

# EMPLEO DEL ACERO

## EN LAS CONSTRUCCIONES CIVILES

(Continuación.)

El cuadro anterior da la clasificación de las barras redondas ó planas, cuyo diámetro es de 20 m/m ó su ancho de 100 m/m y para la clasificación general de los aceros laminados se tiene el cuadro siguiente:

Número	DESIGNACIÓN	Tanto por ciento de carbono	Carga de ruptura por m/m <sup>2</sup> .	Tanto por ciento de estiramiento	EMPLEO
2	Extra duro.....	0,65 á 0,80	Kils. 80 á 100	9 á 4%	Útiles finos, pequeños resortes
3	Muy duro.....	0,55 á 0,65	75 á 80	11 á 9 »	Piezas de máquinas, resortes
4	Duro-Duro.....	0,45 á 0,55	70 á 75	13 á 11 »	Alambres, limas, útiles de minas, etc.
5	Duro.....	0,35 á 0,45	65 á 70	15 á 13 »	Alambres, telas de alambres, etc.
6	Semi-duro.....	0,30 á 0,35	60 á 65	17 á 15 »	Rieles, llantas de ruedas, largueros, ejes, etc.
7	Semi-dulce.....	0,25 á 0,30	55 á 60	19 á 17 »	Resortes, descansos, pequeña forja, etc.
8	Dulce.....	0,20 á 0,25	50 á 55	21 á 19 »	Palastros, escuadras, etc., etc.
9	Muy dulce.....	0,15 á 0,20	45 á 50	23 á 21 »	Construcciones metálicas, etc.
10	Extra-dulce.....	0,10 á 0,15	40 á 45	25 á 22 »	Piezas forjadas, estampas, clavos, etc.
11	Hierro homogéneo.	0,05 á 0,10	35 á 40	30 á 25 »	Calidad de los hierros de Suecia.

Los aceros de 35 á 60 kilogramos, son los más interesantes para las construcciones, puesto que se laminan en palastros y aceros perfilados; se forjan ó se cuellan en moldes sirviendo así para la confección de las piezas que no se pueden ejecutar en los laminadores. Según la naturaleza del proyecto que se desea ejecutar, se emplean generalmente, según se trate de construcciones civiles ó de máquinas, lo que se llaman aceros de primera calidad, que son los *extra-dulces* ó los *extra-duros*; sin embargo, estas apreciaciones son muy relativas.

El hierro forjado ordinariamente empleado en las construcciones, da en los ensayos, los siguientes resultados:

Designaciones	Efectos del temple	Estructura	Límite de la elasticidad por m/m <sup>2</sup>	Carga de ruptura por m/m <sup>2</sup>	Tanto por ciento de estiramiento
Hierro en planchas . . . . .	No se temple..	Nerviosa..	Klgs. 18	Klgs. 32 á 34	8 á 10%
Hierro para remaches. . . . .	Id. id. . . .	Granulosa.	25	35	15 »

Fácil es ver las grandes diferencias entre los *hierros* y los *aceros* comparando este cuadro con el anterior: la carga por m/m<sup>2</sup> correspondiente al límite de elasticidad, es notablemente superior en los *aceros* ó *metales fundidos*, que en los *hierros forjados* ó *laminados* ó *metales soldados*. La carga de ruptura aumenta notablemente con la dureza del metal.

Los coeficientes de elasticidad, es decir los valores de E, son sensiblemente los mismos para el acero que para el hierro, y se pueden tomar como cifras medias  $20 \times 10^9 = E$  para el acero y  $18 \times 10^9 = E$  para el hierro ordinario empleado en las construcciones. La resistencia á la oxidación y á las acciones de los agentes atmosférico que presentan los metales fundidos, depende

de su composición, y se admite generalmente que los aceros *fosforosos ó manganesados* son los que se alteran más fácilmente; sin embargo, las experiencias hechas en este sentido son aun muy poco numerosas, y por consiguiente sus conclusiones no pueden considerarse de ninguna manera como definitivas.

Como se deduce de lo expuesto anteriormente y de la clasificación dada á los aceros, se puede decir que todos los ingenieros están de acuerdo *en admitir que, en las construcciones civiles, siempre que se usen metales fundidos deben ser preferidos los metales dulces*, por cuanto son dúctiles y maleables, no se templan en ningún grado y su calidad generamente muy uniforme, cuando se cuida su fabricación. Su resistencia á la ruptura es de 42 á 44 kilogramos por milímetro cuadrado de sección primitiva, con un estiramiento relativo de 25 á 28%, medido en trozos de 100 milímetros y en el sentido longitudinal, teniendo 24 á 26 kilogramos por  $m^2$  de límite de elasticidad. Tales son, se puede decir, las condiciones mínimas que se exigen ahora á los aceros destinados á la construcciones civiles, pero es claro que cuando se trata de construcciones especiales, se deben escoger y pedir metales en armonía con la condiciones de empleo; así, por ejemplo, en un caso dado puede exigirse para ciertas piezas aceros de gran resistencia, sin que esto sea un perjuicio por la disminución de maleabilidad de metal, porque como lo hemos visto, siempre que se aumenta la dureza se pierde en maleabilidad.

Si queremos ahora comparar los datos anteriores, que dan las condiciones generales exigidas comunmente á los aceros destinados á las construcciones civiles, con las de los *hierros laminados* que se usan en estas mismas construcciones no tenemos más que examinar el cuadro siguiente:

DESIGNACIONES	Resistencia mínima á la ruptura por m/m <sup>2</sup>	Tanto por ciento de estiramiento relativo	Límites de elasticidad por m/m <sup>2</sup>
	Klgs.		
Acero dulce empleados en las construcciones civiles . . . .	42 á 44	25 á 28 %	24 á 26 kg.
Hierros laminados usados generalmente en las construcciones civiles . . . . .	31 á 34	8 á 10 »	16 á 18 »

El examen de este cuadro pone de manifiesto lo que se gana con el aumento de límite de elasticidad y en maleabilidad del metal.

En resumen, se puede decir que los *aceros ó hierros fundidos*, como suelen llamarlos, que se emplean generalmente en las construcciones civiles, son los *denominados dulces*, de textura homogénea y granular, muy maleables; y sólo en casos excepcionales, en que hay necesidad de gran dureza, se sacrifica un poco la maleabilidad del metal para aumentar su dureza.

Esta cuestión de resolver cual era la clase de metal más conveniente para las construcciones civiles, entre esta variedad de *hierros fundidos ó aceros* que actualmente se fabrican de una manera corriente en el comercio, ocasionó una larga discusión en el *congreso de constructores* que se reunió en París á principios de 1891: apuntaremos en seguida, para ilustrar más este asunto las ideas emitidas á este respecto por algunos de los ingenieros más eminentes.

La Administración Rusa, después de un estudio serio de la cuestión y de un informe dado por una comisión de ingenieros del cuerpo de Puentes y calzadas y de los metalurgistas, presi

didadas por el señor Kerbedz, resolvió admitir el *hierro fundido que no se temple*, soldable y que ofrezca una resistencia de 41 á 47 kilogramos por  $m^2$  y un estiramiento de 20% con una proporción de carbono de 10 á 20%, el estiramiento debía medirse sobre barretas de 200 milímetros.

Con esta clase de metal se construyeron varios puentes del ferrocarril de Nowrossiski; pero, poco tiempo después, las circunstancias cambiaron completamente y se hicieron nuevos estudios en el laboratorio de la Administración bajo la dirección del señor Belebubsky y después de haber notado varios casos, en los cuales los aceros bastante duros y poco soldables, presentaban rasgaduras, aun sin haber sido cargados, se resolvió renovar la cuestión del empleo del *acero ó hierro fundido* en las construcciones civiles y se resolvió dar *de una manera absoluta* la preferencia al *hierro fundido dulce*, con una ley de carbono de 10% como máximo y de 4 % de fósforo; presentando una resistencia de 35 á 42 kilogramos por  $m^2$  y un estiramiento mínimo de 24 á 25% sobre barretas de 200  $m^m$  de largo. Con estos metales se han construido varios puentes hasta de 100 metros de luz.

Es evidente que, en este caso, la acción del clima ha exigido ante todo tener aceros exentos de las influencias del temple y por consiguiente se descendió hasta buscar los *hierros fundidos* de menor resistencia.

El *límite de la elasticidad* del hierro fundido, fué fijado por las experiencias rusas, en un 50 á 55% de la resistencia á la ruptura. El señor Belebubsky apunta en seguida, en apoyo de la determinación de la Administración Rusa, lo que pasa en Suiza, donde se ha acordado la preferencia al metal fundido de una resistencia comprendida entre 36 á 42 kilogramos. En Alemania, donde se estipuló el año 1889, en los pliegos de condiciones de las sociedades Metalurgistas, una resistencia de 37 á 44 kilogramos, con un estiramiento de 20%. Cita también el mismo señor,

que en Holanda, con el empleo de los aceros duros en el puente de Leck, i en Estados Unidos en el puente San Luis, no se obtuvieron buenos resultados.

En resumen, en Rusia, se impone al *hierro pulido* una resistencia de 36 á 41 kilogramos, cifras que pueden aumentarse hasta 44 kilogramos ó admitir 38 kilogramos como resistencia media. Por otra parte, tomando la relación de los límites de elasticidad del *hierro fundido* y del *hierro pudlado*, tenemos:

$$\frac{0.55 \times 38}{16} = \frac{21}{16}$$

y multiplicando esta fracción por el coeficiente de seguridad 7.25 por  $m/m^2$  (coeficiente de trabajo administrado desde hace mucho tiempo en Rusia para el hierro pudlado suponiendo su límite de elasticidad de 16 kilogramos) el hierro fundido debe trabajar con un coeficiente de 8.85 á 9 kilogramos por  $m/m^2$ , lo que satisface completamente las condiciones de empleo de este metal, bajo el punto de vista de calidad y de alivianar las construcciones.

El mismo autor de la memoria hace ver que estas cifras se aplican para cargas verticales, y que es preciso aumentarlas cuando en los cálculos de los puentes se tiene en cuenta la influencia de la presión del viento. Por eso en Rusia se admiten como coeficientes de trabajo 7.825 para el *hierro pudlado*; 8 kilogramos para el *hierro fundido dulce* y para cargas verticales y 9 á 10 kilogramos para las cargas verticales combinadas con el esfuerzo del viento (10 k. por  $m/m^2$  es el trabajo de cálculo de nuestros puentes, combinando la acción de las cargas verticales con la de un viento de 270 k. por metro cuadrado, por consiguiente estamos en las condiciones recomendadas por la Administración Rusa.)

Por último la cifra 9 y 10 kilogramos por  $m/m^2$  puede ser aumentada para el cálculo de los tramos de gran luz que pasen de

100 metros: por el contrario debe ser disminuída para los puentes de tramos pequeños y se ha fijado 7 kilogramos, como *mínimum*, para las piezas de puentes, que son las más expuestas á recibir los choques.

Sin embargo, como este ha sido un punto de tanta controversia, encontramos la opinión del señor Considère, que estima preferible el empleo de los *hierros fundidos ó aceros* de 55 kilogramos de resistencia por  $m^2$ , apoyándose en la consideración siguiente: el acero de 55 kilogramos se obtiene al mismo precio que los de menor resistencia, y permite por consiguiente una economía verdadera en el peso del 14 al 27% sobre el empleo de aceros de 45 kilogramos por cuanto el aumento de las flechas en las construcciones, que ocasiona naturalmente, el uso de un coeficiente de trabajo mas elevado, no es de ninguna importancia para la práctica.

Esta opinión parece exagerada, á la mayor parte de los ingenieros que se han ocupado de puentes metálicos, por cuanto no se pueden reducir las dimensiones de las piezas de los puentes en razón del mayor coeficiente de trabajo del metal, puesto que, se llegaría así en algunos casos, y obtener secciones débiles que quedarían expuestas á las deformaciones: por consiguiente solo se estima que la economía que se obtendría usando aceros de 55 kilogramos en lugar de 45 kilogramos de resistencia sería de un 10 por ciento.

Los señores Constamin, Eiffel y Fouquet, emitieron ante el Congreso de Constructores de 1891, la siguiente opinión á este respecto: «Nos parece, que en las condiciones actuales de la fabricación, se pueden emplear con seguridad aún aceros caracterizados por una resistencia de 45 á 49 kilogramos por milímetro cuadrado á la ruptura, y con estiramientos de 17 á 21 por ciento, medidas sobre barretas de 200 milímetros: el máximo de estiramiento correspondiendo con el *mínimum* de resistencia. El límite de elasticidad de este metal, tiende hacia más

allá de 25 kilogramos por  $m/m^2$ . Por consiguiente en estas condiciones los coeficientes de trabajo del metal pueden fijarse con 10 kilogramos por  $m/m^2$  para tener la misma seguridad que daría el coeficiente 6 kilogramos empleando el hierro.»

«Se puede admitir aún que el coeficiente sea elevado á 12 kilogramos, si se hace entrar en los cálculos la acción del viento, que no puede producir efectos importantes sino accidentalmente, siempre que, en todo caso, la acción de las cargas normales y frecuentes no puedan jamás hacer trabajar el metal con más de 10 kilogramos por  $m/m^2$  (el caso de nuestros puentes construídos por el Creusot para las nuevas líneas férreas) bien entendido que los coeficientes indicados suponen el empleo del metal, tal como ha sido indicado, es decir, de 45 á 49 kilogramos de resistencia por  $m/m^2$  (Las resistencias exigidas para los puentes chilenos que construye Creusot son de 45 á 50 kilogramos por  $m/m^2$ ).

El Congreso Internacional de Construcciones de 1891 fijó en seguida los siguientes coeficientes de trabajo para los hierros.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA LAS SUPERSTRUCTURA  
DE LOS PUENTES DE HIERRO SOLDADO

a.)—*Puentes de una luz menor de 15 metros y piezas de puentes para todos los tramos.*

Extensión (sección neta) y compresión		
(sección neta).....	6 kilog. por $m/m^2$	
Cortamiento en el alma vertical.....	3.5 id.	id.

b.)—*Puentes con luz superior á 15 metros.*

Extensión (sección neta).....	7 kilog. por $m/m^2$	
Compresión (sección media-neta).....	7 id.	id.



c.)—*Puentes con vigas en rejilla y montantes verticales. Para las cabezas de la viga.*

Extensión (neta).....	7.25 kilog. por m/m <sup>2</sup>	
Compresión (media neta).....	7.25 id.	id.

*Para las diagonales y montantes:*

Extensión (neta).....	7.25 id.	id.
Compresión (media-neta).....	7.00 id.	id.
Cortamiento de las palastras verticales...	4.50 id.	id.

d.)—*Para los contravientos de los puentes de toda luz.*

Extensión (neta).....	9 kilog. por m/m <sup>2</sup>
-----------------------	-------------------------------

e.)—*Remaches.*

Cortamiento de los remaches de las ensambladuras de las viguetas transversales con las vigas maestras y de las langerinas con las piezas transversales 5 kilogramos por m/m<sup>2</sup>.

Cortamiento de los remaches en los contravientos 7.5 kilogramos por m/m<sup>2</sup>.

Cortamiento de los remaches en las otras partes de la superestructura metálica para todo tramo 6 kilogramos por m/m<sup>2</sup>.

Nada quedó definitivamente consignado para el empleo de los aceros; pero como en definitiva, es siempre el límite de elasticidad el que desempeña el principal papel, puesto que no se puede emplear, cualquiera que sea el metal, tan pronto como se pasan estos límites, y es preciso, á toda costa, en la práctica, los esfuerzos que solicitan las piezas no los hagan pasar nunca; y por otra parte, como se está seguro, dado el progreso de la metalurgia actual, de obtener un metal que dé 30 kilogramos como límite inferior de elasticidad, se puede tomar entonces, la misma proporción que para el hierro y encontraremos que, si 6 kilogramos, es el coeficiente que se ha encontrado más conve-

niente para el hierro, y el más usado generalmente en los cálculos corrientes, para el acero tendremos  $6 \times \frac{30}{18} = 10$  kilogramos por  $m/m^2$  como coeficiente general. Ahora así como en los grandes puentes de hierro y en ciertas construcciones, se recomienda y se eleva el coeficiente de trabajo del hierro hasta 7 y aun 7.25 kilogramos por  $m/m^2$  como lo hemos visto en las indicaciones anteriores, en esos mismos casos, el coeficiente de trabajo del acero se puede subir á 11 y aun 12 kilogramos por  $m/m^2$ .

Para fijar más las ideas á este respecto, daremos á continuación la clase de aceros que se han exigido para las construcciones más notables en estos últimos tiempos.

La comisión de estudio del puente del Danubio, en su informe del 30 de Noviembre de 1887, pasa un proyecto cuyo largo es de 660 metros dividido en cuatro tramos de 165 metros cada uno, pidió el empleo del acero en las condiciones siguientes:

Límite de elasticidad 24 kilogramos por  $m/m^2$ .

Límite de resistencia á la ruptura, término medio 45 kilogramos por  $m/m^2$ .

Límite de resistencia á la ruptura, minimum 42 kilogramos por  $m/m^2$ .

Tanto por ciento de estiramiento, sobre barretas de 200 milímetros, no reconocidas 21%.

Las sumas de los números dando la carga de ruptura y el estiramiento no debe ser inferior á 65.

Para 42 k. por  $m/m^2$  de R.—23% de estir. suma =  $42 + 23 = 65$

Para 45 k. por  $m/m^2$  de R.—20% de estir. suma =  $45 + 20 = 65$

Para 47 k. por  $m/m^2$  de R.—18% de estir. suma =  $47 + 18 = 65$

Para los remaches el metal debía satisfacer las condiciones siguientes:

Límite de elasticidad—38 k.  $m/m^2$ .

Tanto por ciento de estiramiento—28%

Los cálculos de puente se han hecho tomando los coeficientes de trabajo siguientes:

Para las vigas maestras  $R. = 12$  kilog. por  $m/m^2$ .

Para las piezas de puentes  $R. = 9$  kilog. por  $m/m^2$ .

Para los aceros de los remaches  $R. = 7$  kilogr. por  $m/m^2$ .

Los ingenieros que dirigieron la construcción del puente Forth exigieron las siguientes clases de materiales, ensayándolas todas sobre barretas de 200 milímetros.

1.º para las barras comprimidas:

Aceros con una resistencia á la ruptura de 57 kilog. por  $m/m^2$  con un estiramiento relativo de 17%

2.º para las otras barras:

Acero con una resistencia á la ruptura de 47 kilog. por  $m/m^2$  con un estiramiento de 20%

Son los aceros duros, susceptibles de endurecer con la acción del temple; por ese motivo todos los agujeros de los remaches han sido perforados con taladro á la mecha.

Los remaches fueron pedidos de aceros que no sufrían alteración con el temple, dando:

Como resistencia á la ruptura 41 kilogramo por  $m/m^2$  con un estiramiento de 25%.

El *Galpón de las Máquinas* de la Exposición de París del año 1889 fué construído con materiales que debían llenar las siguientes condiciones:

Aceros cuyo límite de elasticidad fuera de 24 kilogramos;

Carga de ruptura 42 á 46 kilogramos por  $m/m^2$ .

Tanto por ciento de estiramiento 20% mínimum.

Como el metal que se usaba era dulce, los agujeros de los remaches fueron perforados á punzón y después agrandados con taladro de dos milímetros, (0.002).

El hierro fundido dulce, para los remaches debería tener:

Una resistencia á la ruptura de 34 á 42 kilogramos por  $m/m^2$  con un estiramiento de 28% como mínimum.

El puente de Malleco compuesto de cinco tramos de 69.5 metros fué construído en el Creusot con aceros que satisfacían á las siguientes condiciones:

Resistencia mínima á la ruptura de 45 kilogramos por  $m/m^2$ ; tanto por ciento de estiramiento medio sobre barretas de 100  $m/m$  de largo, 25% minimum.

El puente fué calculado tomando en cuenta la acción del viento, con un trabajo de 9.5 kilogramos para todas sus piezas. Los agujeros de los remaches fueron todos punzoneados.

Para los remaches se usó el hierro de remaches de calderos á vapor cuya resistencia mínima á la ruptura era de 35 kilogramos por  $m/m^2$  con estiramientos, medidos sobre barretas de 100 milímetros de 12 á 14%: de lo expuesto anteriormente resulta que, aceptando aceros que tengan una resistencia superior á 50 kilogramos por  $m/m^2$  y aun con 45 kilogramos cuando no se pide más que un estiramiento relativo de 18% medido sobre barretas de 100 milímetros de largo, es prudente y casi necesario contar con que los agujeros de los remaches sean perforados al taladro ó por lo menos agrandados, y no abiertos á punzón por la dureza del metal, de donde resulta un aumento del precio de la obra de mano.

A más de eso, los aceros con una resistencia superior á 50 kilogramos por milímetro cuadrado, toman ya un temple sensible (la de resistencia á la ruptura por  $m/m^2$ ) circunstancia poco ventajosa para su empleo en las construcciones civiles, por cuanto todo *acero ó hierro fundido* que se emplea en esta clase de construcciones debe poder resistir bien á la acción de la broaca y del punzón, por cuanto estos útiles, sobre todo el uso de la broaca casi se impone en los talleres de construcción.

Examinemos ahora *en detalle* los materiales y ensayos exigidos para la construcción de los puentes de las nuevas líneas construídos últimamente en el establecimiento del Creusot.

Las dimensiones de los puentes debían ser calculados según las prescripciones de la circular del Ministerio Francés número 456 del 9 de Julio de 1887, y el acero debía trabajar con 10 kilogramos por  $m/m^2$  de sección *sin descontar los agujeros de los remaches*; pero la Sección de ferrocarriles de la Dirección General de Obras Públicas, creyó, y con razón, que la carga de prueba uniformemente repartida que prescribe para los puentes la circular francesa, debía ser modificada, aumentándola para los puentes cuyos tramos eran menos de 50 metros: y se fijaron entonces cargas de prueba distintas á las prescritas en dicha circular como lo manifiestan los cuadros siguientes:

PARA PUENTES DE VÍA DE UN METRO DE TROCHA			
Luz de los tramos	Carga por metro corrido de vía	Luz de los tramos	Carga por metro corrido de vía
20 metros	3400 kilogs.	40 metros	3000 kilogs.
25 »	3300 »	50 »	2900 »
30 »	3200 »	80 »	2600 »
35 »	3100 »	.....	.....

PARA PUENTES DE VÍA DE UN METRO SESENTA Y OCHO CENTÍMETROS DE TROCHA			
Luz de los tramos	Carga por metro corrido de vía	Luz de los tramos	Carga por metro corrido de vía
20 metros	4900 kilogs.	60 metros	3700 kilogs.
25 »	4875 »	65 »	3600 »
30 »	4700 »	70 »	3500 »
40 »	4500 »	90 »	3300 »
50 »	4000 »	.....	.....
55 »	3800 »	.....	.....

CARGAS DE PRUEBA					
PRESCRITAS POR LA CIRCULAR FRANCESA COMPARADAS CON LAS DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS					
Luz de los tramos	Cargas de la circular francesa	Cargas de la Dirección de Obras Públicas.	Luz de los tramos	Cargas de la circular francesa	Cargas de la Dirección de Obras Públicas.
20 metros	4900 kgs.	4900 kgs.	55 metros	3800 kgs.	3800 kgs.
25 »	4500 »	4875 »	60 »	3700 »	3700 »
30 »	4300 »	4700 »	65 »	.....	3600 »
40 »	4100 »	4500 »	70 »	3500 »	3500 »
50 »	3900 »	4000 »	90 »	3300 »	3300 »

El coeficiente de trabajo que se ha fijado de 10 kilogramos por  $m/m^2$  sin descontar los agujeros de los remaches, ha sido perfectamente admisible, por cuanto se ha contado en los cálculos con la influencia de un viento de 270 kilogramos por metro cuadrado, y se ha hecho la reducción conveniente á este coeficiente para las piezas comprimidas, teniendo en cuenta su largo relativo. Por otra parte, es sabido que, á medida que se calculan con más precisión todos los esfuerzos á que deben estar sometidas las diferentes piezas de una construcción; se admiten para los coeficientes de trabajo del metal cifras más elevadas de otro modo, se llegaría á conclusiones enteramente contradictorias con la práctica. (En los puentes chilenos, suponiendo los casos más desventajosos, y contando las *secciones netas*, sólo las piezas de los contravientos trabajan con 12 kilogramos por  $m/m^2$  de sección según cálculos de verificación hechos en la Dirección General de Obras Públicas de Santiago, lo que prueba que el cálculo de los puentes está enteramente en conformidad con la teoría y la práctica en estos casos).

Si á medida que se han perfeccionado las teorías y detalles de los estudios de los puentes metálicos, para conocer íntimamente el trabajo de cada pieza, no se hubieran aumentado los

coeficientes de trabajo de los metales en cierta proporción, la teoría se habría puesto en pugna con la práctica; puesto que, de esa manera, se llegaría á *demostrar teóricamente* que todos los puentes que han sido calculados por métodos más simples, usados anteriormente, serian defectuosos: y todos los ingenieros están muy lejos de hacer esta observación, por el contrario, los puentes ya construídos son los mejores ejemplos que hay que estudiar, y en vista de sus resultados se han tomado muy en cuenta las demostraciones de la práctica. Y como lo hemos dicho, los cálculos de los puentes antiguos se hicieron con fórmulas muchos menos rigurosas, en sus detalles y en su conjunto que las que se usan con las teorías actuales, y si esos puentes se mantienen en buen estado ha sido porque con esas fórmulas se usaba siempre para el trabajo del hierro el coeficiente de 6 kilogramos por  $m/m^2$ ; actualmente, mejorando las fórmulas, ó más bien dicho haciendo que se aproximen con mucho más precisión el estado de sollicitación de cada pieza, etc., etc., hemos visto que los ingenieros no han trepidado en el Congreso de construcciones de 1891, en fijar como trabajo para el hierro hasta 9 kilogramos por  $m/m^2$  en los contravientos de los puentes y 7.25 kilogramos para las cabezas, etc., contando con cálculos más exacto, ó más bien dicho, más aproximados. Otro tanto para con la Ordenanza Real e Imperial del Ministerio de Comercio austriaco del 15 de Septiembre de 1887, que pone también de manifiesto que, así como se aplican á los cálculos con todo rigor las últimas observaciones de la teoría para determinar los esfuerzos que se pueden desarrollar en las construcciones: también se han admitido coeficientes de trabajo más elevados y en lugar de prescribir como era costumbre, y como se encontraba en todas las antiguas ordenanzas, que no exigen cálculos tan rigurosos, que los hierros trabajan con 600 kilogramos por centímetro cuadrado de sección, se admite y se prescriben como

trabajos internos para los materiales desde 700 kilogramos por centímetro cuadrado hasta 900 según la luz de los puentes.

Es evidente que á estas mismas consideraciones debe obedecer el ingeniero cuando quiere fijar el trabajo de los aceros, después de haber fijado la calidad del metal que desea emplear. En vista de estas consideraciones se admite en Europa, según el rigor con que se hacen los cálculos, un trabajo de 10 á 12 kilogramos por  $m/m^2$  de sección y como comprobante daremos las cifras usadas en algunos establecimientos de construcción que redactan ellos mismos sus proyectos y los garantizan.

El establecimiento de construcción de *Batignolles*, adopta como trabajo para sus aceros de 10 á 12 kilogramos por  $m/m^2$ .

El establecimiento de *Cail*, adopta siempre 12 kilogramos por  $m/m^2$ .

El establecimiento del *Creusot*, de 10.50 á 12 kilogramos por  $m/m^2$ .

El almirantazgo inglés, que no calcula con los rigores de la ordenanza austriaca del 15 de Septiembre de 1887, adopta para el trabajo de los aceros 10.5 kilogramos por  $m/m^2$ . Por último, la comisión especial de la Administración de Puentes y Calzadas francesas, que fué consultada oficialmente por el Gobierno romano, para la construcción del gran puente del Danubio, aconsejó á dicho Gobierno aceptar un trabajo para los aceros de *12 kilogramos por  $m/m^2$ , cuando ellos tuvieran una resistencia á la ruptura de 45 kilogramos*. Nuestros puentes están contruidos con aceros de una resistencia comprendida entre 45 á 50 kilogramos por  $m/m^2$ , por consiguiente su trabajo de 10 kilogramos, sin deducir los agujeros de los remaches, lo que lleva la carga real á 11 y aún 12 kilogramos en los contravientos, están en perfectas condiciones de cálculo y de resistencia.

En las condiciones estipuladas con el *Creusot*, se decía simplemente que los aceros debían resistir á esfuerzos de tracción de 45 á 50 kilogramos por milímetro cuadrado con un estira-



miento relativo de 25%, *sin fijar el largo de las barretas de los ensayos*. Ahora como no es indiferente operar sobre barretas de cualquier dimensión, por cuanto si las barretas de ensayo son muy cortas, 100 m/m por ejemplo, la influencia de los estiramientos de *recogimiento* son muy notables en los resultados, y se tienen entonces datos poco comparables y poco seguros. De aquí resulta que casi todas las administraciones fijan como largo de sus barretas de ensayos 200 m/m.

Teniendo presente estas circunstancias, y las que ni prácticamente con los estiramientos de los primeros ensayos hechos en las forjas con barretas de 100 milímetros de largo, que daban constantemente cifras exageradas, llegando hasta obtener un 28 y aún 35% de estiramiento para los aceros de 45 kilogramos de resistencia, lo que ponía de manifiesto que estas cifras se encontraban sumamente influenciadas con *los estiramientos de recogimiento* y, por consiguiente, que eran poco comparables entre sí para juzgar convenientemente de la maleabilidad del metal, pedí á las forjas que los ensayos se hicieran sobre barretas de 200 milímetros de largo como acostumbraban hacerlo las grandes compañías de ferrocarriles franceses, la marina, etc. Pero inmediatamente se tropezó con el inconveniente de que la cifra de 25% que se exigía para los estiramientos relativos, según el contrato, tratándose de aceros á los cuales, por otra parte, se les pide 45 á 50 kilogramos de resistencia á la ruptura por m/m<sup>2</sup>, es excesiva cuando se quiere operar con barretas de 200 milímetros de largo. Á más de esto no se puede prácticamente, en ninguno de estos casos, fijar cifras en absoluto, por cuanto la elasticidad de los aceros está en razón inversa con la resistencia y si un acero de 45 kilogramos de resistencia á la ruptura puede dar al ensayo sobre barretas de 200 milímetros de largo un 23% de estiramiento como cifra media; esta misma cifra, será excesiva, como término medio para los estiramientos de los aceros de 50 kilogramos de resistencia por m/m<sup>2</sup>.

Teniendo en vista todas estas circunstancias y la práctica comunmente usada á este respecto, que es de relacionar las resistencias de los aceros con los estiramientos por medio de la formula:

$$R + a = \text{constante}$$

en la cual  $R$  representa la resistencia por  $m/m^2$  á la ruptura;  $a$ , el tanto por ciento de estiramiento, se fijaron las cifras siguientes como condiciones que debían satisfacer los aceros:

Resistencia por $m/m^2$ á la ruptura . . . . .	45 á 50 kilogramos	
Tanto por ciento de estiramiento . . . . .	23 á 18	%
	—	—
	68	68

de modo que  $R + a = 68$

Debiendo todos los ensayos hacerse sobre barretas de 200 milímetros de largo.

Como tratándose de los puentes construidos para los ferrocarriles chilenos tiene interés para nosotros conocer los detalles de los demás materiales empleados en su construcción.

Se pidieron hierros para remaches *de la mejor calidad empleada para calderos de locomotoras*. Como esta manera de clasificar era muy vaga y no define realmente la calidad de los hierros, tomé para ellos las condiciones que se encuentran exigidas en estos mismos casos por la marina francesa y la Administración de Puentes y Calzadas y las compañías de ferrocarriles y que son las siguientes:

Los *hierros de remache* deben resistir un esfuerzo de tracción á la ruptura de 36 kilogramos por  $m/m^2$  con un estiramiento minimum de 24% tomando en cuenta la influencia de la sección sobre el estiramiento por medio de la fórmula  $l^2 = 80s$ , ensayando sobre barretas de 200 milímetros de largo.

Los *aceros de remaches* deberán resistir á un esfuerzo de tracción á la ruptura de 40 kilogramos por  $m/m^2$ , con un estira

miento relativo de 26% como *mínimum* teniendo en cuenta la influencia de la sección sobre los estiramientos por medio de la fórmula  $l^2 = 80 s$ , debiendo ensayarse sobre barretas de 200 milímetros de largo.

De esa manera se encuentra enteramente definida la calidad del metal: los demás ensayos de dobladuras, etc., son de carácter secundarios algunos de ellos, pero siempre se hacen para estar seguros de la maleabilidad del metal, etc., y entre ellos hay dos que son enteramente prácticos y que ahora se exigen por todas las administraciones. El primero es tomar el hierro de remaches y machucarlo en caliente de manera que la parte  $aa' bb'$  del cilindro se transforme en una sección cuadrada de la forma  $cc' dd'$  sin que el metal dé el menor indicio de sesgadas, hendiduras, etc. (fig. 1). Para los *aceros* se exige el mismo ensayo pero hecho en frío. Este ensayo tiene por objeto hacer trabajar al metal exactamente en la misma forma que lo que lo va á hacer trabajar el obrero después al hacer las cabezas de los remaches, con la diferencia que siempre es más difícil hacer un rectángulo  $cc' dd'$  que el redondo semi-esférico de una cabeza de remache, de modo que el ensayo exige al metal más trabajo que el que corrientemente tendrá que sufrir en la práctica.

La otra prueba se relaciona con la remachadura misma para cerciorarse de la buena obra de mano en el trabajo y con este objeto el inspector tiene el derecho de cortar hasta un 5% de los remaches en las diferentes cortaduras escogiendo los que quiera. Si cortados algunos remaches se observa que el cuerpo de ellos no llena bien los agujeros, que hay fallas ó cualquier defecto de mala ejecución de la remachadura el inspector podrá cortar entonces hasta un 10% de los remaches puestos, y si siguen dando indicaciones de mal trabajo toda la remachadura se corta y se hace de nuevo.

El ensayo experimental que se hacía antes haciendo saltar una costura á golpes de martillo y cuñas, no tiene ningún objeto

por cuanto no se pueden apreciar las presiones que se desarrollan y los esfuerzos de los golpes del martillo; por consiguiente, suponiendo que salten las cabezas de los remaches con los martillazos, ello no da la menor indicación sobre la calidad del metal ni sobre la construcción misma puesto que no se puede saber el esfuerzo que lo ha hecho ceder. Entre la remachadura misma tampoco dice nada, por cuanto la práctica demuestra que, según como se ponen las cuñas, se puede hacer que salten las cabezas ó que se rompan solamente los cuerpos de los remaches y en segundo lugar porque, como es natural, semejante experiencia se hace siempre sobre dos planchas cualquiera y no sobre las piezas de la construcción y el contraamaestre de los trabajos puede muy bien hacer remachar las planchas que se van á experimentar con un cuidado especial que no se pone en la construcción misma. Por estos motivos estos ensayos se han abandonado completamente y no los pide nadie á la fecha y se han reemplazado, con muy buen éxito, por la cortadura de un tanto por ciento (5%) de los remaches puestos en las piezas de la construcción, lo que permite examinar las costuras hechas en la práctica y no piezas preparadas *ad hoc*.

Los *aceros* que se piden para los remaches, son los *aceros sumamente dulces*, en los cuales el temple no tiene ninguna influencia sensible y que son los que en la práctica dan como máximo una resistencia de 47 kilogramos por  $m^2$  á la ruptura. Ahora como para un buen remache se exige una ductibilidad especial, se fija un estiramiento relativo bastante fuerte; por eso, para los puentes chilenos se han pedido como aceros de remaches los que dan una resistencia á la tracción de 40 á 45 kilogramos con un estiramiento mínimo de 26% operando sobre barretas de 200 milímetros de largo y tomando en cuenta la sección por medio de la fórmula

$$l^2 = 80 s, \text{ como para el hierro.}$$

Como este es un punto interesante detallaremos los demás ensayos que se prescriben para los hierros y aceros de los remaches de los puentes chilenos que construye el Creusot que son los mismos prescritos por la marina francesa y por el Ministerio de Trabajos Públicos.

#### ENSAYOS PARA LOS HIERROS

*Ensayos á la tracción.*—Las barretas tomadas de las barras de los hierros destinados para la confección de los remaches ó pernos de 200 milímetros de largo deberán dar, á la ruptura, una resistencia mínima de 36 kilogramos por  $m/m^2$  con un estiramiento mínimo de 26% tomando en cuenta de la influencia del diámetro por medio de la fórmula  $l^2 = 805$ .

*Dobladura en frío.*—Los hierros destinados á la confección de remaches deberán poder ser doblados en frío, bajo un ángulo de  $135^\circ$  y enderezados en seguida sin que ellos se quiebren ni manifiesten rasgaduras, etc., ni aún indicios de deterioro.

Estos mismos hierros deberán poder ser doblados en frío, á bloc, es decir, hasta que se junten las ramas sin que den indicios de rasgaduras, hendiduras, etc., etc. (fig. 2).

*Ensayos en caliente.*—Pedazos de barras de hierro tomadas de las destinadas á la confección de los remaches ó pernos, deben poder ser aplastadas, de manera de poder formar una cabeza sensiblemente circular de un diámetro igual a  $2\frac{1}{2}$  veces el espesor de la barra correspondiente sin que se produzcan rasgaduras ni hendiduras, etc.

*Soldaduras.*—Se quebrará una barra por la mitad y se reunirán los extremos soldándolas después de frío el hierro será reputado de buena calidad si la parte soldada, sometida á la tracción da una resistencia de  $\frac{1}{4}$  á lo sumo, menor que la barra no soldada.

Sólo hay que agregar los ensayos descritos anteriormente.

## ENSAVOS PARA LOS ACEROS

*Ensayos á la tracción.*—Las barras de acero destinadas á la confección de los remaches ensayados á la tracción sobre barretas de 200 milímetros de largo, deben dar una resistencia mínima á la ruptura de 40 kilogramos por  $m/m^2$ , con un estiramiento mínimo de 28% teniendo en cuenta la influencia de la sección por medio de la fórmula  $l^2 = 8 s$ .

*Dobladura en frío.*—Los aceros destinados á la confección de remaches deben poderse doblar en frío, bajo un ángulo de  $120^\circ$ , y enseguida enderezados sin que se produzcan rasgaduras ni hendiduras, etc.

*Ensayos al temple.*—Pedazos de barras serán calentados uniformemente hasta el rojo cereza un poco sombrío, y sumergidos bruscamente en agua de  $28^\circ$  centígrados. Así preparados ellos deben poder, sin dar ningún indicio de rasgaduras, hendiduras, etc., ser doblados en dos y aplastados á martillo de manera que las dos mitades se toquen longitudinalmente.

*Ensayos al martillo.*—Un pedazo de barra de acero, de los que van á servir para remaches, de un largo igual á dos veces su diámetro, será comprimido en frío de manera de reducirlo á la mitad de su largo primitivo sin dar ningún indicio de rasgadura ni hendidura, etc.

Otras barras de las mismas dimensiones calentadas hasta el rojo sombrío, deben poder ser reducidas por compresión á  $\frac{1}{3}$  ó  $\frac{1}{4}$  de su largo primitivo sin que den indicios de rasgaduras ni hendiduras.

Por último, para las fundiciones (rodillos soportes, etc.), completando así las exigencias de los materiales para los puentes chilenos, se exigió en los contratos fundiciones grises de primera calidad. Apuntaré en seguida los ensayos á que someten estos materiales.

1.º *Ensayos á la tracción* (poco usados): se hacen sobre barras coladas al mismo tiempo que las piezas (y de la frente de misma hornada) y en la forma de la figura 3; se someterán á la ruptura por tracción y se exige una resistencia mínima de 16 kilogramos por  $m/m^2$ .

2.º *Ensayo al choque* (se hace siempre).—Se hace sobre barras colocadas al mismo tiempo que las piezas de sección cuadrada de cuatro centímetros por costado. La barra se coloca sobre dos cuchillos espaciadas de 16 centímetros una de otra y reposando sobre un macizo de fundición. Se exige que estas barras resistan al choque de un mazo de 12 kilogramos de peso que cae de 40 centímetros de altura.

3.º *Ensayo á la flección* (hecho frecuentemente en menos proporción que los al choque).—Estos ensayos se hacen también sobre barras cuadradas, de cuatro centímetros por costado, coladas al mismo tiempo que las piezas.

Se disponen horizontalmente sobre dos cuchillas arregladas convenientemente sobre una base de fundición, y á las cuales se les aplica, por una disposición conveniente de palanca, las cargas que determinan la ruptura. Con un largo de palanca, generalmente usado de 1.<sup>m</sup> 50 se pide que la barra resista, por lo menos, una carga de 160 kilogramos. Las fundiciones de nuestros puentes han satisfecho siempre ventajosamente estas exigencias. (fig. 4).

Estas disertaciones sobre los materiales de los puentes chilenos, aunque salen un tanto del cuadro general del Estudio del Empleo del acero de las construcciones civiles, en cambio darán datos é indicaciones bastante útiles sobre los otros materiales de las obras metálicas sean ellas de hierro ó acero.

Concluiremos dando un cuadro comparativo, de las calidades de aceros etc., de los puentes chilenos comparados con otros de su especie, construídos en estos últimos años.

### Condiciones del empleo del acero para los puentes

FECHAS DE LOS DATOS	NOMBRES DE LAS FÁBRICAS Ó DE LOS PUENTES	RESISTENCIA Á LA RUPTURA POR MILÍMETRO CUADRADO	ESTIRAMIENTOS POR CIENTO CORRESPONDS.	LARGO DE LAS BARRETAS DE ENSAYOS	METAL DE LOS REMACHES	TRABAJO DEL ACERO POR M/M <sup>2</sup> .	OBSERVACIONES
<b>Datos suministrados á la comisión francesa del "Puente del Danubio"</b>							
1884	Fábrica de Batignolles.....	45 k. á 50 k.	20 a 18%	200 m/m.	acero	10 k. á 12 k.	Un agujero taladreado puede tener 6 m/m. mas que el punzoneado. Agujeros punzoneados i repasados al taladro.
	Id. de Fives-Lellie.....	45 á 50	20	200	hierro	10 á 11	
	Almirantazgo inglés.....	42 á 49	20	200	hierro	10.50	
	Fábrica del Creusot.....	42 á 45	22 á 20%	200	acero	10.50	
	Fábrica de Tene-Noir.....	42 á 45	22 á 20	200	acero	10	
1888	La Comisión.....	45 media	21	200	acero	12	R + a = 65 Agujeros punzoneados i reparados al taladro.
	Fábrica Caril.....	45 máxima	20	200	acero	12	
1887	Compañía P. 4. M.....	40 á 44	20	100	hierro	10	R + a = 62 Agujeros punzoneados i repasados a taladro.  Agujeros punzoneados i repasados a taladro.
	Marina francesa.....	{ palastros 42 { planchas 43 { perfila. f 44 { dos. { 42	22	200	acero	10	
			23	200	acero	10	
	Marina de Estados Unidos.....	{ 42.7 mínima { 42.2 á 49.2 { 45.7	25	200	acero	10	
24			25 á 23	200	acero	10	Ensayos al temple i dobladura.



## Condiciones del empleo del acero para los puentes

FECHAS DE LOS DATOS	NOMBRES DE LAS FÁBRICAS Ó DE LOS PUENTES	RESISTENCIA Á LA RUPTURA POR MILÍMETRO CUADRADO	ESTIRAMIENTO MÍNIMO	LARGO DE LAS BARRETAS DE ENSAYOS	METAL DE LOS REMACHES	TRABAJO DEL ACERO POR M/M <sup>2</sup> .	OBSERVACIONES
<b>Puentes en acero</b>							
	Puente de la Monongahela (América)	49.7 k. á 56.2 k.	18%	200 m/m.	acero	10.5 k.	{ Las piezas no trabajan más que á la extensión. { Agujeros punzoneados i repasados á taladro. { Agujeros taladreados. { Las piezas no trabajan sino á la compresión. { Agujeros taladreados. { Agujeros taladreados. { R + a = 68 { Agujeros punzoneados. { Agujeros punzoneados.
1880	Puente de Portsmouth.	56 á 58	12	200	acero	10.5	
1887	Puente Forth.	47 á 52	20	200	acero	11.8	
	Puente de Rouen (arco).	50	18	200	hierro	9	
1883	Puente jiratorio del Caen.	50	25	100	acero	10	
1886	Puertos de Lyon.	47 ± 3	24	100	acero	10	
1890	Puentes chilenos.	45 á 50	18	200	hierro	10	
	Línea de Tours á Sargé.	44 ± 4	24	100	acero	10	
<b>Opinión de algunos ingenieros de puentes y calzadas</b>							
	Mr. Bautider.	42 k. á 45 k.	25 á 22%	200 m/m.	acero	10 k.	{ Agujeros punzoneados i repasados á taladro. { Agujeros punzoneados i repasados á taladro. { Agujeros taladreados i repasados.
1885	Mr. Flamant.	45 media	22 media	200	acero	10	
1884	Mr. Conndére	55 media	19	200	acero	10 á 12	
NOTA.—La fábrica del Creusot y la Comisión del puente del Danubio, son de opinión que se puede estimar aproximativamente que el estiramiento de 24% medido sobre barretas de 100 m/m. es equivalente con el estiramiento de 20% medido sobre barretas de 200 m/m.							

El señor Constamin, en el Congreso de construcciones del año 1891, emitió la opinión de que no creía en las alteraciones que se temen para el metal, con las vibraciones del paso de los trenes por los puentes, etc., por cuanto ellos no existen (las alteraciones). Estas alteraciones se producen solamente cuando los metales son sometidos á esfuerzos superiores á su límite de elasticidad, lo que no sucede con los puentes ni con las construcciones civiles. Cita á este respecto un ensayo hecho sobre los hierros de un puente que la Compañía del Norte Francés había hecho construir hace 30 años, y que había sufrido sus vibraciones del pasaje de más trescientos mil trenes. Los hierros sacados de estos puentes, dieron *al tiempo de su fabricación*, en particular los de las cabezas, una resistencia de 37 kilogramos por  $m/m^2$  en los ensayos á la tracción; esos mismos hierros, 30 años después de un uso constante en el puente dieron 36, 37 y 38 kilogramos de resistencia á la tracción. Como se ve el hierro no había sufrido ninguna alteración, y esto es debido, á que su límite de elasticidad no había sido pasado con los esfuerzos que lo habían solicitado.

Inmediatamente se le observó al señor Constamin, en el mismo Congreso, que las leyes de Wohler, dicen que la fatiga máxima del metal, es cuando la carga varía entre un *mínimum en un sentido y un máximo en sentido opuesto*; en este caso la alteración es tanto más rápida cuanto la diferencia entre los esfuerzos extremos es mayor. Cuando el esfuerzo *varía entre cero y un máximo siempre en el mismo sentido*, la alteración se produce en los alrededores de 22 kilogramos; y por último, cuando las variaciones se producen *entre un mínimo y un máximo en el mismo sentido*, la alteración se produce, bajo cargas tanto mayores cuanto el mínimo es más elevado. Según esto, el señor Conndére, cree que las piezas de las cabezas de puente que han sido ensayadas por el señor Constamin, después de 30 años de uso, como es muy probable que no hayan

estado sometidas á esfuerzos *más que en un sentido*, según las mismas leyes de Wohler, *ellas no deberían experimentar ninguna alteración*, puesto que no han trabajado más allá de los límites de la elasticidad, que para el hierro está comprendido entre 18 á 22 kilogramos por  $m^2$ . Aún es muy probable, que en la práctica, estas piezas no hayan tenido nunca que soportar esfuerzos muy poco superiores á la mitad de estas cifras.

Este hecho, como se ve, pone aún más en evidencia, que las leyes de Wohler son más aplicables á las piezas de máquinas, que á las construcciones civiles ordinarias, que se calculan siempre en condiciones tales, que sus hierros ó aceros no trabajen sino con esfuerzos muy inferiores á los límites de elasticidad de los metales y que están poco expuestas á choques bruscos ó vibraciones exajeradas (salvo el caso de puentes colgantes).

Los cálculos hechos por el señor de Leber han permitido reconocer que *las cargas uniformemente repartidas, prescritas para los cálculos de puentes* por la circular del Ministerio francés del 9 de julio de 1877 (que es la que generalmente se emplea en Chile), son notablemente inferiores á las que corresponden en realidad en los casos más desfavorables de colocación de los trenes. Sin embargo, gracias á la moderación del coeficiente de trabajo del hierro, 6 kilogramos por milímetro cuadrado, hacen que las obras construídas y calculadas siguiendo esas prescripciones se mantengan con una regularidad suficiente. Bajo el punto de vista de los esfuerzos cortantes, la aplicación *literal de dicha circular*, conduciría á dar á las piezas de las vigas dimensiones enteramente peligrosas; lo que no se ha hecho en la práctica, por la necesidad de unir convenientemente las dos cabezas de las vigas maestras y la necesidad de dar una rigidez conveniente á la construcción, siguiendo ciertas reglas prácticas que han apartado este peligro.

Hasta hace poco tiempo, se fijó en Francia y casi en todo el continente de una manera uniforme, tanto en las obras técnicas

como en las circulares ministeriales, en 6 kilogramos por milímetro cuadrado, la tensión máxima que debían sufrir los hierros empleados en las construcciones civiles; pero después de las experiencias de los señores Wöhler y de Spangenberg, ha parecido razonable *hacer variar estos coeficientes según la relación que existe entre el peso-móvil y el peso-muerto*; pero evidentemente por otra parte se ha exagerado la importancia de las experiencias de Wöhler cuando se aplican á las construcciones civiles. Hechas estas experiencias en condiciones que no son en manera alguna semejantes con las que se encuentran en las construcciones metálicas fijas, si se aplicaran estrictamente como algunos han querido hacerlo, un gran número de las construcciones metálicas que se encuentran ejecutadas desde hace muchos años, demostrando su perfecta estabilidad; deberían considerarse como peligrosas: casi todos los puentes de viga continua ejecutados en el continente europeo deberían ser considerados como mal establecidos, sin embargo, ninguno de ellos exige reparaciones, ni gastos de mantención que justifiquen estas aserciones. Por este motivo, la práctica demuestra que las conclusiones de las experiencias de los señores Wöhler y de Spangenberg son más aplicables á las piezas mecánicas que se encuentran sometidas á esfuerzos análogos á los que sirvieron para hacer los ensayos. Respecto á las aplicaciones á las construcciones civiles, éllas sólo pueden servir para tener presente ciertas consideraciones generales.

La fórmula que generalmente se ha usado hasta ahora para determinar *el trabajo admisible para el hierro laminado ó soldado es el siguiente:*

$$i = 700 \text{ K} \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{S \text{ mínima}}{S \text{ máxima}} \right)$$

en la cual *S mínima* y *S máxima*, representan los esfuerzos algebraicos, minimum y maximum que incumben á la pieza considerada. Esta fórmula tiende á *hacer depender únicamente de*

la diferencia de los esfuerzos, el trabajo admisible máximo; el señor de Leber, en su obra hace ver que este principio es enteramente erróneo, y que es preciso hacer también variar el coeficiente de trabajo del metal, con relación al tramo ó luz del puente: lo que, bajo una forma más simple equivale á hacer variar el coeficiente de trabajo con relación al peso-muerto y al peso-móvil que solicita dichas piezas, puesto que estas relaciones, como es sabido, varían en cierta proporción con luz de los tramos. Siguiendo estas ideas Mr. de Leber da las dos fórmulas siguientes; una para *hierros soldados* y la otra para *hierros fundidos muy dulces ó aceros*:

$$\frac{i}{i_0} = 0,8 + 0,005 \frac{h}{r} \left( \frac{L}{r} \right)$$

$$\frac{i}{i_0} = 1,6 + 0,000016 \frac{h}{r} \left( \frac{L}{r} \right)^2$$

en las cuales se designa por  $L$  el largo de la pieza *supuesta empotrada en sus extremos*; por  $r$  el radio de la giración de la sección; por  $h$  la altura de la fibra más fatigada encima del eje neutro.

Estas fórmulas, que son las mismas de Love, pero más generalizadas, se aplican la primera cuando la relación buscada no excede de 3, y la segunda para cargas relativamente grandes. Mr. Leber hace ver que estas dos fórmulas dan resultados muy poco diferentes cuando la relación buscada es más ó menos 1,9. Si las relaciones son mayores se calculan mejor con la ayuda de fórmulas parabólicas, mientras que, para relaciones pequeñas, correspondientes a barras relativamente cortas, la fórmula rectilínea es la más conveniente. Comparando los resultados suministrados por estas dos fórmulas, con las que provienen directamente de la experiencia, se obtiene como conclusión que, para los puentes metálicos, en los cuales la relación buscada no

deberá pasar jamás de 3, convendrá siempre servirse de fórmulas rectilíneas, que son mucho más simples y que dan resultados suficientemente exactos, aun hasta con  $\frac{1}{l_0} = 4$  y más allá.

#### § IV.—TIPOS QUE ES PREFERIBLE ESCOGER EN ESTOS CASOS

Si una construcción dada, (supongamos un proyecto de puente), se estudia como para ser ejecutado con *hierro laminado* y después se sustituyera el *acero por el hierro sin cambiar el proyecto y conservando sus mismos elementos* las secciones transversales de las piezas, como es muy natural, *serían notablemente reducidas*. Así un montante de rejilla, sometido á una compresión de 20000 kilogramos, que exigía, en el proyecto calculado para *hierro laminado*, una sección transversal de 3333 milímetros cuadrados (haciendo trabajar los hierros con 6 kilos por milímetro cuadrado) sección que se puede realizar más ó menos prácticamente con cuatro escuadras de  $75 \times 75 \times 7$  realizando una sección transversal de cruz sumamente ventajosa para la resistencia á la compresión (fig. 5). Si ahora sustituimos el acero, en el proyecto, y aceptamos como coeficiente de trabajo 10 kilogramos por milímetro cuadrado de sección, tendríamos que con 2000 milímetros cuadrados de sección se resistiría perfectamente el mismo esfuerzo, es decir que con dos escuadras de  $75 \times 75 \times 7,5$  bastarían para resistir á los mismos esfuerzos. Pero, si cuatro escuadras formando cruz pueden dar una sección suficiente, en relación con la altura de la pieza comprimida y no dar lugar á deformaciones, dos escuadras de  $75 \times 75 \times 7,5$ , aunque se coloque en forma de cruz para tratar de realizar las mismas condiciones anteriores, pueden ser deficientes y dar montantes expuestos á deformaciones, porque sus secciones transversales no se encuentran en relación conveniente ni con la altura ni con los esfuerzos que sufren. (fig. 6).

Este pequeño cálculo nos bastará para poner de manifiesto que si en los *tipos de puentes destinados á ser ejecutados con hierro laminado substituímos el acero* serian peligrosos, pudiendo resultar para sus piezas secciones notablemente reducidas que resistirían mal á los esfuerzos que están llamados á soportar. Ó bien, para evitar estos peligros, sería muchas veces necesario recurrir á aumentar las secciones, más de lo necesario y por consiguiente tener un excedente de metal que haría perder por completo las ventajas de la sustitución. *Será pues sumamente útil, en los proyectos que se estudian para ser ejecutados con acero, tratar en lo posible de disminuir los elementos que los constituyen*, tratando así de reconcentrar los esfuerzos en un menor número de piezas, para poder dar á cada una de ellas secciones que no sean excesivamente pequeñas. Las piezas con secciones transversales muy pequeñas, á más de estar expuestas constantemente á deformaciones más ó menos serias, presentan generalmente gran superficie y por consiguiente sufren mucho las influencias destructoras de las acciones atmosféricas.

Lo expuesto anteriormente, nos hace ver, que para aprovechar convenientemente la mayor resistencia del acero hay que reconcentrar más y más los esfuerzos en un menor número de piezas, *es decir disminuir los elementos que constituyen el proyecto que se estudia*.

Así, por ejemplo, si en un caso dado, para una superestructura de un puente metálico de 30 metros de luz, *empleando el hierro* convendría usar una viga recta con rejilla doble; para aprovechar convenientemente la mayor resistencia *del acero*, al hacer la sustitución de un metal por otro, convendría usar la rejilla simple, disminuyendo los elementos del proyecto, reconcentrando sus esfuerzos en un menor número de barras. (fig. 7 y 8).

Hemos visto en el párrafo precedente, que á causa de la mayor elasticidad de los aceros, la disminución del *peso-muerto*, debido á la disminución de las secciones de las piezas, hace que

la influencia del *peso-movil* sea más sensible, y por consiguiente, las acciones de las vibraciones del metal más sensibles. Para atender á estas circunstancias, los ingenieros deben hacer variar los coeficientes de seguridad según los límites de los esfuerzos que sufren estas piezas y según sus largos.

Por otra parte, las piezas comprimidas, exigen un estudio especial de verificación de sus secciones; por consiguiente, es necesario que el ingeniero conozca lo más aproximadamente posible el valor de los esfuerzos que solicitan á cada pieza de la obra que proyecta, y para obtener estos resultados, se aconseja como es muy natural, hacer diseños lo más simple posibles, con el menor número de elementos, para que la determinación de los esfuerzos que solicitan á cada pieza puedan ser bien conocidos, si es posible, determinándolos por la estática simplemente. Como se ve, las dos consideraciones anteriores nos conducen á aconsejar como *característica* de los proyectos que se estudian para ser ejecutados con aceros, la *simplicidad de sus elementos*.

Como los coeficientes de elasticidad del hierro i del acero empleado en las construcciones civiles, son más ó menos iguales, resulta que, las *deformaciones elásticas* que sufren las construcciones, ó *sus flechas*, bajo cargas iguales, *para vigas del mismo alto*, serán sensiblemente proporcionales á las tensiones que soportan los materiales. Así, por ejemplo, si se ha tomado como base de los cálculos de un proyecto de construcción con hierro, 6 kilogramos de trabajo del metal por milímetro cuadrado y se sustituyen después los hierros por el acero, trabajando con 10 kilogramos por milímetros cuadrado, la sustitución del acero al hierro, traerá como resultado un aumento de flecha en la viga que estará en la misma relación de 10 á 6, es decir, de 1,66 á 1, (haciendo abstracción de la pequeña diferencia que existe entre los coeficientes de elasticidad de ambos metales). Supongamos un puente de 30 metros de luz, á cuya viga, calculada para ser construida con hierro laminado trabajando con 6 kilogramos



por  $m/m^2$ , se le ha dado una altura igual al  $\frac{1}{10}$  de la luz, es decir, 3 metros, y su flecha calculada, en el centro, sea de metros 0,005. Si sin cambiar las disposiciones de la viga sustituimos el acero al hierro, haciendo trabajar los aceros con 10 kilogramos por  $m/m^2$ , la flecha que tomará el puente, sometido á las mismas cargas de prueba que el anterior, será de  $0^m. 0083$ . Si esta circunstancia, fuera desfavorable para la construcción, y se exigiere que aun construída en acero su flecha no pasara de los  $0^m. 005$ , que habría tomado si se ejecuta con hierro laminado, tendría que cambiarse la altura de la viga, aumentándola, al pasar del hierro al acero en 66%, es decir, que tendría que dársele á la viga  $4^m 98$  de altura.

Se puede entonces decir, en general, que siempre que, en los proyectos donde los hierros laminados trabajan con 6 kilogramos por milímetro cuadrado, si se quiere que las vigas conserven las mismas flechas, al ser sustituido el hierro por el acero trabajando con 10 kilogramos por milímetro cuadrado, debe aumentarse la altura de la viga en un 66%. Si solamente se toma como coeficiente de trabajo del acero 8 k. 50 por  $m/m^2$ , como se aconseja actualmente, la altura de las vigas, para conservar las mismas flechas, deben ser aumentadas en un 42%.

En la práctica resulta que generalmente es poco aceptable un aumento de la altura de la viga de un 66 á un 42%; pero, en cambio, en la mayor parte de los casos, el mayor aumento en la flecha no trae ninguna consecuencia desfavorable y puede ser admitido sin inconveniente. Sin embargo, siempre que es posible se realiza en los proyectos de puentes para ser ejecutados con acero, un aumento en la altura de la viga de un 15 á un 20% sobre la altura que se habría tomado si se hubiera ejecutado con hierro laminado: de esa manera se consigue realizar construcciones muy satisfactorias.

Como regla general, se puede entonces establecer que *es conveniente que la altura de las vigas de acero sean de un 15 á*

*un 20% superior á las de hierro laminado.* Como la práctica aconseja como altura muy conveniente para las vigas de hierro laminado  $\frac{1}{10}$  de la luz de los tramos de un puente; para el acero, la proporción más conveniente se encontrará comprendida entre  $\frac{1}{8}$  y  $\frac{1}{8},5$  de la luz del tramo.

En resumen, tenemos, que los tipos más convenientes para las construcciones en acero, son los más simples, compuesto de pocos elementos, para aprovechar ventajosamente el aumento de resistencia del metal y poderlo calcular con la mayor precisión posible en todas sus partes, dando como altura de las vigas sometidas á la flexión  $\frac{1}{8}$  de la luz de los tramos si se quieren mantener flechas reducidas.

El tipo de los puentes construídos por el Creusot para las nuevas líneas férreas chilenas es el mismo que usa esta fábrica para la construcción de los puentes de la línea de San Gotardo, es decir, vigas continuas con cabezas rectas paralelas unidas con simples cruces de San Andrés y montantes verticales. La vía ha sido puesta ya inferior, ya media, ó bien superior según los casos y las exigencias locales, procurando siempre dar á las vigas la mayor altura posible. Hay puentes cuyos tramos son independientes cuando así se ha exigido siendo sus vigas del mismo tipo. Cuando el tramo ha sido superior á 50 metros se ha usado la rejilla doble en lugar de la simple cruz de San Andrés, por cuanto siendo entonces la altura de la viga superior á 5 metros, obligaría á colocar las piezas de puentes en los nudos y quedaban sumamente distantes unos de otros y, por otra parte, en estos casos se consigue mayor rigidez para la viga con la rejilla doble y ya para tramos tan largos no hay temor que los esfuerzos que se desarrollen en las barras sean tan pequeñas que obliguen á poner grandes secciones é inútilmente.

## § V.—CONSIDERACIONES ECONÓMICAS

Si el precio del acero, con relación al hierro, se mantuviese siempre como está actualmente, es decir, que el acero fundido corriente, importe 60 francos 50 centésimos los 100 kilogramos, y los hierros entre 28 á 30 francos los 100 kilogramos, no hay ventaja en la mayor parte de los casos, en reemplazar el hierro por el acero de las construcciones ordinarias. En este caso, el empleo de los aceros se limitaría siempre, como ha pasado hasta ahora, á las obras de dimensiones excepcionales ó casos especiales.

Pero si como es permitido suponer, dados los perfeccionamientos industriales de los establecimientos que se consagran á esta clase de producciones, los precios del acero y del hierro se nivelan más y más cada día hasta que el valor comercial del acero y del hierro sean iguales, la sustitución del acero al hierro en las construcciones metálicas se efectuará cada día más y más en toda clase de construcciones.

La disminución de peso que se obtiene generalmente en las obras sustituyendo el acero al hierro no alcanza, a la fecha, á ser suficiente para compensar ventajosamente la diferencia de precios. En las construcciones comunes, no se pueden disminuir las secciones transversales de las piezas, de una manera indefinida, aunque los cálculos conduzcan á secciones muy débiles, puesto que hay que atender á su rigidez y tener presentes las deformaciones posibles cuando estas piezas son comprimidas, etc., etc. Por eso la disminución del peso del metal empleado en estos casos no está en proporción con el aumento de resistencia del metal.

No pasa lo mismo con las obras de grande importancia, donde se desarrollan esfuerzos considerables y se puede sacar todo el partido posible de los metales de gran resistencia; para estos

casos, á pesar de las diferencias de precios actuales, hay ventajas de sustituir los hierros por los aceros. La práctica ha demostrado otro tanto, en las últimas construcciones ejecutadas notablemente en el puente Forth.

Por consiguiente, comercialmente hablando, á la fecha la sustitución del hierro por el acero en las construcciones civiles es ventajosa, en general, sólo para los grandes proyectos que conducirían á pesos exajerados de materiales si se emplease el hierro; pero como hay tendencia á que se igualen los precios de los hierros y de los aceros usados ordinariamente en las construcciones, si esta tendencia se acentúa, cada día habrá más ventajas en usar los aceros en las construcciones civiles ordinarias.

## § VI.—CONCLUSIONES GENERALES

Resumiendo lo expuesto anteriormente, podemos aceptar como CONDICIONES GENERALES *para el empleo del acero fundido en las construcciones civiles*, sin entrar en los detalles de cada caso particular, ni á examinar los casos extraordinarios, las siguientes:

1.<sup>a</sup> *Clase de material que debe emplearse.*—En las construcciones civiles son preferibles los *aceros dulces ó extra-dulces ó semi-dulces*, cuyas resistencias á la ruptura están comprendidas entre 35 á 60 kilogramos por milímetro cuadrado, y cuyos estiramientos relativos varían de 30 á 17%, que son los aceros que se laminan en palastros ó piezas perfiladas, y se fraguan ó se vacian en moldes según las necesidades de las construcciones.

2.<sup>a</sup> *Cálculos de las construcciones de acero.*—Puesto que se disminuye el *peso muerto* de las construcciones *haciéndose más sensible la influencia del peso-móvil* por cuya causa pueden aumentar las trepidaciones; y por otra parte se puede ser conducido por el cálculo á tener secciones transversales muy peque-

ñas, que no son convenientes en la práctica, sobre todo en las piezas comprimidas; y teniendo presente que según las experiencias de Wöhler y Spangenberg, la repetición de los esfuerzos es para los metales una causa especial de alteración, que no es en manera alguna, proporcional al valor absoluto del máximo del esfuerzo y que el caso más desfavorable para la duración del metal es cuando el esfuerzo varía entre dos valores iguales opuestos, es decir entre una tensión máxima y una compresión de la misma intensidad.

*Hay que hacer los cálculos de estas construcciones en todos sus detalles cuidando emplear coeficientes de resistencia adecuados para cada pieza, según los esfuerzos máximos y mínimos que tengan que soportar, y ESTUDIAR CONVENIENTEMENTE las secciones de las piezas comprimidas.* El coeficiente de trabajo del acero, no debe pasar de 10 kilogramos por  $m/m^2$ . Hay que cuidar también en la mayor parte de los casos de hacer los cálculos, *no suponiendo que el peso móvil sea una carga uniformemente repartida, como se ha acostumbrado generalmente, porque esta suposición puede dar lugar á obtener tensiones menores que las que se desarrollan realmente con la pasada de las locomotoras y trenes de gran peso que se usan actualmente y estudiar las posiciones más desfavorables del peso móvil.*

3.<sup>a</sup> *Tipos que son preferibles en estos casos.*—En estos casos, los tipos más simples son los mejores, y los compuestos de menos elementos, tanto porque permiten aprovechar convenientemente el aumento de resistencia de la materia, como porque se prestan más fácilmente para ser calculados con exactitud y darse cuenta completa de las tensiones, compresiones ó flexiones que solicitan á cada pieza para según eso calcularlas convenientemente.

Para que el aumento de flechas no sea muy sensible, *es conveniente dar á las vigas  $\frac{1}{8}$  de la luz como altura y no  $\frac{1}{16}$  como se usa constantemente con el hierro laminado.*

4.<sup>a</sup> *Ensayos de los materiales de construcción.*—Dada la va-

riedad de aceros que se obtienen por fundición, según el tanto por ciento de carbono que contienen, se hace indispensable *asegurarse de la calidad de los metales por medio de ensayos continuos á medida que se elaboran* y ejercer una vigilancia constante durante la construcción de la obra; y

5.<sup>a</sup> La generalización del empleo del acero, dependerá de su precio con relación á los hierros laminados; mientras más tiendan á igualarse estos precios, más conveniencia habrá en sustituir el acero al hierro.

---

## II

### PROGRAMA

- I.—Máquinas de ensayar.
- II.—Marcha de un ensayo.
- III.—Causas que influyen en los ensayos.
- IV.—Ensayos que hay que hacer para verificar la buena calidad de los aceros.
- V.—Ejecución y elaboración de las piezas.

---

#### § I.—MÁQUINAS DE ENSAYAR

1. Ya hemos visto la importancia que tienen los ensayos, repetidos y continuos, de los hierros y aceros destinados á las construcciones civiles: analicemos ahora sumariamente la manera de ejecutar estos ensayos y las precauciones que hay que tomar para evitar los errores y poder hacer comparables una serie de ensayos con otra cualquiera.

No entraré en la descripción de la variedad de máquinas ó aparatos que se emplean para esta clase de operaciones, sólo

haré notar que, en general, conviene *emplear máquinas de una potencia proporcionada á la resistencia de las piezas que se ensayan*, conviene evitar que toda máquina dé lugar á vibraciones durante las experiencias; así, en las máquinas pequeñas que son verdaderas balanzas romanas, generalmente, cada vez que se agregan pesos, se provocan vibraciones, lo que debe evitarse en una operación cuidada. En estos casos se obtienen esfuerzos sucesivos, sin oscilaciones, reemplazando el platillo donde se ponen los pesos por un receptáculo, en el cual se recibe un chorro de agua. Las máquinas de 50 á 100 toneladas funcionan con presión hidráulica, y sus esfuerzos son medidos ó por una romana ó por manómetro.

2. *Unión de las barras de ensayo á las piezas de la máquina.*—La manera de fijar ó amarrar las barras que se han preparado para los ensayos, varía naturalmente con la forma de las piezas ó ganchos de las máquinas que deben recibirlas; pero, *en todo caso, es necesario que el eje de la barra que se va á ensayar esté colocado exactamente en el eje de la máquina.*

Para satisfacer esta condición esencial de una buena máquina de ensayar materiales, y permitir centrar con facilidad todas las barras que se quieren ensayar, á pesar de su variedad de formas, sean redondas, cuadradas, etc., se han ideado muchos procedimientos y sólo citaremos como los mejores los de las máquinas del sistema Thomasset, los del sistema Desgoffe y Olivier y los del sistema del profesor Thurcton.

3. *Medidas de las deformaciones.*—La medida exacta de las deformaciones que sufren las piezas que se ensayan, es necesaria; puesto que éllas dan las indicaciones más seguras sobre la clase de metal empleado.

Para proceder con exactitud se trazan sobre la barra dos puntos de referencia (con la lima ó con el punzón), los cuales determinan el largo útil  $l$  de la barra (fig. o). Si no se quiere medir más que los estiramientos sensibles ó simplemente el estiramiento

to total á la ruptura, el compás ú otro aparato semejante bastan para ello.

Para las necesidades de la práctica, midiendo las deformaciones con *un milímetro de aproximación*, se obtienen resultados enteramente satisfactorios, puesto que para una barra de ensayo de  $l = 200$  milímetros, la aproximación corresponde á un 0,5%. Pero para medir los estiramientos elásticos, es preciso emplear aparatos de precisión, tales como el catetómetro que da aproximaciones de  $1/1000$  de milímetros; sin embargo, puede hacerse la objeción de que el catetómetro que se emplee sea de aproximaciones más rigurosas que la misma máquina de ensayar. Para evitar estos inconvenientes se han usado los aparatos *Thomas-set* y los denominados *Bauschinger*.

## § II.—MARCHA DE UN ENSAYO

1. Si tomamos una barra, y la cargamos y descargamos sucesivamente, veremos que el metal se altera y las deformaciones que estos esfuerzos sucesivos y discontinuos producen, se superponen y se aumentan sucesivamente *y á más de eso, la resistencia viva á la ruptura disminuye constantemente*. Por consiguiente, es necesario al hacer los ensayos que los esfuerzos á que se someten las barras *sean continuos hasta la ruptura*.

Si sometemos á un ensayo á la tracción, la barra  $AB$  y observamos sus deformaciones á intervalos bastante aproximados los unos de los otros, sobre todo, *durante el período de las deformaciones elásticas*, en el cual los estiramientos corresponden con las cargas ó esfuerzos que soporta el metal, se podrá trazar la línea *o a c r* (fig. 2) que representa la marcha de estas deformaciones, siendo el eje de las  $X$  el de las deformaciones y el eje de las  $Y$  el de las cargas sucesivas ó de resistencia del metal. Á medida que el estiramiento se produce, como el volumen de la pieza siempre es el mismo, la sección forzosamente dismi-



nuye. Si llamamos  $S$  la sección primitiva y  $S'$  la sección después del estiramiento (fig. 1) tendremos forzosamente  $S' < S$ . Si se quiere operar rigurosamente, y medir la sección  $S'$ , que toma la barra después de estirarse bajo la influencia de cada carga sucesiva, evidentemente que los valores de las resistencias por milímetro cuadrado serían superiores á los obtenidos, considerando la sección  $S$  primitiva como invariable; si con esos valores construyéramos la curva  $oac r$  de la figura 2, tendríamos, para este caso una curva de deformaciones  $o a K$ . En la práctica basta referir las resistencias del metal por milímetro cuadrado de sección, á la sección primitiva de la barra que se ensaya; puesto que estos ensayos se ejecutan *justamente para determinar las secciones primitivas de las barras de un proyecto de construcción*, y no sus secciones deformadas con los pesos de prueba á que deben ser sometidas.

Á medida que el esfuerzo de tracción aumenta, la barra  $AB$  va desformándose proporcionalmente con dichos esfuerzos, este es el primer período de las deformaciones, llamado el período *elástico*, y la resistencia  $R_e$  por milímetro cuadrado que es capaz de desarrollar el metal en estas circunstancias, es su límite de elasticidad. Si miramos la curva  $oac r$ , veremos que las deformaciones son proporcionales á los esfuerzos hasta la abscisa  $ob$ , por consiguiente la ordenada  $P$  marca la resistencia  $R_e$  límite de la elasticidad. Después del período de deformaciones *elásticas*, éstas se siguen produciendo de una manera rápida y ya *no son proporcionales* con los esfuerzos que tiene que soportar la barra que se ensaya, sino cada vez mayores: la curva que representa entonces los lugares geométricos se asemeja á una rama de parábola, como se ve en la parte  $ac r$  (fig. 2); pero llega un momento en que sin aumentar la carga de prueba la barra se deforma y se produce en un punto cualquiera de élla un recogimiento de sección que precede inmediatamente á la ruptura, deformación que se encuentra representada en la parte punteada

de la fig. 1. Este tercer período, que se llama *período de recogimiento* (*striction*) da lugar á estiramientos y deformaciones especiales que se llaman recogimiento. Como la sección final  $s$ , donde se produce la ruptura, es mucho menor que la sección  $S'$  del segundo período  $s < S'$ , la tensión  $R_r$  de ruptura que soporta el metal por milímetro cuadrado disminuye un poco: si se opera con aparatos automáticos (como el sistema Thomasset) se obtiene como lugar geométrico de las resistencias la curva  $oacrg$ , en la cual la parte  $rg$  representa el último período y no la recta  $rf$  que dan las romanas para el período de recogimiento. La ordenada  $og$  da por consiguiente el valor de la resistencia á la ruptura  $R_r$  por milímetro cuadrado de sección.

2. *Ensayos a la flexión.*—Para hacer los ensayos á la flexión se procede como para los ensayos á la tracción, marcando los puntos de referencia  $A B$  de la barra (fig. 3), correspondientes á los apoyos para medir exactamente la distancia  $l$ . Se observan y miden con proligidad las flechas durante el período de *elasticidad*, es decir, mientras las flechas son proporcionales á los pesos  $P$  que solicitan la barra por medio de una barra  $b$  y un aparato multiplicador. Pasado el período de la elasticidad hasta la ruptura basta generalmente medir las flechas con el compás ó con un metro bien cuadrado de milímetro en milímetro. Si se quiere hacer el ensayo con toda proligidad será necesario tomar en cuenta el movimiento de rotación que sufren los puntos de referencia  $A B$  y  $C$ . Tomando la línea  $A B$  del centro como la de la fibra neutra, se pondrán aparatos multiplicadores en los puntos  $A$  y  $B$ , movidos por las barras  $b'$  y  $b''$ : estos aparatos, convenientemente instalados, permitirán apreciar los movimientos de dichos puntos. Para cada flecha se observa la carga  $P$  que la provoca y se calcula el valor correspondiente del trabajo  $R$  del metal por milímetro cuadrado de sección por medio de la fórmula  $R = \frac{V}{l} \cdot \frac{Pl}{4}$  fórmula general de la flexión; si la pieza que se

ensaya es rectangular tendremos según las fórmulas generales para este caso  $R = 1,5 \frac{P l}{ab^2}$ .

Si se quiere tener el lugar geométrico de esta resistencia sobre dos ejes rectangulares, se tomarán á escala las flechas sucesivas en el eje de las abscisas y los diferentes valores de  $R$  calculados para cada flecha en el eje de las ordenadas. El punto donde la línea representa el lugar geométrico de estas relaciones deja de ser recta, es por consiguiente el punto donde las flechas dejan de ser proporcionales á los pesos, ó sea el *límite de la elasticidad de la pieza á la flexión*. El valor de  $E$  en este caso se determina por medio de la fórmula siguiente en función de la flecha de la pieza en este momento  $E = \frac{Pl^2}{48 I f}$ . Si la pieza es rectangular, su módulo de flexión  $E$  será  $E = \frac{Pl_3}{4 ab^2 f}$ .

### § III.—CAUSAS QUE INFLUYEN EN LOS ENSAYOS

1. Para fijar el coeficiente de resistencia deben hacerse varios ensayos sobre barras exactamente calibradas y sacadas de la misma pieza ó de piezas idénticas que presenten los mismos caracteres físicos y después tomar el término medio. Para las piezas de fundición deben modelarse las barras de ensayos, sacando el metal de los mismos crisoles ó de la misma colada con que se van á llenar los moldes de las piezas pedidas. Para las piezas de grandes dimensiones ó lingotes, de las cuales no es posible sacar barras de ensayos, es necesario forjar trozos con dimensiones convenientes con los mismos materiales de los lingotes ó de la gran pieza; pero, en este caso, como la forja modifica las condiciones de la resistencia del metal estos resultados no son admisibles sino para ensayos comparativos.

Constantemente para un mismo metal los resultados de los ensayos no son idénticos y varían:

1.º Según la resistencia de los puntos de referencia ó cabezas de la barra ensayada.

2.º Según la relación que existe entre el largo y la sección de la barra que se ensaya y si es redonda entre el largo y el diámetro.

3.º Los resultados varían también con la forma de la sección

4.º Con el modo de aplicar las cargas sucesivas.

5.º Duración del ensayo y la temperatura á que se opera.

Como se ve, para que dos ensayos, hechos con pedazos sacados de la misma pieza, sean comparables, tienen que ser ejecutados con barras del mismo largo y de la misma sección, tanto en su forma como en su valor numérico. En las mismas condiciones de arreglo de la máquina y fijando las barras de la misma manera, ejecutarlos el mismo operador y á la misma temperatura ambiente.

Desgraciadamente la variedad de dimensiones y proporciones adoptadas para las barras de ensayos hace casi imposible una comparación razonada de los resultados obtenidos.

2. Examinando especialmente lo que se pasa con los aceros, vemos según el informe redactado por el señor Barba después de los ensayos hechos en el Creusot, los resultados siguientes que ponen de manifiesto las influencias perturbadoras de que hemos hablado. Si consideramos la barra cilíndrica  $AA\ BB$  (fig. 4), sometida á esfuerzos de tracción, después de estirada esta barra, habrá naturalmente disminuído su diámetro, puesto que conserva el mismo volumen y habrá tomado la forma  $aa\ bb$ , y su estiramiento habrá sido de  $B\ b$ . Pero si la barra primitiva  $AA\ BB$  hubiera tenido una cabeza  $A'A'\ CC$ , como al ser sometida la barra á los esfuerzos de la máquina de ensayar, el cilindro  $AA\ BB$  se estira y disminuye su diámetro sin que la cabeza  $A'A'\ CC$  varíe de forma, es claro que tiene que efectuarse la unión de las dos secciones, la desformada  $aa\ bb$  con la invariable  $A'A'\ CC$  primitiva de la cabeza del remache ó pieza

que se ensaya, por medio de las curvas  $Ac\ Ac$ ; pero como por otra parte el volumen permanece constante, y no puede realizarse el cilindro  $ab\ ab$ , á causa de las curvas de unión  $Ac\ Ac$ , que forman un tronco de cono esférico con la base fija  $AA$ ; lo cual hace aumentar el volumen de la parte superior. Por consiguiente, tiene que disminuir el estiramiento por causa de la cabeza de la barra y sólo llega á  $b'\ b'$  de tal manera que se tenga el volumen del cilindro  $AA\ BB$  igual á  $Ac\ b'\ b'\ c\ A$ . Como se ve es evidente, que por causa de la cabeza, una pieza cilíndrica, del mismo diámetro y del mismo metal, tiene que disminuir su estiramiento de cierta cantidad  $bb'$ . Para verificar prácticamente y medir esta diferencia, se han medido los estiramientos, sobre un largo  $l$  variando de 50 á 500 milímetros sobre pedazos tomados de la misma barra, y sobre 10 barras separadas variando también de 50 á 500 milímetros entre los puntos de referencia, y con una distancia constante entre los puntos de referencia y las cabezas. Estas barras eran de acero y tenían un diámetro  $d = 17,2$  m/m. y han dado como valor del coeficiente  $R_e$  de elasticidad  $R_e = 23.7$  y como resistencia por milímetro cuadrado á la ruptura  $R_r = 37$  kilogramos. El cuadro siguiente demuestra alguno de los resultados extremos:

Largos $l$ en milímetros.....	50.	100.	200.	300.	450.	
Relación del largo al diámetro $n = \frac{l}{d}$	3.	6.	12.	18.	27.	
Barras redondas sin cabezas.....	Estiramientos.....	Mínimo 25.4	40.	66.	88.	116.
	Totales en tanto por ciento...	Máximo 50.8	40.	33.	29.5	25.8
10 barras redondas, con cabezas, distancia constante de las cabezas al punto de referencia.	Estiramientos.....	21.	32.	54.	78.	112.
	Totales en tanto por ciento..	42.	32.	27.	26.	24.9
Diferencias sobre los estiramientos en tanto por ciento.....	8.8	8.	6.	3.5	0.9	

En las dos series de ensayos se ve que el tanto por ciento de estiramiento, disminuye á medida que la relación del largo al diámetro aumenta. Si representamos gráficamente los resultados anteriores (fig. 5) y tomamos como abscisas los largos  $l$  de las barras ensayadas, y en ordenadas, los estiramientos totales, se obtiene que la línea que los representa  $AB$ , es una línea recta; por consiguiente *antes del recogimiento de la sección (striction)* el tanto por ciento de los estiramientos sucesivos es igual á la tangente del ángulo  $a$  y tenemos  $\% a = \text{tang. } a$  y es constante: y el estiramiento total  $a \text{ total} = \text{tang. } a \cdot l$ , ó lo que es lo mismo es proporcional al largo de la pieza.

Prolongando la línea  $AB$  hasta cortar el eje de las  $Y$  obtenemos ordenada  $ob = i_s$  que representa el estiramiento constante del *período de recogimiento de la sección (striction)*. Se ve también del examen de la figura que el tanto por ciento de estiramiento total, disminuye á medida que el largo  $l$  de la barra aumenta, siempre que su diámetro  $d$  quede constante, ó bien á medida que la relación del largo al diámetro  $\frac{l}{d}$  aumenta.

3. Los ensayos hechos en el Creusot prueban también que *las barras cuyas dimensiones homólogas son proporcionales*, dan á la tracción resultados sensiblemente iguales. A consecuencia de esta *ley física*, y de la diversidad de dimensiones que imponen las exigencias especiales y la diversidad de piezas que hay que ensayar, cuando se trata de la recepción de los materiales de una construcción dada, las administraciones han adoptado generalmente para la relación del largo del diámetro de las barras de ensayos, una constante  $\frac{l}{d} = \text{constante}$ . Así las barras tipos de los ensayos del Creusot son  $d = 16 \text{ m/m.}$  su sección  $s = 200$  y su largo  $l = 100$ ; por consiguiente  $l:d = 6,25$  y  $l^2:s = 50$ . Las barras tipos de los ensayos de la Compañía París-Lyon-Mediterráneo son  $d = 25,2 \text{ m/m.}$   $s = 500$ ,  $l = 200$  de donde  $l:d = 8$ ,  $l^2:s = 80$ . Esta ley de similitud, enunciada por los señores Marie y Levar-

teur, para las barras cilíndricas, fué verificada por el señor Barba para la barras rectangulares.

4. Los materiales destinados á una construcción dada, tienen dimensiones sumamente variadas, así, por ejemplo, los que se ensayan constantemente en las forjas del Creusot, para los puentes de las nuevas líneas en construcción son:

*Palastros de acero* de 6, 7, 8, 9 y 10 milímetros de espesor.

*Planchas de acero* de  $50 \times 7$ ,  $60 \times 7$ ,  $80 \times 8$ ,  $95 \times 7$ ,  $130 \times 6$ ,  $130 \times 7$ ,  $150 \times 9$ ,  $230 \times 8$ ,  $275 \times 8$ ,  $300 \times 6$ ,  $300 \times 8$ ,  $340 \times 8$ ,  $350 \times 8$ ,  $370 \times 8$ ,  $400 \times 8$ ,  $400 \times 9$ ,  $450 \times 8$ ,  $470 \times 8$ ,  $475 \times 8$ ,  $500 \times 8$  y  $600 \times 10$ .

*Aceros perfilados* en  $\text{—}$  de  $140 \times 52 \times 8$ ,  $175 \times 70 \times 7$ ,  $175 \times 70\frac{3}{4} \times 8$ ,  $175 \times 71\frac{1}{2} \times 8$ ,  $175 \times 73 \times 10$ ,  $200 \times 80 \times 8$ ,  $200 \times 82 \times 10$ ,  $200 \times 83 \times 11$ ,  $200 \times 84 \times 12$ ,  $250 \times 80 \times 10$ ,  $250 \times 83 \times 11$ ,  $250 \times 84 \times 12$ ,  $250 \times 85 \times 15$ .

*Aceros perfilados* en T de  $100 \times 60 \times 8$ ,  $115 \times 70 \times 8$ ,  $130 \times 70 \times 9$ ,  $150 \times 82 \times 11$ .

*Aceros perfilados en ángulos ó escuadras* de  $60 \times 60 \times 5$ ,  $60 \times 60 \times 6$ ,  $60 \times 60 \times 7$ ,  $70 \times 70 \times 7$ ,  $70 \times 70 \times 8$ ,  $80 \times 60 \times 7$ ,  $80 \times 80 \times 7\frac{1}{2}$ ,  $80 \times 80 \times 8$ ,  $90 \times 90 \times 10$ ,  $100 \times 80 \times 8$ ,  $100 \times 100 \times 9$ ,  $100 \times 100 \times 10$ ,  $100 \times 100 \times 11$ .

Como se ve, los pedazos que se pueden sacar de esta variedad de planchas, palastros y aceros perfilados, tienen dimensiones muy diferentes según los espesores de dichas planchas ó de las ramas de las escuadras U ó T, etc., y como no sería práctico, estar forjando para cada uno de los ensayos barras especiales, con acero de la misma colada, para que de esa manera todas las barras de ensayos tuvieran secciones homólogas proporcionales, se ha fijado el largo de la barra en 100 milímetros  $l = 100$ , dándole, por lo demás, las dimensiones que se puedan realizar más convenientemente.

Estos ensayos, en la práctica, aunque las secciones que así se obtienen para las barras son perfectamente homólogas, dan sin



embargo, indicaciones más que suficientes para juzgar de la calidad y resistencia del metal: solamente en estos casos, no hay que juzgar muchas veces por el valor absoluto de las cifras, sino que también hay que tener presente el espesor de la barra ensayada, con relación á sus otras dimensiones.

La influencia de la sección se hace muy sensible también cuando el largo de las barretas de ensayos es muy pequeña, por cuanto en esos casos las influencias de los estiramientos de *recogimiento* son muy sensibles y hacen muy poco comparables y muy poco seguros los datos obtenidos directamente del ensayo. Por este motivo ya se ha adoptado, como regla general, admitida por casi todas las administraciones, que los ensayos á la tracción se hacen sobre barretas de 200 milímetros de largo por lo menos. Ya hemos visto á este respecto que en las condiciones estipuladas para los aceros de los puentes de las nuevas líneas chilenas que se contrataron con el Creusot, se pidieron metales de una resistencia comprendida entre 45 á 50 kilogramos por  $m/m^2$ , con 25% *mínimum* de estiramiento relativo, sin fijar el largo de las barretas de los ensayos, por lo cual los primeros ensayos se hicieron sobre barretas de 100 milímetros de largo; pero si bien los resultados de estos ensayos me daban indicaciones bastantes sobre la resistencia del metal, no pasaba otro tanto respecto á la ductibilidad por cuanto sus estiramientos eran sumamente variables y generalmente excesivos, puesto que no era raro obtener un 28, á 30 y aun 35% de estiramiento, lo que, á primera vista podía hacer creer que los aceros suministrados ya no eran de la clase numero 9 que pedían á las forjas, sino del numero 10 ó de los que se llaman generalmente *hierros fundidos*. Y sin embargo, todo el mal estaba en el largo de la barreta de ensayo que era muy corta fijándola en 100 milímetros la influencia del *recogimiento* era muy sensible y no se podía apreciar su perturbación en los resultados.

Para subsanar el inconveniente, se procedió inmediatamente

á hacer los ensayos sobre barretas de 200 milímetros de largo, los resultados obtenidos fueron inmediatamente más regulares y las cifras de los estiramientos menos variables y por consiguiente más comparables entre sí. Pero como para operar con barretas de 200 milímetros de largo, la cifra de 25% fijada como minimum de los estiramientos, era muy fuerte para aceros que debían dar una resistencia de 45 á 50 kilogramos á la tracción y como, por otra parte, es sabido que el estiramiento varía siempre en razón inversa con la resistencia, para ponernos en condiciones prácticas y en relación con los metales que se exigían, se fijó la cifra de 23% como estiramiento mínimo haciéndola variar con relación á la dureza del metal por medio de la relación ya conocida y aceptada en la práctica de  $R + a = \text{constante} = 68$ . De ese modo quedaron los aceros perfectamente caracterizados por las relaciones siguientes:

Resistencia por $m/m^2$ á la ruptura . . . . .	45 á 50 kilogramos
Tanto por ciento de estiramiento . . . . .	23 á 18 %
	— —
De modo que $R + a = \text{constante} =$	68 68

Quedando así en mejores condiciones que las exigidas por la comisión francesa del puente del Danubio, que sólo pedía aceros de resistencia media de 45 kilogramos con un estiramiento medio de 21% de manera de obtener siempre  $R + a = 65$ , de modo que, en este caso, sólo se exigían las relaciones siguientes:

Resistencia por $m/m^2$ á la ruptura de . . . . .	45-50 kilogramos
Estiramientos . . . . .	20-15 %
	— —
Para obtener $R + a = \text{constante} =$	65-65

Como se ve, mientras los aceros de los puentes chilenos de 45 kilogramos de resistencia por  $m/m^2$  deben dar un estiramiento

de 23% para obtener la constante 68, los pedidos por la comisión del Danubio sólo deben dar para la misma resistencia y operando siempre sobre barretas de 200 milímetros un 20%. La diferencia se hace más sensible con los aceros más duros de 50 kilogramos por  $m^2$  de resistencia para los cuales la comisión del Danubio los acepta con un 15% de estiramiento, cuando para nuestros puentes y en las mismas condiciones se exige un minimum de 18%.

Con mayor razón hemos quedado en condiciones bastante superiores á las exigidas por la compañía de ferrocarriles francesa de Paris Lyon Mediterranée, la cual pide aceros de 40 á 44 kilogramos de resistencia con un estiramiento de 20% de modo que  $R + a = \text{constante} = 62$ . El acero de 45 kilogramos en este caso sólo debe dar un 17% de estiramiento para obtener  $R + a = 62$  ó sea  $45 + 17 = 62$ , además hay que observar que la compañía P. L. M. sólo exige ensayos sobre barretas de 100 milímetros de largo.

Aunque no se puede fijar de una manera absoluta cuál es la influencia de los estiramientos de recogimiento sobre los ensayos hechos sobre barretas de 100 milímetros comparados con los hechos con las de 200 milímetros de largo, sin embargo, como regla general se cree que la perturbación *no puede ser menor de un 4%*, de modo que un estiramiento de 24% medido sobre barretas de 100 milímetros corresponda un estiramiento de 20% del mismo acero si se ensaya con barretas de 200 milímetros. Por eso, como regla general, cuando se quieren comparar cifras de ensayos de aceros hechos con barretas de 100 milímetros de largo, con los que se obtienen con barretas de 200 milímetros, hay que disminuir por lo menos en 4% los estiramientos de los primeros para hacerlos comparables con los segundos.

La práctica ya de más de dos mil ensayos hechos sobre los materiales de los puentes de las nuevas líneas me ha confirmado

completamente este hecho por cuanto podría citar no pocos ejemplos en que la perturbación de los estiramientos de recogimiento sobre barretas de 100 milímetros, es bastante superior á un 4%; para fijar más las ideas puedo decir que, en un 25% de los ensayos hechos sobre barretas de 100 milímetros de largo, la influencia de los estiramientos de recogimiento comparándolos con aceros de la misma resistencia á la *ruptura* ensayados sobre barretas de 200 milímetros es superior á un 4%, en el resto de los ensayos la proporción varía entre el 4 y el 5%.

En los ensayos de los aceros y hierros redondos la influencia de la sección también es notable y en la práctica mediante las observaciones continuas dadas por los resultados de los ensayos se ha admitido que la influencia de la sección sobre los estiramientos se encuentra relacionada por medio de la fórmula  $l^2 = 80 s$ , en la cual  $l$  = largo de la barreta y  $s$  = sección de la barra ensayada.

Teniendo presente esta circunstancia, como lo hemos visto, fué que se fijaron como condiciones para los hierros de los remaches y pernos de los puentes chilenos, las condiciones de 36 kilos, como resistencia á la ruptura (mínimum) con un estiramiento de 24 % minimum, medido sobre barretas de 200 m/m, tomando en cuenta la sección por la fórmula de  $l^2 = 80 s$ ; y para los *aceros* 40 kilos de resistencia mínima, con un estiramiento de 25% minimum, teniendo en cuenta la misma fórmula, para la influencia de las secciones y operando siempre sobre barretas de 200 m/m.

Para evitar estar haciendo estos cálculos continuamente, procedí á construir una gráfica que diera inmediatamente los resultados de las fórmulas anteriores, teniendo presente todos los diámetros que prácticamente se usan en los hierros y aceros destinados á la confección de pernos y remaches. Para ello se determinaron los largos  $l$ , de la fórmula y se pusieron en ordenadas y en abscisas los diámetros y se obtuvo así la línea que representa

el lugar geométrico de los estiramientos, con respecto á los diversos diámetros. Los elementos de lo ordenado fueron los siguientes:

$p = 10$ m/m.	15 m/m.	20 m/m.	25 m/m.	30 m/m.	milímetros.
$S = 78.54$ m/m <sup>2</sup> .	176.71	314.16	490.87	706.85	milim. cuads.
$l^2 = 80 \times 78.54 = 6283.20$			$l = \sqrt{6283.20} = 79$ m/m.	núm. redondo	80 m/m.
$l^2 = 80 \times 176.71 = 14136.80$			$l = \sqrt{14136.80} = 119$ m/m.	id.	id. 120 « 0.40
$l^2 = 80 \times 314.16 = 25132.80$			$l = \sqrt{25132.80} = 159$ m/m.	id.	id. 160 « 0.40
$l^2 = 80 \times 490.87 = 39269.60$			$l = \sqrt{39269.60} = 199$ m/m.	id.	id. 200 « 0.40
$l^2 = 80 \times 706.85 = 56548$			$l = \sqrt{56548} = 239$ m/m.	id.	id. 240 « 0.40

De donde la gráfica siguiente: (fig. 9).

Como se ve por la gráfica, operando sobre barretas de 200 m/m. de largo, un hierro redondo de 15 m/m. de diámetro, debe dar como estiramiento minimum un 18%, teniendo en cuenta la fórmula. Un hierro de 25 m/m. de diámetro, debe dar un 29.5% como estiramiento minimum. Uno de 16 m/m. de diámetro debe dar un 18¾% como minimum.

Para los *aceros* un redondo de 16 m/m. de diámetro debe dar, operando sobre barretas de 200 m/m. de largo, un estiramiento minimum de 21%. Y así para cada caso, no hay más que medir el minimum sobre la gráfica, valiéndose de la escala correspondiente.

5. Las otras causas que influyen en los resultados, no presentan regularidad alguna; por consiguiente, no se pueden deducir las reglas ó leyes para buscar las equivalencias. Se ha reconocido también que el espesor de las barras ensayadas, tiene su influencia en los resultados, y se ha visto que en la práctica no hay diferencia entre las operaciones ejecutadas rápida ó lentamente por cuanto se opera siempre con bastante lentitud para no tener que tomar en cuenta este factor.

6. Si se hicieran ensayos con planchas de hierro ó barras sacadas de hierros perfilados, se tendría que tener presente, en los resultados, si habían sido ó nó sometidos á los esfuerzos de tracción en el mismo sentido del laminaje, ó en sentido transversal: en el acero fundido esta circunstancia no influye en los ensayos á causa de ser de una masa homogénea en todas sus partes.

7. Tales son las causas que influyen y hacen variar los resultados de los ensayos, cuando se sacan barras de una misma plancha de acero, ó de planchas pertenecientes á una misma colada. La divergencia de los resultados de los ensayos son, por consiguiente, mucho mayores cuando ellos se practican, sobre barras sacadas de varias series de lotes de planchas, escuadras etc., pertenecientes á varias series de coladas más ó menos sucesivas, que es el caso constante y general cuando se trata de ensayar los materiales para obras de alguna importancia.

Para dar una idea de estas divergencias, voy á apuntar los valores extremos obtenidos en los 360 ensayos á la tracción, hechos hasta la fecha, en los diferentes lotes de aceros destinados para los puentes de las nuevas líneas férreas chilenas. La calidad de los aceros pedidos, es la designada en las forjas del Creusot con el número A-9, y que se encuentra caracterizada por una resistencia á la tracción por milímetro cuadrado de sección primitiva, comprendida entre 45 y 50 kilogramos y á los cuales, según las condiciones especiales del contrato se les exige un estiramiento mínimo de 25%, el cuadro siguiente muestra la variedad de perfiles ensayados, las resistencias máximas y mínimas de cada serie, la resistencia media y los estiramientos máximos y mínimos observados y los estiramientos medios.

PIEZAS DE DONDE SE HAN SACADO LAS BARRAS ENSAYADAS	Número de ensayos de piezas de las mismas dimensiones.	Resistencia máxima por milímetro cuadrado.	Resistencia mínima por milímetro cuadrado.	Resistencia media por milímetro cuadrado.	Tanto por ciento de estiramiento máximo.	Tanto por ciento de estiramiento mínimo.	Tanto por ciento de estiramiento medio	OBSERVACIONES
		k.	k.	k.	%	%	%	
Escuadras de 60 x 60.	27.	53.0	44.2	49.31	33.	25.	30.30	
L de 70 x 70.....	19.	50.0	42.3	47.05	35.	27.	30.42	
L de 80 x 60.....	6.	50.3	47.6	49.30	31.	27.	28.66	
L de 80 x 80.....	27.	55.2	44.8	48.96	35.	26.	29.33	
L de 90 x 90.....	7.	50.4	45.0	46.98	35.	27.	29.57	
L de 75 x 75.....	6.	51.8	46.8	48.70	30.	28.	29.00	
L de 100 x 100.....	35.	50.6	41.8	46.85	37.	26.	31.00	
L de 130 x 70.....	4.	51.8	46.9	48.97	31.	28.	29.00	Límite de elasticidad minimum 31 k. 5. Id
L de 175 x 70.....	16.	49.7	45.0	47.27	31.	27.	29.22	máximum 34 k. 3.
L de 200.....	8.	48.6	46.00	46.90	33.	28.	31.25	Término medio de 6
L de 250.....	14.	47.6	40.8	45.23	35.	29.	32.85	ensayos 33 k. 05.
L de 100 x 60.....	2.	46.2	46.00	46.1	31.	30.	30.50	
L de 115 x 70.....	2.	46.5	45.5	46.0	31.	29.	30.00	Límite de elasticidad
L de 175 x 80.....	3.	47.4	45.7	46.33	32.	28.	30.33	32 k. 3.
L de 130 x 70.....	9.	47.8	45.2	47.00	34.	20.	29.77	
Planchas de 6 m/m...	6.	48.5	45.7	47.10	32.	25.	28.66	
Planchas de 7 m/m...	32.	54.0	44.6	46.94	37.	27.	30.56	
Planchas de 8 m/m...	45.	50.0	42.8	46.82	37.	27.	29.91	
Planchas de 9 m/m...	5.	48.0	44.6	46.14	34.	30.	32.8	
Planchas de 10 m/m...	12.	50.0	42.5	44.02	35.	30.	33.75	
Palastros de 6 m/m. {	9.	48.8	46.4	47.31	30.	25.	27.55	Ensayos longitudinales
{	7.	49.2	45.2	47.78	30.	27.	28.43	Ensayos transversales
Palastros de 7 m/m {	17.	50.0	44.9	47.80	35.	25.	28.43	Ensayos longitudinales
{	16.	51.30	44.9	48.00	30.	25.	27.03	Ensayos transversales
Palastros de 8 m/m {	2.	47.7	45.4	46.55	29.	27.	28.00	Ensayos longitudinales
{	2.	48.8	47.4	46.60	33.	32.	32.50	Ensayos transversales
Palastros de 9 m/m {	1.	.....	.....	47.4	.....	.....	30.00	Ensayos longitudinales
{	2.	47.4	45.8	46.6	33.	32.	32.50	Ensayos transversales
Palastros de 10 m/m {	1.	.....	.....	46.4	.....	.....	33.00	Ensayos longitudinales
{	2.	46.00	45.5	45.75	33.	28.	30.50	Ensayos transversales
Remaches de hierro de 20 m/m de diámetro.	15.	39.0	35.4	36.78	29.	24.	26.4	

§ IV.—ENSAYOS QUE HAY QUE HACER PARA VERIFICAR LA BUENA CALIDAD DE LOS ACEROS

1. Cuando se trata de recibir los materiales para una construcción, y por consiguiente de verificar su calidad, se les exige que resistan sin deterioro alguno, á todas las series de operaciones, que puedan dar una idea sobre la maleabilidad, dureza, etc., del metal que se elabora. Así, por ejemplo, los hierros, se ensayan doblándolos en frío ó en caliente, y con los pedazos cortados de los palastros, deben poderse formar cilindros que tengan un diámetro interior igual á cinco veces el espesor del palastro; las escuadras se abren hasta que sus ramas quedan formando un ángulo de  $175^{\circ}$ , ó bien se cierran hasta dejarlas formando un ángulo de  $45^{\circ}$ , etc., etc., y conjuntamente con estos ensayos, se ejecutan los de tracción, fijando su resistencia á la ruptura, con relación á la sección primitiva, como asimismo los estiramientos relativos correspondientes, según la clase de hierros que se desean obtener, más ó menos duros, más ó menos maleables, etc., según los empleos especiales á que se destinan. En general, estos ensayos son enteramente suficientes para los hierros, puesto que este metal ofrece mucha regularidad en su fabricación; pero no pasa igual cosa con los aceros que, como lo hemos dicho antes, su calidad cambia sensiblemente según la cantidad de carbono que contenga, con los procedimientos de fabricación, etc., etc. Á más de eso, sus cualidades se encuentran mucho más alteradas y más modificadas con la presencia de cuerpos extraños ó metaloides que se encuentran en combinaciones con los minerales, como el fósforo, arsénico, azufre, etc., etc.

2. Como no es posible que el metal producido por cada hornada, sea sometido á un análisis químico, para darse cuenta cabal de los aceros que se elaboran cuando se quiere proceder



con cuidado se principia á examinar el metal, se puede decir desde antes de su elaboración, examinando y cuidando que los minerales que se ponen en los hornos y que han de servir para elaborar la *fonte*, sean bastante puros sin que tengan azufre, arsénico, etc. Después se cuida que esta *fonte* al pasar á los convertidores Bessemer ú otro horno para la reducción y hacer el acero sea mezclado con los materiales necesarios; pero cuidando siempre de su pureza y buena calidad.

Principiadas las operaciones en los convertidores, deben hacerse ensayos constantes del metal que se elabora, juzgando de su calidad, dureza, etc., por su aspecto físico, granulación de su quebradura, su brillo, su textura, etc., etc. Obtenidos los lingotes de acero, después de concluidas las operaciones del convertidor y cuando por las pruebas se ha creído que se tiene un metal de la clase que se desea, se examina con cuidado, reparándose desde el primer momento los que tengan defectos de fundición como ampollas, sopladuras, etc., etc.

Los lingotes reconocidos como satisfactorios pasan á los diferentes talleres para su elaboración y fabricación de las piezas perfiladas de la construcción de que se trata, como ser las escuadras, las T ó las U, etc., ó sus planchas ó palastros. Dichas piezas son agrupadas convenientemente por lotes, según sus formas y dimensiones y examinadas con cuidado para dejar á un lado todas aquellas que tengan defectos de laminaje como fallas, hendiduras, etc., etc. De estos lotes, según su número é importancia, se sacan varios pedazos con los cuales se preparan las muestras con las dimensiones y formas convenientes para hacer los ensayos á la tracción, ó á la flexión en las máquinas que para dicho efecto poseen todos los establecimientos de alguna importancia.

Á más de estos ensayos, es conveniente siempre darse cuenta de la maleabilidad y textura del metal, por el aspecto de su quebradura, su brillo, su estructura más ó menos granuda ó

nerviosa; y plegándolos en frío y en caliente de diferentes maneras según las formas y perfiles de las piezas, y según las condiciones especiales estipuladas en los contratos ó en los pliegos de condiciones elaborados por las diversas administraciones.

Tal es la marcha general de la inspección durante el período de elaboración y fabricación de las diversas piezas de un proyecto cualquiera

### § V.—EJECUCIÓN Y OBRA DE MANO

1. Las materias elaboradas pasan á los talleres de construcción, donde se efectúan las series de operaciones necesarias para cortar estas piezas á dimensiones precisas, agujereándolas convenientemente, pulirlas, etc., operaciones que se pueden enumerar como sigue:

1.º Enderezadura de los aceros perfilados, planchas, palastros, etc;

2.º Cortadura y agujereadura;

3.º Pulido;

4.º Ensambladuras y remachaduras;

5.º Montaje provisorio y ajuste.

Daremos sumariamente las condiciones generales que hay que observar en cada una de estas operaciones.

2. *Enderezadura.* — Para enderezar convenientemente las barras perfiladas, planchas ó palastros, se opera generalmente con la ayuda de fuertes planchas de acero de superficie perfectamente pulida y plana. Para el acero es preferible el trabajo hecho á máquina ó bien el con mazas de cobre rojo. Sin embargo, como el uso de las mazas de cobre rojo es menos eficaz es preferible el uso de las máquinas que dan muy buenos resultados para las planchas y palastros, teniendo la ventaja de suprimir los golpes y choques que ocasiona el uso del martillo, lo que es de tanto más importancia en este caso, cuanto se trata de aceros duros.

La enderezadura en frío, hecha á máquina de aceros perfilados, planchas ó palastros de grandes dimensiones siempre es fácil; pero si se trata de enderezar una plancha ancha que se encuentra curvada de canto, la enderezadura no se podrá efectuar sino martillándola, ó sometiéndola á fuertes esfuerzos; por consiguiente es operación que no debe hacerse en frío, porque estira las fibras del metal del lado cóncavo, lo que da lugar á tensiones interiores que debilitan la materia. La operación en caliente, generalmente es difícil por falta de hornos á propósito para recalentar convenientemente las planchas. Por este motivo á pesar de los defectos apuntados, esta operación se efectúa en frío; sin embargo, lo mejor en estos casos, para evitar las alteraciones que sufre el metal á causa del estiramiento de las fibras del lado cóncavo, es imponer rigurosamente á las forjas la obligación de una enderezadura *rigurosa de canto* hecha en caliente. Para ello no se necesita sino de buenas instalaciones en los talleres.

3.º *Agujereadura y cortadura.*—Generalmente, cuando se opera con el hierro, se agujerean las piezas con punzones, á pesar que se han hecho siempre observaciones á este procedimiento. Entre los ingenieros se ha discutido mucho si debe tolerarse ó rechazarse el punzón. En Inglaterra, Holanda y Alemania, en muchos casos de construcciones delicadas, se ha exigido que todas las piezas fueran agujereadas con barrenos, prohibiendo completamente el uso del punzón. Á pesar de todo, hasta la fecha, lo común y corriente, salvo prescripciones especiales, es el uso del punzón para las agujereaduras, á pesar de que se ha reconocido que el metal sufre en una cierta extensión alrededor del agujero que se abre de esta manera. La operación, por lo demás; debe ser perfectamente cuidada para poder obtener una perfecta coincidencia de los diferentes agujeros de las diversas piezas que deben remacharse juntas.

Una imperfección en la agujereadura puede dar lugar á que los

esfuerzos que obran sobre las piezas no se transmitan según los ejes de figuras y por consiguiente que no se repartan convenientemente ó de la misma manera que se han previsto en los cálculos, ocasionando naturalmente, fatigas indebidas y deformaciones en las piezas que traen consigo defectos en la construcción.

Como las alteraciones que produce el punzón, en los alrededores del agujero que abre, son tanto más marcadas, cuanto el metal es más duro, es siempre útil recomendar y exigir el uso del barreno ó taladro para la perforación de los aceros. Sobre todo, para aquellos casos que exigen piezas de formas irregulares ó aceros muy duros, en las cuales la posición misma de los agujeros debe ser determinada de una manera bien exacta.

Á veces se ha adoptado un término medio, que consiste en abrir el agujero por medio del punzón con un diámetro de dos á tres milímetros menor que el que deben tener, y en seguida quitar la corona con el cepillo ó con el taladro: se cree que así se consigue hacer desaparecer completamente la zona que el punzón puede alterar en las vecindades de los agujeros.

Muchos ingenieros admiten que para las obras que se trabajan con aceros dulces, como es el caso de las construcciones de nuestros puentes que se trabajan en el Creusot, no hay el menor inconveniente en usar simplemente el punzón; sin embargo, debo prevenir, que esta opinión se refiere pura y exclusivamente para los casos en que se opera con aceros fundidos enteramente maleables.

La cortadura de las piezas á dimensiones, según los depurados de la construcción, se efectúa con la tijera ó la sierra; pero como muchas veces esta operación maltrata el metal en una extensión de dos á tres milímetros, es útil quitar la parte alterada con el cepillo ó con cualquiera otra herramienta de pulido.

En el Congreso de construcciones civiles habido últimamente en París el año 1891, se discutió largamente entre los ingenieros

la acción del punzón sobre los aceros y hierros fundidos que cada día se generaliza más y más en las construcciones; desgraciadamente no se llegó á ningún acuerdo; pero sí, de la discusión misma se deducen consecuencias bastante prácticas sobre la materia; por ese motivo vamos á agregar aquí un resumen de las opiniones más importantes emitidas en el seno del Congreso. Los ingenieros de la Sociedad de Batignolles creen que la acción del punzón hace perder hasta un 20 y 23 % la resistencia del acero; sin embargo esta opinión parece como la más exagerada, como podemos verlo por las consideraciones siguientes:

El señor Gadfernaud, ha hecho ensayos sobre barras de un largo suficiente, en el eje de las cuales ha perforado los agujeros con taladros ó con punzones, y en seguida las ha roto por tracción y ha dividido los esfuerzos de ruptura por la sección neta para obtener así la resistencia de la sección de la barra por milímetro cuadrado frente á los agujeros perforados; se ha obtenido así la diferencia entre estos dos modos de agujerear los palastros. Pero se observó que, en la práctica, las cosas no se pasaban así; en los puentes metálicos, los agujeros de una misma sección, se encuentran generalmente alejados, como ser en la cabeza de las vigas de 0.20 á 0.50 m. de ancho, donde no se encuentran más que dos agujeros en la misma sección transversal, lo que de ninguna manera es comparable, con los ensayos que se han hecho sobre barras de 5 á 6 centímetros agujereadas en sus extremos. Para que los ensayos hubieran sido concluyentes debería operarse sobre palastros perforados como se encuentran en el uso corriente.

Otros ingenieros operaron de otra manera: hicieron sus ensayos perforando sobre el eje de una misma barra, dos agujeros en un extremo con punzón y en el otro con taladro; en este caso para agujeros de diámetros iguales, la ruptura se produjo siempre en la sección del agujero perforado á punzón. Se agrandó

entonces el antegero taladrado hasta que la ruptura tuviera lugar indistintamente, en el agujero punzoneado ó en el taladrado; por consiguiente, las resistencias de ambas secciones eran iguales. Este hecho se ha producido cuando el agujero punzoneado tenía  $20\frac{1}{2}$  milímetros de diámetro y el agujero taladrado  $27.1$  m/m. de diámetro. Según esto se puede admitir *que se tendrá cuenta de la alteración del metal (usando los aceros) debido al punzonaje de un agujero de  $20\frac{1}{2}$  m/m. reemplazándolo en los cálculos por otro de  $27.1$  m/m. de diámetro.* Es de esta manera como se ha encontrado que el palastro que trabaja con 1,000 kilogramos, en su sección neta cuando los agujeros son taladrados, trabajaría con 1,032 kilogramos cuando los agujeros fueran punzoneados; es decir, que el punzoneaje produce una alteración de un tres por ciento.

En otras experiencias se ha operado sobre barras de 35 á 60 milímetros que se han agujereado en sus extremos según el eje de las piezas, abriendo un agujero al punzón y el otro al taladro; pero el *agujero punzoneado era repasado al taladro*, y se notó que cuando el repaso á taladro del agujero punzoneado había aumentado su diámetro de 2 m/m., la ruptura se producía indiferentemente en la sección del agujero punzoneado ó taladrado. De ahí resulta que, en la mayor parte de los casos, actualmente se prescribe que se perforen los agujeros con punzón con un diámetro de 2 m/m. menor que el que deben tener y que sean repasados en seguida al taladro, hasta gastar esos 2 m/m., dejados así del diámetro conveniente.

Tales son las experiencias que hacen creer que, para la construcción de los puentes de acero, debe exigirse á los constructores el uso del taladro para la agujereadura de las piezas; pero el mismo señor Sadfernaux, que ha hecho las experiencias, confiesa que, en cuanto á la precisión que se obtiene en la agujereadura, la experiencia demuestra constantemente que el trabajo del punzón practicado en buenas condiciones da á la posición

de los agujeros mucho más exactitud que el taladro. Por consiguiente, este último método exige en la práctica el repaso ulterior de los agujeros, y cuando éste se hace con la broca, lo que es casi inevitable en los talleres, se ha perdido con él toda la ventaja que se pudo creer obtener taladrando los agujeros.

El señor Considére examinando los mismos ensayos anteriores, llega á consecuencias bastante diferentes, dice: «Una barra de 0.06 de ancho perforada con un agujero punzoneado de 0.0205 de diámetro y otra con un agujero taladrado de 0.0271 de diámetro, tienen la misma resistencia: resulta que, 39.5 m/m. de metal que se encuentran al lado del agujero punzoneado tienen la misma resistencia que 32.9 m/m. de metal que se encuentran al lado del agujero taladrado: la diferencia en ancho es de  $(39.5 - 32.9) = 6.6$  m/m. dividiendo esta diferencia por 39.5, se encuentra una pérdida de 17%, sensiblemente igual á los resultados obtenidos en las experiencias del señor Barba á este respecto.»

Sin embargo, el señor Considére, *no cree en la inferioridad del acero comparándolo con el hierro en lo concerniente al deterioro del metal causado por la agujereadura* y dice que, en muchas experiencias que él ha hecho, tomando una barra de hierro agujereándola con punzón de la manera ordinaria y un pedazo de acero de 55 kilogramos de resistencia por m/m<sup>2</sup>. (acero duro sensible al temple), y agujereándolo á punzón y repasando después la agujereadura con el taladro (alisé). El pedazo de acero podrá soportar, sin ruptura, ni bayas, flexiones y deformaciones, y enderezaduras, tres o cuatro veces más fuertes que el pedazo de hierro. Por lo demás el acero presenta, bajo el punto de vista de resistencia al choque, mucha superioridad con respecto al hierro agujereado al punzón.

En algunos establecimientos de construcción, se han hecho experiencias prácticas, para hacer la comparación entre las vigas de hierro y las de acero. Se han construido cuatro vigas de

hierro y nueve vigas de acero de 4<sup>m</sup>.50 de largo y 0.30 de alto, en la mitad del número de las vigas de hierro y de acero los agujeros de las remachaduras fueron perforadas con taladro y en las otras fueron punzoneadas y repasadas posteriormente en un milímetro á su alrededor. Los materiales empleados fueron ensayados á la tracción: los hierros dieron una resistencia á la ruptura de 36 á 38 kilogramos, con un estiramiento de 8.7 á 10.2 por ciento; los aceros dieron una resistencia á la ruptura de 44 á 49.6 kilogramos con estiramiento de 22.6 á 27 por ciento, medidos sobre barretas de 20 centímetros.

Las vigas de hierro cedieron por la ruptura de las piezas trabajando *por tracción*, cuando el calado, por los métodos ordinarios de la flexión indicada para el punto más fatigado de la cabeza comprimida, un trabajo para el metal de 40.15 kilogramos por m/m<sup>2</sup>. Los vigas de acero cedieron por la deformación de las piezas *resistiendo á la compresión*, cuando el cálculo, por los métodos ordinarios de la flexión, indicaba para los puntos más fatigados de la cabeza comprimida, un trabajo para el metal de 53.50 kilogramos por m/m<sup>2</sup>. Por consiguiente, se puede decir que el acero, es tan bueno como el hierro para las construcciones de las vigas, puesto que en ambos casos, la resistencia es proporcional á la resistencia de tracción del metal.

Las experiencias anteriores, no permitieron constatar diferencia apreciable, entre la resistencia de las vigas, cuyos agujeros habian sido punzoneados ó taladreados.

Se pensó al principio que, el punzonaje debía ser prohibido para el acero, y que los agujeros debían ser taladreados; después se ha admitido que se podría punzear el acero con la condición de proceder después á agrandar los agujeros hechos al punzón por medio de un repaso al taladro.

El señor Eiffel hace ver que, respecto al uso del punzón, es evidente que deteriora un tanto la materia al rededor del agujero perforado; pero, que este hecho se produce también con *el*



*hierro* como en *el acero*. Ha hecho experiencias comparativas, tanto y muy repetidas, tanto sobre barretas de hierro como de acero, perforando en una misma barreta, según el eje, un agujero á punzón en un extremo y otro taladreado en el otro extremo, y rompiendo la barreta por tracción; la ruptura se ha producido siempre en la sección del agujero punzoneado, cuando los dos agujeros son del mismo diámetro, y después de algunos tanteos, se ha llegado á determinar el exceso de diámetro que hay que dar al agujero perforado á taladro, con relación al punzoneado, para que la ruptura se produzca indistintamente en la sección de uno ú otro agujero.

Si se determina la sección neta que queda en el palastro empleado en la construcción de los puentes *teniendo en cuenta para fijar el diámetro de los agujeros*, los resultados obtenidos, según que ellos sean punzoneados ó taladreados, se llega á estas conclusiones: *Que para el hierro*, un palastro, cuya sección neta trabaja á 600 kilogramos por centímetro cuadrado, durante la carga de prueba, cuando los agujeros han sido taladreados, trabajaría con 616 kilogramos por centímetro cuadrado cuando los agujeros han sido punzoneados: *Que para el acero*, los resultados serán recíprocamente de 1000 kilogramos y 1032 kilogramos por centímetro cuadrado. Hace notar también que las calderas de acero que se han construído desde hace más de 20 años, se han hecho con sus agujeros punzoneados, y sin embargo, no por eso han dejado de dar mejores resultados que los de hierro.

Por otra parte, el punzonaje, convenientemente practicado *da un trabajo mucho más exacto que el taladro*, y es permitido creer que no conviene sacrificar esta exactitud de perforación de agujeros muy importante para obtener una buena costura. En todo caso, deben tomarse precauciones para el punzonaje de los aceros, sobre todo cuando ellos son duros; pero, *el repaso ó alisamiento á taladro de los agujeros punzoneados parece ser una precaución realmente útil que satisface completamente toda exigen-*

*cia, sin llegar á la exageración de exigir los agujeros taladrados.*

Tal fué también la opinión de la mayoría de los miembros del Congreso de Construcciones de 1891.

4. *Trabajo en caliente.*—Es preciso evitar cuando se dibujan y confeccionan proyectos de puentes ó de construcciones en acero, el empleo de las piezas forjadas; por consiguiente, las dobladuras, los codos, etc., etc. Las observaciones hechas á este respecto han manifestado que el acero, aun el más dulce, se pone quebradizo cuando se trabaja á una temperatura superior al rojo cereza, y más aun, cuando se trabaja á una temperatura caracterizada por un color azul particular. Á mas de eso como es poco soldable, es siempre expuesto que se obtengan, trabajando en caliente, piezas defectuosas.

Las precauciones que deben tomarse á este respecto, deben ser tanto mayores, cuanto más duros sean los aceros con que se opera.

Se amortiguan los defectos del trabajo en caliente, recalentando las piezas, para destruir así las tensiones que pueden desarrollarse en el interior de las masas por efecto del enfriamiento.

5. *Ensambladuras y remachaduras.*—Las ensambladuras se efectúan en las construcciones en acero, de la misma manera que en las de hierro, sus disposiciones generales varían poco, salvo casos particulares en los cuales hay que tener presente las condiciones especiales del proyecto que se ejecuta.

Los remaches usados, son generalmente de hierro, no estando aún de acuerdo los ingenieros sobre si deben ó no preferirse los remaches de acero fundido.

Pero como lo hemos dicho, el trabajo en caliente, no es favorable para el acero y siendo este metal poco soldable, se ha preferido no emplearlo para los remaches.

Ultimamente las forjas han llegado á perfeccionar su elaboración de tal manera que se fabrica acero fundido *extra-dulce*, metal que es bastante soldable y maleable: este acero se encuen-

tra caracterizado por una resistencia á la ruptura de 38 kilogramos, término medio, con un estiramiento de 28 á 32%.

El empleo de este metal para hacer remaches ha dado buenos resultados; sin embargo, es poco usado, por cuanto se obtiene hierros especiales para remaches que satisfacen casi estas mismas condiciones, y que no presentan los inconvenientes de alterarse con el trabajo en caliente y no son más soldables que los aceros extra-dulces. Nuestros puentes tendrán todos sus costuras con remaches de hierro de la mejor calidad y que casi satisfacen las condiciones apuntadas poco ántes para los aceros extra-dulces. Así vemos que, de los resultados de los ensayos hechos á este respecto sobre barras de hierro de 20 milímetros de diámetro, son los siguientes: su resistencia mínima á la tracción ha sido de 35 k. 4 kilogramos por  $m/m^2$ ; la resistencia máxima de 39 kilogramos por  $m/m^2$ ; y la resistencia media tomada sobre una serie de 15 ensayos es de 36 k. 78 por  $m/m^2$ . Los estiramientos han variado entre 24% á 29%, siendo el término medio de 26,4%. Esta clase de hierros satisface todas las exigencias de un buen metal para remaches, sin tener los defectos que se le achacan al acero en estos casos; por consiguiente, no hay interés alguno que aconseje reemplazarlo por los aceros aunque sean de los extra-dulces.

Como las costuras remachadas á máquina, dan siempre mayores garantías que las efectuadas remachando á mano, se prefiere siempre el uso de las máquinas ó remachadoras hidráulicas, habiendo á este respecto sistemas muy sencillos y de un manejo enteramente cómodo, que hacen su uso, no sólo ventajoso bajo el punto de vista de la buena ejecución, sino aún, mucho más económico que el trabajo á mano.

Las disposiciones de las remachaduras son estudiadas y calculadas como las de hierro, sólo se hace variar en las fórmulas los coeficientes de trabajo al cortamiento en relación con la resistencia del metal. Así para los puentes de los nuevos ferroca-

rriles chilenos trabajados en el Creusot que tienen remachaduras de hierro se ha aceptado para este metal el coeficiente de 6 kilogramos por  $m/m^2$  generalmente empleado en todas las construcciones de esta naturaleza. Y para los puentes del Mapocho canalizado, cuyos remaches son de acero, se han adoptado los coeficientes  $R = 10$  kilogramos por milímetro cuadrado al estiramiento y  $R' = \frac{2}{3} R = 6.6$  kilogramos por milímetros cuadrado como resistencia al cortamiento de los remaches.

Respecto á las modificaciones que pueden sufrir los aceros *con el trabajo en los talleres*, se ha dicho que el acero no podía ser *enderezado* á martillo con el hierro; que no podía *cortarse* con las tijeras y que en caso de hacerlo así, deberían separarse las superficies cortadas. Estas opiniones son indudablemente exageradas; todo lo que se exige, y como es muy natural, son operaciones más cuidadas y tanto más cuanto más duro es el metal que se maneja por cuanto en este caso es más propenso al temple.

Las experiencias que se han hecho para constatar si el *trabajo de la tijera* modifica las condiciones de resistencia, no han permitido constatar diferencia entre los compartimentos de las palas de hierro y las de acero.

La opinión general á este respecto es que el acero cuya resistencia se encuentra comprendida entre 40 y 45 kilogramos por  $m/m^2$  y cuyos estiramientos son de 23 á 28% medidos sobre barretas de 200 milímetros, pueden ser tratados absolutamente como el hierro, por cuanto son enteramente insensibles al temple. Es decir que, para estos metales, las alteraciones que producen las operaciones del punzonaje, cortaduras, etc., no sean mayores que las que estas herramientas motivan en las palas de hierro, por consiguiente que, en general, éstos son los metales que deben preferirse para las construcciones civiles. Para los aceros más duros de 45 á 50 kilogramos por  $m/m^2$ , preferidos en muchos casos sobre todo para la construcción de puentes, cuyos tramos son de alguna consideración, convendrá

hacer que los agujeros de las remachaduras sean preparados á punzón con un diámetro menor que el necesario y agrandados en seguida, de uno á dos milímetros con el taladro; sin embargo, en la práctica se han hecho muchas construcciones con esta clase de aceros, no usando más que el simple punzonaje para la preparación de los agujeros cuidando sí un poco más la operación, y los puentes construídos así no han dado hasta ahora ningún motivo de queja. (Entre ellos el del Malleco y todos los de las nuevas líneas hechos por el Creusot).

6. *Armadura provisoria.* — La armadura provisoria de las construcciones en acero, tiene que ser más cuidada que las de hierro y tratando de tener los ajustes los más cuidados posibles para evitar el empleo de las brocas ó cualquier otro útil, para corregir los defectos que suelen presentarse de no estar los agujeros de las diferentes piezas perfectamente centrados. El uso de las brocas puede maltratar el metal y tanto más, cuanto más duro sea el acero que se emplea en la construcción. Por lo demás, los procedimientos que se usan son los mismos en ambos casos.

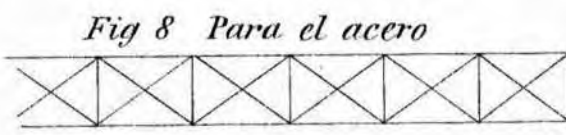
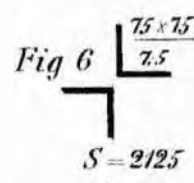
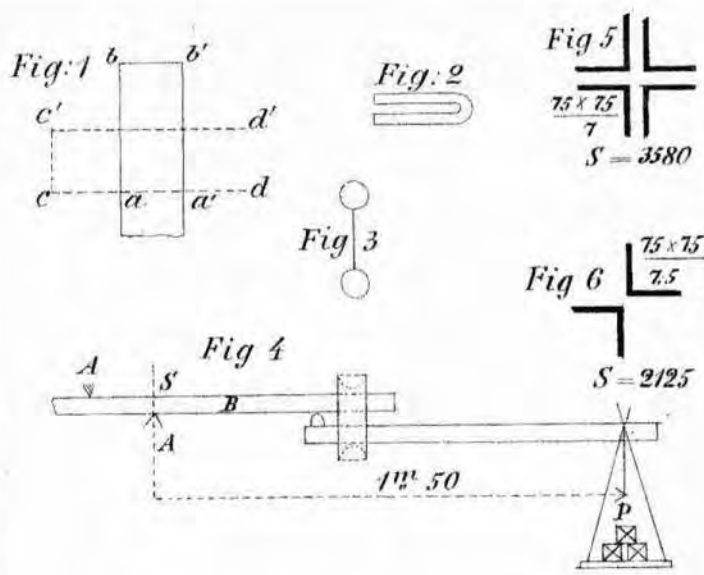
Tales son, en resumen, las condiciones generales que se tienen que tener presentes en los ensayos del acero, y para cuidar que las operaciones de elaboración y construcción sean satisfactorias. Como estas condiciones completan, hasta cierto punto, las que ya habia apuntado anteriormente, tratando de la redacción de proyectos de puentes ó construcciones civiles en acero, he creído que podrían también prestar alguna utilidad á mis compañeros de profesión encargados de esta clase de trabajos.

París, Julio 14 de 1891.

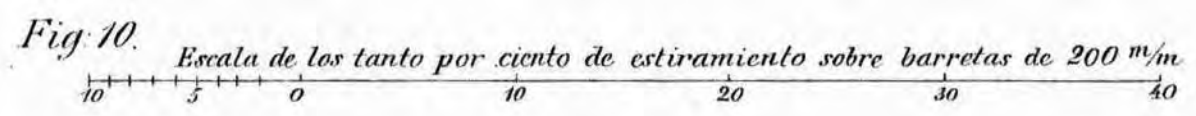
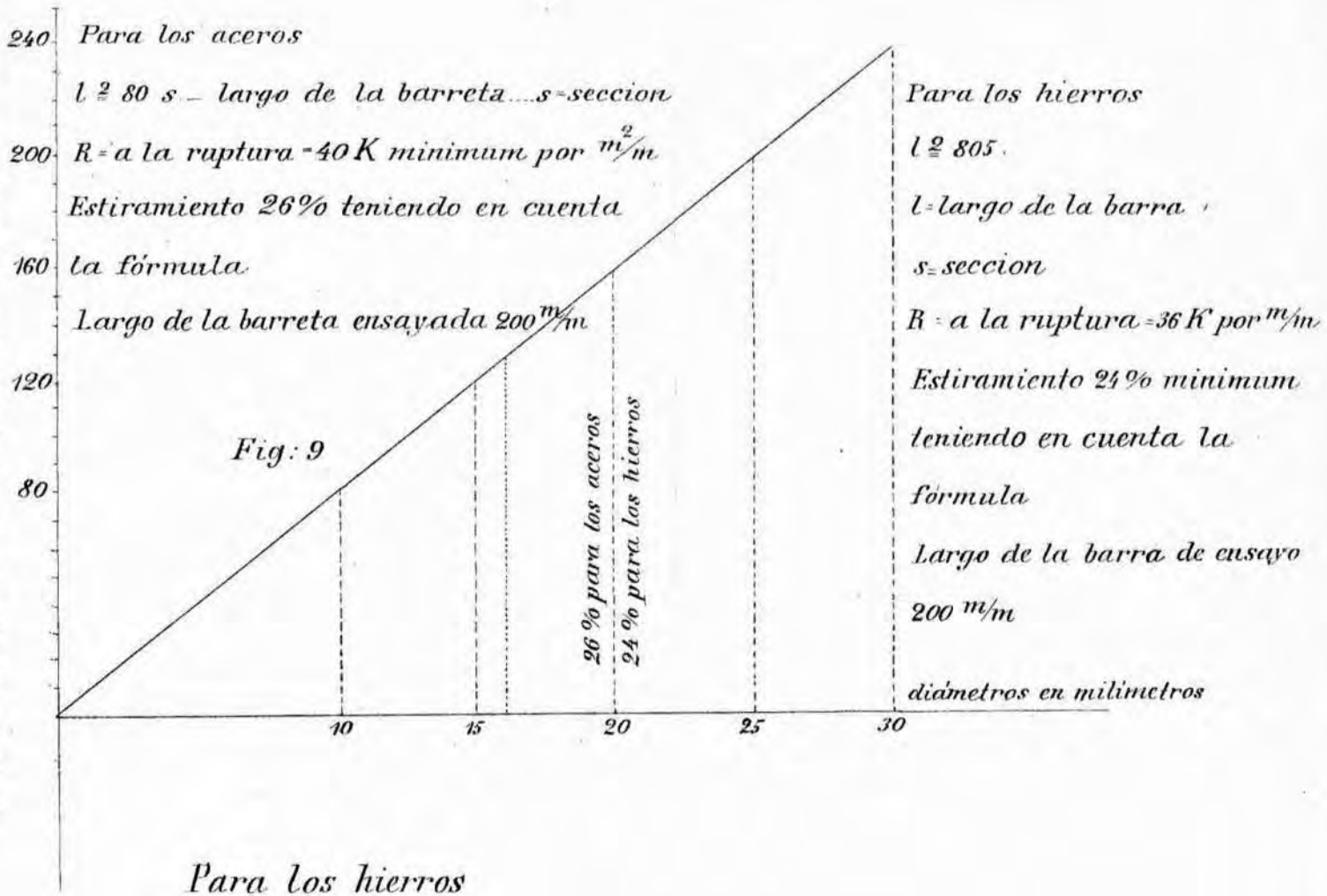
D. V. SANTA MARÍA.

NOTA.—Posteriormente en la *Revista General de Ferrocarriles* en la entrega del 1.º de Mayo de 1892, se ha publicado un interesante trabajo sobre el resultado de los ensayos á la tracción, para barretas de ensayos sacadas costado á costado unas de otras de la misma masa, escrito por Mr. Oursel, inspector principal del material del ferrocarril del-Este francés.





Largo de la barreta de ensayo teniendo presente la fórmula



Para los aceros

