

Los ingenieros arquitectos, Mariano Carderera Ponzán y el puente de Redondela

Rafael Merino de Cos

INGENIEROS Y ARQUITECTOS

Durante el siglo XIX hubo una serie de ingenieros que siendo figuras señeras de la ingeniería fueron también importantes arquitectos, entre otros estaban Carlos María de Castro, Eduardo Saavedra y Mariano Carderera Ponzán.

Carlos María de Castro González; Estepa (Sevilla), 1810 – Madrid, 1893

En 1833 obtuvo el título de Arquitecto comenzando a trabajar en la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento en cuyo cuerpo de Ingenieros de Caminos ingreso en 1835. Durante la década de 1840 trabaja en el acondicionamiento de la carretera Madrid-Irún con la construcción de los puentes de Viñuelas (Madrid) y Bañuelos (Burgos) en 1842, la mejora del paso de Somosierra y la dirección del Canal de Manzanares en 1843, el trazado del telégrafo óptico en 1844 y el itinerario preliminar de la carretera Ciudad Real-Badajoz en 1849. En la década siguiente sus proyectos estuvieron en la ciudad de Madrid en la construcción de la línea de ferrocarril entre Madrid y Aranjuez en 1851, las obras del Canal de Isabel II en 1852 o de la Puerta del Sol, dirigidas por Lucio del Valle (1852-1862), intervino en 1855 en el deslinde de atribuciones de ingenieros y arquitectos. En 1857, el ministro de Fomento Claudio Moyano encargó a Castro el proyecto de ensanche de Madrid (1857,

1859), su replanteo en 1861 e inspección como Vocal de la Junta desde 1864 hasta la caída de la Monarquía, pasando a trabajar, a comienzos de la década de 1870 en la línea de ferrocarril, entre Madrid y Lisboa (Saavedra 1895,10: 73-77).

Eduardo Saavedra y Moragas; Tarragona, 1829 - Madrid, 1912

Ingeniero de Caminos, arquitecto, arqueólogo y arabista español. Aportó importantes obras sobre ingeniería como Lecciones sobre la resistencia de los materiales (1853), Teoría de puentes colgados (1856) e Instrucción sobre la estabilidad de las construcciones (1860). Fue uno de los fundadores de la revista Anales Construcción, En 1857 proyecto el Faro de Chipiona, el más alto de España.

Destacado arabista público: Escritos de los musulmanes sometidos al dominio cristiano de 1878, La Geografía de España de El Idrisi de 1881, Estudios sobre la invasión de los árabes en España de 1892 y La mujer mozárabe de 1904. Entre sus principales trabajos historiográficos sobresale Ideas de los antiguos sobre las tierras atlánticas de 1892.

Descubrió las ruinas de Numancia en 1860 y la vía romana entre Uxama y Augustóbriga mientras trabajaba en el proyecto de carreteras entre Soria y El Burgo de Osma que describió en su libro: Descripción de la vía romana entre Uxama y Augustóbriga 1879, fue presidente de la Real Academia de la His-

toría, Académico de la Real Academia Española, de la Real Academia de las Ciencias, y cofundador y presidente de la Real Sociedad Geográfica de amigos del país.

Mariano Carderera y Ponzán (Huesca, 1846 - Vilagarcía de Arousa, 1916)

Fue Ingeniero de Caminos y Arquitecto, ingresó en el Cuerpo de Ingenieros de Caminos en 1868 y proyectó con D. Miguel Muruve los ferrocarriles de Zafra - Huelva, La sección de Valsequillo a Puente del Arco del Madrid - Burgos y otros puentes y viaductos ferroviarios en toda España, de entre ellos destacamos el viaducto de Pontevedra, en Redondela, del que hablamos en esta comunicación.

Arquitecto de la burguesía madrileña proyecto el palacio del Conde de Campo Giro, el palacete del Vizconde de Roda, la casa palacio del Marqués de Casa Arnau y otros.

También proyecto algunos edificios públicos como la antigua Escuela de Ingenieros de Caminos de la que fue profesor en la calle Alfonso XII y la nueva fachada a Alfonso XII del Casón del Buen Retiro.

Fue Delegado del Gobierno español junto al Sr. Sonier en la inauguración del ferrocarril del Congo y con los ingenieros españoles José de Echegaray y Alfredo Mendizábal fue nombrado para asistir al VI Congreso internacional de ferrocarriles que se cele-



Figura 1
Palacete del Vizconde de Roda c/Espanoleta nº16 esquina c/ Fernández de la hoz 1907, actual edificio de viviendas. (Archivo del autor).



Figura 2
Escuela de Ingenieros de Caminos en el Retiro madrileño. (Archivo autor)

bró en París y a la Exposición Universal del año 1900, junto a Eugenio Saavedra y otros fundó la revista *Anales Construcción*.

Fue Profesor de Arquitectura y Dibujo en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid y entre (1908-1913) ejerció como Director de dicho centro, publicó un libro de Taquimetría, unos apuntes de Historia del Arte dejando inéditos un tratado de Arquitectura y otro de Topografía, fue Presidente del Consejo de Obras Públicas.

PUNTES FERROVIARIOS METÁLICOS EMPLEADOS HASTA 1884

El cambio fundamental que se produce en el diseño de los puentes en la segunda mitad del siglo XIX se debe al uso de nuevos materiales resistentes, se pasa de la fundición al hierro dulce y finalmente al acero que introducen nuevas posibilidades de uso de las estructuras al aumentar espectacularmente la relación entre la capacidad resistente y el peso propio, además se pudo disponer de materiales moldeables que permitían fabricar cualquier diseño que permitieron avanzar rápidamente en muchos campos de la construcción.

A los puentes metálicos realizados en el siglo XIX les debemos el concepto de estructura resistente que ahora tenemos, uno de índole conceptual, la estructura es pura, clara, sin adornos aparece desnuda en las instalaciones fabriles y en los puentes ya que hasta ese momento la estructura resistente estaba fundida

con otras estructuras funcionales como por ejemplo el cerramiento y otro son los procesos constructivos, el método de construcción está íntimamente ligado a los puentes y que procedimientos tan actuales como es la construcción en avance en voladizo, el puente empujado y otros son logros de aquella época. Las primeras celosías proyectadas por Telford o Brunel son torpes; no acababan de saber bien cómo funcionaba aquello y fueron los ingenieros americanos en los muchos puentes que tuvieron que realizar con la extensión del Ferrocarril hacia el Oeste los que fueron estableciendo los métodos adecuados. Fink, Whipple, Howe, Prat, Warren extendieron sus procedimientos hacia mediados del siglo XIX. Finalmente fue Culmman, destacado por el gobierno suizo a Norteamérica para conocer el trabajo de los ingenieros americanos, el que resolvió de una manera definitiva el cálculo de la celosía metálica en un puente recto de finales del siglo XIX estos puentes utilizan

la viga como elemento resistente en los que destaca la flexión como mecanismo principal de transmisión de cargas. La celosía y su unión por roblonado se extiende por el mundo y se utiliza en todas las tipologías de puentes ya sean rectos, en arcos y en los puentes colgados para dar rigidez a flexión a sus elementos estructurales. (Javier Manterola 1984, 7-10)

PUENTE DE BRITANNIA EN EL ESTRECHO DE MAINE

El inicio de los grandes puentes del ferrocarril coincidió prácticamente con el empleo del hierro forjado, el primer puente de este tipo, proyectado por Robert Stephenson fue el Puente de Britannia sobre el estrecho de Menai. Este proyecto requería que el estrecho permaneciera accesible a los barcos y que el puente fuera suficientemente rígido como para soportar las cargas ferroviarias. Se proyectó en viga cajón, vigas



Figura 3

Grabado puente de Britannia en el estrecho de Maine, hacia 1849 en los trabajos de posicionado de vigas mediante barcaza. (Science & Society Picture Library)

de sección rectangular o trapezoidal de grandes dimensiones, circulando el tren por su interior.

El puente se terminó en 1850, era una viga cajón rectangular continua con cuatro vanos de 70+142+142+70 m de luz, este puente fue uno de los más innovadores de la historia porque además de emplear el hierro forjado emplearon vigas de grandes dimensiones.

La construcción de las vigas del puente Britannia se realizó en las orillas del río transportándose por este en barcazas hasta la vertical de su posición definitiva, y se elevaron con gatos hasta situarlas a su cota definitiva, como se observa en grabados de época y en figura 3, este procedimiento se ha utilizado posteriormente en la construcción de otros muchos puentes.

Puente Royal Albert sobre el río Tamar

El puente de Royal Albert es uno de los hitos de la ingeniería civil, fue proyectado por Isambard Kingdom Brunel, y está situado sobre el estuario de Tamar, en Saltash en el entorno de Plymouth.

Comenzó su construcción en 1854 con los estribos de sillares, la primera viga se colocó en 1857 después de transportarlas desde el taller situado en las orillas del río hasta la estructura, y una vez allí se izaron hasta llevarlas a su posición definitiva sobre estribos y pila, la obra se terminó en 1859 y fue inaugurada por el príncipe Alberto el 2 de Mayo de 1859.

Para este puente, Brunel utiliza una serie de mecanismos resistentes combinados de difícil análisis. El arco superior y el cable colgado anulan sus reacciones horizontales para dar resultante vertical, en un esquema resistente muy utilizado en puentes de Inglaterra y Alemania en aquella época pero además establece una triangulación entre ellos y utiliza como en otros de sus puentes el tubo en arco como cordón de compresión.

El puente está formado por dos arcos parabólicos con luces de 135,636 m y pila de hierro forjado, los tubos que conforman el arco suspensión, que funcionan a compresión, son de sección elíptica con eje vertical de 3,10 m y horizontal de 5,15 m, los tirantes en forma de catenaria se conforman a partir de chapas anudadas con pasadores para formar dos grandes grupos de cadenas, la flecha de los arcos y los tirantes es de unos 9,5 m. El tablero está formado por vigas de alma llena que cuelgan del arco y las cadenas mediante perfiles verticales, el conjunto se rigidizaba



Figura 4
Construcción del puente Royal Albert en Saltash sobre el río Tamar (Hunter 1870)

longitudinal y transversalmente por finas barras de hierro forjado que triangulan la estructura. Su longitud total es de 667 m, la pila con base de granito de 8,839 m × 5,182 m y alzado metálico de 57,912 m, para su cimentación a más de 25 m de profundidad se empleó un cajón cilíndrico hermético y hueco de diámetro 11,5 m y una altura de 28 m que fue transportado y hundido en la posición de la pila a la que se accedía en seco para excavar hasta alcanzar el lecho rocoso (William Hunter 1870, vol. 1: 248-251).

El puente del Jarama de la línea del ferrocarril Madrid Aranjuez

La línea del ferrocarril Madrid Aranjuez finalizada 1851 presentaba una tipología de puentes ya en aquella época totalmente superada con el empleo de la madera y la fundición, tanto es así que en el año 1855 una crecida de los ríos Jarama, Manzanares y otros supuso la ruina de los puentes de casi toda línea.

Del folleto publicado en 1851 en el que se describe la línea y su construcción, costumbre de la época, extractamos «Hemos calificado de magnífico el puente sobre este río y sin temor a aparecer pródigos en nuestros elogios nos atrevemos a decir que sorprende por el atrevimiento de su construcción tanto como deleita por lo aéreo de sus elegantes formas... cúmplenos decir no obstante que por todos conceptos es la obra de mayor empeño de toda la línea. Se com-



Figura 5
Puente de la línea Madrid Aranjuez sobre el Jarama • (G y A 1851)

pone este puente de 3 tramos de 70 pies cada uno: sobre sus dos ligeras pilas y sus estribos, unos y otros de sillería caliza, se apoyan las cerchas curvas de madera que sostienen el tablero y están construidas con el sistema Emmi. Seis de ellas en cada tramo íntimamente ligados por cruces de madera y tubos de fundición, forman un todo solidario de mayor resistencia: El varado de madera y hierros combinados está construido en igual forma que el de los demás puentes de la línea, completado por el calado que resulta de sus aspas, barrotos y pasamanos» (G y A 1851, 11). A finales de 1852 se reemplazaron los cerchones curvos del sistema Emmi por otros del sistema Town.

En 1856 la revista de Obras Publicas analiza los efectos que las avenidas del otoño de 1855 sobre el puente: «En el invierno pasado se arruino por socavación el ángulo aguas abajo del estibo derecho y quedo tan resentida la pila del mismo lado que fue necesario su demolición estableciendo fuertes apeos en una y otra parte para sostener los cuchillos... las ultimas avenidas han arrastrado toda la obra sin quedar de ella más que dos muros laterales del estibo derecho... los tres tramos del puente han flotado sin descomponerse y han quedado encallados en arena». (Anónimo 1856, n° 2: 23-24).

LA MAQUINISTA TERRESTRE Y MARÍTIMA Y LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EN LA SEGUNDA MITAD DEL SIGLO XIX

Esta sociedad nació de la unión del Taller de reparación de Valentín Esparo y La Sociedad Anónima la Barcelo-

	Año	Designacion	Situación	Longitud en metros
1	1871	Can Palao	11,2 San Juan de las Abadesas	154
2	1872	Fernando Puig	Prat rio Llobregat	100.6
3	1878	Rio Ter	48,1 San Juan de las Abadesas	146.5
4	1878	San Quirce	63,6 San Juan de las Abadesas	124.94
5	1878	Roca Figuera	68,2 San Juan de las Abadesas	100.42
6	1878	Llobregat	Prat	120
7	1880	Foix	0,079 MZB	117.6
8	1880	Fraga	Cinca	231
9	1881	Logroño	Rio Ebro	330.85
10	1882	Sampayo	Ría de Vigo	126
11	1883	Francoli	Km 18 d mzb	165.906
12	1883	Redondela	Ría de Vigo	150.1
13	1883	Monzón	Rio cinca	190.88
14	1884	Miño	Miño	107
15	1884	Ripollet	Riera ripollet	102.8
16	1884	Parest	Riera parest	132.415
17	1884	Congost	Congost	201.79

Tabla 1

Puentes de más de cien metros realizados por La Maquinista Terrestre y Marítima hasta 1884 (Anónimo 1944)

nesa, empezaron con la reparación de obras elementales para pasar a la construcción motores hidráulicos, máquinas para hilados, prensas, bombas y toda clase de piezas de fundición y forja. El crecimiento de esta sociedad se produjo por la implantación de la propulsión por máquina de vapor en la marina mercante y de guerra, la construcción ferrocarril y el desarrollo de la industria textil en Cataluña. En 1868 fabricaron y montaron su primer puente, el de Val de Gulp de la línea del ferrocarril de Francia de 24,200 m de longitud construyendo en 1871 el primer puente de más de 100 m denominado Can Palao en San Juan de las Abadesas de 154 m, el puente de mayor longitud ejecutado por esta compañía fue el de Logroño de 330,81 m construido en 1881, en 1884 comenzaron a fabricar locomotoras (Anónimo 1944, Introducción; Puentes).

EL VIADUCTO DE REDONDELA DE LA LÍNEA A PONTEVEDRA

En mayo de 1884 llega, por primera vez el tren a Pontevedra que queda conectada con Vigo y Orense mediante un tramo de 19 kilómetros que sigue la línea de la costa de la ría por la orilla Sur, una vez atravesada la villa de Redondela con un segundo viaducto diseñado como anteriormente comentamos por Mariano Carderera Ponzán y ambos bienes de interés cultural (BIC)



Figura 6
El puente de Redondela de la línea a Pontevedra. (Archivo autor)

Esta comunicación utiliza el proyecto del tramo metálico de E Maristany y Gisbert de La Maquinista Terrestre y Marítima para la Compañía de los Ferrocarriles M.Z.O.V además se conserva un segundo proyecto fechado el 16 de diciembre de 1881 y firmado, junto con otros, por el ingeniero jefe de las líneas en construcción D. Adolfo Gomina y otro documento que justifica las variaciones de aumento de fábricas fechado en Vigo el 15 de abril de 1884.

La cuenca que ha de salvar el viaducto se cruza mediante un puente que en su tramo metálico está construido por tres vigas continuas de tramos rectos de luces 46+57,5+46 respectivamente que se apoyan en sus respectivos estribos de sillería o pilas metálicas al que se accede por una estructura de arcos de sillería. Este viaducto tiene una longitud total de algo menos de 250 metros, fue fabricado y montado por la Maquinista Terrestre y Marítima como ya indicamos.

La tipología de los puentes de Redondela se corresponde, como la de otros puentes de la época, a tableros formados por vigas de tramos continuos rectos de celosía que sustentan un tablero superior en su parte metálica

Después de 131 años de su inauguración, 1884, el viaducto de Pontevedra sigue prestando servicio. Sobre él pasan Trenes Regionales, el Tren hotel Rías Gallegas, Trenes Media Distancia, un Alvia y varios mercantes a lo largo del día (Adif 2015).

Descripción del viaducto

La longitud total del tramo metálico es 149,5 m divididos por dos pilas con luces extremas de 46 metros y una central 57,5 medidas estas de eje a eje de los apoyos. La altura de las rasantes de los viaductos, sobre el nivel del terreno en el centro de los mismos es de 26,50 m

Las pilas están formadas por un zócalo de mampostería 10 × 5,40 m de sección en su coronamiento y altura variable en cada una con las irregularidades del fondo, en las cual se afianzan por intermedio de cajas de fundición fijas con tornillos

El apoyo de los extremos del viaducto se hace sobre los estribos de mampostería que forman parte de la obra prolongación de la metálica por intermedio de placas de dilatación móviles.

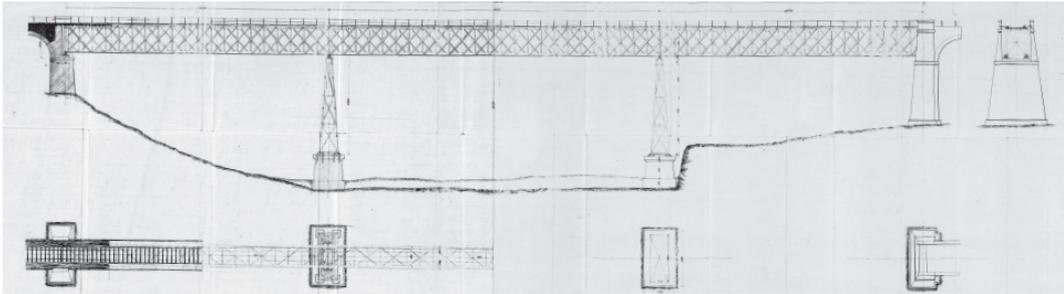


Figura 7
Plano en planta y alzado (Maristany s.f.)

Distribución de la longitud del viaducto del tablero metálico

La longitud total del armazón metálica, es de 150,1 m de los cuales montan sobre los estribos 0,60 m por lo tanto la luz teórica resultante es 149,5 m que se divide en tres tramos de 46, 57,5 y 46 m respectivamente, los cuales y subdividen respectivamente en 20 y 25 recuadros de 2,30 m.

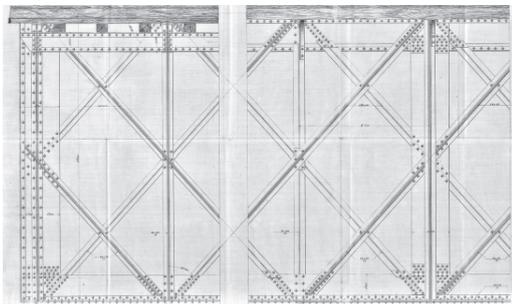


Figura 8
Sección Longitudinal (Maristany s.f.)

Distribución del ancho del viaducto

La separación entre ejes de bastidores es de 3,50 m, en el interior de los mismos y hacia la parte superior de estos se afianzan los largueros sobre los cuales descansa por medio de traviesas la vía. Sobre consolas convenientemente espaciadas sujetas también a la cabeza superior de los bastidores, se afirma un entarimado de madera que constituye la prolongación de

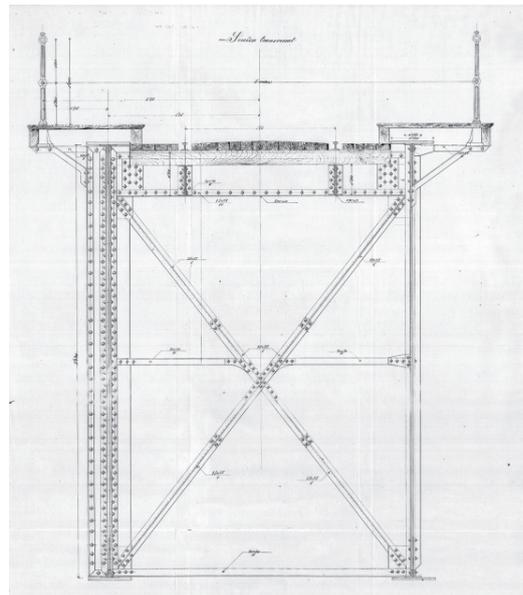


Figura 9
Sección transversal (Maristany s.f.)

los andenes hacia el exterior de los bastidores, la separación entre ejes de las barandillas que protegen exteriormente a los andenes es de 5 metros quedando como espacio destinado a los mismos 1,150 m.

Bastidores

La altura de los bastidores medida en el interior de la chapas es 5,03 m y la teórica de 5,20 m con una incli-

nación de $48^{\circ} 30'$ con las diagonales sobre las cabezas. La sección de las juntas de las cabezas están formadas por un alma vertical de 450×13 mm, dos escuadras de $90 \times 90/13$ mm y una plancha horizontal de 500×13 mm además va reforzado en aquellos en que la distribución de momentos de flexión lo aconseja con planchas de 500×13 , 500×10 y 500×14 mm.

El enlace entre ambas cabezas se realiza mediante montantes espaciados 2,30 m en toda la longitud del puente y dos ángulos de $90 \times 60/10$ mm con excepción hecha de las pilas donde se refuerzan con planchas y escuadras con el mismo ángulo de las reacciones que se desarrollan en estos puntos.

Entre los montantes corre un doble enrejado de celosía roblonado alternativamente en las cabezas.

Viguetas o piezas de Puente

Separadas entre sí 2,30 m están fijadas a los montantes por medio de cartelas sujetas entre las escuadras de los montantes de los bastidores, estas piezas constan de un alma de 500×10 y cuatro ángulos de $75 \times 75/10$ mm. Los esfuerzos que se desarrollan al paso de las locomotoras se transmiten en parte de las cabezas inferiores mediante un arriostrado vertical compuesto por una cruz de San Andrés cuyas aspas se componen de dos escuadras $55 \times 55/6$ mm y dos rios tras una formada por dos hierros de $90 \times 90 \times 11$ mm que fija las cabezas inferiores y otra $80 \times 80 \times 10$ mm afianzada a la mitad de la altura de los bastidores.

Largueros

Descansan sobre los nervios inferiores de las viguetas de un alma y dos escuadras.

Andenes

Las consolas que sostienen el entarimado constan de un tirante horizontal fijo a las chapas de las cabezas superiores y un tornapunta sujeto a los montantes del bastidor cada 2,30 m. La carga que gravita accidentalmente sobre el entarimado se transmite por igual por medio de las vigas de madera paralelas al eje del puente sobre los largueros de este y las consolas donde se fijan los montantes entre los cuales corren las varillas que forman la barandilla del andén.

Arriostrado horizontal

Se fijan las cabezas y nervios inferiores de las viguetas con un arriostrado horizontal con escuadras de $100 \times 70/10$ mm asegurándose de esta manera la necesaria trabazón entre los distintos elementos del puente.

Apoyos

La estructura metálica descansa sobre las pilas y estribos por medio de placas de dilatación fijas y móviles convenientemente dispuestas para absorber los efectos que producen las ondulaciones desarrolladas por la flexión en las mismas y las placas a su vez cargan sobre los apoyos por intermedio de placas de plomo en los estribos para compensar las irregularidades de su superficie.

Cálculos justificativos a grandes rasgos realizados E Maristany

Para calculo cabezas de vigas principales la idea era calcular la envolvente de momentos máximos y esfuerzos cortantes

La relación de vanos es $57,5 / 46 = 1,25$

Carga permanente por metro de longitud:

Hierro	2.400 kg
Madera y carriles	400 kg
Total	2.800 kg es decir 1.400 kg por viga

Sobrecarga por metro de longitud 4.000kg es decir 2000 kg por viga

Con estos valores obtenemos el valor de las constantes

$$P \times b^2 = 1400 \times 46^2 = 2.962.400$$

$$P' \times b'^2 = 2000 \times 46^2 = 4.232.000$$

Del Formulario analítico Mr. Bresse obtenemos las funciones que representan:

Envolvente de momentos absolutos debidos sobrecargas

1^{er} Tramo

$$\text{Entre } 0 \text{ y } \alpha_2 = 2000 \times (-0,456522 \times 46 \times \alpha + 0,5 \times \alpha^2)$$

$$\text{Entre } \alpha_2 \text{ y } \alpha_4 = 2000 \times (0,084919 \times 46 \times \alpha)$$

$$\text{Entre } \alpha_4 \text{ y } b = 2000 \times (-0,354881 \times 46 \times \alpha + 0,5 \times \alpha^2)$$

2^o Tramo

$$\text{Entre } 0 \text{ y } \alpha_2 = 2000 \times (-0,456522 \times 46 \times \alpha + 0,5 \times \alpha^2)$$

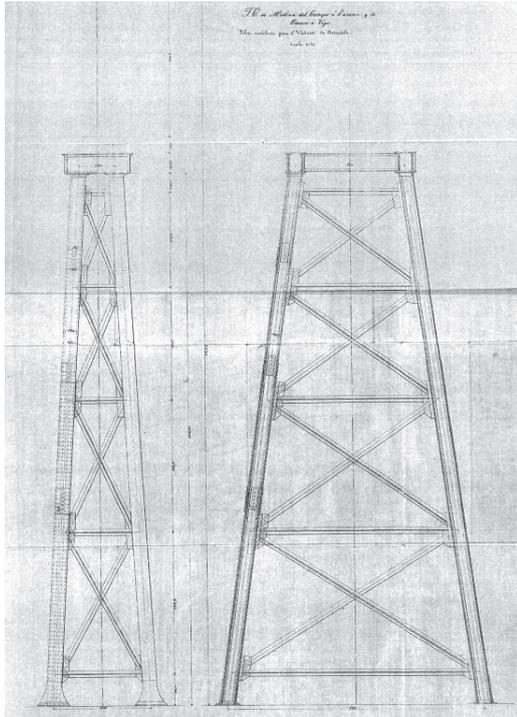


Figura 10
Alzado pila metálica (Maristany s.f.)

Entre α_2 y $\alpha_4 = 2000 \times (0,084919 \times 46 \times \alpha)$

Entre α_4 y

$b = 2000 \times (-0,354881 \times 46 \times \alpha + 0,5 \times \alpha^2)$

Envolvente de momentos absolutos debidos a la carga permanente

Tramo 1 = $1400 \times (-0,371603 \times 46 \times \alpha + 0,5 \times \alpha^2)$

Tramo 2 = $1400 \times (0,128397 \times 2116$

$-0,025 \times 46 \times \alpha + 0,5 \times \alpha^2)$

Reduciendo las funciones anteriores cambiando los ejes coordenadas mediante las plantillas de ecuaciones $y = 0,5 \times p \times \alpha^2$ e $y = 0,5 \times p \times \alpha^2$ se calculaba el resto de puntos gráficamente.

La envolvente la obtenían por adición grafica de las calculadas

Calculo distribución cabezas sección constante en mm^2 que resisten:

Sección común

1 alma 450×13

2 escuadras $90 \times 90/13$

$(0,0615485 + 2 \times 0,0268417) / 2515 = 0,000045817$

Que se refuerza

Estribo

1 Tabla 500×13

$(0,000045817 + 0,0828346 // 2528) \times (6000000) =$

471.500 kg

			Abcisas			Calculo auxiliar		Momentos	
CARGA PERMANENTE	1	1400	0,3716	46	17,0936	-292,1935199	146,09558	- 204.537,12	
			0,74321	46	34,18766	-584,390185	584,398048	0	
			1	46	46	-786,311948	1058	380.363,27	
	2	1400	0,20731	57,5	11,920325	271,688052	-271,66227	0	
			0,5	57,5	28,75	271,688052	-413,28125	-198230,4772	
SOBRECARGA	1	2000	0,4565	46	20,999	-440,979252	220,479001	-441000,503	
			0,7432	46	34,1872	-717,9316102	584,382322	-267098,5767	
			0,8796	46	40,4616	158,0540961	0	316108,1922	
			1	46	46	-750,928196	1058	614143,608	
	2	2000	0,1551	57,5	8,91825	307,0718	-241,8774	130388,8	
			0,2592	57,5	14,904	127,385316	-42,1894682	170391,6956	
			0,5	57,5	28,75	179,686488	-413,28125	-467189,524	

Tabla 2
Resumen cálculo de puntos de las envolventes (Maristany s.f.)

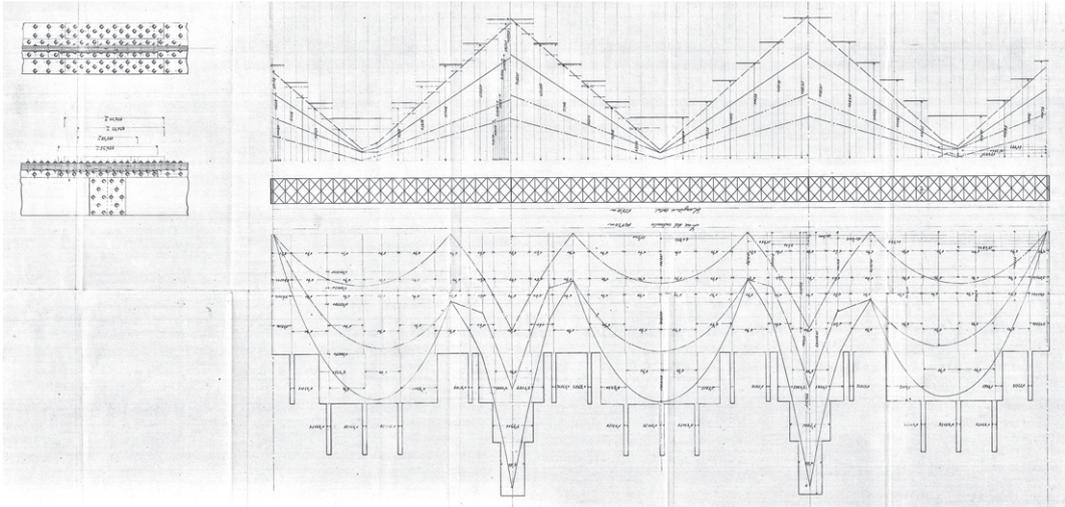


Figura 11
Envolvente de momentos y cortantes (Maristany s.f.)

Centro 1^{er} tramo

2 tablas 500×13

$$(0,000045817 + 2 \times 0,0828346/2541) \times (6000000)$$

$$= 667.790 \text{ kg}$$

Primera pila

2 tablas 500×13

1 tabla $(500 \times 10 + 500 \times 14)$

$$(0,000045817 + 0,32279/2565) \times (6000000) =$$

$$1.030.068 \text{ kg}$$

Centro 2^o tramo

1 tabla $(500 \times 13 + 500 \times 14)$

$$(0,000045817 + 0,17279782/2542) \times (6000000) =$$

$$= 682.866 \text{ kg}$$

La distribución del resto de planchas se hacía gráficamente

Calculo diagonales. Se calculan los esfuerzos cortantes producidos por carga permanente y sobrecargas a partir de intervalos de las ecuaciones anteriores.

Calculo montantes sobre pilas. El esfuerzo que se transmite es 103.415 kg y sección resistente:

1 Planchas de $700 \times 13 = 9.100$

2 Testeros de $240 \times 10 = 4.800$

6 Escuadras de $75 \times 75/9 = 7.614$

2 Pasamanos de $160 \times 13 = 4.160$

$$\text{Total} = 25.674 \text{ mm}^2$$

$$\text{Coeficiente trabajo } 103.415/25.674 = 4,04 \text{ kg/mm}^2$$

Calculo montante sobre estribos. El esfuerzo que se transmite es 65.930 kg y sección resistente

1 Planchas de $600 \times 13 = 7.800$

1 Planchas de $240 \times 10 = 4.800$

4 Escuadras de $75 \times 75/9 = 5076$

2 Testeros de $90 \times 90/12 = 4.342$

2 Pasamanos de $160 \times 13 = 4.160$

$$\text{Total} = 26.178 \text{ mm}^2$$

$$\text{Coeficiente trabajo } 65.930/26.178 = 2,52 \text{ kg/mm}^2.$$

Para calcular las viguetas se prescinde del arriostrado inferior, se consideran simplemente apoyadas siendo la reacción en los puntos de apoyo de los carriles de 8.876 kg al paso de una locomotora de 36.000 kg que sobre una sección 4.102 mm^2 obtenemos un coeficiente trabajo $2,16 \text{ kg/mm}^2$.

Para cálculo de los largueros de $2,3 \times 0,35 \times 0,007 \text{ m}$ apoyados en sus extremos. El momento máximo en el centro al paso de una locomotora serán $(6000 \times 2,3)/4 = 3.450 \text{ kgm}$, una inercia $0,000129519$ esto da un coeficiente trabajo $4,68 \text{ kg/mm}^2$.

Para el cálculo de las consolas consideraban el peso de 4 peatones por metro de longitud, un tirante horizontal de sección $75 \times 75 \times 8$ y el tornapuntas de sección $75 \times 75 \times 9$, calculamos coeficientes de trabajo $0,39$ y $0,41 \text{ kg/mm}^2$ respectivamente.

Para roblonado se utilizaban roblones de 23 mm de diámetro colocados cada 128,22 mm

Para cálculo de las juntas de las cabezas el esfuerzo máximo de flexión se produce en el recuadro segundo hacia el centro desde la pila $(667.800)/5=133.540$ kgs y se reparte sobre 92 roblones calculamos coeficiente trabajo $133.540/(92 \times 415)=3,49$ kg/mm²

El esfuerzo transmitido en unión cabezas con el alma por este recuadro en el inmediato es $(994.500-64.800)/5=69.300$ kg luego el esfuerzo transmitido por sección compuesta es:

2 Escuadras de $90 \times 90/13=4.342$

1 Alma de $450 \times 13=5.850$

2 Planchas de $500 \times 13=6.500$

1 Planchas de $500 \times 10=5.000$

Total=21.692 mm²

Que transmite a la cabeza 69.300 kg \times $(15.842/21.692) = 50.590$ kg que se soportan 40 roblones.

Coeficiente trabajo = $50.590/(40 \times 415)=3,05$ kg/mm²

Uniones de almas: los coeficientes de trabajo máximo se producen en la unión de las diagonales con las cabezas

Diagonal 1 $7.694/(6 \times 415)=3,09$ kg/mm²

Diagonal 2 $12.769/(8 \times 415)=3,85$ kg/mm²

Diagonal 3 y 4 $22.864/(14 \times 415)=3,93$ kg/mm²

Diagonal 5 $28.090/(16 \times 415)=4,23$ kg/mm²

Diagonal 6 $33.330/(18 \times 415)=4,46$ kg/mm²

La reacción vertical sobre pila es 406,5 T, el peso propio estimado 33 T y el esfuerzo de rozamiento según eje es 0,12 de la carga vertical 48,78 T y una acción máxima debida al viento estimada 270 kg /m² que supone 22,70 T.

En el remate la carga total se reparte sobre los dos asientos de placa a razón de 203,25 kg/asiento y esta sobre dos vigas a 1m de luz, un momento flexión $101,63 \times 1/4=25,41$ Tm e inercia 0,003592 el coeficiente trabajo $(0,02541 \times 0,5)/0,003592=3,529$ kg/mm²

Planchas de costado y tornillos para la fijación de estas $(101,62/2) \times 0,6=30,489$ kg el coeficiente de trabajo en sección proyectada es $(30,489 \times 0,5)/3,592=4,24$ kg/mm²

El esfuerzo cortante máximo 12.500 kg lo que supone coeficiente trabajo $12.500/(k \times 60^2/4)=12.500/(2.827)=4,43$ kg/mm²

Talud de las almas se considera 8° 50' con vertical.

Las compresiones en dirección de las almas verticales es: $101,625/(\cos 8^\circ 50')=102.860$ kg por lo que se necesita una sección compuesta de 2 placas $2 \times 450 \times 18=16.200$ mm² y 4 escuadras $4 \times (100 \times 100/13)=9.724$ mm² lo que supone 25.924 mm² y Coeficiente trabajo compresión $(102.660/25.924)=3,970$ kg/mm² y coeficiente trabajo flexión que se produce en el recuadro inferior $((25.000 \times 142.00)/(2.800 \times 0,988)) /25.924=4,95$ kg/mm².

Arriostros verticales y horizontales: Se han calculado las diagonales para equilibrar por si solas como máximo el esfuerzo cortante horizontal y el deducido del equilibrio del sistema considerado como empotradas en la sillería de pilas. Las secciones se refuerzan para asegurar un trabajo de menos 5 kg mm² en resistencia flexión por compresión.

La placa de asiento sobre mampostería es un cuadrado de lado 1.150 mm, tiene una superficie de 1.322.500 mm² y el coeficiente de trabajo de la mampostería $101,625/1.322.500=0,076$ kg/mm²

Momento de estabilidad $A_c=439,5 \times 2,34=1028,43$ Tm y el momento de giro se alcanza en el punto más desfavorable $B_c=48,28 \times 17.339=845,84$ Tm

Los coeficientes de trabajo obtenidos debían ser inferiores a 6 kg/mm², valor contrastado por práctica.

EL VIADUCTO DE MADRID

Se conoce como viaducto Madrid el que atraviesa el valle de Redondela por el suroeste. Este viaducto forma parte del antiguo trazado construido por la compañía de Medina a Zamora y de Orense a Vigo (MZOV) entre Vigo y Orense, cuya inauguración tuvo lugar en junio de 1881.

El primer documento en el que se recoge esta infraestructura ferroviaria es la Memoria del trazado y obras de arte: viaductos y túneles del Ingeniero de Caminos Francisco Javier Boguerín, nacido en Madrid el 1 de diciembre de 1824 y fallecido en la misma ciudad el 2 de julio de 1886. Boguerín, fue dos veces diputado a Cortes por el distrito de Redondela. El proyecto de los tramos metálicos fue realizado y ejecutado por Parent Schaken Hovel & Caillet, luego renombrada como Compagnie des Fives Lilles. En agosto de 1877 termino la construcción del viaducto

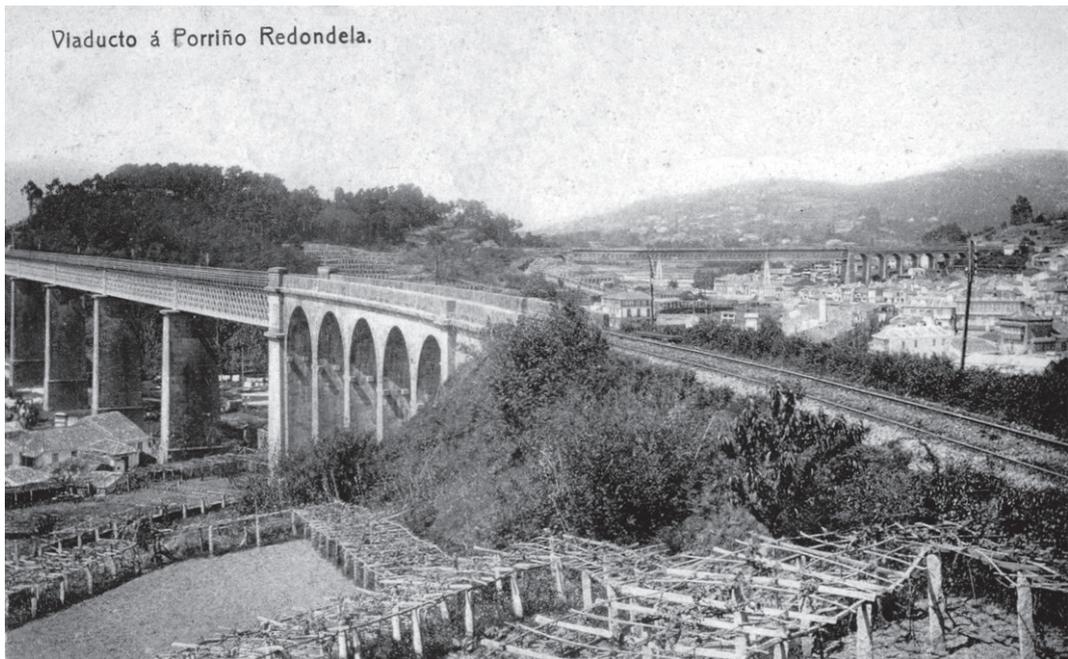


Figura 12
Viaducto de Madrid, al fondo Viaducto de Pontevedra (Archivo del autor)

y unos meses más tarde se llevaron a cabo las pruebas de resistencia del viaducto, haciendo circular y parando en el mismo un convoy formado por una locomotora y 22 vagones cargados de hierro. El viaducto Madrid tiene una longitud, en su parte metálica, de 256 metros, a los que hay que sumar 156 metros de los tramos de acceso construidos sobre arcos de cantería. La estructura metálica construida a

modo de viga, sostiene la plataforma o tablero sobre la que se encontraba la vía férrea. Para salvar el valle, este entramado de celosía de hierro es soportado por cuatro grandes pilares de cantería que dejan cinco vanos de luces 51+51+52+51+51 metros. (Nardiz, Cañadas 2002, n°3428: 27-29)

Este viaducto permaneció en servicio hasta 1971.

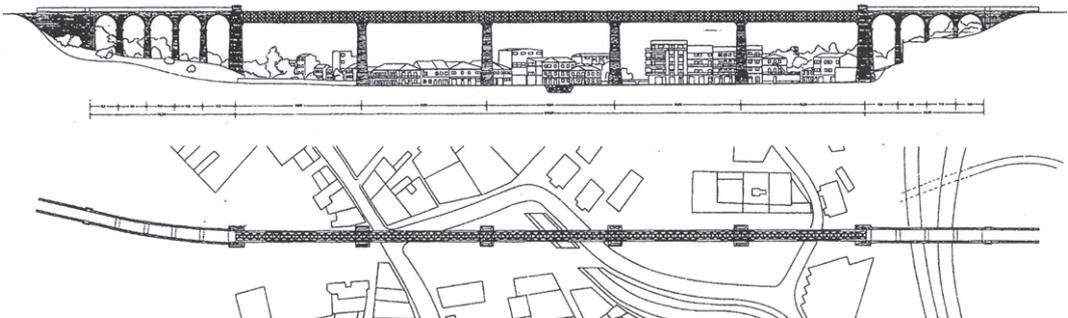


Figura 13
Viaducto de Madrid Plano de planta y alzado (Nardiz, Cañadas 2002)

LISTA DE REFERENCIAS

- Adif 2015. Tabla de horarios y servicios.
- Anónimo. 1856. *Revista de Obras Públicas* 2: 23-24. Madrid: Colegio ICCP.
- Anónimo. 1944. *La Maquinista Terrestre y Marítima 1856-1944. Introducción y Capitulo Puentes*. Barcelona: Seix Barral hermanos SA.
- G y A. 1851. *Manual del ferrocarril Madrid a Aranjuez*. 11. Madrid: Imprenta del Semanario Pintoresco y de la Ilustración.
- Hunter, William. 1870. *A Complete Treatise on Cast and Wrought Iron Bridge Construction*. Vol I Text 248 a 251, Foto s.p. London: Lockwood & Co, 7 stationers' hall court Ludgate Hill Third edition
- Manterola Armisen, Javier. 1984. «Evolución de los puentes en la historia reciente». En *Informes de la Construcción*. Vol. 36, n.º 359-360, abril-mayo, 5-36. Madrid: CSIC.
- Maristany y Gibert, E. s.f. *Proyecto Constructivo del Ferrocarril de Medina del Campo a Zamora y Orense a Vigo Viaducto de Redondela*. Manuscrito. Archivo autor.
- Nardiz Ortiz, Carlos y Cañadas Mercado, Miguel. 2002. «La restauración del 'Viaducto de Madrid' en Redondela (Pontevedra)». En *Revista de obras públicas*, 3428: 27-37. Madrid: Colegio ICCP.
- Saavedra Moragas, Eduardo. 1895. «Don Carlos María de Castro». *Revista de Obras Públicas*, 10: 73-77. Madrid: Colegio ICCP.

