

estudiar antes de partir el trabajo que ha de pedir al motor y los medios con que cuenta para alimentarle.

(Se continuará.)

ENRIQUE SANCHIS TARAZONA.

Londres, Diciembre 97.

GRANDES VIADUCTOS

por

DON J. EUGENIO RIBERA (1).

(Capítulo VIII.—Conclusiones.)

Importancia del aspecto económico en los proyectos de grandes viaductos.—En todos los tratados de puentes que constituyen los libros de texto de nuestras Escuelas se enumeran con detalles, á veces muy prolijos, los viaductos más notables construidos con arreglo á todas las disposiciones imaginadas por los Ingenieros; pero hemos podido observar que casi ningún autor ha hecho una crítica razonada y comparativa de los costes de estas obras.

Se citan algunas veces el número de millones que ha costado tal ó cual puente; pero se prescinde de estudiar si pudiera haberse conseguido el mismo efecto con menor desembolso.

Entendemos, sin embargo, que el aspecto económico del problema debiera ser quizá el más importante, y del mismo modo que en nuestro librito de *Puentes de hierro económicos, muelles y faros sobre palizadas y pilotes metálicos*, hemos procurado demostrar que pueden ejecutarse los puentes, muelles y faros en el mayor número de casos con singular economía y sin perjuicio de su resistencia y duración, hemos querido hacer un estudio de todos los sistemas de viaductos que se adoptan y citan como modelos, para deducir en conclusión cuáles son las disposiciones más económicas y cuáles, por consiguiente, las que debe escoger el Ingeniero cuando trate de resolver un problema de esta clase.

La rutina muchas veces aconseja la adopción de soluciones conocidas; algunas veces también el afán de originalidad conduce á proyectar disposiciones nuevas que se justifican con razonamientos más ó menos sublimes ó sofisticos, y de aquí que suelen construirse obras viciosas y generalmente de mayor coste que el que debieran tener.

Aunque nuestra profesión suele vulgarmente considerarse como el prototipo de los estudios precisos y que supone el vulgo que nuestras soluciones están matemáticamente calculadas y cabe difícilmente en ellas variación de importancia, preside, sin embargo, una gran indeterminación en la mayor parte de los problemas que tenemos que resolver.

Buena prueba de ello, el examen de las dos primeras láminas de este libro, en las que aparecen doce soluciones para el mismo caso con presupuestos que oscilan entre 260.000 y 1.730.000 pesetas.

Conviene, pues, para resumir nuestro trabajo, plantear las conclusiones que se deducen de nuestro estudio.

Conveniencia de la reducción de las obras de fábrica.—Desde luego se observa por el examen de las láminas I y II, en que hemos indicado los presupuestos de las doce soluciones examinadas, la extraordinaria economía que produce la reducción de las fábricas al menor volumen posible, sustituyéndose las pilas y avenidas de esta clase por entramados metálicos, hasta donde pueda llegarse, pues con objeto de evidenciarlo de un modo claro é indiscutible hemos valorado todas estas soluciones (1).

Conveniencia de la sustitución de las sillerías y mamposterías concertadas por hormigones y mamposterías ordinarias.—Asimismo, con objeto de apreciar claramente la diferencia de coste producido por la sustitución de sillerías y mamposterías concertadas por hormigones y mamposterías ordinarias, hemos valorado todas las soluciones con unos y otros materiales.

Puede sorprender á primera vista la enorme diferencia que esta sustitución de fábricas produce en las valoraciones; pero téngase en cuenta que en obras de estas dimensiones los volúmenes de cualquier apoyo, por elemental que sea, son muy considerables, y que también es grande la diferencia de precios, pues las sillerías cuestan siempre de 45 á 90 pesetas, mientras que los hormigones nunca pasan de 35 pesetas por metro cúbico y pueden reducirse á 20 pesetas.

Empleando buenos morteros de cemento Portland no puede pretenderse que sea más resistente la sillería que un buen hormigón, puesto que ya hemos demostrado en el cap. VI, § II, las grandes ventajas que ofrece el empleo de los morteros de cemento, y en el § IV del mismo capítulo hemos visto que pueden obtenerse morteros con resistencias á la compresión de 300 kilogramos por centímetro cuadrado, es decir, mayor que la resistencia de muchas calizas y areniscas y de algunos granitos.

Ya se va, por otra parte, generalizando el empleo de los materiales de pequeñas dimensiones; el sillarejo suele casi siempre sustituir á la sillería, pero á nuestro juicio este material resulta casi tan costoso como la sillería y sólo ofrece la ventaja de su más fácil manejo.

Ingenieros hay que aconsejan ya para bóvedas el empleo de la mampostería ordinaria, que constituye una masa homogénea que asiente por igual (Croizette-Desnoyers, pág. 70 del tomo II).

Más homogéneo aún debe ser una masa de hormigón ejecutada con cementos de fraguado lento, puesto que después de fraguado constituyen estas bóvedas verdaderos monolitos.

¿Es que ofrece alguna ventaja la sillería?

Casi estamos por afirmar que no tiene ninguna sobre el hormigón bien ejecutado, pues que ni tiene mayor dureza ni mayor resistencia á la acción de los agentes atmosféricos.

En cambio ofrece los inconvenientes de su coste excesivo y de su difícil manejo, que obliga á emplear á veces varias campañas para voltear las bóvedas ó construir las pilas, con riesgo de ser destruidas por avenidas, mientras que el hormigón siempre se encuentra y se construye con la rapidez que se quiera, reduciéndose así las probabilidades de accidentes.

(1) Copiamos parte del último capítulo de la obra que con este título hemos editado, y que forma el primer tomo de la *Biblioteca de la Revista de Obras públicas*, para que juzguen de su importancia los lectores que no estén suscritos á ella.—(N. de la R.)—Véase la cuarta plana de la cubierta de este número.

(1) El autor presenta en la obra, á continuación, un cuadro con los presupuestos de las doce soluciones examinadas.—(N. de la R.)

Lo mismo que decimos de las sillerías respecto á los hormigones, podemos decir de las mamposterías concertadas respecto á las ordinarias.

En todas aquellas partes de la obra que no sufran compresiones, superiores á 20 kilogramos por centímetro cuadrado (que son muy excepcionales), una buena mampostería con mortero de Portland es, á nuestro juicio, tan resistente como la mejor mampostería concertada; su coste es, en cambio, mucho menor y más rápido de ejecutar.

Réstanos examinar la cuestión estética, que quizá su pongan algunos incompatible con el empleo exclusivo de hormigones y mamposterías ordinarias.

Prescindiremos del empleo de los mármoles artificiales que con tanta perfección se ejecutan hoy día, y que se prestan mejor que ninguna sillería á toda clase de adornos y efectos de coloración, sin que pueda objetársele ninguna superioridad recíproca.

Pero con el mismo hormigón se puede moldear cuanto se quiera y hasta colorear los paramentos, como se ha hecho en los puentes recientemente construidos en Alemania. Por lo demás, en obras de esta importancia, y como ya hemos dicho, no pueden apreciarse detalles; las proporciones de los elementos y de las masas bastan para producir el efecto artístico conveniente y con hormigón se pueden obtener perfectamente las fuertes molduras y relieves que se necesitan, sin necesidad de acudir á la imitación de sillerías ni simular despieces.

En cuanto á la mampostería, un simple encintado de Portland formando mosaico en el paramento basta para elegantizarla, presentando esta clase de fábrica tan buen aspecto como la mampostería mejor concertada.

Conveniencia del estudio de repetidas soluciones.—Aun en las obras de pequeña importancia, deben muchas veces los Ingenieros estudiar las soluciones posibles, pues seguramente se puede con ello introducir alguna economía sin perjuicio para la obra, pues no suponemos que haya quien pretenda escoger siempre del primer golpe de vista la solución más económica y la mejor.

Pero donde principalmente adquiere este estudio singular importancia es en obras de grandes dimensiones, como los viaductos, en los que la más insignificante modificación produce diferencias de coste muy sensibles.

En primer lugar la determinación del sistema que para cada caso conviene, debe someterse á un concienzudo estudio de los tipos más apropiados, no debiéndose vacilar en proyectar las varias soluciones más indicadas, con el detalle suficiente para valorarlas con 10 á 20 por 100 de aproximación.

Fijada ya la disposición más conveniente, deben perfilarse todos los detalles, aun los que en apariencia resulten más insignificantes, pues en estos viaductos el cubo de las fábricas ó el peso de los hierros se cifra por miles de metros ó de toneladas. Bástenos hacer observar las enormes diferencias obtenidas en este estudio, y muy principalmente los presupuestos de la segunda y tercera solución (lám. XXIX y XXX), en que sólo un corrimiento de 5,50 metros en el eje del puente, apenas sensible, produce una diferencia de precio de más de 50.000 pesetas.

Y no puede ni debe objetarse, que un estudio de esta clase absorbe mucho tiempo, pues nada representan unos meses más de trabajo en un proyecto de esta clase, en relación con la economía de muchos miles de duros y á veces

de millones, que puede conseguir el Ingeniero con un poco de paciencia.

Todo el trabajo de este libro, que hemos terminado á ratos perdidos, representa no más un año de estudio, y parécenos que el resultado obtenido, que nos permite proyectar por 75.000 duros una obra que se calculaba en un millón de pesetas, compensa con creces el trabajo que nos ha ocasionado, sobre todo si con este estudio conseguimos ahorrar tiempo á nuestros compañeros y ahuyentarles de algunas soluciones trompeteadas por la fama y no por eso menos viciosas en un gran número de casos.

Inconvenientes de los arcos metálicos de gran flecha.—Entre éstos se encuentran, por ejemplo, los viaductos de Eiffel y similares que hemos examinado, y cuyos inconvenientes debemos aquí consignar.

Si comparamos, por ejemplo, los pesos de las partes metálicas de las soluciones cuarta y quinta, es decir, de la solución adoptada, con la disposición tipo Eiffel, que hemos calculado con bastante aproximación en el capítulo VI, párrafo V, obtenemos las cifras siguientes:

	PESOS EN TONELADAS			
	Tramos.	Pilas.	Arcos.	Totales.
Cuarta solución (adoptada)..	173	50	224	447
Quinta solución (tipo Eiffel)..	288	114	426	828

Prescindiendo, pues, de las obras de fábrica, que también son más costosas en la quinta solución, se observa, como se ve, que sólo el arco de 100 metros de luz tipo Eiffel, pesa casi tanto como todo el metal de la solución adoptada y cerca del doble del peso de nuestro arco, á pesar de tener éste 120 metros de luz.

La explicación de esta aparente paradoja es, sin embargo, sencilla, y ya la habíamos previsto en el capítulo I, página 3.

Con arcos de gran flecha, los tímpanos, y por ende las pilas, resultan de gran altura y obligan á reducir su número, lo que á su vez lleva consigo la adopción de tramos de gran luz para el tablero y resulta de aquí un círculo vicioso, porque estos grandes tramos pesan mucho y á su vez requieren pilas muy resistentes, obteniéndose un conjunto muy pesado que obliga á dar al arco gran resistencia, lo que á su vez aumenta el peso propio de éste y, por lo tanto, impone la adopción de secciones y pesos exagerados.

Siempre, pues, que la disposición del terreno lo permita, deben emplearse arcos de escasa flecha, aun á trueque de aumentar algo la luz (pues lo que sobre todo debe reducirse es la obra de fábrica), con objeto de conseguir que las pilas son simples palizadas de 20 á 25 metros de altura máxima, y que, por lo tanto, el tablero puede subdividirse en tramos de 6 á 15 metros.

Esta es la razón que justifica la extraordinaria economía de los puentes suizos de Javroz y Schwarwasser (figuras 1 y 2 de la lámina I) y no el empotramiento de los arcos preconizado por el Ingeniero M. Probst, autor de aquellas interesantes obras.

Ventajas del arco articulado sobre el empotrado.—Sobre este particular, tienen razón en cambio los Ingenieros Eiffel, Seyrig, Kœchlin y Acosta, que han dado la preferencia al arco articulado.

En el capítulo I, página 4, indicamos las ventajas que á primera vista parecía ofrecernos el empotramiento de los arcos, que suponíamos debía determinar una economía de metal, análoga á la que ejerce el empotramiento de vigas rectas y columnas.

Pero según hemos visto, no se han confirmado estas previsiones, puesto que el resumen de las cubicaciones de ambas soluciones arroja las siguientes cifras:

RESUMEN DE LOS PESOS DE LOS ARCOS ARTICULADO Y EMPOTRADO		Arco articulado. Toneladas.	Arco empotrado. Toneladas.
Cabezas de trasdós...	Cabezas de trasdós desde el montante 1 al simétrico, 60,650.	70,324	71,346
	Arranques hasta el montante 1, 9,674.		
Cabezas de intradós..	Cabezas de intradós desde el montante 1 al simétrico, 56,826.	66,500	72,542
	Arranques hasta el montante 1, 9,674.		
Celosías de los dos arcos.		25,292	28,074
Arriostramientos longitudinales.		23,983	23,199
Arriostramientos transversales.		19,251	18,766
Aparatos de apoyo y amarre.		18,540	20,124
TOTALES.		223,890	234,051

Obtiénese, pues, una economía de unas diez toneladas (es decir, de un 4 por 100), por medio del arco articulado, que aunque nos ha extrañado, resulta de nuestros cálculos detallados y comprobados.

Pudiera atribuirse á una repartición del metal que hiciera el trabajo de éste más igual en el arco articulado que en el empotrado, pero tampoco es así, según se desprende de los cuadros que se presentan al final de esta Memoria y de los que extractamos los coeficientes de trabajo máximos y mínimos de las dos soluciones, que son los siguientes:

	CABEZAS DE TRASDÓS		CABEZAS DE INTRADÓS		DIAGONALES	
	Arco em- potrado	Arco arti- culado.	Arco em- potrado.	Arco arti- culado.	Arco em- potrado.	Arco arti- culado.
<i>Coefficientes de trabajo máximo por m/m².</i>						
Primera hipótesis de sobrecarga (carga permanente, temperatura y viento de 270 ^k por m²).	8,41	9,57	9,52	9,07	4,89	5,00
Segunda hipótesis de sobrecarga (carga permanente, temperatura, viento de 150 ^k y sobrecargas).....	9,29	9,73	10,55	9,67	8,54	7,48
<i>Coefficientes de trabajo mínimo.</i>						
Primera hipótesis de sobrecarga.....	5,06	5,37	3,79	4,71	1,72	1,11
Segunda hipótesis.	6,54	8,21	6,01	8,40	4,65	4,14

En este cuadro se observa, que si bien en las cabezas de trasdós es algo mayor el trabajo en el arco articulado, en cambio es menor en las cabezas de intradós, y es mayor ó menor, según los casos, en las diagonales.

Puede, por lo tanto, considerarse que la resistencia es sensiblemente igual en los dos arcos.

Así es que resulta evidente que el arco articulado es por lo menos tan ligero como el empotrado, y la justificación de esta conclusión puede obedecer á las siguientes causas:

1.º El empotramiento lleva consigo, aunque se aumente como hemos hecho la altura del arco en los arranques, una acumulación de platabandas en este punto y un sistema de anclado y amarre de bastante peso.

2.º La forma del arco no es la misma en las dos soluciones, y el haber reducido á 2 metros la altura en la clave del empotrado, obliga á dar á esta solución una platabanda más que en el articulado (1).

3.º Según la teoría, la acción de la temperatura es más desfavorable en el arco empotrado que en el articulado, por ser los esfuerzos más considerables, sobre todo en arcos de pequeña flecha.

4.º No deben asimilarse los dos sistemas de arcos á dos vigas, una empotrada y la otra simplemente apoyada. El trabajo de un arco es, sobre todo, un trabajo de compresión, sobre el que el sistema de apoyo tiene escasa influencia, mientras que el trabajo de una viga recta es un trabajo de flexión que se modifica sensiblemente por efecto del empotramiento. Los beneficios que pueda reportar el empotramiento han de ser, pues, menores en los arcos que en las vigas, rectas, y pueden quedar compensados, hasta con creces, como hemos visto, por las tres causas primeras que hemos indicado.

No existiendo, pues, economía sensible de peso por causa del empotramiento, y ofreciendo por otra parte los arcos articulados la ventaja de que en ellos hay seguridad de que las resultantes de presiones pasan siempre por las rótulas únicas, mientras que en los empotrados queda siempre cierta incertidumbre y pueden acumularse los esfuerzos en los apoyos de trasdós ó intradós, y por último, no siendo dudoso, que el montaje se ha de poder efectuar con más seguridad con las articulaciones, resulta á todas luces preferible emplear este sistema.

Arcos semiempotrados y pilas articuladas.—En el tratado de puentes de Resal (tomo I, pág. 487), propone este Ingeniero como mejor solución el semiempotramiento de los arcos, es decir, calcular y montar éstos como si fueren articulados, fijando las dos cabezas del arco, después de montado por medio de cuñas que produzcan un empotramiento del entramado.

Este sistema ha sido, en verdad, el que se ha adoptado en un gran número de puentes en arco franceses de 30 á 60 metros de luz, y con él se supone que se han de reducir las deformaciones que permite la libre articulación.

Pero éstas no son tan sensibles como parece, pues que en los grandes viaductos articulados de Porto y Garabit, en los que los tramos y pilas están rigidamente unidos al arco, no se han notado flechas peligrosas, ni deformaciones permanentes, ni oscilaciones visibles.

Así es que consideramos preferible no disimular las articulaciones ni perturbar después, con acuñados más ó menos perfectos, las condiciones de equilibrio que se han calculado.

(1) Si hemos modificado algún tanto la forma de los dos arcos constituyendo el articulado con altura constante de 3 metros y el empotrado con 4 metros y 2 en los arranques y clave respectivamente, ha sido por obedecer á las teorías de los autores y en particular de Koechlin (*Statique graphique*, página 226.)

Por la misma razón, prescindimos de las articulaciones en la base de las palizadas, que preconiza también Resal en su citada obra (tomo I, pág. 426), pues la práctica demuestra y lo hemos comprobado en los viaductos suizos, que los esfuerzos secundarios que supone Resal, que habría de producir el empotramiento de estas palizadas en los tableros, y sobre todo en los arcos, no deben ser sensibles cuando no se nota en ellos la más insignificante deformación. En cambio, las oscilaciones que producirán estas articulaciones, añadidas á la de los arcos, pudieran determinar una movilidad excesiva de la obra, que debe evitarse.

Comparación entre las demás soluciones.—Comparando ahora las cinco soluciones representadas en la lám. II, se observa que desde el punto de vista económico resultan en el orden siguiente:

Puente colgado, tramos rectos sobre pilas metálicas, viga americana de gran luz, viga parabólica con avenidas de fábrica, tramos rectos sobre pilas de fábrica y viaducto enteramente de fábrica.

Desde luego debe desecharse siempre para grandes viaductos esta última solución, que podrá ser hermosa y recordar las históricas construcciones romanas, pero que produciría un coste tan considerable, aun ejecutando toda la obra con hormigón, que no podrá nunca compensar las ventajas de su eterna duración y economía de conservación.

La perfecta calidad de los hierros y aceros que hoy día se obtienen y la precisión con que se calculan y ejecutan las obras metálicas más atrevidas, permiten asegurar que, salvo contadísimas excepciones, no convendrá proyectar viaductos de fábrica, pues el Ingeniero no debe aspirar á construir monumentos, sino obras prácticas y de utilidad, teniendo siempre presente que es más beneficioso ejecutar tres ó cuatro viaductos de hierro, que comuniquen á otras tantas regiones, aunque al cabo de cien años hubiera que reconstruirlos, que un solo viaducto de fábrica imperecedero.

La perniciosa influencia de las fábricas se hace sentir también en las soluciones novena y décima de vigas rectas sobre pilas de fábrica y vigas parabólicas, pues las pilas ó los viaductos que las acompañan, hacen ascender su coste á cifras comprendidas entre 1.101.000 y 582.000 pesetas, aunque se ejecuten con hormigones, y esto evidencia que en obras de gran importancia debe prescindirse de estos sistemas mixtos de fábrica y hierro, reduciéndose las fábricas, como ya hemos dicho, á los elementos indispensables para los apoyos de extremos, de tramos, pilas ó arcos.

Obedeciendo á este criterio, se obtienen las economías que resultan de las soluciones novena y undécima, la primera de tramos rectos continuos sobre pilas metálicas, la segunda con una gran viga americana de 120 metros de luz, pues ejecutándose las fábricas con hormigón y mampostería hidráulica, se reducen los presupuestos de estas soluciones á 412.000 y 474.000 pesetas, que son menores que los de los arcos metálicos de gran flecha tipos Eiffel, Seyrig y Suizo.

De esto se deduce que, cuando por circunstancias especiales no pueda construirse un arco metálico de poca flecha, será casi siempre preferible proyectar ó vigas rectas de varios tramos sobre pilas metálicas, cuando éstas no necesiten alturas extraordinarias, ó vigas americanas de un

solo tramo, cuando la rasante se encuentre á más de 80 metros sobre el fondo del valle.

Así, por ejemplo, un cálculo aproximado que hemos hecho para el viaducto de Garabit nos permite asegurar que hubieran podido economizarse mil toneladas de hierro en dicha obra y una buena parte de fábrica, sustituyendo el arco central y los dos extremos laterales que salvan un vano de 284 metros por tres tramos de vigas americanas, análogas á las del puente sobre el Kentucky-River (lám. II, fig. 10), con piso superior, dos de ellos de 82 metros de luz y el central de 120 metros, con lo que la altura total de las pilas quedaría reducida á 85 metros, de los cuales los 10 metros inferiores de hormigón y los 75 metros restantes de acero. Calculamos aproximadamente la economía que produciría esta disposición en 1.000.000 de pesetas.

Ya hemos visto también que los puentes colgados son de todas las soluciones las más económicas; pero á pesar de que con los procedimientos actuales de construcción ha vuelto este sistema á recuperar la fama perdida, creemos que no debe adoptarse sino en aquellos casos en que la economía producida exceda de 25 á 30 por 100 sobre otra solución más rígida, y como en el caso presente sólo llegaría á 39.000 pesetas, es decir, un 12 por 100 de nuestro presupuesto, no hemos vacilado en dar la preferencia al arco articulado.

Comparación del peso del arco adoptado con los construidos hasta el día.—Demostrada ya la superioridad económica de la disposición general que preconizamos sobre los demás tipos de viaductos generalmente empleados, restanos únicamente, para terminar este estudio, demostrar que el arco articulado que hemos calculado, es uno de los más ligeros de los proyectados hasta el día, á pesar de las condiciones de cálculo á que hemos sometido todos sus elementos que garantizan su perfecta estabilidad (1).

Hemos subdivido las obras en puentes y viaductos para ferrocarriles y carreteras, porque no pueden compararse entre sí ni los pasos de ferrocarriles y carreteras, ni los puentes con los viaductos, pues la parte metálica de aquéllos terminaría en el aplomo de los arranques, mientras que en los viaductos se prolonga la obra á derecha é izquierda del arco.

Así, por ejemplo, para el viaducto de Garabit, si se tiene en cuenta su longitud total, que es de 266 metros, resulta que el peso total del viaducto, que es de 3.200 toneladas, da un peso por metro lineal de 7.143 kilogramos, que no parece muy exagerado comparado con los demás puentes; pero si se considera sólo el peso del arco central y su tablero correspondiente, resulta el peso extraordinario de 9.300 kilogramos por metro lineal.

Por estas mismas causas hemos comparado los pesos de nuestro puente de Pino con los demás puentes, no entrando en cuenta más que la parte metálica de la tercera solución (lám. I, fig. 6), que da un peso por metro superficial de puente de 489 kilogramos, que es bastante inferior al de los puentes de Cinca, Arcole, Pesth, Erdre y La Barca, á pesar de que todos tienen luces comprendidas entre 50 y 90 metros, lo que demuestra la excepcional ligereza de nuestro proyecto.

(1) A continuación inserta el autor en la obra dos cuadros en que se presentan los pesos de los arcos metálicos más notables, superiores á 50 metros de luz.—(N. de la R.)

Si comparamos ahora el peso total del viaducto con los tres viaductos suizos de carreteras, de arco empotrado, que hasta ahora se consideran como modelos de ligereza, observamos también que el peso resultante para el metro superficial de tablero resulta de 414 kilogramos, que es inferior al de los viaductos de Schiwartzwasser y Kirchenfeld y casi igual al de Javroz, á pesar de que todos estos tienen menos luz que el nuestro, y de que hemos admitido esfuerzos de viento superiores á los que han servido para calcular los viaductos suizos.

Con esto evidenciamos una vez más la influencia que tiene en el coste de los puentes metálicos la adopción del acero, que permite elevar el coeficiente de trabajo á 10 kilogramos por milímetro cuadrado y la importancia que debe darse á los procedimientos de cálculo, que permiten afinar todas las dimensiones de una obra, sin perjuicio alguno para su estabilidad y resistencia.

REVISTA EXTRANJERA

Puente articulado de hormigón en Munderkingen, sobre el Danubio.

En nuestro número de 13 de Febrero de 1896, dimos una descripción del puente de la Coulouvrenière, construido sobre el Ródano en Ginebra, y allí citábamos el puente de Munderkingen, del mismo sistema, construido anteriormente y cuyos resultados sirvieron de base al proyectar el mencionado puente de Ginebra.

En Diciembre de 1891 se describió en la REVISTA el sistema de articulaciones de placas de plomo, aplicado por el Ingeniero alemán Leibbrand á los puentes de Hoffen, Wildbad, Neunneck y Marbach, construidos por los años 1885 á 1887. El mismo Ingeniero construyó posteriormente, de 1889 á 1891, también con articulaciones de placas de plomo, los dos puentes de Baiersbronn sobre los ríos Murg y Forbach y el de Ehingen; y en 1893, el de Munderkingen, en el cual se emplearon ya articulaciones de acero análogas á las del puente de la Coulouvrenière, que ya conocen nuestros lectores.

Nos proponemos en este artículo describir brevemente las disposiciones del puente de Munderkingen, cuyos planos van adjuntos. En ellos puede verse el alzado, la sección longitudinal, la planta y el corte trasversal cerca de los arranques. Figuran, además, cuatro dibujos de las articulaciones, que representan un alzado, un corte vertical, un corte horizontal y un detalle del eje (estas denominaciones de posición se refieren á la articulación de la clave):

El puente de Munderkingen comprende un solo arco escarzano rebajado y con estribos perdidos. Es ligeramente oblicuo, como se puede observar en la planta. Su luz efectiva, medida en los arranques y paralelamente á los planos de las cabezas, es de 59 metros, y la luz aparente en el alzado, 50 metros. La flecha es de 5 metros y el ancho útil entre prétilos 8 metros, repartidos entre un afirmado de 5^m,40 y dos aceras de 1^m,30.

El objeto de las articulaciones es fijar los puntos de paso de la curva de presiones en las juntas de clave y de rotura, consiguiéndose así que dicha curva quede determinada; al mismo tiempo evitan que se agriete la bóveda á consecuencia de los

asientos que puede experimentar la obra por causa de la compresibilidad del terreno en que se apoyan sus cimientos.

Se admitió una sobrecarga de 400 kilogramos por metro cuadrado para el cálculo de las presiones máximas; no hubo necesidad de tener en cuenta las cargas aisladas por razón del gran peso propio de la obra.

La bóveda, de hormigón de cemento, tiene un metro de espesor en la clave, 1^m,40 en los riñones y 1^m,10 en los arranques, obteniéndose una forma muy apropiada á este sistema de puentes, en los cuales se realiza casi exactamente la hipótesis de dos palancas indeformables apuntaladas mutuamente en la clave y libremente articuladas en los arranques. Cada una de estas palancas es, por lo tanto, una pieza sometida á compresión, á la que conviene perfectamente la forma ensanchada hacia el centro, próximamente, la de un sólido de igual resistencia.

Las máximas presiones de la bóveda oscilan entre 34 y 38 kilogramos por centímetro cuadrado.

El hormigón de la bóveda se componía de una parte de cemento de Portland, 2,5 de arena y 5 de grava. Todo el hormigón que se empleó en la obra se fabricaba con especial esmero. Se cuidaba de que el cemento estuviera perfectamente molido y se efectuaban ensayos de tracción para la recepción de cada partida de este material. La piedra caliza machacada y la grava se limpiaban antes de su empleo en un tambor cilíndrico (*trummel*) de 1^m,50 de diámetro y un metro de longitud, provisto de una compuerta, y que contenía 30 balas de cañón de 0^m,12 de diámetro, cuyo peso total era de 300 kilogramos. Se llenaba el tambor de piedra y de cemento y se le hacía girar, primero en seco durante dos minutos, y luego tres minutos más, haciendo llegar el agua gradualmente por un conducto interior al árbol y en cantidad bien determinada.

Terminada esta operación, se abría la compuerta después de colocar debajo la vagoneta destinada al transporte del hormigón, pero interponiendo entre ella y el tambor una rejilla de hierro para recoger las balas. Se obtenía así un volumen de 0^m3,60 de hormigón que podía emplearse inmediatamente. Con este procedimiento se obtuvieron resultados notables en cuanto á la cohesión de los materiales, como lo prueban los ensayos efectuados. Después de siete días de exposición al aire, los ejemplares acusaban, por término medio, una resistencia de 202 kilogramos por centímetro cuadrado, á los veintiocho días llegaba á 254 kilogramos y á 332 al cabo de cinco meses. La densidad era próximamente 2,3.

Para construir la bóveda se extendía el hormigón por capas de 0^m,30 de espesor; se empezó por cargar las cimbras en la clave con un peso de 25 toneladas y se fué avanzando desde los arranques hacia la clave, llevando la obra simétricamente respecto al eje. Terminada la bóveda se esperó diez días, al cabo de los cuales se bajó la cimbra 30 milímetros para prevenir el efecto de la dilatación de las maderas por causa de la humedad. El descimbramiento completo se verificó á los veintiocho días.

Las articulaciones están comprendidas entre dovelas metálicas, que son unos cajones de palastro con tabiques intermedios formados de chapas y viguetas en doble T, como se ve en las figuras. Cada dovela tiene 50 centímetros de ancho en el sentido de las generatrices del cañón, de modo que hay 12 en todo el ancho del puente.

La articulación propiamente dicha está formada de dos pie-