

走行自動車による 3 径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数

DYNAMIC RESPONSE AND IMPACT COEFFICIENT OF THREE SPAN
CONTINUOUS STEEL GIRDER BRIDGE UNDER MOVING VEHICLES

本田 秀行*・小堀 為雄**

By Hideyuki HONDA and Tameo KOBORI

1. ま え が き

走行車両による橋梁の振動問題に関する研究は古くから行われ、特に鉄道橋については、19 世紀頃、蒸気機関車の周期的な打撃力による橋桁振動が大きく取り上げられた。このことについては、主として実橋の動たわみ振動の測定実験が行われ、スパン長と動たわみ振幅の関係で整理され、設計に取り入れるようになった。これが設計示方書の衝撃係数の初まりである。その後、力学的な解析問題として取り扱ったのは、Timoshenko(1911)、Inglis (1934) およびわが国では三瀬・国井 (1943) などであろう。一方、道路橋も長大化し、また走行自動車も大型化したことから、鉄道橋と同様に、道路橋の振動問題が取り上げられるようになった。その代表的な研究は、イリノイ大学の Newmark や Veletsos および M. I.T. の Biggs などを中心としたグループである。わが国においても多くの研究者によって研究されてきた。

以上のように、この問題に関する多くの研究^{1)~13)}が行われ、貴重な資料が提起されていることは周知のとおりである。しかし、これらの研究は単純支持桁橋に関するものが多く、長大橋として多く採用されている連続桁橋に関するものは少ない。筆者らが調べたところでは、ゲルバー桁橋も含めて文献 14)~18) に代表されるグループのみである。

現行の設計示方書においても、衝撃係数はスパン長に関する減速関数として、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。一般に、橋長が 50~60 m を超える橋梁は連続桁形式とされる。この場合、連続桁橋の設計衝撃係数は載荷長を基準とした単純桁橋における衝撃係数値を適応しているのが現状である。

本研究は、長大橋の 1 つである連続桁橋の衝撃係数値に、動力学的な検討を加えることを目的に行った。連続桁橋として 3 径間を取り上げたのは、河川管理上、この種の形式橋梁が多いことによる。ちなみに、文献 31) の資料から、昭和 47~52 年度中にわが国で架設された非合成の連続鋼桁橋のうち、約 70% が 3 径間であったことからこの形式を本研究で取り上げたが、3 径間以外の多径間においても、本研究で行った手法が応用できるものと考えられる。

そこで、本研究は走行自動車による連続桁橋の動的応答解析から動的影響を検討し、連続桁橋の設計に用いられる衝撃係数に関する資料を得るために行った。まず、自動車-橋梁系の運動方程式をモーダル解析から求め、自動車と橋梁の連成振動の連立微分方程式を Newmark の β 法で逐次積分し、連続桁橋の動的応答を求めた。本研究で対象とした連続桁橋は、対称径間を有する非合成の 3 径間連続鋼桁橋として、中央支間長、ならびに中央支間長と側支間長との比（以下スパン比という）を変えて設計した橋梁をモデル橋とした。

以上を考慮して、本研究では、従来の研究¹³⁾のように、現行示方書の設計活荷重 (L-20) と等価な自動車荷重列の走行による橋梁の動的影響を、静たわみに対する比に着目した衝撃係数の形に整理し、考察を行ったので以下に述べる。

2. 自動車-橋梁系の運動方程式と動的応答

(1) 自動車-橋梁系の運動方程式

図一1 は、タイヤ部と懸架部の 2 自由度系にモデル化された大型自動車が、不整な路面凹凸を有する 3 径間連続桁橋上を、各車線ごとに走行している場合を示している。ここに、 α は中央支間長を基準として、側径間と中央径間の比で定義されるスパン比を示している。また、

* 正会員 工修 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

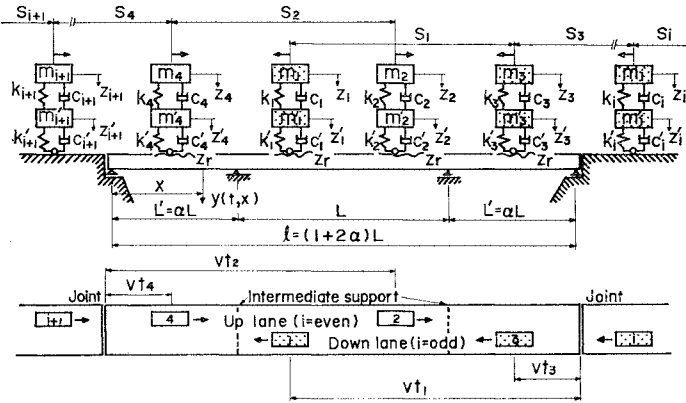


図-1 振動系模型

図-1 の走行自動車の番号を i で表わし、 i が奇数値の場合は下り車線に、 i が偶数値の場合は上り車線にそれぞれの自動車が走行しているものとして区別する。

次に、運動方程式の誘導であるが、文献 20) で詳細に述べられているので、本研究に必要な式のみを上げる。

いま、端支点からの距離 x の動たわみ $y(t, x)$ は、モーダル解析から一般座標 $q_n(t)$ 、基準関数 $X_n(x)$ を用いて次式のように表わされる¹⁹⁾。

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) X_n(x) \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 t は自動車が橋梁に入った瞬間からの時間である。また、 $X_n(x)$ は n 次振動の固有振動モードを示しており、一般的な形として次式のような正弦級数で表わされるものとする。

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

ここで、 l は橋梁の支間長の合計 $(1+2\alpha)L$ を示す(ただし L は中央支間長)。また、固有振動モードの振幅は次式の正規化条件を満たすように決めることにし、正規化された振幅を a_{nm} で表わすことにする¹⁹⁾。

$$\int_0^l w X_n^2(x) dx = \frac{wl}{2} \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 1 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 w は橋梁の単位長さ当たりの質量を示す。以後、式 (3) のように正規化された固有振動モードを $\varphi_n(x)$ で表わし、次式にて示されるものとする。

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots\dots\dots (4)$$

さて、橋桁の動たわみを式 (1) のように仮定して、図-1 の自動車-橋梁系のポテンシャルエネルギー、運動エネルギーおよび Rayleigh の散逸関数を求めて、それらを Lagrange の運動方程式に代入すると、次式の自動車-橋梁系の運動方程式が得られる。

$$\begin{aligned} \ddot{q}_n(t) + 2h_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) \\ = \sum_{i=1}^N \varepsilon_i \left[\frac{2gR_i}{R_i'} r_i \{ \mu_i'(z_i' - y_i) \right. \end{aligned}$$

$$\left. + \nu_i'(\dot{z}_i' - \dot{y}_i) + (R_i' + 1) \right] \cdot \varphi_n(Vt_i) \dots\dots\dots (5)$$

$$\begin{aligned} \ddot{z}_i + g\{ \mu_i(z_i - z_i') + \nu_i(\dot{z}_i - \dot{z}_i') \} \\ = 0 \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ddot{z}_i' + R_i'g\{ \mu_i(z_i' - z_i) \\ + \nu_i(\dot{z}_i' - \dot{z}_i) \} + g\{ \mu_i'(z_i' - y_i) \\ + \nu_i'(\dot{z}_i' - \dot{y}_i) \} = 0 \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

ここに、

$$R_i = m_i g / \omega l, \quad R_i' = m_i' / m_i'$$

$$\mu_i = k_i / (m_i g), \quad \mu_i' = k_i' / (m_i' g)$$

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

であり、 h_n は n 次固有振動モードにおける橋梁の減衰定数を、 ω_n は橋梁の n 次固有振動数を示す。そして、 ε_i は i 番目の自動車が橋梁上に存在するか否かを判定するパラメーターである。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す。

ここで、式 (5) の右辺第 3 項 $2gR_i r_i (1+1/R_i')$ は各自動車の静的荷重が橋梁に与える影響を表わしている。いま、自動車荷重の固有振動数が零に近い極限を考えると、式 (5) で得られる一般座標 $q_n(t)$ を用いて式 (1) から求められる応答 $y(t, x)$ は着目点 x における静たわみの影響値にほかならない²²⁾。なお、本研究では、これらの式 (5)、(6) および (7) の連立微分方程式を Newmark の β 法で逐次積分し、3 径間連続桁橋の動的応答を求めることにする。

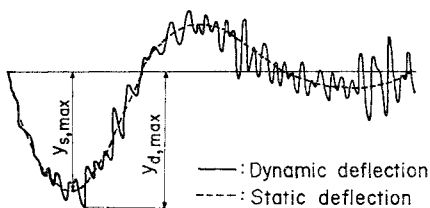
(2) 連続桁橋の衝撃係数

本研究では、連続桁橋の設計衝撃係数を検討することを目的としていることから、走行自動車による橋梁の動的影響を静たわみに対する比とした衝撃係数の形に整理する。

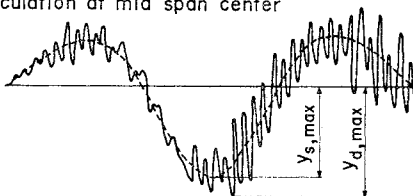
現行示方書において、連続桁橋の設計衝撃係数を求める支間長は、部材に最大応力が生じるような載荷長を採用している。本研究での解析は、モーダル解析から基準関数を正弦級数に仮定し、橋梁の動的影響を静たわみに対する比に着目しているため、中間支点上の変位が 0 となる。このことから、中間支点上の衝撃係数は評価できないことになる。たわみに着目する限り、連続桁の中間支点上における衝撃係数の取り扱いに問題点が残る。しかし、その評価は困難であることから、本研究で求める衝撃係数は、連続桁橋の設計方法と同様に、設計

注 1) 走行荷重による連続桁橋の動的応答に関する研究^{19)~21)}によれば、側径間および中央径間中央点におけるたわみの動的増幅率は応力のそれよりいくぶん大きい。したがって、たわみに着目することは、応力に着目するより衝撃係数を大きめに評価することになる。

Calculation at side span center



Calculation at mid span center



$$i = \frac{y_{d,max} - y_{s,max}}{y_{s,max}}$$

図-2 衝撃係数の定義

活荷重が載荷される径間ごとに定義する。すなわち、側径間における衝撃係数は、設計活荷重が両側径間のみに載荷されるものとして求める。また、中央径間における衝撃係数は、設計活荷重が中央径間のみに載荷するものとして求める。さらに、中間支点上での衝撃係数は、側径間、あるいは中央径間で求められた衝撃係数の平均値とする。そして、図-2に示すように、連続桁橋の動的応答を、側径間、あるいは中央径間中央点での静たわみに対する比とした連続桁橋の衝撃係数を次式で定義する。

$$i = \frac{y_{d,max} - y_{s,max}}{y_{s,max}} \dots\dots\dots (8)$$

しかし、実際の応答では、静的応答と動的応答の最大値は同時に生じないことが多い。そこで、式(8)の $y_{d,max}$ は、走行自動車が側径間載荷、あるいは中央径間載荷において、着目点が側径間中央点、あるいは中央径間中央点で静たわみの最大値が生じる近傍の動たわみの最大値をとる。

3. 3径間連続桁橋の応答解析

本節では連続桁橋の動的特性を把握する目的から、対称径間を有する非合成の3径間連続鋼桁橋をモデル橋として、中央支間長および側径間のスパン比を変えた多くのモデル橋を設計した。その設計橋の諸元をもとに、モデル橋の動的特性としての固有振動数、ならびに固有振動モードを求めた。なお、一例として、自動車荷重が単独で走行したときの橋梁の応答を計算したので、その値を後項に示す。

(1) 連続桁橋の設計

実際に架設されている3径間連続桁橋はスパン割りがさまざまであり、側径間と中央径間の比で定義されるスパン比は広範囲に渡っている。そこで、表-1に示す設計条件から、中央支間長を20~90m、あるいは側径間のスパン比を0.5~1.0^{注2)}まで変えた総計48のモデル橋を設計した。

(2) 固有振動数と固有振動モード

ここでは、前述した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振幅 a_{nm} を吉村・平井の提案する方法²²⁾から求めた。すなわち、スパン比の影響を考慮した3径間連続桁橋の n 次固有振動モードに対する固有振動数方程式は次式で与えられる。

$$\sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin^2 \frac{m\pi\alpha L}{l} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \omega_{gm} &= (m\pi/l)^2 \sqrt{EI/\bar{w}} \\ \omega_n &= \lambda_n (\pi/l)^2 \sqrt{EI/\bar{w}} = \lambda_n \omega_{g1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

である。また、 l は橋梁の支間長の合計 $(1+2\alpha)L$ を、 n は振動次数を示す。式(9)の m が奇数値のとき対称振動方程式を、 m が偶数値のとき逆対称振動方程式を与える。式(10)の λ_n は、あるスパン比 α について、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 次振動の振動数比を示す。そこで、

表-1 非合成3径間連続鋼桁橋の設計条件

| | | | | | | | | |
|-----------------|---------------------------------|--|-----|-----|-----|-----|----|----|
| ① 橋 格 | 一等橋 (TL-20) | | | | | | | |
| ② 幅 員 | 車道部 10m, 歩道部なし | | | | | | | |
| ③ 中央支間長 L (m) | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| ④ スパン比 α | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | | |
| ⑤ 主桁本数 | 4本 | | | | | | | |
| ⑥ 主桁間隔 | 3m | | | | | | | |
| ⑦ 桁高 (m) | $h_w = L/22$ の一定桁高 | | | | | | | |
| ⑧ 死荷重 | 床 版 | 鉄筋コンクリート床版 (厚さ 22cm) | | | | | | |
| | 舗 装 | アスファルト舗装 (厚さ 5cm) | | | | | | |
| | 鋼 重* | $l/241$ (t/m), l =全支間長 (m) | | | | | | |
| ⑨ 活荷重 | 線 荷 重 | 5 t/m | | | | | | |
| | 等分布荷重 | $L', L \leq 80$ m 350 kg/m, $80 < L', L \leq 130$ m $(430 - L', L)$ kg/m | | | | | | |
| | 衝撃係数 | 中央径間 $i=20/(50+L)$, 側径間 $i=20/(50+L')$ | | | | | | |
| ⑩ 鋼 種 | SM 50 Y | | | | | | | |
| ⑪ | その他については道路橋示方書 (昭和 47 年) に準拠する。 | | | | | | | |

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

注 2) 3径間連続鋼桁橋の場合、経済的な桁断面の設計から、スパン比を 0.7~0.8 とすることが多い。しかし、連続桁の一般的なスパン割りを考えることから、本研究ではスパン比を 0.5~1.0 までとした。

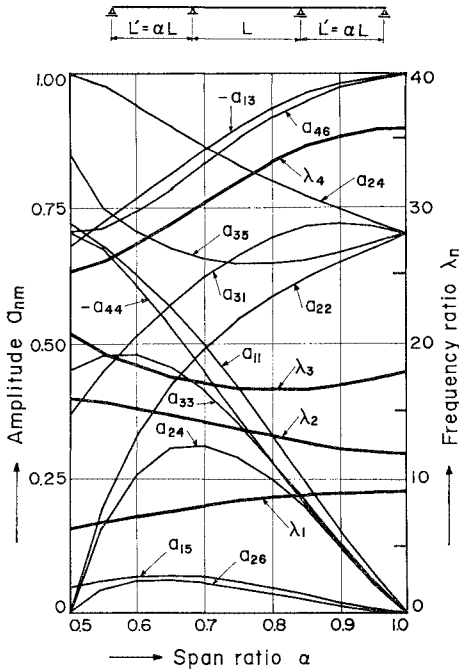


図-3 振動数比と振動モードの振幅

式 (9) から、あるスパン比 α についての λ_n 値が決まると、式 (10) を用いて連続桁橋の n 次固有振動数 ω_n が求まる。なお、本研究では振動数の計算を 4 次振動まで考え、それ以上の高次振動を無視した。

一方、式 (2) に示した橋梁の n 次固有振動モードの振幅は次式で与えられる。

$$A_{nm} = \frac{2}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi\alpha L}{l} \dots\dots\dots (11)$$

式 (11) の振幅 A_{nm} に対しては、式 (3) で示した正規化の条件 $a_{nm} = \sqrt{2/l\omega} A_{nm}$ から、正規化された n 次固有振動モード $\varphi_n(x)$ を式 (4) から求め得る。

以上の解析から、図-3 は横軸をスパン比 α 、縦軸を振動数比 λ_n および正規化された振動モードの振幅 a_{nm} をそれぞれ示している。したがって、図-3 に示す λ_n および a_{nm} の値を用いれば、各中央支間長に対して側径間のスパン比を変えて設計した多くの 3 径間連続桁橋の固有振動数と固有振動モードは容易に計算できる。

(3) 路面凹凸のサンプル関数

一般に、路面を走行する自動車が振動する原因として、自動車のエンジンや車体自体の弾性振動、さらに路面の凹凸による振動が考えられる。本研究では、橋梁との連成振動を考えると、主として自動車振動の原因の 1 つを路面の凹凸であるとして取り扱うことにする。

路面凹凸の特性については、従来多くの研究報告があ

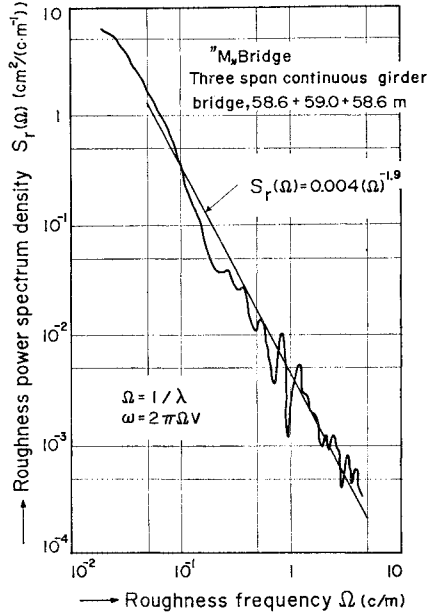


図-4 路面凹凸のパワースペクトル密度

るが、路面を平均値 0 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。いま、路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$ は指数関数に近似され、次式のように表わされる⁹⁾。

$$S_r(\Omega) = a\Omega^{-n} \dots\dots\dots (12)$$

そこで、連続桁橋における路面凹凸のパワースペクトル密度を知るため、3 径間連続鋼桁橋のある橋梁 M、(一等橋で全支間長 176.2 m の非合成桁橋) の路面凹凸を測定した。測定は、センターラインから 0.5 m 離れた地点を橋軸方向に 10 cm 間隔でレベル測量を行った。その測定値から縦断の放物線勾配を差し引いた値をデータとして、最大エントロピー法²³⁾によって路面凹凸のパワースペクトル密度を求めた。その結果を図-4 に示し、 $a=0.004 \text{ cm}^2/(\text{m}\cdot\text{c}^{-1})$ 、 $n=1.9$ を得た。なお、他の橋梁においてもパワースペクトル密度は、路面凹凸の周波数 Ω と指数関係が成立することを確認した²⁴⁾。

さらに、路面凹凸のサンプル関数はシミュレーション法によって次式から求められる²⁰⁾。

$$z_r(t) = \sigma \sqrt{2/N} \sum_{j=1}^N \cos(\Omega_j t + \phi_j) \dots\dots\dots (13)$$

ここに、

$$\sigma = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} S_r(\Omega) d\Omega}$$

である。図-4 に示す $S_r(\Omega)$ を用いて、式 (13) から求めた路面凹凸のサンプル関数を図-5 に示す。

(4) 伸縮継手部での衝撃

自動車が橋梁の伸縮継手部を通過するとき、非常に大

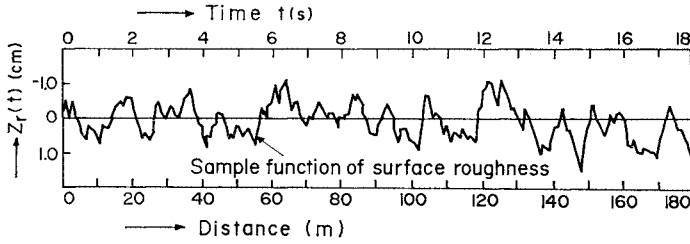


図-5 路面凹凸のサンプル関数

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) | |
| ばね上部振動数 p : 3.1 Hz | |
| ばね下部振動数 p' : 13.0 Hz | |
| ばね定数 | 懸架部 (k_i) 0.683 kN/m |
| | タイヤ部 (k_i') 1.333 kN/m |
| 減衰係数 | 懸架部 (c_i) 2.45 N/(m·s ⁻¹) |
| | タイヤ部 (c_i') 2.94 N/(m·s ⁻¹) |

きな衝撃が生じる。これは、走行自動車が橋梁に入る前の路面凹凸による振動と伸縮継手部による衝撃によって決まる自動車荷重の初期条件の問題である。そこで、本研究では伸縮継手による衝撃を路面凹凸の瞬間的な突起によるものと考え、自動車が速度 V で通過する場合、通過した瞬間のばね下部質量のもつ鉛直速度 $\dot{z}_i'(t_0^*)$ を次式で表す。

$$\dot{z}_i'(t_0^*) = \dot{z}_i'(t_0) + \frac{k_i'}{m_i'} A \int_{t_0}^{t_0^*} \delta(t) dt \quad \dots (14)$$

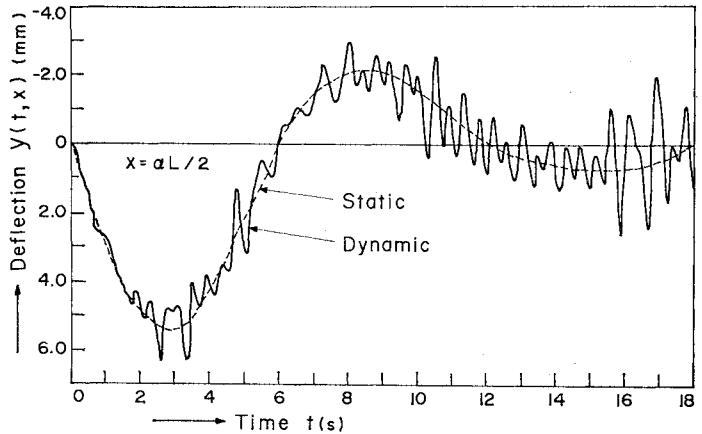
ここに、 $\dot{z}_i'(t_0)$ は自動車が橋梁の伸縮継手部に達したときのばね下部質量のもつ鉛直速度を、 A は衝撃の大きさを表わすパラメーターであり、 $\delta(t)$ はディラックのデルタ関数をそれぞれ示している。式(14)は自動車荷重の初期値問題として、数値計算のとき、自動車が橋梁の伸縮継手部に達した瞬間、式(5)に入力される。なお、 A の値について、伸縮継手自体の凹凸の大きさがさまざまであることから、その決定は困難である。本研究では、走行速度 $V=10$ m/s(40 km/hに相当)の自動車が 5 cm \times 3 cmの突起を通過した衝撃として、著者の一人が用いた値²⁰⁾ $A=0.102$ cm \cdot sを用いた(これは多少大きめの値となっている)。

(5) 走行自動車の諸元

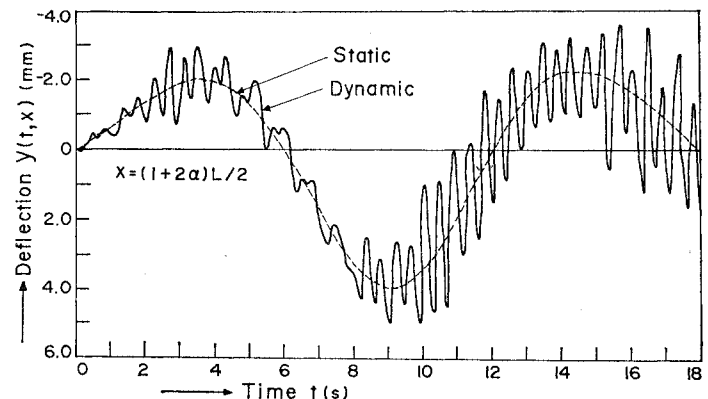
本研究では、自動車の諸元として表-2に示す代表的な値を用いた。一般に、大型自動車の周波数特性はばね上部で約2~4 Hz、ばね下部で約10~15 Hzの範囲²⁵⁾である。そこで、走行自動車の速度 $V=10$ m/s、総荷重 $20t(196$ kN)の大型自動車を基準(すなわち、式(5)の $r_i=1.0$)と考え、文献(12)で報告されている9種類のダンプトラックについて実測された固有振動数の平均値 3.1 Hzをばね上部の振動数とし、ばね下部は 13.0 Hzとした。また、表-2の減衰係数は著者の一人が用いた諸元²⁰⁾を単純化した数値である。

(6) 数値計算

数値計算において、式(5)、(6)および(7)の自動車と橋梁の連成振動を示す連立微分方程式を Newmark の



(a) 側径間中央点での計算



(b) 中央径間中央点での計算

図-6 1台の走行自動車荷重による橋梁のたわみ応答

β 法²⁶⁾で逐次積分し、3径間連続桁橋の動的応答を求める。なお、Newmarkの β 法では積分の刻み時間間隔 Δt を大きくすると、 $\beta=1/4$ で応答に位相遅れが生じ、 $\beta \neq 1/4$ では不安定となることが報告²⁷⁾されている。本研究では、 $\beta=1/6$ とした。そして、数値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秒とした。そして、各刻み時間間隔における加速度の仮定値と式(5)、(6)および(7)から計算される加速度の収束精度を $1/1000$ ¹²⁾として、繰り返し計算した。また、橋梁の固有振動数は4次振動まで考え、橋梁の減衰定数は、路面凹凸を測定したM橋梁の実測値 $h_n=0.017$ 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。

a) 1台の走行自動車荷重による応答

図-5に示した路面凹凸上を、表-2の諸元を有する総荷重20t(196kN)の自動車が全支間長180m(中央支間長 $L=60$ m, スパン比 $\alpha=1.0$)の橋梁上を10m/sの一定速度で単独走行した場合、各径間の中央点に着目し、そのたわみ応答を求めた結果を一例として図-6の(a)、(b)に示す。図中の実線は動たわみを、破線は式(5)の右辺における自動車の静荷重 $2gR_i r_i(1+1/R_i)$ の影響による静たわみ応答を示している。

4. 連続桁橋の衝撃係数

(1) 等価自動車荷重列の走行による衝撃係数

一般に、衝撃係数は設計活荷重による絶対最大応力度に対応する動的影響として表わされている。したがって、連続桁橋の設計衝撃係数を検討するうえで、荷重は設計活荷重と関連して定められるべきであり、設計活荷重と等価な自動車荷重列について解析の方がより実際的である。このことから、本研究では、現行示方書の設計活荷重(L-20)に相当する自動車荷重列を、T-20荷重車(196kN)1台とT-15荷重車(147kN)列が間隔14mおよび速度 $V=10$ m/s^{注3)}で走行する等間隔の荷重列^{13)、28)}に仮定し、それを図-7に示す。なお、この自動車荷重列において、自動車の載荷台数は、側径間、あるいは中央径間の支間長から、それぞれの径間が満載状態となるように決めた。また、できるだけ設計活荷重と等価にするため、自動車の載荷台数が奇数値の場合はT-20(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

注3) 道路橋のL-20荷重は橋梁に対して満載状態を想定している。よって、速度 V の値はそれほど大きくする必要はなく、本研究では $V=10$ m/s(40km/h相当)とした。

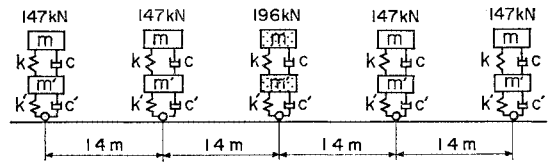


図-7 設計活荷重と等価な自動車荷重列の数値計算モデル

な位置に配置した。

ここで、問題となるのは連続桁橋における活荷重の載荷方法である。3径間連続桁橋の側径間桁を設計する場合、設計活荷重は静的応力度が最大となるように両側径間のみには載荷され、中央径間には載荷されない。本来、連続桁橋の動的応答を解析する場合、図-7に示した自動車荷重列は全スパンに渡って載荷されるものであるが、本研究では、設計時における活荷重の載荷方法から、図-8の(a)に示すように、左右の側径間がそれぞれ満載状態となるように自動車台数を有して走行する設計活荷重と等価な第1および第2自動車荷重列群を考えた。図-8の(b)において、第1自動車荷重列群の先頭自動車が右端支点の位置に移動したとき、中央径間には自動車荷重が載荷されないように、第1と第2自動車荷重列群との間には中央支間長に相当する車間距離を有しているものとした。このような自動車荷重列の載荷方法において、本研究では、図-8の(b)のとき、側径間における衝撃係数値を、側径間中央点での静たわみの最大値と動たわみ振幅の最大値との比として、式(8)から求めた。その結果を図-9に示す。なお、計算は1車線について行った。図中の横軸は中央支間長 L を、縦軸は衝撃係数値 i を示し、スパン比 α をパラメーターとしている。この図から、衝撃係数はスパン比 α によって変動していることがわかる。ここで、衝撃係数は式(8)から動振幅と静たわみの2つの変数を有している。しかし、連行荷重の場合、動振幅よりも静たわみの変化率が大きく、 α の値が0.5に近づくにつれて静たわみも小さくなる。その結果として、 $\alpha=1.0$ より $\alpha=0.5$ の衝撃係数値は大きくなる。また、各スパン比による衝撃係数値は

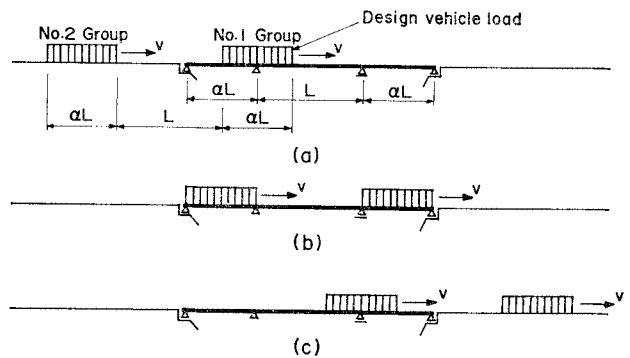


図-8 両側径間載荷における自動車荷重列群の移動例

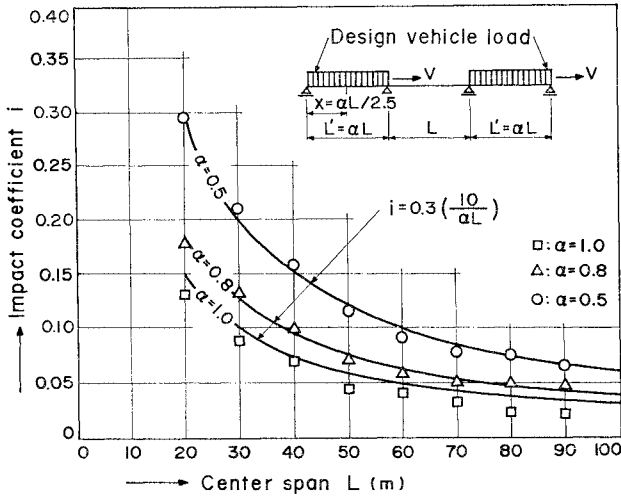


図-9 等価自動車荷重列の走行による衝撃係数
(両側径間荷重の側径間中央点での計算. 各自動車は2自由度系にモデル化されている)

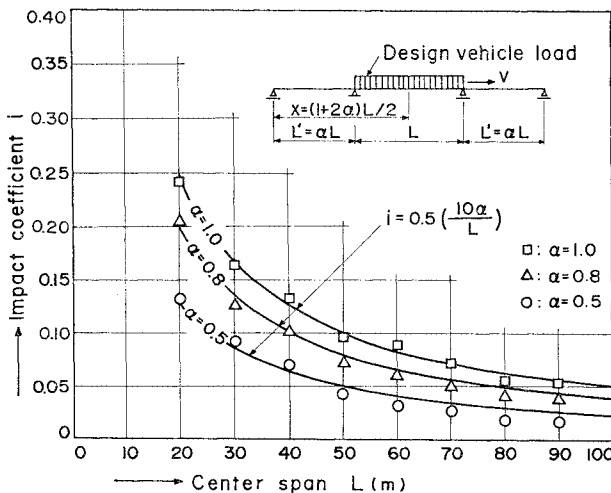


図-10 等価自動車荷重列の走行による衝撃係数
(中央径間荷重の中央径間中央点での計算. 各自動車は2自由度系にモデル化されている)

いずれも中央支間長の増大によって逓減している。したがって、その逓減率はスパン比 α の影響を考慮して、側支間長の逆数 $1/\alpha L$ で近似し、図中に示した。なお、この中央支間長を基準とした側径間における衝撃係数の逓減関数については、次節において、さらに検討を加えることにする。

一方、3径間連続桁橋の中央径間桁を設計する場合、設計活荷重は中央径間のみには載荷され、両側径間には載荷されない。このような設計活荷重の載荷方法から、中央径間が満載状態となるように自動車台数を有して走行する設計活荷重と等価な自動車荷重列群を考えた。そして、この荷重群の先頭自動車が左端支点から3番目の支

点位置に移動したとき、中央径間のみ自動車荷重が載荷され、両側径間には載荷されないものとした。このように、中央径間に自動車荷重列群が満載されたとき、中央径間における衝撃係数を、中央径間中央点での静たわみの最大値と動たわみ振幅の最大値との比として、式(8)から求めた。その結果を、スパン比 α をパラメーターとして、図-10に示す。なお、計算は1車線について行った。スパン比が1.0に近づくにつれて中央径間の静たわみは側径間の影響から小さくなる。その結果、図-9とは逆に、衝撃係数は $\alpha=0.5$ よりも $\alpha=1.0$ の方が大きくなる。また、図-9と同様に、衝撃係数はスパン比によって変動し、いずれのスパン比でも中央支間長とともに逓減している。その逓減率は側径間のスパン比 α の影響を考慮に入れて、 α/L で近似し、図中に示した。

(2) 3径間連続桁橋の衝撃係数

本節では、以上の数値計算で求めた衝撃係数と現行道路橋示方書的设计衝撃係数とを比較検討して、連続桁橋の衝撃係数の1つを提案する。

図-9で示した側径間における衝撃係数の逓減関数 $i=0.3(10/\alpha L)$ は、スパン比 α の変動を考慮した中央支間長に対する逓減を考えたものである。しかし、側径間における衝撃係数の算定は、中央支間長より側支間長を用いた方が実用であると思われる。このことから、図-11は、図-9に示した側径間における衝撃係数値を、新たに側支間長を用いて表わしたものである。横軸は側支間長 L' を、縦軸は衝撃係数値 i を示している。この図から、側支間長を用いた場合、図-9と同様に、スパン比 α によって衝撃係数値は異なるが、その変動幅は小さいので、その影響を無視し、側支間長に対する衝撃係数の逓減関数を1つの曲線として図中に示した。したがって、この逓減関数でスパン比 α による衝撃係数値の変動を許容できるものとした場合、側径間における衝撃係数は、中央支間長、あるいはスパン比に関係なく側支間長だけから求められる。これは、側径間が両側にあり、中央支間長による影響が少ないためと思われる。

本研究で求めた衝撃係数に関して、比較のために各国の現行規定^{29),30)}を図-11に示した。図中の曲線Aはわが国の道路橋設計示方書の衝撃係数を示している。また、曲線Bはアメリカ(AASHTO)の場合を、直線Cは西ドイツ(DIN 1073)の設計衝撃係数をそれぞれ示している。本研究で得た衝撃係数と曲線Aとを比較した場合、現行の設計衝撃係数は非常に大きい値となり、そ

本研究で求めた衝撃係数に関して、比較のために各国の現行規定^{29),30)}を図-11に示した。図中の曲線Aはわが国の道路橋設計示方書の衝撃係数を示している。また、曲線Bはアメリカ(AASHTO)の場合を、直線Cは西ドイツ(DIN 1073)の設計衝撃係数をそれぞれ示している。本研究で得た衝撃係数と曲線Aとを比較した場合、現行の設計衝撃係数は非常に大きい値となり、そ

の差は顕著である。さらに、連続桁橋と単純桁橋との衝撃係数を比較するため、単純支持桁橋に対して提案されている衝撃係数を曲線DおよびEに示した。ここで、曲線Dは、著者の一人⁹⁾が不規則振動論による道路橋の動的応答解析から、単純支持の直線桁橋について提案した衝撃係数を示している。連続桁橋の衝撃係数は、単純桁橋よりかなり小さい値となる。側支間長が15m以上において、連続桁橋の衝撃係数は曲線Dの1/2の値となり支間長に換算すると2倍の違いを生じる。また、曲線Eは、中井・事口¹⁰⁾が交通量の実測結果をもとに、不規則振動論を用いて、曲線単純桁橋の動的応答解析から提案した衝撃係数を示している。なお、この図では $R_s/R_p = 1.0$ とした。いま、曲線Eの R_s/R_p を1.0として

直線桁に適応した場合、本研究で求めた衝撃係数は、この曲線Eよりかなり小さい値となる。

続いて、図-10で示した中央径間における衝撃係数を新たに図-12に示す。なお、図中の曲線A, B, D, Eおよび直線Cは図-11と同様である。本研究で求めた衝撃係数は曲線Aの設計衝撃係数よりかなり小さい値となる。スパン比 α が1.0から0.5に近づくにつれて、その差はさらに顕著となる。中央支間長が20m以上において、等径間($\alpha=1.0$)のときの衝撃係数は、曲線Dよりやや小さい値となり、また、曲線Eの R_s/R_p を1.0とした直線桁橋に適応した場合と一致している。そして、スパン比 α が0.5に近づくに従い、連続桁橋の衝撃係数は単純桁橋よりかなり小さい値となる。さらに、図

11と図-12で、側支間長が20m以上と中央支間長が20m以上の等径間について比較した場合、現行示方書では同じ設計衝撃係数値を与えるが、本研究での側径間における衝撃係数は中央径間における衝撃係数より60%小さい値となる。

以上の結果から、本研究で求めた衝撃係数は設計衝撃係数よりかなり小さい値を示している。このことから、連続桁橋の設計時において、静荷重に対する動的影響の割り増し係数は過大評価されていると思われる。また、本研究で求めた側径間における衝撃係数は側支間の増大に従って、あるいは、中央径間における衝撃係数はいずれのスパン比でも中央支間長の増大によって減滅している。したがって、3径間連続桁橋の衝撃係数として、側径間においては側支間長の、あるいは中央径間においては中央支間長のほかに側径間のスパン比も考慮した減滅関数で表わされるようである。すなわち、衝撃係数*i*は、側支間長 L' が10m以上、中央支間長 L が20m以上の場合、側径間のスパン比 α の影響を勘案した一例として次式のように表わされる。

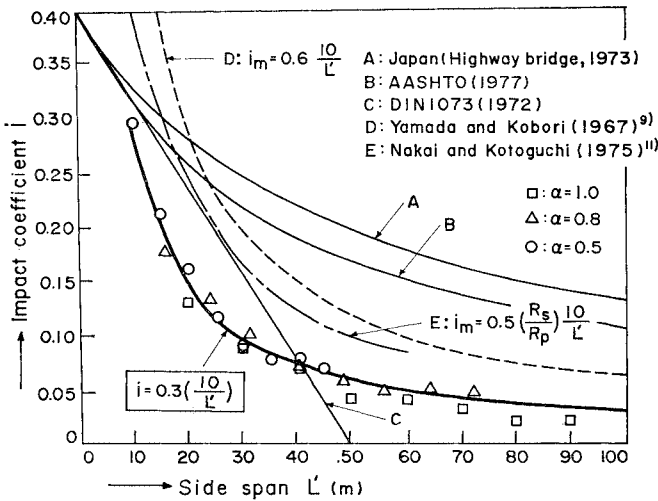


図-11 側径間における衝撃係数

(側径間載荷による各国の規定、ならびに単純桁橋との比較)

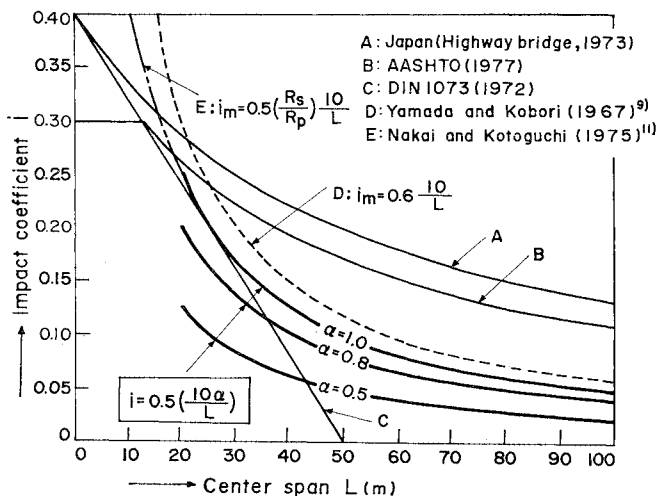


図-12 中央径間における衝撃係数

(中央径間載荷による各国の規定、ならびに単純桁橋との比較)

i) 側径間においては、

$$i = 0.3 \left(\frac{10}{L'} \right) \dots\dots\dots (15)$$

ii) 中央径間においては、

$$i = 0.5 \left(\frac{10\alpha}{L} \right) \dots\dots\dots (16)$$

iii) 中間支点においては、

$$i = \frac{1.5L + 2.5\alpha L'}{L'L} \dots\dots\dots (17)$$

である。ただし、 $L' \geq 10m$, $L \geq 20m$ であり、 $0.5 \leq \alpha \leq 1.0$ である。また、iii) の衝撃

係数 i については, 2.(2) で述べたように問題点は残るが, i) と ii) の値の平均値を採用した. ここで, スパン比 α とは中央支間長に対する側支間長の比である.

5. あとがき

本研究は, 設計活荷重と等価な自動車荷重列の走行による3径間連続桁橋の動的影響を, 静たわみに対する比に着目し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いること, あるいは連続桁橋の衝撃係数は単純桁橋で提案されている衝撃係数^{9), 11)}より小さい値となることなどを指摘することができた. さらに, 3径間連続桁橋の衝撃係数として, 側径間においては中央支間長およびスパン比に関係なく側支間長だけを考慮した衝撃係数を, また, 中央径間においては中央支間長のほかに側径間のスパン比の影響も考慮した衝撃係数をそれぞれ示すことができた.

以上のように, スパン長が大きくなれば, 衝撃係数は小さくなり, また, 一般に, 活荷重による応力と死荷重による応力の比も小さくなることから, DIN 1073 のように支間長が 50 m 以上の場合, 衝撃係数を考慮しないという考え方も理解できる. しかし, 定常応答, あるいは, 非定常応答解析による橋梁の動振幅は, 式 (12) の α の平方根に比例することが報告^{9), 10)}されている. このことから, 路面凹凸は道路橋の衝撃問題に重要なパラメータとなる. したがって, 路面管理の点から, 橋梁の支間長が増大しても, ある程度の衝撃係数は考慮されなければならないと思われる.

設計衝撃係数は設計活荷重による絶対最大応力度に対する動的影響として表わされていることから, 本来, 応力に着目すべきものである. 本研究では, モーダル解析から基準関数を正弦級数に仮定し, 橋梁の動的影響を静たわみに対する比に着目して衝撃係数を検討したため, 連続桁の中間支点上における衝撃係数の取り扱いに問題が残る. また, 本研究で求めた衝撃係数には, 路面凹凸のサンプル関数として, ある1つの関数のみしか用いられていない. そのため, 今後, さらに多くの路面凹凸を測定して, 多数のサンプル関数から統計的処理によって衝撃係数を計算し, より一般性のある多径間連続桁橋の衝撃係数を求めねばならない.

最後に, 本稿をまとめるにあたり, 終始, 貴重な助言をいただいた金沢大学工学部の梶川康男助教に深謝の意を表するとともに, 多くの連続桁橋の設計や路面凹凸の測定に協力していただいた金沢工業大学土木工学科・橋梁研究室の学生諸氏に感謝する. なお, 数値計算には

金沢工業大学計算機センターの IBM 3031 を使用した.

参考文献

- 1) 小堀・梶川: 単一動荷重に対する 道路橋の振動感覚, 土木学会論文報告集, No. 248, pp. 11~23, 1976年4月.
- 2) 吉村・彦坂・内容: 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, No. 258, pp. 35~44, 1977年2月.
- 3) 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, No. 286, pp. 15~27, 1979年6月.
- 4) Hikosaka, H., T. Yoshimura and T. Uchitani: Non-stationary random response of bridges to single load moving on uneven road surfaces, Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 26, pp. 373~381, March, 1978.
- 5) Wan, F.Y.M.: Nonstationary response of linear time varying dynamical systems to random excitation, Journal of Applied Mechanics, A.S.M.E., Ser. G, Vol. 40, No. 2, pp. 422~428, June, 1973.
- 6) Gersch, W.: Mean-square response in structural systems, Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 48, No. 1 (Part 2), pp. 403~413, 1970.
- 7) Fryba, L.: Non-stationary response of beam to moving random force, Journal of Sound and Vibration, Vol. 46, No. 3, pp. 338~373, June, 1976.
- 8) 山田・小堀: ランダム自動車荷重列による 道路橋の衝撃に関する研究, 土木学会論文集, No. 119号, pp. 1~9, 1965年7月.
- 9) 山田・小堀: 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, No. 148号, pp. 40~50, 1967年12月.
- 10) 小松・中井・事口: 曲線桁橋の自動車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, No. 192, pp. 55~68, 1971年8月.
- 11) Nakai, H. and H. Kotoguchi: Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of J.S.C.E., No. 244, pp. 117~128, December, 1975.
- 12) 小松・川谷: 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, No. 275, pp. 13~28, 1978年7月.
- 13) 彦坂・吉村・内容: 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, No. 290, pp. 31~41, 1970年10月.
- 14) Ramirez, J.A.N. and A.S. Veletosos: Response of three-span continuous highway bridges to moving vehicles, Univ. of Illinois C.E.S.R.S., No. 276, pp. 1~75, January, 1964.
- 15) Veletosos, A.S. and T. Hung: Analysis of dynamic response of highway bridges, Proc. of A.S.C.E., Vol. 96, No. EM 5, pp. 593~620, October, 1970.
- 16) Kishan, H. and N.R.W. Trwill: Calculation of response and loading of highway bridges from modal coordinates, I.A.B.S.E., 33-II, pp. 113~130, 1973.
- 17) Nagaraju, N. and K.S. Jagadish: Dynamic behaviour of cantilever bridges under moving loads, I.A.B.S.E., 33-II, pp. 149~172, 1973.
- 18) 今井・渡辺・林川: 慣性力を持った走行荷重によるバネ支承上の多径間連続桁の振動特性, 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, I-245, pp. 487~488, 1979年10月.
- 19) 吉村・平井: ランガ—桁の動的特性, 土木学会論文集,

- No. 101, pp. 1~14, 1964年1月.
- 20) Shinozuka, M. and T. Kobori: Fatigue analysis of highway bridges, Proc. of J.S.C.E., No. 208, pp. 137~148, December, 1972.
- 21) 山田・小堀：けた橋の固有振動周期とその固有関数を求めるプログラムについて—Transfer Matrix 法—, 土木学会誌, Vol. 52, No. 9, pp. 50~56, 1967年.
- 22) 平井一男：結合法による弾性支承を有する連続ばりの動的解析, 土木学会論文集, No. 104, pp. 1~8, 1964年8月.
- 23) 日野幹雄：スペクトル解析, 朝倉書店, pp. 235~236, 1978年2月.
- 24) 本田・梶川・小堀：道路橋の橋面特性に関する研究, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集, I-162, pp. 321~322, 1980年9月.
- 25) Page, J.: Dynamic forces generated by vehicles on bridges, Transport and Road Research Laboratory Department of the Environment Crowthorne, I.A.B.S. E. Colloguium, pp. 1~6, April, 1975.
- 26) Newmark, N.M.: A method of computation for structural dynamics, Proc. of A.S.C.E., Vol. 85, No. EM 3, pp. 67~74, July, 1959.
- 27) 水田・西山・平井：Newmarkの β 法における位相遅れ補正の一方法, 土木学会論文報告集, No. 268, pp. 15~21, 1977年12月.
- 28) 小堀・吉田：鋼構造設計理論, 森北出版, pp. 41~49, 1977年12月.
- 29) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 丸善, pp. 17~21, 1980年2月.
- 30) Standard Specifications for Highway Bridges, A.A.S. H.T.O., pp. 23~24, 1977.
- 31) 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑昭和54年版(昭和47~昭和52年度完工), 日本橋梁建設協会, pp. 92~106, 1979年5月.

(1980.6.10・受付)