# CÁLCULO DE LOS PUENTES METÁLICOS

## EN VISTA DEL MAYOR PESO DEL EQUIPO DE LAS LÍNEAS FERREAS Y OBSERVACIONES DE LA EXPERIENCIA.

---

La construcción de un puente metálico, como todas las construcciones civiles de este género, exije que el ingeniero calcule detalladamente no sólo la resistencia de las múltiples piezas que forman el conjunto del proyecto que se ejecuta, sino también todos sus detalles de ensambladuras y armadura, para evitar que, en cualquier momento, ó por cualquier circunstancia extraña, ellas trabajen con una carga mayor que la que pueden soportar sin ser afectados con deformaciones permanentes.

Para llenar esta necesidad, base de toda buena construcción metálica, se hace necesario presisar con fijeza, en el momento de hacer los cálculos, las fuerzas que solicitan estas construcciones, ó las cargas de prueba que deben resistir sin dar deformaciones permanentes, para deducir de ellas, ya sea por el cálculo, ó por la estática gráfica, el estado de solicitación especial de cada pieza en detalle. Conocidos estos elementos, el ingeniero estudia su proyecto, consultando las dimensiones de los diversos elementos que lo constituyen, según la resistencia y los coeficientes de elasticidad de los materiales de que dispone, introduciendo prudencialmente el coeficiente de seguridad que la práctica aconseja.

Sería realmente imprudente fatigar los elementos de una construcción metálica, con tenciones ó compreciones que llega-

sen casi al límite de la elasticidad del metal que se emplea, aún en los casos en que estas construcciones estén destinadas sólo á soportar cargas más ó menos fijas y permanentes; con tanta mayor razón debe hacerse aumentar el coeficiente de seguridad, para el caso de cargas movibles, como sucede con los puentes, por cuanto estas cargas producen vibraciones y transiciones rápidas sobre el estado de solicitación de las piezas, puesto que los esfuerzos que se desarrollan en ellas, por la travesía de un tren varía, simultáneamente, en cada instante, según la posición del convoy con relación á los puntos de apoyo de la viga.

De ahí la necesidad absoluta que hay de presisar lo más que se pueda estas cargas de prueba movibles, cuando se trata de la construcción de un puente, tanto por determinar con exactitud los diversos esfuerzos que se desarrollan, como para poner el coeficiente de seguridad de la pieza que se estudia en relación con la brusquedad é intencidad de estos esfuerzos.

---

Hasta la fecha, salvo casos exepcionales, de estudios especiales hechos para puentes por decirlo asi, considerados como extraordinarios, se han calculado todas estas construcciones, estimando su peso propio por una parte, y sustituyendo una carga uniformemente repartida, similar en su acción, al peso movil compuesto de trenes ó vehículos que deben circular por el puente, dando por cierto á esta última todas las colocaciones posibles sobre el tablero del puente, para deducir las posiciones más desventajosas y que ocasionen más fatigas en las piezas y ensambladuras, haciendo los cálculos de ellas en conformidad con los esfuerzos máximos asi determinados.

Este método, corto y de fácil aplicación en la práctica, y que ha servido de base para el cálculo de la generalidad de las construcciones existentes, no puede ser criticado en su forma, por cuanto los resultados obtenidos con él satisfacen completamente como lo demuestra la experiencia, pero sí, á medida que se estu-

dian más detenidamente las cualidades del hierro y últimamente de los aceros, que están reemplazando con ventaja á los hierros laminados, se ha hecho necesario tomar en cuenta en los cálculos los resultados de las experiencias y variar por consiguiente la forma de ellos, armonizándolos al mismo tiempo con las crecientes exigencias de las explotaciones de las líneas férreas y del equipo que ahora se emplea.

La circular del Ministerio de Trabajos Públicos de Francia del 9 de Julio de 1877, que modificó sustancialmente, la del 26 de Febrero de 1858, estableció como condiciones de pruebas para los puentes metálicos que soportasen vías férreas las siguientes:

Limitó el trabajo del metal por milímetros cuadrados, en la posición más desfavorable de la sobre-carga á

1.5. Kilogramos para la fundición solicitada por tracción directa.

3. Kilogramos para la fundición trabajando por tracción en las piezas solicitadas por flexión.

5. Kilogramos para la fundición trabajando por compresión directa ó sea en una pieza solicitada por flexión.

6. Kilogramos para el hierro forjado ó laminado solicitado por tracción ó compresión directa ó por flexión.

Reservándose la administración la facultad de adoptar límites más elevados para construcciones excepcionales.

Como corolario de lo anterior, se exige naturalmente, que los cálculos justificativos de los puentes deben ser bastante detallados para poner de manifiesto que se realizan las condiciones prescritas anteriormente.

Entrando después á fijar los pesos movibles que se admitirán en los cálculos, dispone que las vigas podrán ser calculadas bajo la hipótesis de sobre-cargas uniformemente repartidas; y en estos casos, esta sobre-carga, por metro corrido de simple vía se establecerá conforme al cuadro siguiente:

| Luz de los tramos en metros | Sobre-carga en kilogramos | Luz de los tramos en metros | Sobre-carga en kilogramos | Luz de los tramos en metros | Sobre-carga en kilogramos | Luz de los tramos en metros | Sobre-carga en kilogramos |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| m. | k. | m. | k. | m. | k. | m. | k. |
| 2 | 12000 | 10 | 7300 | 18 | 5200 | 50 | 3900 |
| 3 | 10500 | 11 | 6900 | 19 | 5100 | 55 | 3800 |
| 4 | 10200 | 12 | 6500 | 20 | 4900 | 60 | 3700 |
| 5 | 9800 | 13 | 6200 | 25 | 4500 | 70 | 3500 |
| 6 | 9500 | 14 | 5900 | 30 | 4300 | 80 | 3400 |
| 7 | 8900 | 15 | 5700 | 35 | 4200 | 90 | 3300 |
| 8 | 8300 | 16 | 5500 | 40 | 4100 | 100 | 3200 |
| 9 | 7800 | 17 | 5400 | 45 | 4000 | 125 | 3100 |
| | | | | | | 150 y mayores | 3000 |

Debiendo determinarse por interpolación la sobre-carga correspondiente para las luces que no se mencionan en el cuadro anterior.

Las dimensiones de las piezas que no forman parte de las vigas longitudinales, deben calcularse según los mayores esfuerzos que tienen que soportar.

Además cada uno de los tramos de un puente será sometido á dos clases de pruebras, estática por peso muerto y otra dinámica por peso móvil. No entraremos en los detalles de estas pruebas prescritas por la circular; pero sí fijaremos cual era el tren de la prueba dinámica y que se encuentra determinado de la manera siguiente:

«El peso total del tren de ensayo debe ser por lo menos igual al peso de un tren del mismo largo y que sería compuesto de una locomotora, pesando con su tender setenta y dos toneladas, y de una serie de vagones pesando cada uno quince toneladas.» Este tren de prueba para los tramos independientes, será colocado subcesivamente en cada tramo de manera que lo cubra por entero; y en los puentes de vigas contínuas primero se car-

gará cada tramo por separado, y en seguida, se cargarán simultáneamente los tramos contiguos á cada machón con exclusión de los otros. Los tramos soportados por arcos metálicos, se cargarán primero en su totalidad, y en seguida solamente por mitad. Los puentes de doble vía serán probados, primero cada vía por separada y después las dos vías simultáneamente.

Los puentes carreteros se encuentran indudablemente en las mismas condiciones que los de las vías férreas, solamente que, estando destinados á soportar el tráfico de vehículos menos pesados y que marchan con velocidades muy moderadas, sus pesos de pruebas, etc. son menores que los que se exigen para las líneas férreas; por lo demás, como son aplicables á ellos, todas las consideraciones que hagamos con respecto á los puentes de las vías férreas, cambiando simplemente los factores del peso móvil que tienen que soportar, no entraremos en los detalles de esta clase de construcciones y continuaremos ocupándonos solamente de los puentes de las vías férreas, dejando que cada cual aplique las consecuencias á que llegaremos á los cálculos de los puentes carreteros haciendo las correcciones correspondientes en los pesos de prueba.

Para asegurarse la buena calidad de los materiales la circular del 9 de Febrero de 1855 del Ministerio francés, exigía el control de la fabricación y mandaba ensayar los hierros y palastros destinados á la construcción de los puentes, con pruebas en frío y en caliente, que para los fines que nos proponemos en el presente trabajo, no es del caso exponer en sus detalles, y que el Instituto las encontrará en el estudio que he entregado del empleo del acero en las construcciones civiles. Por ahora debemos constatar simplemente que, la Administración de Puentes y Calzadas Francesa como todas las demás Administraciones, junto con fijar el máximun de fatiga de los hierros, etc., en 6 kilogramos por milímetro cuadrado de sección, en posición más desfavorable de la sobre-carga, fijó también la resistencia minima

á la ruptura de los metales que debieran emplearse en los construcciones de los puentes, poniendo así, de una manera indirecta, en relación coeficientes de elasticidad de los metales con los esfuerzos máximos que deben soportar, ya que la determinación directa de ellos exige aparatos especiales y experimentos que no podían ejecutarse diaria y constantemente sobre los hierros y palastros que se elaboran en una fábrica.

Para los palastros se exigió según que su espesor variaba entre 1 ½ á 2 milímetros, 47 kilogramos de carga media mínima á a ruptura, con un estiramiento final medio mínimo de 10%: haciendo disminuir la carga y aumentar los estiramientos á medida que aumentaba el espesor de las planchas, hasta exigir para los de 20 á 30 milímetros 42 kilogramos de resistencia á la ruptura, como carga media mínima y 24% de estiramiento medio mínimo; como lo muestran en sus detalles los cuadros siguientes:

## RESISTENCIAS DE LOS PALASTROS

| ESPESOR EN MILÍMETROS. | Para construcciones | | Para calderos | |
|---|---|---|---|---|
| | Carga media mínima en kilogramos | Estiramiento final medio mínimum por ciento. | Carga media mínima en kilogramos | Estiramiento final medio mínimum por ciento. |
| 1 ½ á 2 m/m esclusive | 47 | 10 % | .... | .... |
| 2 á 3 íd. íd. | 46 | 13 | .... | .... |
| 3 á 4 íd. íd. | 45 | 16 | .... | .... |
| 4 á 6 íd. íd. | 45 | 18 | 45 | 22 |
| 6 á 8 íd. íd. | 43 | 21 | 42 | 25 |
| 8 á 20 íd. íd. | 42 | 22 | 42 | 26 |
| 20 á 30 íd. íd. | 42 | 24 | 40 | 26 |

## PLANCHAS Y CUBRE-JUNTAS

| ESPESOR EN MILÍMETROS | Tracción longitudinal | | Tracción transversal | |
|---|---|---|---|---|
| | Carga media mínima en kilogramo | Estiramiento final medio mínimo por ciento | Carga media mínima en kilogramo | Estiramiento final medio mínimo por ciento |
| 7½ á 4 m/m esclusive | 47 | 13 | 45 | 12 |
| 4 á 6 íd. íd. | 46 | 19 | 44 | 17 |
| 8 á 20 íd. íd. | 43 | 23 | 41 | 21 |
| 20 á 30 íd. íd. | 43 | 25 | 41 | 23 |

## HIERROS PERFILADOS

| ESPESORES DE LÁMINAS EN MILÍMETROS | Angulos-Barras con rebordes y simples T | | Barras T con rebordes doble I y hierro U y Z | | Angulos para calderas | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Carga media mínima en kilogramo | Estiramiento final medio mínimum por ciento | Carga media mínima en kilogramo | Estiramiento final medio mínimum por ciento | Carga media mínima en kilogramo | Estiramiento final medio mínimum por ciento |
| 2 á 4 m/m.... | 46 | 18 | 46 | 16 | .... | .... |
| 4 á 6..... | 44 | 22 | 44 | 20 | 46 | 22 |
| 6 á 8..... | 44 | 22 | 44 | 20 | 44 | 26 |
| 8 y más..... | 42 | 24 | 44 | 22 | 42 | 26 |

Tales han sido, por decirlo así, las condiciones que se han exigido, y que los constructores han tomado por norma, para la construcción de los puentes metálicos desde que principiaron á generalizarse en sus aplicaciones hasta hace pocos años; pero la experiencia y las exigencias constantes de las administraciones, para hacer circular por las vías un equipo más y más pesado,

para evitar una multiplicación enorme en el número de trenes que deben atender debidamente al aumento sensible de los acarreos, han hecho ver que, las disposiciones anteriores, si bien no se pueden tachar de defectuosas, son por lo menos deficientes para atender las condiciones de detalles, las cuales van tomando más y más importancia, con el aumento del largo de los tramos por una parte, lo que hace que las piezas de detalles, sean verdaderas vigas ya de dimensiones no despreciables, cuanto por la brusquedad de las transmiciones en el modo de solicitación de estas piezas á medida que se aumenta la velocidad y el peso de los trenes, de tal manera, que hay acciones de detalle, que pueden y deben en ciertos casos, ser considerados como verdaderos choques. En estos casos se debe introducir al calcular los elementos del puente, el factor correspondiente á la fuerza viva desarrollada para que la pieza que soporta el choque pueda resistir en condiciones normales.

En vista de estos hechos las diversas administraciones principiaron á reacionar para mejorar los métodos de cálculo de los puentes metálicos y la primera que consignó en sus reglamentos estos principios deducidos de la observación de la experiencia, de una manera precisa y conciensuda fué la administración austriaca, en su ordenanza del 15 de Septiembre de 1887, cuyas condiciones, en resumen y tomando siempre las partes correspondientes al cálculo de los puentes de ferrocarriles, dispone lo siguiente:

Los proyectos de puentes deben detallar los datos concernientes al peso propio, llamado también peso muerto ó carga permanente.

La justificación teórica de las dimensiones adoptadas en las diversas partes de la construcción para las obras destinadas á líneas de interés local ó industrial, y se agregará el cuadro de los esfuerzos que ocasione la sobre-carga ocasionada por los vehículos más pesados del material rodante.

Para los puentes de más de 20 metros de luz, así como para las contrucciones concebidas con un sistema excepcional ó con proporciones excepcionales, el cálculo de las desformaciones características que resulten de las cargas accidentales, será necesario:

Los pesos que hay que hacer figurar en los cálculos de resistencia se compondrán: del peso propio de la construcción (carga permanente) y de las cargas accidentales que provienen del material rodante (peso móvil). Además deberán tomarse en cuenta los efectos del viento, en tanto cuanto las construcciones lo hagan necesario, se tendrán presente también los cambios de temperatura.

Los cálculos de resistencia se conformarán con los principios siguientes:

*a)* Para el cálculo de las cabezas de las vigas, en los puentes de los tipos más usados, con tramos independientes, la carga accidental por metro corrido que se debe admitir como uniformemente repartida, sobre todo el largo, contando de centro á centro de los apoyos, será fijada por el cuadro siguiente:

## CUADRO A

| Luz en metros | Carga móvil en toneladas | Luz en metros | Carga móvil en toneladas | Luz en metros | Carga móvil en toneladas |
|---|---|---|---|---|---|
| M. | T. | M. | T. | M. | T. |
| 1.00 | 30 | 5.00 | 11.5 | 40.00 | 5.6 |
| 1.50 | 20 | 10.00 | 8.5 | 80.00 | 4.4 |
| 2.00 | 15 | 15.00 | 7.0 | 120.00 | 3.8 |
| 2.50 | 13.5 | 20.00 | 6.5 | 160.00 | 3.4 |

Para las luces intermediarias se procederá por interpolación rectilínea.

Para el cálculo de las regillas y cruces de San Andrés de las vigas maestras del mismo puente, los exfuerzos cortantes ocasionadas por las cargas accidentales, y contados ya en un sentido ó ya en otro para cada sección, se determinarán por la hipótesis de una sobre-carga que se extiende desde la sección en cuestión hasta el apoyo que se considera según el sentido del esfuerzo cortante. Esta sobre-carga se fijará por metro corrido de viga, independientemente de la luz del puente y teniendo en cuenta solamente, el largo de la parte recargada y conforme al cuadro B siguiente.

## CUADRO B

| Largo de la luz del tramo que está sobre cargado | Carga por metro de la parte del puente sobre-cargado | Largo de la luz del tramo que está sobre-cargado | Carga por metro de la parte del puente sobre-cargado | Largo de la luz del tramo que está sobre-cargado | Carga por metro de la parte de puente sobre-cargada |
|---|---|---|---|---|---|
| En metros | En toneladas | En metros | En toneladas | En metros | En toneladas |
| M. | T. | M. | T. | M. | T. |
| 1.0 | 30.0 | 5.0 | 14.0 | 40.0 | 6.2 |
| 1.5 | 25.0 | 10.0 | 10.0 | 80.0 | 4.8 |
| 2.0 | 20.0 | 15.0 | 8.5 | 120.0 | 4.0 |
| 2.5 | 18.0 | 20.0 | 7.6 | 160.0 | 3.8 |

Para las luces intermediarias se procederá por interpolación rectilínea.

Los puentes de vigas contínuas, reposando sobre más de dos apoyos, se calcularán las cabezas de las vigas admitiendo para los tramos cargados los pesos apuntados en el cuadro A, y correspondiente á su luz, debiendo siempre tenerse muy presente las colocaciones de los pesos móviles que produzcan los mayores momentos de flexión. Para los cálculos de las cruces de

San Andrés, ó rejillas de los mismos puentes, se admitirán para el tramo considerado la carga del cuadro B, y para las combinaciones con los otros tramos cargados simultáneamente con el que se estudia, las cargas apuntadas en el cuadro A.

Para los puentes de cualquiera otra naturaleza, que los mencionados anteriormente, puentes suspendidos, puentes en arco, con vigas equilibradas, etc., etc., siempre que la aplicación de los cuadros A y B no sea admisible, se escogerán trenes de ensayo, que por sus pesos correspondan con las cargas prescritas para los puentes usuales de tramos independientes, teniendo presente lo siguiente: La carga móvil será siempre supuesta, producida por un tren con tres locomotoras de cuatro ejes, teniendo cada una $3^{m}60$ de distancia entre sus ejes extremos y $9^{m}50$ de largo total, con sus tenders de tres ejes, teniendo cada uno $3^{m}$ de distancia entre sus ejes extremos, $6^{m}10$ de largo total, y con un número de vagones necesarios para cubrir el tramo ó tramos del puente, teniendo cada vagón dos ejes distantes de $7^{m}$ unos de otros. Los pesos que soportan los ejes de estos trenes, será en principio de 12 toneladas para las locomotoras, 10 toneladas para los tenders y 8 toneladas para los vagones.

A más de esto, los efectos que produzcan las sobre-cargas ó pesos móviles, compuesto con los trenes mencionados anteriormente, deben ser aumentadas, para los puentes de luz pequeña, teniendo presente que los pesos que gravitan sobre un eje se eleva hasta 14 toneladas: para los puentes de gran luz, por el contrario, la ordenanza tolera que estos pesos sean susceptibles de cierta reducción, en vista que la poca probabilidad de que los trenes y los pesos que sobre ellos gravitan, sean siempre constituidos de la manera más desfavorable.

Para el cálculo de las vigas transversales intermediarias, se admite como carga móvil, la mitad de la carga total, que según el cuadro A será aplicable á un puente que tuviera una luz igual ó la distancia de dos vigas transversales inmediatamente

vecinas á la izquierda y á la derecha de la que consideramos.

Los largueros serán tratados como las vigas maestras reposando sobre dos vigas transversales.

La acción del viento será determinada por la hipótesis de un esfuerzo transversal de 270 kilogramos por metro cuadrado obrando sobre el puente no cargado y de 170 kilogramos por metro cuadrado sobre el puente cargado por un tren, y se hará entrar en los cálculos la hipótesis que sea más desfavorable, teniendo presente las consideraciones siguientes:

Para el puente no cargado se tendrá en cuenta en los cálculos de la superficie expuesta normalmente al viento, en una de ellas la superficie medida y en la otra la misma superficie reducida, tomando en cuenta los huecos, como lo manifiesta el cuadro C siguiente.

Para el puente cargado con un tren, éste será considerado como un rectángulo lleno de $2^{m}50$ de alto caminando á $0^{m}50$ encima de los rieles; y como superficie expuesta al viento se admitirá la del tren para una de las vigas maestras, y para la otra, la superficie de la viga que sobre pasa del tren reducida en conformidad con las indicaciones del cuadro C. Como se ve, la acción del viento que aparecía descuidada anteriormente y como secundaria, se ha considerado ahora en toda su importancia.

## CUADRO C.—ESFUERZOS DEL VIENTO

| REDUCCIÓN DE LA SUPERFICIE EXPUESTA AL VIENTO EN LA SEGUNDA VIGA MAESTRA | |
|---|---|
| Relación de la superficie de los huecos de las rejillas á la superficie total del contorno de la primera viga | Relación de la reducción de la superficie expuesta al viento de la segunda viga maestra |
| para 0.40..... | reducción 0.20..... |
| » 0.60..... | » 0.40..... |
| » 0.80..... | » 1.00..... |

A más de estas consideraciones, como en esta clase de construcciones no es posible descuidar aún los detalles, se ha dispuesto también, que deben tenerse presente los esfuerzos debidos á los cambios de temperatura, en todas las construcciones que por su naturaleza lo exijan y particularmente, en los puentes en arco, puentes continuos sobre cepas metálicas, etc., y los esfuerzos dinámicos que se puedan desarrollar según las indicaciones de los trazados y velocidades admitidas para los trenes. Y á este respecto, en las construcciones que se encuentran directamente expuestas á los choques que ocasionare el material rodante, cuando éstos no se encuentran atenuados ó amartiguados por intermedios elásticos, se hará entrar en los cálculos la carga movible con un suplemento de 10% por ciento.

Naturalmente las exigencias anteriores, destinadas á satisfacer las necesidades de las grandes líneas sufren su reducción cuando se trata de líneas secundarias ó vecinales, etc., y á este respecto se establece que: para las líneas de trocha normal de 1 m. 50 que son de interés local ó que tienen un carácter industrial, y sobre las cuales no circulan locomotoras pesadas con cuatro ejes acoplados, se reducirán en proporción los pesos movibles apuntados en los cuadros A y B de la manera siguiente:

Una reducción de un 20% para las líneas cuyos puentes no estén expuestos á sobre-cargas más desfavorables que las que producen las locomotoras de 7 m. 70 de largo total con tres ejes cargados con 12 toneladas cada uno y distando 1 m. 20 uno de otro, con tenders de 6 m. 30 de largo total, con tres ejes cargados con un total de 25 toneladas.

Una reducción de un 40% para los puentes de las líneas que no estén expuestas á cargas más desfavorables que las que producen las locomotoras tenders de 7 m. 20 de largo total con tres ejes cargados con 8.5 toneladas cada uno y distando 1 m. 10 uno de otro.

Se ve por lo anterior todas las precauciones que se han to-

mado para exigir que el ingeniero introduzca en los cálculos de los puentes y todos los elementos que pueden provocar esfuerzos, tomando en cuenta al mismo tiempo, el sistema de puente, si es de vigas de tramos independientes, de tramos contínuos, en arco, etc., etc. La acción del peso móvil es considerado en todos sus detalles; y para los puentes de grandes dimensiones ó de formas excepcionales, se describe con minuciosidad el tren de prueba que deben poder soportar y se exigen los cálculos completos de las desformaciones de las piezas que constituyen el sistema; y por el contrario, se admiten reducciones notables en el peso móvil cuando se trata de construcciones que, por su naturaleza, estando en vías industriales ó particulares, no se encuentran expuestas á las fatigas del equipo pesado de las grandes líneas.

No se han descuidado tampoco las prescripciones necesarias para atender debidamente los esfuerzos del viento y de la temperatura, y en los casos en que sus acciones son sensibles la de los choques producidos por las grandes velocidades de los trenes, cuando éstas no se encuentran corregidas ó amartiguados por intermediarios elásticos.

Este estudio ha dado por resultado, el poner de manifiesto: que las prescripciones que existían antes, y aún las que se encuentran en la ordenanza austriaca del 30 de Agosto de 1870 y que fué provocada por la caída del puente sobre el Pruth cerca de Czernowits y que tuvo lugar en 1808; y que los pesos fijados por la circular del Ministerio francés del 15 de Septiembre de 1887, y las prescritas por el «Board of Trade,» de Inglaterra, en Julio de 1881 después de la caída del puente del Tay; eran insuficientes.

Por este motivo, mientras las administraciones europeas, no reformaban sus prescripciones á este respecto, la ordenanza austriaca fué admitida por todas ellas para la redacción de sus proyectos de puentes. No entraré ahora á explicar la aplicación de

las prescripciones de la ordenanza (las que se encuentran dadas por completo en un trabajo que publicó el Boletín del Ministerio, junto con la traducción literal de ella, que mandé de Europa el año 1890): pero si me permitiré apuntar un cuadro comparando las dimensiones de las locomotoras tipos de la ordenanza austriaca, con las locomotoras más pesadas de nuestros ferrocarriles del Estado, para que de esa manera se puedan fijar las ideas y poner de manifiesto que si no queremos que nuestros puentes sean deficientes para un porvenir no muy lejano, tendremos que calcularlos sometiéndonos á prescripciones tan rigurosas como las que acabamos de apuntar.

---

## Cuadro comparativo de los pesos de las locomotoras

| DESIGNACIÓN DE LA LOCOMOTORA | Número de ejes acoplados ó ejes motores | Distancia entre los ejes motores extremos | Largo de la locomotora sin tender | Largo del tender | Distancia entre los ejes extremos del tender | Número de ejes de los tenders | Largo de la locomotora y del tender | Carga sobre cada uno de los ejes motores de las locomotoras | Carga total sobre los tres ejes acoplados | Carga sobre cada uno de los ejes del tender | Peso del tender | Distancia entre los ejes del bogie delantero de las locomotoras | Distancia entre los ejes de los bogies del tender | Carga sobre los bogies delanteros de las locomotoras | Peso total de la locomotora sin tender | Peso total de la locomotora con tender |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Locomotora de la ordenanza austriaca para puentes comunes..... | 3 | 3m60 | 9m5 | 6m10 | 3m0 | 3 | 15m60 | Kilos 13000 | Kilos 35000 | Kilos 10000 | Kilos 30000 | ..... | ..... | ..... | Kilos 39000 | Kilos 69000 |
| Locomotora de la ordenanza austriaca para puentes pequeños.... | 3 | 3m60 | 9m0 | 6m10 | 3m0 | 3 | 15m60 | Kilos 14000 | Kilos 42000 | Kilos 10000 | Kilos 30000 | ..... | ..... | ..... | Kilos 42000 | Kilos 72000 |
| Locomotora «Colinas», número 11, de la Sección de Santiago á Valparaiso..... | 3 | 3m65 | 8m02 | 7m40 | 4m26 | 4 | 15m42 | Kilos 10480 14800 11960 | Kilos 37240 | 1.er bogie 2 ejes 18080 ks. — 2.° id. id. 17920 ks. | 36000 | 1.79 | 1.14 | Kilos 10760 | Kilos 48000 | Kilos 34000 |
| Locomotora «Industria», de la Sección de Santiago á Curicó... | 3 | 4m26 | 7m60 | 6m10 | 4m12 | 4 | 13m70 | Kilos 11620 11460 9940 | Kilos 33020 | 1.er bogie 2 ejes 15143 ks. 2.° id. id. 17133 ks. | 32278 | Bogie de un eje á 2m30 del 1.er eje motor. | 1.22 | Kilos 7760 | Kilos 40000 | Kilos 73078 |

## Cuadro comparativo del peso de los vagones

| DESIGNACIÓN DEL VAGÓN | Número de ejes | Distancia entre los ejes extremos | Largo total del vagón | Carga por eje | Peso total | Distancia entre los ejes de un vagón |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Kilos | Kilos | |
| Vagón de la ordenanza austriaca..... | 4 | 3m | 7m | 8000 | 16000 | ..... |
| | | | | Kilos | Kilos | |
| Vagón plano de 20,000 kilogramos de carga, de la Sección de Santiago á Talca..... | 4 | 7m77 | 12m23 | 8300 por bogie de dos ejes | 36600 | 1m37 |
| | | | | Kilos | Kilos | |
| Vagón-bodega de 20,000 kilogramos de carga, de las líneas del sur..... | 4 | 8m52 | 10m40 | 7575 por bogie de dos ejes | 35850 | 1m52 |

Pero si la ordenanza austriaca ha sido severa y minuciosa para fijar las condiciones del cálculo de los puentes, no lo ha sido menos para garantir que no sean fatigadas las piezas con un trabajo interior desproporcionado y que pueda dar lugar á desformaciones de carácter permanente, ó fatigas que se aproximen mucho del límite de elasticidad del hierro. Esta medida es naturalmente el complemento indispensable de la buena concepción y ejecución de una construcción metálica; todas las prescripciones de un buen cálculo, estimando los esfuerzos en las condiciones más desfavorables y fijando naturalmente con relación á ellas, las dimensiones del proyecto, fracasarían si el trabajo interno del metal fuera excesivo y si el metal que se empleara en las construcciones no reuniese las condiciones necesarias para satisfacer las tensiones permanentes que se supone obraran sobre los elementos de la construcción. De ahí la necesidad de fijar estas condiciones y para fijar ideas, daremos en

resumen las prescripciones que á este respecto estipula la ordenanza austriaca que examinamos.

Se principia por exigir que el trabajo máximum que pueden soportar los materiales, por los esfuerzos provocados por los pesos muerto, móvil, esfuerzos del viento, etc., etc., que se determinarán siguiendo las prescripciones apuntadas para los cálculos; calculado por centímetro cuadrado de sección *efectiva*, (es decir, deduciendo los huecos de los remaches y de las partes llenas que no participan del trabajo), no deberá pasar de los límites siguientes:

*a.) Para el hierro soldado.*—Sometido á la tracción á la compresión ó resbalamiento:

1.—Para los puentes menores de 40 metros de luz 700 kilogramos, con un aumento de dos kilogramos por metros de luz.

2.—A partir de los cuarenta metros de luz y mayores de la manera siguiente:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Para 40 m..... | 780 kilog. | Para 120 m..... | 880 kilog. |
| Id. 80 íd..... | 840 íd. | Id. 160 íd..... | 900 íd. |

Se procederá por interpolación rectilínea para los valores intermediarios, y se tomarán para las vigas transversales y largueros los valores correspondientes á la luz de estas piezas.

3.—Para el cálculo de resistencia de los remaches, al cortamiento, en una sóla dirección 600 kilogramos; y en varias direcciones 500 kilogramos. Las paredes de los agujeros de los remaches, medidos en proyección sobre la sección diametral no debe tener que soportar más de 140 kilogramos por centímetro cuadrado.

4.—Para el cálculo de resistencia al resbalamiento longitudinal de las fibras laminadas: 500 kilogramos.

5.—El hierro soldado que tenga una resistencia á la ruptura de 3,600 kilogramos, y más, debe tener por lo menos 12% de estira-

miento en el sentido del laminaje; para una resistencia á la ruptura inferior á 3,600 kilogramos, el estiramiento deberá aumentar proporcionalmente y para 3,300 kilogramos, límite menor admitido como resistencia, el estiramiento deberá elevarse á 20%.

Los estiramientos serán medidos sobre barras de pruebas de 5 centímetros cuadrados de sección, y entre dos puntos de referencia separados de 20 centímetros. En el caso en que estas barretas de prueba no se puedan hacer con la sección indicada, y sea inevitable tener secciones diferentes, se determinará la distancia de los puntos de referencia, con relación á la barreta tipo, de tal manera que los cuadrados de las distancias de los puntos de referencia sean entre sí como las secciones.

*b.) Para el hierro fundido.*—Que no podrá constituír ninguna parte esencial en toda la construcción, y trabajando como viga ó consola, los límites presentes son de 700 kilogramos para la compresión y 200 para la extensión simple, y 300 para la extensión en el caso de flexión.

*c.) Para la madera.*—Se admitirá 80 kilogramos para la extensión y la compresion en el sentido de las fibras.

*d.)* Para todas las piezas trabajando por compresión deberá tomarse en cuenta la resistencia á la flexión y su tendencia á la dobladura como piezas cargadas por los extremos.

*e.*) El trabajo máximo de los materiales, resultando de los esfuerzos del viento y diferencias de temperatura, combinados con los esfuerzos de los pesos permanentes y sobre-carga, no podrá exceder de los límites siguientes:

| | | |
|---|---|---|
| Letra *á.* N.º 1 y 2..... | 1,000 | kilogramos. |
| Id. íd. íd. 3..... | 700 | íd. |
| Id. íd. íd. 4..... | 600 | íd. |
| Letra *c.*..... | 90 | íd. |

Como se ve, se ha fijado el máximum de trabajo interno de los metales, en conformidad con los últimos resultados de la experiencia, y relacionándolo con la mayor ó menor influencia que ejerciera el peso móvil sobre la construcción. Es evidente que, mientras mayor sea la diferencia que exista entre el peso propio de la construcción y el peso móvil que tiene que soportar, mayores serán las trepidaciones que se produzcan y, por consiguiente, mayor será la fatiga de los materiales. Ahora bien, como aumentando la luz de los tramos, salvo pequeñas diferencias debidas á las variedades de sistemas de construcción, aumenta naturalmente en mayor proporción el peso propio de la obra, haciendo, por consiguiente, que disminuya la influencia del peso móvil; llegándose, generalmente á tener para puentes de 70 metros de luz, un peso muerto igual ó mayor que el peso móvil. Es lógico entonces tomar en cuenta estos hechos, cuando se trata de fijar el trabajo interno que se puede admitir para los materiales, no encontrándose igualmente fatigado por transiciones fuertes de trabajo interno del metal, un puente que vacío, soporta un peso muerto igual á uno, por ejemplo, y que el peso móvil accidental lo hace soportar una carga igual á su propio peso; que otro de menores dimensiones, cuyo peso muerto, si lo suponemos también igual á uno, la carga móvil accidental es igual al doble de su propio peso. Este hecho es el que ha sido tomado en cuenta en la ordenanza austriaca, cuando dispone la disminución del trabajo interno de los hierros, sea de dos kilogramos por metro de luz, para puentes menores de 40 metros, en seguida fijó para los de 40 metros 780 kilogramos por centímetro cuadrado, aumentando esta cifra hasta 900 kilogramos por centímetro cuadrado para los puentes de 160 metros de luz.

Debe dejarse también bien establecido que, si la ordenanza austriaca fijó como cifra 700 kilogramos por centímetro cuadrado, para el trabajo interno de los hierros en los puentes de un metro de luz, ha sido porque prescribe cálculos detallados de

todas sus piezas, en las condiciones más desfavorables para la sobre-carga. De otro modo esa cifra no sería práctica.

---

Las disposiciones de la ordenanza austriaca, como lo hemos dicho, fueron aceptadas y respetadas por todas las administraciones, puesto que daban una solución verdaderamente técnica á la cuestión; pero, se notó inmediatamente que con la generalización del uso del acero laminado en las grandes construcciones, era deficiente, por cuanto limitándose á dar todas las reglas y disposiciones de detalle para todos los casos con relación á los hierros laminados, etc., no estipulaba condiciones especiales para los aceros. Y la razón era muy sencilla: hasta el año de 1887 las aplicaciones del acero á las construcciones civiles eran muy limitadas, y no existían aún experiencias concretas en que fundar las condiciones de trabajo que podían exigirse á este metal.

Este vacío ha sido llenado posteriormente por el Ministerio de Trabajos Públicos de Francia con la circular del 29 de Agoto de 1891, la cual derogando y modificando la circular del 9 de Julio de 1877, toma en consideración todos los casos que pueden presentarse actualmente en la práctica, y en este sentido, es á la fecha la pieza más completa sobre el particular.

Largo sería examinar todas las disposiciones de esta última circular, así es que nos concretaremos al punto que estudiamos apuntando sus disposiciones respecto al cálculo de los puentes metálicos.

---

Según la circular del 29 de Agosto de 1891, el Ministerio de Trabajos Públicos de Francia declara, que el hierro fundido, cuando se encuentra expuesto á trabajar por tracción no debe ser admitido en las construcciones metálicas, sino en casos del todo excepcionales. Las reglas que fija para el hierro laminado y el acero, son redactadas de una manera general, reduciendo el límite de trabajo de estos metales, en relación con las *varia-*

*ciones del sentido y magnitud de los esfuerzos que deben soportar*, no tomando en cuenta las diferencias que pueden producirse, bajo este punto de vista, en las cabezas de las vigas maestras; las cuales, según las reglas comunmente seguidas para las construcciones metálicas, no pueden dar lugar á desigualdades de importancia.

Deben, pues, los ingenieros, siempre que lo crean útil, determinar estas diferencias por medio de un análisis detallado del cálculo, y variar en consecuencia los límites del trabajo del metal. Para la determinación de estos límites de los esfuerzos que tienen que soportar las diversas piezas de la construcción, ellos podrán usar las fórmulas que estimen más convenientes, y así tendremos que de una manera general, *cuando los esfuerzos que solicitan una misma pieza sean siempre en el mismo sentido* (tracción ó compresión) *el trabajo del metal* será:

Para el hierro..... $R = 6^k + 3^k \frac{A}{B}$

Para el acero..... $R = 8^k + 4 \frac{A}{B}$

representando A el menor y B el mayor de los esfuerzos que la pieza tiene que soportar.

*Cuando el sentido de los resultantes de los esfuerzos que solicitan una misma pieza, según las diferentes posiciones de la sobre-carga, varía y son de extensión ó compresión alternativamente*

*el trabajo del metal será:* para el hierro.. $R = 6_k + 3_k \frac{C}{B}$

para el acero..... $R = 8^k + 3^k \frac{C}{B}$

representando B el mayor valor *absoluto* de los esfuerzos soportados por la pieza y *C* el mayor en sentido contrario.

Naturalmente los coeficientes anteriores, no son apreciables á las piezas comprimidas directamente por sus extremos, sino cuando ellas son bastante cortas, de tal manera que no haya lugar á reforzarlas, teniendo en vista que pueden doblarse bajo la acción de la carga. Sino es así, tendrá que tomarse en cuenta la fórmula $R' = RK$, en la cual $R'$ representa el coeficiente de trabajo que debe adoptarse para la pieza considerada y R, el coeficiente correspondiente á un largo muy pequeño. La circular por lo demás precisa que se tomará uniformente $R = 6$ kilogramos para el hierro en las piezas sometidas á esfuerzos en sentido variables y en 8 kilogramos para el acero en los mismos casos. Se sustituirá el valor así determinado de $R'$, al coeficiente calculado por las fórmulas anteriores, si resulta un aumento en la sección que se considera, á menos que no se modifique la forma de ella, de manera á aumentar la resistencia á la dobladura.

A más de esto, los ingenieros tendrán presente los esfuerzos suplementarios que pueden resultar de la repartición poco simétrica de las cargas, sobre todo én los puentes aviajados y en los que la vía está en curva.

La avaluación de las secciones *netas*, y por consiguiente el cálculo definitivo de los esfuerzos soportados por las diferentes piezas, debe hacerse solamente, cuando se hayan fijado las junturas de los palastros y después de determinados el número, diámetro y posición de los remaches. El cuidado de determinar la relación entre el diámetro de los remaches y el espesor de las piezas que hay que ensamblar, es dejado á los ingenieros, los cuales se guiarán por los resultados de la práctica.

Como se ve, por las disposiciones anteriores, los coeficientes de trabajo de las diferentes piezas están fijados en relación con ellas, trabajan ó como son solicitadas por las diferentes fuerzas

exteriores, ó lo que es lo mismo por el peso móvil y su propio peso.

En las piezas que se encuentran trabajando siempre en el mismo sentido, los hierros pueden trabajar con $6^k + 3\frac{A}{B}$, representando B el mayor y A el menor de los esfuerzos á que la pieza está expuesta, es decir que, en los casos más favorables, estas acciones son iguales, la fracción $\frac{A}{B}$ es igual á la unidad, y tenemos que los hierros pueden trabajar con 9 kilogramos por milímetro cuadrado de sección, cifra que como lo hemos visto, se encuentra también apuntada como máximum en la ordenanza austriaca. Los aceros, en los casos que la fracción $\frac{A}{B}$ será igual á la unidad, trabajarán con 12 kilogramos por milímitro cuadrado de sección. Por el contrario, suponiendo piezas muy fatigadas, sometidas á la acción de esfuerzos muy variables en intencidad, la fracción $\frac{A}{B}$ será tanto menor, cuanto mayor sean estas variaciones, y por consiguiente, menor será el coeficiente de trabajo del metal: y si estos esfuerzos en un mismo sentido varían entre cero, un número determinado cualquiera, tendremos que la fracción $\frac{A}{B}$, tomará la forma $\frac{0}{B}$, es decir, será igual á cero, y el hierro en este caso sólo podrá trabajar con 6 kilogramos por milímetro cuadrado de sección y el acero con 8 kilogramos en iguales circunstancias.

Como vemos las cifras anteriores, apuntadas para el máximum y el mínimum del trabajo del hierro, se encuentran en perfecta armonía con los de la ordenanza austriaca, solamente que la circular del Ministerio francés llega á ellas, tomando la variación de la relación de los esfuerzos que solicitan las piezas, lo que es más lógico y de aplicación más directa, que tomar la

relación de la luz del puente como lo hace la ordenanza austriaca.

Tal ha sido la base que se ha tomado para fijar las prescripciones del reglamento, puesto en vigencia últimamente, como consecuencia de la circular y que dispone á este respecto lo siguiente:

«Las dimensiones de las diferentes piezas de los puentes serán calculadas de manera que, en la posición más desfavorable de los trenes tipos, y teniendo presente la carga permanente así como los esfuerzos accesorios, tales como los que pueden producirse por las variaciones de temperatura, el trabajo (la palabra trabajo es entendida aquí no en su concepción científica, sino en el sentido del esfuerzo impuesto al metal por unidad de superficie, que lo es dado en la práctica de las construcciones) del metal por milímetro cuadrado de sección *neta*, es decir, descontando los agujeros de los remaches ó de los pernos, no pueda pasar de los límites siguientes»:

I.—Para el hierro fundido soportando un esfuerzo de tracción directa 1.50 kilogramos.

El hierro fundido trabajando á la tracción en piezas sometidas á esfuerzos que tienden á hacerla doblarse 2.50 kilogramos.

El hierro fundido soportando esfuerzos de compresión 6.84 kilogramos.

II.—Para el hierro y el acero, trabajando á la tracción, ó á la compresión, ó á la flexión, los límites expresados en kilogramos por m/m cuadrado de sección serán fijados por los valores siguientes:

Para el hierro..... 6.50 kilogramos
Para el acero..... 8.50 »

Sin embargo, estos límites serán bajados respectivamente: á 5.50 kilogramos para el hierro y 7.50 kilogramos para el acero,

en las piezas de puentes, largueros y travesaños debajo de los rieles.

A 4 kilogramos para el hierro y 6 para el acero para las barras de las rejillas y otras piezas expuestas á esfuerzos alternativos de tracción y compresión; sin embargo, estos últimos límites, pueden aproximarse á los anteriores para las piezas que estén sometidas á débiles variaciones de esfuerzos.

En los proyectos de obras metálicas de una luz superior á 30 metros, los ingenieros podrán aplicar al cálculo de las vigas maestras, límites superiores á los fijados anteriormente, sin sobrepasar de 8.50 kilogramos para el hierro y 11.50 kilogramos para el acero y deberán justificar, en cada caso particular, los diferentes límites que hayan usado.

Cuando los hierros laminados en un solo sentido, se encuentran sometidos á esfuerzos de tracción perpendiculares al sentido del laminaje, los coeficientes deberán reducirse de un tercio, en los cálculos relativos á los esfuerzos. Los coeficientes del acero no sufrirán esta reducción.

Se aplicarán á los esfuerzos de cortamiento y de resbalamiento longitudinal, los mismos límites que á los esfuerzos de tracción y compresión; pero haciéndolos sufrir una reducción de un quinto: quedando entendido que estas piezas tendrán siempre las dimensiones necesarias para resistir el arranque. Para el hierro laminado en un solo sentido, se hará sufrir á estos coeficientes una reducción de un tercio, cuando los esfuerzos tienden á separar las fibras metálicas.

En el número y dimensiones de los remaches serán calculados, de tal manera, que el trabajo al cortamiento del metal no pase de las cuatro quintas partes del límite que haya sido admitido para las piezas más débiles que se ensamblan, y que el trabajo de arrancamiento de las cabezas, si se reproduce, no pase de 3 kilogramos por m/m cuadrado con los esfuerzos que resultan del serramiento de los palastros.

III.—Los cálculos justificativos de las remachaduras, serán subministrados conjuntamente con los cálculos de las dimensiones de las diversas piezas, otro tanto se hará con los cálculos de ensambladuras con pernos en las piezas de hierro fundido.

Para estipular las prescripciones anteriores y como complemento de ellas, el Ministerio francés no creyó necesario describir la naturaleza de los hierros fundidos ó de los hierros batidos ó laminados, á que se hacía referencia por cuanto son ya muy conocidos; pero no pasa otro tanto con los aceros, por cuanto en el comercio hay una variedad tal de aceros fundidos, y cuyas propiedades varían de una manera tan grande, según su dureza, acción del temple, etc., etc., que se ha hecho necesario describir, aunque sea sumariamente, la clase de aceros aceptables en las construcciones de los puentes; y á este respecto la circular del Ministerio francés dice: «En el estado actual de la metalurgia es posible elevar hasta 55 kilogramos la resistencia del acero, con un estiramiento de 19%, sin que cese de llenar las condiciones necesarias para la construcción de puentes, y el aumento de resistencia permite elevar proporcionalmente el límite de los esfuerzos normales por milímetro cuadrado. Pero á medida que la dureza del acero aumenta se hacen necesarias precauciones más minuciosas en la fabricación, para que su empleo esté exento de todo peligro; *por eso en la redacción de los proyectos es muy delicada la adopción de coeficientes más elevados para el trabajo*, de modo que la administración se reserva el derecho de no autorizar las derogaciones de la regla general sino en casos en que se encuentren justificados por la importancia de la obra y cuando las condiciones bajo las cuales deberá ser construída ofrezcan todas las garantías suficientes bajo el punto de vista de la ejecución.» No se puede precisar más la cuestión cuando no se quiere entrar en detalles que ya no son de reglamentación, y, sin embargo, como es uno de los puntos delicados cuando se trata del empleo del acero, se precisan convenientemente las

condiciones del metal que se necesita. La misma circular estipula, como complemento de lo anterior, que los pliegos de especificaciones en todos los casos deberán precisar las condiciones necesarias para asegurar el empleo de materiales de buena calidad y las condiciones de ejecución en conformidad con las reglas del arte.

Para precisar las ideas damos el cuadro siguiente de las resistencias de los hierros y aceros que se exigen para los puentes, tomado del Reglamento del Ministerio francés, al cual se refiere la circular.

| METALES | Estiramiento mínimo de ruptura por m/m cuadrado medido sobre barretas de 200 m/m de largo | Resistencia mínima á la tracción por m/m cuadrado medido sobre barretas de 200 m/m de largo |
|---|---|---|
| Hierros laminados: Hierro perfilado y en barra en el sentido del laminaje | 8 % | 32 ks. |
| Hierros laminados: Palastros: En el sentido del laminaje | 8 " | 32 " |
| Hierros laminados: Palastros: Perpendicularmente al laminaje | 3.5 " | 28 " |
| Acero laminado | 22 " | 42 " |
| Remaches de hierro | 16 " | 36 " |
| Remaches de acero | 28 " | 38 " |

Los pliegos de especificaciones fijaron para el acero, el mínimum y el máximum, entre los cuales debe quedar comprendida la relación entre el límite práctico de la elasticidad y la resistencia á la ruptura; no pudiendo ser el mínimum inferior á la mitad y el máximum superior á los dos tercios. Además todos los

aceros y hierros deben satisfacer á otros ensayos al temple, en frío, etc., etc., que no es del caso examinar; pero sí, llamaremos la atención, como una condición de verdadera importancia para los puentes en acero, en exigir, como lo manda el reglamento francés, que los agujeros de los remaches sean perforados ó bien repasados á barreno, si han sido punzoneados, por lo menos en un espesor de un milímetro, y los bordes de las piezas cortadas con tijeras, sean también repasadas al cepillo, de la misma manera.

---

Fijadas ya las condiciones del trabajo interno de los materiales, entraremos á examinar las disposiciones principales que fijan la sobre-carga ó peso móvil que deben poder soportar los puentes. Con este objeto la Administración francesa ha fijado un *tren-tipo* y la agrupación de las locomotoras y vagones de este tren se ha escogido de manera que, se aproxime lo más posible á la de los trenes más pesados que se puedan formar con el material que se encuentra actualmente en servicio en las líneas de las grandes compañías y del Estado francés. Por consiguiente, los esfuerzos que los puentes tendrán que soportar normalmente, no serán mayores en general, á los que corresponden al pasaje del *tren-tipo*. Sólo podrán ser superiores, con el pasaje de trenes con un agrupamiento de locomotoras diferentes, pero en este caso el aumento no puede dar al metal un aumento de trabajo que llegue á un kilogramo por milímetro cuadrado.

Como la Administración, por otra parte, quiere dejar á los ingenieros entera libertad para que usen el método de cálculo que estimen más adecuado, exigiéndoles solamente, la determinación con una exactitud suficiente del límite de los esfuerzos soportados por cada pieza que compone la obra. Así se puede, si se cree útil, hacer uso para el cálculo de los momentos de flexión, *así como para los esfuerzos cortantes de sobre-cargas vir-*

*tuales uniformemente repartidas con la condición de justificar que estas sobre-cargas produzcan esfuerzos superiores, ó por lo menos iguales á los que serían determinados en cada punto por el paso del tren-tipo.*

Por otra parte, cualquiera que sea el método de cálculo que se emplee, los resultados deben ser agrupados en epurados, de manera que hagan resaltar *la ley de variaciones*, de los esfuerzos de las diversas piezas de la obra.

El *tren-tipo* fijado últimamente por la Administración francesa, se encuentra descrito de la manera siguiente en el reglamento administrativo:

«Los autores de proyectos de tramos metálicos deberán justificar por cálculos suficientemente detallados que ellos han satisfecho los artículos 1, 2 y 3 que preceden (los relativos al trabajo del metal, etc.) en lo que concierne á las vigas maestras, longuerinas, pesos de puentes, etc., deberán considerar la hipótesis del paso, sobre cada vía del *tren-tipo*, descrito más abajo.»

«El *tren-tipo*, se compondrá de dos locomotoras de cuatro ejes, de sus tenders y de vagones cargados. El peso y dimensiones de estas máquinas, tenders y vagones son dados por el cuadro siguiente.»

| DESIGNACIONES | LOCOMOTORAS | TENDER | VAGONES CARGADOS |
|---|---|---|---|
| Número de ejes | 4 | 2 | 2 |
| Carga por eje | 14 t. | 12 t. | 8 t. |
| Distancia del tope delantero al primer eje. | $2^{m}60$ | $2^{m}$ | $1^{m}50$ |
| Distancia de los ejes entre sí | $1^{m}20$ | $2^{m}50$ | $3^{m}$ |
| Distancia del último eje al tope posterior. | $2^{m}60$ | 2 | $1^{m}50$ |
| Peso total | 56 t. | 24 t. | 16 t. |
| Largo total | $8^{m}80$ | $6^{m}60$ | $6^{m}$ |

«Las locomotoras con sus tenders serán colocadas á la cabeza del tren.»

«Se supondrá que el conjunto del tren ocupe sucesivamente diferentes posiciones á lo largo del tramo, y estas posiciones serán escogidas de manera que realicen, en cada punto, los mayores esfuerzos cortantes y momentos de flexión que el *tren-tipo* pueda determinar.»

«Las dimensiones de las piezas que no forman parte de las vigas maestras longitudinales, y particularmente las piezas de puentes serán calculadas según los mayores esfuerzos que ellas tendrán que soportar, sea por la hipótesis del pasaje del *tren-tipo*, ó sea por la hipótesis del pasaje de un eje aislado pesando 20 toneladas, si esta última realiza mayores esfuerzos.»

Las presiones del viento han sido fijadas como en la ordenanza austriaca, y el trabajo del metal bajo la influencia de los vientos más fuertes no deben sobrepasar de un kilogramo de los límites fijados anteriormente. La diferencia que se establece con la ordenanza austriaca es más bien la manera de considerar la superficie expuesta al viento que debe figurar en los cálculos de los puentes. Así, el Reglamento de la Administración francesa admite la presión de 270 kilogramos por metro cuadrado de superficie para la acción del viento sobre los puentes vacíos, y de 170 kilogramos por metro cuadrado para el puente cargado con un tren, y se extipula que se calculará la presión como ejerciéndose sobre la superficie *neta*, deduciendo los vacíos de las vigas maestras y suponiendo que obra íntegramente sobre una de las vigas, y que sobre la siguiente la presión disminuye de valor, en relación con la superficie neta de la primera viga á la superficie total limitada por sus contornos. Para las cepas metálicas se supone que la presión se ejerce íntegramente sobre la superficie neta de sus piezas.

En el caso del pasaje de un tren, se contará como superficie vertical neta un rectángulo de tres metros de alto, teniendo el mismo largo que el puente, y cuya cara inferior estará colocada á $0^{m}50$ encima del riel; se deducirá de este restángulo la super-

ficie neta de la parte de la primera viga colocada delante, y se supondrá que la presión del viento es nula en la parte de la segunda viga tapada por el tren.

Se comprobará que los esfuerzos del resbalamiento transversal del tablero y de las cepas metálicas por la acción del viento no llegan á límites peligrosos, teniendo en cuenta las condiciones especiales en que serán colocadas las obras, suponiendo que el tren colocado encima de las vigas esté compuesto de vagones vacíos.

Y finalmente, como complemento de todos los cálculos anteriores, se exigen los cálculos de las deformaciones de las piezas ó sus flechas bajo la acción del peso propio ó permanente y de la acción de la sobre-carga, y se tolera que para estos cálculos se hagan entrar como base de ellos los elementos de los trenes *de prueba, en lugar de los elementos similares del tren-tipo, pero sólo en el caso que la composición del tren de prueba pueda ser establecido de antemano con toda seguridad.*

Para los casos de vías angostas ó de vías vecinales, se reserva la Administración fijar los trenes-tipos de cálculo en cada caso particular, según el equipo é importancia de la vía.

---

Tales son, en resumen, las últimas disposiciones que la Administración francesa ha aceptado para el cálculo de los puentes metálicos, tomando en cuenta los resultados de la experiencia, las velocidades de los trenes y equipo de las líneas de su red de ferrocarriles, y, como puede verse á primera vista, todas ellas son muy aplicables á nuestros propios puentes, puesto que el equipo de nuestros ferrocarriles del Estado no es menos pesado, ni marcha con menos velocidad que el de las líneas europeas.

Queda ahora por examinar cómo pueden aplicarse fácilmente en la práctica estas prescripciones, habiendo la Administración francesa dejado á cada ingeniero la libertad de aplicar el método

de cálculo que le convenga para determinar las dimensiones y lo más exactamente posible los límites de los esfuerzos que reportará cada una de las piezas que constituyen el puente, en las condiciones de sobre-carga, etc., definidas por la circular del Ministerio de Trabajos Públicos.

Indudablemente que hay muchos métodos para llegar á obtener los resultados que se desean; pero entre ellos, y dejando á un lado los métodos gráficos, me voy á permitir mencionar sumariamente uno solo que, por su sencillez y exactitud, satisface plenamente las condiciones anteriores y es enteramente práctico.

Es fácil comprender que, cuando se trata de tramos aislados, en rigor la hipótesis de una carga móvil, puede servir de base para un cálculo, pero cuando se trata de vigas contínuas, esto conduciría cálculos sumamente laboriosos y que demandarían mucho tiempo. Por este motivo se han calculado estos puentes bajo la hipótesis de *sobre-cargas uniformemente repartidas:* y á la fecha, esta clase de operaciones se encuentran aún enteramente simplificadas con las tablas ó epurados empíricos que hay al efecto. Se ha tratado, por consiguiente, de armonizar las exigencias de la circular y reglamento de la Administración francesa con la facilidad de los cálculos, tomando *sobre-cargas virtuales*, uniformemente repartidas, tanto para los puentes de uno como de varios tramos; reduciéndose así todo el problema á encontrar el valor de esta *sobre-carga virtual uniformemente repartida, que en la práctica aplicada al caso que se considera, desarrolle en la construcción metálica los mismos esfuerzos, por lo menos, que los que originaría el tren-tipo de la Administración ocupando las posiciones más desventajosas en la viga.*

Para llegar á este resultado, desde 1884 Mr. Gascongnalle, jefe de la oficina de estudios de material fijo de la Compañía París-Lyon-Mediterráneo, había tratado de buscar una parábola que envolviera poco más ó menos completamente, todos los momen-

tos máximos de flexión producidos por el movimiento de una carga rodante compuesta de dos locomotoras, de las más pesadas en servicio en las líneas de la compañía, y seguidas de vagones de 15½ toneladas; haciendo pasar esta parábola por el momento de flexión máximo, cuya posición y valor era determinado por fórmulas adecuadas. Esta parábola cuya ecuación es de la forma $y = \frac{pl^2}{8}$ corresponde á una carga $p$ uniformemente repartida por metro corrido, y suficiente, para producir en un punto cualquiera del tramo, un esfuerzo superior, en general, al de la carga rodante.

Esta resolución rápida y satisfactoria, dejaba algunos vacíos: ciertas partes de las parábolas elementales, correspondientes á los momentos de flexión de la carga rodante, quedaba fuera de la envolvente que se buscaba, es decir fuera de la parábola debida á la carga uniformemente repartida $p$, y aunque son muy poco importantes las partes que quedaban fuera, ello es un vicio, bajo el punto de vista teórico: y Mr. Collignon, inspector general de Puentes y Calzadas, ha completado el procedimiento en un trabajo publicado en los Anales de Puentes y Calzadas en 1889, con la ayuda de una fórmula muy simple para calcular una carga uniformemente repartida *p que corresponda á parábola envolvente de todos los momentos de flexión, sin escepción, producidos por el pasaje de un tren dado.* Fórmula enteramente adecuada para el caso actual, para hacerla aplicable al *tren-tipo* de la circular administrativa, y reducir así los cálculos de una manera notable.

La fórmula de Mr. Collignon nos dice que, para obtener la carga $p$ uniformemente repartida que debe introducirse en la ecuación de la parábola envolvente de todos los momentos de flexión producidos por el pasaje de un tren dado, es preciso dividir la reacción máxima F sobre los apoyos, por la mitad de la luz efectiva del puente; es decir:

$$\text{que } p = \frac{2\,F}{l} = \frac{F}{\frac{l}{2}}$$

y la ecuación de la parábola envolvente es:

$$y = p\frac{l^2}{8}$$

Este procedimiento es completo, por cuanto no deja ninguna parte de las parábolas elementales, fuera del trazado de la curva envolvente: pero da por resultado, dar una parabóla cuya cúspide corresponde á un momento de flexión bastante mayor que el máximum absoluto de los esfuerzos producidos por la carga rodante, lo que conduciría á un exceso de resistencia en la parte central de las vigas, si ella se tomara como base para hacer el epurado de la distribución de los palastros.

Para subsanar este inconveniente Mr. de Preauleau, ha dado en los Anales de Puentes y Calzadas de 1889, el método para establecer con seguridad el epurado de la repartición de los palastros, sin dar lugar á un exceso de resistencia que no sería justificado, y conservando por otra parte todos los beneficios de la facilidad de trazado de la parábola envolvente, basado sobre la hipótesis de la carga virtual uniformemente repartida, calculada como lo indica Mr. Collignon. Basta para ello conocer el máximun absoluto de todos los momentos de flexión producidos por el pasaje de carga rodante sobre el puente, y cortar la parábola $y = \frac{p\,l^2}{8}$, por una horizontal cuya ordenada sea precisamente igual al momento de flexión máximum así determinado.

Para completar este procedimiento indicaremos la marcha que se puede seguir para determinar en un punto cualquiera de la viga, un valor superior al esfuerzo cortante, que pueda producir la carga móvil. Se sabe que los esfuerzos cortantes van disminuyendo á partir de los apoyos hasta la mitad de la viga, y si no consideramos más que la carga uniformemente repartida

$p$, el valor en la mitad es igual á $\frac{1}{8}$ p l: pero si se quiere hacer intervenir la consideración de la carga rodante, las dificultades son tales que, como lo manifiesta muy bien Mr. Collignon, es preferible recurrir á otros métodos aunque así se obtengan valores superiores á los esfuerzos reales.

El lugar geométrico, que sería una envolvente parcial, dando valores superiores al valor real de los esfuerzos cortantes, es una recta que en uno de los apoyos parte de una cota correspondiente al valor real de la reacción máxima sobre uno de los apoyos para llegar á la cota cero en el otro apoyo. Como de cada apoyo trazaremos una recta semejante, para tener los envolventes parciales, tendremos que, el trazado que da la envolvente general, y por consiguiente que da el límite superior de los esfuerzos cortantes, es una línea quebrada, cuya ordenada al medio es igual á la mitad de los esfuerzos cortantes sobre los apoyos ó sea á $\frac{pl}{4}$ poniéndole á $p$ el valor deducido de la fórmula dada por Mr. Collignon para la determinación de los momentos de flexiones.

Tales son, apuntadas sumariamente, las condiciones generales que se han ido exigiendo para los cálculos de los puentes metálicos á medida que la experiencia ha dado base para ir modificando las prescripciones primitivas de las circulares y ordenanzas; y los ingenieros, por su parte, han ido perfeccionando sus fórmulas para hacer que los cálculos de los puentes satisfagan por completo las nuevas necesidades que la experiencia aconseja, sin que por ello se hagan de tal manera complicados que exijan un tiempo desproporcionado para calcularlos.

Y ahora como antes, para evitar repeticiones en los cálculos de detalles, se han hecho tablas dando los principales elementos que deben figurar en las fórmulas de los cálculos de puentes y en relación con las prescripciones de la nueva circular de la Administración francesa; bastando, por consiguiente, en la mayor parte de los casos, tomar de las tablas los datos generales para

construír la parábola envolvente de los momentos de flexión, según la fórmula de Mr. Collignon, y hacer las correcciones del caso para hacerla aplicable para la determinación de la distribución de los palastros en las cabezas de las vigas maestras longitudinales. Se trazarán después las envolventes de los esfuerzos cortantes, para completar los elementos del cálculo necesarios para la determinación de las piezas de la rejilla, etc., etc., y comprobar sus dimensiones con la determinación de las desformaciones que ellas puedan sufrir por los esfuerzos exteriores.

Es indudable que hay otros métodos para llegar á obtener los resultados exigidos por las últimas disposiciones administrativas, y que sería largo enumerarlos; pero, á mi juicio, ninguno de ellos ofrece las ventajas de ligereza y facilidad de operaciones que caracteriza al preconizado por Mr. Collignon y descripto sumariamente en las consideraciones anteriores, y que el Instituto puede entrar á examinar ó comparar con los métodos gráficos ú otros si así lo estima conveniente.

D. V. Santa María.

Santiago, 30 de Agosto de 1892.