

走行車両による近代木車道橋の3次元動的応答解析と動的影響評価

Dynamic Effect and Dynamic Response Analysis of Timber Highway Bridge under Moving Vehicles

○水野寿行* 本田秀行**
MIZUNO Toshiyuki, HONDA Hideyuki

ABSTRACT The studies on dynamic response analysis of timber highway bridges are hardly carried out. Eigenvalue analysis of the timber highway bridge "Midori Bashi" and three dimensional dynamic response analysis of the bridge under moving vehicles are calculated by direct integration method in this study. In this paper, the dynamic effect and impact factor of the bridge present as the result based on three dimensional dynamic analysis under the moving vehicle load line which is equivalent to design live load.

Keywords: 近代木車道橋、動的応答解析、衝撃係数
timber highway bridge, dynamic response analysis, impact factor

1. はじめに

構造用集成材を使用した近代木車道橋の動的応答特性および衝撃係数に関する研究は、世界的にも極めて少ないのが現状である。そこで、本研究では対象橋梁の3次元有限要素モデル化を行った。そして、固有値解析により構造モデルの妥当性を確認した後、大型車両の走行による橋梁の3次元動的応答解析を直接積分法により実施し、近代木車道橋の振動特性についての検討を加えた。また、近代木車道橋の設計で用いられている衝撃係数の妥当性と合理的な設計係数を検討するため、対象橋梁に設計活荷重相当の自動車荷重列を走行させたときの3次元動的応答解析から、近代木車道橋の動的影響と衝撃係数について考察した。

2. 動的応答解析

2.1 対象橋梁

対象橋梁は長野県の広域基幹林道台ヶ峰線2号橋として1996年に架設された橋長30.0m、総幅員9.25mの一等木車道橋であるラーメン車道橋（みどりばし）である。3本のラーメン部材が中央支間部で縦桁と重ね合わされた構造になっており、支点は橋軸方向に回転が自由のヒンジ構造になっている。設計活荷重25Aによって設計され、ラーメン部材、縦桁、横桁、プレストレス木床版には構造用集成材が用いられている。その一般図を図-1に示す。

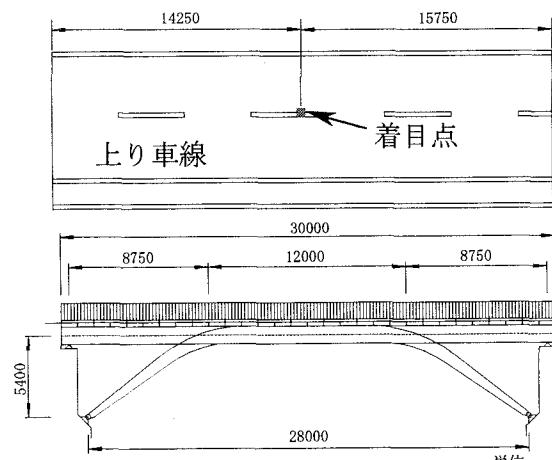


図-1 対象橋梁一般図

* 金沢工業大学大学院工学研究科土木工学科専攻 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘7-1)

**金沢工業大学環境系土木工学科 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘7-1)

2.2 固有値解析

作成した対象橋梁の3次元有限要素モデルの妥当性を確認するために、固有値解析を行った。図-2に3次元有限要素モデル、表-1に本橋の振動特性の解析値と平成9年5月に実施された実験値を、図-3に振動モードを示す。本解析の固有振動数と振動実験で得られた値を比較すると、1次、2次振動に鉛直曲げモードが生じ、3次と4次振動にねじれモードが生じ、両者は比較的一致しているが、固有振動数については5次振動以降では若干の差異が見られる。

2.3 動的応答解析法および減衰

本研究では、路面凹凸を考慮した車両一橋梁の運動方程式を直接積分法による Newmark's β 法を用いて時間間隔を $\Delta t=0.01$ 秒、 $\beta=1/4$ として解析を行った。減衰マトリックスの作成においては Rayleigh 減衰を仮定した。なお解析に用いた減衰定数は実験値の 0.045 を用い、振動次数によって値は変わらないものとした。

表-1 対象橋梁の振動特性

振動 次数	振動モード	固有振動数(Hz)	
		実験値	解析値
1	鉛直曲げ1次	6.93	7.44
2	鉛直曲げ2次	8.69	8.00
3	ねじれ1次	8.98	9.04
4	ねじれ2次	10.65	9.06
5	鉛直曲げ3次	11.91	10.25
6	ねじれ3次	12.79	10.64

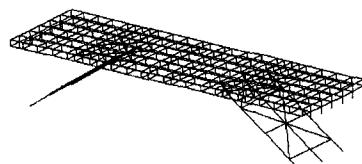


図-2 3次元有限要素モデル

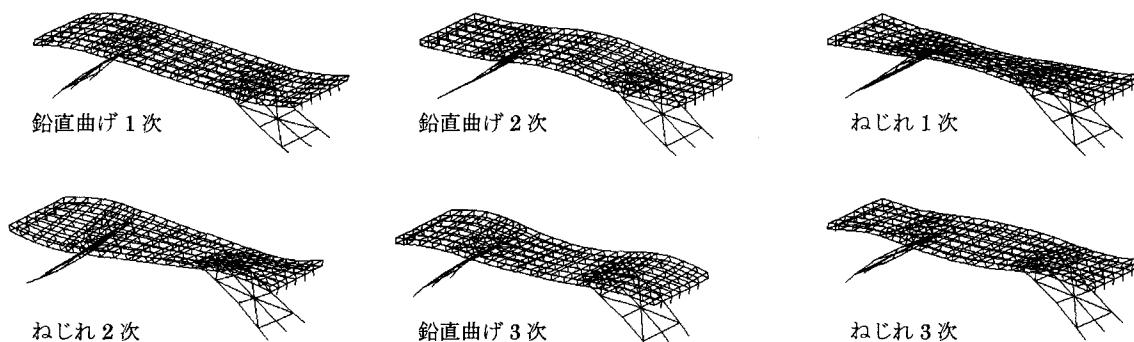


図-3 解析による振動モード

2.4 路面凹凸

道路橋における動的応答解析には路面凹凸の影響を考慮する必要がある。解析に用いた路面凹凸のパワースペクトル密度を図-4に、サンプル路面凹凸波形の一例を図-5に示す。解析に用いた路面凹凸は、路面凹凸パワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$ について Ω が 0 に近づいたときに $S_r(\Omega)$ が発散しないようにするために Cut-off wavenumber Ω_c を導入し、 Ω_c 以下の $S_r(\Omega)$ を平坦スペクトルとする式(1)のスペクトルモデルを用いた。

$$S_r(\Omega) = \begin{cases} a \Omega_c^{-n} & \Omega_L < \Omega \leq \Omega_c \\ a \Omega^{-n} & \Omega_c \leq \Omega \leq \Omega_U \end{cases} \quad \cdots (1)$$

計算値として、本田らによる橋面凹凸の実態調査¹⁾で得られた平均値である平滑度パラメーター $a=0.00107 \text{ cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ 、指数 $n=1.94$ 、 $\Omega_c=0.05 \text{ c/m}$ を用いて 30 個のサンプル路面凹凸をモンテカルロシミュレーション法

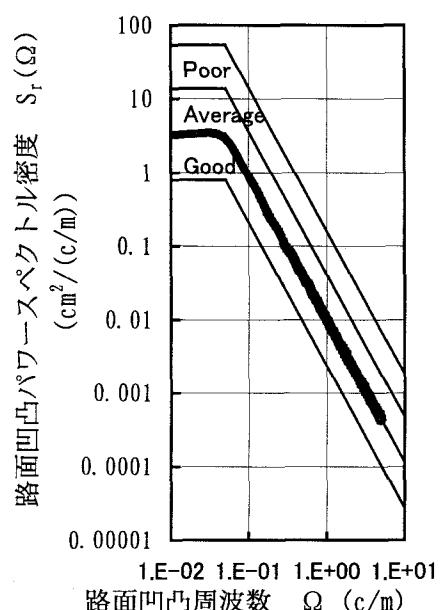


図-4 路面凹凸パワースペクトル密度

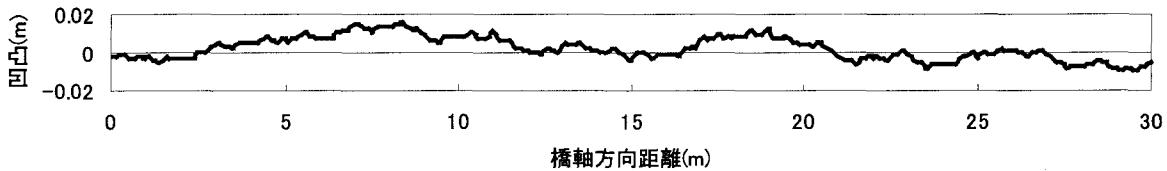


図-5 サンプル路面凹凸波形の一例

で橋軸方向 10cm 間隔ごとに凹凸値を算出した。解析においては、走行車両のタイヤの接地長を 20cm と仮定して凹凸値の平均値からタイヤ部直下の鉛直高さを算出している。また、作成したサンプル路面凹凸波形の最大エントロピー法によるスペクトル解析を行い、その周波数特性を確認している。

3 次元車両モデルによる動的応答解析の場合、左右の走行ラインのそれぞれについてのサンプル路面凹凸波形が必要になるが、本田らによる橋面凹凸の実態調査¹⁾によるとセンターラインから 0.5m と 2.0m の路面凹凸の測定位置では凹凸周波数に関して路面性状の相関が弱く、3 次元車両モデルを考えた場合、左右の車輪に入力する路面凹凸を独立に取り扱ってよい、との知見が指摘されている。そのため、3 次元車両モデルを用いた解析についても同じ値のパラメーターから左右の車輪に入力するサンプル路面凹凸をそれぞれ独立に 30 個算出して動的応答解析に用いた。

2.5 車両モデル

解析には 25tf 3 軸車、15tf 3 軸車 6 自由度系モデルおよび 3 次元 11 自由度系モデルを用いた。6 自由度系車両モデルとその諸元を図-6 と表-2 に、3 次元 11 自由度系車両モデル図を図-7 に示す。

6 自由度系モデルはバネ上部の上下振動、ピッチング振動、バネ下部各車軸の上下振動およびトラニオン部でのピッキング振動を考慮している。3 次元 11

表-2 6 自由度車両モデルの諸元

記号	名称	25 tf	15 tf	単位
M_s	バネ上質量	21.741	11.741	tf
M_3	前軸バネ下質量	0.706	0.706	tf
M_5	トラニオン質量	0.314	0.314	tf
M_9	後輪前軸バネ下質量	1.176	1.176	tf
M_{13}	後輪後軸バネ下質量	1.064	1.064	tf
J_p	バネ上慣性モーメント(進行方向)	5.000	4.620	tfm^2
J_s	トラニオン慣性モーメント(進行方向)	0.112	0.112	tfm^2
L_1	前軸からトラニオン中心までの距離	3.85	3.85	m
L_2	前軸からバネ上重心までの距離	2.84	2.84	m
L_3	トラニオン中心からバネ上重心までの距離	1.01	1.01	m
L_4	後輪前・後軸からトラニオンまでの距離	0.65	0.65	m
K_1	前軸バネ上バネ定数	100	66	tf/m
K_3	前軸バネ下バネ定数	220	220	tf/m
K_7	後輪前軸バネ上バネ定数	250	156	tf/m
K_9	後輪前軸バネ下バネ定数	440	440	tf/m
K_{11}	後輪後軸バネ上バネ定数	250	156	tf/m
K_{13}	後輪後軸バネ下バネ定数	440	440	tf/m
C_1	前軸バネ上減衰係数	1.33	1.33	tf/s/m
C_3	前軸バネ下減衰係数	0.20	0.20	tf/s/m
C_7	後輪前軸バネ上減衰係数	1.42	1.42	tf/s/m
C_9	後輪前軸バネ下減衰係数	0.36	0.36	tf/s/m
C_{11}	後輪後軸バネ上減衰係数	1.40	1.40	tf/s/m
C_{13}	後輪後軸バネ下減衰係数	0.35	0.35	tf/s/m
	バネ上固有振動数	2.60	2.79	Hz

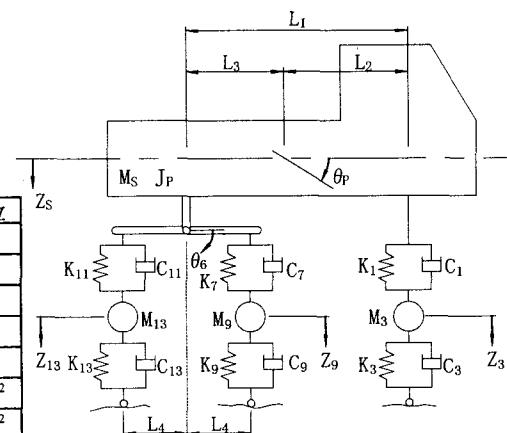


図-6 6自由度系車両モデル

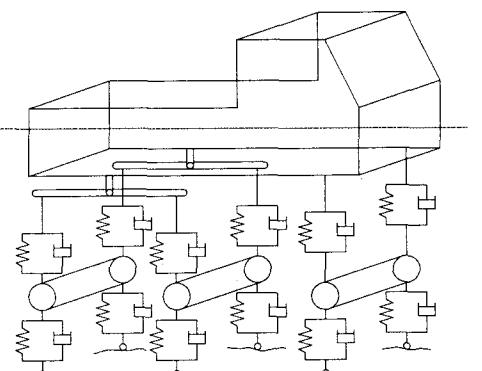


図-7 3次元 11 自由度系車両モデル

自由度系モデルは上記のほかにバネ上部のローリング振動、バネ下部各車軸のローリング振動も考慮している。なお、これらの車両モデルはバネ下部でのピッチング振動を考慮していない。また、本研究で用いた走行車両モデルはトラニオン部の質量をバネ上質量に含めて運動方程式の誘導を行った。25tf 3 軸車モデルおよび 15tf 3 軸車モデルのバネ上固有振動数はそれぞれ 2.60Hz、2.79Hz である。

2.6 動的増幅率の定義

動的増幅率の定義はいくつか挙げられているが、本研究では式(2)から動的増幅率を算出した。

$$i_y = (y_{dy,max} - y_{st,max}) / y_{st,max} \quad \cdots(2)$$

ここに、 $y_{dy,max}$ は動的最大たわみ値、 $y_{st,max}$ は静的最大たわみ値を示す。

2.7 1台単独走行時の動的応答特性

25tf 3 軸車 1 台が上り車線を 30km/h で走行した際の図-1 に示す着目点における動的応答を求めた（図 10(a)）。6 自由度系車両モデルを用いた場合の動的応答波形の一例を図-8 に示す。6 自由度系車両モデル、3 次元 11 自由度系車両モデルでそれぞれサンプル路面凹凸を変更して 30 通りの動的応答解析を行った場合の動的増幅率の平均値および平均値 + 2 × 標準偏差 σ を図-9 に示す。6 自由度系車両モデルを用いて解析した場合の動的増幅率の平均値は、3 次元 11 自由度系車両モデルを用いて解析を行った場合の動的増幅率の平均値よりも大きい値を示していることがわかる。これはローリング振動を考慮した 3 次元車両モデルとローリング振動を考慮していない 2 次元車両モデルとの挙動特性の違いによるものと考えられる。また、値が大きい方の 6 自由度系車両モデルでの平均値 + 2 σ の値でも 0.2 よりも小さい値が得られている。

2.8 自動車荷重列と走行条件

設計活荷重相当の自動車荷重列による動的応答解析においては設計活荷重と荷重強度が等価になるような車両間隔および車両荷重を決定する必要がある。しかしながら、25(B)活荷重に相当する自動車荷重列として中央に 25tf 車 1 台と 15tf 車が間隔 7m で走行する等間隔の自動車荷重列が用いられている²⁾ことから、本研究で用いた設計活荷重相当の自動車荷重列は図-1 で示した本研究での動たわみ着目点である中央径間中央部に対して不利な載荷状況となるような静的解析より、

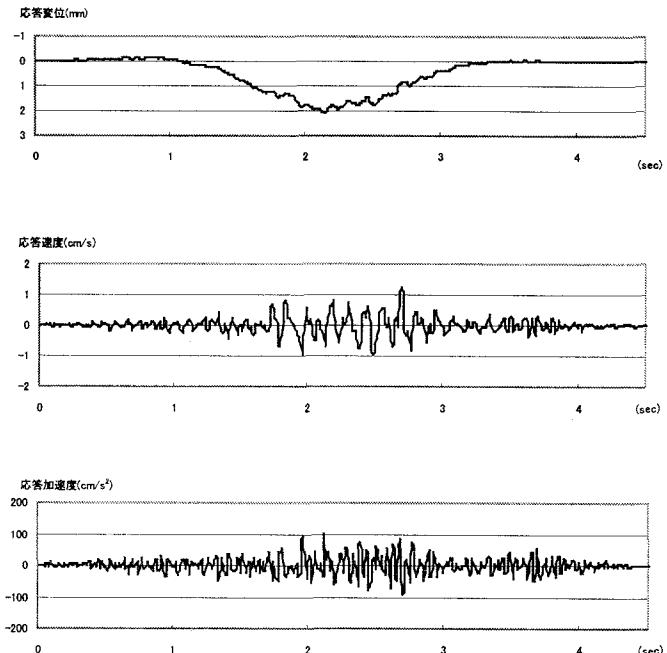


図-8 動的応答波形の一例
(6自由度系車両モデル
単独 30km/h 走行時)

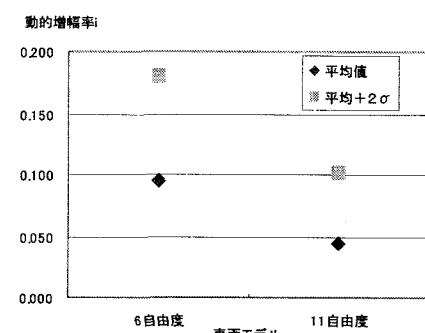


図-9 単独走行時の動的増幅率

図-10(c)に示すように車頭間隔7mで25tf車が1台と15tf車2台が走行する荷重列とした。この場合の着目点の最大たわみ値はピラーメン形式の構造特性の影響から、中央に25tf車とそのほか橋軸方向に15tf車を車頭間隔7mで満載させた図-10(b)の場合よりも大きい値を示すことを確認している。この荷重列は、本橋に対してはやや過剰な活荷重であるが、本橋の設計計算で用いられている25(A)活荷重においても総重量25tfの大型車の走行を想定していることから荷重列の中央に組み入れて解析を行った。また、車両走行速度は本橋の設計速度である30km/hの場合とこの荷重列における車両間の間隔はほとんどない状態であることから、40km/hの場合の2通りについて解析を行った。さらに、1列自動車荷重列が上り車線を通過した際の動的応答と、よりクリティカルな載荷状態となる2並列自動車荷重列が2車線を並進した際の動的応答値をそれぞれ算出した(表-3)。なお、各走行ケースごとに30個のサンプル路面凹凸を用いて解析を行った。

2.9 自動車荷重列走行による動的増幅率

それぞれサンプル路面凹凸を変えて30通りづつ解析を行った各走行ケースにおける動的増幅率の平均値および平均値+2×標準偏差 σ を示したのが、図-11である。各走行ケースのうち走行速度と荷重列が同じ条件ならば、6自由度系車両モデルを用いて解析した場合の動的増幅率の平均値は単独走行での結果と同様に3次元11自由度系車両モデルを用いて解析を行った場合の動的増幅率の平均値よりも大きい値を示していることがわかる。また、各走行ケースのうち走行速度と車両モデルが同じで自動車荷重列の条件が違う1列自動車荷重列と2並列自動車荷重列と比較すると、30km/h走行の場合は2並列自動車荷重列での値の方がわずかではあるが大きいものの、40km/h走行の場合では2並列自動車荷重列での値が、1列自動車荷重列での値よりもやや小さくなる傾向も見られる。

3. 設計衝撃係数の検討

現在の近代木車道橋は、構造形式と支間長に関係なく、一定値である0.25の設計衝撃係数が用いられている。本橋の中央支間長は28.0mであり、これを単純に鋼橋の設計衝撃係数の式に代入すると0.25となり、本橋程度の支間長においては特に材料が異なるとはいえ特に大きい値ではない。設計に用いる衝撃係数の妥当性を判断する場合には、衝撃係数を走行荷重が橋梁に与える動

表-3 解析における各走行条件

走行ケース	荷重列	車両モデル	走行速度
1	1列	6自由度	30km/h
2	1列	6自由度	40km/h
3	1列	11自由度	30km/h
4	1列	11自由度	40km/h
5	2並列	6自由度	30km/h
6	2並列	6自由度	40km/h
7	2並列	11自由度	30km/h
8	2並列	11自由度	40km/h

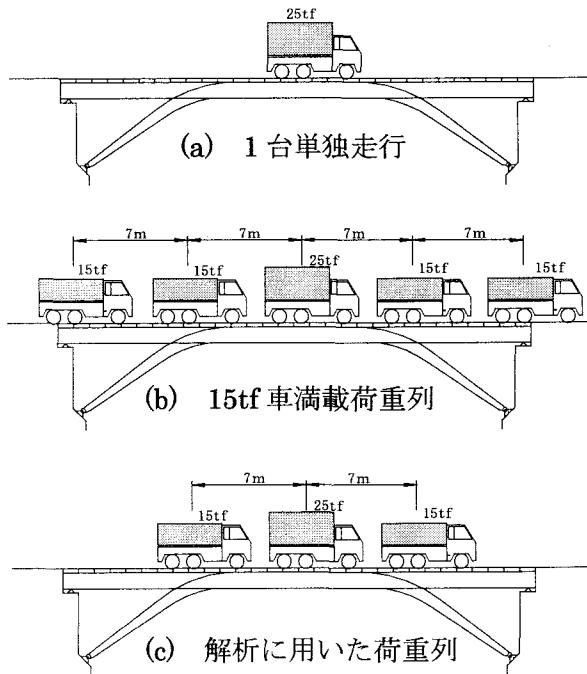


図-10 自動車荷重列

動的増幅率

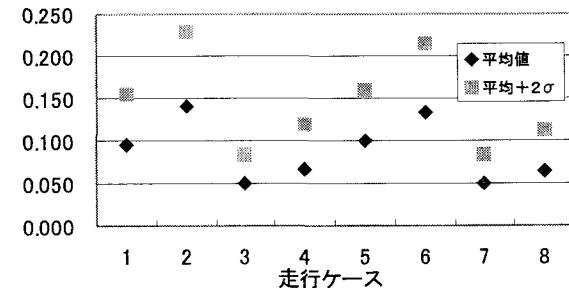


図-11 動的増幅率の平均値と平均値+2 σ

動的増幅率

的影響の一つの応答係数と考えて、1台単独走行時の動的増幅率もしくは設計活荷重相当の自動車荷重列走行時の動的増幅率で判断する場合の2通りが考えられるが、設計荷重もしくはクリティカルな荷重状態における検討が必要とする考え方も肯定され、連行車両走行の方が設計問題としては合理的でかつ実際的³⁾と考えられている。しかし、本橋のような短支間橋梁においては、25tf車単独走行においても長支間橋梁に比べて設計活荷重相当に近い載荷状態であると考えることもできる。

そこで、本研究においては両者を比較し、大きい値である設計活荷重相当の自動車荷重列による動的増幅率により検討を行った。動的増幅率の変動を考慮する必要があるが、工学的には95%の変動を考慮する 2σ の設定が一般的に容認されていることから、平均値と 2σ との和⁴⁾と設計に用いられている衝撃係数との比較を行うことにした。

車両モデルについては、実際の動的応答を解析から評価する場合、実際の車両の挙動特性に近い3次元車両モデルを用いた解析から動的増幅率を算出する方が望ましいと考えられる。

3次元11自由度系車両モデルを用いた際の動的増幅率の平均値は最も大きい値である走行ケース4(1列自動車荷重列の40km/h走行)の場合においても、平均値+ 2σ は0.15を下回る結果となった。このことから、本橋の中央径間部については衝撃係数を走行荷重が橋梁に与える動的影響の一つの応答係数と考えた場合、設計に用いられた衝撃係数0.25は大きい値である。また、動的増幅率の平均値が大きい値である6自由度系車両モデルを用いた場合の動的増幅率の平均値+ 2σ においてもいずれの場合も0.25を下回る結果となっている。

衝撃係数は移動荷重による動的影響を総合して設計に用いる設計係数であり、走行車両による動的応答だけから決まる係数ではない。この意味において、本研究で提示した値は一つの検討結果である。しかし、集成材の動的影響や疲労挙動もほとんど不明な現時点において、先ず走行車両による木車道橋の動的応答解析から、合理的な衝撃係数を確立していくことは工学的に有意な方向である。

4. おわりに

本研究では走行車両による近代木車道橋の3次元動的応答解析を行い、近代木車道橋の動的応答特性に対する検討を加えた。さらに、設計活荷重相当の自動車荷重列が走行した際ににおける動的応答解析から近代木車道橋の設計に用いる衝撃係数の検討を行った。本研究はアーチ橋の中央径間部のみについての検討となつたが、桁断面積が中央径間と大きく異なる側径間部さらには形式およびスパンの異なる近代木車道橋の設計に用いる衝撃係数の妥当性の検討および曲げモーメントによる動的増幅率の評価については、今後の課題としたい。最後に、本研究の一部は、平成12年度文部省科研費・基盤研究C(No.11650497)の助成を受けて行ったことを付記する。

参考文献

- 1) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査、土木学会論文集、No.315、pp.149-155、1981年11月。
- 2) 本田秀行・橋野智洋・田中孝義：振動実験による20tfおよび25tf大型貨物車の振動特性と3次元車両モデルの諸元、橋梁振動コロキウム'97論文集、pp.147-152、1997年10月。
- 3) 本田秀行・山崎憲人：新設計活荷重に基づく道路橋の動的影響評価と衝撃係数、橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B、pp.265-272、1995年10月。
- 4) 立神久雄・上平謙二・本田秀行・梶川康男：車両走行による波形鋼板ウェブPC橋の動的応答と衝撃係数に関する研究、プレストレストコンクリート技術協会・第8回シンポジウム論文集、pp.19-24、1998年10月。