

MADRID, 15 DE FEBRERO DE 1876.

TOMO XXIV.

NÚM. 4.º

SUMARIO.

Nuevo sistema de puente colgado, por Ch.—Bibliografía, por E. Ch.—Consumo de agua de Nueva-York.—Suelos.—Obras públicas: Ultramar.—Noticias varias.—Advertencias.—Errata.

NUEVO SISTEMA DE PUENTE COLGADO RÍGIDO.

(Lámina 31.)

En la Real Sociedad de Artes de Escocia se leyó el pasado año, con el título *On Suspension Bridges and Arches, and particularly a New Form of Rigid Suspension Bridge*, la siguiente Memoria, en la que su autor, el Ingeniero civil T. Claxton Fidler, expone y compara los principales medios empleados hasta ahora para dar rigidez á los puentes colgados, y propone un nuevo sistema, que, según demuestra, ofrece mayores ventajas, la cual nos ha parecido útil traducirla para la REVISTA.

De todos los sistemas de puentes de hierro, son los colgados los que á la vez reúnen las ventajas más evidentes y defectos más serios. Su principal defecto es la oscilación á que están sujetos los cables ó cadenas y la plataforma, como consecuencia de la flexibilidad de aquéllas, cuyo defecto ha causado la destrucción total de varios puentes colgados, y ha impedido que se hayan empleado en los ferro-carriles de Inglaterra, limitándose su uso á aquellas localidades en que hubiera sido difícil ó imposible la construcción de otro sistema de puente. Su principal ventaja es la economía, ó en otros términos, la gran potencia que para resistir cargas tiene una unidad de peso de hierro dispuesta en forma de puente colgado, comparada con la que tendría en otra forma cualquiera de puente. Esta ventaja es más patente cuando la luz que hay que salvar es grande, donde el peso del puente constituye por sí solo la parte principal del que tiene que soportar; y el valor de esta ventaja se halla probado por el hecho de que, no obstante sus defectos, los puentes colgados son los únicos que se han empleado para salvar luces mayores de 540 piés; habiéndose construido uno de

1.268 piés de abertura con feliz éxito, en América y estando en construcción otro de 1.600 piés de luz en su tramo central.

Sería, pues, un importante adelanto en el arte de la construcción de puentes el evitar los defectos indicados de los puentes colgados sin sacrificar sus ventajas. La solución de este problema no sólo disminuiría el coste de construcción de puentes de luces moderadas, sino también proporcionaría medios á los ferro-carriles para pasar con toda seguridad por tramos de tal amplitud, que serían impracticables con cualquiera otro sistema. De todos los medios propuestos hasta el día para conseguir dicho objeto, unos han sacrificado gran parte de la economía empleando gran cantidad de metal en atirantar y dar rigidez al sistema, y otros, por huir del defecto de flexibilidad, han incurrido en otros tan graves ó peores.

Antes de describir el sistema que propongo como solución del problema, es necesario dar cuenta ligeramente de los esfuerzos que obran en los puentes de arcos de hierro y en los colgados rígidos, toda vez que la forma que proponemos está basada en la consideración de dichos esfuerzos. Para hacer esto, no es necesario entrar en demostraciones matemáticas, sino considerar en términos generales los resultados de los cálculos que repetidamente se han publicado y que son muy conocidos.

Tomemos primeramente la bien conocida forma que se indica en la figura 5, en la que se obtiene la rigidez enlazando la cadena á un miembro horizontal, que puede ser ó no el piso, por un sistema triangular y de la cual es un ejemplo el puente suspendido de Lambeth, debiendo advertirse que, siendo este sistema la figura invertida de un puente de arco, de los que hay muchos ejemplos, lo que digamos de aquél quedará sentado de hecho para éste.

Este método de arriostrar ó atirantar el puente introduce una nueva dificultad, que dimana de una propiedad del sistema triangular, á saber: la imposibilidad de que aumente ó disminuya la longitud de la luz sin violentar la estructura.

Es evidente que si la luz A B (fig. 5) se aumen-

ta forzosamente, la cadena parabólica se extenderá necesariamente ó se acortará el miembro horizontal ó ambas cosas á la vez; de lo cual resulta que los esfuerzos que obran en el puente dependen de la perfecta inmovilidad de sus apoyos. Si los estribos donde se apoya un arco rígido tienen un pequeño movimiento horizontal, el arco sigue este movimiento, resultando un aumento de compresión en el miembro horizontal y una disminución en el arco, y tal pudiera ser aquel movimiento, que el arco cesára de ejercer empujes y que actuára en cambio como un tirante, convirtiéndose el sistema en una mal entendida viga apoyada en dos puntos.

Otro resultado de aquella propiedad es que los esfuerzos dependen del exacto ajuste de la longitud de la estructura metálica á la luz entre los estribos. La importancia práctica de este resultado en el caso de los puentes colgados, puede explicarse como sigue. Supongamos que la cadena esté sujeta en A y B á unas piezas ó cojinetes que descansan sobre rodillos y que estén sostenidas por detrás con tirantes ó fiadores que contrarresten á las cadenas, cuyos tirantes pueden templarse más ó menos por medio de tensores. En el caso de un puente colgado de los comunes, el esfuerzo horizontal en los tirantes ó fiadores está determinado por el esfuerzo horizontal en la cadena flexible del puente, y no puede alterarse por los tensores; pero en el caso de un puente colgado arriostrado triangularmente segun la figura 5, el esfuerzo horizontal H está determinado por el del fiador, que puede aumentarse ó disminuirse segun se quiera por medio de los tensores. Si éstos estuvieran flojos, y por consiguiente H fuera pequeña, la tensión obraría principalmente en el miembro horizontal, mientras que la cadena superior soportaría muy poca ó ninguna, y tal vez pudiera estar resistiendo por compresión. Si por el contrario, los tensores obráran con fuerza, H aumentaría y estaría soportada en su mayor parte por la cadena; y si aumentase tanto H que combinada con las fuerzas verticales en A y B coincidiese la resultante con las tangentes en dichos puntos á la curva de la catenaria, entónces el esfuerzo total lo resistiría la cadena, mientras que en el miembro horizontal inferior no obraría esfuerzo alguno. Si aún pudieran apretarse más los tensores, el miembro horizontal trabajaría por compresión.

Es de observar que la alteración lineal que se

efectúa en la luz A B en virtud de los esfuerzos de los tensores, es una cantidad inapreciable, pues es debida solamente á la variación de la longitud de los dos miembros del sistema por las citadas fuerzas. Vemos, pues, que pueden resultar esfuerzos no previstos en el sistema por un defecto pequeño en el primer ajuste del puente; y aún dado caso que hubiera exacta conformidad tanto con la distancia de los estribos como con la longitud calculada de las diferentes piezas, pudieran también resultar esfuerzos no previstos si los estribos cedieran en una pequeña cantidad.

Apénas es necesario advertir que puede producirse también el mismo efecto por una tercera causa; á saber: por cambios de temperatura, y aunque las dos primeras pudieran alguna vez evitarse, esta última sería inevitable. Podría acontecer también que los efectos de las tres causas se neutralizasen, ó que, por el contrario, se acumulasen.

En vista de todas las indicadas contingencias, el Ingeniero no se satisfará en la práctica con el coeficiente de estabilidad que en otros casos pudiera creerlo suficiente, sino que después de asignar á cada miembro la sección correspondiente á los esfuerzos que obran en ellos deducidos por el cálculo, tendrá que aumentarla en una cierta cantidad, que ponga la obra á cubierto de cualquier incremento en los esfuerzos, producido por aquéllas causas.

Además de los defectos señalados, tiene el sistema que tratamos el inconveniente, que no pueden calcularse los esfuerzos que en él obran por los métodos ordinarios de investigación directa. Las fuerzas verticales son conocidas, pero nada hay en el proyecto de donde pueda deducirse el valor de la fuerza horizontal H ; ésta, segun hemos visto, se determina, no por la acción de la carga en el sistema, sino por los esfuerzos extraordinarios que pudieran obrar en él arbitraria ó accidentalmente. Así para una carga distribuida uniformemente sabemos que la línea de las fuerzas resultantes es una parábola que pasa por A y B, pero ignoramos su flecha.

El problema ha sido considerado prácticamente indeterminado; pero el profesor Fleeming Jenkin ha mostrado cómo puede resolverse, en la hipótesis que los estribos no tengan movimiento alguno. De la tabla de esfuerzos calculados en la Memoria que dicho profesor leyó delante de la Sociedad, resulta que para una carga uniforme la línea

de las fuerzas resultantes es la parábola A D B, pasando muy cerca del punto F del miembro inferior, y que por lo tanto resiste en dicho punto cerca la totalidad de la fuerza H, mientras que en A y B está soportada casi completamente por la cadena, transfiriéndose los esfuerzos gradualmente de la cadena al miembro inferior por conducto de las riostras diagonales.

En un puente construido en Frankfort con la misma figura próximamente que la figura 5, se colocó en el punto medio K de la cadena una charnela, y se interrumpió además el miembro inferior en F, alterándose por tanto el carácter del puente y los esfuerzos que en él obran. La charnela central determina un tercer punto para la curva de esfuerzos, que es todo lo que se necesitaba para trazarla para una distribución dada de las cargas; los esfuerzos que obran en el sistema pueden por consiguiente calcularse con facilidad, siendo de notar que no experimenta variaciones sensibles por cualquiera de las causas arriba mencionadas. Para una carga uniformemente repartida, la curva de fuerza coincide ahora con la parabólica de la cadena; H es por consiguiente mucho mayor (cerca 40 por 100) que en el puente considerado por el profesor Jenkin, y está soportada por completo por la cadena. Los miembros restantes del puente constituyen un par de vigas auxiliares mal entendidas, desunidas en el medio de la luz.

Volvamos ahora á la forma que muestra la figura 1, en la que se da rigidez al piso por medio de una viga auxiliar.

El profesor Rankine manifiesta, que con objeto que esta viga auxiliar actúe con la mayor eficacia, debe llevar una articulacion en su punto medio para anular en la viga los esfuerzos que pudieran producirse por la extension ó contraccion de las cadenas, lo cual puede conseguirse haciéndola de dos mitades unidas entre sí por un pasador cilíndrico; y hecho esto, que cada media viga EF y FG se proyecte como si tuviera que salvar la luz EF con una carga uniformemente repartida, cuya intensidad fuera $\frac{q}{2}$, siendo q la intensidad de la carga accidental ó móvil; y tambien que tal carga actúa alternativamente hacia arriba y hacia abajo, de modo que cada miembro de la viga tiene que ser capaz de resistir alternativamente por compresion y tension á iguales y opuestas fuerzas. Esto se comprenderá fácilmente si consideramos por un momento que el mayor esfuerzo de flexion ocurre cuando una mitad EF, por ejemplo, está

cubierta por la carga móvil de intensidad q , estando la carga fija de intensidad p distribuida uniformemente en toda la luz. Como las vigas se proyectan para impedir toda alteracion de forma en el sistema, la cadena conservará su original curva parabólica, y debe por tanto ejercer por medio de las péndolas esfuerzos hacia arriba de intensidad uniforme en toda la luz, y como la totalidad de los esfuerzos hacia arriba es exactamente la carga total suspendida, dicha uniforme intensidad será $p + \frac{q}{2}$. Restando de éste las presiones hacia abajo, queda una carga ó presion uniforme hacia abajo igual á $\frac{q}{2}$ en la viga EF y una presion igual hacia arriba en la FG. Los momentos de flexion en diferentes puntos tienen que ser por lo tanto proporcionales á las ordenadas de la curva de momentos que se indica en la figura 2; de modo que si b es la semiluz EF, y d la altura de la viga auxiliar, el esfuerzo s en los puntos $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ de la luz, correspondientes á los puntos medios de las fajas ó cabezas de cada semi viga, será $s = \frac{qb^2}{16d}$, y en los otros puntos será s proporcional á las ordenadas de la figura 2, de modo que el área de ésta representa el metal adicional con el que tienen que construirse las cabezas ó fajas de la viga auxiliar para dar rigidez al sistema, al cual hay que agregar el hierro de las aspás ó riostras que enlazan dichas fajas ó cabezas.

Comparemos ahora el metal adicional necesario para dar rigidez al sistema en la figura 1 con el que se requiere para la forma de puente indicada en la figura 3, en la que se obtiene la rigidez formando la catenaria de dos miembros, uno sobre el otro, y unidos entre sí de modo tal, que constituyan, digámoslo así, una viga suspendida parabólica, cuyas cabezas ó fajas son las dos catenarias. Se ha propuesto construir tales vigas de palastro del mismo modo exactamente que se construyen los puentes sostenidos sobre arcos. La figura 3 que consideramos, es inversa de la que tienen los arcos de los puentes de Coblenza sobre el Rhin y de San Luis sobre el Misisipi, cuyas cerchas están formadas de dos arcos uno sobre otro, arriostrados entre sí; advirtiéndose que si en lugar del arriostrado indicado se colocara un alma de una lámina general de palastro, representaría una cercha de las comunmente usadas en los puentes sobre arcos. Lo mismo que anteriormente, todo lo que sea exacto para los puentes suspendidos que estamos considerando, lo será para los puentes de arco de la figura invertida.

Si la viga de arco que tratamos no está articulada en el centro, ó lo está sólo en los apoyos, pueden presentarse al proyecto las mismas objeciones que primeramente consideramos, es decir, que los esfuerzos no pueden determinarse y están sujetos á variar por causas inevitables. Si la viga parabólica está articulada en el centro así como sobre los apoyos, sucede, por el contrario, que los esfuerzos están entonces definidos y son inalterables (1).

Hay, sin embargo, inconvenientes prácticos en trasferir los esfuerzos á las articulaciones cuyos centros estarían situados en el medio de la profundidad ó altura de la cercha ó viga parabólica suspendida, pues las cadenas ó miembros correspondientes tienen que ser discontinuos en el medio de la luz. Esta dificultad ha impedido acaso la adopción de una articulación central en tales puentes colgados, si bien su uso es muy general en los puentes de arco.

De la teoría de los esfuerzos que obran en el sistema de puente que tratamos, se deducen los siguientes principios generales:

Sea el eje de la viga suspendida de la figura 5 la parábola ADB de trazos que pasa por los centros de las tres articulaciones, y supongamos que las cadenas ó miembros que forman aquélla se hallan situados á igual distancia vertical de dicho eje, de modo que cada sección vertical está cortada en el punto medio por el eje.

Bajo la acción de una carga uniforme, el esfuerzo horizontal H está igualmente distribuido entre

(1) En el caso de un arco rígido, esta dificultad se limita en parte por la conocida inclinación que tienen los salmeres del estribo donde se apoya el arco que confina la dirección de la resultante en los arranques dentro de los límites del ángulo de rozamiento, cuyos límites pueden reducirse indefinidamente suspendiendo uno de los extremos del arco del correspondiente apoyo por medio de dos pequeños eslabones ó péndolas, cuya dirección á la temperatura media sea la deseada para la resultante.

Lo contrario de esta disposición puede establecerse en el puente colgado rígido indicado en la figura 5, suspendiendo la estructura en A ó B por medio de unas cortas péndolas inclinadas, cuya línea fuera continuación de la línea resultante en el punto elegido, pudiendo elegirse así la dirección de la resultante que diera mejores resultados. Sin embargo, esto sería solamente una semi-articulación colocada á mucha distancia del punto medio, y por la pequeña longitud de la péndola permitiría mayores variaciones en los esfuerzos y en la línea del piso que si estuviera la articulación en el centro de la luz. Con el mismo objeto se ha propuesto suspender una viga de arco atirantado (*bow-string*) invertida, por una péndola inclinada según la dirección del arco, con objeto de aliviar el miembro horizontal superior de todos los esfuerzos de compresión resultantes de las cargas uniformes.

ambas cadenas, coincidiendo la línea de esfuerzos con el eje de la viga y no obra esfuerzo alguno en las riostras. Si la carga móvil cubre únicamente parte del puente, la línea de las fuerzas resultantes se desvía de aquella posición y los esfuerzos se distribuyen desigualmente entre los dos miembros ó cadenas; ó en otros términos, la carga parcial produce un momento de flexión que es resistido por tensión y compresión en los dos miembros, sumándose la tensión en uno de éstos con la debida á $\frac{H}{2}$, mientras que la compresión del otro disminuye la tensión $\frac{H}{2}$; resultando siempre la suma de las tensiones horizontales en ambos miembros igual á H. Así, la cercha suspendida que consideramos actúa en el doble concepto de cadena y viga, y los esfuerzos en las cabezas ó fajas son la suma algebraica de los esfuerzos debidos á ambos conceptos.

Además, en su concepto de viga, la máxima flexión que tienen que resistir, ocurre como en la fig. 1, cuando una mitad de la viga, EF por ejemplo, está cubierta con la carga móvil, en cuyo caso el momento de flexión obra hacia abajo en la mitad AD, y hacia arriba en la DB, y es proporcional en los diferentes puntos á las ordenadas de la curva fig. 2, siendo su suma total igual al momento de flexión en la viga auxiliar de la fig. 1; de modo que si hacemos la profundidad vertical de la cercha ó viga suspendida igual á la de la viga auxiliar, según se ha representado en las figuras, tendremos que la componente horizontal de los esfuerzos de flexión serán exactamente iguales en los miembros correspondientes de las dos figuras.

Lo mismo que antes, la flexión se produce tanto hacia arriba como hacia abajo en cada semi-viga, y por lo tanto, cada cadena tiene que reforzarse para resistir los aumentos de tensión; además, el esfuerzo efectivo en los elementos inclinados de los miembros ó cadenas es mayor que el esfuerzo horizontal, y la longitud de la viga curva es mayor que la horizontal, por lo cual podía parecer que la forma de la fig. 5 necesita más metal que la de la fig. 1. Sin embargo no sucede así, porque no se verifica al mismo tiempo el máximo esfuerzo de flexión y el máximo valor de la fuerza horizontal H.

El máximo valor de H ocurre cuando la totalidad del puente está cargado, cuando no existe esfuerzo de flexión; y el máximo de este último se verifica cuando una mitad del puente está cubier-

ta con la carga móvil, en cuyo caso el valor de H es considerablemente menor.

Hay, sin embargo, posiciones intermedias de la carga móvil, á las que corresponde mayor esfuerzo en las cadenas que en los dos casos citados.

Un cálculo detallado de los esfuerzos máximos en todos los miembros de cada forma, muestra que el exceso de metal necesario en la fig. 3 para dar rigidez al puente, es cerca las $\frac{3}{4}$ partes del correspondiente en la fig. 1.

La forma de la fig. 3 economiza, por consiguiente, una cuarta parte del metal adicional necesario en la fig. 1 para dar rigidez al puente, y sucede así á causa de que las cadenas, al propio tiempo que obran como tales, forman las fajas ó cabezas de la viga, y porque su máximo esfuerzo como fajas ó cabezas ocurre cuando están parcialmente cargadas.

El autor propone ahora un método por el que se desarrolla más este principio, y se economiza el total del metal representado en la fig. 2, al propio tiempo que se obtienen otras ventajas prácticas.

La forma que para el efecto propone se indica en la fig. 4, y el razonamiento en que se funda es el siguiente:

Al considerar la fig. 3 vimos que la componente horizontal del esfuerzo en cada faja ó cabeza puede considerarse compuesta de dos partes $\frac{H}{2} \pm s$; siendo $\frac{H}{2}$ la mitad del esfuerzo horizontal constante en toda la cercha, y s el esfuerzo horizontal debido á la flexión producida por la carga parcial. Esto es verdad, cualquiera que sea la forma de la cercha articulada, con tal que su eje sea la curva parabólica ADB, que divide las secciones verticales en dos partes iguales.

En la fig. 3 la profundidad ó altura d de la cercha ó viga suspendida es uniforme, y por tanto, bajo la influencia de la máxima flexión, s varía con el momento de flexión, ó lo que es lo mismo, con las ordenadas de la fig. 2. Ahora podemos hacer s constante en toda la cercha, haciendo variar d con el momento de flexión, lo que se consigue haciendo la profundidad ó altura de la cercha en sus diferentes puntos proporcional á las ordenadas de la fig. 2, teniendo cuidado de conservar la parábola ADB como eje de aquélla, y tendremos entonces, llamando d_1 la máxima profundidad de la viga ó cercha á $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ de la luz, $s = \frac{qb^2}{16d_1}$ en toda la cercha. Sabemos, además, que cuando s tiene este valor, H no alcanza todavía su máximo va-

lor, por lo cual, dando un cierto valor á la profundidad d_1 , harémos tal vez que el esfuerzo $\frac{H}{2} + s$ no sea mayor que el $\frac{H}{2}$ correspondiente á cuando el puente esté totalmente cargado.

Llamemos p la intensidad del peso muerto, q la intensidad de la carga móvil, b la semiluz AC, y a la flecha CD.

Cuando el puente esté sin carga móvil, el valor de H será

$$\frac{pb^2}{2a}$$

Cuando la carga móvil cubre la mitad de la luz, el valor de H será

$$\frac{pb^2}{2a} + \frac{qb^2}{4a}$$

Cuando la carga móvil cubre toda la luz, H será

$$(p+q) \frac{b^2}{2a}$$

En el primer caso, la componente horizontal del esfuerzo que obra en cualquier parte de las fajas ó cabezas será

$$h_1 = \frac{pb^2}{4a}$$

En el segundo caso, será

$$h_2 = \frac{pb^2}{4a} + \frac{qb^2}{8a} \pm \frac{qb^2}{16d_1}$$

En el tercer caso, será

$$h_3 = (p+q) \frac{b^2}{4a}$$

Ahora, si hacemos $d_1 = \frac{a}{2}$ tendremos $h_2 = h_1$, en cualquier punto de una de las fajas ó cabezas é igual á h_3 por toda la otra, siendo el esfuerzo de la faja superior de una de las semicerchas igual al de la faja inferior de la otra.

Estas condiciones se llenan dando á la cercha la forma que se indica en la fig. 4, donde la profundidad ó altura en la mitad de cada semicercha es igual á la mitad de la flecha CD, y la profundidad en otro punto cualquiera es proporcional á la ordenada correspondiente á la fig. 2.

Cualquiera que sea la relación de la flecha CD á la luz AB, la faja ó cadena superior es siempre una línea recta tangente en D á la curva parabólica que afecta la cadena inferior correspondiente á la otra semicercha.

Dando á la cercha la forma indicada, obtenemos las ventajas siguientes:

1.ª Bajo el máximo esfuerzo de flexión, ninguna parte de las fajas ó cadenas se halla sometida á mayor fuerza que cuando el puente esté cargado en su totalidad, y entonces las riostras que enla-

zan á aquéllas no están sujetas á esfuerzo alguno; de modo que miéntras en los sistemas que ántes se han considerado en las fig. 1 y 3 se necesitaba la mayor parte del metal adicional para contrarrestar la expresada flexion, en el caso actual, figura 4, se consigue este objeto sin añadir material, excepcion hecha de una muy pequeña cantidad por la mayor inclinacion de algunas de las barras de la cadena inferior.

2.^a Bajo el máximo esfuerzo de flexion ninguna parte de las fajas ó cadenas se halla sometida á un trabajo ó esfuerzo menor que cuando el puente está libre de carga móvil, de suerte que las variaciones de este esfuerzo ó trabajo durante el paso de la carga móvil en los casos de reparticion que hasta ahora hemos considerado son menores que en las otras formas estudiadas, y no son mayores que las que serian en cualquiera otra estructura.

3.^a Se evita por completo el inconveniente de trasferir los esfuerzos á las articulaciones como en la fig. 3; resultando, además, que de las cuatro barras que concurren en el centro D, la superior de una cualquiera de las semicerchas y la inferior de la otra forman una misma línea y resisten siempre á igual esfuerzo, cualquiera que sea la distribucion de la carga móvil, pudiendo de hecho considerarse como partes de una misma cadena. Así, el sistema que consideramos, en virtud sólo de su forma está suficientemente articulado en los tres puntos que requieren articulaciones, y está por lo tanto, libre de cualquier alteracion de los esfuerzos debida á la imperfeccion en los ajustes de las diversas piezas, movimiento de los estribos ó cambios de temperatura; y el cálculo de sus esfuerzos es sencillo, directo y libre de ambigüedad.

Puede ser ahora de interes el examinar más detenidamente los esfuerzos producidos por otras distribuciones de la carga móvil que las consideradas hasta ahora, que son cuando obra sobre todo el puente ó sólo en una de sus mitades. Como en la fig. 3 es cierto que hay posiciones intermedias de la carga móvil que produce en algunos miembros un esfuerzo mayor que en los casos citados, y que requieren la introduccion de riostras diagonales; pero la totalidad del metal adicional necesario para contrarrestar estas irregularidades de la carga es pequeña, y considerablemente ménos que el necesario para los casos que hemos considerado.

El esfuerzo horizontal máximo que puede producirse por cualquiera disposicion de la carga

móvil de intensidad q en cualquiera parte de la faja ó cadena inferior, es

$$h_s = (p + q) \frac{b^2}{4a} \dots \dots (1)$$

Esto mismo es verdad en el centro D de la faja superior, pero segun se va de A hácia B, el máximo h va aumentando. Consideremos una seccion vertical cualquiera NO en un punto cuya distancia horizontal, á contar desde el punto medio D, sea igual á m .

La tension máxima en N tiene lugar cuando la carga móvil cubre la mitad de la luz EF y se extiende hácia O en una distancia igual á

$$\frac{bm}{b+m}$$

siendo entónces su componente horizontal igual á

$$\frac{b^2}{4a} \left[p + q \left(1 + \frac{m}{b+m} \right) \right] \dots \dots (2)$$

La componente horizontal del máximo esfuerzo en las riostras es la misma en cualquiera de ellas, y si n es la distancia horizontal que subtiende una de ellas, dicha componente será igual á

$$+ \frac{qb^2}{4a} \cdot \frac{n}{b+n} \dots \dots (3);$$

siendo la misma que el esfuerzo horizontal en las riostras ó aspas de una viga de arco atirantado (*bow-string*), cuya luz es b , la profundidad d , y con una carga móvil de intensidad q . Con ayuda de estas fórmulas puede calcularse el máximo esfuerzo en cada uno de los miembros ó partes del sistema que consideramos.

Las proporciones que se indican en la fig. 4 no son probablemente las mejores que pueden adoptarse en la práctica; la profundidad es acaso excesiva y el arriostado pudiera ordenarse mejor; se ha dibujado con el solo objeto de establecer la comparacion con los otros sistemas que se han estudiado. Los pesos teóricos de las varias formas se dan en el *Apéndice* que sigue.

En la fig. 6 se muestra el sistema que proponemos en una forma más práctica; pero se ocurren inmediatamente varias modificaciones de detallé. La faja superior se supone construida de palastro con hierros planos y de escuadra, de un modo semejante á como se construye la faja ó cabeza que resiste á la tension en una viga recta de celosía; su seccion trasversal será próximamente uniforme en toda ella, aumentada ligeramente cerca de los apoyos, y como es recta, su construccion será muy fácil. La cadena inferior se formará con ventaja con eslabones planos colocados de canto,

cuya seccion será algo mayor hacia los apoyos á causa de la mayor inclinacion que allí presentan. Las aspas ó riostras diagonales son barras ligeras que actúan sólo por tension y roblonadas ó articuladas á las fajas. Las verticales son los únicos miembros sometidos á compresion; pudiendo construirse de hierros planos y de escuadra, de considerable anchura, roblonadas á la faja superior y pasando al traves de la cadena inferior hasta el piso, actuando así tanto como suspensores y para dar rigidez al sistema, segun sucede en el puente de Saltash, uniéndose en sus extremos con las viguetas transversales. Por de contado que el piso tendrá que estar arriostrado horizontalmente, así como tambien las fajas superiores del sistema, salvo en el medio del puente, para no impedir el tránsito. De este modo se infiere que el puente puede hacerse tan rígido y sólido como uno de los comunes de vigas rectas, y reúne toda ó la mayor parte de la economía de los puentes colgados ordinarios.

APÉNDICE.

Las proporciones de las estructuras mostradas en las varias figuras, han sido elegidas con la mira de establecer la comparacion de sus respectivos pesos bajo un mismo pié ó fundamento. En las figs. 1, 3 y 4, la flecha CD de la curva de las fuerzas resultantes es $\frac{1}{8}$ de la luz AB, de modo que la fuerza horizontal H es igual en todas; en la fig. 5, sin embargo, que es una reproduccion de la forma estudiada por el profesor Fleeming Jenking, aunque la flecha de la cadena superior es únicamente $\frac{1}{10}$ de la luz, la CD correspondiente á la curva de fuerzas resultantes es 0,157, ó sea cerca $\frac{1}{7}$ de la luz, de modo que H es menor en esta forma que en cualquiera de las otras.

No obstante, la profundidad total ó altura esencial de todas las estructuras que consideramos, es en lo posible la misma. La profundidad total de la fig. 4 es 0,1406 de la luz, y contándola en la fig. 5 desde la articulacion A hasta el punto más bajo, es exactamente la misma; así como tambien la de la fig. 1 es exactamente la misma si la contamos desde A hasta la línea media de la viga.

La profundidad total de la fig. 5 es ligeramente mayor, siendo 0,1416 de la luz. La profundidad ó altura de la cercha de la fig. 5 es $\frac{1}{32}$ de la luz, cuya proporcion es comunmente usada en los arcos de puentes, siendo la misma la profundidad de la viga auxiliar de la fig. 1. Las varillas verti-

cales ó péndolas de la fig. 3 se supone se extienden hasta el medio de la cercha, y como cada cadena ejercerá en ellas una igual tension hacia arriba, puede considerarse que una sí y otra no de las péndolas se unan á la cadena superior, de modo que las riostras no tendrán que actuar como suspensores ó péndolas. Tambien en la fig. 1 se cuenta que se extienden hasta el medio de la viga. En la fig. 4, sin embargo, se extienden únicamente hasta la cadena inferior, toda vez que la cadena ó faja superior no ejerce esfuerzos en ellas.

Llamando P la totalidad del peso muerto soportado por el puente,

Q la total carga móvil,

S la luz en piés,

K el peso de una barra de un pié de longitud y capaz de soportar un esfuerzo de una tonelada,

Tendremos que el peso de un puente de una figura dada y de cualquier luz puede expresarse como un múltiplo de KSP y de KSQ.

El peso de la cadena y péndolas de la fig. 1, sin contar la viga auxiliar, puede tomarse como el peso tipo de un puente colgado teórico, puro y simple, y la diferencia entre él y el peso total de cada forma será el peso del metal requerido para dar rigidez al puente en cada sistema.

Este peso tipo será como sigue:

Cadena.	1,0833 KSP + 1,0833 KSQ
Péndolas.	0,0573 " + 0,0573 "
Total.	1,1406 " + 1,1406 "

Fig. 1. El peso del metal adicional en la fig. 1 para dar rigidez al sistema, es simplemente el peso de la viga auxiliar del piso:

Fajas ó cabezas.	0,6666 KSQ.
Aspas ó riostras.	0,1495 "
Metal adicional.	0,8161 "

Fig. 3. El peso total en esta forma será:

Cadenas ó fajas.	1,0833 KSQ + 1,5333 KSQ
Péndolas.	0,0573 " + 0,0573 "
Riostras.	0,1776 "
Total.	0,1406 " + 1,7682 "

Restando de este total el peso tipo que hemos obtenido ántes, resulta para el metal adicional necesario. 0,6276 "

Fig. 4. El peso total en esta forma será como sigue:

Cadenas ó fajas superiores.	0,5812 KSP + 0,6945 KSQ
Cadenas ó fajas inferiores.	0,5723 " + 0,5723 "
Péndolas.	0,0365 " + 0,0365 "
Riostras.	0,0893 "
Total.	1,1400 " + 1,3926 "

Restando el peso tipo se tendrá el adicional, que será. 0,2520 "

Fig. 5. El peso total en esta forma, segun se

deduce de la Tabla dada por el profesor Fleeming Jenkin, será como sigue:

Cadena ó faja superior.	0,5234 KSP + 0,6154 KSQ
» inferior.	0,3934 » + 0,4212 »
Riostras tendidas.	0,2237 » + 0,3103 »
Riostras comprimidas.	0,0906 » + 0,1627 »
Total.	1,2311 » + 1,5096 »
Restando el peso tipo se tendrá el adicional necesario en este caso, y será.	0,0905 » + 0,3690 »

Comparando estas diversas formas con el tipo ordinario de puente colgado, necesita observarse que la flecha de $\frac{1}{8}$ de la luz que hemos supuesto para éste, es casi inadmisibile en la práctica en los puentes colgados flexibles.

En los buenos ejemplares que existen contruidos, la flecha varía entre $\frac{1}{12}$ y $\frac{1}{15}$ de la luz. Tomando de estos limites el más alto, tendremos que el peso adicional requerido en los puentes colgados ordinarios que se construyen en la práctica para darle una rigidez relativa por efecto sólo de la disminucion de flecha, será como sigue:

Peso total de la cadena.	1,5555 KS (P + Q)
Id. id. de las pendolas.	0,0277 »
Total.	1,5832 »
Segun se ha visto ántes, el peso tipo en el caso de que la flecha (segun se acaba de indicar) es $\frac{1}{8}$ de la luz será	1,1406 KS (P + Q)
Diferencia que representa el metal adicional necesario en el caso práctico que consideramos.	0,4426 KS (P + Q)

Aunque la flecha indicada en los dibujos puede acaso considerarse excesiva aún para los puentes suspendidos, no hay duda que en éstos puede admitirse mayor flecha que en los ordinarios suspendidos de cables ó cadenas; de modo que no es aventurado decir que el sistema que hemos propuesto no pesará más (y acaso ménos) que los puentes suspendidos ordinarios.

CH.

BIBLIOGRAFÍA.

La statique graphique et ses applications aux constructions par M. Maurice Levy, ingénieur des ponts et chaussées, docteur en sciences.

Texto y Atlas.—Paris, 1874.

Creemos de alguna utilidad dar á conocer esta importante obra á aquellos de nuestros compañeros que no tengan noticia de ella.

Como indica su título y se dice en la *Introduccion*, tiene por objeto reemplazar en las aplicaciones del

arte del Ingeniero los largos cálculos de la *Estática ordinaria*, por sencillas construcciones geométricas, que no exigen en la mayor parte de los casos otros conocimientos que los del paralelógramo de fuerzas.

En la *Estática ordinaria* se representa una fuerza por una recta limitada que hace conocer á la vez su magnitud, posicion y direccion.

El carácter más esencial de la *Estática gráfica* es que emplea para la representación de cada fuerza dos líneas distintas; una indefinida que da la posicion ó *línea de acción* de cada fuerza, y otra limitada que da su magnitud y direccion. El conjunto de estas últimas puede reducirse al *polígono de fuerzas*, tal como se emplea en la *Estática ordinaria*; pero cuando se estudia á la vez un sistema de fuerzas y las tensiones que desarrollan en un sistema de barras, resulta, que las figuras formadas por una parte por las barras y las líneas de acción de las fuerzas que las solicitan, y por otra por las magnitudes de dichas fuerzas y las de las tensiones que desarrollan en las barras, gozan una respecto de la otra de propiedades *recíprocas* muy sencillas, útiles é interesantes, en cuyo estudio y aplicacion estriba precisamente toda la ciencia de la *Estática gráfica*.

Los procedimientos geométricos de que nos ocupamos se ocurrieron, segun parece, por vez primera á un práctico, á M. Taylor, mecánico de una casa constructora inglesa; los trabajos del profesor Rankine de la Universidad de Glasgow en 1857, les dieron más precision y desarrollo, y aún más todavía los de Clerk Maxwell en 1864, por su teoría de las figuras recíprocas. También ha contribuido mucho, aunque por métodos algo diferentes de los de Maxwell, el profesor Culmann de la Escuela Politécnica de Zurich, así como Feeming Jenkins de la Real Sociedad de Edimburgo, Cremona de Milan, y otros varios, segun puede verse en la obra de Levy, de donde extractamos esta nota.

Al indicar el autor el plan de su obra, manifiesta que ha tratado de exponer los métodos de la *Estática gráfica* de un modo completo y elemental sin recurrir á la Geometría superior. La primera seccion de ella la titula: *Nociones preliminares de geometría y de cálculo gráfico*, donde despues de dar á conocer los principios de éste se establecen las teorías geométricas de los polígonos funiculares de un sistema de líneas y la de las figuras recíprocas. La segunda seccion se titula: *Principios de estática gráfica*, y se ocupa en sus diversos capítulos de la composicion y equilibrio gráfico de fuerzas distribuidas en un plano, del polígono de fuerzas y de los funiculares considerados bajo el punto de vista mecánico, del equilibrio de sistemas de fuerzas situadas en un plano, pero sujetas á ciertas condiciones, de la investigacion gráfica de la reacción de los apoyos, del equilibrio de sistemas planos formados de barras inflexibles articuladas, cuyas tensiones se determi-

