero, lo destinamos á la explicacion de la construccion de las obras de fábrica y accesorias, y el cuarto al montage y corrimiento de los tramos de hierro. La circunstancia de que sobre este punto se ha escrito muy poco, áun en el extranjero, nos ha determinado á explicar con toda minuciosidad, las operaciones que se ejecutaron para la colocacion de los tramos; y por último, acompañamos un apéndice, para probar, que la solucion adoptada de un puente mixto de hierro y fábrica, es la más conveniente y económica.

CAPÍTULO PRIMERO.

ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES QUE JUSTIFICAN LA DISPOSICION DEL PROYECTO.

1. Objeto y necesidad del puente. Incluida en el plan vigente de carreteras la de segundo órden de Cádiz á Málaga por la costa, ó sea por Algeciras y Marbella, el primer trabajo que se encargó al que suscribe, á mediados de 1863, cuando, al terminar sus estudios, se le destinó á la provincia de Málaga, fué el proyecto de la primera seccion de dicha carretera, comprendida entre Málaga y Fuengirola, de 30 kilómetros de longitud, y por separado, á causa de su importancia, el estudio de un puente para salvar el rio Guadalhorce, que habia de atravesar aquella via de comunicacion, próximamente á una legua de Málaga.

La construccion de esta carretera, era de suma importancia por varios conceptos: en primer lugar, porque habia de unir dos capitales de provincia de primer órden, pasando por pueblos de mucho vecindario; ademas, habia de cruzar una zona fertilísima, que en gran parte era ó podia ser de regadío, y con la particularidad de que, á causa de la benignidad del clima, se producen todos los frutos tropicales, habiendo adquirido gran desarrollo el cultivo de la caña de azúcar, que sería por sí solo suficiente, para exigir la construccion de una carretera á lo largo del litoral, á causa del gran tráfico agrícola é industrial que origina; y por último, esta via de co-

municacion, tiene tambien importancia bajo el punto de vista estratégico, por si algun dia las circunstancias llegan á exigir, que se conduzca un tren de batir á la plaza de España en que áun ondea el pabellon extranjero, lo cual sería completamente imposible sin la construccion de la carretera de la costa, pues áun suponiendo que se realice la de tercer órden de Ronda á Estepona ó al rio Guadiaro, que es de mucha más escasa importancia, y de mayores dificultades de construccion, las fuertes pendientes que ha de exigir para atravesar la Serranía, la han de hacer poco adecuada para que pueda utilizarse con aquel objeto.

Justificada de este modo la necesidad de la carretera, es evidente que lo estará tambien la de la más importante de sus obras, ó sea el puente de Guadalhorce, que, si bien es vadeable en verano, conduce en el resto del año, y sobre todo en las épocas de lluvias, un caudal de aguas considerable; pero se reunian ademas circunstancias muy especiales, que exigian áun más imperiosamente, si cabe, que la construccion de la carretera, la del mencionado puente. El medio que se usaba para salvar este obstáculo, era el de una barca, que cruzaba de márgen á márgen con el auxilio de un cable sujeto en las dos orillas, pero áun en las crecidas ordinarias del rio, habia que renunciar á este recurso, porque la corriente de las aguas imposibilitaba el movimiento de la barca, quedando de este modo incomunicadas ambas márgenes durante períodos, que á veces alcanzaban más de un mes, en cuyas épocas, era preciso dar un rodeo de dos leguas, para pasar el rio por el ruinoso puente del Rey, situado aguas arriba, y siguiendo un camino, que se ponia casi intransitable, áun para caballerías.

Ahora bien, la circunstancia de que el mencionado rio separa hácia el O. gran parte de la provincia, con muchos pueblos importantes; de su proximidad á una ciudad de 90.000 almas; de la riqueza y extension de la vega, cuyos productos se conducen casi en su totalidad á la capital, y como la recoleccion de la caña de azúcar se hace durante el invierno, y

parte de la primavera, verificándose, en cambio, durante el otoño la gran circulacion que origina la vendeja, ó sea el trasporte al puerto de Málaga de la pasa que se produce en mucha abundancia en el litoral de la provincia, es decir, en las épocas en que las avenidas del rio son más frecuentes, constituian un cúmulo de razones, para que el servicio público reclamase imperiosamente la construccion de una obra, que habia de ser tan frecuentada como útil, y que habia de evitar tantas molestias y peligros.

2. Rio Guadalhorce. Nace este rio en la sierra de Archidona, recibe varios afluentes, de los que los más importantes son los rios Guadateba, Turon, Grande y Campanillas, y desemboca á seis kilómetros de Málaga, hácia el lado de Poniente, despues de un trayecto de 150 kilómetros. Corre muy encauzado en la region montañosa y la contigüedad del ferro-carril de Córdoba á aquella ciudad, que se extiende, en gran parte, por el valle del rio, permite al viajero, que contemple un curioso contraste. Descienden las aguas del Guadalhorce, al atravesar la sierra de los Gaitanes, profundamente encajonadas en estrechas gargantas, cuyas elevadas vertientes, cortadas en algunos sitios por profundísimas fallas, que llegan hasta el cauce del rio, y sumamente trastornadas respecto de su primitiva extratificacion en otros puntos, ofrecen á la vista, una naturaleza agreste y de aspecto imponente; pero pasada la sierra, y á unos 50 kilómetros del mar, empieza á deslizarse el Guadalhorce, serpenteando por una tendida planicie, cruzada por numerosas acequias de riego derivadas de su cauce; y á aquella naturaleza salvaje de los Gaitanes, sucede una de las más pintorescas vegas de Andalucía, poblada de naranjos, limoneros y almendros, que alternan con numerosas huertas y con extensas zonas, destinadas al cultivo de la caña, en la region más templada, ó sea la más inmediata á la costa.

Este rio, se halla muy poco encauzado en toda la vega, siendo su anchura de unos 80 metros en la Pizarra, es decir, á 30 kilómetros de la costa, y de unos 100 metros en los úl-

timos kilómetros de su curso. El caudal de aguas que conduce el rio en el estiaje se utiliza casi totalmente en los riegos, y en las grandes avenidas el volúmen es tan considerable, que se producen á veces enormes desbordamientos en la region baja de la vega, que han llegado á inundar una zona de más de un kilómetro de anchura.

La pendiente del rio es próximamente de 0,0025 en la Pizarra, y de 0,0015 en la confrontacion de Málaga, y la velocidad en la superficie, en las grandes crecidas, de 3^{m},00 por segundo en el primer punto, y algo inferior en el segundo, como verémos más adelante. Las márgenes no tienen más que una altura de dos á tres metros, y no hallándose convenientemente defendidas por los propietarios riberiegos, suelen sufrir en algunos sitios grandes erosiones durante las avenidas, que á veces, han llegado á determinar cambios bruscos en el curso del rio.

3. Emplazamiento del puente. Cuando se trata de salvar un rio de la importancia del Guadalhorce, dicho se está, que á su buen emplazamiento conviene subordinar, por regla general, la direccion del trazado de la carretera, á ménos que éste ofrezca dificultades excepcionales. Prescindamos, pues, por un momento de aquélla, como si se tratase de construir el puente completamente aislado, y habria que empezar por recorrer tres ó cuatro kilómetros del rio, tomando como punto de partida el vado del Guadalhorce para el tráfico del litoral, con el objeto de buscar el sitio en que se halle mejor encauzado, que pertenezca al mismo tiempo á una larga alineacion rectilínea, y tenga, á poder ser, sus márgenes defendidas, á fin de que el cauce sea completamente fijo. De este reconocimiento resulta, conforme á lo que hemos dicho anteriormente, que el rio ni se halla bien encauzado en toda aquella extension, ni hay sitios que tengan ventajas exclusivas para el emplazamiento, por cuya circunstancia, es preciso tener muy presente, la mejor direccion que convenga dar á la carretera.

Ahora bien; siendo sumamente llana la vega del Guadalhorce, deberán establecerse largas alineaciones para el tra-

zado de la carretera, y como la anchura de la vega es de unos ocho kilómetros, y al salir de la misma hay un punto obligado, lo primero que se ocurre es, cruzar toda la vega en línea recta; pero esta solucion, hubiera tenido el inconveniente, de que el paso del rio venía á resultar en un sitio en que se divide en dos brazos, separados por una extensa isla, por lo cual desistimos de aquella idea, adoptando dos alineaciones, á fin de llevar el emplazamiento aguas arriba, lo necesario para evitar aquel obstáculo. Al mismo tiempo, pensamos en utilizar una parte de la carretera provincial de Churriana, y prolongamos su primera alineacion, ó sea la de la salida de Málaga, que tenía algo más de un kilómetro de longitud, hasta la márgen derecha del rio, y el emplazamiento así obtenido fué completamente satisfactorio. En efecto, se hallaba separado puramente lo preciso para evitar la bifurcacion del rio de que hemos hecho mencion, y que quedaba aguas abajo; tampoco convenia alejarse más aguas arriba, porque se hubiera alargado el trazado de la carretera, empeorándose al mismo tiempo el emplazamiento del puente, que lo fijamos, por consiguiente, en la prolongacion de la referida carretera, y en el extremo de una alineacion de cerca de seis kilómetros de longitud.

Este emplazamiento, que era, sin duda alguna, el más conveniente en todos conceptos, pues se hallaba ademas situado en un trozo del rio muy recto y en una direccion próximamente normal á sus márgenes, exigia, sin embargo, trabajos de bastante importancia, si se habia de conseguir fijar dicho cauce, pues una gran revuelta de aguas, arriba se iba acentuando cada vez más por las socavaciones, y obraba por reflexion cerca del sitio que habia de ocupar el puente, por lo cual, era indispensable proyectar simultáneamente, las obras accesorias de rectificacion y defensa, para conseguir la inalterabilidad de las márgenes en la proximidad de la obra.

Decidido el emplazamiento, levantamos el plano del rio en una longitud de dos kilómetros, el perfil longitudinal del thalweg y varios perfiles trasversales, en los que se fijó la

altura de las máximas avenidas, que resultó de $3^m,80$ en el perfil del emplazamiento.

4. Seccion de desagüe. Es cuestion de suma trascendencia la determinacion de la seccion de desagüe que debe tener un puente, sobre todo cuando es de la importancia del que nos ocupa, y merece que la tratemos con algun detenimiento.

Si fuera preciso salvar un rio perfectamente encauzado, en que las avenidas adquieren gran altura y la velocidad es considerable, la anchura del rio nos indicaria en general la longitud que debia tener el puente, pues en tales condiciones, no sería nada prudente, estrechar el paso de las aguas. Pero cuando se trata de un rio que se desborda en las crecidas, extendiéndose á 400 metros por cada una de sus márgenes, como sucede en el Guadalhorce, en la zona que es preciso construir el puente, las dificultades para llegar á la verdadera solucion del problema, son mucho mayores.

Comunmente se apela, en tales casos, al reconocimiento de otros puentes situados sobre el mismo rio, para dar al que se trata de construir igual seccion de desagüe, si es que aquéllos han tenido un éxito satisfactorio; pero debemos observar, que para que exista esta identidad de condiciones, es preciso que se comparen dos puentes muy próximos, pues de lo contrario cambiará, por lo regular, la configuracion del rio, la velocidad y demas elementos que deben influir en la determinacion de la seccion de desagüe. Creemos, por lo tanto, que si bien deben examinarse los puentes inmediatos, debe ser simplemente para que, sirviéndonos de término de comparacion, nos dén una primera idea de la solucion que debe adoptarse; pero para acabar de resolver la dificultad, es indispensable examinar la cuestion local, y estudiar sus condiciones, que son tan variables, áun en un mismo rio. Mas en el caso del Guadalhorce, ni áun pueden servirnos de guía, en la determinacion de la seccion de desagüe, otros puentes situados sobre el mismo rio, pues el más próximo, que es el de la Pizarra, está situado, como dijimos, á 30 kilómetros aguas arriba, y se encuentra en condiciones muy distintas, porque

hasta el caudal de aguas varía á causa de la incorporacion del rio Grande, el Campanillas y otros afluentes entre ambos puentes, y en cuanto al de Churriana, llamado del Rey, está completamente ruinoso, por su mal entendida disposicion; y por lo mismo, tampoco puede servirnos de enseñanza para el caso que nos ocupa.

Consiste la dificultad del problema, en el atraso en que se halla aún la Hidrodinámica, al ménos en la parte relativa al movimiento del agua en los rios, pues en el estado actual de nuestros conocimientos, no es posible calcular con la exactitud que fuera de desear, las alteraciones de direccion y velocidad que se producirán en los diversos filetes flúidos, á consecuencia de la variacion de forma de las secciones trasversales en una cierta extension. Pero una cuestion que es ardua en sí misma, se complicaba con nuevas dificultades en el caso del Guadalhorce, á causa de la escasez de datos con que contábamos, pues no se habia practicado ningun aforo, ni medido la velocidad, ni se habia obtenido nivelacion alguna durante las crecidas extraordinarias, porque se nos encargó que redactásemos el proyecto inmediatamente, y no tuvimos ocasion de presenciar, ni áun las crecidas ordinarias del rio. Debemos, sin embargo advertir, que en el emplazamiento escogido para el puente, hubiera sido punto ménos que imposible, hacer en una crecida extraordinaria, un aforo medianamente escrupuloso, á ménos, que no se practicase muchos kilómetros aguas arriba, en cuyo caso, claro está que habria una nueva causa de inexactitud. Así, tendríamos que limitarnos á medir la velocidad en la superficie, lo que tampoco se haria sin encontrar dificultades.

Á falta de este dato, de que careciamos, pero que se conoce pocas veces en los proyectos de puentes, entre otras razones, porque se presentan raras veces las grandes crecidas, procedimos á determinar el volúmen de aguas de las mismas, por el cálculo. Para esto conociamos las secciones de desagüe de los diversos perfiles trasversales, y la pendiente del thalweg; y si bien la que realmente debe aplicarse en las fórmulas es,

la de la superficie del agua, como quiera que el cauce del rio es bastante uniforme, el error cometido por este concepto debe ser de escasa trascendencia, y con estos datos puede calcularse la velocidad media de las aguas. En efecto, la fórmula del movimiento permanente contiene cinco cantidades, que son: la pendiente, perímetro mojado, la seccion, velocidad y gasto. Si consideramos, pues, la parte comprendida entre dos perfiles trasversales consecutivos, como conocemos las tres primeras, de las cinco cantidades que entran en la fórmula, y tenemos ademas otra ecuacion, que liga el gasto, la velocidad y la seccion, el problema será perfectamente determinado.

La ecuacion del movimiento permanente

$$Y = \frac{P}{S}(A\,V + B\,V^2) \pm \frac{C}{\Delta L}\Delta\frac{V^2}{2\,G} \qquad (a),$$

en que Y es la pendiente; P, el perímetro mojado; S, la seccion; V, la velocidad; ΔL, la distancia entre dos perfiles consecutivos; G, la gravedad, y A, B y C, coeficientes numéricos, nos expresa, que el descenso $Y\,\Delta\,L$ que sufre la superficie del agua, desde el primero al segundo perfil, es debido á las resistencias pasivas, más ó ménos otro término, que nos indica la trasformacion en altura, del incremento ó decremento que sufre la velocidad entre las dos secciones.

Si el movimiento es uniforme, desaparecerá el segundo término, lo cual nos indicará que la fuerza aceleratriz es nula, ó sea el equilibrio entre la gravedad y las resistencias debidas al rozamiento.

Para determinar el valor de la velocidad, ó mejor dicho, las velocidades en el primero y segundo perfil, bastará que eliminemos estas cantidades, de la ecuacion del movimiento permanente, sustituyendo sus valores en funcion del gasto, que será la nueva y única incógnita, debiendo tener presente,

(a) Áun no se conocian las nuevas fórmulas de Mr. Bazin.

para la aplicacion de la fórmula, que en el primer término del segundo miembro, es preciso sustituir los valores medios de ambas secciones, por cada una de las cantidades que entran en ella. Esto supuesto, la determinacion de la velocidad queda reducida, á la resolucion de una ecuacion bien sencilla; pero ántes de proceder á despejar la incógnita, debemos observar, que en el caso que nos ocupa, puede simplificarse la fórmula despreciando el segundo término, por ser su influencia sumamente pequeña. Efectivamente, su valor depende de la variacion que sufre la velocidad, y por consiguiente, de la seccion, y aplicando los datos numéricos relativos al caso que nos ocupa, se obtiene un resultado insignificante; de manera, que la fórmula del movimiento uniforme, puede aplicarse satisfactoriamente, para determinar la velocidad media. Dicha fórmula es

$$Y = \frac{P}{S}(A V + B V^2),$$

que puede aún simplificarse sustituyéndola por

$$Y = \frac{P}{S} B V^2$$

cuando la velocidad no sea muy pequeña, como sucede en el caso presente.

Para hallar el valor de V tenemos los datos siguientes:

$Y = 0{,}00153 \ldots$
$P = 910^m \ldots$
$S = 665^{m2} \ldots$
$B = 0{,}00036 \ldots$

y resulta $V = 1^m{,}77$ para la velocidad media.

Si llamamos V_1 la velocidad en la superficie del filete dotado de máxima velocidad, tendrémos $V = 0{,}75\ V_1$, y por consiguiente,

$$V_1 = 1{,}33\ V = 2^m{,}32,$$

adoptando el coeficiente 0,75, que es el generalmente admitido. Hemos obtenido $1^m,77$ para el valor de la velocidad media; pero es indudable, que á consecuencia de la notable diferencia de profundidad que hay en las crecidas, entre la parte que forma el cauce del rio y la que comprenden las avenidas en las márgenes, será mayor que $1^m,77$ la velocidad media de la parte central, miéntras que será menor en las laterales. Lo mismo sucederá con la velocidad en la superficie, de modo que en los filetes del centro será la velocidad mayor que $2^m,32$. Pero ¿hasta qué punto llegará este aumento? No nos es posible apreciarlo; y así, nos limitarémos, en las consideraciones sucesivas, á guiarnos por un valor prudencial de la máxima velocidad, pero procurando siempre colocarnos en condiciones más desventajosas de las que en realidad se presenten.

Conocida la velocidad media, encontrarémos bien fácilmente el gasto. Llamándolo Q, tendrémos

$$Q = S\,V = 665^{m^2} \times 1^m,77 = 11,77^{m^3} \qquad (a).$$

Tambien puede adquirirse una idea aproximada de este valor por el exámen de la cuenca que comprende el rio hasta el emplazamiento del puente. Medida, al efecto, la extension de esta zona, aunque con la inexactitud propia de una mala carta geográfica, y admitiendo para valor de la altura de las aguas, los datos que suministran las observaciones pluviométricas de aquella provincia, y afectando el resultado así obtenido del coeficiente correspondiente, para tener en cuenta la absorcion del terreno, evaporacion, etc., se ha llegado á un resultado bastante aproximado, del que ántes hemos obtenido.

Contando ya con los valores de la velocidad media y el gasto en las crecidas extraordinarias, vamos á pasar al estudio de la seccion de desagüe que debe tener el puente.

(a) Durante la construccion del puente se han hecho algunos aforos en las crecidas ordinarias, que han dado volúmenes hasta de cerca de 500 metros cúbicos.

Segun hemos dicho en lo que precede, el área comprendida entre el perfil del rio por la línea de paso y la horizontal de las avenidas extraordinarias es 665^{m^2}. De éstos, corresponden 304^{m^2} á la parte que forma el cauce del rio, y el resto, es decir, 361^{m^2}, á lo que en las crecidas se desbordan las aguas. Ahora bien; se presenta la cuestion siguiente: ¿Será necesario dar al puente la extraordinaria longitud de 905^{m}, que es la que bañan las aguas en las mayores crecidas? Puede inmediatamente contestarse que sería completamente inútil, que tuviese un desagüe tan excesivo, pues basta observar que en unos 600^{m} no adquieren las aguas más que $0^{m},30$ de elevacion media, y sabido es, que en toda esta extension, la velocidad será muy pequeña, y por consiguiente, se comprende á primera vista, que podrá hacerse una notable reduccion respecto de la longitud que inundan los grandes desbordamientos del rio. Pero ¿será, por el contrario, suficiente con reducir las proporciones del puente á la anchura que tiene el cauce en el emplazamiento? Siendo $\frac{304}{661} = 0,45$ la relacion de las áreas, es decir, que se limitaria la seccion de desagüe á bastante ménos de una mitad, y observando que son poco consistentes los terrenos que constituyen el lecho y márgenes del Guadalhorce, se comprende tambien, que sería muy peligroso reducir la longitud del puente en tan grande escala. Pero ¿cuál es, entre estos dos límites, la solucion más ventajosa?

Para poder resolver esta cuestion, se hace indispensable que estudiemos los efectos que se producen en un rio por el estrechamiento brusco de la seccion; que apreciemos luégo su intensidad, y una vez hallados estos datos, examinemos hasta qué punto es compatible la economía en la construccion de la obra, con todas las garantías de solidez y resistencia que deben exigirse, para poder de este modo acabar de fijar, la longitud que deba tener el puente.

5. Efectos del estrechamiento brusco de la seccion. Hemos visto en el número precedente, de qué manera están ligados los diversos elementos que influyen en el movimiento de las aguas de un rio, de manera que si se estrecha una de las sec-

ciones, cambiará, por regla general, en aquel punto la altura de las aguas, la pendiente de su superficie y la velocidad. El estrechamiento brusco de la seccion, parece, á primera vista, que debe producir un remanso, para que no alterándose el caudal de aguas, se pueda compensar la disminucion de anchura de la seccion con el aumento de profundidad; pero como en el gasto influye tambien la velocidad, es preciso tener en cuenta, la accion simultánea de ambos elementos, para poder juzgar de la alteracion que ocasiona el estrechamiento brusco de la seccion, y por simple raciocinio se prueba fácilmente, que el efecto que se produce es una depresion.

Pasemos ahora á calcular la velocidad correspondiente á un estrechamiento dado, y si la llamamos V'; V, á la velocidad inicial; R, al efecto debido á las resistencias pasivas, y D, á la depresion, tendrémos evidentemente

$$D = R + \frac{V'^2 - V^2}{2G};$$

y si la anchura de la seccion en el estrechamiento es L', y su superficie S',

$$Q = (S' - L' D) V'.$$

El valor de R es muy difícil de apreciar, pues procede de la fuerza que se pierde en los remolinos y demas resistencias originadas por el estrechamiento; pero claro está, que si la despreciamos, obtendrémos valores algo mayores que los que corresponden á D y V'; y por consiguiente, si la velocidad así calculada no es excesiva, con mayor razon satisfará la verdadera. Haciendo $R = o$, y sustituyendo el valor de D en la segunda ecuacion, tendrémos una de tercer grado en V', y sabido es, que el método general para su resolucion es bastante complicado, y no debemos aplicarlo, cuando las condiciones racionales del problema nos fijan límites bastante próximos entre los que debe estar comprendida la incógnita. En

el caso actual podemos seguir bien el método de tanteos, ó el de falsa posicion, aplicándolo á la expresion

$$D = \frac{V'^2 - V^2}{2\,G}\,.$$

Para esto empezaríamos por suponer $D = o$, y calcularíamos V' por la segunda de las ecuaciones; teniendo en cuenta el valor hallado para V', determinaríamos D; nuevamente haríamos lo mismo, hasta que viésemos no sufrian aumento ninguno las dos incógnitas.

Esto supuesto, la seccion de desagüe que corresponde á nuestro proyecto, ántes de la depresion, es de 496^{m^2}, y calculemos la velocidad media que se producirá con este estrechamiento.

Tenemos

$$\left.\begin{array}{l} D = \dfrac{V'^2 - V^2}{2\,G}\,. \\ V = 1^m,77. \\ G = 10^m,33. \\ Q = 1177^{m^3}. \end{array}\right\} \text{y se deduce } V' = 2^m,53 \text{ y } D = 0^m,12.$$

Resulta, pues, que la velocidad media ha aumentado en $0^m,76$; pero recordando que no hemos tenido en cuenta la influencia de las resistencias pasivas, que tienden á disminuir la depresion, es claro que el aumento de velocidad media será inferior á $0^m,76$. Por otra parte, observemos tambien que la parte que se ha disminuido á la seccion de desagüe es, la de los desbordamientos de la vega, en que es menor la velocidad que en el alveo del rio, y sin embargo, en la fórmula precedente, la hemos supuesto dotada de la velocidad media; de modo que ésta es una nueva y poderosa razon, para que el exceso real de la velocidad sea inferior á $0^m,76$. Atendiendo, pues, á estas consideraciones, y añadiendo que la velocidad en el fondo es menor que la velocidad media, resulta que el incremento que hemos calculado, debe afectarse

nuevamente de un coeficiente menor que la unidad, para darnos á conocer la verdadera alteracion de la velocidad, pues la que nos interesa conocer es la del fondo, para ver si pueden producirse erosiones.

Vemos que, á pesar del notable estrechamiento que hemos supuesto, pues la anchura de la seccion de desagüe se reduce de 905 metros á 225, el incremento real de la velocidad media es de poca consideracion. Ademas, hay que advertir, que este mismo aumento no se verificará con uniformidad, sino que será mayor en la parte central que en las avenidas, lo cual es tambien conveniente, porque en las márgenes es ménos consistente el terreno, y pueden originarse otra clase de daños.

Ahora bien; ¿será demasiado pequeña la seccion de desagüe de nuestro proyecto? Podemos tener la certidumbre de que no, pues como acabamos de ver, es muy ligero el incremento de velocidad sobre los terrenos que suelen inundarse, y como en las condiciones actuales no suele haber grandes arrastres, sino en algunas partes de las márgenes, resulta que bajo el punto de vista de la seguridad de la obra, no nos puede inspirar temor alguno tan pequeña alteracion. En cuanto á la parte que forma el cauce, ya hemos dicho que sufrirá un aumento de velocidad algo mayor, si bien bastante pequeño respecto de la velocidad total, y desde luégo habrá de estar sometida á mayores socavaciones; pero sus efectos pueden evitarse tomando precauciones en la cimentacion de las pilas y estribos, presentándose ademas, en este caso, la favorable circunstancia de que la base de los cimientos queda más baja que el nivel del mar, lo cual es una nueva garantía para que no sean temibles las erosiones.

Pero ¿será posible disminuir más la longitud del puente? Como verémos más adelante, conviene que los arcos de las avenidas sean de 12 metros de luz, y como, por otra parte, no hay una notable diferencia entre las áreas de la seccion á la derecha y á la izquierda, resulta que debe ser simétrico el puente, de modo que de disminuir el desagüe de la obra,

sería preciso quitar dos arcos. Si calculamos como anteriormente el nuevo aumento de velocidad, deducirémos unos $0^m,25$. Y ¿será conveniente adoptar con preferencia esta solucion, guiados por la economía que obtendrémos en la construccion de la obra? Creemos que no, pues si bien la cuestion es bastante ardua y compleja para que pueda resolverse con el rigorismo matemático, opinamos que hay poderosas razones para no empeñarse en exagerar las ventajas económicas, disminuyendo más de lo que sería prudente el desagüe del puente.

En primer lugar, debemos advertir que estando dedicados al cultivo de la caña dulce los terrenos de gran parte de la vega, hasta la proximidad de lo que habian de ocupar las avenidas del puente, no sería prudente alterar de una manera demasiado brusca lo que pudiéramos llamar el régimen ó manera de ser actual de las grandes crecidas, porque un estrechamiento considerable de la seccion ocasionaria gran aumento en la velocidad de las aguas desbordadas, y por consiguiente, erosiones y arrastres en los cultivos de las inmediaciones, que motivarian reclamaciones de los propietarios riberiegos. Por otra parte, la reduccion de la longitud de las avenidas del puente, obligaria tambien á tomar mayores precauciones en sus fundaciones, que, por consiguiente, aumentarian su importe, miéntras que en nuestra solucion el coste del metro líneal de puente de las mismas, sólo llega al 0,53 de la parte del cauce del rio. Tambien hay otra circunstancia, que es preciso no olvidar cuando se trata de construir puentes en el litoral del Mediterráneo y próximos á la desembocadura, y es la formacion de los deltas y la elevacion gradual de sus alveos, aunque más ó ménos lenta, segun las condiciones de cada rio, y como quiera que esta clase de obras deben contruirse para que duren muchos siglos, claro está que los desbordamientos serán mayores, á medida que el lecho del rio se eleve, y por consiguiente, llegará á ser aún de más utilidad que ahora, la parte de la obra que forma las avenidas del puente, cuando aquello llegue á suceder.

A veces, para salvar un rio que produce inundaciones, y á fin de no dar demasiada longitud al puente, se construyen varios arcos de desagüe en los terraplenes de avenidas; pero esta solucion no es conveniente en el caso actual, porque hubiese exigido que se subiesen bastante las rasantes, con el aumento consiguiente de los terraplenes, y por otra parte, no hubiera sido acertado situar los arcos de desagüe sobre un fondo relativamente más alto, y en medio de terrenos cultivados, pues se hubieran formado grandes arroyadas, con los arrastres y los perjuicios consiguientes.

Tambien pudiera decírsenos que, cuando se presenta un rio de las condiciones del Guadalhorce, hay otro medio de resolver la dificultad de una manera más conveniente, y que consiste en practicar su encauzamiento. Esta opinion se fundaria en que, si es preciso construir un puente de tan considerable longitud, consiste en la configuracion que presenta el rio en la region próxima á la desembocadura, y que si sus condiciones no son ventajosas para el establecimiento de la obra, deben reemplazarse por otras más adecuadas, por cuyo medio se obtendrian notables economías. Como quiera que es posible que se presente á nuestro proyecto esta objecion, si bien será el resultado de una observacion superficial de la cuestion, creemos conveniente demostrar, ántes de pasar á estudiarlo, que no sería preferible bajo ningun concepto el encauzamiento.

6. Inconvenientes del encauzamiento del rio. Este puede hacerse de tres maneras, á saber: 1.°, por diques paralelos; 2.°, por estrechamiento gradual, ó sea por diques que arranquen de las márgenes del rio en el emplazamiento del puente, y se separen tanto aguas arriba como aguas abajo, para recoger las aguas desbordadas; y 3.°, desmontando en ambas orillas lo suficiente, para que el cauce pueda contener por sí solo la totalidad del caudal de aguas en las mayores crecidas.

Desde luégo se comprende, que los efectos del encauzamiento por diques paralelos dependen, no sólo de la proporcion en que se reduzca la seccion del rio, sino de la longitud

de los espigones, pues claro está que si son muy cortos, su influencia será enteramente análoga á la del estrechamiento brusco, de que nos hemos ocupado en el número precedente, miéntras que si su longitud es considerable, se producirá una elevacion de la superficie de las aguas en vez de su depresion. En efecto, si los diques tienen gran longitud, es evidente que el desnivel total de la superficie en aquella extension será sensiblemente igual con diques ó sin ellos; por consiguiente, no habiendo aumento de pendiente, ni, por lo tanto, de velocidad, el estrechamiento de la seccion tendrá que compensarse necesariamente por aumento, de altura. Ahora bien; la fórmula del movimiento uniforme tiene en este caso una aplicacion áun más propia que en los anteriores, porque el lecho del rio Guadalhorce presenta mucha regularidad, y las márgenes las suponemos reemplazadas por los diques; y calculando por la mencionada fórmula la altura de las aguas, suponiendo que el encauzamiento se haga por las márgenes del rio, resulta de 5,50 metros, ó sea una elevacion de $1^m,70$ respecto de las máximas avenidas actuales.

Contando ya con este dato, podemos hacer un cálculo alzado de lo que costaria el encauzamiento, para poder juzgar de si es ó no preferible á la solucion de nuestro proyecto. Para que los diques paralelos produjesen los efectos que acabamos de indicar, creemos que sería preciso encauzar una longitud por lo ménos de dos kilómetros, á saber, uno aguas arriba y otro aguas abajo, lo cual da cuatro kilómetros de diques, que, á razon de 40 escudos por metro lineal, que es lo ménos que puede calcularse, por económico que fuese el tipo adoptado, tratándose de crecidas de tan considerable altura, importarian 160.000 escudos, á lo cual habia que agregar el exceso de gasto del puente, que deberia tener $1^m,70$ más de altura, y el de los terraplénes que habian de sustituir á los arcos de avenidas, y como quiera que el presupuesto de éstos era solamente de 60.178 escudos, queda demostrado hasta la evidencia, que el encauzamiento del rio como solucion económica, hubiera sido un completo desacierto. Pero

no es éste el único inconveniente que tendria, pues, á ménos de construir los diques con una gran solidez (en cuyo caso costarian positivamente mucho más de nuestro cálculo), podria muy bien suceder que se rompiesen, y entónces los efectos de la inundacion de la vega serian terribles, no sólo por la considerable altura de las crecidas á causa del encauzamiento, sino que ademas se agravaria este estado de cosas, porque el ensanchamiento de la seccion, que produciria la rotura, ocasionaria tambien una nueva elevacion de la superficie de las aguas, y si los diques fuesen arrastrados, en las inmediaciones del puente se verificarian, por el contrario, los efectos del estrechamiento brusco, originando la depresion de las aguas un considerable aumento de la velocidad, que sería indudablemente un grave peligro para el puente.

El estrechamiento gradual es un término medio entre la obstruccion brusca y el encauzamiento por diques paralelos, puesto que si los diques son de corta extension, sus efectos serán análogos á los explicados en el número anterior, y si su longitud es considerable, obrarán como diques paralelos; y como, por otra parte, no tendrian una aplicacion adecuada en el caso presente, es excusado que insistamos más sobre este punto.

Los desmontes en las márgenes, para evitar los desbordamientos del rio, estarian tambien muy distantes de ofrecer una solución, pues segun nuestros cálculos habria que excavar 230$^{m^3}$ por metro líneal, y en dos kilómetros 460.000$^{m^3}$, que representarian un gasto de 184.000 escudos; de manera que si bien conseguiríamos acortar algo la longitud del puente, habria que hacer un movimiento de tierras muchísimo más costoso, expropiaciones de consideracion y ademas habria que dar al puente mayor altura que en el caso del estrechamiento brusco de la seccion, de manera que hemos demostrado hasta la evidencia, que la solucion de nuestro proyecto, que consiste en dar al puente bastante longitud para salvar, no sólo su alveo, sino para dar paso por los arcos de avenidas á las aguas desbordadas en las crecidas, es la más prudente

y económica, y la que mejor armoniza los intereses del Estado y de los propietarios riberiegos.

7. Marcha que debe seguirse en el proyecto. Para proceder con órden en este estudio, sería preciso empezar por examinar si convenia construir un puente de fábrica ó de hierro, ó un puente mixto. Una vez decidido este punto, comparar las diversas disposiciones que podian adoptarse en cada uno de aquellos grandes grupos, para dar la preferencia al más ventajoso; y por último, circunscribiendo el problema á un sistema determinado, estudiarlo detenidamente, para conseguir el establecimiento de la obra, en las mejores condiciones económicas.

Ésta sería indudablemente la marcha más lógica para llegar á la descripcion del proyecto; pero, en cambio, sería muy complicado el proceder desde luégo á estudios comparativos; así es, que hemos preferido alterar el metodo en su primera parte, ó sea el exámen de si conviene más un puente de hierro ó de fábrica, admitiendo desde luégo que es más ventajoso que la parte central, que sirve para salvar el cauce del rio propiamente dicho, sea de tramos de hierro, y las avenidas de arcos de fábrica. Repetimos que de este modo se simplifica mucho la cuestion, y como el proyecto consta de una parte metálica y otra de obra, la comparacion de la solucion adoptada, con otras disposiciones distintas, será más fácil hacerla *à posteriori*, despues de conocer el coste de ambas partes de que consta la obra; pero en el resto, seguirémos la marcha que hemos indicado, empezando por el estudio de la parte central.

8. Comparacion de los diversos sistemas de puentes de hierro. Desde luégo prescindirémos por completo de ocuparnos de los puentes colgados y de fundicion, que han caido en completo desuso, y nuestro exámen se limitará á los de palastro. Entre éstos, excluirémos tambien los puentes de arcos, porque hallándose muy poco encauzado el rio Guadalhorce en el emplazamiento de la obra, segun hemos dicho en los números anteriores, y no excediendo tampoco sus máximas avenidas de

una altura de 3,80 metros, se comprende desde luégo, la ventaja de preferir las vigas rectas á arcos de hierro, á fin de conservar la rasante del puente lo más baja posible, disminuyendo, por consiguiente, el cubo de la obra.

Las vigas rectas de palastro que se han empleado principalmente para la construccion de los puentes, son de tres clases, á saber: tubulares, laminares y de celosías. Si comparamos la resistencia que presentan dos puentes, uno tubular y otro de I, suponiendo que su altura sea igual, que sus cabezas sean idénticas, y con la sola diferencia de que con el volúmen de hierro de las dos paredes del rectángulo se forme la chapa vertical de la I; obtendrémos exactamente el mismo valor para el momento de rotura de ambas secciones, de modo que su resistencia á la flexion es enteramente igual. Se ha atribuido, sin embargo, al sistema tubular la ventaja de que presenta más rigidez; pero este defecto de las vigas laminares se ha remediado con el empleo de nervios de refuerzo, lo cual permite la aplicacion de chapas delgadas para la pared vertical de la I. En cambio, tiene este sistema, respecto del tubular, la ventaja de que se arma con más facilidad, y de que se puede examinar y pintar sin levantar un perno, lo cual no puede hacerse en los puentes tubulares, á no ser que sean de una gran seccion. Por estas razones se han aplicado con más frecuencia los puentes laminares.

Las diferencias entre este sistema y los articulados son mayores, y en cuanto á su preferencia, han estado muy divididas las opiniones; pero desde hace algunos años, se ha verificado una reaccion favorable, especialmente á las vigas de celosías, pues sin salir de España, son muchos los puentes de esta clase que se han construido en nuestras vias férreas, y vamos á comparar, aunque sea ligeramente, las ventajas de uno y otro sistema. Sabido es, que las fajas horizontales son las que resisten á la flexion, pues áun en las vigas de pared maciza, es muy pequeño el aumento de resistencia que producen las chapas verticales. Así es que, en las vigas de I, se toma para

valor del momento de inercia, la fórmula simplificada, que supone nulo el espesor de esta pared.

La cuestion que se presenta es, por consiguiente, averiguar cuál de ambos sistemas es más ventajoso para verificar la union de las cabezas de la I; es decir, examinar si una pared maciza, ó un enrejado, hace más rígido el sistema, en la hipótesis de que se emplee igual volúmen de hierro. En los sistemas articulados, es fácil hacer la descomposicion de las fuerzas á que se hallan sometidos, y es posible calcular los esfuerzos de tension ó comprension á que están sujetas las diferentes piezas que los constituyen; por el contrario, si las cabezas están unidas por una chapa maciza, no es posible distinguir y apreciar los esfuerzos que solicitan á sus diversas fibras. De aquí se deduce desde luégo, para los sistemas articulados, la ventaja, de que siendo del dominio de la teoría de una manera más completa, es posible proporcionar los espesores á los esfuerzos á que están sometidas las piezas, miéntras que con el empleo de la chapa maciza y de espesor uniforme, habrá necesariamente en algunos puntos de la pared vertical un exceso de resistencia, si los espesores han de ser suficientes para que el material no sufra deformaciones por efecto de las fibras más solicitadas.

Mas una cuestion tan importante, ha merecido la atencion de varios ingenieros; y citarémos un trabajo debido al coronel ruso de puentes y calzadas, Mr. Jourawsty. Tanto por algunas consideraciones teóricas, como por varios experimentos, llega á la conclusion, de que las fibras de la chapa vertical que sufren mayores esfuerzos, están inclinadas á 45°; de lo cual deduce, que cuando se empleen nervios para reforzar un sistema laminar, deben colocarse con aquella inclinacion, y no verticales. Si, por el contrario, se adopta un sistema articulado de varillas inclinadas á 45°, claro está que la distribucion del hierro será más conveniente, pues una chapa maciza no es sino el agrupamiento de infinitos sistemas de celosía, con todas las inclinaciones posibles, siendo lo natural emplear el hierro en las direcciones más solicitadas.

Ademas, tienen la ventaja de que permiten dar mayor altura á las vigas que en las de pared maciza, y que tambien es más fácil el laminado de las barras que el de las chapas. Y por último, ha probado la experiencia, que no dejan nada que desear bajo el punto de vista de la resistencia, y son tambien algo más baratos, porque el hierro en barras cuesta generalmente ménos que en chapas, y exige tambien ménos roblones. Por otra parte, son de un aspecto más atrevido y elegante que las vigas tubulares y de I; y así, creemos suficientemente justificada la preferencia que les hemos dado.

Pero entre los sistemas articulados pueden adoptarse várias disposiciones: pueden ser de celosías con varillas más ó ménos inclinadas, de cruces de San Andres con montantes verticales, ó simplemente de montantes y jabalcones. Comparando ahora una viga de celosías y otra de cruces de San Andres, observarémos que se calculan idénticamente, y exigen, por lo tanto, igual volúmen de hierro; pero las primeras ofrecen alguna mayor facilidad para la fabricacion y montage, y sobre todo, son preferibles cuando los cuchillos han de armarse fuera de su sitio para correrlos, por lo expuestas que están, en tal caso, las cabezas inferiores á abollarse al paso de los cruzamientos de las aspas sobre las verticales de los rodillos. En cambio, las cruces de San Andres son más convenientes cuando se trata de salvar graves vanos, porque ofrecen mayor rigidez, principalmente para la union de las cabezas con el alma de la viga.

Decididos, en virtud de cuanto antecede, por un puente de celosía, adoptarémos la inclinacion de 45° para las varillas, por las ventajas que tambien hemos indicado; y una vez fijado el sistema, vamos á pasar á su estudio.

9. Division en tramos, y dimensiones principales de los mismos. Empezarémos por fijar el número de tramos que debe tener el puente, y examinarémos si es ó no conveniente que sean iguales.

El cauce del rio tiene en el emplazamiento de la obra una anchura de 100 metros, y agregando una parte bastante baja

de la márgen izquierda, y que se inunda fácilmente, resultan para el alveo, propiamente dicho, 110 metros, que son los que deben salvarse con la parte metálica del puente. Ahora bien; el número de tramos en que debe dividirse una longitud dada, depende exclusivamente del mayor ó menor coste de los apoyos, en lo cual influyen principalmente la altura de la rasante y la naturaleza de las fundaciones.

En el caso actual, ya sabemos que las condiciones del rio Guadalhorce exigian un puente de poca elevacion, y siendo de 3,80 metros la altura de las máximas avenidas, fijamos en 6,00 metros la de las cabezas inferiores de las vigas longitudinales, respecto del thalweg del cauce, dejando, por consiguiente, un espacio libre de $2^{m},20$ entre la altura de las mayores crecidas conocidas, y los tramos metálicos, que en nuestro concepto no hubiese sido prudente reducir; en primer lugar, para dejar fácil paso á los cuerpos flotantes arrastrados por las aguas, ademas porque no creemos imposible que puedan tomar las crecidas una elevacion áun mayor que la que hemos indicado, por una coincidencia entre una avenida extraordinaria y un gran temporal marítimo; y por último, verificándose, como es sabido, una elevacion más ó ménos lenta en los cauces de los rios en la region próxima á su desembocadura, habria un motivo más, para no bajar la rasante respecto de lo que hemos indicado.

Debiendo, por lo tanto, ser las pilas de poca altura, y habiéndose deducido tambien del exámen del lecho del rio, que los cimientos de las mismas no habian de ofrecer dificultades excepcionales, claro está, que no convenia adoptar grandes tramos, porque los momentos de flexion son proporcionales al peso por metro líneal y á los cuadrados de las luces; de manera que cuando ésta se duplica, aquéllos crecen algo por el primer factor, y en la proporcion de cuatro á uno por el segundo, aumentando, por consiguiente, notablemente el volúmen de hierro. Por esta razon, estaba desde luégo fuera de duda que no convenia bajo ningun concepto salvar los 110 metros del cauce con uno ni áun dos tramos metálicos, por

lo costosa que resultaria la obra; y como en cambio, tampoco es acertado hacer que las pilas sean muy numerosas, porque lo que se economiza en hierro se aumenta en los apoyos, y ademas no conviene tampoco obstruir demasiado el cauce. resulta, que en nuestro proyecto, bastaba que se limitase la comparacion á un puente de tres y otro de cuatro tramos; y habiendo hecho un cálculo aproximado de este último, dedujimos que era algo más elevado su presupuesto, y áun es más satisfactorio el aspecto del de tres tramos para el conjunto del puente con sus avenidas, que es la solucion que adoptamos para nuestro proyecto.

Pero ¿será conveniente que éstos sean iguales? Monsieur Bresse, en su *Tratado de mecánica aplicada* (tomo I), ha hecho este estudio, considerando todos los casos de la flexion de una viga apoyada en cuatro puntos, y deduce que en algunas hipótesis es conveniente aumentar, y en otras disminuir la longitud de los tramos laterales relativamete al central. Por otra parte, estas ventajas son tan insignificantes, tanto en uno como en otro sentido, que no es útil, bajo ningun concepto, hacer los tramos desiguales, al ménos para este caso; conocemos, por lo tanto, la luz de los tramos del puente, que resulta de $36^{m},80$; de modo que en cuanto fijemos la extension de los apoyos, quedará determinada la magnitud total de las vigas longitudinales.

Respecto de la anchura del puente, hemos conservado, con muy ligeras alteraciones, las dimensiones fijadas para la calzada y paseos en las carreteras de segundo órden.

Para terminar con las proporciones de los tramos de hierro, nos queda aún que fijar su altura. Dicho se está, que es muy ventajoso para la distribucion económica del material, el aumento de la altura de las vigas; pero tampoco conviene exceder de cierto límite, por várias razones, y los constructores la hacen variar generalmente entre $\frac{1}{10}$ y $\frac{1}{12}$ del vano. Teniendo en cuenta esta circunstancia, y ademas la conveniencia de que corresponda un número exacto de triángulos formados por las varillas de las celosías á la longitud del tra-

mo, y que en este caso son seis, queda completamente determinada la altura, que será $\frac{36,80}{12} = 3^m,06$, y añadiendo la de las escuadras de union con las cabezas, se aumenta á $3^m,34$.

Resumiendo: admitida la conveniencia de que la parte central del puente sea de hierro, hemos visto que el sistema más ventajoso es el de celosías. Entre éstos, aquel en que las varillas del enrejado están inclinadas á 45°; más adelante hemos deducido que el puente debe tener tres tramos, y que éstos deben ser iguales. Hemos fijado tambien las proporciones generales, y ahora vamos á hacer lo mismo con las avenidas, para pasar despues á la descripcion general de la obra.

10. Disposicion de las avenidas. Hemos fijado en el número precedente en $6^m,00$ la altura de las cabezas inferiores de las vigas respecto del thalweg del rio, y para conocer la de la rasante, ó sea la del piso del puente, hay que agregar á aquella cifra, la altura ocupada por los traveseros, el tablero metálico y afirmado, con cuya adicion, y habiéndose ademas dispuesto la rasante de manera que la barandilla de hierro que se extiende á todo lo largo del puente (figura 1.ª) se halle situada en el centro de la altura de los cuchillos, resultan $7^m,25$ para la elevacion del piso sobre el lecho del rio, y como la del terreno en que se apoyan los zócalos de los arcos de avenidas es de $2^m,55$ respecto del thalweg, queda para altura de éstos $4^m,70$.

Contando con este dato, y conocida tambien la seccion de desagüe que corresponde á todo el puente y que fijamos en 496 metros cuadrados (núm. 5), nos resta decidir la naturaleza y número de los arcos, que conviene adoptar para las avenidas. Para esto observemos, que aquella seccion de desagüe corresponde, segun se deduce del perfil trasversal, á una longitud de desagüe próximamente de 120 metros para los arcos situados fuera del cauce del rio, y que puede salvarse con 10 arcos de $12^m,00$ de luz, ó 20 de $6^m,00$. Ahora bien; en el primer caso, que es la solucion que hemos adoptado, corresponden diez arcos corpanales (que es la misma de nuestro

proyecto), y atendiendo á la altura de la rasante, deben estar rebajados al cuarto, y con la segunda disposicion, resultarian arcos de medio punto.

Si calculamos la superficie de las bóvedas en uno y otro caso, teniendo en cuenta sus desarrollos y espesores medios, resulta, que las de medio punto exigen ménos volúmen que las carpaneles en la relacion de 0,85; pero en cambio, se aumentarian las fundaciones y tajamares de las pilas, que serian en doble número, así como el volúmen de los tímpanos y áun el de la coronacion, de manera que no hubieran resultado más económicas las avenidas del puente, por adoptar arcos de medio punto en vez de los carpaneles, y en cambio, son éstos de un aspecto mucho más satisfactorio, siendo esta misma la razon que motivó la preferencia que hemos dado á aquellos arcos respecto de los escarzanos, que, sin ser tampoco más baratos, son ménos elegantes.

11. Descripcion general de la obra. En los dos últimos números hemos explicado las consideraciones que nos guiaron al redactar el proyecto, para adoptar su disposicion y fijar las dimensiones principales, hecho lo cual, vamos á pasar á hacer una descripcion detallada del puente, tal como se halla construido, pues repetimos que son insignificantes las reformas introducidas en la ejecucion de la obra de fábrica y de los tramos metálicos, y respecto de las que tendrémos ocasion de llamar la atencion más adelante.

La longitud del puente es de 259 metros, á saber: $116^m,40$ de la parte metálica y $71^m,30$ de cada una de las avenidas de fábrica (figura 1.ª, lámina 1.ª). La parte central consta de tres tramos de celosías de $36^m,80$ de luz por $3^m,34$ de altura, hallándose separados en $5^m,00$ los dos cuchillos (figura 3.ª, lámina 2.ª). Las barras de las celosías son planas, de un espesor constante de $0^m,009$ y de anchos variables; están inclinadas á 45°, y como á la longitud de cada tramo corresponden 72, se hallan separadas en $\frac{36,80}{72} = 0^m,511$ (figuras 2.ª y 5.ª). Las cabezas de las vigas longitudinales son unas fajas horizontales de $0^m,50$ de ancho, y están formadas de 1, 2, 3

ó 4 palastros (figura 5.ª), segun su situacion, deducida por el cálculo de los efectos de la flexion de la viga, teniendo en cuenta su peso propio y el de las cargas accidentales. La union de cada cabeza con la celosía se hace por el intermedio de una plancha vertical de $0^m,25$ de altura (figuras 2.ª y 3.ª), colocada en el eje del cuchillo, y que se enlaza á la faja horizontal por medio de dos escuadras, que se extienden á todo lo largo de los tramos, y á las varillas de la celosía por medio de roblones. Los cuchillos están ademas reforzados por montantes verticales, que tienen toda su altura (figura 3.ª), y que están convenientemente encorvados en su union con las cabezas, para dejar libre el espacio ocupado por las escuadras de union de las chapas verticales con aquéllas, siendo la distancia entre los referidos montantes de $0^m,511 \times 4 = 2^m,044$, exceptuando sobre las pilas y estribos en que la separacion se reduce á la mitad, ó sea á $1^m,022$, siendo 5 consecutivos los que están en este caso para las pilas, y 4 para los estribos.

El tablero metálico está formado por traveseros tambien de celosía y de forma de I, de $0^m,55$ de altura, que corresponden á los montantes, y se hallan, por consiguiente, separados en $2^m,044$ (figuras 3.ª y 4.ª). Los traveseros están arriostrados por cuatro pequeños largueros de $0^m,20$ de altura, sobre los que descansan los hierros Zorés del piso, que son de forma de U invertida, y que sostienen el afirmado. Esta parte está destinada al paso de carruajes y caballerías, siendo su ancho de $4^m,60$, pues si bien los ejes de los cuchillos distan $5^m,00$, los montantes ocupan $0^m,20$ por cada lado.

Las aceras (figura 3.ª) son de $1^m,10$ de ancho; pero dejan un espacio libre de $0^m,90$, y están sostenidas por ménsulas, que corresponden á los traveseros, y que están ligadas por dos pequeños largueros, que sostienen las planchas estriadas del piso. Las barandillas tienen $1^m,00$ de altura, y se hallan dispuestas, segun hemos dicho en el número anterior, de manera que corresponda al centro de la altura de los cuchillos, siendo la distancia entre sus ejes $5,00 + 2 \times 1,10 = 7^m,20$. Aquéllas son de fundicion, con excepcion de los pasamanos,

que son de hierro forjado, y terminan en los estribos en dos columnitas tambien de fundicion (figura 1.ª).

Los tramos metálicos se apoyan en los dos estribos, y la pila primera sobre bastidores de rodillos que facilitan su dilatacion, y se hallan fijos en la segunda pila. La disposicion de los primeros está representada en las figuras 6.ª, 7.ª, 8.ª y 9.ª de la misma lámina; las planchas de apoyo sobre los estribos y la pila son lisas, sin más que dos rebordes que se oponen á su movimiento; las correderas, ó sea las superiores, tienen cuatro estrías (figura 9.ª), que corresponden á las cuatro filas de roblones, y llevan ademas unos agujeros, así como las planchas de palastro de las cabezas superiores de los cuchillos, por donde pasan los pernos que las sujetan; los rodillos son seis, y tanto éstos como las planchas de empotramiento y dilatacion son de fundicion. En la pila segunda, ó sea la de la derecha, no hay rodillos ni corredera, hallándose, por consiguiente, más elevada la pieza única de fundicion; ésta tiene tambien unos agujeros con un ensanche en la parte inferior, para que se alojen las cabezas de los pernos, que necesariamente han de colocarse en su sitio ántes de apoyar dichas planchas sobre la coronacion de la pila, para sujetarlas despues á las cabezas de las vigas longitudinales, por medio de las tuercas de dichos pernos.

Ya sabemos que la altura de la parte inferior de los cuchillos sobre el thalweg del rio es de $6^m,00$, y descontando la de los rodillos y planchas de fundicion, queda para altura de las pilas y estribos centrales $5^m,82$ (figuras 9.ª y 12, lámina 3.ª), de los que corresponden $0^m,50$ al zócalo, $4^m,92$ al cuerpo de las mismas y $0^m,40$ á la coronacion. El espesor de las pilas en la coronacion es de $2^m,00$, y de $2^m,30$ en la base del cuerpo de las mismas; siendo, por consiguiente, el talud de los paramentos de $\frac{0,15}{4,92} = 0,03$, el zócalo resalta $0^m,05$ por cada lado, de manera que su espesor es de $2^m,40$. Las pilas están terminadas por tajamares circulares (figura 13), siendo de $7^m,00$ la longitud comprendida entre los ejes de aquéllos; ademas llevan sobre la coronacion unas pilastras de $4^m,20$ de

altura, y cuya seccion horizontal es un segmento de círculo, siendo de $7^m,30$ la distancia entre los paramentos interiores de las mismas (figura 14), á fin de que permitan el juego necesario para el paso de las barandillas en los movimientos de dilatacion de los tramos metálicos. El objeto de las citadas pilastras es, interrumpir la monotonía que presentan á la vista las vigas rectas cuando tienen mucha longitud, y al mismo tiempo, se han acusado igualmente todos los apoyos de la obra, tanto en la parte central como en las avenidas, á fin de armonizar ambas partes del puente.

Los estribos de la parte metálica constan de un cuerpo central, de $3^m,00$ de espesor (figura 9.ª), al que están adosadas una semipila igual á la que acabamos de describir, y otra idéntica á las de los arcos de avenidas (figura 10). Los paramentos del cuerpo central son verticales, y resaltan respecto de las semipilas $0^m,25$ sobre el zócalo, siendo, por consiguiente, la distancia entre ambos de $9^m,80$. Las pilastras de los estribos tienen la misma altura que las de las pilas; pero el resalto del cuerpo central ha permitido colocarlas más separadas, como se ve en la figura 11; en cuanto á su forma es rectangular (figura 10). Los materiales empleados tanto para las pilas como los estribos han sido la sillería para los zócalos, tajamares, aristones, coronaciones, piezas de apoyo de los rodillos y pilastras, el sillarejo para los paramentos paralelos á las márgenes del rio, ladrillo para los cuerpos centrales, y mampostería para todos los rellenos. Las fundaciones se han hecho sobre macizos de hormigon hidráulico, comprendido en recintos de pilotes y tablestacas.

Ya dijimos que las avenidas se componen de 10 arcos carpaneles (cinco por cada lado), de 12 metros de luz y $3^m,00$ de flecha. Estos arcos de intrados son de siete centros y de los llamados de ángulos iguales (figura 2.ª); el espesor en la clave es de $0^m,70$ en los frentes, y los arcos de trasdos son de tres centros, y se trazan, segun una construccion que explicarémos oportunamente; el ancho entre paramentos es de $7^m,00$. Las pilas se reducen en este caso á un zócalo de $0^m,41$ de al-

tura y $1^m,90$ de espesor, siendo éste de $1^m,80$ en el arranque de las bóvedas (figura 5.ª); sobre los zócalos se elevan unos tajamares tambien de forma semicircular, y cuya imposta está á la misma altura que la de las pilas y estribos centrales (figura 9.ª). Los dos estribos que terminan la obra tienen $3^m,10$ de espesor en los arranques, y constan de un cuerpo central de $1^m,80$ de ancho, al que está adosado un semitajamar por el lado de los arcos, y por el otro dos aletas cilíndricas (figuras 1.ª y 3.ª), cuya directriz es un arco de círculo, y cuya coronacion está determinada por la interseccion de dicho cilindro con el plano del talud natural de las tierras. Por último, á lo largo de las avenidas se extiende una imposta de $0^m,30$ de altura, sobre la que va la barandilla de hierro, que es igual á la de los tramos metálicos, y que se halla interrumpida sobre las pilas por otras tantas pilastras. Los materiales empleados en los arcos de avenidas han sido, la sillería para los zócalos, paramentos de tajamares, boquillas de las bóvedas, aristones, coronaciones, aceras y pilastras, ladrillo para el resto de las bóvedas, tímpanos y aletas, mampostería para los rellenos, hormigon y mampostería hidráulica para las fundaciones.

CAPÍTULO II.

CÁLCULO DE LOS TRAMOS METÁLICOS.

---

12. Consideraciones relativas al cálculo de las vigas de celosía. Si la determinacion de las dimensiones de las diversas piezas de un puente fuese un problema abstracto, nos limitariamos á presentar los resultados de nuestros cálculos, pues claro está que cualquiera que fuese el método que aplicásemos, conduciria necesariamente á los mismos valores para las incógnitas. Más, las cuestiones de mecánica aplicada, léjos de hallarse comprendidas en la esfera de la abstraccion matemática, están necesariamente ligadas á lo contingente y práctico, pues la naturaleza de las propiedades de los cuerpos es lo que constituye la base esencial de este estudio. Por otra parte, la resolucion del problema que nos ocupa, considerado en toda su generalidad, es sumamente complicada, y debemos añadir, que está distante de haberse dicho aún la última palabra sobre este género de investigaciones. Cabe, por lo tanto, en el método que sigamos más ó ménos perfeccion, y así es indispensable que espliquemos las consideraciones en que están basados nuestros cálculos. Ante todo, es preciso observar que, segun la manera de actuar las fuerzas exteriores, puede hallarse el puente en condiciones estáticas ó dinámicas, y áun en las condiciones del equilibrio dinámico, es necesario tener en cuenta los movimientos vibratorios que producen los pesos al obrar sobre los cuerpos elásticos. Pero, ¿deberán extenderse nuestras

consideraciones al estudio completo de todos los fenómenos que se producirán en el puente por la accion de las cargas, tanto en reposo como en movimiento? En primer lugar, debemos advertir que los cálculos relativos á las vigas vibratorias conducen á grandes dificultades de análisis, y áun el establecimiento de las ecuaciones que expresasen el equilibrio dinámico nos obligaria á completar las relativas al estado estático, pues á los términos que indican el equilibro entre las fuerzas exteriores y las reacciones moleculares, sería preciso agregar las fuerzas de inercia, debidas tanto á la carga permanente, como á la masa en movimiento, lo que dificultaria las integraciones y complicaria notablemente la resolucion del problema, y sin embargo de que ésta no sería una razon bastante poderosa para que desistiésemos de intentar el tratar la cuestion en toda su generalidad, será conveniente que de antemano examinemos la utilidad que tendria, bajo el punto de vista práctico, un estudio completo de todos los casos.

Mr. Renaudot ha publicado en los *Anales de puentes y calzadas* una Memoria, en la que estudia las condiciones dinámicas á que están sometidas las vigas rectas. Despues que llega por largos desarrollos á la determinacion de la flecha que produce una carga en movimiento, y comparándola con la que se obtiene por la consideracion del equilibrio estático, deduce la consecuencia siguiente: «La influencia de la velocidad, en el incremento de las flechas estáticas, es, en general, insignificante y frecuentemente despreciable.» Ahora bien, si se ha obtenido este resultado cuando se trata de considerables masas en movimiento, y á las grandes velocidades de los caminos de hierro, es evidente que para un puente de una carretera, en que se hallará sometido á cargas y velocidades relativamente muy pequeñas, será inútil que nos detengamos en el establecimiento de las ecuaciones relativas al estado dinámico, y con mayor razon aún, prescindirémos del estudio de los movimientos vibratorios. Vamos, pues, á limitarnos, para el cálculo de las vigas de palastro, á la consideracion del equilibro estático, que es lo que se hace general-

mente, pues ademas de las razones que acabamos de exponer, hay que añadir que la experiencia ha probado que las dimensiones así calculadas son muy suficientes áun para los puentes de los caminos de hierro.

La cuestion que tenemos que resolver es, por consiguiente, calcular las vigas de celosía, considerándolas sometidas á la accion de la carga permanente, y de los pesos accidentales en el estado de reposo. Estos últimos los supondrémos reemplazados por la carga de prueba, pues sabido es, que por esta sustitucion consideramos al puente sometido á los máximos esfuerzos á que puede hallarse expuesto. Pero como los pesos obran de una manera muy distinta á medida que varia su distribucion, no sería suficiente considerar el caso en que las vigas están sometidas á una carga repartida con uniformidad en toda la extension del puente, pues cuando obran simplemente en una porcion de la longitud total, solicitan con más intensidad algunas de las partes de la viga. Resulta, pues, que para comprender todos los casos más desfavorables á que se hallará sometido el puente, es indispensable considerar la carga de prueba distribuida de várias maneras. Nosotros la hemos supuesto extendida en los diversos tramos, de modo que unos estén cargados y otros sin pesos accidentales, en todas las coordinaciones que se pueden hacer con el número de tramos, ó sean las permutaciones 1 á 1, 2 á 2 y 3 á 3. En cada uno de estos casos, el principio de la superposicion de los efectos de las fuerzas, nos permitirá estudiar por separado los efectos de la accion de la carga permanente y de la carga de prueba, lo cual simplificará los cálculos.

Ahora bien; una viga de celosías es un sistema articulado, y por consiguiente, considerándolo en equilibrio y reemplazado por otro sistema ideal, que pase por los ejes de las diversas varillas que lo constituyen, podrémos determinar los esfuerzos de tension ó compresion á que se hallen sometidas, siempre que conozcamos la totalidad de las fuerzas exteriores. Mas es evidente que, en virtud de la elasticidad de que la viga se halla dotada, sufrirá cierta deformacion, y por lo tanto, ya no

pasarán las fuerzas que obran sobre las diversas piezas por los centros de elasticidad de las secciones, y por consiguiente, no trabajarán en condiciones tan ventajosas. Esto pudiera remediarse, empezando por calcular la deformacion que sufriria la faja inferior, y dándole una curvatura exactamente igual, pero en sentido contrario; pero claro está que de este modo se complicaria la fabricacion de la viga, y por otra parte, siendo sumamente pequeña la flexion que debe experimentar si ha de hallarse en buenas condiciones, creemos que sería muy ligera la ventaja que obtendriamos; de modo que las vigas de nuestro proyecto no tienen curvatura alguna.

El cálculo de los esfuerzos á que están sometidas las diversas piezas de un sistema articulado, presenta bastantes dificultades, por poco complicado que sea el sistema que consideremos, lo que obligará á hacer algunas hipótesis para simplificar la resolucion del problema, y hacer desaparecer la indeterminacion que presenta frecuentemente. Si se trata de una viga de celosías de un solo tramo, la cuestion es más fácil, pues basta la aplicacion de los principios de la estática para llegar á la determinacion de los esfuerzos que solicitan, tanto á las chapas horizontales, como á las piezas inclinadas; para esto no hay más que suponer reconcentrada la masa de todas las barras en un solo sistema de triángulos (en lo cual cabe muy poco error), prescindir del efecto de los pernos que unen las celosías, que evidentemente dan exceso de resistencia, y la cuestion queda reducida á un problema muy sencillo.

Si el puente tiene varios tramos, se prescinde comunmente de la continuidad de la viga, y se calculan las dimensiones de las celosías como si fuesen tramos aislados; pero proceder de este modo sería dejar incompleta la solucion del problema, y nos conduciria necesariamente al empleo de un exceso de hierro en las vigas. La dificultad con que se tropieza para resolver el problema, consiste en que no se conocen *à priori* las reacciones de los apoyos, que forman parte de las fuerzas exteriores que actúan sobre los cuchillos, pues las ecuaciones

que expresan el equilibrio estático, que no son más que dos, son insuficientes para darnos á conocer los valores de aquellas reacciones, á cuyo conocimiento sólo puede llegarse teniendo presentes las condiciones de flexibilidad de una viga elástica de varios tramos solidarios.

Cuando redactamos este proyecto en el año 63, no conociamos tratado alguno en que se hubiese estudiado el problema del cálculo de las vigas americanas, para el caso en que tuviesen más de un tramo; pero observando que las consideraciones relativas á los momentos de flexion en las vigas de pared continua, son tambien aplicables á aquéllos, pudimos determinar las reacciones de los apoyos, y en consecuencia proceder al cálculo de las compresiones y tensiones de las diversas piezas del sistema articulado, cuyo método es el mismo, aplicado por Mr. Collignon (1).

Para esto basta suponer, como dijimos ántes, reemplazadas todas las barras de las celosías de cada tramo, por seis triángulos (figura 3.ª, lámina 4.ª), prescindiendo tambien de los montantes verticales, que evidentemente dan un exceso de resistencia, y aplicar el referido procedimiento para los diversos casos de reparticion de la sobrecarga, tomando las líneas envolventes de los esfuerzos á que están sometidas las diversas partes de la viga. Tal es el método que hemos aplicado para nuestro proyecto; pero observando las soluciones de continuidad que experimentan las cabezas de los cuchillos en los vértices de los triángulos del sistema articulado, se comprende que se comete algun error al admitir la hipótesis de reemplazar todas las celosías por el sistema de triángulos, puesto que en realidad los momentos de flexion varían segun una línea escalonada; pero que se aproxima mucho á seguir la ley de continuidad, y por lo tanto, para evitar algun error por defecto, que pudiera cometerse con la referida hipótesis, hemos preferido calcular ademas las curvas de los esfuerzos

(1) *Theorie des poutres métalliques en treillis et des poutres américaines.* Año 1864, pág. 65.

á que se hallarian sometidas las cabezas si estuviesen unidas por una pared contínua, á fin de adoptar para contorno límite, la envolvente de las líneas deducidas por uno y otro procedimiento.

Hechas estas indicaciones, vamos á pasar á explicar la marcha seguida en el cálculo de los cuchillos, empezando por el estudio de los momentos de flexion y esfuerzos trasversales de la viga, como si fuera de pared contínua.

13. Determinacion de los momentos de flexion de las vigas longitudinales. Ya sabemos que hay que considerarlas sometidas al efecto simultáneo de la carga de prueba y de la permanente. La primera de éstas la supondrémos actuando en todas las combinaciones posibles; pero distribuida por tramos completos y á razon de 400 kilógramos por metro cuadrado, de manera que el peso por metro lineal será constante en la parte en que actúe. Para la carga permanente sucede lo mismo respecto del peso del firme y tablero metálico; pero no así en los cuchillos, porque varían las dimensiones de las barras de las celosías, y los espesores de las cabezas; pero en atencion á las pequeñas diferencias que esto representa, en el peso por metro lineal, y de la gran complicacion que se introduciria en el cálculo, admitirémos tambien que el peso de la carga permanente actúe con uniformidad en toda la longitud del puente, como se hace generalmente.

El peso por metro lineal de la carga de prueba será teniendo en cuenta que el ancho del firme es de $5^m,00$, á los que corresponden á razon de 400^k, y dos aceras de $1^m,00$ que, cargadas de gente, podrán hallarse sometidas á lo sumo á un peso de 200^k

$$5 \times 400^k + 2 \times 200^k = 2.400^k,$$

y por consiguiente, cada uno de los dos cuchillos á 1.200^k

No es posible fijar de antemano con igual exactitud el peso debido á la carga permanente, puesto que para resolver esta clase de problemas es preciso seguir el método de falsa posicion ó de las aproximaciones sucesivas; pero la aplicacion

práctica del procedimiento demuestra que no hay necesidad, en general, de hacer más que el primer tanteo, por los pequeños errores á que conduce. En el caso presente, conocíamos desde luégo el peso del firme, que es de 1.325^k por cada cuchillo; en seguida procedimos al estudio detallado del tablero metálico, á fin de averiguar con exactitud su peso por metro lineal, así como el de las barandillas, y no quedaba, por consiguiente, más incógnita que el peso de las vigas longitudinales, de las que conocíamos tambien los correspondientes á los montantes y escuadras, habiendo fijado, por comparacion con otros proyectos análogos, las dimensiones de las cabezas y celosías, llegando de este modo á un peso total por metro lineal de carga permanente de 2.426 kilógramos.

Hechas estas indicaciones, vamos á pasar á estudiar la flexion de una viga

, apoyada en cuatro puntos equidistantes A, B, C, D, pues áun cuando los apoyos tienen cierta extension, claro está que esta hipótesis será favorable á la resistencia.

Los casos de reparticion de la carga de prueba que tenemos que considerar son los siguientes :

1.° Cargado el tramo de la izquierda.
2.° El central.
3.° El de la derecha.
4.° Izquierda y centro.
5.° Derecha é izquierda.
6.° Derecha y centro.
7.° Los tres tramos.

No nos detendrémos en la exposicion de los medios que pueden seguirse para llegar al establecimiento de las ecuaciones relativas á estos diversos casos, pues nos alejaríamos de nuestro objeto. Así, supondrémos deducidos los valores de los momentos de flexion en los siete casos que acabamos de indicar.

Para esto llamarémos :

M el momento de flexion debido á la carga de prueba.

M' el correspondiente á la carga permanente.

l la longitud de cada tramo.

p el peso por metro lineal de la carga de prueba.

p' el de la carga permanente.

x la distancia de un punto cualquiera de los tramos A B C D respectivamente á los puntos A y D.

x_1 las distancias de un punto cualquiera del tramo B C al más próximo de los puntos B y C.

Los valores de M para los tramos A B y C D son respectivamente para los siete casos :

1.° $M = \frac{13}{30} p l x - \frac{1}{2} p x^2$.

2.° $M = -\frac{1}{20} p l x$.

3.° $M = \frac{1}{60} p l x$.

4.° $M = \frac{23}{60} p l x - \frac{1}{2} p x^2$.

5.° $M = \frac{9}{20} p l x - \frac{1}{2} p x^2$.

6.° $M = -\frac{1}{30} p l x$.

7.° $M = \frac{2}{5} p l x - \frac{1}{2} p x^2$.

Y en el tramo B, C,

$$M = -\frac{1}{15} p l^2 + \frac{1}{12} p l x_1.$$

$$M = -\frac{1}{20} p l^2 + \frac{1}{2} p l x_1 - \frac{1}{2} p x_1^2.$$

$$M = \frac{1}{60} p l^2 - \frac{1}{12} p l x_1.$$

$$M = -\frac{7}{60} p l^2 + \frac{7}{12} p l x_1 - \frac{1}{2} p x_1^2.$$

$$M = -\frac{1}{20} p l^2.$$

$$M = -\frac{1}{30} p l^2 + \frac{5}{12} p l x_1 - \frac{1}{2} p x_1^2.$$

$$M = -\frac{1}{10} p l^2 + \frac{1}{2} p l x_1 - \frac{1}{2} p x_1^2.$$

Para la carga permanente

$$M' = -\frac{2}{5} p' l x - \frac{1}{2} p' x$$

en los tramos A B y C D y

$$M = -\frac{1}{10} p' l^2 + \frac{1}{2} p' l x_1 - \frac{1}{2} p' x_1^2$$

para el tramo central B C.

M + M' expresa el valor del momento de flexion en cada punto de la viga, y representa las ordenadas de arcos de una parábola de segundo grado.

Para saber cuál de los valores de M debe tomarse para cada valor de x, debe hallarse el máximo entre los siete (1); pero la manera de hacer esto más palpable, y saber en qué parte de la viga debe tomarse cada ecuacion, consiste en el empleo de construcciones gráficas. Para el cálculo de las ordenadas se han expresado los valores de x en fracciones de l, lo cual ha permitido sacar pl^2 como factor comun de todos los términos de M, y por consiguiente, evitarnos una multiplicacion para el trazado de las curvas, pues el objeto es determinar en cada punto la ordenada máxima.

La figura 1.ª de la lámina 4.ª representa las diferentes curvas que acabamos de indicar. Así, sus ecuaciones son las anteriores, que están construidas en la escala de $\frac{1}{400}$; tomando para las ordenadas números abstractos, en los que se prescinde del factor pl^2. Dicha figura nos indica que para la carga de prueba debe tomarse la línea envolvente que está dada

en el primer tramo por. . . .
- la ecuacion 5.ª desde $x = 0$ hasta $x = 29^m,440$,
- la ecuacion 2.ª desde $x = 29^m,440$ hasta $x = 31^m,893$,
- la ecuacion 4.ª desde $x = 31^m,893$ hasta $x = 36^m,800$,

(1) Toda esta parte de la Memoria pertenece á la que, como hemos dicho, redactamos el año 1863 para el proyecto, en cuya época no se conocia todavía la simplificacion á que conduce el estudio de las líneas envolventes de los momentos de flexion.

y en el segundo. { la ecuacion 4.ª desde $x_1 = 0$ hasta $x_1 = 4^m,158$, la ecuacion 1.ª desde $x_1 = 4^m,158$ hasta $x_1 = 7^m,360$, la ecuacion 5.ª desde $x_1 = 7^m,360$ hasta $x_1 = 10^m,173$, y la ecuacion 2.ª desde $x_1 = 10^m,173$ hasta $x_1 = 18^m,40$.

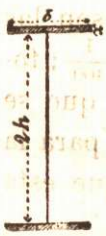
de modo que multiplicado cada valor de la ordenada de estas curvas por pl^2, conocerémos M, y agregándole el producto de las de la ecuacion 7.ª por $p'l^2$, hallarémos los momentos de flexion $M + M'$ en todos los puntos de la viga.

La incógnita del problema es el espesor de las chapas de las cabezas, y para determinarlo tendrémos, estableciendo la ecuacion de equilibrio entre las fuerzas exteriores y las reacciones moleculares.

$$M + M' = \frac{R\,Y}{V'}$$

en que R es la resistencia permanente del hierro forjado; Y, el momento de inercia de la I, y V', la ordenada máxima en cada punto.

El valor de $\frac{R\,Y}{V'}$ cuando se suponen unidas las cabezas por un sistema rígido, pero de espesor nulo, y prescindiendo del ligero aumento de resistencia de las escuadras, es



$$\frac{R\,Y}{V'} = R\frac{b(2h+2x)^3 - 2b\times 2h^3}{\frac{12\,(2h+2x}{2}} = R\frac{8b(h+x)^3 - 8bh^3}{12(h+x)} =$$

$$= R\frac{2b(h+x)^3 - 2bh^3}{3(h+x)} = R\,\frac{2b(h^3+3h^2x+3hx^2+x^3-h^3)}{3(h+x)} =$$

$$= R\,\frac{2b(3h^2x+3hx^2+x^3)}{3(h+x)} =$$

$$= R\,\frac{2b\times 3hx(h+x)+2bx^3}{3(h+x)} = R\left(2bhx + \frac{2bx^3}{3(h+x)}\right);$$

la relacion del 2.º término al 1.º es $\frac{x^2}{3h(h+x)}$, que haciendo $x = 0^m,051$, que es el valor máximo de los que despues obtendrémos, no dá sino 0,00030; es, pues, tan insignificante su

influencia, que lo despreciarémos, con lo cual se simplifica mucho la determinacion de los espesores, porque, en vez de resolver para cada punto una ecuacion de tercer grado, tenemos que despejar la incógnita en una de primero, de modo que resultan los espesores proporcionales á los momentos de flexion.

Tenemos, pues, que resolver la ecuacion :

$$2\,R\,b\,h\,x = M + M' \text{ ; en que}$$

$$\left.\begin{aligned} R &= 600000^{k} \;.\;.\;. \\ b &= 0^{m},5 \;.\;.\;.\;.\;. \\ 2\,h &= 3^{m},34 \;.\;.\;. \end{aligned}\right\} \text{ de modo que nos da}$$

$$10.020.000\,x = M + M'$$

$$x = \frac{M + M'}{10020000} :$$

por esta fórmula se han calculado las ordenadas de las curvas parabólicas de la figura 8.ª Apliquémosla á un ejemplo. Consideremos los puntos correspondientes á los ejes de las pilas, y como se ve en la misma figura, hay que tomar para la carga de prueba la ecuacion 4.ª, de modo que tenemos :

$$\text{haciendo} \quad \begin{aligned} p &= 1200^{k} \\ p' &= 2426^{k} \\ l &= 36^{m},80 \\ x &= 36^{m},80 \end{aligned}$$

$$M + M' = p\,l^{2}\left(\frac{23}{60}\frac{x}{l} - \frac{1}{2}\frac{x^{3}}{l^{3}}\right) + p'\,l^{2}\left(\frac{2}{5}\frac{x}{l} - \frac{1}{2}\frac{x^{3}}{l^{3}}\right) -$$

$$= 0{,}1167\,p\,l^{2} + 0{,}1\,p'\,l^{2} = 518186{,}38$$

$$x = \frac{518186{,}38}{10020000} = 0^{m},0517\,,$$

exactamente lo mismo se han determinado los demas puntos de las curvas representadas en la figura 8.ª, en que las horizontales están tambien tomadas en la escala de $\frac{1}{400}$; pero las verticales en la mitad del tamaño natural.

14. Esfuerzos trasversales. En la figura 2.ª de la misma lámina están representadas las rectas de los esfuerzos trasversales, y vamos á ocuparnos de su determinacion.

Así como la flexion tiende á producir en una viga desviaciones longitudinales, los esfuerzos trasversales tienden á determinar deslizamientos, segun los planos de las secciones; resulta, pues, que estos esfuerzos no se suman, y bastará con que la seccion sea suficiente para resistir al mayor de ellos. Pero, si bien los esfuerzos trasversales exigen, en la mayoría de la longitud de la viga, espesores mucho menores que los que determina la flexion, hay, sin embargo, algunos puntos en que evidentemente conducirán á un valor superior. Así, en los apoyos de las extremidades, la flexion conduce á un espesor nulo, y, sin embargo, claro está que se necesitará que tenga cierto valor, para resistir á los pesos que cargan sobre aquellos puntos.

Las ecuaciones de los esfuerzos trasversales se obtienen por la diferenciacion de las de los momentos de flexion, de modo que tendrémos para los mismos siete casos anteriores, y designado por T estos esfuerzos, para el tramo A B:

1.° $T = \frac{13}{30} p l - p x.$

2.° $T = -\frac{1}{20} p l.$

3.° $T = \frac{1}{60} p l.$

4.° $T = \frac{23}{60} p l - p x.$

5.° $T = \frac{9}{20} p l - p x.$

6.° $T = \frac{1}{30} p l.$

7.° $T = \frac{2}{5} p l - p x.$

y para el tramo B C

$$1.^{\circ} \quad T = \frac{1}{12} p\, l.$$

$$2.^{\circ} \quad T = \frac{1}{2} p\, l - p\, x_1.$$

$$3.^{\circ} \quad T = -\frac{1}{12} p\, l.$$

$$4.^{\circ} \quad T = \frac{7}{12} p\, l - p\, x_1.$$

$$5.^{\circ} \quad T = o.$$

$$6.^{\circ} \quad T = \frac{5}{12} p\, l - p\, x_1.$$

$$7.^{\circ} \quad T = \frac{1}{2} p\, l - p\, x_1.$$

y para la carga permanente

$$T' = \frac{2}{5} p'\, l - p'\, x_1;$$

en los tramos A B y C D, y

$$T' = \frac{1}{2} p'\, l - p'\, x_1$$

en el tramo B C.

La ecuacion que nos determina en cada punto el espesor de las cabezas de la I será:

$$\left.\begin{array}{l} 2\,R\,b\,z = T + T' \ldots \\ \text{y como } b = 0^{m},5 \ldots \end{array}\right\} z = \frac{T + T'}{R}.$$

La línea envolvente de los esfuerzos trasversales debidos á la sobrecarga está determinada, segun se deduce del exámen de las ecuaciones precedentes, de la manera siguiente:

primer tramo por. . . . . { la ecuacion (5) desde $x = o$ hasta $x = 14^{m},720$; la ecuacion (2) desde $x = 14^{m},720$ hasta $x = \frac{13}{60} l = 15^{m},496$; y la ecuacion (4) desde $x = 15^{m},946$ hasta $x = 36^{m},80$

segundo tramo por la ecuacion (4);

y para tener en cuenta el efecto simultáneo de la sobrecarga y de la carga permanente, habrá que añadir á todos los valores hallados por la aplicacion de estas fórmulas, los obtenidos para T'; y como la línea envolvente definitiva sólo ha de constar de tres trozos de línea recta en el primer tramo, y de uno solo en la mitad del segundo (figura 2.ª), bastará hallar las ordenadas en los puntos A, B, y ademas las correspondientes á las abscisas $x = 14^{m},720$ y $x = 15^{m},946$.

En el punto A, por ejemplo, tendrémos haciendo $x = 0$.

$$z = \frac{\frac{9}{20} p\, l + \frac{2}{5} p'\, l}{6000000} = 0^{m},0092.$$

En la citada figura 2.ª están representados todos los casos relativos á los esfuerzos trasversales; pero debemos advertir que para la construccion de las rectas se ha tenido en cuenta la suma de los efectos de la carga de prueba y la permanente, así como para los momentos de flexion no hemos considerado conveniente, en la figura 1.ª, resumir ambos casos, á fin de no complicar su estudio. La escala de las horizontales de la figura 2.ª es tambien de $\frac{1}{400}$, y las verticales son tres veces mayores que los espesores verdaderos; pero en la figura 9.ª, que sirve de resúmen á todos los casos, se han tomado estas últimas, segun ya dijimos, en tamaño mitad del natural.

El estudio de los esfuerzos trasversales es necesario no sólo para determinar los espesores de las vigas en los puntos en que conducen á valores mayores que los momentos de flexion, sino que se aplica tambien para la determinacion de las dimensiones de las barras de la celosía; pero nosotros prescindirémos de este estudio, pues nos ha de conducir al mismo resultado la determinacion de las fuerzas que actúan en el

15. Sistema articulado. Ya hemos dicho en el número 12 que para calcular los esfuerzos de tension ó comprension que actúan en las diversas barras de un sistema articulado, es

preciso empezar por calcular las reacciones de los apoyos, en los distintos casos de reparticion de la sobrecarga. Pueden seguirse varios métodos para resolver este problema, á saber: al establecer las ecuaciones relativas á la flexion, podiamos haber introducido como incógnitas las cuatro reacciones, y considerando cada tramo descompuesto en dos partes, cuyas ecuaciones de equilibrio hubiéramos establecido por separado, las condiciones de coincidencia y continuidad de las seis partes de que se compondria la elástica, nos hubiesen conducido á un sistema determinado de ecuaciones; pero este método es muy poco expedito. Tambien puede aplicarse el teorama de los tres momentos, y una vez hallados éstos, pasar á la determinacion de los esfuerzos trasversales, y despues las reacciones de los apoyos; pero esto sería formar un círculo vicioso, y el método más sencillo consiste, en la aplicacion del teorema de las tres reacciones que hemos demostrado en la *Teoría del cálculo de las vigas rectas, núm.* 5, y se llega, en los diversos casos que hemos considerado, á los siguientes valores para las reacciones: R, R', R'' y R''', en los puntos A, B, C y D.

1.° $R = \frac{26}{60} p l;\ R' = \frac{39}{60} p l;\ R'' = -\frac{6}{60} p l;\ R''' = \frac{1}{60} p l$

2.° $R = -\frac{3}{60} p l;\ R' = \frac{33}{60} p l;\ R'' = \frac{33}{60} p l;\ R''' = -\frac{3}{66} p l$

3.° $R = \frac{1}{60} p l;\ R' = -\frac{6}{60} p l;\ R'' = \frac{39}{60} p l;\ R''' = \frac{25}{60} p l$

4.° $R = \frac{23}{60} p l;\ R' = \frac{72}{60} p l;\ R'' = \frac{27}{60} p l;\ R''' = \frac{2}{60} p l$

5.° $R = \frac{27}{60} p l;\ R' = \frac{33}{60} p l;\ R'' = \frac{33}{60} p l;\ R''' = \frac{27}{60} p l$

6.° $R = -\frac{2}{60} p l;\ R' = \frac{27}{60} p l;\ R'' = \frac{72}{60} p l;\ R''' = \frac{23}{60} p l$

7.° $R = \frac{24}{60} p l;\ R' = \frac{66}{60} p l;\ R'' = \frac{66}{60} p l;\ R''' = \frac{24}{60} p l$

y para la carga permanente tendrémos:

$$R_1 = \frac{24}{60} p' l;\ R_1' = \frac{66}{60} p' l;\ R_1'' = \frac{66}{60} p' l;\ R_1''' = \frac{24}{60} p' l$$

pues así como en la flexion, se han estudiado por separado los efectos de la carga de prueba, y del peso propio de las vigas.

Ahora bien; supongamos que la masa de los doce sistemas triangulares se reconcentra en el A a', $b\,b'$, $c\,c'$..., etc. (figura 3.ª de la lámina 4.ª), y que tambien los pesos se reunen en los puntos A, b, c, d....., lo cual puede hacerse, porque actúan muy próximos á la parte inferior de la viga. Estudiemos la distribucion de las fuerzas en un caso cualquiera, por ejemplo, en el primero.

Los pesos que obran en los vértices de los triángulos son:

en A y B.. . . . . $\frac{1}{12} p l$

en b, c, d, e y f. . . . $\frac{1}{6} p l$

y en todas las demas. . . o,

y como las reacciones son

$$R = \frac{26}{60} p l;\ R' = \frac{39}{60} p l;\ R'' = -\frac{6}{60} p l;\ R''' = \frac{1}{60} p l$$

quedarán reducidas las fuerzas exteriores

en el punto A á. . . . $\frac{21}{60} p l = 2{,}1 \frac{p l}{6}$

en los a, b, c, d, e y f á. . $\frac{10}{60} p l = -\frac{p l}{6}$

en el punto B á.. . . . $\frac{34}{60} p l = 3{,}4 \frac{p l}{6}$

en C á.. . . . . $-\frac{6}{60} p l = -0{,}6 \frac{p l}{6}$

y en D á. . . . . $\frac{1}{60} p l = 0{,}1 \frac{p l}{6}$

tomando como positivas las que obran para arriba, y negativas en el sentido contrario.

Conocemos, pues, la totalidad de las fuerzas exteriores, y vamos á resolver el problema. Si consideramos el punto A figura 3.ª, claró está que deberá haber equilibrio entre la fuerza $2{,}1\ \frac{pl}{6}$, la compresion que sufre la barra A a' y la tension de la A b, y el principio del paralelógramo de las fuerzas nos determina una y otra componente. Así, la fuerza de compresion de A a' es $2{,}1\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$, y la de tension de A b $2{,}1\ \frac{pl}{6}$; pero ocupémonos primero de las barras inclinadas.

La primera de estas fuerzas se trasmite al punto a', donde se descompone nuevamente segun la prolongacion de $b\ a'$ y $a'\ b'$, y así sucesivamente, hasta el punto B, de manera que obtendrémos los valores siguientes:

barra $b\ a'$ tension dada por. . .	$2{,}1\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$b\ b'$ compresion.	$1{,}1\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$c\ b'$ tension.	id.
$c\ c'$ compresion.	$0{,}1\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$d\ c'$ tension.	id.
$d\ d'$ tension.	$0{,}9\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$e\ d'$ compresion.	id.
$e\ e'$ tension.	$1{,}9\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$f\ e'$ compresion.	id.
$f\ f'$ tension.	$2{,}9\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$
f B′ compresion.. . . .	id.

La resultante de esta última y la reaccion $3{,}4\ \frac{pl}{6}$, descompuesta en las direcciones B g' y B h, da para la compresion

de la B g' $0{,}5\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$, y como no actúan pesos en los tramos B C y C D, esta fuerza se trasmitirá íntegra por las diversas varillas, de modo que las B g', $h\,h'$, $i\,i'$, $j\,j'$, $k\,k'$, $l\,l'$, y las $g'\,h$, $h'\,i$, $i'\,j$, $j'\,k$, $k'\,l$, l' C, sufren respectivamente, las primeras compresion, y las otras tension, medida tambien por $0{,}5\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$.

En el punto C hay que hallar la resultante de la compresion, segun l' C, y de la reaccion del apoyo, $0{,}6\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$, cuya componente en C m' da la tension $0{,}1\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$, que se trasmitirá tambien íntegra hasta el punto D, con la sola diferencia, de que las barras $C\,m'$, $n\,n'$, $o\,o'$, $p\,p'$, $q\,q'$, y $r\,r'$, están sometidas á tension, y las $m'\,n$, $n'\,o$, $o'\,p$, $p'\,q$, $q'\,r$ y r' D á compresion. Debe resultar como comprobacion que el esfuerzo que se obtenga para la última barra sea el mismo que dé la descomposicion de la reaccion en el punto D, como efectivamente sucede, puesto que $R''' = 0{,}1\,\frac{pl}{6}$.

Las figuras 4.ª, 5.ª, 6.ª y 7.ª representan las construcciones relativas á los otros casos, y la 8.ª el resúmen de todos ellos. Segun se ve en esta figura, corresponden los máximos esfuerzos desde la barra A a' hasta la $c\,c'$ inclusive al caso quinto, desde la $c'\,d$ hasta $i\,j$ al cuarto, y en la otra mitad simétricamente, cuyos valores máximos coinciden con los que hemos deducido en el número anterior.

Los valores de estos esfuerzos son para

A a' y $b\,a'$ compresion y tension.	$2{,}20\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$b\,b'$ y $c\,b'$ id. é id.	$1{,}20\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$c\,c'$ y $d\,c'$ id. é id.	$0{,}20\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$d\,d'$ y $e\,d'$ tension y compresion..	$1{,}20\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$
$e\,e'$ y $f\,e'$ id. é id.	$3{,}20\,\frac{pl}{6}\sqrt{2}$

ff' y fB id. é id. . . . . $3{,}20\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

B g' y $g'\,h$ compresion y tension. . . . . $3{,}00\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$h\,h'$ y $h'\,i$ id. é id. . . . . $2{,}00\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$i\,i''$ é $i''\,j$ id. é id. . . . . $1{,}00\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

A todos estos valores hay que agregar los términos correspondientes á la carga permanente, para lo que el séptimo caso nos da

A a' y $b'\,a'$ compresion y tension. . . . . $1{,}9\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$b\,b'$ y $c\,b'$ id. é id. . . . . $1{,}9\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$c\,c'$ y $d\,c'$ tension y compresion. . . . . $0{,}1\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$d\,d'$ y $d'\,e$ id. é id. . . . . $1{,}1\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

ff' y f' B id. é id. . . . . $3{,}1\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

B g' y $g'\,h$ compresion y tension. . . . . $2{,}5\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$h\,h'$ y $h'\,i$ id. é id. . . . . $1{,}5\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

$i\,i''$ é $i''\,j$ id. é id. . . . . $0{,}5\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$

de modo que llamando x al ancho de la barra A a' ó de $b\,a'$, cuyo espesor es $0^{m},0095$, tendrémos

$$R \times 0^{m},0095 \times x = 2{,}2\frac{p\,l}{6}\sqrt{2} + 1{,}9\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$$

$$57000\,x = \frac{l\sqrt{2}}{6}(2{,}2\,p + 1{,}9\,p')$$

y haciendo

$$p = 1200^k \text{ y } p' = 2426^k$$

tendrémos $x = 0^m,965$ para el ancho; y como hay que repartirlo en las doce barras que corresponden á cada triángulo de la celosía, tendrémos $x = 0^m,085$. y se ha tomado $0^m,11$.

Para	$b\,b'$ y $c\,b'$	resulta	$x = 0^m,042$	y se ha tomado	$0^m,08$
»	$c\,c'$ y $d\,c'$	»	$x = 0^m,005$	»	$0^m,08$
»	$d\,d$ y $c\,d'$	»	$x = 0^m,042$	»	$0^m,08$
»	$e\,e'$ y $f\,e'$	»	$x = 0^m,083$	»	$0^m,11$
»	$f\,f'$ y Bf'	»	$x = 0^m,121$	»	$0^m,15$
»	Bg y $h\,g'$	»	$x = 0^m,112$	»	$0^m,15$
»	$h\,h'$ é $i\,h'$	»	$x = 0^m,070$	»	$0^m,11$
»	$i\,i'$ y $j\,i'$	»	$x = 0^m,003$	»	$0^m,08$

Para várias de las barras ha sido indispensable aumentar bastante los anchos á que conduce el cálculo, por dos razones. En primer lugar debemos observar, que si bien con las diversas hipótesis que hemos hecho se tienen en cuenta, en general, los casos más desfavorables á que puede hallarse sometida la viga, precisamente hay una hipótesis en que las varillas de que nos ocupamos podrán estar más solicitadas, y es cuando, en vez de obrar pesos repartidos uniformemente, actúen en un solo punto, porque en este caso, en vez de disminuir gradualmente los esfuerzos hácia la mitad de los tramos, permanecerán constantes.

Imaginemos, pues, que en una corta extension de la viga obre un peso tal, que produzca en el punto A una reaccion de 24 toneladas (que lo consideramos como un caso extraordinario).

La compresion de las diversas varillas será

$$\frac{24000^k}{12}\sqrt{2} = 2000\sqrt{2} = 2828^k$$

y el ancho deberá ser

$$x = \frac{2828}{57000} = 0^{m},0496.$$

Por otra parte, dando á la barra la dimension que ántes hemos obtenido, no sería posible unir los traveseros á las vigas, ni hacer la robladura en los puntos de cruzamiento. Por estas razones hemos tomado para el ancho $0^{m},08$ en las barras más débilmente solicitadas.

Quedan, pues, calculadas las dimensiones de las barras que forman los ejes, por decirlo así, del sistema articulado, de modo que á las seis barras inmediatas hácia la derecha, y cinco hácia la izquierda, les darémos el mismo ancho en las A a', b b', etc., y al reves en las b A', c b', d c', etc.

Pasemos ahora á determinar los espesores de las chapas de las cabezas, y consideremos el mismo caso que anteriormente, es decir, el representado en la figura 3.ª Ya dijimos que la descomposicion de la reaccion daba una tension de $2,1\ \frac{pl}{6}$ para la parte A b. La compresion de a' b' es $4,2\ \frac{pl}{6}$, y como la b' c' sufre una nueva compresion de $2,2\ \frac{pl}{6}$, estará sometida á la fuerza, $6,4\ \frac{pl}{6}$ y á la $6,6\ \frac{pl}{6}$ la c' d'.

Como la barra d d' está sometida á una tension de $0,8\ \frac{pl}{6}\sqrt{2}$, su componente horizontal $1,6\ \frac{pl}{6}$ se restará de la compresion de c' d', que es $6,6\ \frac{pl}{6}$, y así sucesivamente, debiendo resultar tambien para la última, el valor que da la reaccion en el apoyo D.

La escala vertical con que se han construido los polígonos de los esfuerzos de ambas cabezas es mitad de la que se ha empleado para las barras inclinadas.

La figura 8.ª presenta tambien los valores máximos que se obtienen por la consideracion de los siete casos, y que son los que vamos á aplicar para el cálculo de los espesores.

Estos esfuerzos están dados por

primer tramo.. . . .

5.° $2{,}2\,\frac{p\,l}{6}\sqrt{2} + 1{,}9\,\frac{p\,l}{6}\sqrt{2}$ para $a'\,b'$ y dan $x = 0^{m},0296$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(3{,}4\,p + 2{,}8\,p')$ para $b'\,c'$... $x = 0^{m}0444$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(3{,}6\,p + 2{,}7\,p')$ para $c'\,d'$... $x = 0^{m}0444$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}8\,p + 1{,}6\,p')$ para $d'\,e'$... $x = 0^{m},02961$

2.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(1{,}5\,p + 0{,}5\,p')$ para $e'\,f'$... $x = 0^{m},0123$

4.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(4{,}2\,p + 3{,}6\,p')$ para $f'\,g'$... $x = 0^{m}0564$

segundo tramo.. . . .

1.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2\,p + 1{,}1\,p')$ para $g'\,h'$... $x = 0^{m},0207$

2.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}2\,p + 0{,}4\,p')$ para $h'\,i'$... $x = 0^{m},0147$

2.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}7\,p + 0{,}9\,p')$ para $i'\,j'$... $x = 0^{m},0221$

Y para la cabeza inferior

primer tramo.. . . .

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(1{,}1\,p + 0{,}95\,p')$ para A b... $x = 0^{m},0148$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}8\,p + 2{,}35\,p')$ para $b\,c$... $x = 0^{m},0370$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(3.5\,p + 2{,}75\,p')$ para $c\,d$... $x = 0^{m},0444$

5.° $\frac{l\sqrt{5}}{6}\,(3{,}2\,p + 2{,}15\,p')$ para $d\,e$... $x = 0^{m},0370$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(1{,}9\,p + 0{,}55\,p')$ para $e\,f$... $x = 0^{m},0146$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}55\,p + 2{,}05\,p')$ para f B... $x = 0^{m},0328$

segundo tramo.. . . .

4.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}65\,p + 2{,}35\,p')$ para B h... $x = 0^{m},0363$

5.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(1{,}8\,p + 0{,}35\,p')$ para $h\,i$... $x = 0^{m},0123$

2.° $\frac{l\sqrt{2}}{6}\,(2{,}45\,p + 0{,}65\,p')$ para $i\,j$... $x = 0^{m},0184$

Estos valores se han tomado en la figura 8.ª, construyendo por arriba de la recta A B C D el polígono relativo á la cabeza superior, y por debajo el de la inferior; observarémos tambien, que nos han conducido á los mismos casos para los máximos, que los deducidos en el estudio de la flexion en el número 13.

Calculados los espesores teniendo presentes las diversas consideraciones que hemos explicado, sólo queda agruparlos, y una vez hallada la envolvente de todos ellos, y añadiendo la envolvente de la flexion como si la T fuera de pared contínua, formar con chapas, cuyos espesores varien segun fracciones de la pulgada inglesa (1), una figura cuyo contorno difiera lo ménos posible del de la línea envolvente, lo cual se ha representado con líneas gruesas en la figura 9.ª

Examinando esta figura, se observa, que las líneas envolventes deducidas del estudio de la flexion, como si la viga fuese de pared contínua, y del cálculo del sistema articulado, conducen á espesores con corta diferencia iguales para las cabezas; así es, que comunmente no se emplea más que el primer procedimiento para determinar sus dimensiones.

16. *Tablero metálico.*—En el número 11 explicamos la disposicion del piso, que está representado en las figuras 2.ª, 3.ª y 4.ª de la lámina 2.ª La posicion de los traveseros relativamente á las vigas longitudinales, está determinada por la condicion de que la barandilla ocupe la parte central de la altura de dichos cuchillos, cuya disposicion es ademas conveniente, porque en los puentes de hierro de poca altura, es más económico situar el tablero metálico en la parte inferior de los cuchillos, á fin de conservar baja la rasante.

La disposicion del piso, en nuestro proyecto, constaba de doble número de traveseros, unidos simplemente por una chapa ondulada, pero el señor Ingeniero jefe de la comision de París propuso, y se aprobó, la sustitucion del palastro ondu-

---

(1) Creiamos que los tramos se fabricarian en Inglaterra.

lado por hierros en forma de canal invertida, llamados Zorés; la supresion de la mitad de los traveseros, reemplazándolos por cuatro filas de largueros ó viguetas longitudinales, que enlazan unas á otras todas las traviesas y reciben los hierros Zorés que sostienen el afirmado.

El cálculo de las dimensiones de las cabezas de los traveseros lo hicimos, considerándolos como empotrados en sus extremidades y sometidos á su propio peso; más el del firme en una longitud de $1^m,022$, que es lo que distaban dichos traveseros; más el de la carga accidental, que supusimos de cuatro toneladas, repartidas uniformemente en cada uno de ellos, y cuyo peso es superior al que habrá de actuar áun con los vehículos más pesados que pasen por el puente. Los puntos de rotura son en este caso los de empotramiento, cuyos momentos de flexion son iguales á $\frac{1}{12} p l^2$, y como los de la resistencia del travesero son $R\ b\ h\ e$ (núm. 13), igualándolos obtuvimos los espesores e de las cabezas, y calculando el sistema articulado, los correspondientes á las varillas de la celosía. Al introducir la reforma del tablero metálico, se calcularon de una manera análoga las dimensiones de los traveseros, largueros é hierros Zorés, que se determinaron todas con la condicion de que el trabajo del hierro no exceda de 6 kilógramos por milímetro cuadrado.

CAPÍTULO III.

DETALLES RELATIVOS AL PROYECTO DE LA OBRA DE FÁBRICA, Y CONSTRUCCION DE LA MISMA.

---

17. Trazado de las curvas de intrados. Ya hemos dicho en el número precedente que las curvas de intrados de las avenidas son arcos carpaneles de siete centros y ángulos iguales. Su construccion está representada en la figura 2.ª (lámina 3.ª), y vamos á explicar cómo se han determinado los radios. Desde luégo, es claro que deben darse dos de los cuatro radios que se necesitan para trazar el arco carpanel; y sin embargo, no son tampoco completamente arbitrarios los dos primeros, pues deben elegirse convenientemente, para que sea de buen aspecto la curva de intrados, y ademas para evitar que el radio del vértice sea demasiado grande.

Resulta, pues, que es necesario adoptar los dos primeros radios, en cierta relacion con el grado de rebajamiento de los arcos, y los que nosotros hemos escogido, á saber, $R = 1^m,59$ y $R' = 2^m,52$, están tomados en la proporcion que aconseja Mr. E. Roy en una obrita práctica de la arquitectura de las construcciones.

Ahora bien; conocidos estos dos radios, se deducen los otros dos por la construccion gráfica que está indicada en la citada figura; pero, como sería muy erróneo apreciarlos por la medida que diese el compas, hemos creido necesario aplicar al análisis para su determinacion, habiendo llegado á la si-

guiente solucion del problema del cálculo de dichos radios.

Sean A O la semiluz, y O B''' la flecha del arco carpanel A B B' B'' B'''; R, R' R'' y R''' las magnitudes de los cuatro radios, y $\alpha = \frac{180^\circ}{7}$ el ángulo de cada dos consecutivos.

Proyectemos los puntos B B' y B'' en las líneas O A y O B''' y llamemos Q, Q' Q'' y Q''' á las distancias A Q, Q Q', Q' Q'' y Q'' O; P, P', P'', P''' á las longitudes O P, P P', P' P'' y P'' B''', y C, C', C'' y C''', á las cuerdas A B, B B', B' B'' y B'' B'''.

Como conocemos B = 1^m,59 y R' = 2^m,52, y ademas el ángulo $\alpha = 25^\circ\ 42'\ 51''$, claro está que podrémos hallar las coordenadas de los puntos B y B', y por consiguiente, fijar su posicion.

En efecto

$$P = R \operatorname{sen} \alpha \text{ y } Q = R\,(1 - \cos \alpha).$$

El ángulo

$$B'\,B\,D' = 2\,\alpha,$$

segun se demuestra muy fácilmente; de manera que tendrémos

$$\left.\begin{array}{l} P' = C' \operatorname{sen} 2\,\alpha. \ . \ . \ . \\ Q' = C' \cos 2\,\alpha. \ . \ . \ . \end{array}\right\} \begin{array}{l} P' = 2\,R' \operatorname{sen} 2\,\alpha \operatorname{sen} \frac{1}{2}\,\alpha \\ Q' = 2\,R' \cos 2\,\alpha \operatorname{sen} \frac{1}{2}\,\alpha \end{array}$$

$$\text{y como } C' = 2\,R' \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}. \ . \ . \ .$$

Para conocer las incógnitas tenemos la ecuacion

$$P + P' + P'' + P''' = 3^m,00, \text{ ó sea la flecha,}$$
$$\text{y } Q + Q' + Q'' + Q''' = 6^m,00, \text{ ó sea la semiluz;}$$

y como los primeros términos de ambas ecuaciones los hemos calculado ya, expresando los dos restantes en funcion de los radios R'' y R''', llegarémos á un sistema de dos ecuaciones de primer grado con dos incógnitas, que nos resolverán el problema.

Ahora bien :

$$\left.\begin{array}{l} P'' = C'' \operatorname{sen} \alpha \ldots \\ Q'' = Q'' \cos \alpha \ldots \\ C'' = 2\,R'' \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \ldots \end{array}\right\} \begin{array}{l} P'' = 2\,R'' \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \\ Q'' = 2\,R'' \cos \alpha \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \end{array}$$

y como

$$\left.\begin{array}{l} P''' = C''' \operatorname{sen} \frac{\alpha}{4} \ldots \\ Q''' = C''' \cos \frac{\alpha}{4} \ldots \\ C''' = 2\,R''' \operatorname{sen} \frac{\alpha}{4} \ldots \end{array}\right\} \begin{array}{l} P''' = 2\,R''' \operatorname{sen}^2 \frac{\alpha}{4} \\ Q''' = 2\,R''' \operatorname{sen} \frac{\alpha}{4} \cos \frac{\alpha}{4} \end{array}$$

Y las ecuaciones anteriores se convierten en

$$\left.\begin{array}{l} 0{,}1929\,R'' + 0{,}0250\,R''' + 1{,}5658 = 3 \\ 0{,}4004\,R'' + 0{,}2232\,R''' + 0{,}8559 = 9 \end{array}\right\}$$

que se trasforman en

$$\left.\begin{array}{l} 1929\,R'' + 250\,R''' = 14342 \\ 4004\,R'' + 2250\,R''' = 51441 \end{array}\right\}$$

y resolviéndolas se obtiene

$$R'' = 5^{m}795 \text{ y } R''' = 12^{m},654$$

El desarrollo del arco de intrados está determinado por

$$\frac{\pi}{7}(2\,R + 2\,R' + 2\,R'' + R''') = 14{,}570 \text{ metros.}$$

18. Construccion de las curvas de trasdos. Trazado el intrados de una bóveda, se determina comunmente la curva de trasdos por medio de la construccion gráfica siguiente. Se tiran diversas normales al intrados, y se van fijando puntos con la condicion de que la parte interceptada entre ambas curvas tenga tal magnitud, que su proyeccion vertical sea constante é igual al espesor en la clave.

Desde luégo se comprende, que creciendo las presiones que obran sobre los planos de junta desde la clave á los apoyos, tambien tendrán que aumentar los espesores de la bóveda segun cierta ley, y los constructores han adoptado generalmente aquella construccion, á la que se ha llegado por las consideraciones siguientes. Imaginemos un hilo flexible, pero pesado, arrollado sobre una cimbra, cuya curva de intrados sea cualquiera; para el equilibrio será preciso que las presiones que sufra la cimbra estén en razon inversa de los radios de curvatura; de manera que si el intrados es circular, las presiones deberán ser constantes, para lo que será indispensable que los pesos que sostenga el hilo vayan creciendo de tal modo, que su componente, segun la normal, sea constante é igual á la compresion en el vértice. Esta consideracion, aplicada á las bóvedas, conduce evidentemente para los arcos circulares, á la construccion que hemos explicado. Es verdad que para un arco carpanel crecerán áun más rápidamente los espesores hácia los apoyos; pero, como la mayor parte de la bóveda corresponde al arco de círculo trazado con el mayor de los radios, y ademas sería de mal efecto un aumento brusco cerca de las pilas, hemos adoptado la construccion, como si fuese el intrados un solo arco circular.

Este procedimiento para el trazado del trasdos de las bóvedas es, sin embargo, poco expedito, por lo que, á fin de facilitar la construccion gráfica, hemos creido conveniente reemplazar aquella curva por otra de tres centros, pero que aproximándose mucho á la ántes indicada, satisface igualmente á las buenas condiciones del equilibrio de las bóvedas.

Los puntos que se han fijado para el trazado de la curva de tres centros son: el b''' de la clave, el correspondiente á la normal que pasa por el radio R''' B'', que es el b'' y el b''' de la arista del tajamar, que pasa por el punto A, resultando este punto á la altura de la quinta hilada sobre el arranque. Uniendo ahora b'' y b''', la interseccion r' de la perpendicular levantada en su punto medio con la prolongacion de la flecha del arco, determinará el segundo radio $r' = 13^{m},904$, uniendo

los puntos b' y b'', y trazando igualmente la perpendicular en su punto medio hasta que corte al radio b'' r' prolongado, se hallará $r = 8^m,770$, cuyas cantidades las podríamos determinar tambien por cálculo.

19. Estabilidad de las bóvedas. El espesor en la clave se ha hallado por la fórmula

$$E = 0^m,30 + 0,03\ D$$

(Michon, *Estabilidad de las construcciones*, valor medio) siendo D el diámetro del círculo que pasa por los arranques y el vértice, que es de 15 metros, segun se demuestra muy fácilmente; de modo que resulta $E = 0^m,75$; pero, como otras fórmulas prácticas conducen á valores algo menores, se ha tomado $E = 0^m,70$.

El espesor de las pilas en los arranques está determinado por

$$E' = 2,60 \times E = 1^m,82$$

y se ha tomado $1^m,80$. Vamos ahora á estudiar el equilibrio de las bóvedas, suponiéndolas en primer lugar sin sobrecarga. En las bóvedas rebajadas, cuyo espesor no es muy grande, tiende á producirse la rotura, á causa de ser insuficiente la resistencia á la traslacion en la junta de arranques, y las inmediatas, para contrarrestar el empuje horizontal de rotacion que actúa sobre la clave.

Examinemos, pues, en el caso presente si se verificará ó no el equilibrio de las bóvedas, para lo cual procederémos desde luégo al cálculo de los empujes y resistencias, á fin de determinar el máximo de los empujes y la mínima de las resistencias.

El empuje por rotacion de una bóveda está determinado por la expresion $R = \frac{S\ G}{D}$, en que S representa el área de la parte de bóveda que gira; G, la distancia horizontal de su centro de gravedad á la arista de rotacion, y D, la distancia vertical del punto de aplicacion del empuje respecto de la misma arista.

Los diversos valores de R á medida que se consideran porciones distintas de la bóveda, pueden obtenerse por construcciones gráficas. Este procedimiento lo hemos ensayado en el caso presente; pero nos hemos decidido por otro más expedito, que consiste en calcular directamente los valores de los empujes y resistencias, aplicando el planímetro ú otro medio para la determinacion de los centros de gravedad.

Sea figura 2.ª de la lámina 3.ª, A, B, C, T_2, el frente de una de las bóvedas, y consideremos diversas posiciones A, Y_1, Y_2... Y_3... B de la arista de rotacion. El empuje, que es igual á cero en el vértice, ó sea en el punto B, va aumentando gradualmente hasta la junta Y_3 T_3, se conserva sensiblemente constante desde allí hasta Y_2 T_2, y continúa despues decreciendo gradualmente hasta el arranque. Resulta, pues, que el máximo empuje corresponde á la junta Y_2 T_2, como lo demuestra tambien la construccion de la curva de los empujes.

Procedamos á la determinacion de su valor para la arista Y_2. Para esto, se ha determinado el centro de gravedad de la bóveda Y_2 B C T_2, hallando con el planímetro la posicion de la vertical G G tal, que las partes de la citada bóveda que queden á un lado y otro de dicha vertical sean iguales. La recta que satisface á esta condicion está situada á $2^m,15$ de la arista de rotacion. Nos falta ahora conocer el punto de aplicacion del empuje en la clave; pero como la determinacion de esta incógnita conduce á grandes desarrollos de cálculo, y ademas de verificarse la rotura de la bóveda, el punto de contraposicion de ambos segmentos estará necesariamente en el trasdos, resulta que generalmente suele considerarse aplicado el empuje en aquel punto. Sin embargo, como procediendo de este modo se obtendrá necesariamente un valor para el empuje algo menor del verdadero, lo que nos conduciria despues, al calcular el espesor del estribo á una cantidad tambien menor de la necesaria, hemos creido preferible considerar como punto de aplicacion del empuje el medio de la clave, pues indudablemente nos aproximarémos más, con esta hipótesis, á la verdad de los hechos; y por otra parte, los errores que pue-

dan cometerse por no conocer fijamente la posicion de la aplicacion del empuje, serán de muy escasa importancia para las investigaciones de que nos estamos ocupando.

Esto supuesto, el valor del empuje en la arista Y_2 estará determinado por

$$R_2 = \frac{S_2\ G_2}{D_2} = \frac{4^{m^3},498 \times 2^m,15}{2^m,00} = 4^{m^3},835$$

de sillería, y como la densidad del mármol es de 2.700 kilógramos,

$$R_2 = 4{,}835 \times 2700 = 13054{,}50 \text{ kilógramos.}$$

La resistencia por traslacion está determinada por la expresion $T = S\ Tg\ (\alpha + \theta)$, siendo α el ángulo que forma cada junta con la horizontal, y $\theta = 30°$, ó sea el ángulo de rozamiento.

Tratemos de hallar el valor mínimo de la resistencia. Para esto observarémos que con $\alpha = 60°$, su valor es infinito, y que para valores mayores la tangente es negativa, lo cual indica que las dovelas próximas á la clave, tienden á descender sobre los planos de junta y por consiguiente, que no puede producirse el género de rotura propia de estas bóvedas; en una palabra, que el mínimo de la resistencia debe tener lugar en los arranques ó en las juntas inmediatas. Pero debemos observar que, áun cuando el valor mínimo corresponda á la junta de arranques, no es posible que allí se verifique el deslizamiento, por cuanto en las pilas, los efectos de uno y otro arco están contrarestados, y en los estribos, por la gran masa que éstos presentan, que se opone al movimiento de traslacion, resultando en el caso presente que la mínima resistencia corresponde á la junta $Y_1\ T_1$, y llamandola T_1, tendrémos:

$$T_1 = S_1 \text{ tg. } (\alpha_1 + 30°) = \text{tg. } 63° 28' = 6^{m^3},330 \times 1{,}992 = 12^{m^3},609,$$

Siendo S_1 el área de la porcion $Y_1\ T_1\ P\ T_2\ C\ B\ Y_1$.

El valor de la resistencia, expresado en kilógramos, es $T_1 = 32502$, teniendo en cuenta las porciones de aquella superficie, que son de sillería y mampostería. Ahora bien; dividiendo la mínima resistencia por el máximo empuje, hallarémos el coeficiente de estabilidad de la bóveda

$$\frac{T_1}{R_2} = \frac{32.502}{13.054} = 2,48,$$

que es la suficiente, pues los constructores adoptan generalmente de 1,80 á 2,00.

20. Bóvedas con sobrecarga. Hasta ahora hemos considerado las bóvedas sin sobrecarga, ó sea en el estado en que se encuentran despues del descimbramiento, y ántes que se hayan construido los tímpanos y hecho el relleno de la parte comprendida entre los mismos, y vamos á indicar cómo hemos procedido en este caso, para la determinacion del empuje en Y_2 y la resistencia en Y_1.

La dificultad que se presenta para aplicar el método anterior consiste en que, siendo distintas las densidades de la bóveda y de la sobrecarga, no es posible determinar la posicion del centro de gravedad de la masa, que tiende á girar al rededor de la arista Y_2 con el solo auxilio del planímetro; pero este inconveniente se vence muy fácilmente, pues basta determinar por separado la posicion de las verticales que pasen por los centros de gravedad de la bóveda y de la sobrecarga, multiplicar las áreas de ambas figuras por las densidades respectivas, y la resultante de ambas fuerzas, que será igual á su suma, actuará en una vertical cuya posicion se hallará resolviendo un sencillísimo problema de estática, y el producto de dicha resultante, por su distancia á la arista de rotacion, determinará el valor del empuje. Hallada igualmente la resistencia por traslacion, la relacion de ambas cantidades nos dará á conocer el coeficiente de estabilidad, que resulta ligeramente superior al correspondiente á las bóvedas sin sobrecarga.

Con esto terminamos el estudio del equilibrio de las bóvedas, no entrando en el estudio de las curvas de presiones, que es bastante complicado, porque las bóvedas de las avenidas constituyen la parte accesoria del proyecto, y estas investigaciones nos apartarian demasiado de nuestro objeto.

21. Estabilidad de los estribos y de las pilas. El espesor de los dos estribos que limitan el puente se ha determinado estableciendo las condiciones del equilibrio de rotacion al rededor de la arista exterior N (figura 2.ª), cuya ecuacion es

$$6\,R_2\,D = S_0\,G\,P + A\,G'\,D,$$

en que 6 es el coeficiente de estabilidad, que lo tomamos igual á 2, $R_2 = 13.054^k$ el empuje de la bóveda; $D = 3^m,75$ la altura del punto de aplicacion de aquella fuerza, que la suponemos, como ántes, actuando en el medio de la clave sobre el punto M, $S_2 = 5^{m^2},026$ el área de la semi-bóveda hasta la línea M T_2, $G = 2^m,54 + x$ la distancia horizontal de su centro de gravedad, que está en la vertical gg hasta la arista N, siendo x el espesor del estribo, $P = 2700^k$ la densidad de la sillería, $A = \frac{2^m,50 + 3^m,30}{2} x$ el área del estribo, $G' = \frac{1}{2} x$ y $D = 2200^k$ la densidad de la mampostería, y sustituyendo todos estos valores, se convierte en

$$3.190\,x^2 + 13.570\,x - 63.437 = o,$$

y resolviéndola, se halla para la raíz positiva $x = 2^m,81$; pero teniendo presente que el punto de aplicacion del empuje puede hallarse más cerca del trasdos de lo que hemos supuesto, lo cual aumentaria el momento del empuje, y por consiguiente, el espesor del estribo, se le ha dado el de $3^m,10$.

Los estribos de los tramos metálicos tienen áun mayor estabilidad, pues su espesor á la altura de los arranques de las bóvedas es de $5^m,00$ y se componen de dos semi-tajamares y un cuerpo central de $3^m,00$ (figura 9.ª), cuyo objeto es, esta-

blecer la debida separacion entre el puente propiamente dicho y los arcos de avenidas.

Las pilas, tanto de la parte metálica como de las bóvedas, están sometidas á compresiones, que no llegan á 4 kilógramos por centímetro cuadrado debajo de los macizos de hormigon, cuyo peso es muy inferior, al que produce el aplastamiento de las mamposterías y hormigones.

22. Sistema de fundaciones. Para escoger el sistema de cimentacion que habiamos de proyectar para el puente, contábamos con los datos suministrados por un sondeo hecho en el cauce del rio, en la proximidad del emplazamiento, y del que se dedujo que el sub-suelo se componia de arena gruesa, mezclada con grava, hasta la profundidad de $4^m,00$, en que se encontró un banco de arcilla compacta, al parecer de profundidad indefinida.

Para el establecimiento de las fundaciones de las pilas y estribos del alveo del rio, consideramos indispensable llegar al banco de arcilla, y para lograr tal objeto, las cimentaciones indicadas eran, sobre pilotes ó macizos de hormigon, con recintos ó con cajones sin fondo. En cuanto al sistema de pilotaje, que se empleaba casi exclusivamente hasta el moderno perfeccionamiento de los procedimientos de construccion, ha caido en completo desuso, á causa del mal éxito que han tenido muchas obras cimentadas de este modo, que han sufrido asientos áun muchos años despues de terminadas, y por consiguiente, en el caso presente era preciso adoptar las fundaciones sobre macizos de hormigon hidráulico, que tienen la ventaja de extender las presiones sobre grandes superficies, y que son de una ejecucion rápida y económica. Los cajones sin fondo, son preferibles cuando se trata de rios que conservan cierta altura de las aguas áun en el estiaje, y en que la hinca de los pilotes y tablestacas ofrece dificultades; pero, como indicamos anteriormente, en el cauce del Guadalhorce, se desvía durante el verano casi la totalidad de su caudal para los riegos, y la naturaleza del terreno del sub-suelo nos parecia tambien adecuada para la formacion de los recintos, por cu-

yas razones, y al mismo tiempo por parecernos más expedito, optamos por la cimentacion sobre macizos de hormigon comprendidos en recintos de pilotes y tablestacas.

Con esto terminamos la redaccion de nuestro proyecto, que fué remitido á la Direccion general, acompañado del estudio del primer trozo de la carretera, á principios del año 1864; y habiéndose aprobado en el mes de Julio, se subastó inmediatamente la obra de fábrica, cuyo presupuesto era de 134.469 escudos, segregando la parte de hierro, para contratarla por separado, como estaba ya previsto en el proyecto.

23. Instalacion de los trabajos. El dia 14 de Octubre de 1864, tuvo lugar la subasta de las obras de fábrica y accesorias, fijándose un plazo de dos años y medio para su terminacion.

El primer trabajo de que hubo de ocuparse el contratista fué, el aprovisionamiento de los materiales de construccion, y al efecto se emprendió la explotacion de las canteras, la fabricacion de los hornos de ladrillo, y se encargó el cemento á las fábricas de Zumaya. La cantera de sillería era la del Cantal, situada á 7 kilómetros al E. del puerto de Málaga y á 14 kilómetros del puente, en el escarpe de una estribacion que llega hasta el mar, y formada de una roca caliza metamórfica, de color blanco, sumamente dura y susceptible, de pulimento como los mármoles. A medida que se explotaba la cantera, se iban reuniendo los sillares al pié del escarpe, á una pequeña altura sobre el nivel del mar, y las dificultades con que se hubiese tropezado para abrir un camino, á fin de elevar los materiales á la planicie del Cantal, para conducirlos desde allí á la carretera de Málaga á Almería, hicieron desechar este pensamiento, optando por los trasportes marítimos.

Con tal objeto, se construyeron al pié de las canteras dos pequeños muelles embarcaderos de madera, provistos de sus correspondientes cabrias, y una chanela muy chata, con el pensamiento de trasportar embarcada la sillería hasta el pié de obra; pero la circunstancia de que las mareas son poco sensibles en aquella localidad, y de las dificultades para vencer la barra del Guadalhorce, y subir hasta el emplazamiento de

la obra, que dista 2,5 kilómetros de la desembocadura, nos obligaron despues de algunos ensayos infructuosos, á descargar la sillería en el puerto de Málaga para conducirla desde allí en carros, verificándose los trasportes marítimos á veces á remo, y cuando el estado del mar lo permitia, á la sirga, que es un medio casi desconocido en el litoral del Mediterráneo.

El invierno de 1864 se dedicó exclusivamente á los preparativos indispensables para emprender la obra, habiéndose hecho, durante el mismo, la habilitacion de los caminos de servicio, el acopio de parte de la sillería, piedra para mampostería y hormigon, del cemento, cal y madera, la construccion de un puente provisional para el paso de operarios, de barracones para útiles, herramientas, y el encargado del contratista, la instalacion de una fragua, y de balsas para apagar la cal, etc.

24. Replanteo y sondeos. Antes de emprender el aprovisionamiento de los materiales de construccion, se fijó sobre el terreno el eje del puente, prolongando, segun dijimos anteriormente, la primera alineacion de la antigua carretera provincal, á traves de la vega de Málaga, en una longitud de 6 kilómetros, cuya operacion hubo que hacerla con sumo cuidado, porque en el término del trozo que se aprovechaba, habia un pequeño cortijo, que no se podia demoler hasta la aprobacion y pago del importe de las expropiaciones, y que impedia la prolongacion directa de la alineacion.

Fijado el eje del puente, era preciso proceder al replanteo de sus pilas y estribos, cuya operacion se ejecutó en la primavera del año 65, en cuanto lo permitió el descenso de las aguas del rio. Se tomó como punto de partida, el eje del estribo central de la márgen derecha, que se marcó desde luégo sobre el terreno; en seguida, medimos las distancias á las pilas y al estribo izquierdo de los tramos de hierro, con la misma escrupulosidad que si se tratase de la medicion de una base, usando al efecto una cinta metálica de corta longitud, cuyas extremidades, situadas á nivel, se apoyaban en reglones verti-

cales, y despues de comprobada la operacion, se clavaron piquetes en los ejes de las pilas y estribos, habiéndose logrado una perfecta coincidencia con los puntos correspondientes de los tramos metálicos, cuando llegó el tiempo de colocar éstos en su sitio.

Marcados los ejes de los estribos centrales, se procedió al replanteo de las avenidas, y á fijar fuera del puente, pero contiguos á dichos estribos, los mojones de referencia, de manera que sus coronaciones se hallasen en el mismo plano horizontal. Como la distancia entre éstos era de más de cien metros, y no se podia situar el nivel en el cauce del rio, ó sea en el centro de la distancia, como es indispensable para que se compensen las causas de error, fué preciso dirigir las visuales desde las márgenes, empleando un procedimiento de nivelacion recíproca. Al efecto se colocó el nivel en una de las márgenes, pero bastante distante del estribo, y se leyeron las cotas de las miras puestas sobre ambos mojones; en seguida se llevó el instrumento á la otra orilla, y se situó á igual distancia del mojon, se tomaron nuevamente las cotas, y la diferencia de las semi-sumas de ambas lecturas, nos dió á conocer el desnivel entre las coronaciones, que se corrigió para dejarlas en el mismo plano de comparacion, y se hizo que fuese el de una de las hiladas de la obra.

Ya dijimos en el número 22 que para proyectar las fundaciones del puente contábamos con el resultado de un sondeo practicado en el alveo del rio, cerca del emplazamiento, y si bien no pudimos repetir varios durante el estudio, por la premura con que hubo que redactarlo; ántes de emprender la construccion de la obra, nos propusimos llegar á adquirir un completo conocimiento de la naturaleza de las capas que constituyen el sub-suelo, valiéndonos de un aparato completo de sonda, de que disponiamos.

Empezamos por el estribo central de la derecha, para lo cual establecimos una plataforma, apoyada por un lado en la márgen, y por el otro en unos pilotes que hincamos en el rio, y en el centro de dicha plataforma, se dejó un hueco suficiente

para que pudieran entrar los tubos de palastro de la sonda. Al efecto se colocó el primer tubo (de 2^m,00 de longitud), se introdujo en el terreno hasta la mitad, golpeándolo con el intermedio de un taco de madera, y en seguida se empezó á obrar con la barrena, usando la de charnela, y áun con mejor éxito la de bola, que es la más adecuada para la extraccion de arena, tomando, sin embargo, de vez en cuando la precaucion de introducir la barrena de gusanillo para remover el terreno, que se endurecia por los golpes repetidos de la bola.

Hasta la profundidad de 2^m,30 respecto del thalweg, sólo se encontró arena bastante gruesa, y la operacion marchó con rapidez; pero desde allí empezó á presentarse la capa de arena mezclada con grava algo gruesa, y como parte de ésta no cabia por la válvula que cerraba la bola, era preciso quebrantarla á fuerza de golpes, alternando tambien con la barrena de gusanillo, y se siguió encontrando la misma clase de terreno hasta la profundidad de 3^m,80, en que se dió con una piedra que dificultó bastante el sondeo, pues si bien la formacion geológica de estos terrenos nos hacia tener casi una certidumbre de que no encontrariamos roca para la cimentacion, no quisimos renunciar á vencer el obstáculo que se nos presentaba en aquel sondeo, á fin de cerciorarnos de la naturaleza del sub-suelo. Se invirtieron dos dias en atravesar con el trépano aquella piedra, que se perforó en una longitud de 0^m,50, volviendo á aparecer despues la grava hasta la profundidad de 5^m,10, en que se llegó á un banco de arcilla muy compacta, en el que profundizamos cerca de 7 metros con la barrena de gusanillo, habiendo hecho, por consiguiente, un sondeo de 12 metros, que es lo que permitia el aparato despues de empalmar todas las barras. En este sondeo se invirtieron ocho dias, terminándolo á fines de Abril.

En el mes de Mayo hicimos otros cinco, á saber: en las dos pilas del rio, en el estribo central de la izquierda, y en dos pilas de los arcos de avenidas uno en cada lado. Con los datos así obtenidos, pudimos representar las capas del sub-suelo (figura 1.ª, lámina 1.ª) y fijar definitivamente las dimensiones

de los pilotes y tablestacas de los recintos de los cimientos de los tramos metálicos, teniendo en cuenta que los macizos de hormigon habian de apoyarse sobre el banco de arcilla, como estaba previsto en el proyecto. Para las fundaciones de las avenidas, consideramos tambien indispensable adoptar el mismo sistema, si bien empleando recintos de menor profundidad, é introducidos en la capa de grava en vez de la arcilla, atendiendo á que estas partes no habian de hallarse sometidas á las fuertes corrientes de los apoyos del alveo del rio.

Por último, para examinar el grado de dureza del banco de arcilla se hincaron pilotes de prueba, que á los dos ó tres metros de penetrar en la arcilla, llegaron al rechazo absoluto.

25. Reseña histórica de las fundaciones. Terminados los sondeos y los preparativos para la instalacion de los trabajos, se emprendieron los de cimentacion en el mes de Julio de 1865, empezando por el estribo derecho de los tramos metálicos. Nuestro propósito fué, el activar todo lo posible las fundaciones de los estribos y pilas de la parte central, á fin de aprovechar la campaña de verano; pues las cimentaciones de las avenidas, no habiéndose de ejecutar en el alveo del rio, ofrecian ménos dificultades, y podian, por lo tanto, hacerse fuera de la época del estiaje, y lo esencial era levantar los estribos, á fin de que durante el invierno pudieran construirse las bóvedas de una de las márgenes.

En los meses de Julio y Agosto se hincaron los pilotes del estribo y pila de la derecha, se colocaron los dobles cepos de manera que su cara superior quedase al nivel del thalweg del rio, cuya operacion exigió pocos agotamientos, porque en aquellos meses se desvia para los riegos, como llevamos dicho, casi totalmente el caudal de aguas del Guadalhorce; ademas se clavaron las tablestacas, con lo que quedaron terminados ambos recintos.

Se renunció al dragado de la pila, dejándolo para la campaña inmediata, y se emprendió el del estribo, que era más urgente; pero habiéndose roto algunas tablestacas durante la

hinca, sin duda por tropezar con algunas piedras, como la que, segun hemos dicho en el número precedente, se encontró en el sondeo de este estribo, el dragado, que se consiguió profundizar hasta 2,60 metros respecto del doble cepo; no adelantaba nada en el mes de Noviembre, á causa de la arena que entraba dentro del recinto por los huecos de las tablestacas, en vista de lo cual, fué indispensable emplear buzos provistos de su escafandra para que clavasen listones por dentro del cajon, á fin de cerrar las aberturas, y si bien de este modo se remedió bastante aquel inconveniente, empezaron las crecidas del rio, que depositaron mucho fango dentro de la excavacion del cimiento, en vista de lo cual, fué preciso suspender este trabajo hasta la campaña siguiente.

Tampoco se podia pensar en trabajar durante la estacion de invierno en las pilas, que se habian de hallar ambas dentro del cauce del rio; pero como el estribo izquierdo quedaba fuera del lecho propiamente dicho, y tambien del alcance de las avenidas ordinarias (lámina 1.ª), y atendida la urgente necesidad de terminar uno de los estribos, para que pudieran construirse los arcos, nos determinamos á emprender la cimentacion de aquél.

Al efecto, se clavaron los pilotes para principios de Diciembre; pero como el rio llevaba próximamente $0^m,70$ de altura de agua, ofreció bastantes dificultades la colocacion de los dobles cepos, pues siendo de arena y grava las capas del subsuelo del rio, las filtraciones eran sumamente abundantes, y fué preciso hacer funcionar tres bombas Letestu para conseguir descender el nivel del agua aquellos $0^m,70$, á pesar de haber tomado la precaucion de revestir de arcilla los taludes de la excavacion. Con mucho trabajo se consiguió sostener el agotamiento durante algunos dias, hasta que los carpinteros lograron abrir las cajas y colocar los cepos, é inmediatamente se instaló la machina, para seguir la hinca de las tablestacas, despues de lo cual se hizo el dragado hasta la profundidad de $2^m,58$, en que se encontraba la arcilla, habiéndose ocupado tambien los buzos en cubrir las desuniones de las tables-

tacas. Inmediatamente que se terminó el dragado, se sumergió el hormigon hidráulico, cuya operacion se hizo con toda la actividad posible, por los temores que se presentaban de una crecida; pero afortunadamente, ántes de que aquélla tuviese lugar, se consiguió sumergir el hormigon, con excepcion de la capa superior de $0^m,60$; pero con tal motivo hubo que suspender por algun tiempo dicha cimentacion, que se terminó en el mes de Abril, durante el que se construyó ademas, el zócalo y la primera hilada.

En el mes siguiente, se emprendió de nuevo la fundacion del estribo derecho, empezando por dragar por segunda vez, hasta la profundidad de 2,60 metros, que, como hemos dicho, se rellenó con los depósitos de fango de las avenidas, y si bien nuestro pensamiento era llegar á la capa de arcilla, en todos los cimientos de los tramos metálicos, como, segun hemos añañido, se rompieron al tropezar en la grava algunas tablestacas del estribo derecho, era muy difícil adelantar el dragado, á pesar de que los buzos procuraban reemplazar con tablas clavadas aquellas tablestacas, y cuando llegamos á la profundidad de $2^m,70$ se hizo completamente imposible profundizar más.

En vista de este contratiempo, reflexionamos acerca del partido que se habia de adoptar, y no cabian más que dos soluciones, á saber: decidirse al empleo de un cajon sin fondo, ó de lo contrario, renunciar á profundizar más, y fundar directamente sobre la grava. El primer medio ofrecia bastantes dificultades, porque era indispensible para conseguir llegar con el cajon al banco de arcilla, que tenia en aquel sitio 5,20 metros de profundidad, el deshacer el recinto de pilotes y tablestacas, con la pérdida de tiempo y aumento de gastos consiguientes. En cuanto á la cimentacion sobre la grava, era preciso examinar, ántes de decidirnos á adoptarla, los inconvenientes que pudiera tener, tanto por el peligro de que la obra sufriese algun asiento, como por las socavaciones durante las crecidas del rio; el primer temor nos pareció desde luégo infundado, porque á la profundidad de 2,70 metros, á que se ha-

bia llegado con el dragado, la grava era bastante gruesa, y como ademas se hallaba encajonada, porque el recinto de tablestacas penetraba en la arcilla, aquel cimiento ofrecia las garantías de solidez apetecibles, sobre todo atendiendo á que ni por la magnitud de los arcos, ni por la altura del puente, habia de hallarse sometida la fundacion á pesos de excesiva importancia, pues la presion por centímetro cuadrado habia de ser solamente de 3,70 kilógramos. Respecto de las socavaciones durante las avenidas, tampoco nos parecian muy temibles por debajo de la profundidad dragada, porque se hallaba algo más baja del nivel del mar; pero, con todo, consideramos muy prudente tomar la precaucion de rodear todos los recintos de escollera, y ademas, clavar en este estribo una cuadrícula de pilotes distantes de $1^m,50$ (figuras 9.ª y 11), con el objeto de comprimir el terreno, haciéndolo más consistente, y tambien para dar un firme apoyo al macizo de hormigon en el caso poco probable (aunque no imposible) en que pudieran las avenidas extraer alguna grava del interior del recinto; pues ya hemos dicho que, á consecuencia de la naturaleza del terreno, no se pudo conseguir en algunos sitios el perfecto contacto de las tablestacas, ni pudo evitarse que se rompiesen algunas de ellas. Durante el mes de Junio se clavó la cuadrícula de pilotes, y en Julio se terminó la cimentacion del estribo derecho.

Las fundaciones de las dos pilas centrales se hicieron en la misma campaña y ofrecieron ménos dificultades. En la de la derecha habia quedado clavado el recinto desde el verano anterior, y se hizo el dragado en los meses de Junio, Julio y parte de Agosto, rellenándose inmediatamente el cimiento, y el de la pila izquierda quedó terminado en Octubre, habiéndolos apoyado sobre la capa de arcilla. Las fundaciones de las avenidas de ambos lados, se emprendieron tambien en el verano de 1865, y quedaron concluidas en el invierno siguiente.

26. Agotamientos y dragados. Ya hemos indicado en el número precedente, que los macizos de hormigon hidráulico de los estribos y pilas centrales, se hicieron por sumersion, ó sea

sin agotamientos, pues aparte de que aquel procedimiento da resultados completamente satisfactorios cuando se toman las precauciones convenientes, hubiera sido muy difícil, áun disponiendo de bombas movidas por máquinas de vapor, agotar hasta la profundidad de 4 á 5 metros en un rio que, aunque conduce pocas aguas aparentes durante el estiaje, lleva un volúmen considerable de aguas filtradas, y era completamente imposible, no teniendo más que bombas movidas á brazo. Por lo tanto, los agotamientos que hicimos fueron simplemente los necesarios para la colocacion de los dobles cepos, habiendo costado mucho trabajo el del estribo izquierdo, en que hubo que descender el nivel en $0^{m},70$ para conseguir aquel objeto.

El dragado de los cimientos se hizo, asi como los agotamientos, por administracion, y careciendo, como hemos dicho, de motores de vapor, solamente teníamos que escoger entre el empleo de grandes cangilones, puestos en movimiento por tornos, ó dragas de mano, y optamos por el segundo medio, no sólo por la economía de la adquisicion de los útiles, sino porque preveiamos que los recintos habian de exigir entibaciones en sentido trasversal, que impedirian el movimiento de los cangilones en la direccion longitudinal, miéntras que los cucharones, podrian manejarse más fácilmente en ambos sentidos, al ménos en los estribos.

Las dragas de mano tenian la disposicion ordinaria, y cada una se manejaba por dos peones, que la arrastraban marchando sobre tablones apoyados en el recinto de pilotes, y otro tercero, que oprimia el cucharon con una vara, para que mordiese el suelo. El efecto de estas dragas era bastante eficaz hasta la profundidad de unos dos metros, pero despues se avanzaba muy lentamente, á causa de la arena que penetraba entre las tablestacas, cuyo perfecto contacto no puede conseguirse cuando hay que atravesar capas de cantos rodados, por muchas precauciones que se tomen al verificar la hinca de las mismas. Al observar que la operacion adelantaba poco, lo cual indicaba la entrada de arena, se metia, con el traje de

buzo, alguno de los varios peones que se acostumbraron al uso de la escafandra, provisto de listones, y despues de hacer un reconocimiento para buscar las desuniones de las tablestacas, las cubria clavando dichos listones; en seguida, se continuaba el dragado, que, si bien era bastante lento por el sistema que usábamos, se hizo, sin embargo, con alguna celeridad en las dos pilas y el estribo izquierdo, en que los recintos se clavaron con bastante perfeccion, pero con más entorpecimientos en el estribo de la derecha, en que, como dijimos, se rompieron algunas tablestacas.

En el estribo izquierdo, en que el cimiento tenía la profundidad de $2^m,50$, y otro tanto la excavacion hecha hasta el nivel de los dobles cepos, se empezaron á deformar las dos paredes mayores del recinto á consecuencia del empuje del terreno, por lo cual fué preciso colocar algunos travesaños, que se empalmaron á media madera en los dobles cepos, y continuar el dragado trasversalmente, lo que dificultaba bastante la operacion, porque la anchura del macizo de hormigon no era más que de $6^m,46$. La flexion de las paredes longitudinales de los recintos de las pilas fué menor; así es, que pudieron evitarse las entibaciones interiores, que hubiesen imposibilitado los dragados, y en cuanto al estribo derecho, no las exigió, porque, para evitarlo, se ensanchó suficientemente la excavacion superior á su cimiento.

El volúmen total dragado, con inclusion del destinado á las escolleras de defensa de las fundaciones, fué de 1.010 metros cúbicos; y como el gasto total de esta operacion importó 3.341 escudos, resultó el metro á 3,30.

27. Fabricacion y sumersion del hormigon. La hinca de los pilotes y tablestacas se hizo con dos machinas, provistas de sus correspondientes tornos, que por tener la disposicion ordinaria, no merecen especial mencion, y vamos á decir dos palabras relativas al hormigon.

Las proporciones que adoptamos para su confeccion fueron: 0,90 de metro cúbico de piedra machacada y 0,45 de mortero hidráulico, que se reducian, despues de consolidarse, á 1,00 me-

tro cúbico. El mortero hidráulico, á su vez, se componia de tres partes de mortero ordinario, formado de dos partes de cal y tres de arena, y una de cemento de Zumaya. Se empezaba por la manipulacion del mortero comun, se añadia despues el cemento para hacer de nuevo el batido, y por último, se echaba la piedra y se confeccionaba el hormigon por medio de rastrillos, sobre tablados, que se colocaban contiguos al sitio en que habia de invertirse el hormigon, y teniendo cuidado de que en cada tarea no se fabricase más de un tercio de metro cúbico. Aquellas proporciones del hormigon hidráulico, se adoptaron despues de várias pruebas, y dieron un resultado completamente satisfactorio.

Para la sumersion del hormigon, se establecieron ligeros andamios sobre los recintos, que sostenian los tornos destinados al descenso de las cajas. Éstas eran de madera, con abrazaderas de hierro, de forma prismática, que se volcaban tirando de una cuerda sujeta á su cara inferior, y tambien se usaron, para pequeñas profundidades, cajas que se vaciaban por el fondo.

Ademas del esmero que exigimos en la manipulacion y sumersion del hormigon, á fin de que aquélla reuniese todos los requisitos necesarios para que la mezcla fuese hidráulica y homogénea, de que la piedra quedase completamente envuelta por el mortero, y de que el hormigon no se deslavase en la inmersion, pusimos un especial cuidado en evitar que quedasen interceptados algunos depósitos de fango entre las capas de hormigon, cuya precaucion es indispensable si ha de lograrse obtener para los cimientos masas compactas y homogéneas. En efecto, cuando las aguas del rio estaban algo turbias (y áun sin este requisito, si bien en menor escala) se depositaba durante la noche, y en las horas de descanso, en las partes más bajas del cimiento, una capa de limo sumamente tenue, por lo cual se llevaban siempre con regularidad las capas, á fin de que no quedasen hoquedades rellenas de fango, de las que no hubiese sido fácil desalojarlo. Ántes de emprender el trabajo, despues de cada interrupcion, se te-

nia cuidado de barrer la superficie de la capa superior de hormigon por medio de una escoba de palastro, manejada desde el andamio, y se recogia el limo al pié del talud que limitaba dicha capa; despues se acumulaba en una pequeña acequia, que se dejaba junto al recinto de tablestacas, de donde se extraia con las dragas de mano, así como la lechada que producia el hormigon, no empezándose la sumersion hasta que quedaba la superficie en que habia que extender el hormigon, completamente limpia.

28. Construccion del resto de la obra de fábrica. A medida que se terminaban los cimientos, se enrasaba su coronacion al nivel del thalweg del rio en los apoyos de los tramos metálicos, y $2^m,55$ más arriba en los arcos de avenidas, cuyas cotas se fijaban con los mojones de referencia de ambas márgenes, y en seguida, se procedia de nuevo al replanteo con toda escrupulosidad, á fin de marcar sobre dichos cimientos, primero el eje del puente, despues el de cada apoyo, y por último, la forma del zócalo, cuyas líneas se señalaban sobre una capa de cemento que se extendia con tal objeto.

Para la construccion de las plantillas de la silleria se hizo una montea cerca de las avenidas de la márgen derecha, en la que se trazó en tamaño natural, por medio de los radios determinados por el cálculo (núm. 17), la bóveda representada en la figura 2.ª, con la division en dovelas, y se trazaron ademas el tajamar y las aletas curvas, á fin de hallar la forma de las plantillas algo complicadas, de las dovelas que habian de tener simultáneamente una parte del tajamar, y tambien las de la coronacion de las aletas cilíndricas.

Los medios auxiliares de que se valió el contratista para la construccion de las pilas y estribos centrales, no ofrecieron ninguna particularidad, y así nos limitarémos á hacer algunas indicaciones relativas á la construccion de las bóvedas. Sentados los zócalos de las pilas de avenidas, se colocaban los cojinetes de sillería que formaban el arranque de aquéllas, y las dos primeras hiladas de los tajamares, de las que la inferior tenía una parte de los cojinetes de los frentes; en segui-

da se colocaban las boquillas señaladas con el núm. 2, y otras dos hiladas de los tajamares, y se construia la fábrica de ladrillo de los cañones, correspondiente á dichos sillares de los frentes. Cuando las cinco bóvedas de un lado se hallaban en este estado, se procedia á la colocacion de las cimbras, cuyos cuchillos tenian la disposicion representada en la figura 5.ª, que se trazó sobre la montea, á fin de cortar las diversas piezas que los habian de constituir; una vez armados los cuchillos, y colocados en cada arco los tres órdenes de carreras entre las que comprendian las cuñas, á saber: dos apoyadas sobre los cimientos, y la central en un murete de mamposteria que se construyó con tal objeto, se elevaban los cuchillos por medio de una cabria, y se colocaban en su sitio, procediendo á su union por los dobles cepos, y á clavar la tablazon, despues que se comprobaba la posicion de cada uno de ellos.

Para los cañones de ladrillo adoptamos (figura 5.ª) el aparejo Inglés, ó sea por anillos independientes, á fin de que los tendeles no ensanchasen demasiado en el trasdos, como sucede con el aparejo más usual; y para evitar el inconveniente de la falta de enlace entre dichos anillos, se establecieron en tres puntos distintos de cada bóveda las trabazones convenientes. Ya dijimos que el espesor en la clave de los frentes de sillería era de $0^m,70$; pero considerando que sería tal vez insuficiente esta dimension para las bóvedas de ladrillo, dimos á las primeras que se construyeron el espesor de $0^m,84$, ó sea de tres ladrillos; pero en las últimas lo redujimos á $0^m,70$, colocando la tercera rosca de manera, que la dimension mayor de los ladrillos quedase en la direccion de las generatrices de los cañones, como se ha representado en la citada figura 5.ª Para la construccion de las bóvedas, se empezaba por la contigua á uno de los estribos, se hacia avanzar simultáneamente, tanto la colocacion de las boquillas, como la fábrica de ladrillo de ambos lados de dicha bóveda, empezándose la inmediata, ántes de que llegára á construirse la mitad de la primera, y así sucesivamente, teniendo cuidado de cargar algunos materiales sobre el vértice de cada cimbra, á fin de evitar

su deformacion; á pesar de lo cual, cuando las construccion de las bóvedas llegó próximamente á la mitad, se observó una abertura de 3 á 5 milímetros en el trasdos de la junta de rotura, que era conforme se habia deducido del cálculo de empujes y resistencias, la tercera junta de los frentes. Al construir las bóvedas de ladrillo, se tuvo cuidado de dejar los huecos necesarios para la colocacion de los tubos de desagüe. Cerradas las cinco bóvedas de cada márgen, desaparecieron casi por completo las desuniones de las juntas, y se dejaron trascurrir quince dias, ántes de proceder al descimbramiento, cuya operacion tuvo lugar, á fines de Julio del año 66 para las de la márgen izquierda, y en Noviembre para la derecha.

El descimbramiento se hizo por medio de las dobles cuñas, entre las que se habian interpuesto chapas de palastro, para evitar las penetraciones de las fibras. Al efecto, se colocó un operario provisto de su martillo, junto á cada par de aquellas de una misma bóveda, y dada la señal, las golpearon simultáneamente, para que bajasen algunos milímetros; suspendida la operacion, volvió á emprenderse con la misma uniformidad, hasta que se hizo descender á las cimbras próximamente un centímetro, y se suspendió de nuevo, para reconocer los frentes, y habiendo observado que no se apoyaban ya las bóvedas, se volvieron á bajar las cimbras todo lo que permitieron las cuñas, y se procedió en seguida á desarmarlas. Para medir el descenso de las claves, se tomaron, ántes y despues del descimbramiento, las alturas comprendidas entre los vértices de ambos frentes de cada arco y los muretes de mampostería, y resultó en todas las bóvedas de ambos lados de 4 á 5 milímetros, llegando en una hasta 10 milímetros.

Verificado el descimbramiento, se procedió á la construccion de la chapa de hormigon hidráulico, colocacion de los tubos de desagüe y los casquetes de fundicion de que arrancaban, construccion de los tímpanos, impostas, aceras y pilastras, retundido de juntas, etc.; se hizo el relleno sobre las bóvedas y el afirmado, con lo que se terminó la construccion de las

obras de fábrica, cuya recepcion provisional se verificó el 21 de Diciembre de 1867.

29. Rectificacion del cauce del rio. Ya indicamos, al ocuparnos del emplazamiento del puente, que las grandes erosiones que producian las avenidas del Guadalhorce en sus márgenes, hacian que fuese indispensable se ejecutasen trabajos de bastante importancia para conseguir la rectificacion é inalterabilidad del cauce en la proximidad del puente, pues de lo contrario, la gran revuelta situada aguas arriba, que comprendia una extension de cerca de un kilómetro de longitud, y que iba aumentando en cada crecida del rio su concavidad en la márgen izquierda, obraba por reflexion poco más arriba del estribo derecho del puente, mordiendo poco á poco la márgen contigua, y era muy probable, que si se hubiese abandonado á sí mismo el cauce del rio, al cabo de algunos años quedasen los arcos de avenidas dentro del mismo, lo cual hubiese comprometido mucho la existencia de la obra, y para evitar un riesgo de tanta trascendencia, se ha rectificado el cauce en una extension de cerca de dos kilómetros.

El trabajo principal consistió, en abrir un nuevo cauce y cegar la gran revuelta de que hemos hablado anteriormente; y como la extraordinaria anchura del alveo del rio en aquel sitio lo permitia, sin necesidad de ocupar terrenos situados fuera de dicho cauce, se empezó por abrir un canal de 15 metros de anchura en direccion próximamente normal al eje del puente, con lo cual se consiguió desde luégo que el rio se dividiese en dos brazos y que las avenidas empezasen á socavar las orillas del canal, para ir ensanchando su cauce; ademas, se construyeron dos espigones sumergibles, que habian de formar la futura márgen izquierda del rio, en la boca de aguas arriba y en la de aguas abajo del antiguo cauce que se trataba de cegar; pero como las aguas del rio hubiesen chocado con bastante oblicuidad con la estacada del cierre de aguas arriba, fué preciso construir otro espigon en la márgen derecha, y abrir tambien un canal, para conseguir que la corriente tomase la direccion del nuevo cauce; é igualmente,

para hacer desaparecer la concavidad de que hemos hecho mencion, situada en la proximidad del estribo derecho, se construyeron dos estacadas, una longitudinal aguas arriba del mismo, y otra más pequeña contigua al estribo izquierdo.

Los tipos adoptados para los espigones fueron de doble y simple fila de estacas; en los primeros, las estacas son de $5^m,00$ de longitud, se hallan distantes de un metro y ligadas en cada fila por dobles cepos, entrelazados de ramas y cañas, y rellenos de escollera en una altura de $2^m,00$, que es lo que sobresalen respecto del thalweg, y en las de simple fila, se han usado de 4 y 5 metros, ligadas del mismo modo, y rodeadas de un prisma de escollera. Los diversos tipos se adoptaron, segun la mayor ó menor exposicion á las socavaciones en los sitios en que habian de construirse; así, por ejemplo, el cierre de aguas abajo es en su totalidad de doble fila, así como la mayor parte del de aguas arriba, y en cambio, los restantes son principalmente de simple fila. Ademas, para facilitar los aterramientos, tanto en el brazo que se trataba de cegar, como en la concavidad contigua al puente, se añadieron espigones trasversales, formados de estacas de $3^m,00$ y situadas á distancia de $2^m,00$, rodeadas tambien de un prisma de escollera, y á las que se les sujetaron copas de árboles invertidas, para facilitar los depósitos que las aguas turbias llevan en suspension.

Las obras de rectificacion del cauce se hicieron en parte en el verano de 1867; pero habiéndose introducido algunas modificaciones en el primitivo proyecto de las mismas, se terminaron en el otoño de 1869, y el invierno siguiente se plantaron 60.000 varetas de chopo en el antiguo cauce del rio. El éxito de estas obras ha sido completamente satisfactorio, pues lo que ántes era un canal de poca anchura, se ha convertido en nuevo cauce del rio, y las crecidas del mismo han colmado en gran parte las concavidades que quedaban detras de los espigones, cuyos espacios, que pertenecian ántes al alveo del rio, se han convertido ya, en espesas alamedas de

chopos y cañas bravas, habiéndose logrado, por consiguiente, el objeto que nos habiamos propuesto.

30. Coste de las obras de fábrica y accesorias. El resultado que arroja la liquidacion de estas obras es el siguiente:

PARTES DE QUE SE COMPONEN.	VALORACION. Importes parciales. — *Escudos.*	VALORACION. Importes totales. — *Escudos.*
OBRAS DE FÁBRICA.		
Agotamientos y dragados (por Administracion).	6.510,368	
Pilas y estribos centrales.	33.739,479	
Arcos de avenidas..	64.969,129	
Importe de las obras de fábrica. . .	»	105.218,976
OBRAS ACCESORIAS.		
Embarcaderos, chanela y trasportes marítimos.	8.135,425	
Rectificacion del cauce del rio, plantaciones, caminos provisionales y otros accesorios.	45.524,192	
Importe de las obras accesorias. . .	»	53.659,617
COSTE TOTAL.	»	158.878,593

en cuyas partidas se ha tenido en cuenta el aumento del 15 por 100 para el presupuesto de contrata, y la baja de la subasta, de manera que la suma total es, el coste real y efectivo de las mencionadas obras.

CAPÍTULO IV.

COLOCACION DE LOS TRAMOS METÁLICOS.

31. Trasporte del material al pié de obra. Construidos los tramos metálicos del puente del Guadalhorce en la fábrica de Mr. Ernest Lasnier de Lyon, se emitieron á Málaga en dos expediciones, hechas en los meses de Julio y Agosto de 1868. Las vigas y las demas partes de los tramos, habian salido de los talleres en diversos trozos completamente armados y robrados, de las dimensiones convenientes, para que no fuesen tan pesados que llegase á hacerse difícil su trasporte, y sobre todo, las cargas y descargas que habia de sufrir hasta colocarse en obra. Así, las piezas de las cabezas de las vigas longitudinales tenian de 4 á 6 metros de longitud, constando de los diversos palastros que segun la situacion respectiva corresponden á cada trozo, unidas al alma vertical por medio de las dos escuadras señaladas en la figura 3.ª de la lámina 2.ª El peso de cada uno de estos trozos era variable segun el número de palastros, pero no excedia de tonelada y media en los más pesados. Los traveseros venian completamente armados, los montantes verticales descompuestos en las dos partes, que quedan separadas por la celosía, hallándose la exterior unida á las ménsulas que sostienen las aceras; los pequeños largueros que enlazan los traveseros, tenian la longitud comprendida entre cada dos de éstos, y por último, las barras de la celosía venian sueltas.

Así que recibimos todo el material de los tramos de hierro, en los muelles del puerto de Málaga, y despues de comprobadas las facturas, nos ocupamos del trasporte del mismo al pié de obra, de cuya operacion se desentendió el constructor Mr. Lasnier, por un artículo del contrato, pero comprometiéndose al montaje y colocacion de los tramos mediante una cantidad alzada. El trasporte del material se hizo muy rápidamente, y habiendo llegado algunos dias despues ocho operarios de la fábrica de Lyon, con su capataz, que trajeron los útiles y aparatos necesarios para el objeto, todo estuvo dispuesto para emprender las trabajos del montaje del puente, que se empezó el dia 1.° de Setiembre.

32. Eleccion del sistema de montaje. El primer punto que era preciso resolver para organizar la marcha de los trabajos era, si los tramos debian armarse en su sitio, ó sobre una de las avenidas de fábrica, para lanzarlos despues; pero dejando el contrato la libertad de eleccion al constructor, Mr. Lasnier optó desde luégo por el corrimiento, para lo cual envió los aparatos necesarios. En el caso actual, este procedimiento tenía, ademas de sus ventajas económicas, la circunstancia favorable, de que el montaje de las vigas en el sitio que debian ocupar, hubiera exigido la construccion de andamios fijos, y como quiera que la duracion del montaje habia de ser de unos cuatro meses, del otoño y principio del invierno, que es la época de las grandes avenidas del Guadalhorce, pudiera haber sobrevenido un accidente de consideracion, con el arrastre de los andamios, por cuyo motivo era más prudente optar por el corrimiento de los tramos.

El montaje de éstos debia hacerse naturalmente sobre los arcos de la márgen izquierda, que es el lado de Málaga; pero la primera dificultad con que se tropezó fué, que las vigas longitudinales debian tener $112^{m},60$ de longitud, miéntras que la avenida del puente no tiene más que $71^{m},30$, y como no estaba terminado el terraplen contiguo, era preciso limitarse para el montaje al piso de los arcos de la izquierda, subdividiéndose la operacion en várias partes. Ademas, segun

llevamos dicho en lo que precede, la obra de fábrica construida por una contrata distinta de la de los tramos metálicos, se hallaba terminada hacia un año, y colocadas, por consiguiente, las pilastras que interrumpen la barandilla de hierro sobre los arcos carpanales; de manera que fué indispensable empezar por desmontar dichas palastras, que hubiesen impedido el montaje y corrimiento de los tramos.

32. Elevacion del material sobre el puente. El trasporte del material se habia hecho, segun hemos explicado, hasta el pié de obra, habiendo dejado las piezas más pesadas contiguas á ambos paramentos de la avenida de fábrica, y las más ligeras debajo de los arcos. Antes de empezar á elevar el material sobre el puente, se armó en la parte inferior cada travesero á los dos montantes correspondientes, cuya operacion se hacia de la manera siguiente. Se empezaba por nivelar el terreno y colocar el travesero, se presentaban en seguida los dos montantes, se comprobaba despues su posicion midiendo las diagonales, y si éstas indicaban que los montantes no ocupaban su posicion, se les obligaba á llegar á ella por medio de gatos, verificado lo cual, se procedia á ver si los agujeros de los roblones que debian unirlos á los traveseros venian en perfecta coincidencia, y si así no sucedia, se golpeaba un pasador de un diámetro muy poco inferior al de los roblones, hasta que atravesase ambos agujeros, despues de lo cual se procedia al robrado.

Para elevar todo el material sobre los arcos, se disponia de los elementos siguientes: una pequeña cabria (figura 1.ª de la lámina 5.ª) un carro-grúa y una grúa adyacente al mismo, señalados tambien en la citada figura. La cabria se situó (figura 4.ª) sobre el puente y próxima á las aletas del mismo, y á fin de facilitar la subida de las piezas de gran longitud, se colocaron dos rails apoyados en el suelo y la imposta, de manera que cuando se queria elevar una de las piezas de las cabezas de las vigas, se atravesaba con el pasador del estribo indicado en la figura 5.ª, uno de los agujeros del alma de la T, escogiendo el más céntrico, y se subia en seguida por medio

de un torno, y los polipastros necesarios, segun el peso de la pieza, resbalando sobre los dos rails, conforme á la disposicion indicada en la figura 4.ª Para subir los traveseros ya armados á los montantes, segun hemos dicho, se sujetaban los dos ganchos de las extremidades de una cadena (figura 3.ª) á los agujeros superiores de ambos montantes por medio de dos estribos como el anteriormente indicado, suspendiendo despues el punto medio de la cadena con el gancho que pendia del extremo de la cuerda de la cabria, para elevar el conjunto, deslizando sobre los dos rails.

El carro-grúa de doble movimiento representado en las figuras 2.ª y 3.ª, iba montado sobre rails paralelos al eje del puente, siendo la separacion de éstos de $6^{m},45$, logrando de este modo que quedase espacio suficiente para poder montar con dicho aparato las vigas longitudinales y el piso, con excepcion de las aceras. El carreton estaba formado, segun se ve en las figuras, de dos cuchillos verticales de forma trapezoidal, consolidados por cruces de San Andrés, y ambos sostenidos por dos ruedas de $0^{m},60$ de diámetro, apoyadas sobre los rails. En los planos inclinados de los montantes no tenía el carreton más refuerzo que las tornapuntas, situadas bastante altas para dejar despejado el interior del andamio para el montaje de los tramos, llevando en la parte superior un pequeño carreton con su torno montado sobre dos rails perpendiculares á los anteriores, con una disposicion bien entendida del piso y las barandillas, á fin de reducirlos á lo puramente necesario. Por uno de los lados se dió al piso superior el vuelo de dos metros respecto del cuchillo, lo cual permitia al torno superior subir las piezas, que eran atraidas por operarios situados sobre el puente, así que llegaban á la altura necesaria.

34. Disposiciones adoptadas para el montaje. Ya hemos dicho que se habia decidido armar los tramos, y correrlos despues hasta su sitio; pero se presentaba otra dificultad, y es, que segun se ve en la figura 1.ª, el nivel del piso de las avenidas era superior en $1^{m},30$ al de las coronaciones de las pilas y estribos

centrales, cuya circunstancia se trató desde luégo de utilizar, para facilitar el movimiento de las vigas, dándoles una pendiente de $\frac{1,30}{112,60} = 0,0115$, dejando para despues el vencer las dificultades que habia de ofrecer el descenso de $1^m,30$ de la extremidad de la viga apoyada sobre el estribo izquierdo.

Fijados estos puntos esenciales, procedimos á hacer un replanteo exacto del eje del puente y de las dos líneas paralelas correspondientes á los ejes de las vigas longitudinales, cuya operacion tenía más importancia que de ordinario en el caso presente, por una circunstancia especial de la obra. Ya hemos dicho que la parte de fábrica se hallaba terminada en aquella época, y por consiguiente estaban en su sitio las pilastras (figura 1.ª, lámina 1.ª) de las pilas centrales, que no permitian más que un juego muy pequeño entre sus paramentos interiores y los pasamanos de las barandillas. El encargado del contratista nos instó para que desmontásemos dichas pilastras; pero esta operacion debia ser de cuenta de la Administracion, y siendo muy exiguo el presupuesto de que disponiamos para estos gastos accesorios y las pruebas del puente, y como quiera que para levantar y volver á armar dichas pilastras se necesitaba montar andamios y hacer un trasporte costoso por el rio, nos opusimos á ello, previniendo al citado capataz que no montase el pasamanos, con lo cual, y mediante una buena direccion en el corrimiento, creiamos que no habia necesidad de levantar las pilastras.

Trazadas sobre la avenida izquierda las dos líneas que debian servir de proyeccion horizontal á los ejes de los cuchillos, se procedió á fijar la pendiente de los mismos, que ya hemos dicho que debia ser de $0^m,015$, y con la condicion de que cuando la viga, despues del corrimiento, llegase á su extremo, fuese á parar sobre la caja de rodillos, segun está indicado en la figura 1.ª, lámina 5.ª; de manera que, conocido el desnivel de que hablamos ántes, claro está que la altura á que deberian pasar las cabezas superiores de las vigas respecto de la arista del muro, con que sobre el estribo izquierdo se gana dicho desnivel, sería precisamente la que debian tener los ro-

dillos sobre la coronacion del otro estribo, y de esta manera fijamos dos puntos, que determinaban dicha pendiente.

Ya hemos dicho que no permitiendo la longitud de la avenida del puente el armar de una vez los tres tramos, ó sea la longitud de 112m,60, fué preciso hacer montajes y corrimientos parciales, debiendo ser de 63 metros la parte que habia de armarse desde luégo, pues si bien se podia disponer de una extension libre de 69 metros, convenia dejar algun espacio para que la cabria pudiera funcionar, y para retirar cuando fuera preciso el carro-grúa.

35. Manera de armar los tramos. Así que se elevaron los materiales suficientes para no tener que interrumpir el trabajo, se emprendió el montaje, á cuyo uso se destinó el carro-grúa, continuándose la elevacion de las piezas con la cabria á medida que se iban necesitando. Para comenzar el montaje, se empezaron á colocar unas pequeñas cuñas de madera (figuras 2.ª y 3.ª) debajo del sitio que habian de ocupar las vigas longitudinales, colocadas de modo que su posicion correspondiese á la de los montantes y los puntos medios entre los mismos. Como ya se conocia la pendiente que habian de tener las vigas, y por consiguiente la de las caras superiores de las cuñas, se situaban éstas convenientemente, quedando, por lo tanto, en estado de recibir las cabezas inferiores de los cuchillos, cuyas piezas se habian subido sobre el puente, como dijimos ántes. Para ponerlas en su sitio, no habia más que elevarlas con el torno del carro-grúa, con auxilio del estribo de la figura 5.ª, y como dicho aparato tenía doble movimiento, se llevaban las citadas cabezas hasta que ocupasen con toda precision la posicion que les correspondia.

Colocada de este modo la pieza núm. 1 de cada cuchillo; pues, como éstas no eran iguales, venian marcadas con los mismos números de los dibujos que se acompañaron á la factura, se procedió á llevar á su sitio los traveseros unidos á sus montantes (figura 3.ª) por medio del mismo carro-grúa, presentándolos en una posicion perpendicular á la pendiente de los cuchillos; luégo se pusièron las varillas de las celosías,

sosteniéndolas por medio de algunos roblones. Despues de colocados, tanto los traveseros como las varillas, en el intervalo correspondiente á la pieza núm. 1 de la cabeza inferior, se puso la marcada con el núm. 2, tomando la precaucion de dejar algo más baja de su posicion la extremidad más distante. En seguida se continuó la colocacion de los traveseros correspondientes y de las celosías, para proceder despues á presentar las cabezas superiores designadas con el núm. 1. Para esto era preciso empezar por invertir las T de dichas cabezas, pues habiéndose subido estas piezas sobre el puente con el mecanismo de la figura 5.ª, quedaban apoyadas sobre el piso del mismo por la chapa horizontal, siendo así que para colocarlas en su sitio, debia quedar el alma para abajo. Para conseguir el objeto, se disponia de algunas pequeñas cadenas, terminadas en dos ganchos de forma rectangular, que dejaban un hueco igual al grueso máximo de los espesores de palastro; se colocaban las piezas de las cabezas apoyadas sobre algunos tarugos de madera (figura 6.ª), se enganchaba despues la cadena en uno de los costados de la cabeza y en el alma, acuñando convenientemente el huelgo donde lo hubiese, y sujetando el centro de la cadenita á la que pendia del torno, se verificaba la inversion en cuanto se elevaba algo la T, que quedaba en la posicion de la figura 7.ª; en seguida se llevaba á su sitio, dejándola apoyada sobre los montantes, para lo cual se dedicaban simultáneamente tres ó cuatro operarios á separar las barras de la celosía de uno y otro lado, á fin de que el alma de la cabeza quedase comprendida entre ellas.

Presentadas como llevamos dicho las piezas principales de un trozo de puente, se procedia á hacer la robladura. Ante todo, era preciso asegurarse del perfecto ajuste de los agujeros, y para conseguirlo, como la cabeza inferior núm. 2 se habia dejado algo baja, segun dijimos, era preciso calzar las cuñas, debiendo verificarse la coincidencia de los agujeros, cuando llegase á tener aquella pieza la misma pendiente que la núm. 1, cuyo resultado se consigue siempre que el trabajo se ha hecho con esmero y precision en la fábrica. Las peque-

ñas diferencias que se notaban en el ajuste de algunas piezas, se corregian por medio de pasadores, del mismo modo que dijimos al tratar del enlace de los traveseros con sus montantes, y en seguida se hacia el remache de los roblones. Para esto se disponia de várias fraguas portátiles, de dos modelos distintos, uno de los cuales está representado en las figuras 8.ª y 9.ª Un operario daba vueltas al manubrio, sobre cuyo eje está montada una rueda dentada que engrana con un piñon de eje horizontal, que por medio de otra rueda de mayor diámetro y una correa sin fin trasmite el movimiento á una de paletas, situada en una caja cilíndrica, provista de una abertura para la entrada del aire, que con el movimiento del manubrio se lanza por el tubo encorvado de la figura 8.ª, á la parrilla, sobre la que se ponia el carbon para la combustion, que se conseguia fuese muy activa.

El roblon se colocaba entre las brasas, y así que se ponia candente, lo cogia un operario con unas tenazas, y lo introducia rápidamente por el agujero que se trataba de llenar; inmediatamente aplicaba un molde, que tenia el hueco de la cabeza del roblon sobre este mismo, y otro operario, situado del otro lado, empezaba á golpear con un fuerte martillo la extremidad del pasador, hasta tanto que le formaba una segunda cabeza semejante á la primera, y para acabar de remacharla, dejaba el martillo, para apoyar tambien un molde semejante al del primer operario, que golpeando otro tercero con el martillo, lo dejaba con la forma de un casquete esférico, exactamente igual á las cabezas que venian hechas desde la fábrica.

Hemos explicado la manera de hacer el montaje del primer trozo de la viga, y como quiera que el procedimiento fué exactamente igual para el resto, tan sólo nos falta ocuparnos de la colocacion de las demas piezas del puente. La de los montantes exteriores se hacia generalmente despues que se terminaba en cada seccion la robladura de las piezas de que hemos hablado anteriormente; aquéllos se elevaban con una grúa, de que formaba parte uno de los montantes del carreton

(figura 2.ª), y como su peso no era más que de 186 kilógramos, se levantaban á mano por dos obreros, y así que se presentaban en su sitio, se sujetaban por medio de pasadores, para proceder inmediatamente á robrarlos. Por último, la colocacion de los pequeños largueros del piso, los hierros Zorés del mismo, y las planchas estriadas de las aceras, no ofrecia ningun particularidad que merezca especial mencion, y como quiera que para el resto del montaje, se siguió exactamente la misma marcha, es excusado que insistamos más sobre su descripcion, y sólo nos resta decir algunas palabras respecto de la colocacion de las planchas de fundicion, que habian de sostener sobre las pilas las cajas de rodillos, cuya operacion fué menester hacerla simultáneamente al montaje.

Al replantear la posicion de los ejes de las vigas longitudinales, se tuvo cuidado de marcarlos sobre las pilas y estribos centrales; pero ántes de fijar las placas de fundicion, era indispensable examinar para cada una de ellas la altura á que debian fijarse, que dependia necesariamente del número y espesor de los palastros en cada punto, de las cajas de rodillos, grueso de las correderas, etc., puesto que al terminar la obra de fábrica dejamos al mismo nivel las coronaciones de las pilas y estribos centrales. Del exámen de este punto resultó, que en los dos estribos hubo que rebajar el plano de coronacion para la colocacion de las correderas en $0^m,025$, en la pila de la izquierda por consiguiente, en $0^m,025 + 0^m,035 = 0^m,06$, en que el segundo término representa el espesor de los tres palastros que se adicionan en aquel punto, y en la pila de la derecha, hubo que elevar la coronacion en $0^m,10$, por medio de unos sillares adicionales, pues si bien habiamos proyectado que las vigas se fijasen sobre esta pila, no sabiendo si en la fábrica se introduciria alguna alteracion sobre este punto, preferimos dejar las coronaciones de las pilas y estribos al mismo nivel, hasta que se recibiesen los tramos metálicos.

Una vez armados los 63 metros lineales de puente, era inpensable, segun dijimos ántes, proceder á ponerlos en movi-

miento, á fin de poder adicionar á las vigas la longitud suficiente, para que no pudiera temerse que el brazo de palanca de la parte volada fuese nunca superior á la del trozo situado sobre los arcos.

36. Aparatos destinados al corrimiento de los tramos. Antes de emprender la explicacion de esta operacion es preciso que describamos los mecanismos que se emplearon en ella, empezando por los grandes rodillos representados en las figuras 12, 13, 14 y 15. Éstos son de fundicion, de $0^m,50$ de diámetro por $0^m,28$ de longitud, con dos estrías normales al eje del rodillo y convenientemente situadas, para que cuando las vigas longitudinales descansasen sobre ellos, correspondiesen con dichas estrías, las dos filas de roblones de las cabezas de los cuchillos; los rodillos terminan por ambos lados en gorrones de $0^m,20$ de diámetro por $0^m,11$ de longitud, y las cajas de fundicion tienen una forma rectangular, con dimensiones poco mayores que las del semicilindro, para que permita el giro de los rodillos; se apoyan sobre una base de gran superficie, y está reforzado el conjunto por varios nervios, como se ve en las citadas figuras.

Para poner en movimiento los tramos, se disponia de cuatro tornos, contando con el del carro-grúa, que pudo utilizarse en la última parte de la operacion, y claro está, que arrollando una cuerda en cada uno de ellos, y sujetándola invariablemente á los tramos y á un punto fijo, haciendo girar á los tornos, la cuerda se iria arrollando, y por consiguiente las vigas se moverian, acercándose á los puntos fijos. El mecanismo que servia para unir el torno á las vigas metálicas está representado en las figuras 16 y 17; se atravesaba un rail por los huecos de las celosías de las vigas longitudinales, paralelo y próximo al travesero contiguo á cada torno, y se ponia en contacto, tanto con dicho travesero como con los pequeños largueros del piso, por el intermedio de tacos de madera; se pasaba despues una cadena en la disposicion representada en las citadas figuras, que se enganchaba á un gran eslabon, apoyado tambien en los largueros por una vi-

gueta y unido al polipastro en que se arrollaba la cuerda del torno. Este sistema de union, que presentaba toda la solicitud necesaria, no dió lugar á la deformacion de ninguna de las partes de las vigas metálicas, á pesar del enorme esfuerzo de traccion desarrollado para el movimiento.

Por último, para esta clase de operaciones es indispensable el uso de gatos de gran potencia, y se disponia, ademas de los comunes, de varios del tipo representado en las figuras 10 y 11. Éstos se componen de una rosca de $0^m,08$ de diámetro, sostenida por una tuerca apoyada en cuatro pequeñas columnas; de un manubrio, que sirve para poner en movimiento la rosca, y de un casquete superior de acero, para recibir los pesos. Ademas, para evitar un descenso rápido, sea en la subida ó en la bajada, se hallan provistos de dos muelles, de los que se aproxima uno ú otro á la rueda dentada que está en la parte superior de la rosca segun el sentido del movimiento, quedando de este modo asegurado siempre el crik, que tiene tambien en la caja que le sirve de base otra rosca de eje horizontal, que permite los movimientos laterales; estos aparatos son de gran potencia, pues ha habido ocasiones en que los hemos visto sostener pesos que no bajarian de 50 á 60 toneladas.

37. Preparativos para el corrimiento de los tramos. Antes de emprender esta operacion, lo primero que hubo que hacer fué, quitar todas las cuñas de madera que estaban debajo de los cuchillos, sosteniéndolos provisionalmente por los gatos, hasta que se colocasen los rodillos. El trozo de 63 metros de puente ya armado, ocupaba la misma disposicion que la viga completa, representada en la figura 1.ª, con la sola diferencia de que empezaba en la mitad del primer arco, y llegaba hasta el escalon del estribo izquierdo. Ahora bien, los grandes rodillos tenian $0^m,57$ de altura, de manera que no cabian cerca del estribo, ni sobre la pila inmediata, y como no era prudente colocarlos sobre las bóvedas, fué menester situar cuatro de aquéllos en las pilas del arco central, como se ve en la citada figura. Para poner cada uno de éstos

se empleaban dos gatos dispuestos, á uno y otro lado de la posicion que habia de ocupar el rodillo; se interponia un trozo de madera entre los casquetes de los mismos y la cabeza inferior de la viga, y se procedia en seguida á la elevacion por medio de una cuerda sujeta al manubrio del gato, de la que tiraban 6 ú 8 operarios acompasadamente, para que en cada uno de estos esfuerzos recorriese el muelle de que hablamos ántes, un sólo diente de la rueda en que encajaba; de esta manera se conseguia, elevar uno de los cuchillos para colocar debajo el rodillo, que se sostenia al nivel correspondiente á la pendiente de los tramos, por un macizo formado por tablones de madera, debiendo tener cuidado de que el eje del rodillo, quedase exactamente perpendicular al del puente.

Una vez colocados los cuatro grandes rodillos sobre las dos pilas centrales, y como, segun llevamos dicho, no habia altura suficiente para poder sostener la extremidad del puente con otros dos de los mismos, se adoptó otra disposicion, que vamos á explicar, colocando de antemano aquéllos en el estribo central de la izquierda, sostenidos tambien por dos prismas formados con tablones; por cuyo motivo, y contando con el asiento que habian de sufrir cuando los tramos avanzasen sobre ellos, se dejaron ambos rodillos algo más altos de la rasante. Se empezó por perforar debajo de las extremidades de los cuchillos, el murete del estribo que contiene el terraplen de relleno de los tímpanos, y que sirve para ganar el desnivel entre el piso de los arcos y la coronacion de las pilas centrales, hasta la profundidad suficiente para que cupiesen los gatos, con lo cual se consiguió sostener provisionalmente el extremo de los tramos; en seguida se quitaron las cuñas inmediatas, y se colocaron debajo de cada una de las cabezas dos rails, sostenidos por pequeñas traviesas de madera y con la misma pendiente de los tramos; se colocaron despues, seis de los pequeños rodillos que habian de servir para la dilatacion del puente, encima de los rails y perpendiculares á su direccion, y á fin de que no tropezasen en éstos los roblones de la cabeza inferior, se pusieron sobre los rodillos, y paralelas á

los rails, dos barras de hierro forjado de $0^m,02$ de grueso por $0^m,08$ de ancho. Esta disposicion puede sustituir á los grandes rodillos; pero, como todo el sistema se mueve con la viga (excepto los rails), no debe emplearse más que cuando el otro no sea aplicable. Aquí se adoptó tambien para la otra extremidad, porque si se hubiesen dejado volados los 20 metros que quedaban á partir del rodillo de la segunda pila, éste quedaria muy fatigado, de modo que se sostuvo igualmente aquella extremidad, con la circunstancia, de que así que los pequeños rodillos recorriesen 10 metros de longitud sobre los rails, no habia necesidad de ellos, por no exigirlo la parte de la viga que quedaba volada.

Despues de sostenidos los tramos por los cuatro grandes rodillos, y otros cuatro sistemas de los pequeños de las correderas, se colocaron tres tornos sobre el piso de los tramos metálicos, en una disposicion análoga á la representada en la figura 1.ª (para cuando las vigas se armaron totalmente), y una vez hecho el enganche, por medio del sistema de las figuras 16 y 17, que ya explicamos, se colocaron otros aparejos á 5,00 metros de distancia de los primeros, y á cada uno de cuyos ganchos se unió una cadena que terminaba en una palanca de hierro empotrada en el murete del estribo, á la altura de la coronacion de las pilas centrales, cuya disposicion está indicada en la figura 1.ª

38. Primer avance de los tramos. Todos los preparativos que acabamos de describir terminaron el dia 13 de Octubre, para empezar al siguiente el corrimiento. Con tal objeto, se untaron de aceite los cojinetes de los grandes rodillos, se colocó un operario junto á cada uno de ellos, así como en los sistemas de pequeños rodillos, y cuatro en cada uno de los tornos, se examinó el estado de los enganches, aparejos y cadenas que habian de servir para la traccion, y hallándolos en buen estado, nos situamos con el capataz en el estribo central, para estar á la vista del avance de los tramos y de su apoyo cuando llegasen sobre los rodillos inmediatos. El capataz dió la señal por medio de un cuerno, y los doce operarios de los

tornos emprendieron simultáneamente el giro de los manubrios, poniéndose en seguida en movimiento los tramos metálicos, cuyo peso no bajaba, con la parte ya montada, de 130 toneladas; la operacion marchaba con toda regularidad, y al cabo de algunos minutos, las vigas habian avanzado los 4 metros que distaban sus extremidades de los grandes rodillos, quedando apoyadas sobre los mismos, despues de lo cual el capataz repitió la señal, y los tornos dejaron de funcionar instantáneamente. El corrimiento se emprendió, pues, felizmente; pero no se crea que esta operacion no se halla expuesta á entorpecimientos, pues son muchos los que ordinariamente se presentan, lo que ocasiona frecuentes detenciones en su marcha, como sucedió tambien en el caso presente.

La primera parte del avance de los tramos debia ser de 22 metros, pues no se consideraba prudente dejar volada una longitud mayor, ántes de agregar otro trozo de viga armada que hiciese contrapeso, y sostener tambien por algun medio la extremidad volada de los tramos; pero en el corrimiento de los citados 22 metros, tuvimos ocasion de tocar las principales dificultades de esta operacion, y consideramos preferible describirlas en conjunto, á seguir paso á paso el movimiento de los cuchillos, indicándolas en el órden en que se fueron presentando.

39. Entorpecimientos del corrimiento. El primer obstáculo con que se tropezaba al poner en movimiento los tramos, consistia, en que las cabezas de las vigas no tenian un espesor constante en toda su longitud, sino que estaban calculadas para que los cuchillos fuesen sólidos de igual resistencia, llegando en el caso actual el desnivel entre los puntos en que habia un solo palastro y los de cuatro á $0^m,035$, de manera que, siendo una línea escalonada la que servia de apoyo sobre los rodillos durante el corrimiento, era preciso que las vigas subiesen y bajasen las diferencias de los espesores. Para esto, los operarios que, segun hemos dicho, se colocaban junto á cada gran rodillo durante la operacion, se hallaban provistos de cuñas de hierro forjado, que tenian en una extre-

midad un espesor igual al que se trataba de ganar, y que disminuian hasta cero, siendo su longitud de unos $0^m,60$ á $0^m,70$ por $0^m,05$ de latitud. Cuando durante el movimiento se aproximaba al rodillo uno de los escalones de la cabeza inferior, los operarios colocaban tres cuñas como la que acabamos de describir en frente de las tres porciones del cilindro (figura 12), que servian de apoyo á las vigas, y en contacto con las citadas cabezas, y á medida que continuaba el avance de los tramos, introducian primeramente sobre los rodillos los extremos más delgados de las cuñas, para ganar gradualmente el escalon formado por la diferencia del número de palastros.

Este procedimiento es bastante sencillo; pero se halla expuesto á várias dificultades. En primer lugar, las cuñas, que recibian un peso enorme, sufrian entre los rodillos y los cuchillos el efecto de un laminador, mediante á lo que se dilataban, á veces hasta $0^m,02$, tropezando, por consiguiente, con el canto del palastro contiguo, lo cual alteraba la posicion de dichas cuñas, y en consecuencia, la de los rodillos, á ménos que los operarios diesen inmediatamente la voz al capataz, para que hiciese la señal de suspender el corrimiento, por cuya razon convenia no poner las cuñas en contacto del referido canto, dejando algun hueco para la dilatacion, á pesar de lo cual, los desarreglos eran frecuentes, lo que obligaba á suspender la operacion para aplicar los gatos, á fin de elevar algo los tramos para colocar nuevamente las cuñas en su sitio.

Ademas de esta dificultad se presentaba otra, motivada tambien por la línea escalonada de la cabeza inferior, porque cambiando con frecuencia, al paso de cada rodillo, el nivel de las vigas longitudinales, que subian á veces en algunos de aquellos, para bajar simultáneamente en los inmediatos, resultaba que cada viga, en vez de apoyarse en los tres grandes rodillos, y los pequeños del extremo (pues se habian quitado ya los del estribo central), ó sea en cuatro puntos, no estaba sostenida más que en tres, fatigando mucho, por consiguien-

te, las planchas de apoyo sobre los rodillos. Ahora bien; áun sin esta desfavorable circunstancia, preciso es reconocer, que uno de los defectos del sistema de correr los tramos consiste, en los enormes esfuerzos trasversales que sufren las vigas durante la operacion, y que son muy superiores á los que experimentan en la obra una vez colocados en su sitio, pues todo el peso de los tramos actúa sobre los grandes rodillos por superficies sumamente pequeñas, lo que produce en los cuchillos un efecto análogo al de una gran tijera, dando lugar á que trabajen en condiciones para las que no han sido calculados, agravándose esto cuando, por la explicacion que hemos dado anteriormente, quedan libres algunos de los rodillos.

Bien pronto tuvimos ocasion de observar prácticamente estos inconvenientes, pues á poco que avanzó el corrimiento, empezaron á abollarse las cabezas inferiores de las vigas, en los sitios en que no habia más que uno ó dos palastros, sobre todo, hácia el medio del intervalo comprendido entre cada dos montantes consecutivos. Inmediatamente dimos órden de suspender la operacion, y de que se procediese á reforzar todas las partes débiles de las vigas con madera; cuya medida no hubiese sido probablemente necesaria si se hubiesen conservado los pequeños montantes de nuestro proyecto, situados en los puntos medios de los demas, y que sólo llegaban á la altura del piso; pero se suprimieron al reducir á la mitad los traveseros, como dijimos en el número 11. Para reforzar las vigas, se colocaron entre cada dos montantes, dos tablones verticales por cada lado de la celosía, unidos con pasadores y apoyados sobre la cabeza inferior en unas carreras tambien de madera, con cuyo sistema se evitaron completamente los desarreglos que se habian presentado anteriormente, á pesar de lo cual, siempre que se suspendia la operacion, se procuraba dejar las vigas apoyadas en los rodillos, en frente de los montantes.

Para remediar estos inconvenientes, que dificultan mucho el corrimiento de los tramos y ocasionan á veces accidentes, deben introducirse, en nuestro concepto, algunas reformas,

bien en la construccion de los cuchillos ó en los aparatos destinados al corrimiento. Lo más sencillo nos parece, hacer que sean planas las caras exteriores de las cabezas respecto del eje neutro, siendo escalonadas las interiores, pues se reduce á que las escuadras de union con las almas, en vez de ser rectas, sigan las diferencias de los espesores de los palastros, acortándose, por consiguiente, en algunos puntos la longitud de los montantes y de las varillas de las celosías, lo cual no complicaria la fabricacion ni el montaje de los tramos, ni sería apénas perceptible á la vista, y facilitaria, en cambio, el corrimiento. Pero si se quisiera evitar el introducir alteracion alguna en la construccion de aquéllos, se obtendria el mismo resultado, variando la disposicion de los rodillos por medio de un mecanismo adecuado para poder subir ó bajar sus ejes; ademas, deberian colocarse en cada apoyo dos rodillos en vez de uno, y cuando pasase entre ambos el escalon de los palastros, los ejes tendrian el mismo desnivel de la cabeza inferior, y aflojando uno de los dos (segun el sentido del movimiento), poco ántes de que llegase el escalon á apoyarse sobre él, para subirlo ó bajarlo despues hasta el contacto con el cuchillo, se evitarian los inconvenientes ocasionados por los desniveles de los apoyos, de que nos hemos ocupado anteriormente.

Tambien hemos indicado, cómo contribuian las cuñas al desarreglo de los grandes rodillos; pero no es ésta la única causa que producia tal efecto. En primer lugar, si se examina la posicion de los que se hallaban montados sobre las dos pilas del arco central, observando la seccion trasversal (figura 4.ª de la lámina 4.ª), y situando en la misma los mencionados rodillos, resulta que las bases que les servian de apoyo descansaban sobre las losas contiguas á la imposta, que estaban sostenidas por el terraplen de relleno, y en parte por los tímpanos, lo cual dió lugar repetidas veces á asientos de dichas losas, y por consiguiente, de los rodillos, obligando, en cuanto se observaba el menor desarreglo, á suspender el corrimiento, para aplicar los criks junto al rodillo, y des-

pues de elevar el cuchillo, proceder al recalce de aquel. Todas las precauciones eran pocas para una operacion tan delicada, y que exigia una atenta vigilancia por parte de cada uno de los operarios que se situaban junto á los rodillos, pues á poco que se torciese una cuña de las que servian para salvar los escalones de la cabeza inferior, ó por un pequeño movimiento de giro en los rodillos, que se bajaban más del lado del terraplen, el efecto que se producia era, que las cabezas de los roblones de las vigas, en vez de pasar por el centro de las estrías de los grandes rodillos, empezaban á tropezar con la superficie de las mismas, y una vez iniciado este efecto, como el esfuerzo que se comunicaba era tan considerable, se verificaba inmediatamente el desarreglo completo del rodillo. Cuando esto sucedia, para volverlo á su sitio se empezaba por aflojarlo, y se tomaba como punto fijo la caja del que se hallaba en frente, y colocando entre ambos un gato de la disposicion comun, por el intermedio de una viga de madera, apoyada sobre el piso del puente, se conseguia mover el rodillo hasta ponerlo en su sitio.

Por último, las cuerdas que pasaban por los polipastros para la traccion de las vigas, y que se arrollaban en los tornos á medida que el corrimiento adelantaba, no permitian más que un avance de 5 metros cada vez, de manera que en cuanto se juntaban ambos aparejos, era preciso suspender la operacion para volverlos á separar, colocando de nuevo las cuerdas, en lo que se invertia próximamente media hora.

10 Continuacion del corrimiento. Andamio móvil. Descritas en el número precedente las principales dificultades que se presentan en general al correr los tramos, volvamos al punto en que dejamos las vigas, para explicar las principales circunstancias de la operacion, en el órden que se fueron presentando. Ya dijimos que aquéllas avanzaron sin dificultad alguna los primeros 4 metros, quedando apoyadas sobre los grandes rodillos del estribo; continuando el corrimiento, poco despues se fueron saliendo los pequeños rodillos de su sitio, despues de recorrer hasta la extremidad de los rails que los

sostenian; y como sólo quedaban 14 metros volados, no fué menester trasladar el sistema de los pequeños rodillos, que se quitaron desde luégo. El avance de los 22 metros que, segun dijimos, constituian la primera parte del corrimiento, invirtió cuatro dias, y esta circunstancia basta por sí sola para indicarnos lo frecuentes que son las interrupciones y desarreglos en esta operacion, pues de lo contrario, hubiese bastado con media hora para conseguir igual resultado; pero excusamos detenernos en más pormenores sobre el mencionado avance, pues los entorpecimientos del corrimiento no fueron distintos de los descritos en el número anterior.

Llegados á este punto, se suspendió la operacion, para proceder nuevamente al montaje en el espacio que habia quedado libre subre los arcos, añadiéndose 27 metros á los que ya tenian las vigas, con lo que la longitud armada era de 90 metros. En el estado en que se hallaban los tramos, habia una parte volada hácia el rio, de 18 metros, y si bien por el momento no inspiraba temor alguno, hubiese sido arriesgado y áun peligroso que se continuase el corrimiento hasta la primera pila sin sostener por medio alguno la extremidad de los tramos, pues la parte volada hubiese llegado á ser en tal caso de $36^{m},80$. Ahora bien; áun considerando la viga como empotrada en el rodillo y sometida á su propio peso, que era de 1.005 kilógramos por metro lineal de cada cuchillo (teniendo presente que á los tramos les faltaban las barandillas), vamos á calcular la flecha de los cuchillos en su extremidad determinada por la fórmula (1)

$$f = \frac{p}{\Sigma} \frac{a^4}{8}$$

en que p es el peso por metro lineal; $\Sigma = E\,Y$ siendo $E = 20.000$ el coeficiente de elasticidad del hierro forjado, $Y = 2\,b\,h\,x$ el momento de inercia de la viga (núm. 13), cuyas dimen-

(1) Saavedra, *Resistencia de materiales*, pág. 80.

siones son $b = 0^m,50$, $h = 1^m,67$ y $x = 0^m,0517$, cuando la parte volada fuese igual á un tramo, siendo por consiguiente su longitud $a = 36^m,80$; sustituyendo en el valor de f se obtiene $f = 0^m,139$ (1).

Si, por el contrario, se quiere hallar el peso máximo por metro lineal de cuchillo para que su deformacion no exceda del límite de elasticidad, tendrémos

$$p = \frac{2\,R\,Y}{a^2\,V'}$$

en que R = 6 kilógramos es la resistencia permanente del hierro por milímetro cuadrado, é $\frac{Y}{V'} = 2\,b\,x$, y haciendo las sustituciones da $p = 458$ kilógramos, ó sea ménos de la mitad de los 1.050, que, segun hemos dicho, pesaba cada cuchillo.

Ambos resultados nos indican claramente, lo arriesgado que hubiera sido verificar el corrimiento total de los tramos, sin apoyo alguno, pues ademas de trabajar el hierro para la flexion á razon de 13,70 kilógramos por milímetro cuadrado, el esfuerzo trasversal sobre el rodillo hubiera sido tan enorme, que en nuestro concepto debia temerse la rotura, ó por lo ménos una gran deformacion de la viga. Ademas, debemos advertir, que habia otros puntos áun más comprometidos que el correspondiente á un vuelo de 36,80 metros, pues si bien en las demas posiciones esta longitud era menor, en cambio se reducia el número de palastros de las cabezas, siendo el espesor solamente de $0^m,0158$ en donde no habia más que uno.

En vista de esto, creimos indispensable el empleo de algun medio auxiliar para sostener la extremidad de los tramos, y lo más sencillo fué montar un andamio móvil, cuya disposicion está representada en las figuras 18 y 19. Se colocó en el lecho del rio, una via de 18 metros de longitud por 5 me-

(1) Durante el corrimiento tuvimos la curiosidad de examinar prácticamente este efecto, bajando las cuñas del andamio móvil, y observamos una flecha de $0^m,160$.

tros de ancho, montada sobre cuñas y largueros, y que ocupaba la parte comprendida entre la primera pila y la mitad del primer tramo, no habiendo ofrecido dificultades su colocacion, porque no pasaba agua por aquel sitio. El objeto de las cuñas de la parte superior del andamio era, para aflojarlo cuando fuese menester.

Colocados los 18 metros de via, y montado el andamio, se situó éste en el extremo más distante de las pilas, y como la parte volada de los tramos era tambien de 18 metros, ó sea en total 36 metros, era preciso un pequeño avance de los tramos, para que su extremidad se apoyase en el andamio; se dispusieron al mismo tiempo sobre los arcos, los sistemas de pequeños rodillos á 10 metros de las extremidades de los cuchillos, á fin de sostener la parte últimamente adicionada á los tramos; y hallándose todo preparado, se emprendió de nuevo el corrimiento el 6 de Noviembre. Se dió un avance de 5,00 metros, sin más contratiempos que los procedentes de la dilatacion de las cuñas, y desarreglos consiguientes de los rodillos, y suspendida la operacion para separar de nuevo los polipastros de traccion y trasladar el sistema de pequeños rodillos, se procedió tambien á hacer retroceder 2,00 metros al andamio móvil, lo cual era indispensable para que cuando llegasen los cuchillos hasta la primera pila, sobresaliesen lo suficiente para alcanzar los rodillos situados sobre la misma, tambien sobre prismas de madera (figura 1.ª). El retroceso del andamio no ofreció dificultad, lo cual indicaba claramente que no actuaba un gran peso sobre él, á pesar de los 23 metros de vuelo de los tramos. Se observó al mismo tiempo, que de los tres grandes rodillos de cada cabeza, los del centro estaban perfectamente libres, y puede calcularse el enorme esfuerzo trasversal que actuaria sobre los otros dos, que sostenian casi la totalidad del peso de los 90 metros del puente ya armados; así es que hubo que elevar $0^{m},01$ ambos rodillos sobre gatos.

El dia siguiente se continuó el corrimiento, llegando hasta la pila primera, en la que se recibieron primero los cuchillos,

hasta que continuando despues la operacion, se consiguió dejarlos apoyados sobre los rodillos, que, como hemos dicho, se habian montado sobre la pila. El dia inmediato, ó sea el 8 de Noviembre, se continuó el avance de los tramos, y así que llegaron á tener un vuelo de 16 metros sobre la pila, se suspendió el corrimiento para proceder al montaje de los 22,60 metros que faltaban para completar los tres tramos.

Terminado el montaje total, era preciso continuar tambien el corrimiento hasta el estribo derecho; pero, segun llevamos dicho, el extremo de las vigas habia quedado próximo á la mitad del tramo central, y como los dias anteriores llovió bastante, el rio llevaba un metro de altura de aguas, y lo que era más temible, el tiempo amenazaba, lo cual ofrecia una nueva dificultad por el peligro de que, empleando, como en el primer tramo, el andamio móvil, fuese arrastrado por una avenida, dejando sin apoyo la parte volada. Un medio se presentaba para evitar el riesgo y que consistia, en reemplazar el andamio, por un voladizo de madera fuertemente ligado á los cuchillos, y se pensó en adoptarlo; pero su construccion no estaba tampoco exenta de dificultades, puesto que habia de hacerse sin andamios, y por otra parte, para dar á dicho voladizo la solidez que deseábamos, era preciso emplear bastante madera y herraje, á lo que no se encontraba muy dispuesto el encargado del contratista, por lo cual, y en vista tambien de la pérdida de tiempo que representaba, se renunció por completo al pensamiento de emplear el voladizo.

Se apeló, pues, nuevamente al andamio móvil, á pesar del riesgo que indicamos ántes, y para evitarlo en lo posible, se colocaron los rails (figura 1.ª) montados, cada uno sobre dos filas de estacas hincadas un metro en la grava del rio, cuya operacion se hizo con bastante trabajo por la altura del agua, y sobre todo, la corriente que llevaba en el thalweg. Montado el andamio en la extremidad de la via, á la que se le dió tambien 18 metros de longitud, se empezó de nuevo el corrimiento el 5 de Diciembre, dejando los tramos apoyados so-

bre dicho andamio el mismo dia, en el que quedaron las vigas en la situacion representada en la figura 1.ª

Los dias siguientes se dedicaron á la misma operacion, que la interrumpieron en parte las lluvias; y léjos de poder activarla á medida de nuestros deseos, habia otra causa de retrasos y entorpecimientos, ademas de las que ántes hemos explicado, y que consistia en que, sea por la dificultad de trabajar en el agua ó por descuido, el resultado es, que á los largueros montados sobre los cepos de los pilotes y que sostenian los rails, no se les dió la pendiente de las vigas, sino que se dejaron horizontales, y por consiguiente, fué menester trazar con la extremidad de los cuchillos una línea escalonada, no dando á los desniveles parciales más que unos cuatro centímetros; esto lo permitia la flexibilidad de los tramos, y se conseguia, suspendiendo el corrimiento y calzando convenientemente las cuñas montadas sobre el andamio. Con todas estas dificultades, agregadas á algunas interrupciones motivadas por las lluvias, la operacion marchaba con lentitud, y como nos hallábamos en lo más crítico de la misma, pues el andamio estaba situado en el thalweg del rio, no podiamos ver sin inquietud encapotarse más y más el horizonte, acompañado de todos los indicios de fuertes lluvias, pues sobraban motivos para temer un accidente, si ocurria una crecida de tres metros de altura. Por fin, el 10 de Diciembre, no nos faltaban más que cinco metros para llegar á la segunda pila, y presenciábamos con verdadera ansiedad los trabajos; las circunstancias no podian ser más apremiantes y los operarios hacian sus faenas, á pesar del agua que caia en abundancia; pero por fin, vencidos todos los entorpecimientos de la operacion, vimos con satisfaccion, al anochecer del mismo dia, que los extremos de los cuchillos quedaban apoyados sobre los rodillos montados en la segunda pila, con lo que desaparecieron nuestras inquietudes, pues todo lo más que podia suceder con la avenida que se esperaba era, el arrastre del andamio, pero no un accidente en las vigas. La lluvia continuó durante toda la noche, y al dia siguiente ocurrió

una crecida, pero no fué de importancia, y el andamio se conservó en su sitio; retirándolo, así que mejoró el tiempo.

Para continuar el corrimiento, fué indispensable cambiar la posicion de los puntos fijos de las cadenas de traccion, porque á poco que avanzasen los tramos, no hubiese quedado una longitud suficiente de los mismos sobre los arcos de fábrica, para que cupiesen las cadenas y cuerdas que unian los polipastros, con la separacion necesaria para que se pudiera verificar la traccion, y al efecto se practicaron cuatro agujeros horizontales, de cerca de un metro de profundidad, en la primera pila sobre el zócalo, y del lado de la misma más próximo al centro del rio; en ellos se introdujeron cuatro barras de hierro, en cada una de las que se enganchó el eslabon de una cadena; éstas pasaban por encima de dicha pila hasta el estribo izquierdo, y se hallaban sostenidas hácia el centro del primer tramo, por un ligero andamio.

Habiéndose desmontado ya el torno del carro-grúa, se colocó tambien sobre los hierros Zorés del piso, contiguo á los otros tres, y se emprendió de nuevo el corrimiento, que se continuó hasta la mitad del tercer tramo, sin que ocurriese nada digno de mencionarse. Se montó tambien el andamio móvil, entre el estribo derecho y el centro del tercer tramo, lo cual fué fácil, tanto porque habia bajado el agua del rio, como por hallarse más elevado el lecho del mismo, que en el tramo central; de manera que se adoptó, para colocar los rails, la misma disposicion que en el primer tramo, continuándose el avance de las vigas en los dias siguientes, hasta que cuando sólo faltaban cinco metros para llegar al estribo derecho, ocurrió un pequeño accidente, que exigió más de un dia de trabajo para remediarlo, y que consistió en lo siguiente. Uno de los operarios que se hallaban sobre la primera pila, aplicando las cuñas de hierro para ganar un escalon de dos palastros, se distrajo sin duda, y no dió la voz para avisar que las cuñas se torcian, lo cual sucedió hasta el punto, de que dichas cuñas se hundieron en las estrías del gran rodillo, y simultáneamente bajaron las vigas dos centímetros. Para re-

mediar este contratiempo, las dificultades hubieran sido menores ántes de haber llegado á la segunda pila; pero como en ésta no quedaba altura suficiente entre su coronacion y las cabezas inferiores de las vigas, para que cupiesen los rodillos, ni espacio bastante para que los operarios pudieran mover los gatos, fué menester colocar dos rails contiguos en direccion normal al eje del puente, y debajo de las vigas, en el espacio libre que quedaba al lado de los grandes rodillos de dicha pila, y en contacto con los pequeños largueros del piso, practicándose dos agujeros en la mampostería á un lado y otro de cada rodillo, con la profundidad suficiente para que pudieran alojarse los gatos, que habian de sostener los cuchillos por el intermedio de los rails.

Al mismo tiempo, y para facilitar la elevacion de las vigas en la misma pila, se trató de calzar las cuñas del andamio móvil, pero como la parte volada del tercer tramo era de unos 31 metros, y por consiguiente el peso que actuaba sobre el mismo de mucha importancia, no se consiguió el objeto, por lo que se puso un poste vertical debajo de la extremidad de cada cuchillo, que se sostuvo por un crik montado sobre el lecho del rio, y así que se aligeró el andamio, se aprovechó tambien la oportunidad para retirarlo algunos metros, á fin de que cuando llegase la extremidad de las vigas sobre el estribo, tuviese el vuelo suficiente para poder avanzar sobre los rodillos; despues de lo cual, se recibieron los cuchillos con los gatos, y se colocaron en seguida en su sitio las dos planchas de fundicion (figura 9.ª de la lámina 2.ª), que van unidas á las cabezas, y bajando despues los criks, quedaron los tramos apoyados sobre los rodillos del estribo. Con esto quedó terminado el corrimiento el dia 16 de Diciembre, habiéndose invertido, por consiguiente, once dias, para correr tramo y medio, de los cuales se perderian dos, ó á lo sumo tres por las lluvias.

41. Descenso de los tramos. Para que éstos quedasen en su posicion definitiva, faltaba bajar la extremidad del estribo izquierdo nada ménos que 1,30 metros, cuya altura no deja de

ser de bastante importancia, tratándose de una mole que pesaba 236 toneladas. Ya sabemos que los tramos estaban apoyados (figura 1.ª, lámina 5.ª) en los grandes rodillos de las pilas y del estribo izquierdo, y en los pequeños del derecho, y aunque el primer medio que se ocurre para descender los tramos, consiste en sostenerlos con gatos, retirando los grandes rodillos, para hacerles girar proporcionalmente á sus distancias el punto fijo del estribo derecho, este procedimiento, ademas de exigir muchos criks, hubiera originado una pérdida de tiempo y de trabajo á los operarios de las dos pilas, siendo, por consiguiente, muy defectuoso. En cambio, si recordamos que en una viga apoyada en dos puntos situados á nivel, y cargada uniformemente en toda su longitud, las flechas producidas por la flexion, crecen en razon de las cuartas potencias de las luces, observarémos que, asi como la que corresponde á cada uno de los tres tramos del puente considerado aisladamente es muy pequeña, si se quitase uno de los apoyos sería suficientemente grande, para poder conseguir el objeto apetecido, subdividiendo el descenso en várias partes. En efecto, la fórmula que nos da la flecha para este caso es (1)

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p\,a^4}{E\,Y}$$

que comparada á la que calculamos en el número anterior, nos dá la relacion de $\frac{5}{48}$, de manera que la correspondiente á un tramo (suponiendo que los espesores de los palastros sean iguales en el centro y en las pilas) es de

$$\frac{5}{48} \times 0^m,139 = 0^m,0145$$

y suponiendo que se suprime uno de los apoyos, es decir, que la parte sometida á la flexion consta de dos tramos

$$2^4 \times 0^m,0145 = 0^m,232$$

(1) Collignon, *Theorie Elémentaire des poutres droites*, pág. 17.

y si bien no conviene bajo ningun concepto que la viga tome una flecha tan considerable, porque trabajaria el hierro más de lo permitido por su elasticidad; en cambio, no hay inconveniente alguno en adoptar un descenso parcial de $0^m,04$ ó $0^m,05$, y por consiguiente, para bajar los tramos hasta su sitio, adoptamos la disposicion indicada en la figura 20. La línea 0 0 (en que las distancias verticales son treinta veces mayores que las horizontales) representa la inclinacion de la viga, que se halla subdividida en sus tres tramos. Ahora bien, si á partir del punto 0 de la segunda pila, se toman en la vertical $0^m,04$, y se hace bajar á la viga hasta esta altura, corresponderán $0^m,08$ en la primera pila y $0^m,12$ en el estribo izquierdo, y para conseguir que este descenso se verifique sin que la flecha de cada porcion de dos tramos exceda de $0^m,04$, basta distribuir la operacion en varios descensos parciales, indicados en la mencionada figura. Así, bajando el punto 0 al 1 la viga quedará en la posicion 0010, despues el 0 de la pila izquierda desciende al 2, luégo el 0 del estribo al 3, recorriendo un camino de $0^m,08$, ó sea el doble de los demas, porque sólo se desviará en $0^m,04$ de la prolongacion del eje de los otros dos tramos, y continuando del mismo modo con los descensos, 4, 5 y 6, se llega á la posicion 5, 4, 6, 0, que es una línea recta, y repitiendo las mismas seis operaciones para cada bajada de $0^m,04$ en la segunda pila, se llegará al cabo de $\frac{1,30}{3\times0,04} = 10,83$ veces, á la posicion horizontal que deben ocupar los tramos.

Ésta es la marcha que nos propusimos seguir para el descenso de los tramos, y al efecto se empezó por quitar los grandes rodillos de la pila, para reemplazarlos provisionalmente con tacos de madera; éstos debian sustituirse en seguida, en cada uno de los cuchillos por tres gatos, sobre los que se apoyarian por el intermedio de rails, situados perpendicularmente á los mismos, en una disposicion análoga á la explicada en el número anterior; pero como los operarios que habian de obrar en cada gato lo hacian tirando del extremo de una cuerda, ocupaban toda la coronacion de la pila, y por consiguiente, no era posible bajar simultáneamente los dos cuchillos, á

ménos de montar andamios apoyados en el cauce del rio, lo cual presentaba varios inconvenientes. A falta de esto, y teniendo colocados los seis criks, se podia hacer girar, primero á los tres de un cuchillo, hasta dar una vuelta completa, con lo que se bajaba $0^m,01$; repetir despues la misma operacion en el otro, y así sucesivamente, llegando al descenso de $0^m,04$ en cada pila, por medio de un movimiento oscilatorio; pero esta marcha hubiese exigido más gatos de los que se podian disponer, y complicaba bastante la operacion, por lo cual, se prefirió bajar de una vez los $0^m,04$ en una cabeza, y despues en la otra, cuyo descenso lo permitia la elasticidad del conjunto de los tramos. Esto, á su vez, tenía otro inconveniente, pues segun dijimos en el número 32, hallándose colocadas las pilastras de las pilas centrales, de manera que dejaban muy poco juego; entre sus paramentos interiores y las aristas de las aceras de los tramos, el corrimiento se realizó rozando á veces con dichas pilastras; pero, con el movimiento oscilatorio para el descenso, giraban las cabezas superiores de los cuchillos, lo cual hacia que tropezasen en las pilastras más que en el corrimiento, por lo que fué menester rebajar algo sus paramentos.

Otra precaucion que convenia tomar en esta operacion era, la de no tener apoyados los tramos sobre los gatos más que el tiempo puramente preciso, porque el efecto de la dilatacion por el calor era bastante notable en el centro del dia, y tendia á torcer y romper los criks.

Creemos inútil entrar en más detalles acerca del descenso de los tramos, por haber explicado ya lo esencial de la operacion, que quedó terminada el dia 9 de Enero, habiéndose invertido en ella diez dias; y cuando los tramos llegaron á su sitio, tuvimos la satisfaccion de encontrar una coincidencia completa entre la posicion de los ejes de las pilas y estribos, entre la obra de fábrica y los tramos metálicos.

42. Colocacion de las barandillas y pintura de los tramos. Ya dijimos que para facilitar el corrimiento de los tramos á su paso entre las pilastras de las pilas centrales, no se montaron

de antemano las barandillas, dejando esta operacion para cuando estuviesen las vigas en su sitio. Los antepechos, que son de fundicion, se remitieron de la fábrica en trozos de un metro de longitud, á los que les faltaba simplemente el pasamanos de hierro forjado, que venía por separado, en barras de unos cuatro metros de largo. Las barandillas de los tramos metálicos, se sujetaban en su parte inferior á las ménsulas, por medio de pernos, y para fijar el pasamanos, se abrian con un berbiquí orificios que los atravesasen, así como á la parte superior de los antepechos, y se enlazaban despues con pequeños tornillos. Sobre los arcos de las avenidas, se empotraban las barandillas, practicando unos agujeros en la sillería de la imposta, donde penetraban las espigas salientes de los antepechos, que se sujetaban emplomándolas.

Todas las piezas de que se componian los tramos, habian recibido en la fábrica la pintura llamada de imprimacion, y debia dárseles en la obra dos manos al óleo: y á fin de evitar la colocacion de andamios, se dieron ambas capas á medida que se iban armando las vigas, exceptuando la parte de los cuchillos superior al piso, á la que se le dió la segunda mano despues que los tramos quedaron en su sitio. El color que escogimos para la pintura fué un gris claro, que da un aspecto de mayor ligereza á los cuchillos, y para las barandillas preferimos el verde oscuro, que las hace destacarse mejor, respecto de aquéllos. Por último, sobre el tablero metálico se extendió una capa de alquitran mineral, rellenándose despues los huecos de los hierros Zorés con gravilla muy menuda.

43. Pruebas de los tramos metálicos. En nuestro concepto, son poco ménos que excusadas las pruebas de los puentes de hierro que se someten al corrimiento, á ménos que se perfeccione el procedimiento que se emplea generalmente para tal objeto, porque los cuchillos suelen trabajar en condiciones mucho más desfavorables que cuando sufren la accion de la carga de prueba (como sucedió en el caso de que nos ocupamos), pero se habia prescrito en el contrato para la construc-

cion de los tramos que se someterian á diferentes pruebas, que tendrian lugar cargando el puente entero, ó sólo en parte, con un peso uniformemente repartido en todo el ancho del tablero de 400 kilógramos por metro superficial, debiendo permanecer extendido durante veinte y cuatro horas en cada prueba.

Antes de emprender éstas, se hizo el afirmado de los tramos, segun la forma representada en la figura 3.ª de la lámina 2.ª, dándole $0^m,12$ de espesor en los mordientes y $0^m,17$ en el centro; cuyo peso, unido al de la parte metálica, da un total para la carga permanente de 2.445 kilógramos por metro lineal de cada cuchillo, que difiere del que calculamos en el número 13, solamente en 19 kilógramos. La flecha de los tramos no fué más que de 16 milímetros, que es bastante menor que la que se obtiene por la fórmula del número 41, haciendo $p = 2.445$ kilógramos.

Para hacer las pruebas, nos valimos de la piedra acopiada para el firme de los terraplenes de avenidas, que la fuimos extendiendo en los diversos tramos, á razon de los citados 400 kilógramos por metro cuadrado. El medio que aplicamos para medir las flechas en los puntos medios de los tramos, no puede ser más sencillo, pues como el rio llevaba entónces poca agua, clavamos seis estacas en el lecho del mismo, y en las verticales de los centros de las cabezas de los tramos, por medio de una regla de madera, medimos las alturas comprendidas entre las cabezas de las estacas y las vigas, tanto ántes de emprender las pruebas, como en varios períodos de las mismas, é insertamos á continuacion los resultados que obtuvimos.

PRUEBAS DEL PUENTE VERIFICADAS EN FEBRERO DE 1869.

DIAS.	TRAMOS CARGADOS.	Flechas del tramo primero.		Flechas del tramo segundo.		Flechas del tramo tercero.	
		Aguas arriba. — *Milímetros.*	Aguas abajo. — *Milímetros.*	Aguas arriba. — *Milímetros.*	Aguas abajo. — *Milímetros.*	Aguas arriba. — *Milímetros.*	Aguas abajo. — *Milímetros.*
11	El 1.°.	7	7	»	»	»	»
12	El 1.° y 2.°.. . .	7	7	10	15	»	»
13	El 1.°, 2.° y 3.°. .	6	6	7	9	6	5
14	El 2.° y 3.°.. . .	0	—2	11	13	7	5
15	Descargados los tres.	2	0	2	1	0	0

Estos resultados son sumamente satisfactorios, pues la flecha máxima no excedió de 15 milímetros, á pesar de que cada tramo estuvo cargado durante tres dias consecutivos, y recuperó su posicion primitiva en cuanto se quitó la carga de prueba. Tampoco se verificó deformacion alguna en las piezas de los tramos ni en sus uniones, ni se rompió ningun roblon durante las pruebas.

44. Coste de los tramos metálicos y del puente. Ya dijimos que éstos se construyeron por otra contrata que las obras de fábrica, habiéndose aceptado por el constructor Mr. Lasnier los precios de 450 francos y 400 respectivamente para el hierro forjado y fundido. El importe de los tramos ha sido el siguiente:

PARTES DE QUE SE COMPONE.	Precio de la unidad. — *Escudos.*	IMPORTE. — *Escudos.*
247,958 kilógramos de hierro forjado á.	171,00	42.400,818
27,040 kilógramos de hierro fundido á.	152,00	4.110,080
275 toneladas trasportadas desde Marsella á Málaga á. . . .	19,00	5.225,000
275 toneladas trasportadas desde el puerto de Málaga al pié de obra (por Administracion) á.	2,30	632,500
Montaje del puente.	»	6.840,000
Pruebas del puente (por Administracion).	»	571,791
Importe de los tramos metálicos.. .	»	59.780,189

Y como el presupuesto de los mismos era de 57.216 escudos 441 milésimas, resulta un aumento de 2.563 escudos 748 milésimas, que consiste en la partida del flete, que es mayor que en el proyecto, pues en el peso ha habido alguna ligera reduccion. Agregando el coste de los tramos á 105.218 escudos 976 milésimas, que, segun dijimos en el número 30, han importado las obras de fábrica, resultan 164.999 escudos 165 milésimas, para el coste del puente, y añadiendo la partida de obras accesorias, asciende á 218 658 escudos 782 milésimas.

Terminadas las pruebas de los tramos el 15 de Febrero, quedaron recibidos provisionalmente; y habiéndose activado la construccion del trozo de carretera de Málaga á Torremolinos que comprende dicha obra, á fin de entregarla al tránsito, se verificó su inauguracion oficial el 4 de Abril de 1869. Presidió el acto el Sr. Gobernador civil de la provincia, y asistieron las autoridades civiles y militares, comisiones de la Diputacion y Ayuntamiento, y una numerosa comitiva,

quienes felicitaron al que suscribe con una benevolencia muy superior al mérito de la obra.

Bilbao, Noviembre de 1870.

PABLO DE ALZOLA.

APÉNDICE.

Comparacion de la obra construida, con otras soluciones. En el número 7 de esta Memoria admitimos, á fin de simplificar el estudio del proyecto, que para salvar el cauce del rio propiamente dicho, convenia adoptar tramos de hierro y arcos de fábrica para las avenidas. Partiendo de este principio, desarrollamos las consideraciones necesarias para justificar la luz, altura y demas dimensiones, tanto de los tramos metálicos como de los arcos; pero dejamos para más adelante el justificar *à posteriori*, que habíamos partido de una hipótesis verdadera, al admitir que no hubiera sido ventajoso construir un puente que fuese totalmente de fábrica ó de hierro; y ahora, que contamos con los datos relativos al coste de la obra construida, nos será muy fácil hacer estos estudios comparativos, sin vernos en la precision de redactar proyectos detallados, con sus correspondientes presupuestos.

La longitud total del puente es de $259^{m},00$, de los que corresponden $116^{m},40$ á los tramos de hierro, y $142^{m},60$ á los arcos de avenidas; y como el coste de los primeros ha sido de 100.028 escudos, y el de los otros de 64.969 (números 44 y 30), ha resultado el metro lineal de puente en la parte central á 859 escudos, y en las avenidas á 455. Esto supuesto, no hubiese convenido bajo ningun concepto el prolongar los tramos de hierro á uno y otro lado del puente para sustituir á los arcos, porque basta comparar el importe por metro de una y otra obra, para convencerse del considerable aumento de gastos que hubiese originado esta alteracion, pues tan sólo el importe del metro lineal de los tramos de hierro es de 531 escudos, y superior, por lo tanto, al de las avenidas, áun sin contar el coste de los apoyos y fundaciones.

Por el contrario, no hubiese sido acertado adoptar para la parte central un puente de piedra, cuya mejor solucion sería, de cinco arcos de $20^{m},70$ de luz, á fin de obtener el mismo desagüe que dejan los tramos metálicos de $103^{m},50$. En efecto, si éstos fuesen más pequeños, y por consiguiente, en mayor número, como no por esto se podria bajar la rasante, y aumentarian, en cambio, las fundaciones, que son bastante costosas, resultaria un puente más caro que el de cinco arcos, aparte de que en rios de cierta importancia, conviene que no haya demasiados apoyos; en cambio, tampoco convendria adoptar ménos arcos, porque sabido es que las dificultades de construccion y el gasto crecen tambien muy rápidamente al pasar de arcos de 20 metros, á otros, por ejemplo, de 30, y así nos limitarémos á calcular el importe de un puente de cinco arcos, para probar que sería más costoso que el de hierro.

Ante todo, recordarémos las consideraciones que expusimos en el número 10, relativas á la naturaleza de los arcos que convenia adoptar para las

avenidas, y como ahora nos hallamos en condiciones análogas, aunque las luces son mayores, resulta que habria que emplear tambien arcos rebajados, y con preferencia los carpaneles, rebajados al cuarto, pues debe procurarse no disminuir más la relacion de la flecha á la luz. Esto supuesto, la flecha sería de $\frac{20^m,70}{4} = 5^m,175$; y como la altura de las máximas avenidas es de $3^m,80$, habia que elevar los arranques de las bóvedas respecto del thalweg del rio lo ménos $1^m,50$ para evitar que los tímpanos obstruyesen demasiado el desagüe, con lo cual resultaria la rasante $1^m,30$ más elevada que la de nuestro proyecto, y vamos á ver cómo podemos calcular muy aproximadamente el presupuesto del puente de piedra, valiéndonos del correspondiente á las avenidas, cuyos arcos son, como sabemos, de $12^m,00$ de luz.

Supongamos que los arcos carpaneles de las bóvedas de $20^m,70$ sean tambien de siete centros, ángulos iguales y semejantes á los de la obra construida, que sean iguales los materiales y sus tizones, así como los anchos de ambos puentes; claro está que si fuesen semejantes las figuras de las diversas partes que los constituyen, sería muy fácil la cubicacion, y por consiguiente, la valoracion del de cinco arcos de $20^m,70$ de luz; pero como no hay esta semejanza, es preciso calcular en detalle las diversas partes de que se componen, y empezarémos por las superiores á los arranques de las bóvedas.

Supongamos, para mayor sencillez, que se trata de una bóveda escarzana de espesor uniforme. Su volúmen estará determinado por el área de una corona circular, y por consiguiente, será igual al espesor en la clave, multiplicado por el desarrollo de la circunferencia media entre el intrados y trasdos. Esto supuesto, consideremos dos bóvedas circulares de la misma amplitud y sean L, E, L′ y E′ respectivamente las luces y espesores de estas bóvedas. Llamando D y D′ los desarrollos de las líneas medias, tendrémos que las áreas estarán en la relacion $\frac{D\,E}{D'\,E'} = \frac{R\,E}{R'\,E'}$ designando por R y R′ los radios de las mismas circunferencias, y si llamamos R_1 y R'_1 á los correspondientes al intrados, tendrémos

$$\left.\begin{array}{l} R = R_1 + \frac{1}{2}E \\ R' = R_1' + \frac{1}{2}E' \\ \text{y sustituyendo} \end{array}\right\} \frac{D\,E}{D'\,E'} = \frac{R_1\,E + \frac{1}{2}E^2}{R_1'\,E' + \frac{1}{2}E'^2}$$

pero como las relaciones de los segundos términos del numerador y denominador á los primeros son respectivamente $\frac{\frac{1}{2}E}{R_1}$ y $\frac{\frac{1}{2}E'}{R'_1}$, que son fracciones muy pequeñas, resulta que se puede tomar con suficiente aproximacion

$$\left.\begin{array}{l} \frac{D\,E}{D'\,E'} = \frac{R_1\,E}{R_1'\,E'} \\ \text{y como} \quad \frac{R'}{R_1'} = \frac{L}{L'} \end{array}\right\} \frac{D\,E}{D'\,E'} = \frac{L\,E}{L'\,E'}$$

lo que expresa que las áreas de las bóvedas son proporcionales á los rectángulos de las luces y los espesores en la clave.

Si consideramos ahora una bóveda carpanel, pero de espesor constante; como el intrados constará de varios arcos de círculo, claro es que tendrán aplicacion las consideraciones que acabamos de exponer, y por consiguiente, se verificará igualmente que las áreas de las bóvedas, estarán en la rela-

cion $\frac{L\,E}{L'\,E'}$. Para aplicar este resultado al caso que nos ocupa, observemos que los cañones de las bóvedas, con excepcion de los frentes, son de ladrillo y tienen un espesor constante, de manera que será aplicable aquella expresion, y nos resta ver cómo se determina el área de los frentes de sillería.

En el número 18 explicamos el trazado de la curva de trasdos de las bóvedas carpaneles, que se determinó con la condicion de que la parte interceptada entre la misma y el intrados, medida por la normal, tuviese por proyeccion vertical una cantidad constante é igual al espesor en la clave. Ahora bien; si consideramos los cuadriláteros de una y otra bóveda comprendidos entre dos radios del intrados infinitamente próximos y de igual inclinacion respecto de la línea de arranques, resultará que los tizones estarán en la relacion $\frac{E}{E'}$ de los espesores en las claves, y los desarrollos medios en la de $\frac{L}{L'}$, puesto que esta relacion será exacta para las partes interceptadas en los intradoses, y muy aproximada para las líneas trazadas á iguales distancias entre aquéllos y las curvas de trasdos, de manera que las áreas de los frentes, y por consiguiente, sus volúmenes, estarán tambien en la misma relacion $\frac{L\,E}{L'\,E'}$ que los cañones de ladrillo.

Los tajamares del puente de piedra deberian tener una disposicion análoga que en los arcos de avenidas, y como sus alturas serian entre sí como las luces, y los espesores de las pilas están en la relacion de los de las claves (número 19), resultan los volúmenes como $\frac{L\,E^2}{L'\,E'^2}$.

Los tímpanos son figuras casi semejantes, y por lo tanto, sus volúmenes están en la relacion de $\frac{L^2}{L'^2}$, y en cuanto á las impostas y pretiles, son proporcionales á las longitudes.

Los espesores de los estribos, deducidos por fórmulas empíricas, resultan sensiblemente proporcionales á las luces, y como las alturas se toman próximante en la misma relacion, los volúmenes serán como $\frac{L^2}{L'^2}$.

Las cimbras, si las suponemos de la misma disposicion, como los pesos de las diversas partes homólogas de las bóvedas, están en la relacion $\frac{L\,E}{L'\,E'}$, las dimensiones de las maderas resultarán tambien en la misma proporcion; pero en el caso actual hay que agregar los pilotajes necesarios para los apoyos de los cuchillos, que habian de hallarse dentro del cauce del rio.

En cuanto á las fundaciones de las pilas y estribos, serian enteramente iguales á las de los apoyos de los tramos de hierro del puente construido, y el importe de la parte de las pilas y estribos, inferior á los arranques de las bóvedas, se calcularia tambien muy fácilmente por comparacion con los citados apoyos.

Fundados en estas consideraciones, acompañamos al proyecto, un presupuesto alzado del puente de piedra, de cuyo cálculo resultó que hubiese costado 28.946 escudos más que el de hierro; de modo que esta economía, impuesta al interes del 6 por 100, era suficiente para amortizar el importe total de los tramos metálicos al cabo de once años; y como el coste del puente construido ha variado poco del presupuesto, aquel cálculo se conserva exacto, quedando, por consiguiente, plenamente demostradas las ventajas económicas de la solucion que adoptamos.

ÍNDICE.

PRÓLOGO. 3

CAPÍTULO PRIMERO.

ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES QUE JUSTIFICAN LA DISPOSICION DEL PROYECTO.

1. Objeto y necesidad del puente. 5
2. Rio Guadalhorce. 7
3. Emplazamiento. 8
4. Seccion de desagüe. 10
5. Efectos del estrechamiento brusco de la seccion. 15
6. Inconvenientes del encauzamiento del rio. 20
7. Marcha que debe seguirse en el proyecto. 23
8. Comparacion de los diversos sistemas de puentes de hierro. . . . 23
9. Division en tramos, y dimensiones principales de los mismos. . . 26
10. Disposicion de las avenidas. 29
11. Descripcion general de la obra. 30

CAPÍTULO II.

CÁLCULO DE LOS TRAMOS METÁLICOS.

12. Consideraciones relativas al cálculo de las vigas de celosía. . . . 35
13. Determinacion de los momentos de flexion de las vigas longitudinales. 40
14. Esfuerzos trasversales. 46
15. Sistema articulado. 48
16. Tablero metálico. 57

CAPÍTULO III.

DETALLES RELATIVOS AL PROYECTO DE LA OBRA DE FÁBRICA, Y CONSTRUCCION DE LA MISMA.

17. Trazado de las curvas de intrados. 59
18. Construccion de las curvas de trasdos. 61
19. Estabilidad de las bóvedas. 63

20. Bóvedas con sobrecarga. 66
21. Estabilidad de los estribos y de las pilas. 67
22. Sistema de fundaciones.. 68
23. Instalacion de los trabajos.. 69
24. Replanteo y sondeos. 70
25. Reseña histórica de las fundaciones. 73
26. Agotamientos y dragados.. 76
27. Fabricacion y sumersion del hormigon.. 78
28. Construccion del resto de la obra de fábrica.. 80
29. Rectificacion del cauce del rio. 83
30. Coste de las obras de fábrica y accesorias.. 85

CAPÍTULO IV.

COLOCACION DE LOS TRAMOS METÁLICOS.

31. Trasporte del material al pié de obra. 86
32. Eleccion del sistema de montaje.. 87
33. Elevacion del material sobre el puente. 88
34. Disposiciones adoptadas para el montaje.. 89
35. Manera de armar los tramos. 91
36. Aparatos destinados al corrimiento de los tramos. 95
37. Preparativos para el corrimiento. 96
38. Primer avance de los tramos.. 98
39. Entorpecimientos del corrimiento. 99
40. Continuacion del corrimiento. Andamio móvil. 103
41. Descenso de los tramos.. 110
42. Colocacion de las barandillas y pintura de los tramos.. 113
43. Pruebas de los tramos metálicos. 114
44. Coste de los mismos y del puente. 116

APÉNDICE.

Comparacion de la obra construida, y otras soluciones.. 119

PUENTE SOBRE EL RIO GUADALHORCE.

ALZADO.

PROYECCION HORIZONTAL.

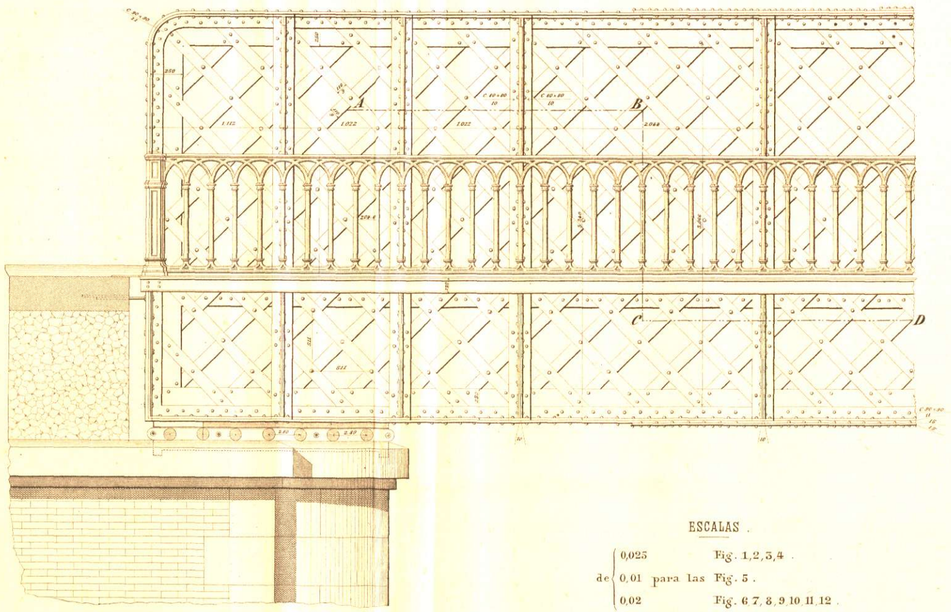
Escala de $\frac{1}{400}$.

Joaquin Monserrat, lo dibujo.

Grab.do por C. Pfeiffer — Madrid.

Figª 1.

Vista de un trozo del 1er tramo.

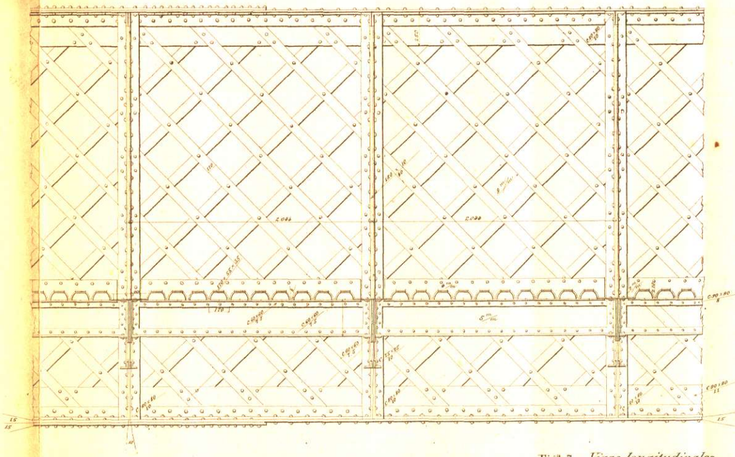


ESCALAS.

de { 0,025 Fig. 1,2,3,4.
0,01 para las Fig. 5.
0,02 Fig. 6 7, 8, 9 10 11 12.

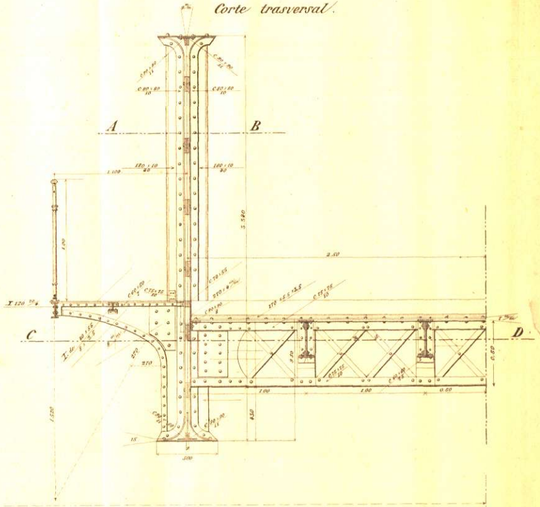
Figª 2.

Vista desde el medio de los cuchillos.

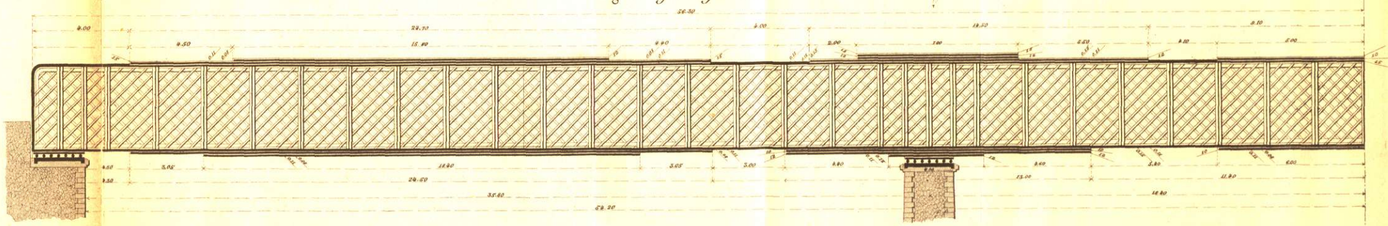


Figª 3.

Corte trasversal.

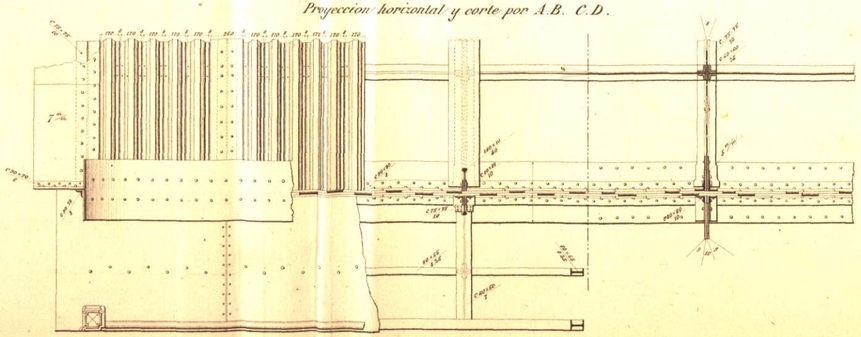


Figª 5. *Vigas longitudinales.*



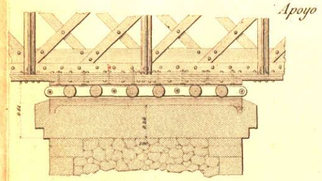
Figª 4.

Proyección horizontal y corte por A.B. C.D.

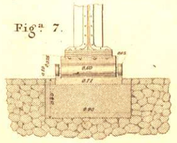


Apoyo sobre la pila izquierda.

Figª 6.

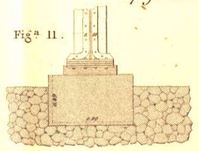


Figª 7.

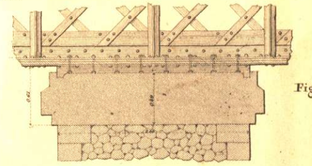


Apoyo sobre la pila derecha.

Figª 11.



Figª 10.

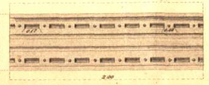


Caja de rodillos.

Figª 8.

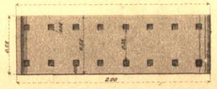
Plancha de dilatacion.

Figª 9.



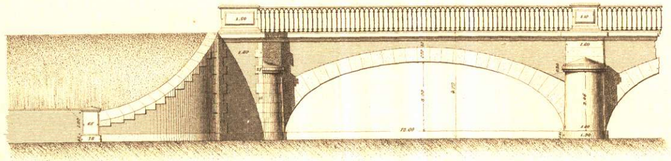
Plancha de fijacion.

Figª 12.

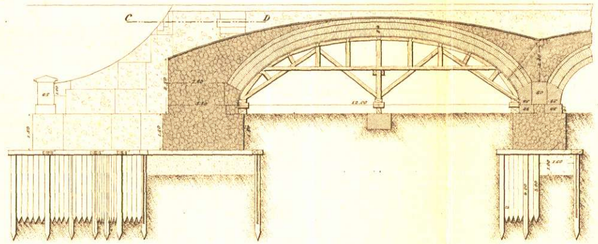


Joaquin Monserrat, lo dibujó. Grab.do por G. Pfeffer — Madrid.

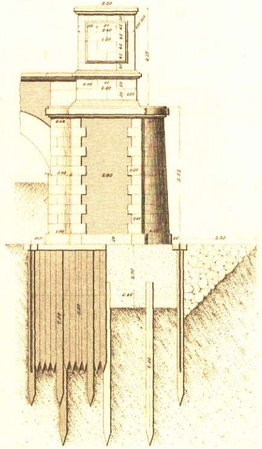
Figª 1.
Arco de avenidas.



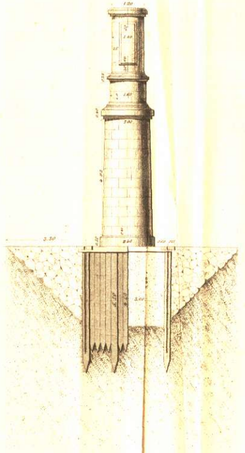
Figª 5.
Corte longitudinal.



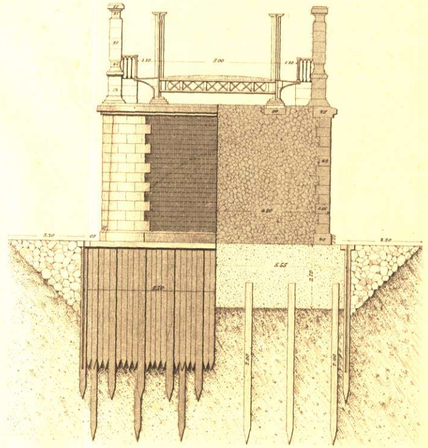
Figª 9.
Estribo central de la derecha.



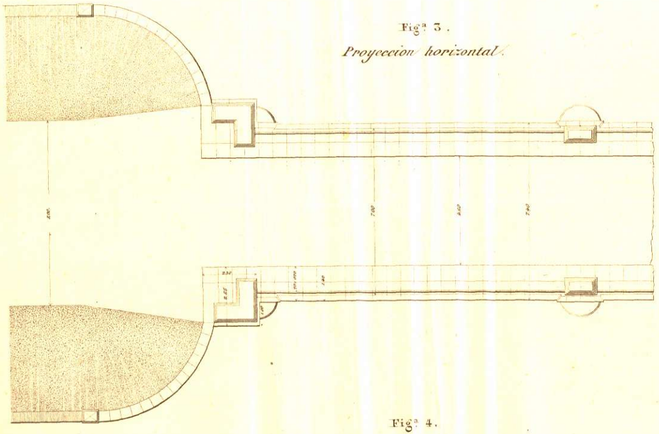
Figª 12.
Pilas centrales.



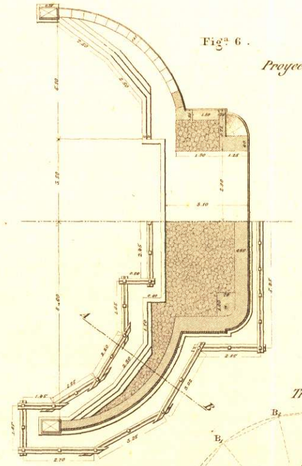
Figª 11.
Vista y corte trasversal del estribo.



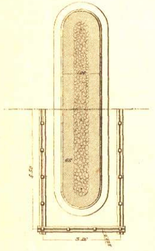
Figª 3.
Proyeccion horizontal.



Figª 6.

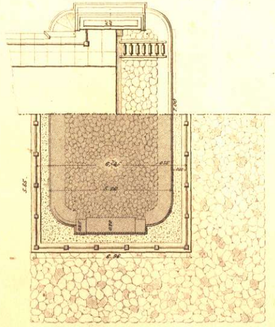


Figª 7.

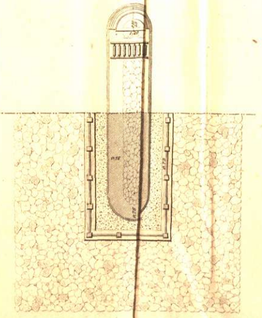


Proyeccion y corte por C. D. y planta.

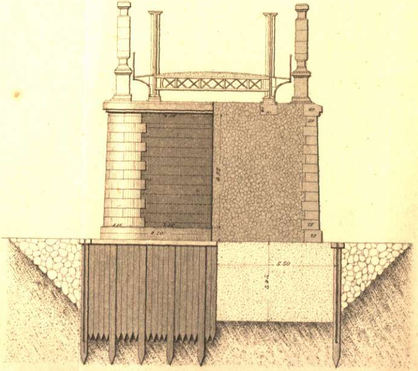
Figª 10.
Proyeccion y planta del estribo.



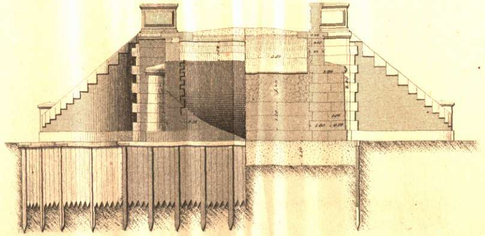
Figª 13.
Proyeccion y planta de las pilas.



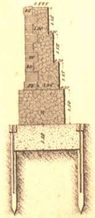
Figª 14.
Vista y corte trasversal de las pilas.



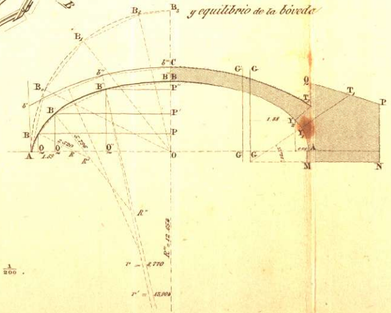
Figª 4.
Cortes trasversales por la clave y la pila.



Figª 8.
Corte por A.B.

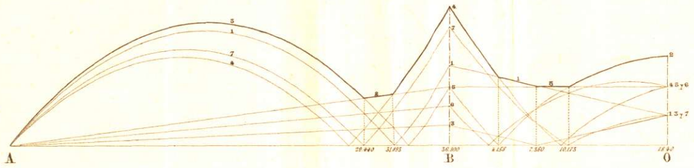


Figª 2.
Trazado del intrados y trasdos y equilibrio de la bóveda.

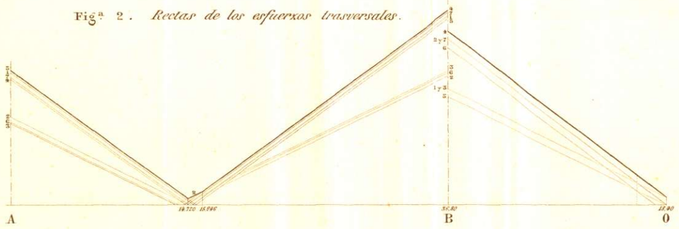


ESCALA de $\frac{1}{200}$.

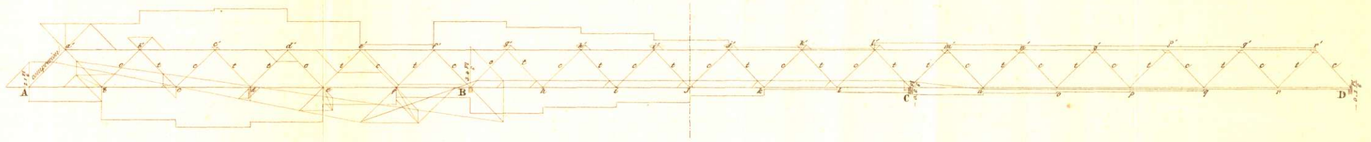
Figª 1. *Lineas de los momentos de flexion.*



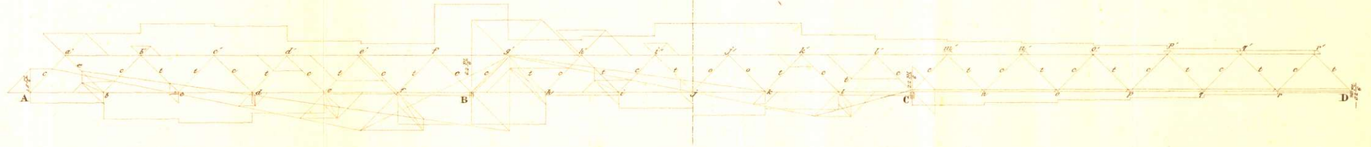
Figª 2. *Rectas de los esfuerzos trasversales.*



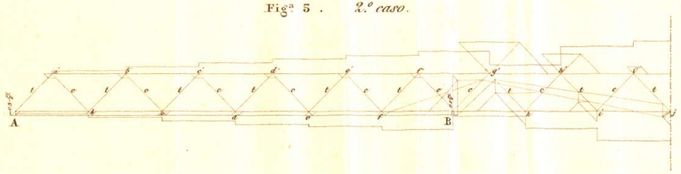
Figª 3. *Sistema articulado. 1.er y 3.er caso.*



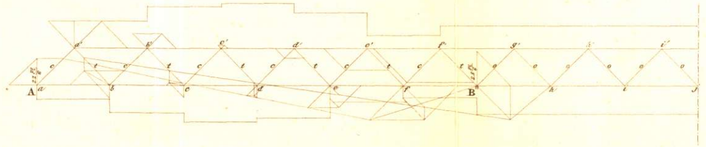
Figª 4. *4.º y 6.º caso.*



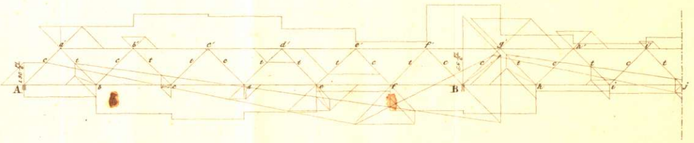
Figª 5. *2.º caso.*



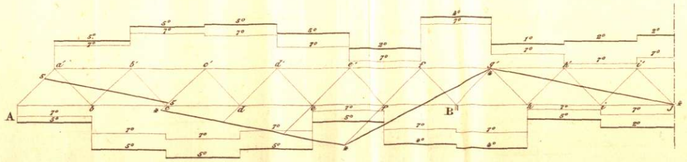
Figª 6. *5.º caso.*



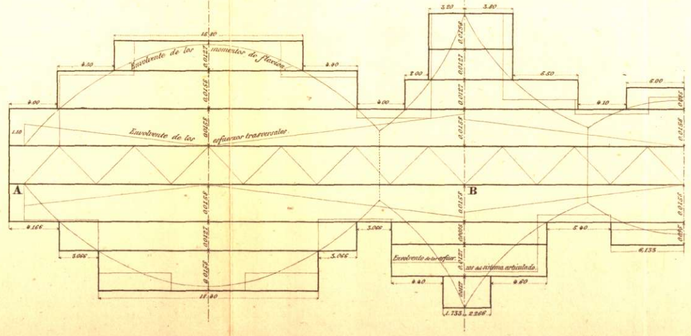
Figª 7. *7.º caso.*



Figª 8. *Resúmen.*



Figª 9. *Espesores de las chapas de las cabezas.*



ESCALAS.

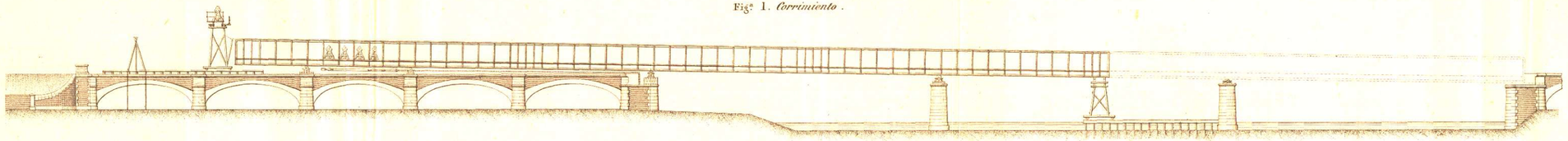
Para las horizontales y la viga de ..... 0,0025.

verticales.

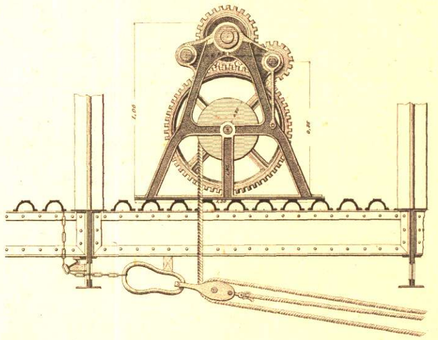
- Figª 1. : pl² — 0,25.
- Figª 2. ..... de 3,00.
- Figªs 3. 4. 5. 6. / 7 y 8 $\frac{pl}{6}$ — 0,005.
- Figª 9 ..... de 0,50.

MÉTROS.

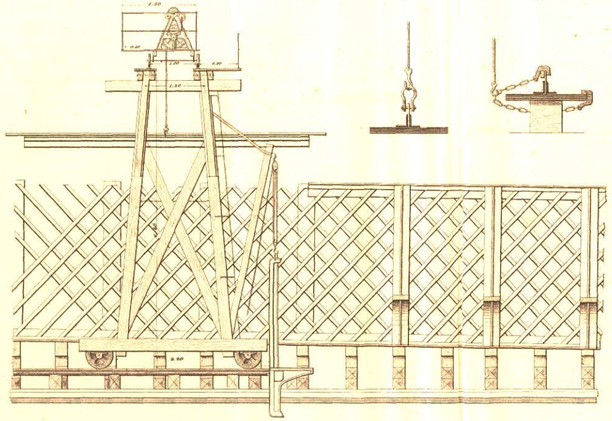
Figª 1. *Corrimiento.*



Figª 16. *Enganche para la tracción.*



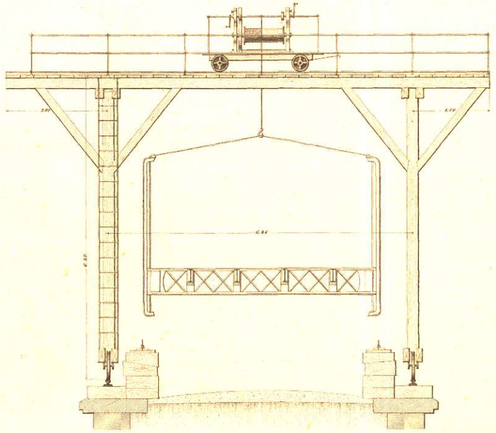
Figª 2. *Montage.*



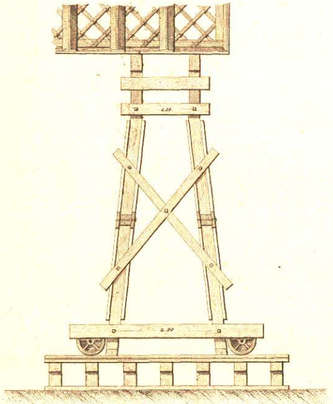
Figª 5.

Figª 6.

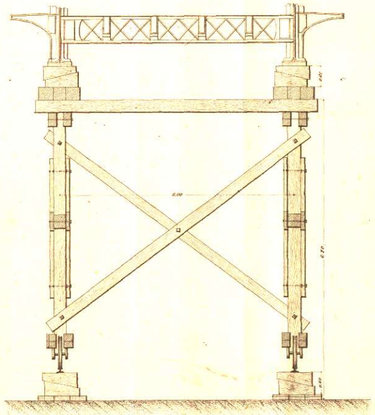
Figª 3. *Carro-grua del montage.*



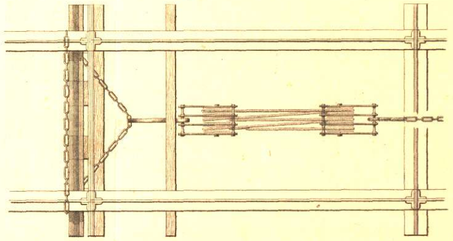
Figª 18. *Andamio móvil.*



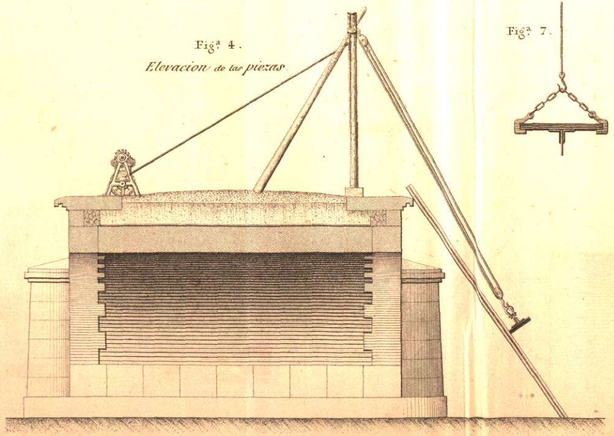
Figª 19. *Vista trasversal.*



Figª 17.
Proyeccion horizontal.

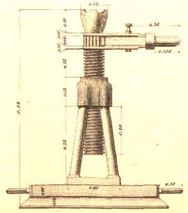


Figª 4.
Elevacion de las piezas.

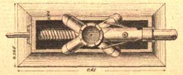


Figª 7.

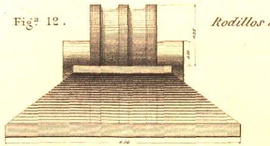
Figª 10. *Crik.*



Figª 11.

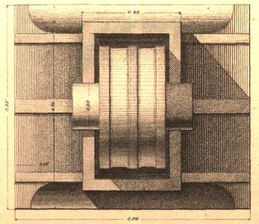


Figª 12.

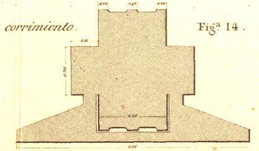


Rodillos del corrimiento.

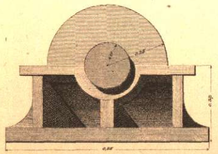
Figª 13.



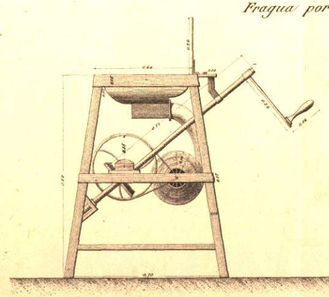
Figª 14.



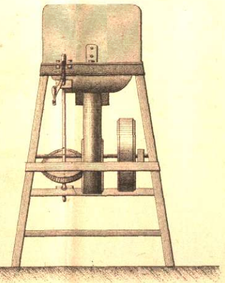
Figª 15.



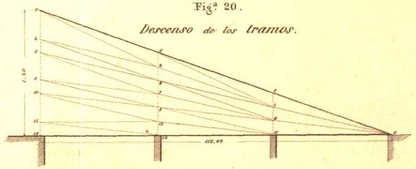
Figª 8.
Fragua portatil.



Figª 9.



Figª 20.
Descenso de los tramos.



ESCALAS.

- Figªs 2, 3, 4, 18 y 19 ..... de $\frac{1}{50}$
- Figªs 5, 6, 7, 16 y 17 ..... de $\frac{1}{100}$
- Figªs 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15 ..... de $\frac{1}{30}$
- Figª 20 { horizontales ..... de $\frac{1}{1500}$; verticales ..... de $\frac{1}{10}$