

第Ⅰ部門 微動計測と数値解析に基づく 2016 年熊本地震における二俣福良渡の崩壊要因の考察

京都大学大学院 学生員 ○山下恵太
京都大学大学院 正会員 古川愛子

1. 研究背景と目的

熊本県美里町の町指定文化財である二俣渡（図 1）と二俣福良渡（図 2）は、釈迦院川と津留川の合流地点でそれぞれの川に架かっている全国でも珍しい兄弟石橋である。兄の二俣渡は 1829 年に、弟の二俣福良渡は 1830 年に架設された。二俣渡は橋長 28m、橋幅 3.3m、橋高 8m、二俣福良渡は橋長 27m、橋幅 2.5m、橋高 8m であり、約 73 度で交差している（図 3）。二橋は架設年、寸法、構造ともに類似しているにもかかわらず、2016 年熊本地震において二俣渡は無被害であったのに対し、二俣福良渡では右岸側が崩壊した（図 2）。地震後、美里町は壁石とアーチ輪石を解体し再度積み上げ、控えを長くした長尺締石を壁石に 2m²に 1 本の割合で使用し、復旧している。構造、寸法ともに類似する 2 つの石橋のうち、片方のみが被災した原因は不明である。そこで本研究では、微動計測と固有値解析による固有振動数評価と、地震記録の分析を通して、二俣福良渡の崩壊要因を考察することを目的とする。

2. 微動計測による固有振動数の推定

2023 年 10 月 24 日に 4 台の微動計を用いて二俣福良渡と二俣渡の微動計測を実施した。微動計の設置位置を図 4 に示す。石橋の上だけでなく、石橋の足元の地盤でも微動計測を行った。No.1 は地盤上、No.2 は中央地点、No.3 は右岸側および左岸側から 1/4 地点、No.4 は右岸側端部および左岸側端部である。二俣福良渡では右岸側のみ石橋の下に降りることができ、二俣渡では左岸側のみ石橋の下に降りることができたため、地盤上の観測点は二俣福良渡では右岸側、二俣渡では左岸側となっている。

No.1～No.4 の計測点の加速度波形から加速度フーリエ振幅を求め、No.2～No.4 の加速度フーリエ振幅を No.1 の加速度フーリエ振幅で除すことにより、地盤に対する石橋の伝達関数を求めた。加速度フーリエ振幅と伝達関数の卓越振動数より、石橋の固有振動数を推定した。さらに、地盤上の計測点 No.1 の加速度波形から H/V スペクトル比を求め、地盤の卓越振動数を推定した。表 1 に微動計測によって明らかとなった二俣福良渡と二俣渡の固有振動数および地盤の H/V スペクトル比の卓越振動数の比較をまとめる。ただし、二俣福良渡は地震後に復旧工事が行われており、地震前の固有振動数は表 1 より低いと推察される。図は省略するが 2 橋の地盤の H/V スペクトル比は類似しており、2 橋の足元の地盤の震動特性は類似していると考えられる。



図 1 二俣渡¹⁾



図 2 被災した二俣福良渡²⁾



図 3 二橋の位置関係³⁾

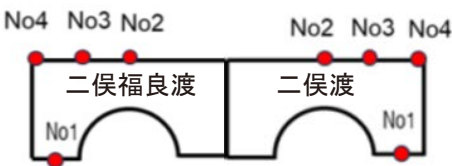


図 4 微動計 No.1～4 の設置位置

表 1 微動計測によって推定された固有振動数のまとめ

対象	方向等	二俣福良渡	二俣渡
石橋	橋軸直角方向 1 次	5Hz	4Hz
	橋軸直角方向 2 次	8.5Hz	7Hz
	鉛直方向 1 次	10Hz	8.4Hz
地盤	H/V スペクトル比	4Hz	4Hz

3. 有限要素解析による二俣福良渡の熊本地震被災時の固有振動数の推定

文化財の復旧では原形復旧が原則であることから、熊本地震後の二俣福良渡の復旧工事⁴⁾では、可能な範囲で元の石材が再利用された。しかし、そのままでは再び地震時に同様の崩壊が起こる心配があるため、いくつかの対策が行われている。代表的なものとして長尺締石の導入が挙げられる。長尺締石とは長さ 90cm 程度の石である。この長尺締石を壁面の 2m² に 1 本の割合で壁石（奥行き 30cm 程度）の代わりに用いることで、耐震性と耐久性の向上が図られた。本研究では、長尺締石を考慮したモデルを復旧後のモデル、長尺締石を取り除き壁石と中詰め材に置換したモデルを地震時のモデルとみなし、有限要素法を用いて二俣福良渡の固有値解析を実施した。図 5 に復旧後と地震時の解析モデルを示す。表 2 に解析諸元を示す。既往の研究を参考に、また表 1 の微動計測結果に一致するように決定している。表 3 に微動計測、固有値解析（復旧工事後）、固有値解析（地震被災時）の固有振動数を比較する。復旧工事後の固有振動数は、橋軸直角方向 1 次と鉛直方向 1 次に関しては良い精度で一致している。また、地震被災時の橋軸直角方向の固有振動数は 4.54Hz であり、微動計測結果 5Hz より約 0.5Hz 低いことがわかる。

4. 熊本地震の強震記録および推定地震動を用いた被災原因の考察

二橋に最も近い強震観測点 K-NET 砥用の加速度記録と H/V スペクトル比から推定した推定地震動を座標変換し、橋軸直角方向の地動最大加速度（PGA）と 1 次固有振動数における加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を算出したものを表 4 にまとめた。表 4 から橋軸直角方向の PGA も、1 次固有振動数における加速度応答スペクトルの値も、前震・本震ともに、観測地震動・推定地震動ともに、二俣福良渡の方が大きいことが分かる。熊本地震は、二俣福良渡にとって揺れやすい方向の成分が大きかったことが被害の大きさに影響した一因であると推察される。

5. 結論

本研究では、微動計測と固有値解析による石橋の固有振動数評価と、地震記録の分析を通して、二俣福良渡の崩壊要因を考察した。橋軸直角方向の PGA および 1 次固有振動数における加速度応答スペクトルは、前震、本震ともに二俣福良渡の方が二俣渡よりも大きいことがわかった。

参考文献：1) 美里町：<https://www.town.kumamoto-misato.lg.jp/>, 2) 産経フォト：<https://www.sankei.com/photo/story/expand/171119/sty1711190002-p7.html>, 3) Google Earth：<https://www.google.co.jp/earth/>, 4) 熊本県美里町役場建設課、建設プロジェクトセンター：町道福佐線（第二二俣橋）災害復旧工事委託管理業務委託，2017 年。

謝辞：本研究の実施にあたり、美里町と建設プロジェクトセンターの関係の皆様には資料を提供して頂くなど大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

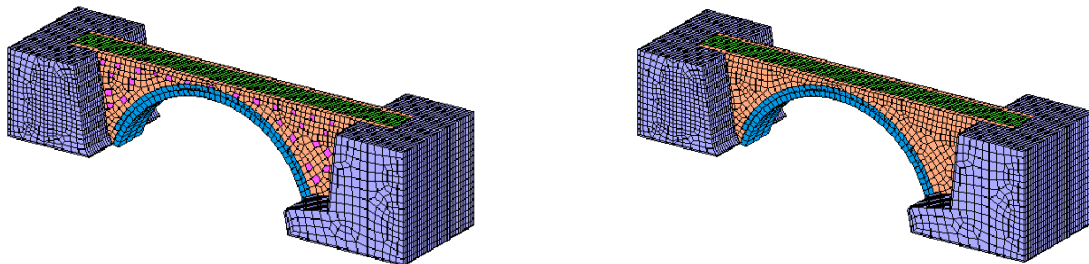


図 5 二俣福良渡の解析モデル（左：復旧工事後，右：地震被災時）

表 2 解析諸元

部材の名称	ヤング率 (N/m ²)	ポアソン比	密度 (kg/m ³)
輪石	4.508×10 ⁹	0.2	2300
壁石	4.508×10 ⁹	0.2	2300
長尺締石	1.0094×10 ¹⁰	0.2	2300
中詰め材	1.2×10 ⁸	0.2	2300
側方地盤	4.968×10 ⁸	0.2	2300

表 3 二俣福良渡の固有振動数のまとめ

方向	微動計測	固有値解析 (復旧工事後)	固有値解析 (地震被災時)
橋軸直角方向 1 次	5Hz	5Hz	4.54Hz
橋軸直角方向 2 次	8.5Hz	7.84Hz	6.87Hz
鉛直方向 1 次	10Hz	9.7Hz	8.79Hz

表 4 熊本地震の PGA および 1 次固有振動数における加速度応答スペクトル S_A の比較（橋軸直角方向）

	前震（単位：cm/s ² ）	本震（単位：cm/s ² ）
二俣福良渡	[PGA] 480, [S _A] 940（観測），2200（推定）	[PGA] 716, [S _A] 1100（観測），2750（推定）
二俣渡	[PGA] 355, [S _A] 760（観測），1400（推定）	[PGA] 548, [S _A] 900（観測），1640（推定）