

El ferrocarril de Alicante a Alcoy y los grandes viaductos de hormigón armado¹

II

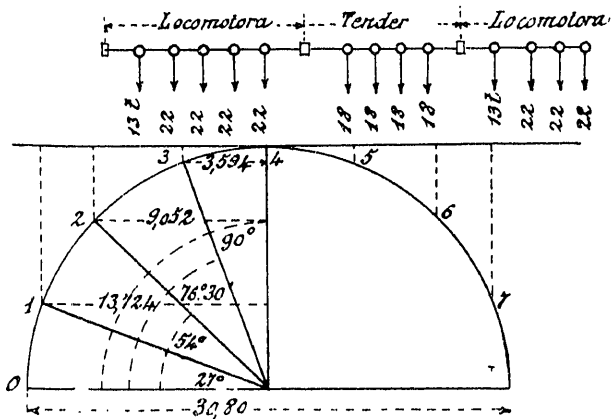
Pesos aislados permanentes

APLICACIÓN NUMÉRICA DE LAS FÓRMULAS ANTERIORES

Sobrecarga móvil

La sobrecarga móvil está constituida por el tren de la Instrucción vigente de 24 de octubre de 1925, que para la luz de 30 m equivale a una carga uniformemente repartida de 10 120 kg por metro lineal de tramo. Si los tímpanos no fueran calados, el problema sería relativamente sencillo y hubiéramos empleado sólo la sobrecarga uniforme; pero la intervención de los montantes, que reparten de un modo irregular los pesos concentrados, da una mayor complicación, la cual no hemos querido excusar en beneficio de la exactitud del cálculo.

Hemos estudiado tres casos: 1.º, con sobrecarga uniforme, y 2.º con el tren de la Instrucción en dos posiciones distintas. La posición más desfavorable es la que consignamos en el adjunto croquis.



Con arreglo a esta posición del tren, los pesos que corresponden a cada una de las juntas en que se considera dividida la bóveda, y que coinciden con los ejes de los montantes y con la clave, son los siguientes:

Junta 1	0 kg
» 2	5 500 »
» 3	45 030 »
» 4 (clave)	44 000 »
» 5	39 400 »
» 6	42 680 »
» 7	41 790 »

Aplicando las fórmulas [3] y después de operaciones muy laboriosas, encontramos los siguientes valores para las reacciones en el empotramiento izquierdo de la bóveda:

$$V = 80 496 \text{ kg} \quad H = - 70 905 \text{ kg} \quad m = - 277 590 \text{ m kg}$$

Por pesos aislados permanentes entendemos los que, transmitidos por los montantes, comprenden la superestructura, forjado, largueros, etc., e incluso los montantes. Por cubicación directa encontramos los siguientes pesos:

Junta 1 y 7	39 882 kg
» 2 y 6	34 726 »
» 3 y 5	37 856 »
» 4 (clave)	29 120 »

Siguiendo el mismo proceso anterior, obtenemos los siguientes valores para las reacciones:

$$V = 127 024 \text{ kg} \quad H = - 67 754 \text{ kg} \quad m = 193 609 \text{ m kg}$$

Peso propio de la bóveda

Aplicaremos en este caso las fórmulas [4]. Suponiendo que la bóveda tiene un espesor medio de 1,10 m, con lo cual nos ponemos en un caso muy desfavorable, su peso por metro lineal vale:

$$3,60 \times 1,10 \times 2 400 = 9 504 \text{ kg}$$

Por tanto,

$$V = \frac{pvr}{2} = \frac{3,1415 \times 9 504 \times 15,40}{2} = 229 902 \text{ kg}$$

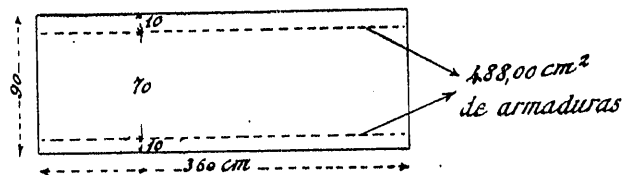
$$H = \frac{pr}{(\pi^2 - 8)} \left(\frac{3}{2} \pi^2 - 16 \right) = - 93 022 \text{ kg}$$

$$m = - \frac{2pr^2}{\pi(\pi^2 - 8)} \left(\frac{3}{2} \pi^2 - 16 \right) - \frac{pvr^2}{2} + \frac{4pr^2}{\pi} = 250 254 \text{ m kg}$$

Efecto térmico

Las fórmulas [5] son las aplicables en este caso. Para hacer su aplicación necesitamos conocer el valor de $\rho^2 = \frac{I}{S}$ y el del producto EI , siendo E el coeficiente de elasticidad del hormigón armado; I , el momento de inercia y S la superficie, respectivamente, de la sección de la clave. Estos valores se determinan del siguiente modo:

La sección está armada simétricamente con 488 cm² de armaduras, siendo sus dimensiones de 3,60 × 0,90 m, como indica el croquis adjunto:



$$I_h = I_{\text{hormigón}} = \frac{1}{12} \times 360 \times 90^3 = 21 870 000 \text{ cm}^4$$

$$I_a = I_{\text{armadura}} = 2 \times 488 \times \left(\frac{70}{2} \right)^2 = 1 195 600 \text{ cm}^4$$

$$E_h = 150 000 \text{ kg/cm}^2, \quad E_a = 2 250 000 \text{ kg/cm}^2$$

¹ Véase el número anterior, página 349.

Ahora bien, se sabe que $EI = E_h I_h + E_a I_a$; luego $EI = 150000 \times 10^{-4} \times 21870000 \times 10^{-8} + 2250000 \times 10^{-4} \times 1195600 \times 10^{-8} = 328050000 + 269010000 = 597060000$ en kg/m^2 .

Por otra parte, $\rho^2 = \frac{I_{\text{virtual}}}{S_{\text{virtual}}}$, siendo

$$I_{\text{virtual}} = 21\,870\,000 + 15 \times 1\,195\,600 = 39\,804\,000 \text{ cm}^4$$

$$S_{\text{virtual}} = 360 \times 90 + 2 \times 488 \times 15 = 47\,040 \text{ cm}^2$$

de donde

$$\rho^2 = \frac{39\,804\,000 \times 10^{-8}}{47\,040 \times 10^{-4}} = 0,08$$

en metros.

Sustituyamos valores sabiendo que $\Delta = 0,000011 = 11 \times 10^{-6}$ y que la variación de temperatura es de $\pm 20^\circ$. Se tendrá:

$$H = - \frac{4 \times 597\,060\,000 \times 3,1415 \times 11 \times 10^{-6} \times 20^\circ}{3,1415^2(15,40^2 + 0,08) - 8 \times 15,40^2} = -3\,727 \text{ kg}$$

$$m = \frac{8 \times 597\,060\,000 \times 15,40 \times 11 \times 10^{-6} \times 20^\circ}{3,1415^2(15,40^2 + 0,08) - 8 \times 15,40^2} = 36\,450 \text{ m kg}$$

Frenaje

Aplicaremos las fórmulas [6]. En el tramo caben dos locomotoras, o sean 8 ejes de 22 toneladas, y según la Instrucción, el valor del esfuerzo horizontal que hay que aplicar en la clave es de $\frac{1}{7} \times 8 \times 22\,000 = 25\,143 \text{ kg}$.

Sustituyendo valores se tiene:

$$V = \frac{25\,143}{3,1415} = 8\,000 \text{ kg} \quad H = - \frac{25\,143}{2} = -12\,570 \text{ kg}$$

$$m = 25\,143 \times 15,40 \times \frac{3,1415 - 2}{2 \times 3,1415} = 70\,347 \text{ m kg}$$

RESUMEN DE REACCIONES

En el siguiente cuadro resumimos los valores encontrados anteriormente para las reacciones en el empotramiento izquierdo:

	H— kg	m— m kg	V— kg
Peso propio del arco.	— 93 922	250 256	229 902
Pesos aislados permanentes.	— 67 754	193 609	127 024
Sobrecarga móvil.	— 70 915	277 690	80 496
Variación térmica.	— 3 727	36 450	»
Frenaje.	— 13 570	70 347	8 000
SUMAS.	— 248 878	828 252	445 422

Conocidas ya las reacciones en la sección del empotramiento, se determinan las correspondientes a cualquier sección de la bóveda por las fórmulas siguientes:

$$M = m - Hr \text{ sen } \varphi + Vr(1 - \cos \varphi) - \rho r^2(\text{sen } \varphi - \varphi \cos \varphi)$$

$$\text{Reacción normal, } N = H \text{ sen } \varphi + V \cos \varphi$$

Siendo φ el ángulo que forma con la horizontal el radio que va a la junta. Sustituyendo valores y haciendo operaciones se han determinado las reaccio-

nes en la clave y en una junta intermedia, todo lo cual resumimos en el adjunto cuadro:

	Sección del empotramiento	Junta 1	Sección de la clave
Empuje horizontal, H, en kg.	— 248 878	— 248 878	— 248 878
Reacción vertical, V, en kg.	445 422	336 577	0
Momento flector, m, en metros-kilogramos	828 252	— 241 804	300 849
Reacción normal, N, en kilogramos.	445 422	412 880	248 878
Excentricidad e, en metros.	1,80	0,58	1,21

COMPROBACIÓN ELÁSTICA DE LAS SECCIONES DE LA BÓVEDA

Sección del empotramiento

Datos:

Esfuerzo normal.	N = 445 422 kg
Excentricidad.	e = 1,80 m
Sección de hormigón.	a × p = 360 × 130 = 46 800 cm ²
Idem metálica (armadura simétrica).	α = 702 cm ²
Cuantía.	$\frac{\alpha}{ap} = 0,015$

Es de advertir que la sección real de hormigón es de 360 × 140 cm, en vez de la adoptada de 360 × 130 cm, con lo cual nos ponemos en un caso más desfavorable.

La bóveda trabaja a flexión compuesta, y las fórmulas aplicables en este caso para determinar las máximas cargas de trabajo son:

$$\text{Compresión del hormigón, } H = \frac{2Nx}{ax^2 + 30\alpha(2x - p)}$$

$$\text{Tracción de la armadura, } A = \frac{(27,6 \times p - 30\alpha)N}{ax^2 + 30\alpha(2x - p)}$$

Para aplicar estas fórmulas necesitamos conocer el valor de x, o sea la profundidad de la fibra neutra. Para ello acudimos a los gráficos de la obra ya citada, *Construcciones de hormigón armado*, del señor Zafra. La relación $\frac{e}{p} = \frac{180}{130} = 1,38$ y para la

cuantía de 0,015 nos da el valor de $n = \frac{x}{p} = 0,48$ y,

por tanto, $x = 0,48 \times 1,30 = 62 \text{ cm}$.

Sustituyendo valores, tendremos:

$$H = \frac{2 \times 445422 \times 62}{360 \times 62^2 + 30 \times 702(2 \times 62 - 130)} = 43,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(27,6 \times 130 - 30 \times 62) \times 445422}{360 \times 62^2 + 30 \times 702(2 \times 62 - 130)} = 612 \text{ kg/cm}^2$$

Como el hormigón es de 400 kg de cemento por metro cúbico de hormigón, admite una carga práctica de trabajo de 56 kg/cm².

Sección de la clave

Datos:

Esfuerzo normal.	N = 248,878 kg
Excentricidad.	e = 1,21 m
Sección de hormigón.	a × p = 360 × 90 = 324 000 cm ²
Idem metálica (armadura simétrica).	α = 488 cm ²
Cuantía.	q = 0,015

Para estos valores de la excentricidad y de la cuantía la profundidad de la fibra neutra vale $x = 0,46 \times 90 = 41,4$ cm. Por tanto,

$$H = \frac{2 \times 248\ 878 \times 41,4}{360 \times 41,4^2 + 30 \times 478(2 \times 41,4 - 90)} = 39,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{(27,6 \times 90 - 30 \times 41,4) \times 248\ 878}{360 \times 41,4^2 + 30 \times 488(2 \times 41,4 - 90)} = 597 \text{ kg/cm}^2$$

Como vemos, las cargas máximas de trabajo que resultan, tanto para el hormigón como para la armadura, están por debajo de los límites prácticos.

COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA PILA MÁS ALTA

Hecha ya la comprobación de las dimensiones adoptadas para la bóveda, consideramos interesante, por las dimensiones extraordinarias, hacer el estudio de la estabilidad de la pila más elevada. Tiene ésta 23 m de altura desde la coronación hasta su base, sin contar con el zócalo. La sección en la coronación es, como en las otras pilas, de 3,60 m \times 2,80 m, y con el talud en sus cuatro paramentos de 1/25 resulta una base de 5,44 \times 4,64 m.

El caso más desfavorable para la estabilidad de una pila es aquel en que está un tramo sobrecargado con el tren y el contiguo descargado. Empezaremos, pues, por determinar las reacciones para este caso particular de que todo un tramo esté cargado. Siguiendo el proceso anterior, encontramos los siguientes valores insertos en el adjunto cuadro:

	H - kg	m - m kg	V - kg
Peso propio.....	93 922	250 256	229 902
Pesos aislados permanentes.....	67 754	193 609	127 024
Sobrecarga móvil.....	83 101	240 001	143 980
Variación térmica.....	3 727	36 450	0
Frenaje.....	12 570	70 247	8 000
SUMAS.....	281 074	790 663	508 906

Estabilidad estática

Las fuerzas volcadoras de la pila son las debidas a la sobrecarga móvil y al frenaje, pues las demás (peso propio, etc.) se contrarrestan, dando lugar a una resultante vertical que pasa por el eje de la pila.

Prescindimos en absoluto de la continuidad de los arcos, la cual en la realidad debe tener un valor bastante grande, pero por la dificultad de poderlo precisar optamos por despreciarla, lo cual representa poner a la pila en condiciones muy desfavorables. Con esta hipótesis los datos del problema son los siguientes:

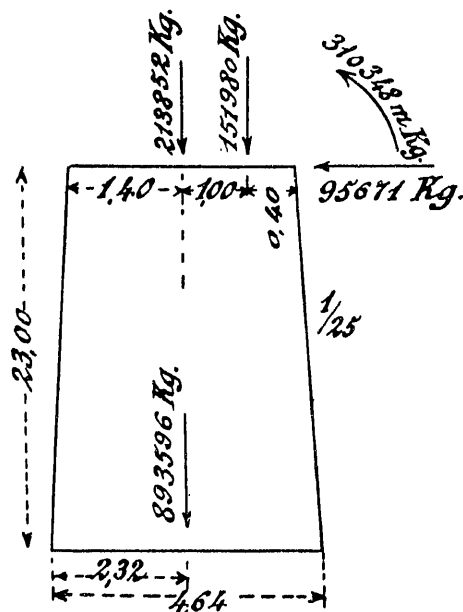
Fuerzas volcadoras

	H - kg	m - m kg
Sobrecarga móvil.....	83 101	240 001
Frenaje.....	12 570	70 347
SUMAS.....	95 671	310 348

Fuerzas resistentes

	V - kg	Excentricidad
Peso propio de las bóvedas (2 \times 229 902).....	459 804	»
Pesos aislados permanentes (2 \times 127 024).....	254 048	»
SUMA.....	713 852	»
Sobrecarga móvil.....	143 980	»
Frenaje.....	8 000	»
SUMAS.....	151 980	1,00
Peso propio de la pila.....	893 596	»

Con estos datos podemos ya comprobar la estabilidad de la pila, bastando para ello fijarse en la figura adjunta, en donde están reunidos todos los elementos:



Momento volcador = 310 348 + 95 671 \times 23,00 = 2 510 781 m kg

Momento resistente = 713 852 \times 2,32 + 151 980 \times 3,32 + 893 596 \times 2,32 = 4 233 851 m kg.

Coefficiente de estabilidad = $\frac{4\ 233\ 851}{2\ 510\ 781} = 1,68$

Este valor del coeficiente de estabilidad es aceptable y sería mucho mayor de valorar la continuidad de los arcos.

ESTABILIDAD ELÁSTICA EN LA BASE DE LA PILA

Para hacer esta comprobación necesitamos conocer el punto de paso de la resultante total, o sea la distancia de su componente vertical a la arista inferior izquierda de la base de la pila. Se determina del modo siguiente:

Momento estático total en la base = 4 233 851 - 2 510 781 = 1 723 070 m kg.

Componente vertical total = 713 852 + 151 980 + 893 596 = 1 759 428 kg.

Luego la distancia buscada valdrá $\frac{1\ 723\ 070}{1\ 759\ 428} = 0,98$

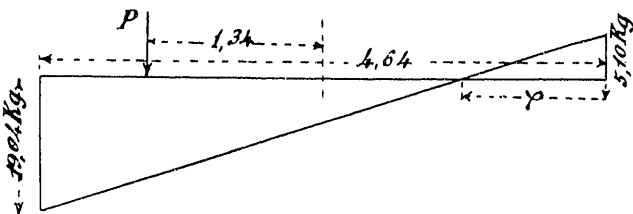
y, por tanto, la distancia de la componente vertical al eje de la pila será de 2,32 - 0,98 = 1,34 metros.

La base de la pila trabaja, pues, a flexión compuesta, y siendo la sección de $5,44 \times 4,64$ m, las cargas de trabajo valdrán:

$$\text{Compresión, } \frac{1\,759\,428}{5,44 \times 4,64} + \frac{6 \times 1\,759\,428 \times 1,34}{5,44 \times 4,64^2} = 6,97 + 12,07 = 19,04 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tracción, } 6,97 - 12,07 = 5,10 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo de tracción que resulta en la base de



la pila en la realidad no debe existir, pues seguramente quedará contrarrestado por la continuidad de los arcos. Pero como hemos despreciado este efecto favorable, no hay más remedio que armar, aunque ligeramente, los dos paramentos laterales de la pila en una cierta altura, pues las tensiones empiezan a

los 12 m de profundidad a partir de la coronación.

La cantidad de armadura necesaria se calcula del siguiente modo:

$$\frac{x}{5,10} = \frac{4,64 - x}{19,04} \times 19,04x = 5,10 \times 4,64 - 5,10x$$

de donde

$$x = 0,98$$

El esfuerzo total de tracción valdrá, pues,

$$\frac{1}{2} \times 98 \times 544 \times 5,10 = 135\,945 \text{ kg}$$

La sección metálica necesaria será de $\frac{135\,945}{1\,200} = 113,28 \text{ cm}^2$, que se forma con 12 redondos de $35 \text{ mm} = 12 \times 9,62 = 115,44 \text{ cm}^2$.

No entramos en los detalles de cálculo de los elementos restantes del tramo de 30 m de luz, por ser demasiado sencillos.

En otro artículo, y para no alargar excesivamente este trabajo, me ocuparé ligeramente del cálculo de la bóveda para el viaducto de Siete Lunas.

José ROSELLÓ

Ingeniero encargado del ferrocarril de Alicante a Alcoy

Sobre la preparación profesional

Comentando un artículo del Sr. Rodríguez de Roda sobre la educación profesional del ingeniero y de sus auxiliares ¹, el ilustre Director de nuestra Escuela, Sr. Machimbarrena, acababa haciendo a todos un llamamiento para provocar un cambio de impresiones sobre tema tan interesante.

Acertada es, sin duda, la iniciativa, y como profesor estimo un deber acudir a ese llamamiento, sin que esto quiera decir que sea éste asunto que sólo a los profesores compete, pues afecta lo mismo a cuantos intervienen o están interesados en nuestras obras y servicios.

Y aun diría que más a éstos que a aquéllos. El profesor tiende a concentrar su atención en su propia asignatura; dirige su enseñanza a hacerla lo más asequible posible a sus alumnos; juzga del aprovechamiento de éstos por las pruebas parciales o definitivas, y los abandona cuando los encuentra suficientemente instruidos en el programa que con más o menos acierto se ha impuesto. Sus puntos de vista demasiado personales, podrán ser templados por los criterios de sus compañeros; pero con ello la tendencia general no puede ser sensiblemente modificada, y así, uno tras otro, va el estudiante atravesando los distintos cursos hasta ser entregado a la profesión. Es la profesión que los recibe la que mejor puede juzgar del resultado, y este juicio debe ser la principal, si no la única, norma que inspire al profesor la confirmación o la rectificación de sus métodos.

Y vengamos ya al asunto concreto. Dado el estado actual de nuestras enseñanzas, ¿cuáles serían los me-

dios y reformas más conducentes para aumentar su eficacia?

Cuando se trata de la formación de los ingenieros, lo primero que hay que determinar es qué es lo que el ingeniero ha de ser. El Sr. Rodríguez de Roda decía: «El ingeniero descendió de un pedestal elevado para vivir con la realidad, que es donde su misión tiene sitio.» Es claro que su sitio es la realidad; pero ¿qué quiere decir eso de que descendiera de un pedestal elevado? ¿Es, acaso, que en el complejo ejercicio profesional no es necesario ocupar todos los pedestales? ¿Qué significan, si no, esos tres grados preconizados por el Sr. Rodríguez de Roda, y que yo admitiría de muy buena gana, aunque con algunas variantes respecto a su significación y aplicación?

Yo creo que no se puede hablar con propiedad de la misión del ingeniero, sino de las misiones, no todas comparables. ¿Es que se necesitan los mismos conocimientos, la misma capacidad para construir o para proyectar una tajea que si se tratara del gran puente del Forth? ¿Se habrá de exigir lo mismo al director de una gran empresa pública o privada que al que ha de desempeñar un puesto subordinado y burocrático?

Y si las necesidades son varias, ¿qué inconveniente puede haber en escalonarlas y en satisfacerlas escalonadas? Por eso los grados me parecen bien en principio; no sólo bien, me parecen indispensables. Basta el ingeniero práctico (más bien podríamos llamarlo empírico) para las obras de menor cuantía; es preciso el ingeniero de elevada cultura científica, profesional y social, para que abarque el amplio campo de las actividades nacionales que a su carrera competen. Y esto será cada vez más necesario, porque será cada vez más preciso que la competencia domine en los

¹ REVISTA del 15 de junio último, página 219.