

実験と解析による自立式タイドアーチ木車道橋の構造パフォーマンス

Structural performance of Tide arch timber highway bridge based on experiment and analysis

佐成屋孝之*, 本田秀行**, 佐々木貴信***

Takayuki Sanariya, Hideyuki Honda, Takanobu Sasaki

*金沢工業大学大学院, 土木工学専攻博士前期課程(〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)

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

*** 博士(工博), 秋田県立大学講師, 木材高度加工研究所(〒016-0876 秋田県能代市字海詠坂 11-1)

The base data by field test and analysis of structural characteristic value about rigidity evaluation of timber bridge which used glulam is not sufficient worldwide.

The static and dynamic field tests of tide arch timber highway bridge (Hyakumeishi Hasi) had been done, and then the static and dynamic characteristics were investigated.

This study presents the structural characteristics and structural rigidity based on the field tests and three- dimension static and eigenvalue analyses.

Key Words: modern timber bridge, tide arch, field test, dynamic characteristics, structural analysis

キーワード: 近代木橋, タイドアーチ, 実橋実験, 振動特性, 構造解析

1. まえがき

本研究で対象にした橋梁は, 平成 11 年に秋田県協和町の民有林道沢内水沢線に周辺自然への配慮, 地元材の需要拡大, 木質系構造物の展示効果, 緑豊かなレクリエーションの中で象徴的な施設作り等を目的として, 計画・架設された百目石橋¹⁾である。

本橋は, ライズ比を抑えた自立式アーチやアーチ端部の大断面化など特殊な構造を有するわが国初の自立式アーチを用いた下路式タイドアーチ木車道橋である。そこで, 本形式橋梁の構造特性を把握し, また今後の同形式木橋の設計等への基本資料を得る目的から本橋梁に対して静的実験および動的実験を行った。そしてそれらのデータを分析すると共に, 3次元静的解析や固有値解析を行い, 実験値と解析値の両面から本橋の剛性評価, 振動特性, 設計係数の検証に考察を加える。

最近, 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進展を遂げており, スパンの長大化と多形式化が進んでいる。そして, このような架設実績は, 今後, さらに増加する傾向にある。しかしながら, 欧米に比べて近代木橋の歴史が新しい事もあり, わが国では設計法や現場施工技術の信頼性を大幅に向上させるための積年の研究開発が必要であると同時に, これらの技術の発展には幾多の実橋での性能検査等の確認実験によって得られる貴重

な実験データが大きく貢献する事も自明の理である。近代的な木橋の発展と長スパン化の可能性を考えると, 今後の長大スパンにおける形式選定に供する設計資料として, 本橋の諸特性値を明らかにすることの意義は極めて高い。

2. 対象橋梁

対象橋梁は, 秋田県協和町の民有林道沢内水沢線に架設された百目石橋である。図-1に本橋の一般図, 表-1に設計概要を示す。本橋は支間長 20.0m に対し幅員 5.0m の比較的狭い幅員の橋梁である。床版は集成材ラミナからなる PC 鋼棒挿入によるプレストレス木床版である。床桁, 下弦材, 吊材は鋼材(SS400)を使用している。アーチリブの断面は 220×800mm の湾曲集成材からなり, アーチクラウンに挿入鋼板と高力ボルトによる継手がある。また, ライズ比を抑えた自立式アーチやアーチ端部の大断面化など特殊な構造を有するわが国初の自立式アーチの下路式タイドアーチ木車道橋である。

3. 実験概要

本橋の静的特性および動的特性を把握するため, 静的載荷試験, 常時微動測定試験, 砂袋落下衝撃試験, 試験車走行試験, アーチ部材振動挙動測定試験を行った。静的載

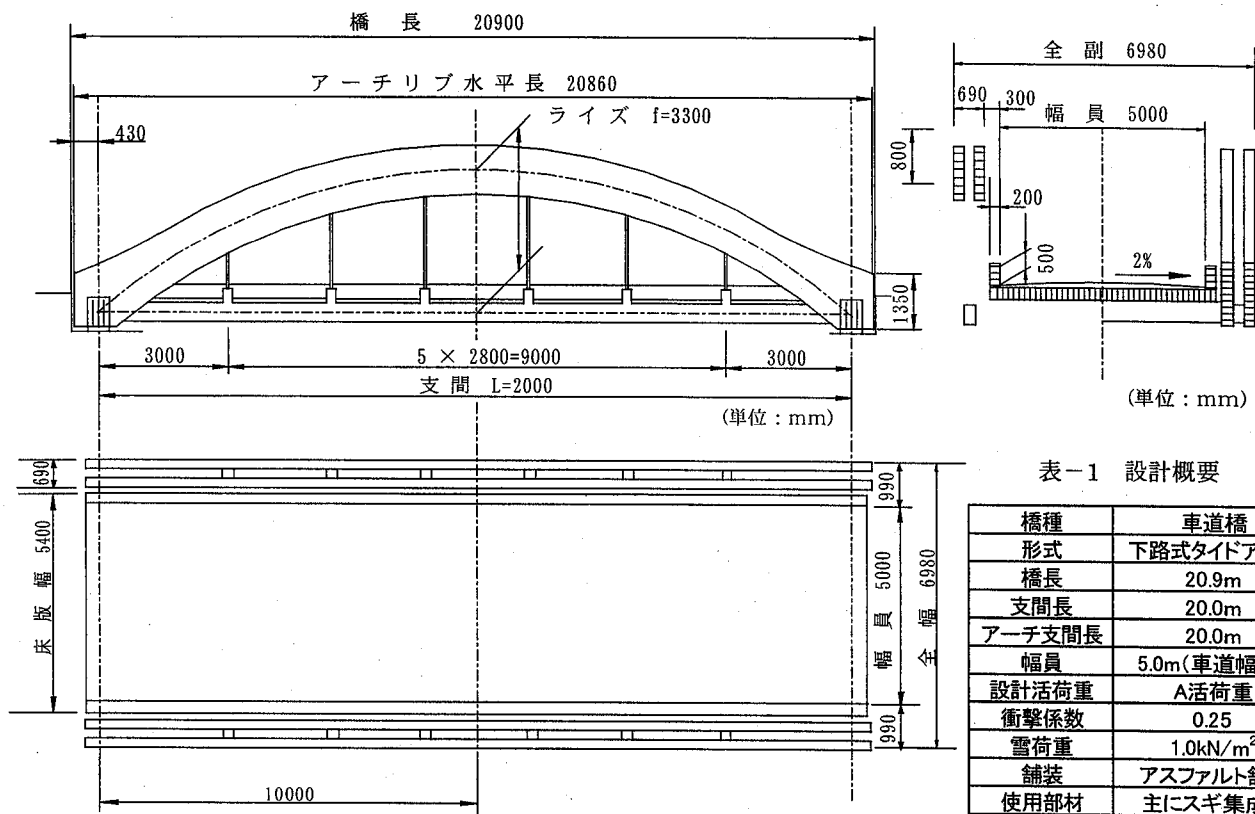


図-1 百目石橋一般図

荷試験として試験車両は約196kNのダンプ車を2台用い、試験車1台载荷(偏心、幅員中央载荷)、2台後部対面载荷した後、鉛直たわみ値を特殊なオートレベルにより0.1mmの精度で測定した。载荷位置は構造特性の検討可能な载荷位置とし、2台後部対面载荷は設計活荷重相当のたわみ量の把握を目的とした。

動的試験は、サーボ型速度計と振動変位計を用い、固有振動数、減衰定数、動的増幅率の算出を目的に行った。砂袋落下衝撃試験では、0.3kNの砂袋を約1mの高さから落下させることにより、本橋に鉛直、ねじれ加振を与えた。試験車走行試験では、本橋の応答加速度、応答速度および応答たわみを測定した。本橋に対しての2台連行走行は、日常交通流において再現性の低い走行状態であり、過大な走行荷重での動的増幅率の評価を目的とした。図-2に各試験での測定点を示す。▲は地覆木に設置したスタッフによる静的载荷試験の測定点、●は下弦材に設置したサーボ型速度計による速度と加速度の測定点であり、初めのAは

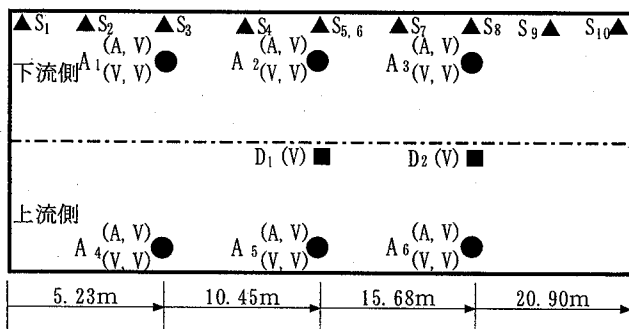


図-2 各試験での測定点の一例

加速度、Vは速度、次のVは鉛直方向を表している。■は上流側の下弦材下に設置した振動変位計の測定点である。なお、▲S_{5,6}は本橋の支間中央にあたる部分であり、両端から挟み込むようにオートレベルで測定するため、スタッフを後合わせに2つ設置したものである。また、アーチ部材振動挙動測定試験では、アーチ部材と床版の振動特性を把握するために、アーチ部材の上流側3L/4点にサーボ型速度計をA₈~A₁₀と設置し、アーチ部材の鉛直、水平、橋軸方向と、床版の鉛直方向の振動加速度を測定した。また、走行速度は試験車走行試験において1台単独走行の場合30km/h、20km/h、10km/h、徐行、2台連行走行の場合は10km/h、徐行、またアーチ部振動挙動測定試験に対して1台単独走行、2台連行走行共に10km/h、徐行である。

4. 構造解析

本橋の解析にはMSC/NASTRANを用いて3次元構造解析モデルを作成し、静的解析および固有値解析を行った。図-3に本橋の3次元構造解析モデルを示す。3次元構造解析モデルの接点数は603、要素数は732である。床版に対しては直交異方性としたSHELL要素を用い、アーチ部材、吊材、高欄、横桁、下弦材の部材に対してはBAR要素を用いて本橋の3次元構造解析モデルを作成した。ヤング係数は構造用集成材として本橋の設計に用いられた値である9801N/mm²を基本に適用した。また、支承部における積層ゴムをスカラーばね要素に換算した。なお、入力するばね定数や支承部における境界条件は道路橋支承便

覧4)を参考にし、本橋の3次元構造解析モデルを作成した。

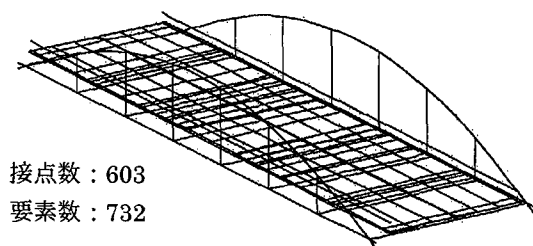


図-3 3次元構造解析モデル

5. 静的特性

橋梁の有する役割の重要性を考えると、健全度と保全の評価概念は必要不可欠であり、完成直後の実橋における各種データは、今後の維持管理上の初期値として貴重な情報となる。ここでは、196kN車を中心に用いた静的荷重試験から得られた近代木橋の静的たわみ値を示し、静的挙動に検討を加える。

5.1 静たわみ

図-4に静的荷重試験の一例として、下流側に2台後部対面荷重した場合の各ケースにおける車両の荷重位置を示す。また、図-5には各ケースの実験たわみ値を示す。図中にはMSC/NASTRANによる3次元構造解析での静的解析値も示している。本解析には、実験条件と同様になるよう、荷重の位置や重さを考慮に入れている。本橋の設計計算書では設計たわみ値は計算されておらず、活荷重の影響線の計算から求められた値は17.98mmである。実測した最大たわみ値としてCase1-1、下流側スパンL/4点に196kN車2台後部対面荷重したとき9.7mmであった。本実験で得られた静たわみ値と設計たわみ値との比較・検討は、実験での荷重荷重と設計活荷重との強度が異なるため実質的に困難である。実際の実橋実験では、設計活荷重を再現して静的たわみ値を測定することは不可能に近い。従って、比較・検討において一つの目安として評価すると活荷重による影響線の計算から求められた値より実際の静的な鉛直曲げ剛性が大きいと判断される。

図-5のS₁、S₁₀における実験値のずれに関しては約

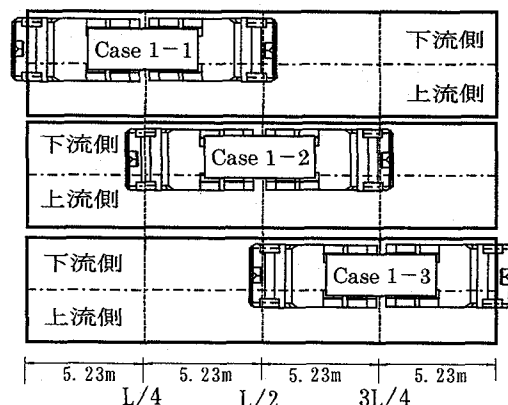


図-4 各ケースにおける車両の荷重図

10cmの積層ゴムが敷いてありその影響により生じるものと考えられる。また、負のたわみ形状が他のアーチ橋と違って、小さいことが確認できる。これは、アーチ部材に横梁が無いことによってアーチが床版を引張るエネルギーがアーチ部材自体の水平変位のエネルギーに置換されるような構造特性に起因していると考えられる。

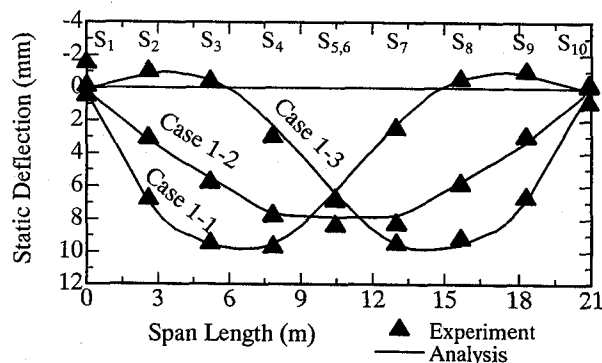


図-5 静たわみの一例

6. 動的特性

表-2に示す百目石橋の実験値である固有振動数、減衰定数、動的増幅率等から比較、検討を行なう。さらに、本田ら⁵⁾の研究に基づき、他の近代木車道橋との比較から本橋の動的特性について総合的な評価および考察を加える。

6.1 固有振動特性

動的実験で得られた本橋の固有振動数は表-2に示すとおりである。図-6はMSC/NASTRANを用いて3次元構造解析モデルを作成し、解析した結果による振動モード図を示す。この振動モードにおいてアーチ単独の水平振動が多く確認できるのはアーチ部材を結ぶ横梁が無く、アーチ部材自体が自立している構造上の特性に起因していると考えられる。また、解析値においては、アーチ系橋梁特有の鉛直曲げ1次振動モードが逆対称になるのに対し、本橋梁の実測値における振動モード形状は同定できなかった。これは、床版と端床桁との連結部において1cm程の隙間が生じていたこと、アーチ端部が剛性の大きい大断面構造となっていること、およびアーチ部材に横梁が無い構造特性に起因しているものと考えられる。

表-2 本橋の振動特性

振動 次数	振動モード	固有振動数(Hz)			減衰定数 h	動的増幅率
		実験値		解析値	減衰自由振動	
		常時微動	砂袋落下			
1	Arch-Horizontal 1st	—	—	2.925	—	0.165
2	Arch-Horizontal 2nd	—	—	2.927	—	
3	Vertical 1st	—	—	6.167	—	
4	Vertical 2nd	6.831	6.641	6.656	0.0153	
5	Arch-Horizontal 3rd	—	—	8.233	—	
6	Arch-Horizontal 4th	—	—	8.238	—	
7	Torsional 1st	9.623	9.570	9.566	0.0302	
8	Torsional 2nd	10.541	10.840	10.601	0.0169	

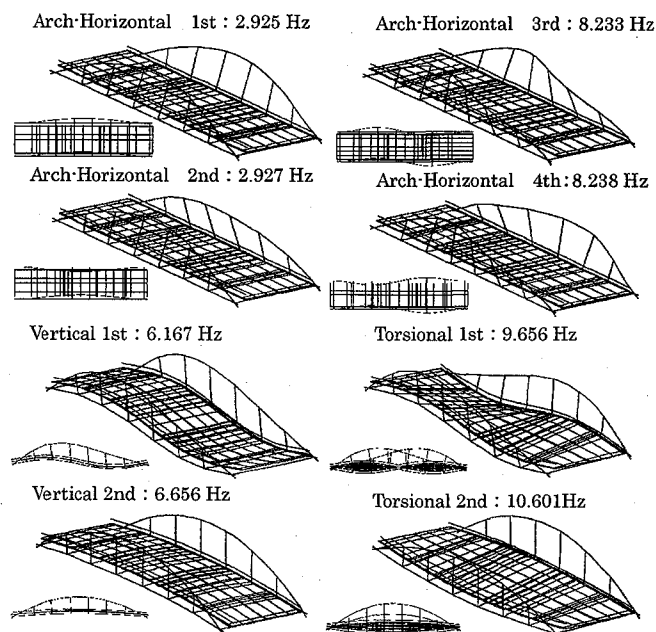


図-6 解析による振動モード

次に、図-7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。一般的に橋梁の鉛直曲げ基本固有振動数は、支間長の増大に従って減少する傾向²⁾がある。その遞減傾向は、基本固有振動数を基本固有振動数を f_1 (Hz)、最大支間長を L (m) とするとき、概算的に次式で評価される。

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

そこで、図-7に示す近代木橋の最大支間長と鉛直曲げ基本固有振動数の関係を見ると、短支間長においては多少のばらつきはあるが、一般的な橋梁において認められる支間長の増大とともに鉛直曲げ基本固有振動数が減少する傾向と同様な特性²⁾を示している。また、本橋は鉛直曲げ基本固有振動数の観点から、一般道路橋とほぼ同等な剛性で設計されていることが評価される。

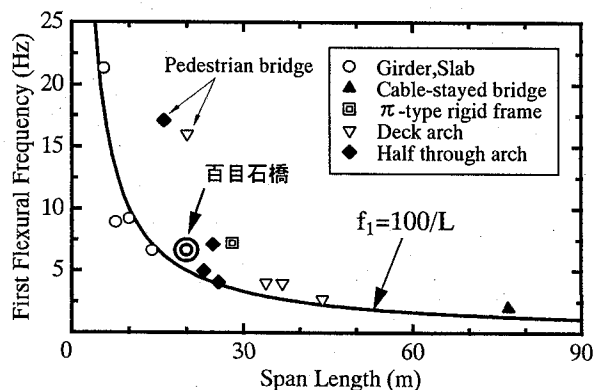


図-7 支間長と固有振動数

6.2 減衰定数

図-8に本橋の鉛直方向の基本固有振動モードのフィルタ処理後の減衰自由振動波形の一例を、図-9に近代木

橋の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、実験で測定された減衰定数を表-2に示す。なお、減衰定数 h の算出には次式を用いた。ここに、 δ は対数減衰率、 X は振幅である。

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

本橋を代表とする減衰定数 h は減衰自由振動波形より得られた鉛直曲げ1次モードの0.0153であると考えられる。一般的な鋼橋やコンクリート橋に用いられる減衰定数 h と支間長 L (m) との関係の概算式²⁾は次式で示される。

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

この概算式より算出した値は0.0268である。この値と本橋の減衰定数とを比較すると明らかに本橋の値が小さい。また図-9より他の近代木橋と比較しても本橋は低い減衰性能を持っていることが分かる。これは本橋の床組構造は縦桁が無く、横桁のみで床版を支えており、その床版を吊材を用いてアーチ部材で吊っている下路式アーチ木橋に共通する構造上の特性に起因しているものと考えられる。

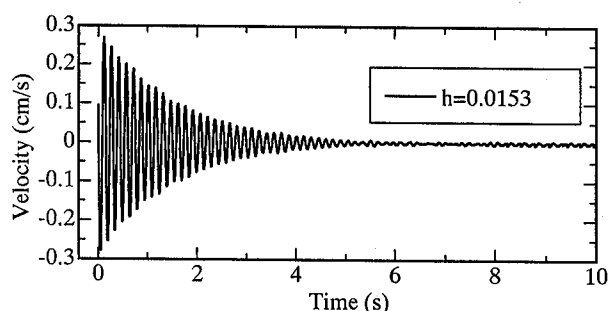


図-8 減衰自由振動波形の一例

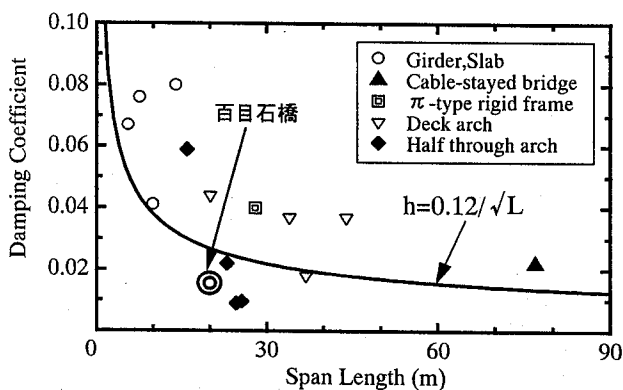


図-9 支間長と減衰定数

6.3 動的増幅率

図-10に動的応答変位の一例を示す。動的増幅率 i の算定には次式²⁾を用いた。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。

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

試験車走行試験にて日常起こりうる1台単独走行(20km/h)のケースであり、その動的増幅率の最大値は

0.165 である。2 台連行走行においての動的増幅率の最大値は、10km/h 走行の 0.103 であった。試験車が 2 台連行走行したときの値と 1 台単独走行したときの値を比べると 2 台連行走行したときの値の方が小さな値を示す。これは 2 台連行走行した場合、試験車が相互に振動を打ち消すようダンパーの役目をしながら走行した為であると考えられる。これらの衝撃係数を一つの応答係数と考えた場合、設計衝撃係数である 0.25 より小さい値を示す。このことから、本橋は安全側に評価された値が設計に用いられていることが分かる。また、一般的に試験車の速度が大きくなるにつれて動的増幅率も大きくなるが、本橋の場合、速度が大きくなるにつれ値が小さくなっていることが確認できた。これは、本橋の支承部に約 10cm の積層ゴムが敷いてありその影響により生じるものと考えられる。

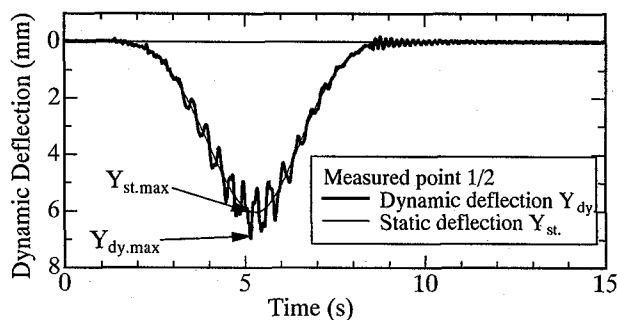


図-10 動的応答変位の一例

次に、図-11 に実橋実験より得られた近代木橋の動的増幅率と支間長との関係を示す。また、道路橋の設計衝撃係数 i として、支間長 $L(m)$ とすると鋼橋は $i=20/(50+L)$ 、RC 橋梁は $i=7/(50+L)$ 、PC 橋梁は $i=10/(25+L)$ である。さらに、多くの近代木橋で用いられている 0.25 の設計衝撃係数を比較のために示している。ここで本橋の得られた実験値は設計衝撃係数である 0.25 より低い値を示す。また、支間長 20m 以上の近代木橋に関して設計衝撃係数 0.25 より低い値を示す。しかし、短支間橋梁に関しては設計衝撃係数 0.25 を上回っていることが分かる。

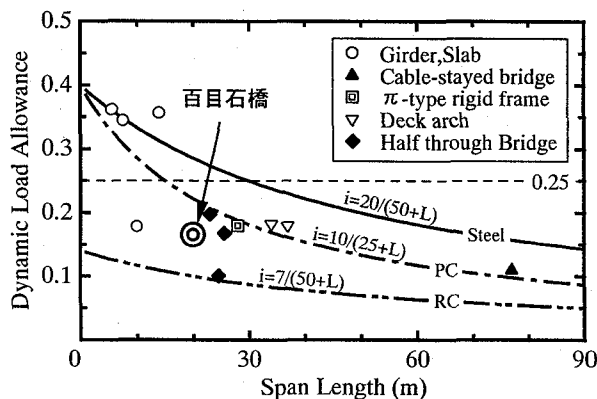


図-11 支間長と動的増幅率

図-12 は鉛直曲げ基本固有振動数と動的増幅率との関係を示している。また、図中には参考基準として、カナダ・オンタリオ州の衝撃係数基準⁶⁾も示している。本質的な比

較は車両重量等が違うために困難ではあるが、図中にある近代木橋の動的増幅率とカナダ・オンタリオ州の基準とを比較すると、ほぼカナダ・オンタリオ州の基準を満たしていることが分かる。本橋での値はカナダ・オンタリオ州の基準以下である。しかし、図-12 に示すように支間長が短くなれば固有振動数も上がるため、短支間橋梁に関してカナダ・オンタリオ州の基準を超える場合もある。なお、図-11, 12 に示すように、近代木橋の衝撃係数のデータが不足しているため、設計論を検討することは現時点において困難である。

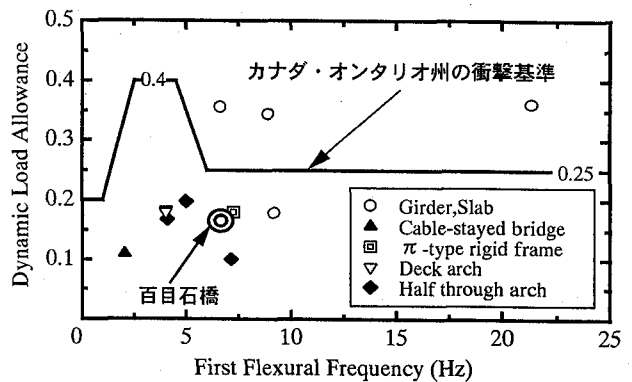


図-12 固有振動数と動的増幅率

6.4 振動使用性

図-13 に日常起こりうる可能性がある 1 台単独走行 (20km/h) で車両が走行した場合の各応答速度の実効値および振動感覚の恕限度を示す。また、図-14 には同ケースによる応答速度の一例を示す。振動感覚の恕限度では、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³⁾もしている。すべてのセンサーの恕限度は「おおいに振動を感じる」を示す。これは、舗装が工事車両等により極端な不陸路面になっていること、また非現実的な走行荷重および走行レーンであったことが原因であると考えられる。従って日常的な交通流において、使用性に関して「歩きにくい」という現象は再現される確率が低いと判断される。

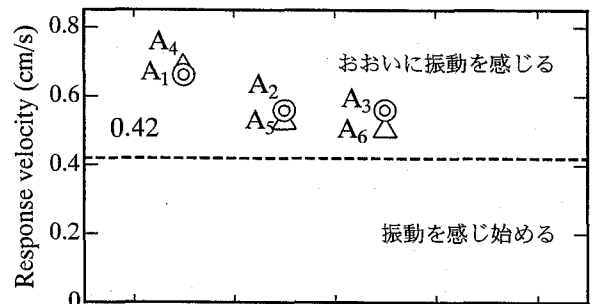


図-13 振動感覚の恕限度と使用性

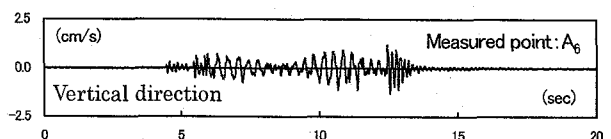


図-14 走行試験での応答速度の一例

6.5 アーチ部材振動挙動測定試験

図-15に車両走行試験における橋長3L/4点でのアーチ部材の鉛直、水平、橋軸方向の応答加速度を示す。また図-16に同試験、同点における床版の鉛直方向の応答加速度を一例に示す。測定点A₆,A₈においてほぼ同様の振動波形性状を示していたこと、両測定点での応答加速度の最大値もほぼ同等の応答レベルであることが確認できた。さらに、アーチ部材の鉛直、橋軸方向の応答加速度と水平方向の応答加速度を比べると水平方向の応答加速度が顕著に大きい応答値を示す。これは、アーチ部材を結ぶ横梁が無く、アーチ部材自体が自立している構造上の特性に起因していると考えられる。

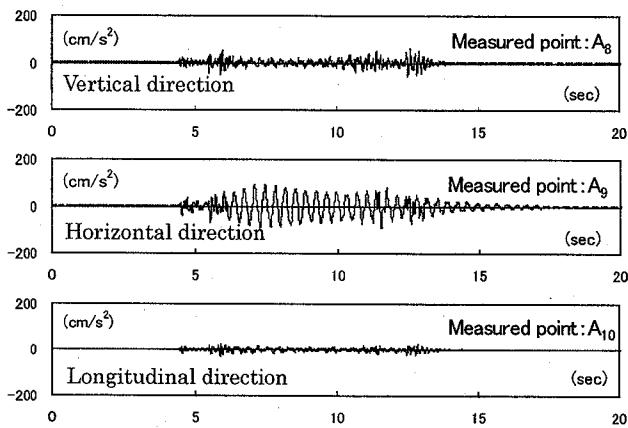


図-15 走行試験によるアーチ部材の応答加速度の一例

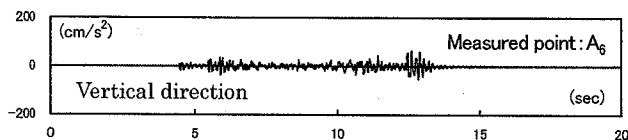


図-16 走行試験による床版の応答加速度の一例

7. あとがき

本研究は、わが国初の自立式アーチを用いた下路式タイプアーチ木車道橋の実橋実験より得られた実測値に対して静的特性、動的特性の検討および3次元構造解析の結果から本橋の構造特性を実験値と解析値の両面から比較、検討を行なった。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、活荷重による影響線の計算から求められた値との厳密な比較検討は荷重強度が異なるため困難であるが、下流側スパン L/4 点に196kN車2台後部対面載荷による静的最大たわみ値との比較より、本橋梁は実際の静的な鉛直曲げ剛性が大きいと判断される。
- ② 本橋梁の固有振動特性は振動モードにおいてアーチ単独の水平振動が多い。また、本橋梁の実測値における振動モード形状において一般的なアーチ橋梁にみ

られる逆対称1次振動モードが同定できなかった。これは、アーチ部材や床版と端床桁との連結部の構造上の特性に起因しているものと考えられる。

- ③ 減衰定数に関して、他の近代木橋と比較しても低い減衰性能を持っていることがわかる。これは本橋の床組構造は縦桁が無く、横桁のみで床版を支えており、その床版を吊材を用いてアーチ部材で吊っている下路式アーチ橋特有の構造特性に起因しているものと考えられる。
- ④ 動的増幅率に関して本橋は安全側に評価された値が設計に用いられていることが分かる。また、本橋の値はカナダ・オンタリオ州の基準以下である。なお、近代木橋の衝撃係数に関するデータが不足しているため、設計論を検討することは現時点において困難である。
- ⑤ 使用性に関して「歩きにくい」という現象は再現される確率が低いと判断される。
- ⑥ アーチ部材振動挙動測定試験において水平方向の応答加速度の値が顕著に大きく現れている。これはアーチ部材に横梁が無いという自立式アーチ橋の構造特性に起因していると考えられる。

実橋実験において静的ひずみ値を測定することは現地の状況と天候から困難であったため、静的ひずみ値から剛性の評価をすることができなかった。なお、実橋実験から静的ひずみ値の測定と、静的解析を含めた検討、また走行車両による本橋の3次元動的応答解析に基づく動的応答特性の検討などに関する事項は今後の課題としたい。

参考文献

- 1)ふるさと林道緊急整備事業沢内・水沢線「百目石橋」実験報告書、金沢工業大学土木工学科橋梁研究室、2002年3月。
- 2)橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂、1993年10月。
- 3)小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法、土木学会論文報告集、No.230、pp.23~31、1974年10月。
- 4)日本道路協会：道路橋支承便覧 改定案、2001年2月。
- 5)北城章・小川史彦・草薙貴信・本田秀行：集成材を用いた木橋の現状と実験に基づく振動特性、構造工学論文集、Vol.48A、pp.369~376、2002年3月。
- 6)Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Highway Engineering Division, Ontario, Canada, 1983。

(2002年9月13日受付)