

前震および本震時の強震動が 連続曲線高架橋の損傷に与えた影響に関する基礎的検討

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

¹学生会員 学士(工) 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)

²正会員 博士(工) 山口大学大学院 創成科学研究科 (同上)

³正会員 博士(工) 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)

⁴正会員 博士(工) 株式会社耐震解析研究所 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神1-10-17)

⁵正会員 博士(工) 名古屋工業大学 大学院工学研究科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

⁶正会員 博士(工) (株) 共同技術コンサルタント (〒813-0044 福岡県東区千早4-15-12-307)

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、震源には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⁵⁾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。

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($M_{JMA} = 6.5$)・本震($M_{JMA} = 7.3$)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鋼桁橋である。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

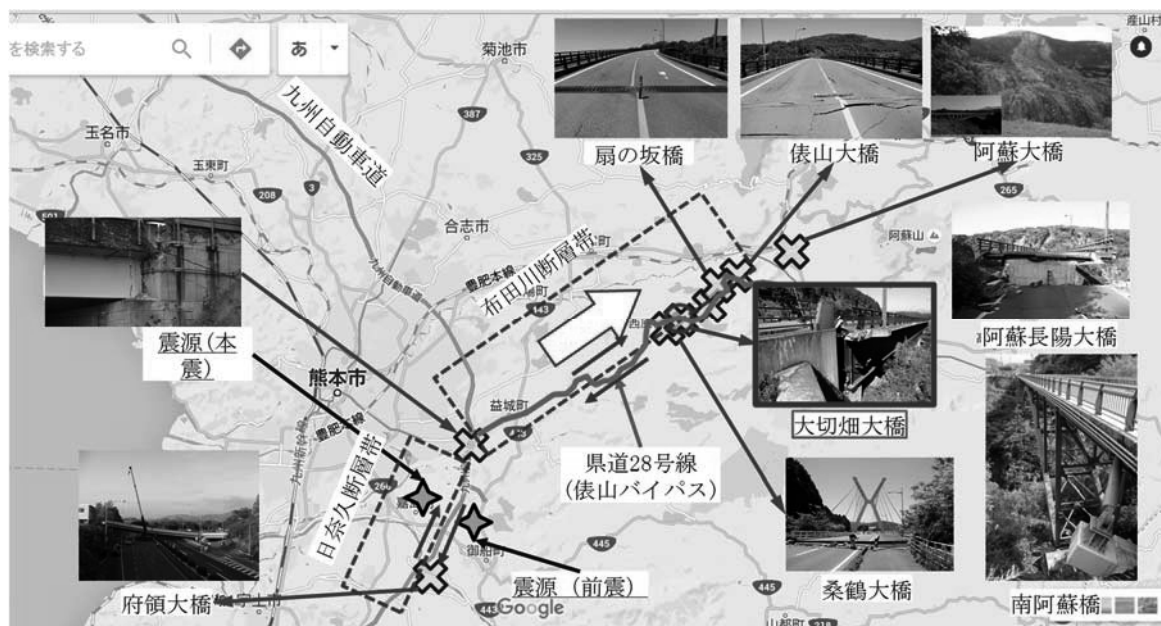


図-1 熊本地震で被災した橋梁構造物

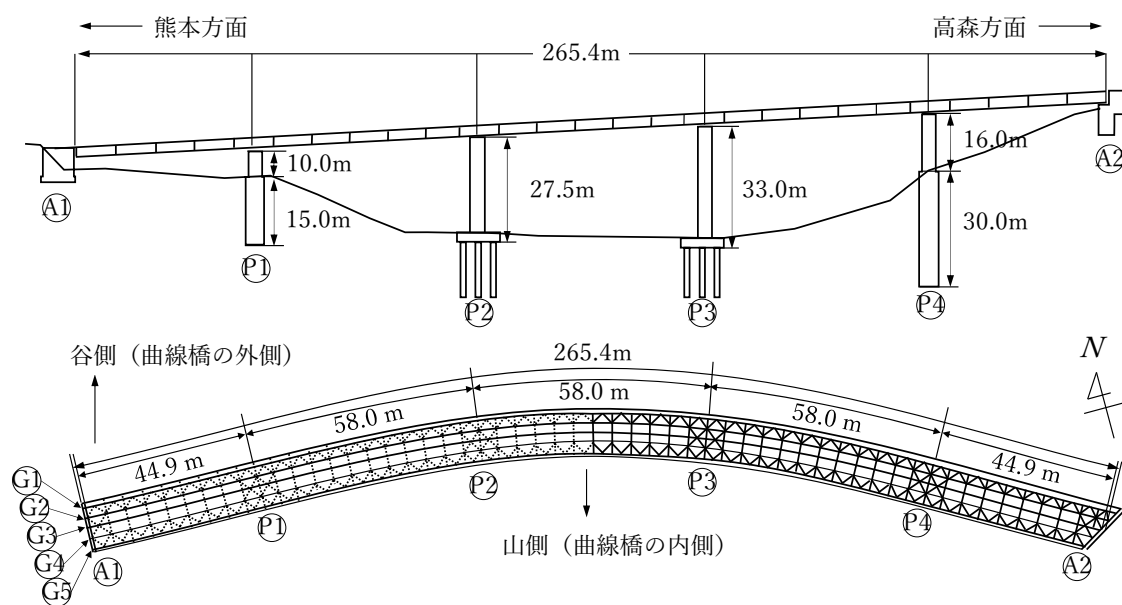


図-2 大切畑大橋の橋梁構造



(a) 上部構造を支持するゴム支承の破断



(b) 下部構造のひび割れ

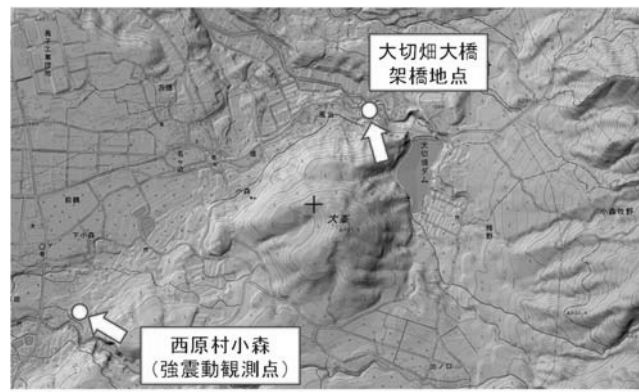
写真-1 大切畑大橋の被害 (写真：川島一彦提供)

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

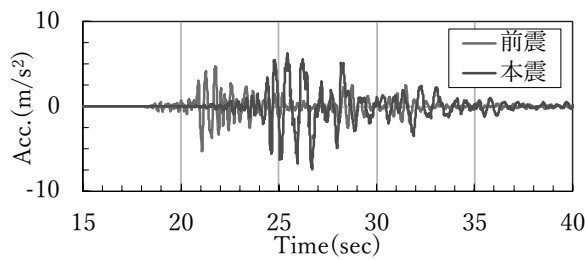


(a) 大切畑大橋と背後の斜面崩壊 (PASCO)

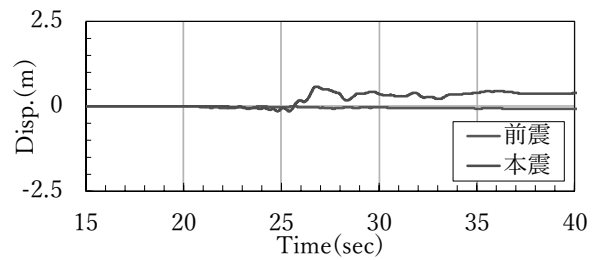


(b) 大切畑大橋周辺のコンターマップ

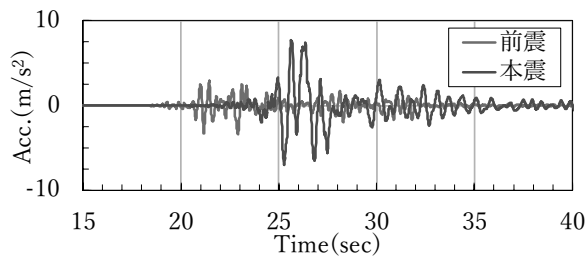
図-3 大切畑大橋の架橋地区周辺



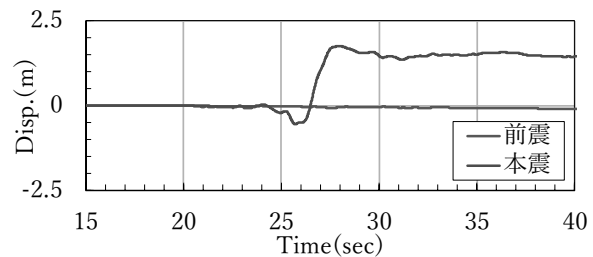
(a) NS 成分



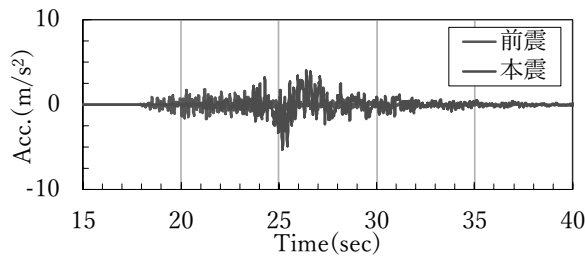
(a) NS 成分



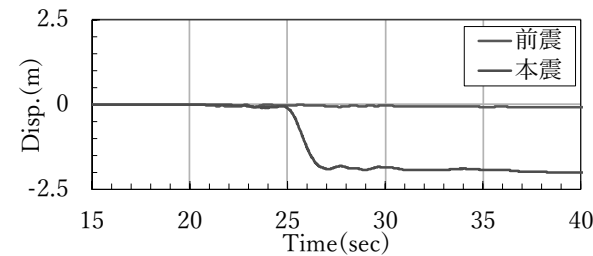
(b) EW 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分



(c) UD 成分

(1) 加速度記録

(2) 変位記録

図-4 西原村小森で観測された強震動記録

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

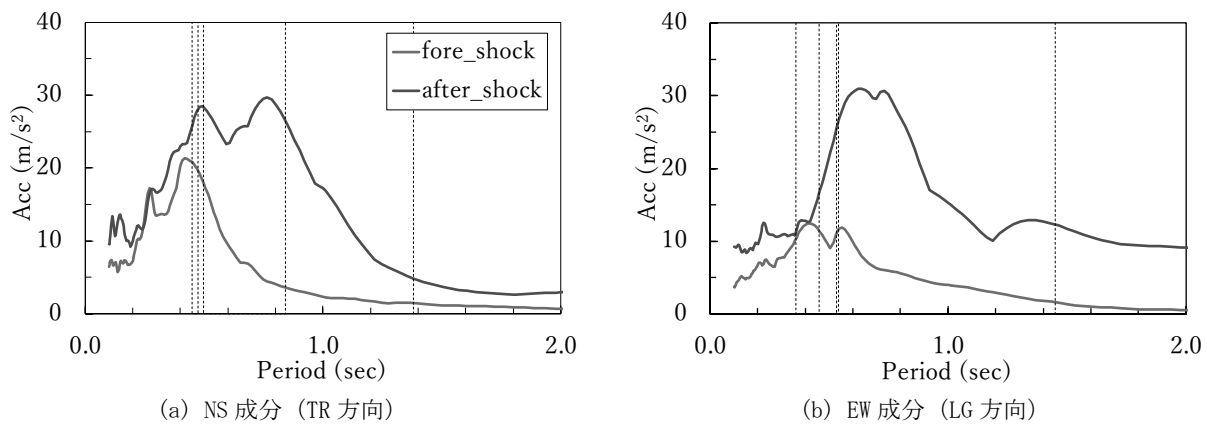


図-5 西原村小森で観測された強震記録の加速度応答スペクトル

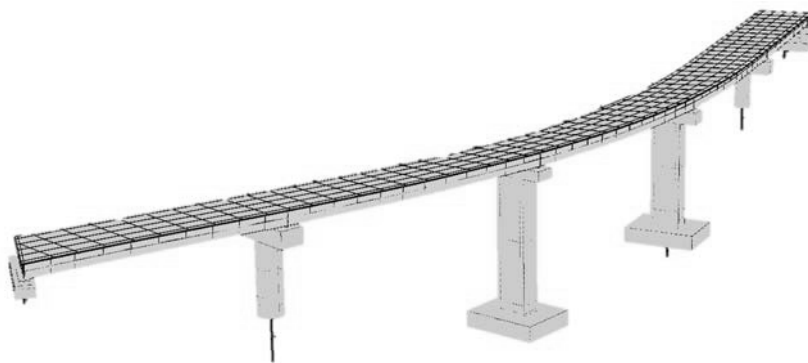


図-6 作成した大切畑大橋の解析モデル

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る、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。結果は示してい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。

表-1 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	有効質量比			振動モード形状
			LG	TR	UD	
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

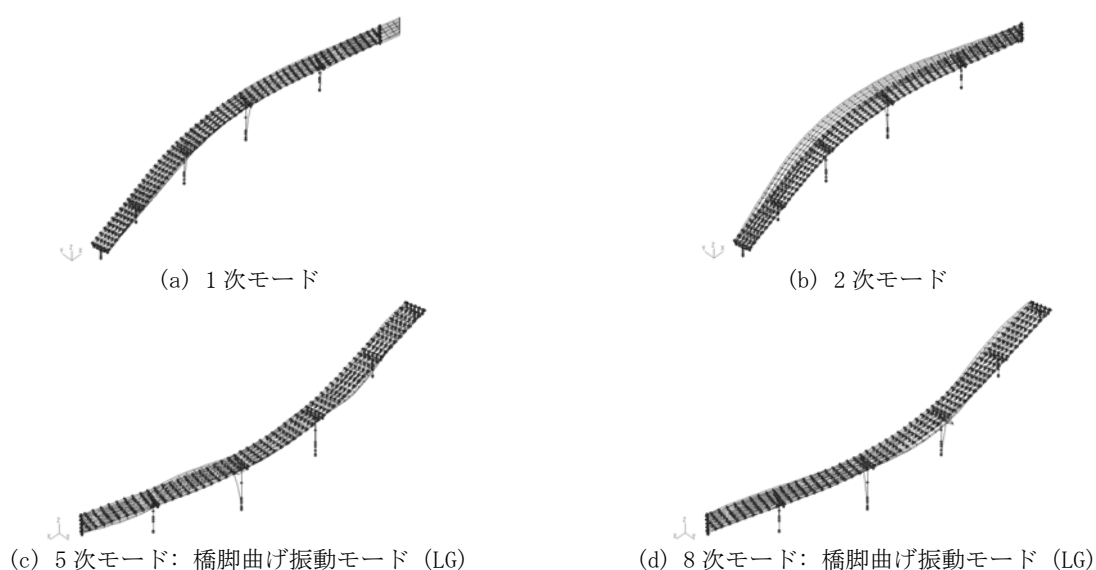


図-7 固有振動モード

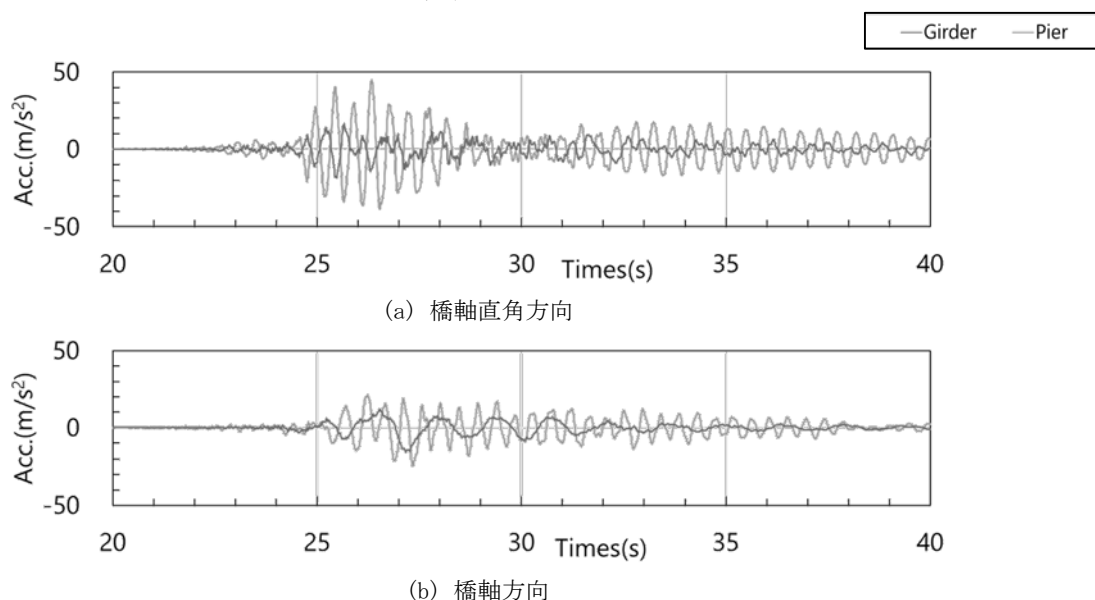
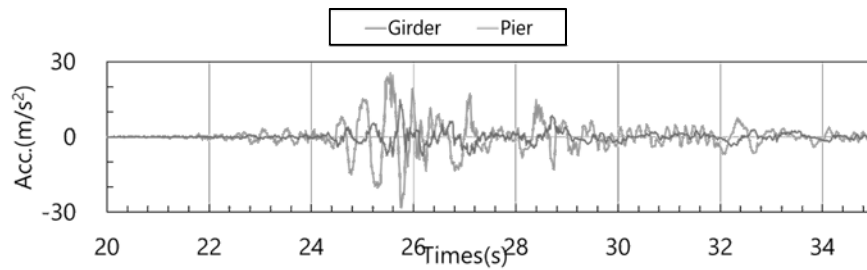


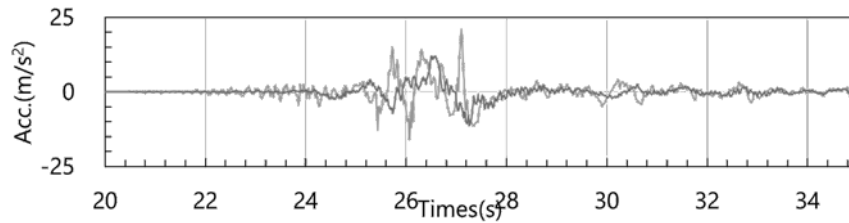
図-8 本震時の P2 橋脚および上部構造の弾性応答

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。

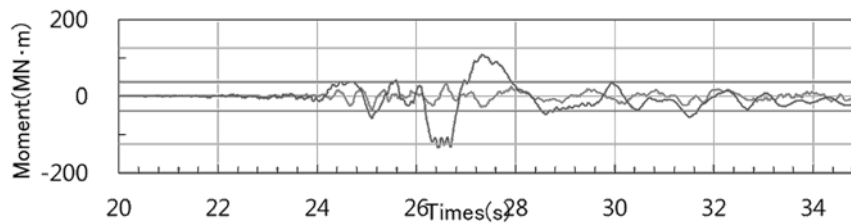


(a) 橋軸直角方向

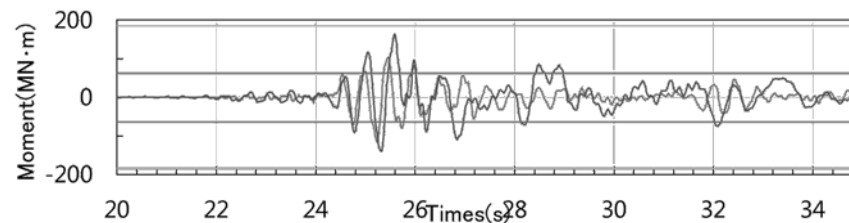


(b) 橋軸方向

図-9 本震時の P2 橋脚および上部構造の弾塑性応答



(a) 橋軸直角方向



(b) 橋軸方向

図-10 本震時の P2 橋脚基部の弾塑性曲げ応答

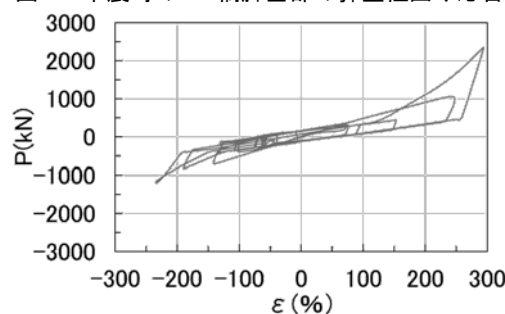


図-11 P2 橋脚上のゴム支承の応答

4. 結論

- 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。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。