

静的および動的載荷試験に基づく木歩道橋の劣化診断

The deterioration diagnosis of wood pedestrian bridge based on static and dynamic loading test

○出戸秀明*, 岩崎正二**, 五郎丸英博***, 山村浩一****

Hideaki Deto, Shoji Iwasaki, Hidehiro Goroumaru and Kouichi Yamamura

* 博士(工学) 岩手大学准教授 工学部社会環境工学科(〒020-8551 盛岡市上田4-3-5)

** 博士(工学) 岩手大学教授 工学部社会環境工学科(〒020-8551 盛岡市上田4-3-5)

*** 工博 日本大学教授 工学部土木工学科(〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原1)

**** 東邦技術株式会社(〒014-0041 大仙市大曲丸子町2-13)

A lot of wooden bridges naturally match, and are used from excellent on the spectacle for the pedestrian bridge in the park. However, longevity of life in the wooden bridge is shorter than the steel bridge, the RC bridge, and the PC bridge, etc. It is necessary to establish the deterioration diagnosis technique to manage the wooden bridge maintaining. The object bridges in the present study are wooden pedestrian bridge of two different arch types. Because both bridges pass 15 years that are the management periods in the wooden bridge, deterioration is remarkable. In the present study, static and dynamic loading tests are examined using the human power load. The deterioration diagnosis of the object bridge is tried by comparing it with the test results when those test results are constructed.

Key Words : Existing bridge loading test, Wood pedestrian bridge, Deterioration diagnosis

キーワード: 実橋載荷試験, 木歩道橋, 劣化診断

1. まえがき

再生可能な資源である木材及びそれを加工した集成材を主材料とした木橋は、自然にマッチし景観上も優れていることから公園の歩道橋などに多く用いられている。また、最近では25トン対応の車道橋にその応用範囲を広げている。しかし、木橋の寿命は鋼橋、RC橋、PC橋などの一般橋に比べて短く、長寿命化を目指した維持管理を行うための劣化診断手法の確立は、今後の重要な研究課題といえる。また、木橋の健全度評価や劣化診断に関する研究報告^{1)~4)}が最近増える傾向にあるが、まだまだ十分とはいえない状況にある。

本研究の対象橋梁である岩手県下閉伊郡田野畑村の思惟大橋コミュニティ公園内に架設された唐松集成材(ニッテツウッド)を主材料とするアーチ式木歩道橋2橋は、木橋の管理年限である15年を経過し損傷が著しいために、2006年の段階では通行禁止となっていたが、2007年、2008年に2橋とも撤去された。図-1に示す思惟公園1号橋は1991年に架設され、橋長16.5m、有効幅員2.0m、高さ4.48mの木製ランガー橋である。図-2に示す思惟公園2号橋は、同じく1991年に架設され橋長21.0m、有効幅員2.0m、高さ4.75mの木製逆ランガー



図-1 思惟公園1号橋



図-2 思惟公園2号橋

橋である。

この地域は三陸海岸沿いに位置しており、春から秋にかけてやませ（山背）による濃霧の発生、冬期は積雪による長期間の湿潤状態の中にあり、年間を通じて多湿であることから、日の当たらない桁内側や床板裏側などに菌類が繁殖しやすい状況にある。また、浜風による部材表面の損傷などの影響も考えられる。そのため、非破壊検査の中で多く用いられる目視点検、打音調査と人力荷重による静的および動的載荷試験を行い、それらの調査・試験結果から対象橋梁の劣化診断を試みた。また、載荷試験にFEM解析を併用すると、より正確な劣化診断が可能になることを示す。

著者らは、本橋架設時にも静的および動的載荷試験を実施しているため、今回の試験結果と架設時の試験結果を比較することにより、現状の劣化状態を明らかにしたい。

2. 目視点検・打音調査

2. 1 調査方法

2006年、2007年に実施した目視点検・打音調査においては、劣化・損傷・腐朽が少しでも有ると思われる観測点を写真撮影し、2003年時の調査で撮影した写真と比較した。

2. 2 調査結果と考察

1号橋を例に劣化・損傷状況を説明する。図-3に示すように、アーチ連結部は2003年時に撮影された図-4よりも一部脱落が顕著に見られ、ボルト部近傍の損傷が特に著しくなっているのが確認できる。以下はいずれも2006年調査時点の図である。図-5に示すように主桁外側では細かい亀裂が多数確認できた。図-6に示すように床板裏側や桁内側には白色、緑色の付着物が見られ、カビなどの菌類の繁殖と思われる。特に後述する変位計5を設置した付近の主桁には亀裂や内側に菌類の繁殖が著しく見られた。また、集成材から成る桁材やアーチ部材よりも、図-7、8に示すむくの木材を使用し



図-3 アーチ部材劣化状況（2006年）



図-4 アーチ部材劣化状況（2003年）



図-5 主桁外側の劣化状況（2006年）



図-6 主桁内側カビなどの菌類繁殖（2006年）



図-7 手すり部の部材欠損（2006年）

ている部位、すなわち手すり、床板や階段、踊り場などで損傷・劣化が進んでいた。このむくの木材は



図-8 床版の劣化状況(2006年)

ニッテツウッドではなく、防腐剤(床版ではさらにその上に塗膜)を添付しただけのものと思える。

3. 静的載荷試験

3.1 試験方法

本試験では、人力荷重(総計14名、総重量885.2kgf)を所定の位置に載荷させ、着目する各部の静的変位量を計測した。14名の配置は、幅員方向7名、橋軸方向2名とし、荷重ケース①から⑦の

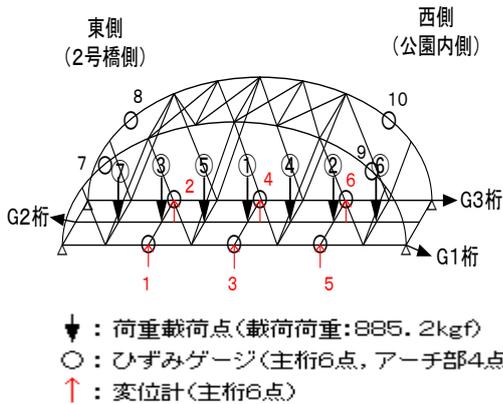


図-9 1号橋載荷位置および測点位置

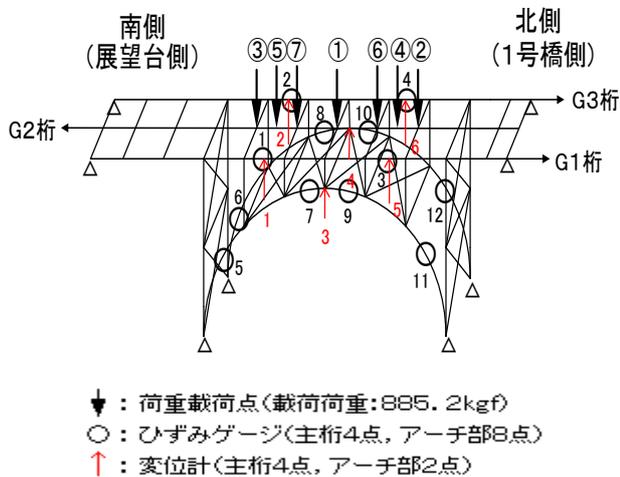


図-10 2号橋載荷位置および測点位置

順に載荷した。図-9, 10に、それぞれ1号橋, 2号橋の電気抵抗線ひずみゲージと変位計の測点位置と測定番号及び荷重の載荷位置と載荷番号を示す。測定は各載荷点につき3回行い、測定を行う前に初期ひずみおよび残留ひずみを測定した。ひずみゲージは(株)共和電業 KFG-5-120-C1-5, 変位計は(株)東京測器研究所 CDP-50 を使用した。なお、本論文においては紙面の都合により変位についての結果と考察のみを行っている。

3.2 静的変位に基づく健全度評価

本橋の健全度を評価するにあたり劣化の度合い(静的な剛性低下率)を判定するための指標として、式(1)のような静的剛性低下率 β を定めた。

$$\beta = \left(1 - \frac{\delta_1}{\delta_2}\right) \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

ここで、 β : 静的剛性低下率

δ_1 : 架設時の実測変位

δ_2 : 現在の実測変位

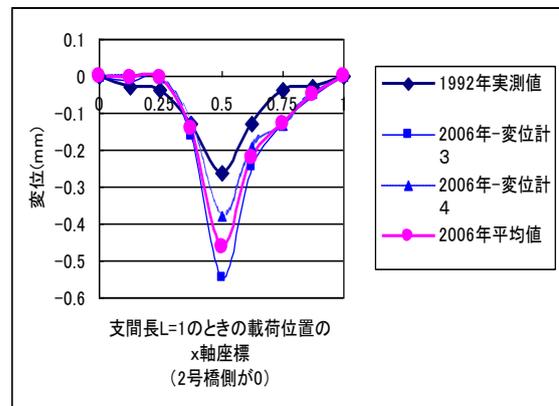


図-11 1号橋の1992年と2006年の変位分布比較

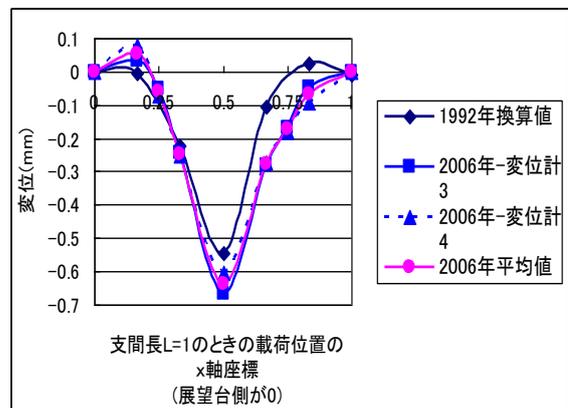


図-12 2号橋の1992年と2006年の変位分布比較

表-1 1号橋の1992年(架設時)の静的変位の測定結果 (L:支間長, 2号橋側が0)

載荷位置	L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
実測変位(mm)	-0.030	-0.038	-0.128	-0.261	-0.128	-0.038	-0.030

表-2 2号橋の1992年(架設時)の静的変位の測定結果 (L:支間長, 展望台側が0)

載荷位置	0	2L/12	3L/12	4L/12	6L/12	8L/12	9L/12	10L/12	L
実測変位(mm)	0.000	-0.036	—	-0.224	-0.545	-0.105	—	0.024	-0.007

表-3 1号橋の2006年の変位の測定結果と静的剛性低下率 β (L:支間長, 2号橋側が0)

載荷位置	L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
変位計3(mm)	-0.013	-0.003	-0.161	-0.544	-0.247	-0.130	-0.055
変位計4(mm)	0.006	-0.004	-0.122	-0.378	-0.191	-0.132	-0.045
平均値(mm)	-0.003	-0.003	-0.142	-0.461	-0.219	-0.131	-0.050
β (%)	—	—	9.86	43.4	41.2	71.0	40.0

表-4 2号橋の2006年の変位の測定結果と静的剛性低下率 β (L:支間長, 展望台側が0)

載荷位置	0	2L/12	3L/12	4L/12	6L/12	8L/12	9L/12	10L/12	L
変位計3(mm)	0.000	0.033	-0.049	-0.245	-0.668	-0.280	-0.167	-0.046	0.000
変位計4(mm)	0.000	0.077	-0.073	-0.251	-0.603	-0.273	-0.181	-0.091	0.000
平均値(mm)	0.000	0.055	-0.061	-0.248	-0.635	-0.276	-0.174	-0.068	0.000
β (%)	—	—	—	9.68	14.2	62.0	—	—	—

図-11, 12は, 2006年に実施した荷重ケース①の静的変位の測定結果と1992年時の測定結果⁵⁾を比較したグラフである。表-1, 2は1992年の架設時の支間長の間接点に設置した変位計の実測変位を示している。表-3, 4では2006年の実測変位と式(1)を用いて表した静的剛性低下率を示している。表-3, 4より中央点において, それぞれの変位が43%および14%と低下していることが分かった。さらに, 1号橋の6L/8点に載荷した場合では71%と最大の剛性低下が見られた。

3.3 静的変位分布による劣化診断⁶⁾

(1) 1号橋の場合

図-13は, 荷重ケース①(支間中央点に荷重を載荷した時)の場合のG1桁(1, 3, 5点)とG3桁(2, 4, 6点)の変位分布を同時に示したものである。G1桁の変位を実線で, G3桁を点線で示したグラフである。G1桁の変位が, G3桁の変位より大きく出ていることが分かる。この理由としては, 目視点検においてG1桁の変位計5を設置した近傍(支点近傍)の主桁部の損傷(千枚通しが深く刺さる腐食状態)が影響を与えたためと考えられる。この傾向は, 図-14に示す荷重ケース②の場合でも顕著に現われている。さらに, 変位計5, 6側に荷重を載荷する荷重ケース②(最大変位0.9mm)と, 図-15に示す反対側の変位計1, 2側に載荷する荷重ケース③(最大変位0.6mm)の変位分布を見比べてみると荷重ケース②の方が大きいたわんでいる。本

橋が健全ならば, 荷重ケース②と③の変位分布は支間中央点を挟んで対称な分布を示すはずである。図-16から図-19のように荷重ケース④から⑦の場合も計測を行ったが, 載荷点がトラス部材や横桁が交わる交点になっているため, これらの部材により荷重分配がなされ変位が小さめに出ている。これらの場合においても, やはり変位計5付近に荷重を載荷した荷重ケース④, ⑥の変位が荷重ケース⑤, ⑦に比べて大きめに出ていることが分かる。G1桁の変位がG3桁より大きく, 荷重ケース②, ④, ⑥で公園側の方が変位が大きいことから, 変位計5を設置した近傍で部材剛性が局所的に下がっていることが推察された。

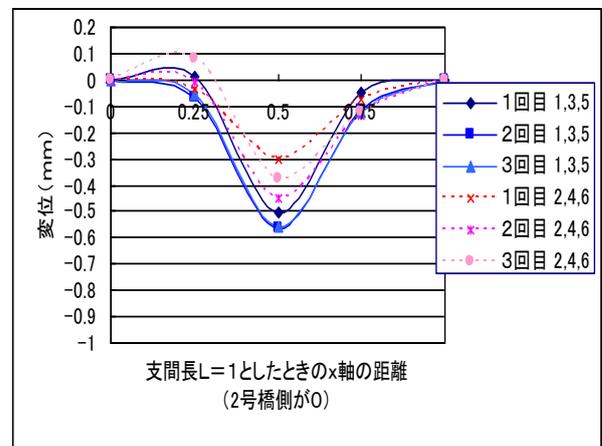


図-13 1号橋の荷重ケース①の変位分布

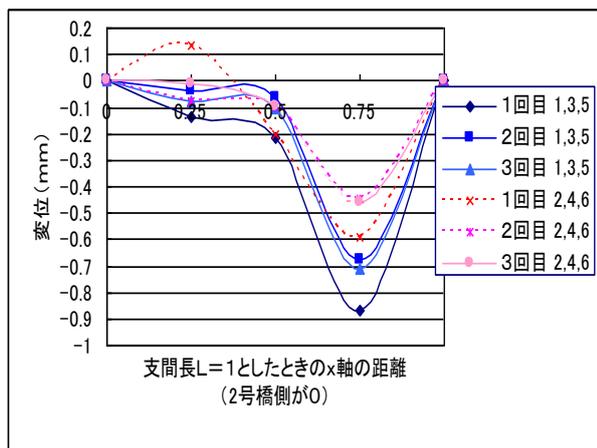


図-14 1号橋の荷重ケース②の変位分布

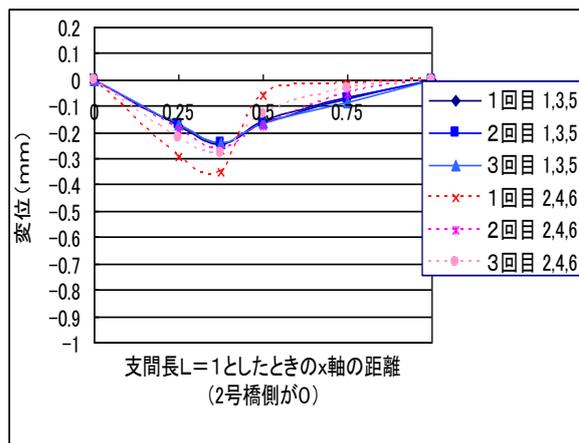


図-17 1号橋の荷重ケース⑤の変位分布

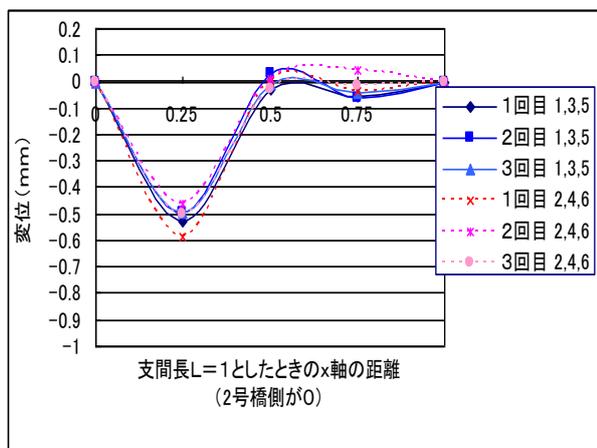


図-15 1号橋の荷重ケース③の変位分布

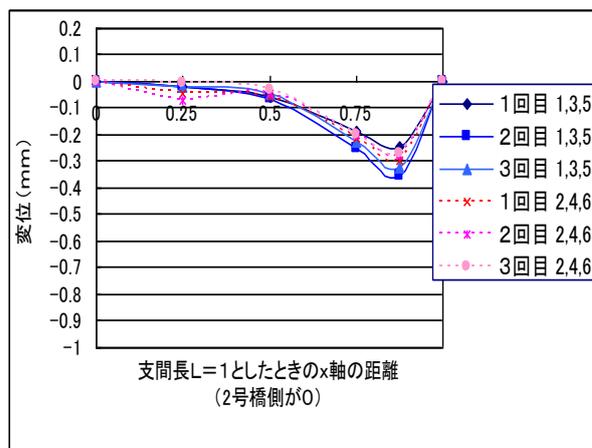


図-18 1号橋の荷重ケース⑥の変位分布

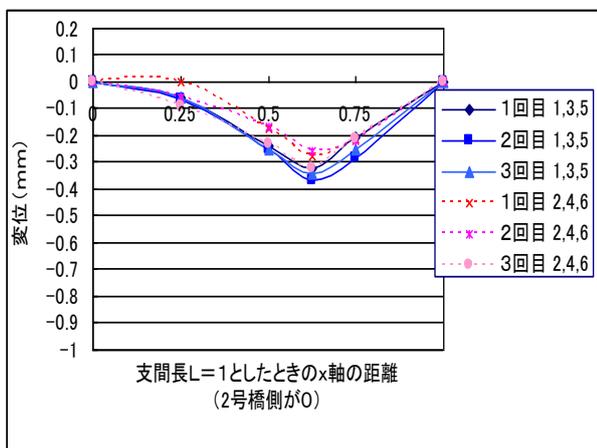


図-16 1号橋の荷重ケース④の変位分布

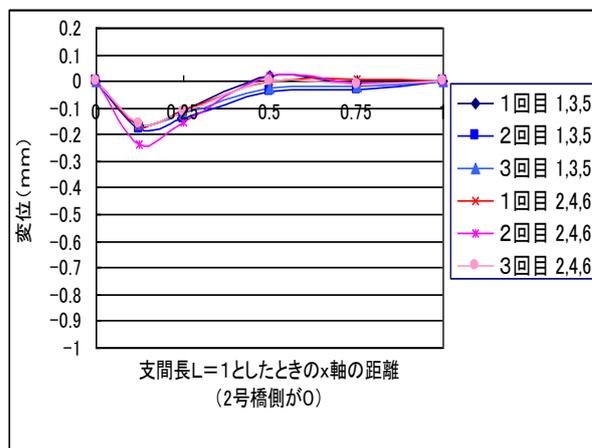


図-19 1号橋の荷重ケース⑦の変位分布

(2) 2号橋の場合

図-20 は、荷重ケース①(支間中央載荷)の場合のG1桁(1, 3, 5点)とG3桁(2, 4, 6点)の変位分布を同時に示したものでG1桁の変位を実線で、G3桁の変位を点線で示したグラフである。荷重ケース①の場合、支間中央の変位計3, 4の変位を比較すると、変位計3の変位のばらつきが大きい、変位計4の変位がそのばらつきの範囲にあり、劣化

の著しい橋梁ほど変位の値がばらつく傾向にあることを考えると、G1桁とG3桁の中央部の剛性はほぼ同等と考えられる。図-21の荷重ケース②の場合、荷重載荷点②の近傍において、G3桁の変位がG1桁の変位より大きく出ているので、その近傍でG1桁よりG3桁の剛性が低いことが分かった。荷重ケース②と③は、荷重載荷点が支間中央を挟んで対称点に存在する。図-22に示すように荷重載

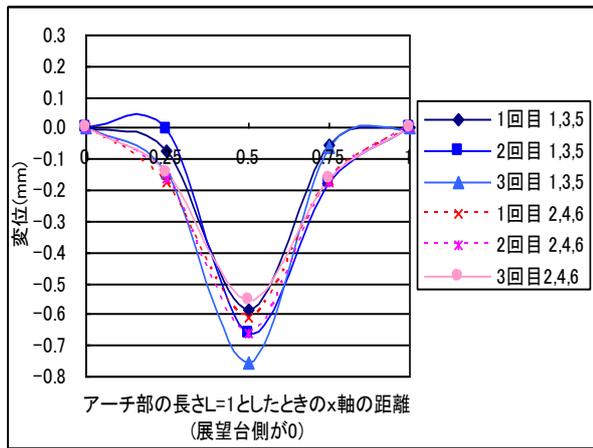


図-20 2号橋の荷重ケース①の変位分布

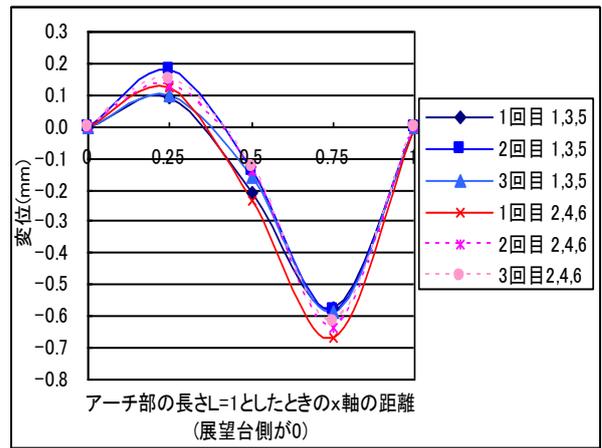


図-23 2号橋の荷重ケース④の変位分布

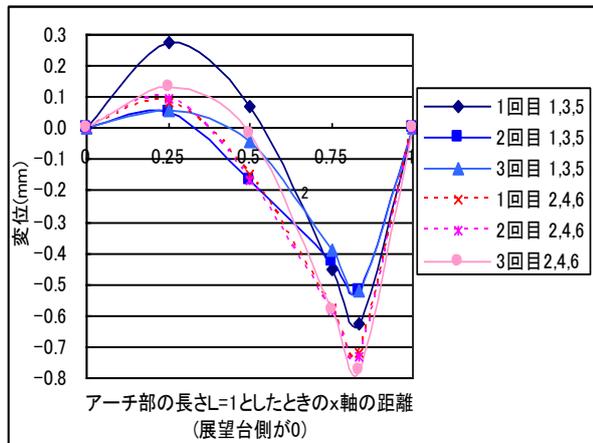


図-21 2号橋の荷重ケース②の変位分布

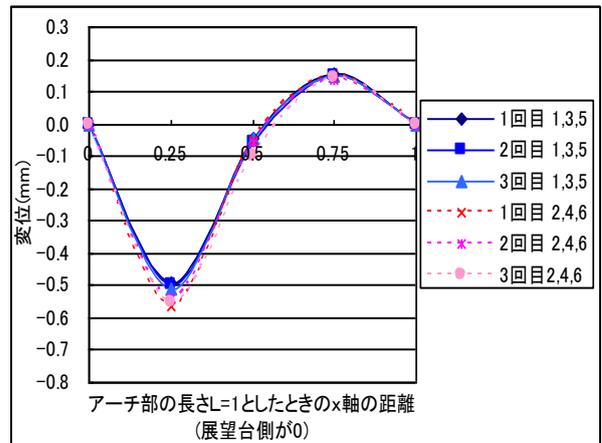


図-24 2号橋の荷重ケース⑤の変位分布

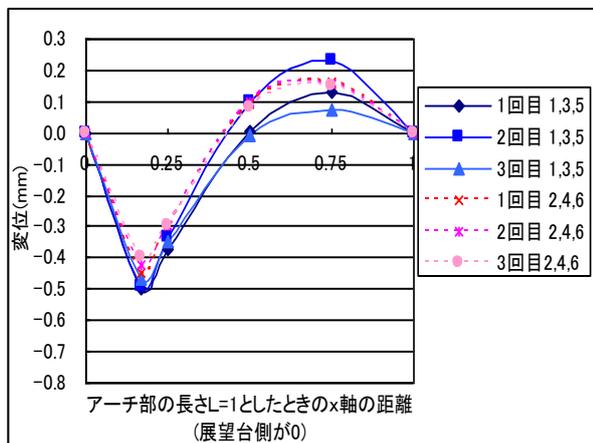


図-22 2号橋の荷重ケース③の変位分布

荷点③では、G1桁とG3桁の変位に大きな差が見られない。しかし、荷重ケース②におけるG3桁の最大変位に対して荷重ケース③の最大変位が小さく出ていることから、G3桁の剛性低下が橋軸方向で一様でないことが分かった。

図-23, 24 は、それぞれ荷重ケース④と⑤の場合の変位分布を示す。これらの荷重ケースは変位計の直上に荷重を載荷する場合であり、G1桁の変位

とG3桁の変位は、ほぼ一致する結果になった。

4. 動的載荷試験

4.1 試験方法

2007年に実施した動的載荷試験では、橋梁上を人間が走行して加振する人力加振法を採用した。固有振動数は、走行時の応答加速度からFFT解析によ

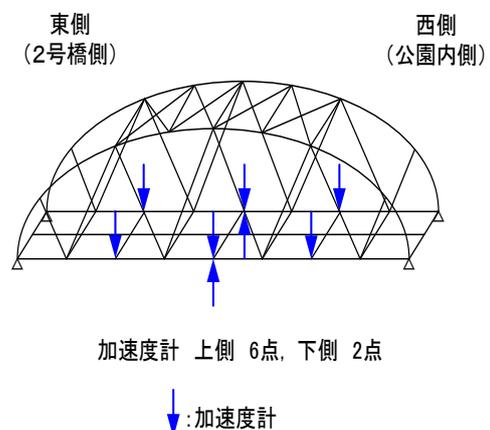


図-25 1号橋の加速度計の設置位置

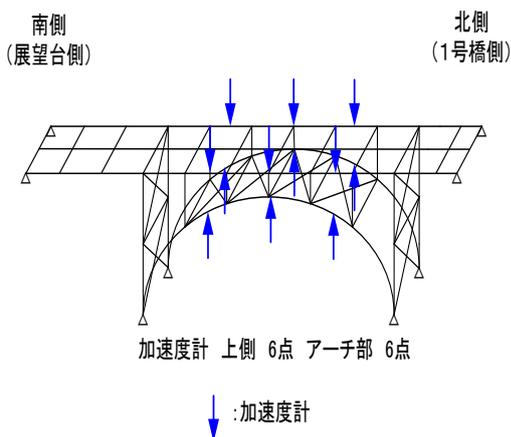


図-26 2号橋の加速度計設置位置

りパワースペクトルを求め、そのパワースペクトルの卓越振動数から推定した。1号橋および2号橋の加速度計は、図-25、26に示すように、1号橋では床版上と主桁下面に、2号橋では床版上とアーチリブ下面に設置し、用いたのは3軸加速度計 Accelerometer Type4509(Bruel & Kjar)である。

4.2 動的載荷試験に基づく健全度評価⁷⁾

両橋の健全度を評価するにあたり劣化の度合いを判定するための指標として、式(2)のような動的健全度指標 γ を定めた。

$$\gamma = \frac{f_2}{f_1} \times 100 \quad (\%) \quad (2)$$

ここで、 γ ：動的健全度指標

f_1 ：架設時の実測固有振動数

f_2 ：現在の実測固有振動数

表-5、6に、それぞれ1号橋、2号橋の架設時(1992年)、2006年、2007年の実測固有振動数と動的健全度指標を示す。表-5に示す1号橋の振動モードは、低次から水平振動モードが連続して発生し、次に曲げモードに移行し、最後にねじりモードが現れて水平方向の剛性が弱いことが明らかになった。表-6に示す2号橋の振動モードにおいても、1号橋と同様に低次から水平振動モードが連続して発生し、次に主径間(端支柱と端支柱の間)の曲げ振動モードに移行し、最後に側径間の曲げ振動モードとねじり振動モードに移行するようである。なお、表中のこれらのモード形状の名称は、2006年に実施した実稼働試験結果⁸⁾から得られたものである。2007年度の現在の動的健全度指標は、1号橋については曲げ1次振動数で83%、曲げ2次振動数で89%、曲

げ3次振動数で89%になっている。曲げ1次の動的健全度指標が特に低いことが分かる。2号橋については、曲げ1次振動数で86%、曲げ2次振動数で75%、端部曲げ1次振動数で73%になっている。3つのモードの中では端部曲げ1次振動数の動的健全度指標が低いようである。

土木学会発行の「橋梁振動モニタリングのガイドライン」⁹⁾では、長大吊橋に対して、計算値と実測値を比較して「実測値の固有振動数が5%から10%程度以上小さくなったような場合にはその原因を追究し、橋梁本体に重大な欠陥が生じていないかどうか確認することが重要であると考えられる。」と記述されている。小スパンの木製アーチ橋に対しても同様に適用できるかどうかは今後の検討課題としても、架設時に比べて動的健全度指標が20~30%低下していることを考えると、木橋においても同様の調査の必要性を指摘したい。

表-5 1号橋の実測結果(単位:Hz)

振動モード	1992年	2006年	2007年	動的健全度指標(%)	
	f_1	f_2'	f_2	$f_2'/f_1 \times 100$	$f_2/f_1 \times 100$
水平1次	-	-	-		
水平2次	-	4.0	-		
水平3次	-	7.9	-		
水平4次	-	9.6	-		
曲げ1次	17.1	11.1	14.1	65.2	82.5
曲げ1次+公園側 アーチ端面外振	-	14.9	-		
曲げ2次	20.2	19.2	18.0	95.3	89.2
曲げ3次	24.6	22.8	21.9	92.5	88.8
ねじり2次	-	24.9	-		
ねじり3次	-	30.1	-		

表-6 2号橋の実測結果(単位:Hz)

振動モード	1992年	2006年	2007年	動的健全度指標(%)	
	f_1	f_2'	f_2	$f_2'/f_1 \times 100$	$f_2/f_1 \times 100$
水平1次	-	3.8	-		
ねじり1次	-	8.0	-		
水平2次	-	10.7	-		
水平3次	-	12.1	-		
曲げ1次	16.0	14.1	13.8	88.2	86.4
曲げ2次	19.5	15.2	14.7	78.1	75.5
端部曲げ1次	23.5	18.1	17.1	76.9	72.6
端部ねじり1次	-	21.9	-		

5. FEM固有振動解析に基づく健全度評価

5.1 架設時のFEM解析モデル

本研究では、評価例として2号橋を取り上げ、FEMモデルとして図-27に示すような3次元骨組モデルを用いた。節点数523、部材数799とした。実測橋梁の部材連結部・支承部は木材に鋼部材を挿入しボルト締めにて接合している。そこで適切なモデルを検討するため、図-28に示すように連結部・支

承部の境界条件(拘束条件)を変えた4つのモデルで検討を行った。また、高欄の弾性係数を 5.10×10^9 (N/m²) とし、部材の弾性係数を架設時の実測固有振動数に近づくように最適化した。その結果部材の弾性係数が設計値の弾性係数 (10.79×10^9 (N/m²)) に近いモデル4(部材の弾性係数 8.04×10^9 (N/m²)) を架設時の FEM モデルとして採用した。

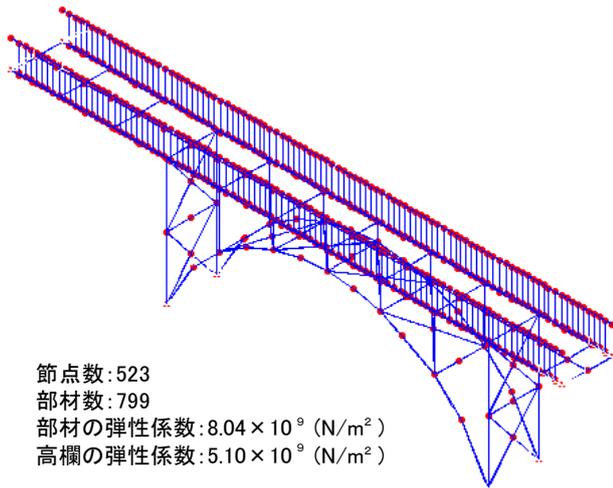


図-27 架設時の2号橋 FEM モデル図

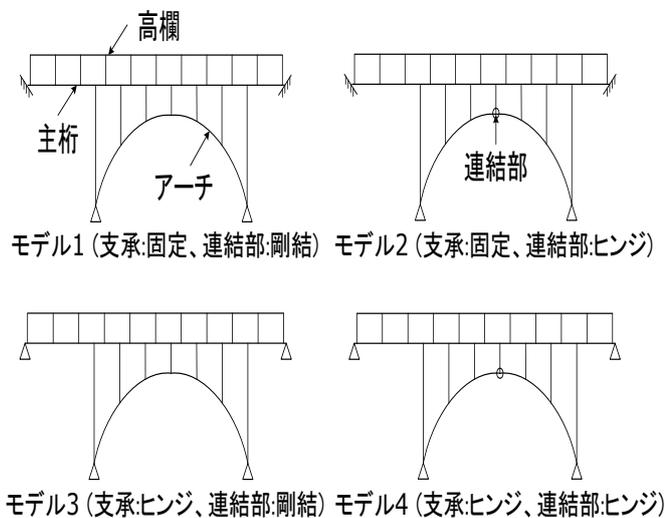


図-28 2号橋の FEM 解析モデル図

5.2 FEM 解析モデルによる劣化診断

劣化診断を行う場合、本論文のように架設時の実測固有振動数が得られている事例はほとんどないものと思われる。その場合、固有振動数として設計モデルを用いた FEM 解析結果を用いることになる。ここでは、その妥当性について検討した。

架設時と 2007 年の固有振動数の実測結果と FEM モデルの計算固有振動数の比較を表-7 に示す。また、2号橋の劣化モデルの振動モード図を図-29

に示す。本研究では、架設時の FEM モデルの部材・高欄高欄の弾性係数を一律に減少させることにより現在の2号橋のモデル化を行った。その結果、部材・高欄ともに架設時の FEM モデルの弾性係数より 43% 低下させた時に 2007 年時の実測固有振動数と近い値が得られた。本研究では、モデル全体の弾性係数を一定に減少させることで劣化した橋梁のモデル化を行ったため、FEM 固有振動解析による動的健全度指標もほぼ一定の値となったが、実際の橋梁は劣化の度合いが部材によってさまざまであるため、実測値の動的健全度指標はモードごとにばらつきのある値となっている。モデル全体を一律に剛性低下させたことや部材重量の経年変化などを考慮しない今回のモデル化は、今後さらに改善が必要と思われる。

6. まとめ

思椎公園 1 号橋、2 号橋の目視点検、静的載荷試験、動的載荷試験の結果以下のような知見が得られた。

①目視点検による外観調査の結果、日光や雨露が直接当たる外側主桁、アーチ部材や支柱材などに亀裂や割れが多数見られた。日光の当たらない湿度の高い床板の裏側、主桁の内側などに、緑色や白色のカビ・菌類(子実体)が多く見られた。木橋を維持管理していくには頻りに目視点検調査を行い劣化・損傷の進行具合を注意深く観察していく必要がある。

②架設時の実測変位と現在の実測変位から式(1)を用いて、1号橋と2号橋の静的剛性低下率を計算し、それらの値から健全度評価を行った。1号橋と2号橋の静的剛性低下率は、支間中央の最大実測変位を用いると、それぞれ 43% と 14% となる。

③静的載荷試験では、荷重載荷位置と変位計測点を組み合わせることで木歩道橋の劣化・損傷部位を推定できることを示した。幅員左右の主桁に変位計を設置し、主桁支間中央に対して左右対称点に、人力荷重を交互に載荷させ、得られる2つの変位分布を比較検討することにより、主桁の劣化・損傷の場所や程度を大まかに推定できることが分かった。

④動的載荷試験より得られる架設時の実測固有振動数と現在の実測固有振動数を用いて劣化の度合いを判定する式(2)のような動的健全度指標を定義した。動的健全度指標は、モード形状により異なる値を取り曲げ1次振動数については1号橋で 83%、2号橋で 86% となり両橋とも健全度はかなり低いことが明らかとなり、静的載荷試験結果を裏付け

表-7 2号橋における固有振動数

モード	実験値			FEM解析結果		
	架設時(Hz)	2007年時(Hz)	健全度指標(%)	架設時(Hz)	2007年時(Hz)	健全度指標(%)
曲げ1次	16.00	13.82	86.38	18.57	14.08	75.82
曲げ2次	19.50	14.72	75.49	19.50	14.77	75.74
端部曲げ1次	23.50	17.06	72.55	21.92	16.62	75.82

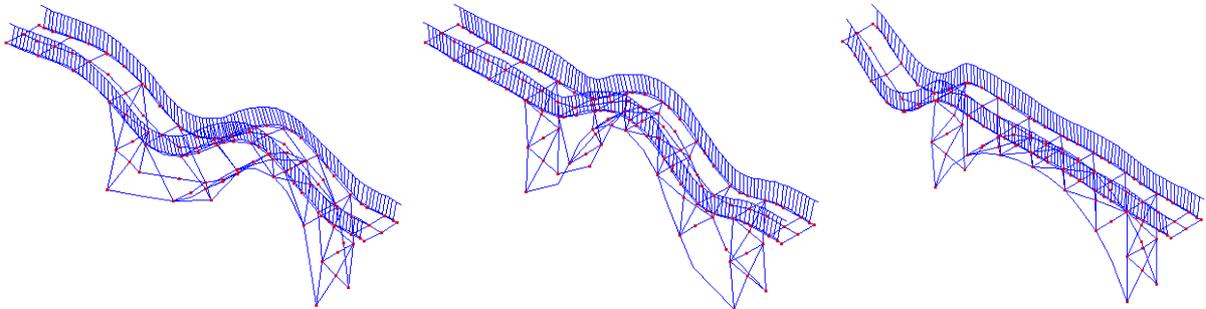


図-29 2号橋の振動モード図 (左：曲げ1次，中央：曲げ2次，右：端部曲げ1次)

る結果となった。

⑤架設時の実測固有振動数に合うような3次元FEM解析モデルを作成し、そのモデルの剛性などを低下させ現状の実測固有振動数に一致するような劣化モデルを求めた。その2つのFEMモデルを比較することでより正確な劣化診断が可能になる。

本研究では、目視・打音調査、静的载荷試験、動的载荷試験を用いて木歩道橋の劣化診断を行った。単独の試験によっても劣化診断は可能であるが、これらの方法を組み合わせることで診断の精度が上がるものと考えられる。また、FEM解析を併用することでさらに詳しい劣化診断が可能になると思われる。これらについては、今後の課題としたい。

木橋を維持管理していく上で目視点検は容易に行うことができるが、静的载荷試験、動的载荷試験は変位計や加速度計の設置など準備が大変であり、時間もコストもかかる欠点がある。

木橋は劣化が始まると短期間で急激な剛性低下が生じる可能性があり、安全性を保持していくために維持管理の必要性は高くなる。現在、木橋の断面減少を調査するピン打ち込み試験や木部材内の腐食や欠陥を探る超音波試験など比較的容易に実施できる試験もある。それぞれの試験のメリット、デメリットを踏まえ対象橋梁の特長に適した調査を選択することで、コスト面や安全性を考慮した木歩道橋の維持管理を行うことが重要である。

謝辞

本試験を実施するにあたり、岩手県下閉伊郡田野畑村役場には大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 植野芳彦, 渡辺浩, 原田浩司: 常盤橋の診断・補修と維持管理技術, 第6回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.93-98, 2007.8
- 2) 佐々木貴信, 黄元重, 平沢秀之, 渡辺浩, 佐藤一人: 青森ヒバ材を用いた木橋「鶴の舞橋」の健全度調査, 第7回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.95-100, 2008.8
- 3) 黄元重, 金高悟, 佐々木貴信: RESISTOGRAPHを用いた木橋部材の劣化診断, 第7回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.101-104, 2008.8
- 4) 藤田和彦, 野沢浩二, 木村誠二, 渡辺浩: 架設後14年経過した用倉大橋の維持管理, 第7回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.105-110, 2008.8
- 5) 出戸秀明, 五郎丸英博, 岩崎正二, 宮本裕, 土田貴之: 集成材を用いたアーチ形式歩道橋の振動実測と解析, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1321-1330, 1994.3
- 6) 宮本裕, 出戸秀明, 岩崎正二, 高館智紀: 木歩道橋の载荷試験に基づく劣化診断手法の検討, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-30, 2007.3
- 7) 佐々木鮎美, 出戸秀明, 岩崎正二, 宮本裕, 向駒木拓哉: 動的载荷試験とFEM解析による木歩道橋の健全度評価, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-33, 2008.3
- 8) 大黒孝之, 五郎丸英博, 岩崎正二, 出戸秀明: 下路式アーチ橋の実稼働モード解析, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-41, 2007.3
- 9) 土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリング研究小委員会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, pp.148, 2000.10

(2009年9月24日受付)