

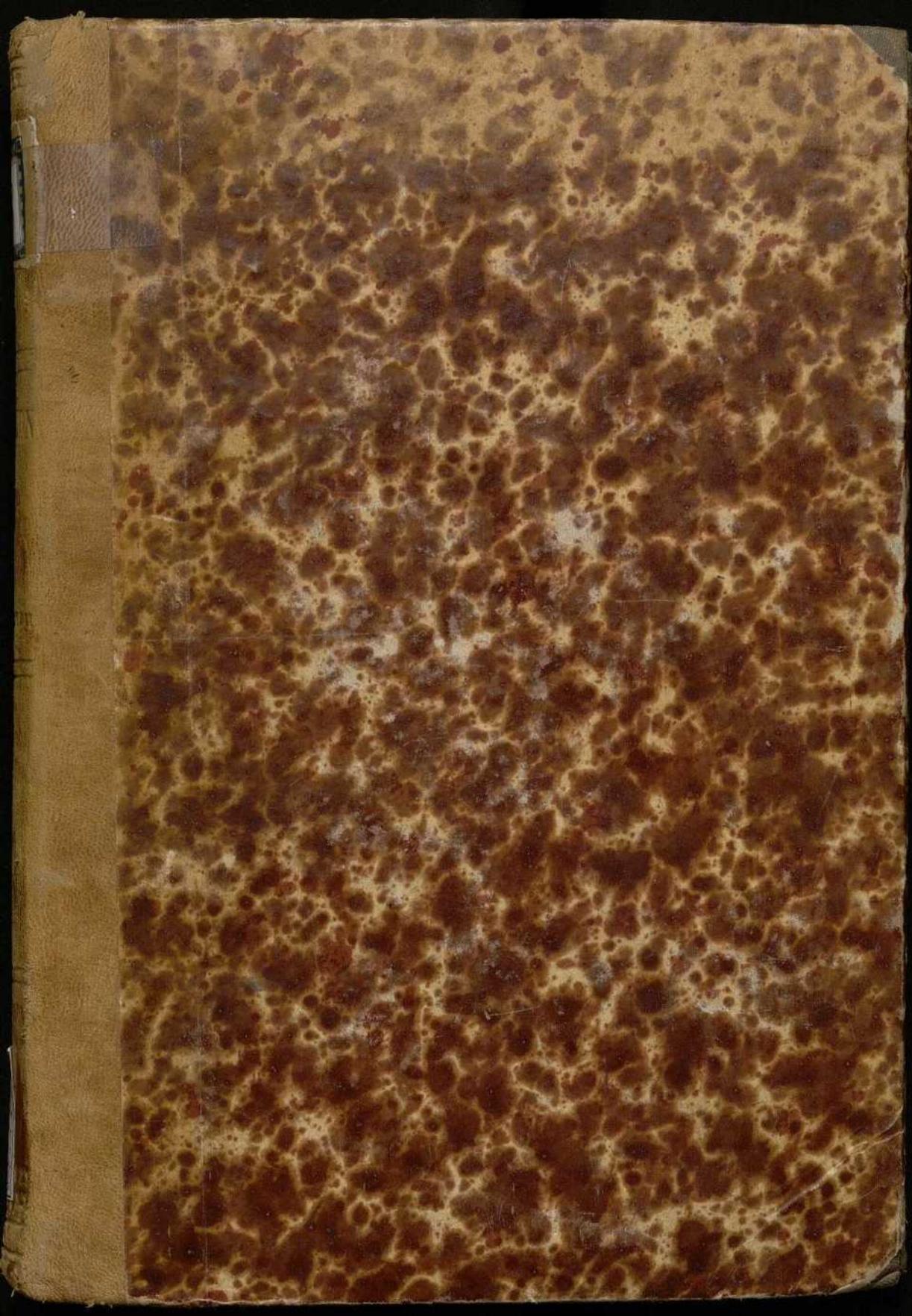
408

APLICACION
DEL
HIERRO

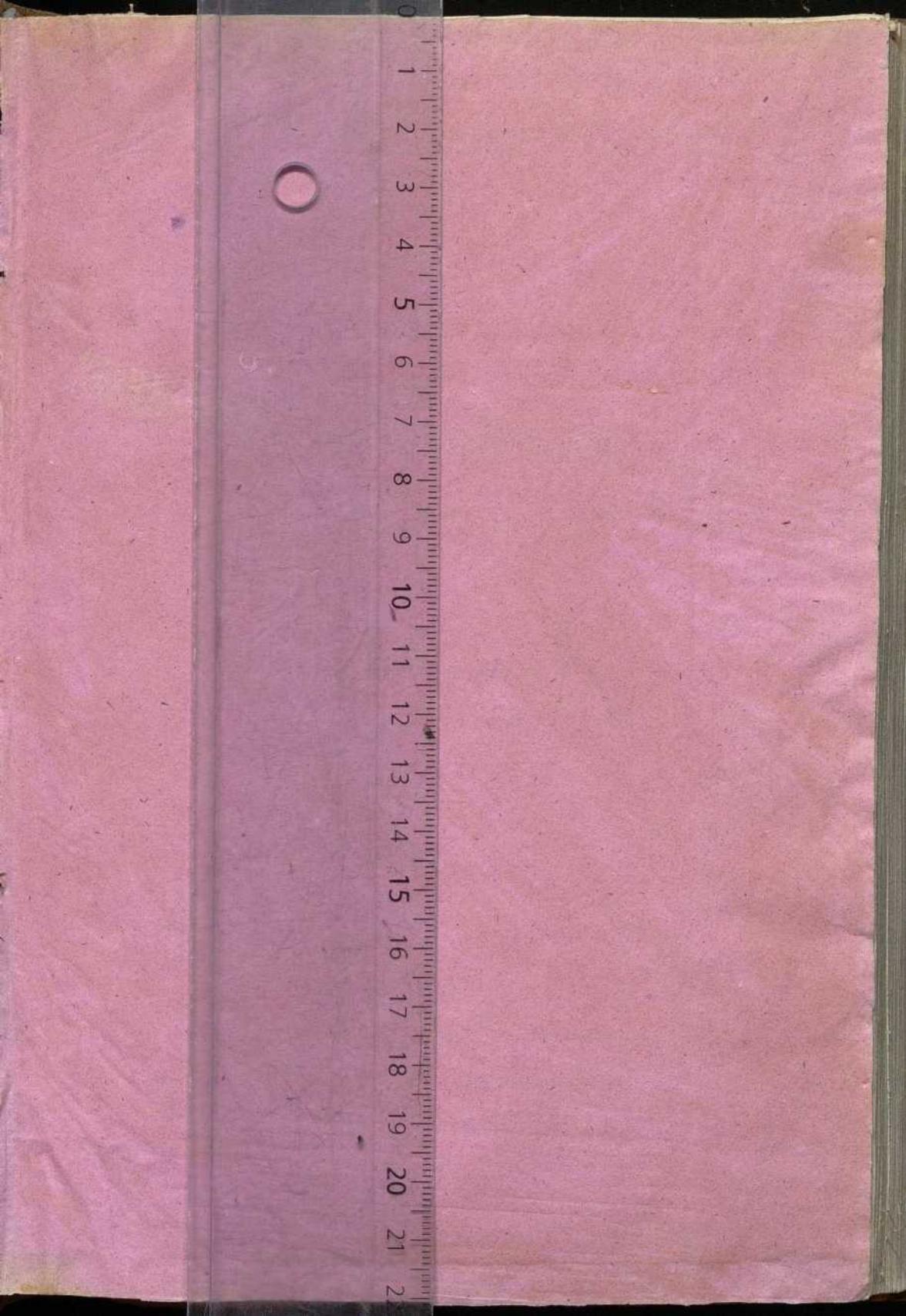
A LAS

INDUSTRIAS

B
27
641



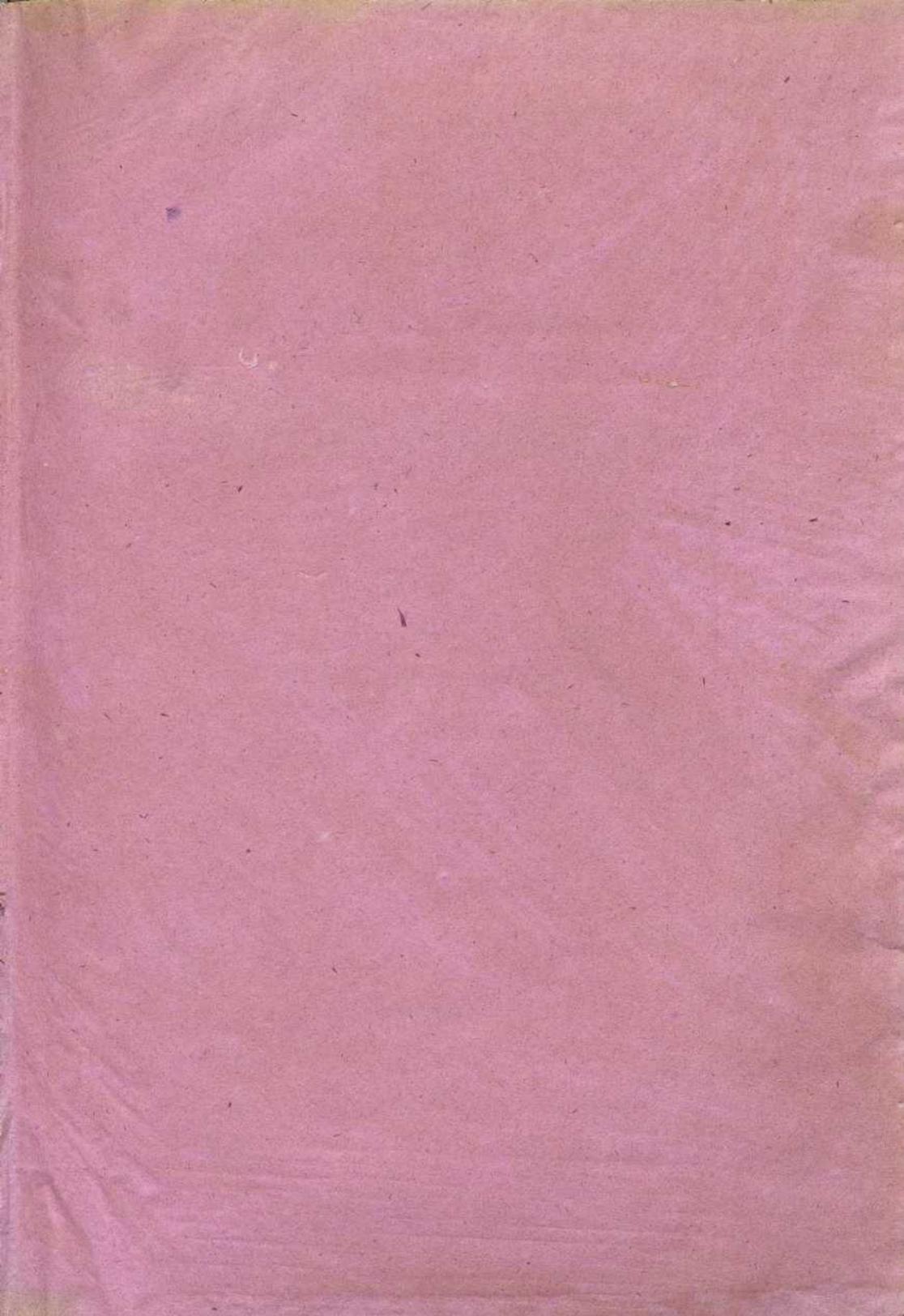
Estante	3 ^o
Tabla	4 ^a
Número	77



Estante 3^o

Tabla 4^a

Número 77



APLICACION
DEL HIERRO
A LAS CONSTRUCCIONES.

OBRA ESCRITA EN INGLÉS

POR WILLIAM FAIRBAIRN,

TRADUCIDA AL CASTELLANO

POR D. EDUARDO SAAVEDRA.

SUPLEMENTO.

MADRID:

Imprenta de D. José C. la Peña, calle de Atocha, núm. 149.

1859.

ADVERTENCIA DEL TRADUCTOR.

Cuando se acababa de publicar, á últimos de 1857, la traduccion de la obra de Fairbairn sobre el hierro aplicado á las construcciones, el autor daba á luz una segunda edicion de su libro, aumentada con una Parte IV dedicada á la descripcion de los puentes de hierro dulce, y con adiciones importantes en lo que formaba el testo de la primera edicion. Diferentes causas me han impedido hasta ahora completar la primera traduccion con lo que la edicion nueva añade á la antigua, cuyo objeto se consigue al fin con este suplemento, en el que se incluyen: 1.º todas las variantes del testo de la primera edicion, y 2.º la parte IV integra, con el apéndice V que le corresponde; pudiéndose decir, despues que se haya publicado, que se tiene en castellano la obra de Fairbairn en la forma mas completa en que su autor la ha presentado.

ADVERTENCIA DEL TRADUCTOR

Cuando se acaba de publicar, á fines de 1857, la traducción de la obra de Fichte sobre el derecho aplicado a las construcciones, el autor daba á luz una segunda edición de su libro, aumentada con una Parte IV dedicada á la descripción de las puentes de hierro dúctil, y con adiciones importantes en lo que forma el texto de la primera edición. Diferentes causas me han impedido hasta ahora completar la primera traducción con lo que la edición nueva añade á la antigua, cuyo objeto se consigue al fin con este suplemento, en el que se incluyen: 1.ª todas las variantes del texto de la primera edición, y 2.ª la Parte IV inserta, con el apéndice V que le corresponde; pudiéndose decir, después que se haya publicado, que se tiene en castellano la obra de Fichte en la forma más completa en que su autor la ha presentado.

PRÓLOGO DE LA SEGUNDA EDICION.

La utilidad práctica de esta obra se ha demostrado por el modo con que la ha recibido el público. En menos de dos años se ha agotado la primera impresion y el editor me ha invitado con instancia á que revise y aumente el testo para publicarla de nuevo.

Para desempeñar debidamente este encargo, he procurado en cuanto me ha sido posible demostrar mis conclusiones con experimentos directos, y cuando no, las he fundado en razones suministradas por una larga experiencia en construcciones semejantes.

En la seccion relativa á las vigas de hierro fundido habia poco que añadir á lo que contenia la edicion anterior, salvo algunas tablas de resultados de investigaciones experimentales sobre la resistencia y constitucion del hierro, y su mejora por ciertos procedimientos de elaboracion. En el transcurso de mi experiencia sucesiva no he encontrado motivos para separarme de la opinion que habia espresado acerca de la inseguridad de las vigas armadas, é insisto en recomendar gran precaucion en su empleo, por la conviccion que tengo de que son tan infundadas en teoría como peligrosas en la práctica. En la seccion de las vigas enrejadas se han añadido algunos ejemplos.

Para hacer esta obra mas útil y completa he añadido la seccion entera de los puentes de hierro dulce, que contiene los resultados experimentales aplicables á estas construccio-

nes, las fórmulas que de ellos se deducen, las reglas para calcular la resistencia y distribuir la proporción de las partes, y ejemplos de obras construidas ó en ejecución. Creyendo que los planos y diseños del puente para el paso del Rhin, en Colonia, (que aunque preparado, no se ha llevado á cabo) podrían ser útiles para proyectar obras de esta magnitud, me he permitido dar una breve reseña del origen y progresos del proyecto, y de las dilaciones, intrigas y obstáculos de todo género que hicieron desecharle, adoptando la construcción que ahora se levanta.

Algunas erratas que se habían deslizado en la edición anterior se han corregido en esta, la que espero que sea acogida con el mismo favor que se dispensó á la otra.

Manchester, octubre de 1858.

W. F.

SUPLEMENTO.

PARTE PRIMERA.

DE LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO.

Página 23. Experimento IX.

En los siguientes experimentos las vigas se fundieron derechas ó de canto; pero en posición invertida, de lo cual ha resultado un aumento de resistencia.

Página 31. Experimento XIX.

Las vigas de los experimentos que siguen eran de la misma altura en toda su longitud (figura 19), y sus dos cabezas tenían el grueso uniforme, pero disminuían de ancho hácia los extremos, siendo la inferior de forma parabólica.

Página 78. Efectos del tiempo.

Para ilustrar lo dicho remitiremos al lector al informe de la Comisión especial sobre la aplicación del hierro á las obras de ferro-carriles en el cual hallará los resultados de una larga

série de experimentos relativos á este asunto. Bastará aquí decir que barras de hierro fundido de tres pulgadas de escuadria ó menos se colocaron en apoyos distantes de $4\frac{1}{2}$ á 14 pies: se golpeaban lateralmente por una bala pesada suspendida del techo como un péndulo por un alambre de 18 pies de largo, variando la intensidad del golpe segun convenia. El resultado general obtenido fué que cuando el golpe era bastante para doblar las barras hasta una mitad de su flexion final (es decir la que corresponde á su fractura por un peso en reposo) una barra solo podía recibir 4000 golpes sucesivos, habiéndose roto algunas con menos de 150. Pero todas las barras de buena calidad y sin defectos resistian 4000 golpes, cada uno de los cuales podia ocasionar un tercio de su flexion final: la tabla siguiente da un resúmen de los resultados medios.

NÚMERO de experimentos.	FRACCION de la flecha final que produce cada golpe.	TERMINO medio del número de golpes que causan la rotura.	OBSERVACIONES.
7	$\frac{1}{3}$	4000	No se rompieron.
1	$\frac{5}{12}$	1550	Se rompió.
7	$\frac{1}{2}$	1838	Se rompieron todas menos una. Cinco eran un poco defectuosas.
1	$\frac{7}{12}$	5700	Se rompió. Era un poco defectuosa.
5	$\frac{2}{3}$	178	Se rompieron todas. Una era un poco defectuosa.

En lo que precede no se han incluido las barras tan defectuosas que pudiesen influir manifiestamente en el resultado. Respecto á la barra que resistió 4000 golpes que la doblaban hasta la mitad de su flexion final, observaremos que tenia solo una pulgada de escuadria y 4 pies y 6 pulgadas entre los apoyos, y que por esto es posible que haya sido mas elástica que las barras mayores.

Página 81. Resistencia comparativa del hierro despues de varias fusiones.

Se han observado algunos hechos curiosos y muy interesantes en una série de experimentos para determinar el máximo desde el cual el hierro empieza á descender en la escala de las resistencias. Esta investigacion se emprendió á instancia de la Asociacion Británica para el progreso de las ciencias, y se dirigió á determinar las variaciones de la resistencia del hierro cuando se refunde muchas veces.

Para hacer la comparacion exactamente, era necesario que el hierro, el carbon y el fundente empleados se fundiesen en las mismas precisas circunstancias, y para asegurar en cuanto fuese posible la mas perfecta uniformidad en los productos se preparó un horno apropósito en el que se fundieron de 18 quintales á una tonelada de hierro de aire caliente de Eglinton núm. 5, que se redujo á barras y lingotes con 588 libras (267 kilóg.) de coke y 224 libras (102 kilóg.) de cal como fundente. Las proporciones de coke y de fundente se conservaron cuidadosamente en todas las fusiones sucesivas. Los materiales se pesaban con precision cada vez que se cargaba el horno, y cada carga se fundia bajo las mismas circunstancias, y hasta donde era posible con la misma cantidad de viento. En la primera fusion se hicieron tres ó cuatro barras de 5 pies (1,^m52) de largo y una pulgada (6,^c45) de esquadria, y del resto se hicieron lingotes para volverlos á fundir junto con las barras rotas en el primer experimento. En las que siguieron, las barras y lingotes se prepararon y refundieron de la misma manera; y así por una sucesion continuada de fusiones se obtenia la reproduccion constante del mismo metal y bajo las mismas circunstancias respecto del coke y del

fundente que al principio, hasta que todo el metal se hubo apurado.

El hierro de Eglinton usado en estos experimentos, por su tinte azulado y su estructura en cristales anchos, tiene mas bien los caractéres del núm. 4 que los del núm. 5, y juzgando por su apariencia, indica un hierro dúctil y de superior calidad, probablemente mas apropiado para el moldeo que para ejercer resistencia. Esta propiedad, sin embargo, no impidió continuar los experimentos en una série mayor de fusiones, y su eleccion probablemente fué tan buena como se hubiera podido desear para una investigacion de esta especie.

Resultados de los experimentos sobre la resistencia trasversal y à la compresion del hierro refundido.

Las barras tenian 5 pies de largo y 1 pulgada de escuadría.
Distancia entre los apoyos, 4 pies y 6 pulgadas.

NUMERO de fusiones.	PESO especifico.	PESO MEDIO de rotura de barras de 1 pul- gada de escuadría.	FLECHA final media.	RESISTENCIA al choque.	RESISTENCIA à la compresion. — Toneladas por pulg. cuadrada.
		Libras.	Pulgadas.		
1	6,969	490,0	1,440	705,6	44,0
2	6,970	441,9	1,446	650,9	45,6
3	6,886	401,6	1,486	596,7	41,1
4	6,958	415,4	1,260	520,8	40,7
5	6,842	451,6	1,505	648,6	41,1
6	6,771	458,7	1,520	579,0	41,1
7	6,879	449,1	1,440	646,7	40,9
8	7,025	491,5	1,755	861,2	41,1
9	7,102	546,5	1,620	885,5	55,1
10	7,108	566,9	1,626	921,7	57,7
11	7,115	651,9	1,656	1066,5	69,8
12	7,160	692,1	1,666	1155,0	75,1
13	7,154	654,8	1,646	1044,9	66,0 (*)
14	7,550	605,4	1,515	912,9	95,9
15	7,248	571,7	0,643	258,6	76,7
16	7,350	551,5	0,566	198,5	70,5
17	Se perdió.	"	"	"	"
18	7,585	512,7	0,476	148,8	88,0

Tales son los resultados obtenidos de todas las séries de fusiones, en los que se puede observar que el máximo de resistencia trasversal, elasticidad etc. no se ha conseguido hasta despues de fundir el metal doce veces. Es probable que

(*) El cubo no se apoyó exactamente sobre las placas de acero, pues de otro modo hubiera resistido á una fuerza mucho mayor, probablemente de 80 à 85 toneladas por pulgada cuadrada.

otros metales y sus mezclas sigan la misma ley, pero esta cuestion está aun por resolver, y el hacerlo exigiria regularmente mucho tiempo y trabajo.

Para mayor comprobacion de la importancia de la refundicion del hierro cuando se necesita un material de gran fuerza, añadiremos el siguiente resúmen de algunos experimentos hechos recientemente por el Mayor Wade, del departamento de Artillería del ejército de los Estados- Unidos. Observaremos que en estos experimentos se fundió de una sola vez una gran cantidad de hierro que se echaba en periodos de dos horas ó dos horas y media, y de este modo el metal se aproximó al máximo de su resistencia con muchas menos fusiones que en los experimentos anteriores. Hubiera sido muy interesante que las fusiones se hubiesen repetido hasta cinco, seis ó siete veces, para ver determinado al mismo tiempo con mas precision el punto en que el hierro empieza á disminuir en resistencia.

18	7.385	312.7	0.476	1.018	88.0
17	7.326	314.5	0.300	1.022	79.2
16	7.250	311.7	0.813	1.026	76.7
15	7.174	304.8	1.042	1.030	68.8
14	7.100	302.1	1.247	1.034	67.3
13	7.024	301.8	1.046	1.038	66.8
12	6.948	302.1	1.086	1.042	73.1
11	6.872	301.9	1.050	1.046	68.4
10	6.796	306.9	1.042	1.050	67.7
9	6.720	310.2	1.020	1.054	65.1
8	6.644	312.7	0.978	1.058	62.6
7	6.568	315.2	0.936	1.062	60.1

Tales son los resultados obtenidos de todas las series de ensayos, en los que se puede observar que el máximo de resistencia transversal, elasticidad etc. no se ha conseguido hasta después de fundir el metal dos veces. Es probable que

El caso no es completamente nuevo sobre las placas de acero, pues de otro modo hubiera resultado a una fuerza mucho mayor, probablemente de 80 a 85 toneladas por pulgada cuadrada.

CLASES de hierro de Greenwood.	NÚMERO de la fusión.	RESULTADO DE LOS EXPERIMENTOS.			
		BARRAS.		MAZAROTAS.	
		Peso específico.	Tenacidad. <i>Libs. por pg. c.</i>	Peso específico.	Tenacidad. <i>Libs. por pg. c.</i>
Núm. 1.	1. ^a	7,052	15129	"	"
Núm. 2.	1. ^a	7,153	27153	"	"
Núm. 3.	1. ^a	7,250	34923	"	"
Núm. 1.	1. ^a	7,052	15129	"	"
	2. ^a	7,086	21344	"	"
	3. ^a	7,198	30107	7,090	25716
	4. ^a	7,301	35786	7,257	35815 (*)
Núm. 1 de 3. ^a y núm. 2 de 2. ^a	2. ^a y	7,259	36916	7,169	28910
	3. ^a	7,270	39375	7,221	29751
Núms. 1 y 2 mez- clados.	2. ^a y	7,170	27588	"	"
	3. ^a	7,272	49897	7,228	32421
Núms. 1, 2 y 3 mezclados. . . .	2. ^a y	7,251	37789	"	"
	3. ^a	7,540	52485	7,260	38093

«Los resultados anteriores muestran las cualidades de las diferentes clases de hierro núms. 1, 2 y 3, fundidos en el mismo horno y de las mismas menas, y cómo se han modificados por las diferentes fusiones.

»En el núm. 1, que es la clase inferior del hierro gris-claro, el término medio de numerosas pruebas es, en las barras de primera fusión, un peso específico de 7,052 y una tenacidad de 15129 (10^k,6 por c. c.). El mismo hierro después de refundirse tres veces, da en barras de la misma clase un peso especí-

(*) Hablando de algunos ejemplares del hierro num. 1, dice el Mayor Wade que «el hierro, aunque de cuarta fusión era todavía de un gris semi-claro y que no duda que se hubiera mejorado con otra fusión, que hubiera sido la quinta.»

fico de 7,501 y una tenacidad de 55786 (25^k,2 por c. c.), es decir, un aumento de peso de unas 17 libras en pié cúbico y un aumento de tenacidad en la proporcion 100 á 256. Este cambio en las cualidades del hierro se efectúa solamente por la refundicion y la esposicion al calor durante la fusion. Un cambio semejante se observa en las muestras de cañones fundidos, hechas con el mismo hierro en 3.^o ó 4.^o fusion.

»Todo esto es relativo esclusivamente al hierro núm. 1; y se puede ver por la tabla anterior que las diferentes clases 1.^o, 2.^o y 3.^o varian muy sensiblemente de calidad respecto del lingote primitivo de primera fusion. Añadiendo al núm. 1 de 3.^o fusion una parte del núm. 5 de segunda fusion se ha obtenido una gran mejora; y uniendo en partes iguales los números 1 y 2 de 3.^o fusion se han obtenido mejores resultados todavía, tanto en las barras como en las mazarotas de cañon; pero el mas alto grado de resistencia en estos, es decir, 58000 (26^k,7 c. c.), se ha obtenido mezclando los núms. 1, 2 y 5 en 3.^o fusion, que es la empleada en los cuatro últimos cañones fundidos.

»Las variedades mas blandas de hierro pueden sufrir con ventaja mayor número de fusiones que las otras. La máxima tenacidad en las barras se ha obtenido con el hierro número 1 en 4.^o fusion, con los números 1 y 2 mezclados en 3.^o fusion, y con los números 1, 2 y 5 mezclados en la 2.^o fusion. A la 3.^o fusion de esta última mezcla la tenacidad de las barras disminuía, al mismo tiempo que aumentaba la de las mazarotas.

»Parece que cuando el hierro está en mejor condicion para fundirse en barras de pequeño tamaño se encuentra en un estado que exige otra nueva fusion para darle las mejores condiciones para fundirse en los macizos cuerpos de cañon: esto se ha visto claramente en las piezas compuestas con la mezcla de los números 1, 2 y 5. En las demas composiciones de variedades inferiores, los cañones se sacaron de las mismas fundiciones

que habian dado la mayor tenacidad para las barras; y se hallaron con una resistencia comparativamente menor.

» Las mezclas de los números 1, 2 y 3 en segunda y tercera fusion, y de los 1 y 2 en primera y segunda, son ejemplos de esto; y por la menor densidad de las mazarotas en estos casos, hay motivo suficiente para suponer que una fusion adicional de este hierro hubiera aumentado la tenacidad de estas al paso que hubiera disminuido la de las barras de prueba. Debe por tanto admitirse como regla bastante segura, al menos para el hierro de Greenwood, que la resistencia de las barras de prueba de cualquier fusion se puede tomar como una medida aproximada de la resistencia de las mazarotas de cañones hechos con el mismo hierro y con una fusion mas. Al escoger, pues, y preparar el hierro para cañones, deberemos proceder por fusiones repetidas, ó variando las proporciones de las diferentes clases, hasta que se haya obtenido el máximo de tenacidad en las barras de prueba, y el hierro estará entonces en las mejores condiciones para fundirse otra vez y llenar los moldes.

» Se observará que la densidad de las diferentes clases de hierro números 1, 2 y 3 están en el orden de sus números respectivos, y que en todas aumenta por cada fusion, así como es mayor cuando se funden pequeñas barras de prueba, que se enfrian rápidamente, que cuando se funden grandes masas que se enfrian despacio. Tambien parece que la tenacidad aumenta casi uniformemente con la densidad, hasta que esta llega á cierto punto despues del cual un aumento de densidad corresponde á una disminucion de tenacidad. El punto en el cual el hierro de Greenwood adquiere su mayor tenacidad es cuando tiene 7,27 de peso específico: entonces poco mas ó menos es cuando las barras ó las mazarotas tienen su tenacidad máxima. En la tabla que antecede no se encuentra ningun ejemplo de peso específico entre 7,272 y 7,304, pero en todos los casos

en que se ha encontrado la densidad igual ó mayor que esta ha habido una disminucion de tenacidad.

» Conforme aumenta la densidad del hierro, disminuye su fluidez cuando se derrite. Esto ocasiona su rápida congelacion, y que se formen huecos en el interior. En los tres cañones últimamente fundidos, números 420, 427 y 428, (hierro de los números 1, 2 y 3 mezclados en tercera fusion) el metal se llevó al último punto respecto de esto, de lo que resultó que aparecieron cavidades en las mazarotas, y en tales partes de la boca y del interior, que hacian ver lo defectuoso del moldeo.» (*)

Los resultados que señala el Mayor Wade indican mas grande aumento de resistencia que los de los experimentos anteriores con el hierro de Eglinton, en los cuales se tenia un aumento en la resistencia trasversal á la rotura desde 401 libras en la primera fusion (181,8 kilógs.) hasta el máximo de 692 libras (313,8 kilógs.) en la duodécima, ó sea en la relacion de 1 á 1,72. Reflexionando sobre estos hechos no puede haber duda acerca de las ventajas que se pueden sacar de la refundicion del hierro, siempre que se necesiten piezas de gran resistencia y tenacidad.

Página 83. De las mezclas de hierros.

La siguiente tabla será interesante como ejemplo del método de mezclar hierros de diferentes procedencias, y de los resultados de los diversos métodos de tratamiento. Contiene el peso específico y la resistencia á la estension de varios ejemplares cortados de cinco cañones de á 24 para experimentos, preparados por el autor y probados bajo la direccion del coronel Wilmot, del Real Arsenal de Woolwich.

(*) Relacion de los experimentos sobre los metales para cañones. Filadelfia, 1856.

MARCA del cañon.	NÚMERO del ejemplar.	POSICION en la pieza.	PESO específico.	CARGA de rotura por estension. — Libras por pulg. c.	TÉRMINOS MEDIOS.		NÚMERO de tiros que resistió antes de re-entar.
					Peso específico.	Carga de rotura. Libras por pulg. c.	
A	1	Culata	7,2585	50060	7,2105	28516	53
	2	Boca	7,1827	26971			
B	3	Culata	7,2290	29426	7,2525	27219	52
	4	Boca	7,2560	25015			
C	5	Culata	7,0976	18657	7,0865	18101	17
	6	Boca	7,0751	17544			
D	7	Culata	7,2191	26218	7,2052	25954	51
	8	Boca	7,1874	25690			
E	9	Culata	7,2494	27649	7,2441	28516	53
	10	Boca	7,2588	29582			

La siguiente tabla hace ver las mezclas que produjeron estos ejemplares de tanta fuerza.

NOMBRE y calidad del hierro.	CAÑON A.	CAÑON B.	CAÑON C.	CAÑON D.	CAÑON E.
	Fundido del modo ordinario, con 3 pies y 6 pulgadas de mazarota.	Refundido una vez y moldeado luego como el Cañon A.	Fundido en reverbero, con coque de sulfurado y con 5 pies y 6 pulgadas de mazarota.	Fundido bajo la presión de una mazarota de 17 pies y 5 pulgadas.	Refundido y moldeado bajo la presión de una mazarota de 17 pies y 5 pulgadas.
	qq. cuart.	qq. cuart.	qq. cuart.	qq. cuart.	qq. cuart.
Blaenavon, núm. 1.	11	2 0	11	11	2 0
Blaenavon, núm. 2.	11 2 1/2	15 0	11 2 1/2	11 2 1/2	15 0
Lilleshall, núm. 2.	24 » 1/2	52 0	24 » 1/2	24 » 1/2	52 0
Pontipool, núm. 5.	11 5	15 0	11 5	11 5	15 0
Blaenavon, núm. 3.	19 5	26 0	19 5	19 5	26 0
Lilleshall, núm. 3.	» »	» »	6 2	» »	» »
Torneaduras.	5 0	» »	10 0	5 0	» »
Mazarotas.	11 2	» »	» »	11 2	» »
	85 0	90 0	85 0	85 0	90 0

Por la tabla anterior se puede ver que los cañones A y E resistieron el mismo número de tiros, pero tanto por el estado de las piezas, despues de reventar, como por el aspecto de la fractura al microscopio y otras circunstancias, era evidente que el hierro del cañon E era sin duda alguna de mejor calidad. Se observará que este cañon era el de mas densidad y se fundió bajo una presion de 53 libras por pulgada cuadrada (3,7 kilogramos por c. c.) Tenia la misma resistencia á la estension que el cañon A, á saber, 28516 libras por pulgada cuadrada (201,5 kilogramos por c. c.); pero era de mayor peso específico, debido probablemente á haberse fundido bajo una presion de 17 pies y 5 pulgadas (5^m,26) en lugar de 3 piés y 6 pulgadas (4^m,07). Su estructura apareció mas compacta y de grano mas fino que en los demas, y dificilmente se hubiera podido volver á hacer de modo que repitiese resultados tan favorables en su resistencia, en su densidad y en su testura.

Es menester observar que el peso del proyectil y de la pólvora se aumentaba cada cinco tiros, empezando con 8 libras de pólvora y 2 balas de á 24, y creciendo hasta 14 libras de pólvora y 7 balas, que hacian 168 libras, en el tiro 35° ó último. Los cañones A y E resistieron á un total de 364 libras de pólvora, 3120 libras de balas y 91 tacos antes de reventar.

El metal que se elige para fundir piezas de artillería es menester que sea de la mayor pureza y exento, en lo posible, de fósforo y azufre; su peso específico no debe ser menor de 7,0 ó 7,2, pero la densidad no es siempre un indicio de la resistencia, pues en muchos casos hemos encontrado gran tenacidad junto con una densidad comparativamente pequeña y viceversa; pero por lo comun, cuando el metal es bastante puro, las resistencias son como los pesos específicos. Las mismas observaciones se aplican á las demas clases de hierro fundido, cuando se destinan á objetos que necesitan gran resistencia.

Página 85. Mezcla del hierro fundido con el hierro dulce.

Los siguientes resultados, obtenidos por la Comision de las obras de ferro-carriles, hacen ver con la misma fuerza que los experimentos de Mr. Owen la ventaja de mezclar el hierro fundido con el dulce.

Hierro de Mr. Morris Stirling.

DIMENSIONES DE LAS BARRAS.	CARGA de rotura trasversal. — Libras.	FLECHA final. — Pulgadas.
Barras de 9 pies de luz y 2 pulgs. de escuadria, de segunda calidad.	2174 en 4 exps.	2,652
Id. id. id. de tercera calidad.	1491 en 2 exps.	2,179
Barras de 4 1/2 pies de luz y una pulgada de escuadria, de segunda calidad.	625 en 4 exps.	1,482
Id. id. id. de tercera calidad.	499 en 4 exps.	1,502

El hierro denominado de segunda calidad se componia de hierro de Calder de aire caliente núm. 1, y sobre 20 por 100 de virutas de hierro dulce, y el de tercera calidad se hacia con hierro de Ley de aire caliente núm. 1, y un 15 por 100 de virutas ó desperdicios de hierro dulce.

Los siguientes resultados se obtuvieron al mismo tiempo para la comparacion.

Hierro de Blaenavon. Núm. 2.

DIMENSIONES DE LAS BARRAS.	CARGA de rotura trasversal. Libras.	FLECHA final. Pulgadas.
Barras de 9 pies de luz y 2 pulgadas de es- cuadria.	1558 en 6 exps.	3,0035
Barras de 4 ½ pies de luz y 1 pulgada de es- cuadria.	440 en 3 exps.	1,779

Esto indica que la mezcla de Mr. Stirling tiene sobre el hierro de Blaenavon un aumento de resistencia de 51 por 100 para la segunda calidad, y de 15 por 100 para la tercera. Se puede observar un aumento análogo de resistencia longitudinal en la tabla de la pág. 24.

Página 87. Experimentos sobre la resistencia del hierro fundido.

En el informe de la Comisión de las obras de ferro-carriles se encuentra una serie de experimentos sobre la resistencia transversal del hierro fundido de diferentes fábricas; y como estos experimentos se emprendieron bajo la dirección de Mr. Roberto Stephenson con el objeto de procurarse la mejor calidad de metal para la fundición del puente de High Level, en Newcastle-on-Tyne, y además contienen algunos hechos nuevos, no hemos vacilado en darles un lugar entre los nuestros con otros que hemos tomado de la misma fuente.

También insertamos un extracto del informe dado al departamento de Artillería de los Estados-Unidos sobre «las causas que influyen en la calidad del metal de cañones;» y como se

refiere á la constitucion química de las diferentes variedades, servirá de complemento á nuestras investigaciones sobre las calidades del hierro fundido.

Experimentos sobre la resistencia trasversal del hierro, hechos bajo la direccion de Mr. Roberto Stephenson, Esq.

Barras de 1 pulgada de escuadría y 3 pies de luz.

CLASE DE HIERRO.	NÚM. de expe- rimen- tos.	PESO medio de rotura. — Libras.	FLECHA final media. — Pulgadas.	PESO de rotura redu- cido de barras de 4 y medio pies de luz. — Libras.
De aire caliente.				
Escocés	3	775	0,65	516
Coltness, núm. 3.	3	789	0,75	526
Langloan, núm. 3.	3	727	0,66	484
Omoa, núm. 3.	3	906	0,82	604
Omoa, núm. 1.	2	805	0,75	556
Redsdale, núm. 3.	3	1014	0,89	676
Redsdale, núm. 1.	3	794	0,745	529
Redsdale, núm. 1 (escogido).	3	919	0,94	612
Tow-Law, núm. 3.	2	708	0,75	472
De aire frio.				
Staffordshire, núm. 3.	3	875	0,79	582
Crawshay (Gales), núm. 1.	3	875	0,80	582
Blaenavon, núm. 1.	3	754	0,82	502
Coalbrook Vale, núm. 1.	3	876	0,71	584
Coalbrook Vale, núm. 3.	3	897	0,75	598
Ystalyfera, núm. 3, de aire caliente y antracita.	6	998	0,80	665

CLASE DE HIERRO.	NÚM. de expe- rimen- tos.	PESO medio de rotura.	FLECHA final media.	PESO de rotura redu- cido de barras de 4 y medio pies de luz.
		Libras.	Pulgadas.	Libras.
Mezclas.				
Ystalyfera, núm. 3, de aire caliente	3	876	0,82	584
Blaenavon, núm. 1, de aire frío.				
Garscube, núm. 1, a. c.	2	981	0,85	654
Redsdale, núm. 3, a. c.				
Garscube, núm. 1, a. c.	5	907	0,80	604
Redsdale, núm. 3, a. c.				
Dundyvan, núm. 3, a. c.	5	824	0,71	548
Coltness, núm. 3, a. c.				
Redsdale, núm. 1, a. c.	5	859	0,82	572
Clyde, núm. 3, a. c.				
Coltness, núm. 3, a. c.	5	829	0,82	552
Langloan, núm. 3, a. c.				
Omoa, núm. 1, a. c.	3	901	0,75	600
Forth, núm. 3, a. c.				
Omoa, Blair, Clyde, Langloan, Forth, Coltness, todos del nú- mero 3, a. c.	3	901	0,75	600
Escoces de a. c. y recortaduras, mezcla de fundicion ordinaria para objetos comunes.	5	879	0,78	586
Carnbroe, núm. 1, a. c.	2	717	0,59	478
Redsdale, núm. 3, a. c.				
Carnbroe, núm. 1, a. c.	3	895	0,67	595
$\frac{2}{3}$ Redsdale, núm. 3, a. c.				
$\frac{1}{3}$ Recortaduras, (la mayor par- te de a. f)	3	895	0,67	595
Crawshay (Gales), núm. 1, a. f.	4	855	0,89	570
Coalbrookdale, núm. 1, a. f.				
Ystalyfera, núm. 3, de antracita 40 partes.				
Redsdale, núm. 3, a. c. 40 partes.				
Crawshay, núm. 1, a. f. 40 partes.				
Blaenavon, núm. 1, a. f. 30 partes.	5	1058	0,89	705 (*)
Coalbrookdale, núm. 1, a. f. 30 partes.				
Recortaduras escogidas limpias, principalmente de a. f. 30 partes				

(*) Esta fué la mezcla escogida para fundir los cerchones del puente de High Level.

CLASE DE HIERRO.	NUM. de expe- rimen- tos.	PESO medio de rotura.	FLECHA final media.	PESO de rotura redu- cido de barras de 4 y medio pies de luz.
		Libras.	Pulgadas.	Libras.
Mezclas.				
La misma, segunda fusion.	3	524	0,26	546 (*)
La misma, fundida en reverbero.	2	928	0,80	618
La misma, fundida en crisol.	1	1025	0,94	682
$\frac{1}{9}$ Crawshay, núm. 1, a. f.	3	822	0,87	548
$\frac{1}{3}$ Redsdale, núm. 3, a. c.				
$\frac{5}{9}$ Escocés, núms. 1 y 3, a. c.	3	928	0,76	585
$\frac{1}{6}$ Crawshay, núm. 1, a. f.				
$\frac{1}{2}$ Redsdale, núm. 3, a. c.				
$\frac{1}{3}$ Escocés, núms. 1 y 3, a. c.				

Las mezclas de la tabla anterior se hicieron con partes iguales de cada componente, á menos que no se haya especificado otra cosa.

«Las barras se fundieron, en cuanto fué posible, de una »pulgada de escuadría, y las que se hallaron defectuosas se »desecharon sin probarlas; no obstante, si al medir la seccion »de rotura se encontraba despues alguna diferencia respecto de »esta dimension, se anotaba en las observaciones. Cuando la »diferencia no era apreciable se escribia «dimensiones casi »exactas;» y cuando lo era se señalaban las dimensiones, como »por ejemplo: $1 \frac{1}{32}$ en cuadro, $1 \frac{1}{16}$ de ancho por $1 \frac{1}{32}$ altura, »reduciendo los pesos de rotura, cuando esto sucedió, á la sec- »cion de 1 pulgada.» (*Apéndice al informe de la comision encargada del exámen de la aplicacion del hierro á las obras de ferro-carriles; 1849, pág. 390-401.*)

(*) Metal blanco, fractura cristalina, muy dura y radiada.

Resistencia longitudinal de varias clases de hierro.

CLASES DE HIERRO.	RESISTENCIA à la estension por pulgada cuadrada.		ALTURA de los ejempla- res.	RESISTENCIA à la compresion, por pulgada cuadrada.		RELACION de ambas resistencias.	
	Libras.	Toneladas.		Libras..	Toneladas.	Térm. med.	
Low Moor, núm. 1. . .	12694=	5,667	$\frac{3}{4}$	64554=	28,809	1 : 5,084	} 1 : 4,765
			1 $\frac{1}{2}$	56455=	25,198	1 : 4,446	
Low Moor, núm. 2. . .	15458=	6,901	$\frac{3}{4}$	99525=	44,450	1 : 6,458	} 1 : 6,205
			1 $\frac{1}{2}$	92552=	41,219	1 : 5,975	
Clyde, núm. 1. . . .	16125=	7,198	$\frac{3}{4}$	92869=	41,459	1 : 5,759	} 1 : 5,631
			1 $\frac{1}{2}$	88741=	59,616	1 : 5,505	
Clyde, núm. 2. . . .	17807=	7,949	$\frac{3}{4}$	109992=	49,105	1 : 6,177	} 1 : 5,953
			1 $\frac{1}{2}$	102050=	45,549	1 : 5,729	
Clyde, núm. 5. . . .	25468=	10,477	$\frac{3}{4}$	107197=	47,855	1 : 4,568	} 1 : 4,518
			1 $\frac{1}{2}$	104881=	46,821	1 : 4,469	
Blaenavon, núm. 1. . .	15958=	6,222	$\frac{3}{4}$	90860=	40,562	1 : 6,519	} 1 : 6,149
			1 $\frac{1}{2}$	80561=	55,964	1 : 5,780	
Blaenavon, núm. 2, primera prueba. . .	16724=	7,466	$\frac{3}{4}$	117605=	52,502	1 : 7,052	} 1 : 6,577
			1 $\frac{1}{2}$	102408=	45,717	1 : 6,125	
Blaenavon, núm. 2, segunda prueba. . .	14291=	6,580	$\frac{3}{4}$	68559=	50,606	1 : 4,797	} 1 : 4,796
			1 $\frac{1}{2}$	68552=	50,594	1 : 4,795	
Calder, núm. 1. . . .	15755=	6,151	$\frac{3}{4}$	72195=	52,229	1 : 5,256	} 1 : 5,594
			1 $\frac{1}{2}$	75985=	55,921	1 : 5,552	
Coltnes, núm. 5. . . .	15278=	6,820	$\frac{3}{4}$	100180=	44,725	1 : 6,557	} 1 : 6,611
			1 $\frac{1}{2}$	101851=	45,460	1 : 6,665	
Brymbo, núm. 1. . . .	14426=	6,440	$\frac{3}{4}$	74815=	55,599	1 : 5,186	} 1 : 5,216
			1 $\frac{1}{2}$	75678=	55,784	1 : 5,246	
Brymbo, núm. 5. . . .	15508=	6,925	$\frac{3}{4}$	76155=	55,988	1 : 4,909	} 1 : 4,956
			1 $\frac{1}{2}$	76958=	54,556	1 : 4,963	
Bowling, núm. 2. . . .	15511=	6,052	$\frac{3}{4}$	76152=	55,987	1 : 5,635	} 1 : 5,555
			1 $\frac{1}{2}$	73984=	55,028	1 : 5,476	
Ystalyfera, de antraci- ta, núm. 2.	14511=	6,478	$\frac{3}{4}$	99926=	44,610	1 : 6,886	} 1 : 6,755
			1 $\frac{1}{2}$	95559=	42,660	1 : 6,585	
Yniscedwyn, de antra- cita, núm. 1.	15952=	6,228	$\frac{3}{4}$	85509=	57,281	1 : 5,985	} 1 : 5,811
			1 $\frac{1}{2}$	78659=	55,115	1 : 5,658	
Yniscedwyn, de antra- cita, núm. 2.	15548=	5,959	$\frac{3}{4}$	77124=	54,450	1 : 5,788	} 1 : 5,712
			1 $\frac{1}{2}$	75569=	55,646	1 : 5,646	
Hierro de Mr. Morris Stirling llamado de segunda calidad. . .	25764=	11,502	$\frac{3}{4}$	125355=	55,952	1 : 4,865	} 1 : 4,751
			1 $\frac{1}{2}$	119457=	53,529	1 : 4,657	
Hierro de Mr. Morris Stirling llamado de tercera calidad. . .	25461=	10,474	$\frac{3}{4}$	158655=	70,827	1 : 6,762	} 1 : 6,149
			1 $\frac{1}{2}$	129876=	57,980	1 : 5,556	

Para obtener la resistencia á la estension, la forma de las secciones de las barras fundidas era de cruz. (*Informes de la comision etc.* pág. 101.)

Para concluir, y abriendo con esto un nuevo campo de observaciones en lo relativo á la resistencia del hierro fundido, copiaremos algunos de los resultados generales de una estensa série de análisis hechos por órden del Gobierno en los Estados- Unidos. Estos análisis parecen hechos con sumo cuidado, y los resultados, en lo que alcanzan, son satisfactorios y dejan ver una esplicacion de algunas variaciones por lo menos de la resistencia de este material. Debemos advertir que los cañones del departamento de Artillería de los Estados- Unidos se han dividido en tres clases segun las pruebas que han sufrido y la resistencia del metal. Un gran número de ejemplares tomados de los cañones de cada clase se sometieron al análisis por los Señores Campbell Morfit y J. C. Booth, y obtuvieron los resultados notables que siguen.

CLASE de los cañones.	PESO específico.	RESISTENCIA á la estension.	CARBON total.	CARBON combinado.	CARBON alotrópico.
1. ^a	7,204	28805	0,0584	0,0178	0,0206
2. ^a	7,154	24767	0,0576	0,0146	0,0250
3. ^a	7,087	20148	0,0565	0,0082	0,0285

Los diferentes efectos producidos por el aire *frio ó caliente* se muestran claramente en la siguiente tabla, tanto en lo relativo á la composicion química, como al peso específico y la resistencia á la estension.

CLASE de aire.	PESO específico.	RESIS- tencia a la es- tension	CARBON total.	CARBON alotró- pico.	CARBON combi- nado.	SILICIO	SILICIO y carbon combi- nado.	SILICIO y carbon total.	ESCORIAS.	ESCORIAS y carbon alotró- pico.
Caliente.	7,065	49640	0,0569	0,0292	0,0076	0,0159	0,0255	0,0528	0,00487	0,0344
Frio...	7,218	29219	0,0407	0,0209	0,0208	0,0059	0,0267	0,0476	0,00124	0,0221

Se observará que mientras que hay una gran desproporción en las cantidades de cada ingrediente *solo* de los que componen el metal de aire frío y de aire caliente, hay casi las mismas de varios reunidos, como de escorias y carbon alotrópico, de silicio y carbon combinado, ó de silicio y carbon total. Estos números son muy interesantes, porque aun cuando no haya gran desigualdad entre las cantidades de carbon total que resultan con el aire frío ó con el aire caliente, el aire caliente ha sacado una porción de carbon fuera de combinación de tal modo que el hierro de aire frío contiene $2 \frac{5}{4}$ veces de carbon combinado. Sin embargo, el metal de aire caliente compensa algo esta pérdida de carbon reduciendo por su intenso calor una gran cantidad de sílice y quedándose con el silicio.

También es notable la gran diferencia en la cantidad de escoria que contienen ambas clases de metal.

Siendo la escoria y el carbon alotrópico (grafítico) de naturaleza quebradiza y no estando incorporados con el hierro, cubren las láminas cristalinas del metal y disminuyen la superficie de contacto, de lo que se sigue que la resistencia del metal á la estension debe disminuir algo en proporción de la escoria y del carbon alotrópico.

De la larga serie de experimentos hechos sobre la resistencia y otras propiedades del hierro segun se puede obtener de casi todos los de Inglaterra, se ha deducido un resumen general de resultados que se ha dado en varios periódicos, folletos y

manuales como cuadro sinóptico de las cualidades de los hierros que entonces (1855) salían de los hornos de la Gran Bretaña. Desde entonces, sin embargo, otros hierros, producto de nuevos hornos y procedimientos perfeccionados, han aparecido, y se han añadido progresivamente á la tabla. Ahora hemos ofrecido algunos resultados de los informes de la Comisión de las obras de ferro-carriles que tienen relacion mas inmediata con la tabla primitiva, continuándola con las propiedades de muchos hierros nuevos, que entonces no se conocían. Sin embargo de todo, salvos dos ó tres casos solamente, poca ó ninguna variación ha habido en la condición mecánica de los hierros ingleses. Los de Ystalyfera, Redsdale y Crawshay indican mayor resistencia, pero este aumento puede provenir en parte de una ó varias causas, como es el ensanche de las barras al moldearse, y probablemente de que los resultados no se hayan reducido á la esquadria de una pulgada *exacta*.

PARTE SEGUNDA.

DE LAS VIGAS DE HIERRO FORJADO.

Pág. 97. Formas de las vigas laminares.

Después de escrito lo que precede en la primera edición de esta obra, hemos tenido ocasión de examinar, en la Exposición de París de 1855, algunas vigas laminadas superiores á cuanto se ha hecho en este país hasta el presente y de una magnitud tal, que prueba que la dificultad á que aludíamos no es insuperable. Las figuras 63 y 64 hacen ver las dimensiones transversales de estas vigas; de esta forma se han empleado en Francia para los suelos de edificios incombustibles, y parece que corresponden perfectamente á su objeto en la composición de suelos formados solo con viguetas de hierro, yeso y ladrillos huecos. La viga menor se laminó con una longitud de 60 pies (18 metros) y la mayor con la de 40 pies (12 metros).

Debe observarse que estas vigas se enviaron á la Exposición como muestras de fabricación, y probablemente se laminaron ya con ese objeto; no obstante, demuestran claramente que se pueden sacar vigas de esta especie directamente de los laminadores, y que aun podemos alcanzar mas alto grado de perfección en la manufactura y hacer una aplicación muy estensa de las vigas de hierro dulce á la construcción de edificios (*).

(* En el continente se ha usado un sistema de suelos incombustibles que se ha empleado en parte en Inglaterra. En Francia se han introducido

Pág. 107. Experimento XVI a.

El peso de rotura es casi doble que cuando la cabeza mas delgada estaba debajo.

dos sistemas principales, llamados por los nombres de sus inventores *Sistema Vaux* y *Sistema Thuasné*, de los cuales las adjuntas figuras (65, 66 y 67) darán mejor idea que una larga descripcion. En el sistema Vaux se vé que las vigas que sostienen el suelo consisten en simples planchas de hierro dulce, hendidas y dobladas por la estremidad para asegurarlas fuertemente en el muro, reunidas por tirantes, que se cruzan á su vez por otros para sostener el techo. En el sistema Thuasné las planchas se sustituyen con viguetas laminares de hierro forjado, y se emplea diferente modo de unir los tirantes. Las vigas comunmente usadas son como las de las figuras 63 y 64, y varian en altura, grueso y longitud, segun la estension del suelo y la magnitud de la luz. Al principio se colocaban á la distancia de 1 metro (5 p. 3 1/2 pg.) una de otra, pero se ha visto que esta distancia no era conveniente, porque no daba bastante fuerza y rigidez al suelo, y por esto se colocan ahora con unos 2 pies de separacion.

La manera ordinaria de formar el cielo raso consiste en apoyar unas tablas contra la cabeza inferior de las viguetas de hierro, que hacen un encamonado, y llenar el espacio entre dichas viguetas y los tirantes con un tendido 2 1/2 ó 3 pulgs. (6 á 8 cents.) de yeso que se endurece casi al momento y puede recibir un guarnecido mas fino. La parte alta de las viguetas se rellena con ladrillos huecos ó pequeños cilindros de arcilla cocida, parecidos á caños ó macetas, los cuales recibidos tambien con yeso forman un escelente enlace entre las viguetas. Por encima se puede formar el suelo con baldosas ú hormigon, segun convenga, ó bien se puede aplicar un suelo de madera, como se hace muchas veces, sentando largueiros de madera á las distancias convenientes para recibir el tablado.

Mr. Thuasné ha publicado hace algunos años una tabla de las magnitudes y precios de las viguetas para uso de los constructores y del público, de la cual ha dado Mr. Burnell el siguiente traslado en una memoria leida al Real Instituto de Arquitectos Británicos en 1854.

Pág. 109. Experimento XVII a.

Dimensiones de las planchas.

Lado superior. 6^{PG} (15^c,24) de ancho por 0^{PG},260 (0^c,660) de grueso.
 Lado inferior. 10^{PG} (25^c,400) de ancho por 0^{PG},260 (0^c,660) de grueso.
 Lados verticales. 15^{PG} (53^c,099) de alto por 0^{PG},151 (0^c,555) de grueso.
 Separacion de los lados. 2^{PG},25 (5^c,715)

LUCES.		ALTURA de la vigueta.	ALTURA total del suelo.	PESO por 100 pies cuadrados.	HERRAGE por 100 pies cuadrados.			INCLUYENDO LA albañilería (12 sh) por 100 pies cs.		
P. pg.	P. pg.	Pulgadas.	Pulgadas.	Libras.	Lib.	Shel.	Pen.	Lib.	Shel.	Pen.
10 0	á 11 6	4	7 ¹ / ₈	370	2	19	5	3	11	5
11 6	á 13 0	4 ³ / ₄	7 ⁷ / ₈	420	3	6	5	3	18	5
13 0	á 16 6	5 ¹ / ₂	8 ³ / ₈	465	3	14	4	4	6	4
16 6	á 20 0	6 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	510	4	1	9	4	13	9
20 0	á 23 0	7 ¹ / ₈	10 ¹ / ₄	605	4	17	6	5	9	6
23 0	á 26 0	8 ⁵ / ₈	11 ³ / ₄	700	5	12	4	6	4	4

Los Sres Fox y Barrett han introducido en Inglaterra suelos semejantes á estos en muchas cosas.

Los suelos franceses se han construido en algunas ocasiones de distinta manera: colocadas las viguetas como se ha dicho, se han puesto tirantes á cada 5 ¹/₂ pies (1 m. próximamente) y con estos se apoyaban tres varillas delgadas de hierro dulce entre cada dos viguetas. Estas varillas pasaban á través de ladrillos perforados, dispuestos en forma ligeramente arqueada, revestidos por debajo con yeso, como se vé en la fig. 68; y sobre las viguetas se colocaban largueros de madera para sentar la tablazón.

En esta clase de suelos hay completa seguridad del fuego, y por ser el yeso mal conductor del calor uniforma la temperatura de las habitaciones. El único defecto que se puede señalar es el espacio hueco AA entre los arcos y el piso, que sirve de guarida para los insectos y sabandijas; pero esto se puede evitar haciendo unas divisiones de yeso de 6 pulgadas de espesor á través del suelo y en contacto con las tablas. Esta especie de construcciones es de uso general en Paris y otras ciudades de Francia, y bajo el punto de vista de su resistencia al fuego, recomiendo eficazmente su adopcion en este pais.

Pág. 113. Experimento XXV.

La forma indicada se vé en la fig. 69.

Pág. 125. Experimentos sobre la resistencia de las vigas de hierro forjado.

Experimento XXXIV. Viga de hierro forjado, compuesta de una lámina vertical uniforme de 7 pulgadas ($17^{\circ},78$) de alto y $7 \frac{1}{2}$ pies ($2^m,29$) de largo, con dos escuadras robladas arriba y abajo, y los roblones con 4 pulgadas ($10^{\circ},16$) de separacion (fig. 70).

Distancia entre los apoyos = 7 pies. ($2^m,15$)

CD = 7 pulgs. ($17^{\circ},78$)

AB = 4,5 » ($11^{\circ},45$)

EF = 4,5 » ($11^{\circ},45$)

Espesor medio de . . . AB = 0,28 » ($0^{\circ},71$)

EF = 0,30 » ($0^{\circ},76$)

GH = 0,25 » ($0^{\circ},64$)

PESOS. Libras.	FLECHAS. Pulgadas.
4216	0,10
8504	0,18
16480	0,25
18667	0,36
22027	0,52
A los 5 minutos.	0,54
24379	Cedió.

Con el peso de 24579 libras (11054 kil.) se dobló la cabeza superior de la viga.

Experimento XXXV. La misma viga, enderezada y uniforme.

PESOS. Libras.	FLECHAS. Pulgadas.	OBSERVACIONES.
16115	0,29	Los herreros caldearon la viga, y cuando recobró su primitiva forma la dejaron enfriar lentamente.
18555	0,56	
19475	0,42	
20595	0,51	
21715	Cedió.	

Con 21715 libras (9846 kil.) se encorvó hácia el muro, en la direccion en que empujaba ligeramente la palanca. Las cabezas no se doblaron como antes.

El área de la cabeza inferior de esta viga es de 2,8 pg. c. (18 c. c.) y la fórmula da

$$\frac{2,8 \times 7 \times 60}{84} = 14 \text{ tons.} = 51360 \text{ libras,}$$

pero la viga se rompió con 24000 libras, lo cual indica que habia falta de material en la cabeza superior para igualar la resistencia de la inferior.

Para facilitar la comparacion de los experimentos sobre tubos rectangulares se pueden reunir en una tabla, en la forma siguiente :

18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14
18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14
18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14	18	11	18	14

Resumen de los resultados de los experimentos sobre tubos rectangulares.

NÚMERO del experimento.	DISTAN- cia entre los apoyos.	ALTURA del tubo.	ANCHO del tubo.	ESPESOR DE CADA CABEZA.		FLECHA final.	PESO de rotura.	OBSERVACIONES.
				Superior.	Inferior.			
	<i>Pies. Pulg.</i>	<i>Pulgadas.</i>	<i>Pulgadas.</i>	<i>Pulgadas.</i>	<i>Pulgadas.</i>	<i>Libras.</i>		
14	17 6	9,6	9,6	0,075	0,272	1,10	5785	Rota por compresion.
14 A	17 6	9,6	9,6	0,272	0,075	1,15	8275	(Invertida.) Estension.
15	17 6	9,6	9,6	0,075	0,142	0,94	5788	Compresion.
15 A	17 6	9,6	9,6	0,142	0,075	1,88	7148	(Invertida) Estension.
16	17 6	18,25	9,25	0,059	0,149	0,95	6812	Compresion.
16 A	17 6	18,25	9,25	0,149	0,059	1,75	12188	(Invertida.) Estension.
17	24 0	15,00	2,25	0,260	0,260	2,66	17600	Compresion.
18	18 0	15,25	7,50	0,142	0,142	1,71	15680	Compresion.
25	18 6	15,00	8,00	0,066	0,066	1,19	8812	Compresion. Ala en la cabeza superior.
25	11 0	8,00	1,00	0,282	0,116	0,75	11254	Compresion.
29	19 0	15,40	7,75	0,250	0,180	1,59	22467	Lados torcidos. Cabeza superior acanalada.

Estos resultados se pueden comparar por medio de la fórmula

$$P = \frac{sc}{l}$$

que espresa la relacion de la resistencia y dimensiones de todas las vigas tubulares. En esta fórmula, P es el peso de rotura, s el área de toda la seccion transversal, c una constante que se ha de determinar experimentalmente para cada forma particular de tubo, y a y l la altura y la longitud, lo mismo que siempre. Se verá, segun esto, que hallando P, por los experimentos, el valor de c que resulte para las diferentes formas de seccion nos permitirá determinar su resistencia comparativa; siendo mayor la resistencia para una cantidad dada de material, cuanto mayor sea el valor de c. Deduciendo, pues, este valor de los diferentes experimentos, se obtienen los resultados siguientes :

Resistencia comparativa de los tubos rectangulares indicada por el valor de C.

NÚM. del experimento.	PESO de rotura P. Toneladas.	AREA s de la seccion. Pulgadas.	VALOR de la constante C. Toneladas.	RELACION entre ambas cabezas.	OBSERVACIONES.
14	1,71	5,20	11,7	1 : 1,01	Rota por compresion.
14 A	5,73	5,52	15,5	1 : 3,36	» estension.
15	1,74	4,04	9,5	1 : 0,55	» compresion.
15 A	5,24	4,04	17,8	1 : 1,87	» estension.
17	8,03	8,00	19,5	1 : 0,60	» compresion.
25	5,05	2,90	28,6	1 : 1,62	» compresion.
25 A	5,20	2,90	18,0	1 : 0,61	» compresion.
29	10,13	7,05	21,5		

Los resultados que aparecen en la tabla anterior muestran muy claramente el efecto de la distribución del material para la resistencia de la viga. El experimento XV por ejemplo, en que el área de la cabeza superior era solo la mitad que en la inferior, da una constante igual á 9,5; pero el experimento XVa, con la primera doble que la segunda, da $C=17,8$ ó cerca del doble que antes. Eexceptuando el experimento XVII, que es un poco anómalo, los resultados son sumamente conformes.

Tambien es interesante observar que la seccion rectangular es mucho mas fuerte que la circular ó la elíptica. Escogiendo en cada série los experimentos sobre las vigas que se aproximan á su forma mas fuerte, se obtienen las siguientes relaciones de la resistencia comparativa de los tubos.

	Valor medio de C
Para los cilíndricos.	15,05
Para los elípticos.	15,50
Para los rectangulares.	21,50

Será curioso ademas comparar el peso de cada tubo á su carga de rotura, como indicacion de la resistencia respectiva de cada una. La siguiente tabla da los resultados deducidos de los experimentos.

Experimento	Carga de rotura	Peso del tubo	Carga por unidad de peso	Carga por unidad de superficie
15	1500	100	15	150
15a	1780	100	17,8	178
17	1000	60	16,6	166
17a	1100	50	22	220
17b	1000	50	20	200
17c	1000	50	20	200
17d	1000	50	20	200
17e	1000	50	20	200
17f	1000	50	20	200
17g	1000	50	20	200
17h	1000	50	20	200
17i	1000	50	20	200
17j	1000	50	20	200
17k	1000	50	20	200
17l	1000	50	20	200
17m	1000	50	20	200
17n	1000	50	20	200
17o	1000	50	20	200
17p	1000	50	20	200
17q	1000	50	20	200
17r	1000	50	20	200
17s	1000	50	20	200
17t	1000	50	20	200
17u	1000	50	20	200
17v	1000	50	20	200
17w	1000	50	20	200
17x	1000	50	20	200
17y	1000	50	20	200
17z	1000	50	20	200

Pesos y resistencias comparativas de los tubos rectangulares.

NÚMERO del experimento.	DISTANCIA entre los apoyos.		PESO del tubo.	PESO de rotura.	RELACION del peso a la resistencia.
	Pies.	Pulg.	Libras.	Libras.	
14	17	6	202	5738	1 : 18
14 A	17	6	584	8275	1 : 21
15	17	6	255	5788	1 : 14
15 A	17	6	255	7148	1 : 28
16	17	6	517	6812	1 : 21
16 A	17	6	517	12188	1 : 58
17	24	0	788	17600	1 : 22
25	18	6	267	8812	1 : 35
29	19	0	500	22469	1 : 50

En los resultados de esta tabla se notará que la relacion del peso del tubo al de rotura varía como su altura cuando la longitud es constante.

Del mismo modo se pueden comparar los resultados de los experimentos sobre vigas laminares, cuyos resultados reunidos como los anteriores, dan las siguientes resistencias comparativas.

*Resistencia comparativa de las vigas laminares,
indicada por el valor de C.*

NÚM. del experi- mento.	PESO de rotura P.	AREA s de la seccion.	VALOR de la con- stante C.	RELACION de ambas ca- bezas.	OBSERVACIONES.
	Toncladas.	Pulgadas.	Toncladas.		
50	5,85	6,29	14,5	1 : 1,6	Se dobló lateralmente.
51	8,52	7,44	14,5	1 : 1,4	Torcida.
52	10,55	7,59	17,5	1 : 1,5	Se dobló lateralmente.
53	14,80	18,90	14,0	1 : 1,0	Idem idem.
54	10,88	6,50	20,7	1 : 0,9	Cedió la cabeza sup. ^r
55	9,69	6,50	18,7	1 : 0,9	Se dobló lateralmente.

Respecto de las vigas que ceden lateralmente, los experimentos anteriores distan mucho de ser concluyentes, y son en muy corto número para dar resultados definitivos. Prueban, sin embargo, que la cabeza superior debe ser mucho mas grande que la inferior, y reunidos con los experimentos precedentes sobre vigas tubulares análogas, suministrarán suficientes datos para determinar la forma mas apropiada.

Pág. 130. De las vigas enrejadas.

Para determinar el valor de la constante para las vigas enrejadas tenemos, por la tabla de experimentos:

$$P = \frac{1}{2}(52) = 16 \text{ toneladas.}$$

$$l = 25\frac{1}{2} \times 12$$

$$s = 2,8$$

$$a = 5 \times 12$$

y de aqui sacamos

$$C = \frac{16 \times 25\frac{1}{2} \times 12}{2,8 \times 5 \times 12} = 44$$

$$y \quad P = \frac{44 sa}{l} \quad (1),$$

y se ve que el valor de la constante es casi la mitad que para las vigas tubulares. (*)

Otro ejemplo notable de la debilidad é insuficiencia de las vigas enrejadas se puede presentar por los experimentos sobre dos vigas de las que soportan uno de los arcos de la Exposicion de los tesoros artísticos de Manchester. Lo mismo que

(*) En la primera edicion se cometió un error por inadvertencia al tomar los datos para estos cálculos.

para la exposicion de Dublin, se concibieron algunas dudas sobre su seguridad, y en esta ocasion igualmente que en la anterior, se me pidió mi opinion sobre su conveniencia para la obra de que habian de formar parte.

Esta viga (fig. 71) se observará que está formada de postes verticales *a a a* de seccion cruciforme, compuesta de dos **T** unidas, con tirantes *b b b* entre ellos. Estos se unian por un solo roblon á las escuadras que formaban las cabezas, y los extremos de las vigas se reforzaban por dos columnas *c c* de hierro fundido.

Experimentos para determinar la resistencia de una viga enrejada como la de la figura 71. (Enero de 1857.)

Peso de la viga, 10 qq. 3 qrs. = 1204 libras (546,3 kil.)

Area de la cabeza inferior = 5,4 pg. c. (34,8 c. c.)

NUMERO del experimento.	PESOS colocados. — Libras.	FLECHAS. — Pulgadas.	OBSERVACIONES.
1	2660	»	
2	5320	»	
3	8204	0,16	
4	10864	0,29	
5	14224	0,45	
6	16884	0,58	
7	19544	0,74	
8	21952	0,91	
9	24612	1,25	
10	27272	1,48	Se rompió una de las diagonales por el agujero del roblon.
11	29456	1,67	Se rompió con 15,15 toneladas en las dos vigas.

Las dos vigas se pusieron la una al lado de la otra, á alguna distancia como en el otro experimento, y colocadas en soportes de madera por las estremidades, se arriostaron fuertemente entre sí, y se colocaron los pesos en el medio.

Aplicando la fórmula

$$C = \frac{Pl}{sa}$$

para determinar el valor de la constante en esta viga, tenemos:

$$P = 6,57 + 0,26 = 6,85 \text{ toneladas.}$$

$$l = 25\frac{1}{2} \times 12 \text{ pulgadas.}$$

$$s = 5,4 \text{ pulgadas cuadradas.}$$

$$a = 20 \text{ pulgadas.}$$

$$C = \frac{6,85 \times 25\frac{1}{2} \times 12}{5,4 \times 20} = 17,8.$$

Se vé cuan pequeña es la constante para esta viga, y de cuan débil é imperfecta contruccion es bajo todos conceptos. Su mayor defecto, sin embargo, está en la debilidad de los tirantes en el punto de union con las cabezas, en que tienen un solo roblon. En algunos, los orificios de robladura están tan cerca del borde, que ocasionan la rotura del hierro por allí, y hacen que la viga se rompa antes de que se haya puesto en accion toda la resistencia de la faja inferior. Mas aun cuando se hubiesen proporcionado bien y estuviesen ejecutadas con todo cuidado, no es probable que hubiesen dado una constante mayor que las vigas de la Esposicion de Dublin. Todas estas clases de vigas son, pues, débiles, poco seguras en su composicion, y no pueden compararse con las que tienen una faja maciza que reúne las dos cabezas; pero examinaremos mas detenidamente este asunto cuando tratemos de los puentes de celosía, en la seccion que se ha añadido en esta edicion.

Por ahora solo añadiremos otro ejemplo de una viga enrejada, muy superior probablemente á las dos anteriores en la distribución del material. La figura 72 representa la mitad del alzado y una sección transversal de la viga empleada en un puente del ferro-carril de Ulverstone á Lancaster proyectada por Mr. J. Brunless, Ingeniero civil. Se observará que las cabezas están mas íntimamente unidas, y que se aproximan mas á la condición de tener la unión maciza como en la viga laminar.

La tabla superior consiste en una plancha de 12 pulgadas ($30^{\circ},48$) de ancho y $1\frac{1}{2}$ pulgadas ($1^{\circ},27$) de grueso roblada á dos escuadras de $3^{\text{pg}} \times 5\frac{1}{2}^{\text{pg}} \times 1\frac{1}{2}^{\text{pg}}$ ($7^{\circ},6 \times 8^{\circ},9 \times 1^{\circ},5$). La tabla inferior es semejante, pero no tiene mas que 9 pulgadas ($22^{\circ},8$) de ancho. A cada 5 piés de la longitud hay unos postes *a, a, a*, en forma de **T**, cada uno de $4^{\text{pg}} \times 3^{\text{pg}} \times 1\frac{1}{2}^{\text{pg}}$ ($10^{\circ},2 \times 7^{\circ},6 \times 1^{\circ},5$) en la sección transversal, y por entre sus estremidades cruzan barras diagonales *b, b, b*, de 4 pulgadas ($10^{\circ},2$) de ancho por $\frac{1}{2}$ pulgada ($1^{\circ},5$) de grueso, sólidamente unidas á las escuadras.

En una prueba experimental sobre la viga se obtuvieron los siguientes resultados :

PESOS. <i>Toneladas.</i>	FLECHAS. <i>Pulgadas.</i>
4	0,00
10	0,15
12	0,20
14	0,25
16	0,25
18	0,50
20	0,50
22	0,55
24	0,40
26	0,40
28	0,50
50	0,50

La viga nada sufrió con este peso. Se observará que en este caso las flechas eran menores que en el anterior, é indican una viga mas fuerte. Tomando la fórmula para las vigas laminares, tendremos:

$$P = \frac{10,5 \times 50 \times 60}{360} = 52,5 \text{ toneladas}$$

para la carga de rotura en el centro. Se vé que se ha probado hasta los dos quintos de esta carga, pero es sensible que no se haya hecho romper, para poder determinar la verdadera constante.

Altura de la bala (pies)	Distancia entre apoyos (pies)	Peso medio de las vigas (libras)	Peso medio entre los apoyos (libras)	Distancia entre estos (pies)	Peso de la bala (libras)
10.50	15.00	410.7	382.0	15.00	303
15.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
20.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
25.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
30.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
35.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
40.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
45.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303
50.00	15.00	410.7	382.0	15.00	303

PARTE TERCERA.

CONSTRUCCION DE ALMACENES Á PRUEBA DE FUEGO.

Pág. 141. Resistencia de las vigas al choque.

NOTA. Desde que se escribió lo que precede, la Comision de las obras de ferro-carriles ha hecho una investigacion experimental sobre este asunto, y como los resultados recaen inmediatamente sobre el punto en cuestion, será útil dar un breve extracto de ellos.

El objeto de los experimentos era determinar el efecto de las cargas adicionales repartidas uniformemente sobre las vigas, para aumentar su resistencia al choque de una misma bala que caia de diferentes alturas. Las vigas eran de hierro de Blaenavon, núm. 2, fundidas con 14 1/2 pies de longitud (4,^m42) y 5 pg. en cuadro de seccion (58,06 c. c.)

- Peso medio de las vigas. 410,7 libras (186,2 k.)
- Peso medio entre los apoyos. 382,0 libras próximamente (173,2 k.)
- Distancia entre estos. 15 pies y 6 pulgadas (4,^m13)
- Peso de la bala. 303 libras (137,4 k.)

NÚM. del experi- mento.	CARGA ADICIONAL. — <i>Libras.</i>	ALTURA	VELOCIDAD	MO-	OBSERVACIONES.
		de caída ne- cesaria para romper la viga. — <i>Pulgadas.</i>	correspon- diente a esta altura. <i>Pies por segundo.</i>	MENTO PV. — <i>Libras y pies.</i>	
1	Ninguna.	28 $\frac{1}{2}$	12,558	5744	La flecha que resultaba permanente era muy grande, pero no parece que alterase la resistencia de la viga mas que en los casos ordinarios.
2	Una hoja de plomo de 4 libras en el centro.	55	15,501	4050	
5	28 libras en el centro, sin plomo.	42	15,005	4546	
4	166 lib. repartidas uniformemente, + 4 libras de plomo en el centro.	48	16,042	4860	
5	589 $\frac{1}{4}$ libras repartidas uniformemente, + 4 libras de plomo en el centro.	48	16,042	4860	
6	589 lib. repartidas uniformemente, sin plomo.	48	16,042	4860	
7	591,2 libras repartidas uniformemente, + 4 libras de plomo en el centro.	66	18,810	5699	
8	956 $\frac{1}{4}$ libras repartidas uniformemente, + 4 libras de plomo en el centro.	60	17,955	5454	

Por lo que precede se vé que la resistencia al choque aumenta con la carga permanente de las vigas, pues cuanto mayor es esta, tanto mas grande ha de ser el momento (cantidad de movimiento) del cuerpo chocante para causar la rotura. Este resultado es satisfactorio, porque disminuye el riesgo que puede ofrecer la caída de un peso en un almacén, siendo tanto mayor la resistencia del suelo á un choque súbito, cuanto mas se aproxima su carga al límite en que empieza á ser peligrosa. Además, la influencia amortiguadora de la pequeña pieza de plomo en el experimento número 20 es exactamente análoga á la del piso de madera de los edificios.

Para comparar los números anteriores con la resistencia trasversal, hemos tomado del informe de la comisión citada la tabla siguiente de resultados sobre barras completamente semejantes.

Peso de rotura transversal de barras de Blaenavon, núm. 2, con 15 1/2 pies (4^m,11) entre los apoyos: resultados reducidos á la seccion exacta de 5 pulgadas.

NÚMERO del experimento.	PESO efectivo de las barras entre los apoyos. — Libras.	PESO de rotura en el centro. — Libras.	FLECHA final. — Pulgadas.
1	580,08	2698	4,865
2	578,90	2671	4,391
Término medio.	579,49	2685	4,627

Comparando los resultados medios de estos dos experimentos con la resistencia al choque de una barra igual y sin carga, como la del primer experimento de la tabla anterior, hallamos que la resistencia transversal es á esta, como 2685 : 5744, ó como 1 : 1,59 Del mismo modo hallamos que cuando la barra está cargada con 28 libras en el centro, la relacion de las dos resistencias es como 2685 : 4546, ó como 1 : 1,69; y si la carga es de 591 libras repartidas uniformemente, dicha relacion es como 2685 : 5699 ó como 1 : 2,12.

Para de nuevo experimentar el efecto de la fuerza de la gravedad sobre el movimiento de un cuerpo en caída libre, se repitió el experimento con el mismo aparato de 7 pulgadas.

Experimento	Distancia recorrida en 1 pulgada	Distancia recorrida en 2 pulgadas	Distancia recorrida en 3 pulgadas
1	1.000	4.000	9.000
2	1.000	4.000	9.000
Terminó media	1.000	4.000	9.000

Comparando los resultados obtenidos en estos dos experimentos con la resistencia al choque de una barra igual y sin tener en cuenta el primer experimento de la tabla superior, hallamos que la resistencia lateral es a esta como 1088 : 5754, o como 1 : 5.28. Esto mismo hallamos que cuando la barra está vertical con 28 pulgadas de altura, la resistencia lateral es a esta como 1088 : 1540, o como 1 : 1.41. En la columna de 33 pulgadas, la resistencia lateral es a esta como 1088 : 5000, o como 1 : 4.59.

PARTE CUARTA.

APLICACION DE LAS VIGAS DE HIERRO DULCE Á LA CONSTRUCCION DE LOS PUENTES.

Los puentes se han usado desde la mas remota antigüedad para facilitar el tránsito, y han merecido en todos tiempos la consideracion que justamente se les debe por su grande importancia y pública utilidad. Forman la union de los territorios separados, cruzan las rápidas corrientes y profundos barrancos, y establecen caminos seguros en sitios de acceso difícil ó imposible hasta entonces. Son uno de los medios mas poderosos que posee el mundo civilizado para facilitar el cambio mútuo de los productos de la naturaleza ó de la industria, origen de la inteligencia y prosperidad de las naciones. A ellos en cierto modo somos deudores de todos los beneficios que podemos sacar de la comunicacion por vapor, porque sin su auxilio no podria existir el vasto sistema de ferro-carriles que se estiende en todo nuestro pais; y seguramente, todo adelanto ó nueva aplicacion que aumenta nuestro poder para luchar con las irregularidades de la superficie de la tierra merece la mas atenta consideracion del filósofo, del ingeniero y del público en general.

Examinando rápidamente las principales formas de puentes que están en uso, hallamos que casi todos los de un carácter fijo ó permanente, aunque de gran variedad en su apariencia y construccion, se reducen desde luego á tres clases, que los dividen al mismo tiempo de la manera mas conveniente y apropiada para el objeto de esta obra:

1.º Los que, como los de sillería, se sostienen por la resistencia á la compresion.

2.º Los que se llaman colgados, sostenidos por la resistencia á la estension.

3.º Los restantes que se sostienen por la resistencia combinada á la estension y á la compresion, y se llaman puentes de vigas ó de cuchillos.

La historia no nos enseña cuando se empezaron á usar estas formas de puentes, pero podemos deducir razonablemente que deben haber tenido su origen en los primeros ensayos del arte de la construccion, y que no pueden haber dejado de conocerlas los primeros que trabajaron la piedra, el hierro y la madera. Me parece que la raza inteligente que inventó el arado, el telar y los instrumentos de música no podia desconocer una construccion tan palpablemente útil. Los primitivos puentes fueron probablemente de madera y consistian simplemente en troncos de árboles atravesados entre las orillas. Tambien puede haber sido empleada la piedra en algunos casos dejándola voladiza, colocando piezas labradas una sobre otra por ambos lados de modo que sus estremidades saliesen mas que las de la inferior hasta que viniesen á reunirse en el centro. Esto hacian los antiguos Egipcios antes de que se descubriese el arco, segun se puede ver en algunos restos de la arquitectura de este pueblo interesante.

Estas y otras construcciones se usaron probablemente en los tiempos anteriores á Xerxes, que hizo el puente de barcas

de los Dardanelos, empresa grande para aquella época, aunque superada por el puente de Trajano en el Danubio y el de César en el Rhin. Grandes como eran estas obras, acaso fueran inferiores á algunas construcciones de los Chinos, y aun se podria poner en duda si las obras mas colosales de los tiempos modernos, el puente de Telford en el estrecho de Menai, ó el de Friburgo en Suiza, cuando se consideran sus fechas respectivas, son superiores en el atrevimiento de la traza y de la ejecucion á algunas de las obras maestras de los antiguos Chinos.

En los tiempos modernos el aumento del comercio ha conducido á dar á los puentes mayor solidez y dimensiones mas grandes que las que tenian los antiguos, y descendiendo á tiempos relativamente recientes, el arco de piedra ha adquirido una superioridad incontestable sobre las construcciones mas perocederas, y al paso que se descubrian mejores métodos de construccion, y se aplicaba mayor ingenio en sus proyectos y ejecucion, sus luces se aumentaban y crecía su belleza hasta el punto de ocupar un lugar distinguido entre las obras de arquitectura y de ingeniería.

La inmensa estension de los ferro-carriles tanto en nuestro pais como en otros, ha exigido un gran número de construcciones nuevas, como túneles, cortaduras, grandes terraplenes, etc.; y entre ellas los puentes se colocan en primera línea por su utilidad é importancia.

La resistencia, seguridad y simetría de proporciones de los puentes han llamado siempre la atencion de los mas eminentes arquitectos y matemáticos; y no es de estrañar que en una época en que nuevos descubrimientos en la química, la electricidad y la mecánica están causando una revolucion en todos los ramos de las ciencias y de las artes, se introduzcan nuevas formas y sistemas perfeccionados de puentes. En ningun pe-

riodo de la historia ha sido tan grande la demanda de puentes ni de tanta magnitud las dificultades que se han encontrado, como desde la introduccion de los ferro-carriles, y sin embargo, nunca se ha satisfecho tan cumplidamente esta demanda, ni se han vencido con mas energía estos obstáculos que durante los últimos treinta años.

El infinito número de intereses que ha habido que consultar, y la varia especie de los obstáculos que se han tenido que vencer, ha dado márgen á la ereccion de puentes de todas clases. Unas veces se han adoptado construcciones diferentes por necesidad y otras por capricho, y en muchos casos se han elegido arcos oblicuos, no por la ventaja que pudieran proporcionar, sino porque aparecen de una construccion mas ingeniosa y difícil que las de los simples puentes rectos.

De esta variedad de formas mencionaremos los arcos rectos y oblicuos de hierro fundido para grandes luces; los puentes atirantados, con un arco de hierro fundido por encima y fuertes tirantes por debajo formando la cuerda, con el piso suspendido del arco por péndolas verticales; la viga laminar de madera de origen americano, en que el piso está apoyado en las fajas superiores, ó suspendido en las inferiores, segun los casos; á los cuales añadiremos las vigas armadas de madera ó de hierro fundido, y muchos otros que se han puesto en práctica y que poseen en mayor ó menor grado las buenas cualidades que deben tener, como rigidez, economía y resistencia.

Hay gran divergencia de opiniones acerca del mérito respectivo de estas varias formas en su aplicacion á las exigencias del tráfico de las carreteras y ferro-carriles, pues la mayor parte de los inteligentes convienen en un punto; á saber las ventajas peculiares de la forma horizontal maciza. Por todos conceptos parece que se debe convenir en que lo que debe desearse en un puente es que tenga una tabla perfectamente

horizontal, con gran resistencia y trabazon unidas á la seguridad de su duracion; mas especialmente cuando la rasante del camino tiene un nivel determinado y se ha de obtener una grande altura por debajo. Estas condiciones se presentan casi siempre en los ferro-carriles que cruzan rios navegables, canales ó carreteras, y para satisfacerlas se han empleado vigas rectas tubulares y laminares, no solo como las mas económicas, sino como las mas fuertes y mas rígidas en luces que varian desde 40 á 400 pies (12 á 122^m).

Desde la aparicion del sistema tubular y despues de la conclusion de los puentes colosales de Conway y Menai, se han hecho muchas tentativas para variar su forma, de modo que resultasen puentes de un sistema nuevo en la apariencia; pero casi todos los puentes de cuchillos rectos se han construido bajo el mismo sistema de las vigas, que resisten á la estension por la parte inferior y á la compresion por la superior. Aun los puentes de celosías y los atirantados, y los compuestos de Mr. Brunel, como los que ha construido en Chepstow y Saltash, muy diferentes en la apariencia, participan en muchos conceptos de este principio en su construccion.

Antes de proceder al exámen de la gran variedad de puentes en lo relativo á su composicion, será preciso dedicar alguna atencion á los materiales de que se componen como la madera, la piedra, el ladrillo, hierro, etc. En la construccion de los puentes, las circunstancias hacen variar y muchas veces precisan el material que ha de emplearse. «La localidad, observa Mr. Hosking, señalará muchas veces el material, suministrándolo de cierta clase y careciendo de las demas, y generalmente la economía impone el uso de aquella clase;» pero queda aun que considerar si algun otro material que el que la localidad proporciona se podrá adoptar por razones de

economía y de facilidad para reunir las condiciones que reclama el tráfico, y para asegurar la duración de la obra.

Madera.

De todos los materiales que se usan para la construcción de los puentes, la madera es el que se utiliza con mas frecuencia y variedad, y por medio del cual se pueden hacer la mayor parte de las obras á un precio ínfimo y en el tiempo mas corto; siendo en muchas partes el material que mas facilita la construcción. Su resistencia varía segun su calidad, segun se vé en las tablas siguientes, que contienen su resistencia á la estension y á la compresion, muy inferior á la de la piedra y del hierro. La tabla inmediata da los resultados de los experimentos hechos con gran cuidado por Mr. Hodgkinson en mis talleres en 1839.

Los ejemplares en que se hicieron estas pruebas se tornearon en cilindros de 1 pulgada (2°,5) de diámetro y 2 pulgadas (5°,0) de longitud, las superficies de presión eran perfectamente paralelas, y el ejemplar de prueba tenia sus estremidades firmemente apoyadas contra ellas; aplicándose la fuerza en la dirección de las fibras. Los ejemplares se rompieron resbalando lateralmente bajo un ángulo constante, que dependia de la naturaleza del material. Esto mismo halló Mr. Hodgkinson en sus experimentos sobre el hierro fundido y otros cuerpos, haciendo ver que la resistencia de cualquier clase de cuerpo varía directamente como el área de la seccion trasversal. Se encontraron grandes diferencias segun el grado de preparacion y desecacion de las maderas; y las húmedas, aunque cortadas de mucho tiempo, resistian en algunos casos menos que la mitad que cuando estaban secas.

Resistencia de la madera á la compresion.

CLASE DE MADERA.	NÚMERO de experimentos.	FUERZA MEDIA necesaria para aplastar el ejemplar. — Libras por pulgada cuad.
Pino amarillo.	5	5375
Cedro.	5	5674
Pino rojo.	5	5748
Álamo (no muy seco).	5	5107
Álamo (secado dos meses, de 1 pulgada de largo).	1	5124
Alerce (verde).	5	5201
Alerce (secado un mes).	1	5568
Ciruelo (húmedo, aunque cortado dos años antes).	5	5654
Ciruelo (secado dos meses).	5	8241
Abedul (verde).	5	5297
Abedul (secado dos meses, de 1 pulgada de largo).	5	6402
Sicomoro.	5	7082
Fresno.	5	8683
Fresno (secado dos meses, de 1 pulgada de largo).	1	9363
Roble inglés.	5	6484
Roble inglés (secado dos meses, de 8 pulgadas de largo).	2	9509
Caoba española.	5	8198
Boj.	7	9771

A escepcion del álamo, alerce, abedul, ciruelo y roble, los ejemplares estaban medianamente secos, y cuando se especifica que se habian guardado por cierto tiempo, debe entenderse que ya estaban preparados y que no habiéndose usado cuando se hicieron los primeros experimentos, se conservaron en un parage templado y seco durante dicho tiempo, y despues se volvieron á medir y se experimentaron.

Si ahora tomamos la fuerza de cohesion directa segun Muschembroeck y Barlow, encontraremos los siguientes números para la resistencia á la estension.

*Resistencia de la madera á la estension.
Segun Muschembroeck.*

CLASE DE MADERA.	RESISTENCIA á la estension. — Libras por pul- gada cuadrada.	CLASE DE MADERA.	RESISTENCIA á la estension. — Libras por pul- gada cuadrada.
Acacia	20100	Granado	9750
Acacia	18500	Limonero	9250
Haya y roble	17500	Tamarindo	8750
Naranja	15500	Abeto	8350
Aliso	13900	Nogal	8150
Olmo	13200	Pino	7650
Morera	12500	Membrillo	6750
Sauce	12500	Ciprés	6000
Fresno	12500	Alamo	5500
Ciruelo	11800	Cedro	4880
Sauco	10000		

Segun Barlow.

CLASE DE MADERA	RESISTENCIA á la estension. — Libras por pulgada cuadrada.	CLASE DE MADERA.	RESISTENCIA á la estension. — Libras por pulgada cuadrada.
Boj.	20000	Haya.	11500
Fresno.	17000	Roble.	10000
Teak.	15000	Peral.	9800
Abeto.	12000	Caoba	8000

Comparando los experimentos anteriores sobre la resistencia á la estension con los de Mr. Hodgkinson sobre la resistencia al aplastamiento, deduciremos las siguientes relaciones de resistencia.

CLASE DE MADERA.	RESISTENCIA media á la compresion. — Hodgkinson. — Libras por pulgada cuad.	RESISTENCIA media á la estension. — Muschenbroeck — Libras por pulgada cuad.	RESISTENCIA media á la estension. — Barlow. — Libras por pulgada cuad.	RELACION tomando la primera como unidad.
Boj.	9771	»	20000	1 : 2,04
Fresno.	8683	12500	17000	1 : 1,69
Abeto.	5748	8330	12000	1 : 1,76
Roble.	7996	17300	10000	1 : 1,70
Ciruelo.	5947	11800	»	1 : 1,98
Caoba.	8198	»	8000	1 : 0,97

La madera, además de ser un material aplicable á la fábrica de puentes, es un auxiliar esencial en la construcción de los de otro material. Pero aun cuando posee tantas ventajas, es de todos los materiales de construcción el más sujeto á deterioro, y el más espuesto á la destrucción por el fuego.

También está sujeto á alteraciones durante su preparación por la evaporación de la savia, y las continuas dilataciones y contracciones que sufre por los cambios en el estado higrométrico de la atmósfera, son un indicio seguro de una rápida descomposición. Por esto, un puente de madera es defectuoso, tanto respecto de la duración como de la economía final. Se han imaginado varios procedimientos para prevenir la influencia de los cambios atmosféricos en la madera, pero pocos han proporcionado defensa suficiente en un clima tan variable como el de las Islas Británicas.

Piedra.

La piedra se adapta admirablemente á la construcción de los puentes por su naturaleza permanente y su gran resistencia á la compresión. Se puede cortar en todas formas, y prácticamente hablando, no se altera por los cambios atmosféricos, por el calor ni por las causas que tanto alteran las sustancias que absorben el agua, conducen el calor ó tienen mucha afinidad con el oxígeno. Estas propiedades la hacen aplicable en todos los casos en que se puede obtener en grandes cantidades y con un coste moderado. No se puede emplear, sin embargo, cuando las luces han de ser muy grandes y no conocemos ningún ejemplo en que un puente de piedra haya pasado de la luz de 250 pies (76 m.) (*). Por esto en todas las

(*) El puente de Chester, construido por Mr. Harrison, tiene un tramo

grandes construcciones, el problema consiste en averiguar si será ventajoso el uso de otro material economizando el enorme gasto de los arcos de sillería de gran luz.

Todos los puentes de piedra resisten solo por compresion, y como la piedra se usa raras veces de otro modo, será suficiente investigar su resistencia á esta fuerza para establecer las reglas que en la práctica pueden guiar al ingeniero en la eleccion y aplicacion de este material. Como estas reglas se deducen de experimentos directos sobre una gran variedad de ejemplares, podemos apoyarnos con mucha confianza en sus resultados.

Al construirse los puentes de Conway y Britannia, inspiró algun temor la seguridad de la fábrica de las pilas, bajo la enorme presion de los tubos de hierro que habian de sostener, y se consideró necesario por esto determinar la resistencia de los materiales empleados en su construccion. Los resultados que siguen son los obtenidos en los experimentos dirigidos por Mr. Latimer Clarke, en enero de 1848.

Arenisca.

Libras por pulgada cuadrada.

<p>1—Cubo de tres pulgadas (7^c,6) de arenisca roja, que pesaba 1 libra, 14 ⁵/₈ onzas (0^k,86) comprendido entre dos tablas (bastante seco por haber estado en un cuarto habitado): se aplastó con 8 toneladas, 4 qq., 1 c., 19 libras.</p>	<p>2045</p>
<p>2—Cubo de tres pulgadas de arenisca, que pesaba 1 libra 14 onzas (0^k,85) sentado sobre cemento (poco húmedo): se aplastó con 5 toneladas, 5 qq., 1 c., 1 libra.</p>	<p>1285</p>

de 200 pies (60^m,96). El que se ha levantado recientemente en Trezzo, en el Adda, tiene un arco de 251 pies, y la sagita del segmento escede un poco al tercio de esta dimension.

Libras por pulgada
cuadrada.

3—Cubo de tres pulgadas de arenisca, que pesaba 1 libra $15\frac{1}{2}$ onzas ($0^k,89$) sentado sobre cemento (muy mojado): se aplastó con 4 toneladas, 7 qq., 0 c., 21 libras	1085
4—Cubo de seis pulgadas de arenisca, que pesaba 18 libras ($8^k,15$), sentado sobre cemento: se aplastó con 65 toneladas, 1 qq., 2 c., 6 libras	3924,8
5—Cubo de $9\frac{1}{4}$ pulgadas ($23^c,5$) de arenisca, que pesaba $58\frac{1}{2}$ libras ($26^k,52$), sentado sobre cemento (se colocaron sobre él $77\frac{1}{2}$ toneladas, ó 2042 lib. por pg. cd., que es lo mas que podia dar la máquina, y no produjeron efecto alguno.)	
Término medio.	2185
	(154 k. por c. c.)

Todas las areniscas se rompieron *repentinamente*, sin rajarse antes ni dar indicio alguno. Los cubos de tres pulgadas resultaron de una testura ordinaria, el de 6 pulgadas era de grano fino y resultó fuerte y de superior calidad. Despues de la rotura la parte superior quedaba generalmente en forma de una pirámide invertida de unas $2\frac{1}{2}$ pulgadas de altura y muy simétrica, y las laterales caian en pedazos todo alrededor. El peso medio de este material era de 150 libras, 10 onzas el pié cúbico, ó sea una tonelada cada 17 piés cúbicos (2,112).

El peso medio que se necesita para romper esta arenisca es de 154 toneladas por pié cuadrado, que equivale á una columna de 2351 piés ($716^m,6$) de alto de esta piedra.

Caliza.

Libras por pulgada
cuadrada.

<p>1—Cubo de tres pulgadas, de caliza de Anglesea, que pesaba 2 libras y 10 onzas (1^k,19) comprendido entre dos tablas: se aplastó con 26 toneladas, 41 qq. 3 c. 9 lbs.</p> <p>Esta piedra formó muchas rajadas y astillas alrededor, y se consideró aplastada, pero al quitar el peso se encontró que los dos tercios de la base estaban enteros.</p> <p>2—Cubo de tres pulgadas de caliza, que pesaba 2 libras y 9 onzas (1^k,16) comprendido entre tablas de chilla: se aplastó con 32 toneladas, 6 qq. 0 c. 1 lib..</p> <p>Esta piedra empezó á abrirse por las caras con 25 toneladas, (6220 lbs. por pg. c.) pero despues sostuvo las que se han anotado.</p> <p>3—Cubo de tres pulgadas de caliza, que pesaba 2 libras, 18 onzas, (1^k,16) comprendido entre tablas de chilla: se aplastó con 30 toneladas, 18 qq. 3 onzas, 24 libras.</p> <p>4—Tres cubos separados, de una pulgada, de caliza, dispuestos en triángulo, que pesaban 4 1/2 onzas, (0^k,15) cada uno, puestos entre tablas de chilla: se aplastaron con 9 toneladas, 7 qq. 1 c. 14 libras. .</p> <p>Todos se rompieron á un tiempo.</p>	<p>6618</p> <p>8059</p> <p>7702,6</p> <p>6995,5</p> <hr/> <p>Término medio.</p>
---	---

7579
(553 k. por c. c.)

Todas las calizas formaron rajadas verticales y astillas mucho tiempo antes de aplastarse. El peso específico del material, segun lo que precede, era de 165 libras 5 onzas por pie cúbico ó una tonelada por cada 15 1/2 pies cúbicos (2,660.)

El peso que se necesita para aplastar esta caliza es 471,15

:

toneladas por pie cuadrado, que equivale á una columna del mismo material de 6455 pies de altura (1954 m.)

Este material fué el que se empleó en las pilas del puente tubular de Menai, y los experimentos se emprendieron para determinar si esta clase de piedra era capaz de sostener el enorme peso del hierro contenido en los tubos. Después se juzgó conveniente encajar en las pilas unas piezas de hierro fundido que cubriesen una gran superficie, en la que se apoyasen los extremos de los tubos. Por este medio la presión se distribuía en una grande estension y se evitaba toda contingencia.

A los experimentos anteriores se pueden añadir algunos otros recientemente hechos por el autor sobre una gran variedad de piedras de diferentes partes del reino. (*) Los ejemplares experimentados fueron de menor dimension que los empleados en los puentes tubulares, pues no eran mas que unos cubos de 1, 1 $\frac{1}{2}$ y 2 pulgadas, pero los pesos de rotura se observaron con mucho cuidado y se anotaron como sigue:

(*) Véase la memoria « sobre la importancia comparativa de varias clases de piedra, deducida de su resistencia á la compresion » en el tomo 14 de las « Memorias de la sociedad filosófica y literaria de Manchester: »

Experimentos para determinar la resistencia al aplastamiento de varias clases de piedra.

NUMERO del ejemplar.	CLASE de piedra.	LOCALIDAD.	MAGNITUD del cubo. Pulgadas.	PESO específico.	PRESION que rajo el ejemplar. Libras.	PRESION que aplasto el ejemplar. Libras.	RESISTENCIA al aplastamiento. Librs. por pulg. cd.	VOLUMEN de una tonelada. Pies cúbicos.
1	Arenisca.	Shipley *	2	2,452	33524	38960	9725	14,616
2	»	Heaton	»	2,420	33524	40692	40173	14,509
3	»	Heaton Park	»	2,385	29940	31732	7933	15,027
4	»	Spinkwell.	»	2,329	Falto.	Falto.	»	15,388
5	»	Idle Quarry †	»	2,464	42484	43380	40845	14,545
6	»	Jegrum's Lane †	»	2,400	45172	47680	41965	14,933
7	»	Spinkwell †	»	2,456	31732	37108	9277	14,592
8	»	Coppy Quarry †	»	2,408	37408	41588	40397	14,833
9	»	Old Whatley	»	2,415	33316	35316	8629	14,840
10	»	Manningham Lane *	»	2,401	28448	37108	9277	14,927
11	»	»	»	2,421	Salió mal.	Salió mal.	»	14,804
12	Grauvacka.	Penmanmawr.	»	2,748	40692	67572	16893	13,042
13	Granito.	Mount Sorrel.	»	2,657	»	»	»	13,439
14	»	»	»	2,675	51444	51444	12861	13,398
15	Grauvacka.	Ingleton.	»	2,787	35316	(53236)	No se aplastó.	13,866
16	Granito.	Aberdeen.	»	»	27546	(28340)	No se aplastó.	»
17	Sienita.	Mount Sorrel.	»	»	47284	47284	11821	»
18	Granito.	Bonaw.	1 1/2	»	47396	24564	40917	»
19	»	Furness.	»	»	24564	24564	10917	»
20	»	A.	»	»	22772	24564	10917	»
21	Caliza.	B.	»	»	17396	19188	8528	»
22	»	C.	»	»	18292	19188	8528	»
23	»	Anston.	1	»	5154	3050	3050	»
24	»	Workshop.	»	»	3946	7098	7098	»
25	Arenisca.	D.	»	»	3050	3498	5498	»
26	»	E.	2	»	40218	42228	3057	»

† Presion aplicada paralelamente al lecho.

‡ Presion aplicada perpendicularmente al lecho de cantera.

Comparando los resultados de las areniscas del condado de York se observará que la diferencia en lo que resisten á la compresion no depende tanto de la variedad de las piedras como de su colocacion respecto á sus caras de crucero, siendo el aumento en la relacion de 10:8 en favor de la que se comprime contra el lecho respecto de la que se comprime paralelamente á este; lo que sucede tambien en las calizas.

Muchos de los ejemplares anteriores se secaron y se pesaron, y sumergidos en agua, se pesaron otra vez para determinar su absorcion relativa. Los resultados se insertan á continuacion.

No.	Variedad	Peso seco	Peso en agua	Absorcion	Peso seco	Peso en agua	Absorcion
1	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
2	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
3	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
4	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
5	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
6	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
7	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
8	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
9	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
10	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
11	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
12	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
13	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
14	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
15	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
16	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
17	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
18	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
19	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
20	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
21	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
22	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
23	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
24	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
25	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
26	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
27	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
28	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
29	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%
30	York	10.31	10.71	3.9%	10.31	10.71	3.9%

Experimentos para determinar la cantidad de agua que absorben diferentes clases de piedra.

Número del ejemplar...	CLASE de piedra.	LOCALIDAD.	PESO antes de la inmersión.	PESO despues de una inmersión de 48 horas.	DIFE-rencia de pesos.	PROPORCION de agua absorbida.
			Libras.	Libras.	Libras.	
1	Arenisca.	Shiplely.	5,4687	5,5546	0,0859	1 por 65,6
2	"	Heaton.	5,2578	5,3652	0,1054	1 por 41,8
3	"	Heaton Park.	5,1718	5,2896	0,1171	1 por 44,1
4	"	Spinkwell.	5,2968	5,4726	0,1758	1 por 30,1
5	"	Idle Quarry.	5,7178	5,8205	0,1016	1 por 56,5
6	"	Jegrum's Lane.	5,5976	5,7187	0,1211	1 por 46,2
7	"	Spinkwell.	5,6757	5,7851	0,1094	1 por 55,8
8	"	Coppy Quarry.	5,5705	5,6914	0,1211	1 por 46,0
9	"	Old Whatley.	5,4726	5,6152	0,1406	1 por 38,9
10	"	Manningham Lane.	5,4882	5,6095	0,1211	1 por 46,5
11	"	"	5,6289	5,7559	0,1250	1 por 45,0
12	Grauvacka.	Gales.	5,4101	5,4140	0,0039	1 por 1641,0
13	Granito.	Mount Sorrel.	5,6875	5,6992	0,0117	1 por 485,0
14	"	"	5,8007	5,8124	0,0117	1 por 495,0
15	Grauvacka.	Ingleton.	5,7500	5,7559	0,0059	1 por 1962,6

Se observará que el ejemplar núm. 15 de grauvacka de Ingleton, es el menos absorbente, y el núm. 12 de grauvacka de

Gales absorbe casi tan poco, al paso que los núms. 9 y 14 de areniscas son los que mas absorben. Los granitos, aunque de grano compacto, toman mucha mas agua que la grauvacka, pero menos que las areniscas. La resistencia de los ejemplares de grauvacka á recibir el agua es cuatro veces mayor que la del granito, y treinta y seis veces la de la arenisca que se encuentra en las canteras del condado de York.

En nuestro pais tenemos acaso los mas grandes y magníficos puentes de piedra de Europa; para probar lo cual no tenemos mas que citar algunas de las obras de uno de los mas fecundos constructores de puentes de dentro y fuera de nuestro pais, el difunto Mr. Rennie, aun con las numerosas construcciones de Telford, Perronet y otros contemporáneos. Ninguno, sin embargo, supera, si es que llega á igualar á los puentes de Waterloo y Lóndres en el Támesis: el primero hecho por el difunto, y el segundo por el actual Sir John Rennie. Los arcos de estos puentes son elípticos, y sea que se consideren sus bellas y elegantes formas, su resistencia ó la solidez de su construccion, se encontrarán entre las mas hermosas y acabadas construcciones de su género en el mundo. La construccion de arcos rebajados ha adelantado mucho, y está muy en boga en Francia y otras partes de Europa, pero no siempre han tenido buen resultado por falta de resistencia y solidez suficientes de los estribos, las cuales han de ser muy grandes para oponerse al empuje del arco. Respecto de la belleza del dibujo y la estabilidad de la construccion, somos deudores de muchos adelantos á Perronet, de cuyos esfuerzos se vé el resultado en el puente de la Concordia, de San Maxencio, y otros, en los que se manifiesta lo proporcionado é imponente de la obra; sin embargo, no creemos que iguallen por la elegancia del dibujo á los de Rennie, Telford y otros contemporáneos.

Ladrillos.

El ladrillo, como material para la construcción de puentes, se debe considerar como un simple reemplazo de la piedra, que debe usarse en los países en que no se encuentra este material, ó es muy caro, y entonces los ladrillos bien cocidos, moldeados con cuidado y fabricados con buena arcilla, son muy útiles, y podríamos citar ejemplos numerosos de su utilidad para asegurar la presteza y la economía en la construcción de puentes. Los ladrillos bien hechos y bastante cocidos parecen tan inalterables por los cambios termométricos é higrométricos como la piedra; pero tienen el defecto de no poderse emplear sin la interposición de una gran cantidad de mortero, esponiendo á la construcción á un considerable asiento por el gran número de uniones y la compresibilidad del material de union. Esta circunstancia hace que el ladrillo no pueda sostener la comparación con la piedra para la construcción de los puentes, y su forma de pequeños paralelepípedos, los hace impropios hasta cierto punto para la formación de arcos, porque no pueden como la piedra recibir siempre la forma de dovelas, que radian desde el centro y ajustan exactamente entre sí. Por esto, un puente de ladrillo no puede considerarse teórica ni prácticamente, lo mismo que uno que solo tiene un décimo del número de juntas, y en el que todas las caras de junta son paralelas ó perpendiculares á la línea de presiones.

Los siguientes experimentos, parte de la série de los que hizo Mr. Latimer Clarke, ya citados, dan la resistencia de este material.

*Fábrica de ladrillo.*Libras por pulgada
cuadrada.

1—Cubo de nueve pulgadas de fábrica de ladrillo (de Nowell y compañía), número 1, (de la mejor calidad), que pesaba 54 libras (24 ^k ,48) comprendido en tablas de chilla: se aplastó con 19 toneladas, 18 qq. 2 c. 22 lib.	551,5
2—Cubo de nueve pulgadas de fábrica de ladrillo, número 1, que pesaba 53 libras (24 ^k ,05) sentado sobre mortero: se aplastó con 22 toneladas 3 qq. 0 c. 17 lib.	612,7
3—Cubo de nueve pulgadas de fábrica de ladrillo, número 3, que pesaba 52 libras (23 ^k ,57) sentado sobre mortero: se aplastó con 16 toneladas 8 qq. 2 c. 8 lib.	454,5
4—Cubo de 9 1/4 pulgadas (25 ^c ,48) de fábrica de ladrillo, núm. 4, que pesaba 55 1/2 libras (25 ^k ,15) sentado sobre mortero: se aplastó con 21 toneladas 14 qq. 1 c. 17 lib.	568,5
5—Cubo de nueve pulgadas de fábrica de ladrillo, número 4, que pesaba 54 1/4 lib. (24 ^k ,60) comprendido entre tablas: se aplastó con 15 ton. 2 qq. 0 c. 12 lib.	417,0
Término medio.	521,0
	(56,25 k. por c. c.)

Nota. Los últimos tres cubos de ladrillo continuaron sosteniendo la carga, aunque abiertos en todas direcciones, pero cayeron en pedazos cuando se descargaron. Todos empezaron á presentar grietas irregulares mucho antes de aplastarse. El peso medio sostenido por estos ladrillos fué de 33,5 toneladas por pié cuadrado, que equivale al de una columna del mismo material de 583,69 pies (177^m,90).

Hierro.

El hierro es un material que no se ha empleado hasta estos últimos años en la construcción de puentes, como no fuera en pernos y abrazaderas para refuerzo y enlace de las obras de madera; pero en el día ha sustituido para muchos objetos á los demas materiales y se emplea casi esclusivamente. Tanto se ha estendido su uso, y tan general es su empleo en todos los ramos del arte, que nos atrevemos á asegurar que ninguna construcción en que se pretenda duracion y solidez se puede llevar á cabo sin él.

No es necesario aquí detenerse en la resistencia y otras propiedades del hierro, porque en las secciones que preceden se han dado parte de las investigaciones experimentales, y las restantes tendrán mejor colocacion cuando llegemos á la seccion de los puentes de hierro forjado.

El hierro fundido se ha empleado en la construcción de los puentes desde mucho antes que el forjado, como lo prueban los puentes de Coalbrookdale (1775), de Sunderland (1792—5) y de Southwark (1815—9). Mas recientemente se han aplicado á los ferro-carriles un inmenso número de vigas y arcos de hierro fundido, y hasta hace pocos años constituian el medio mejor que conocian los ingenieros para salvar los grandes rios con una construcción fuerte y rígida. Actualmente, la introduccion de las vigas de palastro facilita la colocacion de nivel de las vias á través de rios y barrancos de 400 ó 500 pies de anchura, y es probable que todavía no hayamos visto el límite á que puedan llegar estas construcciones por la aplicacion juiciosa de las obras de hierro forjado. No será preciso insistir mas sobre las ventajas que se pueden sacar de una aplicacion mas estensa de este material, que tan superior es en resistencia y

seguridad, ligereza y economía, al hierro fundido y cualquiera de los materiales empleados hasta aquí. El hierro maleable, cuando se aplica con propiedad y en la forma mas ventajosa, es tres veces mas resistente á la estension que el mismo peso de hierro fundido, por lo cual puede economizar un tercio del peso de las construcciones de esta clase, y en muchos casos una gran porcion del gasto. Tambien es preferible al hierro fundido por estar exento de pajas y ampollas que son tan frecuentes en los cuerpos cristalinos fundidos en grandes masas, que están sujetas y espuestas á una contraccion desigual al pasar del estado líquido al sólido. Sobre esto y el riesgo que ocasiona ya hemos hablado detenidamente en la seccion de las vigas de hierro fundido.

Seria estraño á nuestro objeto trazar la historia del arte de construir puentes y tratar de describir la manera con que cada una de estas primeras materias, piedra, ladrillo, madera y piedra, se han empleado en estas obras. Un rápido bosquejo de la aplicacion del hierro á estas construcciones será mas á propósito para el asunto de esta obra, con el pequeño espacio de que podemos disponer.

El uso del hierro, como material principal en la construccion de puentes, parece que ocurrió á Mr. Thomas Farnolls Pritchard, de Shrewsbury, desde 1775, y la utilidad de esta idea se ensayó prácticamente poco despues, al erigir el primer puente de hierro fundido sobre el Severn, en Coalbrookdale. Esta empresa, notable por la elegancia de las formas y la magnitud del proyecto, tuvo un resultado completamente satisfactorio, y hace grande honor á los que la concibieron. El puente consiste en cinco cuchillos de hierro fundido, formado cada uno de un arco casi semicircular de $100\frac{1}{2}$ piés ($30^m,65$) de luz, y 45 piés ($13^m,72$) de flecha, sobre cuyo vértice se apoya la via, y de las partes de otros dos grandes arcos interceptadas entre los

estribos y el suelo; los tres arcos son concéntricos y reunidos por codales radiados; se apoyan en cojinetes horizontales, de los cuales salen unas guías verticales para mantener los cerchones en su posición y transmitir á los estribos todo empuje lateral.

El grande arco del puente de Coalbrookdale se fundió en dos piezas; pero en 1790 Mr. Burdon proyectó un puente para cruzar el Wear en Sunderland, en que se imitaron las dovelas de los arcos de piedra con piezas aligeradas de hierro, de forma semejante. El puente consta de un solo arco de 240 piés (73^m,16) de luz, y solo 50 piés (9^m,14) de flecha, con los arranques á 70 piés (21^m,55) sobre las bajas aguas, y se compone de tres cerchones paralelos, de hierro fundido, con 6 piés (1^m,85) de separacion. Cada uno de estos cerchones se compone de 105 piezas, de la forma descrita, y unidas con arcos de hierro dulce encajados en ranuras y asegurados con pernos.

Los cerchones están arriostrados por tirantes oblicuos, y los tímpanos están ocupados por ligeros anillos de hierro fundido, sobre los cuales se apoya el entramado de madera que lleva la vía. La construccion es de estraordinaria ligereza, tanto que despues de llevar la prueba de medio siglo, se está tratando, segun creemos, de reforzarla ó de reemplazarla con otra mas grande y sólida. Contiene 214 toneladas de hierro fundido y 46 de hierro forjado, se concluyó en 1779 y se dice que costó 26.000 libras esterlinas.

El buen éxito de estas primeras tentativas condujo á la adopcion mas general del hierro para puentes, y los numerosos ejemplos que se encuentran por todas partes atestiguan el feliz resultado de su aplicacion. Para las obras de ferro-carriles, especialmente, y en los casos en que se desea estorbar lo menos posible la navegacion inferior, la pequeña montea ó senoversó de los arcos de hierro fundido ofrece grandes ventajas. Por

esto fué que cuando se determinó reedificar el antiguo puente de Lóndres, los Sres. Telford y Douglas presentaron un proyecto de un puente colosal de hierro fundido de *seiscientos pies de luz* ($182^m,88$) y 65 pies ($19^m,81$) de flecha; y en 1802, cuando el paso del estrecho de Menai empezó á llamar la atencion de los ingenieros, Mr. Rennie envió dos proyectos de puentes de hierro fundido, uno de un solo arco de 450 pies ($137^m,16$) y el otro de tres arcos de 150 pies ($45^m,72$) cada uno. El presupuesto (de 250000 á 290000 libras est.) fué causa de que se desechasen estos proyectos, y en su lugar se erigió el puente colgado de cadenas de Telford.

No hay razon para que el arco de hierro fundido no se pueda emplear en luces de esa magnitud, si es necesario, aunque el puente de hierro fundido mas grande que conocemos es el de Southwark, sobre el Támesis. Esta magnífica obra consiste en tres tramos de 210, 240 y 210 pies ($64, 73$ y 64 ms.) de luz respectivamente, levantándose el arco del centro 24 pies ($7^m,52$) sobre los arranques, y los menores 18 pies 10 pulgadas ($5^m,75$). El piso, de 42 pies ($12^m,80$) está sostenido por ocho cuchillos en cada tramo, reunidos por riostras trasversales y oblicuas; y las enjutas están llenas con un entramado de rombos, sobre el cual se apoyan las planchas de hierro fundido que sostienen la via. El puente sobre el Neva, en San Petersburgo, aunque no se aproxima á este en la estension de las luces, es bajo otros aspectos de un género mas grandioso. Consiste en siete arcos que varian de 107 á 156 pies ($32^m,60$ á $47^m,50$) de luz, el ancho entre los cuchillos exteriores es de 66 pies ($20^m,50$) y la longitud total entre los estribos es de 1078 pies ($328^m,60$). Se aprecia que fuera de las barandillas, etc. contiene 6928 toneladas de hierro fundido y 542 toneladas de hierro forjado. Este peso comprende el del tramo levadizo de la orilla derecha para el paso de los barcos.

El arco de hierro fundido no se puede incluir precisamente en ninguna de las clases en que hemos dividido los puentes, porque mientras por su forma curva participa del carácter del arco de piedra que saca su fuerza de la resistencia á la compresion, tambien se aproxima mas ó menos á tener el carácter de la viga, en el que la cara inferior obra como tirante, oponiendo una fuerza de tension al empuje que en el arco se destruye esclusivamente contra los estribos. Esto comunica al arco de hierro fundido, que es hasta cierto punto homogéneo, las resistencias combinadas de la viga y de la bóveda, sostenida solamente por su empuje contra los estribos.

Para luces pequeñas, hasta de 30 ó 40 piés (9 á 12^m) se ha abandonado generalmente la forma de arco, y se emplean para los tramos vigas rectas, forma de puente que por su sencillez y su intradós horizontal se adapta peculiarmente á las obras de ferro-carriles, y por esto se ha intentado extenderlos á luces mayores introduciendo tirantes de armadura de hierro forjado, embutidos en la cara inferior de la misma viga, ó mas frecuentemente unidos á unos muñones salientes en las estremidades de ella, como se ha dicho en la seccion de las «vigas compuestas.» Algunos consideran estas vigas seguras en luces de 70 piés (21^m), pero están espuestas á todos los inconvenientes que hemos señalado contra las de su clase en los edificios, y nunca se puede descansar en ellas con seguridad. Las variaciones de temperatura ó el peso de cargas pesadas puede alterar en cualquier tiempo las relaciones que existen entre la viga y sus tirantes y hacerlos ineficaces para ayudarse. Siempre que se pueda emplear un solo material homogéneo, encontraremos qué objetar á las combinaciones semejantes de materiales diferentes.

Otro método de emplear el hierro fundido en la construccion de puentes, es suspendiendo el piso de un grande arco

de este metal. Mr. Hosking considera que esta es « una de las » maneras menos defectuosas con que se puede emplear el hierro en la construcción, atendiendo á la propiedad de dilatarse y » contraerse, » y « uno de los modos menos dispendiosos de emplear el metal para grandes luces y con el piso muy bajo, al » mismo tiempo que proporciona una vía mas segura y mas rígida que cualquier otro método de suspensión de cadenas que » se ha propuesto hasta ahora. » Estas opiniones deben considerarse como corrientes en una época en que no se conocían construcciones mas rígidas; pero cuando un material dúctil como el hierro forjado se puede disponer en las formas y combinaciones propias para asegurar la rigidez necesaria, es una cuestión de grande importancia saber hasta qué punto se puede aplicar el arco de hierro fundido, si se ha de atender á la magnitud de la luz y la ligereza de la construcción. Yo opino que en tales casos la viga tubular sencilla debe tener una preferencia decidida sobre el arco de hierro fundido con el piso suspendido ó sostenido.

El hierro forjado se usó apenas en la construcción de los puentes de hierro fundido, siendo así que se ha establecido irrevocablemente su inmensa superioridad en ciertos casos por la larga série de experimentos que condujo á la erección de las magníficas obras que atraviesan los pasos de Conway y Menai. La adopción de Holyhead como puerto de comunicación con Dublin motivó la empresa del ferro-carril de Chester á Holyhead, en cuya construcción se presentó una dificultad sin ejemplo, á saber: la de cruzar el estrecho de Menai con un puente de enorme luz, y sin estrechar el canalizo ni estorbar de cualquier manera la navegación. Un puente colgado era demasiado flexible para un ferro-carril, un puente de hierro fundido se desechó por la gran dificultad de colocarlo, y porque la curvatura del arco en los arranques no daría bastante

altura sobre el agua: quedaba solo arbitrar alguna construcción enteramente nueva con un intrados horizontal. El modo con que se resolvió la dificultad será bien conocido de nuestros lectores, y no es menester especificarlo aquí. Bastará observar que el hierro forjado se adoptó como *material*, y tubos por dentro de los cuales pudiesen pasar los trenes como la *forma* en que el puente se habia de construir. Una larga serie de experimentos, de los que ya se han dado algunos (Parte II), mostró que los tubos se habian de hacer de forma rectangular, y con una disposición peculiar del material en tubos ó celdas rectangulares á lo largo, tanto en la parte superior como en la inferior; y determinó la cantidad de material necesario, y la fórmula para calcular la resistencia, demostrando además que los tubos no necesitaban ningun sostenedor auxiliar. Finalmente, concluida la construcción de los tubos, se condujeron flotando á su sitio, y se elevaron triunfalmente á su posición actual sobre el estrecho.

Se observará que en estos puentes, el apoyo principal es una simple viga ó cuchillo, que se sostiene oponiendo resistencias á la compresion por encima del eje neutro y á la estension por debajo, ejerciendo en los estribos una simple presión vertical. El piso está perfectamente á nivel, y como su distancia hasta la cara inferior ó intrados del puente es de uno á dos pies tan solo, no hay otra forma de puente que estorbe menos el paso por debajo. Su resistencia es uniforme, cierta y fácilmente determinable, y prácticamente hablando, la luz que pueden alcanzar es casi ilimitada. Estas ventajas han sido la causa de la adopción general de los puentes tubos y de vigas tubulares, que únicamente difieren en que en los primeros el camino ó ferro-carril pasa por dentro del mismo tubo, mientras que en los otros se colocan dos ó mas tubos paralelos unos á otros y la via pasa entre ellos.

En las luces pequeñas, la forma tubular se abandona algunas veces para hacer mas sencilla la construccion, y se adopta la viga laminar sencilla, semejante á las que se emplean en los edificios incombustibles, pero de mayor tamaño. Segun hemos dicho, consideramos que en luces hasta de 50 pies (15^m), aunque las vigas laminares son inferiores en resistencia á las de forma tubular, son probablemente mas ventajosas, no solo porque tienen una forma muy sencilla, sino porque cada parte de importancia se puede registrar para examinarla y pintarla, operacion esencial para la duracion de las obras de hierro. Otra forma de puentes, llamados atirantados, está muy en boga entre ciertos círculos, y es algo parecida á la del puente suspendido de arcos que ya se ha citado. Consiste en un arco hueco compuesto de placas de hierro forjado robladas á escuadras, para resistir á la compresion, y en un tubo semejante en la parte inferior para recibir el empuje del arco, y que hace de tirante; el arco y el tirante horizontal se reunen con manguetas verticales y diagonales; y la via pasa por entre dos ó tres de estos arcos colocados paralelamente uno á otro.

Recientemente se han propuesto algunas modificaciones de la forma de *celosia*, atribuyéndoles una gran superioridad sobre las demas, y no dejará de ofrecer interés examinar los fundamentos de estas aserciones. Tomaremos como ejemplo la forma llamada de Warren, que consiste en una fila de tubos de hierro fundido en la parte superior para resistir á la compresion, y otra de cadenas ó eslabones planos de hierro forjado en la parte inferior para resistir á la estension. El espacio intermedio ó altura de la viga se llena con una série de tornapuntas y pendolones de hierro fundido y forjado, colocados alternadamente, de modo que forman con los segmentos que comprenden de las filas superior é inferior una série de triángulos equiláteros, que une las dos partes principales de la viga.

Como se ha hablado mucho y se han hecho esfuerzos para presentar los puentes de esta clase como superiores á los demas, no estará fuera de lugar entrar en el exámen de las ventajas é inconvenientes que presentan, aplicando luego los resultados á otros sistemas de igual ó algo mayor mérito. Se ha pretendido que esta clase de puentes es superior á las demas para la facilidad de la esportacion, y probablemente con alguna razon, porque se pueden montar, marcar y deshacer en la fábrica, evitando la necesidad de enviar obreros hábiles para armarlos; pero se puede dudar si sus numerosas piezas no exigirán un ajuste mas esmerado y perfecto que la simple robladura de las planchas de un puente tubular; y si se demuestra que por otra parte tienen comparativamente alguna falta de solidez ú otra cualidad peligrosa, ninguna consideracion de conveniencia nos puede inducir á la adopcion de un sistema tan imperfecto.

Los taladros y ajustes de las cadenas, tornapuntas y pendolones, y otras partes de la obra, parecerán desde luego defectuosas si se comparan con una placa de hierro continúa y bien roblada, que forma una sola masa homogénea sin movimiento en las juntas y de resistencia uniforme. Tomando como ejemplo uno de los mas grandes y mejores puentes de esta especie que se han construido hasta ahora, el que lleva el camino de hierro reat Northern sobre Newark Dyke, brazo navegable del Trent, tendremos ocasion de comparar su resistencia con la de un puente de vigas tubulares del mismo peso y para la misma luz, y no dudo que se encontrarán las ventajas á favor de este.

El puente de Newark Dyke se compone de cuatro vigas de Warren de 240 pies 6 pulg. ($73^m,51$) de luz y 17 pies ($5^m,17$) de altura, sostenidas por ocho bastidores triangulares de hierro fundido, que se apoyan en los pilares ó estribos de cada lado del rio. La faja superior de cada viga consiste en un tubo de

hierro fundido (fig. 53), cuyo diámetro varía desde $13\frac{1}{2}$ pulgadas ($34^{\circ},27$) en los extremos hasta 18 pulgadas ($45^{\circ},70$) en el centro. La faja inferior consiste en una cadena de eslabones de hierro forjado, de 18 pies 6 pulgadas ($5^m,64$) de longitud entre los centros de los taladros, y de 9 pulg. ($22^{\circ},86$) de altura. La cadena se compone hácia las estremidades de 4 eslabones de 1 pulgada ($2^{\circ},54$) de grueso, y en el medio de 14 eslabones de $\frac{7}{8}$ pulgadas ($2^{\circ},22$), variando las partes intermedias gradualmente. En sus extremos, los eslabones tienen $16\frac{1}{2}$ pulgadas ($41^{\circ},91$) de ancho para recibir un pasador de $5\frac{1}{4}$ pulgadas ($13^{\circ},97$) de diámetro. La cadena se enlaza con el tubo fundido con pendolones *a, a* (fig. 54) formados de eslabones parecidos á los de la primera, y variando análogamente de resistencia; el de la estremidad se compone de 4 eslabones cuya seccion total es de 52,6 pulgadas ($206^{\circ},45$), y el del centro de 2, con 15,5 pulgadas ($83^{\circ},86$). Las tornapuntas *b, b*, que alternan con los pendolones, son de hierro fundido, bifurcadas en su estremidad superior para abrazar el tubo, y taladradas en ambas para recibir un pasador de $5\frac{1}{2}$ pulgadas de diámetro. Las vigas se mantienen en su posicion por medio de riostras horizontales arriba y abajo, que son tubos de hierro fundido que unen las articulaciones opuestas, y tirantes oblicuos de hierro forjado que unen las alternas.

El peso del hierro en las dos vigas que forman la mitad del puente es 158 toneladas, 5 qq, del fundido y 106 toneladas, 5 qq, del forjado; es decir, que el peso de hierro en las cuatro vigas que forman el puente para dos vias es 489 toneladas, á lo que se ha de añadir el peso del tablero, barandilla, etc., que es de 100 toneladas, formando en total de 589 toneladas.

Tenemos, pues, para el cálculo los siguientes datos:

Longitud del vano . . . 240 p. 6 pg. = 2886 pg. ($62^m,53$)

onstrucciones



ddido.

rojado.

están

ala de

, que

Como

medio

endo-

nchas

tar la

lando

en el

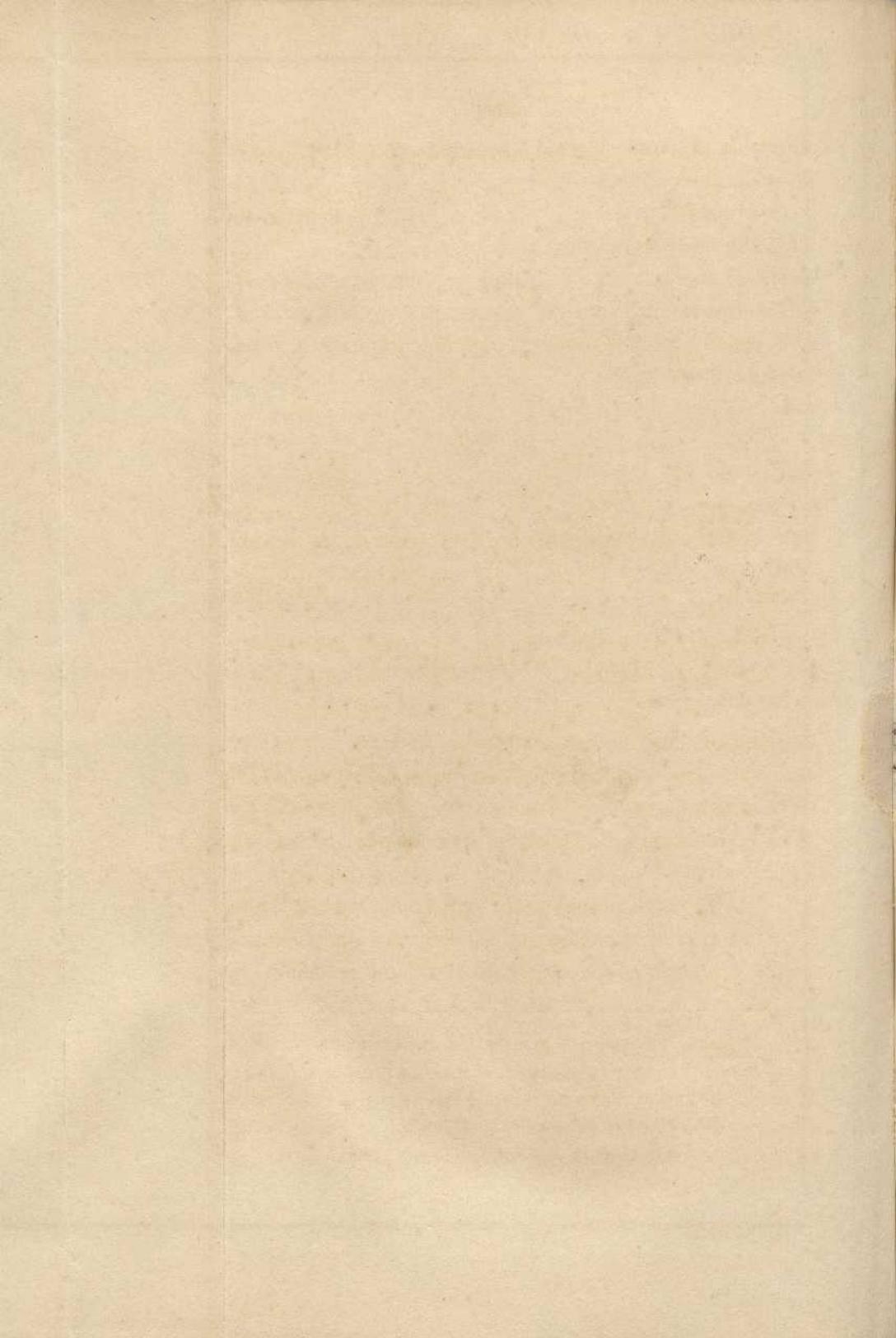
alto

le esta

istante

puesta

r muy



Aplicacion del hierro á las construcciones

Fig. 63

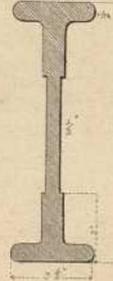


Fig. 64

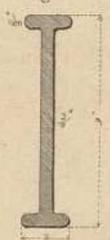


Fig. 65

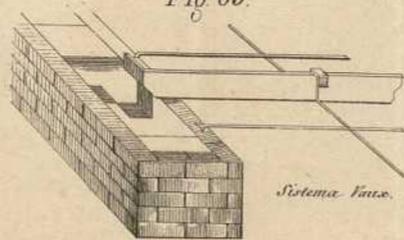


Fig. 66

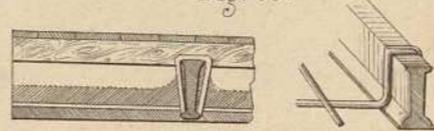


Fig. 67

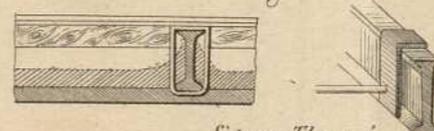


Fig. 68

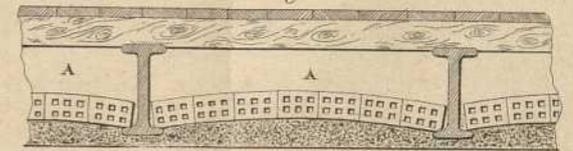


Fig. 69

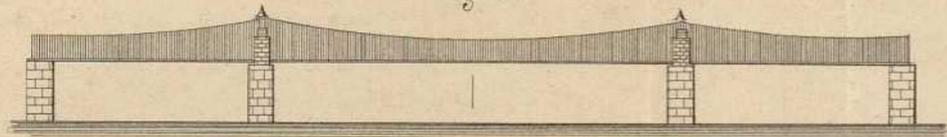


Fig. 70

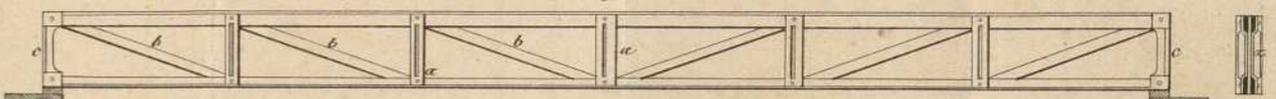


Fig. 71

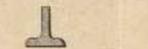
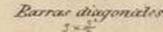
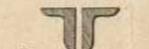


Fig. 73

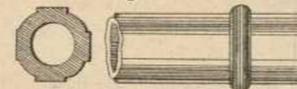


Fig. 72

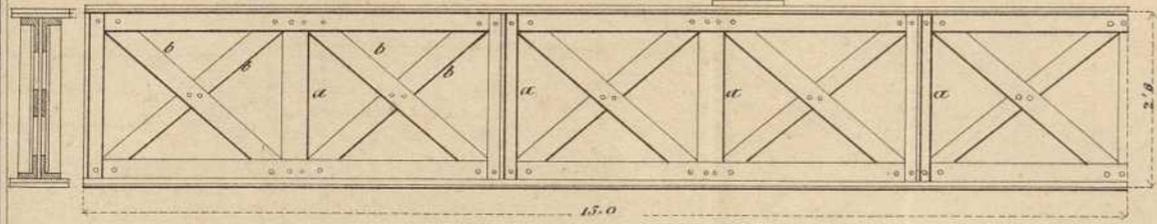


Fig. 75

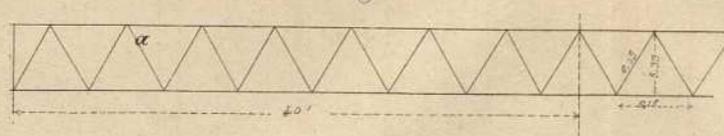


Fig. 76

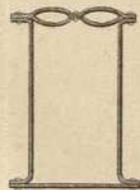


Fig. 77

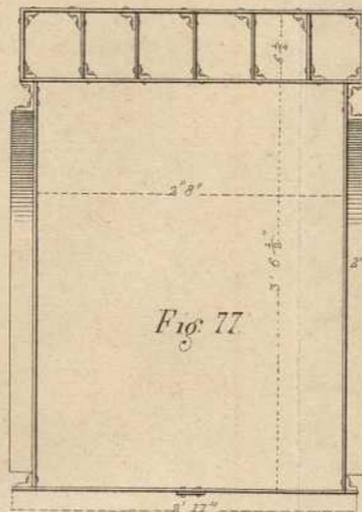
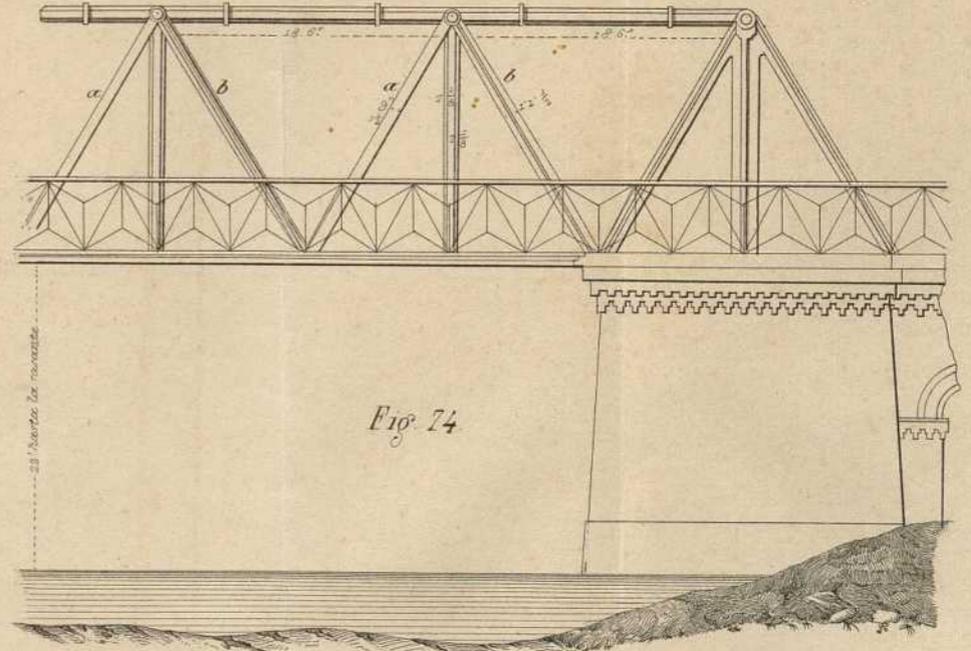


Fig. 74



Altura de la viga 17 p. = 204 pg. (5^m, 18.)

Area de la faja superior
 en el medio. 142 pg. c. (916^{cc}, 4) de hierro fundido.

Area de la faja inferior
 en el medio. 110 pg. c. (709, ^{cc}61) de hierro forjado.

Si suponemos que las resistencias de ambas fajas están debidamente proporcionadas, podremos aplicar la fórmula de las vigas tubulares

$$P = \frac{sa c}{l}$$

para obtener aproximadamente la resistencia de la viga, que será

$$\frac{110 \times 204 \times 80}{2886} = 622 \text{ toneladas, (*)}$$

que será el peso de rotura de una viga en el centro. Como aquí hay cuatro vigas, el peso de rotura del puente en el medio sería 2488 toneladas, suponiendo que las tornapuntas y pendo-lones oblicuos unan las fajas tan rígidamente como las planchas y nervios de un puente tubular. De esto habria que quitar la mitad de la carga permanente, ó peso del puente, quedando reducido á 2194 toneladas, el peso efectivo que colocado en el centro rompería el puente. Este resultado es demasiado alto

(*) Teniendo en cuenta la gran flexion que toman los puentes de esta clase, comparados con los tubulares, es mas que probable que la constante 50 represente mas exactamente la resistencia de la viga que la 80 supuesta arriba; en cuyo caso P=235 toneladas solamente, lo que da un valor muy diferente á las ventajas de las vigas de esta forma.

para un puente de esta disposicion, y seria menester una série de experimentos dirigidos con cuidado para determinar la ley exacta que siguen.

Ahora bien, un puente tubular de 240 pies, 6 pulgadas de luz para doble via de ferro-carril, y que necesita 2880 toneladas uniformemente repartidas, ó sean 12 por pié lineal para romperse, no llegaria á pesar 400 toneladas, ó sean 189 menos que el puente de Newark Dyke, y aunque la resistencia de este es mucho menor que la que se ha supuesto, esta es bastante para lo que nos proponiamos hacer ver.

Hay, sin embargo, una circunstancia que parece indicar que la fórmula de las vigas tubulares da una resistencia demasiado grande para la viga de Warren, y es que la gran flecha que esta toma, que con 240 toneladas repartidas uniformemente en la longitud del puente fué de $2\frac{3}{4}$ pulgadas ($6^{\circ},98$); con dos máquinas pesadas de mercancías, de $2\frac{1}{8}$ pulgadas ($5^{\circ},40$), y con cinco de las mas pesadas de la empresa del Great-Northern, de $2\frac{1}{2}$ pulgadas ($6^{\circ},55$). Estos experimentos hacen ver terminantemente la debilidad de esta forma de viga, pues en una del sistema tubular, con los costados macizos y de la misma luz, la flecha no hubiera pasado de $\frac{5}{8}$ pulgadas ($4^{\circ}90$). La gran flexion que se puede observar en todas las vigas que no tienen sus costados macizos, que indica una falta de rigidez y trabazon entre sus partes, es una propiedad muy mala y muestra la gran superioridad de la viga tubular.

Aparte de su poca fuerza, la viga de Warren es peligrosa, porque la rotura de una sola pieza oblicua compromete toda la obra, y por consiguiente un accidente tal como el descarrilarse un tren, puede ocasionar la ruina de todo el puente. Por esto consideramos que estas piezas son un elemento perjudicial para la seguridad del puente, á menos que no se multiplique su número, en cuyo caso se tendria un puente de celosía, y si

aun se aumentase mas este número, obtendriamos casi una viga tubular de union maciza.

En el mes de octubre de 1850, el Sr. W. B. Blood Esq. me hizo el obsequio de enviarme un análisis matemático de los elementos de resistencia de un puente Warren, del que dió el siguiente extracto.

»Cálculo del esfuerzo de una viga del sistema del Capitán Warren, cargada con 250 toneladas en el punto medio ó 500 toneladas repartidas uniformemente (figura 55).»

Supónese para el cálculo que la luz es de 80 pies, dividida en 13 espacios iguales, formando triángulos equiláteros, cuyos lados serán entonces de 6,15 pies, y la altura de la viga de 5,55 pies, son pues

$$l=80$$

$$a=5,55$$

$$\lambda=6,15$$

P=Carga total de 250 ó 500 toneladas, segun los casos

F=Esfuerzo horizontal en el centro

φ=Esfuerzo en una pieza oblicua.

»Primero, con la carga de 250 toneladas en el centro, no teniendo en cuenta para el cálculo el peso propio de la viga.

$$F = \frac{Pl}{4a} = \frac{250 \times 80}{4 \times 5,55} = 938 \text{ toneladas}$$

$$\varphi = \frac{P\lambda}{2a} = \frac{250 \times 6,15}{2 \times 5,55} = 144 \text{ toneladas.}$$

»Este es uniforme en toda la estension de la viga, siendo alternativamente de compresion y de estension.»

»Segundo, con la carga uniforme de 500 toneladas,

$$F = \frac{Pl}{8a} = \frac{500 \times 80}{8 \times 5,55} = 938 \text{ toneladas.}$$

» El esfuerzo horizontal en cualquier otro punto está dado por
 » la fórmula

$$f = \frac{P}{2al} (lx - x^2)$$

» siendo x la distancia del punto á la estremidad. »

« El esfuerzo en las piezas oblicuas está espresado por la
 » fórmula

$$\varphi = \frac{P}{al} \lambda y,$$

» en la que, si la carga se apoya sobre la faja superior, y es
 » la distancia del pié de la barra al medio de la viga; si se apo-
 » ya la carga en la faja inferior, y es la distancia del mismo
 » punto de la otra estremidad de la barra; y si la mitad de la
 » carga está en cada faja, y es la distancia del punto medio
 » de cada barra al medio de la viga. »

« En el caso presente consideraremos la carga sostenida toda
 » por la faja superior, que es la posicion mas favorable para
 » la viga. »

« La barra a es la que sufre siempre tension, para ella

$$y = 33,82$$

» y
$$\varphi = \frac{500 \times 6,15 \times 33,82}{80 \times 5,33} \text{ tons.} = 244$$

» si el peso estuviese en la faja inferior, y seria igual á 56,90, y

$$\varphi = \frac{500 \times 6,15 \times 56,90}{80 \times 5,33} = 266 \text{ tons.}$$

« No se pueden señalar exactamente las dimensiones de la » seccion transversal; pero suponiendo que el área de la faja » inferior es de 36 pg. c., y las de la faja superior y barras dia- » gonales de 50 pg. c., que acaso serán menos, resultarán para » la carga de 500 toneladas en la faja superior

32 tons. por pg. c. para la compresion de la faja superior

26 » » para la tension de la faja inferior

8,2 » » para la tension de la barra *a*,

» en la cual serian 9 tons. por pg. c. si estuviese la carga en » la faja inferior.»

« Para el hierro forjado es demasiado 26 toneladas, y se- » gun los experimentos de Mr. Hodgkinson, la tension en el » hierro fundido no puede ser mucho mayor de 6 tons. por » pg. c., de modo que una carga uniforme sobre la faja supe- » rior de 370 toneladas rompería la barra *a*. Las dimensiones » supuestas, sin embargo, no deben de ser exactas. El uso del » hierro fundido como tirante debe proscribirse severamente, » y solo se podrá considerar como seguro cuando se le haya » dado un gran exceso de resistencia, por que no es posible cal- » cular el efecto de las vibraciones que produce una fuerte ten- » sion. Parece que las barras han de estar espuestas á quebrar- » se, por los puntos de union con la faja superior, bajo la accion » de la carga que ocasiona una flexion.»

» Opino por esto, que es una construccion muy peligrosa, » y espero que el Inspector del Gobierno no la admita.»

Por lo que precede se puede ver que Mr. Blood no saca con- » secuencias favorables para el sistema de Warren, aunque al- » gunos de los defectos que señala se han corregido en el grande » ensayo de Newark Dyke.

No será necesario entrar en mas pormenores relativamente » á la resistencia y otras propiedades de los puentes de celosía, » pues ya hemos dicho que en nuestra opinion son inferiores,

tanto en fuerza como en resistencia á las vibraciones violentas ocasionadas por el paso de un tren, á la más sólida construcción de las vigas tubulares y laminares. Constituyen una mejora sobre el sistema menos enlazado del capitán Warren; pero participan, aunque en menor grado, de sus defectos. En estos puentes, como en los de Warren, no hay defensa para los carruajes y máquinas que descarrilan, porque las barras de la celosía robladas con uno ó mas clavos son sumamente débiles y quebradizas; pero en los puentes de vigas tubulares con doble pared, el riesgo de un accidente grave por esta causa es pequeño, porque toda la masa del puente se opone al choque de la máquina.

Puentes tubulares.

Si el lector vuelve á ver la Parte II, que trata de las vigas de hierro forjado, hallará por menor los principales experimentos que determinaron la forma y proporciones, segun las cuales se puede combinar el hierro forjado para que mejor resista á una acción transversal. Estos experimentos demostraron de una manera concluyente:

1.º Que la forma rectangular de la sección era mas fuerte que la elíptica ó la circular.

2.º Que las placas de hierro forjado poseian resistencias muy pequeñas á la flexión en sentido de su espesor, y que por consiguiente para asegurar la uniformidad de resistencia de una viga rectangular sencilla, la tabla superior ha de ser de área doble que la inferior.

Esta debilidad de la cara superior de los tubos fué la gran dificultad que hubo que vencer en los experimentos que precedieron á la construcción de los puentes tubos. En estos experimentos las planchas se doblaron ó abollaron mucho antes de

que se ejerciera todo el esfuerzo de compresion de que es susceptible el hierro. Para obviar esta dificultad, los experimentos indicaron la construccion de celdillas ú ondulaciones tubulares estendidas longitudinalmente en la tabla superior del tubo. Hecho uno de este modo (fig. 76.) y cargado con pesos que aumentaban sucesivamente, se rompió al fin, desgajándose los *costados* de las dos cabezas casi al mismo tiempo, despues de haber colocado 22469 libras (10187,46). La flexion de la cara superior se evitó por completo y resultó de esto un grande aumento de resistencia. (*)

Podemos decir que desde entonces desapareció casi toda la dificultad de la construccion de los puentes tubulares. La poderosa resistencia que ofrece á la compresion la forma celular de la tabla superior; segun se vió en este experimento, decidió desde luego, á mi entender, la forma que se habia de dar á los grandes tubos que salvan ahora el Conway y el estrecho de Menai, y desde entonces no me cupo la menor duda en el buen éxito de esta empresa.

Determinada segun esto la forma del puente de Britannia, se construyó un tubo bajo este principio, solo que en lugar de la tabla ondulada que se vé en la fig. 76, se adoptaron celdillas rectangulares como las de la fig. 77, que representa la seccion del tubo modelo de un sesto de la magnitud de uno de los tramos. Los experimentos hechos con un tubo interesan directamente la resistencia de los puentes tubulares, y por esto nos parece necesario dar un extracto de sus resultados (**).

Dimensiones. Longitud total del tubo. 78 pies (25^m,77)
 Ancho. 2 p. 11 pg. (0^m,89)

(*) Este experimento se dió en la Parte II, Experimento XXIX, pág. 117.

(**) Para mas pormenores, véase mi obra sobre los puentes de Britannia y Conway, pág. 251 y siguientes y láminas XV á XX.

Altura.	4 p. 6 pg.	(1 ^m ,37)
Longitud entre los apo- yos.	75 pies	(22 ^m ,86)

Espesor de las placas de la tabla in- ferior.	0,180 pg.	(0°,46)
Id. id. laterales.	0,099 pg.	(0°,25)
Id. id. de las tablas y tabiques de la cabeza superior.	0,147 pg.	(0°,38)
Area de la cabeza superior.	24,024 pg. c.	(156°,14)
Id. de la cabeza inferior.	8,800 pg. c.	(56°,77)
Id. de los costados.	9,000 pg. c.	(58°,06)
Peso del tubo, 10888,94 libras (4936,8 kil.)		

Experimento I. La rotura se verificó despues de sostener el peso minuto y medio, desgarrándose la tabla inferior á 2 pies (0,^m61) del punto de aplicacion.

Peso de rotura, 79578 libras (36079 kil.)

Flecha final, 4,5 pulgadas (6°,35)

Se observará que en este experimento el área del techo era tríple de la del suelo, y como era de esperar, cedió por esta última parte. Se reparó inmediatamente y se reforzó con dos planchas adicionales de 6 $\frac{1}{2}$ pg. \times $\frac{5}{16}$ pg. (1°,65 \times 0°,8) cada una, de modo que resultase el área de la tabla inferior de 12,8 pg. c. (82°,6).

Experimento II. La rotura se verificó por un extremo, desviándose de la vertical.

Peso de rotura, 97102 libras (44027 kil.)

En este experimento el tubo cedió por falta de rigidez en los costados. Se reparó y reforzó introduciendo barras verticales en forma de escuadra, de 1 $\frac{1}{2}$ pulgs. (5°,81) robladas

por dentro á los costados cada 2 pies (0,^m61): tambien se colocó un aspa en cada extremo.

Experimento III. La rotura se verificó desgarrándose las planchas á pocas pulgadas del suelo.

Peso de rotura, 126128 libras (57188 kil.)

Flecha final, 5,79 pulgs. (14°,71).

El tubo se volvió á reparar y se le unieron dos fuertes nervios á lo largo del suelo, hasta 20 pies (6^m,10) del medio, con el objeto de aumentar la seccion en la parte central, y obligar á la tabla superior á ceder á la compresion: estos nervios tenían 9 pulgadas (22°,86) de ancho y $\frac{1}{2}$ pulgs. (1°,27) de grueso, lo cual aumentó el área de la tabla inferior hasta 17,8 pg. c. (114°,8).

Experimento IV. La rotura se verificó abriéndose la tabla inferior á través de las planchas de refuerzo, y tambien los costados padecieron. Examinando los nervios se encontraron defectuosos, pareciéndose mas en su aspecto al hierro fundido que al forjado.

Peso de rotura, 148129 lbs. (67164 kil.)

Flecha final, 4,94 pulg. (12°,55).

Las porciones rotas se quitaron y se reemplazaron con planchas mas fuertes y mejores, y como las celdillas y planchas del techo se hubiesen estropeado mucho, se reforzaron y en algunos sitios se renovaron. El suelo se puso enteramente nuevo en 20 pies (6^m,10) por cada lado del medio, componiéndolo de dos planchas de $\frac{1}{4}$ pulg. (0°,65) de grueso, con dos nervios en el eje como antes, con los cuales el área subió en el medio á 22,45 pulgs. cuads. (144°,82.)

Experimento V. No hubo rotura con 129007 libras (58495 kilogramos).

Este experimento se interrumpió para determinar la resistencia lateral del tubo, y resolver la cuestion del efecto de los vientos violentos sobre el puente. Para esto se hizo caer sobre

los costados y se suspendieron los pesos lo mismo que antes.

Experimento VI. Se colocó un peso de 26781 libras (12145 kilogramos) y se dejó algunas horas, durante las que la flecha aumentó desde 2,36 pulgadas (5°,99) hasta 2,50 pulgadas (6°,35). Al descargar el peso, se encontró que la flecha permanente era solo de $\frac{1}{10}$ pulgada (0°,25).

Habiendo obtenido tan satisfactorios resultados respecto de la resistencia lateral del tubo, se restituyó á su posición vertical y se volvió á cargar.

Experimento VII. Se dejó suspendida del tubo una carga de 155255 libras (61326 kilogramos) durante nueve días seguidos con sus noches, para determinar los efectos de un esfuerzo continuado. En este período la flecha aumentó de 3,17 pulgadas (8°,05) á 3,22 pulgadas (8°,18).

Después se siguió cargando, y el tubo se rompió con 154452 libras (70031 kilogramos), desgarrándose por la estremidad de las nuevas planchas, á 21 pies, 6 pulgadas (6^m,55) del punto de aplicación. El área de la tabla inferior en el punto de rotura era de 8,8 pulgadas cuadradas (56°,77).

Flecha final, 3,86 pulgadas (9°,80).

En este experimento el tubo se rompió por falta de la proporción conveniente en el material de la tabla inferior. El tubo se reparó, y se añadieron nuevas planchas, que se extendieron unos pocos pies más hacia los extremos por ambos lados del medio del tubo.

Experimento VIII. La rotura tuvo lugar plegándose el techo celular á 2 pies (0^m,61) del punto de aplicación del peso, quedando intactos el suelo y los costados.

Peso de rotura, 192892 libras = $84\frac{1}{4}$ ton. (87600 kilógs.)

Flecha final, 4,89 pulgadas (12°,42).

Por este experimento se determinaron las proporciones relativas de las áreas de ambas tablas del tubo de modo que

se equilibren las resistencias á la estension y á la compresion desarrolladas por una accion tr sversal, suministrando otros datos necesarios para la construccion de un tubo que tuviera la máxima resistencia con una cantidad dada de material. Hasta aquí la tabla superior habia sido siempre mucho mas fuerte que la inferior, pero ahora las dos tenian casi la misma resistencia, siendo la relacion de las áreas como 24 : 22, 6 12 : 11.

Si ahora calculamos el valor de la constante C por este experimento, y lo comparamos con el de los primitivos, encontraremos que es

Para los tubos cilíndricos.	= 13,05 toneladas.
Para los elípticos.	= 15,30 »
Para los rectangulares. . .	= 21,50 »
Para el tubo modelo. . .	= 24,40 »

El aumento de resistencia indicado en los experimentos sobre el tubo modelo se debe evidentemente   la construccion celular del techo. En los tubos rectangulares, la dificultad habia sido la pequeña resistencia que oponen   la flexion las planchas delgadas en sentido de su longitud; y fué vencida colocando las planchas en la direccion en que ofrecian mayor resistencia   la flexion, es decir, horizontales para oponerse   la deformacion lateral, ocasionada por la compresion, y verticalmente para oponerse en el otro sentido al mismo efecto, y por medio de escuadras fuertemente robladas   las planchas, se hizo la totalidad de aquella parte perfectamente rígida y libre de flexion y tendencia   la deformacion, que se present  siempre en los primeros experimentos con la tabla maciza.

Para determinar la mejor *forma* de las celdillas, Mr. Hodgkinson hizo algunos experimentos difíciles y esmerados, algunos de los cuales se insertan   continuacion, para mas ilustrar la necesidad de la forma celular en toda obra en que las tablas de hierro dulce están sometidas   presiones extraordinarias.

Tabla I.

Experimentos para determinar la resistencia de planchas (ó barras) de hierro dulce á una fuerza de compresion; colocadas en posicion vertical, con sus extremos perfectamente planos, de modo que quedasen bien apoyadas en dos planos paralelos y horizontales.

LONGITUD vertical de la plancha.		DIMENSIONES transversales. — Pulgadas.	ÁREA de la seccion. — Pulgadas cuads.	PESO de rotura. — Libras.	PESO por pg. c. que sos- tuvo la plancha al romperse. — Toneladas.
Pies.	Pulg.				
10	0	2,98 × 0,503	»	1222	0,364
10	0	3,01 × 0,766	2,306	7793	1,508
10	0	2,99 × 0,995	2,975	12735	1,911
10	0	3,00 × 1,51	4,530	46050	4,538
5	0	2,98 × 0,507	1,511	8469	2,502
0	7 1/2	1,023 × 1,023	1,0465	50946	21,733

Se pueden ver cuán notables resultados dan los experimentos anteriores; la resistencia á la compresion de las mismas placas varia de 0,364 á 21,733 toneladas por pulgada cuadrada (57 á 5421 kil. por c. c.) segun varian la altura, longitud y espesor. Mr. Hodgkinson deduce de esto la siguiente ley:

- 1.ª El peso de rotura está en razon inversa del cuadrado de la longitud.
- 2.ª Varía como el cubo del espesor.
- 3.ª Varía proporcionalmente al ancho.

En la siguiente tabla, « las dimensiones laterales de las celdillas eran tan grandes, que con una longitud de 10 piés (3,05), los pilares no se rompieron por flexion, sino rebentando ó aplastándose. »

Tabla II.
Resistencia de tubos rectangulares, de 10 pies de largo, á una compresion en sentido del eje.

DIMENSIONES exteriores del tubo. Pulgadas.	ESPESOR de las planchas del tubo. Pulgadas.	PESO con el que se em- pieza á observar deformacion. Libras.	PESO de mayor resis- tencia. Libras.	FORMA de la seccion del tubo.	AREA de la seccion del tubo. Pulg. cuadradas.	PESO de mayor resistencia. Toneladas por pulgada cuadrada.
4,1 × 4,1	0,05	"	5554		0,5040	4,902
4,1 × 4,1	0,06	"	19646		1,0200	8,5986
4,25 × 4,25	0,085	29290	37554		1,4840	11,257
4,25 × 4,25	0,154	46514	51690		2,5947	9,656
8,175 × 4,1	0,061	13209	25289		1,552	6,786
8,5 × 4,75	0,264	"	197165		7,526	12,015
8,4 × 4,25	0,26 y 0,126	99916?	206571 =92,2 ton.		6,89 prox. ^e	15,5845
8,1 × 4,1	0,059	57401	45675		1,885	9,877 (No se aplastó con 11,12 tons.)
8, 1/8 × 4, 5/8	1/4 próximam. ¹⁰	"	"		8,5466	
8,1 × 8,1	0,06 próxim. ¹⁰	15897	27545		2,070	5,926
8,57 × 8,57	0,159	82475	100395		4,9262	9,098
8,5 × 8,575	0,2191	"	498955		7,7567	11,48 (No se aplastó con 11,015)
8,5 × 8,4	0,245 y 0,238	"	"		8,4665	
8,1 × 8,1	0,0657	56650	70070		3,551	8,809
"	"	46655	82027		"	10,512

Tabla III.

Resistencia de tubos circulares, de 10 piés de largo, á una compresion en sentido de su eje.

NÚM. del tubo.	DIAME- tro exterior.	DIAME- tro interior	ESPE- SOR de las planchas.	PESO de mayor re- sistencia.	ÁREA de la seccion.	PESO proporcional de mayor resistencia.
	Pulgadas.	Pulgadas.	Pulgadas.	Libras.	Pulgadas cd.	Toneladas por pg. c.
1	1,495	1,292	»	6514	0,4443	6,550
2	1,964	1,755	»	14158	0,6104	10,350
3	2,490	2,275	»	25958	0,8045	15,290
4	2,550	1,865	»	34516	1,605	9,600
5	2,540	1,910	0,215	54828	1,4553	9,901
6	2,995	2,693	»	57556	1,549	12,562
7	4,050	3,772	»	47212	1,7078	12,340
8	4,060	3,750	0,150 próx ^{te} .	49900	1,9015	11,710
9	6,366	6,106	0,1298	91402	2,547	16,021
10	6,187	»	0,0939	60075	1,799	14,908

Por lo que precede se puede ver cuán esencial es que el espesor de las placas sea convenientemente proporcionado á la magnitud de las celdillas; y que doblando dicho espesor, quedando el resto lo mismo, falta mucho para que se duplique la resistencia por pulgada cuadrada de seccion. Tambien es evidente que la resistencia de los tubos cuadrados y rectangulares disminuye á medida que aumenta la magnitud de las celdillas; que la forma rectangular es muy débil, duplicándose casi la resistencia cuando se añade un diafragma longitudinal en el medio; y que la forma circular es la mas fuerte de todas. La rotura de los tubos cilindricos pequeños se debia en parte, sin duda, á la flexion que sufrían, por lo que no se debe es-

perar que los cilindros grandes y los pequeños sigan la misma ley de resistencia á la compresiou.

Mr. Tate, sin embargo, ha demostrado respecto de esto, que la seccion cuadrada, cuando se aplica á formar el techo de una viga tubular, es teóricamente mas fuerte que la circular, y comparando este resultado con el de los experimentos de Mr. Hodgkinson, hace las observaciones siguientes. «Bajo una acción trasversal, las celdillas reciben un esfuerzo de especie diferente que cuando están sujetas á una simple fuerza que las aplasta, distribuida uniformemente en la seccion del tubo. En este caso, todas las partes de la seccion se hallan igualmente comprimidas, y es natural deducir que la mejor forma de la celda será aquella en que el material está igualmente distante del eje de presion; pero el caso de una acción trasversal es muy diferente, la arista superior sufre el mayor esfuerzo, y de las demas partes, la mas próxima al eje neutro de la viga es la que lo sufre menos; por consiguiente, entonces las celdillas cuadradas son las que tienen el material distribuido simétricamente respecto al eje de presiones, ó sea el eje neutro de la viga.» (*) Se debe observar ademas que las celdillas de los puentes tubulares se aproximan á la forma circular por las escuadras de los rincones, que sin alterar la simetría del material respecto del eje neutro, refuerzan las celdillas cuadradas en los puntos mas débiles.

Los siguientes experimentos sobre una celdilla de las mismas dimensiones que las de los puentes de Conway y de Britannia son interesantes. El tubo era de 18 pulgadas (45°,72) de lado y 8 pies (2^m,44) de largo, y se componia de planchas de media pulgada (1°,27) robladas á escuadras en los ángulos. Se aplastó con una prensa hidráulica de la mejor construccion,

(*) Resistencia de materiales, pag. 76.

que ofrecieron cortésmente los Sres. Benjamin Hick y C.^a de Bolton. El área de la seccion transversal era 50 pulgadas cuadradas (322 c. c.) La tabla siguiente muestra la compresion y flexion del tubo bajo la influencia de la fuerza aplicada.

NÚM. del experi- mento.	PRESION — Toneladas	FLEXION en el lado		COMPRESION OCASIONADA por la fuerza. — Pulgadas.	OBSERVACIONES.
		A.	B.		
	Pulgadas.	Pulgadas.	Pulgadas.		
1	115	»	»	»	Las diferencias que se observan en ambos lados se deben en gran parte a la «ondulacion» de las planchas, que produce contorsiones en la superficie.
2	165	0,25	0,20	0,000	
3	215	0,25	0,48	0,000	
4	265	0,25	0,70	0,000	
5	315	0,25	0,70	0,025	
6	365	0,25	1,20	0,032	
7	415	0,25	0,95	0,032	
8	465	0,25	0,70	0,030	
9	515	0,50	0,95	0,042	
10	565	0,75	0,95	0,061	
11	615	0,75	1,75	0,063	
12	665	1,00	»	0,160	
13	690	»	»	»	

Tomando 680 toneladas como la fuerza de rotura, resulta la resistencia á la compresion $\frac{680}{50} = 13,6$ toneladas por pulgada cuadrada (2142 kilogramos por c. c.)

Por estos hechos aparece que el sistema celular, cuando se aplica á la tabla superior de una viga de hierro forjado sujeta á una accion transversal, es el único medio conducente para obtener la mayor resistencia á la compresion con la menor cantidad de material, y este es el resultado mas terminante de los experimentos de varias clases sobre las vigas huecas, que ilustraron los principios en que está fundado el

sistema tubular. Observando los objetos naturales que reúnen la *fuerza* y la *ligereza*, hallaremos en ellos este sistema en mas ó menos grado; los huesos huecos de los pájaros, por ejemplo, y los tallos de las yerbas, de los cereales y de los bambús están formados de este modo, y para llenar los designios del grande Arquitecto de la naturaleza, siguen las mismas leyes invariables que se han comprobado en la construccion de los puentes de Britannia y de Conway. Además, todos los huesos examinados al microscopio, se ven compuestos de celdillas diminutas que añaden gran fuerza y ligereza á su estructura, y muestran una conformacion adaptada admirablemente al trabajo á que están destinados.

Como ilustracion de lo que precede presentamos las figuras 78 y 79, que muestran cómo los objetos naturales huecos suplen los defectos naturales ó accidentales, dando la estabilidad necesaria cuando se necesita la resistencia. Esto se observa evidentemente en las secciones longitudinales de los huesos del muslo de un individuo raquíico, en que ha tenido lugar una torcedura.

Se observará que en este caso, con el objeto de compensar la curvatura del hueso (que para funcionar como un pilar, en su estado perfecto, hubiera estado casi recto), toda la parte porosa ó celular del interior se halla encerrada en una cáscara ó tubo delgado de sustancia huesosa dura, tan densa y compacta como el mas duro marfil. Si el individuo hubiese estado sano, y el miembro recto, la cubierta de marfil hubiera sido delgada parecida en su forma á la parte *aa*; pero por causa de la curvatura y para compensar el defecto de esta forma respecto de la resistencia á la presion vertical, la naturaleza en su trabajo suple esta falta llenando el lado cóncavo con un espesor mas grande de hueso duro, y uno menos grueso á proporcion por el lado convexo, para equilibrar la pérdida de resis-

tencia que resulta de la curvatura del pilar, según se vé en *b, b*. Así es como procede el gran Artífice de la naturaleza, y así es como nosotros seguimos los preceptos de una inteligencia infalible, de los que no nos podemos desviar sin incurrir en el riesgo de tener mal éxito en todas las modificaciones del arte de la construcción. (*)

Sobre los puentes de hierro dulce se debe notar, que no obstante las ventajas peculiares al uso de las celdillas en la construcción de vigas ó puentes de gran dimensión, en la práctica es preciso limitar esta forma para los puentes de gran luz, cuya dimensión escede de 100 á 150 pies (30 ó 45 metros), porque sino el mismo objeto se obtiene mas económicamente por el uso de planchas mas gruesas y un aumento de peso. Las celdillas se abandonan en este caso, no para conseguir mas resistencia, sino para obviar dificultades de construcción y otros inconvenientes, como su pequeña magnitud, y la imposibilidad de limpiar, pintar, etc., para evitar la oxidación. En otras circunstancias, y cuando la luz escede á 100 ó 150 pies, la construcción celular es sumamente importante, y por esto, en grandes luces es indispensable para obtener la ligereza combinada con la resistencia y la economía del material.

Tabla inferior. En la formación del suelo de una viga tubular, sea que está compuesta de celdillas, como en los puentes de Britannia y de Conway, ó de dobles planchas, como en otros ejemplos mas pequeños, importa tener las menos juntas que sea posible. Por esto se deben laminar las planchas de toda la longitud que permitan su peso y su espesor, y se han de empalmar con planchas de junta, *estabonándolas*, como

(*) Véase la descripción de la grúa tubular de Mr. Fairbairn, *Transacciones de la Asociación Británica para el progreso de las ciencias*, informes de las secciones, 1850, pág. 177.

se vé en la fig. 80, con tres ó mas filas de roblones, segun el ancho. En cada fila se necesitan ocho roblones, cuatro de cada lado de la junta, para dar la resistencia suficiente, y el área de todos los roblones debe ser igual al área de las planchas empalmadas, tomada al través de una línea de roblones, descontando los taladros. Estas proporciones dan á la junta la seguridad necesaria, y se obtiene casi la misma resistencia á una fuerza de tension que una plancha maciza, esto es, como si las planchas de junta fuesen del grueso que daria la misma área de seccion por la línea de roblones que la plancha doble maciza. Tomando estas precauciones en el empalme de las planchas, y en el ensamblaje de los costados con la tabla por medio de las escuadras, pondremos en práctica todas las condiciones de uniformidad de resistencia á la estension de un extremo á otro de la viga.

En una larga investigacion experimental que emprendí hace algunos años, se demostró que habia una pérdida de resistencia en una junta redoblada, respecto de una plancha maciza, de 50 á 50 por 100; es decir, que representando por 100 la resistencia de una plancha maciza, la de una junta con robladura doble era 70, y con robladura sencilla 50.

La gran pérdida de resistencia de las partes sujetas á una accion transversal, fué un grande obstáculo en el proyecto de los puentes de Britannia y Conway; se pensó en robladuras dobles, triples y cuádruples, pero todas se fueron abandonando por lo que los taladros debilitaban las planchas, y casi habria desesperado de alcanzar el objeto, si no me hubiese ocurrido el sistema de robladuras longitudinales ó eslabonadas, despues de repetidas pruebas sobre otros modos y formas. Los experimentos establecieron luego la perfecta seguridad de este método, como lo demuestran claramente las siguientes tablas. Dos métodos distintos se ensayaron; uno con un solo espesor de

planchas con la junta cubierta por ambos lados, y otro con dos planchas superpuestas á junta encontrada, que se cubre luego por un solo lado, y sujeta con una línea de roblones segun ya se ha explicado. Preparados los empalmes, se hicieron los experimentos con una fuerte palanca que estiraba las planchas unidas en direccion de la fila de roblones.

Empalme eslabonado de planchas sencillas con doble cubierta. (fig. 81.)

Area de la seccion de

la plancha maciza. $3,5 \times 0,25$ pg. = $0,875$ pg. c. (5,645 c. c.)

Area de las cubiertas. $3,5 \times 0,26$ » = $0,910$ » » (5,871 » »)

Area de la seccion

por los taladros... $3,0 \times 0,25$ » = $0,750$ » » (4,859 » »)

Cuatro roblones por cada lado de la junta, de $\frac{1}{2}$ pg. ($1^{\circ},27$) de diámetro.

NÚMERO del experimento.	PESOS. — Libras.	DILATAACION. — Pulgadas	OBSERVACIONES.
1	5600	»	Peso de la palanca.
2	26656	»	
3	28448	»	
4	30240	0,021	
5	32032	0,034	
6	33824	0,034	
7	35626	0,044	
8	37418	0,052	
9	37210	0,056	
10	41002	»	{ Se desgarró por un taladro despues de sostener el peso algunos segundos.

Si tomamos el área de la plancha en el punto de rotura = $0,750$ pg. c., se hallará que necesitó un esfuerzo de 24,41

toneladas, ó sean unas $24\frac{1}{2}$ toneladas por pulgada cuadrada (3844 k. por c. c.) para abrirse.

Empalme eslabonado, de planchas dobles con una sola cubierta (figura 82).

Area de la seccion de las planchas macizas. . . $2 \times 0,875 \text{ pg.} = 1,750 \text{ pg. c. (11,290 c.)}$

Area de la seccion por los taladros. » » 1,500 » (9,677 »)

Area de la cubierta por los taladros. » » 0,910 » (5,871 »)

Los roblones lo mismo que antes.

NUMERO del experimento.	PESOS. — Libras.	DILATACION. — Pulgadas.	OBSERVACIONES.
1	5600	»	Peso de la palanca.
2	26656	0,016	
3	37408	0,025	
4	46368	0,028	
5	55328	0,075	
6	62496	0,100	
7	46966	»	Se rompió cortando los roblones en el enrase con la plancha.

Del experimento anterior aparece que la rotura tuvo lugar en la plancha maciza por un lado y cortando al través los roblones por el otro. Por esto, el área de la seccion de rotura es $= 0,875 \times 0,785 = 1,66$ pulgadas cuadradas (10,71 c. c.), y procediendo como antes resultan 18,73 toneladas por pg. c. (2949 kilógs. por c. c.); para el peso de rotura.

Como se encontró que la resistencia de los roblones era diferente que la de las planchas dobles, se aumentó su diámetro desde $\frac{1}{2}$ á $\frac{5}{8}$ de pulgada ($1^{\circ},59$), ó sea hasta que el área de los roblones se aproximase á la de las planchas que dió la resistencia necesaria. En juntas de esta clase, se halla que la resistencia de los roblones es casi igual á la de las planchas, esto es, que están en la relacion de sus áreas respectivas. Esto concuerda con las leyes siguientes, que se han deducido experimentalmente: 1.º que la resistencia final de los pernos ó los roblones á ser cortados ó tronzados al través, es proporcional al área de la seccion transversal de la barra rota; y 2.º que la resistencia final de cualquier barra á la tronzadura es la misma que la resistencia total de la misma barra á la tension.

Costados. Han pretendido algunos que los costados de una viga tubular, ó el intermedio de una pieza fundida, no tienen mas funcion que la de mantener las tablas horizontales en su posicion relativa, sin añadir nada á la resistencia. Esto es tambien la causa de que se haya defendido el uso de las celosias, como bastante rígidas para establecer la union conveniente entre las tablas. Mas creo que se puede hacer ver que los costados de las vigas, tubulares ó laminares, tienen una funcion mucho mas importante que llenar, pues no solo mantienen las tablas opuestas en su posicion respectiva, sino que contribuyen en gran parte á la resistencia de la viga, y de ellos nace principalmente la rigidez de la obra en sentido vertical. Los costados de una viga tubular, cuando se roblan fuertemente á dos T, como en los puentes de gran luz (fig. 85), ó á una T por dentro y una cubierta por fuera, como en los puentes menores (fig. 84), no tienen solo por objeto mantener al suelo y al techo en su posicion, sino que colocándolos cada dos ó tres pies, se introduce un puntal ó pilar rígido para conservar la forma y distribuir el esfuerzo entre las dos tablas de

la viga. La totalidad de los costados, pues, contribuye en razon de su seccion y de su distancia al eje neutro, por encima y debajo de él, á resistir á la estension por una parte y á la compresion por la opuesta. Estos resultados se han deducido experimentalmente, mas tomando una viga de celosía, de Warren, ó cualquier otra con los costados calados, se verá tambien que la totalidad del esfuerzo carga sobre las fajas, mientras que los lados son mas ó menos impropios para el objeto de conservar la distancia entre las dos líneas estremas de tension y compresion, de lo que resulta un gran aumento de flecha para el mismo peso. El sistema de celosía era una construccion muy imperfecta cuando por primera vez se adoptó en este pais, y solo ha alcanzado sus condiciones presentes desde que los experimentos sobre los grandes puentes tubulares del Norte de Gales han desenvuelto los verdaderos principios de su construccion. Aun ahora es cuestionable si es equivalente en su resistencia á la viga tubular ó á la laminar maciza, y desde luego es inferior, en rigidez, lateral y vertical, y la mayor flecha que produce una carga indica su mayor debilidad respecto de una viga con costados macizos.

Tales son los principales puntos en litigio, y el autor, deseando dejar satisfechas á las personas que le han consultado, procura manifestar cuanto cree que puede servir para establecer la cuestion, y probar satisfactoriamente todo lo relativo á la resistencia y demas propiedades de tan importantes construcciones. Pero antes de entrar en este estudio, será conveniente hacer algunas observaciones concernientes al sistema y á la estabilidad y seguridad que ofrecen los puentes de vigas tubulares.

Una obra de pública utilidad y destinada á dar paso á una comunicacion pública, debe poseer en sí misma las condiciones de una irrecusable seguridad. Los puentes y los viaductos han

de reunir mas particularmente tales condiciones por hallarse mas espuestos que otra cualquier obra á deteriorarse y arruinarse; y como pueden ser muchas las causas que motiven estos efectos, el interés general exige que dichas construcciones se ejecuten con la resistencia y duracion necesarias. La introduccion de un nuevo sistema, que requiera el empleo de un material nuevo y comparativamente no experimentado en las condiciones en que ha de establecerse, obliga á su autor á fijar todo lo posible su atencion sobre las mas insignificantes circunstancias, que directa ó indirectamente puedan afectar la seguridad de la obra. Estas consideraciones son de suma importancia en los puentes de vigas tubulares, como que dependen en gran manera, no solo del principio constitutivo del sistema, sino tambien del material empleado, que siempre debe ser del de mejor calidad, y de la mano de obra, que en todos casos debe ser la mas esmerada posible.

Al construir esta clase de puentes, he tratado de aplicar las anteriores consideraciones, y firmemente convencido de que este sistema presentaba sobre los demas mayor resistencia y mucha mas duracion y baratura, no he titubeado en abogar por su introduccion y porque se estienda su aplicacion siempre que se haya de reunir la fuerza y la ligereza. Conviene, sin embargo, someterlos de tiempo en tiempo á escrupulosos reconocimientos, y antes de abrirlos al tránsito público, á pruebas que sean completamente satisfactorias. Todos los ejecutados hasta la fecha han sido objeto de frecuentes reconocimientos y sufrido diversas pruebas, lo que hace pueda afirmarse con seguridad que cuando las vigas tubulares tenian las proporciones convenientes y estaban bien ejecutadas, no ha habido la menor razon para dudar de su seguridad.

Está ya demostrado por la esperiencia que para equilibrar las dos fuerzas de tension y de compresion en una viga tubular

de hierro forjado, cuya parte superior es celular, era preciso que la seccion transversal de la parte inferior estuviese con la de la superior en la relacion de 11 á 12; síguese de aqui, que siendo esta la relacion que debe existir entre ambas partes, un aumento cualquiera en la una, sin aumentar proporcionalmente la otra dará lugar á que la obra sea menos resistente porque se le añade una cantidad de material completamente inútil. Es, pues, de la mayor importancia que estas partes tengan entre sí la proporcion mencionada en lo posible, con lo cual conseguiremos obtener el máximo de resistencia en las fuerzas de tension y de compresion que la viga sufre; y dicha relacion, no solo es esencial en la construccion de las vigas, sino tambien al aplicar la fórmula que determina su máxima resistencia. Asi, por ejemplo, si se aumentase el material de la parte inferior, la fórmula

$$P = \frac{s a c}{l}$$

no deberia aplicarse, porque las secciones transversales de la parte superior ó inferior no se hallaban en la relacion debida; seria, pues, preciso al determinar la resistencia del puente, no tener en cuenta en la fórmula el exceso de material mencionado. El mismo razonamiento se aplicaria cuando el aumento de seccion transversal tuviese lugar en la parte superior celular, puesto que en este caso puede aplicarse la fórmula despreciando como anteriormente la cantidad de material adicionada. Mas cuando esta relacion es constante, la fórmula anterior nos determina la resistencia de los tubos de hierro forjado, cualquiera que sea la altura de ellos y sus dimensiones relativas (*).

(*) Mr. Tate hace sobre esta fórmula las siguientes observaciones:
 1.º Cuando s es el área de la seccion transversal en la parte inferior $c=80$, y la constante deducida de esta suposicion, podrá aplicarse con

En el puente tubular de Torksey, por ejemplo, que fué tachado de inestable por el Inspector del Gobierno, hay una falta de proporción en las áreas de las dos tablas, segun se vé por los números siguientes:

Seccion trasversal de la parte superior.

Planchas longitudinales, 2 pies

$$8 \frac{5}{8} \text{ pulg.} \times 2 \times \frac{3}{8} \text{ pulg.} = 24,47 \text{ pg. c. (157,85 c. c.)}$$

Idem verticales, 1 pie $1 \frac{1}{4}$ pulg.

$$\times 3 \times \frac{5}{16} \text{ pulg.} \dots \dots \dots = 12,42 \text{ pg. c. (80,12 c. c.)}$$

Escuadras de hierro, 0 pies $4 \frac{3}{4}$

$$\text{pulg.} \times 9 \times \frac{3}{16} \text{ pulg.} \dots \dots \dots = 13,55 \text{ pg. c. (85,52 c. c.)}$$

Area de la parte superior segun

Mr. Fowler. 50,24

Id. id. id. segun el capitan Sim-

mons. 51,72

Término medio. 50,98 pg. c. (328,88 c. c.)

muy corto error á todas las alturas de vigas tubulares, siempre que dicha dimension ó a sea muy grande en proporción con la altura de las celdillas y el espesor del palastro.

2.º Cuando s es el área de la seccion total y $c=26,7$, entonces los tubos deberán ser semejantes bajo todos conceptos, aunque una pequeña variación en la altura no producirá error considerable, especialmente siempre que esta dimension sea grande. Al mismo tiempo debe observarse que ambas fórmulas se aplicarán con entera exactitud, cuando los tubos sean semejantes.

Seccion trasversal de la parte inferior.

Planchas longitudinales, 2 pies	
9 pulg. \times 2 \times $\frac{5}{8}$ pulg.	= 41,25 pg. c. (266,10 c. c.)
Bandas del centro, 1 pie 0 pg.	
\times $\frac{3}{4}$ pulg.	= 9,00 pg. c. (58,06 c. c.)
Rebordes, 0 pies $3\frac{3}{4}$ pulg. \times 2	
\times $\frac{10}{16}$ pulg.	= 4,68 pg. c. (50,19 c. c.)
Area de la parte inferior,	54,95 pg. c. (554,55 c. c.)
Luz = 130 pies (39 ^m ,6).	

La parte inferior, siendo mucho mayor que la superior, hay evidentemente necesidad de reducirla á la proporción debida; de consiguiente, las 54,90 pulgadas cuadradas de sección trasversal se convertirán en 46,76, que son las absolutamente necesarias. Se deducirá, pues, por la fórmula

$$P = \frac{46,76 \times 120 \times 80}{1560} = 287,7 \text{ toneladas,}$$

ó próximamente 288 para el peso de rotura en el medio de la viga. Multiplicando este por 4 se obtiene la cifra de 1152 toneladas, que es el peso que causaría la rotura, suponiéndolo igualmente distribuido sobre uno de los tramos del puente de Torksey, sin contar el de las vigas, del balasto, de los carriles y cojinetes etc., etc., los cuales se aprecian aparte y deben deducirse del número de toneladas mencionado.

Mr. Fowler supone que se halla distribuida la carga en el puente de Torksey sobre un tramo de 130 pies de luz, del siguiente modo:

	<u>Toneladas.</u>	<u>Toneladas.</u>
Carriles y coginetes.	8	
Plataforma de madera.	15	
Viguetas.	27	
Balasto, 4 pulgadas de espesor.	55	
Mitad del peso de las 4 vigas, sien- do el de cada una de 46 tone- ladas (que es el peso total igual- mente distribuido).	92	177
Resta añadir la carga accidental, la cual segun convienen Mr. Fowler y el ca- pitan Simmons, es de.		195
Carga total.		<u>372</u>

Ahora bien; como la carga de rotura del puente es de 1152 toneladas, y como de ellas 177 son constantes, síguese de aquí que la diferencia, ó sea $1152 - 177 = 975$ toneladas, será la mayor carga accidental que pueda sostener, la cual se halla con la anteriormente espresada en la relacion de 975 á 195, ó lo que es lo mismo en la de 5 á 1. Tales son los hechos en el caso que nos ocupa; y aunque las vigas principales no poseen toda la resistencia que el autor recomienda como límite, son sin embargo suficientemente resistentes para dar al puente toda la seguridad que es de desear. En los cálculos que sirven para determinar el peso de rotura, se supone no solamente que la parte superior é inferior de las vigas están en la relacion conveniente, sino también que sus costados tienen toda la rigidez necesaria para no alterar la forma del tubo. Supónese ademas, que todas las planchas se hallan en la direccion de las fuerzas, y que la mano de obra y sus remaches se hallan bien ejecutados.

No están conformes las opiniones sobre el exceso de resistencia que debe darse á las vigas que nos ocupan. Yo creo

que una viga tubular no tendrá la seguridad debida, si no es capaz de resistir una carga cuatro veces mayor que la máxima que pueda pasar sobre ella; y en los puentes de vigas tubulares de hierro forjado, el peso de rotura se calcula en 12 toneladas por pie lineal, incluso el peso del puente ó próximamente seis veces la carga máxima.

La adjunta tabla presenta la resistencia, proporciones y demas propiedades de las vigas tubulares, que deben observarse en construcciones de esta clase para tramos desde 30 pies hasta 300.

La primera columna da la luz de cada tramo; la segunda el peso de rotura del puente en el medio; la tercera el área de las planchas y escuadras de la parte inferior de la viga, la cuarta el área de la parte superior, y la última la altura de los tubos en el centro del tramo.

30	108.78	108.78	108.78	108.78
40	147.71	147.71	147.71	147.71
50	187.13	187.13	187.13	187.13
60	227.13	227.13	227.13	227.13
70	267.70	267.70	267.70	267.70
80	307.85	307.85	307.85	307.85
90	347.58	347.58	347.58	347.58
100	387.88	387.88	387.88	387.88
110	427.75	427.75	427.75	427.75
120	467.19	467.19	467.19	467.19
130	507.20	507.20	507.20	507.20
140	546.78	546.78	546.78	546.78
150	585.93	585.93	585.93	585.93
160	624.65	624.65	624.65	624.65
170	662.94	662.94	662.94	662.94
180	700.80	700.80	700.80	700.80
190	738.23	738.23	738.23	738.23
200	775.23	775.23	775.23	775.23
210	811.80	811.80	811.80	811.80
220	847.94	847.94	847.94	847.94
230	883.65	883.65	883.65	883.65
240	918.93	918.93	918.93	918.93
250	953.78	953.78	953.78	953.78
260	988.20	988.20	988.20	988.20
270	1022.19	1022.19	1022.19	1022.19
280	1055.75	1055.75	1055.75	1055.75
290	1088.88	1088.88	1088.88	1088.88
300	1121.58	1121.58	1121.58	1121.58

TABLA que demuestra las proporciones de los puentes de vigas tubulares.

	Luz.	PESO	AREA	AREA	ALTUR
	— Pies.	de rotura en el centro. Toneladas.	de la tabla inferior de la viga. Pulgadas.	de la tabla superior de la viga. Pulgadas.	en el centro. — Pies. Pulg.
Desde 50 pies hasta 150 pies de luz, siendo la altura de la viga $\frac{1}{15}$ del claro (*).	50	180	44,63	17,06	2— 4
	55	210	47,06	19,91	2— 8
	40	240	49,50	22,75	3— 1
	45	270	51,94	25,59	3— 6
	50	300	54,38	28,44	3—10
	55	330	56,81	31,28	4— 3
	60	360	59,25	34,13	4— 7
	65	390	61,69	36,97	5— 0
	70	420	64,13	39,81	5— 5
	75	450	66,56	42,67	5— 9
	80	480	69,00	45,50	6— 2
	85	510	71,44	48,34	6— 7
	90	540	73,88	51,19	6—11
	95	570	76,31	54,05	7— 4
	Desde 160 hasta 300 pies de luz, siendo la altura de la viga $\frac{1}{15}$ del claro.	100	600	78,75	56,88
110		660	83,63	62,56	8— 6
120		720	88,50	68,25	9— 3
130		780	93,38	73,94	10— 0
140		840	98,25	79,63	10— 9
150		900	103,13	85,31	11— 6
160		960	108,00	90,99	10— 8
170		1020	112,88	96,67	11— 4
180		1080	117,75	102,35	11— 0
190		1140	122,63	108,03	12— 0
200		1200	127,50	113,71	12— 8
210		1260	132,38	119,39	13— 4
220		1320	137,25	125,07	14— 0
230		1380	142,13	130,75	14— 8
240		1440	147,00	136,43	15— 4
250	1500	151,88	142,11	16— 0	
260	1560	156,75	147,79	16— 8	
270	1620	161,63	153,47	17— 4	
280	1680	166,50	159,15	17— 0	
290	1740	171,38	164,83	18— 8	
300	1800	176,25	170,51	19— 4	
			176,19	196,19	20— 0

(*) He fijado generalmente la altura de las vigas en $\frac{1}{15}$ de luz; pero en

En estas tablas los pesos de rotura de todas las vigas están calculados por la fórmula $P = \frac{sac}{l}$; así por ejemplo, tomando de la tabla los datos para un puente semejante al de Torksey, tendremos; la luz = 150 pies, s = seccion trasversal de la parte inferior, ó sean 65,58 pulgadas; a = 120 pulgadas, que es la altura de la viga; c = 80, valor de la constante deducida de los experimentos; l = 1560 pulgadas, que es la longitud entre los apoyos, y hallaremos $P = \frac{65,58 \times 120 \times 80}{1560} = 390$ y el doble 780 será el peso de rotura en el medio, ó 1560 toneladas para este mismo peso supuesto igualmente distribuido sobre la superficie del piso del puente. Deduciendo la carga permanente del puente (190 toneladas), restan 1370 toneladas para la resistencia á la carga accidental (de 195 toneladas), la cual es mas de siete veces mayor que el máximo peso que puede pasar por el puente (*). Los efectos del choque y de las vibraciones son tambien asunto de grande importancia en los puentes que nos ocupan; y soy de opinion de que los princi-

los casos en que el claro no esceda de 150 pies, se ha considerado mas económico adoptar $\frac{1}{15}$. Para aberturas de mas de 150 pies es mas conveniente, en atencion al gran peso de la viga, adoptar la relacion de $\frac{1}{15}$ con el objeto de colocar el centro de gravedad de la misma tan bajo como sea posible, y para evitar las oscilaciones producidas por las cargas accidentales. En los casos en que no sea conveniente el aumentar la altura de la viga es esencial aumentar las secciones trasversales de su parte inferior y de su parte superior celular, en razon de la altura.

(*) Entretanto que la tabla mencionada anteriormente se completaba, se tomó una tonelada por pie lineal como el peso permanente de los puentes, desde 40 hasta 100 pies de luz, y dos toneladas por pie lineal para la carga accidental; para tramos desde 100 á 300 pies de luz se estimó el peso permanente del puente en 1,5 toneladas por pie lineal, y la misma cifra para la carga accidental. En la práctica se ha hallado que estos supuestos

píos bajo los cuales he tratado de establecer la construcción de los puentes de este sistema, desde su primer ensayo, pueden considerarse como si hubieran sido calculados para satisfacer á todas las exigencias y condiciones del tráfico de los ferrocarriles.

Las experiencias hechas con el mayor esmero sobre puentes de vigas tubulares, cuyos tramos variaban de 60 á 100 pies de luz, han hecho ver que la flexión era la misma bajo todas las velocidades, en cuanto es posible observar este fenómeno en la práctica. Sobre este asunto se hizo una serie de experimentos por los comisionados para las obras de ferrocarriles que mostraron un gran aumento de flecha cuando la velocidad crecía hasta 30 millas por hora. Sin embargo, se debe observar que estos experimentos se hicieron sobre barras pequeñas de 9 pies de largo y 4 pulgadas de ancho, y aunque son de gran valor y de un interés escésivo, soy de opinión, que debe haber una diferencia considerable entre los efectos de un peso cuando rueda sobre una barra de hierro fundido, ó cuando lo verifica sobre un puente de 60 á 100 pies de luz. Ciertamente la comisión en su informe ha calificado los resultados obtenidos en estos experimentos, por otros hechos en puentes de vigas de hierro fundido que existían en ferrocarriles, donde la flecha de aumento sobre la flexión estática se redujo de $\frac{9}{10}$ de pulgada sobre las barras de 9 pies y á la velocidad de 30 millas por hora, á 0,05 de pulgada sobre un puente de 48 pies de luz á la velocidad de 50 millas por hora: así claramente se demuestra que mientras mayor es la luz de los tramos de un

ofrecen completa seguridad, aunque en tramos de mas de 300 pies de luz, en los cuales el peso permanente de la construcción llega á ser una fracción considerable de la carga, es necesario introducir en los cálculos nuevos elementos para determinar su resistencia, como puede verse en los que han servido para los puentes tubulares de Britannia y de Conway.

puente y mayor tambien la rigidez é inercia de las vigas, menor será la flexion producida por las cargas accidentales. La comision no ha hecho experiencia alguna sobre los puentes de vigas tubulares compuestas de planchas redobladas, ni aun ha informado sobre la rigidez, resistencia y demas propiedades del sistema que nos ocupa. La flexion debida á las cargas transeuntes parece pues ser la misma sea cual fuere la velocidad (escepto donde existen desigualdades é irregularidades en los carriles, que causen una série de choques), y puede en rigor concluirse que no sufre aumento sensible, sino á todas, por lo menos á las velocidades mas considerables.

Sobre los efectos del choque, concuerdo perfectamente con la comision en que la flexion producida por la caida de un cuerpo sobre el hierro forjado es próximamente proporcional á la velocidad de caida, y sobre el hierro fundido es mayor. Estos experimentos é investigaciones merecen gran confianza.

En confirmacion de lo dicho, añadiré los resultados de los experimentos hechos sobre la primera obra de este sistema, construida sobre la carretera, en Blackburn.

Sobre este puente, de tres vigas de $60\frac{1}{2}$ pies de luz, se hicieron pasar tres locomotoras, cada una de 20 toneladas de peso, unidas unas á otras de manera que ocupaban todo el tramo, con velocidades que variaban desde 5 á 20 millas por hora; estas cargas produjeron una flexion en el centro del tramo de solo 0,5 de pulgada, sin que se notase variacion por las diferentes velocidades. Colocáronse despues en el mismo centro y sobre los carriles dos largas cuñas de una pulgada de altura en d (fig. 85.) y el choque que por esta caida producian las locomotoras, á las velocidades de 8 y 10 millas por hora, motivaban una flexion de solo 0,420 de pulgada; esta flexion se elevaba á 0,54 de pulgada, cuando las cuñas tenían pulgada y media de altura.

El modo de verificar las pruebas de los puentes de vigas tubulares es asunto que merece grande atencion, y con objeto de no alterar la elasticidad de estas construcciones, la carga de prueba no deberá esceder la máxima carga que á las mayores velocidades deba sufrir el puente: asi, la comision antes citada piensa bien cuando admite que la flexion de las vigas no debe esceder nunca de la tercera parte de la flexion máxima ó de rotura. En los puentes de vigas de hierro forjado, los efectos producidos por la flexion repetida que estas toman al paso de las diferentes cargas accidentales, son considerablemente menores que en los puentes de hierro fundido: asi la flexion que en estos últimos ocasiona la carga mas considerable, nunca deberá ser mayor que la sexta parte de la de rotura.

Será conveniente que nuestros lectores conozcan el análisis matemático en que se funda la fórmula $P = \frac{sa c}{l}$, para que puedan juzgar por sí mismos de su exactitud y del valor de la objecion de que es meramente *empírica*. Por esto damos la investigacion de la fórmula hecha por Mr. Tate durante la construccion de los puentes de Britannia y Conway.

Cálculo de la fórmula relativa á los tubos rectangulares.

Sea HICD (fig. 86) la seccion del tubo con tablas celulares, y AB el eje neutro. Sea, ademas,
 P , el peso de rotura del tubo,
 l , la distancia entre los apoyos,
 $e = Ds$, la altura de la tabla superior,
 $e_1 = Hv$, la altura de la tabla inferior,
 a , la altura total del tubo,
 p , el ancho total de los huecos en las celdillas superiores,
 b , el ancho DC del tubo,

- k , el espesor de las planchas,
 S , el área maciza de la sección total,
 s , el área de la parte maciza de la sección en las celdillas superiores DCrs,
 s_1 , el área de la parte maciza de la sección en las celdillas inferiores HItv,
 y del mismo modo se aplican las notaciones análogas á las partes inferiores al eje neutro,
 f , el esfuerzo por pulgada cuadrada opuesto á la compresion en el centro de las celdillas superiores,
 R , el esfuerzo por pulgada cuadrada opuesto á la compresion en la arista superior DC,
 g , la distancia del centro de las celdillas superiores al eje neutro AB,
 $h=AD$, la distancia de la arista superior del tubo al eje neutro,
 G , la distancia entre los centros de las celdillas de ambos lados,
 M , el momento de resistencia á la rotura de la sección HICD,
 m , el momento de la resistencia á la compresion de la parte DCrs.

Tenemos, entonces, despreciando el material de los costados vs y tr , que la resistencia del material en DCrs á la compresion es igual á la resistencia de toda el área DCrs, menos la resistencia de los huecos, ó sea

$$\begin{aligned} & \frac{bf}{g} \int_{g-\frac{1}{2}e}^{g+\frac{1}{2}e} x dx - \frac{pf}{g} \int_{g-\frac{1}{2}e+k}^{g+\frac{1}{2}e-k} x dx \\ &= \frac{bf}{2g} \left[(g+\frac{1}{2}e)^2 - (g-\frac{1}{2}e)^2 \right] - \frac{pf}{2g} \left[(g+\frac{1}{2}e-k)^2 - (g-\frac{1}{2}e+k)^2 \right] \\ &= \frac{bf}{2g} \cdot 2ge - \frac{pf}{2g} \cdot 2g(e-2k) \end{aligned}$$

$$= f (be - p(e - 2k))$$

$$= fs$$

Del mismo modo la resistencia del material de *HItv* á la estension es igual á $f_t s_t$, y tendremos

$$fs = f_t s_t \dots \dots \dots (1)$$

El momento de la resistencia de la parte superior es

$$m = \frac{fb}{g} \int_{g - \frac{1}{2}e}^{g + \frac{1}{2}e} x^2 dx - \frac{fp}{g} \int_{g - \frac{1}{2}e + k}^{g + \frac{1}{2}e - k} x^2 dx$$

$$= \frac{fb}{3g} \left[(g + \frac{1}{2}e)^3 - (g - \frac{1}{2}e)^3 \right]$$

$$- \frac{fp}{3g} \left[(g + \frac{1}{2}e - k)^3 - (g - \frac{1}{2}e + k)^3 \right]$$

$$= fbe g \left(1 + \frac{e^2}{12g^2} \right) - fp(e - 2k) g \left(1 + \frac{(e - 2k)^2}{12g^2} \right)$$

Sin alterar en nada las condiciones de la obra, podemos suponer que k es infinitamente pequeño, y que el material está reunido principalmente en las planchas verticales que reunen DC y rs . Entonces tenemos

$$m = \left[fbe g - fp(e - 2k) g \right] \left(1 + \frac{e^2}{12g^2} \right)$$

y despreciando la fraccion $\frac{e^2}{12g^2}$ (*)

$$m = fg(b e - p(e - 2k)) = fsg.$$

Del mismo modo se tendria, para el momento de la resistencia á la estension de la parte *HI* *lv*,

$$m_1 = f_1 s_1 g_1$$

y por consiguiente

$$M = fsg + f_1 s_1 g_1$$

que por la ecuacion (1) se reduce á

$$M = fs(g + g_1) = fsG \text{ ó } = f_1 s_1 G, \dots \dots \dots (2)$$

y como

$$M = \frac{Pl}{4},$$

resulta

$$P = \frac{4fsG}{l}, \text{ ó } = \frac{4f_1 s_1 G}{l} \dots \dots \dots (3)$$

Sustituyendo $R \frac{g}{h}$ en lugar de f ,

(*) En el tubo modelo del experimento XLI, se tiene

$$e = 6,5; g > 27 - 3,2 > 23,8,$$

$$\frac{e^2}{12g^2} < \frac{6,5^2}{12 \times 23,8^2} < \frac{1}{160}.$$

Se vé por esto, que la parte que se desprecia de la fórmula anterior es menor que $\frac{1}{160}$ de la que se conserva, de modo que la expresion $m = fsg$ es suficientemente exacta para la práctica.

$$P = \frac{4Rsa}{l} \cdot \frac{gG}{ha},$$

pero en todos los casos de la práctica, $\frac{gG}{ha}$ es casi igual á la unidad, por consiguiente

$$P = \frac{4Rsa}{l} = \frac{sac}{l}.$$

Ademas, en tubos semejantes, f debe ser constante, porque

$$f = R \times \frac{g}{h} = R \times \text{const.},$$

y tambien G ha de ser una parte proporcional de la altura del tubo, por lo cual

$$4fG = a \times \text{const.} = ac,$$

y

$$P = \frac{sac}{l} \dots \dots \dots (4)$$

debiendo determinarse c por experimentos.

Del mismo modo, como el área de la seccion total en tubos de esta especie ha de tener una relacion constante con s , tambien se tendrá

$$P = \frac{SaC}{l}, \dots \dots \dots (5)$$

en la que se tiene para el valor de la construccion

$$C = \frac{Pl}{Sa} \dots \dots \dots (6)$$

Luego se demostrará que la fórmula (5) es la exacta para los tubos cilíndricos y elípticos.

En el tubo modelo del experimento VIII, pág. 280, el eje neutro debe hallarse sin duda en el medio de la sección, por lo cual es interesante aplicar la fórmula á este caso. Con este objeto, sea

I, el momento de inercia de la sección H L C D, k_2 , la suma de los espesores de las placas laterales vs y tr , por una fórmula bien conocida, tendremos,

$$\frac{Pl}{4} = \frac{RI}{h} \dots \dots \dots (7)$$

y
$$P = \frac{8RI}{la} \dots \dots \dots (8)$$

Mas el momento de inercia de la sección es igual al doble del momento de ABCD, disminuido del momento del espacio ABrs y del momento de los huecos de las celdillas DCrs, ó sea

$$I = 2 \left[b \int_0^h x^2 dx - (b - k_2) \int_0^{h-e} x^2 dx - p \int_{h-e+k}^{h-k} x^2 dx \right]$$

$$= \frac{2}{3} \left(bh^3 - (b - k_2)(h - e)^3 - p \left[(h - k)^3 - (h - e + k)^3 \right] \right) (9)$$

que es el valor de I en la ecuacion (8).

El valor de la constante R deducido de la ecuacion (7) es

$$K = \frac{Plh}{4I} = \frac{Pla}{8I} \dots \dots \dots (10)$$

Como aplicacion de las ecuaciones (6) y (10), tomaremos los datos del experimento VIII.

:

En este experimento $P = 89,15$ toneladas $S = 55,47$,
 $a = 4^p,5$, $l = 75^p$, $b = 35^{ps}$, $k = 0^{pg},147$, $k_2 = 0^{pg},198$,
 $e = 6^{pg},5$, la ecuacion (6) da

$$C = \frac{Pl}{Sa} = \frac{89,15 \times 75}{55,47 \times 4,5} = 26,7 \text{ toneladas.}$$

Para la ecuacion (10) tenemos,

$$b - k_2 = 35 - 0,198 = 34,802; h = \frac{4,5 \times 12}{2} = 27$$

$$h - e = 27 - 6,5 = 20,50; p = 35 - 7 \times 0,147 = 33,971$$

$$h - k = 27 - 0,147 = 26,853; h - e + k = 20,5 \times 0,147 = 20,647$$

$$I = \frac{2}{3} \left(35 \times 27^3 - 34,802 \times 20,5^3 - 33,971 (26,853^3 - 20,647^3) \right)$$

= 20200 próximamente, y resulta por fin,

$$R = \frac{Pla}{8I} = \frac{89,15 \times 12 \times 4,5 \times 12}{8 \times 20200} = 26,8 \text{ toneladas}$$

con esto se vé la coincidencia de los valores de C y R.

Cuando el tubo es una simple viga rectangular hueca, como la del experimento XIV, pág. 99, hallaremos por las ecuaciones (8) y (9), haciendo $e = 2k$,

$$I = \frac{2}{3} \left[bh^3 - (b - k_2)(h - 2k)^3 \right],$$

y substituyendo $\frac{1}{2}d$ por h , poniendo b_1 por $b - k_2$, ancho interior, y d_1 por $d - 4k$, altura interior, tendremos:

$$I = \frac{1}{12} (bd^3 - b_1 d_1^3), \dots \dots \dots (11)$$

$$P = \frac{8RI}{la}$$

$$= \frac{2R}{3la} (bd^3 - b_1 d_1^3)$$

$$= \frac{2R}{3la} (bd^3 - (b-2k)(d-2k)^3)$$

y

$$R = \frac{3Pla}{2(bd^3 - (b-2k)(d-2k)^3)} \dots \dots \dots (12)$$

restituyendo los valores de b_1 y d_1 .

En uno de los experimentos,

$$l = 30 \times 12,$$

$$P = \frac{1,212}{2} + 22,75 = 25,356 \text{ tons.},$$

mitad del peso del tubo, mas el peso de rotura,

$$d = 24, \quad b = 16, \quad k = 0,272,$$

y por la ecuacion (12) se tiene

$$R = \frac{3 \times 25,356 \times 30 \times 12 \times 24}{2 [16 \times 24^3 - (16 - 0,554) (24 - 0,544)^3]} = 14 \text{ ton}^{\text{a}} \text{ próxim}^{\text{a}}.$$

Fórmulas relativas á los tubos cilindricos.

Como el espesor del metal en estos tubos es uniforme, supondremos que el eje neutro pasa por el centro de la seccion circular.

Sean

r, r_1 , los radios exterior é interior del anillo,

d, d_1 , los diámetros correspondientes,

k , el espesor del metal,

S , el área de la parte maciza de la sección,

x, y , las coordenadas de un punto referidas al centro como origen,

conservando las notaciones anteriores, tendremos entonces:

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{2R}{r} \int_{-r}^{+r} y x^2 dx - \frac{2R}{r} \int_{-r_1}^{+r_1} y x^2 dx \\
 &= \frac{2R}{r} \frac{\pi r^4}{8} - \frac{2R}{r} \frac{\pi r_1^4}{8} \\
 &= \frac{R\pi}{4r} (r^4 - r_1^4) \\
 &= \frac{R\pi}{4r} (r^2 - r_1^2)(r^2 + r_1^2) \\
 &= \frac{Rr}{4} (\pi r^2 - \pi r_1^2) \left(1 + \left(\frac{r_1}{r} \right)^2 \right) \\
 &= \frac{RrS}{4} \left[1 + \left(\frac{r_1}{r} \right)^2 \right].
 \end{aligned}$$

En tubos semejantes, $\frac{r_1}{r}$ es una cantidad constante, y por consiguiente $1 + \left(\frac{r_1}{r} \right)^2$ lo es también, y en este caso se tiene,

$$M = \frac{S d C}{4}.$$

$$\frac{Pl}{4} = \frac{SdC}{4}$$

$$P = \frac{SdC}{l} \dots \dots \dots (15)$$

que es la fórmula general dada por la ecuacion (5).

Cuando el espesor del tubo es muy pequeño, comparado con su diámetro, la cantidad $1 + \left(\frac{r_1}{r}\right)^2$ es igual á 2 próximamente (*) y en este caso,

$$M = \frac{RrS}{4} \left(1 + \left(\frac{r_1}{r}\right)^2\right) = \frac{RrS}{2},$$

y
$$P = \frac{SdR}{l},$$

expresion que comparada con la (13) da $C=R$.

Fórmulas relativas á los tubos elípticos.

Sea

a, el semi-eje mayor de la elipse exterior,

b, el semi-eje menor de la misma,

*a*₁, *b*₁, los de la elipse exterior,

d, la altura del tubo,

k, el espesor del metal,

S, el área de la seccion maciza, etc.

(*) En el experimento IV sobre los puentes tubulares de Menai y Conway, página 279, $d=18,26$; $k=0,0582$,

$$r = \frac{18,26}{2} = 9,13; r_1 = 9,13 - 0,0582 = 9,072,$$

$$\text{y } 1 + \left(\frac{r_1}{r}\right)^2 = 1 + \left(\frac{9,072}{9,130}\right)^2 = 1,99 \text{ ó } 2 \text{ próximamente.}$$

Procediendo exactamente como en el caso de los tubos cilíndricos, tendremos

$$M = \frac{R \pi}{4a} (b a^3 - b_1 a_1^3),$$

suponiendo ahora que las elipses interior y exterior sean semejantes, será $\frac{a}{b} = \frac{a_1}{b_1}$, y

$$\frac{a}{b} = \frac{a_1}{b_1}, \text{ y}$$

$$M = \frac{R \pi}{4b} (b^3 a^3 - b_1^3 a_1^3)$$

$$= \frac{R \pi}{4b} (b a - b_1 a_1) (b a + b_1 a_1)$$

$$= \frac{R a \pi}{4} (b a - b_1 a_1) \left(1 + \frac{b_1 a_1}{b a}\right)$$

$$= \frac{R \pi S}{4} \left(1 + \frac{b_1 a_1}{b a}\right)$$

En tubos semejantes, $\frac{b_1 a_1}{b a}$ es una cantidad constante, y

$$M = \frac{S d C}{4},$$

$$\frac{P l}{4} = \frac{S d C}{4},$$

$$P = \frac{S d C}{l}, \dots \dots \dots (14)$$

que es la misma fórmula que la de las ecuaciones (5) y (13).

Cuando el espesor del tubo es pequeño comparado con su altura, $1 + \frac{b_1 a_1}{b a} = 2$ próximamente (*) y entonces

$$M = \frac{RSa}{4} \left(1 + \frac{b_1 a_1}{b a} \right) = \frac{RSa}{2}$$

y
$$P = \frac{RSd}{l}.$$

Comparando esta expresion con la (14), hallamos $C = R$.

De las ecuaciones (5), (15) y (14) resulta que la fórmula

$$P = \frac{sac}{l}$$

es una expresion general para el peso de rotura de todos los tubos, rectangulares, cilíndricos ó elípticos, en los límites señalados, y en ella s es el área de la seccion maciza en pulgadas cuadradas, a es la altura en pulgadas lineales, l es la distancia entre los puntos de apoyo en pulgadas lineales, y c es una constante que se determina por experimentos para cada forma particular de tubo.

Por esto, el valor de la constante c en estas expresiones, se puede tomar como lo que indica las resistencias comparativas de las diferentes especies de tubos.

(*) En el experimento XIX, sobre los puentes tubulares de Menai y Conway,

$$a = \frac{14,62}{2} = 7,31, b = \frac{9,25}{2} = 4,625; k = 0,0416,$$

$$a_1 = 7,31 - 0,0416 = 7,2684, b_1 = 4,625 - 0,0416 = 4,5834,$$

$$y \dots \dots 1 + \frac{b_1 a_1}{b a} = 1 + \frac{4,5834 \times 7,2684}{4,625 \times 7,31} = 1,98 \text{ ó } 2 \text{ próximamente.}$$

Expresion del peso de rotura de un tubo, comparado con el suyo propio.

Sea e el peso de un pie cúbico de hierro dulce, y p el peso del tubo; suponiéndolo de dimensiones uniformes, se tiene

$$P = \frac{sac}{l} = \frac{sle}{12^3} \cdot \frac{a}{l^2} \cdot \frac{144c}{e} = p \cdot \frac{a}{l^2} \cdot \frac{144c}{e},$$

y

$$\frac{P}{p} = \frac{a}{l^2} \cdot \frac{144c}{e} = \frac{ac_1}{l^2}$$

en donde se vé que la relacion varía como la altura del tubo, é inversamente al cuadrado de la longitud, estando las dimensiones expresadas en pies.

Vigas continuas en dos ó mas tramos.

Se observará que en el cálculo de los puentes-tubos ó de vigas tubulares se ha omitido de propio intento, el efecto de la continuidad de la viga sobre mas de un tramo. La importancia de la resistencia auxiliar que así se obtiene está reconocida por todos los autores, y se encuentra por el análisis matemático que es un elemento que de ninguna manera se debe despreciar en los cálculos.

Si se supone por ejemplo, una viga estendida sobre dos claros AB y BC (figura 87) de una manera continua, y que tiene que sostener un peso P en el centro de uno de ellos, la cara superior de la viga se comprimirá entre A d y e C; pero en el espacio de intermedio entre los puntos de inflexion, esta misma cara tiene que sufrir una tension ocasionada por el

peso P. En la posición señalada en la figura, hay como una tendencia (suponiendo que el material es suficientemente elástico) á elevar el todo ó parte de la viga que se extiende en el tramo BC en forma de arco, y el peso de esta misma porción en cambio obra como un contrapeso á dicha acción. Mr. Pole presentó al Instituto de ingenieros civiles una investigación matemática de grande interés sobre este asunto, lo cual he copiado con el objeto de proporcionar á los lectores los medios de apreciar por sí mismos, la importancia de la continuidad en la construcción de los puentes tubulares.

Investigación de las fórmulas generales aplicables al puente de Torksey ().*

Una viga de sección uniforme y de un material perfectamente elástico está sostenida horizontalmente en tres puntos, A, B, C, (figura 88) equidistantes entre sí. Los dos tramos AB y BC están cargados con pesos diferentes, distribuidos uniformemente en la longitud de cada uno respectivamente, siendo el de la parte AB el mayor. La línea de trazos representa la posición de la viga doblada por su propio peso, que es de 154 toneladas repartidas sobre cada tramo.

Para determinar la curva de flexión de la viga, y la resistencia de la parte AB, sea

$l = AB \text{ ó } BC = \text{longitud de cada tramo.}$

$\mu = \text{peso por unidad lineal distribuido en el espacio AB}$

$\mu_2 = \text{peso en el espacio BC.}$

(*) Esta investigación está tomada del tomo 9.º de las Memorias del Instituto de Ingenieros civiles, año 1851. Mr. Pole ha dado una investigación mas extensa en los «Puentes de Britannia y Conway» de Mr. E. Clarke.

$\left. \begin{matrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{matrix} \right\} =$ presiones en los tres apoyos A, B y C respectivamente.

$x = Ah =$ distancia horizontal del punto A á un punto cualquiera R en la línea neutra de la viga.

$y = hR =$ descenso ó flexion en el mismo punto.

Siendo R un punto cualquiera de la línea neutra de la viga, cuyas coordenadas son x é y , la porcion RA de esta se halla en equilibrio por tres fuerzas, á saber:

- 1.º La presion P_1 .
- 2.º La carga sobre esta parte de la viga $= \mu x$.
- 3.º Las fuerzas elásticas puestas en accion en la seccion transversal de la viga correspondiente al punto R.

Estas fuerzas deben satisfacer al principio de la igualdad de momentos, esto es, que la suma de los momentos de la segunda y la tercera, que tienden á hacer girar la parte RA alrededor del punto R en un sentido, debe ser igual al momento de la primera, que tiende á hacerla girar en el sentido opuesto.

Ahora,

1.º La presion P_1 actúa á una distancia x del punto R, y por consiguiente su momento es $P_1 x$.

2.º La carga μx se puede considerar como reunida en un punto distante $\frac{1}{2}x$ de R, y por consiguiente su momento es $\frac{1}{2}\mu x^2$.

Y 3.º Sea por ahora φ el momento de las fuerzas elásticas de la viga alrededor del punto R. Entonces,

$$\varphi + \frac{1}{2}\mu x^2 = P_1 x,$$

ó

$$\varphi = P_1 x - \frac{1}{2}\mu x^2. \dots \dots \dots (1)$$

Si E representa el *módulo de elasticidad* de la viga, é I el momento de inercia de su seccion transversal alrededor del eje

neutro, el momento de las fuerzas elásticas estará representado por la ecuacion

$$\varphi = -EI \frac{d^2 y}{dx^2},$$

con lo cual resulta

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{6} \mu x^3 - P_1 x \dots \dots \dots (2)$$

Integrando esta ecuacion y representando por ϵ la inclinacion de la tangente á la línea neutra en B con el horizonte, de modo que en este punto sea $\frac{dy}{dx} = \text{tang. } \epsilon$, tenemos,

$$EI \left(\frac{dy}{dx} - \text{tang. } \epsilon \right) = \frac{1}{6} \mu (x^3 - l^3) - \frac{1}{2} P_1 (x^2 - l^2),$$

é integrando otra vez,

$$EI (y - x \text{ tang. } \epsilon) = \frac{1}{6} \mu \left(\frac{1}{4} x^4 - l^3 x \right) - \frac{1}{2} P_1 \left(\frac{1}{3} x^3 - l^2 x \right) \quad (3)$$

que es la ecuacion de la curva de flexion entre A y B.

En el punto B, en que $x=l$, sabemos que $y=0$, y sustituyendo estos valores en la ecuacion (3), obtendremos,

$$\text{tang. } \epsilon = \frac{l^2}{24 EI} (3 \mu l - 8 P_1) \dots \dots \dots (4)$$

Aplicando ahora un procedimiento semejante á la parte BC de la viga y notando que en este caso el ángulo ϵ debe tener signo contrario, se obtiene

$$\text{tang. } \epsilon = \frac{l^2}{24 EI} (8 P_2 - 5 \mu_2 l) \dots \dots \dots (5)$$

Comparando esta ecuacion con la (4), resulta

$$3\mu l - 8P_1 = 8P_5 - 3\mu_2 l. \dots \dots \dots (6)$$

Por la igualdad de momentos alrededor del punto B se tiene

$$P_1 l + \frac{1}{2}\mu_2 l^2 = P_5 l + \frac{1}{2}\mu l^2 \dots \dots \dots (7)$$

que con la ecuacion (6) da

$$P_1 = \frac{7\mu l - \mu_2 l}{16} (*) \dots \dots \dots (8)$$

y
$$P_5 = \frac{7\mu_2 l - \mu l}{16}, \dots \dots \dots (9)$$

y como

$$P_1 + P_5 + P_5 = \mu l + \mu_2 l,$$

$$P_5 = \frac{5}{8}(\mu l + \mu_2 l) \dots \dots \dots (10)$$

Para hallar el punto de inflexion en la curva ARB, ó sea aquel en que

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 0,$$

de la ecuacion (2) se deduce

$$0 = \frac{1}{2}\mu x^2 - P_1 x,$$

ó

$$x = \frac{2P_1}{\mu} \dots \dots \dots (11)$$

para el punto de inflexion.

(*) Si $\mu = \mu_2$, esto es, que la carga es igual en los dos lados del apoyo central,

$$P_1 = P_5 = \frac{5}{8}\mu l$$

$$P_5 = \frac{5}{8}\mu l.$$

Es evidente que en este punto, $\varphi = 0$, es decir, que no se ejercen fuerzas elásticas y por consiguiente no hay esfuerzos longitudinales de estension ni compression, en ninguna de las fibras de esta seccion de la viga.

Ahora podemos proceder á calcular la resistencia de la parte AB de la viga, lo cual se reduce á la siguiente cuestion: ¿cuál es la mayor tension longitudinal de las fibras de la viga, cuando sostiene una carga dada?

Sea la carga repartida sobre la longitud AB igual á μl como antes. Para hallar el punto de esta longitud en que tiene lugar el máximo esfuerzo sobre las fibras, ó en que φ , momento de las fuerzas elásticas es un máximo, se diferencia la ecuacion

(1) y se hace $\frac{d\varphi}{dx} = 0$, y se tiene así:

$$0 = P_1 - \mu x, \quad \text{ó} \quad x = \frac{P_1}{\mu} \dots \dots \dots (12)$$

para el punto del mayor esfuerzo. Por la ecuacion (11) se puede observar que está á la mitad de la distancia del extremo de la viga al punto de inflexion.

De la combinacion de las ecuaciones (1), (8) y (12) se deduce para el momento de las fuerzas elásticas en la seccion de mayor esfuerzo,

$$\varphi = \frac{(7 \mu l - \mu_2 l)^2}{512 \mu} \dots \dots \dots (13)$$

Se puede demostrar, que si f es el esfuerzo longitudinal por unidad de superficie de una fibra cualquiera de la viga, c la distancia de esta fibra al eje neutro, é I el momento de inercia de la seccion transversal respecto de esta línea, el momento de las fuerzas elásticas es:

$$\varphi = \frac{f}{c} I.$$

Segun esto, se tendrá por la ecuacion (13), en la seccion de mayor esfuerzo,

$$\frac{f}{c} I = \frac{(7 \mu l - \mu_2 l)^2}{512 \mu},$$

ó
$$f = \frac{c(7 \mu l - \mu_2 l)^2}{512 I \mu}; \dots \dots \dots (14)$$

en donde poniendo el valor de *c* conveniente, se tendrá el mayor esfuerzo de estension ó compresion de una fibra cualquiera de la viga, y se determinará así la *resistencia* de la viga con carga dada.

Aplicacion al puente de Torksey.

Los valores de los datos para este caso son los siguientes:

l = luz = 1560 pulgadas (39, m 62).

μl = carga sobre AB = 400 tons. ó para cada cuchillo = 200 tons.

$\mu_2 l$ = carga sobre BC = 164 tons. ó para cada cuchillo = 82 tons.

E = módulo de elasticidad, se toma de 10000 toneladas (*) para una barra de una pulgada cuadrada (15747 k. por mil. cuad.)

Hallar la posicion del eje neutro. Se sabe que cuando el material de una viga es perfectamente elástico, el eje neutro de cualquiera seccion transversal pasa por su centro de gravedad.

Hallar el momento de inercia I de la seccion transversal respecto de su eje neutro. Como es:

$$I = \sum \rho^2 \Delta k,$$

(*) Valor usado para el cálculo de la flexion de los puentes tubos de Britannia y Conway.

el momento de inercia se obtiene sumando los momentos de todas las partes de la seccion por separado. Los momentos de las planchas horizontales se hallan por la simple multiplicacion de su área por el cuadrado de su distancia vertical á el eje neutro; y los de las verticales por la aplicacion de fórmulas bien conocidas. Los siguientes son los resultados de los cálculos, en los cuales las dimensiones están tomadas en pulgadas:

Parte comprimida.

Planchas del techo.	73 700
Planchas verticales de las celdillas.	41 700
Planchas del suelo de las celdillas.	51 700
Planchas de la porcion de los costados.	21 100
	<hr/>
Momento total de compresion.	188 200
	<hr/>

Parte extendida.

Planchas de la porcion de los costados.	28 500
Planchas del suelo.	155 800
	<hr/>
Momento total de extension.	184 300
	<hr/>
Suma total de momentos=I.	372 500
	<hr/>

Los valores de las presiones sobre los tres puntos de apoyo se obtienen de las ecuaciones (8), (9) y (10); y son para cada cuchillo:

$$P_1 = 82,375$$

$$P_2 = 25,375$$

$$P_3 = 176,250.$$

El valor de $\text{tang. } \phi$ (siendo ϕ el ángulo que forma la viga con la horizontal) se obtiene de la ecuacion (4),

$$\text{tang. } \phi = -0,00160598.$$

La distancia del punto de inflexion al punto A es, por la ecuacion (11) = 1285 pulgadas, ó 22 piés, 11 pulgadas del apoyo central.

La flexion del tramo cargado de la viga se obtiene por la ecuacion (3) y la del descargado por una deducida de un modo semejante. La flexion de la viga sin carga alguna se puede hallar de una manera análoga, y las tres se hallan reunidas en la siguiente tabla:

Planchas de la porcion de los costados	31 100
Planchas del suelo de las celidillas	51 700
Momento total de compresion	188 200

Planchas del suelo	133 800
Planchas de la porcion de los costados	58 200
Momento total de extension	188 200
Suma total de momentos	376 200

$$\begin{aligned}
 P &= 82\ 576 \\
 P &= 22\ 576 \\
 P &= 170\ 200
 \end{aligned}$$

Flexion calculada del puente de Torksey, con las cargas espresadas.

	DISTANCIA de la estre- midad.	FLEXION de las vigas con carga.	FLEXION de las vigas con su propio peso.	FLEXION debida a la carga.
	Pies.	Pulgadas.	Pulgadas.	Pulgadas.
Apoyo extremo A.....	"	0,00	0,00	0,00
	10	+0,41	+0,13	0,28
	20	0,79	0,25	0,54
	50	1,12	0,35	0,77
	40	1,36	0,42	0,94
	50	1,50	0,45	1,05
Tramo con carga.....	60	1,55	0,45	1,10
	70	1,49	0,42	1,07
	80	1,34	0,35	0,99
	90	1,11	0,27	0,84
	100	0,83	0,18	0,65
	110	0,55	0,10	0,45
	120	+0,24	+0,03	0,21
Apoyo central B.....	"	0,00	0,00	0,00
	120	-0,14	+0,03	-0,17
	110	-0,20	0,10	-0,30
	100	-0,21	0,18	-0,39
	90	-0,18	0,27	-0,45
	80	-0,12	0,35	-0,47
	70	-0,06	0,42	-0,48
Tramo sin carga.....	60	-0,01	0,45	-0,46
	50	+0,04	0,45	-0,41
	40	+0,07	0,42	-0,55
	30	+0,07	0,35	-0,28
	20	+0,06	0,25	-0,19
	10	+0,02	+0,13	-0,11
Apoyo extremo C.....	"	0,00	0,00	0,00

El mayor esfuerzo longitudinal sobre las fibras de la viga se determina por la ecuacion (14) como sigue:

Para hallar la máxima compresion sobre las planchas de la

:

tabla superior, haremos: $c=64$ = distancia de estas planchas al eje neutro, de lo que resulta $f=4,55$ toneladas por pulgada cuadrada (716 k. por c. c.) para esta máxima compresion.

Para la tabla inferior, $c=56$, de donde se saca, $f=4$ toneladas por pulgada cuadrada (650 k. por c. c.) para la máxima tension longitudinal.

Las ventajas que se consiguen por la continuidad de la viga en los dos tramos se ven en la siguiente tabla. La primera columna corresponde á la viga continua, y la segunda á una viga independiente que cubriera un solo claro. Se verá así que por la continuidad se aumenta la resistencia próximamente en la relacion de 5 : 2 y se disminuye la flexion en una proporción aun mayor.

	EN LA VIGA CONTINUA.	EN LA VIGA INDEPENDIENTE.
	Ton. por pg. c.	Ton. por pg. c.
Compresion de las planchas superiores.	4,55	6,75
Tension en las planchas inferiores.	4,00	5,90
	Pulgadas.	Pulgadas.
Flecha con el peso solo de la obra.	0,45	1,08
Flecha con la carga adicional. . .	1,55	2,65

He dado las precedentes investigaciones de Mr. Pole, mas bien para estimular los trabajos experimentales, que para recibir sus conclusiones como una regla para la construccion de puentes de vigas tubulares. Se observará que Mr. Pole llega á demostrar que la resistencia de una viga continua como las del puente de Torksey, que se estienden sobre dos tramos, es á la de una viga independiente como 5 : 2. Mas la fórmula

para este cálculo será ó no será exacta segun que las premisas en que se funda se aproximen ó se aparten de la realidad; y se vé que no se deducen de ningun experimento directo, sino de datos hipotéticos, de los que se puede dudar cuando tratemos de aplicarlos á la práctica. No puede dudarse, sin embargo, de que al cargar una viga continua en el medio de uno de los claros, habrá tendencia á poner en estado de tension la parte superior del trozo de viga inmediato al apoyo, y que la tension no se puede producir sin una disminucion correspondiente en la flexion de la viga, y una tendencia á levantar el punto medio del otro tramo en proporcion á dicha fuerza. Estas condiciones se pueden tener en cuenta con seguridad en los cálculos de las vigas continuas, pero yo recomendaré mucha precaucion en confiarse á fórmulas teóricas, que en la práctica comun pueden conducir á resultados desfavorables para la resistencia y seguridad de estas construcciones importantes.

Ya queda dicho que en mis cálculos he dejado á propósito de tener en cuenta los elementos de resistencia que son propios de las vigas continuas, y lo he hecho así, no por el deseo de disminuir su importancia sino para prevenir al constructor práctico, contra una rebaja de un tercio en la resistencia de una viga continua. En la práctica ordinaria considero peligrosa una reduccion de tal magnitud, y teniendo en cuenta las varias formas y condiciones con las cuales se construyen las vigas de esta clase, me inclino á considerar mas seguro, sin poner en duda la exactitud de la fórmula de Mr. Pole, limitar la reduccion en tales casos á un quinto.

Como modelo para la construccion de puentes de vigas tubulares de un solo tramo, he escojido uno que puede servir para mostrar, cómo se ejecutan estos puentes y cómo se unen sus diferentes partes, para que tengan la tenacidad necesaria

y la rigidez suficiente para la fuerza y velocidad de un tren de ferro-carril. Este puente da paso al ferro-carril de union de Inverness y Aberdeen sobre el Spey, siendo su Ingeniero Mr. Joseph Mitchell, Esqr., y consiste en un solo tramo de 250 pies (70^m) de luz, como se puede ver en su planta y alzado (figuras 89 y 90). Se compone de dos vigas tubulares de hierro forjado, de 16 pies (4^m,88) de altura y 3 pies 6 pulgadas (1^m,57) de ancho cada una. Cada viga tiene la longitud suficiente (245 pies) para dar una superficie de apoyo de 7 pies 6 pulgadas (2^m,29) en cada estribo. Por un lado se apoya en coginetes de hierro fundido, y por el otro en rodillos que le dejan libre para dilatarse y contraerse en todos los cambios de temperatura atmosférica. Entre los tubos, los carriles se apoyan en largueros de madera sostenidos cada 4 pies (1^m,22) por viguetas laminares de hierro dulce, robladas á los costados de las vigas, como se puede ver en *c, c* en la seccion trasversal (fig. 91) dada por el punto medio, en la cual se ven las posiciones relativas de los cuchillos tubulares A y B, colocados con la separacion de 24 pies 8 pulgadas (7^m,55). Se ven las viguetas que sostienen la tablazon longitudinal de la vía, unidas á los costados por medio de las planchas *d d*, que extienden el apoyo hasta el costado exterior del cuchillo.

Techo. La disposicion de las planchas en cada viga se puede ver en la figura 92, que representa la seccion trasversal de una de ellas en el medio. La tabla superior ó techo está formado por el sistema celular, y calculado para que presente una resistencia suficiente á la fuerza de compresion á que se halla sujeto, y para prevenir las abolladuras ó dislocaciones á que se hallan expuestas las planchas delgadas de hierro dulce. Las celdillas A y B, que son dos, se componen de planchas horizontales de $\frac{8}{16}$ pulgadas (1^o,27) de grueso y 1 pie 9 pulgadas (0^m,46) de ancho. Estas planchas estan enlazadas por ocho

escuadras, de $4 \times 4 \times \frac{9}{16}$ pulgadas ($10^{\circ},16 \times 10^{\circ},16 \times 1^{\circ},43$) cada una, que corren en toda la longitud de la viga, y estan robladas á las planchas cada tres pulgadas. Las juntas de las planchas estan cubiertas por ambos lados con fajas ó tiras clavadas con dos filas de roblones, una en cada plancha. La figura 95 es la proyeccion horizontal del techo de la viga, y hace ver las tiras que cubren las juntas longitudinales y transversales de las planchas superiores.

Los *costados* se componen de planchas S (fig. 92) de $\frac{3}{16}$ pulgadas ($0^{\circ},49$) de grueso en el medio y 2 pies ($0^m,61$) de ancho, cubiertas por la parte exterior del tubo con tiras y en la interior con T de hierro, para dar rigidez á la construccion de estas partes y mantener en su posicion á las tablas horizontales. Hácia las estremidades, las tiras de la parte exterior se reemplazan por T, y el suelo se ensancha y se une con los costados por medio de triángulos c (fig. 95). Para prevenir la dislocacion de los costados se han introducido pequeñas planchas G (fig. 92) en cada dos piés, y se han roblado á la T de cada lado; y para prevenir el alabeo del suelo, y para llevar el esfuerzo de las viguetas transversales al interior de la viga, se han intercalado otras planchas semejantes E.

El *suelo* no es de construccion celular, pues como se puede obtener sin celdillas un área de seccion transversal suficiente, cuanto mas se aproxime esta parte á ser una masa sólida homogénea, tanto mejor dispuesta estará para resistir á una tension. Esta viga se compone de anchas y pesadas planchas de 12 piés ($3^m,66$) de largo; 1 pié, 9 pulgadas ($0^m,55$) de ancho y $\frac{13}{16}$ pulgadas ($1^{\circ},91$) de grueso, de las cuales se ven cuatro en la seccion transversal en el medio, y están colocadas á junta alternada y cubiertas con planchas de 2 piés 8 pulgadas ($0^m,81$) de largo cuidadosamente eslabonadas. El suelo se enlaza á los costados con dos grandes escuadras de $4 \times 4 \times \frac{14}{16}$ pulgadas

(10°,16×10°,16×2°,22), que van sobre planchas de ajuste interpuestas para nivelar con las cubiertas de las planchas C el apoyo de las estremidades inferiores de las planchas verticales S, que no tienen interrupcion alguna. Fajas de 8 pulgadas (0^m,21) de ancho cubren la junta longitudinal de las planchas C, y el todo está reunido en una masa casi homogénea, con roblones de 1 pulg. (2°,54) de diámetro colocados á 4 pulgadas (10°,16) de distancia.

La figura 94 es la proyeccion horizontal de la viga invertida con el suelo encima, en que se vé la posicion de las cubiertas, etc.; junto con una seccion por la línea *ab*, con las cubiertas alternadas lo mismo que las juntas.

En uno de los estribos, las vigas se apoyan simplemente en una plancha de hierro fundido empotrada en la fábrica, pero en el otro descansan en rodillos que permiten el libre movimiento longitudinal cuando se dilatan ó contraen por los cambios de temperatura. En el puente de Spey la variacion no pasará regularmente de 1 ³/₄ pulgadas (4°,45), pero en el de Britannia llega hasta 1 pié (30°,5). La figura 95 es una seccion transversal, y la 97 una elevacion lateral de la parte exterior de la estremidad de una viga sobre su estribo, mostrando en las que se ven, la forma y disposicion de los rodillos. La plancha de hierro fundido *bb*, ajustada en la fábrica, es de 8 piés (2^m,44) de largo, 5 piés (1^m,55) de ancho, y 2 pulgadas (5°,08) de grueso, con resaltos en cada orilla para encajarse en el macizo. La que está bajo la viga es semejante, pero sin resaltos y de solos 7 piés 8 pulgadas (2^m,54) de largo. La viga va colocada sobre la última con listones de madera sumergidos en alquitran, con el objeto de obtener una superficie de apoyo firme é igual. Entre las dos planchas se colocan los rodillos, en número de 12, de 4 pulgadas (10°,16) de diámetro cada uno, y de 5 piés 2 pulgadas (2^m,03) de longitud; sus estremidades están tornea-

das en forma de eje é introducidas en un bastidor rectangular de hierro dulce, para mantenerlos paralelos entre sí y á la estremidad de la viga.

La figura 95 muestra tambien el modo conque el suelo de cada viga se estiende hasta la anchura de 5 piés ($1^m,52$) en toda la superficie de apoyo, encorvándose las T de hierro alrededor de los triángulos *cc*, á los cuales se clavan para aumentar el ancho de la base y proporcionar mayor rigidez lateral á la parte que se apoya en la fábrica.

Las víguetas que sostienen la via son de hierro dulce como todo el puente, y consisten en una plancha vertical de hierro forjado (fig. 96), de un pie, 4 pulgadas ($0^m,40$) de altura y $\frac{1}{16}$ pulgadas ($1^c,59$) de espesor, á cuyos bordes se unen cuatro escuadras para formar las tablas de la vigueta. Cada una de estas escuadras es de $3 \times 3 \times \frac{1}{2}$ pulgadas ($9^c,62 \times 9^c,62 \times 1^c,27$) y están encorvadas en las estremidades y robladas á la vigueta y al costado de la viga. La distancia entre las viguetas es de 4 piés ($1^m,22$).

Es de observar, que los espesores de las planchas anotados antes corresponden solo al medio del puente, pues hácia las estremidades las planchas de las tablas disminuyen gradualmente, mientras que las de los costados aumentan un poco de espesor cerca de los apoyos. Se ha adoptado esta disposicion para proporcionar las diferentes partes de la viga, á los esfuerzos que han de sufrir.

En el cálculo de la resistencia final de este puente, podemos, tomar la carga accidental mas pesada que pueda pasar por él, que es cuando las dos vias están ocupadas con locomotoras, ó dos trenes de mercancías muy pesados conducidos por cuatro locomotoras, y que pasan en direcciones contrarias al mismo tiempo, lo que equivale á $1 \frac{1}{2}$ toneladas por pié lineal (5 ton. por m. l.), ó sean $250 \times 1 \frac{1}{2} = 345$ distribuidas

sobre las dos vias en la distancia que media entre los apoyos.

Tomando la seccion transversal del puente, tenemos:

Area del techo de una viga.

	Pg. c.
4 planchas horizontales, de $21 \times \frac{8}{16}$	42,0 (270 ^{cc} , 9)
2 planchas verticales, de $18 \times \frac{7}{16}$	15,7 (101, 5)
1 plancha vertical, de $18 \frac{3}{4} \times \frac{7}{16}$	8,2 (52, 9)
10 escuadras, de $4 \times 4 \times \frac{9}{16}$	41,8 (269, 6)
1 cubierta, de $8 \times \frac{8}{16}$	4,0 (25, 8)
Area total.	111,7 (720, 6)

Area del suelo de una viga.

4 planchas horizontales, de $21 \times \frac{12}{16}$	63,0 (406, 4)
2 cubiertas, de $8 \frac{12}{16}$	12,0 (77, 4)
4 escuadras, de $4 \times 4 \times \frac{14}{16}$	25,2 (162, 6)
Area total.	100,2 (646, 4)

Segun esto, en la fórmula $P = \frac{s a c}{l}$, tenemos,

$s =$ área de la tabla inferior = 100,2 pg. c.

$a =$ altura de la viga = $16 \times 12 = 192$ pulgadas.

$c = 80$.

$l =$ longitud de la luz = $250 \times 12 = 2760$ pulgadas.

Y resulta

$$\frac{100,2 \times 192 \times 80}{2760} = 557,6 \text{ toneladas} = \text{Peso de rotura en el centro de una viga.}$$

$557,6 \times 2 = 1115,2 =$ Peso de rotura en el centro del puente.
 $557,6 \times 4 = 2230,4 =$ Peso de rotura del puente distribuido
 uniformemente en la longitud, ó
 sean 9,6 toneladas = Peso de rotura por pié lineal.

De este modo, la relacion del peso de rotura á la mayor carga, despues de deducir el peso del puente, es como 8,1 : 1,5 ó como 5,4 : 1. El peso del puente se calcula en unas 350 toneladas.

Puentes laminares.

En luces pequeñas, que no escedan de 60, 80 ó 100 pies, se abandona con frecuencia la disposicion tubular y se construyen los cuchillos en la forma de una viga sencilla. Ya he tratado este punto, y ahora solo tengo que añadir un ejemplo del modo con que se aplican las vigas laminares á la construcción de puentes.

El agente que mas principalmente afecta la duracion de los puentes de hierro es la oxidacion que proviene de una atmósfera húmeda, especialmente en los que cruzan rios sujetos á mareas, brazos de mar etc., que tienen en suspension partículas salinas, y cuando están espuestos á los cambios alternativos de sequedad y humedad; en tales situaciones si no se toma alguna precaucion, hay motivo para creer que esta esposicion ha de producir con el tiempo consecuencias graves, sino desastrosas. Para prevenir todo riesgo originado por esta causa, los puentes tubos y de vigas tubulares, se proyectan de manera que tengan fácil acceso por todas partes con el objeto de pintarlos. Así, por ejemplo, las celdillas del puente de Britannia y las de el de Spey son suficientemente grandes para que un hombre ó un muchacho pueda empujarse él mismo por dentro sobre un pequeño carrito; pero en puentes

de pequeña luz no se puede atender siempre á esto, y de aquí proviene la superioridad de las vigas laminares. La sencillez de la construcción y la baratura son tambien ventajas grandes de esta forma, que para algunos compensan ampliamente alguna ligera pérdida de resistencia.

La figura 98 es la sección trasversal de un cuchillo de un puente laminar de 55 pies, 9 pulgadas ($17^m,00$) de luz proyectado para una sola vía de ferro-carril. El puente se compone de dos cuchillos de 62 pies ($18^m,91$) de largo cada uno y 5 pies ($1^m,52$) de alto, colocados á 12 pies 9 pulgadas ($5^m,89$) de distancia entre sí, formando en este caso, como en los puentes tubulares, los antepechos del puente. Las planchas que forman la tabla superior tienen 12 y 14 pies ($5^m,66$ y $4^m,27$) de largo, 18 pulgadas ($0^m,46$) de ancho, y varían de $1\frac{1}{16}$ pulgadas ($1^c,91$) de grueso en el centro, hasta $1\frac{9}{16}$ pulgadas ($1^c,59$) en los extremos. Las juntas están cubiertas con tiras. La tabla inferior está compuesta de planchas semejantes, que varían con su espesor desde $1\frac{10}{16}$ pulgadas ($1^c,59$) en el centro, hasta $\frac{2}{16}$ pulgadas ($1^c,27$) en los extremos, cuidadosamente eslabonadas. La lámina vertical se compone de planchas de 4 pies, $10\frac{3}{8}$ pulgadas ($1^m,49$) de largo por 2 pies ($0^m,61$) de ancho y $\frac{6}{16}$ pulgadas ($0^c,95$) de grueso, excepto las dos últimas planchas de cada estremidad, que tienen $\frac{7}{16}$ pulgadas ($1^c,41$). Las juntas, en estas planchas, están cubiertas alternadamente con tiras de 5 pulgadas ($12^c,70$) de ancho, y con T (a, a) de $4\frac{1}{2} \times 5\frac{1}{2} \times 1\frac{10}{16}$ pulg. ($11^c,43 \times 8^c,89 \times 1^c,59$) robladas á las planchas por ambos lados, colocándose las T en aquellas juntas en que se clavaban las viguetas. Las tablas superior é inferior se unen á las planchas de la lámina por cuatro escuadras de hierro de $4 \times 4 \times 1\frac{10}{16}$ pulgadas ($10^c,16 \times 10^c,16 \times 1^c,59$) con robladura. Las estremidades de los cuchillos se hacen fuertes y ríjidas por medio de grandes

planchas que se ven en *c*, *c*. La tablazon de la vía está sostenida por viguetas *b* de hierro dulce apoyadas en la tabla inferior del cuchillo y robladas á las planchas de la lámina; y para dar aun mas fuerza y rijidez á este puente, las **T** interiores no se continuaron hasta el suelo del cuchillo, sino que se encorvan en *d* para sujetar las cabezas de las viguetas, á las cuales se clavan.

Como estos cuchillos no son tan fuertes como los tubulares, la constante *c*, en la fórmula

$$P = \frac{s a c}{l}$$

se toma igual á 75 en lugar de 80 como antes (*). Así, en este puente tenemos

Area de la seccion de la tabla superior.

Una plancha de $18 \times \frac{14}{16}$ pulgadas.	Pulg. c.	= 16,75	(108 ^o .c.,06)
Dos escuadras de $4 \times 4 \frac{10}{16}$.		= 9,20	(59 ^o .c.,35)
		<u>25,95</u>	(167 ^o .c.,41)

Area de la seccion de la tabla inferior.

Una plancha de $18 \times \frac{10}{16}$ pulgadas.		= 11,20	(72 ^o .c.,25)
Dos escuadras.		= 9,20	(59 ^o .c.,35)
		<u>20,40</u>	(131 ^o .c.,60)

De aquí se saca

$$P = \frac{20,4 \times 60 \times 75}{669} = 157 \text{ toneladas.} = \text{Peso de rotura en el medio de un cuchillo}$$

(*) Esta disminucion de resistencia no proviene de ninguna falta en las areas de planchas de las tablas de cuchillo, sino de una falta de rigidez lateral en la construccion laminar, comparada á la de forma tubular.

de mantener al puente en su figura. Para obtener la resistencia necesaria en el arco, los Sres. Fox y Henderson han introducido el sistema tubular ó celular, y la rigidez y estabilidad se consiguen por una juiciosa aplicacion de planchas y escuadras. En su conjunto, los puentes atirantados se puede decir que se aproximan á los de Mr. Brunel, ó viceversa, pues los unos están sostenidos ó suspendidos de arcos tubulares de seccion rectangular, y los otros de un tubo curvo de seccion circular, sostenido por bastidores rígidos de hierro fundido ó forjado en cada extremo; y de ellos está suspendido el suelo, compuesto de vigas laminares, con fuertes barras de hierro verticales y oblicuas. La teoria de estas dos construcciones apenas difiere en nada, é igualmente han correspondido á los objetos á que se destinaron.

Se han hecho tentativas, y aun se están haciendo, para unir las cadenas de un puente colgado con una construcción inflexible y rígida, lo cual se ha conseguido hasta cierto punto; pero yo prevendré respetuosamente á los contemporáneos de mi profesion contra estas construcciones, pues creo que su principio es inseguro y ha de conducir á resultados fatales y desastrosos. Es verdad, que los ingenieros americanos han conseguido hacer el puente de alambre del Niágara suficientemente rígido, para hacer cruzar por él un tren de ferro-carriil con pequeña velocidad, pero yo remitiré al lector á los experimentos sobre las vigas armadas (pág. 61) para hacer ver que la suspension de un bastidor invariable ó una viga rígida, no es la forma mejor de aplicar el material para obtener resistencia. Por el contrario, hemos demostrado que un material flexible, unido á otro perfectamente rígido, hace una construcción peligrosa, y que es casi imposible que trabajen juntos sin que peligre la seguridad de la obra. Se ha demostrado que la tension de las barras ó cadenas que forman la armadura ra-

ras ó ninguna vez, están en consonancia con la resistencia que la viga ha de tener; en algunas posiciones de la carga móvil están en contradiccion, y de esto resultan el exceso de trabajo y desigualdad de esfuerzos, que muchas veces repetidos concluyen por la destruccion del puente.

Si algun puente de esta clase se proyecta tan solo para satisfacer las exigencias de algun caso particular, debe hacerse de doble resistencia, y haciéndolo así se podrá dudar entonces si no hubiera sido preferible usar la misma cantidad de material en otra forma, dando á la obra toda la rigidez y resistencia que tan sencilla y positivamente se obtiene con la forma de la viga comun. (*)

Podriamos dar un número multiplicado de ejemplos de estas importantísimas construcciones, tanto respecto de su forma como del objeto á que se han aplicado; pero habiendo ya traspasado los límites concedidos á esta parte de nuestras investigaciones, nos vemos obligados á omitir descripciones mas detenidas, y reducirnos á una breve noticia del puente tubo y de vigas tubulares presentado al Gobierno Prusiano para que lo adoptase en 1850 y 1851.

(*) Mr. Barlow trató este asunto ante la seccion de mecánica de la Asociacion Británica para el progreso de las ciencias, reunida en Dublin en agosto último, y aunque sus proyectos para el puente destinado al paso del Foyle en Londonderry están ingeniosamente concebidos, podria, sin embargo, ser un objeto de madura reflexion por parte de Mr. Barlow si puede ó no adoptarse un sistema decididamente mas fuerte y eficaz, aplicando atinadamente la misma cantidad de material en una forma diferente y con menos coste.

PUENTE TUBO Y PUENTE DE VIGAS TUBULARES

PROPUESTOS PARA EL PASO DEL RHIN EN COLONIA.

Durante la construcción de los puentes tubos de Britannia y Conway, y poco después de concluido este, en octubre de 1849, el Excmo. Sr. Caballero de Bunsen, ministro de Prusia, me invitó á pasar á Berlin y las provincias Rhinianas con el objeto de conferenciar con las autoridades sobre los medios de construir un puente tubo para el paso del ferro-carril y del tráfico ordinario sobre el Rhin, en Colonia.

Poco antes de este viaje, el Gobierno habia aprobado el proyecto de un puente colgado de cadenas, formado por uno de sus ingenieros, y se habian hecho preparativos para llevarlo á efecto. No habia ocurrido al autor de este proyecto que la flexibilidad de un puente de esta especie lo haria incapaz de sostener el tránsito de un ferro-carril, y para remediar este grave defecto se pensó en dividir los trenes en secciones, y después de haberlos puesto con máquinas al nivel del puente, irlos trasportando á la orilla opuesta por medio de caballos. De este modo se habia de efectuar el paso, y ciertamente que apenas se podria idear un plan mas complicado y menos satisfactorio, y con dificultad se podria adoptar nada mas á propósito para crear dilaciones y producir inconvenientes. Esta manera tan objetable de unir las orillas derecha é izquierda del Rhin, esta division en dos de la principal arteria de comunicacion contra la Prusia oriental y la occidental, mas importante para el público que ninguna, recibió la aprobacion del ministro de Obras públicas,

y fué firmada por S. M. el rey. Habiendo sido llamado en este estado de los negocios para presentar nuevos proyectos, tuve que luchar, por una parte, con las opiniones preconcebidas por los ingenieros y los planos en que estaban consignadas, y por otra para probar al Gobierno la necesidad de empezar un sistema de operaciones enteramente nuevo para satisfacer á todas las exigencias del tráfico ordinario y del ferro-carril.

Asunto era este que requería la mayor prudencia y circunspeccion, y mas particularmente cuando se considere: primero, la total insuficiencia de los planes propuestos; segundo, la oposicion que seguramente se habria de encontrar en los autores del puente colgado á toda propuesta que se hiciera de una construcción nueva y mas perfecta; y por último, la necesidad de probar por experimentos directos y la esposicion de hechos innegables que obras de especie semejante y de mucha mayor magnitud se habian ejecutado en Inglaterra, y que por tanto no habia dificultad en construir un puente en el Rhin, calculado, no solamente para que reconociese las condiciones necesarias para el tráfico de viajeros y mercancías, sino para que fuese capaz de soportar dos vías de ferro-carril y los mas pesados trenes con toda su velocidad.

En todo esto no habria habido dificultades serias si se hubiese contado con la proteccion del Gobierno y del ministro de Obras públicas, pero pronto indicaron las apariencias que habia opinion por esta parte. El obstáculo para la navegacion, los intereses particulares de la municipalidad de Colonia, y otras objeciones se presentaron para diferir y por último evitar, la adopcion de una obra distinta y mas permanente.

Convinieron todos, y entre otros el Ministro de Obras públicas, en que el sistema tubular reunia todas las condiciones necesarias, y que dentro de él no solo se podria hacer una segura y cómoda via ordinaria perfectamente apropiada para

el tráfico local entre las dos ciudades de Colonia y Deutz, sino lo que era de mucha mayor importancia; asegurar la continuidad completa del gran tránsito por el ferro-carril, uniendo por una línea de comunicacion no interrumpida las dos estrechidades del reino, desde Bélgica á la frontera rusa. S. M. el Rey, el sábio Baron de Humboldt y otras personas distinguidas relacionadas con la Administracion, quedaron completamente convencidas de la importancia de esta empresa, y aunque el puente colgado habia recibido el real asentimiento y la aprobacion del poder ejecutivo, se dejó á un lado á instancias de S. M. hasta que el Gobierno se hubiese enterado del sistema tubular y de su fácil aplicacion, á los puentes de gran fuerza y rijidez con una luz considerable.

Para satisfacer la opinion pública y tener tiempo y ocasion de reunir noticias sobre el asunto, se resolvió enviar una comision á Inglaterra para enterarse de él, é informar sobre los varios puentes que examinase y mas particularmente sobre los de la especie tubular que pudiese ver. Estas medidas, sin embargo, se prepararon con tal artificio, que la investigacion no tenia otro objeto que ganar tiempo, y si era posible echar abajo todo lo ganado por el sistema tubular, lo cual se hizo patente cuanto por un artículo del *Times* del 15 de abril de 1850 apareció que el sistema tubular, á pesar del éxito que habia alcanzado en la construccion de los puentes de Britannia y Coway, habia encontrado poco favor en las oficinas de Obras públicas. El siguiente extracto de dicho artículo hará ver claramente, cuáles eran las miras de las autoridades de Berlin en aquella época.

«*El puente sobre el Rhin en Colonia.* En el otoño de 1849, Mr. Fairbairn, de Manchester, fué invitado por el intermedio de un alto funcionario oficial, á proponer al Gobierno prusiano un plan para hacer un puente de hierro en el

» Rhin , en Colonia , por el sistema tubular. Este plan mereció
» la completa aprobacion de las personas científicas de Berlin,
» fué sancionado por el Rey , y solo faltaba que lo adoptase el
» gabinete prusiano. Mas sucedió que al mismo tiempo que pre-
» sentaba Mr. Fairbairn su proposicion un tal Oberbaurath
» Lentze , se convenció de que un puente colgado era el ver-
» dadero medio mejor de comunicacion sobre el Rhin. A esta
» conclusion llegó despues de muchos años de trabajoso estu-
» dio , y muy digno de encomio , aunque sucedió desgraciada-
» mente que el descubrimiento tenia treinta años de fecha , de
» modo que sus trabajos , que hubieran ocupado el lugar
» mas eminente en la ciencia en 1820 , solo sirvieron para un
» pasatiempo en 1850. Aquí en Inglaterra , ya tenemos alguna
» idea de lo que son los pasatiempos ; pero queremos pregun-
» tar si se habrá ideado algo mas grande en este género , en
» nuestros dias de tanta corrupcion que lo que ha intentado
» nuestro digno amigo Herr Van der Heydt , de cuya pluma , si
» no nos engañamos , salió por primera vez la célebre ficcion
» del pago de 6000 libras á los editores del *Times* por el go-
» bierno Danés , para atacar el proyecto de Mr. Lentze y dar la
» preferencia al de Mr. Fairbairn. ¿Qué es lo que le favorecia,
» que el Baron de Humboldt , el Nestor de las ciencias físi-
» cas se hubiese puesto del lado de Mr. Fairbairn , ó que el
» Rey de Prusia , en uno de sus momentos felices hubiese
» tendido generosamente su proteccion sobre el inglés? ¿No es-
» taban Mr. Van der Heydt y todo el ejército ó llámese legion,
» de la burocracia prusiana del lado opuesto? Y aunque el pro-
» yecto inglés se repatrocinase oficialmente , todavía se habia
» de marcar con la intervencion de la burocracia , pues se nom-
» bró una comision que pasase á examinar los puentes tubu-
» lares ingleses ; y ¿de quiénes supondrán nuestros lectores
» que se componia? Del mismo Sr. Oberbaurath Lentze y otras

» personas, que despues de una detenida deliberacion marcharon á Inglaterra con su mision científica. ¿Para qué nos detendremos en describir las peregrinaciones de estos duunviros de la burocracia, cómo desembarcaron en Inglaterra, cómo fueron recibidos con señalada cortesía por Mr. Fairbairn, cómo miraron el puente de Conway, el de Britannia, y otros de menor importancia en el Lancaster? Bastará decir que quedaron poco satisfechos del mérito de los puentes tubulares, y dieron un informe contrario á estos y muy favorable á los suspendidos, cuyo informe fué aceptado por el gobierno, es decir, por Herr Van der Heydt, que poco despues dió á luz su famosa noticia llamando á los Ingenieros del mundo entero á competir en el honor de contribuir á la gloria de Herr Oberbaurath Lentze, cuyos planos están haciendo tiempo en el despacho de Mr. Van der Heydt, y es muy probable que se lleven á cabo.»

Tales fueron los manejos y tal el resultado de las negociaciones entabladas para la construcción de un puente del sistema tubular en el Rhin. Ocho años han trascurrido desde que se presentó por primera vez el proyecto al Gobierno prusiano; se tomaron algunos años para estudiarlo, y aun será menester un término de dos años para que la obra se lleve á efecto.

No me corresponde decir si la presente construcción ó su emplazamiento son mejores ó peores á los que tuve el honor de proponer, esto toca á otros resolverlo. Mas teniendo en cuenta la magnitud de la obra y las condiciones, segun las cuales se habia calculado, á fin de que sirviese para el tráfico ordinario y por ferro-carril, he considerado la historia de su origen y el carácter general de la obra de importancia suficiente para que formen una noticia separada, en que se dé una descripción de un proyecto que aun puede ser útil para el

público, y de algun interés para dilucidar los medios de dar fácil y conveniente comunicacion entre territorios separados por rios anchos y caudalosos (*).

Mientras no se estime en todo lo que merece la importancia de un puente firme y sólido para el paso de los ferro-carriles y carreteras sobre grandes rios, como el Rhin, sea como obra de arte, ó como un eslabon que une las mas apartadas regiones de una nacion, siempre se considerará su construccion como una obra de gran dificultad. Construirlos de luz bastante grande para que no estorbe á la navegacion ni disminuya el desagüe; dejando suficiente hueco para que pasen los témpanos de hielo en el invierno y las grandes balsas de madera que bajan flotando en el verano, hubiera sido una empresa de importancia poco comun, y rodeada de dificultades que solo se hubieran podido vencer con el mayor cuidado y atencion.

Estas condiciones, en mi opinion, se hubieran llenado con un puente tubo ó de vigas tubulares, y en este concepto se presentaron los dos proyectos que siguen á las autoridades de Berlin, como los mas á propósito para el objeto deseado. Dos dibujos se hicieron: uno para un puente de cuatro tramos del sistema de cuchillos tubulares, como el menos dispendioso; el otro, de dos tramos, de tubos dentro de los cuales pasasen los trenes ascendentes y descendentes. En ambos se formaba una via para carruajes ordinarios entre los dos tubos, y una espaciosa galería volada para el paso de los peatones.

Estos puentes, por su gran fuerza y rigidez son tan duraderos como los de piedra, rivalizando en magnitud con los colgados. Debe decirse, sin embargo, que no poseen la fuerza y sencilla belleza del arco, ni la aérea ligereza y armónica

(*) Para mayor ilustracion del asunto se puede ver la carta al Baron de Humboldt, inserta en el apéndice V.

proporcion de la cadenaria; pero contienen los elementos de los dos, y están dispuestos admirablemente para el trabajo que han de sufrir.

Examinando las láminas se verá que los puentes proyectados reúnen las siguientes ventajas principales:

1.º Dan paso á los trenes á toda velocidad, en todos tiempos y en cualquier estado del rio.

2.º Proporcionan una ancha vía para los carruajes ordinarios, paralela al ferro-carril, pero separada de él, en un caso por la viga central, y en otro por los costados de los grandes tubos.

3.º Tienen dos espaciosas galerías de 10 pies de ancho cada una, separadas de las otras vías por los tubos ó los cuchillos, en las que se puede encontrar un paseo con vistas á todo el rio, los barcos que le surean, la ciudad de Colonia y las montañas distantes.

Por último, hay dos puentes giratorios, uno en cada orilla del rio para el paso de los grandes buques, dejando para los pequeños suficiente espacio debajo del puente (*).

En las inmediaciones del puente los carruajes entrarian por la parte de Colonia, por la calle que pasa por el extremo oriental de la catedral, y despues del puente bajando por una curva suave entrarian en Deutz dando vuelta á la derecha.

La altura del puente necesaria para dar paso á la navegacion del rio permitiría continuar sobre arcos y á su nivel

(*) Se instó mucho al Gobierno en Berlin que abandonase los puentes movibles, pero entonces se negó abiertamente á ello. Despues he sabido que en el puente que ahora se está haciendo, los buques grandes tienen que recoger los mástiles porque nada se ha dispuesto para que puedan pasar por debajo.

actual, la línea de Aquisgran desde la estación provisional de ahora á lo largo del malecon, hasta la estación general situada enfrente de la catedral. De este modo la estación estaría al mismo nivel que las vías del puente, y debajo de los arcos que la habian de sostener podría estar el depósito de mercancías y efectos.

Por el lado de Deutz la línea bajaría desde el nivel del puente al de la línea de Deutz á Minden, en un punto en que pudiese terminar una pendiente al 4 por 100 ó al 4 por 120.

Estos puentes serían de mayor resistencia que ninguno de los de igual luz hasta aquí contruidos, y están calculados para resistir las vibraciones causadas por un tren corriendo con la mayor velocidad ó una brigada de artillería á todo galope.

Explicacion de las láminas. El sitio que ocupa el puente se vé en el plano. En él se comprende la catedral, la parte inferior de la ciudad de Colonia, una parte de la ciudad de Deutz, y las estaciones actuales del ferro-carril Rhiniano y del de Colonia á Minden. Los carruajes y cargas pasan conforme se ha dicho, y los transeuntes á pie pueden subir por la rampa del camino ó por las escalinatas de los estribos, y pasar el puente por ambos lados.

En la lámina siguiente se vé la planta y el alzado del puente de cuchillos tubulares. Consta de cuatro tramos, los dos del medio tienen 326 pies (99,^m48) cada uno entre los ejes de las pilas, y los de los extremos 244 pies 6 pulgadas (74,^m57) para dar lugar á los puentes movibles. Estos giran sobre rodillos que se mueven sobre plataformas de hierro empotradas en la fábrica, y sostienen el piso. Este tramo se movería por medio de una máquina en el cuadrante de círculo para permitir el paso de los buques mayores, por el mismo medio se movería al contrario hasta encontrar

un tope que lo dejase inmóvil hasta que haya que volverlo á abrir. Estas plataformas movibles tienen 203 pies 9 pulgadas (62,^m14) de largo cada una, y cuando se abren dejan un paso libre de 70 pies (21,^m35) de ancho para la navegacion fluvial.

La figura 101 es una seccion trasversal del puente en el punto medio. Se ven en ella la posicion y proporciones de las vigas, el ancho del ferro-carril, de la via carretera y de las aceras, y la posicion de las viguetas, ménsulas, etc., para sostenerlas. Las aceras se estienden en toda la longitud del puente, y se habrian de asegurar con fuertes y elegantes balaustradas.

Sobre las viguetas que sostienen la carretera se habian de colocar planchas de hierro fundido, de 4 pies (1,^m22) en cuadro, con resaltos en su cara superior, para recibir el pavimento de adoquines de madera. Los espacios que quedaban sobre los nervios divisorios se habian de llenar con una composicion de caliza ó granito pulverizado y pez, para hacer el todo compacto é impenetrable á la humedad. La via en el ferro-carril y en las aceras se habia de hacer con tablones de 3 pulgadas, atornillados á las viguetas y á las ménsulas, cubriendo de arena la del ferro-carril hasta el espesor de una pulgada, para precaverse del peligro de los rescoldos ó cenizas que cayesen de las máquinas.

La resistencia calculada para este puente equivale á un esfuerzo de 12 toneladas por pié lineal (40 t. por m. l.) para la via de hierro, y 8 toneladas (26,66 t. por m. l.) para las demas, haciendo la resistencia total de cada pié de toda la anchura del puente igual á 20 toneladas. Esto equivale á 21000 toneladas *menos* 5000 en que se aprecia el peso del puente, ó 16000 toneladas repartidas igualmente sobre la superficie. La mayor carga que sufra el puente será cuando la via

del ferro-carril se cubra con wagones cargados y locomotoras, y la ordinaria con una masa de ganado, ó ambas á la vez se llenen de gente; en cuyo caso equivaldria á 27000 toneladas, ó $2\frac{1}{2}$ por pié lineal (8,53 t. por m. l.), de modo que la relacion del peso de rotura á la mayor carga posible será como 16000 : 2700, ó sea como 6 : 1 próximamente. La resistencia del puente, segun esto, escede en mucho á su carga, condicion de la mayor importancia para que haya seguridad suficiente contra las vibraciones de un tráfico activo y continuado.

El coste de la fábrica de hierro de este puente de cuchillos tubulares es como sigue:

	<u>Libras esterlinas.</u>
Por las grandes vigas tubulares, 526 viguetas de hierro dulce, 526 ménsulas para sostener las aceras, 21000 piés cuadrados de planchas de hierro fundido, rodillos y aparatos de dilatacion y construccion, colocados á bordo en un puerto inglés.	110000
Balaustradas y demas para las aceras, dos puentes giratorios, inclusa la maquinaria para manio- brarlos.	56000
TOTAL.	<u>146000</u>

En este presupuesto aproximado de la fábrica de hierro, se supone que el Gobierno construiria las pilas, ataguías, etc., y proporcionaria todo el material necesario para los andamios y la via. A esto se habria de añadir el flete, transporte, montaje, etc., todo lo cual haria subir á 200000 libras el coste de la obra terminada, y teniendo en cuenta los

pilares macizos con sus fundaciones para los puentes movibles, los andamiajes, los arcos y las avenidas por ambos lados, se hubiera necesitado el doble, ó 400000 libras esterlinas para el puente completo.

En la otra lámina se ven la planta y alzado del puente tubo, y en la fig. 102 la seccion transversal por el punto medio. La colocacion de este puente habia de ser la misma que la del anterior, y las avenidas casi iguales. Consiste en dos grandes tubos paralelos de hierro dulce, dentro de los cuales han de pasar los trenes del ferro-carril. Cada uno de estos tubos es contínuo y se apoya en tres pilas, á 570 pies, 6 pulgadas (174 m.) de distancia entre sí. Entre los tubos va la via ordinaria, que se puso de 24 pies (7^m,42) de ancho; pero que se podria haber hecho de 30 pies (9^m,10) si hubiese sido necesario. A los costados exteriores de los tubos se unian las galerias ó aceras sostenidas por ménsulas robladas.

La tabla inferior de los tubos, calculada para resistir á la estension, habia de ser perfectamente horizontal, y se habia de hacer celular lo mismo que el techo que habia de resistir á la compresion. Este habia de afectar una forma parabólica, de modo que la viga apareciese mas alta en el centro que en los extremos. A la terminacion de los grandes tubos habria puentes movibles como en el primer caso, que cuando estuviesen abiertos dejarian un paso libre de 70 pies de ancho á cada lado del rio para el paso de los buques grandes.

El carácter peculiar de esta obra es la enorme luz que hay á cada lado del pilar central, que escede en cerca de 100 pies á la del puente de Britannia. La gran ventaja de este proyecto es el libre paso que da á la corriente del Rhin, y á las grandes cantidades de hielo y las balsas de madera que arrastra su corriente. Otra circunstancia notable de esta construccion es su inmensa resistencia y la fuerza con que puede

oponerse al choque de un pesado tren de ferro-carril ó á la oscilacion que causan vientos violentos.

En este puente, la resistencia es mucho mayor que en el anterior, aumentada en la relacion de la mayor luz que tiene. La resistencia calculada para cada tubo es de diez toneladas por pié lineal (55,51 ton. por m. l.) que equivale á 5500 toneladas colocadas en el centro de cada tramo. La fuerza de este puente, despues de deducir su peso, seria casi la misma que en el primer caso, es decir, 16000 toneladas repartidas uniformemente en la superficie, por lo cual la relacion del peso de rotura á la máxima carga es como 6 : 1.

El coste de este puente se puede estimar como sigue:

	Libras esterlinas.
Los tubos, viguetas, ménsulas, etc.	170.000
Dos puentes giratorios con su maquinaria, bastidores de hierro fundido, rodillos para la dilatacion, balaustradas, aceras, pintura, etc. . .	50.000
TOTAL.	<u>220.000</u>

Este es el coste de la obra de hierro entregada en un puerto inglés. A esto han de agregarse todos los gastos de flete, transporte, montaje, fábricas de mampostería, andamios, etc., que no se pueden estimar en menos de 240.000 L. ó 250.000 L., lo que hace un total de 470.000 L. para dejar concluido el puente tubo de dos tramos para ferro-carril y carretera sobre el Rhin.

APÉNDICE V.

PUENTE SOBRE EL RHIN EN COLONIA.

Carta al Baron de Humboldt.

Mi estimado Baron de Humboldt : por un artículo que ha salido hace poco en el periódico el *Times*, y por una comunicacion con que me ha honrado el E. S. Van der Heydt, he sabido que las autoridades de Berlin han tomado la resolucion mas desacertada respecto de la importante construccion que ha de unir las orillas opuestas del Rhin en Colonia. Como he tenido el honor de que se me consulte sobre este importante puente, y he pasado á Berlin con objeto de presentar mis proposiciones, creo que tanto la ineficaz recomendacion que me hizo nuestro escelente amigo el caballero Bunsen, como el interés que V. ha manifestado en favor del objeto de mi viaje, y al mismo tiempo la aprobacion espresada por S. M. el rey de Prusia en persona, me obligan á manifestar con tanta claridad como sea posible las objeciones indestructibles, que en mi opinion se pueden hacer al limitado programa que acaba de salir de las oficinas del ministro de Obras públicas.

A juzgar por las palabras, Mr. Vander Heydt, conoció en 1.º de noviembre último en palacio, que no podria admitirse ninguna construccion para cruzar el Rhin que no reuniese con perfecta seguridad cuantas condiciones puede exigir el tráfico mas estenso y las contingencias posibles de las grandes operaciones militares. La vasta inteligencia de V. le hizo comprender á primera vista que el proyecto que entonces habia recibido la sancion de las autoridades era totalmente inútil para este objeto, y que un puente colgado, debiendo su resistencia á una cadeneria flexible, no era á propósito para el trasporte de grandes pesos. Mas cuando yo presenté los resultados que se han obtenido en este pais por la juiciosa aplicacion de un material no ensayado hasta hace poco en tales construcciones;

cuando yo anuncié el feliz éxito de una de las concepciones mas atrevidas de los tiempos modernos, cuando yo aseguré que corrientes marítimas, como las del Conway y del estrecho de Menai se habian cruzado con puentes sólidos y firmes de una luz enorme, y que sin embargo eran capaces de sostener un esfuerzo diez veces mayor que el que podria ocasionar el mas pesado tráfico de un ferro-carril; cuando yo hice ver que este nuevo principio de construccion se acomodaba particularmente para vencer las numerosas dificultades que ofrece el paso del Rhin, porque necesita muy pocos pilares en la corriente, y comparativamente pequeños, y queda asi libre el paso para las grandes balsas de madera en el verano, ofreciendo la menor resistencia posible en tiempo de avenidas, y á los deshielos en el invierno; y sobre todo, cuando una obra tan superior se podria ejecutar con un presupuesto mucho menor que el que se ha hecho para una muy imperfecta, confieso que no esperaba ver que el ministro de una nacion ilustrada y poderosa hiciese llamamiento al mundo entero para perpetuar una idea indigna de la Prusia, indigna de los conocimientos científicos de la época, y contraria á la opinion deliberada y maduramente concebida del mayor ornamento de la ciencia.

Dispéñeme V. por el calor con que le dirijo estas quejas; pero creo que la posicion de V. y la franca amistad que me ha mostrado, me obligan á esponer con todas mis fuerzas, lo desacertado del camino que se ha llevado. Vivimos en tiempo de progreso: un descubrimiento científico ó una mejora práctica de cualquier especie, no se puede confinar á localidad ni pais determinado; se hace desde luego propiedad de todos. Esta comunidad de conocimiento, el mas poderoso destructor de las antipatias y preocupaciones nacionales, como el mas sólido fundamento de la paz y buena inteligencia general y permanente, debe dominar y dejar atrás la ignorancia individual y las dificultades burocráticas. La exactitud y la rapidez de nuestras comunicaciones se han hecho casi esenciales á nuestra existencia, y en este sentido se puede decir que toda Europa está interesada en la terminacion del sistema de ferro-carriles que ha de atravesar los dominios prusianos de una á otra estremidad.

Ahora señalaré los lamentables defectos que caracterizan el programa del ministro y las limitaciones y exigencias con que coartan los esfuerzos de los hombres de genio, y desvian por completo á los de experiencia y reputacion de entrar en la competencia.

Es una condicion espresa del proyecto, que la comunicacion no ha de

ser continua, y por consiguiente el público ha de continuar sufriendo las molestias é inconvenientes de considerables retardos, porque se puede asegurar que la desagregacion que se propone de un tren en una estremidad y la traslacion de los carruajes á la otra por medio de caballos, uno á uno y despacio, ofrecerá iguales sino mayores obstáculos á un viaje rápido que el sistema actual. ¿Cuánto mejor seria que el puente reuniese en si mismo los elementos de fuerza y duracion suficientes, para procurar en todos tiempos y estaciones un tránsito seguro por los medios de locomocion que constituyen la gloria y la admiracion de la época? ¿En lugar de una construccion sólida y permanente, sancionará el Gobierno prusiano la ejecucion de una, cuya débil y raquitica constitucion ha de trastornarse á la sola presencia de una locomotora? Seguramente que no. La opinion pública la reprobaria y se levantaria contra ella. Lo que se necesita es un puente que reuna los ferro-carriles existentes, y no uno que constantemente los separe.

Mas tambien se dice que la diferencia entre los niveles de los ferro-carriles existentes y el que necesita la via del puente proyectado, es demasiado grande para que la suba una locomotora en una pequeña longitud. Esta dificultad es puramente imaginaria, porque puedo decir por lo que yo mismo he visto, que la pendiente necesaria no seria tan fuerte como muchas que se suben con facilidad suma en nuestro pais. Ademas, en la orilla izquierda del Rhin, el término de la línea de Aquisgran está al mismo nivel, y la del lado de Deutz se puede enlazar sin dificultad con una pendiente suave menor de 1 por 100.

Sin faltar en lo mas minimo al respeto que se debe al autor del proyecto de puente colgado, debo repetir mi firme y deliberada conviccion de que ha de resultar una obra incompleta y poco satisfactoria. Por la suma presupuesta para el puente colgado, se puede erigir en Colonia un puente permanente, inflexible, duradero y elegante, de una resistencia enorme (el peso de rotura del puente que yo he propuesto, con 510 pies de luz, era de 6000 toneladas, ó 120000 quintales, distribuidos igualmente sobre cada tramo, lo que da para la resistencia final de todo el puente, con cuatro tramos, 24000 toneladas, ó 480000 quintales) y apto, por las disposiciones que estamos ejecutando para objetos semejantes en este pais, para dar toda la facilidad posible para la navegacion del rio, y para ser cruzado por los trenes mas pesados á toda velocidad, pudiendo cubrirse de uno á otro extremo con artillería del mayor calibre. Estas aserciones no son el producto de una imaginacion acalorada, sino que su exactitud está cor-

roborada con numerosos ejemplos de igual especie que han ocurrido en este pais.

Si no se puede contrariar, empero, la determinacion del Ministro de Obras públicas de hacer un puente colgado, yo me apresuro á pronosticar que tal suceso no se dejará pasar sin una fuerte protesta por parte de los que se hallan por encima de los conocimientos y criterio manifestados por los autores de la invitacion que se ha presentado al mundo facultativo.

Mi carta ha alcanzado mayor longitud de lo que pensaba. Mis deseos de esplanar el parecer que V. tan terminantemente ha espresado respecto del asunto del puente fijo me servirán de excusa.

Espresando mi profunda estimacion, y deseando que continúe V. con buena salud, queda de V., estimado Baron de Humboldt, seguro y obediente servidor

WILLIAM FAIRBAIRN.

MANCHESTER, 15 de Abril.

ÍNDICE DEL SUPLEMENTO.

	Páginas.
ADVERTENCIA DEL TRADUCTOR.	197
PRÓLOGO DE LA SEGUNDA EDICION.	199

PARTE PRIMERA.

DE LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO.

<i>Experimento IX.</i>	201
<i>Experimento XIX.</i>	Id.
<i>Efectos del tiempo.</i>	Id.
<i>Resistencia al choque.</i>	202
<i>Resistencia comparativa del hierro despues de varias fusiones</i>	203
<i>Mezclas de hierros.</i>	210
<i>Mezcla del hierro fundido con el hierro dulce.</i>	213
<i>Experimentos sobre la resistencia del hierro fundido.</i>	214
<i>Análisis del hierro fundido</i>	219

:

PARTE SEGUNDA.

DE LAS VIGAS DE HIERRO FORJADO.

	Páginas.
<i>Formas de las vigas laminares.</i>	223
<i>Experimento XVI a.</i>	224
<i>Experimento XVII a.</i>	225
<i>Experimento XXV.</i>	226
<i>Experimento sobre la resistencia de las vigas de hierro forjado.</i>	Id.
<i>De las vigas enrejadas.</i>	232

PARTE TERCERA.

DE LA CONSTRUCCION DE ALMACENES Á PRUEBA DE FUEGO.

<i>Resistencia de las vigas al choque.</i>	237
--	-----

PARTE CUARTA.

APLICACION DE LAS VIGAS DE HIERRO DULCE Á LA CONSTRUCCION DE LOS PUENTES.

<i>Introduccion.</i>	241
<i>Madera.</i>	246
<i>Piedra.</i>	250
<i>Ladrillo.</i>	259
<i>Hierro.</i>	261
<i>Puentes de hierro.</i>	262
<i>Puentes de Warren y de celosia.</i>	268

	Páginas.
<i>Puentes tubulares.</i>	276
<i>Resistencia y proporciones de los puentes tubulares.</i>	295
<i>Puente de Spey.</i>	327
<i>Puentes laminares.</i>	333
<i>Puente sobre el Rhin, en Colonia.</i>	341

APÉNDICE.

<i>V. Los puentes de Colonia.</i>	353
---	-----

176

177

178

179

180

Puntos industriales
 Instalaciones y propiedades de las empresas industriales
 Puntos de venta
 Puntos industriales
 Puntos sobre el río en Colombia

ANEXOS

181

Los puntos de Colombia

TABLA ALFABÉTICA.

- Absorcion de las piedras, 257.
Análisis del hierro fundido, 219.
Antiguos edificios incombustibles, 133.
Arcos atirantados, V. *Puentes*. = de hierro con hormigon, para suelos, 152. = de ladrillo, 148, 181, 186.
BARLOW, sobre la resistencia de la madera, 249.
Caldeo, V. *Fábrica de Saltaire*.
Carga máxima permanente, 141, 158, 161, 237, 297.
Celdillas de los puentes de hierro dulce, 267, 276, 288, 328. = rectangulares, 283.
Choque, V. *Experimentos*.
Coke desulfurado, hierro fundido con él, 88, 211.
Colonia, sus puentes, 541. = artículo del *Times*, 343. = carta al baron de Humboldt, 353.
Columnas, su resistencia, 144. = su forma, 152.
Composicion química del hierro fundido, V. *Análisis*.
Continuidad de las vigas, 316.
Contraccion desigual del hierro fundido, 68.
Cuchillos, V. *Vigas y puentes*.
Dilataciones del hierro fundido y del hierro forjado, 47. = permanente, 48.
Dublin, V. *Vigas enrejadas*.
Empalme eslabonado, 290, 329.
Exposiciones de Dublin y de Manchester, V. *Vigas enrejadas*.
Experimentos sobre las vigas de hierro fundido, en Leeds, 13. = en Bradford, 15. = con Mr. Hodgkinson, 18, 201. = sobre las vigas armadas, 60. = sobre la influencia del tiempo y la temperatura en la resistencia del hierro fundido, 70. = sobre el hierro refundido, 203. = sobre las mezclas de hierros, 81, 210. = sobre la resistencia del hierro fundido trasversal, á la estension y á la compresion, 38, 214. = sobre las vigas tubulares y laminares de hierro forjado, 90, 225. = sobre los cuchillos enrejados, 127, 233. = sobre la resistencia de las vigas al choque, 237. = sobre las vigas de Saltaire, 167. = sobre la resistencia de la madera, 247. = de la piedra, 251. = del ladrillo, 260. = sobre el puente de Newark Dyke, 272. = sobre el modelo del puente de Britannia, 277. = sobre la resistencia de las planchas y celdillas al aplastamiento, 282. = sobre el empalme eslabonado, 290. = sobre el choque en los puentes, 305. = sobre la viga de Sandwich 189.
Fábrica de ladrillo, V. *Ladrillo*.
Fábricas de Philip y Lee, 11. = de los Sres. Whittaker, 154. = de Saltaire, 162. = su construccion 164. = abaste-

- cimiento de gas y de agua, 47.—caldeo y ventilacion, 171.—fuerza motriz y maquinaria, 172.—dimensiones, 173.—ruina de una, en Oldham, 176.—en Manchester, 183.
- Figura parabólica de las tablas de las vigas, 140.
- Fórmula para la resistencia de las vigas, 49, 38, 57, 88, 93, 124, 129, 232.—de los puentes, 295, 322, 335.
- Fuego: aparato para apagarlo, 137.
- Hierro forjado, sus propiedades y ventajas, 46.—su aplicacion á los suelos, 89.
- Hierro fundido, su introduccion, 9.—dilatacion por la presion y la temperatura, 47.—inconvenientes de su uso, 67.—efecto del tiempo, 71.—influencia de la temperatura, 78.—refundicion, 203.—endurecido de Stirling, 83.—endurecido de Lillie, 83.—tablas de resistencia, 88, 215.—análisis, 219.—peso especifico, 205, 211, 219.—resistencia al choque, 237.
- HODGKINSON: sus experimentos sobre las vigas, 18.—sobre las columnas, 144.—sobre la madera, 247.
- Huesos: su resistencia natural, 287.
- HUMBOLDT, Baron, carta del autor, 353.
- Inc combustibles (fábricas) de los señores Philips y Lee, 11.—algunos defectos en su construccion, 183.—de Saltaire, 162.—Informe sobre la construccion de los almacenes á prueba de fuego, 431.
- JONES: aparato para apagar el fuego, 137.
- Ladrillo: su resistencia, 260. V. *Arco*.
- LILLIE: V. *Hierro fundido*.
- Madera: su resistencia, 247.
- Mamposteria de ladrillo: V. *Ladrillo*.
- Manchester: V. *Vigas enrejadas*.
- Menai: puente, 266.
- Mezclas de hierro fundido, 81, 210, 216, 266.—de hierro fundido y forjado, 83, 213.
- MUSCHEMBROEK: resistencia de la madera, 248.
- Neva: puente, 264.
- Newark Dyke: puente, 269.
- Niágara: puente, 338.
- Oldham. ruina de una fábrica, 176.
- OWEN: experimentos sobre el hierro endurecido, 83.
- Peso especifico del hierro: V. *Hierro*.—de la piedra, 255.
- PHILIP y LEE: V. *Fábricas*.
- Piedra: su resistencia á la compresion, 251.—su absorcion, 257.—su peso especifico, 255.
- POLE: investigaciones sobre la resistencia de las vigas continuas, 317.
- Proporciones de los cuchillos tubulares, 300.
- Prueba de las vigas, 156.
- Puentes: aplicacion del hierro á su construccion, 241.—formas, 244.—material, 245.—aplicacion del hierro fundido y forjado, 261.—de Coalbrookdale, 262.—de cuchillos horizontales, 265.—de Menai, 266.—de Warren, 268.—de celosia, 275.—construccion de los puentes tubos y de vigas tubulares, 276.—resistencia, 295.—proporciones, 300.—detalles del puente de Spey, 328.—de los puentes laminares, 334.—atirantados, 337.—de Colonia, 341.
- Puertas de hierro, 136.
- Refundicion del hierro, 203.
- Reglas para calcular la resistencia de las vigas de hierro fundido, 38, 88.—para las vigas armadas, 57.—para las vigas de hierro forjado, 93, 124.—para los puentes, 295, 335.
- Resistencia trasversal del hierro fundido, 88, 215, 239.—á la estension y á la compresion, 205, 211, 218.—de la madera, 247.
- Rueda cónica que se fundió primero, 11.
- Saltaire: V. *Fábricas*.
- Seccion de las vigas de hierro fundido, 40.
- SMEATON, sobre el hierro fundido, 9.
- STEPHENSON, experimentos sobre el hierro fundido, 215.

STIRLING: V. *Hierro fundido*.

Suelos incombustibles, 223, 135, 148, 163.

TATE: fórmula para la resistencia de las vigas de hierro, 39.—investigaciones teóricas sobre la fórmula de los puentes tubos, 304.

Temperatura: V. *Hierro fundido*.

Tirantes en los suelos, 142, 150, 181.

TREGOLD: V. *Vigas*.

Tubos rectangulares, 228.

Tubulares: V. *Vigas*.

Ventilacion: V. *Fábricas de Saltaire*.

Vigas de hierro fundido, 9.—de Watt, 11.—de Fairbairn, 13.—experimentos sobre ellas, 14.—de Tredgold, 17.—resultados comparativos, 40.—peligros de su uso, 42.—inconvenientes, 67.—su aplicacion á los almacenes á prueba de fuego, 139.—de Saltaire, 167.—accidente en Oldham, 176.—armadas,

44.—accidente ocurrido con ellas, 183.

Vigas de hierro forjado, 89.—tubulares y laminares, 90.—ejemplos de aplicacion, 91.—coste comparativo con las de hierro fundido, 94.—formas, 95.—laminadas francesas, 223.—experimentos, 99, 224.—aplicacion á los edificios incombustibles, 152.—comparacion de las vigas tubulares, laminares y de Sandwich, 189.—aplicacion á los puentes: V. *Puentes*.

Vigas enrejadas, 126, 232.—de Dublin, 127.—de Manchester, 233.—del camino de Ulverstone á Lancaster, 235: V. *Puente de celosia*.

Viguetas de los puentes, 331.

WADE: experimentos sobre el hierro refundido, 206.

WARREN: V. *Puentes*.

WATT: V. *Vigas*.

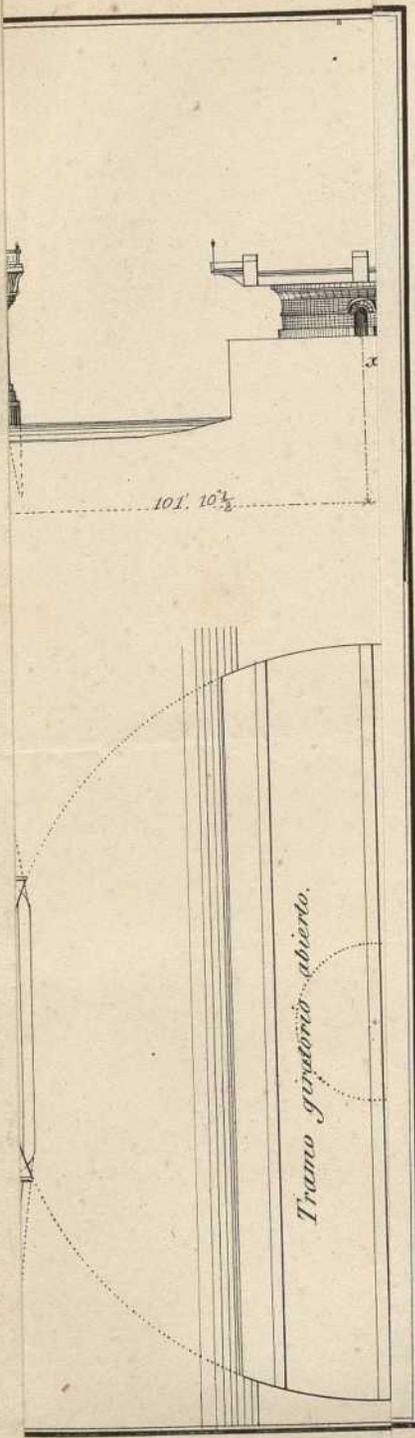
WITTAKER: V. *Fábricas*.

ERRATAS Y CORRECCIONES.

Páginas.	Líneas.	Dice.	Léase.
24	11	fig. 12	fig. 10
65	10 }	100 : 535	100 : 565
66	12 }		
66	9		
71	18	175	0,620
76	14	metales	barras
75	Col. 4. ^a de la tabla	progresivo	medio
95 nota	1. ^a	551 etc.	0,551 etc.
		vigas laminares	vigas laminares sostenidas en arcos de ladrillo ó de gran magnitud.
98	24	superiores á	hasta de
111	12	0,555	0,711
115	4	perpendicularmente	perpendicularmente en AA (fig. 69)
125	21	'	Experimento XXXIII.
125	5	25,6	25,5
144	Tabla.	{ 6495	46495
		{ 15557	55557
—◆—◆—◆—			
207	12	9 de 2. ^a	5 de 2. ^a
207	14	49897	40897
214	11	24	218
228	11	Extension	Compresion
244	28	pues	pero
251	24	1 c.	0 c.
255	17	18	9
257	Col. 7. ^a	41,8	49,8
265	25	peso.	pasó
270	1. ^a	fig. 55	fig. 75.
270	12	fig. 54	fig. 74.
275	9	fig. 55	fig. 75.
274	10	del	al
280	29	84 ⁷ / _s	86 ¹ / ₉
290	26	37210	59210
291	20	40966	69664
508	17	construccion	constante
510 y 511	fórmulas	d, d ₁	a, a ₁
511	5	(d-2k ³)	(d-2k) ⁵
531	12	¹ / ₁₆	⁵ / ₁₆
541	24	contra	entre
542	18	reconociese	reuniese
542	51	opinion.	oposicion
544	28	repatrocinase	patrocinase
545	4	otras personas	otra persona

ERRATAS Y CORRECCIONES

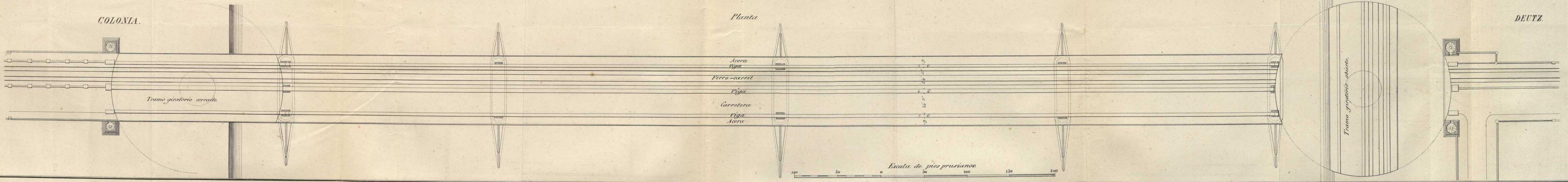
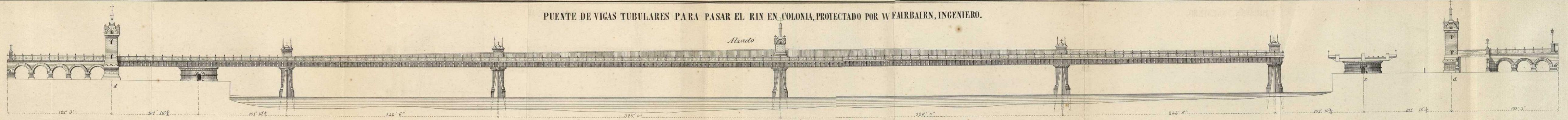
Page	Line	Page	Line
11	11	11	11
12	12	12	12
13	13	13	13
14	14	14	14
15	15	15	15
16	16	16	16
17	17	17	17
18	18	18	18
19	19	19	19
20	20	20	20
21	21	21	21
22	22	22	22
23	23	23	23
24	24	24	24
25	25	25	25
26	26	26	26
27	27	27	27
28	28	28	28
29	29	29	29
30	30	30	30
31	31	31	31
32	32	32	32
33	33	33	33
34	34	34	34
35	35	35	35
36	36	36	36
37	37	37	37
38	38	38	38
39	39	39	39
40	40	40	40
41	41	41	41
42	42	42	42
43	43	43	43
44	44	44	44
45	45	45	45
46	46	46	46
47	47	47	47
48	48	48	48
49	49	49	49
50	50	50	50
51	51	51	51
52	52	52	52
53	53	53	53
54	54	54	54
55	55	55	55
56	56	56	56
57	57	57	57
58	58	58	58
59	59	59	59
60	60	60	60
61	61	61	61
62	62	62	62
63	63	63	63
64	64	64	64
65	65	65	65
66	66	66	66
67	67	67	67
68	68	68	68
69	69	69	69
70	70	70	70
71	71	71	71
72	72	72	72
73	73	73	73
74	74	74	74
75	75	75	75
76	76	76	76
77	77	77	77
78	78	78	78
79	79	79	79
80	80	80	80
81	81	81	81
82	82	82	82
83	83	83	83
84	84	84	84
85	85	85	85
86	86	86	86
87	87	87	87
88	88	88	88
89	89	89	89
90	90	90	90
91	91	91	91
92	92	92	92
93	93	93	93
94	94	94	94
95	95	95	95
96	96	96	96
97	97	97	97
98	98	98	98
99	99	99	99
100	100	100	100



101. 10 $\frac{1}{2}$

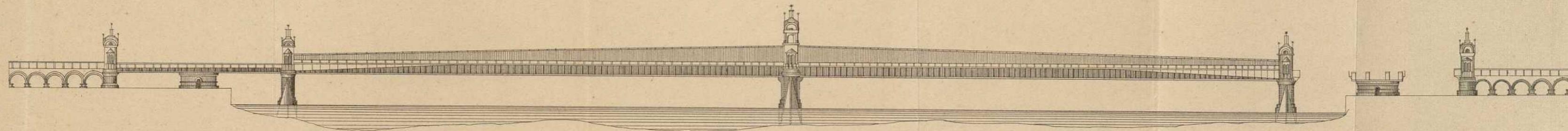
Tramo giratorio abierto.

PUENTE DE VIGAS TUBULARES PARA PASAR EL RIN EN COLONIA, PROYECTADO POR W FAIRBAIRN, INGENIERO.

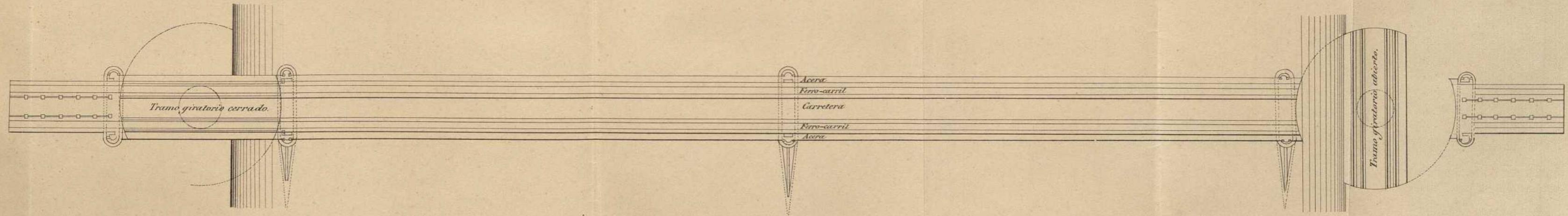


PROYECTO DE UN PUENTE TUBULAR SOBRE EL RIN EN COLONIA.

Alzado



Planta



Puente tubular de Spey.

Fig. 89.



Fig. 90.

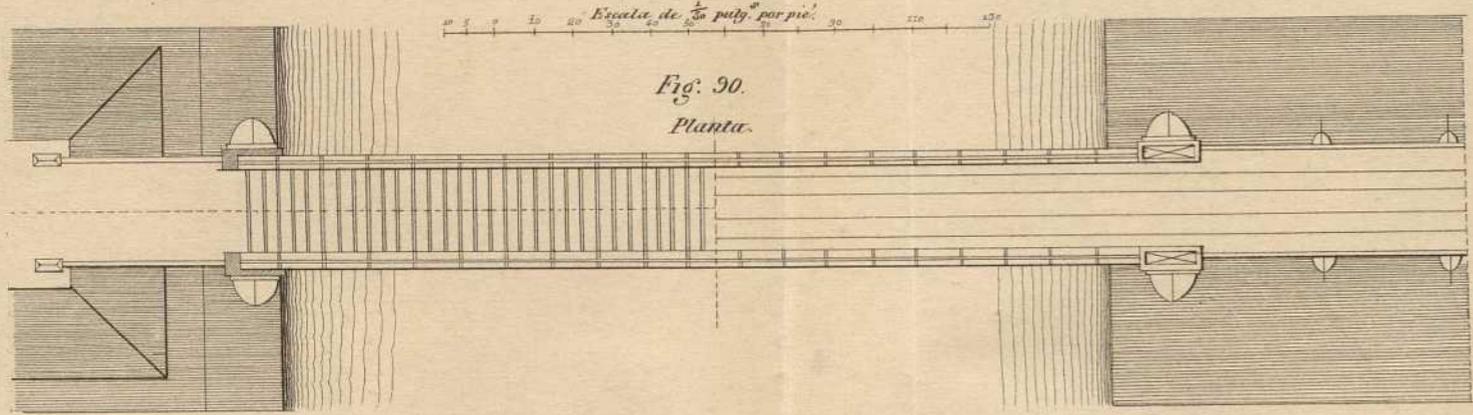


Fig. 94.

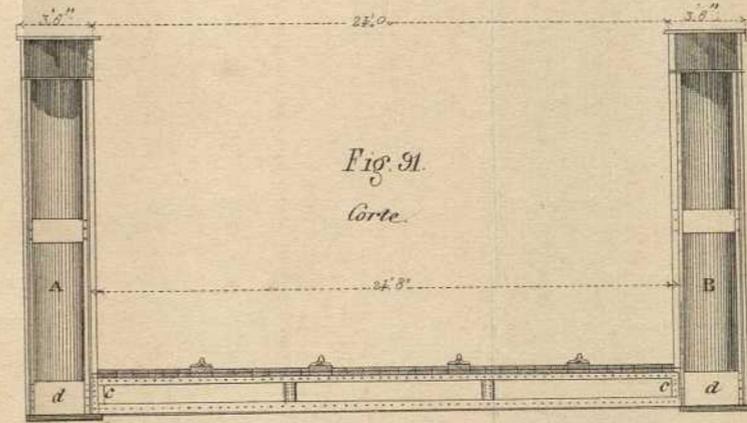
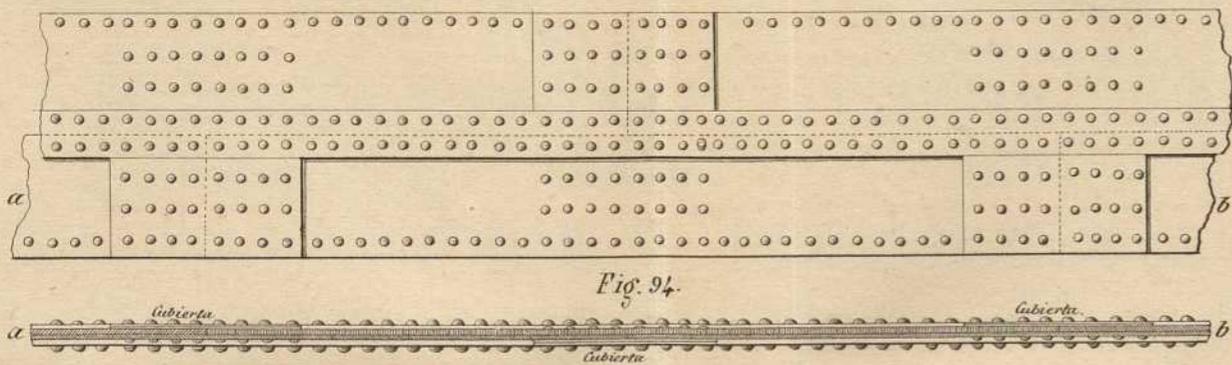


Fig. 95.

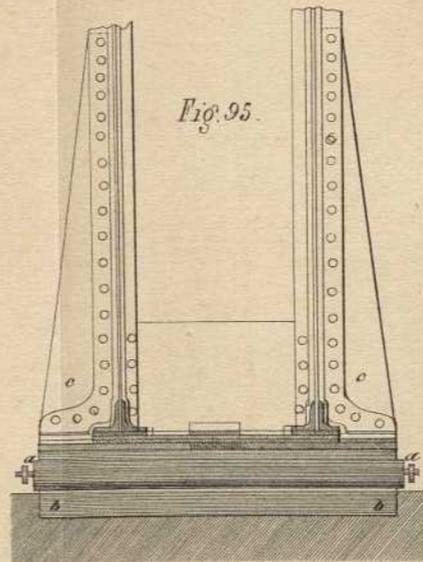


Fig. 96.

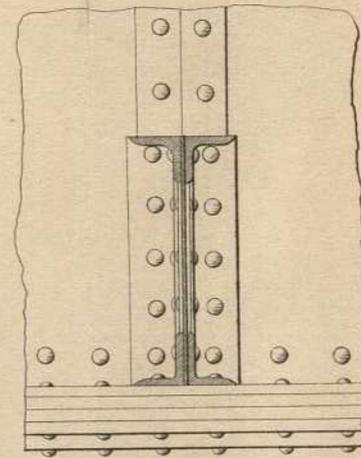


Fig. 92.

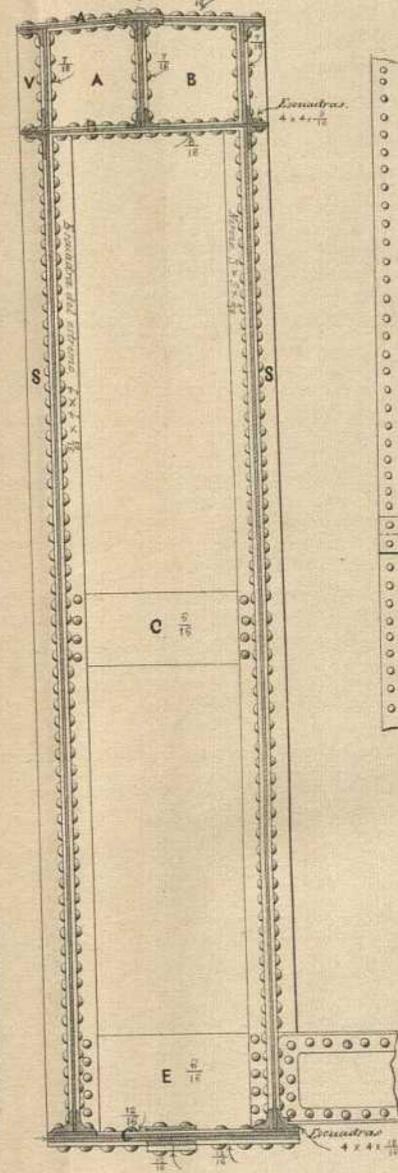
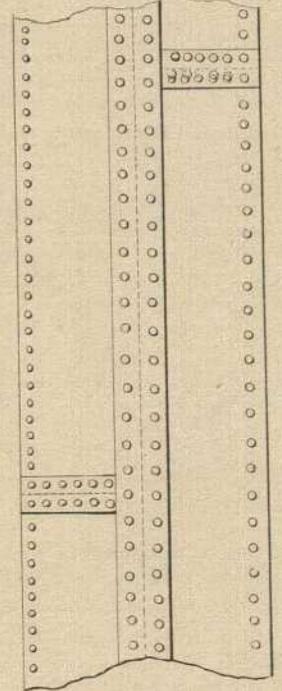


Fig. 93.



Puentes de hierro dulce.

Fig. 97.

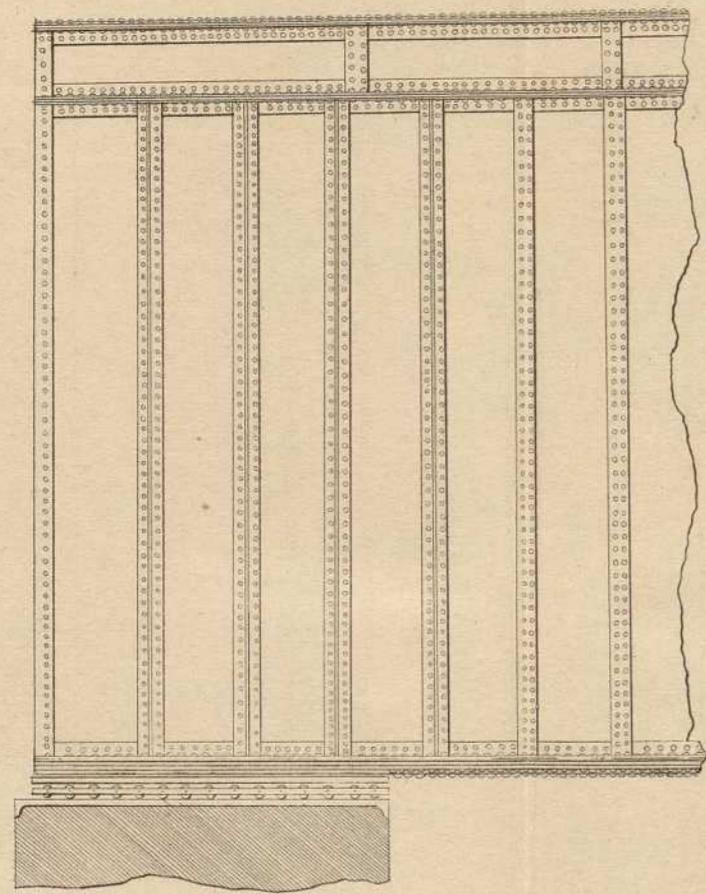


Fig. 98.

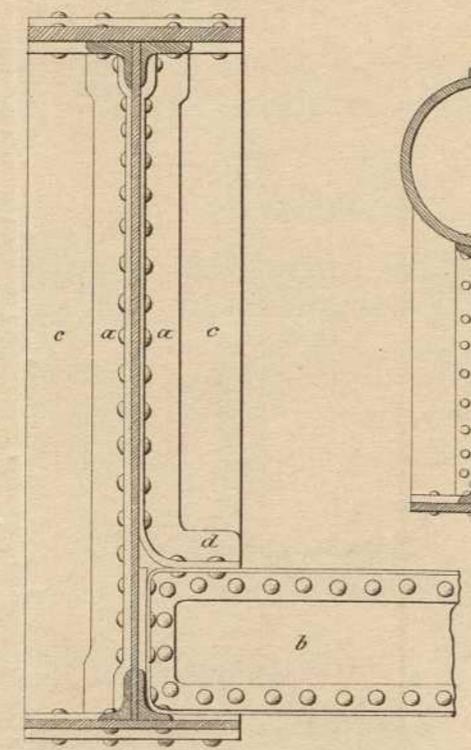


Fig. 99.

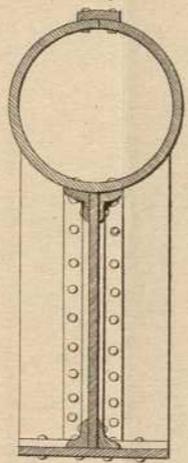


Fig. 100.

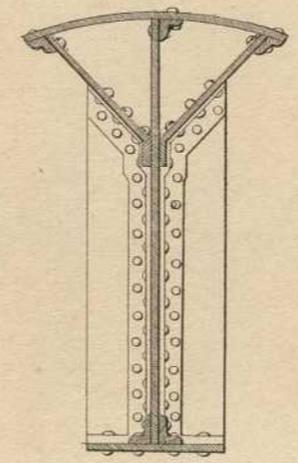


Fig. 101.

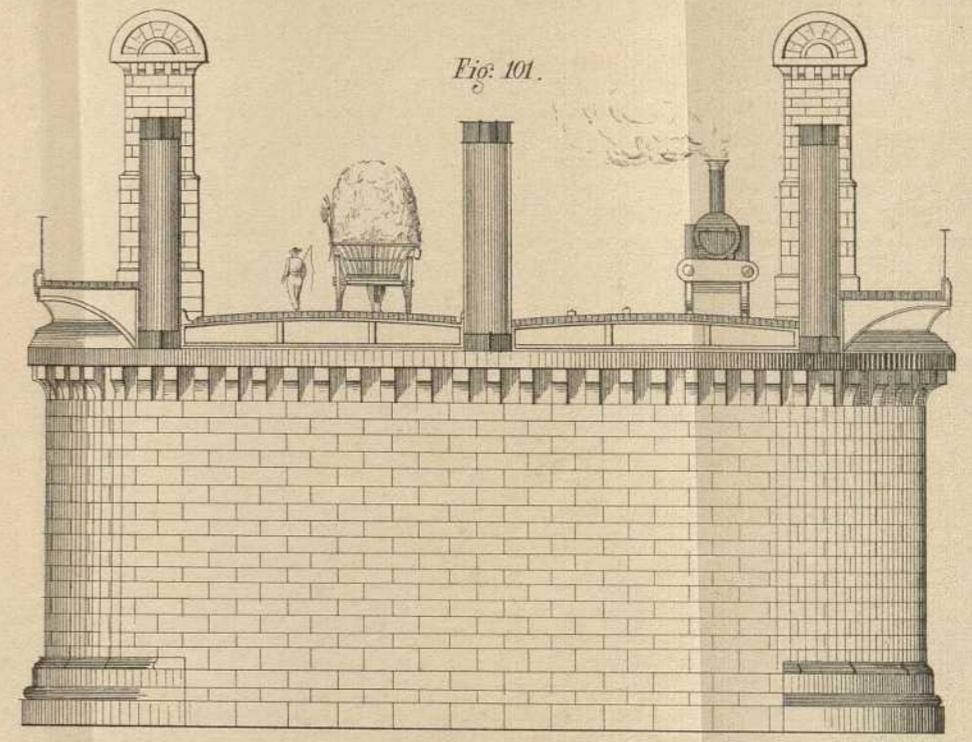
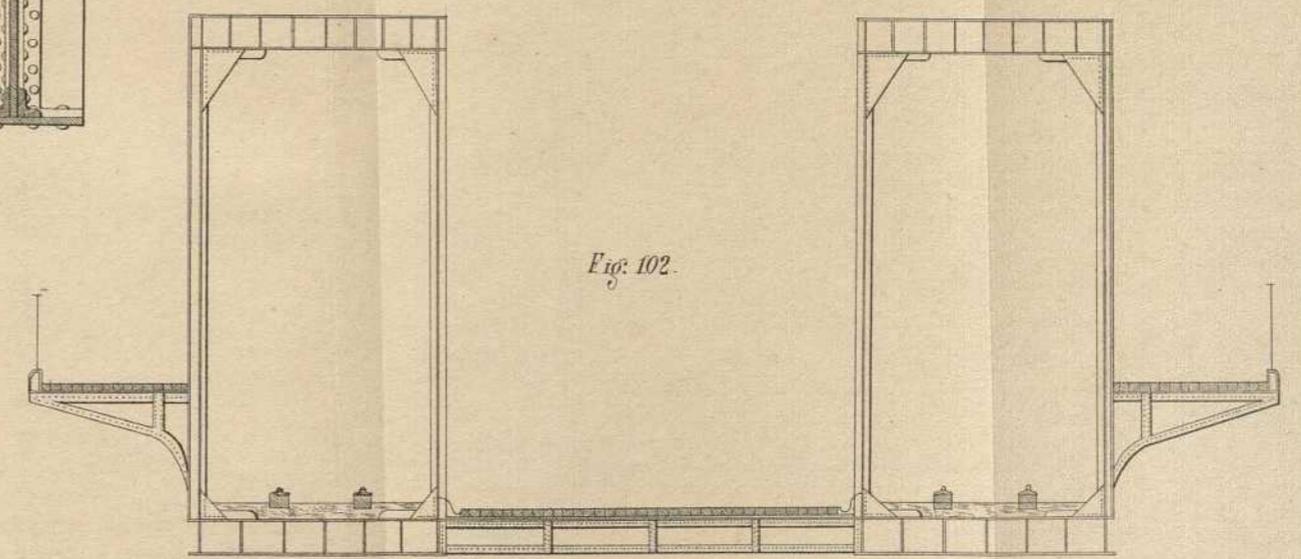
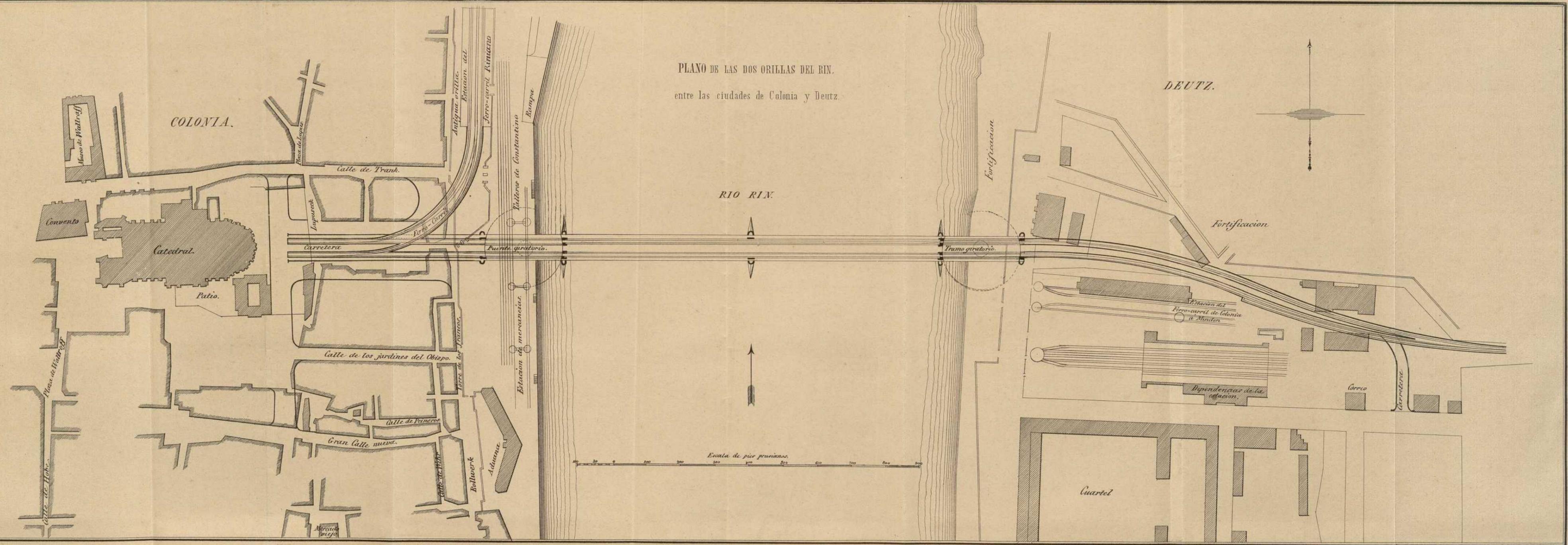


Fig. 102.



10 5 0 10 20 30 pies.

PLANO DE LAS DOS ORILLAS DEL RIN.
entre las ciudades de Colonia y Deutz.





Urrabieta litog.

lit. de Donon, Madrid.

FÁBRICAS DE SALTIRE.

Fábricas de Saltaire. Planta baja.

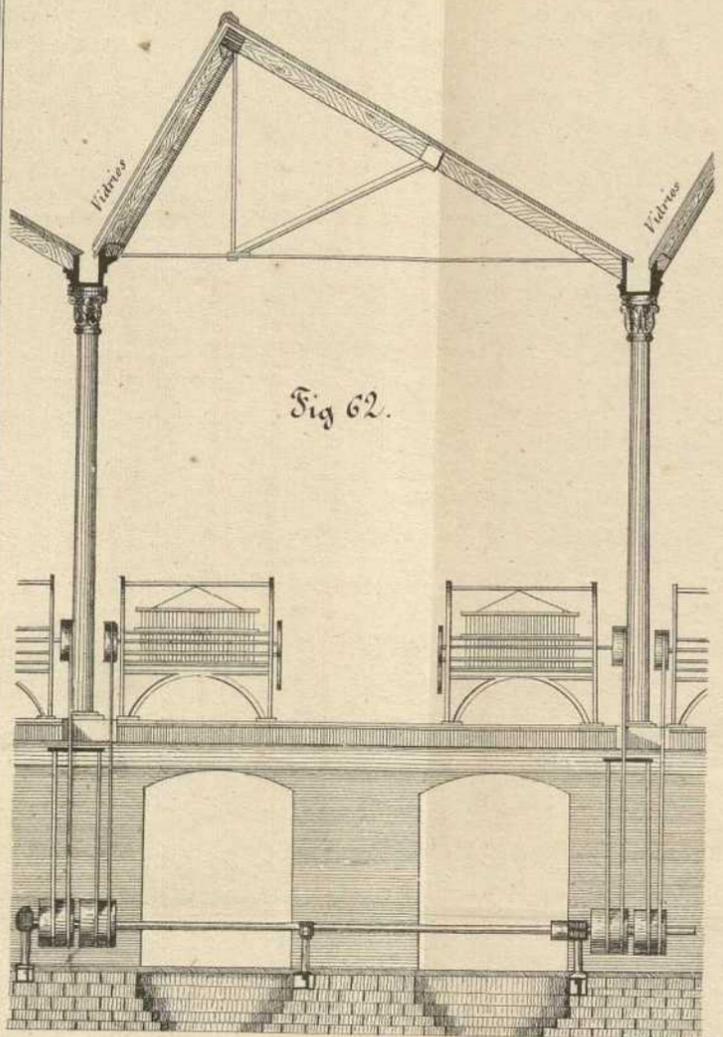


Fig. 62.

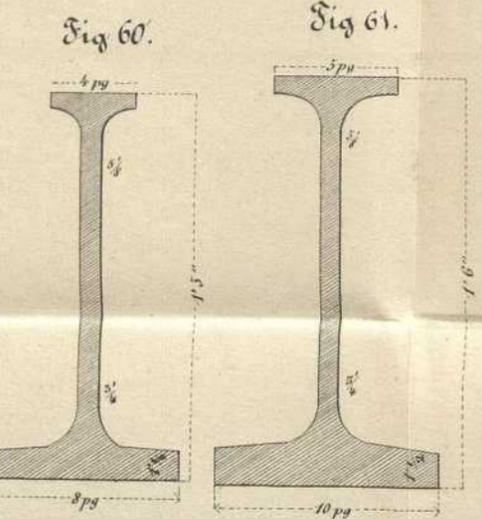
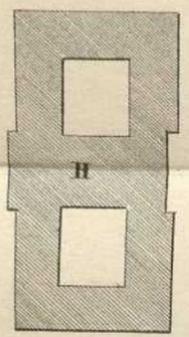
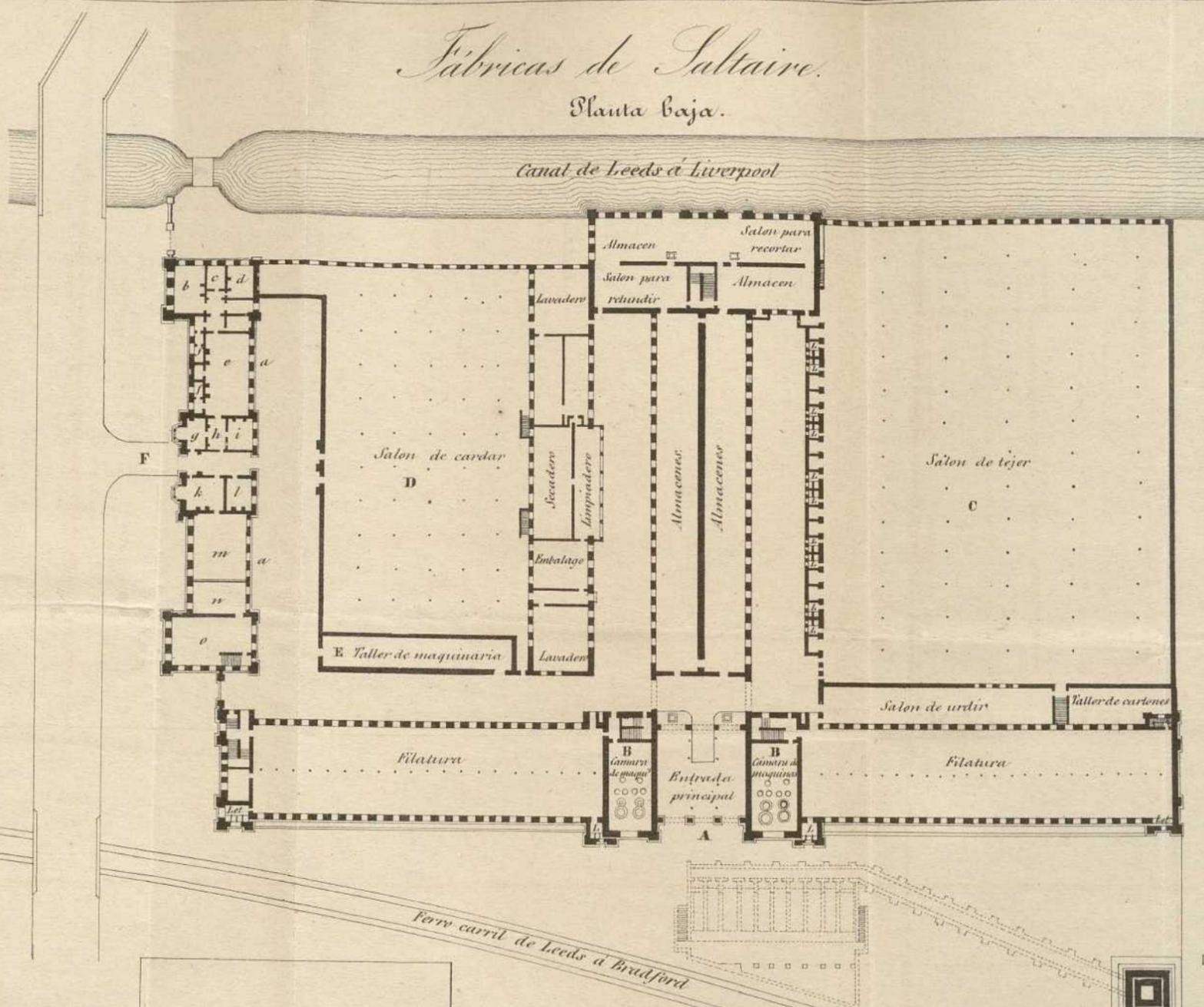


Fig. 60.

Fig. 61.

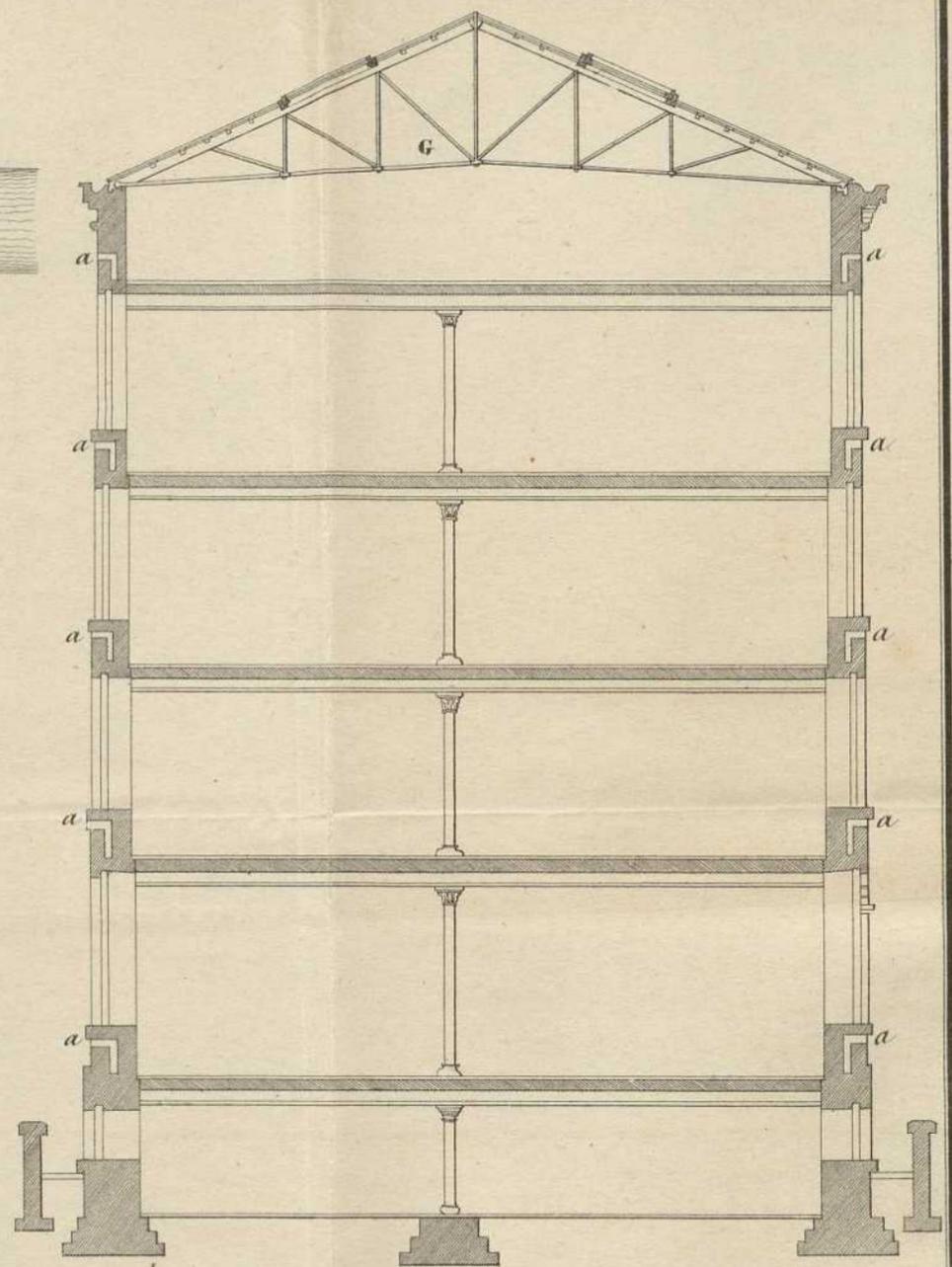


Corte y abzado de un ladrillo hueco de los arcos (Esc. 1/4)



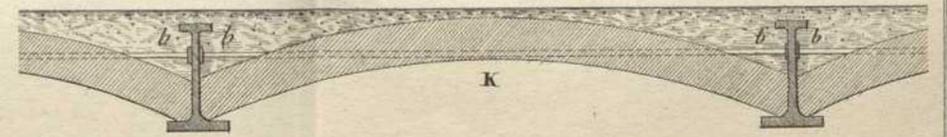
- aa. Oficinas.
- b. Comedor.
- c. Despensa.
- d. Dormitorio.
- e. Escritorio.
- ff. Letrinas.
- g. Despacho del Director.
- h. Pasadizo.
- i. Antecala.
- k. Porteria.
- l. Despacho del principal.
- m. Pequeno depósito.
- n. Preparacion de las tramas de seda.
- o. Almacen de las tramas.

20 70 60 50 40 30 20 10 0 80 100 240 pies ingleses



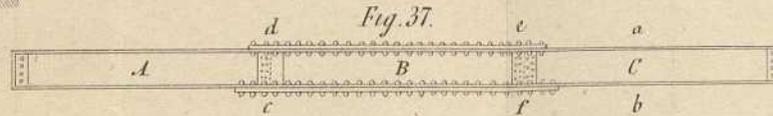
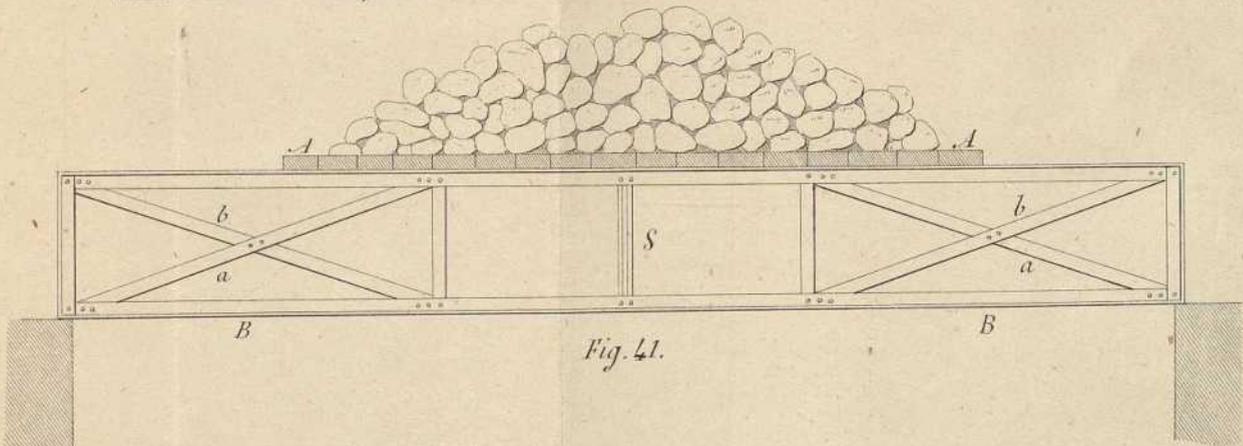
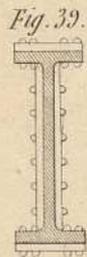
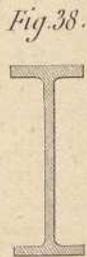
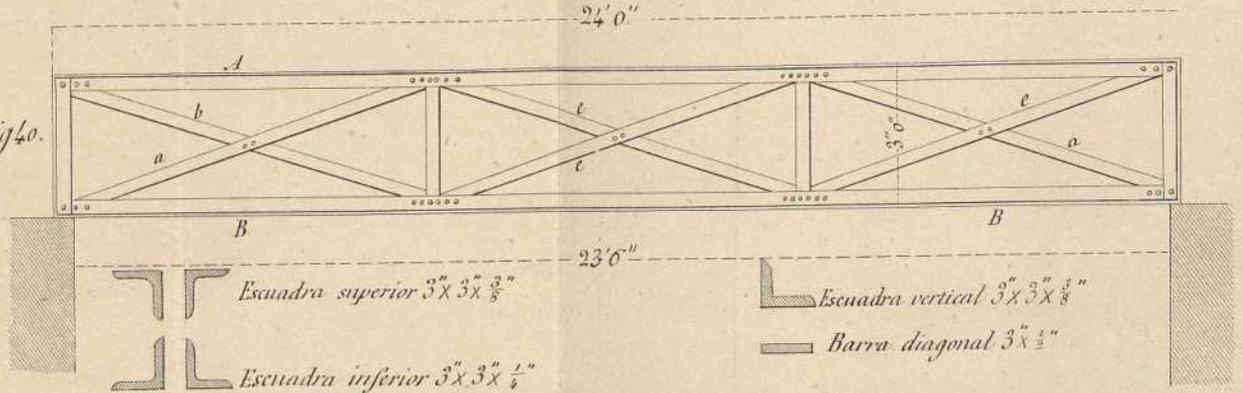
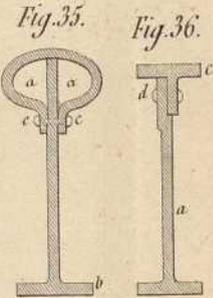
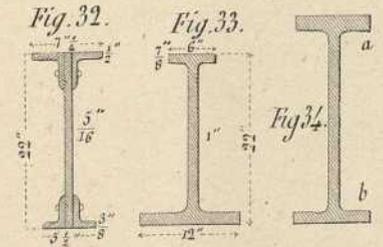
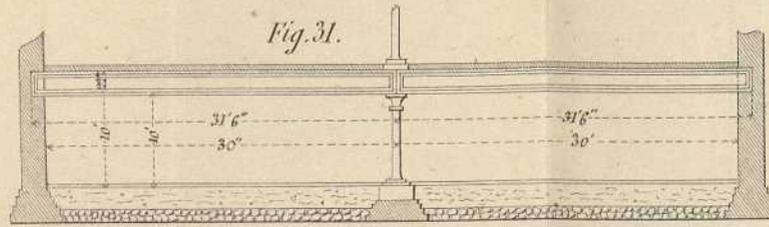
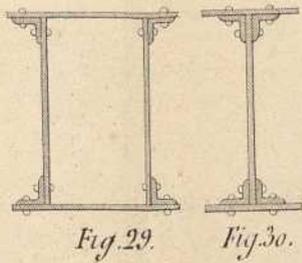
Corte de la filatura.

10 5 0 10 20 30 40 50 pies



12 6 0 1 2 3 4 5 6 7 8 pies ingleses

Aplicacion del hierro forjado a la construccion



Construccion de almacenes a prueba de fuego.

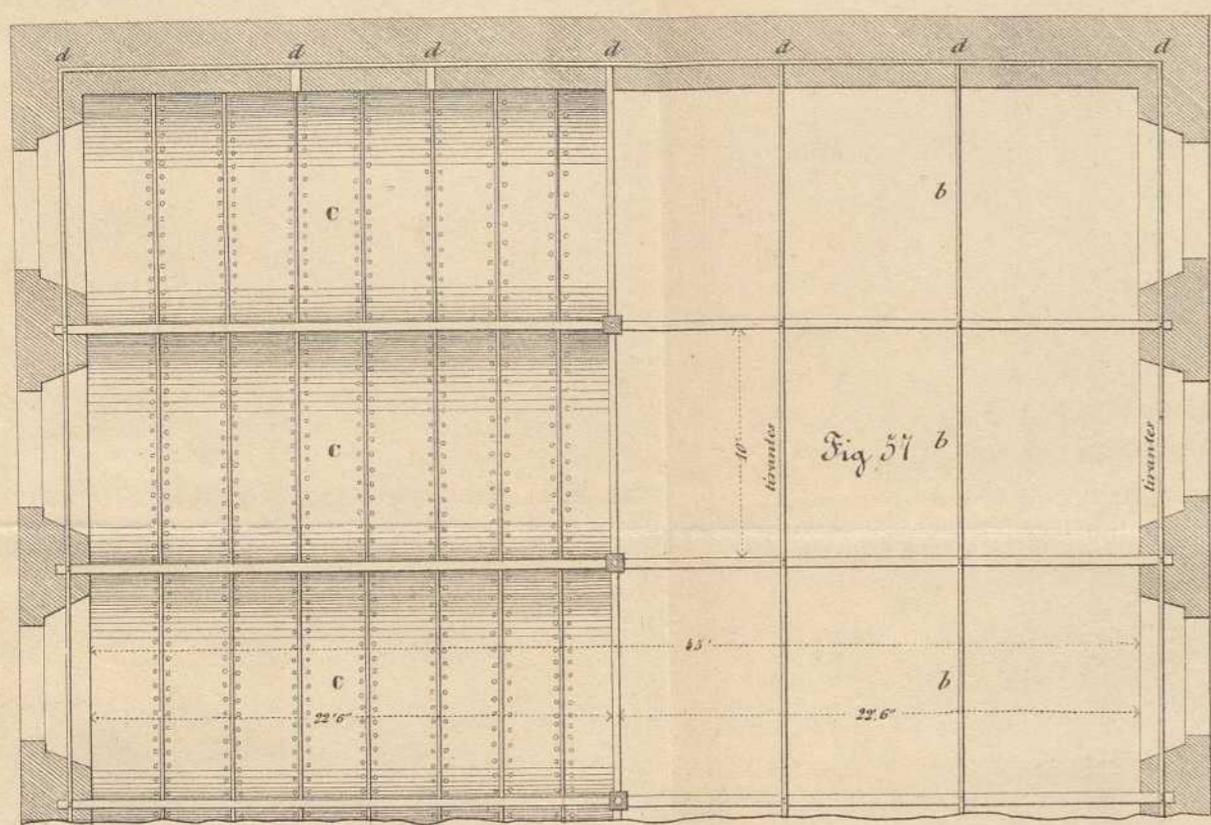


Fig 57 b

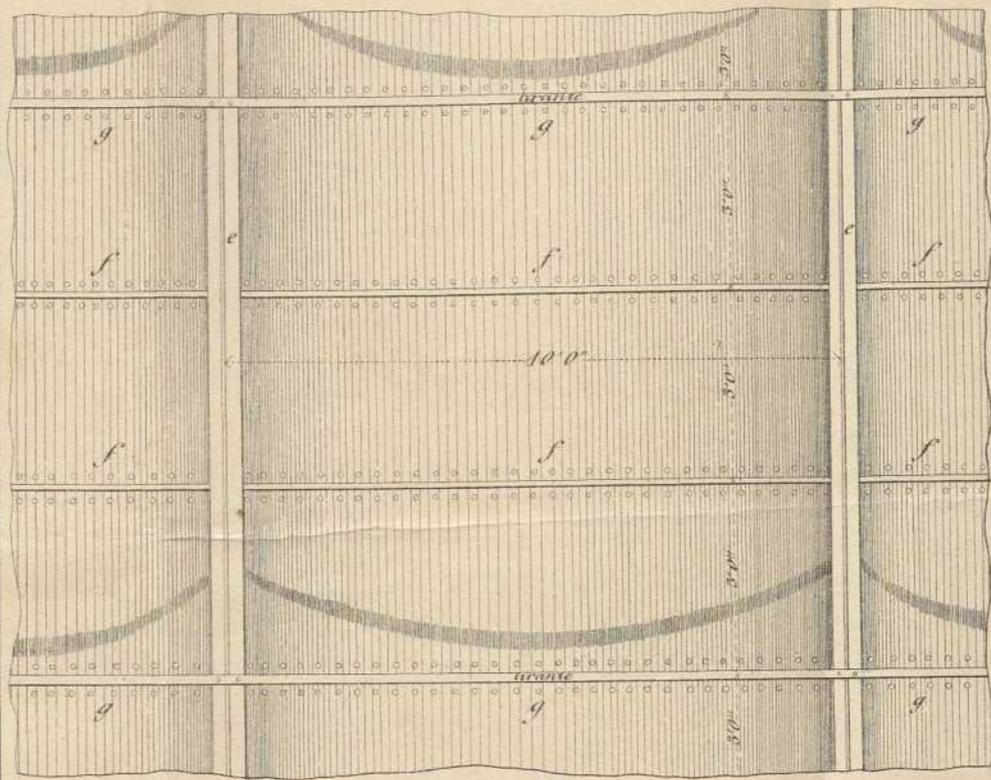


Fig 58.

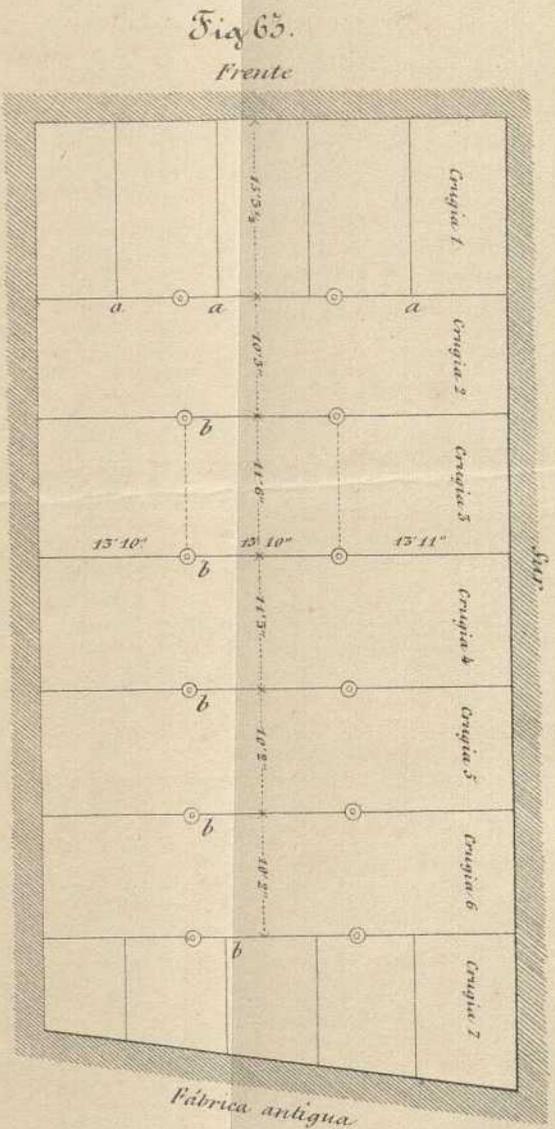


Fig 65.
Frente

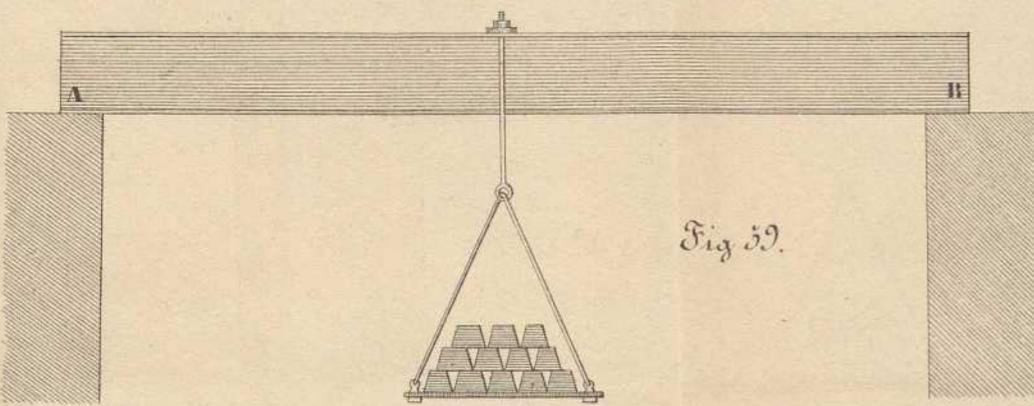


Fig 59.

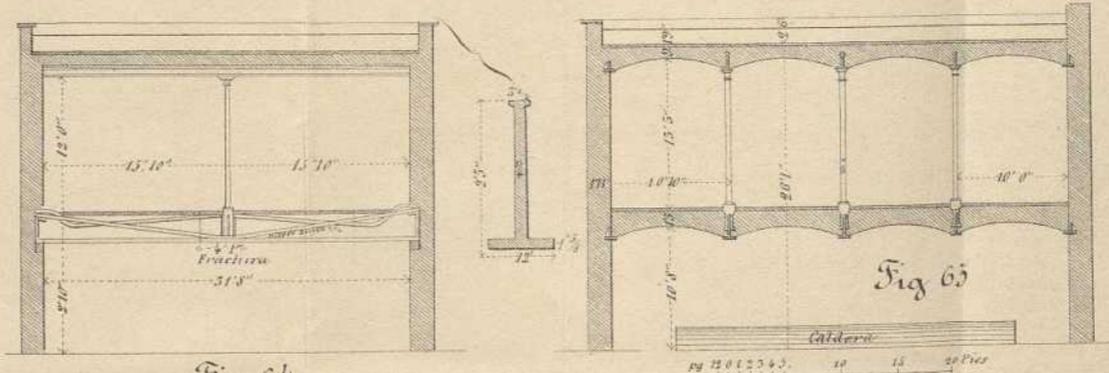


Fig 64.

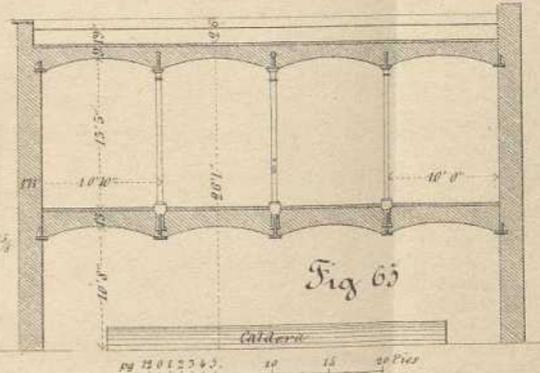


Fig 63

Construccion de almacenes a prueba de fuego.

