

Un nuevo puente sobre el río Tajo

Verificadas las pruebas y recepción provisional, ha comenzado a prestar servicio el puente sobre el río Tajo, en la carretera de la estación de Velisca a Carabaña, en las proximidades del pueblo de Estremadura, de la provincia de Madrid, y cuyas obras he dirigido.

Por tratarse del mayor puente de hormigón armado con armadura rígida construido hasta hoy en nuestra nación, creemos puede interesar a los lectores de la REVISTA el conocimiento de esta obra. Para una ordenada exposición dividiremos este trabajo en tres partes, comprendiendo en la primera la descripción general de la obra; en la segunda haremos una ligera mención de los cálculos justificativos, y la última se referirá a la ejecución material.

I. Descripción general

El proyecto que sirvió de base a la subasta fué redactado por nuestros distinguidos compañeros, don Landelino Crespo y D. Ramón de Torre Isunza, en noviembre de 1928. Dicho proyecto, durante la construcción de la obra, fué objeto de un reformado, por

como consecuencia de los sondeos practicados, precisándose, para situar los estribos en buen terreno de cimentación, atravesar con la traza, y en desmontes de elevada cota, unos resistentes conglomerados que constituyen un potente contrafuerte en la margen derecha del valle. Por consiguiente, el acceso al puente comprende, inmediatamente a éste y en la margen derecha, un desmonte cuyas cotas se elevan, en alguna zona, a más de 21 metros, y que aún ha sido objeto de la mayor disminución posible, merced a la modificación, durante la construcción, del estribo de dicha margen derecha, disponiéndolo en planta curva, lo que nos ha permitido, sin disminuir el radio de la de entrada al puente, trasladar la traza hacia la margen, reduciendo cotas de desmonte, aún bien elevadas, según se observa en algunas de las fotografías que acompañan a este artículo.

Por el contrario, el acceso al puente en la margen izquierda se verifica en terraplén, con 11,37 m de cota máxima, ascendiendo, en definitiva, el volumen del movimiento de tierras, en ambos accesos, a 63 871,91 m³ de desmonte y 41 230,50 m³ de terraplén.

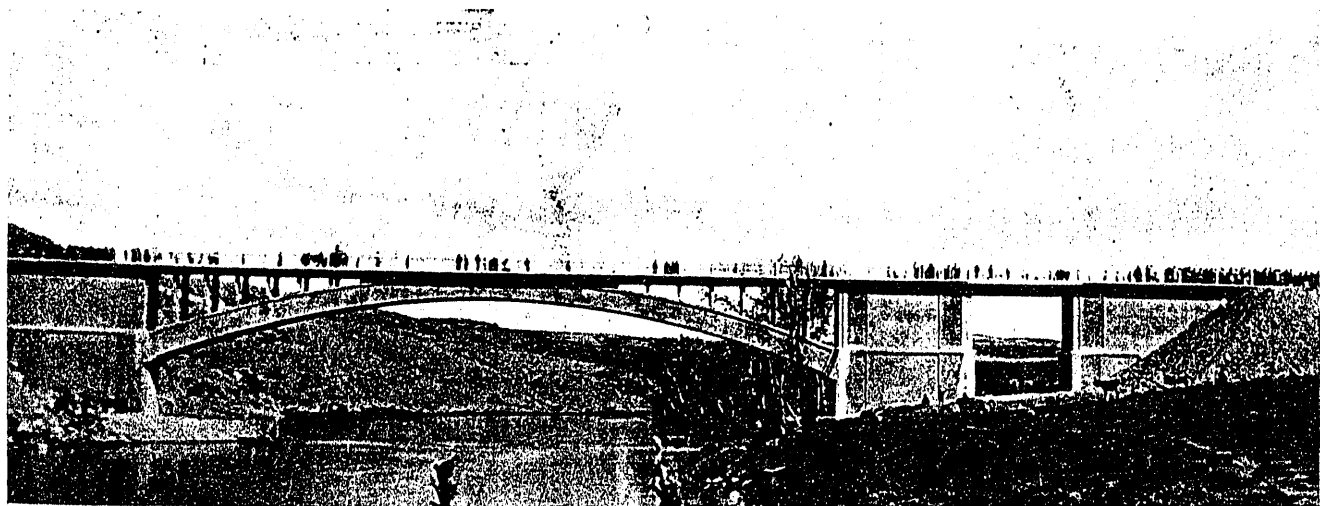


Foto. 1. Vista general del puente

mi redactado, que es el que, en definitiva, ha sido llevado a la práctica; pero dicho reformado no afecta esencialmente al elemento fundamental que constituía el proyecto primitivo, y muy acertadamente tratado en él, según me complazco en reconocer.

Arranca la carretera para cuyo servicio se ha construido este puente, de la estación de Velisca, en el ferrocarril de Aranjuez a Cuenca, y termina en Carabaña, en el ferrocarril de Madrid a Aragón, uniéndose, por consiguiente, la provincia de Cuenca, donde está situado el pueblo de Velisca, con la de Madrid, a la cual pertenece Carabaña, atravesando en su recorrido parte de la zona Sur de la provincia de Guadalajara, en la cual se encuentra situado el puente.

La ubicación fué fijada en el proyecto primitivo

El cauce se salva mediante un arco de 66 m de luz, rebajado a 1/10, constituido por dos bóvedas gemelas de hormigón armado, mediante cerchas rígidas de perfiles laminados, insistiendo sobre dichas bóvedas los montantes, que a su vez soportan los largueros, forjado intermedio y voladizo, que constituyen el tablero.

La disposición dada al forjado es idéntica a la que figura en la Colección oficial de puentes en arco; esto es, una zona entre largueros de 2,10 m de luz libre y 0,18 m de espesor; 0,950 para cada voladizo, con espesores variables de 0,18 m en arranques a 0,10 m en el extremo, armado con 10 barras de 12 milímetros por metro, y transversalmente con 10 de 6 mm, también por metro.

El forjado va soportado por dos largueros de un metro de anchura y 0,40 m de alto, unidos a los tabiques, que distan 3 m entre ejes. Cada larguero va

tes, en virtud de posterior estudio efectuado para los pórticos.

Los tabiques son de sección rectangular, de 0,30 m

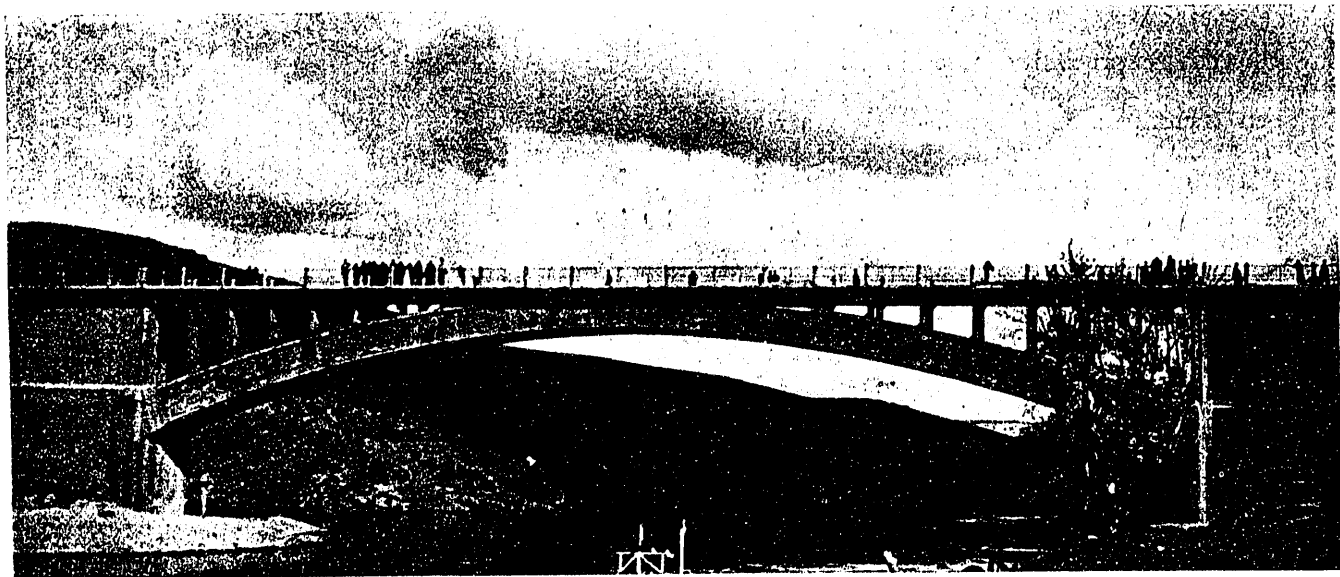


Foto. 2. Tramo en arco de 66 metros de luz

armado con 10 barras de 18 mm en el plano inferior de armaduras y zona correspondiente al centro del vano, quedando tres en dicho plano y zona de

de espesor y un metro de anchura. El próximo al arranque actúa de tabique de dilatación, y en él termina el tablero, dejando entre dicho tabique y el paramento correspondiente del estribo una junta de 0,10 m. Las armaduras verticales, salvo para el tabique de dilatación y el próximo al empotramiento,

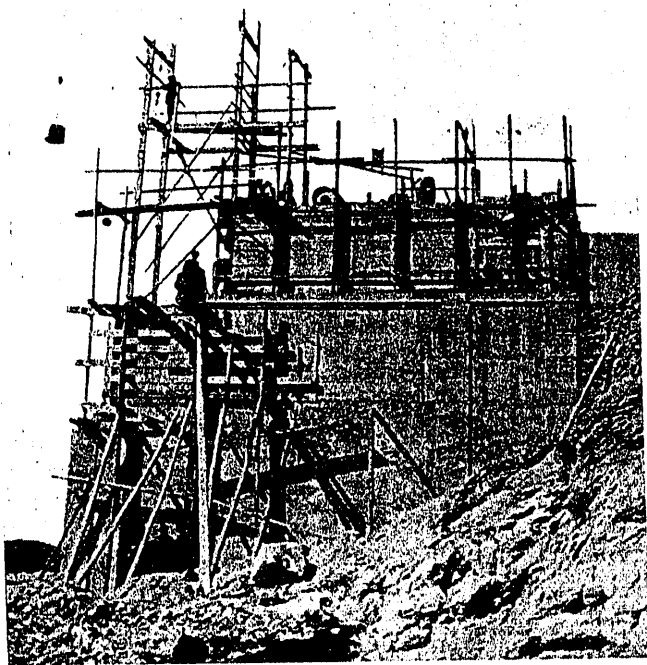


Foto. 3. Construcción del estribo derecho y transbordador de hormigón para el otro estribo

empotramiento, con cuatro barras en el superior, a las que se agregan tres barras en los nudos segundo, penúltimo y de empotramiento, y dos en los restan-

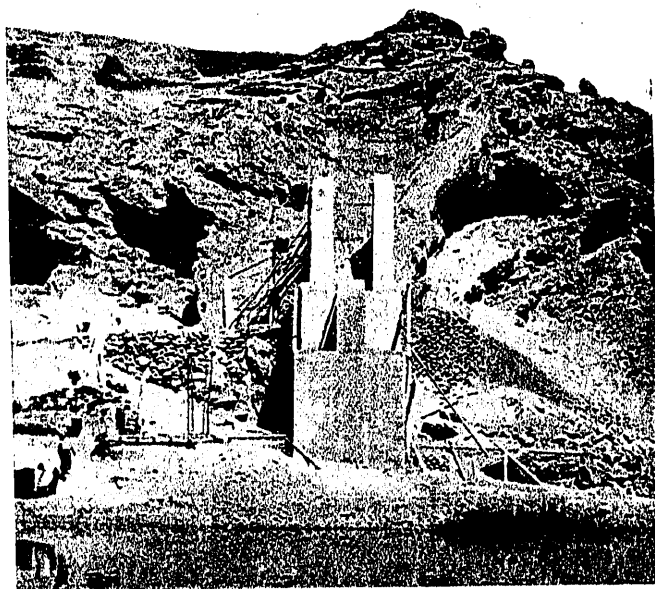


Foto. 4. Estribo derecho antes del montaje del arco. Se ven los dos muros paralelos y los retallos para recibir los arranques de las bóvedas

están constituidas por 10 barras de 12 mm, correspondiendo cinco a cada lado mayor del tabique. Los de dilatación llevan 10 redondos de 18 mm en el plano correspondiente a la junta y 5 de 12 mm en el opuesto. El tabique inmediato a la clave, 8 barras de 12 mm en cada plano, en vez de los 5 que llevan los otros; modificación ésta que es resultado

del cálculo que efectué considerando los pórticos múltiples, y que proviene de la mayor flexión originada por la menor altura de los pilares, lo que disminuye la flexibilidad, aumentando los momentos flectores por ellos absorbidos, incremento que nos ha aconsejado en otros proyectos a articular los montantes más cortos. Transversalmente llevan to-

de fundación, siendo 7 m la altura desde éste al intradós de arranque del arco. Va dividido en dos zonas: la inferior, con 9,40 m de altura, o sea hasta el trasdós, en arranques del arco, es maciza en sus 5 metros de anchura, y el resto de la altura del estribo lo constituyen dos muros paralelos, de 1 m de espesor, separados 2,10 m entre paramentos interiores, sobre

los que se coloca el tablero, idéntico al del puente, sin los largueros. Puede observarse esta disposición en la fotografía número 4. Se continúa, hasta encontrar la escarpada ladera, mediante muros paralelos en planta curva, de 13,15 m de altura máxima y también de 1 m de espesor, sobre los cuales se dispone el tablero, como en el estribo, aunque dándole ya la forma adecuada para el peralte de la curva de entrada. La longitud de estos muros es de 13,60 m.

El estribo de la margen izquierda, también de 13 m de longitud, tiene 13,40 de altura y análoga disposición al otro estribo, siendo macizo en sus 5 m

de anchura hasta el plano horizontal de encuentro con el trasdós del arco; esto es, en 6,75 m de altura, desde el plano de cimientos, siguiendo los restantes 6,65 m de altura con los muros paralelos, en los que insiste el tablero ya mencionado. Quedan cerrados los muros paralelos de este estribo, en la parte opuesta a arranques, por otro de 1 m de es-

dos los tabiques cercos de 6 mm cada 0,20 m de altura.

El arco está constituido por dos bóvedas gemelas, de 1,10 m de anchura constante, cuyos paramentos interiores distan 2 m.

Estas bóvedas, empotradas en los estribos, tienen sección rectangular, en su sentido transversal, con 1,90 m de espesor en la clave y 2,50 en arranques. La armadura rígida está constituida por dos cerchas en cada bóveda, formada cada cercha por dos

angulares de $\frac{150 \times 150}{18}$ en cada cabeza, enlazadas por diagonales de dos angulares de $\frac{100 \times 100}{12}$ y, cada 6 m, para subdividir la armadura durante el montaje en tramos independientes, lleva montantes de igual sección que las diagonales, y que permiten, mediante pernos, la unión de los tramos contiguos.

Las dos cerchas de una misma bóveda se arriostran por angulares también de $\frac{100 \times 100}{12}$.

Las uniones de las cabezas con las diagonales se efectúan mediante cartelas de 18 mm de espesor y roblones de 25 mm, a diferencia de las cerchas de los modelos oficiales, que se enlazan directamente por las alas.

Entre una y otra bóveda no existen riostras, según se observa en la fotografía núm. 12.

El estribo de la margen derecha tiene 13 m de longitud y 15,85 de altura, a contar desde el plano

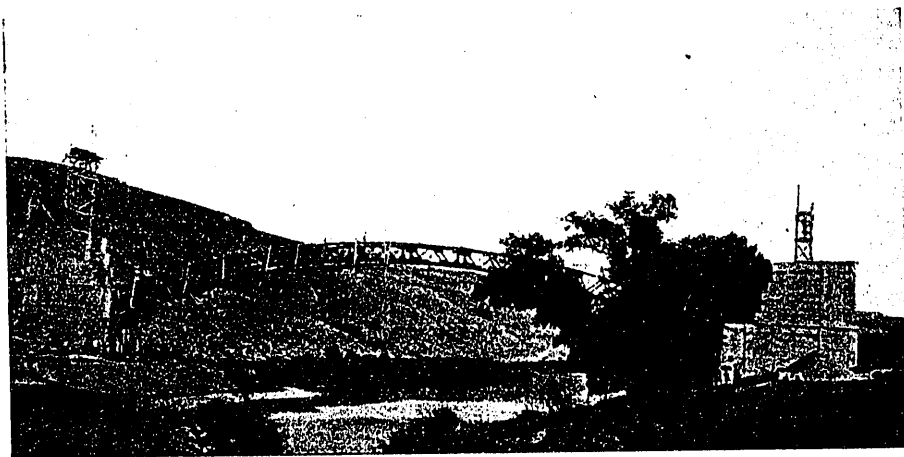


Foto. 5. Armadura rígida, parte del encofrado y a la izquierda uno de los castilletes utilizados para el montaje de la armadura

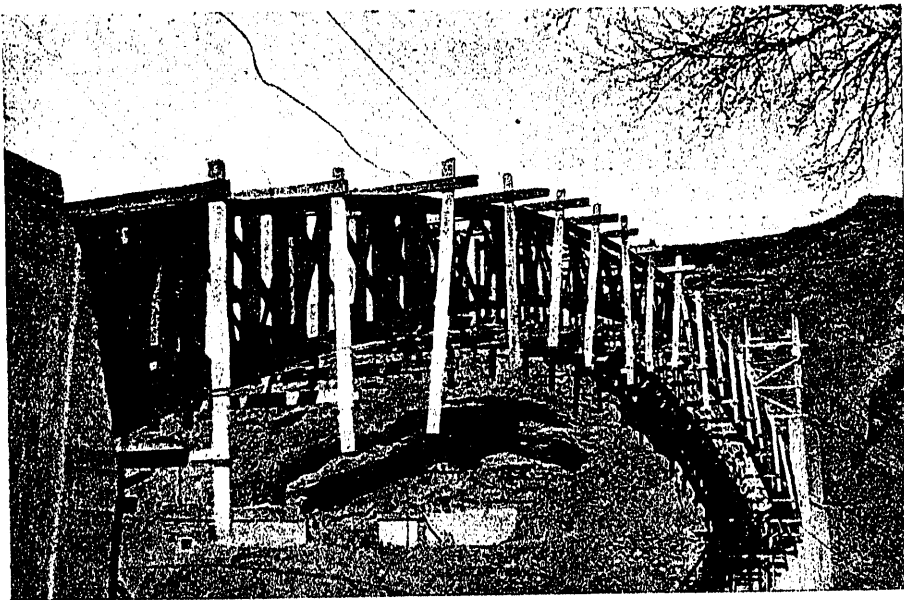


Foto. 6. Armaduras rígidas del arco, colocadas, y preparación para el montaje del encofrado

pesor que sirve de apoyo al tramo recto contiguo.

Dicho tramo, propuesto para dar servicio por la margen izquierda, única por donde puede tener lugar, dada la configuración del terreno, proporciona un suplemento de desagüe y retira de la orilla los muros de acompañamiento con su terraplén. Tiene 10 m de luz y es de hormigón armado, constituyén-

dole dos nervios de 0,93 m de altura, incluso forjado. El otro extremo de este tramo se apoya en otro muro transversal que enlaza los de acompaña-

análogos, aunque algo menores, al haber tenido en cuenta la continuidad de los tramos, salvo para el primero de éstos, representando estas diferencias del

3 al 7 por 100, y para el primer tramo (comenzando siempre la enumeración por el inmediato al tabique de dilatación), un 3 por 100 mayor el resultado obtenido por el método de los pórticos respecto al de semiempotramiento, debido a que la flexibilidad del tabique de dilatación, por ser extremo y por su altura, hace discrepar de la suposición de semiempotramiento que en el primer método se admitiera. En cambio, los momentos negativos acusan más importantes diferencias. Para el primer nudo, el momento de empotramiento que por el segundo método se obtiene, es me-

nos de la mitad del fijado por el semiempotramiento supuesto, y en cambio, para todos los nudos restantes son bastante mayores los del segun-

miento, los cuales tienen 17,35 m de longitud, altura variable de 13,20 a 12,20 y 1 m de espesor, sobre los cuales apoya el forjado que constituye el tablero. Estos muros reciben, tanto interior como exteriormente, el terraplén de acceso, con cuya disposición se evita el empuje de las tierras contra los muros, y éstos soportan únicamente los pesos transmitidos por el tablero. En las fotografías 10 y 11 pueden verse las disposiciones del tramo lateral, muros y estribo de la margen izquierda durante su construcción y finalizada ésta, respectivamente.

La fábrica empleada es exclusivamente el hormigón, con dosificaciones que varían desde 200 kg de cemento portland por metro cúbico de hormigón en obra, que se emplea para cimientos; 250 kg para cuerpo de estribos y alzado de muros; 300 kg en piedra artificial, hormigones armados para tableros, tabiques y tramo recto, y 400 kg en las bóvedas.

La longitud total de la obra es de 1 152,06 m, de cuya longitud, la correspondiente al arco, estribos, tramo recto y muros va pavimentada con adoquín.

II. Referencia de los cálculos justificativos

Ya hemos dicho que la estructura adoptada para el tablero es idéntica a la de la Colección oficial de tramos en arco. El cálculo de los largueros, efectuado primeramente considerando un semiempotramiento en apoyos representado por un momento flector cuarta parte y de signo contrario del que solicite la pieza, lo que equivale a que el valor de éste sea los $\frac{4}{5}$ del que tuviese lugar para la misma pieza simplemente apoyada, con cuya hipótesis todos los largueros son iguales, lo hemos comparado posteriormente con otro método de cálculo, que consiste en considerar los largueros como la cabeza de un pórtico múltiple, cuyos pilares son los tabiques, de distinta altura y, por consiguiente, de distinta flexibilidad. Es interesante el estudio comparativo de las diferencias que resultan en este segundo método, mucho más laborioso respecto al primero.

En cuanto a momentos flectores máximos positivos, los valores obtenidos por el segundo método son

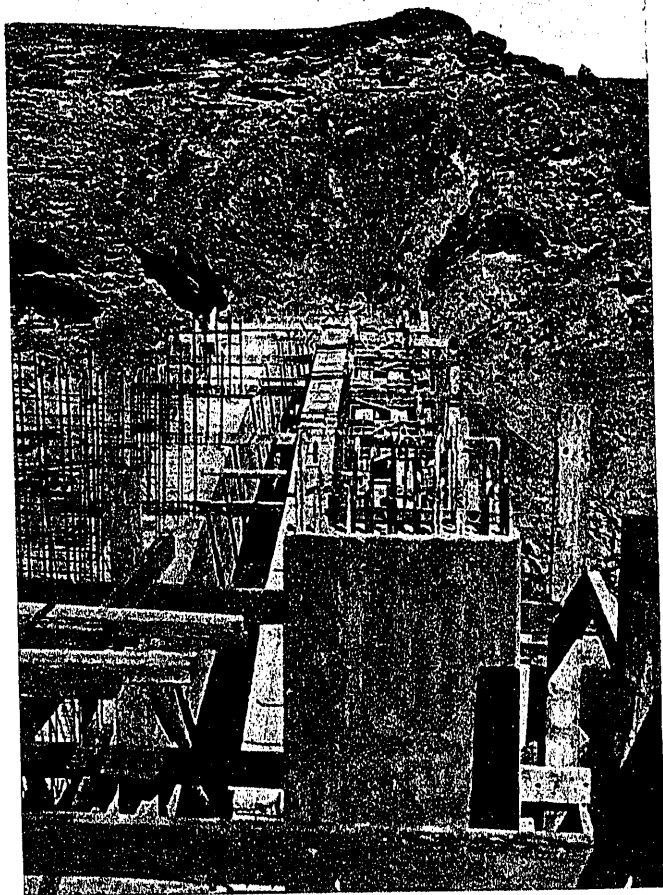


Foto. 8. Construcción de los montantes

do método que los del primero, variando desde el doble a cerca del cuádruple, a consecuencia del empotramiento que representa la continuidad de

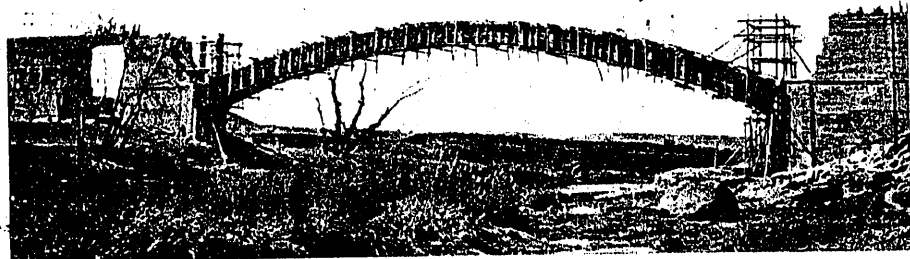


Foto. 7. El arco totalmente encofrado, sin cimbra

los tramos y de la influencia de los restantes.

En definitiva, en lo que respecta a los momentos positivos producidos en el centro de los tramos, es aceptable la hipótesis de considerar los tramos aislados y semiempotrados, en vez de su concepción mecánica, más real, de cordón superior de un pórtico

en parte porque admiten mayor carga límite al ser menor la esbeltez. Requiere esto, sin embargo, un aumento de armaduras en el último pilar respecto a la deducida por el primer método, según antes dijimos.

El cálculo de las bóvedas se verificó también por dos métodos: el gráfico de Ritter-Lossier y el de la teoría del trabajo elástico. Los resultados obtenidos por ambos procedimientos fueron sumamente análogos. Para los arranques, el método de Lossier ha dado 51,60 kilogramos por centímetro cuadrado para compresión del hormigón y 744 kg/cm² para el acero, y el del trabajo elástico, 55,3 y 795 kg/cm² para el hormigón y acero, respectivamente; es decir, unas diferencias del 7,1 por 100 en las cargas del hormigón y del 6,8 en las del acero respecto a los valores del método gráfico. Para la clave, las diferencias resultan menores todavía, ya que las cargas específicas valen 48,2 y 693 kg/cm² por el método de Ritter-Lossier,

y 46,0 y 664 kg/cm² en el del trabajo elástico, semejanza tanto más notable cuanto que se trata de valores consecuencia de un largo proceso de cálculo.

En el estudio de estas bóvedas se consideraron, además de los efectos producidos por las cargas permanentes y sobrecargas, los debidos a las variacio-

múltiple sobre montantes de desigual altura, pórtico sometido además a las deformaciones intrínsecas de los pilares y extrínsecas del arco; pero, en cambio, deberán tenerse en cuenta las discrepancias, que se traducen en un aumento de los momentos negativos en los apoyos y en los momentos negativos que aparecen en los centros de los tramos. En cambio, los esfuerzos tangenciales presentan mayores analogías.

Los tabiques, al considerarlos, análogamente a los largueros, como elementos independientes, se dividieron en dos grupos: los tabiques extremos y los restantes, en razón a su muy distinta manera de trabajar, considerando que, aunque todos ellos están sometidos a flexión compuesta, en los tabiques extremos la flexión tiene más importancia que la compresión, inversamente a lo que, en general, sucede en los intermedios, por la gran rigidez del tablero y de los largueros. Por ello, y al calcularlos como piezas independientes, se consideraron las cargas producidas por los momentos flectores, adoptando para máximo momento flector solicitante del tabique el de coeficiente 1/16, y en cuanto a los tabiques intermedios, sólo precisan en este supuesto la comprobación al pandeo. El cálculo de los pórticos antes mencionado proporciona indicaciones más precisas, haciendo ver la importancia de las flexiones en los pilares más cortos, compensada

nes de volumen por cambios de temperatura y retracción del fraguado. Para los primeros se consideró una oscilación de $\pm 8^\circ$, teniendo en cuenta las dimensiones, bastante grandes, de la sección del arco, y para el segundo, 0,00012, que con el proceso de hormigonado que indicaremos al tratar de la cons-

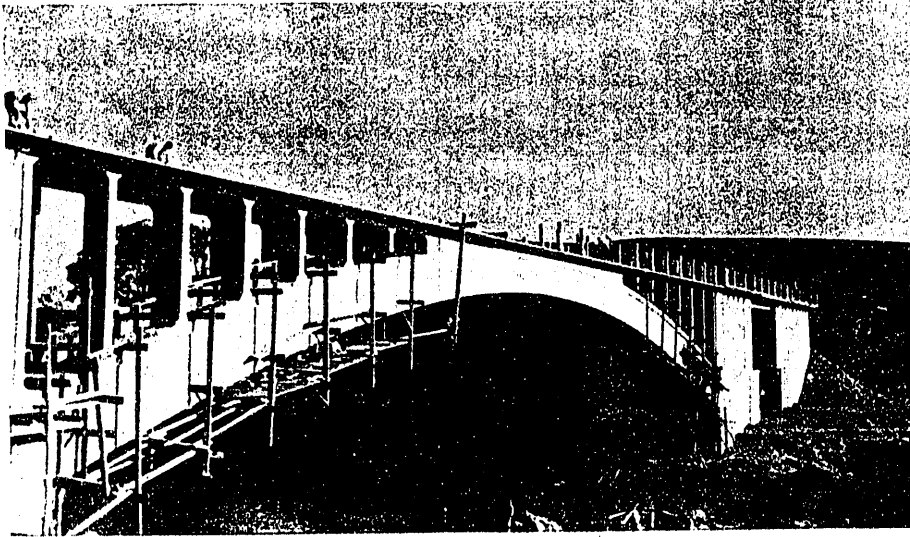


Foto. 9. Arco y tablero después del desencofrado

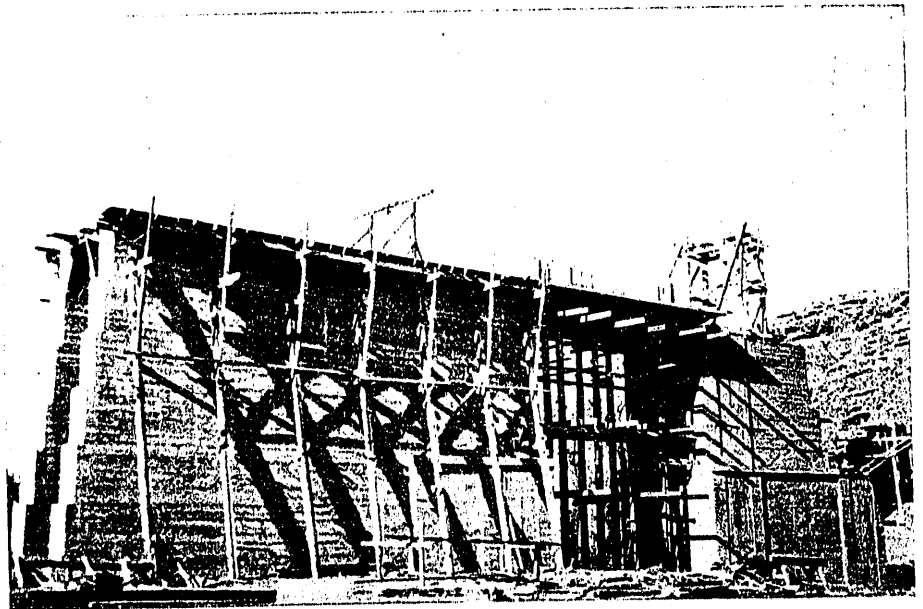


Foto. 10. Estribo, tramo recto y muros de acompañamiento en la margen izquierda, durante su construcción

trucción, se admitió que a los 28 días se reduciría a 0.00006, que es el definitivamente supuesto.

Las sobrecargas que se consideraron fueron las

y seguidas de la uniforme de 450 kg/m^2 , que ocupa también las aceras en ambos casos, y considerando uno u otro, siempre el más desfavorable.

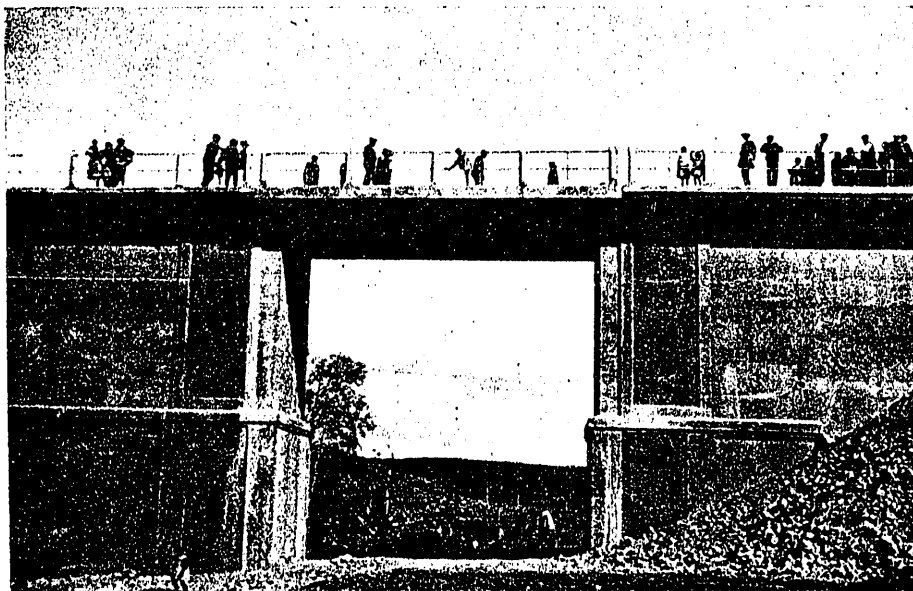


Foto. 11. Tramo recto en la margen izquierda

correspondientes a dos circulaciones del tren de tranvías que fija la Instrucción para tramos metálicos, o las dos apisonadoras de 20 ton. cada una, precedidas

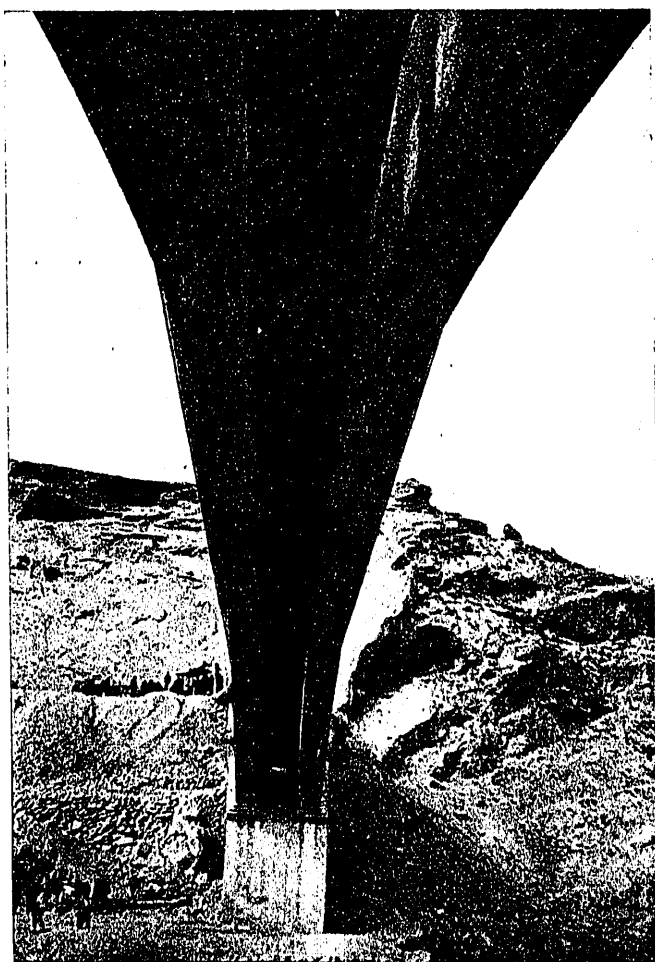


Foto. 12. Las bóvedas gemelas, vistas por el intradós

Se estudiaron después los esfuerzos tangenciales en la bóveda, aunque suelen adquirir poca importancia, siendo la sección más desfavorable la de arranque. En ella, las máximas cargas tangenciales de trabajo valen: $4,2 \text{ kg/cm}^2$ la debida al peso muerto y sobrecargas, $0,3 \text{ kg/cm}^2$ por la retracción del fraguado y $0,5 \text{ kg/cm}^2$ por cambios de temperatura; total, 5 kg/cm^2 .

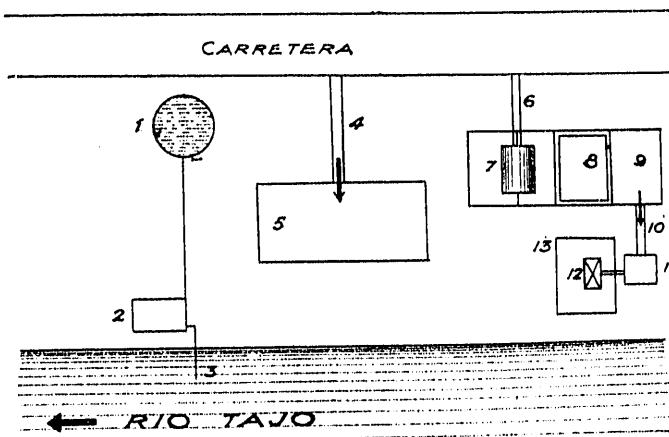
Se comprobaron además las armaduras rígidas, en su papel de cimbras, a los pesos de la primera capa de hormigón, con sus retallo o escalonado, peso del encofrado, personal, útiles y herramientas, utilizando también los dos procedimientos, gráfico y analítico, obteniéndose unas cargas unitarias de trabajo de 697 kg/cm^2 como compresión

en la cabeza inferior para la sección de arranques, y 582 kg/cm^2 de compresión en la cabeza superior de la sección de clave.

Y, por último, se estudió el montaje en voladizo de las armaduras rígidas, sin empleo de cables, aunque este sistema no se utilizó en la construcción, y se obtuvieron cargas unitarias de 678 kg/cm^2 de tensión en la cabeza superior y compresión en la inferior, para arranques.

III. Ejecución de las obras

Las cimentaciones para los estribos y sus muros se efectuaron a cielo abierto y sin necesidad de ago-



Esquema de la instalación de lavado de gravas y arenas y de obtención de éstas: 1, depósito elevado; 2, central elevadora de agua; 3, toma de agua; 4, tolva para descarga del cemento; 5, almacén del cemento; 6, tolva para descarga de la piedra en el clasificador lavador, giratorio; 7, lavado y decantación; 8, depósito de grava; 9, tolva de descarga en la trituradora de mandíbulas; 10, motor semi-diesel de once CV; 11, caseta del motor

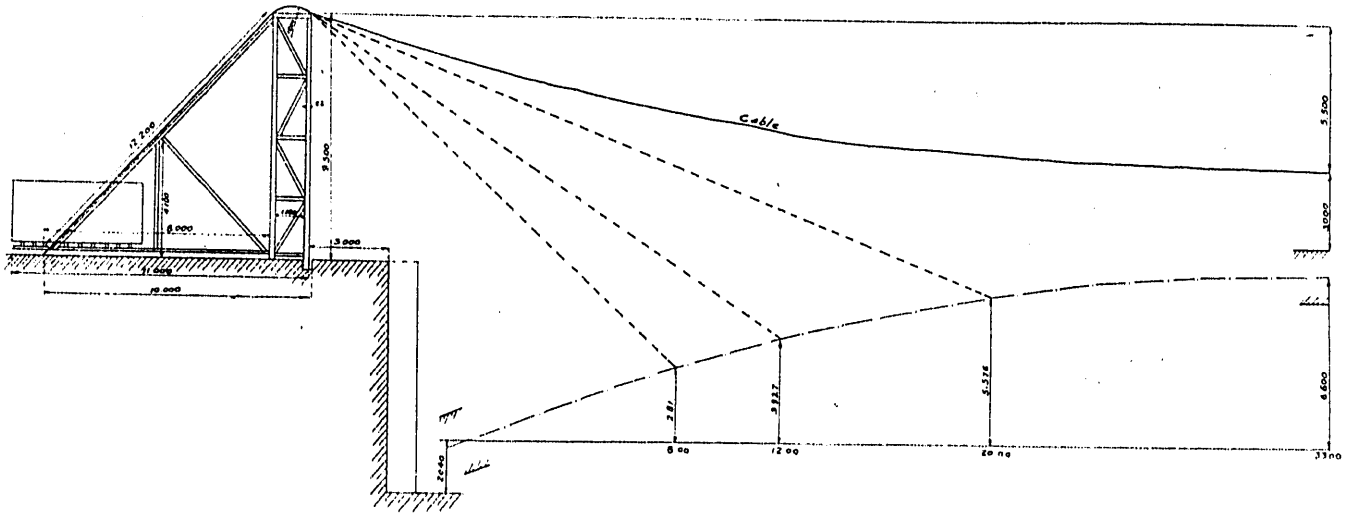
tamientos, hasta insertar dichos elementos, especialmente los estribos, en los conglomerados existentes en ambas márgenes. La profundidad máxima alcan-

zada en los cimientos fué de 4,55 m en el estribo de la margen derecha y 4,10 m en el de la otra margen, cuidando no profundizar demasiado en el conglomerado por insistir éste en terreno muy yesoso, a los que hubiera sido peligroso llegar empleando fábricas de cemento portland.

En general, todo el terreno está constituido por formaciones eminentemente selenitosas, salvo los

que daban rápida cuenta de las mandíbulas de la trituradora, produjeron morteros y hormigones de elevada resistencia. La dosificación de éstos para las obras armadas se efectuó experimentalmente en obra por el método de Abrams.

Situadas las instalaciones de confección de hormigones en la margen derecha, para el hormigonado en las obras de la otra margen se llevó a mayor altura,



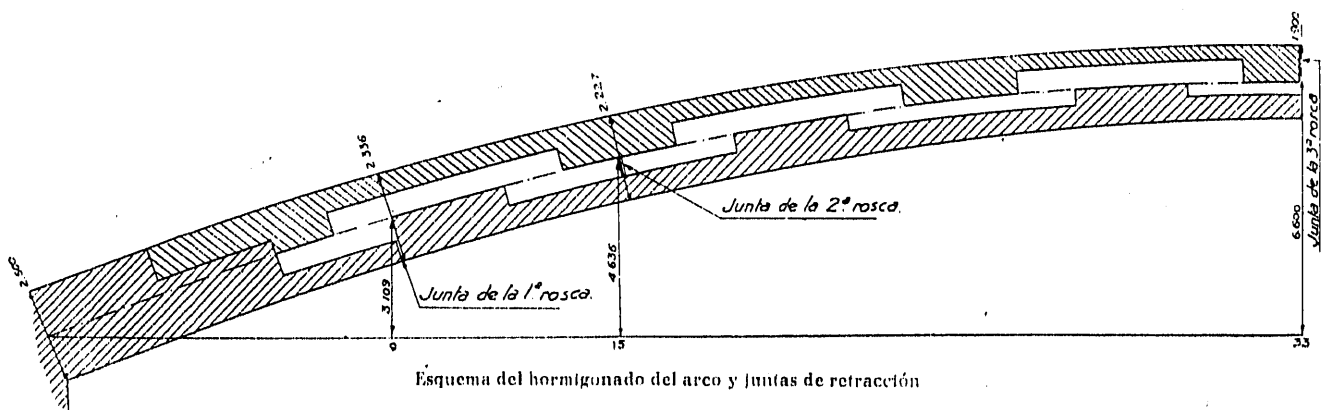
Esquema del montaje del arco

mencionados conglomerados, y aun en ellos existen nódulos de yeso, todo lo cual ha obligado a extremar las precauciones y ha constituido, durante la construcción de la obra, preferente atención. Por ello, y de acuerdo con prescripciones impuestas, las gravas empleadas, que procedían de dichos conglomerados, eran lavadas y seleccionadas antes de su empleo en obra, y las arenas eran obtenidas exclusivamente de la trituración de aquéllas, con los lavados precisos, para evitar así la recogida de las márgenes, cuyas arenas son de composición muy yesosa.

Fué, por consiguiente, precisa la instalación cuyo

en el curso de la construcción, el estribo de la derecha, y se estableció en él un "chassis", formado por un cabrestante con motor de gasolina accionando un transbordador, según se observa en la fotografía número 3.

El montaje de la armadura del arco se efectuó mediante dos castilletes, contrapesados convenientemente, que soportaban los cables sustentadores y el portador. La luz del arco y el considerable peso de la armadura laminada—96,233 ton—no permitió el empleo de los sencillos marcos que en el montaje de otros puentes sin cimbra habíamos utilizado, teniendo



Esquema del hormigonado del arco y juntas de retracción

esquema acompaña a este trabajo. Los elementos de dicha instalación de trituración para la obtención de arenas y lavado de éstas y de las gravas se dispusieron de tal manera que, aprovechando el declive y accidentes del terreno, los áridos siguiesen, por la acción de la gravedad, las diversas fases de su tratamiento. Las arenas obtenidas de este modo procedentes de la trituración de gravas de extremada dureza,

do ya que recurrir a castilletes de más importancia, cuyo esquema se incluye en este artículo. En la fotografía número 5 también puede observarse uno de estos castilletes: el de la margen derecha.

Montadas las cerchas y suspendido de ellas el encofrado, se procedió al hormigonado de las bóvedas. Para ello, y contando con el reducido coeficiente que para retracción del fraguado se había adoptado en

los cálculos, de acuerdo con lo prescrito en el proyecto, se siguió el plan de hormigonado que se inser-

de ellas se interrumpió el hormigonado, dejando juntas cuyo grueso regulamos de acuerdo con la gráfica térmica, variando entre 15 y 20 mm, según la época correspondiente a cada una. La junta en cada rosca se dejaba 28 días, a contar desde la terminación de la rosca a que pertenecía, y entonces se rellenaba, retacándola muy fuertemente, mediante mortero, constituido por 600 kg de cemento por metro cúbico de arena.

Este procedimiento, que es el bien conocido de Sejourné y de sencilla aplicación, nos dió excelente resultado. Otro de los sistemas de eliminar la retracción del fraguado, éste de un modo radical, el de descimbramiento mediante gatos hidráulicos, debido a Freyssinet, y aplicable para arcos de hormigón en masa, lo he empleado recientemente en el puente sobre el río Guadalhorce, en Málaga, y por ser la primera aplicación que de tan interesante y eficaz sistema se ha hecho en nuestro país lo describiremos próximamente en esta REVISTA.

El presupuesto de ejecución material de este puente sobre el río Tajo ha sido de 573 178,40 ptas., de las cuales corresponden al tramo, incluso afirmado, 465 378,31 ptas., y el total de contrata asciende a 659 155,16 ptas.

La obra ha sido construída con todo esmero y sin escatimar todo lo preciso para llevar a cabo del modo más perfecto su misión por D. Manuel Antonio García Alegre, y en la dirección de las mismas he sido eficazmente secundado por el ayudante afecto a mi servicio D. José M. Piqueras. Con esto doy por terminada esta descripción, que, según indiqué al principio, creo de interés dar a conocer, por tratarse del mayor puente construído con armadura rígida en España, aunque actualmente estoy construyendo otro arco, éste atirantado, también de armadura rígida, que, por su luz, será el tercero del mundo, y del que en su día daremos cuenta en estas columnas.

César VILLALBA GRANDA
Ingeniero de la Jefatura de Puentes
y Cimentaciones

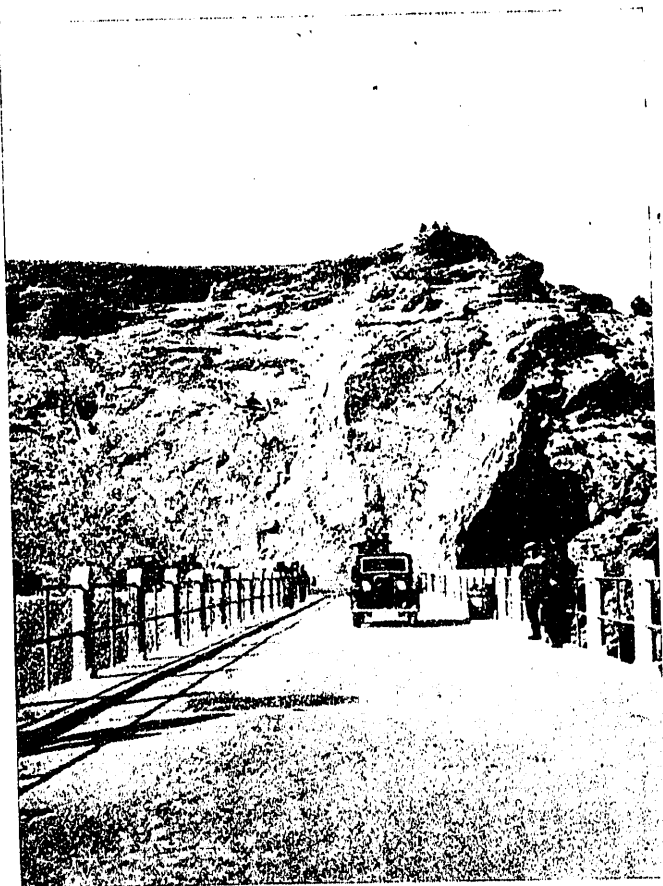


Foto. 13. Calzada del puente

ta en una de las figuras de este artículo; es decir, se ejecutaron tres roscaas provistas de un adarajado para el mejor enlace de unas con otras, y en cada una

Problemas ferroviarios

Determinación del capital de establecimiento de un ferrocarril

Cuestión interesante, la de determinar el valor de lo que puede llamarse capital fijo de un ferrocarril ha sido objeto de preferente atención por parte de los que se ocupan de los múltiples problemas que plantea la explotación de una línea férrea. Se comprende la importancia que tiene tal determinación, tanto desde el punto de vista de la economía nacional como por afectar a la economía privada de las Empresas. No es posible formarse clara idea del rendimiento económico de una Empresa ferroviaria sin conocer con alguna exactitud la cuantía del capital que utiliza. Y este conocimiento permite asentar el negocio sobre una base financiera sólida y sana.

La evaluación del capital de establecimiento de un ferrocarril puede obedecer a distintas finalidades. Puede servir para determinar el precio del rescate,

en el caso de ferrocarriles explotados por el sistema de concesión. Puede servir de base para la tarificación y para el cálculo del beneficio de la Empresa. Puede también servir de base para calcular las amortizaciones industriales, indispensables en toda explotación ferroviaria bien ordenada. Y en un régimen de comunidad entre Estado y concesionarios, como el definido en nuestro Estatuto ferroviario de 1924, puede servir para determinar la aportación de cada uno (Estado y concesionario) al consorcio, a los efectos establecidos en el mismo Estatuto.

Así se explica que en dicho Estatuto se dedique íntegramente una de sus bases (la número 9) a señalar los preceptos que han de tenerse en cuenta para la determinación de los referidos capitales en las Empresas adheridas al régimen de consorcio.

Pudiera parecer a primera vista que la cuenta de gastos de establecimiento puede servir para determinar el valor de que se trata. Pero hay que observar