

縦桁を有する木製中路式アーチ車道橋の構造特性

Structural characteristics of half through arch timber highway bridge with stringer

中田雄太*, 本田秀行**, 植野芳彦***

Yuta Nakada, Hideyuki Honda, Yoshihiko Ueno

* 金沢工業大学大学院, 環境土木工学専攻(〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘 7-1)

** 工博, 金沢工業大学, 環境・建築学部, 環境土木工学科(〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘 7-1)

*** (株)長大, 新事業開発室(〒103-0014 東京都中央区日本橋蛸殻町 1-20-4)

The purpose of this study is to inspect the structure performance of half through arch timber highway bridge. The subjected bridge is Yusuvara Bridge constructed in Kochi prefecture on 2007. To investigate design factors, static and dynamic performance, vibration serviceability, rigidity of arch bridge and store of initial data for maintenance, the static and dynamic field tests of the subjected bridge were done with one dump truck in August 2007. The structural performance on static and dynamic behaviors were investigated in the terms such as deflection, response vibration, dynamic characteristics, dynamic increment factor and vibration serviceability. Furthermore, from the comparison of dynamic characteristics between the subjected bridge and 22 modern timber bridges measured by authors in the past in Japan, this study gives a valuable data to evaluate dynamic performance, dynamic characteristics and impact factor for modern timber highway bridges.

Key Words: half through arch timber highway bridge, structural characteristics, modern timber bridge

キーワード: 木製中路式アーチ車道橋, 構造特性, 近代木橋

1. まえがき

近年, わが国における大断面構造用集成材を使用した木橋の建設技術はめざましい発展を遂げており, スパンの長大化と多形式化に向かっている. しかしながら, わが国の近代木橋の歴史は 20 年ほどで, 欧米に比べて近代木橋の歴史が浅い. そのため, 設計法や施工技術の信頼性を大幅に向上させるための研究開発が必要である.

集成材を利用した近代木橋の構造形式は様々であり, これまで, 安全性や設計値の妥当性検証の目的から近代木橋の実橋実験が行われてきた. しかし, 本研究で対象とした木製中路式アーチ車道橋の実橋実験は, 平成 11 年の神の森大橋¹⁾, 平成 12 年のおおさる橋²⁾で行われた 2 件のみである. これら 2 橋の床組には縦桁がなく, 従来のアーチ橋で主に採用されてきた横桁のみで木製床版を吊っている構造で, 橋軸方向の荷重分配はアーチ部材のみになっている.

本研究で対象とした構原橋は, 上記の 2 橋と異なり,

縦桁と横桁を有する床組構造であり, 橋軸と橋軸直角方向の荷重分配を考慮した本格的な中路式アーチ車道橋である. そのため, このような床組構造に対して, 実橋実験による剛性評価や構造特性の検証などがほとんど行われていないのが現状である. また, 長大化する近代木車道橋においては, 木材の経年的な劣化も考えられるため, 載荷試験や振動試験による剛性評価は必要不可欠である. さらに, 完成直後の実橋における実験データは, 将来の維持管理上の初期値として非常に貴重な情報になる.

今後の長大スパン化における形式選定に供する設計資料として, 本橋の静的および動的な観点から構造特性を明らかにすることの意義は極めて高い. このことから, 本研究では, 本橋を対象に静的実験および動的実験を実施し, 実験で得たデータ分析の結果と 3 次元構造解析結果の両面から本橋の構造特性に検討を加える.

2. 対象橋梁

本研究で対象とした檜原橋は、高知県高岡郡檜原町に町産の木材の有効活用、木材のPR、地域の活性化などを目的として架設された集成木材橋梁ではわが国で最大規模を誇る木製中路式アーチ車道橋である。また、縦桁を有する床組構造であり、橋軸方向の荷重分配を考慮した本格的な中路式アーチ車道橋である。対象橋梁の設計概要を表-1、側面図を図-1、平面図を図-2、断面図を図-3、写真を写真-1および写真-2に示す。なお、写真-2から見ても分かるように中路式アーチ橋の主な採用は地形上の理由である。

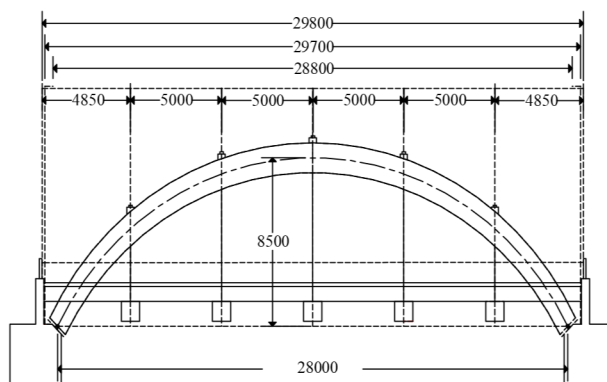


図-1 側面図

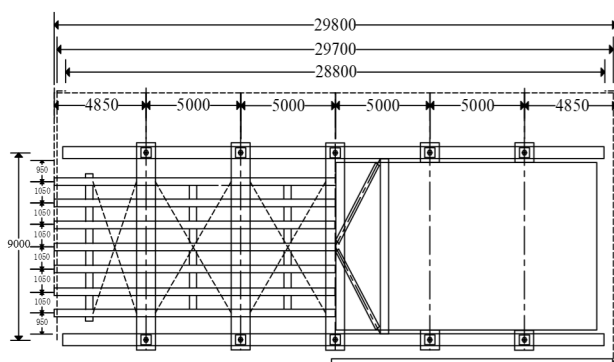


図-2 平面図



写真-1 床組構造

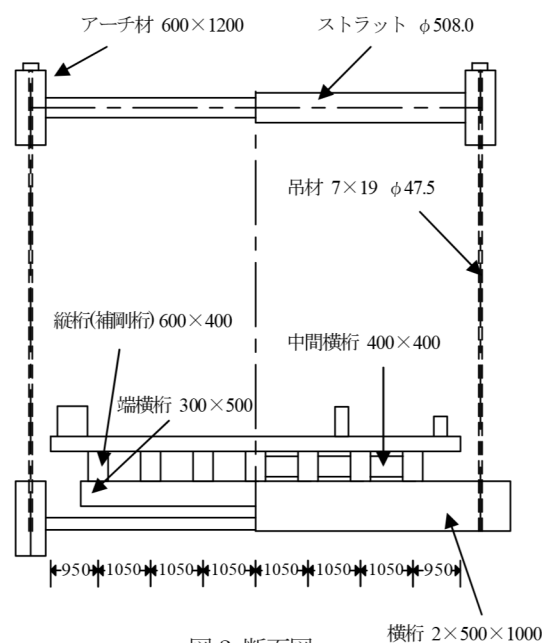


図-3 断面図

表-1 設計概要

架設年	2007年4月
橋種	車道橋
形式	中路式アーチ橋
橋長	29.8m
アーチ支間長	28.0m
幅員	車道 5.0m 歩道 2.0m
設計活荷重	A活荷重
使用部材	主要部材：スギ集成材 吊材：構造用ストランドロープ ストラット：鋼管 横構：鋼管 床版：木床版
支承部	ゴム支承(2.2cm)使用
アーチ部	クラウン部1箇所継手



写真-2 対象橋梁全景

3. 実験概要

本実験では、静的試験の静的荷重試験、動的試験の常時微動測定試験、砂袋落下衝撃試験、試験車両走行試験、その他の実験として路面凹凸測定試験を行った。行った実験項目を表-2、実験時のセンサーの配置図を図-4に示す。図中の記号▲($S_1 \sim S_6$)はオートレベル計で橋梁の静的たわみを計測する測定点である。本橋は車道部と歩道部の境目に縁石があり、上流側と下流側が対称となるような静的実験が不可能であるために、下流側のみの静的たわみ測定を行った。

図中の●($A_1 \sim A_7$)はサーボ型振動速度計であり、橋梁の振動を計測する測定点である。■($D_1 \sim D_2$)はゲージ型リング式変位計で橋梁の振動たわみを計測する測定点である。なお、Vは鉛直方向、Hは水平方向を示す。

表-2 実験概要

静的実験	静的荷重試験
動的実験	常時微動測定試験 砂袋落下衝撃試験 試験車両走行試験
その他実験	路面凹凸測定試験

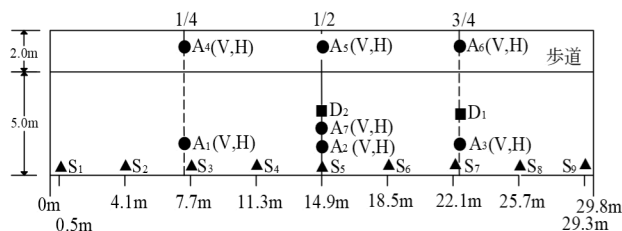


図-4 センサー配置図

3.1 静的試験

静的荷重試験では、約20tfのダンプ車1台を荷重させ、鉛直たわみを0.1mm以下の精度で測定した。実験風景を写真-3に示す。



写真-3 静的荷重試験

3.2 動的試験

常時微動測定試験では、橋梁に外力荷重としての加振源がない状態で、自然の微振動に対する橋梁の応答速度、応答加速度を測定した。砂袋落下衝撃試験では、約30kgの砂袋を約50cmの高さから落下させることにより、橋梁に純粋の鉛直曲げやねじれ加振を与え、その時の応答速度を測定した。図-5は砂袋落下衝撃試験の加振点を示している。IM.type4～IM.type6は鉛直振動の加振点であり、IM.type1～IM.type3およびIM.type7～IM.type9はねじれ振動の加振点である。試験車両走行試験では、試験車両を1台走行させた時の応答速度、応答加速度、応答変位を測定した。なお、本橋の架設場所の制約から、試験車両の速度は徐行、10km/h、20km/hである。写真-4および写真-5に実験風景を示す。

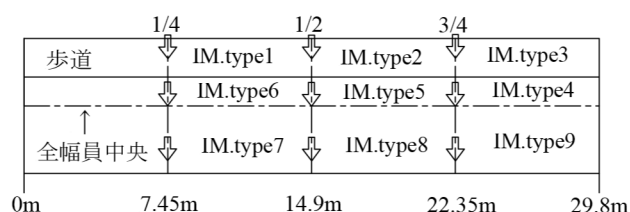


図-5 砂袋落下衝撃試験での加振点

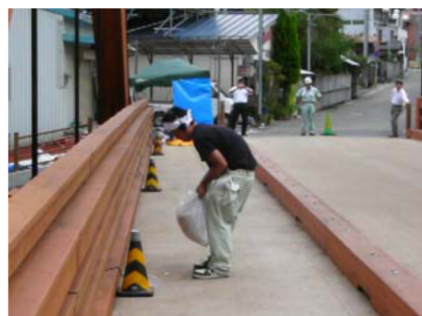


写真-4 砂袋落下衝撃試験



写真-5 試験車両走行試験

4. 実験結果と考察

4.1 静的特性

静的荷重試験での試験車両の荷重位置を図-7、各荷重ケースにおける実験たわみ値と解析たわみ値を図-8に示す。図中の●印はオートレベル計で測定された静的たわ

み値であり、実線がそれらの値に対応する解析値である。

解析では、床組構造を直交異方性格子構造として、床版を SHELL 要素、アーチ部材を含めたそれ以外の部材を BAR 要素で構成して 3 次元に構造モデル化した。各節点の結合は 6 自由度としている。そして、金沢工業大学所有の MSC/NASTRAN を用いて構造解析を行った。したがって、木材特有の異方性は床版のみが考慮されている。本構造解析モデルと節点数および要素数を図-6 に示す。また、本構造解析モデルで用いた物性値の一例を表-3 に示す。

本実験で測定された正(鉛直の下方向)の最大たわみ値を見ると、1/4 点に載荷した載荷ケース(ST.type3)の測定点 S_3 での 6.8mm である。なお、ST.type1 と ST.type3 で最大たわみが異なるのは、試験車両の前輪および後輪の位置が 1/4 点と 3/4 点とでは正確に対称にならないことに起因している。

本実験で得られた静的たわみ値の一般的な事項として、例えばスパン 1/4 点に鉛直の正のたわみが生じた時、3/4 点では負のたわみが生じる基本的なアーチ形式の構造上の特性が見られ、橋軸方向の曲げ剛性が均等に分布していることが認められる。従って、本橋はアーチ部材等の部材接合部がうまく施工されており、アーチ形式の骨組構造になっていることが判断された。また、これらの静的たわみ図から、実験値と解析値の両者に若干の誤差はあるが、形状はよく一致している。このことから、本橋の有する実際の剛性と解析モデルでの剛性は整合性があるものと判断された。

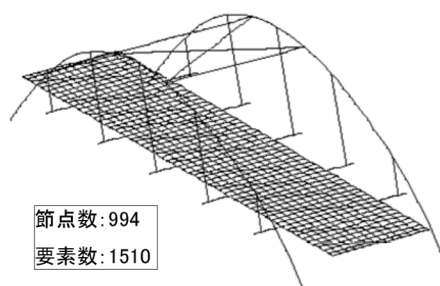


図-6 構造解析モデルと節点数および要素数

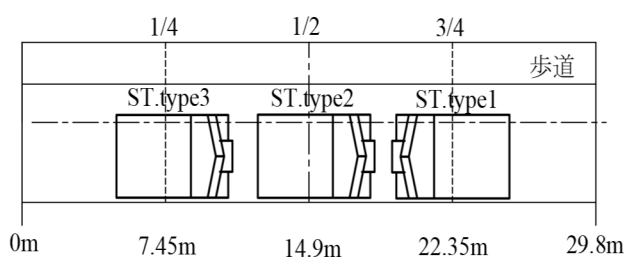


図-7 車両載荷位置

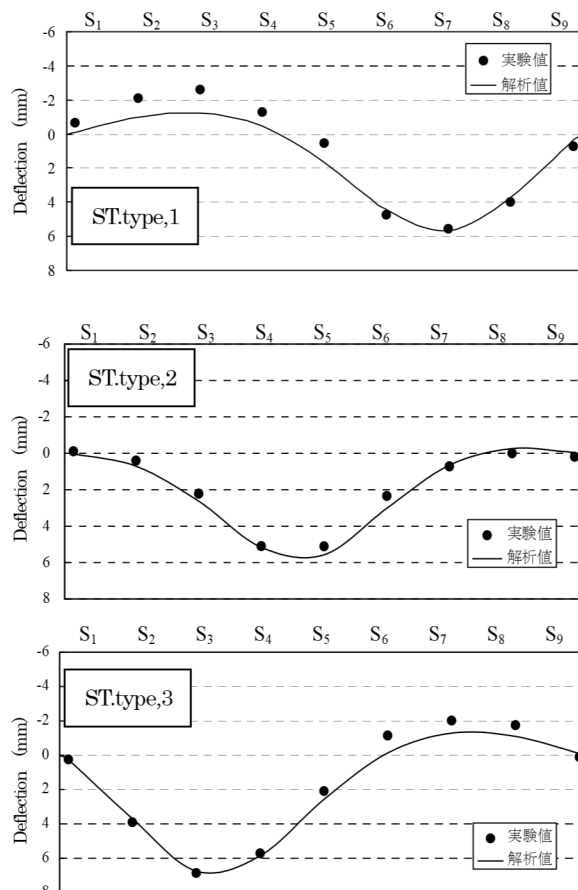


図-8 載荷ケースによる静的たわみ一例

表-3 構造解析モデルに用いた物性値の一例

縦桁		アーチ部材		横桁		床版	
断面積 (m^2)	2.4×10^1	断面積 (m^2)	8.1×10^1	断面積 (m^2)	1.0	厚さ (m)	0.3
断面2次モーメント I_x (m^4)	7.2×10^3	断面2次モーメント I_x (m^4)	1.23×10^4	断面2次モーメント I_x (m^4)	8.3×10^2	ヤング係数 (N/mm^2)	5.88×10^3
断面2次モーメント I_y (m^4)	3.2×10^3	断面2次モーメント I_y (m^4)	2.43×10^2	断面2次モーメント I_y (m^4)	8.3×10^2	せん断弾性係数 (N/mm^2)	2.1×10^3
ヤング係数 (N/mm^2)	2.45×10^3	ヤング係数 (N/mm^2)	5.88×10^3	ヤング係数 (N/mm^2)	8.8×10^3	単位体積重量 (kN/m^3)	7.85
せん断弾性係数 (N/mm^2)	0.88×10^3	せん断弾性係数 (N/mm^2)	2.1×10^3	せん断弾性係数 (N/mm^2)	3.14×10^3	ポアソン比	0.4
単位体積重量 (kN/m^3)	7.85	単位体積重量 (kN/m^3)	7.85	単位体積重量 (kN/m^3)	7.85		
ポアソン比	0.4	ポアソン比	0.4	ポアソン比	0.4		
ねじれ定数 (m^4)	7.98×10^3	ねじれ定数 (m^4)	7.3×10^2	ねじれ定数 (m^4)	1.5×10^2		

4.2 振動挙動

図-9 に常時微動測定試験における応答速度の一例を、図-10 に砂袋落下衝撃試験における応答速度の一例を示す。試験車両の走行経路を図-11 に示す。そして、試験車両走行試験(走行ケース1 走行速度20km/h)の各測定点で得られた応答速度波形を図-12、応答加速度波形を図-13、パワースペクトル図を図-15 に示す。なお、応答加速度は増幅器に内蔵されている微分回路で応答速度を1回微分された値である。また、応答振動変位波形を図-14 に示す。

実験で得られた最大応答速度は20km/h(走行ケース1)での2.90cm/s、最大応答加速度は同走行ケースの94.31cm/s²である。図-4 および図-11 より試験車両はA₃・A₆、A₂・A₅、A₁・A₄の順に通過する。図-12 および図-13 の波形より、A₁・A₄(1/4点)とA₃・A₆(3/4点)の測定点がA₂・A₅(1/2点)と比較して最大値が大きい値を示している。これは、試験車両が走行中のパワースペクトルから、本橋の基本固有振動数(鉛直曲げ逆対称1次)である4.79Hzが顕著に見られることで、アーチ橋としての構造特性が明確に確認された。また、図-14 の測定点D₁、D₂での振動変位波形より、測定点D₁では、車両が橋台A側から走行した時にD₁が下方方向に変形して明瞭な正の振動変位が生じ、車両が橋梁中央部から橋台B側に移動した時にD₁は上方方向に変形して負の振動変位が生じ、アーチ橋の構造特性が検証された。

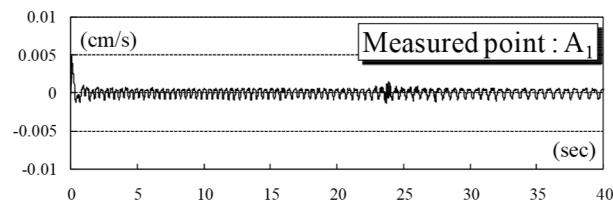


図-9 常時微動測定試験における応答速度波形

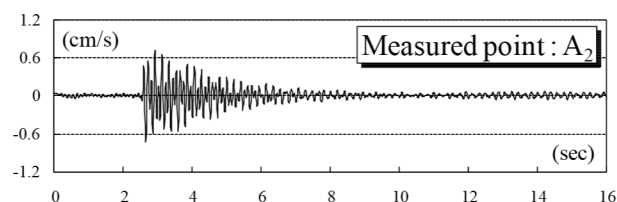


図-10 砂袋落下衝撃試験における応答速度波形

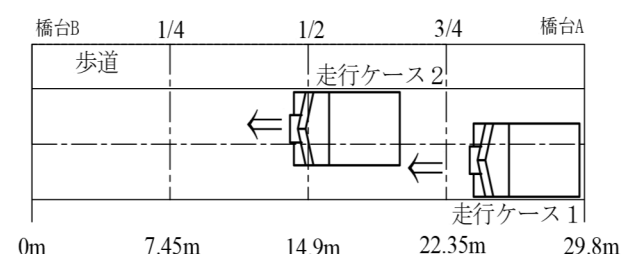


図-11 試験車両の走行経路

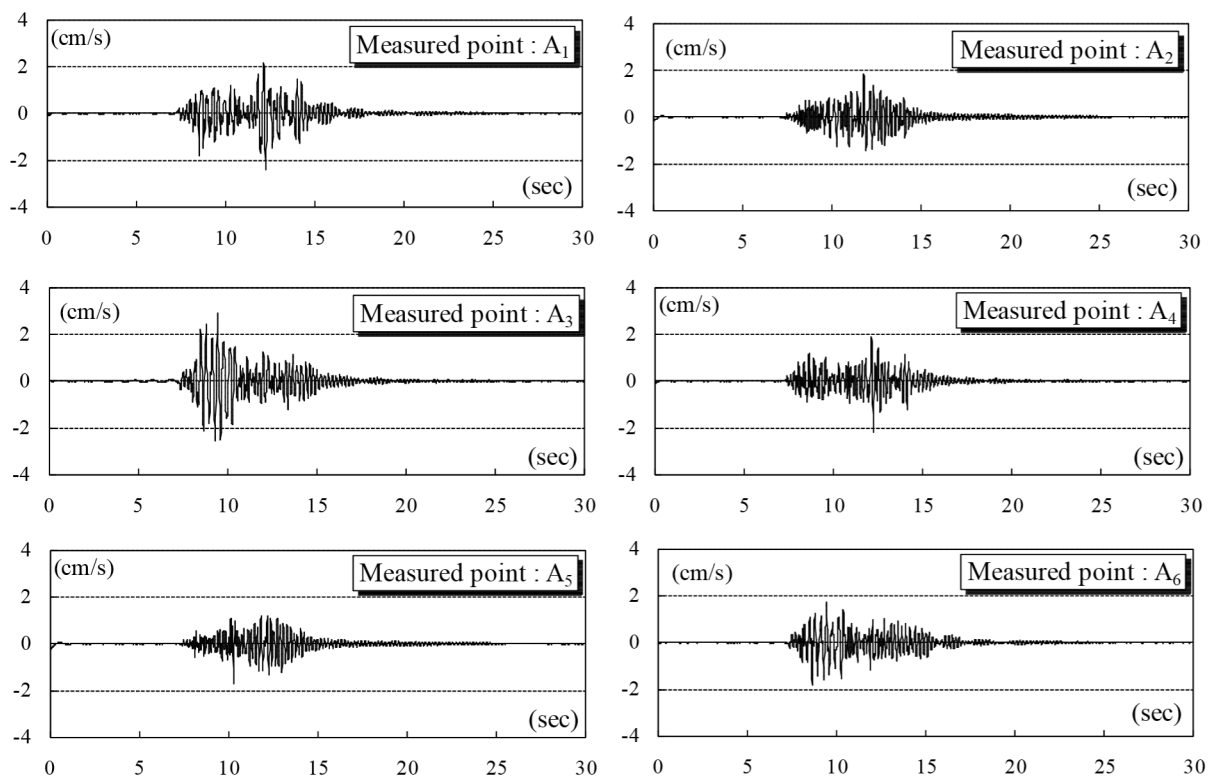


図-12 試験車両走行試験における応答速度波形一例(走行ケース1)

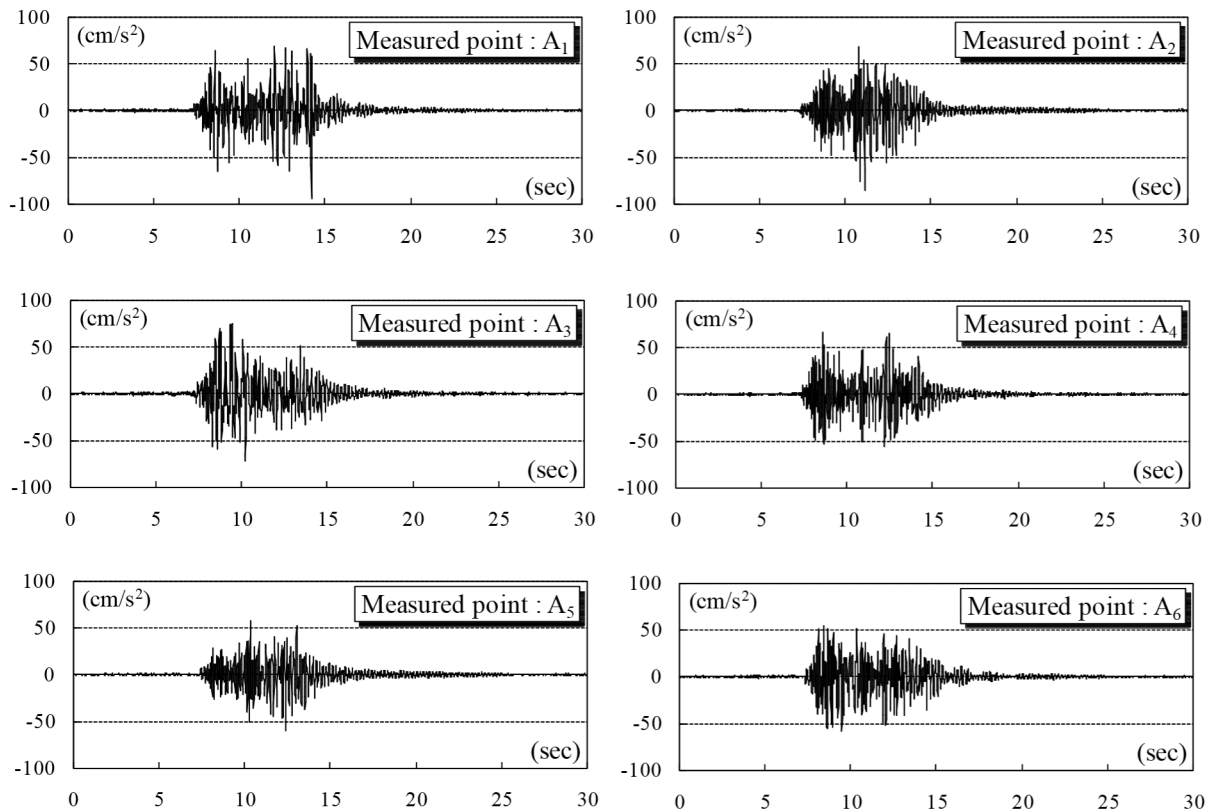


図-13 試験車両走行試験における応答加速度波形一例（走行ケース 1）

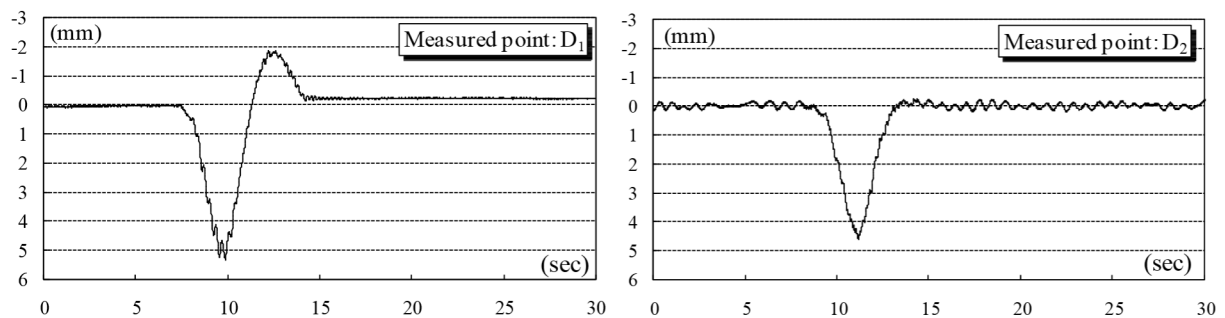


図-14 試験車両走行試験における応答変位波形一例（走行ケース 1）

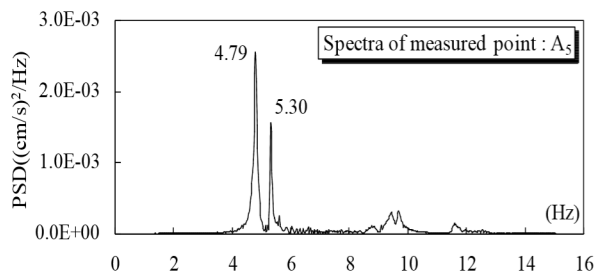


図-15 パワースペクトル図の一例

4.3 固有振動特性

表-4に本橋の固有振動数の実験値と3次元固有値解析で得た解析値を示す。図-17に固有値解析での振動モードを6次振動まで示す。表-4より6次振動以降では若干の差異が見られるが、5次振動まではよく一致していることから、解析モデルの妥当性が検証された。

図-16は、近代木橋に対する最大支間長と実験から得られた鉛直曲げ基本固有振動数との関係を示している。また、図-16に本橋と同形式である神の森大橋とおおさる橋の実験値を示す。本橋の固有振動特性を他の道路橋と比較するため、鋼橋やコンクリート系橋の1次固有振

動数を概算する次式³⁾を用いて評価した。

$$f_1 = 100/L \quad (\text{Hz}) \quad \cdots (1)$$

式(1)を用いて本橋の鉛直曲げ基本固有振動数を概算すると、3.57Hzを得る。この値と本橋の鉛直曲げ逆対称1次振動の4.79Hzを比較すると大きくなっている。すなわち、固有振動数は橋梁の全体的な剛性と密接な関係があることから、本橋は一般的な道路橋よりも鉛直曲げ剛性が大きくなっていると判断される。また、図-16 に表記されている神の森大橋およびおおさる橋の値と比較すると、本橋と同様な傾向が見られる。

動的実験から得られた固有振動数と振動モードから、アーチ単独の水平振動を除けば、最初に振動しやすいのが鉛直方向で、次いでねじれ方向および水平方向の振動性状を示している。このことは、アーチ支間長の大きい本橋の場合、鉛直方向の曲げ剛性より、木床版や縦桁が配置されていることから、ねじれ、水平方向の曲げ剛性が大きいことが確認された。

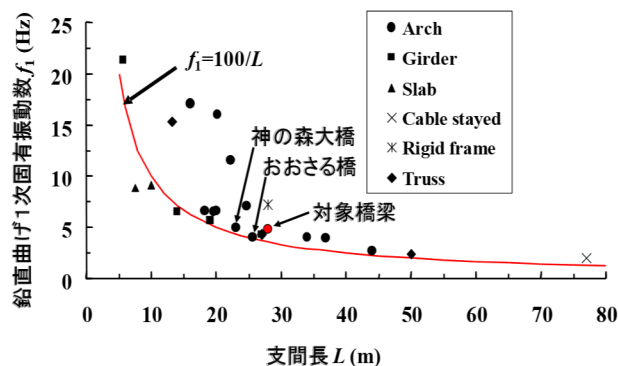


図-16 支間長と鉛直曲げ1次固有振動数

表-4 対象橋梁の振動特性

振動次数	振動モード	固有振動数 f_i (Hz)			減衰定数 h_i	
		実験値			減衰自由振動	
		常時	砂袋	走行		
1	アーチ水平対称1次	1.25	-	-	1.26	0.0133
2	鉛直曲げ逆対称1次	4.83	4.79	4.88	4.79	0.0062
3	鉛直曲げ対称1次	5.28	5.30	5.30	5.23	0.0016
4	ねじれ逆対称1次	7.98	7.71	7.71	7.61	0.0038
5	水平曲げ対称1次	8.30	-	-	8.46	0.0018
6	ねじれ対称1次	-	9.64	-	10.67	0.0064
7	ねじれ対称2次	-	12.65	-	14.23	0.0013

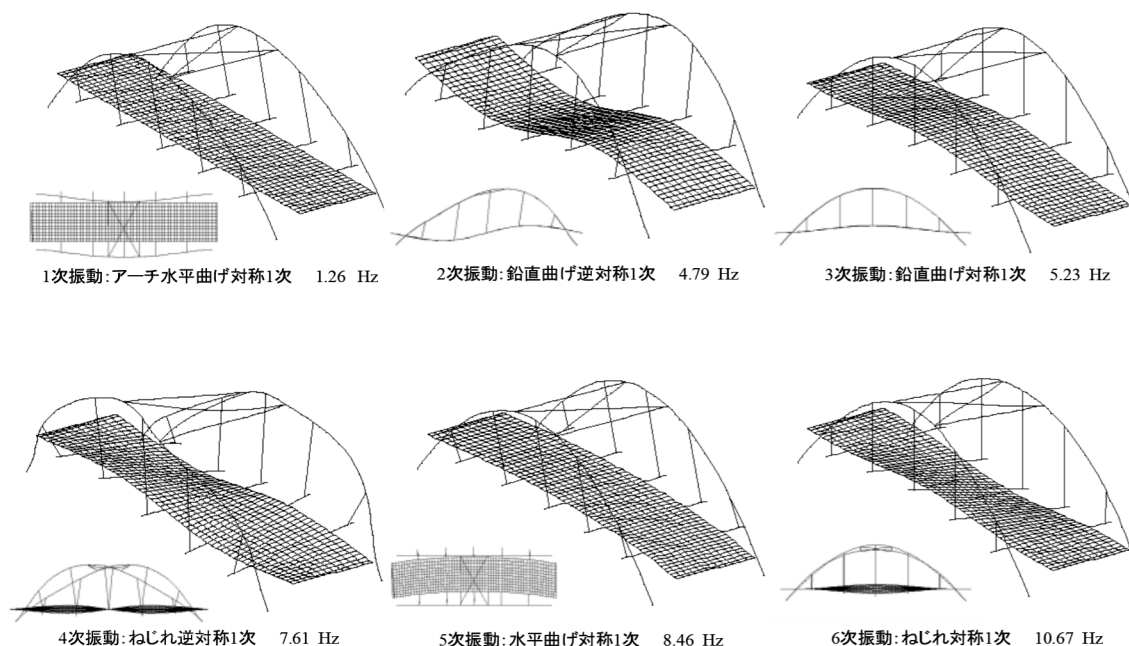


図-17 解析の振動モード

4.4 減衰特性

各振動モードに対する減衰定数を表-4、減衰自由振動波形の一例を図-18 に示す。減衰定数の算出には、次式⁴⁾を用いた。

$$\delta = \log_e (X_{i+1} / X_i), h \doteq \delta / 2\pi \quad \cdots (2)$$

ここに、 δ は対数減衰率、 X_i は応答振動波形の振幅である。

図-19 に、近代木橋に対する最大支間長と鉛直曲げ基本固有振動数に対する減衰定数の関係を示す。また、図-19 に本橋と同形式である神の森大橋とおおさる橋の実験値を示す。本橋の鉛直振動に対して重要な減衰定数 h

は、減衰自由振動波形より得られた鉛直曲げ1次振動モードの0.0062と考えられる。構造用集成材を使用した木車道橋は、構造形式や支間長などの要因が関係し、また実測データが不足しているため定量的な評価は困難であるが、鋼橋やコンクリート橋に用いられる減衰定数と支間長 $L(m)$ との関係は次式⁵⁾によって概算できる。

$$h = 0.12 / \sqrt{L} \quad \dots (3)$$

式(3)を用いて算出すると、 $h=0.023$ を得る。この値と本橋の減衰定数0.0062を比較すると、一般的な鋼橋やコンクリート橋の値より小さい値を示す。これは、下路・中路式アーチ橋と同様に、本橋の構造が床組をアーチ部材で吊っている構造上の特性に起因していると思われる。なお、図-19に表記された概算式よりも上部に示されている記号○のアーチ橋は上路式であり、下部に示されているのは下路・中路式である。

同規模の支間長であるおおさる橋と比較すると、実験当初、縦桁を有する本橋の方が減衰定数が大きくなると予測していたが、おおさる橋と同等の結果であった。すなわち、本橋はRC床版よりも軽い木床版をアーチ部材で吊っている構造や縦桁の構造が鋼橋に見られるような橋軸方向の荷重分配を期待する鉛直曲げ剛性を考慮した縦桁ではなく、床版を支える簡易的な受桁を兼ねた補剛桁であることが起因していると思われる。このことから、近代木橋の中路式アーチ橋の減衰性能を高めるためには、橋軸方向の荷重分配の効果を期待する鉛直曲げ剛性が大きい縦桁の設計が必要であると思われる。

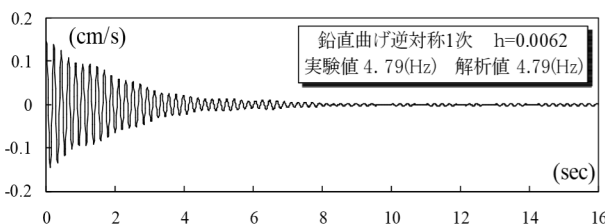


図-18 減衰自由振動波形の一例

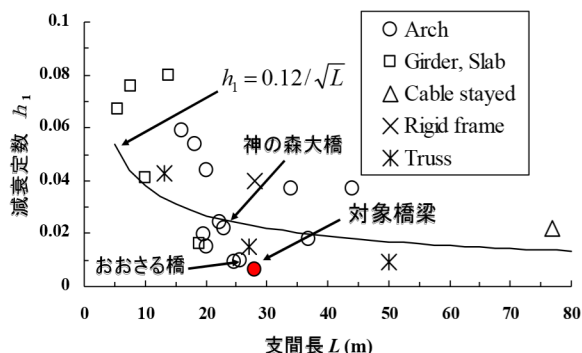


図-19 支間長と減衰定数

4.5 動的増幅率

動的増幅率 i の算出には次式⁵⁾を用いた。

$$i = (y_{dy,max} - y_{st,max}) / y_{st,max} \quad \dots (4)$$

ここに、 $y_{dy,max}$ は最大動的たわみ応答値、 $y_{st,max}$ は最大静的たわみ応答値である。

動的増幅率 i は、試験車両走行試験において、測定点 D_1 、 D_2 での振動変位計での応答波形から式(4)を用いて算出した。

図-20は、従来の近代木橋の設計衝撃係数0.25、参考文献6)で提案している衝撃係数 $i=16/(30+L)$ 、鋼橋での一般的な概算式 $i=20/(50+L)$ と実橋実験より得られた実験値(0.085)を比較したものである。また、図-20に本橋と同形式である神の森大橋とおおさる橋の実験値を示す。本橋においては、支間長に対して設計衝撃係数0.25を下回っている。また、本橋の実験値が、同形式の神の森大橋やおおさる橋および他の近代木橋の実験値と比較して小さい理由としては、本橋の架設地点状況から、試験車両の走行速度20km/hが限界の速度であったことが影響していると思われる。設計衝撃係数との単純な比較は困難であるが、動的増幅率を一つの動的応答係数(衝撃係数)と考えた場合、本橋は安全側に評価された設計値が用いられていることが検証された。

この衝撃係数を一つの動的応答係数とする論旨は、車両が1台や2台で橋面上が満載状態になるような、特に短支間長橋梁である近代木車道橋に有効な考え方である。すなわち、設計活荷重の車両走行状態ではなく、日常的な交通流において生じる橋梁の動的影響を考えて、実際の動的増幅率を応答係数として衝撃係数を評価する考え方である。

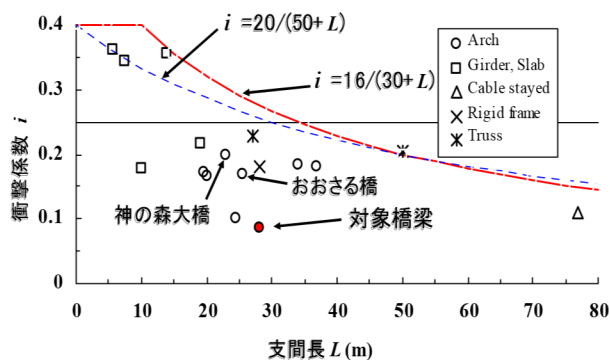


図-20 支間長と衝撃係数

4.6 振動使用性

わが国で多く用いられている主な振動使用性の評価法は、小堀・梶川ら⁷⁾の研究成果に基づき振動速度から評価が行われる。この評価法には、振動速度の最大値で評価する方法と振動速度の実効値で評価する方法がある。

図-21 および図-22 は、日常的に起こりうる最大速度(20km/h)で車両が走行した時の最大値と実効値における各応答速度と振動の恕限度を示す。恕限度では、橋梁振動により歩行者が歩行時に受ける振動感覚から、橋梁に対する一つの使用性を評価するため、振動感覚の一般的な分類をしている。図-21 より、最大値による評価法では、「少し歩きにくい」に属している測定点もあるが、大半が「振動を明確に感じる」に属している。また、図-22 の実効値による評価法では、測定点の大半が「振動をわずかに感じる」に属している。

従って、本橋での振動感覚が「歩きにくい」となることは考え難いと判断でき、本橋の架設地点での日常交通量を考えると、本橋の振動使用性として特に問題は無いものと判断される。

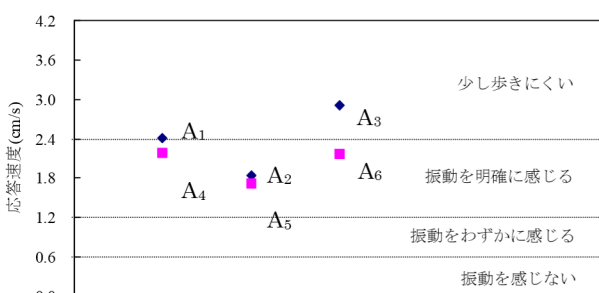


図-21 最大値に対する恕限度

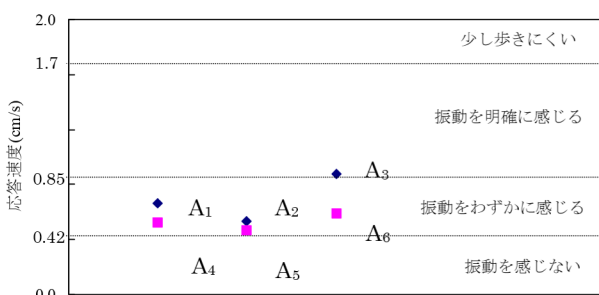


図-22 実効値に対する恕限度

5. あとがき

従来、多く架設されてきた木製中路式アーチ橋の床組は、横桁のみで床版をアーチ部材で吊る構造が主流であった。本研究で対象とした檮原橋の床組は、縦桁と横桁を設置して荷重分配の効果を高める設計がなされている。そして、本研究では実橋実験と解析から構造特性を検証した結果、実験値と解析値とに整合性のある結果が得られたと同時に、わが国で最大規模である木製中路式アーチ車道橋に対して、静的および動的の観点から構造特性に検討を加えた。その得られた主な結果を列挙すると以下のようである。

- ① 静的たわみに関しては、例えばスパン 1/4 点に鉛直の正のたわみが生じた時、3/4 点では負のたわみが

生じる基本的なアーチ形式として構造的な力学特性を明確に示していると共に、橋軸方向の曲げ剛性が均等に分布していることが認められる。すなわち、本橋は縦桁を有する床組構造のため、橋軸方向に均等に荷重分配される構造となっていることが判断される。

- ② 本橋の振動モードおよび固有振動数は、アーチ橋梁にみられる基本固有振動モード(鉛直逆対称 1 次振動モード)が確認された。また、本橋を代表する基本固有振動数の観点から、本橋は鋼橋やコンクリート系橋梁とほぼ同等以上の鉛直曲げ剛性を有していると判断される。
- ③ 本橋の減衰定数は、他の近代木橋と比較して低い減衰性能を示している。これは、他の下路・中路式アーチ橋と同様に、本橋の構造が床組をアーチ部材で吊っている構造上の特性に起因している。
- ④ 動的増幅率に関しては、従来の近代木橋の設計衝撃係数 0.25、参考文献 6)で提案している衝撃係数 $i=16/(30+L)$ 、鋼橋での一般的な概算式 $i=20/(50+L)$ と実橋実験より得られた実験値(0.085)を比較したところ、動的影響の実態は小さいことが考えられる。また本橋の実験値が、他の近代木橋の実験値と比較して小さくなった理由としては、本橋の架設地点状況から、試験車両の走行速度 20km/h が限界の速度であったことが影響していると思われる。
- ⑤ 振動使用性に関しては、車両が走行した時の最大値と実効値における各応答速度で振動使用性を評価した結果、本橋での振動感覚が「歩きにくい」となることは考え難いと判断でき、本橋の架設地点での日常交通量を考えると、本橋の振動使用性として特に問題は無いものと判断される。
- ⑥ 本橋と同形式である神の森大橋とおおさる橋を比較した結果を示す。静的たわみに関しては、本橋の方が精度の高い結果が確認された。これは、本橋が縦桁を有する床組構造のため、橋軸方向に均等に荷重分配されたことが影響している。固有値特性に関して振動モードの出現順は、ほぼ同様である。固有振動数では、本橋の方が若干大きな値を示している。これも、本橋が縦桁を有する剛性の高い床組構造であることが影響している。減衰定数に関しては、他形式の橋梁よりも小さい値が同形式で確認された。縦桁を有する本橋では、同規模の支間長であるおおさる橋よりも大きな値を示すことが実験の当初に考えられたが、ほぼ同等な値であった。すなわち、本橋は RC 床版よりも軽い木床版をアーチ部材で吊っている構造や縦桁の構造が鋼橋に見られるような橋軸方向の荷重分配を期待する鉛直曲げ剛性を考慮した縦桁ではなく、床版を支える簡易的な受桁を兼ねた補剛桁であることが起因していると思われる。

以上、本研究の実橋実験と解析による構造特性の検証が有用性のあるものと確認された。本研究で示した静的および動的特性に関する値や知見が近代木橋の設計係数や維持管理の評価に参考になれば幸いである。今後は、本橋の走行車両による3次元動的応答解析を行い、解析的に動的応答特性を検討して行く所存である。

参考文献

- 1)小川文彦・本田秀行・高木和芳：実験と解析に基づく下路式アーチ車道橋の構造特性評価，土木学会・木橋技術に関する講習会テキスト・シンポジウム論文報告集，第Ⅱ編 pp. 55-60, 2001年7月．
- 2)草薙貴信・壁村秀水・小川文彦・本田秀行：実験と解析に基づく中路式アーチ木車道橋(おおさる橋)の構造特性，土木学会・木橋技術に関する講習会テキスト・シンポジウム論文報告集，第Ⅱ編 pp. 67-72, 2001年7月．
- 3)橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版． pp. 103-114, 1993年10月．
- 4)橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版． pp. 34-35, 1993年10月．
- 5)加藤雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究，名古屋大学学位論文． pp. 73-74, 1984年7月．
- 6)木橋技術の手引き 2005：3.作用編 (4)衝撃荷重，土木学会・鋼構造委員会・木橋技術小委員会， pp. 52-53, 2005年7月．
- 7)小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計，橋梁と基礎，Vol.8, No.12, pp. 23-29, 1974年12月．

(2008年9月18日受付)