

木造歩道橋の構造同定と健全度評価に関する研究

Study on structural identification and soundness evaluation of wooden pedestrian bridges

北海道大学大学院工学院	○学生員	佐藤 雅一 (Masakazu Sato)
北海道大学大学院工学研究院	フェロー	林川俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
北海道大学大学院工学研究院	正 員	何 興文 (Xingwen He)
北海道大学大学院工学研究院	正 員	松本高志 (Takashi Matsumoto)

1. 概要

近年、木橋が注目されオートキャンプ場や公園内の遊歩道橋として多く架設されるようになった。木橋は自然素材である木材を用いるところから、鋼橋、コンクリート橋と比べて周辺の自然に調和しやすく、優れたデザイン性を持ち、一般的に良い景観を呈するとされている。また、木材はコンクリートや鋼とは異なり無限に再生産が可能な材料であり、加工の容易さから建設時のエネルギー消費が少なく、廃棄時においてもリサイクル可能ということから、環境負荷が小さい。資源枯渇や環境破壊が懸念される近年において、このような材料を有効に活用する事は環境対策としての意義があり、社会的な需要に合致すると考えられる。

しかし、木橋の重要性が高まる一方、我が国では木橋の設計基準が整備されていないのが現状である。昭和5年の「木道路橋設計示方書」から、明確な基準は策定されておらず、建築の標準¹⁾や諸外国の規定を用いて設計をしてきた。また、木材は種によって基本的な性質が異なる上、有機材であるので、生育、乾燥、製材、保存状態によってもその物理的性質が様々に変化する。このため、我が国の環境に適した設計基準の整備が必要である。しかし、木橋に関する研究報告例が少ないのが現状であり、設計基準の拠り所となるデータ数も不足している。現在、国土交通省では歩道橋以外の木橋を認めていないが、その規制緩和、我が国に適した基準の確立が求められている。

また、木材は、鋼材やコンクリートと比べると耐久性が低い。特に菌類やシロアリに代表される生物的要因による腐朽劣化が懸念されており、供用期間中に構造物の劣化状態を観察し、その健全度を適切に評価する必要がある。木橋の維持管理においても、諸外国では維持管理手法の開発が進んでいるが、上述の木材の性質を考慮すると諸外国の管理方法や基準をそのまま適用するのは難しい。木橋の架設は平成8年にピークを迎えたが、建設当時から15年以上経過している橋梁が多数存在し、補修工事を必要としていることから、建設基準だけではなく、我が国の木橋における維持管理手法を早急に確立させる必要がある。

木橋は、構造の点から不確実な要素を多く含んでいる。異種材を介した接合部の状態など、未だ明確でない部分も多く、このような不確実さを明らかにするために現場実験のデータが重宝される一方で、木造構造の特性を理論的に解明するために適切な解析モデルの構築も課題となっている。

そこで本研究では、北海道滝川市丸加高原内のニールセン

橋（すこやか橋）と斜張橋（やすらか橋）および北海道札幌市平岡公園内の上路アーチ橋（梅の香橋）の3つの木造歩道橋を対象に現場振動実験に基づいた立体有限要素骨組モデルによる構造同定を行う。入力加振法による現場振動実験では、自由減衰振動波形を取得し、フーリエスペクトル解析によって固有振動数と固有振動モードを調べる。いずれの橋梁においても、建設直後と建設から長期間経過した時点で同様の実験が行われており、固有振動数に変化が現れることが考えられる。立体骨組モデル解析において、木橋が有する不確実さについては、有力な最適化手法のひとつである遺伝的アルゴリズム（Genetic Algorithm、以下GA）を用いて取り扱いを検討する。GAとは自然界における生物の遺伝や進化の過程を個体の選択、淘汰、遺伝子の交叉、突然変異によって再現し、これを簡単な数理モデルに置き換え、最適化を図るものである。実験で得られた固有振動数の変化に伴い、接合部の状態や木材剛性も同時に変化していることが予想される。本研究では、木橋の適切なモデル化について検討すると同時に、その健全度の評価を行うことを目的とする。

2. 対象橋梁の概要

研究対象とした橋梁は、滝川市丸加高原内のニールセン橋と斜張橋および札幌市平岡公園内の上路アーチ橋であり、その立体骨組モデルを図1、図2および図3に示す。

ニールセン橋と斜張橋は平成5年9月にそれぞれ竣工された。両橋ともにべいまつ集成材を主材料としており、いずれも橋長30m、幅員1.5mと比較的小規模な橋梁である。吊材として鋼製のセミハイテンタイロッドを用い、上弦材もしくは主塔と接続し床組を持ちあげる構造形式をとっている。農林水産省の農業構造改革事業の一環として整備され、研修宿泊施設や多目的スポーツ広場を繋ぐ役割を担っていたが、著しい腐朽劣化のため平成22年9月に両橋とも撤去された。

上路アーチ橋は平成5年12月に竣工された。構造形式は3ヒンジゲルバー桁を補剛桁とする上路3ヒンジアーチ橋である。橋長70m、アーチ支間長は45mであり木造アーチ橋としては国内最大規模である。材料は、全体に輸入木材のエッキ材（Ekki、別名ボンゴシ、またはアソベ）が使用されている。西アフリカの熱帯雨林に生育するエッキは、多くの珪素を含むため、硬くて比重も大きい事に加えて、耐摩耗性や耐腐食性、耐火性に優れている。エッキ材の外側は非常に硬いため、ドリフトピンで一体とした重ね梁方式が採用されており、アーチ主構は8層構造、補剛桁は3層構造となっている。

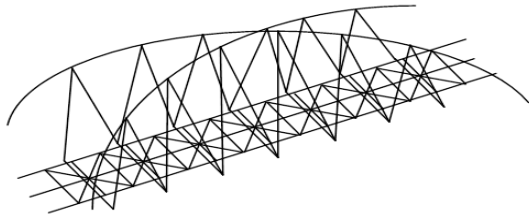


図1. ニールセン橋の立体骨組モデル

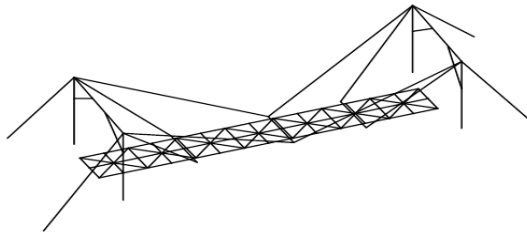


図2. 斜張橋の立体骨組モデル

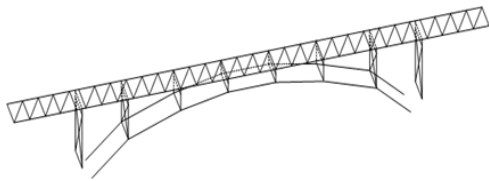


図3. 上路アーチ橋の立体骨組モデル

以上のように、本研究では3つの橋梁を対象としているが、本研究では平岡公園の上路アーチ橋の実験、解析結果を示す。

3. 現場振動実験

3-1. 実験方法と解析方法

固有振動性状を調べるため、平成26年9月に人力加振による現場振動実験を実施した。人力加振法を行う際は特別な装置を必要とせず、歩道橋に適応する場合は十分な振幅が得られることが知られている。減衰自由振動実験では鉛直1次、鉛直2次、および水平1次固有振動数を対象とした。上路アーチ形式の橋梁であることから、鉛直1次、鉛直2次固有振動数は、それぞれ逆対称、対称のモードに対応することが予想される。また、同様の実験が平成10年、平成24年に行われており^{2,3)}、固有振動数の変化が考えられる。

振動測定について、加速度計位置と加振位置を図4に示す。橋長を6等分するように5つの加速度計（測点1～5）を桁の下流側に配置して行った。鉛直加振において、人力加振によるねじれ振動が含まれているかどうかを確認するため、中央地点の上流側に1つの加速度計（測点6）を配置した。水平加振においては、測点6の加速度計を鉛直方向に配置し、大きな鉛直振動が生じていないかを確認した。

鉛直振動モードを把握するに際し、その形状を考慮して数名が1/4地点、3/4地点および中央地点で同時にジャンプし、橋梁を加振することにした。また、水平振動モードについては数名が中央地点において高欄を叩き、十分振動していることを確認してから加振を止め、応答を測定した。

解析方法は、高速フーリエ変換(FFT法)によりフーリエスペ

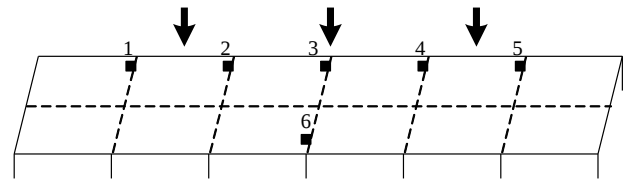
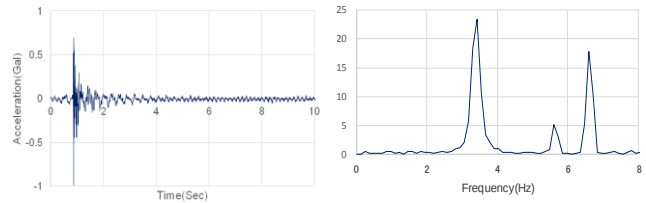


図4. 加速度計位置と加振位置



(a)加速度応答

(b)フーリエスペクトル

図5. 加速度計3における応答

表1. 固有振動数の実験値

固有振動モード	平成10年(Hz)	平成24年(Hz)	平成26年(Hz)
鉛直逆対称1次	2.73	2.67	2.81
鉛直対称2次	3.22	3.17	3.42
水平対称1次	1.47	1.46	1.59

クトル解析を行い、固有振動数を推定した。固有振動モードを求める際には、バンドパスフィルターを用いて5つの加速度計の振動応答から固有振動数周辺の応答を取り出し、解析ソフトウェアにより波形を描画させて形状を特定した。

3-2. 実験結果

全ての加速度計において加速度応答を計測しているが、中央地点から橋梁を鉛直に加振した際に得られた加速度計3の自由減衰振動を図5(a)に例示する。図5(b)は加速度応答のフーリエスペクトルである。3.42Hzがピークになっており、これが橋梁の固有振動数であると推定される。その周辺で振動モードを描画させたところ、対称2次固有振動モードの波形が確認された。測点3、6の自由減衰波形は同位相であり、ねじれ振動は確認されなかった。

他の固有振動数および固有振動モードにおいても同様の操作を行い、鉛直逆対称1次、水平対称1次固有振動数と固有振動モードを得た。3回の実験でそれぞれ得られた固有振動数をまとめたものを表1に示す。経年により固有振動数に変化が表れていることから、建設直後と比べて接合部の状態や木材の剛性が変化している可能性がある。ここで得られた実験値は、GAによる構造同定において確定値として用いられる。

4. 解析モデルとパラメータの同定

4-1. 概要

橋梁のように、梁や柱で構成される構造物の振動解析では、平面あるいは立体の骨組構造物モデル化されることが多い。上路アーチ橋の解析に際しては、図3に示すような3次元立体骨組有限要素モデルを構築し、固有振動解析を行う。木橋には前述の通り、接合部等に取り扱いが不確実な部位が存在し、これを明らかにするため種々のパラメータを導入する。パラ

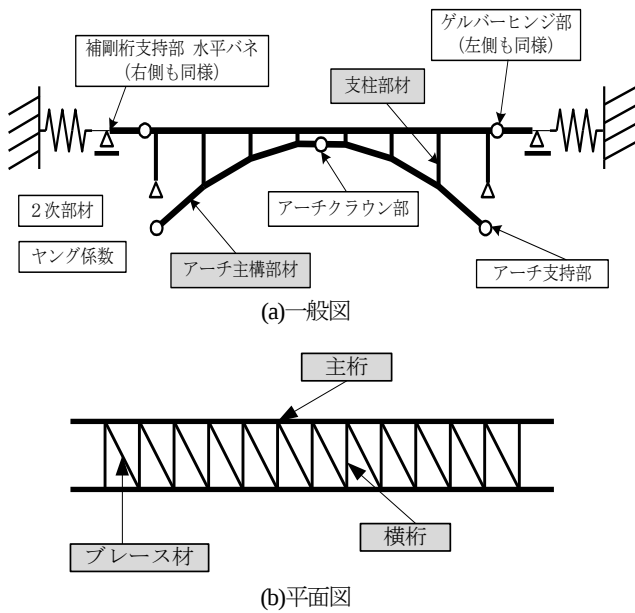


図6. 不確実部位の詳細

メータを変化させていき、解析モデルの固有振動数が実験値と一致するようなパラメータの組み合わせを模索し、木造歩道橋の構造同定とする。解の効率的な探索を実現するために、本研究ではGAを採用している。この手法は様々な工学的問題に適用可能であり、最適化の手法として有効であることが知られている。GAの適用方法について、交叉率70%、突然変異率10%、初期集団個数を20個体とした単純GAを用いる。個体の適応度を評価するための目的関数は以下のものである。

$$OBJ = \left(1 - \omega_{v1} / \omega_{v1}^*\right)^2 + \left(1 - \omega_{v2} / \omega_{v2}^*\right)^2 + \left(1 - \omega_{h1} / \omega_{h1}^*\right)^2$$

ここで、 ω はそれぞれ GA によって返されるパラメータを用いて固有振動解析をした際に得られた固有円振動数、 ω^* はそれぞれ現場振動実験で得られた固有円振動数を表している。固有振動数の解析値が実験値に一致するほど目的関数は 0 に近づき、個体はより高い適応度を持つものと評価され、次の世代に受け継がれる可能性が高くなる。

本研究では、GA による構造同定を 2 回に分けて行う。まずは接合部や支持部、ヤング係数の設計値のように、取り扱いが明らかでない部位に対して行い、それらの状態を明確にする。続いて、部材の剛性に関する解析を行う。上路アーチ橋は約 20 年供用されているため、部材の剛性低下が予想される。主要な構造部材を対象とし、剛性の変化を検討することで健全度評価とする。

4.2. パラメータ設定の詳細

研究対象の橋梁は、接合部の取り扱いが不確実な部位がある。節点は軸力のみを伝達するヒンジ結合、または軸力、せん断力、曲げモーメントを伝達する剛結合として扱われるが、木橋においては設計規準が整備されていないことから完全な剛結合もしくはヒンジ結合であるかどうかは明確ではなく、それらの中間的な結合状態となっている可能性がある。本研究では半剛結の考え方を導入し、ヒンジ結合と剛結合の中間

表2. 接合部の取り扱いに関するパラメータ表

アーチクラウン部 剛度比	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0
ゲルバーヒンジ部 剛度比	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0
アーチ支持部 剛度比	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0
2次部材 剛度比	0.0, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0
補剛桁支持部 水平ばね	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 0.99
エッキのヤング係数($\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$)	1.26, 1.64, 1.73, 1.89

表3. 木材の剛性に関するパラメータ表

主桁 剛性低減率	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
横桁 剛性低減率	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
ブレース材 剛性低減率	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
アーチ主構 剛性低減率	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
支柱 剛性低減率	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0

的な結合状態を、部材端部に作用する曲げモーメントに対応する線形な回転ばねとしてモデル化することとした。その度合を剛度比 λ で表す。 λ は 0.0 から 1.0 までの値をとり、 $\lambda=0.0$ で完全なヒンジ結合を、 $\lambda=1.0$ で完全な剛結合を示すものとする。本橋では、アーチクラウン部、ゲルバーヒンジ部、アーチ支持部、2次部材接合部に剛度比を導入した。各部の位置を図6(a)に、パラメータ表を表2に示す。

補剛桁支持部はローラー支承とヒンジ支承の中間的な状態にあり、これをモデル化するに際し、水平方向に仮想ばね要素を挿入することで再現した。仮想ばね係数を K とし、 $K=0.0$ で完全なローラー支承を、 $K=1.0$ で完全なヒンジ支承を表すものとする。しかし、 $K=1.0$ で計算を行った場合、ばねの値が無限大になるという計算上の問題が生じてしまうため、1.0の代わりに0.99を用いることとした。0.99で計算を行ったものは、ほぼ完全なヒンジ支承となることが確認されている。

本橋の主材料であるエッキ材のヤング係数は、設計規準によって様々な値が提唱されており、国内においては明確な値は取り決められていない。本研究では既存の設計規準に基づく4種類の数値^{4) 9)}を用いし、モデル化に最も適した数値について検討することとする。

部材の剛性低下を再現するため、剛性低減率 γ というパラメータを用いる。 γ は 0.0 より大きく、1.0 までの値をとるパラメータであり、部材のヤング係数 E に掛けることで剛性の低下を表す。例えば、 $\gamma=0.7$ の場合、木材の剛性が健全時の 0.7 倍となっていることを示す。今回は上路アーチ橋の主桁、横桁、ブレース材、アーチ主構部、支柱部に関して剛性低減率を適応する。適応箇所の詳細を図6(a)および図6(b)に、パラメータを表3に示す。

4.3. 解析結果

解析で得られたパラメータの組み合わせと、過去の研究で得られたパラメータの組み合わせを表4および表5に示す。

1回目の解析において、アーチクラウン部とゲルバーヒンジ部の剛度比はいずれの解析においても変化しておらず、わずかに回転を拘束するヒンジ結合に近い半剛結状態、および完全なヒンジ結合としてみなされた。アーチ支持部、2次部材結

表 4. 剛度比のパラメータ同定結果

	平成 10 年 解析結果	平成 24 年 解析結果	平成 26 年 解析結果
アーチクラウン部 剛度比	0.1	0.1	0.1
ゲルバーヒンジ部 剛度比	0.0	0.0	0.0
アーチ支持部 剛度比	0.0	0.0	0.1
2次部材 剛度比	0.05	0.05	0.1
補剛桁支持部 水平ばね	0.7	0.5	0.7
エッキ材のヤング係数	1.26	1.26	1.26

表 5. 剛性低減率のパラメータ同定結果

	平成 10 年 解析結果	平成 24 年 解析結果	平成 26 年 解析結果
主桁 剛性低減率	0.9	0.9	0.9
横桁 剛性低減率	0.3	0.5	0.7
ブレース材 剛性低減率	1.0	0.9	0.7
アーチ主構 剛性低減率	0.9	0.9	0.9
支柱 剛性低減率	1.0	0.9	0.9

合部は、ほぼヒンジ結合とされているが、経年によって少しだけ剛結合に近づいていることが分かる。補剛桁支持部は0.5から0.7の値をとり、ローラー支承とヒンジ支承の中間状態となった。エッキ材のヤング係数は、いずれの解析においても用意した4種類の数値の中から最も小さい値をとった。

2回目の解析において、主桁、アーチ主構部が $\gamma=0.9$ の値となっており、経年によって変化していないことから健全であると考えられる。ブレース材、支柱の剛性低減率は、平成10年における解析では大きな値をとっていたが、平成24年、平成26年解析を経て徐々に減少していることが分かる。しかし、長期間供用された木橋としては十分大きな値をとっており、未だに健全であると思われる。横桁の剛性低減率は、0.3から0.7へと変化した。

本解析手法の精度について検討する。2回目の解析にて得られた固有振動数の解析値と実験値を比較したものを表6に示す。いずれの解析における固有振動数を見ても、実験値と解析値はほぼ一致しており、手法の精度を示している。

5. 結論

現場振動実験では、鉛直逆対称1次モード、鉛直対称2次モード、水平対称1次モードが確認された。上路アーチ形式を有する本橋では、鉛直対称1次モードが存在しないことも確かめられた。いずれの振動モードにおいても、ある程度の変化が見られたものの、撤去や崩落が危惧されるほど剛性に大幅な減少は見られなかった。

立体骨組モデルとGAを用いた解析では、剛度比と剛性低減

表 6. 固有振動数の実験値と解析値

固有振動モード	平成10年		平成24年		平成26年	
	実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値
鉛直逆対称1次	2.73	2.72	2.67	2.68	2.81	2.83
鉛直対称2次	3.22	3.25	3.17	3.20	3.42	3.37
水平対称1次	1.47	1.47	1.46	1.47	1.59	1.54

率の考え方を導入した上で、2回に分けて解析を行った。1回目の解析では、取り扱いが不確実な接合部やヤング係数を対象としたが、経年による大きな変化は見られなかった。一部の接合部に関して、剛度比が以前より大きな値をとり、わずかながら曲げモーメントを伝達するヒンジ結合として振る舞うことが分かった。2回目の解析では主要な構造部材に対して剛性低減率の考え方を適応し、長期間経過した場合の剛性の変化を明らかにした。剛性低減率が減少した部材もあるが、多くの部材において、高い値を維持しており、上路アーチ橋は依然として健全な状態を保っていると思われる。

固有振動数の実験値と解析値がほぼ一致し、現場振動実験に基づく構造同定は高い精度を示し、有効であると考えられる。

この解析手法は木造歩道橋だけでなく、鋼橋やコンクリート橋に対しても応用可能である。また、より高次の固有振動モード、たわみや影響線を確定値として用いることで精度がさらに高まると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説、技報堂、1996
- 2) 林川俊郎・須志田健・小幡卓司・佐藤浩一：GAを用いた木造アーチ形式歩道橋の構造同定に関する研究、構造工学論文集 Vol.44A、pp1211-1218、1998.3
- 3) 須志田健：GAを用いた木構造遊歩道橋の構造同定に関する研究、北海道大学大学院工学研究科土木工学専攻修士論文、1997
- 4) 壽崎貴彦：GAを用いた木造歩道橋の構造同定に関する研究、北海道大学大学院工学院北方圏環境政策工学専攻修士論文、2011
- 5) 日本住宅・木材技術センター：木橋構造施工の手引き・木橋づくり新時代、ぎょうせい、1995
- 6) DIN 1052 Part 1 : Structural Use of Timber-Design and Construction, 1988
- 7) BS 5268:Part 2 : Structural Use of Timber-Code of Permissible Stress Design, Materials and Workmanship, 1991