I－391　三径間変断面連続桁道路橋の動的たわみ応答解析

京都大学工学部　正員　山田　善一
中国・東北林業大学　呉　冲

1．まえがき

現在、道路橋の設計においては走行荷重による橋梁の振動はほとんどスパン長だけに関係がある衝撃係数によって評価される。しかし、それは主に単純桁橋の研究により得られたものである。本文は路面凹凸を入力として、長スパン桁橋で多く採用される三径間変断面連続桁道路橋の走行荷重によるたわみ応答と衝撃係数を考察する。

2．解析モデルと路面凹凸

モデル橋は図１に示すように三径間箱形連続桁道路橋で、中央スパン長が３０ｍ～１７０ｍである。桁高ｈと下床版の厚さｔは二次放物線によって変化するが、中央スパン長が４０ｍ以下では一定とする。

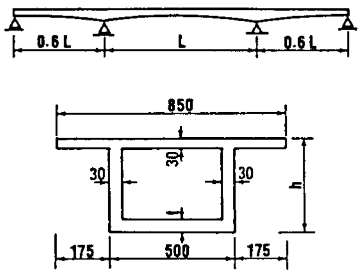

図１　モデル橋

走行車両は図２に示すように、車輪の質量を無視して、ピッチングを考えた２自由度系としてモデル化したものである。

解析に入力する路面凹凸は過去の実測値を統計的に処理して得られた路面凹凸パワースペクトル密度$S_r(\Omega)$を用いてシミュレートした路面凹凸サンプル波形$r(x)$である。すなわち

$$r(x)=\sigma\sqrt{2/N}\sum_{k=1}^{N}\cos(\Omega_i x+\phi_i) \qquad (1)$$

$$\text{ここに}\quad \sigma=\int_{\Omega_1}^{\Omega_u}S_r(\Omega)\,d\Omega\ ,\quad S_r(\Omega)=a\Omega^{-n} \qquad (2)$$

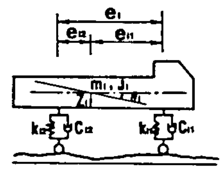

図２　モデル車両

3．たわみ応答解析と衝撃係数

1）自動車と橋の連成振動運動方程式

自動車－橋梁の振動系モデルを図３に示す。モデル解析法を用いて、端点からの距離Ｘにおける橋梁のたわみと自動車－橋梁の運動方程式は次式のように表される。

$$y(x,t)=\sum_{k=1}^{\infty}q_k(t)X(x) \qquad (3)$$

$$\ddot{q}_k(t)+2h_k\omega_k\dot{q}_k(t)+\omega_k^2 q_k(t)=\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{2}\{m_i g(e_i-e_{ij})/e_i+V_{ij}\}X_k(x_{ij})/M_k \qquad (4)$$

$$m_i\ddot{Z}_i+\sum_{j=1}^{2}V_{ij}=0 \qquad (5)$$

$$J_i\ddot{\theta}_i-\sum_{j=1}^{2}(-1)^j e_{ij}V_{ij}=0 \qquad (6)$$

$$V_{ij}=C_{ij}\{\dot{Z}_i-(-1)^j e_{ij}\dot{\theta}_i-\dot{y}_{ij}-\dot{r}_{ij}\}+K_{ij}\{Z_i-(-1)^j e_{ij}\theta_i-y_{ij}-r_{ij}\} \qquad (7)$$

式（４）の第一項 $m_i g(e_i-e_{ij})/e_i$ は各自動車の静的荷重が橋梁に与える影響を表している。

$\ddot{q}_k(t)=\dot{q}_k(t)=0$ と考えると式（４）で得られる $q_k(t)$ を用いて、式（３）から求められるたわみは着目点ｘにおける静たわみである。

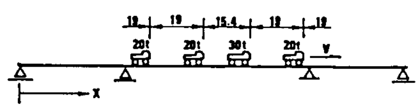

図３　自動車－橋梁の振動系モデル

2）応答解析

前述したモデル橋を８８等分し、多質点系に置きかえて、その動的特性としてのｋ次固有振動数と振動モードを求めた。この解析の結果と路面凹凸サンプル

波形を式（3）～式（7）に代入して、Runge Kutta Gill法で連立微分方程式を逐次積分し橋のたわみ応答を求める。図4は１０次固有振動までの固有振動数と中央スパン長との関係を示している。図5は橋梁の減衰定数を0.02，走行速度を10m/s とし、５次固有振動を考えた側径間と中央径間のスパン中央点のたわみ応答の一例である。

３）衝撃係数

一般、衝撃係数は次式によって定義される。

$$i = y_{dmax} / y_{smax} - 1 \qquad (8)$$

動たわみの期待値は近似的に静たわみで置き換えられるので、動たわみ y_d は静たわみ y_s と動的付加成分 y との和で表される。すなわち

$$y_d = y_s + y \qquad (9)$$

式（9）の y を平均値０，分散 σ_y^2 の定常確率過程と仮定すると y が 2σ を越える確率は4.55% となる。したがって、ここでは衝撃係数を次式で定義する。

$$i = 2\sigma / y_{smax} \qquad (10)$$

４．解析結果の考察

路面凹凸を普通，走行速度を３６km/hと仮定して、式(10)により求めた衝撃係数を図6に示している。図中のケース１は３０ｔの自動車が一台だけ走行する場合で、ケース２は中央径間のスパン中央点のたわみを最大にする多台の自動車列が連行する場合である。図6から判かる事項は以下の通りである。

１）スパン長が２０ｍ～６０ｍであるとき、曲線にピークがあって、大きい振動になる。これは橋の一次固有振動数が自動車のそれに近いことが主な原因であると思われる。

２）一台走行に比べて多台連行による衝撃係数が小さい。スパン長が６０ｍ以上である場合には、ケース２の値がただケース１の57% ぐらいである。

３）スパン長が同じである場合には中央径間に比べて側径間の衝撃係数がやや小さいが、顕著の差がない。

４）スパン長が110m以上の場合には衝撃係数は単にスパン長の増加により逓減するとは言えなく、ほとんど一定で、非常に小さい。

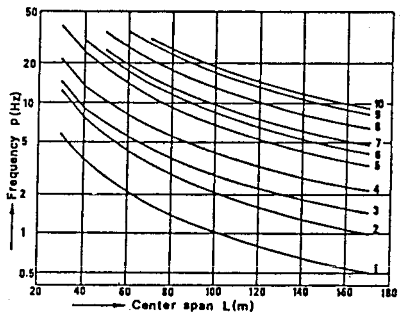

図4　モデル橋の固有振動数

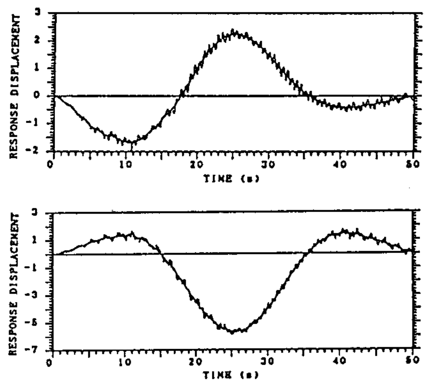

図5　スパン中央点のたわみ応答

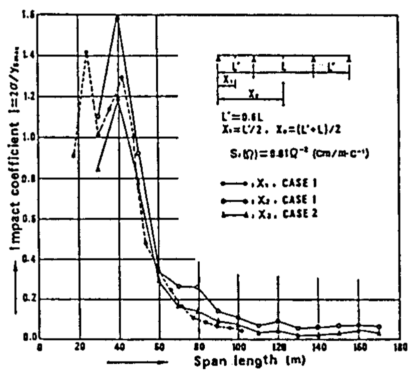

図6　衝撃係数とスパン長の関係

［参考文献］

1) 本田　秀行　走行荷重による道路橋の動的性状と設計への適用に関する研究　学位論文　1982.9

2) 小堀　為雄　応用土木振動学　森北出版株式会社　1974.2

3) 川谷　充郎等　路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数　構造工学論文集　Vol.33A 1987

4) 土木学会　土木技術者のための　振動便覧　1985.10

5) 中華人民共和国交通部部標準　公路橋涵設計通用規範　JTJ 021-85 1985