

多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察

SOME CONSIDERATIONS ON IMPACT COEFFICIENT OF MULTISPAN
CONTINUOUS HIGHWAY BRIDGES

本田秀行*・小堀為雄**・山田善一***

By Hideyuki HONDA, Tameo KOBORI and Yoshikazu YAMADA

1. まえがき

鋼道路橋の設計示方書は過去に幾度かの改訂が行われ、設計活荷重は変わったにもかかわらず、昭和 14 年制定の示方書案に採用された衝撃係数の規定はそのまま踏襲されてきた。この規定における衝撃係数は、単純桁橋に関する値をそのままスパン長の大きい橋梁にまで延長している。スパン長の大きい道路橋は、一般に死荷重応力に比べて活荷重応力が小さいことから、活荷重による動的応答も短スパン橋梁と異なった性状を呈することは周知のとおりである。ところが、スパン長の大きい長大橋梁の一つである連続桁橋の衝撃係数は、設計活荷重の載荷長を基準とした単純桁橋における値をそのまま適用しているのが現状である。

連続桁橋の合理的な強度設計を行うためには、その橋梁の動力学的考察から衝撃係数を検討することが重要である。このことから、著者らは、自動車荷重列の走行による動的応答解析を行い、3 径間連続桁道路橋の衝撃係数について検討した¹⁾。文献 1) では、衝撃係数を算定する評価対象として、橋桁のたわみ応答をとった。すなわち、モーダル解析から基準関数を正弦級数に仮定して橋梁の動的影響を静たわみに対する比とした衝撃係数を計算してきた。そのため、変位が零となる中間支点部での衝撃係数を評価できない問題点があった。また、連続桁橋としては 3 径間のほかに、2 径間や 4 径間などの橋梁も多く架設されていることから、多径間連続桁橋に対するより一般性のある衝撃係数の評価という点にも問題が残っていた。

さて、橋梁の衝撃係数が、主として実橋の動たわみ振動の測定結果をもとに、スパン長と動たわみ振幅との関

係で整理されて設計に取り入れるようになった歴史的背景とあいまって、わが国での衝撃係数に関する従来の研究は、ほとんど橋桁のたわみ応答に着目して論じられてきた。しかし、橋梁の設計で採用されている衝撃係数は、設計活荷重による最大応力に対する動的影響として表わされている。このことから、衝撃係数を検討する場合には、応力もしくは曲げモーメントなどの断面力に着目して解析を行う方が好ましいと思われる。

そこで、本研究は、以上に述べた問題点を解決するために前論文¹⁾の解析法を拡張して、自動車荷重列の走行による多径間連続桁橋の動的応答解析から、動的性状として曲げモーメント応答に着目した動的係数に対する考察を行い、活荷重による連続桁橋の動的影響をより合理的に設計に取り入れることを目的としたものである。そして、本研究では、この動的係数が最終的には設計示方書で採用されている衝撃係数を意味し、多径間連続桁橋の衝撃係数を提案している。

なお、文献 2) および 3) の資料によると、昭和 47~53 年度中にわが国で架設された非合成の連続鋼鉄筋橋のうち、2~5 径間が全体の約 99% であり、2, 3, 4 および 5 径間はそれぞれ約 19%, 66%, 12% および 2% であったことから、本研究においては多径間連続桁橋として 2~5 径間を対象とした。

2. 運動方程式と解析方法

(1) 自動車-橋梁系の運動方程式

自動車-橋梁の振動系モデルを 図-1 に示す。図中の α は L'/L で定義されるスパン比（以下スパン比といふ）、 L は各支間長の合計、そして V は各自動車の走行速度である。

いま、端支点からの距離 x における、橋梁のたわみ $y(t, x)$ は、モーダル解析から一般座標 $q_n(t)$ 、基準関数

* 正会員 工博 金沢工業大学講師 土木工学科

** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部建設工学科

*** 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

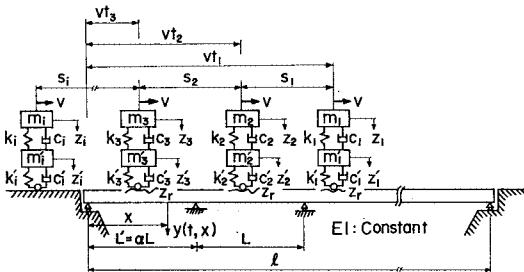


図-1 振動系模型

$\varphi_n(x)$ を用いて次式のように表わされるものとする.

ここに, t は自動車荷重列の先頭車が橋梁の左端支点に入った瞬間からの時間である. また, $\varphi_n(x)$ は n 次振動の固有振動モードであり, 次式に示す正弦級数で仮定する.

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{l} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

ここに、係数 a_{nm} は $\sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 2/\rho l$ となるように正規化されているものとする。なお、 ρ は橋梁の単位長さ当たりの質量である。

さて、橋梁のたわみを式(1)のように仮定して、図-1の自動車-橋梁系の運動方程式は次式となる¹⁾。

$$\ddot{q}_n(t) + 2h_n\omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) \\ = \sum_{i=1}^N \left[\frac{2gR_i}{R_i'} \tau_i \{\mu_i'(z_i' - y_i) \right. \\ \left. + \nu_i' (\dot{z}_i' - \dot{y}_i) + (R_i' + 1) \} \right] \varphi_n(Vt_i) \\ \dots \dots \dots \quad (3)$$

$$\ddot{z}_i + g \{ \mu_i (z_i - z_{i'}) + \nu_i (\dot{z}_i - \dot{z}_{i'}) \} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

$$\ddot{z}_i' + R_i' g \{ \mu_i (z_i' - z_i) + \nu_i (\dot{z}_i' - \dot{z}_i) \}$$

$$+g\{\mu_i'(z_i'-y_i)+\nu_i'(\dot{z}_i'-\dot{y}_i)\}=0 \quad \dots(5)$$

二二七

$$R_i = m_i / (\rho l), \quad R_i' = m_i / m_i'$$

$$\mu_i = k_i / (m_i g), \quad \mu_{i'} = k_{i'} / (m_{i'} g)$$

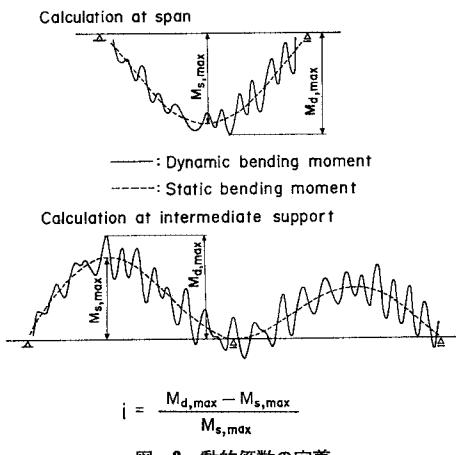
$$\nu_i = c_i / (m_i g), \quad \nu_i' = c_i' / (m_i' g)$$

であり、 ω_n と h_n はそれぞれ橋梁の n 次固有振動数と減衰定数である。また、 r_i は自動車荷重列中の基準自動車の重量に対する各自動車の重量比を示している。

続いて、端支点からの距離 x における橋梁の曲げモーメント $M(t, x)$ は、式(1)の $y(t, x)$ を x で 2 回微分して、次式のように表わされる。

$$M(t, x) = -EI \frac{\partial^2 y(t, x)}{\partial x^2} \\ = EI \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \sum_{m=1}^{\infty} \left(\frac{m\pi}{l} \right)^2 a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

ここに、 EI は橋梁の曲げ剛性である。



(2) 連続桁橋の動的係数

現行の設計示方書において、連続桁橋の衝撃係数を算出する特異な点は、各径間部断面での衝撲係数の求め方と、各中間支点断面でのそれとが異なることである。本研究ではこのことに注目して、各径間部と各中間支点部とに分けて研究を進める。その場合、自動車荷重列の走行による連続桁橋の動的影響を新たに動的係数⁴⁾とよび、設計示方書に採用されている衝撲係数と区別して考えることにする。そして、図-2に示すように、径間部と中間支点部それぞれについて、動的曲げモーメントの振幅と静的曲げモーメントとの比とした多径間連続桁橋の動的係数を次式で定義する。

$$i_M = \frac{M_{d,\max} - M_{s,\max}}{M_{s,\max}} \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

ここに、 $M_{s,\max}$ は静的曲げモーメントの最大値、 $M_{d,\max}$ は動的曲げモーメントの最大値である。

(3) 連続桁橋と自動車荷重の動的特性

本研究では、図-3に示すような対称径間をもった2~5径間連続桁橋をモデル橋とした。そして、表-1に示す設計条件から、中央支間長 L を30~70m、および

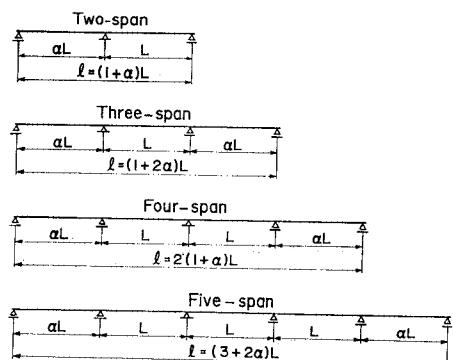


図-3 多径間連続桁橋のモデル橋

表-1 非合成多径間連続鋼板桁橋の設計条件

①	橋格	一等橋 (TL-20)
②	幅員	車道部 10 m, 歩道部なし
③	径間数	2 3 4 5
④	支間長 L(m)	30 40 50 60 70
⑤	スパン比	0.8 1.0
⑥	主桁本数	4 本
⑦	主桁間隔	3 m
⑧	桁高(m)	$h_w = L/22$ の一定桁高
⑨	床版	鉄筋コンクリート床版 (厚さ 22 cm)
死荷重	舗装	アスファルト舗装 (厚さ 5 cm)
死荷重	鋼重*	$L/24$ (t/m), L : 支間長 (m)
死荷重	その他	高欄 0.04 t/m, 地覆 0.188 t/m, ハンチ 0.1 t/m
⑩	線荷重等分布荷重	5 t/m $L' \leq 80$ m 350 kg/m, $80 < L' \leq 130$ m $(430 - L')/L$ kg/m
活荷重	衝撃係数	支間長 $L : i = 20/(50 + L)$, 支間長 $L' = \alpha L : i = 20/(50 + L')$
⑪	鋼種	SM 53
⑫	その他	この他については道路橋示方書 (昭和 55 年) に準拠する。

* この鋼重については、実際の設計例から、幅員 10 m として支間長との関係を求め、仮定したものである。

端径間のスパン比 α を 0.8 と 1.0^{注1)} に変えた総計 40 モデル橋を設計した。

統いて、この設計橋の動的特性としての n 次固有振動数 ω_n およびその固有振動モードの係数 a_{nm} を平井の提案する方法³⁾ から求めた。すなわち、連続桁橋の振動方程式は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} C_{11}, C_{12}, \dots, C_{1n} \\ C_{21}, C_{22}, \dots, C_{2n} \\ \dots \\ C_{n1}, C_{n2}, \dots, C_{nn} \end{aligned} = 0 \quad (8)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} C_{ij} &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi x_i}{l} \sin \frac{m\pi x_j}{l} \\ \omega_{gm} &= (m\pi/l)^2 \sqrt{EI/\rho} \\ \omega_n &= \lambda_n (\pi/l)^2 \sqrt{EI/\rho} = \lambda_n \omega_{g1} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

である。式 (9)において、 x_i は左端支点から i 支点までの距離を、 ω_n は連続桁橋の n 次固有振動数を示す。また、 λ_n は、支間長を l とする単純桁としての 1 次振動数 ω_{g1} を基準にした、連続桁の n 次振動の振動数比である。したがって、式 (8)によって計算された λ_n から ω_n は求まり、それに対応する式 (2) の n 次固有振動モード $\varphi_n(x)$ を求めることができる⁶⁾。

注 1) 3 径間連続鋼板桁橋の場合、経済的な橋桁断面の設計から、スパン比を 0.8 とすることが多い。また、2, 4 および 5 径間の場合は等支間長 ($\alpha=1.0$) とすることが少なくない。このことから、本研究では、実際の多径間連続桁橋のスパン割りを考慮して、スパン比を 0.8 および 1.0 とした。

表-2 自動車荷重の諸元

走行速度 (V) : 10 m/s (40 km/h 相当)	
基準自動車総荷重 : 196 kN (ばね上部 176.4 kN, ばね下部 19.6 kN)	
ばね定数	懸架部 (k_f) 6 830.6 kN/m タイヤ部 (k_t) 13 328.0 kN/m
減衰係数	懸架部 (c_f) 24.5 kN/(m·s) ⁻¹ タイヤ部 (c_t) 29.4 kN/(m·s) ⁻¹

なお、走行自動車の諸元としては表-2 に示す値¹⁾を用いた。

(4) 路面凹凸のサンプル波形

道路橋の路面凹凸（以下路面凹凸という）は本研究の重要な因子となるので、以下に若干の考察を加える。まず、その特性については、路面を平均値零の定常ランダムなガウス過程とみなして、パワースペクトル密度で表わす方法が一般的である。この路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$ は、次式のような路面周波数 Ω の指數関数に近似され得ることが確認されている⁷⁾。

$$S_r(\Omega) = a\Omega^{-n} \quad (10)$$

ここに、 a は路面の平坦性を表わす平滑度パラメーター、そして n は周波数によるパワーの分布を示す指数である。

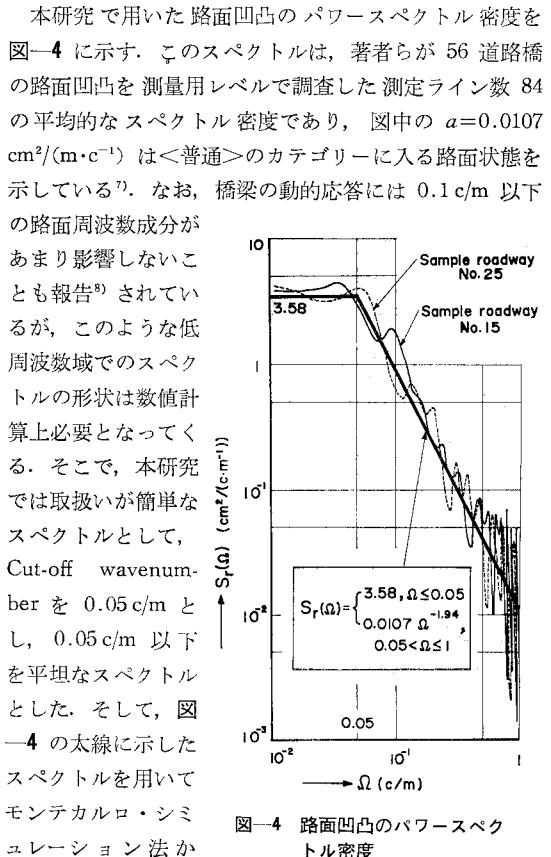


図-4 路面凹凸のパワースペクトル密度

ら、計算時間間隔 0.01 秒、つまり自動車の走行速度を 10 m/s とすると 10 cm 間隔で路面凹凸のサンプル波形 30 個を求めた⁹⁾。そのサンプル波形をさらに最大エンタロピー法¹⁰⁾によってスペクトル解析した結果の一例を図-4 の細線の実線と破線に示した。

本研究のようなシミュレーション法によって橋梁の応答を解析する方法では、路面凹凸のサンプル波形の個数が問題となる。そこで、その個数を決めるために本研究では、 $\alpha=1.0$ の等支間長をもった 3 径間連続桁橋の支間長とサンプル個数を変えた二、三の数値計算として、1 台の走行自動車によって中央径間中央部に生ずる動的曲げモーメントの最大値を求めた。そして、サンプル波形の個数によってその最大値の平均値にあまり差がみられない個数を求めた。その結果から、30 個を適值に考え、この個数を採用した。

なお、走行自動車のタイヤはある有限長の接地長をもって路面と接しながら移動している。このため、タイヤは路面凹凸の波形の異なった軌跡を描くことが考えられる。しかし、実際のタイヤの接地長は、輪荷重、タイヤの空気圧、複輪か単輪および走行速度などによって異なることから、その把握は困難である。本研究では、タイヤの接地長を 30 cm と仮定し、10 cm 間隔で計算されたサンプル波形の凹凸値 3 個ずつを単純に平均した値を式(3)、(4)および(5)の入力値とした。

(5) 自動車荷重の初期条件

自動車は伸縮装置部を通過するとき、その段差が原因で瞬間的な衝撃を受ける。このような場合の自動車振動は主としてばね下振動に支配される¹¹⁾。このことから、次式に示す伸縮装置部を通過した瞬間の時間 t_0^* におけるばね下部質量のもつ鉛直速度 $\dot{z}_1'(t_0^*)$ を本研究での自動車荷重の初期条件とする¹²⁾。

$$\dot{z}_i'(t_0^*) = \dot{z}_i'(t_0) + \frac{k_i'}{m_i'} A \int_{t_0}^{t_0^*} \delta(t) dt \dots \dots \dots (11)$$

ここに, $\dot{z}_i'(t_0)$ は自動車が伸縮装置部に達したときのばね下部質量のもつ鉛直速度, A は衝撃の大きさを表わすパラメーター, そして $\delta(t)$ はディラックのデルタ関数である.

本研究では、 A の値を決めるために、伸縮装置部に自動車が進入する前の走行路面として、自動車の過渡振動の影響を取り除くことから、50 m のアプローチ・ランニング¹²⁾を考えた。その路面凹凸のサンプル波形は、Cut-off wavenumber が 0.05 c/m 以上の路面凹凸のノバースペクトル密度を、一般路面での値として従来の研究⁴⁾で用いられている $S_r(\varrho) = 0.01 \varrho^{-2} \text{ cm}^2 / (\text{c} \cdot \text{m}^{-1})$ 、0.05 c/m 以下の場合が $S_r(\varrho) = 4.0 \text{ cm}^2 / (\text{c} \cdot \text{m}^{-1})$ の平坦なスペクトルとした値を用いて推定した。また、伸縮装置部の凹凸については、著者らが北陸 3 県の一般国道

や県道に架設されている 91 橋、測定数 248 の伸縮装置部の凹凸調査¹³⁾による実測値を用いた。そして、この走行路面を表-2 に示した諸元をもった大型自動車が走行したとき、伸縮装置部を走行中、自動車のばね下部質量に生ずる鉛直速度の最大値をそれぞれの伸縮装置部に対して計算した。その値の分布を正規分布として考え、鉛直速度の最大値の平均値にその標準偏差の 2 倍の値を加えた衝撃値として、 $A = 0.0195 \text{ cm/s}$ の値を用いることにした。そして、次章に述べる自動車荷重列の総重量 15 t (147 kN) の荷重車についても、この A の衝撲値を代表値として用いることにした。

なお、ここでは、 A の値を決めるために、アプローチ・ランニングとして 1 個の路面凹凸のサンプル波形と 1 台の走行自動車を考え、すなわち、T 荷重を対象とした。T 荷重状態はその再現確率がきわめて高く、日常的な荷重状態である。本来、初期条件としての鉛直速度は正規乱数でシミュレーションする必要があると思われる。しかし、膨大な計算回数の増加と連続桁橋のような長大スパン橋梁では動的応答の最大値に初期条件が及ぼす影響は少ない。このようなことから、伸縮装置部の段差に生ずる衝撃については、発生するであろう上限値として、鉛直速度の最大値の平均値にその標準偏差の 2 倍の値を加えた確定値をとることにした。

(6) 数値計算

本研究では、自動車と橋梁の連成振動を示す式(3)、(4)および(5)の連立微分方程式を Newmark の β 法で逐次積分し、式(6)から多径間連続桁橋の曲げモーメントの応答を求めた。この逐次積分の刻み時間間隔は設計した橋梁の最小の固有周期を考慮して 0.01 秒とし、各刻み時間間隔における加速度の変化は線形であると仮定して $\beta=1/6$ とした。そして、各時間間隔における加速度の仮定値と式(3)から計算される加速度との差が $1/1000$ 以下となるように計算した。

橋梁の固有振動の振動次数 n については、大型自動車の周波数特性がばね上部で約 2~4 Hz の範囲¹⁴⁾であることから、2 および 3 径間では 4 次振動まで、4 および 5 径間では 6 次振動まで考慮することにした。さらに、各固有振動数に対応する振動モードの級数和の項数 m であるが、表-3 のように比較検討して、2 および 3 径間

表-3 級数項 m における曲げモーメント応答の比較

Types	<i>n</i>	<i>m</i>			
		6	10	14	18
Two-span	4	1.000	1.005	1.050	1.064
Three-span	4	1.000	1.010	1.014	1.015
Four-span	6	—	1.000	1.002	1.039
Five-span	6	—	1.000	1.031	1.048

$L=40$ m, $\alpha=1.0$, $x=0.42 \alpha L$. Sample roadway No. 15

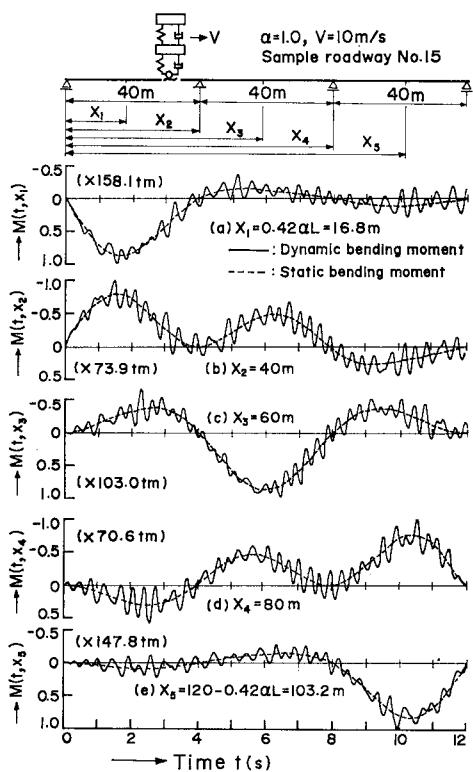


図-5 1台の走行自動車による3径間連続桁橋の曲げモーメント応答

では6項を、4および5径間では10項を採用することにした。すなわち、表-3は1台の走行自動車による多径間連続桁橋の動的曲げモーメントの最大値を計算した結果の一例を示したもので、表中の値は、2および3径間が6項、そして4および5径間が10項とした場合を基準値1.0としている。級数の項数を増やしても、たとえば2径間で18項の場合6.4%ほどの増加である。

次に、本研究で用いた橋梁の減衰定数は、3径間連続鋼桁橋の実測値¹¹⁾と文献15)から、 $h_n=0.017$ を代表値として用い、振動次数によって値が変わらないものとした。

表-2の諸元をもった総荷重20t(196kN)の自動車が全支間長120m($L=40\text{m}$, $\alpha=1.0$)の3径間連続桁橋上を10m/s(40km/hに相当)の一定速度で単独走行した場合、各着目点 x での曲げモーメント応答の一例を図-5に示す。図中の実線は動的曲げモーメントの応答を、破線は式(3)の右辺における自動車の静荷重 $2gR_i\tau_i(1+1/R_i')$ の影響による静的な曲げモーメントの応答を示している。なお、この図では、各着目点における動的曲げモーメント応答の最大値を1.0に基準化して描いているが、計算されたその最大値は図中の左端にそれぞれ示している。また、静的曲げモーメント応答

の形状が構造力学で示されている影響線の形状と多少異なっているのは振動モードの級数和の項数による影響と思われる。この項数については表-3の比較検討から決め、そして、ここで定義した動的係数は、静的、動的曲げモーメント応答のそれぞれの最大値で評価しているため、本研究で得た結果については問題がないものと考えられる。

3. 等価自動車荷重列の走行による応答解析

(1) 等価自動車荷重列

本研究では、従来の研究^{1), 16)}のように、現行示方書の設計活荷重(L 荷重)に相当する自動車荷重列を、20t(196kN)荷重車1台と15t(147kN)荷重車が間隔14mおよび速度10m/sで走行する荷重列に仮定し、それを図-6に示す。

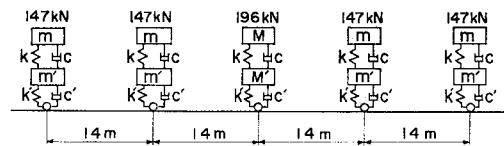


図-6 設計活荷重と等価な自動車荷重列の数値計算モデル

自動車の載荷台数については、設計活荷重と等価になるように決めた。そして、自動車の載荷台数が奇数値の場合は20t(196kN)の荷重車を自動車荷重列の中央に、偶数値の場合は荷重列の中央前後で橋梁の応答が最大となるように配置した。

(2) 自動車荷重列の載荷方法と着目点

本来、実際の交通量を考慮して連続桁橋の動的応答を解析する場合、図-6に示した自動車荷重列は全スパンに載荷されるものである。しかし、連続桁橋の橋桁断面の設計に用いる曲げモーメントを求める場合、設計活荷重は曲げモーメントの影響値が同一符号となる支間のみに載荷され、符号が異なる影響値の支間には載荷されないことになっている。さて、動的係数を検討する場合には、等価自動車荷重列の載荷方法も上記の設計活荷重の載荷方法に準ずる方が実際的であると思われる。このことから、本研究では、以上のような設計時における活荷重の載荷方法と同じになるような自動車荷重列の移動を考えている。なお、この自動車荷重列の移動について、著者らは3径間連続桁橋の場合を例にとり、文献1)で詳細に報告した。

次に、連続桁橋の動的係数を計算する着目点 x である

注2) 2径間での $\alpha=0.8$ の場合は対称径間とならないことから、左端支点から数えて第1および第2径間部と中間支点部を対象とした。

が、本研究では対称径間をもった連続桁橋をモデル橋としていること、および自動車が左端支点方向から走行した場合、図-5 の左端にそれぞれ示した各着目点での動的曲げモーメントの最大値は、橋梁の $L/2$ 点に関して右側部分にある着目点よりも左側部分にある着目点の方が大きい値となる計算結果とを考慮して、左側部分の径間部と中間支点部を対象²⁾とした。そして、各中間支点の位置と各径間部での静的曲げモーメントが最大となる位置を着目点とした。

(3) 等価自動車荷重列の走行による動的係数

本研究では、動的係数を求める自動車荷重として、設計活荷重との関連から、図-6 に示した $L-20$ 荷重と等価な自動車荷重列を対象としていることはすでに述べた。道路橋の L 荷重は橋梁に対して満載状態を想定しており、実際の交通量を考えた場合、その再現確率は低く、しかも連行自動車の走行に伴う衝撃がプラスされる確率はさらに低いものであろう。本研究では、30 個の路面凹凸のサンプル波形を用いて橋梁の応答計算をしたが、走行自動車の荷重状態がすでに上限に近いものであり¹³⁾、30 個のサンプル波形による橋梁応答の上限をさらに用いる必要はないと思われる。このことから、以下に示す多径間連続桁橋の動的係数としては、路面凹凸の 30 個のサンプル波形に対する計算値を平均した結果を用いることにした。

本論に入る前に、曲げモーメント応答に基づく動的係数 i_M とたわみ応答に基づく動的係数 i_y について、若干の考察を加える。いま、単純桁橋について、これらの関係は $i_M < i_y$ となることが報告¹⁸⁾されている。しかし、連続桁橋の場合は単純桁橋と異なり、高次の振動数成分の寄与が大きくなることが考えられる。そこで、両者の関係を知るために、3 径間連続桁橋を例にとり、図-6 の等価自動車荷重列が前節で述べた設計活荷重の載荷方法と同じくなるように移動した場合、式(7) から求めた側径間部での i_M と i_y ¹³⁾ を比較した結果の一例が図-7 である。連続桁橋のスパン比や剛度などによって多少異なるが、径間部における i_M は i_y より小さい値と考えてもよいものと思われる。

次に、等価自動車荷重列の走行による多径間連続桁橋の曲げモーメント応答に基づく動的係数を示したのが図-8~11 である。図-8 は 2 径間、図-9 は 3 径間、図-10 は 4 径間および図-11 は 5 径間連続桁橋の場合をそれぞれ示している。

これらの図中、縦軸は動的係数 i_M を、横軸の

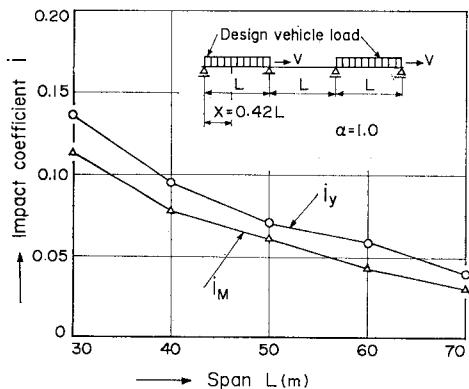


図-7 i_y と i_M の比較

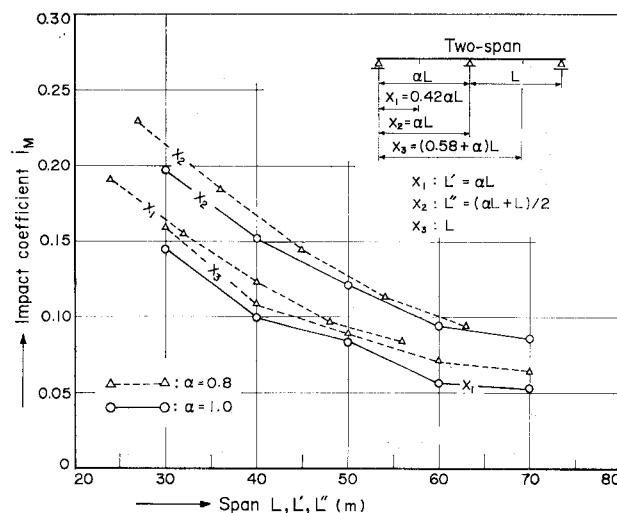


図-8 2 径間連続桁橋の動的係数

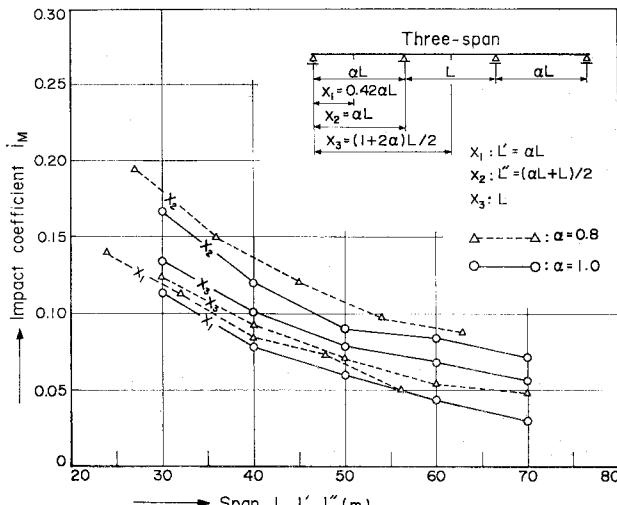


図-9 3 径間連続桁橋の動的係数

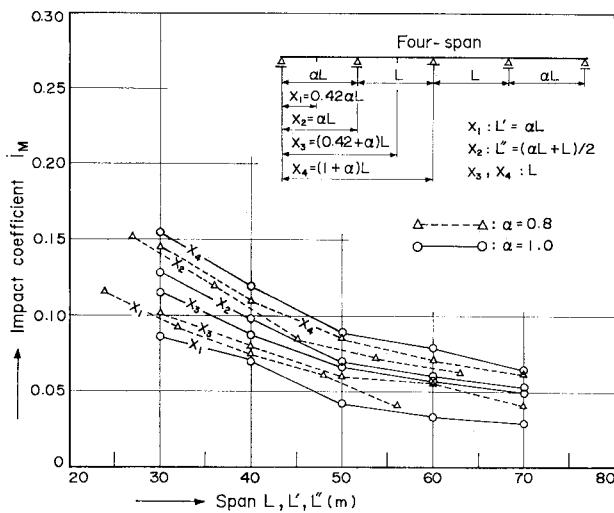


図-10 4径間連続桁橋の動的係数

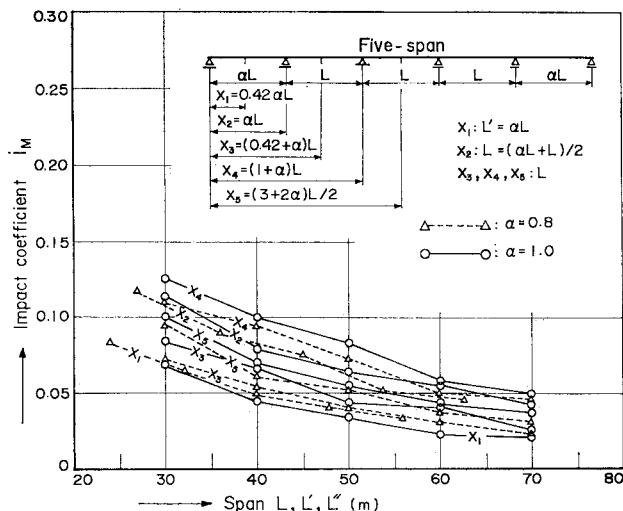


図-11 5径間連続桁橋の動的係数

L, L' および L'' は、現行示方書での衝撃係数を算定する際にとられている支間長を示している。すなわち、 L と L' は着目した径間の支間長で、 L'' は着目した中間支点の左右に隣接する支間長の平均値である。また、 $x_1 \sim x_5$ は 2~5 径間連続桁橋に対してそれぞれ統一した着目点の位置であり、左端支点からの距離で表わしている。そして、スパン比 $\alpha=1.0$ のときの各着目点における動的係数を実線で、 $\alpha=0.8$ の場合を破線で図中に示した。これらの図から、径間数の増加によって動的係数は減少する傾向にあり、その値の範囲も 0.2~0.02 であることがわかる。また、動的係数は着目点 $x_1 \sim x_5$ のいずれの場合でも、支間長の増大によって遞減している。この遞減はスパン比が変わっても同じ傾向である。これは、自動車荷重が進行する場合、載荷台数の増加によっ

て静的曲げモーメント応答が大きくなってしまっても、自動車相互の振動の位相差や相互の荷重のダイナミックダンパー作用によって動的曲げモーメント応答の振幅はそれほど大きくならないためと思われる。いま、2~5 径間連続桁橋における各着目点での動的係数を比較すると、いずれの連続桁橋の場合でも、左端から数えて第1径間部での値が最も小さく、橋梁の $l/2$ 点に近い中間支点部（2径間および4径間の場合は第2中間支点部）ほどその値が大きくなる結果となった。他の着目点での動的係数はこの両者の間に分布している。これは、橋梁の $l/2$ 点に近い中間支点部よりも第1径間部での静的曲げモーメントの最大値が大きくなるためである。

ここで、静的曲げモーメントの最大値はスパン比 α によって異なることから、スパン比と動的係数について考察する。たとえば、図-8~11において、第1径間部と左端から数えて第2支点部での静的曲げモーメントの最大値は $\alpha=0.8$ より 1.0 の方が大きくなる結果として、両着目点での動的係数は 1.0 の方が小さい値となっている。一方、3径間以上の連続桁橋の場合、第2、第3径間部および第3支点部での動的係数は $\alpha=1.0$ の方が大きい値となっている。これは、それらの着目点での静的曲げモーメントの最大値は、 $\alpha=0.8$ より 1.0 の方が小さくなるためである。なお、本節で求めた動的係数に対しては、次節において、さらに検討を加える。

4. 多径間連続桁橋の動的応答と動的係数（設計衝撃係数）

前節では、各着目点における多径間連続桁橋の動的係数を求めた。しかし、多径間連続桁橋の動的係数を考える場合、各着目点での動的係数を評価するよりも、従来の連続桁橋設計の実績を考慮して、現行示方書で採用されている衝撃係数と同様に、その適用部が径間部と中間支点部とに区別して算出する方が実用的であろう。そして、連続桁橋において計算された径間部と中間支点部それぞれの動的係数の最大値でもって走行自動車による橋梁の動的影響を評価し、両者の動的係数に対して、多径間連続桁橋の径間数と支間長との関係を検討した方がより合理的であると思われる。なお、本研究の計算結果から、図-8~11 をみてもわかるとおり、各径間部での動的係数には顕著な差がなく、また各中間支点部についても同様である。このことから、動的係数が最大値となる径間部と中間支点部で動的影響を評価しても、

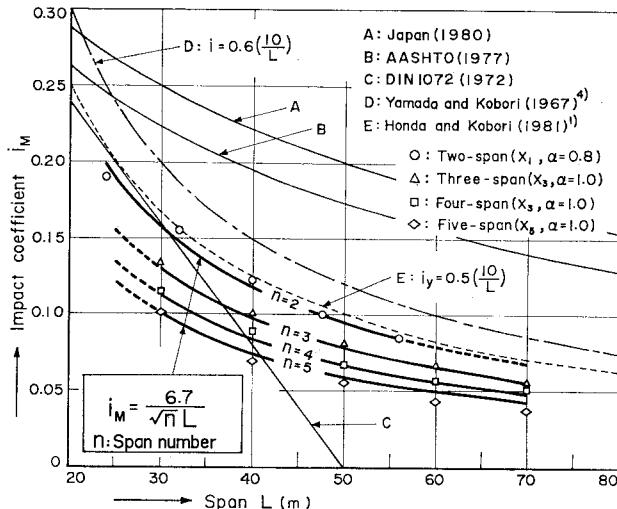


図-12 多径間連続桁橋の径間部における動的係数

その誤差は少ないものと考えられる。

そこで、図-8~11に示した2~5径間連続桁橋それについて、動的係数が最も大きくなる径間部での値を新たに表わしたのが図-12である。縦軸は動的係数 i_M を、横軸は支間長 L を、そして図中の記号 ○、△、□ および ◇ はそれぞれ2~5径間連続桁橋の動的係数が最大となる径間部での値を示している。この図から、径間部での動的係数は、連続桁橋の径間数の増加によって減少し、さらにいざれの径間数でも支間長の増大によって遞減している。このことから、径間数をパラメータとして、支間長と径間部での動的係数との関係を近似式で表わすことを検討した。その結果、本研究では、多径間連続桁橋の径間数 n と支間長 L を考慮に入れた径間部での動的係数を $i_M = 6.7 / (\sqrt{n} L)$ で表わすことができたので、それを図中に示した。この動的係数は、走行荷重によって多径間連続桁橋の中間支点部に生ずる動的影響を一つの遞減関数で表わしたものである。いま、本研究で得た動的係数と図中の曲線Aとを比較すると、現行の設計衝撃係数は大きな値となっており、両者の差は径間数の増加によってさらに顕著となる。

連続桁橋の場合は約1/2の値となる。さらに、曲線Eは著者らの本田・小堀が3径間連続桁橋のたわみ応答に基づいて提案した衝撃係数を示している。3径間連続桁橋の場合、本研究で得た動的係数は曲線Eよりも約2割ほど小さい値となっている。

続いて、図-8~11に示した2~5径間連続桁橋それについて、動的係数が最も大きくなる中間支点部での値を表わしたのが図-13である。図中の記号 ○、△、□ および ◇ はそれぞれ2~5径間連続桁橋の動的係数が最大となる中間支点部での値を示しており、また記号AおよびBは図-12と同様である。この図から、中間支点部での動的係数は、図-12と同様、連続桁橋の径間数の増加によって減少し、さらにいざれの径間数でも支間長の増大によって遞減している。そこで、これら計算された中間支点部での動的係数に対する近似式を検討した結果、本研究では、多径間連続桁橋の径間数 n と支間長 L を考慮に入れた中間支点部での動的係数を $i_M = 9.0 / (\sqrt{n} L)$ で表わすことができたので、それを図中に示した。この動的係数は、走行荷重によって多径間連続桁橋の中間支点部に生ずる動的影響を一つの递減関数で表わしたものである。いま、本研究で得た動的係数と図中の曲線Aとを比較すると、現行の設計衝撃係数は大きな値となっており、両者の差は径間数の増加によってさらに顕著となる。

以上のような動的係数に対する考察から、本研究では、多径間連続桁橋の設計衝撃係数 i を、径間数 n と支間長 L を考慮に入れ、25~70mの支間長の範囲で次式に提案する。

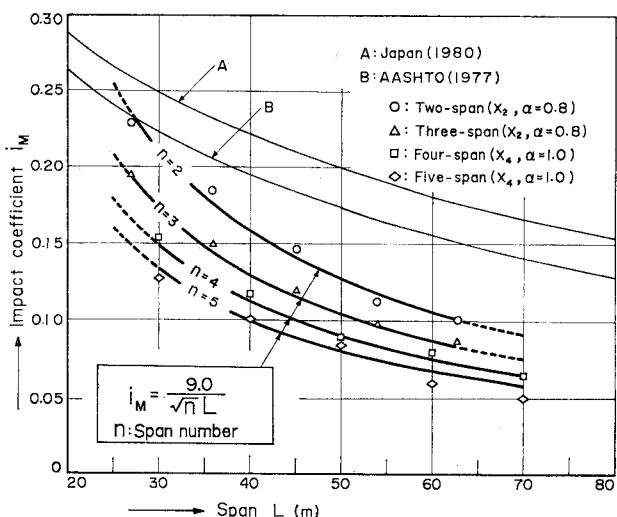


図-13 多径間連続桁橋の中間支点部における動的係数

本研究で求めた動的係数と、各国の現行規定^{19), 20)}とを図-12では比較している。図中の曲線Aはわが国の鋼道路橋設計示方書を、曲線Bはアメリカ(AASHTO)を、そして直線Cは西ドイツ(DIN 1072)の設計衝撃係数をそれぞれ示している。いま、本研究で得た動的係数の遞減関数と曲線Aとを比較した場合、現行の示方書で採用されている設計衝撃係数は非常に大きな値となっており、径間数の増加によってその差はさらに顕著となる。また、曲線Dは著者らの山田・小堀が単純支持の直線桁橋で提案した衝撃係数を示している。連続桁橋の場合は単純桁橋の衝撃係数より小さい値となり、たとえば $L=30\text{ m}$ で5径間

$$i = \frac{k}{\sqrt{n}L}, \quad n=2, 3, 4, 5 \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

ここに、 k は衝撃係数を算出する際の適用部が径間部にあるか中間支点部にあるかを表わすために、本研究で新たに設定した係数である。具体的には、径間部では $k=6.7$ (L は着目した径間の支間長) とし、中間支点部では $k=9.0$ (L は着目した中間支点の左右に隣接する支間長の平均値) をとする。

なお、提案した式(12)において、 $1/\sqrt{n}$ で径間数の影響が評価されるのは、橋梁全体の質量がそのまま効いていることによるものであり、振動モードの係数 a_{nm} の正規化条件 $\sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 2/\rho l$ の ρl からも理解されよう。

5. あとがき

本研究は、長大橋梁の一つである多径間連続桁橋を対象として、設計活荷重と等価な自動車荷重列の走行による2, 3, 4および5径間連続桁橋の動的応答を、曲げモーメント応答に基づいた衝撃係数について検討したものである。その結果、現行示方書の設計衝撃係数はかなり大きい値が採用されており、特に連続桁橋に対しては衝撃係数が過大に評価されていることなどを指摘することができた。

多径間連続桁橋の設計時に用いる衝撃係数の算出で特異な点は、各径間部断面での衝撲係数の求め方と、各中間支点断面でのそれとが異なることである。本研究はこのことに注目して、自動車荷重列の走行による多径間連続桁橋の動的影響を径間部と中間支点部に分けて研究を進めた。その結果、多径間連続桁橋の径間部と中間支点部での衝撲係数は、径間数と支間長を考慮に入れた一つの遞減関数で表わすことができた。したがって、本研究で得た提案値を設計示方書に採用されている衝撲係数として用いて多径間連続桁橋を設計すれば、支間長が大きくて径間数も多い連続桁橋を従来のものよりも合理的でしかも経済的な設計が可能になるものと思われる。

橋梁の設計法が許容応力度法から限界状態を念頭においた荷重係数法へ変わる方向にある現在、従来より行われている各橋梁形式の動的応答解析から衝撃係数を研究^{1), 4), 21)~23)}するほかに、荷重係数設計法における衝撃係数自体の取扱いの論議も必要であると思われる。この点については今後の研究課題としたい。

最後に、本稿をまとめるにあたり、終始、貴重な助言をいたいた金沢大学工学部の梶川康男助教授に深謝の意を表する。なお、数値計算は金沢工業大学計算機センターの IBM 370-4341 を使用した。

参 考 文 献

- の動的応答と衝撃係数、土木学会論文報告集、第313号、pp. 13~22、1981年9月。

- 2) 橋梁年鑑・昭和 54 年版(昭和 47 年度～昭和 52 年度完工), 日本橋梁建設協会, pp. 92～107, 1979 年 5 月.
 - 3) 橋梁年鑑・昭和 54 年版(昭和 53 年度完工), 日本橋梁建設協会, pp. 138～149, 1980 年 6 月.
 - 4) 山田善一・小堀為雄: 活荷重に対する道路橋の動的応答～衝撃係数に関する考察, 土木学会論文集, 第 148 号, pp. 40～50, 1967 年 12 月.
 - 5) 平井一男: 結合法による弾性支承を有する連続ばかりの動的解析, 土木学会論文集, 第 104 号, pp. 1～8, 1964 年 8 月.
 - 6) 梶川康男: 振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察, 土木学会論文報告集, 第 304 号, pp. 47～58, 1980 年 12 月.
 - 7) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄: 道路橋の路面凹凸・パワースペクトル密度に関する調査, 土木学会論文報告集, 第 315 号, pp. 149～155, 1981 年 11 月.
 - 8) 吉村虎蔵・彦坂 照・内谷 保: 単一走行車両による道路橋の非定常ランダム応答の解析, 土木学会論文報告集, 第 258 号, pp. 35～44, 1977 年 2 月.
 - 9) Shinozuka, M. and T. Kobori : Fatigue analysis of highway bridges, Proc. of JSCE, No. 208, pp. 137～148, December, 1972.
 - 10) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, pp. 183～227, 1978 年 2 月.
 - 11) 平尾 収・近藤政市・亘理 厚・山本峰雄: 理論自動車工学, 山海堂, pp. 229～243, 1971 年 2 月.
 - 12) 岡林隆敏: 単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, 第 286 号, pp. 15～27, 1979 年 6 月.
 - 13) 本田秀行・梶川康男・小堀為雄: 道路橋の伸縮装置部の凹凸性状, 土木学会論文報告集, 第 324 号, pp. 173～176, 1982 年 8 月.
 - 14) Page, J. : Dynamic forces generated by vehicles on bridges, Transport and Road Research Laboratory Department of the Environment Crowtherne, IABSE-Colloquium, pp. 1～6, April, 1975.
 - 15) 加藤雅史・島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, 第 311 号, pp. 49～58, 1981 年 7 月.
 - 16) 彦坂 照・吉村虎蔵・内谷 保: 連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数, 土木学会論文報告集, 第 290 号, pp. 31～41, 1979 年 10 月.
 - 17) 国広哲男・朝倉 肇: 自動車列荷重の実態からみた道路橋主桁の設計荷重, 土木技術資料, 15 卷 4 号, pp. 3～7, 1973 年 4 月.
 - 18) Walker, W.H. and A.S. Veletsos : Response of simple-span highway bridges to moving vehicles, University of Illinois, Civil Engineering Structural Research Series (CESRS), No. 272, September, 1963.
 - 19) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, pp. 23～28, 1980 年 2 月.
 - 20) Standard Specifications for Highway Bridges - 12 th Edition, AASHTO, pp. 23～24, 1977.
 - 21) 小松定夫・川谷充郎: 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 275 号, pp. 13～26, 1978 年 7 月.
 - 22) Nakai, H. and H. Kotoguchi : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No. 244, pp. 117～128, December, 1975.
 - 23) Hayashikawa, T. and N. Watanabe : Dynamic behavior of continuous beams with moving loads, Proc. of ASCE, Vol. 107, No. EM1, pp. 229～246, February, 1981.