

大阪大学工学部 正 員 川谷充郎

㈱ニチゾウテック 正 員 小林義和

大阪大学大学院 学生員 ○高森和恵

1. はじめに 道路橋は不規則な路面凹凸を有しており、その上を走行する車両と連成して非定常な不規則振動をする。この振動応答の確率特性を直接求めるため、不規則振動論に基づいた解析手法が研究されて来たが、それらはすべて橋梁の曲げ振動のみを考慮していた。一般的に、道路橋において車両は橋梁のせん断中心から偏心して走行し、動的応答は曲げとねじりの連成振動となる。実際、桁橋の自動車走行実験および解析の結果から外桁の動的応答にはねじり振動の影響の大きいことが報告されている^{1), 2)}。本研究では、曲げ振動のみを考慮した非定常連成不規則振動解析法³⁾を曲げとねじりの連成振動を考慮できるように拡張する。その解法により、内桁と外桁との応答の違いを考察するとともに、平成5年11月に行われた設計活荷重の改訂に関連して、新旧活荷重による動的応答の比較検討を行う。

2. 理論解析手法 Fig.1に示すように、橋梁断面に関して座標系を決め、橋梁の鉛直たわみ v およびねじり角 ϕ についてそれぞれ一般化座標 $a_n(t)$ および $c_n(t)$ を用いて表すと、偏心走行荷重による橋梁の曲げとねじりの連成振動の微分方程式は、粘性減衰を考慮すると次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{a}_n(t) + 2h_{bn}p_{bn}\dot{a}_n(t) + p_{bn}^2a_n(t) + z_{sn}\ddot{c}_n(t) &= \frac{2}{m\Delta\ell} \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{k=1}^{\alpha x(s)} v_n(x_{jsk}) P_{jsk}(t) \\ \ddot{c}_n(t) + 2h_{cn}p_{cn}\dot{c}_n(t) + p_{cn}^2c_n(t) + \frac{z_{sn}}{\gamma_s}\ddot{a}_n(t) &= \frac{2}{mI_s\ell} \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{k=1}^{\alpha x(s)} \phi_n(x_{jsk}) P_{jsk}(t)e \end{aligned} \right\} (1)$$

2自由度系にモデル化した車両の運動方程式は次式となる (Fig.2)。

$$m_y \ddot{z}_j + \sum_{s=1}^2 v_{js}(t) = 0, \quad m_{y_j} \ddot{\theta}_j - \sum_{s=1}^2 (-1)^s \lambda_{js} v_{js}(t) = 0 \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、 $\alpha x(s)$: 前後輪の軸数、

$$P_{jsk}(t) = \frac{1}{\alpha x(s)} P_{js}(t), \quad P_{js}(t) = \left(1 - \frac{\lambda_{js}}{\lambda_j}\right) m_y g + v_{js}(t)$$

$$v_{js}(t) = k_{js} \left\{ z_j - (-1)^s \lambda_{js} \theta_j - \frac{1}{\alpha x(s)} \sum_{m=1}^{\alpha x(s)} y_{jsm} \right\} + c_{js} \left\{ \dot{z}_j - (-1)^s \lambda_{js} \dot{\theta}_j - \frac{1}{\alpha x(s)} \sum_{m=1}^{\alpha x(s)} \dot{y}_{jsm} \right\}$$

$$y_{jsm} = \sum_g a_g(t) v_g(x_{jsm}) + \sum_g c_g(t) \phi_g(x_{jsm}) e - z_0(x_{jsm})$$

式(1)と(2)を連立させ平均値からの偏差を考えると、橋梁と車両の非定常連成ランダム振動の微分方程式が得られる。これ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、橋梁の不規則変動量の2乗平均値を求める。

3. 解析モデル (1) 橋梁 橋梁モデルの構造諸元をTable 1に示す²⁾。解析時に考慮する橋梁の振動次数は曲げとねじりそれぞれ3次までとした。(2) 走行車両 Fig.2に示すように、2自由度系にモデル化した。その構造諸元をTable 2に示す。(3) 路面凹凸 路面凹凸パワースペクトル密度を $S_{z_0}(\Omega) = \alpha/(\Omega^n + \beta^n)$ によりモデル化した。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.3に示す。

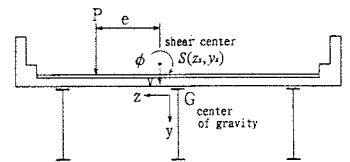


Fig.1 Cross section of model bridge

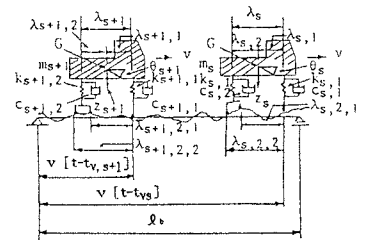


Fig.2 Analytical model of a bridge and moving vehicle system

Table 1 Structural properties of model bridge

Span length	(m)	40.4
Weight per unit length	(tf/m)	7.552
Area of section	(m ²)	2.553
Moment of inertia of area	(m ⁴)	0.2197
Polar moment of inertia		
× Weight per unit length	(tf·m)	59.09
Torsional constant	(m ⁴)	5.479×10^{-2}
Warping constant	(m ⁶)	1.126
Damping constant for 1st and 2nd modes		0.026
Natural frequency		
Bending vibration 1st	(Hz)	2.35
2nd	(Hz)	9.42
3rd	(Hz)	21.19
Torsional vibration 1st	(Hz)	3.86
2nd	(Hz)	10.16
3rd	(Hz)	19.89

4. 解析結果 (1) シミュレーション解析法との比較 本解析により得られた橋梁スパン中央における応力の無次元化応答を、モンテカルロ法によるシミュレーションによる結果と併せてFig.4に示す。シミュレーション結果は100個の路面凹凸関数より得られたものである。両者は全区間で良好な一致を示しており本解析法の妥当性が伺える。**(2) 偏心走行による影響** 20tf車と25tf車がそれぞれ偏心走行した場合としなかった場合の無次元化応答をFig.5に示す。内桁の応答に偏心走行の影響はほとんど表れていない。20tf車による外桁の応答は内桁に比べて小さくなっており、曲げ成分に対するねじり成分の比が動的応答では静的応答ほど増加していないことが分かる。しかし、25tf車による応答では車両の重心位置が橋梁の3/10地点を過ぎた辺りから外桁の応答の方が内桁よりも大きくなっていく。また、25tf車による応答は20tf車の場合と比較して小さくなっており、車両重量による動的応答値の増加は静的応答値の増加よりも小さいことが分かる。これは、25tf車の軸間距離が長くなった影響であると思われる。

Table 2 Dynamic properties of moving vehicles

Total weight	(tf)	25.0	20.0	15.0
Mass moment of inertia	(tf·m ²)	148.84	50.94	38.21
Spring constant	k_1 (tf/m)	181.28	145.02	108.77
	k_2 (tf/m)	725.11	580.09	435.07
Damping coefficient	c_1 (tf·s/m)	0.577	0.462	0.346
	c_2 (tf·s/m)	2.308	1.847	1.385
Axle interval	λ_{21} (m)	5.20	3.33	3.33
	λ_{22} (m)	1.80	1.32	1.32
Natural frequency	(Hz)	3.0	3.0	3.0
Damping constant		0.03	0.03	0.03

(3) 連行走行 L-20相当荷重列(15tf,20tf,15tfの3台連行)およびL-25相当荷重列(25tfの3台連行)が車頭間隔14mで走行した場合の無次元化応答をFig.6に示す。内桁と外桁の応答の比較およびL-20およびL-25相当荷重列による応答の比較について、単一走行(Fig.5)と同様の傾向が言える。

参考文献

- 1) 川谷充郎・小松定夫・佐々木孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，第392号/I-9, pp.351~358, 1988.4.
- 2) 川谷充郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性，構造工学論文集，Vol.39A, pp.733~740, 1993.3.
- 3) 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).

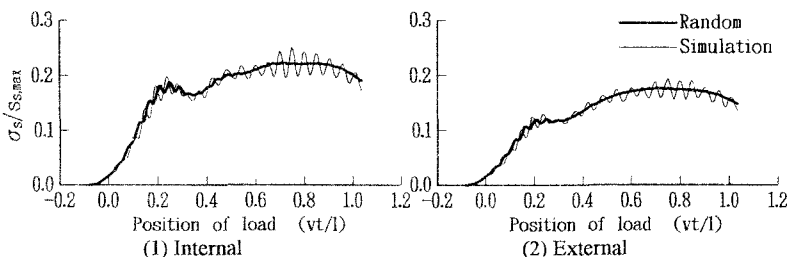


Fig.4 R.M.S. value of random response of stress

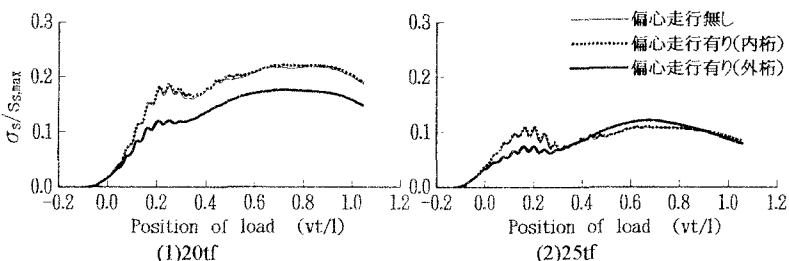


Fig.5 R.M.S. value of random response of stress

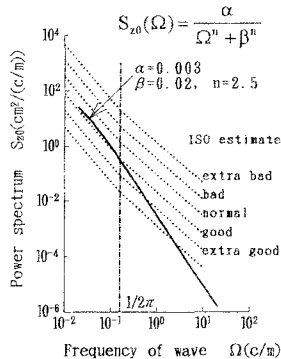


Fig.3 Power spectrum of roadway roughness

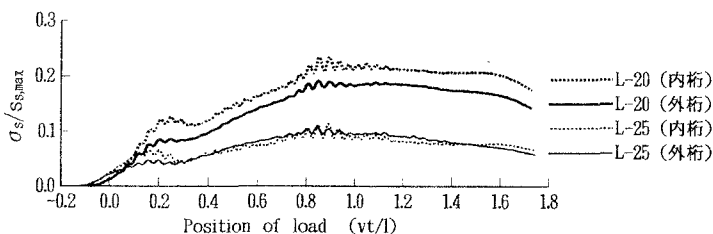


Fig.6 R.M.S. value of random response of stress