

走行荷重解析を用いた疲労設計用衝撃係数に対する車両速度の影響

長崎大学大学院 正 会 員 中村聖三

長崎大学大学院 学生会員 ○中野一也

長崎大学大学院 正 会 員 奥松俊博

長崎大学大学院 正 会 員 西川貴文

1. はじめに

近年、鋼道路橋において疲労損傷の発生事例が増大しており、疲労破壊対策が重要となってきた。平成 14 年改訂の道路橋示方書¹⁾ (以下、道示)では疲労も設計時に考慮しなければならないとされ、具体的な照査方法が鋼道路橋の疲労設計指針²⁾ (以下、指針)に示された。また、最新の道示³⁾ においては、疲労設計の章が新たに設けられた。道示における衝撃係数は、支間長のみの関数として与えられており、指針では道示の値の 1/2 が規定されているが、この値が適切に疲労損傷度に対する動的効果を考慮しているかは必ずしも明確ではない。そこで、本研究では、単一走行車両による動的応答解析とモンテカルロシミュレーションを組み合わせた疲労設計用衝撃係数算定法を用いて、車両速度の変化が衝撃係数に与える影響を検討する。

2. 解析方法

2.1 疲労設計用衝撃係数算定の流れ

疲労設計用衝撃係数の算定の流れを示す。まず、車両質量が対数正規分布に従うものとして、モンテカルロシミュレーションにより車両上部の質量を決定する。車両および橋梁モデルのその他の諸元は確定量とする。次に、車両ー橋梁の連成振動系を図-1 のようにモデル化し、動的応答解析を行う。ここで、荷重作用関数 $b(vt)$ 、変位内挿関数 $d(t)$ の概念を用いると、橋梁ー車両系の運動方程式は式(1)となる。これを Newmark β 法を用いて解く。

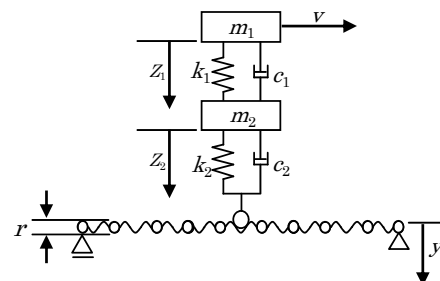


図-1 車両-橋梁モデル

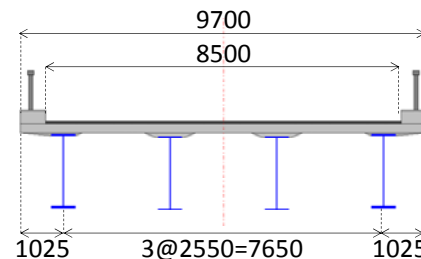


図-2 橋梁の断面

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_b & 0 \\ 0 & \mathbf{m}_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}(t) \\ \ddot{\mathbf{z}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_b + c_2 \mathbf{b}(vt) \mathbf{d}(vt)^T & \mathbf{e}_b(vt) \\ \mathbf{e}_{v1}(vt) & c_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{y}}(t) \\ \dot{\mathbf{z}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_b + k_2 \mathbf{b}(vt) \mathbf{d}(vt)^T & \mathbf{g}_b(vt) \\ \mathbf{g}_{v1}(vt) & k_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{y}(t) \\ \mathbf{z}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{b}(vt) \mathbf{h}_b \\ \mathbf{h}_{v1} \end{bmatrix} \mathbf{r}(t) + \mathbf{w}_1(t) \quad \dots(1)$$

ここに、 $\mathbf{z}(t)$: 車両の鉛直変位、 $\mathbf{y}(t)$: 橋梁の鉛直変位、 $\mathbf{r}(t)$: 路面の凹凸である。解析結果より得られた着目部位の曲げモーメント時刻歴をレインフロー法によって処理し、曲げモーメント範囲の頻度分布を求める。最後に、線形累積被害則を用いて疲労損傷度を算定し、式(2)を用いて衝撃係数を算定する。

$$i_f = \sqrt[3]{\frac{\text{動的な疲労損傷度 } F_d}{\text{静的な疲労損傷度 } F_s}} - 1 \quad \dots(2)$$

2.2 解析条件

橋梁は図-2 に示すような断面をもつ、2 車線単純活荷重合成桁橋を想定した節点数 11 の等断面はりモデルとし、曲げモーメントの着目部位は支間中央とした。橋梁の構造諸元は文献⁴⁾を参考に概略設計ソフト JSP-4W を用いて設計した結果に基づき表-1 のように設定した。車両の構造諸元には文献^{2), 5), 6)}を参考に表-2 の値を設定し、ばね上部質量 m_1 は平均値 14,550kg、標準偏差 6,290kg

表-1 橋梁の構造諸元 (1/2 断面)

橋梁支間長 (m)	30
断面積 (m ²)	0.231
断面二次モーメント (m ⁴)	0.110
単位体積質量 (kg/m ³)	22,795
曲げ 1 次固有振動数 (Hz)	3.57
弾性係数 (N/m ²)	2×10^{11}

表-2 車両の構造諸元

ばね下部質量 m_2 (kg)	2,200
上部ばね定数 k_1 (kN/m)	6,000
下部ばね定数 k_2 (kN/m)	12,000
上部ばね固有振動数 c_1 (N/m/s)	25,000
上部ばね固有振動数 c_2 (N/m/s)	26,000
1 次固有振動数 (Hz)	2.61
2 次固有振動数 (Hz)	14.52

の対数正規分布に従うものとした。路面凹凸は、式(3)に示すパワースペクトル密度^{7),8)} (以下、PSD) でモデル化した。

$$S(\Omega) = \frac{A}{\Omega^2 + \alpha^2} \quad \cdots(3)$$

ここに、 A ：路面の良否を表すパラメータ($\text{cm}^2/\text{cycle/m}$)、 Ω ：単位長さ当たりの凹凸数(cycle/m)、 α ：測定結果より決定する定数($\text{cm}^2/\text{cycle/m}$)であり、本研究ではISO基準に基づいて路面状態が良好な方から路面状態レベル A、B、C の三種類の PSD を設定した。各レベルの路面形状のパラメータを表-3に、作成した路面凹凸の例を図-3に示す。また、同レベルのスペクトルを持つ路面モデルを5つ作成し、5回の衝撃係数の算出結果の平均値を当該条件での衝撃係数とした。

3. 解析結果

車両速度を20km/h、40km/h、80km/hと変化させた場合の衝撃係数を路面状態レベルごとに図-4に示す。路面状態が良いレベル A の場合は80km/hのときに衝撃係数が最も小さくなり、路面状態が悪いレベル C の場合は速度が増加するとともに衝撃係数が小さくなり、その中間のレベル B の路面では速度が増加するとともに衝撃係数も大きい値となった。指針における橋長30mの疲労設計用衝撃係数は0.250であり、路面状態がレベル A のときのみ指針の示す値より安全側になっている。また、路面状態が悪くなるほど衝撃係数の算出結果のばらつきが大きくなった。平均質量の車両1台が、同じ路面に対して走行した場合の車両速度別の橋梁の応答の一例を図-5に、その時の車両応答のPSDを図-6に示す。車両応答のPSDは速度によって変化しており、橋梁の応答は車両速度の変化による影響を受けていると言える。

4. まとめ

本研究では、単一走行車両による動的応答解析に基づく疲労設計用衝撃係数算定法を用いて、車両速度を変化させた場合の衝撃係数の算出結果を示した。車両速度により衝撃係数の値は変化した。車両速度と衝撃係数の関係は、路面状態レベルごとに異なる傾向を示した。今後はさらに広範囲な条件でシミュレーションを行い、走行荷重解析結果に基づいた疲労設計用衝撃係数の定式化を図りたい。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.3
2) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3
3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012.3
4) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，2005.1
5) 株式会社日野自動車：各種車両諸元表
6) 小堀為雄，梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚，土木学会論文集，Vol.248，pp11～23，1976.4
7) 岡林隆敏：単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文集，No.286，pp.15～27，1976.6
8) 土木学会：構造工学シリーズ10 橋梁振動モニタリングのガイドライン，丸善，2000.10

表-3 路面形状のパラメータ

路面状態	ISO基準	A ($\text{cm}^2 \cdot \text{cycle/m}$)	α (cycle/m)
レベルA	極良	0.0010	0.05
レベルB	極良～良	0.0024	0.05
レベルC	良～普通	0.0100	0.05

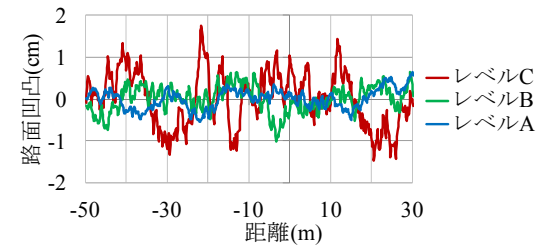


図-3 各レベルの路面凹凸例

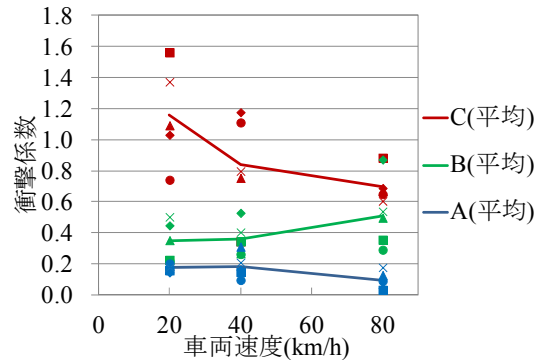


図-4 衝撃係数算出結果 (平均)

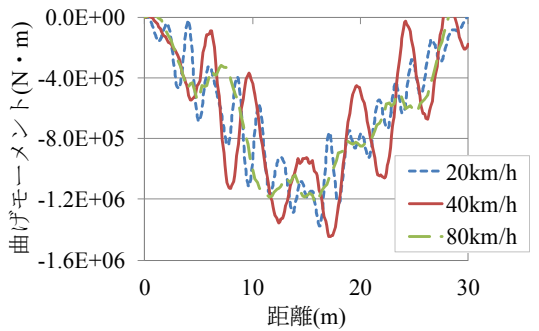


図-5 車両1台走行時の応答

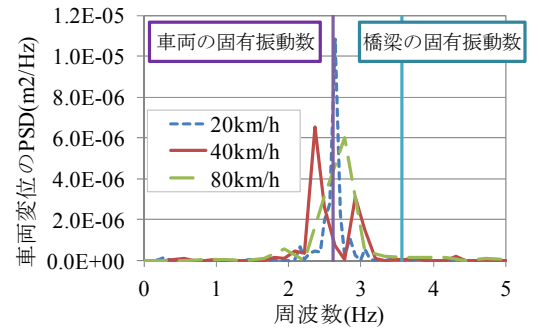


図-6 車両1台走行時の車両応答のPSD