

puesto en obra; se podrá utilizar en ella la piedra partida o el canto rodado; si el terreno sobre que se asienta no reúne buenas condiciones, podrá aumentarse a 15 centímetros el espesor de esta capa. La capa de rodadura tendrá un espesor de 6 centímetros, y por excepción, si ha de resistir a un tráfico muy pesado, llegará a 8 cm; se empleará en ella piedra dura y de aristas vivas, de tamaño de 2 a 4 centímetros; la cantidad de cemento no será inferior a 400 kilogramos por metro cúbico de hormigón puesto en obra, y se recomienda llegar a 500 kg.

El hormigón se hará necesariamente con hormigonera; la capa de fundación será vibrada o apisonada mecánicamente, y la de rodadura será también vigilada o apisonada mecánicamente; esta operación será independiente de la que se ejecute en la capa de fundación, pero se hará antes de que haya fraguado ésta. La superficie será nivelada preferentemente con un cilindro que se mueva perpendicularmente al eje de la carretera y cuyo peso no exceda de 10 kg por centímetro de llanta.

La regularidad de la superficie se asegurará por el hormigón por sí mismo bien apisonado, prohibiéndose rigurosamente el uso del mortero para regularizar la superficie, y todas las operaciones de terminación del hormigonado tenderán a hacer el mosaico aparente, evitando la formación de una capa de mortero en la superficie del revestimiento.

La regularidad del perfil a lo largo se comprobará por medio de una regla de 3 metros que, aplicada longitudinalmente, no deje, entre su canto inferior y la superficie de la carretera, huecos de más de 5 mm.

El detalle de las juntas transversales se deja al arbitrio de los constructores, prescribiéndose que su distancia no ha de ser superior a 15 metros. Respecto a la junta longitudinal, se prevé su necesidad en el caso de que el ancho sea superior a 6 metros y no se haga la obra por mitades del firme.

Por último, se señala en dicha circular un plazo de garantía para el revestimiento de 10 años, fijándose, como límite de desgaste de la capa de rodadura, el de 1,50 centímetros al cabo de 5 años y de 2,50 centímetros a los 10 años, y los desniveles, con relación a la regla longitudinal de 3 metros, serán,

como máximo, de 1 centímetro a los 5 años y de 1,50 a los 10 años, referido a la regla de 2,50.

En España se han hecho firmes de hormigón en dos capas y en una capa, variando mucho las dosificaciones empleadas, no existiendo todavía un criterio uniforme respecto a estos pavimentos, ni unanimidad en sus resultados.

En Bélgica la mayoría de estos firmes se hace en capa única y con dosificación rica de cemento, y en Alemania también se dedica preferente atención a estos firmes, habiéndose construido una pista de ensayos, por el procedimiento de dos capas y de una, para sacar las consecuencias oportunas.

Como resumen de todo lo que hemos expuesto, y tratándose de un firme que todavía presenta problemas que no pueden considerarse resueltos por completo, y sin prejuzgar personalmente su superioridad e inferioridad sobre otra clase de firmes de su mismo orden, observaremos que en los países en que no adquirió todavía una gran extensión en sus aplicaciones es objeto cada día de una mayor atención, que creemos justificada, y deseamos que entre nosotros se llegue a esto mismo, ordenando todas las aplicaciones que de este firme se hacen, reuniendo la documentación necesaria para el mejor conocimiento de sus resultados, pues no hay que olvidar que, como en casi todos los países, es un "pavimento nacional", ya que la industria del cemento en España adquirió un desarrollo y un grado de perfeccionamiento muy elevados, que permite disponer en magníficas condiciones del elemento esencial para esta clase de pavimento, y esto es quizá el mejor argumento para justificar su empleo y preferencia sobre otros pavimentos de categoría análoga que exijan en su composición elementos de procedencia extranjera, y ha de tenerse muy en cuenta que, si los resultados que se obtengan dan lugar a un desarrollo importante de las aplicaciones de este firme, a esto debe de corresponder una tendencia a limitar y reducir los precios, por el mayor consumo que se hará de este material y por la posibilidad de mejorar la organización de estas obras, único procedimiento que asegurará el aumento progresivo en la construcción de estos pavimentos.

Luciano YORDI
Ingeniero de Caminos

Método de la propagación de momentos en las estructuras múltiples¹

Este método simplifica y generaliza al de las *masas elásticas*, expuesto por W. Ritter en *Der Kontinuierliche Balken auf elastisch drehbaren Stützen*, e introducido en España por el ilustre D. Juan Manuel de

Zafra, y del cual tan múltiples y fecundas aplicaciones ha sacado D. Alfonso Peña Boeuf en su *Mecánica Elástica*.

La generalización consiente no limitar el campo de aplicación al de las estructuras de nudos inamovibles,

¹ El cálculo de las estructuras hiperestáticas con nudos múltiples se reduce siempre a determinar cuál es la flexibilidad que una cualquiera de sus piezas tiene, por efecto de la unión con las otras, medio que permite hacer el análisis como una pieza cuyo coeficiente de empotramiento es proporcional a esa coacción.

Este proceso general puede tener distintas modalidades, según la manera de operar, para poder aislar la pieza y estimar su grado de sustentación. El presente artículo, debido al exce-

lente alumno de la Escuela Sr. Prieto Moresi, presenta una de esas modalidades, interesante por su sencillez algorítmica y por la facilidad de su aplicación.

Y es muy grato dar cabida en la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS a un artículo que revela el entusiasmo con que se fomenta entre los alumnos de la Escuela la labor personal en estas enseñanzas básicas de la profesión.—A Peña Boeuf.

y la simplificación evita tener que resolver un sistema de dos ecuaciones en cada barra cargada, y, sin embargo, no es un método de aproximaciones sucesivas, sino que se logra definitivamente la misma aproximación que en los métodos clásicos.

Este modesto trabajo, que mereció la atención de D. Alfonso Peña, constará de dos artículos: en el primero se tratará de la aplicación a las estructuras de nudos inamovibles, y en el segundo se generalizará extendiendo el campo de aplicación.

Estructuras de nudos inamovibles.—Llamaremos estructuras de nudos inamovibles a aquellas en que exista imposibilidad mecánica de desplazamiento lineal de los nudos. Se advierte que no se tienen en cuenta las deformaciones causadas por los esfuerzos normales y tangenciales. Todo lo que se diga de estas estructuras se puede extender a aquellas en las cuales, a pesar de no existir imposibilidad mecánica, sus nudos no sufran desplazamientos lineales por presentar simetría estructural y de carga (ejemplo de estas últimas es un pórtico recto con pilares de igual momento de inercia y carga simétrica en el dintel).

Fundamento para el establecimiento analítico del método.—Partiremos para el establecimiento analítico del método, del primer teorema de las vigas conjugadas de Mohr.

Consideremos (fig. 1) una viga recta apoyada en sus extremos y sometida a una ley de momentos fle-

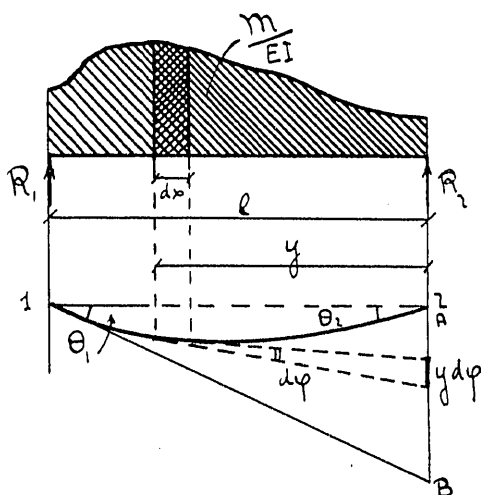


Fig. 1.

tores. Vamos a demostrar que los ángulos que la elástica forma en sus extremos con la línea de apoyos son las reacciones en los extremos correspondientes de una viga imaginaria, que llamaremos conjugada, de la misma longitud y cargada con una ley $\frac{M}{EI}$.

En el extremo 1

$$\theta_1 = \frac{AB}{l} = \frac{1}{l} \int_0^l d\varphi = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{M}{EI} dx \times y = R_1$$

pues la integral es el momento estático del área $\frac{M}{EI}$ respecto al apoyo 2.

Desdoblamiento del estado de cargas.—Sea la estructura de nudos inamovibles representada en la figura 2, con un cierto número de barras cargadas. Apliquemos en los nudos (2 y 4) de las barras carga-

das, que no sean articulaciones o empotramientos perfectos, momentos iguales en magnitud y de signo contrario. Con esto no habrá variado el estado de carga, y el estado b) equivaldrá al a). Podemos escoger las magnitudes de dichos momentos iguales a la suma algebraica de los momentos de reacción que aparecerían en los nudos (2 y 4) de las barras cargadas si fuesen empotramientos perfectos, y entonces podemos desdoblar el estado de carga b), que equivale al inicial a), en dos, c) y d); en el primero, c), se suponen empotramientos perfectos, y, por lo tanto, imposibi-

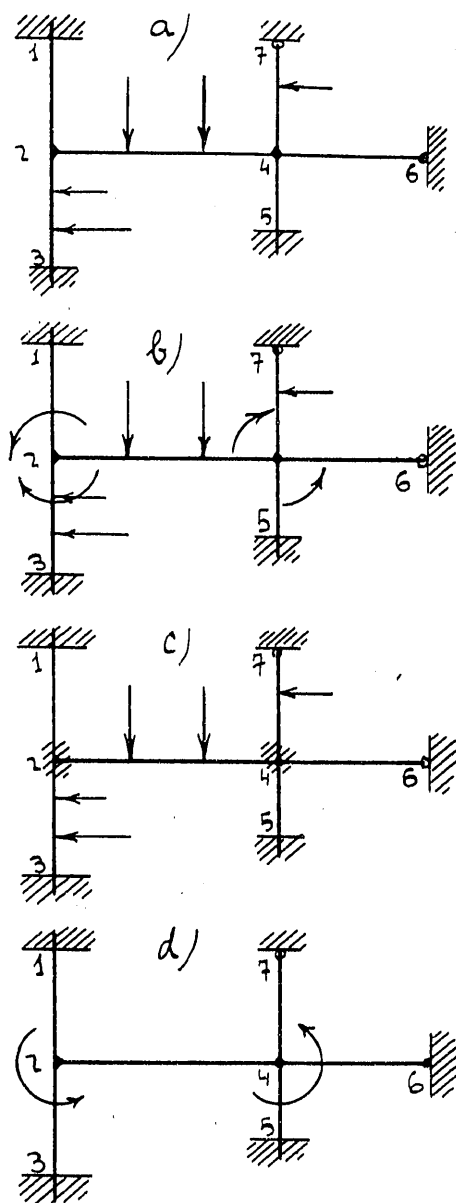


Fig. 2.

lidad de giro de los nudos 2 y 4, y en el segundo, d), se supone la estructura inicial con momentos iguales y contrarios a la suma de los de empotramiento, aplicados en los nudos donde en el estado de carga c) se habían supuesto empotramientos ficticios.

Con esto el problema queda reducido a dos sencillos: el primero se resuelve con la tabla que se inserta al final, relativa a las vigas empotradas en ambos extremos, o empotrada en uno y articulada en el otro, y el segundo consiste en estudiar la propagación a través de la estructura de los momentos

iguales y contrarios a la suma de los momentos reacción que se desarrollaban en los empotramientos ficticios.

Estudio de la propagación

1.º *Distribución del momento aplicado en un nudo entre las barras que concurren en él.*—Consideremos (fig. 3) el nudo 1 de una estructura de nudos inamovibles, y en él aplicado un momento M_1 ; todas

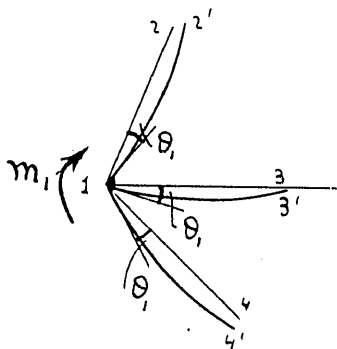


Fig. 3.

las barras del nudo girarán un mismo ángulo, que, como toda deformación elástica, será proporcional a la causa que la produce; de modo que $\theta_1 = \frac{M_1}{\epsilon}$ a cada barra de transmite un momento y tendremos:

$$\theta_1 = \frac{M_{12}}{\epsilon_{12}} = \frac{M_{13}}{\epsilon_{13}} = \frac{M_{14}}{\epsilon_{14}} = \frac{M_{12} + M_{13} + M_{14}}{\epsilon_{12} + \epsilon_{13} + \epsilon_{14}} = \frac{M_1}{\epsilon_{12} + \epsilon_{13} + \epsilon_{14}} = \frac{M_1}{\epsilon}$$

Llamaremos *masa elástica* en el extremo 1 de la barra 1-2 a la cantidad constante ϵ_{12} , tal que $\theta_1 = \frac{M_{12}}{\epsilon_{12}}$, o sea que, suponiendo la barra 1-2 desligada del resto de la estructura en su extremo 1, y aplicado en él un momento flector, el ángulo de giro de dicho extremo sea igual a dicho momento flector dividido por la *masa elástica*.

La *masa elástica* de un nudo donde concurren varias barras hemos visto que es igual a la suma de las masas elásticas de las barras que en él concurren. Y, además, los momentos aplicados a los nudos se dis-

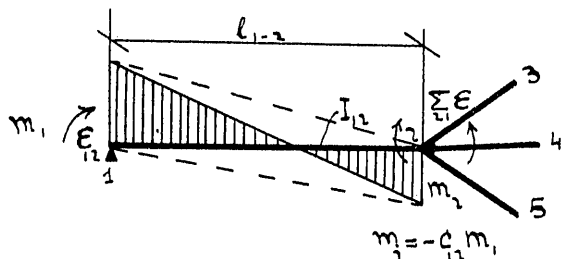


Fig. 4.

tribuyen entre las barras que concurren en ellos, en proporción a sus masas elásticas.

2.º *Transmisión de un momento a través de una barra.*—Consideremos (fig. 4) la barra 1-2 de una estructura, y supongamos que en la distribución antes estudiada le correspondió un momento M_1 en su extremo 1; como en su extremo 2 es solidaria a las

barras 2-3, 2-4, 2-5 del resto de la estructura, aparecerá en él un momento $-M_2$, de signo contrario al anterior, y queremos hallar la relación constante

$$c_{12} = -\frac{M_2}{M_1}$$

que llamaremos *coeficiente de transmisión*.

En el extremo 2 la masa elástica que se opone a su giro es

$$\Sigma_{21}\epsilon = \epsilon_{23} + \epsilon_{24} + \epsilon_{25}$$

la llamamos $\Sigma_{21}\epsilon$ porque es la suma de las masas elásticas de todas las barras que concurren en el nudo 2, excepto la 1-2.

Calculemos los giros de los extremos de la barra 1-2 aplicando el teorema de Mohr.

$$\theta_2 = \frac{M_2}{\Sigma_{21}\epsilon} = \frac{c_{12}M_1}{\Sigma_{21}\epsilon} = \frac{1}{EI_{12}} \left[\frac{1}{2} M_1 l_{12} \frac{1}{3} - \frac{1}{2} c_{12} M_1 l_{12} \frac{2}{3} \right]$$

$$\theta_1 = \frac{M_1}{\epsilon_{12}} = \frac{1}{EI_{12}} \left[\frac{1}{2} M_1 l_{12} \frac{2}{3} - \frac{1}{2} c_{12} M_1 l_{12} \frac{1}{3} \right]$$

de la primera:

$$c_{12} = \frac{1}{2 + \frac{6EI_{12}}{l_{12}\Sigma_{21}\epsilon}}$$

de la segunda:

$$\epsilon_{12} = \frac{6EI_{12}}{(2 - c_{12})l_{12}}$$

Si llamamos *rigidez* de la barra 1-2 a

$$K_{12} = \frac{EI_{12}}{l_{12}}$$

pueden expresarse las fórmulas anteriores de modo más sencillo:

$$c_{12} = \frac{1}{2 + \frac{6K_{12}}{\Sigma_{21}\epsilon}} \quad \epsilon_{1-2} = \frac{6K_{12}}{2 - c_{12}}$$

Los valores de K pueden expresarse en números proporcionales sencillos.

De este modo tenemos dos sencillas fórmulas que nos relacionan $\Sigma_{21}\epsilon$ con c_{12} , y c_{12} con ϵ_{12} .

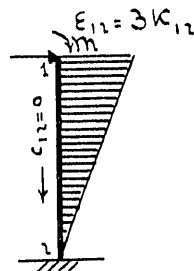


Fig. 5.

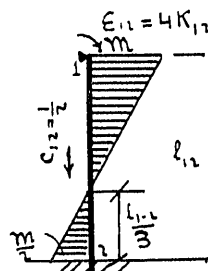


Fig. 6.

Consideremos los casos particulares de articulación y empotramiento perfecto. En el primero (figura 5) $\Sigma_{21}\epsilon = 0$, y, por tanto,

$$c_{12} = 0 \quad \epsilon_{12} = 3K_{12}$$

En el segundo (fig. 6), $\Sigma_{21}\epsilon = \infty$, de donde

$$c_{12} = \frac{1}{2} \quad \epsilon_{12} = 4K_{12}$$

y vemos que por ser $c_{12} = \frac{1}{2}$, la ley de momentos pasa por el tercio.

Convención de signos.—Como en todo el método se opera con momentos que actúan sobre los nudos, conviene, para la seguridad del método, establecer con gran claridad los signos de los momentos, y consideraremos como positivos los momentos que actúan sobre los nudos en el sentido de las agujas de un reloj, y como negativos los de sentido contrario. Por ejemplo, en una viga empotrada, como la de la figura 7, el momento de la derecha será positivo, y el de la izquierda, negativo. En cada nudo sumaremos algebraicamente los momentos y repartiremos la suma cambiada de signo proporcionalmente a las masas elásticas de las barras concurrentes.

Al transmitir un momento en una barra, como lo que se transmite no es un momento de nudo sobre barra, sino de barra sobre nudo, la barra actuará en el otro extremo sobre el otro nudo con un momento del mismo signo, y, por tanto, los *coeficientes de*



Fig. 7.

transmisión son siempre positivos. Este momento transmitido se distribuye a las otras barras cambiando de signo, pues para el equilibrio la suma de momentos en cada nudo debe ser cero.

Resumiendo:

- 1.º Se distribuye la suma algebraica de los momentos de empotramiento cambiada de signo.
- 2.º Se transmite con el mismo signo.
- 3.º El momento transmitido se distribuye a las otras barras cambiando de signo.

Mecanismo de cálculo.—Se parte de los contornos de la estructura, calculando los coeficientes de transmisión y las masas elásticas en los extremos de barra que se suman en los nudos. Se calculan los momentos de empotramiento correspondientes al estado de carga c) de la figura 2, y con arreglo a la convención de signos antes indicada se suman algebraicamente en cada uno, y esta suma, cambiada de signo, se distribuye entre las barras que concurren en el nudo proporcionalmente a sus masas elásticas. Hecha la distribución se transmiten los momentos con arreglo a los coeficientes de transmisión de cada barra. Para terminar sumaremos en cada extremo de barra el momento de empotramiento (correspondiente al estado de carga c) y los distribuidos o transmitidos en el estado de carga d ; a estas sumas se les pondrá el signo que les corresponda según la convención de signo que empleemos para la representación de las leyes de momentos flectores en la estructura.

En los ejemplos se advertirá la sencillez de todo lo expuesto.

Barras de momento de inercia variable.—Todo lo dicho hasta ahora se refiere a estructuras cuyas barras sean de inercia constante, que es el caso más frecuente en la práctica, pues en edificación los acartelamientos, además de ser arquitectónicamente an-

tiestéticos, son antieconómicos por la complicación necesaria de los encofrados.

Sin embargo, en puentes de tramos rectos continuos o pórticos en que se quiera aquilatar los peraltos de los dinteles se disponen grandes acartelamientos. En estos casos las masas elásticas y los coefi-

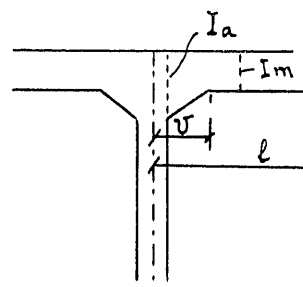


Fig. 8.

cientes de transmisión, así como los momentos de empotramiento perfecto, se podrán calcular por procedimientos gráficos o analíticos.

Santarella, en un ejemplo de su *Il Cemento Armato*, indica unos coeficientes de corrección que, acoplados a la notación de este artículo, resultan ser (figura 8):

$$\alpha = \frac{v}{l}, \quad n = \frac{I_m}{I_a}$$

$$\begin{cases} y = 3 - 4\alpha(1 - n) \\ y' = 1 - \alpha^2(1 - n)(3 - 1,6\alpha) \end{cases}$$

$$\varepsilon = \frac{6Km}{y - y'(c + 1)} \quad c = \frac{1}{\frac{y}{y'} - 1 + \frac{6Km}{\Sigma \varepsilon}}$$

EJEMPLO 1.º Viga continua.—Calculemos la viga continua indicada en la figura 9. La viga es de inercia constante, y las rigideces serán inversamente proporcionales a las longitudes de cada tramo.

$$K_{12} = 1 \quad K_{23} = 1,5 \quad K_{34} = 1,2$$

Calculemos las masas elásticas y los coeficientes de transmisión:

$$c_{21} = \frac{1}{2} \quad \varepsilon_{21} = 4K_{12} = 4 \quad c_{32} = \frac{1}{2 + \frac{6 \times 1,5}{4}} = 0,236$$

$$\varepsilon_{32} = \frac{6 \times 1,5}{2 - 0,236} = 5,1 \quad \varepsilon_{34} = 3K_{34} = 3,6$$

$$c_{23} = \frac{1}{2 + \frac{6 \times 1,5}{3,6}} = 0,222 \quad \varepsilon_{23} = \frac{6 \times 1,5}{2 - 0,222} = 5,06$$

Los momentos de empotramiento ficticio, que acentuamos, son:

$$M'_{12} = -M'_{21} = \frac{Pl}{8} = 7,5 \text{ T} \times \text{m}$$

$$M'_{23} = -M'_{32} = \frac{2Pl}{9} = 4,44 \text{ T} \times \text{m}$$

$$M'_{34} = \frac{Pl^2}{8} = 9,38 \text{ T} \times \text{m}$$

Distribuyendo y transmitiendo: 1.º—Nudo 2:

$$\begin{aligned}\Sigma_2 M &= 7,5 - 4,44 = 3,06 & M_{21} &= \frac{3,06}{4 + 5,06} \times 4 = 1,35 \\ M_{12} &= \frac{1}{2} \times 1,35 = 0,675 & M_{23} &= \frac{3,06}{4 + 5,06} \times 5,06 = 1,71 \\ M_{32} &= 1,71 \times 0,222 = 0,38 & M_{34} &= -M_{32} = -0,38\end{aligned}$$

2.º—Nudo 3:

$$\begin{aligned}\Sigma_3 M &= -9,38 + 4,44 = -4,94 \\ M_{32} &= -\frac{4,94}{5,1 + 3,6} \times 5,1 = -2,9 \\ M_{23} &= -2,9 \times 0,236 = -0,682 & M_{31} &= 0,682\end{aligned}$$

Sumando:

$$\begin{aligned}M_{12} &= 0,5 \times 0,682 = 0,341 \\ M_{34} &= -\frac{4,94}{5,1 + 3,6} \times 3,6 = -2,04 \\ \Sigma M_{12} &= 7,5 + 0,675 + 0,341 = 8,516 \\ \Sigma M_{21} &= -7,5 + 1,35 + 0,682 = -5,468 \\ \Sigma M_{23} &= 4,44 + 1,71 - 0,682 = 5,468 \\ \Sigma M_{32} &= -4,44 + 0,38 - 2,9 = -6,96 \\ \Sigma M_{34} &= 9,38 - 0,38 - 2,04 = 6,96\end{aligned}$$

De este modo tenemos calculados los momentos en cada apoyo, con la comprobación de que la suma de momentos a ambos lados de un apoyo ha de ser

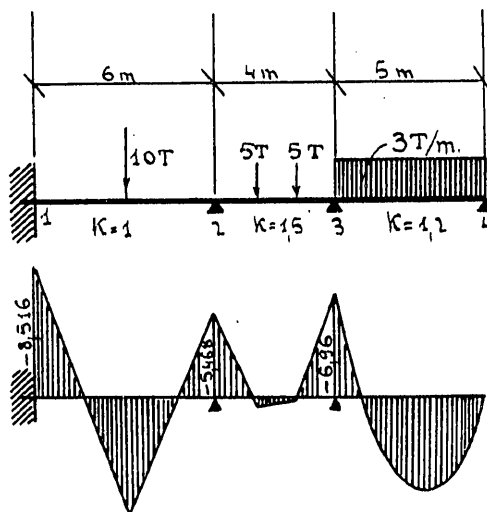


Fig. 9.

nula. Adoptado el signo para la representación de la ley de momentos flectores, se hace ésta en la misma figura 9.

En el caso de infinitos tramos de igual luz e igual

inercia, las masas elásticas y los coeficientes de transmisión tienden rápidamente a un límite, como se indica en la figura 10.

EJEMPLO 2.º Pórtico múltiple.—Calculemos el pórtico representado en la figura 11. Como observará el lector, para hacer la estructura de nudos

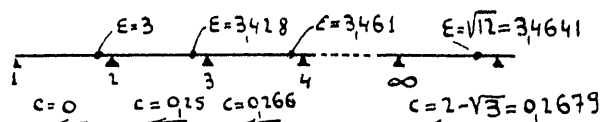


Fig. 10.

inamovibles introducimos un apoyo ficticio en el nudo 8; en el segundo artículo se estudiará el efecto del movimiento de nudos del mismo pórtico de este ejemplo. La relación de momentos de inercia de dinteles y pilares la fijamos en 12, por lo cual, si $K_p = 1$, $K_d = 6$.

Cálculo de las masas elásticas y coeficientes de transmisión:

$$\varepsilon_{21} = \varepsilon_{43} = \varepsilon_{65} = \varepsilon_{87} = 4K_p = 4 \quad c_{21} = c_{43} = c_{65} = c_{87} = 0,5$$

$$c_{42} = \frac{1}{2 + \frac{6 \times 6}{4}} = \frac{1}{11} = c_{68}$$

$$\varepsilon_{42} = \frac{6 \times 6}{2 - \frac{1}{11}} = 18,86 = \varepsilon_{68}$$

$$c_{64} = \frac{1}{2 + \frac{6 \times 6}{18,86 + 4}} = 0,28 = c_{46}$$

$$\varepsilon_{64} = \varepsilon_{46} = \frac{6 \times 6}{2 - 0,28} = 20,9$$

$$c_{86} = c_{24} = \frac{1}{2 + \frac{6 \times 6}{20,9 + 4}} = 0,292$$

$$\varepsilon_{86} = \varepsilon_{24} = \frac{6 \times 6}{2 - 0,292} = 21,1$$

Cálculo de los momentos de empotramiento ficticio:

$$M'_{12} = -M'_{21} = \frac{Pl^2}{12} = \frac{0,6 \times 6 \times 6}{12} = 1,8$$

$$M'_{24} = -M'_{42} = M'_{46} = -M'_{64} = 14,4$$

$$M'_{68} = -M'_{86} = 36$$

En el nudo 2, $\Sigma M = -12,6$; en el 4, $\Sigma M = 0$; en el 6, $\Sigma M = -21,6$, y en el 8, $\Sigma M = 36$.

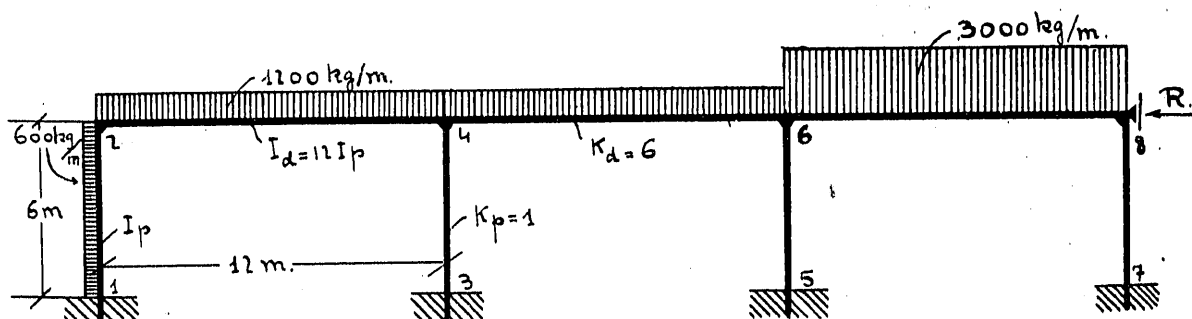


Fig. 11.

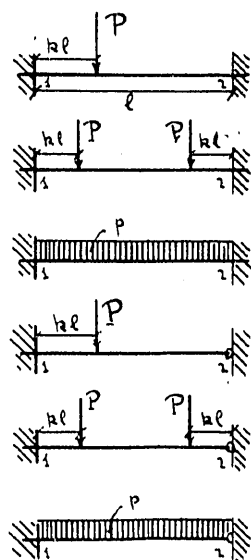


Fig. 12. Casos de carga

$$\begin{cases} m_1 = Pk(1-k)^2 l \\ m_2 = -Pk(1-k)l \end{cases}$$

$$\begin{cases} m_1 = Pk(1-k)l \\ m_2 = -Pk(1-k)l \end{cases}$$

$$\begin{cases} m_1 = \frac{Pl^2}{12} \\ m_2 = -\frac{Pl^2}{12} \end{cases}$$

$$\begin{cases} m_1 = \frac{1}{2}P(1-k)(2-k)kl \\ m_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} m_1 = \frac{3}{2}Pk(1-k)l \\ m_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} m_1 = \frac{Pl^2}{8} \\ m_2 = 0 \end{cases}$$

Distribuimos, transmitimos y sumamos en el siguiente orden: momentos de empotramiento, momentos transmitidos por el 2, 6 y 8, como se indica en el siguiente cuadro:

$M_{12} =$	1,800	-	1,005	-	0,109	-	0,077	=	+	0,609	T × m	
$M_{21} =$	-	1,800	-	2,010	-	0,217	-	0,154	=	-	4,181	T × m
$M_{24} =$	14,400	-	10,590	+	0,217	+	0,154	=	+	4,181	T × m	
$M_{42} =$	-	14,400	-	3,090	+	2,390	+	1,690	=	-	13,410	T × m
$M_{43} =$	0,000	+	0,495	+	0,500	+	0,360	=	+	1,355	T × m	
$M_{34} =$	0,000	+	0,248	+	0,250	+	0,180	=	+	0,678	T × m	
$M_{46} =$	14,400	+	2,595	-	2,890	-	2,050	=	+	12,055	T × m	
$M_{64} =$	-	14,400	+	0,727	-	10,320	-	7,310	=	-	31,303	T × m
$M_{65} =$	0,000	-	0,127	-	1,980	-	1,400	=	-	3,507	T × m	
$M_{56} =$	0,000	-	0,064	-	0,985	-	0,700	=	-	1,749	T × m	
$M_{68} =$	36,000	-	0,600	-	9,300	+	8,710	=	+	34,810	T × m	
$M_{86} =$	-	36,000	-	0,054	-	0,845	+	30,190	=	-	6,709	T × m
$M_{87} =$	0,000	+	0,054	+	0,845	+	5,710	=	+	6,609	T × m	
$M_{78} =$	0,000	+	0,027	+	0,423	+	2,855	=	+	3,305	T × m	

Como comprobación se ve que la suma de momentos alrededor de un nudo es cero.

José-Eligio PRIETO MORESI
Alumno de cuarto año de la Escuela
de Caminos

Regulación de los aparatos de apoyo móviles de los tramos metálicos

Un aspecto interesante de la conservación de los tramos metálicos es el de mantener en buen estado de funcionamiento los aparatos en que se apoya la estructura. Y es interesante, porque tales aparatos, además de recibir y transmitir las reacciones de toda índole que se desarrollan, *materializan*, por así decir, las hipótesis de cálculo, permitiendo a la estructura en sus apoyos el grado de libertad que exige su deformación elástica.

Una falta o defecto, simplemente un descuido en su conservación puede dar lugar a perturbaciones de importancia, no solamente para el tramo en sí, sino para los elementos que lo sustentan (pilas o palizadas), todo ello con peligro evidente en determinados casos, como sucede, por ejemplo, en las vigas continuas, en las que, no sólo la desnivelación de alguno de sus apoyos, sino también el no facilitarse la libre dilatación o contracción del conjunto, bajo la acción de la temperatura, puede acarrear riesgos de importancia, sobre todo en los tramos metálicos para ferrocarril, en los que el efecto dinámico de impacto, a más de aumentar la importancia de tales contingencias, incrementa la posibilidad de que no sea correcto el funcionamiento de los aparatos de apoyo móviles, pues el régimen vibratorio a que en la práctica resulta sometida la estructura, unido a los efectos de frenado o arranque, originan esfuerzos de deslizamiento que pueden alterar las posiciones relativas de los rodillos, y merman, por tanto, la eficacia del sistema de apoyo del conjunto.

En los tramos de hormigón armado, independientes o continuos, no alcanzan tanta importancia los efectos apuntados, porque en ellos la relación del peso muerto a la sobrecarga es bastante más importante,

en general, que el valor de la misma relación en los tramos metálicos para ferrocarril, y, por consiguiente, no es fácil que se altere en aquéllos el funcionamiento regular de los rodillos de sus aparatos de apoyo, pues, según hemos comprobado, es la influencia predominante de la sobrecarga el factor que más interviene en la perturbación.

* * *

El principal objeto de los rodillos de los aparatos de apoyo móviles es el de absorber las diferencias

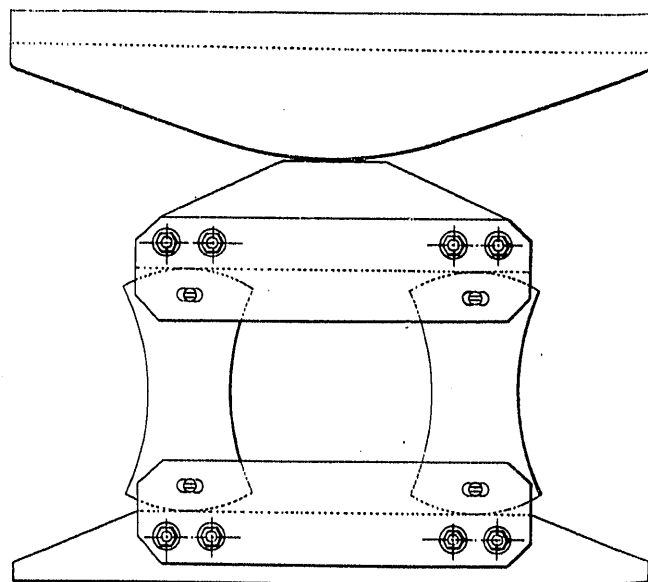


Fig. 1.