

新活荷重に対する各種短支間桁橋の不規則振動解析による衝撃係数

NONSTATIONARY RANDOM ANALYSIS AND IMPACT COEFFICIENTS OF SHORT SPAN BRIDGES
UNDER NEW LIVE LOAD TL-25

川谷充郎* 小林義和** 高森和恵***

Mitsuo KAWATANI, Yoshikazu KOBAYASHI and Kazue TAKAMORI

- * 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)
- ** (株)ニチゾウテック 技術本部第1技術部 (〒551 大阪市大正区鶴町2-15-26)
- *** 大阪大学大学院生 工学研究科前期課程土木工学専攻 (〒565 吹田市山田丘2-1)

Dynamic response of highway bridges to moving vehicles is taken into consideration of impact, that is, multiplying static live load by impact coefficients specified in design codes of bridges. In 1993, live load in Japanese Specifications for Highway Bridges (JSHB) was increased from TL-20 to TL-25. In JSHB the impact coefficient for concrete bridges is defined as smaller than that for steel bridges. In this study, based on the assumption that a sequence of the surface roughness is a stationary random process, the simultaneous nonstationary random vibrations of both bridge and moving vehicles are analyzed by means of the theory of random vibration. The root mean square values of random response of bridges are theoretically examined and the impact coefficients due to moving vehicles equivalent to live load TL-25 are compared with those due to equivalent to TL-20, and also the impact coefficients of concrete bridges are compared with those of steel bridges.

Key words: impact coefficient, new live load, highway bridges, nonstationary random analysis

1. まえがき

道路橋の強度設計において、自動車走行による動的影響は衝撃として扱われ、衝撃係数を用いて設計活荷重を割り増すことにより考慮されている。現行の道路橋示方書¹⁾(以下、道示)において、鋼橋の衝撃係数は、算定式 $i = 20 / (50 + L)$ が用いられているが、これは昭和14年以来改訂されておらず、その定量的評価について検討の余地を残している。現在までの衝撃係数の研究により、走行荷重下の橋梁の動的応答には路面凹凸の影響の大きいことが明らかにされており、この不規則な路面凹凸を考慮した動的応答の評価が行われてきている。解析法として、シミュレーション解析や不規則振動解析があり^{2)~7)}、設計活荷重に対する衝撃係数が理論的に検討されてきた^{2)~5), 8)~10)}。著者らも、路面凹凸を考慮した非定常連成不規則振動解析結果⁷⁾に基づいて、L-20荷重に対する衝撃係数の検討を鋼橋について行った⁸⁾。

また、道示の中でL荷重の衝撃係数について、コンクリート橋の衝撃係数は鋼橋に比べて小さく規定されている。これは、コンクリート橋は鋼橋に比べて死荷重が大きく、断面設計時の全応力度に対する活荷重応力の占める割合が小さくなり、活荷重の動力学的作用に対して有利であることを考慮してのことである。しかし、衝撃係数は、活荷重による静的応答値に対する動的応答の割増

率として規定されており、その割増率が鋼橋とコンクリート橋との間にどの程度の相違があるのかは定かではない¹¹⁾。そのため、著者らは上記と同様の手法を用いて、鋼橋とコンクリート橋の衝撃係数の比較についても検討を行った¹²⁾。そこで、L-20に対しては鋼橋とコンクリート橋の衝撃係数に有意な差はみられなかった。

ところで、平成5年11月、建設省は物流の高度化や国際化に対応するための措置の一環として、道路橋設計自動車荷重を20tfから25tfに改訂した。また、活荷重を大型車の交通状況に応じてA活荷重とB活荷重の2つに区分し、T荷重およびL荷重ならびにそれらの載荷方法等の規定を見直した。この設計活荷重の改訂により、活荷重が及ぼす動力学的作用も変化し、衝撃係数に及ぼす影響も無視できないものと思われる。

本研究では、この設計活荷重の改訂が衝撃係数にどのような影響を及ぼすのか調べることにする。その際に、文献7)の解析手法と同様の非定常連成不規則振動解析を用い、その結果得られる動的応答の2乗平均値を20tf車と25tf車とで比較検討する。そして、動的応答の2乗平均値を用いて得られる衝撃係数について、L-20荷重とB活荷重のL荷重(以下、L-25荷重とする)に対して、鋼橋とコンクリート橋について比較検討を行い、活荷重応力が死荷重応力に対して相対的に変わることによる影響を検討する。

2. 解析手法

2.1 不規則振動解析⁷⁾

本解析法は、路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の曲げ振動を、非定常連成不規則振動解析により解析する。解析モデル図をFig. 1に示す。

(1) 基礎運動方程式

解析上の主な仮定は次の3点である。

- ① 桁橋は橋長にわたって等断面の棒モデルとする。
- ② 走行荷重は前輪1軸、後輪2軸を考慮した2自由度振動系モデルとする。
- ③ 路面凹凸は平均値0の定常確率過程とする。

単純桁橋の任意点 x における橋桁の曲げ振動による動いたわみ $y(t, x)$ は、第 i 次固有振動モード $\Phi_i(x)$ および一般化座標 $q_i(t)$ により次式(1)で表すことにする。

$$y(t, x) = \sum_i q_i(t) \Phi_i(x) \quad \dots\dots (1)$$

また、 j 番目の走行車両のばね上質量の重心 G の鉛直変位を z_j 、回転変位を θ_j とする。非定常ランダム過程 $q_i(t), z_j(t), \theta_j(t)$ の任意時刻 t における平均値からの偏差を $\tilde{q}_i(t), \tilde{z}_j(t), \tilde{\theta}_j(t)$ とすると、連行車両による橋梁の非定常連成ランダム振動を表す微分方程式は、次式(2)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{\tilde{q}}_i(t) + 2h_i\omega_i\dot{\tilde{q}}_i(t) + \omega_i^2\tilde{q}_i(t) &= \frac{1}{M_i} \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{k=1}^{ax(s)} \Phi_i(x_{jsk}) \frac{1}{ax(s)} \tilde{v}_{js}(t) \quad (i=1,2,\dots,n) \\ m_j\ddot{\tilde{z}}_j(t) + \sum_{s=1}^2 \tilde{v}_{js}(t) &= 0, \\ m_j\ddot{\tilde{\theta}}_j(t) - \sum_{s=1}^2 (-1)^s \lambda_{js} \tilde{v}_{js}(t) &= 0 \quad (j=1,2,\dots,h) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} \tilde{v}_{js}(t) &= k_{js} \left\{ \tilde{z}_j - (-1)^s \lambda_{js} \tilde{\theta}_j - \frac{1}{ax(s)} \sum_{m=1}^{ax(s)} \tilde{y}_{jsm} \right\} \\ &\quad + c_{js} \left\{ \dot{\tilde{z}}_j - (-1)^s \lambda_{js} \dot{\tilde{\theta}}_j - \frac{1}{ax(s)} \sum_{m=1}^{ax(s)} \dot{\tilde{y}}_{jsm} \right\} \quad \dots (3) \\ \tilde{y}_{jsm} &= \sum_g \tilde{q}_g(t) \Phi_g(x_{jsm}) - z_0(x_{jsm}), \\ x_{jsm} &= v(t - t_{vj}) - \lambda_{jsm} \end{aligned} \right\}$$

ここに、 ω_i : 橋梁の第 i 次固有円振動数、

h_i : 橋梁の第 i 次モードに対する減衰定数、

M_i : 橋梁の第 i 次モードに対する一般化質量、

$ax(s)$: 前・後輪の軸数、この場合、 $ax(1)=1, ax(2)=2$ 。

他の記号の説明はFig. 1 参照。

(2) 状態方程式

橋梁と走行荷重の非定常連成系における状態ベクトル $\mathbf{w}(t)$ および外力変数ベクトル $\mathbf{z}(t)$ を次のようにおく。

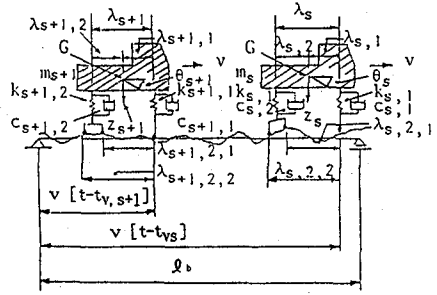


Fig. 1 Analytical models of a bridge and moving vehicles system

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{w}(t) &= \left\{ \tilde{q}_1, \tilde{q}_2, \dots, \tilde{q}_n; \dot{\tilde{q}}_1, \dot{\tilde{q}}_2, \dots, \dot{\tilde{q}}_n; \tilde{z}_1, \tilde{z}_2, \dots, \tilde{z}_h; \dot{\tilde{z}}_1, \dot{\tilde{z}}_2, \dots, \dot{\tilde{z}}_h; \tilde{\theta}_1, \tilde{\theta}_2, \dots, \tilde{\theta}_h; \dot{\tilde{\theta}}_1, \dot{\tilde{\theta}}_2, \dots, \dot{\tilde{\theta}}_h \right\} \\ &= \left\{ w_1, w_2, \dots, w_n; w_{n+1}, w_{n+2}, \dots, w_{2n}; w_{2n+1}, w_{2n+2}, \dots, w_{2n+4h-1}; w_{2n+4h} \right\} \\ \mathbf{z}(t) &= \left\{ z_0[v(t-t_{v1})]; z_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{121}]; z_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{122}]; \dot{z}_0[v(t-t_{v1})]; \dot{z}_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{121}]; \dot{z}_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{122}]; \dots; z_0[v(t-t_{vh})]; z_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h21}]; z_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h22}]; \dot{z}_0[v(t-t_{vh})]; \dot{z}_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h21}]; \dot{z}_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h22}] \right\} \quad (4) \end{aligned} \right\}$$

式(4)を用いると、式(2)は次のような状態方程式として表される。

$$\dot{\mathbf{w}}(t) = \mathbf{A}(t)\mathbf{w}(t) + \mathbf{B}(t)\mathbf{z}(t) \quad \dots\dots (5)$$

なお、初期条件としては車両が橋梁に入ること

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{w}(t_{v1}) &= \mathbf{w}_{01} = \{0, \dots, 0; w_{2n+1}; \dots; w_{2n+4}; 0, \dots, 0\} \\ \mathbf{w}(t_{v2}) &= \mathbf{w}_{02} = \{0, \dots, 0; w_{2n+1}; \dots; w_{2n+8}; 0, \dots, 0\} \\ &\dots\dots\dots \\ \mathbf{w}(t_{vh}) &= \mathbf{w}_{0h} = \{0, \dots, 0; w_{2n+1}; \dots; w_{2n+4h}\} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

という状態ベクトルが与えられるものとし、この条件のもとでの状態方程式(5)の解過程は、線形微分方程式の理論より次式(7)で表される。

$$\mathbf{w}(t) = \Phi(t, t_0)\mathbf{w}_{0k} + \int_{t_0}^t \Phi(t, \tau)\mathbf{B}(\tau)\mathbf{z}(\tau)d\tau \quad \dots\dots (7)$$

ここで、 $\Phi(t, \tau)$ は状態遷移行列、 k は着目時間 t までに橋梁に進出した荷重台数である。

(3) 応答の共分散行列

状態ベクトル $\mathbf{w}(t)$ の共分散行列は次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{R}_w(t_1, t_2) &= E[\mathbf{w}(t_1)\mathbf{w}^T(t_2)] \\ &= \Phi(t_1, t_0) E[\mathbf{w}_{0,k_1}\mathbf{w}_{0,k_2}^T] \Phi^T(t_2, t_0) \\ &\quad + \int_{t_0}^{t_1} \Phi(t_1, \tau) \mathbf{B}(\tau) E[\mathbf{z}(\tau)\mathbf{w}_{0,k_2}^T] \Phi^T(t_2, t_0) d\tau \\ &\quad + \int_{t_0}^{t_2} \Phi(t_1, t_0) E[\mathbf{w}_{0,k_1}\mathbf{z}^T(s)] \mathbf{B}^T(s) \Phi^T(t_2, s) ds \\ &\quad + \int_{t_0}^{t_1} \int_{t_0}^{t_2} \Phi(t_1, \tau) \mathbf{B}(\tau) E[\mathbf{z}(\tau)\mathbf{z}^T(s)] \mathbf{B}^T(s) \Phi^T(t_2, s) d\tau ds \end{aligned} \right\} \dots\dots (8)$$

ここで、車両が橋梁に進入する際の初期条件として、以下のように仮定する。

- ① 1 台目の車両が橋梁に進入するまで橋梁は静止しているものとする。
- ② 各車両は橋梁に進入するまで橋梁上と同様の確率過程、すなわち同じスペクトル密度を有する路面凹凸上を走行してきて、橋梁に進入するときには、定常状態に達しているものとする。

上述の初期条件のもとで、状態ベクトル $\mathbf{w}(t)$ の共分散行列は、路面凹凸パワースペクトル密度と定常確率過程である外力変数ベクトル $\mathbf{z}(t)$ との間に成り立つウィーナー・キンチンの関係式より、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_w(t_1, t_2) &= \Phi(t_1, t_0) \left[\begin{array}{c|c} 0 & 0 \\ \hline E[\mathbf{w}_{10}\mathbf{w}_{10}^T] & \\ \vdots & \\ 0 & E[\mathbf{w}_{k0}\mathbf{w}_{k0}^T] \\ & \ddots \\ & E[\mathbf{w}_{h0}\mathbf{w}_{h0}^T] \end{array} \right] \Phi^T(t_2, t_0) \\ &\quad + \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \mathbf{H}^*(t_1, \omega)_{\tau 1} \mathbf{x}_{\tau 1, k}^{(T)} + \dots + \mathbf{H}^*(t_1, \omega)_{\tau k} \mathbf{x}_{\tau k, k}^{(T)} \right\} \hat{S}_{z_0} \left[\begin{array}{c|c} \mathbf{H}_1^T(t_{v1}, \omega) & 0 \\ \hline 0 & \ddots \\ 0 & \mathbf{H}_k^T(t_{vk}, \omega) \end{array} \right] d\omega \Phi^T(t_2, t_0) \\ &\quad + \Phi(t_1, t_0) \int_{-\infty}^{\infty} \left[\begin{array}{c|c} 0 & \\ \hline \mathbf{H}_1(t_{v1}, \omega) & 0 \\ \vdots & \\ 0 & \mathbf{H}_k(t_{vk}, \omega) \end{array} \right] \hat{S}_{z_0} \left\{ \mathbf{x}_{k, s1} \mathbf{H}^{*T}(t_2, \omega)_{s1} + \dots + \mathbf{x}_{k, sk} \mathbf{H}^{*T}(t_2, \omega)_{sk} \right\} d\omega \\ &\quad + \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \mathbf{H}(t_1, \omega)_{\tau 1} [\mathbf{x}_{\tau 1, s1} \mathbf{H}^{*T}(t_2, \omega)_{s1} + \dots + \mathbf{x}_{\tau 1, sk} \mathbf{H}^{*T}(t_2, \omega)_{sk}] + \dots \right. \\ &\quad \left. + \mathbf{H}(t_1, \omega)_{\tau k} [\mathbf{x}_{\tau k, s1} \mathbf{H}^{*T}(t_2, \omega)_{s1} + \dots + \mathbf{x}_{\tau k, sk} \mathbf{H}^{*T}(t_2, \omega)_{sk}] \right\} \hat{S}_{z_0} d\omega \end{aligned} \dots\dots (9)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \mathbf{H}(t_1, \omega)_{\tau m} &= \int_{t_m}^{t_{m+1}} \Phi_k(t_1, \tau) \mathbf{B}(\tau) e^{-j\omega\tau} d\tau, \quad E[\mathbf{w}_{k0}\mathbf{w}_{k0}^T] = \int_{-\infty}^{\infty} \mathbf{H}_k(t_{vk}, \omega) \mathbf{x}_{ek} \hat{S}_{z_0} \mathbf{H}_k^{*T}(t_{vk}, \omega) d\omega \\ \mathbf{H}_k(t_{vk}, \omega) &= \int_{-\infty+t_{vk}}^{t_{vk}} \Phi_k(t_{vk}, \xi) \mathbf{B}_k e^{-j\omega\xi} d\xi, \quad \hat{S}_{z_0} = \frac{1}{2\pi\nu} S_{z_0} \left(\frac{\omega}{2\pi\nu} \right), \quad \mathbf{x}_{epq} = \begin{bmatrix} \mathbf{x}_{pq} & j\omega \mathbf{x}_{pq} \\ -j\omega \mathbf{x}_{pq} & \omega^2 \mathbf{x}_{pq} \end{bmatrix} \exp\{j\omega(t_{vp} - t_{vq})\} \end{aligned} \dots\dots (10)$$

$$\mathbf{x}_{pq} = \begin{bmatrix} 1 & \exp\left\{-j\frac{\omega}{\nu} \lambda_{q21}\right\} & \exp\left\{-j\frac{\omega}{\nu} \lambda_{q22}\right\} \\ \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu} \lambda_{p21}\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu} (\lambda_{p21} - \lambda_{q21})\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu} (\lambda_{p21} - \lambda_{q22})\right\} \\ \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu} \lambda_{p22}\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu} (\lambda_{p22} - \lambda_{q21})\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu} (\lambda_{p22} - \lambda_{q22})\right\} \end{bmatrix}$$

式(9)より、橋梁の任意点 x における曲げモーメントの不規則変動量の 2 乗平均値は次式となる。

$$R_M(t, t) = (EI)^2 \sum_i \sum_k \frac{d^2}{dx^2} \Phi_i(x) \frac{d^2}{dx^2} \Phi_k(x) E[\tilde{q}_i(t) \tilde{q}_k(t)] \dots\dots (11)$$

2.2 衝撃係数の評価

本解析により得られる 2 乗平均値応答 σ_M は、路面平滑走行時の動的応答からの偏差に関する 2 乗平均値である。衝撃係数を評価する際、路面平滑走行時の動的増分

$M_{i,d,\max}$ (静的曲げモーメントが最大となる時刻を含む動的応答の 1 サイクル区間における路面平滑走行時の動的増分の絶対最大値) は比較的小さいが、連行荷重の場合には 2 乗平均値応答が一般的に小さくなるため、路面平滑走行による動的影響を無視できなくなる⁹⁾。また、

Table 1 Structural properties of model bridges

Span length (m)	Type	Moment of inertia of area (m ⁴)	Weight per unit length (t/m)	Natural frequency (Hz)
10.0	H-shape steel	0.0161	5.170	12.556
15.0	H-shape steel	0.0229	5.245	6.619
20.0	H-shape steel	0.0298	5.320	4.214
20.0	Composite	0.0296	2.420	6.227
25.0	Composite	0.0641	3.893	4.625
30.0	Composite	0.0986	5.365	3.394
35.0	Composite	0.1180	4.406	3.011
40.0	Composite	0.1375	3.446	2.813
45.0	Composite	0.1818	4.043	2.359
10.0	T-shape PC	0.0923	5.970	12.231
15.0	T-shape PC	0.2849	7.100	8.756
20.0	T-shape PC	0.3901	7.470	5.618
29.25	T-shape PC	0.6822	8.114	3.118
33.0	T-shape PC	0.6917	6.828	2.689
38.6	T-shape PC	0.8483	5.955	2.330
8.0	RC slab	0.0485	7.607	9.896
13.0	T-shape RC	0.2373	7.462	8.366
25.0	T-shape RC	0.9659	6.216	5.236

Table 2 Dynamic properties of moving vehicles

Total weight (tf)	25.0	20.0	15.0	① 25.0	② 25.0
Mass moment of inertia (tf·m ²)	148.84	50.94	38.21	63.68	63.68
Spring constant k_1 (tf/m)	181.28	145.02	108.77	181.28	145.02
k_2 (tf/m)	725.11	580.09	435.07	725.11	580.09
Damping coefficient c_1 (tf·s/m)	0.577	0.462	0.346	0.577	0.516
c_2 (tf·s/m)	2.308	1.847	1.385	2.308	2.064
Natural frequency (Hz)	3.0	3.0	3.0	3.0	2.68
Damping constant	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03

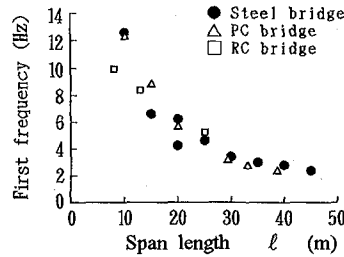


Fig.2 The first natural frequency of girder bridges

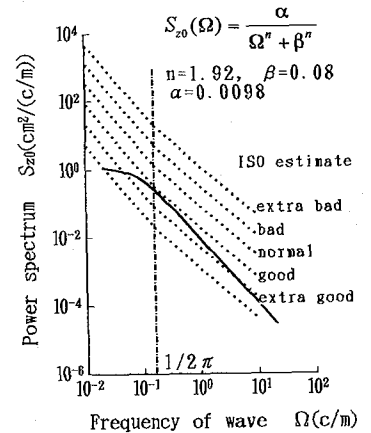


Fig.5 Power spectrum of roadway roughness

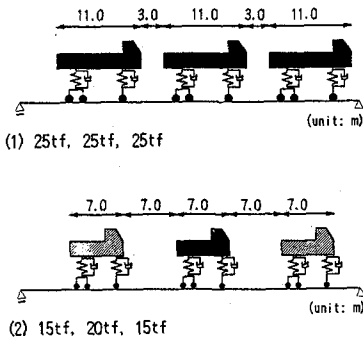


Fig.4 Series of moving vehicles

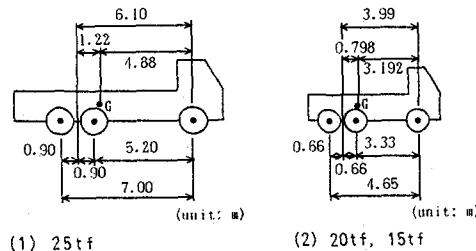


Fig.3 Dimension of moving vehicles

従来の研究において衝撃係数をたわみにより評価している場合もあるが、たわみに関する無次元化応答 $\sigma_y / y_{s,max}$ と曲げモーメントに関する無次元化応答 $\sigma_M / M_{s,max}$ を比較すると、連行荷重の場合、 $\sigma_M / M_{s,max}$ の方が若干大きくなる場合が多く、また応力に直接結びつく物理量であることから $\sigma_M / M_{s,max}$ を用いることとした⁹⁾。そこで、衝撃係数を次式で評価する。

$$i = \frac{\sigma_M(t_{Ms}, \ell/2) + M_{i,d,max}}{M_{s,max}} \quad \dots\dots (12)$$

ここに、 t_{Ms} は静的曲げモーメントが最大となる時刻を表す。

3. 解析モデル

3.1 橋梁

対象橋梁としては、支間長45mまでの短支間単純桁橋を選んで用いる¹²⁾。その構造諸元をTable 1に示す。これらの諸元は1車線あたりに換算した量である。また、その固有振動数を支間長に対してプロットしたものをFig. 2に示す。これより、固有振動数は支間長に対して反比例的に減少しており、また、橋種により橋梁の固有振動数にあまり差がないことがわかる。また、一般的に、コンクリート橋の減衰定数は鋼橋に比べて大きいと言われているが、参考文献13), 14) により、鋼橋とPC橋の

減衰定数は0.02, RC橋は0.03と仮定した¹²⁾。解析時に考慮する橋梁の振動次数は3次までとした。

3.2 走行車両

走行車両を前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度振動系にモデル化する。車両モデルの構造諸元をTable 2に、その寸法をFig. 3に示す。慣性モーメントは前後輪重量分配比1:4として算出した。ばね定数 k_s および減衰係数 c_s は、固有振動数 $f_s=3.0\text{Hz}$ 、減衰定数 $h_s=0.03$ と仮定して算出し、前後輪に1:4に割り振った。15tfと20tfの諸元は、実際のダンプロックを適切にモデル化した値を使った。25tf車の諸元については、文献15)より、車長11.0m、最遠軸距7.0m、隣接軸距1.8mを選んだ。連行荷重列は、L-20荷重と等価な車両モデルの車頭間隔が14mであることから、L-25荷重のそれも14mに統一した(Fig. 4)。車頭間隔により応答も変化すると思われるが、ここでは車頭間隔は変化させていない。また、軸間距離および車両重量の増加の影響を見るため、20tf車の寸法のまま25tfの重量を有する場合を解析した。Table 2において、①は車両の固有振動数を $f_s=3.0\text{Hz}$ に保持するようばね定数を大きくしてあり、②はばね定数を20tf車のままにしたものである。走行速度はL-20荷重列を解析したときと同様に⁸⁾ 10m/sとした。

Table 3 Maximum of bending moment (L-20 equivalent)

span length (m)		$M_{s,max}$ (tfm)	i	$M_{s,max}+M_{d,max}$ (tfm)
30.0 (Com)	single	131.4	0.3742	180.6
	series	150.1	0.1724	176.6
35.0 (Com)	single	154.4	0.3260	204.7
	series	202.3	0.2278	248.4
40.0 (Com)	single	177.3	0.2539	222.3
	series	262.1	0.2251	321.1
45.0 (Com)	single	200.1	0.2088	241.9
	series	324.1	0.1611	376.3

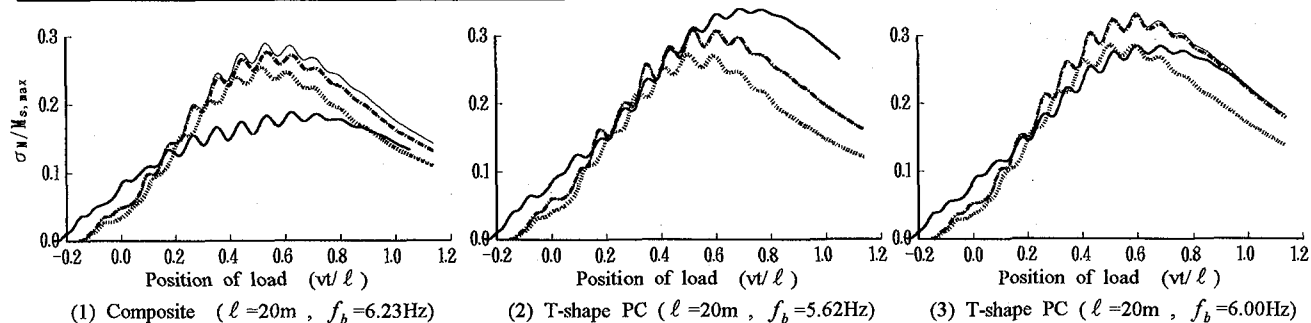


Fig.6 R.M.S. value of random response of bending moment

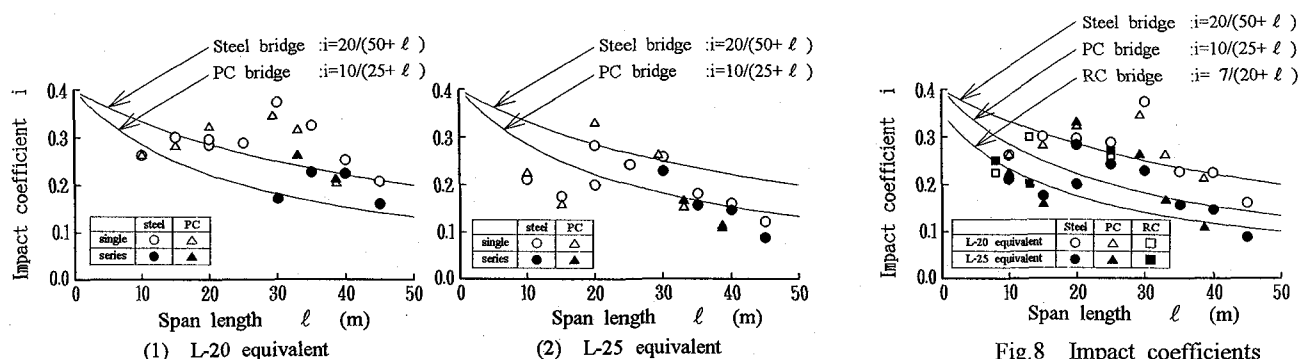


Fig.7 Impact coefficients

Fig.8 Impact coefficients

3.3 路面凹凸

路面凹凸パワースペクトル密度 $S_{z0}(\Omega)$ は路面周波数 Ω の指数関数として近似され、

$$S_{z0}(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad \dots\dots (13)$$

によりモデル化する。ここに、 α は路面の平坦性を表す平滑度パラメーター、 n は周波数によるパワーの分布を示す指数、 β は $\Omega \rightarrow 0$ のとき、 $S_{z0}(\Omega)$ が無限大に発散しないための分布形状を表す形状パラメーターである。各パラメーター値は、 $\alpha = 0.0098 \text{ cm}^2/(\text{c/m})$ 、 $\beta = 0.08 \text{ c/m}$ 、 $n = 1.92$ の値とした¹²⁾。これらの値は、短支間橋梁に適合する値として文献16)より選んだ。この路面凹凸パワースペクトル密度を乗り心地のISO評価基準と共にFig. 5に示す。

4. 解析結果

4.1 2乗平均値応答

1例として、スパン長20mの場合の単一走行による、鋼橋とPC橋のスパン中央における曲げモーメントの無次元化応答 $\sigma_M / M_{s,max}$ をFig. 6に示す。Fig. 6 (1), (2)の橋梁はTable 1に掲げた実橋、(3)はPC橋の固有振動数

が車両の固有振動数 $f_v = 3.0 \text{ Hz}$ の2倍の $f_b = 6.0 \text{ Hz}$ となるように設定した仮橋梁モデルである。

Fig. 6 (1), (2)において、20tf車寸法車両による橋梁の応答は鋼橋とPC橋で大差ないが、25tf車による応答には約2倍もの差が認められる。Fig. 6 (1)の鋼橋において、20tf車寸法車両に比べて25tf車の応答はかなり小さな値をとっている。これより静的応答ほど動的応答は増加していないことが分かる。しかし、Fig. 6 (2)のPC橋では、橋梁スパンの半分以上を過ぎた辺りから、25tf車の方が応答が大きくなっている。これらの応答の違いは、それぞれの橋梁と車両の系に固有な振動特性の違いによるものと思われる。そこで、橋梁の固有振動数の変化により2乗平均値応答にどの程度の差が生じるかについてみたのが、Fig. 6 (3)である。ここではFig. 6 (2)に比べて、20tf車寸法車両の応答は若干大きくなっているのに対して、25tf車による応答の場合は少し小さくなっている。

これらのことから、橋梁の動的特性および車両の寸法・振動特性の微妙な関係によって、応答が敏感に変化することが分かる。また、20tf車、車両モデル①および25tf車は、それらの固有振動数が $f_v = 3.0 \text{ Hz}$ と同じであるため、無次元化応答の変動の位相が同様になる。特に、20tf車と車両モデル①は、軸間距離も同じであるため、その応答は極めてよく似ている。

4.2 衝撃係数

(1) 単一走行車両と連行車両との比較

式(12)により得られる衝撃係数を、単一走行車両と連行車両との場合について道示の衝撃係数規定とともに Fig. 7 に示す。これらの図において、単一走行の場合よりも連行の方が衝撃係数の値は小さくなっている。衝撃係数の評価は、静的応答に衝撃係数を考慮して動的応答を加えた値の大きい場合によるべきである。例として、鋼橋を走行する L-20 相当荷重列の場合の応答値を Table 3 に示す。ここで、静的応答に動的応答を加えた値の比較において、単一走行の方が大きくなるのはスパン長 30 m の場合のみである。Table 3 に示していないが、ここで解析した範囲において、L-25 相当荷重列の場合あるいは PC 橋の場合にはすべてそれらの値は連行の方が大きい。橋種および荷重列ごとに、それらの値の大きい場合を採用して描いたのが Fig. 8 である。

また、スパン長 30m の付近で衝撃係数が大きくなっているが、これは車両の固有振動数 $f_v=3.0\text{Hz}$ と近い固有振動数を有する橋梁が、車両と共振したためである。

(2) L-20 と L-25 相当荷重列の比較

Fig. 8 において、全体的に L-20 相当荷重列に対する場合に比べて L-25 相当荷重列に対する場合の方が衝撃係数が小さい値になっており、静的応答ほど動的応答は増加しないことがわかる。これは、20tf 車に比べて 25tf 車の方が軸間距離が長くなった影響が大きいと思われる。このため、20tf 車の場合は道示の規定値を上回ることが多いが、25tf 車の場合は規定値を下回ることが多い。

(3) 鋼橋とコンクリート橋の比較

動的応答は橋梁および車両の諸元に大きく依存して変動する。それらのばらつきの中で、橋梁の質量、剛性およびそれらによる固有振動数との関係で、鋼橋とコンクリート橋とで衝撃係数に有意な差は認められない。道示ではコンクリート橋の衝撃係数は鋼橋より小さく規定されているため、コンクリート橋の衝撃係数は規定値を上回ることが多くなっている。

5. 結論

本研究では、路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の非定常連成不規則振動解析を行い、動的曲げモーメント応答の 2 乗平均値を用いて衝撃係数を評価した。以下に本研究で得られた結果を要約する。

- (1) 橋梁の動的特性および車両の寸法・振動特性の関係によって、応答がかなり変化するが、全体的に 20tf 車に比べて 25tf 車の 2 乗平均値応答は小さくなる傾向にある。
- (2) 単一走行と連行を比較すると、単一走行の場合よりも連行の方が衝撃係数の値は小さくなる場合が多いが、

静的応答に動的応答を加えた値は連行の方が大きくなる場合が多く、安全側をとり、衝撃係数そのものは小さくてもこの値の大きい方を衝撃係数として採用した。

(3) 本解析の範囲において、全体的に L-20 相当荷重列に対する場合に比べて L-25 に対する場合の方が衝撃係数が小さい値になっており、静的応答ほど動的応答は増加しないことがわかった。

(4) 動的応答は橋梁および車両の諸元に大きく依存して変動し、それらのばらつきの中で、鋼橋とコンクリート橋とで衝撃係数に有意な差は認められなかった。

参考文献

- (1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，1993.11
- (2) 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.40~50,1967.12.
- (3) 成田信之・桂樹正隆・江本 勝：路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数，土木技術資料，Vol.20, No.3, pp.27~32, 1978.3.
- (4) 彦坂 熙・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, 1979.10.
- (5) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文報告集，第331号，pp.65~73,1983.3.
- (6) 岡林隆敏・山口実浩：連行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文集，第334号，pp.1~11, 1983.6.
- (7) Kawatani, M. and Komatsu, S.: Nonstationary Random Response of Highway Bridges under a Series of Moving Vehicles, Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.5, No.2, 285s~292s, Oct.,1988 (Proc. of JSCE No.398/I-10).
- (8) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数，土木学会論文集，第398号/I-10，pp.303~309, 1988.10.
- (9) 川谷充郎・嶋田玲志・田邊裕之：桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価法，構造工学論文集，Vol.35A, pp.741~748, 1989.3.
- (10) 横山功一・井上純三：自動車走行モードと道路橋の衝撃係数，土木学会論文集，第422号/I-14 (ノート)，pp.391~394, 1990.10.
- (11) 川谷充郎：コンクリート道路橋の衝撃係数，第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集，pp.97~102, 1989.8.
- (12) Kawatani, M. and Fukumoto, Y.: Dynamic Response and Impact of Steel Bridges under Moving Vehicles Compared with Concrete Bridges, The Third Pacific Structural Steel Conference, PSSC, Oct.26~28, 1992, Tokyo, Japan, pp.129~134.
- (13) 伊藤 学・片山恒雄：橋梁の振動減衰，土木学会論文集，第117号／，pp.12~22, 1965.5.
- (14) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文集，第311号/I-10，pp.49~58, 1981.5.
- (15) (財)日本道路交通情報センター大型車両通行問題研究会編集：トラック、トレーラー連結車の重量制限の緩和（改正車両制限令の取り扱い）1994.
- (16) Honda, H., Kajikawa, Y. and Kobori, T.: Spectra of Road Surface Roughness on Bridges, J. of Struct. Div., Proc. of ASCE, Vol.108, No.ST9, pp.1956~1966, September, 1982.

(1995年9月18日受付)