



## EVALUACIÓN APROXIMADA DE LA LIMITACIÓN DE CARGA EN PUENTES DE CARRETERA

Javier León

*FHECOR Ingenieros Consultores  
Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM*

**Resumen.** *Se plantea en este trabajo una propuesta para la evaluación aproximada de las cargas máximas que aceptan los puentes de una red de carreteras, en la que, normalmente, se dan cita puentes de muy variada tipología, tamaño, edad y estado.*

*En opinión del autor, es posible avanzar, tras realizar una inspección principal, cuál es la carga máxima aproximada que aceptaría cada una de las estructuras de la red investigada o, en otras palabras, cuál habría de ser la señal que ha de situarse, en su caso, a la entrada del puente, con el fin de no poner en riesgo la circulación.*

*Se trata de una cuestión muy compleja en la que intervienen factores técnicos, desde luego, pero también históricos, sociológicos y hasta políticos que es preciso gestionar con mucha prudencia para, sin dejar de advertir de ciertos riesgos, no crear un problema donde aparentemente no lo hay.*

*Es importante advertir que se trata de una evaluación aproximada que, en su caso, deberá ser objeto de confirmación tras una inspección especial. Como se muestra en los ejemplos que se presentan más adelante, se hace uso de la herramienta desarrollada por Roberto Bruson y Settimo Martinello 4EMME Service S.p.A, con la colaboración del autor de esta nota por FHECOR Ingenieros Consultores. Los primeros son autores de la ponencia VALUTAZIONE DEL TRANSITO DEI CARICHI ECCEZIONALI ATTRAVERSO UNA PROCEDURA DI CALCOLO AUTOMATICO en este mismo Seminario Internacional que organizan CIAS y el Grupo Español de IABSE.*

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

La implantación de un sistema de gestión de estructuras, como es sabido, comporta la realización de un inventario, de una inspección principal, meramente visual, de las mismas, y una caracterización de su estado a través de un índice o conjunto de índices escalares que permiten detectar cuál es el estado de los puentes y, por consiguiente, tomar las medidas preventivas y, en ciertos casos, terapéuticas correspondientes.

Sin embargo, incluso antes de entender la importancia de los índices que han otorgado los inspectores a los puentes, los responsables de la Administración prefieren saber si es necesario limitar la carga máxima que puede pasar por alguna de las estructuras analizadas, tanto por su estado, como por su antigüedad o tipología. Es lógico porque es su responsabilidad como administradores de la red. También es una responsabilidad de los inspectores, si están bien formados <sup>[1]</sup>, detectar si una estructura está en condiciones o no de aceptar el paso de vehículos, aunque no suele estar identificada con claridad esta tarea en los Pliegos de Condiciones de este tipo de contratos.

Una red de carreteras como la que administra el Estado, una Comunidad Autónoma o una Diputación suele estar formada por puentes de muy variada edad, tipología, tamaño, materiales constituyentes, estado de conservación, etc. Así, es frecuente encontrarse con puentes de fábrica (piedra, ladrillo y también hormigón en masa o débilmente armado) que representan un porcentaje que oscila entre el 10 y el 30% del total. Estos puentes fueron proyectados hace ya muchos años (al menos 60 o 70 años), para unas sobrecargas que eran insignificantes en comparación con las cargas de peso propio y cargas muertas.

Los puentes metálicos, siguientes en el orden cronológico de aparición en las carreteras, son ahora una exigua minoría, entre el 2 y el 5% del total de una red, aproximadamente, y se proyectaron conforme a reglas y trenes de carga definidos en pliegos oficiales o en reglamentos, como se sintetiza más adelante. Naturalmente, el paso del tiempo ha hecho que la normativa haya ido incorporando de manera creciente, mayores valores de las sobrecargas, reflejo del aumento de tamaño y de capacidad de carga de los vehículos a lo largo del tiempo. A los puentes de fábrica casi no les afecta ese aumento de cargas, en general y con las consideraciones específicas que se formulan más adelante, pues sigue prevaleciendo el efecto del peso propio y de las cargas muertas correspondientes en su hecho resistente. Por eso no se encuentran referencias históricas a las cargas a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Los puentes de hormigón son, aproximadamente, entre un 70 y un 85% del total de los puentes de una red de este tipo y tienen edades que oscilan, en España y en Europa en general, entre 0 y 110 años. Las cargas de proyecto utilizadas fueron, fundamentalmente, las de los reglamentos para puentes metálicos.

Los restantes materiales estructurales, como madera o materiales compuestos, son, en la práctica, inexistentes en las redes de carretera a los efectos del paso de vehículos, quedando reservados a pasarelas peatonales, que no se contemplan en este trabajo.

Descrito someramente el panorama, cabe preguntarse si se ha seguido algún criterio para considerar la conveniencia disponer, en su caso, señalización que advierta de la carga máxima que puede pasar por los puentes de la red en estudio. A juicio del autor, la

respuesta es que, con carácter general, no. En las redes de carreteras hay pocos puentes con limitación explícita de la carga máxima y, por desgracia y cuando existe, rara vez se sabe con qué criterio se estableció la señal que se encuentra el inspector (fig. 1).



*Fig. 1. La foto superior izquierda es un ejemplo de limitación que difícilmente se entiende desde un punto de vista de seguridad estructural. La foto superior derecha, correspondiente a un puente de fábrica con tablero ensachado, recoge una señal de limitación de carga cuyo valor se ha deducido con arreglo a un criterio desconocido. La foto inferior corresponde a un puente metálico construido en 1881, para el que la limitación dispuesta (sólo 3,5 t) no obedecía a criterio alguno y provocaba que sistemáticamente se incumpliera la limitación.*

Como recogen certeramente Bruson y Martinello <sup>[2]</sup>, la Administración responsable de una carretera acepta que, si no hay señalización explícita de la carga máxima que admite cada puente, éste está en condiciones de aceptar de manera suficientemente

segura el paso de los trenes de carga definidos por la normativa vigente en cada momento (actualmente la IAP-98 [3] en el caso español, aunque ya se ha iniciado su revisión).

En este artículo se formula una propuesta para la deducción, si resulta necesaria, del valor de carga máxima que ha de consignarse en la señalización correspondiente. Naturalmente, se trata de una valoración aproximada, realizada en el contexto de una inspección principal, es decir, con poca información, pero está justificada de manera racional, como se expone más adelante.

## 2. CONTEXTO EN EL QUE SE HA DE TOMAR LA DECISIÓN

La decisión de proponer una limitación de carga no es sencilla y comporta un gran número de aspectos de los cuales los técnicos son los menos importantes. El puente forma parte de una vía de comunicación y, consiguientemente, proponer una limitación al paso de vehículos puede traer consigo algunas alteraciones al normal funcionamiento de la vida económica y social del entorno, de lo cual se hacen eco rápidamente los medios de comunicación, con el riesgo de que los inconvenientes se magnifiquen en exceso y se oculte la verdadera intención de la Administración responsable que es velar por la seguridad de los usuarios y la sostenibilidad de la red de carreteras que administra.

En ese sentido, la praxis impuesta de que, en la práctica, los puentes admiten todo tipo de cargas no es buena consejera. No debe una Administración dar por buena la capacidad de carga de un puente so pretexto de que lleva ahí ‘toda la vida’, de que han pasado ya muchos camiones de gran tonelaje y de que no ha pasado nada. Es, no cabe duda, un dato que hay que tener presente, pero no es de por sí un argumento suficiente para sancionar como apto un puente que fue proyectado para el paso de carretas de bueyes de 6 u 8 toneladas, con una sobrecarga concomitante de  $3 \text{ kN/m}^2$ , de los cuales ya han sido consumidas las dos terceras partes por un pavimento recrecido respecto al original apenas 8 cm. No parece justificado ignorar esta circunstancia, máxime si están en juego graves responsabilidades como es el caso.

En el otro extremo, una posición excesivamente conservadora (fig. 1, inferior) con la aplicación de severas restricciones del lado de la seguridad, contribuye a generar desconfianza entre los usuarios y a promover el descrédito de la Administración, en la idea de que se ha sido excesivamente prudente, de que hay margen suficiente para tentar la suerte. Sucede algo parecido a lo que, antes del endurecimiento de las sanciones y de la aplicación del carnet por puntos, sucedía entre los automovilistas, que confiaban en que sólo era punible circular a 140 km/h a pesar de que el límite era de 120 km/h.

Este artículo pretende contribuir a la definición de un criterio racional con el que definir la carga máxima que debe disponerse, en forma de señal, a la entrada del puente. A juicio del autor, es muy importante destacar que la implantación de un sistema de gestión de estructuras irá permitiendo generar confianza y racionalidad en el tratamiento de los puentes y que, paulatina y firmemente, se irá afianzando un *modus operandi* lógico y bien fundado que permita hacer entender a la sociedad que los puentes, como los aviones o los trenes que utiliza, requieren de revisiones, limitaciones temporales de

la capacidad de servicio y reparaciones que, al final, sirven para mejorar la calidad y seguridad del servicio que prestan.

El proceso que debe seguirse para la definición, en su caso, de la carga máxima es el siguiente.

- a) Al elaborarse o repasarse el inventario, debe identificarse la fecha de construcción del puente, lo que automáticamente comporta conocer el tren de cargas utilizado en el proyecto.
- b) La realización de la inspección principal permite deducir el estado del puente y, en su caso, la necesidad de realizar una inspección especial. Contrariamente a lo que pueda parecer, es precisamente este caso el que más suele requerir de una limitación de carga expresa, al menos en el lapso de tiempo que medie hasta la realización de tal inspección y la ejecución de la propuesta, si es el caso, de intervención.
- c) Propuesta a la Administración de la limitación de carga. Como ésta tiene más datos, será posible, en un marco de colaboración franca y comprensiva, determinar aspectos como el histograma de cargas, las posibles alternativas al tráfico y la magnitud de los desvíos y sus consecuencias, las condiciones socio-políticas de la zona, las condiciones presupuestarias de la Administración y cualquier otra circunstancia. En ocasiones, no es descartable plantear una solución de emergencia barata, reversible y no excesivamente especializada, que se pueda ejecutar con medios propios o con los de la empresa responsable de la conservación, hasta tanto no se acometa una inspección especial y, en su caso, un proyecto de rehabilitación completo. Por desgracia, los procesos de contratación de inspecciones especiales y redacción de proyectos comportan largos trámites administrativos que pueden ser incompatibles con la necesidad de garantizar la circulación de vehículos, lo que puede llevar a un planteamiento más expeditivo que va desde la prohibición de la circulación hasta la adopción de medidas provisionales que atajen siquiera transitoriamente el problema de limitar la carga máxima en circulación.

### 3. FORMULACIÓN DE LA PROPUESTA

#### 3.1. Planteamiento

De manera más o menos explícita, el proyecto del puente en su día fue planteado para que se cumpliera la condición

$$S_d(to) \leq R_d \tag{1}$$

siendo  $S_d(to)$  las envolventes de esfuerzos para el tren oficial  $to$  de cargas en el momento de redactarse el proyecto y  $R_d$  la capacidad resistente en cada punto de la estructura. Esa ecuación puede reescribirse como

$$\gamma_f S_k(to) \leq \frac{R_k}{\gamma_m}$$

$$S_k(to) = S_G + S(to) \leq \frac{R_k}{\gamma_f \gamma_m} = \frac{R_k}{\gamma} \quad (2)$$

siendo  $S_k(to)$  la envolvente característica o nominal de esfuerzos ( $S_G$  es la envolvente de esfuerzos debida a las acciones permanentes y  $S(to)$  la envolvente debida, exclusivamente, al tren oficial  $to$  de cargas),  $R_k$  la envolvente también nominal o característica de esfuerzos resistidos y  $\gamma$  un ‘coeficiente global de seguridad’ ( $\gamma_f$  y  $\gamma_m$  son los coeficientes parciales relativos a las acciones y a los materiales, respectivamente). Si se admite que este planteamiento se puede aplicar de manera sensiblemente igual a las envolventes de esfuerzos generadas por la carga  $P$  puntual límite buscada, siendo  $S(P)$  la envolvente generada por dicha carga puntual  $P$  incógnita, se tendrá

$$S_k(P) = S_G + S(P) \leq \frac{R_k}{\gamma_f \gamma_m} = \frac{R_k}{\gamma} \quad (3)$$

En la expresión anterior el ‘coeficiente global de seguridad’ es el mismo que en (2), dado que, en teoría, los planteamientos de seguridad estructural se han ido calibrando de tal forma que la seguridad general venga a ser la misma.

Es evidente que se podría deducir el valor de  $P$  buscado de la inecuación (3), pero, desgraciadamente, eso no es posible porque  $R_k$  no es conocida, en general, a no ser que se haya realizado una inspección especial reciente por medio de la cual se hayan obtenido datos de las armaduras (posición, área y estado) o geometría de las chapas, soldaduras, roblonados, etc. Por esa razón se acude al recurso de deducir la carga  $P$  no a partir de la expresión (3), sino de la comparación de las envolventes (2) y (3). El valor obtenido será menor o igual que el que se deduciría de (2) y, por tanto, queda del lado de la seguridad, a partir del siguiente planteamiento:

$$S_G + S(P) \leq S_G + S(to) \leq \frac{R_k}{\gamma}$$

$$S(P) \leq S(to) \leq \frac{R_k}{\gamma} \quad (4)$$

La expresión (4) es el resultado de suponer que las cargas permanentes no han cambiado desde la construcción el puente, lo que no siempre sucede. Este matiz será tenido en cuenta más tarde. Así pues, la carga  $P$  que satisface la expresión (4) es la respuesta al problema planteado. Se adelanta que la herramienta para la deducción de las envolventes  $S(P)$  y  $S(to)$  será la descrita en el trabajo de Bruson y Martinello <sup>[2]</sup>.

### 3.2. Identificación de la fecha de construcción del puente

Conocer la fecha de construcción de un puente equivale a contar con una gran cantidad de información que, lamentablemente, se ha infrutilizado. Por esa razón, el autor ha planteado <sup>[4]</sup> una propuesta para que, durante la realización del inventario, se consigne la fecha de construcción, siquiera aproximada, porque a partir de ese dato es posible deducir aspectos tan importantes como:

- las características de los materiales (hormigón, fábrica, acero);

- la normativa utilizada en el momento (acciones, criterios de durabilidad, etc.);
- los procesos constructivos utilizados;
- las tipologías de elementos no visibles como cimentaciones, altura de rellenos, configuraciones de estribos, tímpanos, etc.;
- los detalles típicos que pueden ser condicionantes (integrales, juntas, aparatos de apoyo, medias maderas, sujeción de pretilas, etc.).

Esta información ha de servir para:

- realizar con mejor criterio el inventario;
- orientar adecuadamente las inspecciones principales y detalladas;
- realizar evaluaciones aproximadas de la capacidad portante (en ausencia de daños relevantes);
- formular criterios de estimación de la vida útil y, en función de los resultados de las inspecciones, establecer las cadencias de las sucesivas inspecciones.

A los efectos de este artículo interesa destacar cómo el conocimiento de la fecha de proyecto y construcción permite identificar la normativa de acciones que se aplicó en su día y así deducir de manera aproximada la máxima carga aceptable por el puente, para su señalización o consideración administrativa. En otro trabajo <sup>[5]</sup> se hacen consideraciones complementarias acerca del valor del conocimiento de la historia de las construcciones, en particular las de hormigón.

Es obvio que, en esta fase, la colaboración de la Administración es determinante, puesto que es quien dispone, en principio, del acceso a los archivos. Sin embargo, no menos valioso es el ojo clínico del inspector, que puede deducir la edad del puente si se detectan aspectos estilísticos de la obra o propiedades del hormigón o las armaduras. Es cierto que el concepto de ‘ojo clínico’ es algo difuso, pero no menos real, como lo es el de los buenos médicos, apreciados por esa cualidad, entre otras. El ojo clínico se educa, se cultiva, pero eso es otro asunto <sup>[1]</sup>.

### **3.3. Asignación del tren de cargas correspondiente a la fecha de construcción**

Conocida la fecha de construcción del puente, es posible entonces determinar el tren de cargas utilizado en su momento. En ese sentido, el trabajo de Álvaro y Ramón del Cuvillo <sup>[6]</sup> constituye un documento de extraordinario valor, cuya lectura se recomienda encarecidamente. A los efectos de este trabajo, la tabla 1 muestra una síntesis de la normativa aplicable en España a los puentes en materia de trenes de carga, extraída de la citada referencia <sup>[6]</sup>.

Merece la pena destacar que, como se ha dicho en la introducción, los puentes de fábrica no precisaron, en la práctica, de trenes de carga de proyecto, pues las sobrecargas en los puentes de carretera eran irrelevantes en comparación con los esfuerzos generados por el peso propio y la carga muerta. Aún más, como se explica en la referencia <sup>[7]</sup>, la capacidad portante de una bóveda de fábrica crece con la luz, contrariamente a lo que sucede en los tramos rectos (fig. 2, tomada de la referencia <sup>[7]</sup>). Por esa razón la normativa se refería sólo a los puentes metálicos. No se mencionaron

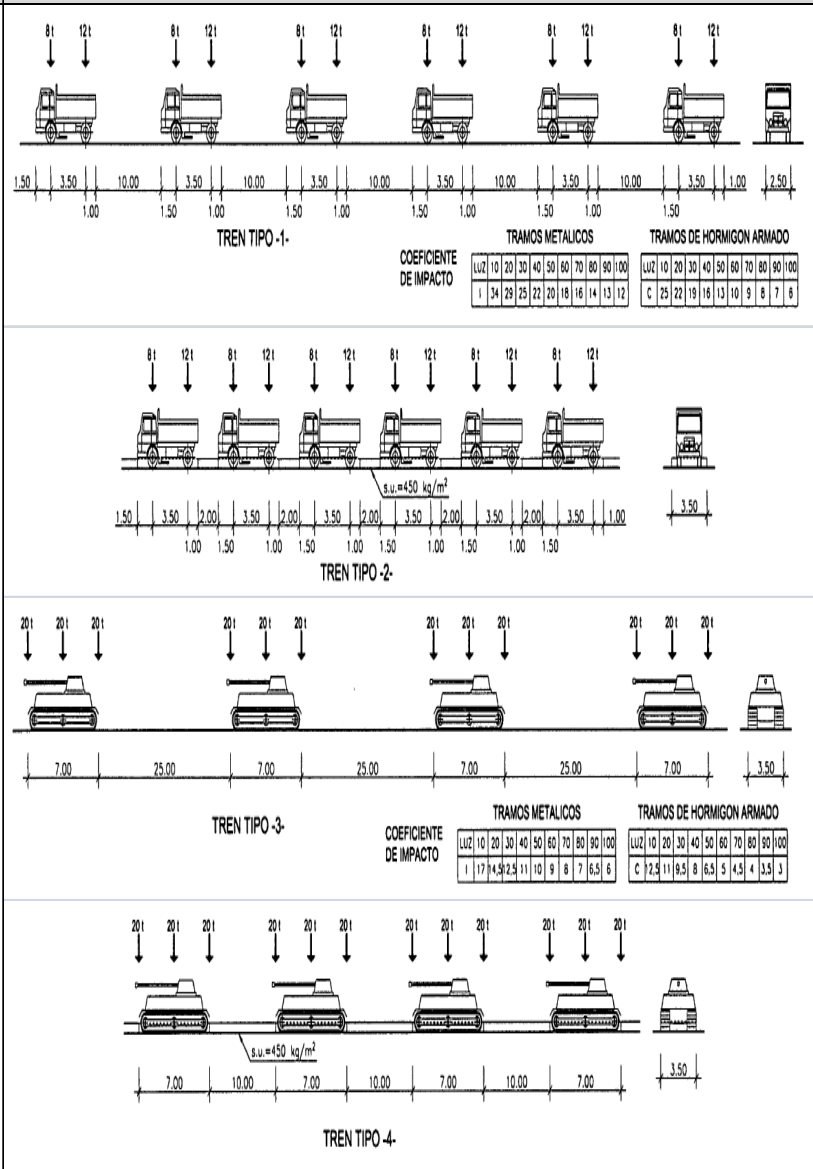
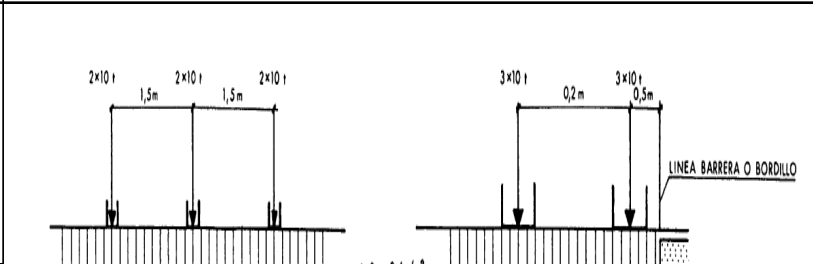
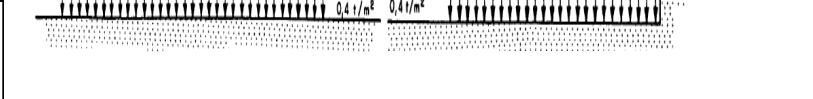
expresamente los tramos de hormigón hasta 1925, cuando este material había ya cobrado carta de naturaleza como alternativa competitiva a las fábricas y al acero.

Tabla 1. Cuadro sinóptico de los trenes de carga en España (1843-1998)<sup>[6]</sup>.

Año	Carga uniforme (kp/m <sup>2</sup> )	Esquema	Observaciones
1843	200		Aplicable a puentes colgantes
1878	300		<p>Se plantean realmente para puentes metálicos. Se diferencian L ≤ 12 m L &gt; 12 m. La sobrecarga uniforme no es concomitante con la de los vehículos, sino alternativa.</p>
1902	400		<p>El paso de grandes piezas de artillería, máquinas agrícolas muy pesadas y otros vehículos semejantes no se debe permitir sin un permiso concedido después de una investigación previa. La sobrecarga uniforme no es concomitante con la de los vehículos, sino alternativa.</p>
1925	450		<p>SI L ≤ 30 m Las cargas actúan por bandas de 2 m de ancho (por 'carriles')</p> <p>SI L &gt; 30 m Las cargas actúan por bandas de 2 m de ancho (por 'carriles')</p>



Tabla 1 (cont.). Cuadro sinóptico de los trenes de carga en España (1843-1998)<sup>[6]</sup>.

Año	Carga uniforme (kp/m <sup>2</sup> )	Esquema	Observaciones																																																																																								
1956	450	 <p><b>TREN TIPO-1</b></p> <p>COEFICIENTE DE IMPACTO</p> <table border="1" data-bbox="890 607 1054 680"> <tr> <td>LUZ</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> <td>70</td> <td>80</td> <td>90</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>3,4</td> <td>2,9</td> <td>2,5</td> <td>2,2</td> <td>2,0</td> <td>1,8</td> <td>1,6</td> <td>1,4</td> <td>1,3</td> <td>1,2</td> </tr> </table> <p>TRAMOS METALICOS</p> <table border="1" data-bbox="1062 607 1227 680"> <tr> <td>LUZ</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> <td>70</td> <td>80</td> <td>90</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>2,5</td> <td>2,2</td> <td>1,9</td> <td>1,6</td> <td>1,3</td> <td>1,0</td> <td>9</td> <td>8</td> <td>7</td> <td>8</td> </tr> </table> <p>TRAMOS DE HORMIGON ARMADO</p> <p><b>TREN TIPO-2</b></p> <p>s.u.=450 kg/m<sup>2</sup></p> <p><b>TREN TIPO-3</b></p> <p>COEFICIENTE DE IMPACTO</p> <table border="1" data-bbox="890 1189 1054 1263"> <tr> <td>LUZ</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> <td>70</td> <td>80</td> <td>90</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>I</td> <td>1,7</td> <td>1,4</td> <td>1,2</td> <td>1,1</td> <td>1,0</td> <td>9</td> <td>8</td> <td>7</td> <td>6,5</td> <td>6</td> </tr> </table> <p>TRAMOS METALICOS</p> <table border="1" data-bbox="1062 1189 1227 1263"> <tr> <td>LUZ</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> <td>70</td> <td>80</td> <td>90</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>2,2</td> <td>1,9</td> <td>1,6</td> <td>1,3</td> <td>1,0</td> <td>8</td> <td>6,5</td> <td>5</td> <td>4,5</td> <td>4</td> </tr> </table> <p>TRAMOS DE HORMIGON ARMADO</p> <p><b>TREN TIPO-4</b></p> <p>s.u.=450 kg/m<sup>2</sup></p>	LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	I	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	C	2,5	2,2	1,9	1,6	1,3	1,0	9	8	7	8	LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	I	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	9	8	7	6,5	6	LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	C	2,2	1,9	1,6	1,3	1,0	8	6,5	5	4,5	4	<p>Los trenes tipos 3 y 4 apenas se utilizaban por los inconvenientes prácticos que comportaban, de manera que fueron eliminados en 1964 mediante una Orden Circular</p>
LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100																																																																																	
I	3,4	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2																																																																																	
LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100																																																																																	
C	2,5	2,2	1,9	1,6	1,3	1,0	9	8	7	8																																																																																	
LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100																																																																																	
I	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	9	8	7	6,5	6																																																																																	
LUZ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100																																																																																	
C	2,2	1,9	1,6	1,3	1,0	8	6,5	5	4,5	4																																																																																	
1972	400	 <p>2x10 m, 1,5 m, 2x10 m, 1,5 m, 2x10 m</p> <p>3x10 m, 0,2 m, 3x10 m, 0,5 m</p> <p>LINEA BARRERA O BORDILLO</p> <p>0,4 t/m<sup>2</sup>, 0,4 t/m<sup>2</sup></p>																																																																																									
1998	400	 <p>0,4 t/m<sup>2</sup>, 0,4 t/m<sup>2</sup></p>	<p>Si el ancho es mayor que 12 m, se admiten dos carros</p>																																																																																								

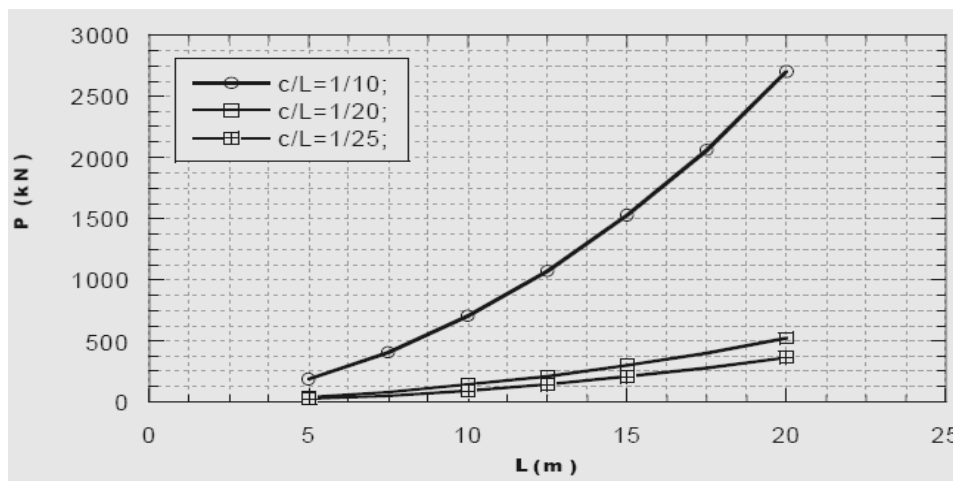


Fig. 2. Capacidad portante de una bóveda de fábrica expresada en términos de carga puntual  $P$  aplicada en riñones (ordenadas) para distintas relaciones canto de bóveda a luz ( $c/L$ ) para luces crecientes (en abscisas).

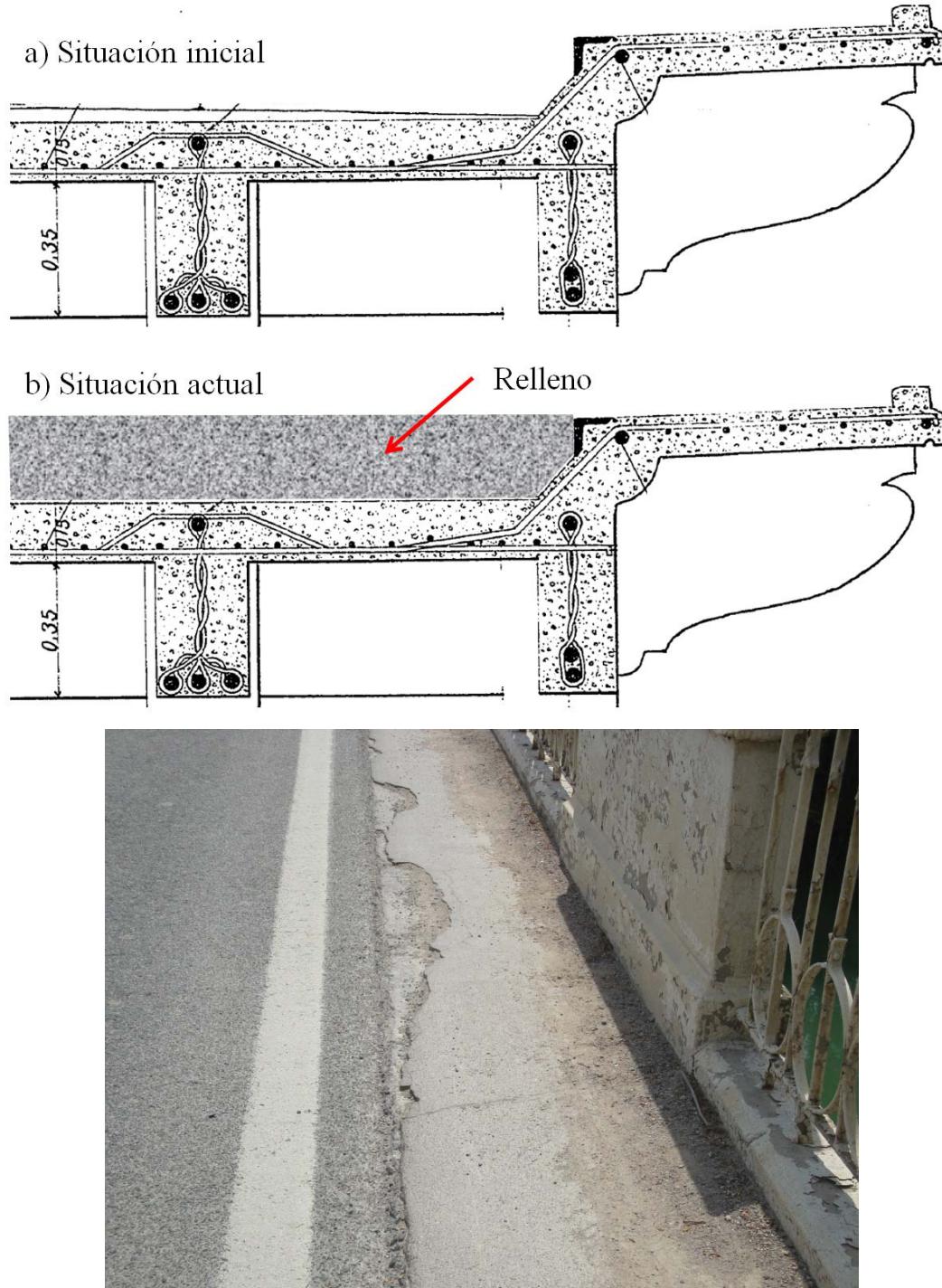
Cabe añadir solamente el caso de puentes de fábrica en los que, en un intento bien intencionado pero poco afortunado de rectificar rasantes se ha producido una eliminación, una disminución del relleno en clave con relación al pre-existente. Ese caso, no tan frecuente y tampoco tan comprometedor, en general no se contempla en este artículo. La referencia <sup>[7]</sup> contiene más información al respecto.

Una primera aproximación podría consistir en definir como carga máxima aceptable por un puente la sobrecarga móvil del tren oficial. Por ejemplo, para puentes construidos entre 1925 y 1956, con luces menores de 30 m, podría considerarse como carga máxima prudente el valor de 20 t, correspondiente a la apisonadora de la normativa. Ese planteamiento, válido en un cierto contexto, no es extrapolable con carácter general, pues no se han de comparar cargas, sino sus efectos en forma de acciones. Además, es preciso tener en cuenta que las sobrecargas móviles solían ir acompañadas de sobrecargas repartidas (concomitantes incluso) cuyo valor también se indica en la tabla 1.

Hay que hacer, en este punto, dos consideraciones importantes. En primer lugar, como recuerdan Álvaro y Ramón del Cuvillo <sup>[6]</sup>, no siempre se tenían en cuenta los valores de carga consignados en los Pliegos o Instrucciones, por lo que no era infrecuente que la Administración consintiera que se utilizasen trenes menores que los oficiales, aspecto que, obviamente, no está del lado de la seguridad en el contexto del presente artículo. En este sentido, se ha tomado un coeficiente reductor de 0,9.

En segundo lugar, es frecuentísimo que las cargas muertas hayan aumentado considerablemente a lo largo del tiempo como consecuencia de las sucesivas repavimentaciones. Así, es frecuente que (fig. 3) en puentes de hormigón, dotados de paseos laterales sobre-elevados con respecto a la calzada en su momento, se haya igualado la cota de ésta con la del paseo, por encima del cual circulan ahora habitualmente vehículos pesados ya que, al ser los puentes antiguos más bien estrechos, el cruce de vehículos obliga necesariamente a invadir esa parte del tablero. Este aspecto es muy importante a la hora de deducir el valor de la carga  $P$  buscada, no solo porque las cargas muertas reales exigen considerar a la baja las posibles sobrecargas uniformes

concomitantes, por los efectos estructurales globales, sino porque, en ciertos casos, puede haber elementos críticos como las losas entre vigas o las chapas y diafragmas en puentes metálicos antiguos, es decir, por cuestiones de detalle.



*Fig. 3. Ejemplo de configuración típica de voladizos laterales realizados inicialmente respecto a la calzada pero a nivel en la actualidad por disposición de relleno hasta que la cota de la calzada coincide con la del paseo lateral. Es evidente el notable incremento de la carga muerta en casos como éste.*

Además, hay que tener en cuenta que, según se desprende de la expresión (3), la consideración de un tren de cargas oficial  $to$  disminuido está del lado de la seguridad, además de ser más realista en virtud de las explicaciones anteriores.

### 3.4. Obtención de las envolventes del tren de cargas de proyecto y de una carga unidad

Como ya se ha anticipado, para la deducción de las envolventes  $S(P)$  y  $S(to)$  se propone hacer uso de la herramienta descrita en el trabajo de Bruson y Martinello <sup>[2]</sup>, en el contexto de la aplicación BRIDGE-PONTI de gestión de puentes. Para ello se habrán definido, en el apartado de categoría del puente, los trenes de carga oficiales correspondientes, si acaso ligeramente modificados para adaptarlos al formato de la citada aplicación (ver los ejemplos más adelante).

A continuación, mediante la herramienta de gestión de paso de vehículos especiales se hace circular un vehículo de referencia, de un solo eje, sometido a una carga de 10 kN (1 t, aproximadamente), con el fin de obtener las envolventes de momentos flectores y de esfuerzos cortantes correspondientes al vehículo de referencia (carga puntual) y del tren oficial asignado a cada puente.

### 3.5. Deducción de la carga máxima aceptable

Realizado el análisis anterior, es fácil deducir de la tabla correspondiente a la carretera analizada los resultados de los mayores valores de los ratios

$$\frac{1}{\lambda_M} = \frac{M_{P10}}{M_{to}} \quad \frac{1}{\lambda_V} = \frac{V_{P10}}{V_{to}}$$

es decir, en el peor punto del peor vano de cada puente, como se expone en los ejemplos del apartado siguiente.

Aceptando simplifícadamente la linealidad del comportamiento general, resultará entonces que la carga buscada será

$$P_{m\acute{a}x, adm} = M\acute{i}n [\lambda_M, \lambda_V] \times P_{10} \quad (5)$$

en la que la carga  $P_{m\acute{a}x, adm}$  se expresa directamente en toneladas, puesto que  $P_{10} = 10 \text{ kN} \approx 1 \text{ t}$  (carga ‘unitaria’).

La expresión (5) proporciona un valor aproximado de la carga máxima de señalización y admite, desde luego, muchos matices. Los más importantes son la consideración del estado de la estructura y, como se ha anticipado (expresión (4)), el incremento de las cargas muertas a lo largo del tiempo.

### 3.6. Consideración del estado de la estructura y del nivel de sobrecargas

Hasta ahora se ha supuesto (expresiones (2), (3) y (4)) que las capacidades resistentes no cambiaban con el tiempo. Naturalmente, eso no es así porque el deterioro de los

materiales (degradación de la piedra o el ladrillo, pérdida de material de juntas, corrosión del acero estructural o del acero de armar o pretensar, junto con el deterioro del hormigón) trae consigo una pérdida de las propiedades resistentes al reducirse las secciones resistentes, perderse la adherencia, etc.

Así, en el estado inicial ( $t_1$ ) la condición de seguridad venía dada por la expresión (2). Sin embargo, la capacidad resistente no es constante sino decreciente con el tiempo. Utilizando los criterios del sistema BRIDGE-PONTI, resulta:

$$R_k(t) = R_k(t_1)[1 - r_D(t)] \quad (6)$$

En la expresión (6)  $r_D(t)$  representa el daño relativo con relación al daño relativo máximo, que el propio sistema evalúa, en el instante  $t$  en el que se realiza la inspección del puente, que viene dada por

$$r_D = \frac{D_r}{D_{r,máx}}$$

siendo  $D_r$  el daño relativo, tal como se deduce de la inspección con el criterio BRIDGE-PONTI y  $D_{r,máx}$  el daño relativo máximo posible. El ratio  $r_D(t)$  se obtiene al final de cada inspección y tiene un enorme valor, dado que no sólo arroja información del estado de la estructura, sino que permite seguir el deterioro de la misma a lo largo del tiempo. En particular interesa su valor en el momento en el que es necesario valorar la posibilidad de disponer una señal de limitación de carga máxima. Se trata de un dato real, que tiene en cuenta los deterioros progresivos de los materiales y los daños accidentales que se hayan producido. No es un valor teórico sino empírico. Tiene el inconveniente, menor, de que incorpora daños de tipo no estructural, como los relativos al equipamiento, pero su consideración, obviamente, está del lado de la seguridad.

El valor de  $r_D$  varía entre 0 (estructura impecable, sin daños) y 1,0 (estructura con todos los males posibles). Un valor máximo asociado a puentes que aún no requieren de inspección especial, está en torno a 0,20.

En consecuencia, en aplicación de los criterios expuestos más arriba, la envolvente  $S(t_0)$  debería afectarse por el coeficiente reductor  $[1 - r_D(t)]$ .

El otro aspecto que ha de tenerse en cuenta es que, debido a los sucesivos recrecidos del paquete de firmes, la sobrecarga repartida de la tabla 1 ha sido ya en parte consumida por dicha carga muerta, lo que ha de ser tenido en cuenta por el evaluador. Piénsese que cada 0,10 m de sobre-espesor del paquete de firmes con relación al original, equivale a 2,3 kN/m<sup>2</sup>, es decir a unos 230 kp/m<sup>2</sup>.

## 4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

### 4.1. Tramo recto de hormigón de 1911

El inspector ha detectado un puente como el de las figuras 4 y 5, que se corresponde con una configuración clásica de los puentes de hormigón de principios del s. XX, típico de

las colecciones de Juan Manuel de Zafra. De hecho, la Administración aporta el dato de que su construcción data de 1911. En consecuencia, se deduce que el puente se proyectó y construyó con arreglo al tren de cargas definido en 1902.

Además, el resultado de la inspección (figura 6) muestra que el puente no está en mal estado, exhibiendo un ratio  $r_D = 0,05$ . Se ha deducido que el sobre-espesor del pavimento es del orden de los 10 cm.



Fig. 4. Ejemplo de tramo recto construido en 1911.

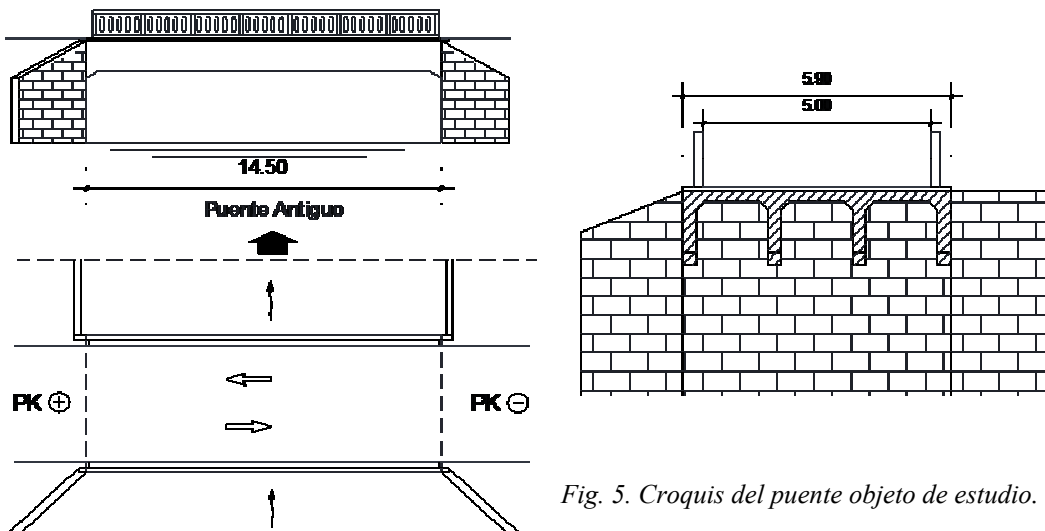


Fig. 5. Croquis del puente objeto de estudio.

Estadística inspeccionados															
Estructuras pertenecientes a la ID.													Valores medios		
Estructuras pertenecientes a la ID: 700 Otros 200 Homínion estructural 300 Metálico 400 Mixto 600 Fábrica													Nº estructuras: 1500 Daño relativa: 8 Defectuosidad: 16		
Estructuras pertenecientes a la ID: A1 A10 A12 A15 A21 A68 AP68													Cargar Estructura Actualizar n° G=5 Imprimir datos		
Cód.	Descripción	Fecha	^ N° G=5	^ NC	^ AP	^ Dr	^ Da	^ Com. %	^ d NG=5	^ d NC	^ d AP	^ d Dr	^ d Da	^ d Com.	dr/dr me
NA41300002	Puente de Latasa	09/07/2006	0	1	0	18	228	100	0	1	0	2	4	0	8
NA41310001	Puente Eraso	03/05/2007	0			7	7	100	0			0	0	0	5
NA41400001	Puente de Yaben	03/05/2007	0			6	7	100	0	0	0	0	0	0	5
NA41500001	Puente de la Mina	24/05/2007	0			7	9	100	0			0	0	0	6
NA41500002	Puente de la Presa	24/05/2007	0			13	21	100	0	0	0	0	0	0	8
NA41500003	Puente del Molino	24/05/2007	0	0	0	8	10	100	0	0	0	0	0	0	7
NA41500004	Puente del Aserradero	24/05/2007	0			7	8	100	0			0	0	0	5
NA41500005	Puente de la Presa de Añarbe	24/05/2007	0			10	16	100	0			0	0	0	6
NA41500006	Puente de la Central	24/05/2007	0			7	8	100	0			0	0	0	6
NA41500007	Ensanche del puente de la Central	24/05/2007	1			9	12	100	0			0	0	0	7
NA41500008	Puente Bederan 1	29/05/2007	0			7	9	100	0			0	0	0	6
NA41500009	Puente Bederan 2	29/05/2007	0			6	7	100	0			0	0	0	3
NA41500010	Puente de la Central	29/05/2007	1			12	20	100	0			0	0	0	10
NA41610001	Puente de las escuelas	24/08/2007	1			7	8	100	0	0	0	0	0	0	6
NA41610002	Ensanche derecho del puente de la	24/08/2007	0			7	8	100	0			0	0	0	5
NA41610003	Puente de los Chalets	06/10/2006	1	1	0	23	36	100	0	1	0	3	2	0	11
NA41610004	Ensanche derecho del puente de lo	06/10/2006	0	0	0	8	11	100	0	0	0	-4	-5	0	4
NA41720001	Puente de Gulina	17/05/2007	0			5	6	100	0			0	0	0	4
NA42010001	Paso inferior de la Gasolinera	23/10/2007	1			8	13	99	0			0	0	0	5
NA42100001	Puente del Camino	06/10/2006	0	1	0	8	12	100	0	1	0	-6	-11	2	5

Fig. 6. Resumen de resultados de la inspección.

El puente tiene asignado, pues, el tren de cargas de comparación para el estudio del paso de vehículos especiales de 1902 (tabla 1), aunque se ha retocado ligeramente en el cuadro de cargas de la aplicación BRIDGE-PONTI, como se ve en la figura 7, dado que se ha estimado un sobre-espesor de pavimento de unos 10 cm. Por esa razón, se ha dispuesto una sobrecarga concomitante con la del carro de  $8 + 5 \times 0,5 = 10,5$  t, deduciendo la parte de carga muerta adicional con respecto, probablemente, a la de proyecto:  $4,00 - 0,1 \times 23 = 1,7$  kN/m<sup>2</sup>. Nótese que se ha consignado una carga puntual de  $2 \times 105 = 210$  kN dado que se contemplaba la posibilidad de que se cruzasen los carros.

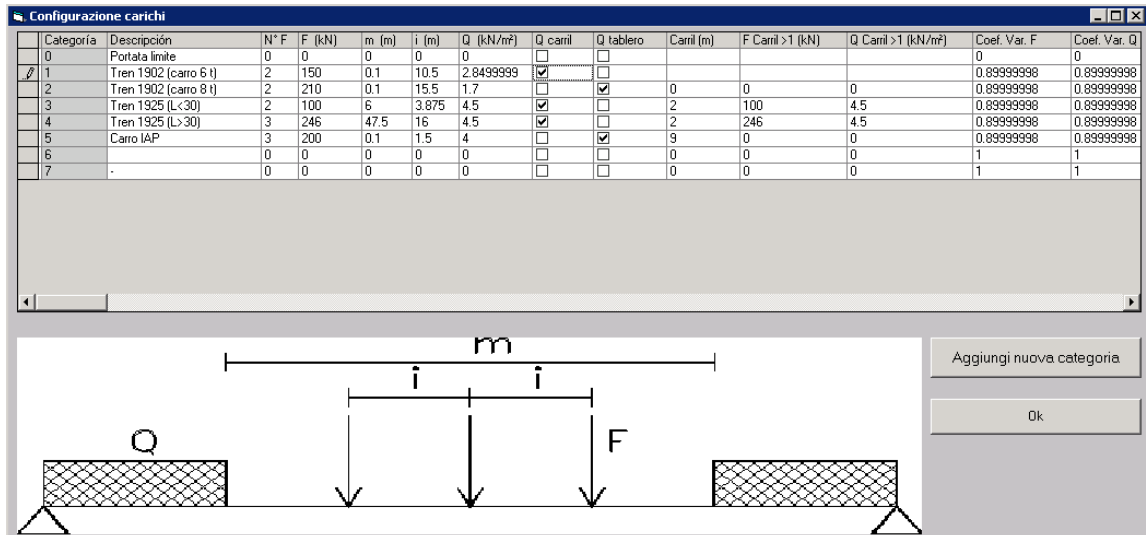


Fig. 7. Trenes de cargas para el análisis según BRIDGE-PONTI.

El resultado es el que se muestra en la figura 8, en la que se recogen los valores de los ratios  $\lambda_M$  y  $\lambda_V$ .

$$\lambda_M = \frac{M_{to}}{M_{P10}} = \frac{921}{36} = 25,58 \quad \lambda_V = \frac{V_{to}}{V_{P10}} = \frac{253}{10} = 25,3$$

<b>N°</b>	<b>73</b>	<b>Fecha</b>	<b>10/12/2009</b>	Inspector	Carga unidad								
Validez	de	10/12/2009	a	10/01/2010	<b>Ingombria vehiculo</b>	Ancho (m)	4	Radio de curva					
(NA4140)	NA-4140	Ihaben-Etxaleku			Load	Altura (m)	4,65	Longitud(m)					
Cód. Estructura	Pos.(Km)	(m)	Luz (m)	N° carril	M.prod. (Mp)	M.am. (Ma)	Mp/Ma (%)	T.prod.(kN)	T.am.(kN)	Tp/Ta (%)	NC	Isp.	C.E.
NA41400001	0	0	14,5	2	36	921	4	10	253	4	0		

Fig. 8. Resultados del análisis comparativo del tren P<sub>10</sub> o 'unitario' y el tren asignado a este puente (carros de 8 t más las caballerías).

En consecuencia, y teniendo en cuenta los deterioros acumulados, el resultado es:

$$P = \text{Mín}[\lambda_M, \lambda_V] \times [1 - r_D(t)] = 25,3 \times (1 - 0,05) = 24,04 \approx 24 \text{ toneladas}$$

Resulta interesante comprobar que si, en lugar del carro de 8t se hubiera utilizado el carro de 6 t (se omiten los resultados intermedios), la carga máxima habría resultado menor:

$$\lambda_M = \frac{M_{to}}{M_{P10}} = \frac{724}{36} = 20,11 \quad \lambda_V = \frac{V_{to}}{V_{P10}} = \frac{231}{10} = 23,1$$

En consecuencia, y teniendo en cuenta los deterioros acumulados, el resultado es:

$$P = \text{Mín}[\lambda_M, \lambda_V] \times [1 - r_D(t)] = 20,11 \times (1 - 0,05) = 19,10 \approx 20 \text{ toneladas}$$

que es un valor más restrictivo que el anterior. La conclusión es que, si no se sabe con certeza cuál fue el tren utilizado en el proyecto, deberán probarse los dos trenes de carga y tomar el peor (el más pequeño) de los dos resultados de  $P$ .

Llegado el caso, se propondría limitar el ancho de la calzada para evitar el cruce de vehículos pesados sobre el puente (presencia simultánea).

## 4.2. Puente arco de hormigón de 1916

Se trata (figuras 9 y 10), en este caso, de un magnífico ejemplo de puente de hormigón proyectado por el insigne ingeniero Alfonso Peña Boeuf, quien escribió un interesante artículo <sup>[8]</sup> en la Revista de Obras Públicas acerca de los criterios utilizados en el proyecto. En particular, se menciona cómo se utilizó el carro de 6 t en el proyecto y también que se siguieron los criterios del primer catedrático de Hormigón de España, Juan Manuel de Zafra. En el artículo se muestra una foto que se reproduce en la figura 11, que muestra la prueba de carga con los mencionados carros (Instrucción de 1902). Obsérvese también que la longitud de los tiros de caballerías es aquí más corta, puesto que se utilizaron bueyes. No obstante, se aconseja utilizar el tren oficial, más conservador por dar menos carga y, por tanto, definir un  $P$  más bajo.





Fig. 9. Vista general del puente objeto de comprobación.

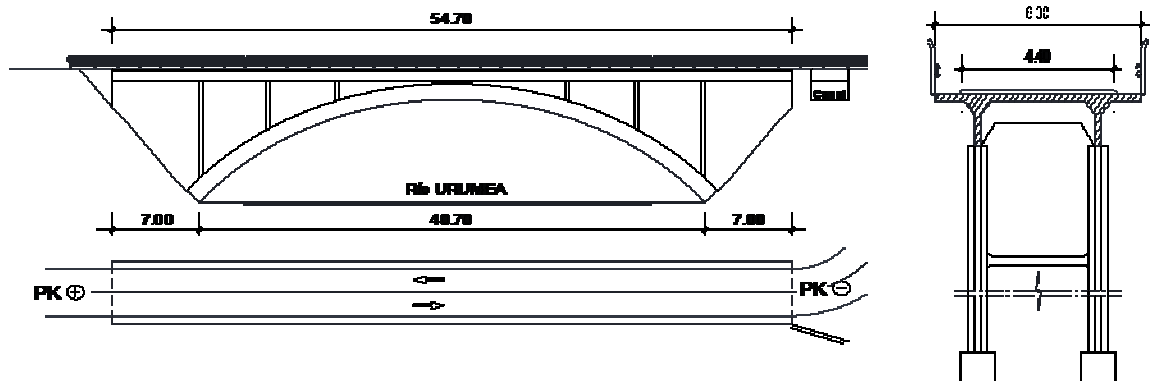


Fig. 10. Croquis de la estructura analizada.

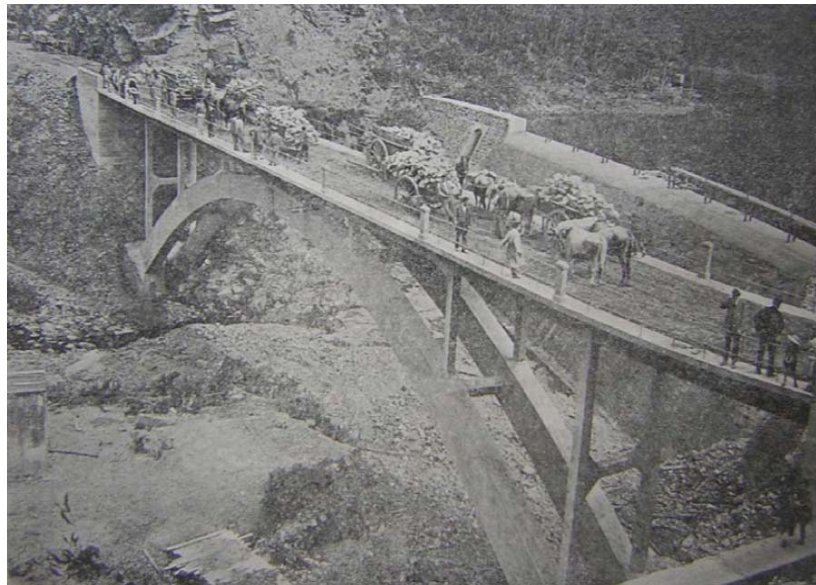


Fig. 11. Prueba de carga de la estructura en 1916, con carros de 6 t.

Además, el resultado de la inspección (figura 12) muestra que el puente no está en mal estado, exhibiendo un ratio  $r_D = 0,08$ . Se ha deducido que el sobre-espesor del pavimento puede ser del orden de los 5cm, dado que el pavimento actual está dispuesto directamente sobre la losa superior.

Estadística inspeccionados															Valores medios	
Estructuras pertenecientes a ID:		Estructuras pertenecientes a la:		Todas las estructuras											Nº estructuras	1500
700 Otros		A1		Cargar Estructura											Daño relativa	8
200 Hormigón estructural		A10		Actualizar nº G=5											Defectuosidad	16
300 Metálico		A12		Imprimir datos												
400 Mixto		A15														
600 Fábrica		A21														
		A68														
		AP68														
Cód.	Descripción	Fecha	^ N° G=5	^ NC	^ AP	^ Dr	^ Da	^ Com. %	^ d NG=5	^ d NC	^ d AP	^ d Dr	^ d Da	^ d Com.	di/dr m2	
NA41300002	Puente de Latasa	09/07/2005	0	1	0	18	228	100	0	1	0	2	4	0	8	
NA41310001	Puente Eraso	03/05/2007	0			7	7	100	0			0	0	0	5	
NA41400001	Puente de Yaben	03/05/2007	0			6	7	100	0	0	0	0	0	0	5	
NA41500001	Puente de la Mina	24/05/2007	0			7	9	100	0			0	0	0	6	
NA41500002	Puente de la Presa	24/05/2007	0			13	21	100	0	0	0	0	0	0	8	

Fig. 12. Prueba de carga de la estructura en 1916, con carros de 6 t.

El puente tiene asignado, pues, el tren de cargas de comparación para el estudio del paso de vehículos especiales de 1902 (tabla 1), aunque se ha retocado ligeramente en el cuadro de cargas de la aplicación BRIDGE-PONTI, como se ve en la figura 7 (ejemplo anterior), dado que se ha estimado un sobre-espesor de pavimento de unos 5 cm. Por esa razón, se ha dispuesto una sobrecarga concomitante con la del carro de  $6 + 3 \times 0,5 = 7,5$  toneladas, deduciendo la parte de carga muerta adicional con respecto a la de proyecto:  $4,00 - 0,05 \times 23 = 2,85 \text{ kN/m}^2$ . Nótese que se ha consignado una carga puntual de  $2 \times 75 = 150 \text{ kN}$  dado que se contemplaba la posibilidad de que se cruzasen los carros, como se ve en la foto de la prueba de carga (fig. 11).

El resultado es el que se muestra en la figura 13, en la que se recogen los valores de los ratios  $\lambda_M$  y  $\lambda_V$ .

Nº	73	Fecha	10/12/2009	Inspector	Carga unidad								
Validez	de	10/12/2009	a	10/01/2010	Ingombri veicolo								
(NA4150)	NA-4150	Leitza-Goizueta-Hernani			Ancho (m)	4	Radio de curvatura						
					Altura (m)	4,65	Longitud(m)						
					Load								
Cód. Estructura	^ Pos.(Km)	(m)	Luz (m)	N° carril	^ M.prod.(Mp)	^ M.am.(Ma)	^ Mp/Ma (%)	^ T.prod.(kN)	^ T.am.(kN)	^ Tp/Ta (%)	^ NC	Isp.	C.E.
NA41500008	2	700	4,5	2	11	398	3	10	414	2	0	S	●
NA41500009	4	200	3,4	2	8	246	4	10	380	3	0	S	●
NA41500010	6	800	4,1	2	10	324	3	10	379	3	0	S	●
NA41500001	7	900	8,2	2	20	1012	2	10	530	2	0	S	●
NA41500002	9	700	40,6	2	101	2076	5	10	233	4	0	S	●
NA41500003	15	500	4	2	10	318	3	10	384	3	0	S	●
NA41500004	16	900	5,6	2	14	588	3	10	470	2	0	S	●
NA41500005	23	300	7,5	2	19	892	2	10	511	2	0	S	●
NA41500007	27	400	8,2	2	20	1201	2	10	632	2	0	S	●
NA41500006	27	400	8,2	2	20	1201	2	10	632	2	0	S	●

Fig. 13. Resultados del análisis.

$$\lambda_M = \frac{M_{to}}{M_{P10}} = \frac{2076}{101} = 20,55 \quad \lambda_V = \frac{V_{to}}{V_{P10}} = \frac{233}{10} = 23,3$$

En consecuencia, y teniendo en cuenta los deterioros acumulados, el resultado es:

$$P = \text{Min}[\lambda_M, \lambda_V] \times [1 - r_D(t)] = 20,55 \times (1 - 0,08) = 18,91 \approx 19 \text{ toneladas}$$

También aquí, llegado el caso, se propondría limitar el ancho de la calzada para evitar el cruce de vehículos pesados sobre el puente (presencia simultánea).

## 5. CONCLUSIONES

- Se pone a disposición de los técnicos un criterio fundado, aunque forzosamente simplificado dadas las carencias de información, para la determinación de la carga máxima con que debe señalizarse un puente.
- Para la utilización de este criterio es imprescindible conocer la fecha de proyecto y construcción del puente, o al menos saber si está comprendida entre los años 1843, 1878, 1902, 1925, 1956, 1972 y 1998, dado que el criterio propuesto consiste en comparar la envolvente generada por la sobrecarga del tren oficial en su momento con el de la carga puntual  $P$  buscada.
- Como se parte de la hipótesis de que se desea mantener el mismo nivel de seguridad global que cuando se proyectó, no se hacen intervenir las cargas permanentes, si éstas son iguales a las existentes al inicio de la vida de la estructura. En caso contrario, se habrán de descontar a las sobrecargas concomitantes de los trenes oficiales de carga los valores de carga muerta en exceso con respecto a los iniciales.
- La deducción de la carga  $P$  máxima es posible sólo si el puente ha sido objeto de una inspección principal y ésta no ha caducado todavía, toda vez que la obtención de dicha carga se hace depender del estado del puente a través del ratio  $r_D$  de daño relativo al total máximo posible.

## 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] León, J.; Corres-Peiretti, H.; Prieto, F. *Inspección y evaluación de estructuras existentes: una tarea para ingenieros valientes*. Revista de Obras Públicas. Octubre, 2008.
- [2] Bruson, R.; Martinello, S. *Valutazione del transito dei carichi eccezionali attraverso una procedura di calcolo automatico*. Seminario Internacional CIAS-Grupo Español de IABSE. Madrid, 2010.
- [3] IAP-98. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento, 1998.
- [4] León, J. *Criterios para estimar la fecha de construcción de los puentes*. Documento interno de FHECOR Ingenieros Consultores. Trabajo no publicado. Marzo, 2009.
- [5] León, J.; Pérez, A.; Corres-Peiretti, H. *Reflexiones sobre el valor pedagógico de la historia del hormigón estructural*. II Jornadas sobre enseñanza del Hormigón Estructural. Madrid, 2007.

- [6] Cuvillo, A. del; Cuvillo, R. del. *Trenes de carga en puentes de carretera*. Revista de Obras Públicas. Septiembre, 2002.
- [7] Martín-Caro, J.A.; Martínez, J.L.; León, J. *Caracterización estructural de los puentes de fábrica de la red ferroviaria (I y II)*. Trabajo no publicado realizado desde el Grupo de Hormigón Estructural de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. 2000-2001.
- [8] Peña Boeuf, A. *Puente de la Presa (Navarra)*. Revista de Obras Públicas, 1916, pp. 629 a 636.