

路面不整を有する単純桁橋の連行荷重による不規則振動

大阪大学工学部 正員 小松 定天
 大阪大学工学部 正員 ○川谷 亮郎
 大阪大学工学部 学生員 和田 博久

1. まえがき 近年、路面不整を有する橋梁の走行荷重による非定常連成ランダム振動を、不規則振動論に基づいて解析しようと試みられ、著者らは、単一走行荷重の場合について、その一つの解析手法を提案した。^(1,2)

ところで、支間長がある程度大きくなると、単一走行荷重よりもむしろ連行荷重による道路橋の動的応答が衝撃係数算定の根拠となると考えられる。本研究では、著者らにより定式化された、路面不整を有する橋梁の単一走行荷重による非定常連成ランダム振動の不規則振動論に基づく解析手法を、連行荷重の場合に拡張する。本解法の妥当性及び特色を確認した上で、実交通流の総重量の資料³⁾から比較的荷重強度の大きい連行荷重列を選び、その計算結果より、連行荷重強度が橋梁の応答の二乗平均値に及ぼす影響の大きいことを示す。

2. 解析手法 ここでは、図-1(a)に示すように車両を1自由度系にモデル化した場合について述べる。橋と連行荷重の連成振動の微分方程式は一般化座標 $\tilde{z}_i(t)$ を用いて次式により表わされる。

$$\ddot{\tilde{z}}_i + 2\lambda_i \omega_i \dot{\tilde{z}}_i + \omega_i^2 \tilde{z}_i = -\frac{1}{m_i} \sum_{k=1}^{n_i(t)} m_k \ddot{z}_k(t-t_{ki}) \varphi_i(v(t-t_{ki})) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (1)$$

$$\ddot{\tilde{z}}_k(t-t_{vk}) + 2\lambda_k \omega_k \dot{\tilde{z}}_k(t-t_{vk}) + \omega_k^2 \tilde{z}_k(t-t_{vk})$$

$$= 2\lambda_k \omega_k \{ \dot{y}_{ve} - \dot{z}_0(v(t-t_{vk})) \} + \omega_k^2 \{ y_{ve} - z_0(v(t-t_{vk})) \}, \quad (k=1, 2, \dots, n_i(t))$$

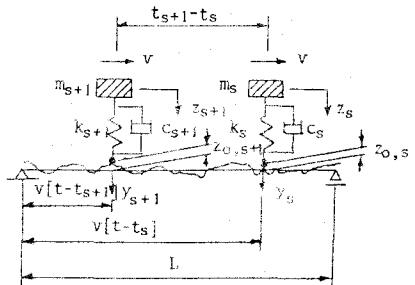
ここで、 $n_i(t)$, $n_k(t)$: 時刻 t に橋梁上を走行する先頭車番号及び後尾車番号、他の記号は図-1(a)及び文献1)を参照されたい。橋と走行荷重に関する状態ベクトル $w(t)$ と外力変数ベクトル $z(t)$ を次のようにおく、

$$w(t) = \left\{ \tilde{z}_1; \dot{\tilde{z}}_1; \dots; \tilde{z}_n; \dot{\tilde{z}}_n; \tilde{z}_1; \dot{\tilde{z}}_1; \dots; \tilde{z}_n; \dot{\tilde{z}}_n; z_1; \dot{z}_1; \dots; z_n; \dot{z}_n \right\} \quad (2)$$

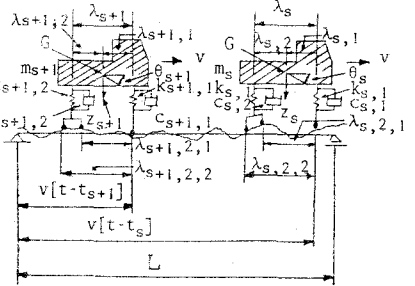
$$z(t) = \{ z_1(v(t-t_{n1})); \dot{z}_1(v(t-t_{n1})); \dots; z_n(v(t-t_{nk})); \dot{z}_n(v(t-t_{nk})) \}$$

式(1)は状態方程式として表わされ、初期条件 $w(t_0)=w_0$ によるその解過程 $w(t)$ は線形微分方程式の理論より得られ、状態ベクトル $w(t)$ の共分散行列 $R_w(t_1, t_2)$ は次式となる。

$$R_w(t_1, t_2) = E[w(t_1)w^T(t_2)] = \Phi(t_1, t_0) \begin{bmatrix} \Phi \\ E[w_0 w_0^T] \Phi \\ \Phi \\ E[w_{ko} w_{ko}^T] \end{bmatrix} \Phi^T(t_2, t_0)$$



(a) 車両が1自由度系の場合



(b) 車両が2自由度系の場合

図-1 橋梁と車両の解析モデル

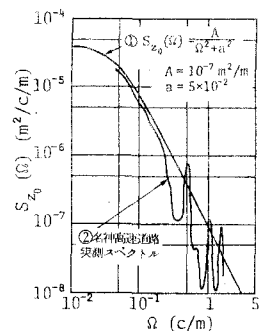


図-2 路面凹凸パワースペクトル

$$\begin{aligned}
& + \int_{-\infty}^{\infty} \{ H^*(t_1, \omega) \varepsilon_1 \cdot \omega_{\varepsilon_1, k_1}^{(1)} + \dots + H^*(t_1, \omega) \varepsilon_k \cdot \omega_{\varepsilon_k, k_1}^{(1)} \} \hat{S}_{\varepsilon_1}(\omega) \left[\begin{array}{c} \Phi \\ \Phi \end{array} \right] H^*(t_1, \omega) \Phi \\
& + \Phi(t_1, t_2) \int_{-\infty}^{\infty} \left[\begin{array}{c} H_1(t_1, \omega) \Phi \\ \Phi \end{array} \right] \cdot \hat{S}_{\varepsilon_2}(\omega) \{ \omega_{\varepsilon_2, 1, k_1} \cdot H^*(t_2, \omega)_{k_1} + \dots + \omega_{\varepsilon_2, k_2, k_1} \cdot H^*(t_2, \omega)_{k_2} \} d\omega \\
& + \int_{-\infty}^{\infty} \{ H(t_1, \omega) \varepsilon_1 \cdot \omega_{\varepsilon_1, k_1} H^*(t_2, \omega)_{k_1} + \dots + \omega_{\varepsilon_1, k_2, k_1} H^*(t_2, \omega)_{k_2} \} \hat{S}_{\varepsilon_2}(\omega) d\omega \dots (5)
\end{aligned}$$

表-1 橋梁の構造諸元

スパン長 (m)	40	50
単位長当り重量 (t/m)	2.67	2.72
断面2次モーメント (m ⁴)	0.16238	0.20095
1次固有振動数 (Hz)	2.94	2.45
減衰定数	0.032	0.02

表-2 車両諸元

重量 (t)	20.0, 15.0
	33.2, 24.2, 18.9
	27.4, 26.7, 29.0
固有振動数 (Hz)	3.0
減衰定数	0.03
走行速度 (m/sec)	10.0
車間間隔 (m)	14.0

ここに、 $E[\omega_{\varepsilon_1, k_1}, \omega_{\varepsilon_2, k_2}] = \int_{-\infty}^{\infty} H_k(t_1, \omega) \omega_{\varepsilon_1, k_1} \hat{S}_{\varepsilon_2}(\omega) H_k^*(t_2, \omega) d\omega$, $\hat{S}_{\varepsilon_2}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \hat{S}_0(\frac{\omega}{2\pi})$ 路面凹凸
 $H_k(t_1, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \Phi_k(t_1, \tau) B_k e^{j\omega\tau} d\tau$, $\omega_{\varepsilon_1, k_1} = \begin{bmatrix} 1 & j\omega \\ -j\omega & \omega^2 \end{bmatrix}$ パワースペクトル
 $H(t_1, \omega) \varepsilon_k = \int_{-\infty}^{\infty} \Phi(t_1, \tau) B(t_1, \tau) e^{j\omega\tau} d\tau$, $\omega_{\varepsilon_1, k_1} = \begin{bmatrix} -\omega e^{j\omega(t_1 - t_2)} \\ \omega e^{j\omega(t_1 - t_2)} \end{bmatrix}$, $\omega_{\varepsilon_2, k_2} = \begin{bmatrix} -\omega e^{j\omega(t_2 - t_1)} \\ \omega e^{j\omega(t_2 - t_1)} \end{bmatrix}$
 $\Phi(t, \tau)$: 状態遷移行列

記号は文献1)を参照されたい。

3. 数値計算結果

(1)表-1に示す単純桁橋を対象として、図-2に示す路面凹凸パワースペクトルモデル $S_0(\Omega) = A/(\Omega^4 + a^2)$ を用いた場合のスパン中央におけるたわみの標準偏差について本解法、岡林の共分散方程式による

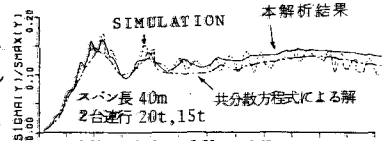


図-3 r.m.s. たわみ応答

解法及びシミュレーションによる解法の結果を図-3に併記する。これより本解析結果は、共分散方程式による解よりも若干大きい値を示すが、シミュレーションによる解のほぼ上限に相当し、本解析値は安全側の値を与える。

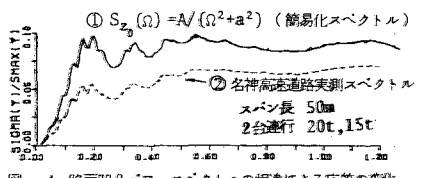


図-4 路面凹凸パワースペクトルの相違による応答の変化

(2)図-4によると、実測路面スペクトル(図-2の②)をそのまま用いた場合の本解析結果は、それをモデル化したパワースペクトル $S_0(\Omega) = A/(\Omega^4 + a^2)$ を用いた場合よりもかなり小さくなり、実測値を入力データとして用いることができる本解法の特徴が示されている。

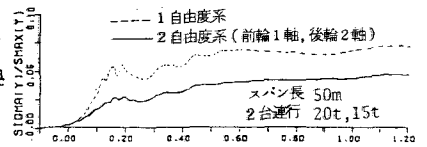


図-5 車両のモデル化の相違による応答の変化

(3)図-5より、車両を2自由度系にモデル化した場合は1自由度系にモデル化した場合と比較して、たわみの標準偏差が約6~7割となる。スパン長100m以下の単純桁橋の動的応答を考える場合、大型トラックの実際の軸数に合わせて走行車両をモデル化するのが望ましいと考えられる。

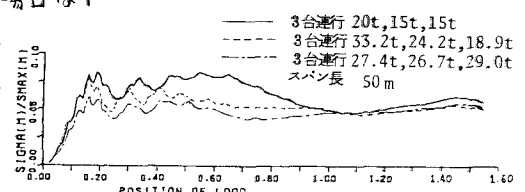


図-6 荷重強度の相違による応答の変化

(4)図-6によると、設計活荷重1-20相当荷重別(20t, 15t, 15t)を用いた場合及び上述と同じ意味の実測荷重強度を用いた2つの場合とを互いに比較して、たわみの標準偏差に顕著な差異が認められ、連行荷重のそれぞれの荷重強度が橋梁の応答に及ぼす影響の大きいことが分かる。

〔参考文献〕 1)小松・川谷・福井, 工学会関西支部年講概要, I-18, 1980.6.

2)川谷・小松: 工学会第35回年講概要, I-163, 1980.7. 3)成田・横山・桂樹, 土木研究所資料, No.1232, 1977.3 4)山口・岡林・河野, 工学会西部支部研究所発表会, 1981.2.