

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LOS EFECTOS DINAMICOS EN LOS PUENTES DE FERROCARRIL (*)

Por E. DE ALARCON ALVAREZ

Ing. de Caminos, Canales y Puertos en la Subjefatura de Estudios y Obras Nuevas del D.I.F., RENFE.

Se presentan consideraciones elementales sobre el coeficiente de impacto y se indican los resultados de las medidas ORE-UIC, a los que, en general, no se ha prestado la atención que merecen. Para facilitar su uso se presenta un diagrama de alineación doble, que se compara con la fórmula de la instrucción vigente.

PLANTEAMIENTO

Usualmente el efecto dinámico de las cargas que circulan sobre los puentes se fija por simple mayoración de los esfuerzos estáticos correlativos.

La determinación del valor de esa mayoración, o coeficiente de impacto, ha preocupado a los ingenieros desde los primeros tiempos del ferrocarril, y ya en 1847 Stokes (1) resolvió el problema del efecto debido a una masa que se desplaza a velocidad constante sobre una viga de peso despreciable, llegando a la solución exacta mediante el empleo de series (**).

Sin embargo, que esa mayoración exista no es obvio. En las primeras publicaciones sobre el tema podemos leer que "... algunos ingenieros piensan que la flexión debida al paso de un cuerpo a gran velocidad sobre una viga es inferior a la que produciría el mismo cuerpo en reposo; es más, cuando observan un crecimiento lo atribuyen a las sacudidas que producen la locomotora y el tren al pasar sobre las desigualdades de la vía..." (2).

Este punto de vista lo recoge nuestra Revista en 1853, donde podemos leer: "... Según las leyes de la mecánica, cuando un cuerpo grave se pone en movimiento sobre un plano horizontal, el efecto ejercido por su peso sobre el plano es tanto menor cuanto mayor es la velocidad. Puede concebirse una velocidad tan considerable que el efecto fuese enteramente insensible. Semejante principio había hecho creer a muchos ingenieros que la flexión ocasionada por el paso de un cuerpo grave con gran velocidad sobre una viga era menor que la que produciría el mismo cuerpo en reposo..."

Como se ve, queda latente siempre la inquietud ante la mezcla de efectos que

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta Revista, hasta el 31 de diciembre de 1970.

(**) El concurso Liverpool-Manchester, base histórica del ferrocarril como medio de transporte colectivo, tuvo lugar en 1829. En los catorce años comprendidos entre estas dos fechas, la industria metálica inglesa había sido capaz de suministrar puentes de vigas rectas para los ferrocarriles; tras una serie de roturas que conmocionaron a la opinión pública, el Gobierno nombró una comisión para estudiar el uso adecuado del hierro y de la fundición. En este marco debe incluirse el estudio citado de Stokes.

contribuyen a las deformaciones dinámicas, e incluso se complica a veces con la consideración de la fatiga (*).

Para centrar el estudio conviene precisar, en cierto modo, las peculiaridades que definen la marcha de una sobrecarga sobre un elemento elástico. Ello se puede realizar pensando que la fuente de perturbaciones puede estar en el vehículo o en la estructura, y naturalmente en la interacción de ambas. En el primer grupo podríamos incluir los planos e irregularidades en las bandas de las ruedas; el estado de oscilación de la caja de la máquina, previo a la entrada en el puente, los movimientos diversos característicos de la marcha del tren (lazo, galope, etc.), los contrapesos de equilibrado de las ruedas (*hammer-blow*) en las locomotoras de vapor, etc. En el segundo grupo se incluyen los efectos de la fuerza centrífuga ocasionada por la deformación, las oscilaciones simultáneas, el choque repetido de las ruedas al salvar una junta de carril, la configuración más o menos periódica de la vía, las traviesas mal bateadas, etc. Se presentan, incluso, extraños efectos mixtos como el de "choques agrupados" descrito por Caseï (5), que se produce al paso, sobre juntas regularmente repartidas, de grupos de vagones con carga y empate iguales. En esas juntas hay choques que se suceden regularmente por grupos de tal modo que, a una cierta velocidad, alcanzan la resonancia con el puente.

Esta simple y nada exhaustiva serie de factores se encuentra incluida tras la inofensiva fachada del "coeficiente de impacto" de tan sencillo manejo en la labor cotidiana del proyectista.

Con el fin de hallar una solución se han seguido, históricamente, dos caminos; por un lado se han analizado las causas con el fin de resolverlas teóricamente; ello ha exigido un esfuerzo largo y continuado que, en muchos casos, no coincide en absoluto con la realidad, pues la complejidad del tema impone el sacrificio de simplificaciones no siempre justificadas: idealizar la carga como fuerza sin masa, prescindir de los numerosos (y mal estudiados) amortiguamientos, etc.

Fijémonos además en que no se conoce con exactitud la distribución de la carga en el puente, puesto que ni siquiera disponemos de una teoría contrastada que permita determinar el espesor de balasto necesario para unas determinadas características de la base o sistema portante.

Ante esta realidad, y de modo simultáneo, se han llevado a cabo experiencias con puentes y cargas reales. No se intenta con ello desentrañar una ley física, sino buscar una envolvente máxima de los valores reales del impacto, que nos permita utilizar una expresión sencilla y general con la suficiente seguridad.

Las dificultades de este procedimiento radican en la decisión sobre el aparato a utilizar, pues por lo demás, si se consigue la exactitud adecuada, el problema queda resuelto con coeficiente de ignorancia incluido (**).

SOLUCION TEORICA

La solución teórica se puede plantear con cierta facilidad si se prescinde de juntas, planos de rueda y configuración de vía. La ecuación adecuada es:

$$E J v_x^{IV} + m v_r^{II} + 2 m w_b v_t^I = p(x, t)$$

(*) Un tema parecido puede verse en (3) y los comentarios de Neal y Symonds en (4).

(**) Waddell aseguraba que una tanda de ensayos fiables, para determinar el impacto, era la meta de su vida (6).

El valor $p(x, t)$ depende del tipo de carga que se imponga.

Si se desplaza una fuerza constante P a lo largo de la viga con una velocidad c , para:

$$0 \leq t \leq L/c$$

el segundo miembro es:

$$p(x, t) = \delta(x - ct)P \quad \text{con} \quad \delta(x) = \begin{cases} 0; & x \leq 0 \\ 1/\varepsilon; & 0 < x < \varepsilon \\ 0; & x \geq \varepsilon \end{cases}$$

Este sería el caso de una locomotora moviéndose sobre una viga de gran luz; de hecho la hipótesis ha demostrado ser válida para puentes de 40 m. en adelante.

Los efectos del *hammer-blow* se introducen suponiendo que la fuerza móvil es armónica; en este caso:

$$p(x, t) = \delta(x - ct)P \cdot \sin \Omega t$$

En las máquinas modernas este efecto no se presenta, pero la doble suspensión provoca una fuerte oscilación de la masa del vehículo, por lo que el efecto total sería la suma de los dos casos anteriores, es decir, sería una fuerza

$$P = P_0(1 + K \sin \Omega t)$$

Con objeto de tener en cuenta la presencia de los vagones, se supone que tienen empates y longitudes iguales, lo que permite idealizar el caso de carga suponiendo que detrás de la $P(1 + K \sin \Omega t)$, representativa de la locomotora, se mueve una sobrecarga uniforme p que llega hasta el extremo de la viga. En este caso, a la solución anterior deberíamos sumar la que resulta de hacer:

$$p(x, t) = p[1 - z(x - ct)] \quad \text{con} \quad z(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < 0 \\ 1 & \text{si } x > 0 \end{cases}$$

Para los puentes cortos, además de una serie de pintorescos problemas (como el efecto viga del propio chasis de la locomotora), es fundamental el conocimiento de la distribución de la masa del vehículo, pues su longitud ya no es despreciable frente a la de la viga.

Wen (7) y Fryba (8) han propuesto una solución que en esencia consiste en establecer como vehículo un sistema con 4 grados de libertad que se mueve sobre una apretada superficie de resortes sostenidos por una viga de canto constante.

En algunos casos (9) se ha introducido también el efecto de las viguetas transversales suponiendo una rigidez variable en la capa de balasto citada (fig. 1).

Simultáneamente se consideran los efectos de los planos de las ruedas y la configuración de la vía mediante una función adecuada $f_i(x)$. El efecto de los planos se toma en consideración suponiendo que la distancia del centro de gravedad de la rueda a la fibra media de la viga se modifica en la cantidad f_i . Respecto a la configuración se considera una trayectoria periódica, pues, además de facilitar el trabajo, se demuestra que la hipótesis es aceptable. Mauzin y Joly (10) proponen la expresión:

$$y = -\frac{h}{20} \left(6 \cos 2\pi \frac{x}{L} + 11 \cos 4\pi \frac{x}{L} + 3 \right)$$

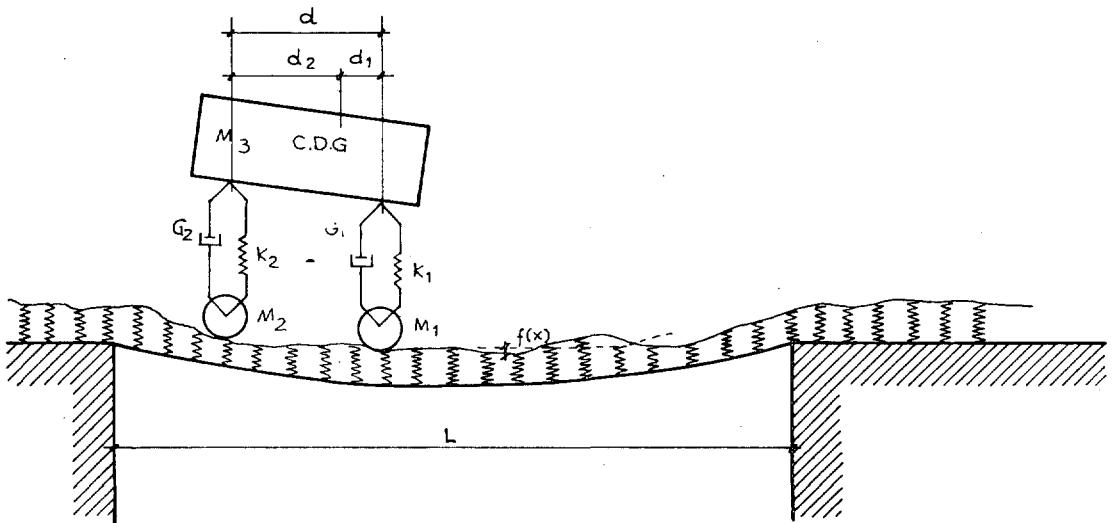


Figura 1.

De acuerdo con la figura, las ecuaciones serán:

$$-I\zeta(t)^2 + \sum_1^2 (-1)^i d_i [F_i(t) + G_i(t)] = 0$$

$$-m_3 v_3(f)^2 - \sum_1^2 [F_i(t) + G_i(t)] = 0$$

$$P_i + P_{3i} - m_i v_i(t)^2 + [F_i(t) + G_i(t)] - P_i(t) = 0 \quad (i = 1, 2)$$

la primera de las cuales expresa la posibilidad de giros alrededor de un eje horizontal perpendicular al puente, la segunda es el equilibrio dinámico de la parte suspendida del vehículo y la tercera se refiere a los desplazamientos verticales de los ejes no suspendidos (dos ecuaciones).

La quinta ecuación es el movimiento de la viga cargada con este sistema, y se escribe:

$$EJv(x, t)_x^4 + mv(x, t)_t^2 + 2mw_bv(x, t)_t^1 = \sum_1^2 \varepsilon_i \delta(x - x_i) \cdot P_i(t)$$

Queda claro, sin embargo, que todo procedimiento teórico implica una validez relativa mientras no se disponga de datos estadísticos sobre obras y cargas reales.

Si se consiguen establecer modelos únicos o leyes fijas para las características que influyen en el problema, seremos capaces de presentar al proyectista una fórmula sencilla, pero en el paso habremos perdido la precisión que pretendríamos con nuestros cálculos (*). No obstante, éstos mantendrán su validez en el estudio de una obra particular. Precisamente es en el estudio teórico de obras particulares cuando el proyectista queda asombrado por las notables diferencias que resultan

(*) El establecimiento de ese criterio permitiría resolver numerosos problemas anejos. Por ejemplo, se podría limitar la flecha máxima de acuerdo con los desplazamientos o aceleraciones permisibles por el viajero (11).

entre sus cálculos y los valores que le obligan a aplicar las normas. Como veremos, lo mismo le sucede al experimentador de campo. Explicar el porqué del mantenimiento de unos valores sin contacto con la realidad es un trabajo que cae fuera de los límites que nos hemos marcado, pero en otra ocasión lo trataremos en detalle.

SOLUCION EXPERIMENTAL

Como ya indicamos, el procedimiento práctico ha acompañado siempre al teórico, aunque con una independencia excesiva (tan sólo Bleich (12), en nuestra opinión, logró sintetizar teoría y ensayos en una fórmula sumamente interesante). Entre los más concienzudos, pese a que su valor es ya histórico exclusivamente, se encuentran los realizados por el Ministry of Transport inglés en 1918. La curva que se adjunta sirvió de inspiración a la ley española de 1928, pues previamente existía un cierto desconcierto sobre el tema (13) (fig. 2).

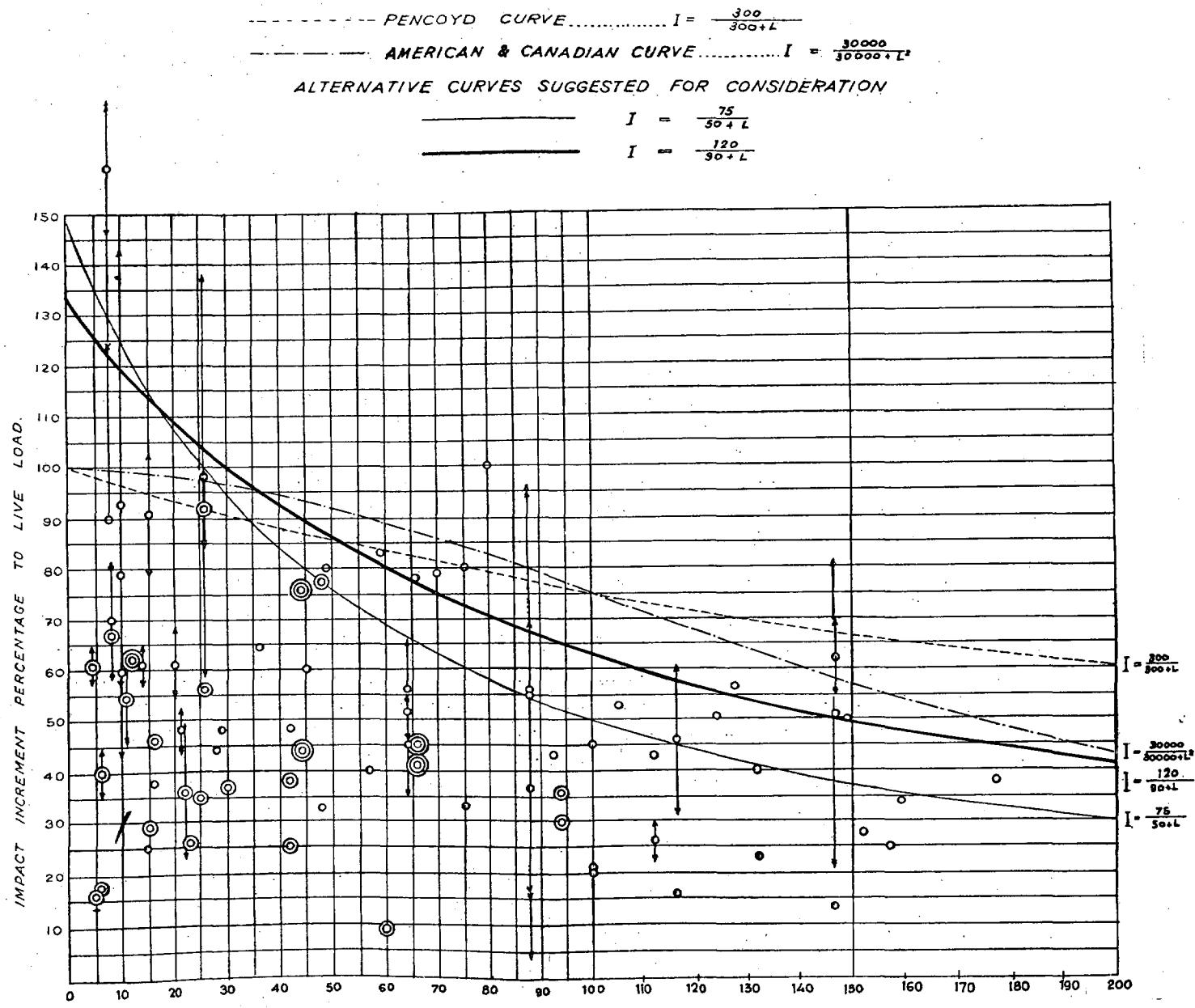


Figura 2.

Posteriormente son dignos de cita los ensayos de la A.R.E.A. basados en los estudios de Inglis (14) (que influyeron sobre la norma española de 1956) y todos los realizados por la misma A.R.E.A. a partir de 1948, año en que se aplicaron las galgas extensométricas, con sólo cinco años de ventaja sobre los parejos experimentos españoles (*).

En la actualidad creemos que los resultados de más interés son los obtenidos por la ORE (Office de Recherches et d'Essais) de la UIC (Union International des Chemins de Fer). Los primeros resultados se publicaron en 1963 (15) tras haberse estudiado 17 puentes, de los 39 previstos en el programa inicial, con luces comprendidas entre 2,85 m. y 60,30 m., proponiéndose una fórmula en función de la tensión estática:

$$\Delta \sigma = \frac{2250}{L+5} + 50 \text{ (kg./cm.}^2\text{)}$$

Para $L = 0$, $\Delta \sigma = 500$; puesto que este valor es excesivo se limitó la curva, manteniendo entre 0 y 4 m. un valor constante de 300 Kg./cm.², que no fue alcanzado experimentalmente ni siquiera con ruedas ovalizadas.

La curva cubre todos los resultados, tanto de vigas principales como largueros y traviesas, con las limitaciones:

$$V \leq 150 \text{ Km./h.}$$

$$\sigma_{est} \leq 832 \text{ kg./cm.}^2$$

Al representar los resultados hemos dibujado los valores del incremento tal como lo entendíamos hasta ahora, y nos hemos permitido sugerir la sencilla fórmula:

$$\varphi = 1 + \frac{11}{20 + L}$$

que, como se ve, envuelve perfectamente todos los valores con excepción de los del puente *Elsa*, que, según admite el documento núm. 8, presenta características especiales, pues está formado por elementos de débil resistencia transversal y carece de contraviento superior.

Se da también un gráfico alternativo que dejaría afuera al puente de Riddes, en el que se iniciaron los trabajos.

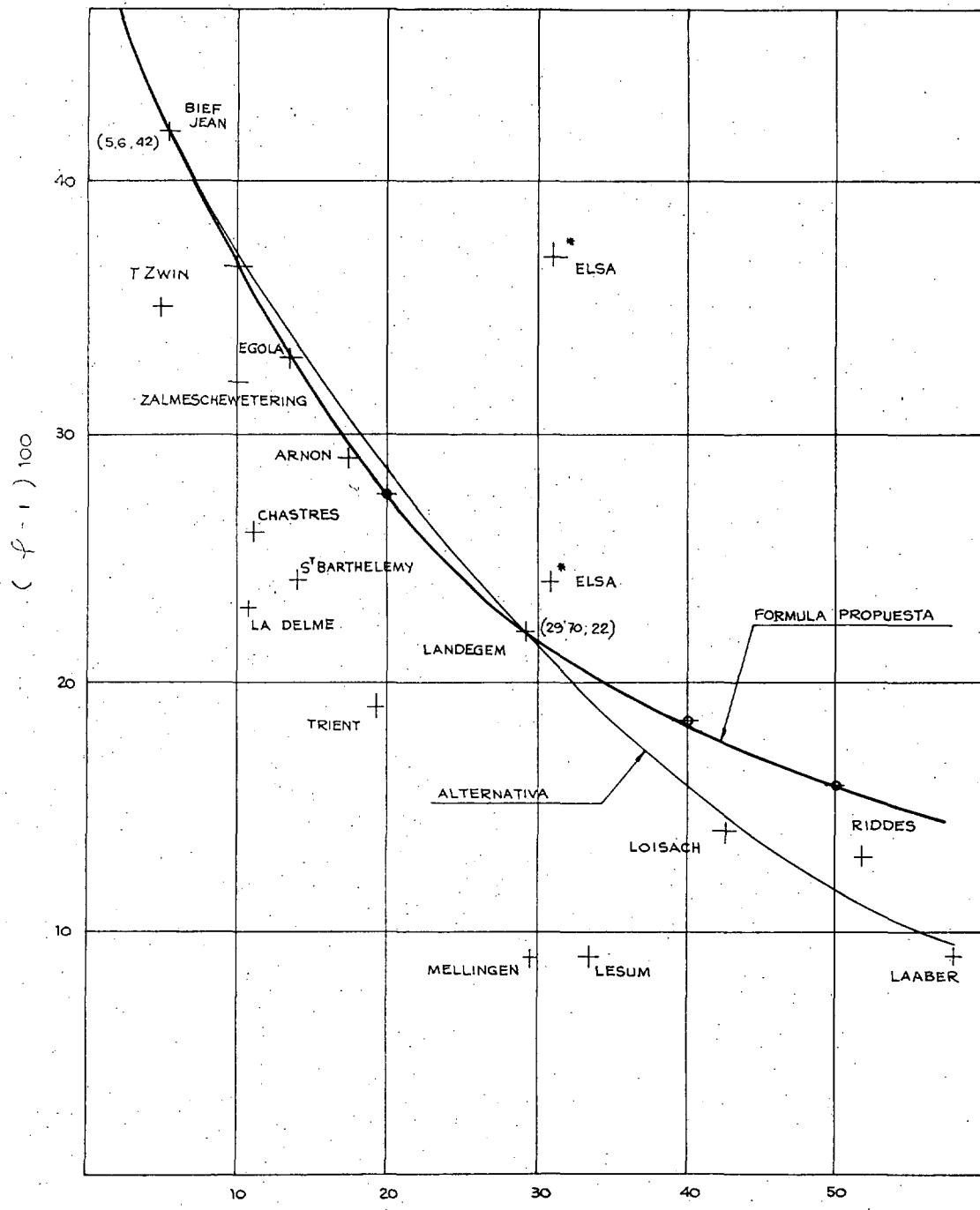
Es notable observar la concordancia de esta fórmula con la utilizada por los ferrocarriles suizos, que es, precisamente, la más baja de todas las empleadas por las redes europeas.

Una vez terminados los ensayos, en junio de 1966 se presentaron los resultados finales separadamente para largueros, viguetas y vigas principales. El cambio de criterio respecto a la fórmula anterior consistió en la adición de un nuevo término en el que se incluían los efectos de la velocidad y de la tensión estática.

La fórmula que se propone es el producto de tres factores:

$$\Delta \sigma = \left(\frac{1500}{L} + 100 \right) \left(\frac{\sigma_{st}}{\sigma_{st} + 125} \right) \left(\frac{1,5 V}{V + 50} \right)$$

(*) En 1953 M. A. Hacar presentó al XXII Congreso de las Ciencias de Oviedo un resumen de las medidas realizadas, en colaboración con Fernández Bollo, dentro del marco del Centro de Estudios e Investigaciones Ferroviarias, dirigido por Mendizábal. También por estas fechas Antonio Angulo redactó un proyecto de vibrador para puentes que nunca llegó a construirse.



L (m)

$$\text{FORMULA PROPUESTA} \quad \varphi = 1 + \frac{11}{20 + L}$$

Figura 3.

CURVA ORE-UIC
V = 200 Km./h.
 $\sigma + \Delta \nabla = 1.500 \text{ Kgs/cm}^2$

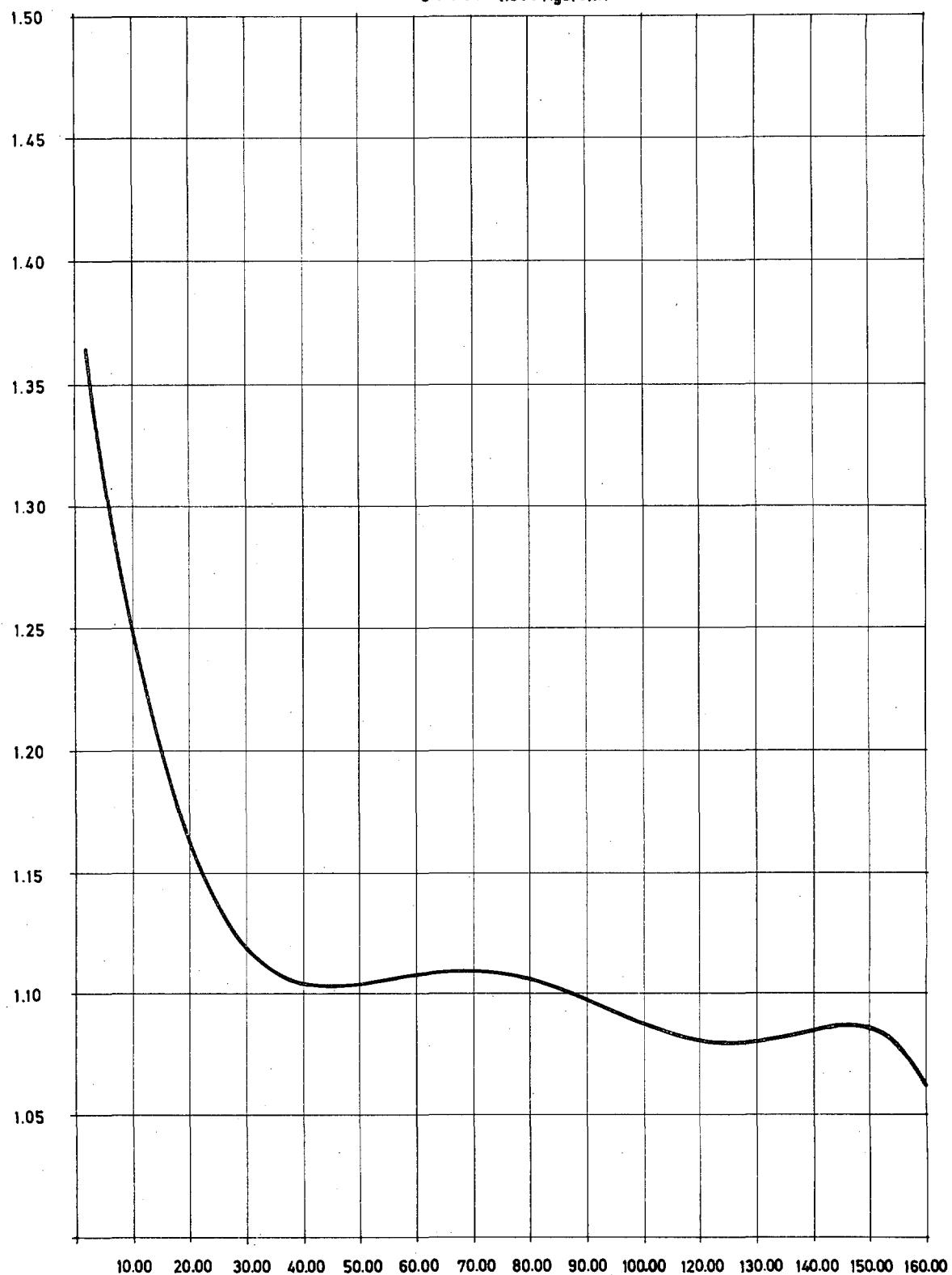


Figura 4.

válida también para largueros sin más que hacer $L = 2\lambda$, siendo λ la longitud del larguero.

La fórmula está limitada en $L \leq 6$, debiendo tomarse siempre este valor como límite superior, aun para luces menores.

Su utilización como fórmula de proyecto (ya ha sido recogida por la norma belga de puentes) se puede facilitar planteándola para casos extremos; es decir, haciendo:

$$\sigma_{st} + \Delta\sigma = 1500 \text{ kg./cm.}^2; \quad V = 200 \text{ km./h.}; \quad \varphi = 1500/\sigma_{st}$$

con lo que se tendría el gráfico indicado (fig. 4).

Pese a que la representación gráfica de los tres factores es sencillísima y de clara aplicación, hemos creído de interés dibujar un diagrama de alineaciones con el fin de visualizar aún más el resultado (fig. 5).

Para ello, según es bien sabido (16 ó 17) se introduce un nuevo parámetro t , y se agrupan las variables en el modo que se crea más conveniente. Nosotros hemos tomado por un lado el par $(\Delta\sigma; \sigma_{st})$, y por otro, el (L, V) , con lo que se puede escribir:

$$t = \Delta\sigma \left(1 + \frac{125}{\sigma_{st}} \right)$$

$$t = \left(\frac{1500}{L} + 100 \right) \left(\frac{1.5V}{V+50} \right)$$

Los correspondientes determinantes standard son entonces:

$$\begin{vmatrix} \Delta\sigma & 1 & 1 \\ 0 & \frac{\sigma_s + 125}{2\sigma_s + 125} & 1 \\ -t & 0 & 1 \end{vmatrix} = 0$$

y:

$$\begin{vmatrix} 1 & \frac{1500}{L} + 100 & 1 \\ \frac{1.5V}{V+50} & 0 & 1 \\ 1 + \frac{1.5V}{V+50} & -t & 1 \end{vmatrix} = 0$$

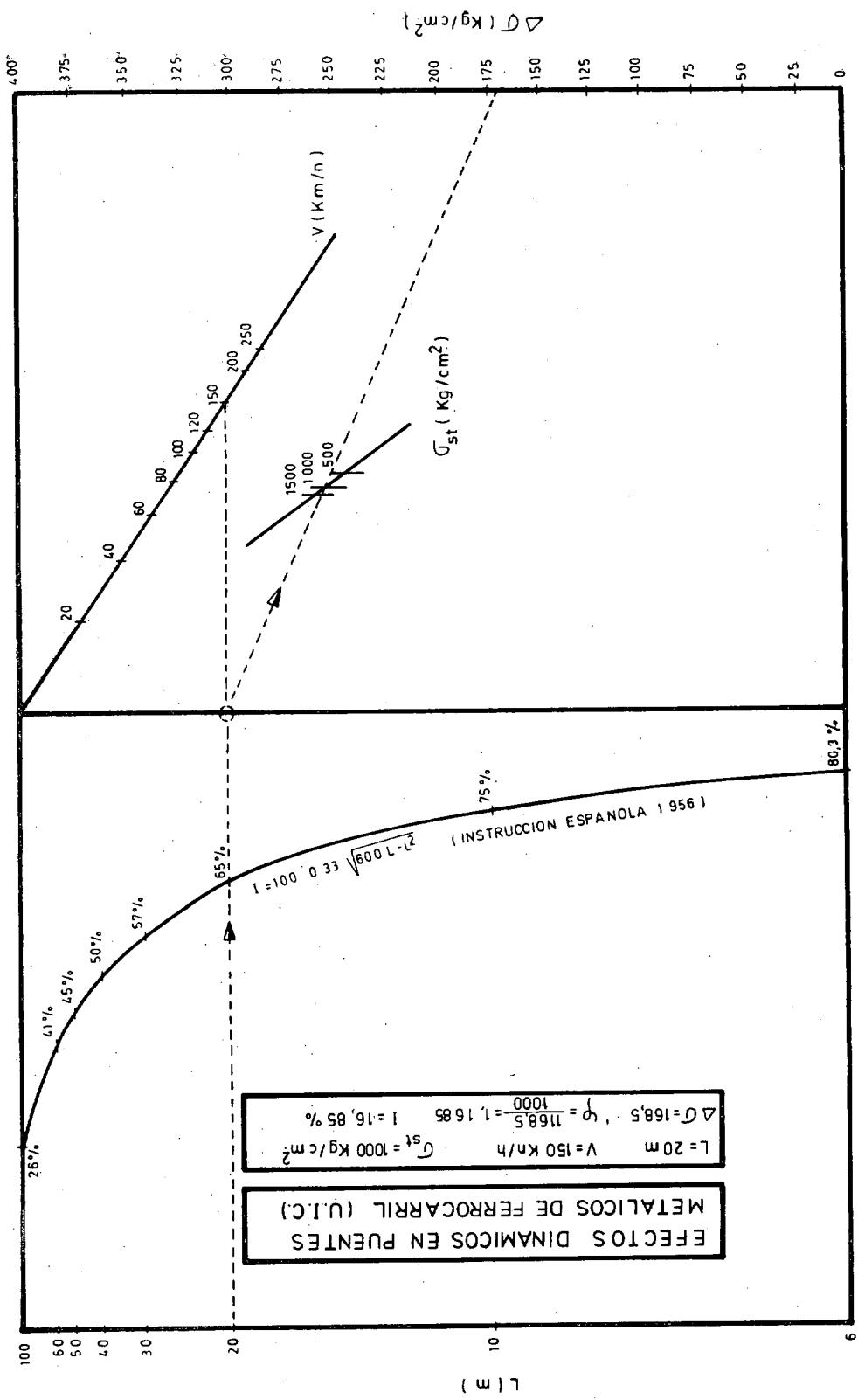
Tras las oportunas manipulaciones para obtener un gráfico 20×30 cm. orientado de la forma más conveniente, las fórmulas a representar son:

$$x = 15; \quad y = \frac{\Delta\sigma - 400}{20}$$

$$x = \frac{15(\sigma_s + 125)}{3\sigma_s + 125}; \quad y = -\frac{20(\sigma_s + 125)}{3\sigma_s + 125}$$

$$x = 15; \quad y = -\frac{3.4}{40} \left(\frac{1500}{L} - 15 \right)$$

$$x = \frac{-22.5V}{1.9V + 170}; \quad y = \frac{-14.6V}{1.9V + 170}$$



Con el correspondiente desdoble del eje x alrededor de la línea de referencia t hemos representado estas funciones.

Para el manejo conviene no olvidar que la secuencia respete los pares establecidos.

En el mismo gráfico, aprovechando el espacio libre, hemos colocado la representación de la fórmula española en función de la luz; esto tiene por objeto facilitar la comprobación de las enormes diferencias entre los resultados reales y los oficiales. Cada cual puede sacar las conclusiones pertinentes.

También es muy fácil comprobar la poca importancia que tiene el valor de σ_{st} en el resultado final, pues prácticamente los valores usuales se encuentran agrupados.

Por otro lado, no todos los autores están de acuerdo con este incremento. Fryba, por ejemplo, ha encontrado que el "grado de carga" (18) influye al revés; es decir, el coeficiente de impacto disminuye cuando el grado de carga aumenta.

Disminuir el grado de carga, según esto, supondría penalizar la estructura con un mayor coeficiente de impacto, lo cual no tendría importancia, pues, la carga de la barra en ese caso es débil.

CONCLUSION

Estamos en condiciones de resolver determinados problemas que nos plantea la circulación de cargas. Muchos otros quedan todavía en la oscuridad (amortiguamientos, distribución real de las fuerzas entre los diferentes elementos del puente, etcétera), y será preciso seguir trabajando sobre ellos hasta resolverlos.

Mientras tanto, la fórmula UIC representa una ayuda considerable, que debe impulsarnos a desechar viejos hábitos y temores no justificados a la luz de la experiencia.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA

1. STOKES: "Mathematical and Physical Papers". Cambridge, vol. 2, pág. 179.
2. "Appendix to the Report of the Commissioners... to inquire into the application of iron to Railway structures". London, 1849.
3. PARKES: "How to Cross an Unsafe Bridge". Engineering, vol. 186, págs. 606-608, 7 de noviembre de 1958.
4. NEAL y SYMONDS: "Travelling loads on rigid-plastic beams". Jour. of Enginee. Mech. Div. ASCE, EM. 1, enero 1960.
5. CASEI: "Dinamitcheskij rastchet proletnikh stroenij i jelenzdorojnikh mostov". Transjeldorizdat, Moscú, 1960.
6. WADDELL: "De Pontibus" (A pocket-book for bridge engineers). John Wiley & Sons., 1914.
7. WEN: "Dynamic Response of Beams Traversed by Two-axle Loads". Jour. Eng. Mech. Div. ASCE, EM. 5, octubre 1960.
8. FRYBA: "Effet dynamique de roues ovalisées sur les ponts-rails". Bull. Cong. Chem. Fer., junio 1967.
9. FRYBA: "Vibration of a Beam under the action of a moving mass system". Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae 55, núm. 4, págs. 213-240, 1966.
10. MAUZIN y JOLY: "Etude de la suspension verticale d'un véhicule ferroviaire". Bull. Cong. Chem. Fer., julio 1967.
11. ALARCON: "La influencia de las solicitudes dinámicas en la confortabilidad del transporte de viajeros". Ferroc. y Tranv., vol. 33, VII, núm. 383.
12. BLEICH: "Theorie und berechnung der essernen brücken".

13. MENDIZABAL: "Evolución de los tramos metálicos en España". R.v. Ob. Públ., núm. del centenario, 1953.
14. INGLIS: "A mathematical treatise on vibrations in railway bridges". Cambridge, 1936.
15. UIC-ORE: "Question D-23". 1963.
16. HALL: "Construcción de gráficas y diagramas". Zaragoza, 1968.
17. DALE-DAVIS: "Nomografía y ecuaciones empíricas". CECSA.
18. BRÜCKMANN: "Aus der Zusammenarbeit zwischen dem Deutschen Ausschuß für Stahlbau und der Deutschen Bundesbahn auf dem Gebiet des Brückenmeßwesens". "Deutscher Ausschuß für Stahlbau 1908-1958." Stahlbau Verlags-G.m.b.H., págs. 81-91, 1958.

NOTACION UTILIZADA

Latinas.

- c = velocidad de paso de una carga sobre la viga.
 d_i = distancias del c. d. g. de la masa suspendida del vehículo a las masas m_i no suspendidas.
 $f_i(x)$ = irregularidades de vía o planos de rueda.
 h = elongación media de la configuración de vía.
 m = masa repartida del puente.
 m_i = masas no suspendidas.
 m_3 = masa suspendida sobre resortes.
 t = tiempo; parámetro auxiliar.
 w_b = frecuencia circular del amortiguamiento de la viga.
 E = módulo de elasticidad de la viga.
 $F_i(t)$ = fuerza elástica en los resortes del vehículo.
 $G_i(t)$ = fuerza viscosa en los resortes del vehículo.
 I = momento de inercia másico de las partes suspendidas del vehículo respecto al eje principal horizontal.
 J = momento de inercia de la viga.
 L = longitud de la viga.
 P = carga móvil en general.
 P_i = pesos de la parte del vehículo no suspendidas.
 P_3 = peso de la parte del vehículo elásticamente suspendida.
 P_{3i} = porción de P_3 que actúa sobre el eje i .
 $P_i(t)$ = fuerza móvil dinámica ejercida por el eje i sobre la viga.
 V = velocidad de paso.

Griegas.

- $\delta(x)$ = función de Dirac.
 ϕ = coeficiente de impacto.
 λ = longitud de largueros o viguetas.
 $\zeta(t)$ = giro de la masa sobre resortes.
 $x(x)$ = función de Heaviside.
 σ = tensión.
 σ_{st} = tensión estática.
 $\Delta\sigma$ = incremento debido al paso de las cargas.
 ν = deformación de la viga.
 $v_i(t)$ = deformación vertical de las masas no suspendidas.
 $v_3(t)$ = deformación vertical de la masa suspendida.