

佐藤工業 正員 嶋田玲志
大阪大学工学部 正員 川谷充郎

1. まえがき 鋼道路橋の衝撃係数は昭和14年に改訂されて以来、現行の算定式が使われている。その後、橋梁の走行荷重による不規則振動解析に基づいて、衝撃係数の算定式が提案されている^{1)~5)}。その内、彦坂・吉村・内谷³⁾および岡林・山口⁵⁾は、衝撃係数を動的たわみ応答の2乗平均値の2倍により評価した。また、本田・小堀・山田⁴⁾は、設計L-20相当荷重列により、30個の路面凹凸サンプル波形を用いたシミュレーション解析を行なった。実橋においては、このような設計荷重列の再現確率が極めて小さいことから、30個の動的増幅率をアンサンブル平均して衝撃係数とし、スパン長に対する通減関数として表した。本研究では、単純桁橋ならびに2径間および3径間連続桁橋について、L-20相当荷重列が走行する場合の非定常連成不規則振動解析を行い⁶⁾、桁橋の動的応答特性について考察し、衝撃係数の評価式を提案する。

2. 解析モデル 橋梁モデルは実橋構造諸元調査より定め、図-1に示す基本固有振動数を有する⁷⁾。モード解析に用いる橋の固有振動モードは、単純桁橋・2径間連続桁橋で3次まで、3径間連続桁橋で5次までとする。車両モデルは前輪1軸、後輪2軸を有する2自由度系モデルで、中央に20t車その前後に15t車を車頭間隔14mで配置し、5台を最大荷重列とする。構造諸元を表-1に掲げる。路面凹凸スペクトルは図-2に示すように、 $S_r(\Omega) = \alpha / (\Omega^{n+\beta})$ によりモデル化し、各パラメータ値は $\alpha = 0.003 \text{ cm}^2 / (\text{m}/\text{c})$, $\beta = 0.02 \text{ c}/\text{m}$, $n = 2.5$ とした⁸⁾。

3. 径間長および固有振動数による応答値の変化 解析結果は、得られた曲げモーメントの2乗平均値応答 α_m を静的な曲げモーメント応答の最大値 $M_{s, \max}$ で除した無次元化応答 $\alpha_m / M_{s, \max}$ により整理した。2径間連続桁橋について、径間長を変化させた場合の無次元化応答の変化を図-3に示す。単一車両走行の場合、中間支点では径間長50m付近で橋梁と車両の共振により無次元化応答が大きくなる傾向が現れたが⁷⁾、連行荷重の場合、このような共振現象は明確には現れず、また径間長に対する滑らかな通減曲線では表せない。図-4に示すように、2次固有振動数

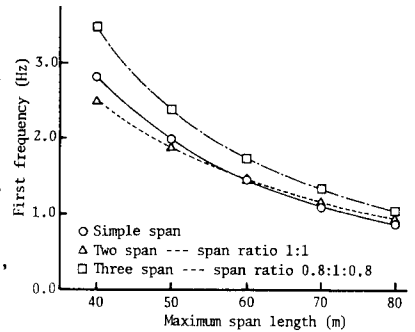


図-1 橋梁モデルの基本固有振動数

表-1 車両モデル

総重量 (t)	20.0	15.0
自由度	2	2
固有振動数 (Hz)	3.0	3.0
慣性モーメント (tm^2)	50.94	36.21
走行速度 (m/s)	10.0	10.0
減衰定数	0.03	0.03

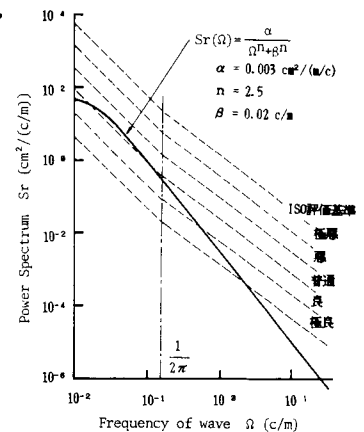


図-2 路面凹凸スペクトル

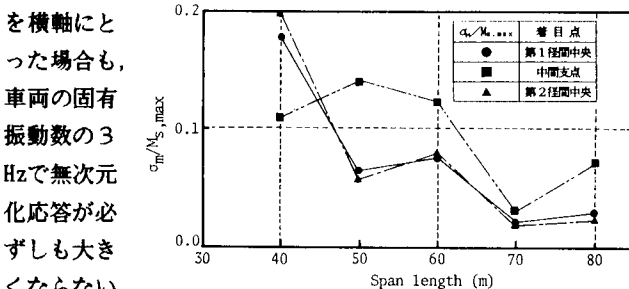


図-3 径間長の差異による応答値の変化 (2径間連続桁橋)

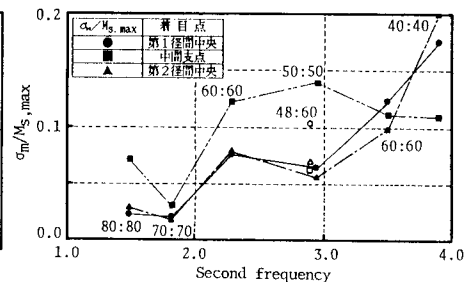


図-4 固有振動数の差異による応答値の変化 (2径間連続桁橋)

理由として

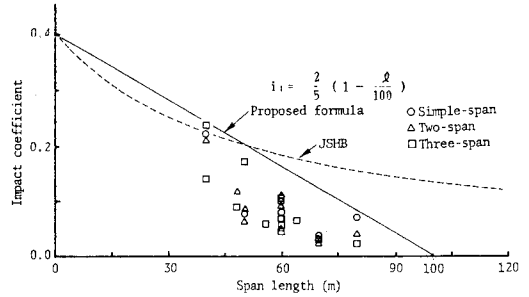
は、荷重が連行する場合には、固有振動数と共に車頭間隔（車頭時間）の影響が大きく、車頭時間（1.4sec）と橋梁の固有周期の関係から応答値にばらつきが生じたものと考えられる。

4. 桁橋の衝撃係数 衝撃係数を評価するにあたって、連行荷重の場合に曲げモーメントの2乗平均値応答 α_n が小さくなり、 α_n に対する路面平滑走行時の動的増分 $M_{I,d,max}$ （静的曲げモーメント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）の比が50%を超えることがあり、この影響を無視できない。また、衝撃係数の評価に $2\alpha_n$ を用いることで動的応答の超過確率を2.275%とすることができ、橋梁の限界状態を考えた場合、設計荷重列の再現確率は小さく、 $2\alpha_n$ を用いると実働荷重による動的応答を過大評価するかもしれない。そこで、 α_n を用いる場合も示して、衝撃係数評価のための資料を提供する。

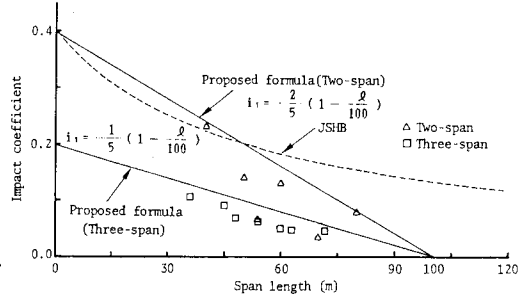
$$i_1 = \frac{\alpha_n(t_{Ms}, x) + M_{I,d,max}}{M_{s,max}} \quad (1)$$

$$i_2 = \frac{2\alpha_n(t_{Ms}, x) + M_{I,d,max}}{M_{s,max}} \quad (2)$$

ここに、 t_{Ms} は静的な曲げモーメントが最大となる時刻を表す。また、ここで用いる α_n は車頭間隔や走行速度の変化を考慮して、2乗平均値応答の時系列の包絡線を用いて評価することにした。式(1)、(2)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比較して図-5、6に示す。径間長の短い場合には車両進入直後の初期変動の影響が大きく、衝撃係数は現行の道示規定を上回る値となった。しかし、衝撃係数の径間長に対する遞減率が大きく、最大径間長70m～80m付近では道示の規定の50%を割る小さい値となった。径間中央部の衝撃係数は解析値がばらついていたので、径間数による区別をせずに解析値の包絡線により、最大径間長に対する1次式を用いて衝撃係数を提案する。中間支点部の衝撃係数は径間数別に評価する。また、衝撃係数の最大値は現行の規定等を参考に0.4とし、径間長に対する遞減が大きいことから径間長100m以上で衝撃係数を0とした。図-5、6より、衝撃係数に $2\alpha_n$ を用いた場合は α_n を用いた場合の5/3倍で表せる。なお、本解析結果は図-2に示す路面凹凸スペクトルを用いた場合に限定される。

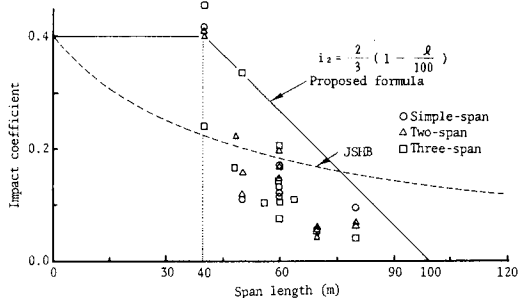


(1) 径間中央

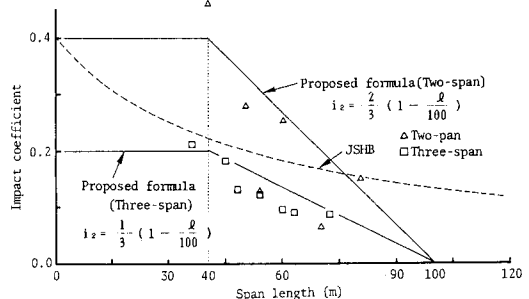


(2) 中間支点

図-5 桁橋の衝撃係数

[式(1), $i_1 = \{\alpha_n(t_{Ms}, x) + M_{I,d,max}\} / M_{s,max}$]


(1) 径間中央



(2) 中間支点

図-6 桁橋の衝撃係数

[式(2), $i_2 = \{2\alpha_n(t_{Ms}, x) + M_{I,d,max}\} / M_{s,max}$]

- 参考文献 1)山田・小堀：土木学会論文集，第148号，1967.12. 2)Nakai and Kotoguchi：Proc. of JSCE, No.244, Dec., 1975. 3)彦坂・吉村・内容：土木学会論文報告集，第290号，1979.10. 4)本田・小堀・山田：土木学会論文報告集，第331号，1983.3. 5)岡林・山口：土木学会論文報告集，第334号，1983.6. 6)川谷・小松：第35回土木学会年次学術講演会概要，I-163, 1980.9. 7)川谷・嶋田：構造工学論文集，Vol.34A, 1988.3. 8)川谷・小菅・嶋田・小松：構造工学論文集，Vol.33A, 1987.3.