

流れ橋の改修に伴う重ね梁の性能に関する 実験的および数値的検討

渡辺 浩¹・佐々木 貴信²・森 拓郎³

¹正会員 福岡大学教授 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡市城南区七隈 8-19-1)

E-mail:mag@fukuoka-u.ac.jp

²正会員 秋田県立大学教授 木材高度加工研究所 (〒016-0876 能代市海詠坂 11-1)

E-mail:hanako@jsce.co.jp

³広島大学大学院准教授 工学研究科建築学専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1)

E-mail: moritaku@hiroshima-u.ac.jp

研究対象橋は、74 径間橋長 356.5m という破格の規模を持つ流れ橋である。昭和 28 年の架設以来これまでに 21 回流出したが、その度に部材を回収し復旧させてきた。しかしながら、夏期の大雨により 4 年連続で流出したこと、その復旧費用も小さくないことから抜本的な改修が行われ、平成 28 年に竣工した。ここでは従来のイメージを残しつつも橋脚を半減させること等の改良が加えられている。これにより支間は従来の倍の約 9m となるが、入手性を勘案して主桁材には末口径 0.3m のスギ材を使用し中央部下面に既存の桁材を接着し補強している。本研究では、この補強桁の性能を検討すると共に、たわみ試験等によりその検証を行っている。

Key Words: log beam bridge, outflowable system, built-up beam, Japanese Cedar

1. はじめに

上津屋橋は、京都府八幡市と久御山町間の木津川に架かる歩道用木橋である。従来の不便な舟運に代わって、最小限のコストで往来を容易にすることを目的として**写真-1**のような橋が昭和 28 年 3 月に架設された。本橋の特徴は河川内の高水敷間を結ぶ、いわゆる流れ橋であることである。洪水時に桁部分まで水位が上昇すれば、流れを阻害しないようまた自らの破壊を防ぐために路面が流出する仕組みであるが¹⁾²⁾、その規模は 74 径間で橋長は 356.5m と、流れ橋としては破格である。

本橋は、設計の意図のとおりこれまでに 21 回の流出²⁾を経験してきた。ただし、部材は**写真-2**のようにワイヤーで繫留されており、その都度回収して復旧してきた。また傷んだ部材を交換することで健全度も維持されてきた。部材にはクレオソート塗布のスギ材を利用し、あえて強固な構造を有していないが、これは材料調達や施工コストを抑えつつ、交換を前提とした柔軟な維持管理システムを意図したものである。

ただし、このような考え方は剛を是とする近年では理解されにくく、大規模改修の度に剛な構造に改修されていった。さらには安全管理基準の強化も相まって、流出

を抑制するような改修がなされてきた。その結果、常時の部材交換がしにくくなったり、復旧コストが嵩んだりといった影響が現れていた。

このような中で、平成 23 年から 26 年には夏期の大雨により 4 年連続で流出した。そして復旧費用も小さくないことから、抜本的な改修が行われることとなった。管理者である京都府は、「上津屋橋（流れ橋）あり方検討委員会」を設置して検討を重ね³⁾、**写真-3**のような橋が平成 28 年 3 月に竣工した。ここでは、従来のイメージを残した木橋としつつも橋脚を半減させることと路面を 0.75m 嵩上げすること、橋脚に PC パイルを用いる等の改良が加えられている²⁾。

これにより支間は従来の倍の約 9m となるが、入手性を勘案して主桁材には末口径 0.3m のスギ材とやや小さい断面のものを使用し、中央部下面に既存の桁材である長さ約 5m、末口径 0.22m のものを**写真-4**のようにボルト止めと接着により補強するものとした。しかしながらこの桁構造が期待通りの挙動を示すかは未知である。そこで本研究では、この補強桁の性能を検討すると共に、たわみ試験等によりその検証を行うことを目的とする。



写真-1 上津屋橋（旧橋）



写真-2 上津屋橋（旧橋）の路面と橋脚



写真-3 上津屋橋（新橋）



写真-4 上津屋橋（新橋）の桁構造

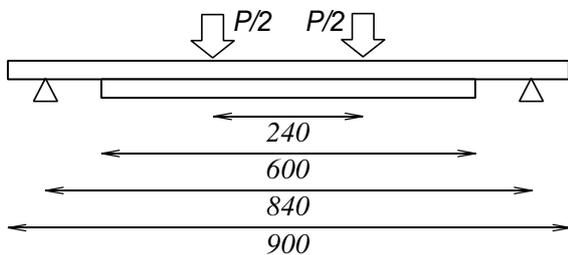


図-1 重ね梁小試験体の試験概要
(試験体 A は補強材なし)

表-1 重ね梁小試験体の試験体名と仕様

| 試験体名 | 仕様 | 本数 |
|------|-------------|----|
| A | 補強なし | 3 |
| B | 補強材を接着 | 3 |
| C | 補強材を接着しねじ止め | 3 |
| D | 補強材をボルト止め | 3 |
| E | 補強材をねじ止め | 3 |

2. 重ね梁の小試験体の試験

(1) 試験体と試験方法

まず、実構造の約 1/10 となる小型模型で重ね梁の挙動を確認する試験を行った。主材を 30×30×900mm とし、その中央部に 30×30×600mm の補強材を追加する試験体を作成した。これらの部材はスギ集成材ラミナの無欠点部分から採取し、そのヤング係数は 7405～8973kN/mm² であった。これを接着、ボルト止め、ねじ止め、これらの組み合わせと、比較のための主材単体の表-1 のような 5 種類の試験体を 3 体ずつ用意した。写真-5 はそれらを

示したものである。ここで木ねじには長さ 50mm のコーススレッドを用いた。ボルトには M8 を用い軽く締めつけた。木ねじとボルトはそれぞれ補強材の端部 50mm から 100mm ピッチで 5 本とした。接着剤には酢酸ビニル樹脂系系エマルジョン形接着剤（コニシボンド 木工用）を使用した。

これを、図-1 のように支間 840mm、荷重点間距離 240mm の 2 点荷重として、Instron 100kN 試験機により破壊試験を行った。その際に中央位置の変位と両支点の変位を測定した。測定にはデータロガー TML TDS304、変位計には TML CDP-50 を用いた。



写真-5 重ね梁小試験体の試験体

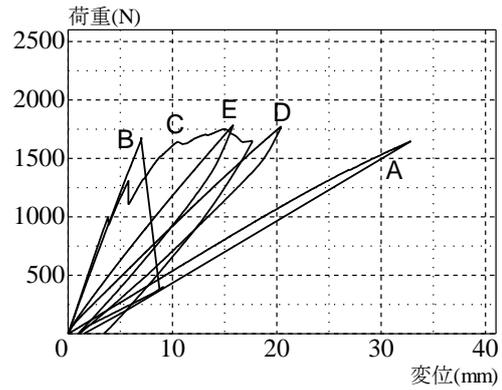


図-2 重ね梁小試験体の荷重-変位関係

表-2 重ね梁小試験体の試験結果 (試験体 Aは破壊させていない)

| 試験体 | ①最大荷重 (N) | ②最大荷重時変位 (mm) | ③曲げヤング係数(kN/mm ²) | 元の材のヤング係数 (kN/mm ²) | | ③ / ④ |
|-----|-----------|---------------|-------------------------------|---------------------------------|------|-------|
| | | | | ④主材 | 補強材 | |
| A-1 | 1646 | 32.8 | 8738 | 8801 | - | 1.0 |
| A-2 | 1505 | 40.6 | 6492 | 8438 | - | 0.8 |
| A-3 | 1998 | 37.9 | 9325 | 8025 | - | 1.2 |
| B-1 | 1675 | 7.0 | 39442 | 8705 | 8973 | 4.5 |
| B-2 | 1585 | 9.5 | 27931 | 8168 | 8092 | 3.4 |
| B-3 | 1826 | 10.1 | 37584 | 8006 | 8404 | 4.7 |
| C-1 | 1750 | 14.9 | 43281 | 8705 | 8973 | 5.0 |
| C-2 | 1729 | 11.4 | 38639 | 7405 | 8684 | 5.2 |
| C-3 | 2514 | 14.1 | 44821 | 8168 | 8056 | 5.5 |
| D-1 | 1771 | 20.4 | 14372 | 8507 | 8698 | 1.7 |
| D-2 | 2002 | 27.4 | 13534 | 8405 | 8684 | 1.6 |
| D-3 | 1912 | 22.3 | 14060 | 8311 | 8378 | 1.7 |
| E-1 | 1784 | 15.8 | 19348 | 8494 | 8432 | 2.3 |
| E-2 | 1988 | 25.5 | 14817 | 8815 | 8378 | 1.7 |
| E-3 | 1841 | 20.7 | 17333 | 7933 | 7821 | 2.2 |

(2) 試験結果と考察

各試験体の1例ずつの荷重-変位曲線を図-2に示す。主材単体であるAに対して接着したBおよびCでは剛性が大きく、またボルトやねじで固定したものでもAよりは剛性が大きいことがわかる。表-2は全試験体の最大荷重とその時の変位、曲げヤング係数と元の材との比をとりまとめたものである。なお剛性は最大荷重の10%から40%までの荷重と変位増分を用いて求めた。なお元の材のヤング係数は部材を切り出す前のラミナの段階で測定していたものである。

補強材がない部分の変形は小さいので、剛性は単なる重ねばりで約2倍、完全合成が想定できるなら約4倍になるはずである。すると接着したBおよびCはほぼ4倍で、特にCは大きいことから、接着にねじ止めを併用することで良好な挙動をすることがわかる。またボルトまたはねじ止めのみを行ったDおよびEでは2弱であっ

た。ただし、いずれの補強においても耐力そのものは向上しなかった。

破壊の形態に着目すると、接着のみのB試験体では接着面近傍で木破したが、これに木ねじを加えたC試験体では接着が破壊しても目立った破壊は生じなかった。このことから、接着と接合具の併用は破壊後の挙動からも好ましいと言える。ただし、曲げ変形は補強材がない部分に集中しており、接着しているC試験体でも木ねじの外側は接着が破壊すると主材が単独で曲げ変形するので、木ねじはなるべく補強材端部に設置すべきである。破壊後のボルト孔を観察したが、側面から観察されたすべりほど孔径が広がっているようには見えなかった。これはEのねじ孔でも同様であった。しかしながら、木ねじの頭部やボルトのワッシャーがめり込んだ痕が見られ、粘り強さが発現した理由がローブ効果であることが裏づけられた。

表-3 実大補強桁試験体の諸元

| 試験材 No. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|
| 幅(mm) | 217 | 219 | 221 | 243 | 218 | 217 |
| 高さ(mm) | 215 | 218 | 217 | 237 | 220 | 221 |
| 長さ(mm) | 3955 | 4501 | 4495 | 4497 | 4254 | 5083 |
| 重さ(kg) | 70.42 | 79.80 | 76.52 | 94.74 | 71.06 | 90.16 |
| 密度(kg/m ³) | 382 | 371 | 355 | 366 | 348 | 370 |
| 最大荷重(kN) | 87.49 | 81.89 | 88.51 | 123.10 | 91.56 | 84.95 |
| MOR(N/mm ²) | 37.29 | 33.64 | 36.36 | 38.55 | 37.10 | 34.26 |
| MOE(N/mm ²) | 9.39 | 8.07 | 9.68 | 9.74 | 9.39 | 9.77 |

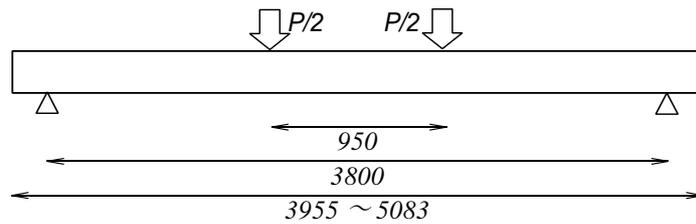


図-3 実大補強桁の試験概要



写真-6 現場に準備された旧橋の桁材

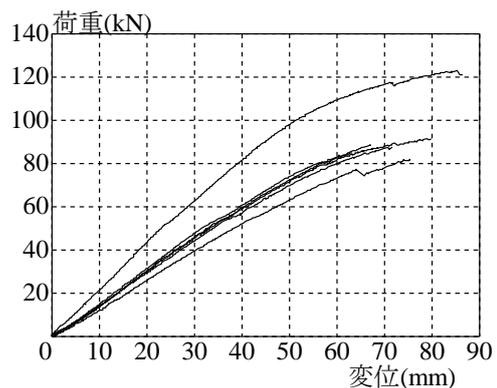


図-4 実大補強桁の荷重-変位関係

3. 実大補強桁の曲げ試験

(1) 試験の概要と試験方法

平成 28 年 3 月竣工の上津屋橋の改修にあたっては、旧橋の桁材のうち外観から劣化が少ないと考えられるものが写真-6のように補強材として再利用された。ここでは、この補強材の曲げ試験を行い、その性能を確認した。

ここでの試験材は、補強材として準備されながら使用されなかったもの 6 体で、その諸元を表-3 に示している。元の桁材は設計上は断面高さ 220mm の太鼓材であったが、それよりもかなり大きなものも含まれていた。またいずれも丸みがほとんど含まれておらず、外見上は劣化もほぼ見られないことから、優良な材が選別されていた

ものと考えられる。

このように断面寸法もすべて異なる上、やや短い試験体もあったため、ここでは断面高さが最大である No.4 の 237mm の約 4 倍と 16 倍となる 950mm と 3800mm を加力点間距離と支点間距離とした図-3 のような 2 点载荷を行った。载荷には Instron 1000kN 試験機を用いた。変位については支間中央部のたわみと支点部位のめり込み変位を測定し、めり込みの影響を取り除いて求めた。測定にはデータロガー TML TDS303、変位計には TML SDP-100 と DP-500 を用いた。写真-7 は試験の様子、写真-8 は破壊の状況である。



写真-7 試験の状況



写真-8 破壊の様子 (No.4)



写真-9 破壊部の断面の様子 (No.4)



写真-10 腐朽の痕跡 (No.3)

(2) 試験結果と考察

図-4に、荷重と変位の関係を示す。また表-3には結果を取りまとめている。図よりいずれも同様な挙動を示していることがわかる。1本だけ最大荷重が大きいものがあるが、これは断面が大ききなものであり、MOEレベルでは他とほぼ変わらない。なお表中のMORとMOEはいずれも丸みを考慮していないため、実際の値はさらに大きいはずであるが、それでもいずれの値もスギ機械等級区分材のE90に相当する性能を有しており、補強材として適した材であったことがわかる。

写真-9は破壊後の断面である。他の例もいずれも同様な曲げ破壊を示しており、年輪に沿って破断しているものが多かった。断面を観察しても腐朽はほぼ見られなかったが、写真-10に示すNo.3の中央部には割れから浸入した水分に起因する腐朽が生じていた跡も観察された。

4. 実橋のたわみ試験

開通直前の平成28年3月16日に、大型土のうを用いた載荷試験が行われた⁴⁾。ここでは、その結果をもとに、

たわみ挙動の考察を行う。試験は左岸（八幡市側）から第16径間と24径間でいった。図-5のように1個1tfに調整された土のう袋を写真-11のように幅員中央に7個並べて置いた。これは、荷重が路面に均等に作用していると仮定した場合それぞれ2.3kN/m²、2.1kN/m²となる。たわみは4主桁の支間中央と両支点半1箇所に写真-12のようにリング型変位計を設置して測定した。

試験の結果を取りまとめると表-4のようになる。ここで設計目標たわみとは、主材を径300mm、補強材を径220mmの円断面、両者は一体として挙動（すべりはなし）、ヤング係数7.8kN/mm²として求めたものであり、L/490～L/580（Lは支間長）に相当する。なお補強材長は支間9.2mの場合3.5m、9.9mの場合5.5mとされたため、支間長が小さい方が設計目標たわみは大きくなっている。これに対してたわみの実測値は10.84mm、12.25mmとなり、設計目標値よりも30～40%ほど小さかった。これは、実際の断面が太鼓状もしくは矩形と実断面より大きかったことと、実際のヤング係数が大きかったためと考えられる。

たわみの幅員方向の差は最大たわみ量の3割程度と小さくはなかった。本橋は、4主桁の上に直交して床版を

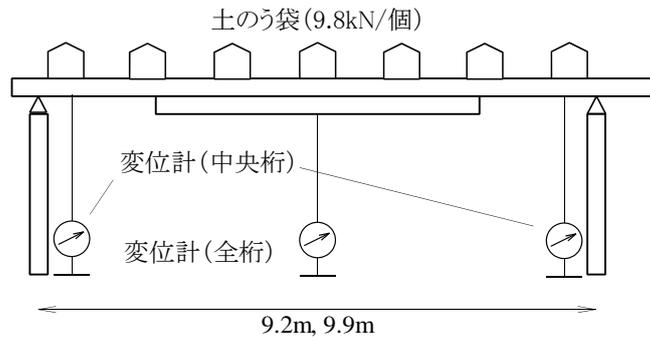


図-5 実橋載荷試験の試験概要



写真-11 実橋載荷試験の様子



写真-12 変位計の設置状況

表-4 実橋たわみ試験の結果

| 測定 径間 | 支間長 (m) | 載荷 荷重 (kN) | 相当 等分布 荷重 (kN/m ²) | 設計 目標 たわみ (mm) | 実測 たわみの 平均 (mm) | 支間比 | 実測 たわみの 最大値 (mm) | 実測たわ みの幅員 方向の差 (mm) |
|----------|------------|------------------|---|-------------------------|--------------------------|-------|---------------------------|------------------------------|
| 16 | 9.2 | 68.7 | 2.3 | 18.75 | 10.84 | 1/850 | 12.56 | 3.24 |
| 24 | 9.9 | | 2.1 | 17.04 | 12.25 | 1/810 | 14.10 | 4.03 |

表-5 実測たわみと各条件での計算値

| 測定 径間 | 支間長 (m) | 実測 たわみ (mm) | たわみの計算値(mm) | | |
|----------|------------|-------------------|-------------|---------|-----------|
| | | | 完全 合成 | 重ね 梁 | 補強桁 なし |
| 16 | 9.2 | 10.84 | 9.83 | 20.94 | 26.99 |
| 24 | 9.9 | 12.25 | 12.03 | 25.63 | 33.05 |

敷き並べただけであり、荷重分配の機能は弱いと考えられるため、無理もない結果と言える。しかしながら、たわみが最大となった桁のたわみも前述の設計目標たわみを下回っていた。

表-5は、たわみの実測値と各条件における計算値をまとめたものである。また図-6および図-7はこれを図示したものである。ここで計算値とは、主桁と補強桁のそれ

ぞれが前述の径の円断面とし、それらが一体挙動すると仮定したもの（完全合成）、独立で挙動すると仮定したもの（重ね梁）、および主桁のみ（補強桁なし）を示している。また簡略化のため補強桁は支間長に渡って存在していると仮定している。すると、たわみの実測値は完全合成と仮定した計算値と一致することがわかる。

実橋では、当初設計では完全合成で設計されながらも

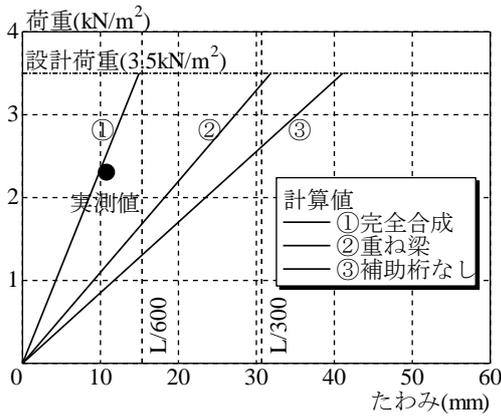


図-6 実橋載荷試験のたわみと計算値(第16径間/支間長9.2m)

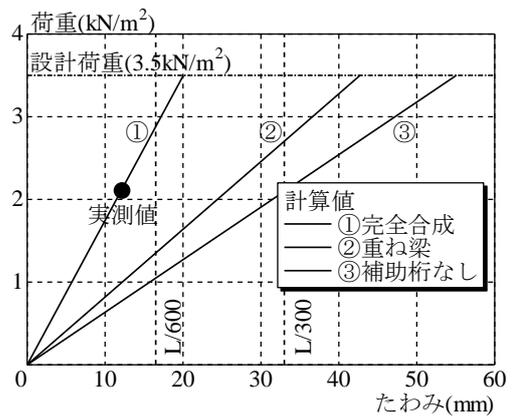


図-7 実橋載荷試験のたわみと計算値(第24径間/支間長9.9m)

主桁と補強桁は5本のボルトで接合されることになっていた。ところが、この仕様では重ね梁程度の効果しか得られないため、ウレタン系接着剤で両者を接着するよう仕様変更がなされた。これがどの程度の効果があったのか数値的に割り出すことは容易ではないが、効果は発揮されているものと推察できる。またこの剛性であれば、設計荷重3.5kN/m²に対するたわみはL/560とL/490程度となり、橋のたわみ制限で使用されるL/600よりは大きいものの、機能的には十分小さいたわみ挙動であると言える。一方で、「2.重ね梁の小試験体の試験」の結果を勘案すると、接着しなかった場合はL/300も満たすことができず、供用中にたわみや歩行振動が問題となる可能性があるレベルになりえたことがわかった。

5. まとめ

本稿では、京都府八幡市と久御山町を結ぶ歩道木橋である上津屋橋について、平成28年の改修で新たに用いられた重ね梁形式の主桁の挙動について種々の実験と考察を行った。その結果、以下のことがわかった。

- ①スギによる重ね梁では、主桁と補強桁を接着することで十分な剛性の向上効果が得られる。
- ②この改修で補強材に利用した材は旧橋からのリユースであったが、スギ丸太材として良好な性能を有してい

る。

- ③実橋のたわみ試験を行ったところ、そのたわみは主桁と補強桁が接着されたのと同等の性質を有している。

以上のように、新しい上津屋橋の桁材は、実用上十分な性能を有していることがわかった。今後の課題としては、木部材の防腐対策がクレオソート油の塗布のみであるため、いずれの日にか耐久性上の問題が生じるものと考えられる。その際に有効な情報が得られるよう、定期的な点検・診断がなされる必要がある。

謝辞：本実験の遂行にあたっては京都府山城北土木事務所のご協力を得ました。また実験遂行にあたっては堀本尚宏氏（京都大学生存圏研究所 技術職員）、青山剛氏（京都大学生存圏研究所 生活圏構造機能分野 博士前期課程）にご協力いただきました。記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 京都府山城北土木事務所, 上津屋橋資料集, 2010.6.
- 2) 京都府, 流れ橋, 2016.3.
- 3) 上津屋橋（流れ橋）あり方検討委員会議事録, 2014.9～2015.3.
- 4) 中外テクノス, 上津屋橋載荷試験たわみ測定, 2016.3

(2017.8.31 受付)

EXPERIMENTAL AND NUMERIC STUDY ON PERFORMANCE OF BUILT-UP LOG BEAM WITH THE IMPROVED OUTFLOWABLE BRIDGE

Hiroshi WATANABE, Takanobu SASAKI and Takuro MORI

This pedestrian timber bridge is large-scale outflowable bridge and has 356.5m length and 74 spans. It had been flowed out 21 times, but lost members were picked up and it was reconstructed. However, lately drastic improvement was applied because of flowing out every year and huge reconstruing cost. New bridge has about twice span length because half number of piers were removed. The diameter of new main beam is larger than old one. And sub beams were attached main beams. Non-degraded old beams are reused sub beams. The aim of this study is clarifying the performance of these built-up beams.