# 非線形動的応答解析に基づく大切畑大橋の2016年熊本地震における被害メカニズムの推定

益田 諒大 1·渡邊 学步 2·葛西 昭 3·野中 哲也 4·馬越 一也 5·松永 昭吾 6

<sup>1</sup>学生会員 山口大学大学院 創成科学研究科(〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1) E-mail: g048ve@yamaguchi-u.ac.jp

2正会員 山口大学大学院 創成科学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

E-mail: gakuho.w@yamaguchi-u.ac.jp

3正会員 熊本大学 大学院先端科学研究部 (〒860-8555 熊本市中央区黒髪 2-39-1)

E-mail: kasai@kumamoto-u.ac.jp

4正会員 名古屋工業大学 大学院工学研究科社会工学専攻(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

E-mail: nonaka.tetsuya@nitech.ac.jp

5正会員 (株)耐震解析研究所 解析技術センター (〒810-0003 福岡県 福岡市中央区 春吉 3-21-19)

E-mail: magoshi@sean.co.jp

<sup>6</sup>正会員 (株)共同技術コンサルタント 福岡支店 (〒〒813-0044 福岡市東区千早 4-15-12-307)

E-mail: matsunaga@kg-consul.co.jp

2016年に発生した熊本地震では、強震動および震源断層の影響によって多くの橋梁構造物が被災した. 震度法時代に設計された橋梁構造物だけでなく、兵庫県南部地震以降に導入された地震時保有耐力法によって設計された橋梁構造物も被災している. 特に、断層に並走する県道 28 号線に沿いに架橋された橋梁の中には、ゴム支承や落橋防止構造の破断を含む損傷によって、落橋寸前の被害が発生しているものもある. こうした被害は、前震および本震の 2 回の強震動の作用の他、断層変位に伴う橋脚間の地表面変位の相対的なずれなど、様々な要因が指摘されている. 本論文では、既存の非線形動的解析技術でどの程度、橋梁構造物の地震時挙動およびその後の損傷状況を再現出来るのかについて検証を目指す.

Key Words: Continuous Curved Viaduct, Bridge, Failure Mechanism, Nonlinear Dynamic Analysis

#### 1. はじめに

2016年4月14日以降に熊本県を中心に発生した一連の地震によって、周辺地域では一般家屋だけでなく多くの交通インフラ施設に被害が発生した.図-1に示す通り、橋梁については、九州自動車道および県道28号線沿いに架橋された橋梁構造物に被害が生じている。布田川断層と並走する県道28号線(俵山バイパス)上に架かる複数の橋梁構造物でも大きな被害が発生し、その一つである大切畑大橋では、落橋は免れたものの、上部構造が1m程度橋軸直角方向に変位した他、落橋防止ケーブルおよびゴム沓の破断、RC下部構造にひび割れが発生する等の被害が生じている。

この地震では、K-netやKik-netおよびJMAの強震観測網で多数の地震動記録が採取されただけでなく、前震発生後に設置された地震計によって、震源にほど近い益城町周辺で本震による地震動が複数計測されている。これに

より、強震観測網で計測された強震動との比較を通じて、強震動の発生機構や各サイトの地盤特性による強震動の増幅特性などの研究が続けられている。県道28号線沿いに架橋された橋梁構造物周辺でも、比較的規模の大きな余震が発生し強震動記録が採取されており、これらに基づき各橋梁構造物架橋地点における強震動が推定され、その結果は一般に公開されている(2017年6月時点)。こうした強震動の活用により、橋梁の耐震性に関する研究が進むことが期待される。

一方、県道28号線は断層に並走して建設されているが、図-1に示した阿蘇山に周辺の橋梁構造物の一部は断層を跨いでいる。このために、断層近傍地震動だけでなく、断層のずれ(変位)による複合的なメカニズムにより橋梁構造物が被災したという指摘や報告がある。また、不等橋脚を有する高架橋は周辺地盤の3次元的な建設環境(境界条件)によって、橋脚毎に異なる地震動が橋梁構造物の耐震性に少なからず影響したと考えられる。



図-1 熊本地震で被災した橋梁構造物

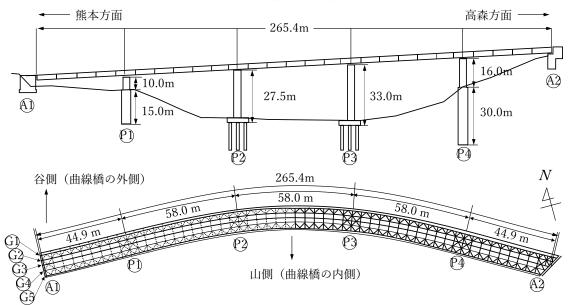
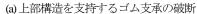


図-2 大切畑大橋の橋梁構造







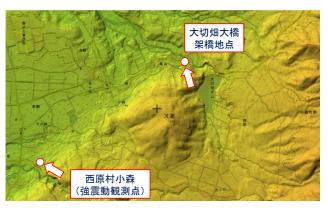
(b)下部構造のひび割れ

写真-1 大切畑大橋の被害(写真:川島一彦提供)

大切畑大橋の地震時挙動の推定および耐震性能の評価には、上記の影響に加え、前震(M<sub>JMA</sub> = 6.5)・本震(M<sub>JMA</sub> = 7.3)などの複数の強震動が橋梁構造物に作用

した影響, 断層近傍地震動のフォワードディレクティビ ティの影響, 断層変位の影響, 桁~橋台間の衝突および 落橋防止ケーブルの落橋抑止効果など様々な検討課題が





(a)大切畑大橋と背後の斜面崩壊 (PASCO)

(b) 大切畑大橋周辺のコンターマップ



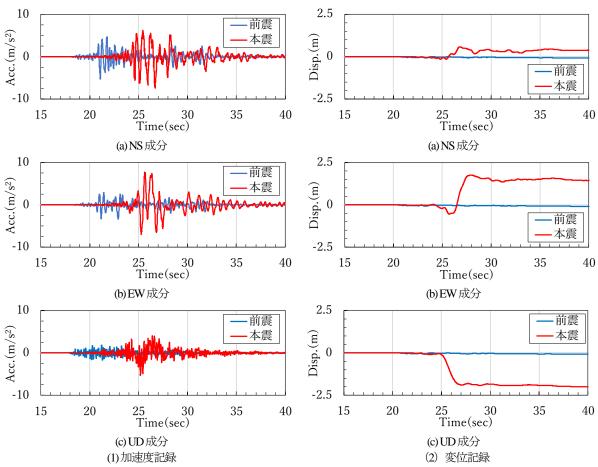


図-4 西原村小森で観測された強震動記録

存在している.本研究では、大切畑大橋の地震応答解析を通じて、異なる規模の複数の強震動(前震と本震)が 大切畑大橋の耐震性に与えた影響に着目して検討を行っ たので、その結果を報告する.

### 2. 大切畑大橋と強震動

図-2に大切畑大橋の構造一般図を示すが、本橋は幅員が12.5、橋長が265.4mの5径間連続非合成曲線鈑桁橋である. 橋梁上部構造は両端でA1およびA2の橋台で、中間は高さの異なるP1~P4のRC橋脚でそれぞれ支持されて

いる. また、P1およびP4橋脚はケーソン基礎、P2およびP3橋脚は杭基礎を有する. 本橋は平成8年の道路橋示方書に基づき設計され、2003年3月に竣工している. 上部構造が曲線桁となっており、高森方面側のA2橋台で斜角が65度を有す.

前震および本震の作用によって、**写真-1**に示すように、 上部構造が谷川にスライドして、上部構造を支持するゴム支承が破断している他、A1橋台側に設置された落橋 防止ケーブルが破断している。また、下部構造のRCに はひび割れが発生している。

図-3には、大切畑大橋の架橋地区周辺の航空写真およ

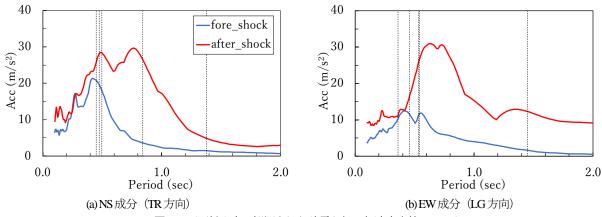


図-5 西原村小森で観測された強震記録の加速度応答スペクトル



図-6 作成した大切畑大橋の解析モデル

び周辺地区のコンターマップを示すが、本橋は背後の斜面から平野部へと下る傾斜地と平野部の丁度境界部に架橋されている. なお、同図(b)には、後述する気象庁・熊本県の強震動観測所(西原村小森)の位置も示すが、この観測所は、傾斜地の先の平野部(耕作地)に強震記録装置が設置されている.

図-4には、気象庁・熊本県の強震動観測所で前震および本震で観測された強震記録を示す. NS成分およびUD 成分の加速度記録を比較すると、前震と本震は概ね同程度となっているが、EW成分の加速度記録は前震の数倍あり、短周期成分が卓越している. また、この加速度記録を基線補正をしながら積分して変位を求めると、前震では殆ど発生していなかった地動変位が、本震ではEW成分で東側に1.8m弱、UD成分で鉛直下向き方向に2m弱に達しているが、これは周辺地域の断層変位の調査結果と概ね整合する.

図-5には、西原村小森(気象庁・熊本県)で観測された強震動の加速度応答スペクトルを示す。なお、同図には、後述する大切畑大橋のLG方向およびTR方向の固有周期を併せて示す。前震・本震および方向成分の違いによらず2つのピークを持つスペクトルとなっている。地盤の塑性化により、両ピークとも一様に長周期側にシフトしており、サイト特性を強く反映した地震動であることが分かる。

図-3の(b)に示した通り、大切畑大橋は周辺の丘陵に囲まれた狭隘な空間に立地している。このため、大切畑大橋に実際に作用した地震動における地盤増幅特性とは大いに異なると考えられる。しかし、序章で述べた通り、本研究は前震・本震の2つの波が構造物の損傷に与えた影響を検討することが主目的である。このために、本解析では前進と本震が入手可能であり、最も架橋地点に近く、地盤条件も比較的一致していると考えられるこの記録を用いて、以後地震応答解析を行っていく。

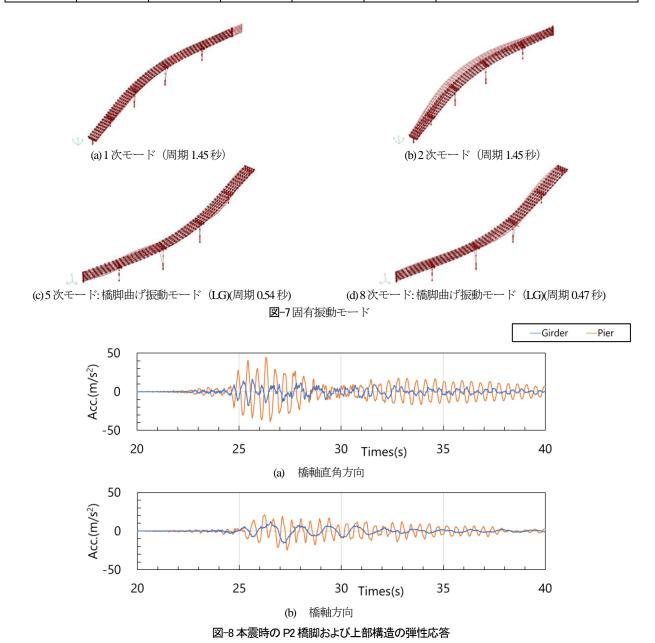
## 3. 大切畑大橋の固有振動特性

図-2に示した構造一般図等の設計図面等を元に、図-6 に示す大切畑大橋の橋梁モデルを作成した. 橋梁上部構造は床版をシェル要素で、主桁や横構等および下部構造はファイバー要素でモデル化した. また、支承はばね要素で、基礎と地盤の相互作用は剛体の先端に地盤の杭基礎の変形を表す地盤ばねを接続し、固定点に橋梁全体系モデルを設置した.

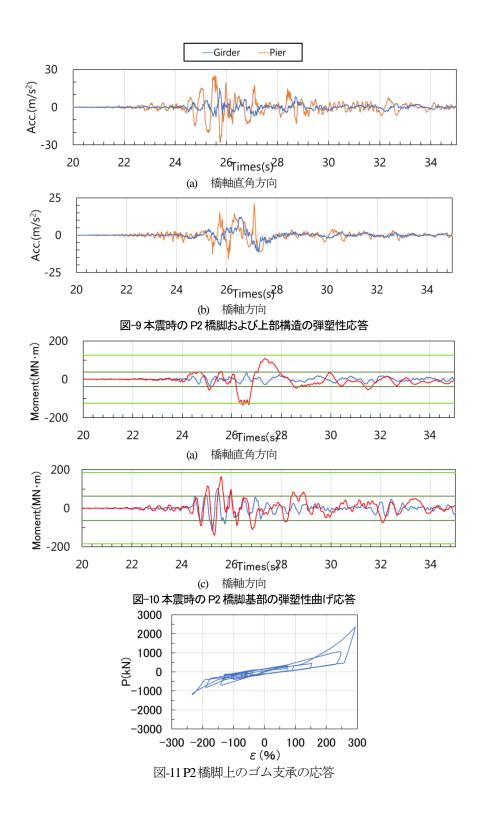
作成した大切畑大橋の数値解析モデルを用いて固有値解析を実施した.表-1及び図-7には、固有値解析結果及び固有振動モードを示す.1次モードおよび2次モードは、上部構造が並進する1.4秒の長周期のモードであるが、図-5の応答スペクトルに示した通り、地震力が低減

表-1 固有値解析結果

| 次数 | 振動数   | 周期    | 有効質量比 |      |     | 振動モード形状               |
|----|-------|-------|-------|------|-----|-----------------------|
|    | (Hz)  | (s)   | LG    | TR   | UD  | 恢到一下形人                |
| 1  | 0.690 | 1.449 | 48.4  | 0.0  | 0.0 | 上部構造 並進1次モード (LG)     |
| 2  | 0.725 | 1.379 | 0.0   | 44.4 | 0.0 | 上部構造 並進1次モード (TR)     |
| 3  | 1.189 | 0.841 | 0.6   | 0.0  | 0.0 | 上部構造 並進2次モード (TR)     |
| 4  | 1.458 | 0.686 | 0.0   | 0.0  | 0.0 | 上部構造 曲げ1次モード          |
| 5  | 1.850 | 0.541 | 3.2   | 0.0  | 0.0 | P2-P3 橋脚 (LG) 曲げ振動モード |
| 6  | 1.880 | 0.532 | 1.7   | 0.0  | 0.0 | P2-P3 橋脚 (LG) 曲げ振動モード |
| 7  | 2.007 | 0.498 | 0.0   | 4.2  | 0.0 | P2-P3 橋脚 (TR) 曲げ振動モード |
| 8  | 2.109 | 0.474 | 0.0   | 2.1  | 0.0 | P2-P3 橋脚 (TR) 曲げ振動モード |
| 9  | 2.184 | 0.458 | 7.2   | 0.1  | 0.0 | P2橋脚 (LG) 曲げ振動モード     |
| 10 | 2.220 | 0.451 | 0.1   | 13.3 | 0.0 | P2橋脚(TR)曲げ振動モード       |



する領域である.一方,5次から10次のモードは橋脚が 主として振動するモードで,これが地震動の加速度応答 スペクトルが卓越する周期帯と重なっていて,共振する ことが予想される. 実際、本震時のP2橋脚および上部構造重心位置の弾性応答を求めると、図-8に示す通りとなるが、橋脚頂部での応答が、上部構造重心位置での桁の応答よりも大きくなっており、橋脚が地震動と共振している様子が窺え



る. 結果は示してないが前震についても同様な結果が得られ、弾性応答で4G近い加速度応答が橋脚頂部に発生している.

非線形地震応答の解析結果を**図-9** より**図-11** に示す. 橋脚や支承などの部材の非線形性を考慮すると,地震時 応答(例えば,橋脚および上部構造の加速度応答)は低減するが,それほど大きく低減はせず橋脚基部が大きく 塑性化する可能性が懸念された.

図-10 には、P2 橋脚基部の曲げ応答を示したが、前震

での応答は、曲げひび割れを僅かに超える程度で有り、 本震の応答でも幸福曲げモーメントを僅かに超える程度 の曲げモーメントが発生していない.

図-11 には、P2 橋脚上の本震時の橋軸方向の支承の荷重変位関係を示す。本震が作用しても P2 橋脚上の変形量はせん断ひずみに換算しても 290%程度で有り、破断には至らず、実際の損傷レベルと整合する。

#### 4. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す.

- 1)線形解析より地震時挙動を推定すると、橋脚と地震動が共振するために、本震では、P2橋脚において橋軸直角方向に約4G、橋軸方向で2Gもの加速度応答が生じている。
- 2) 主要構造部材の塑性化を考慮することで、橋軸方向で 約2.5Gまで応答が下がり、実際の損傷レベルとの整合 性が出てくる.
- 3) 上部構造を支持するゴム支承の塑性化に着目すると、 ゴム支承では、前震では100~150%程度のせん断ひず みしか発生しておらず、ゴム支承が破断した可能性は 低い. 一方、本震では、P2橋脚上の支承に生じるせん 断ひずみが250%程度と小さいが、橋台上の支承には 大きなせん断ひずみが発生している.
- 4) 橋脚基部の応答曲げモーメントは、前震では曲げひび 割れが発生する程度の応答に留まっており、本震でも

降伏曲げ耐力を僅かに上回る程度の応答となっており, 実際の損傷度と整合した結果となった.

#### 参考文献

- 1) 「平成 28年 (2016年) 熊本地震について」(第 37報) http://www.jma.go.jp/jma/press/1604/30a/kaisetsu201604301530.pdf
- 2) 国土地理院HP, 平成28年4月の地殻変動について, 別紙8-4 平成28年4月16日の熊本県熊本地方の地 震 (Mj7.3) 震源断層モデル (暫定) http://www.gsi.go.jp/common/000140479.pdf
- 3) 星隈順一,川島一彦,長屋和宏:鉄筋コンクリート 橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリ ートの応力ーひずみ関係,土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.
- 4) 堺淳一,川島一彦:部分的な除荷・再載荷を含む履 歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案,土木 学会論文集, No. 738/I-64, pp. 159-169, 2003. 7.
- 5) 野中哲也, 吉野廣一: パソコンで解くファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析, 丸善出版(株), p. 232, 2010.11.

## ESTIMATION OF FAILURE MECHANISM OF THE OOKIRIHATA BRIDGE CAUSED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE BASED ON NONLINEAR NUMERICAL DYNAMIC ANALYSIS

Ryota MASUDA, Gakuho WATANABE, Akira Kasai, Tetsuya NONAKA, Kazuya MAGOSHI, Shogo MATSUNAGA

In 2016, Kumamoto earthquakes attacked kyushu-kumamoto area in Japan. Due to this earthquake, so many bridges suffered damage. Because those bridge were designed in accordance with post-Kobe earthquake, those bridges narrowly escaped the bridge-fall, but suffered severe damage from the earthquake. Especially the long continuous curved bridge also suffered damage and it finally lost the support due to the rupture of the elastomeric bearings. In this paper, we will focus on the behavior and the failure mechanism of the bridge during the earthquake by the numerical analysis.