

PUENTES PROVISORIOS

PARA FERROCARRILES DE TROCHA ANCHA

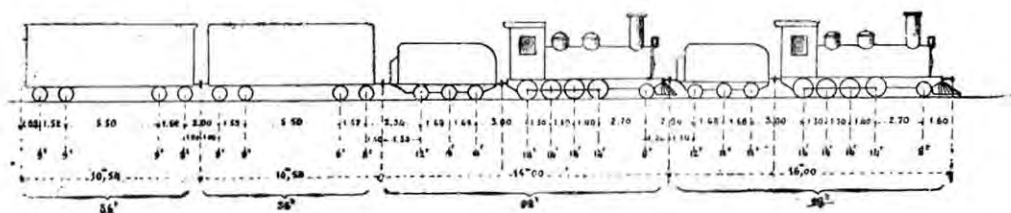
ESTUDIO JENERAL I APLICACION A UN TIPO DE 48,00 M. DE LUZ TEÓRICA

POR

RAUL CLARO SOLAR

(Continuacion)

2. SOBRECARGA RODANTE.—A continuacion presentamos el esquema del tren tipo para trocha de 1,68 m. propuesto por el señor Huet en el pliego mencionado i que nos ha sido fijado como sobrecarga rodante.



En cuanto a la manera de aplicar ese tren tipo, copiamos a continuacion las reglas fijadas en el mismo pliego.

«Para vigas maestras cuyo largo esceda de 16,00 m.: dos locomotoras con ténders en « su posicion mas desventajosa i série de carros pesados de 36 toneladas.

«Para los puentes inferiores a 16,00 m. i para los largueros i travesaños de todas las « lonjitudes: la locomotora del tren tipo con ejes aumentados de cuatro toneladas « cada uno».

3. IMPULSO DEL VIENTO.—Dice el pliego citado: «Para el viento se considerará un « peso de 250 kgs. por metro cuadrado, si el puente está libre, i de 150 kgs., si está ocu- « pado por un tren.»

Para avaluar las superficies espuestas a la accion del viento i no existiendo en la Norma que nos sirve de base indicaciones sobre el particular, creemos conveniente seguir

las prescripciones del Reglamento frances (1) de 29 de Agosto de 1891. Dicho Reglamento dispone lo que sigue: «Se supondrá que la presion del viento se ejerce sobre la superficie neta, deducción hecha de los vanos de cada una de las vigas maestras; que ella obra íntegramente sobre una de las vigas i que sobre la otra está disminuida de una fraccion de su valor igual a la razon de la superficie neta de la primera a la superficie total limitada por su contorno; en fin, que el efecto del viento hácia atras de estas dos vigas es despreciable.»

Segun esto, si llamamos:

F = superficie que es preciso tomar en cuenta para el avalúo del empujo del viento sobre las vigas;

F'_t = superficie total de la viga espuesta al viento;

F'_v = superficie de sus vanos;

F''_t = superficie total de la otra viga;

F''_v = superficie de sus vanos.

El valor de F se calculará por la fórmula siguiente:

$$F = (F'_t - F'_v) + (F''_t - F''_v) \frac{F'_v}{F'_t}$$

«En la hipótesis de un tren colocado sobre el puente, se estimará su superficie vertical neta como un rectángulo de 3,00 m. de altura que tenga la misma longitud que el tren i cuya base inferior esté colocada a 0,50 m. encima del riel; se deducirá de este rectángulo la superficie neta de la parte de la primera viga colocada delante de él, i se supondrá que la presion del viento es nula sobre la parte de la segunda viga tapada por el tren.»

4. ESFUERZOS DE LACET.— Copiamos el pliego de condiciones del señor Huet: «Para el movimiento de lacet se calculará el 5 % o el 10 % de la carga móvil.»

Creemos racional interpretar esta cláusula en el sentido de que se tomará para el esfuerzo de lacet que solicita a una pieza dada del puente una cierta fraccion del peso total máximo que la sobrecarga rodante puede hacer gravitar sobre ella.

Naturalmente se tomará 10 % de esa carga para las vigas de los puentes menores de 16,00 m. i para las piezas constitutivas del tablero en los puentes de cualquiera luz. Para las vigas maestras de los tramos de mas de 16,00 m. de largo, el esfuerzo de lacet se estimará solo en un 5 % de la sobrecarga rodante.

§ II.—TASAS DE TRABAJO

1. OBSERVACIONES.— Desde el momento en que se trata de puentes de carácter provisional, es evidente que, para fijar las tasas límites de trabajo admisibles para los diversos materiales que entran a constituirlos, debemos prescindir en absoluto del Pliego de condiciones a que hemos venido ajustándonos, pues él se refiere a construcciones definitivas.

(1) «Revision de la circulaire ministérielle de 9 Juillet de 1877, sur les ponts métalliques.»

La consideracion de reducir en lo posible el costo de la obra, teniendo siempre en vista conservar en ella una seguridad suficiente, es la que debe guiarnos en este estudio. Hai pues que dilucidar con algun detenimiento lo que debe entenderse en un puente provisorio por seguridad suficiente.

Para ello es necesario tener presente que los destinos de un puente definitivo i de un puente provisorio son esencialmente diversos. La duracion del primero debe ser indefinida; el segundo está destinado a desaparecer en un período de tiempo relativamente cierto, sea que se le reemplace por un puente definitivo, sea que su estado de conservacion obligue a reconstruirlo total o parcialmente. Un puente definitivo debe estar calculado para resistir a grandes velocidades; los trenes pasan lentamente sobre un puente provisorio. El estudio de aquel debe preocuparse de formar una obra que pueda satisfacer no solo a las necesidades del servicio en el momento en que se le ejecuta sino ademas al incremento probable de éste en lo que se refiere al mayor peso del material rodante i al aumento en la velocidad.

Resulta de aquí que, al fijar las acciones solicitantes para el cálculo de un puente definitivo, haya que apreciarlas por exceso a fin de realizar las condiciones apuntadas. En su «Norma para los cálculos de los puentes metálicos», el señor Huet dice con relacion a esta cuestion: «He determinado la composicion del tren tipo, teniendo en cuenta « las siguientes consideraciones:

«Las disposiciones del material de traccion i del material de transporte; las modificaciones racionales posibles i probables en los pesos de los ejes i en las distancias de éstos; la necesidad de adoptar un tipo de máquinas de fuerte traccion para los trenes de « carga, con cuatro ejes acoplados de adherencia, a fin de mejorar el servicio oneroso de « remolques múltiples i aliviar el movimiento de los trenes, etc.»

Estas consideraciones i otras que podríamos hacer valer i que se relacionan con la apreciacion de los esfuerzos ejercidos por el viento i de la importancia del movimiento de lacet, ponen en evidencia que no seria dable exigir a un puente provisorio la misma seguridad que a otro de carácter definitivo.

Para el cálculo de aquel se pueden adoptar, en consecuencia, dos caminos: o bien apreciar la intensidad de las acciones exteriores que realmente se ejercerán sobre el puente; o bien, conservando los mismos esfuerzos solicitantes que para el puente definitivo, reducir prudencialmente los coeficientes de seguridad que permiten fijar, para los diversos elementos de la obra, el trabajo límite admisible.

Exagerar las acciones solicitantes i no aumentar al mismo tiempo el trabajo de los materiales que forman el puente, traeria como resultado un aumento inútil e injustificado en los gastos de construccion.

Ahora bien, modificar el tren tipo i la intensidad de los demas esfuerzos exteriores es una operacion que exigiria un estudio detenido i que no podria llevarse a cabo sino teniendo datos completos sobre el material rodante que ha de traficar sobre el puente, sobre la composicion de los trenes, etc.

Hemos debido pues conservar las acciones solicitantes fijadas por el pliego del señor Huet, reservándonos para reducir en consecuencia los coeficientes de seguridad aplicables al trabajo de los materiales.

2. TASAS DE TRABAJO PARA EL PINO OREGON.—No conocemos experiencias que permitan apreciar la resistencia de este material, lo que nos obliga a proceder por comparación.

a) *Estension i compresion*.—Vigreux (1) da las cifras siguientes:

Clase de madera	RESISTENCIA A LA TRACCION, EN K/CM. ²		Resistencia a la compresion en k/cm. ²
	Carga límite de elasticidad	Carga de ruptura	Carga de ruptura.
Fresno.....	256	1.200	660
Encina.....	270	1.100	660
Haya.....	160	1.170	660
Pino.....	256	1.130	450
Término medio...	235	1 150	607

Como se ve, Vigreux no fija las cargas límites de elasticidad a la compresion. Podríamos buscar este dato en otros autores; pero hemos creído conveniente no hacerlo, pues la circunstancia de que Vigreux no lo consigne es bastante sugestiva para dudar de la exactitud de las cifras que al respecto puedan haberse fijado.

Nos contentaremos, en consecuencia, con los resultados medios anotados en el cuadro que dejamos transcrito i partiremos de ellos para fijar el trabajo admisible para el pino oregon.

No poseyendo datos relativos a la carga límite de elasticidad por compresion, hemos debido adoptar como base de nuestros estudios las tasas de ruptura. Esa misma ignorancia sobre la elasticidad de las maderas comprimidas nos induce a fijar un solo límite de trabajo para la estension i compresion. Segun esto partiremos de la cifra media relativa a la carga de ruptura por compresion, 607 k/cm², i trataremos de fijar un coeficiente de seguridad que sea suficiente, sin exajeracion.

En la práctica no es raro que ese coeficiente se haga igual a 7. Nosotros, por las consideraciones espuestas anteriormente, tomaremos para él el valor 5, lo que nos conduce a fijar en:

$$\frac{607}{5} = 121,4$$

o, para tener números redondos, en 120 k/cm² la tasa de trabajo por estension i compresion admisible para el pino oregon.

(1) Obra citada, páj. 140 a 145.

Si comparamos ahora esta tasa con la resistencia media de las maderas de construcción, en el límite de elasticidad por estension, tendremos:

$$\frac{235}{120} = 1,956$$

o sea próximamente 2, lo que es suficiente en la práctica para obras provisorias.

Parece que la resistencia elástica a la compresion es en las maderas menor que a la estension; pero creemos que en todo caso ella será siempre bastante superior a la tasa de 120 k/cm² adoptada.

b) *Compresion de punta.* — Para fijar las fatigas admisibles nos referimos al cuadro siguiente, indicado por Vigreux i corregido en conformidad al límite práctico que hemos aceptado para la resistencia del pino oregon a la compresion simple, límite que en dicho cuadro se toma como unidad:

Relacion entre la altura i la menor dimension trasversal.	1	12	24	36	48	60	72
Resistencia proporcional.	1	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{24}$
Carga aceptable en k/cm ²	120	100	60	40	20	10	5

Debemos sin embargo observar que estas cifras se refieren al caso de pilares o postes cuyos extremos se encuentran empotrados de una manera mas o ménos perfecta. Se deberá pues recomendar proceder con prudencia siempre que esta última circunstancia no se realice, como sucede para las secciones entre puntos de amarra de los diagonales de un enrejado sistema Howe.

c) *Aplastamiento.* — Faltan casi en absoluto los datos sobre la resistencia de las maderas al aplastamiento, sea en un sentido perpendicular a las fibras, sea en el sentido de las fibras.

Sobre el primer punto no hemos encontrado otras cifras que las que consigna Mr. Jules Michel en un estudio sobre la resistencia de los elementos que componen las vias férreas (1); el término medio de los resultados de este experimentador, tomado de una série de ensayos hechos sobre madera de encina, arroja para la resistencia de que tratamos, a la deformacion permanente, 255 k/cm².

Adoptando, como lo hecho ántes, un coeficiente de seguridad igual a 5, podemos fijar por comparacion la tasa práctica de trabajo del pino oregon al aplastamiento en el sentido perpendicular a las fibras en:

$$\frac{255}{5} = 51 \text{ k/cm}^2$$

o sea, en números redondos, en 50 k/cm²

Mucho mayor será su resistencia al aplastamiento en el sentido de las fibras. Ob-

(1) «Revue générale des chemins de fers.» Julio, 1884.

servando, por ejemplo, el trabajo de la madera cuando se la ha atravesado por un perno i se ejerce sobre éste una accion paralela a las fibras, se ve que la resistencia a la compresion es solo una fraccion de la resistencia al aplastamiento.

Esta consideracion, a falta de datos prácticos que no existen en absoluto sobre esta materia, nos ha hecho fijar la tasa de trabajo de que nos ocupamos en una i media vez la de compresion simple es decir en 180 k/cm^2 .

d) *Cizalle*. Tomaremos siempre de Vigreux (*) los datos siguientes, que se refieren a la resistencia por cizalle en la direccion de las fibras de la madera:

Clase de madera	Carga de ruptura al cizalle, en k cm^2
Encina	79
Haya	66
Pino	42
Término medio	62

Adoptando el mismo coeficiente de seguridad 5, fijaremos en:

$$\frac{62}{5} = 12,4 \text{ k/cm}^2$$

la tasa práctica de trabajo del pino oregon al cizalle en la direccion de las fibras.

Por fin, tomaremos como tasa de trabajo al cizalle en el sentido perpendicular a las fibras los 0,7 (**) de la fijada para la traccion

$$0,7 \times 120 = 84 \text{ k/cm}^2.$$

3. TASAS DE TRABAJO PARA EL ROBLE PELLIN.—Como en los puentes provisorios no se empleará el roble pellin sino para los durmientes de la via, bastará fijar la resistencia por cizalle de este material, cuando se encuentra solicitado en un sentido perpendicular a las fibras.

Refiriéndonos al estudio hecho mas arriba i teniendo en cuenta que el roble impregnado de agua es una madera de construccion inferior al pino oregon, haremos igual a 6 el coeficiente de seguridad admisible.

Segun esto, la resistencia práctica a la traccion en el sentido de las fibras será:

$$\frac{607}{6} = 101 \text{ k/cm}^2.$$

(*) Obra citada, páj. 147.

(**) Vigreux, obra citada, páj. 146.

Tomaremos para el cizalle en sentido perpendicular a las fibras 0,5 de la cifra anterior, con lo cual fijamos la tasa de trabajo que nos ocupa en

$$0,5 \times 101 = 50,55$$

o sea en 50 k/cm^2 .

4. TASAS DE TRABAJO PARA EL FIERRO ELABORADO.—a) *Estension i compresion*.—Al tratar de los materiales empleados en la construccion de los puentes provisorios, hemos fijado para el fierro elaborado los coeficientes de resistencia que se indican a continuacion:

Carga mínima de ruptura.....	32 k/mm ²
» » » elasticidad.....	16 »

Adoptando un coeficiente 4 de seguridad, se tendrá

$$\frac{32}{4} = 8 \text{ k/mm} .$$

como tasa práctica para el trabajo del metal. Entónces la seguridad con relacion a la carga límite de elasticidad será igual a 2.

b) *Cizalle*.—Tomando para el cizalle los 0,8 del trabajo a la estension, podemos fijar esa resistencia en

$$0,8 \times 8 = 6,4 \text{ k/mm}^2 .$$

c) *Aplastamiento*.—Tomamos para el aplastamiento una tasa igual a 2,5 veces la resistencia práctica por compresion.

$$2,5 \times 8 = 20 \text{ k/mm}^2 .$$

5. TASAS DE TRABAJO PARA LA FUNDICION.—Se trata de un material de aplicacion restringida en los puentes provisorios, pues solo se emplea en los soquetes es decir en piezas a las cuales, por consideraciones prácticas, se dan dimensiones superiores a las que el cálculo indicaria.

Por otra parte, las piezas de que se trata van a ser fundidas en el pais, sin que pueda controlarse su fabricacion ni comprobarse la resistencia del metal empleado en ellas.

Por estos motivos creemos prudente limitarnos a los coeficientes de resistencia práctica que indica el formulario de Vigreux. Los coeficientes son.

Estension.....	2,5 k/mm ² .
Compresion.....	12,0 »
Cizalle.....	2,0 »

6. MODIFICACION DE LAS TASAS DE TRABAJO FIJADAS, CUANDO SE TOMAN EN CUENTA LA ACCION DEL VIENTO I EL ESFUERZO DE LACET.—De acuerdo con el señor Huet en su

«Norma para el cálculo de los puentes metálicos», admitiremos que la estabilidad elástica se encuentra asegurada siempre que las fatigas producidas en los diversos elementos de un puente provisorio por el viento i el lacet no excedan en un 25 % a las tasas de trabajo fijadas en los acápites anteriores.

§ III. COEFICIENTES DE ELASTICIDAD

1) FIERRO.—Tomamos el coeficiente de elasticidad fijado por el pliego de condiciones del señor Huet:

$$E = 20,000 \text{ k/mm}^2.$$

2) PINO OREGON.—Procederemos por comparacion, como lo hemos hecho para fijar las tasas de trabajo admisibles.

Vigreux, en su obra ya citada, da los coeficientes de elasticidad que se indican a continuacion:

Clase de madera	Valores de E
Fresno.....	98.500
Encina.....	117.000
Haya.....	62.100
Pino.....	120.000
Olmo.....	100.000
Término medio.....	99.520

Fijaremos, pues, para el pino oregon el coeficiente de elasticidad en

$$100.000 \text{ k/cm}^2.$$

CAPÍTULO IV

DETALLES DE EJECUCION

Sin entrar en consideraciones minuciosas que solo vendrian al caso al tratarse de la construccion de un puente determinado, diremos que por regla jeneral los puentes provisorios de que nos ocupamos se armarán sobre un andamio fijo, de importancia mas o ménos considerable.

La marcha jeneral de los trabajos es fácil de indicar.

Terminados los apoyos del tramo que se construye e instalado el andamio de una manera sólida e invariable, se procederá a armar las vigas.

Esta operacion se llevará a cabo, para cada viga, de la manera siguiente: sobre el piso del andamio, se armará primero la cabeza inferior de modo que presente la contra flecha prevista i que se deberá fijar para cada tramo; se correrá enseguida la cabeza su-

perior i se apuntalará provisoriamente a la distancia a que debe quedar de la otra cabeza; se pondrán en posicion los zoquetes, los travesaños i los tirantes i se recortarán por fin las diagonales, del largo necesario i con el perfil conveniente en sus extremos. Colocadas las diagonales se procederá a quitar los puntales de separacion de las cabezas i se apretarán los tirantes hasta que no se produzcan juegos en las vigas.

Armadas así las vigas principales con sus travesaños, se colocarán los contravientos, operacion que no presenta dificultad alguna; por fin se armarán el tablero i la vía.

Una nueva apretadura jeneral del sistema hará desaparecer los juegos que, entre las diversas piezas, hubieran podido producirse en el curso de estas operaciones.

Al ejecutar dicho trabajo, se rectificará la contra-flecha definitiva que el puente debe presentar sometido a la accion del peso muerto.

Vamos ahora a fijar de una manera jeneral la contra-flecha que se deberá dar a las vigas.

A primera vista parece que seria suficiente armarlas de manera que sus cabezas quedaran horizontales una vez colocado el tablero; la contra-flecha seria entónces igual a la flecha que el peso muerto tenderia a producir en ellas. Pero debemos tener en cuenta lo deformables que son estos puentes i su tendencia a flexionarse con el tráfico, flexion que se nota tan amenudo en los puentes carreteros i que obliga a ejecutar en ellos continuos levantes; debemos por otra parte recordar que se trata de puentes carrileros i que no conviene, en consecuencia, exajerar la contra-flecha. Estas observaciones, de carácter opuesto, nos inducen a fijar para el valor de la contra flecha, la flecha total que el puente tienda a tomar bajo las acciones combinadas de los diversos esfuerzos solicitantes.

Este será el valor de la contra-flecha en el medio del tramo; el resto de la viga deberá armarse de manera que su eje se acerque en lo posible a un arco de círculo.

Al terminar la construccion de la obra, la contra-flecha efectiva en el medio del puente deberá ser igual a la contra-flecha total disminuida de la flecha que corresponda al peso muerto.

CAPÍTULO V

RECEPCION I CONSERVACION DE LAS OBRAS

1. INDICACIONES JENERALES.—La recepcion de los puentes provisorios se hará en conformidad a lo dispuesto en el Reglamento para los contratos de obras públicas, de 31 de Marzo de 1898, i ateniéndose a las prescripciones que se detallan a continuacion.

Ante todo se procederá a la inspeccion detallada a que se refiere el artículo 46 de dicho Reglamento, comprobando en el curso de esta operacion si la contra-flecha que las vigas presentan corresponde a la que se ha fijado en las especificaciones del contrato.

Se deberá atender igualmente a que todos los ensambles esten bien ejecutados i los pernos perfectamente apretados i provistos del número de tuercas que dichas especificaciones fijen.

Por fin se verá si el alquitran cubre de una manera completa i uniforme todas las piezas de la construccion.

Terminado este exámen, se procederá a las pruebas de recepcion propiamente dichas, las que consistirán en hacer circular sobre el puente el tren que ha de servir para los ensayos de sobrecarga rodante.

Deben hacerse dos clases de pruebas: en la primera, el tren avanzará lentamente sobre el puente i se detendrá en la posicion que el cálculo de los momentos de flexion indique como la mas desfavorable para el tramo de puente que se considere; la segunda clase de pruebas consistirá en hacer circular sobre el puente el tren tipo con una velocidad máxima de 15 kilómetros por hora.

Durante estas experiencias se medirán las flechas de cada viga en la seccion media de cada tramo i se compararán con las que se hayan fijado en las especificaciones formadas para la obra que se recibe.

Se deberá asimismo inspeccionar detenidamente la construccion durante el período de carga para apreciarla en todos sus detalles.

Se considerarán como satisfactorios los resultados de estas pruebas siempre que las flechas medidas no sobrepasen en mas de 40% a las calculadas teóricamente, i siempre que el juego de los ensambles i demas órganos de la construccion se produzca regularmente.

2. MEDIDA DE LAS FLECHAS.—La medicion de las flechas es una operacion delicada i que debe ejecutarse con esmero.

Será conveniente tomar en cada caso las disposiciones que se estimen necesarias para que las flechas puedan ser medidas i verificadas en toda época en condiciones satisfactorias de precision. Para conseguir este resultado se colocarán puntos de referencia no solo sobre los machones i estribos sino aun fuera de la obra. De esta manera se conseguirá poder apreciar de tiempo en tiempo la disminucion de la contraflecha del puente i la importancia de los descensos que sus apoyos puedan experimentar.

Por lo demas, para mayores indicaciones sobre los detalles de la operacion que nos ocupa, puede consultarse el *Boletin del Congreso Internacional de Ferrocarriles* del mes de Setiembre de 1900 (1).

3. CONSERVACION DE LAS OBRAS.—El éxito de los puentes provisorios se deberá principalmente a una vijilancia atenta i a un cuidado esmerado en su conservacion.

Tendrá parte mui importante en la duracion de los mismos la renovacion periódica de la alquitranadura, que deberá llevarse a cabo en períodos de tres años a lo mas.

Es necesario que el puente sea revisado cuidadosamente despues de la pasada de cada tren a fin de apagar todo principio de incendio que las chispas de las locomotoras pudieran haber ocasionado. Al mismo tiempo, durante esta revision, se apretarán las tuercas que lo necesitaren.

Cada cierto tiempo, que no deberá esceder de tres meses, se procederá a una inspeccion detallada del puente, durante la cual se comprobará el buen estado de los ensambles i en jeneral de todos los órganos de la construccion.

En el curso de esta inspeccion se medirán las flechas en el medio de los diversos

(1) *Bulletin de la Commission Internationale du Congrès des Chemins de Fer*.—Setiembre 1900. «Exposé de la question de la construction et des épreuves des ponts métalliques», par von Lever.—VIII Surcharges d'épreuves.

tramos de la obra i se comprobará si sus apoyos han experimentado o no desnivelaciones. Se deberá igualmente determinar el descenso de los puntos intermedios entre la mitad de cada tramo i los apoyos.

Si el exámen de que nos ocupamos arrojara como resultado que uno o mas elementos de la obra se encuentran en malas condiciones, se deberá reforzarlos o reemplazarlos si se estima necesario.

Si los defectos que se notaren provinieran de que el puente habia perdido su contraflecha o habia bajado escepcionalmente en algunos puntos, experimentando deformaciones de importancia, se procederá a restituir a la construccion su contraflecha primitiva, para lo cual se adoptarán disposiciones que permitan levantar el puente.

En ningun caso se tratará de corregir las deformaciones mediante la apretadura de las tuercas de los tirantes de suspension.

Todas las reparaciones a que se acaba de hacer referencia se efectuarán perturbando lo ménos posible el servicio de explotacion.

Creemos innecesario insistir sobre la observacion de que la falta de cumplimiento de las prescripciones anteriores puede acarrear en los puentes provisorios accidentes que un servicio de conservacion esmerado evitaria con facilidad.

SEGUNDA PARTE

ESTUDIO DE UN TIPO DE PUENTE PROVISORIO DE VIA INFERIOR PARA 48.00 M. DE LUZ TEÓRICA

PRIMERA SECCION

ESTUDIO JENERAL

CAPÍTULO PRIMERO

DESCRIPCION

1. JENERALIDADES.—En conformidad a las bases fijadas en la primera parte de esta memoria, hemos estudiado un tipo de puente provisorio de vía inferior, para trocha de 1,68 m. i 48,00 m. de luz teórica.

Las dimensiones del galibo de trocha ancha, que pueden consultarse en los planos adjuntos, nos han fijado los valores mínimos de la distancia entre las caras interiores de las vigas i de la altura libre bajo el nivel del contraviento superior.

2. VIGAS PRINCIPALES.—El puente lleva dos vigas maestras del tipo Howe doble. La altura entre los ejes de sus cabezas es igual a 6,00 m. o sea a $\frac{1}{4}$ de la luz; cada una de ellas va formada por 16 paños de 3,00 m. de ancho.

Como se ve, se ha dado a las vigas una altura relativamente grande; esta disposición, favorable bajo el punto de vista del aprovechamiento de la materia, era indispensable para permitir la adopción de un contraviento horizontal superior, cuya presencia es de la mayor importancia dada la luz del tramo: aun así, ha sido necesario bajar cuanto era posible el tablero para realizar dicho arriostrado.

Las cabezas de las vigas se han formado con cuatro soleras de $32,5 \times 15$ cm. de escuadria para la cabeza superior; i de $42,5 \times 15$ cm. para la cabeza inferior. Las fatigas secundarias que los travesaños intermedios hacen experimentar a esta última pieza han obligado a adoptar esa diferencia de dimensiones.

La longitud total de las cabezas es de 50,80 m. Las piezas constitutivas de cada solera tiene una longitud máxima de 12,00 m.; i el ensamble entre dos de ellas consecutivas se realiza de tope i con el auxilio de planchas de fierro, en la forma indicada en los planos adjuntos.

Por fin las soleras de cada cabeza van unidas entre sí por pernos de amarra colocados a distancias intermedias de 1,50 m.; en la cabeza superior se han aprovechado para este objeto los tirantes del contraviento respectivo.

Cada una de las diagonales del enrejado va formada por dos piezas de madera, cuya escuadria varia de 35×15 cm. en los paños extremos, a 15×15 cm. en los paños medios. Además en cada paño hemos cruzado las diagonales colocando dos piezas de amarra que sirven para fijar los puntos intermedios de las primeras i disminuir así su longitud libre.

Por lo que respecta a los tirantes de las vigas, se los compone de tres fierros redondos cuyos detalles característicos pueden consultarse en el cuadro que sigue:

Diámetro del tirante		Diámetro del núcleo en m/m	seccion del núcleo en m/m ²	Altura de la tuerca en m/m	Diámetro del círculo circ. a la tuerca en m/m	Altura de la cabeza en m/m
en pulgadas inglesas	en milímetros					
2½	63,50	55,37	2.410	64	109	45
2¼	57,15	49,02	1.885	58	97	40
2	50,82	43,43	1.479	51	88	36
1⅞	47,62	40,38	1.282	48	83	34
1¾	44,45	37,84	1.122	45	78	32
1⅝	41,27	35,28	978	42	74	29
1½	38,10	32,68	840	39	69	27
1⅓	34,92	29,46	683	35	62	24
1¼	31,75	26,92	568	32	58	22
1⅓	28,57	23,87	448	29	52	20
1	25,40	21,33	356	26	48	18

La union de las diagonales con las cabezas se realiza encajando los extremos de aquéllas en zoquetes de fundicion de forma adecuada. Los tirantes de suspension atraviesan esos zoquetes hácia su parte media i van a descansar superiormente sobre las cabezas de las vigas, sosteniendo por su extremo inferior a los travesaños del tablero colocados a plomo de los nudos.

3. TABLERO.—El tablero se compone de un sistema de travesaños i longuerinas que recibe los durmiente de la via.

Como acabamos de decirlo, los travesaños correspondientes a los nudos van colgados de los tirantes de las vigas principales. Pero la distancia considerable entre nudos nos ha obligado a recurrir al empleo de travesaños intermedios colgados por tirantes especiales de las cabezas inferiores de aquéllas; se ha limitado así la distancia entre ejes de travesaños a 1,50 m.

Sobre estas piezas descansan dos corridas de longuerinas espaciadas de 2,00 m. entre ejes, las cuales reciben a su vez los durmientes de la via, que distan uno de otro 0,50 m. entre ejes. Las escuadrías de estas diversas piezas son:

Travesaños.....	40 × 45 cms.
Longuerinas.....	20 × 35 »
Durmientes.....	15 × 25 »

No obstante, los dos travesaños extremos de cada lado que sirven de apoyos al puente, tienen una escuadría de 45 × 45 cms.

La union de las longuerinas a los travesaños i de los trozos de longuerina entre sí se realiza por medio de abrazaderas dispuestas como se vé en los planos adjuntos. En cuanto a los durmientes, cada uno de estos va afianzado a las longuerinas por dos pernos.

4. CONTRAVIENTO SUPERIOR.—Se ha formado por una viga del tipo Howe sencillo cuyas cabezas vienen a ser las cabezas superiores de las vigas principales.

Como es fácil verlo en los planos adjuntos, hai imposibilidad material para que los montantes del contraviento puedan colocarse en el plano de los tirantes de las vigas. Por este motivo, hemos debido dar cierta escentricidad a los nudos del contraviento, lo que nos ha obligado a formar éste de quince paños de 3,00 m. de ancho i uno de 4,00 m.

Por lo demas esta falta de simetría, si bien chocante a la vista, no perjudica en nada al arriostrado.

A pesar de que en los nudos extremos del contraviento no seria necesario emplear tirantes, hemos colocado esas piezas para mantener el apartamiento de las vigas.

Completan el sistema por cada extremo cuatro pares de brazos cuyo papel será transmitir las reacciones del contraviento superior a los apoyos de las vigas. Dichos brazos van apernados superiormente a los montantes extremos de aquéllas i por su extremo inferior a los travesaños de apoyo del puente.

En cuanto a los detalles de construccion relativos a la viga Howe que forma el contraviento, debemos observar que las diagonales se unen a las cabezas por medio de zoquetes i que los tirantes, que pasan por el medio de esos zoquetes, atraviesan tambien las cabezas de las vigas.

Las diagonales son formadas por una pieza de madera de 15 × 12,5 cms. en los paños extremos i de 12,5 × 12,5 cms. en los demas. Naturalmente van cruzadas en todos los paños i se unen en su mitad por medio de un perno.

Cada montante es formado por un tirante constituido por piezas que se unen entre sí por una tuerca de tension. Esta disposicion permitirá apretar el contraviento en un momento dado.

5. CONTRAVIENTO INFERIOR.—Hemos aprovechado para formar este contraviento los travesaños del tablero colocados a plomo de los nudos de las vigas principales; dichos travesaños seran los montantes del contraviento cuyas diagonales hemos formado con fierros redondos.

Los dos trozos que constituyen cada diagonal se unen entre sí por una tuerca de tension. Para ensamblarlas con los travesaños, se ha proyectado ensanchar sus extremos dándoles una seccion rectangular i fijarlos a aquellos por medio de tres pernos.

(Continuará)