

通潤橋の地震応答特性に関する研究

伊津野 和行¹・石田 優子²・藤本 将光³・深川 良一⁴

¹フェロー 立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)
E-mail: izuno@se.ritsumei.ac.jp

²立命館大学専門研究員 総合科学技術研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)
E-mail: sonoyuko@fc.ritsumei.ac.jp

³立命館大学助教 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)
E-mail: m-fuji@fc.ritsumei.ac.jp

⁴フェロー 立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)
E-mail: fukagawa@se.ritsumei.ac.jp

通潤橋は熊本県上益城郡山都町にある石造りアーチ水路橋で、江戸時代に建設されて現代まで水路機能が保持されている国の重要文化財である。2016年熊本地震により石管からの漏水および壁石のはらみだしが確認された。本研究では、通潤橋および周辺地盤の現地調査によって振動特性を明らかにしたうえで、近傍で観測された地震記録を用いて熊本地震による揺れを推定した。簡易貫入試験の結果、壁石基礎斜面において表層部分は風化が進行しているものの、地下 1.5~2.6m に基盤面があると推定された。振動計測の結果、周辺地盤における卓越固有振動数は 2.4Hz であった。また、通潤橋の面外 1 次固有振動数は 4.1Hz、たわみ 1 次固有振動数は 5.3Hz、微小振動に対する減衰定数は約 0.03 だと考えられる。

Key Words: Kumamoto earthquake, heritage structure, natural frequency, dynamic penetration test

1. はじめに

通潤橋(図-1)は熊本県上益城郡山都町の緑川水系五老ヶ滝川に架かる単径間の石造りアーチ水路橋である。農業用水路として 1854 年に建設され、現代まで水路機能が保持されている。逆サイフンの利用と城石垣技術の応用という技術史上的価値、地域社会による建設および維持管理という建設史上的価値、灌漑による稲作の広がりという農業史上的価値から、国の重要文化財に指定されている¹⁾。

通潤橋上には水路として石管が 3 列配置されており、目地材として漆喰を使って石管がつながれている。2016 年熊本地震により、その石管からの漏水および壁石のはらみだしが確認された。その後の豪雨により、周辺斜面の崩落や壁石のはらみだしの増大が見られた(図-2)。

著者らは、立命館大学歴史都市防災研究所および防災フロンティア研究センターの調査として、この文化財の被害調査を行った。2016 年 5 月 22 日および 7 月 25 日に現地を訪問し、山都町教育委員会の協力を得て、人力加振による振動計測および地盤の簡易貫入試験を実施した。



図-1 通潤橋



図-2 雨対策でビニールシートがかけられた橋面
(水路下流側から上流側に向けて 2016 年 7 月 25 日に撮影)

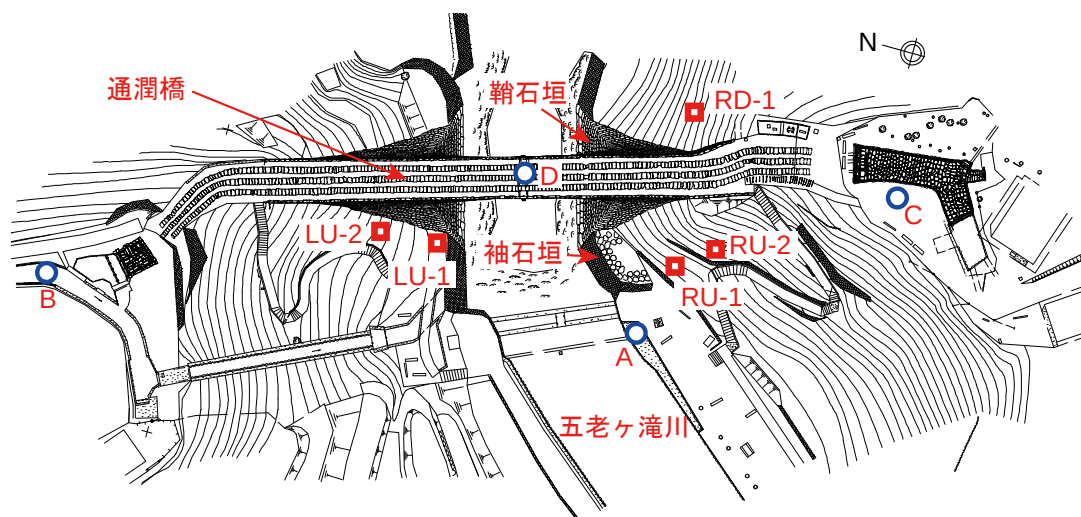


図-3 平面図および計測場所（文献1）に加筆

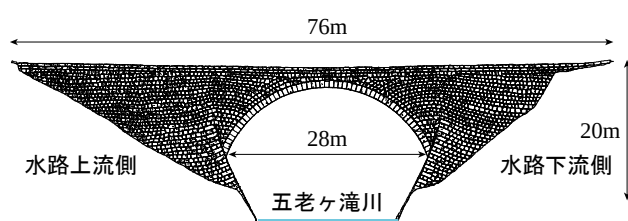


図-4 立面図（文献1）に加筆

管がつながれている。上流側の山から 7.6m 下がったところに通潤橋の石管があり、そこから下流側の山まで 6.4m 水が上がる逆サイフォン式になっている。

著者らは 2016 年 7 月 25 日に、橋上および周辺地盤における速度計による微動計測と、周辺地盤の簡易貫入試験を行った。



図-5 振動計測状況

本論文では、現地調査結果について述べた上で、近傍で観測された地震記録を用いて熊本地震による揺れを推定した。

2. 通潤橋および調査の概要

通潤橋の大きさは、橋長 76m、幅員 6.3m、高さ 20m、アーチ支間は 28m である。平面図を図-3、立面図を図-4 に示す。橋脚部や側壁部も城の石垣のような石積みになっているのが特徴的である。通潤橋上には水路として石管が 3 列配置されており、目地材として漆喰を使って石

3. 通潤橋の振動特性について

(1) 計測方法

速度計（岩崎 CDJ-S2C-2）を用いて微動を計測した。学生 4 人がタイミングを合わせて同時に飛んで着地することによる人力加振を行い、計測波形から固有振動数と減衰定数を同定した。主な計測場所は図-3 に丸で示した A～D である。A は橋のたもと、B は上流側の山、C は下流側の山、D は通潤橋の中央である。

(2) 計測結果

まず、周辺地盤の固有振動数を確認した。水平方向の振動波形のフーリエスペクトルを、鉛直方向の振動波形のフーリエスペクトルで除した H/V スペクトルを図-6 に示す。地点 A と B はほぼ同じスペクトルを示し、2.4Hz と 4.8Hz に山がある。これが地盤の卓越振動数だと考えられる。一方、地点 C のスペクトルは 1.6Hz 付近が卓越しており、地点 A や B に比べて少し柔らかい。

次に、地点 D（通潤橋の中央）における振動特性について検討する。計 6 回計測した振動波形から求めたフーリエスペクトルを図-7 に示す。1～10Hz の最大値を 1 として正規化した。いずれもほぼ同じ振動数で値が大きくなっており、そこから読み取れる低次の固有振動数を表-1 に示す。

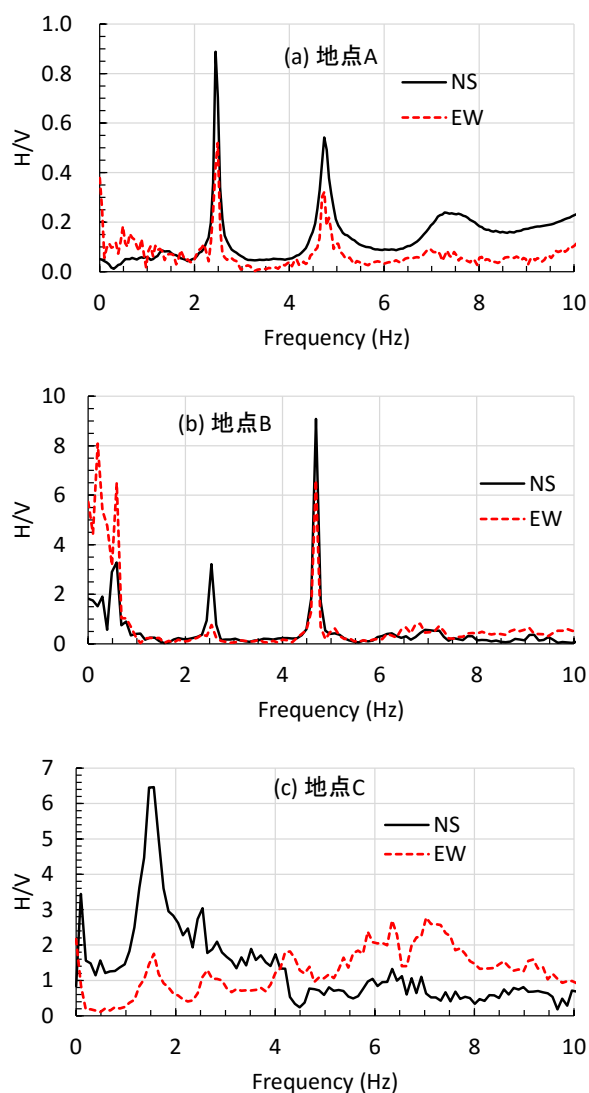


図-6 H/V スペクトル

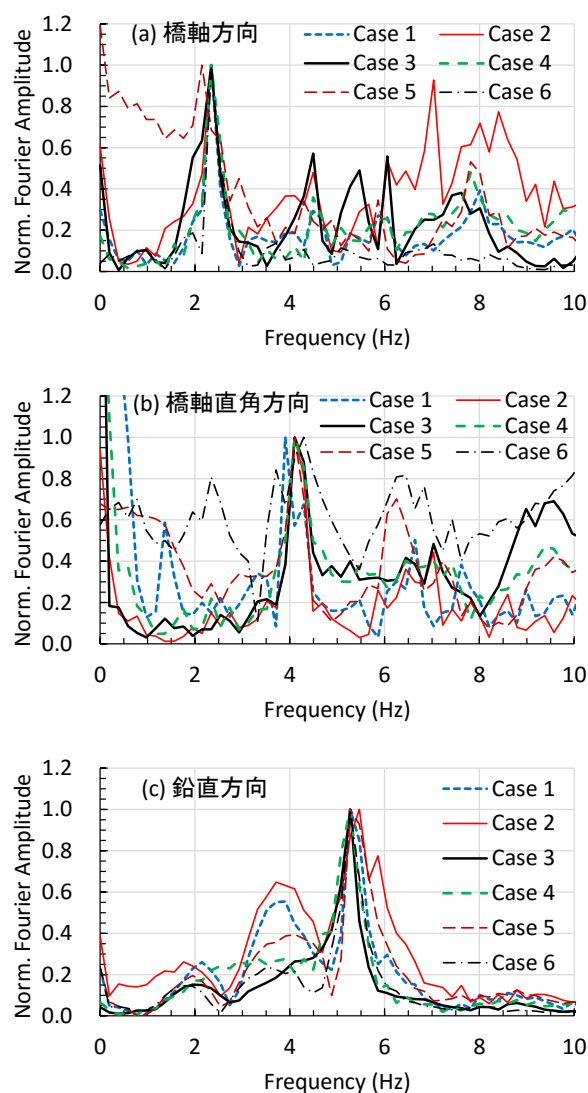


図-7 地点Dにおける正規化フーリエスペクトル

橋軸方向の 2.3Hz は、図-4(a)および(b)で卓越していた振動数とほぼ同じである。橋中央の鉛直加振で橋軸方向の振動モードが現れるとは考えにくいこともあり、地盤の卓越振動数が現れたものだと考えられる。橋軸直角方向の 4.1Hz は面外 1 次固有振動数、鉛直方向の 5.3Hz はたわみ 1 次固有振動数だと考えられる。

次に減衰定数について検討する。水平方向の振動はレベルが小さく明確な減衰自由振動波形になっていなかったため、鉛直方向の振動波形について検討した。人力加振による波形を 1 自由度系の減衰自由振動波形と考え、最小二乗法によって減衰定数を図-8 のように同定した。同定した減衰定数を表-2 に示す。微小振動に対する減衰定数は約 0.03 だと考えられる。

表-1 固有振動数

(単位: Hz)	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
第 1 回	2.34	3.90	5.27
第 2 回	2.34	4.10	5.47
第 3 回	2.29	4.20	5.27
第 4 回	2.34	4.10	5.27
第 5 回	2.15	4.10	5.27
第 6 回	2.34	4.30	5.47
平均	2.3	4.1	5.3
(周期)	0.43 s	0.24 s	0.19 s

表-2 減衰定数

	正側	負側
第 1 回	0.028	0.032
第 2 回	0.026	0.025
第 3 回	0.030	0.027
第 4 回	0.037	0.028
第 5 回	0.028	0.035
第 6 回	0.028	0.030
平均	0.03	

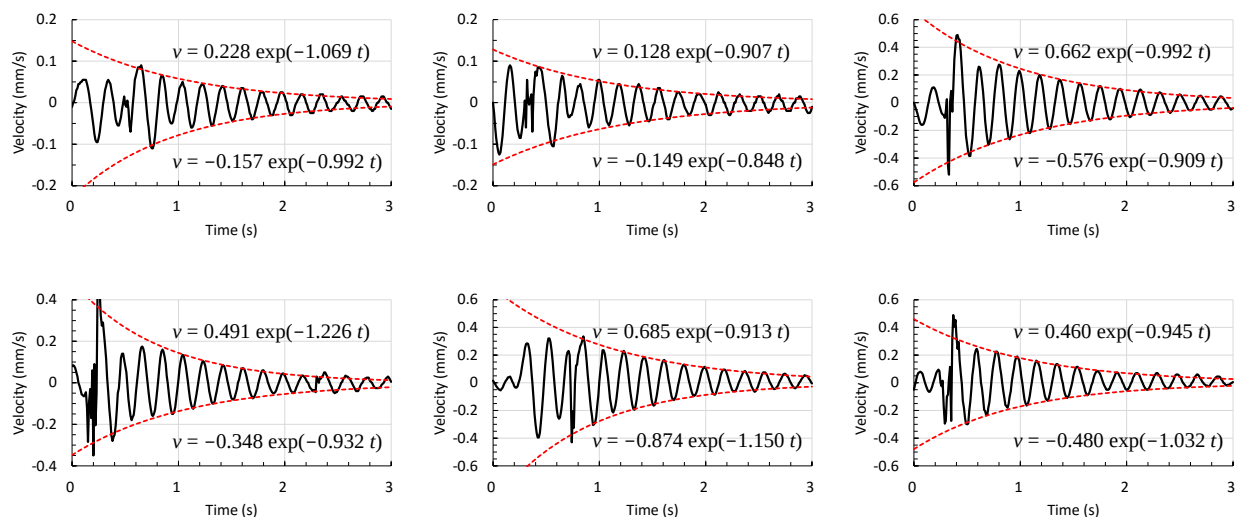


図-8 地点 D の鉛直振動波形と同定した包絡曲線

4. 通潤橋周辺地盤の特性について

通潤橋付近の地質は、阿蘇火砕流堆積物で構成されている。ここでは、通潤橋周辺地盤で実施した簡易貫入試験結果について述べる。

(1) 計測方法

簡易動的コーン貫入試験器を用いて地盤の硬軟を計測した。試験開始時にハンマー自重による沈下量を計測、Nd 値 50 以上で試験終了とし、貫入抵抗 Nd 値は換算式 ($Nd = 1.5N$) を用いて N 値に変換した。計測状況を図-9 に示す。

アーチの基礎部分は、文献 2) から岩着であることが読み取れるが石垣で覆われているため状態が確認できない。そこで今回は、壁石の基礎部分となる斜面で風化の状況と基盤面を確認することとした。主な計測場所は前出の図-3 に四角で示した 5 地点である。



図-9 簡易貫入試験実施状況

LU-1 および LU-2 は五老ヶ滝川左岸・通潤橋より上流側，RU-1 および RU-2 は右岸・通潤橋より上流側，RD-1 は右岸・通潤橋より下流側である。

(2) 計測結果

通潤橋鞘石垣および袖石垣付近は、地表面からごく浅い部分に多くの石が埋まっている。袖石垣背面は一見すると裸地地盤のように見えるが、石張りの上に長年積もった土に芝や雑草が生えており、石張りのない側溝際で試験を試みたが GL-0.5m 以浅で石に当たり、地山を貫入できる場所を見つけることができなかった。左岸上流側の鞘石垣に近い LU-1、LU-2 及び周辺数ヶ所では、GL-0.2～0.3m 付近で石に当たって貫入不能となった。

右岸上流側の RU-2 の計測結果を図-10 に、右岸下流側の RD-1 の計測結果を図-11 に示す。上流側は GL-1.0m まで非常に緩く、GL-1.6m 以深は徐々に固さを増し、GL-2.6m 付近に基盤面があると推定される。試験位置に近い右岸上流側斜面では 6 月豪雨による表層崩壊が発生しており、風化層の厚さと崩壊深は概ね整合する。また周辺斜面には古い崩壊跡が幾つかみられ、今後も豪雨時に未崩壊斜面における表層崩壊の発生が懸念される。下流側は GL-0.6m まで非常に緩く、その後徐々に固さを増し、GL-1.5m 付近に基盤面があると推定される。

これらの結果から、①右岸の表層は強風化している、②通潤橋の右岸上流側の風化層は右岸下流側に比して厚い、③風化層の下は徐々に強度が増し、GL-1.5～2.6m 付近に基盤面があると推定されることが分かった。通潤橋の基礎地盤の状態は確認できないが、被覆のない裸地状態では 0.5～1.0m 程度の厚さで風化が進行していること、風化後は N 値 0～2 程度と著しく強度が低下することが確認された。

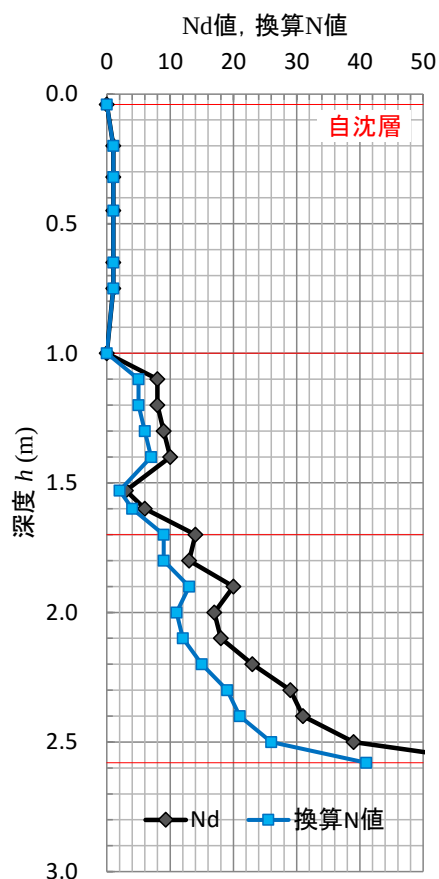


図-10 右岸上流側計測結果

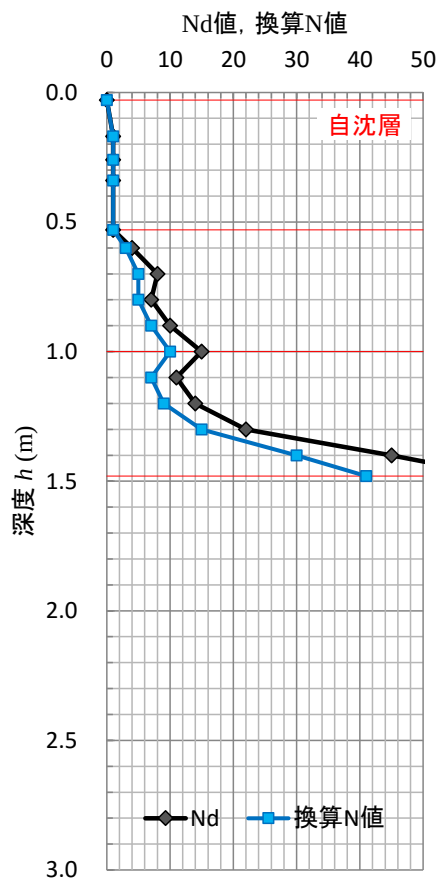


図-11 右岸下流側計測結果

表-3 観測点情報³⁾

観測点名	KMM009 矢部
所在地	熊本県上益城郡山都町下馬尾 286 番地 4
位置情報	緯度: 32.6858N 経度: 130.9856E 標高: 443m



図-12 KMM009 観測点と通潤橋の位置関係
(国土地理院の電子地形図 25000 に場所名を追記)



図-13 KMM009 観測点の設置状況

5 地震応答解析

ここでは、2016年熊本地震における地震応答について検討する。

(1) 地震記録

国立研究開発法人・防災科学技術研究所の強震観測網 K-NET の観測点が、通潤橋の北西約 1km の旧矢部町庁舎付近にある³⁾。通潤橋と観測点との位置関係を図-12 に、観測点情報を表-3 に示す。また、2016 年 5 月 22 日に現地を訪問した際に撮影した写真を図-13 に示す。熊本地震による観測点への影響は特に見られなかった。

この観測点で得られた 2016 年 4 月 14 日 21:26 と 16 日 01:25 の地震波形を入力波形とする。この観測点の公表されている地下構造では、地下 4.5m に $V_s=810\text{m/s}$ の岩盤が存在している。また、前章の地盤特性の計測でも、壁石基礎斜面において表層部分は風化が進行しているものの、地下 1.5~2.6m に基盤面があると推定された。

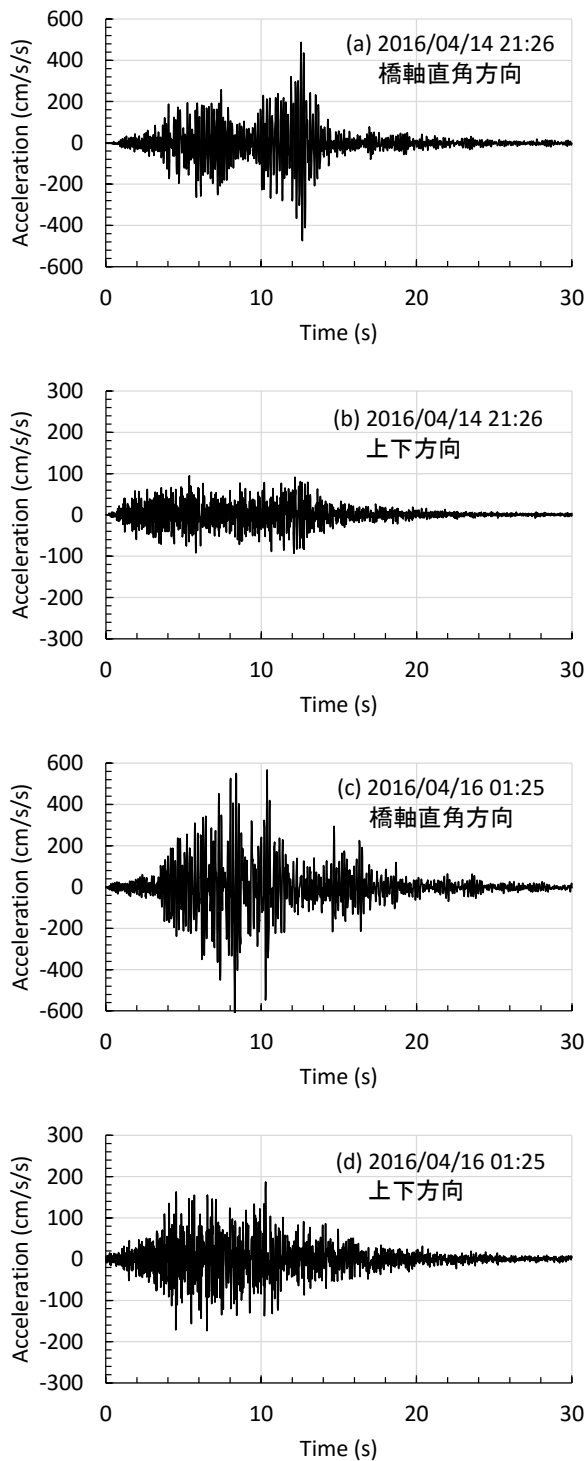


図-14 K-NET矢部の地震加速度波形

アーチの基礎部分は鞘石垣で覆われているため状態が確認できないが、文献2)では岩着となっている。よって、この地震波形をそのまま1自由度系システムへの入力とした。

地震応答が大きかったと考えられる橋軸直角と上下方向について考える。観測波形は南北、東西、鉛直方向の波形であるが、通潤橋の橋軸方向は北から15度ほど西へずれている。よって水平方向は、南北と東西の波形か

ら三角関数を用いて橋軸直角方向に合成したものを図-14に示す。

また、この波形による応答スペクトルを図-15に示す。ここでは3章で推定した通潤橋の減衰定数0.03を用いた。

4月14日の地震では、山都町の固有周期0.2秒程度の構造物には、水平方向に最大3G、鉛直方向に最大0.5G程度、4月16日の本震では、水平4G以上、鉛直1G弱の揺れが生じた可能性がある。通潤橋のように0.2~0.3秒付近に固有周期がある構造物には大きな加速度が生じたと推定される。山都町では、2016年熊本地震による家屋被害はほとんど見られなかった。一般家屋の被害が少なかったのは、0.2秒より長い周期帯域で加速度応答が急減し、局所的な被害により構造物が長周期化すれば応答が小さくなったであろうことと、減衰がもう少し大きいものが多いことが理由として考えられる。

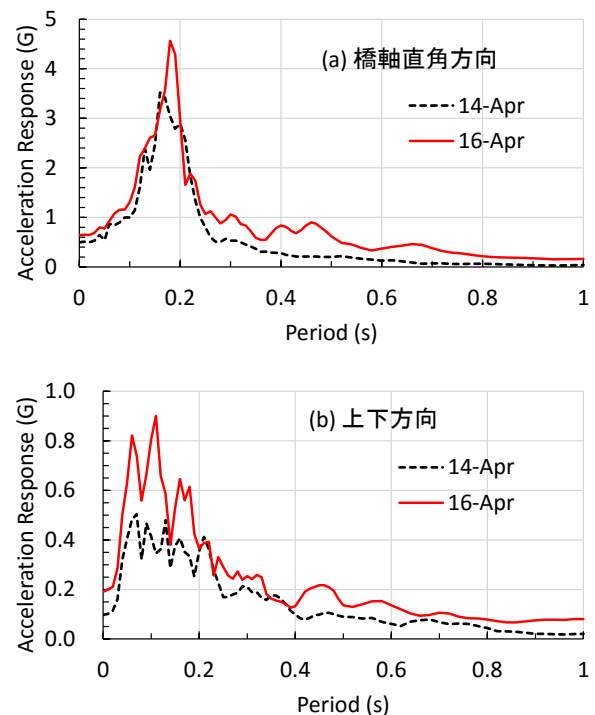


図-15 減衰定数0.03に対する地震応答スペクトル

(2) 地震応答

通潤橋の地震応答を、1自由度系システムを用いて推定した。水平橋軸方向への揺れは考えにくく、また、この方向への揺れが原因と考えられる被害もないため省略した。

固有振動数4.1Hz、減衰定数0.03のシステムに橋軸直角方向の地震加速度を入力した結果と、固有振動数5.3Hz、減衰定数0.03のシステムに上下方向の地震加速度を入力した結果を図-16に示す。また、最大応答値を表-4に示す。

表-4 最大応答値

地震 日付	方向	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	変位 (cm)
4/14	水平	1368	42.4	1.34
	上下	342	8.6	0.23
4/16	水平	1621	54.1	1.74
	上下	516	15.0	0.42

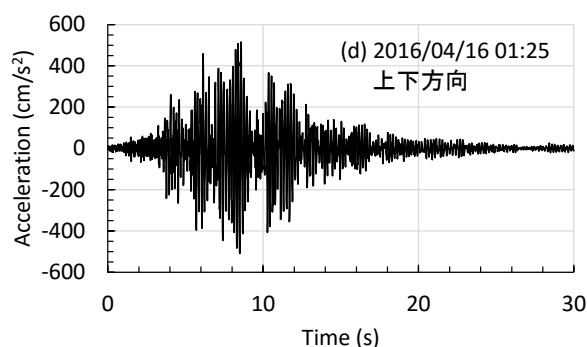
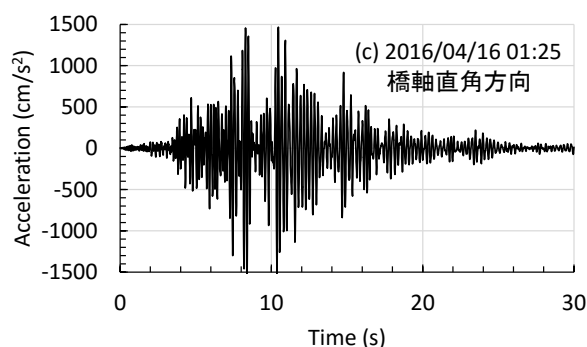
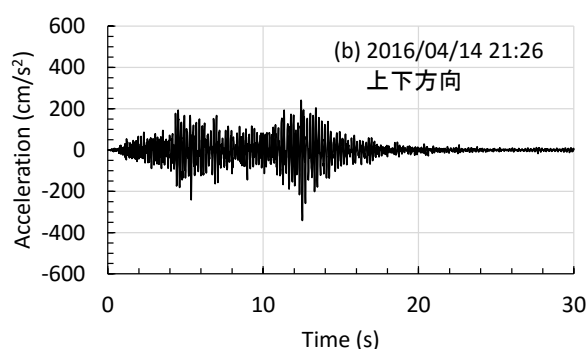
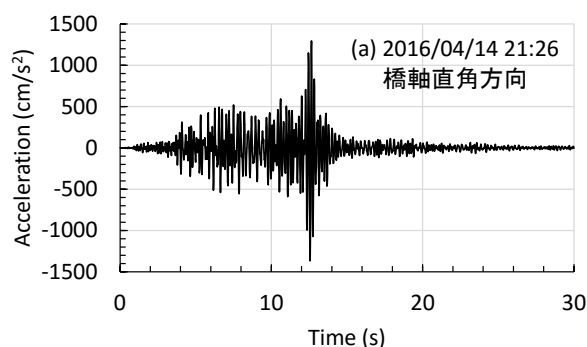


図-16 K-NET 矢部の地震加速度波形

4月14日の地震で水平方向には約1.5Gで1回大きく揺れ、4月16日の地震では約1.5Gで2回ほど大きく揺れたことがわかる。また、4月16日の本震の方が長時間揺れたことが推測される。変形量は最大1~2cmと考えられる。

一方上下方向には、4月14日の地震で0.2G程度の揺れだったが、4月16日の本震では0.5Gぐらいの大きな鉛直方向たわみ振動が生じたことが推測される。ただし、変形量は最大5mm以下だと考えられる。

以上の解析結果を鑑みると、壁石のはらみだしという通潤橋の地震被害は、橋軸直角方向への約1.5Gの加速度応答によって生じたものと考えられる。

6. おわりに

通潤橋および周辺地盤における調査の結果、通潤橋の固有周期、減衰定数、支持地盤の固さを推定した。

2016年熊本地震による被害は、主に壁石のはらみだしと水路からの漏水である。文献1)に記載されている水路の断面図を図-17に示す。漏水は、石と石とを漆喰で固めて作った石管による通水路では、ある程度やむを得ない地震被害である。壁石の最上部は、石を積み上げただけの構造になっており、石管との間の土の存在も、地震加速度による外側へのはらみだしに悪影響を与えている。さらに、地震後の豪雨により土が外側へ崩れようとする力が増し、壁石のはらみだしは5月に訪問した際よりも7月に訪問した際の方が大きくなっていた。

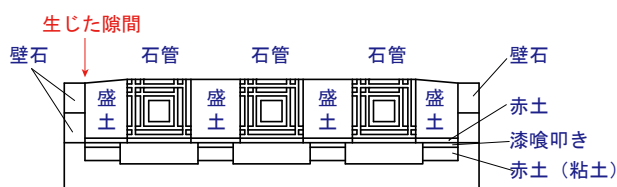


図-17 橋面上部の断面（文献1）に加筆

これらの被害に対する対策は、オーセンティシティ（authenticity）と呼ばれる文化的・歴史的な価値の真正性をどのように考えるかによって変わってくる。通潤橋は部位ごとに保存の基準が決められており、材料自体の保存を行うアーチ橋の石材や通水管の石管、材料の材質や仕上げなどを保存しつつ定期的な更新を行う漆喰など、保護方針が細かく設定されている¹⁾。

水面からかなり高い部分に架橋されており、洪水にともなう漂流物等、横からの強い力が作用することは考えにくい地理的条件にあり、今後も地震や洪水等でアーチ構造が崩れることは想定しにくい。今回の地震被害を許容するかどうかという判断がまず必要である。

壁石のはらみだしを少しでも防ぎたいということになれば、壁石の凹凸を組み合わせる等の積み方の工夫や、壁石の底面積を増大させるために、もう少し大きな石を積むという方法が考えられる。その場合、重さの変化による局所的な固有振動モードの変化について検討が必要になる。また、水平方向の土圧を軽減させるため、粘土系の自立するような土で、石管と壁石との間を埋めるという方法が考えられる。

一方漏水に関しては、石管を旧来の漆喰で固めて繋ぐということ、本文化財の本質的なものと考えてるのであれば、防ぐことは難しい。しかし、変形に追従可能な耐水性材料の使用が許されるのであれば、漆喰の代用として漏水を防止することは可能だと考えられる。

謝辞：本研究の実施にあたり、熊本県山都町教育委員会の方々にお世話になった。地震応答解析には、防災科学研究所 K-NET の記録を利用した。また、立命館大学大学院理工学研究科環境都市工学専攻歴史都市防災コースの院生、飯田悟、角宏一、太田将成、北川雅樹、福田健太、山際渚、野中慎介、中橋明久、白波、山戸貴嗣の各氏に、現地計測を補助してもらった。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 熊本県山都町：重要文化財 通潤橋 保存活用計画，2015.
- 2) 熊本県矢部町（現山都町）：昭和五十九年三月重要文化財通潤橋保存修理工事報告書，1984.
- 3) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所：強震観測網 K-NET, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

AMBIENT VIBRATION TESTS OF TSUJUN BRIDGE

Kazuyuki IZUNO, Yuko ISHIDA, Masamitsu FUJIMOTO and Ryoichi FUKAGAWA

Tsujun Bridge at Yamato town in Kumamoto was built in 1854 to send water for agriculture, and it suffered damage during 2016 Kumamoto earthquake. Field measurement was conducted on the Tsujun Bridge to determine natural frequencies and damping constant of the structure. Ambient vibration induced by people jumping was observed using a velocimeter. Simplified cone penetrometer tests also were conducted in the vicinity of the bridge to determine the strength of soil around the bridge. Further, earthquake response during 2016 Kumamoto earthquake was estimated using the identified natural frequency and damping constant. The results showed that the maximum acceleration response during the earthquake was estimated as 1.5G.