

I-31

伸縮継手部を通過する単一車両による道路橋応答の統計的評価

長崎大学大学院 学生員 ○山野 長弘
 長崎大学工学部 学生員 山寺 弘久
 長崎大学工学部 正員 岡林 隆敏

1. はじめに 走行車両による道路橋の振動は様々な要因⁽¹⁾によるが、主要な要因として路面凹凸と伸縮装置部の段差がある。路面凹凸に起因する道路橋の振動についてはほぼ解析手法⁽²⁾⁽³⁾は確立したものと考えられる。しかし、伸縮装置部の段差による橋梁振動についての評価は十分であると言えない。最近になって、本田等の伸縮装置部の詳細な実測結果が発表され、このモデル化が可能になって来た。本研究では、伸縮装置部の凹凸を非定常確率過程でモデル化し、実測結果と比較することにより段差部の凹凸モデルを構成した。次に、不規則応答解析により、走行車両による道路橋応答を評価し、各種のパラメータによる変化について検討した。

2. 伸縮装置部段差のモデル化 本研究では、伸縮装置部の段差による凹凸を非定常確率過程でモデル化する。この非定常確率過程は、図-2に示すように定常確率過程 $n(t)$ と非定常過程の分散の変化を表す確定関数 $g(t)$ の積で構成できるものと仮定する。 $n(t)$ のパワースペクトル密度 $S_n(\omega)$ は、本田等⁽⁴⁾の実測に基づいて $S_n(\omega) = 2\alpha S_0 / (\omega^2 + \alpha^2) \cdots \cdots (1)$

で表す。また、確定関数 $g(x)$ は $g(x) = \sin(\pi x / \lambda) \cdots \cdots (2)$ とする。パラメータ α は本田等の実測より $0.8 \leq \alpha \leq 2.0$ 程度と推定できる。また λ は3.0(m)である。このパワースペクトル密度を、 $\alpha = 0.8, 1.0, 1.5$ について図示したものが図-3 である。

これまでの段差部の凹凸の実測では、図-2(c)に示したような、凹凸の最大値 r_{max} を測定しており、 $S_n(\omega)$ のパラメータ S_0 を決定する実測はなされていない。そこでシミュレーションを実施するこ

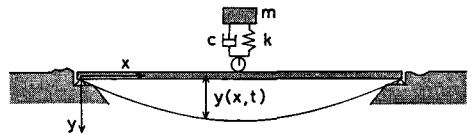


図-1 橋梁-車両系

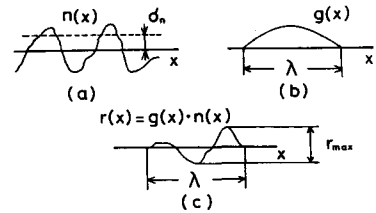
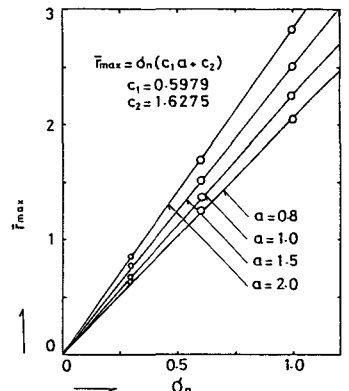
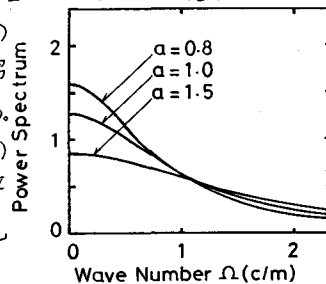


図-2 段差の非定常確率過程によるモデル

とにより、 r_{max} より S_0 を推定する。⁽¹⁾式のパワースペクトル密度を有する定常過程のサンプル関数は、次式で表される。
$$n(x) = \sum_{k=1}^N A_k \sin(\omega_k x + \phi_k) \cdots \cdots (3)$$
 A_k は $4S_n(\omega_k) / \Delta\omega$ の分散を有し、平均値0の正規乱数、 ϕ_k は $0 \sim 2\pi$ の一樣乱数である。図-2の準順で $r(x)$ を合成し、各サンプル関数の最大値 r_{max} の平均値 図-3 段差部のパワースペクトル密度を計算し、 S_0 すなわち $n(x)$ の標準偏差 σ_n と r_{max} の関数関係を決定する。

図-4はシミュレーションの結果に基づいて、 r_{max} と σ_n の関係を最小二乗法で決定したものである。実際の橋梁における最大凹凸の平均値 r_{max} とし 図-4 凹凸の最大値と標準偏差との関係で野口は高速道路の実測より0.93(ccm)また本田等は、北陸3県の一般国道の平均値として、1.83(ccm)を得ている。本研究では、これらの平均値として $r_{max} = 1.4$ (ccm)とした。以上の結果に基づいて得られた段差部の波形のサンプル関数を、パラメータ α に対して図示したものが図-5 である。

3. 伸縮装置部のモデルと橋梁-車両系の運動方程式 伸縮装置部の凹凸を図-6の(a)(b)のように考える。



それぞれに対する解析モデルをCase-1, Case-2 と呼ぶことにする。本概要では、Case-2 について説明する。Case-2 の場合は、凹凸モデルと橋梁の方程式と分離できて、橋梁の応答はRandom 初期値問題として処理できる。

橋梁に進入するまでの車両と凹凸を表現する方程式は

$$\ddot{Z}(t) + 2h_0\omega_0(\dot{Z}(t) - \dot{r}(t)) + \omega_0^2(Z(t) - r(t)) = 0 \quad \text{----- (4)}$$

$$r(t) = g(t) \cdot n(t) \quad \dot{n}(t) = \beta n(t) + w(t) \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 h_0, ω_0 は車両の減衰定数及び固有円振動数、 $\beta = 2\pi Va, w(t)$ は、平均値0、分散 $\sigma_w^2 = 2\beta\Omega^2$ を有する白色雑音過程である。

また、 V は車両の速度である。次に橋梁のたわみ応答は、

$$y(x,t) = g_s(t) \cdot \sin(\pi x/l) \quad \text{----- (6)}$$

で与えられ、基準座標 $g_s(t)$ は

$$\left. \begin{aligned} \ddot{g}_s(t) + 2h_1\omega_1\dot{g}_s(t) + \omega_1^2 g_s(t) &= -R_1\ddot{Z}(t) \cdot g_s(vt) \\ \ddot{Z}(t) + 2h_0\omega_0(\dot{Z}(t) - \dot{g}_s(t) \cdot g_s(vt)) + \omega_0^2(Z(t) - g_s(t) \cdot g_s(vt)) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (7)}$$

により表される。ここに h_1, ω_1 はそれぞれ橋梁の1次振動モードの減衰定数と固有円振動数、 $R_1 = \int_0^l \rho g_s(\omega)^2 dx$ 、 ρ は単位長さ当りの質量、 l は支間長、 $g_s(\omega)$ は基準関数である。

4. 不規則応答解析 車両-凹凸系(4)(5)式の状態変数を $Z(x) = [Z(t) \dot{Z}(t) r(t)]^T$ で表し、この共分散行列を $R_Z(t)$ で定義する。 $R_Z(t)$ を支配する共分散方程式は、次式で与えられる。

$$\dot{R}_Z(t) = A_Z(t)R_Z(t) + R_Z(t)A_Z(t)^T + Q_Z, \quad R_Z(t_0) = R_{Z0} \quad \text{----- (8)}$$

$$A_Z(t) = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -\omega_0^2 & -2h_0\omega_0 & (\omega_0^2 - 2h_0\omega_0)g_s(t) + 2h_0\omega_0\dot{g}_s(t) \\ 0 & 0 & -\beta \end{bmatrix} \quad Q_Z = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4h_0^2\omega_0^2 & 2h_0\omega_0\dot{\sigma}_0^2 \\ 0 & 2h_0\omega_0 & 1 \end{bmatrix} \sigma_0^2$$

さらに、橋梁-車両系については、状態変数を $Y(t) = [g_s(t) \dot{g}_s(t) Z(t) \dot{Z}(t)]^T$ で表し、この共分散行列を $R_Y(t)$ とする。 $R_Y(t)$ の方程式は、次式となる。

$$\dot{R}_Y(t) = A_Y R_Y(t) + R_Y(t) A_Y^T, \quad R_Y(t_0) = R_{Y0} \quad \text{----- (9)}$$

係数行列 A_Y は、橋梁-車両系の式を状態空間表示した式の係数行列と同じものである。

5. 数値解析と考察 数値解析に用いる車両と道路橋の諸元を表-2と表-3に示した。凹凸の変動周期を表すパラメータ a が応答に及ぼす影響を検討するために、車両と橋梁の固有振動数が接近するスパン長40mの橋梁を対象に数値計算を行った。変位応答の標準偏差を静的たわみの最大値で規準化した結果を図-7に示した。 a の変化に伴って、応答はそれほど変化しないことがわかる。応答に及ぼす各種パラメータの影響については、講演時に発表する。

- [参考文献] (1)土木学会編：構造物の安全性信頼性，土木学会，1975年
(2)岡林，土木学会論文報告集，No.286号，1974年6月 (3)岡林，土木学会論文報告集，No.334号，1979年6月 (4)本田，土木学会論文報告集，No.324，1982年2月
(5)野口，道路，1967年3月，pp.2～10

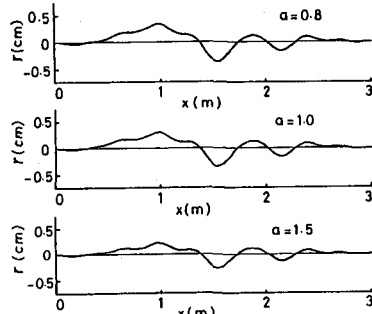


図-5 段差部凹凸波形のシミュレーション



図-6 伸縮継手部段差のモデル

表-1 伸縮装置部の段差

凹凸の最大	T_{max}	1.4 (cm)
伸縮装置の長さ	λ	3.0 (m)

表-2 走行車両の諸元

総重量	W	20.0 (ton)
固有振動数	f_0	3.0 (Hz)
減衰定数	h_0	0.03
走行速度	V	10.0 (m/sec)

表-3 道路橋の諸元

スパン長 L (m)	総重量 W ($\times 10^4$ Kg)	曲げ剛性 EI ($\times 10^{12}$ Kg.cm)	固有振動数 f_1 (Hz)
20	4.84	6.21	6.23
30	7.76	12.42	3.79
40	10.68	24.41	2.94
50	13.60	42.20	2.45
60	15.52	65.78	2.11
70	19.44	80.15	1.70
80	23.36	130.31	1.66
90	25.28	171.26	1.50
100	28.20	218.01	1.37

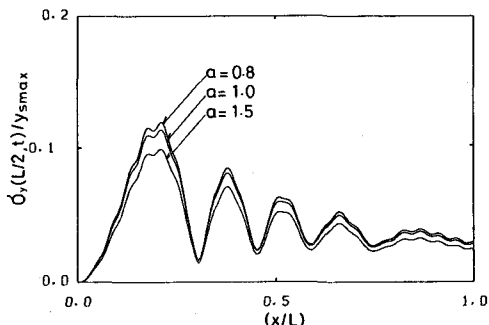


図-7 段差部凹凸による橋梁のr.m.s.変位応答