

各種短支間道路桁橋の不規則振動解析による新活荷重に対する衝撃係数

大阪大学大学院 学生員 高森和恵

大阪大学工学部 正 員 川谷充郎

(株)ニチゾウテック 正 員 小林義和

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においては、L 荷重の衝撃係数については、コンクリート橋の衝撃係数は鋼橋に比べて小さな値をとっている。これは、死荷重に対する活荷重の割合が鋼橋に比べてコンクリート橋の方が小さくなることを考慮してのことである。しかし、これは理論的あるいは実験的に検証されてのことではない。著者らは、路面凹凸を考慮した非定常連成不規則振動解析結果に基づいて、L-20 荷重に対する衝撃係数について検討

を行ってきた^{1) 2)}。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。本研究では、文献3)と同様の手法を用いて、新しいL-25 荷重に対する衝撃係数について、鋼橋とコンクリート橋の比較、検討を行う。

2. 解析手法³⁾ 本解析法は、路面凹凸を有する桁橋と走行荷重に関する連成振動の微分方程式から、状態ベクトル表示を用いた状態方程式を誘導し、線形微分方程式の理論より得られるこの解過程を用いて、直接、応答の共分散行列を求めるものである。これより得られる2乗平均値応答 σ は、路面平滑走行時の動的応答からの偏差に関するものである。衝撃係数を評価する際、路面平滑走行時の動的増分 $M_{i, d, \max}$ (静的応答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乗平均値応答が小さくなるため、相対的にこの影響を無視できない⁴⁾。ここでは、すべての場合について、衝撃係数を曲げモーメントに関して次式で評価する。

$$i = \{\sigma_M(t_{M_s}, l/2) + M_{i, d, \max}\} / M_{s, \max} \quad (1)$$

ここに、 t_{M_s} 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 橋梁モデルの構造諸元

をTable 1に示す。また、その固有振

動数をFig. 1に示す。これより、橋種により橋梁の固有振動数があまり変わらないことがわかる。**3.2 走行車両** 前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度系モデルとする。

車両モデルの構造諸元をTable 2に、その寸法をFig. 2に示す。連行荷重列はL 荷重に相当する荷重列として考えられているように、車頭間隔14mで配置した(Fig. 3)。

Table 1 Structural properties of model bridges

Span length (m)	Type	Moment of inertia of area (m ⁴)	Weight per unit length (tf/m)	Natural frequency (Hz)
10.0	H-shape steel	0.0181	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

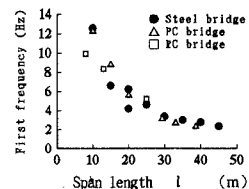


Fig.1 The first natural frequency of girder bridges

Table 2 Dynamic properties of moving vehicles

	(tf)	25.0	20.0	15.0	① 25.0	② 25.0
Total weight	(tf)	25.0	20.0	15.0	25.0	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

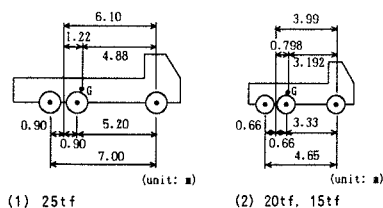


Fig.2 Dimension of moving vehicles

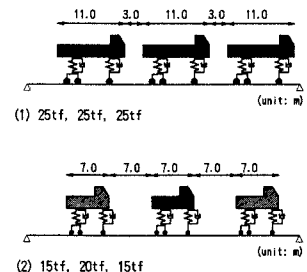


Fig.3 Series of moving vehicles

3.3 路面凹凸 路面凹凸パワースペクトル密度 $S_{z_0}(\Omega)$ は波数 Ω の指数関数として、 $S_{z_0}(\Omega) = \alpha / (\Omega^n + \beta^n)$ によりモデル化する。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⁵⁾。この路面凹凸パワースペクトル密度をISO評価基準と共にFig. 4に示す。

4. 解析結果

4.1 2乗平均値応答

解析時に考慮する橋梁の振動次数は3次とし、車両の走行速度は10.0m/sとした。スパン長20mの場合の、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 $\sigma_w / M_{s, \max}$ をFig. 5に示す。ここで、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。①は車両の固有振動数を $f_v = 3.0 \text{ Hz}$ 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（Table 2参照）。20tf車寸法車両による橋梁の応答は鋼橋とPC橋で大きな差はないが、25tf車寸法車両による応答には差が認められる（Fig. 5(1)と(2)参照）。さらに、PC橋の固有振動数を $f_b = 6.0 \text{ Hz}$ に上げたときも、特に25tf車の場合の無次元化応答に差が出ている（Fig. 5(3)参照）。これらのことから、橋梁の動的特性および車両の寸法・振動特性の関係によって、応答が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。**4.2 衝撃係数** 式(1)により得られる衝撃係数を、道路橋示方書の衝撃係数規定とともにFig. 6に示す。スパン長30m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。**(1)L-20とL-25の比較** 全体的にL-20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る。このため、20tf車の場合には示方書の規定値を上回ることが多いが、25tf車の場合には規定値を下回ることが多い。**(2)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、鋼橋とコンクリート橋とで衝撃係数に有為な差は認められない。示方書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。

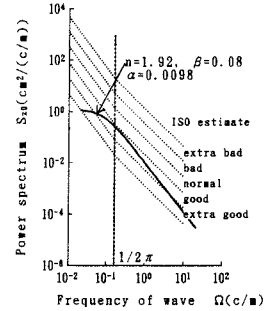


Fig. 4 Power spectrum of roadway roughness

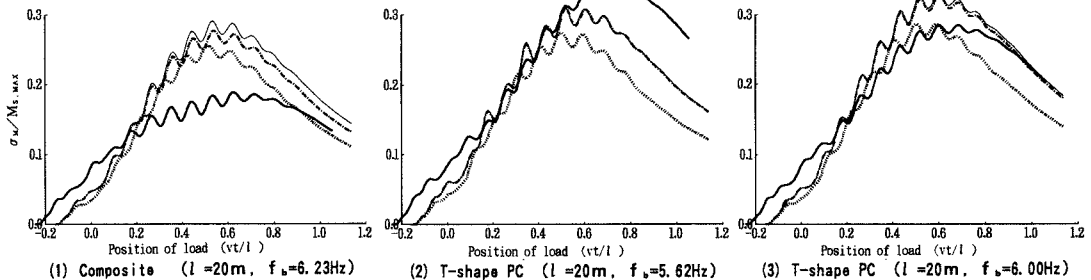


Fig. 5 R.M.S. value of random response of bending moment

【参考文献】

- 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／1-10，pp.303-309，1988.10.
- 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.28-28, 1992, Tokyo, Japan, pp.129-134.
- 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.398/1-10).
- 川谷充郎・嶋田玲志・田邊祐之：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.
- Bonda, H., Kajikawa, Y. and Kobori, T.: Spectra of Road Surface Roughness on Bridges, J. of Struct. Div., Proc. of ASCE, Vol.108, No.5T9, pp.1958-1966, September, 1982.

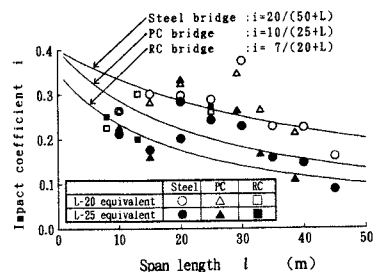


Fig. 6 Impact coefficients