

熊本地震により被災した 歩道橋の地震時挙動の推定

剣持 崇平¹・松崎 裕²・運上 茂樹³

¹ 学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻
(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)
E-mail: shuhei.kenmochi.s5@dc.tohoku.ac.jp

² 正会員 博(工) 東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻(同上)
E-mail: hiroshi.matsuzaki.e3@tohoku.ac.jp

³ 正会員 博(工) 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(同上)
E-mail: shigeki.unjoh.c7@tohoku.ac.jp

2016年熊本地震の前震と本震により積層ゴム支承がそれぞれ2基ずつ破断する被害を受けた歩道橋を骨組構造でモデル化し、動的解析によりその地震時の挙動を推定した。入力地震動は、対象橋近傍の地震観測点のうち、対象橋と同じ微地形区分の地震観測点で観測された前震時、本震時の加速度波形とした。解析の結果、橋軸直角方向には、前震時、本震時ともに破断ひずみを超える応答が生じ得たことが推定された。また、橋軸周りの桁全体の回転による影響と鉛直地震動による影響が重なって前震時、本震時ともに積層ゴム支承に鉛直上向きの引張ひずみが発生しており、これが破断に影響した可能性も推定された。

Key Words: laminated rubber bearing, pedestrian bridge, dynamic analysis, Kumamoto Earthquake

1. はじめに

2016年に熊本県熊本地方においてマグニチュードM6.5の地震(前震)、M7.3の地震(本震)が発生し、その後も余震が続いた。これら一連の熊本地震の前震と本震により、多数の橋が被害を受けた。ゴム支承の被害に着目すると、破断が3橋、その他ゴム支承に残留変形が生じたもの等を合わせると計9橋で被害が報告されている¹⁾。この中には、車道橋と歩道橋の2橋が隣接している一ツ橋がある。車道橋では支承部に一部の損傷のみで大きな被害が発生しなかったが、歩道橋である一ツ橋側道橋では、積層ゴム支承4基全てが破断し、橋軸直角方向に約50cmの残留変位が生じた。このように、ほぼ同一の地震動が作用したであろう隣接する2橋で状況が大きく異なった被害が報告されている。

被害を受けた歩道橋においては、橋軸直角方向に大きな残留変位が生じていたため、積層ゴム支承の耐力を超える橋軸直角方向の慣性力により、積層ゴム支承が破断した可能性が考えられる。また、本歩道橋は一般的な道路橋に比べて軽量で、桁幅に対して桁高が高い構造であり、橋軸直角方向の慣性力により桁に橋軸周りの回転が発生し、それによって作用した鉛直上向きの引張力が積

層ゴム支承の破断に影響したことも考えられる。

積層ゴム支承のせん断方向と鉛直方向の変形の連成に関する研究は少なく、その耐荷力特性に関しては十分に明らかにされていない。大塚ら²⁾は、鉛プラグ入り積層ゴム支承に対し、せん断ひずみを与えた状態で、単調引張試験を実施している。この実験では鉛プラグ入り積層ゴム支承のせん断ひずみが350%の時に鉛直上向きの引張ひずみが最小で45.7%の時に破断、せん断ひずみが450%の時に鉛直上向きの引張ひずみが最小で26.7%の時に破断した結果が得られている。このように、せん断方向と鉛直方向の変形の連成によって、破断ひずみが一方の作用のみの場合よりも低下することが明らかにされている。

熊本地震で被害を受けた歩道橋は、桁幅に対して桁高が高い特徴を有しており、一般的な道路橋よりもせん断変形と鉛直方向の変形が連成しやすい可能性が考えられる。本論は、こうした構造特性を有する歩道橋に対し、積層ゴム支承に生じるせん断方向と鉛直方向の地震時の連成応答に着目した解析的検討を行うものである。なお、今回の検討では、本橋近傍で観測された地震動を解析で用いることとし、架橋地点の地震動の推定までは実施していない。また、実際に使用され、破断した積層ゴム支

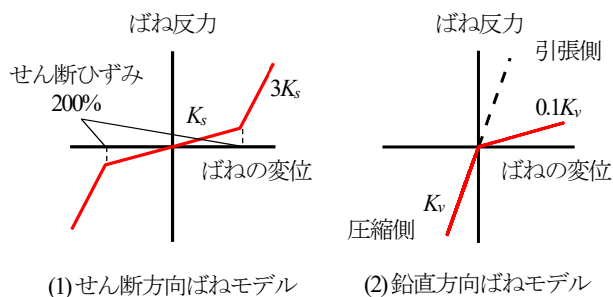


図-1 積層ゴム支承のばねモデル

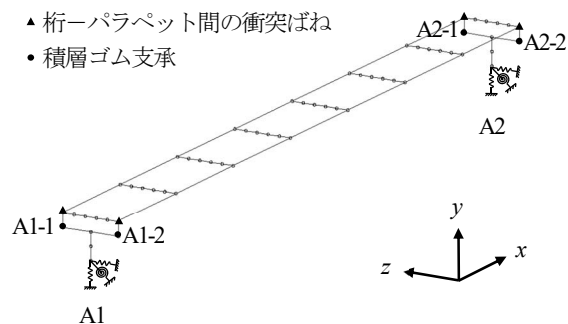


図-2 解析モデル

承の詳細な特性分析までは実施していない。そのため、前述した特徴を有する歩道橋の地震時挙動特性の把握に重点を置いた検討を行う。

2. 解析対象橋と被害状況

本検討で対象とした一ツ橋側道橋は、文献1)で報告されている平成15年に竣工した単純鋼鈑桁の歩道橋である。橋長40.8m、桁高2.0m、幅員3.0m、両端に橋台を有し、基礎は杭基礎である。支承は1つの橋台に2基ずつ、計4基の天然ゴム系積層ゴム支承が設置されている。積層ゴム支承の諸元は、有効寸法180mm×180mm、ゴム総厚24mm（1層8mm×3層）であり、死荷重に対する支承の面圧は3.65MPaである。適用基準は平成8年道路橋示方書³⁾である。

対象橋は2016年4月に発生した熊本地震により被災した。両端橋台において4基の積層ゴム支承が全て破断し、主桁が橋軸直角方向に約50cm移動した。その他、路面の段差が約20～30cm、落橋防止ケーブルの破断（4箇所中1箇所）、橋台のパラペット上部への桁端部の衝突等が報告されている¹⁾。なお、積層ゴム支承の破断については、4月14日に発生した前震により片側の橋台の積層ゴム支承2基が破断し、4月16日に発生した本震でもう一方の橋台の積層ゴム支承2基が破断したとされている。

3. 解析モデル及び解析概要

対象橋の桁及び橋台躯体には損傷や変形が報告されていなかった¹⁾ことから線形梁要素とし、杭基礎は橋台ごとの地盤定数に基づき、水平、鉛直、回転ばねとしてモデル化した。橋台のパラペット上部への桁端部の衝突が生じていたため、桁端部の主桁位置には衝突ばねを設け、橋軸方向に対する拘束の影響をモデル化した。衝突ばねのばね定数は、川島⁴⁾が提案する式(1)を用いて算定した。

$$K_1 = \gamma \cdot \left(\frac{nEA}{L} \right) \quad (1)$$

ここに、 K_1 ：衝突ばねの剛性、 E ：上部構造（鋼桁）のヤング率、 A ：上部構造（鋼桁）の断面積、 L ：上部構造全体の長さ、 n ：上部構造の要素分割数、 γ ：要素の軸剛性と衝突ばねの剛性の比である。本検討では、 $\gamma=1$ とした。桁端部とパラペット間の遊間は0.1mである。

積層ゴム支承は図-1に示すばねモデルとした。ゴム材料は一般的に設計に用いられているG10とした。ゴム材料G10の場合、設計上の地震時の引張応力度の許容値は2.0N/mm²である⁵⁾。一般に積層ゴム支承はせん断ひずみ200%程度でハードニングし始めるとされている。道路橋支承便覧⁵⁾に示されるように、天然ゴム系積層ゴム支承を用いたせん断変形性能試験によれば、破断ひずみは300%から400%の範囲にあるため、今回はその下限値である300%を破断ひずみと仮定した。これらのことから、本検討では、せん断方向には図-1(1)のように積層ゴム支承のせん断方向のモデル化に用いられるハードニングを考慮したバイリニア型モデルとし、せん断ひずみ200%でハードニングし始め、300%で破断するモデルとした。ハードニング後の剛性は初期剛性の3倍⁶⁾とした。一方、積層ゴム支承の鉛直方向の引張剛性は、植田ら⁷⁾の実験によると、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた場合であるが、圧縮剛性の10～15%であるとされており、ここでは図-1(2)のように崔ら⁸⁾が検討に用いた鉛直方向の引張剛性と同等に、圧縮剛性の10%となるモデルとした。減衰モデルとしては、Rayleigh型とし、主要なモードの減衰定数の下限を通るように、2つの振動モードを選択し、その係数を決定した。要素ごとの減衰定数は、桁と積層ゴム支承は3%、橋台は10%、杭基礎は20%とした。

解析モデルの全体系を図-2に示す。橋台をA1、A2とし、それぞれの橋台上の積層ゴム支承をA1-1、A1-2、A2-1、A2-2とする。ここで、A1-1、A2-1は橋軸直角方向のせん断ひずみが負（上沓がz軸の負の方向に変位）の時に鉛直上向きの引張力を受ける箇所の積層ゴム支承である。一方、A1-2、A2-2は橋軸直角方向のせん断ひずみ

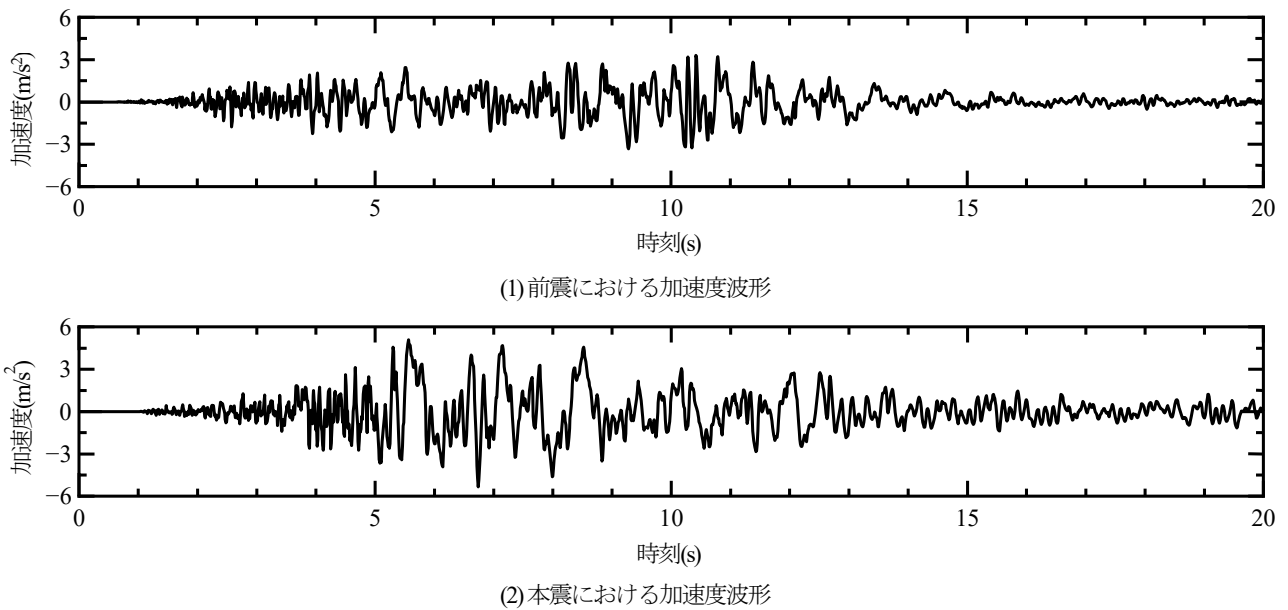


図-3 橋軸直角方向の加速度波形（観測点：豊野）

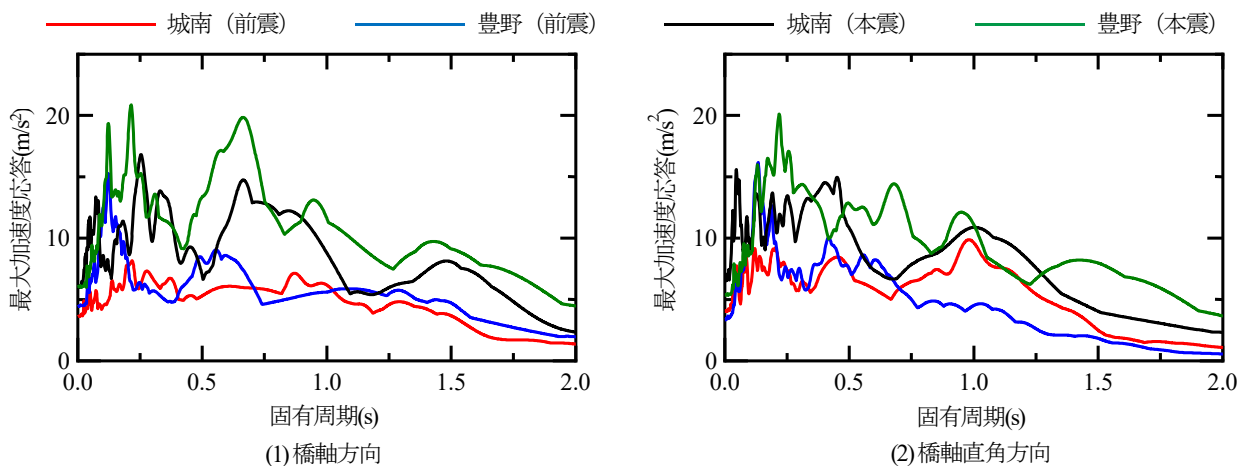


図-4 入力地震動の加速度応答スペクトル

が正（上沓が z 軸の正の方向に変位）の時に鉛直上向きの引張力を受ける箇所の積層ゴム支承である。実際の対象橋と対比すると、前震で A2-1, A2-2, 本震で A1-1, A1-2 の積層ゴム支承が破断したことになる。

入力地震動は、対象橋から半径 5km 付近以内で観測された前震と本震の加速度波形とした。対象橋近傍には K-NET や地方公共団体により地震観測点が 4 箇所に設置されていることを確認した。対象橋の近傍で地盤条件が類似する地点の観測記録を入力地震動として用いる方針としたが、これらの地震観測点のボーリング調査結果は入手できなかった。このため、ここでは、防災科学技術研究所が開設している地震ハザードステーション内の J-SHIS Map⁹ に示されている微地形区分を参考にすることとした。その中で対象橋付近と、熊本南区城南町（3.4km）、宇城市豊野町（5.3km）の 2 観測点（括弧内

は対象橋からの直線距離を表す）の微地形区分は、いずれもローム台地と示されている。そのため、この 2 観測点で観測された加速度波形を入力地震動として用いることとした。解析では、両観測点で観測された加速度波形の UD 成分を鉛直方向に、NS, EW 成分を対象橋の橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ変換して作用させた。解析結果において後述するが、積層ゴム支承における橋軸直角方向の応答が大きかったため、図-3 に豊野で観測された前震と本震の橋軸直角方向の加速度波形を示す。実際には前震、本震が連続して発生し、A2 橋台上の積層ゴム支承、A1 橋台上の積層ゴム支承が、それぞれの地震で破断する被害が生じた。このため、前震、本震を連続して入力し、損傷の進展を追跡する解析を行う必要があるが、本検討では、積層ゴム支承のせん断方向と鉛直方向の変形の連成の程度を評価することに着目した。そ

こで、前震と本震で観測された地震動をそれぞれ独立に入力するとともに、本震に対する解析においても全ての積層ゴム支承は前震で破断していないモデルとして解析を行った。

橋軸方向・橋軸直角方向に変換後の入力地震動の加速度応答スペクトルを図-4に示す。本震では橋軸方向、橋軸直角方向ともに1.0s以下で 10m/s^2 程度以上の最大応答を生じていることが分かる。なお、積層ゴム支承のばね定数として図-1(1)の K_2 を考慮した場合、対象橋の橋軸方向の固有周期は0.59sであり、橋軸直角方向の固有周期は0.61sである。

解析には、汎用構造解析プログラムTDAPIIIを使用し、時刻歴応答解析を実施した。時刻歴応答解析における解析方法はNewmark β 法($\beta=1/4$)を用い、時間刻みは0.0001sとした。

4. 解析結果

(1) 橋軸直角方向のみに正弦波を入力した場合

対象橋は歩道橋であるため、前述のように、軽量でまた桁高に対して桁幅が狭い特徴がある。このことを考慮すると、橋軸直角方向の慣性力により橋軸周りに桁が

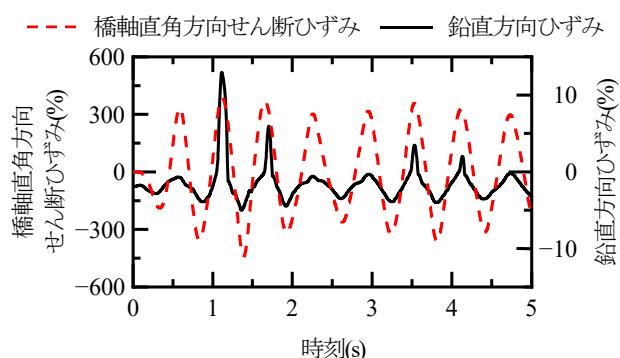


図-5 正弦波を入力した場合のA2-2支承の時刻歴応答

回転し、積層ゴム支承に鉛直上向きの引張力が生じた可能性も考えられる。この回転作用による鉛直上向きの引張力を受けた状態でせん断変形が生じ、破断に影響を及ぼしたことも考えられることは前述の通りである。

そこで、橋軸直角方向のみの慣性力を受けた場合でも積層ゴム支承に鉛直上向きの引張りひずみが生じ得る構造特性であるかを確認するために、まずは正弦波を橋軸直角方向のみに入力した解析を行った。入力した正弦波の周期は対象橋の橋軸直角方向の固有周期である0.61sとし、振幅は積層ゴム支承が破断し得るせん断ひずみ300%程度の応答が生じるように最大加速度を 2.5m/s^2 とした。

図-5は、正弦波を入力した場合の積層ゴム支承の橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの時刻歴応答を示したものである。橋軸直角方向せん断ひずみがピークに達する時刻で鉛直方向ひずみもピークに達していること、また、両者についてほぼ同位相でピークが発生していることが確認できる。なお、初めの3周期目までに橋軸直角方向せん断ひずみ、鉛直方向ひずみともに振幅が大きく生じているのは初期の過渡応答によるものと考えられる。この結果から、対象橋では、橋軸直角方向の慣性力により鉛直上向きの引張力が生じやすい構造であることが確認される。

(2) 前震で観測された3方向の地震動成分を入力した場合

前震で観測された地震動について橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向同時入力を行った結果を示す。

表-1は、3方向同時入力した際の積層ゴム支承の最大応答値を示している。ここには、後述する(3)の結果も示している。表-1に示すように、橋軸直角方向の応答は城南で観測された地震動を入力した場合、仮定した破断ひずみ300%程度の応答が得られた。また、豊野で観測された地震動を入力した場合、破断ひずみを超える橋軸直角方向の応答が得られた。対象橋で使用された支承の正

表-1 前震で観測された地震動を入力した場合の各積層ゴム支承の応答の最大値

入力方向	項目	城南（前震）				豊野（前震）			
		A1-1	A1-2	A2-1	A2-2	A1-1	A1-2	A2-1	A2-2
3方向	橋軸方向せん断ひずみ(%) ^{*1,*2}	-270	-273	-271	-274	334	340	325	329
	橋軸直角方向せん断ひずみ(%) ^{*1}	330	330	-326	-326	449	449	389	389
	鉛直方向引張りひずみ(%) ^{*3}	-0.21	-0.24	2.62	-0.12	4.96	7.06	11.5	22.7
	鉛直方向引張応力(N/mm ²) ^{*3}	-0.40	-0.46	0.50	-0.24	0.95	1.35	2.20	4.35
橋軸直角方向のみ	橋軸直角方向せん断ひずみ(%) ^{*1}	330	330	-326	-326	448	448	389	389
	鉛直方向引張りひずみ(%) ^{*3}	-0.44	-0.73	-0.06	-0.21	-0.04	0.00	12.3	9.60
	鉛直方向引張応力(N/mm ²) ^{*3}	-0.85	-1.40	-0.11	-0.41	-0.07	0.00	2.37	1.84

*1 せん断ひずみは積層ゴム支承の上巻がx軸、z軸それぞれの正の方向に変位する場合を正の値として示している。

*2 橋軸方向せん断ひずみ417%で橋台のパラペットへ桁端部が衝突する。

*3 鉛直方向引張りひずみと鉛直方向引張応力は、引張を生じない場合、最小の圧縮ひずみ・圧縮応力をそれぞれ負の値として示している。

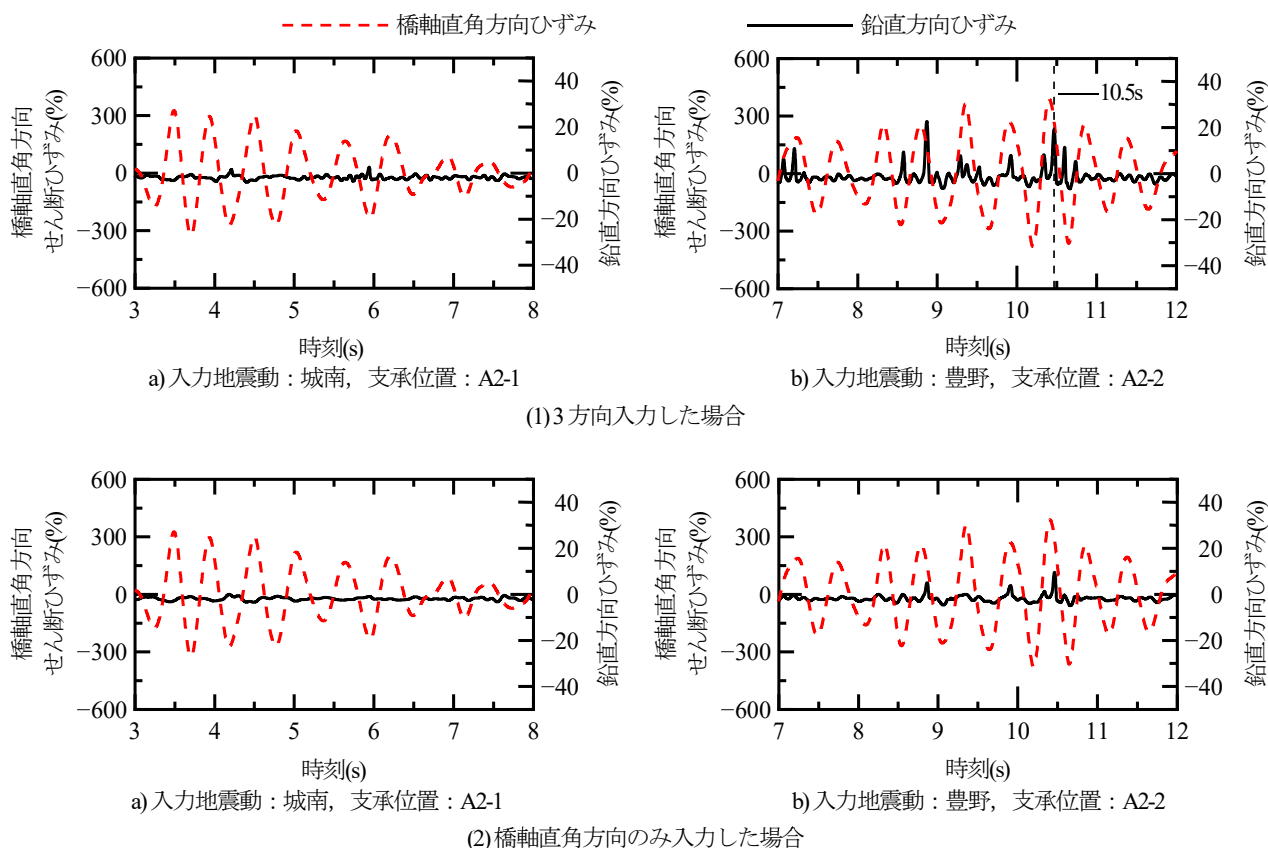


図-6 前震で観測された地震動を入力した場合の積層ゴム支承の時刻歴応答

確な破断ひずみは分からないが、概ね破断ひずみ相当の応答が生じ、これによって破断した可能性が考えられる。橋軸方向せん断ひずみはパラペットに衝突する際のせん断ひずみ（417%）未満であり衝突していないことになる。この時の鉛直方向の最大引張ひずみは、 $-0.24 \sim 22.7\%$ （死荷重反力の $-0.12 \sim 1.19$ 倍、以下、死荷重反力を R_d とする）であった。

図-6は橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの時刻歴応答を示したものである。ここには、後述する(3)の結果も示している。図-6には橋軸直角方向せん断ひずみが最大値をとる時刻付近の5.0s間を示す。図-6(1)に示すように城南で観測された地震動を入力した場合には鉛直上向きの引張力が生じているが引張応力は最大で 0.50N/mm^2 であり、設計上の許容値以内である。また、豊野で観測された地震動を入力した場合には最大引張応力が 4.35N/mm^2 と設計上の許容値 2.0N/mm^2 を超える。

より詳細に橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの関係を見るために、図-6(1b)で示した時刻歴応答の両方向の軌跡を図-7に示す。大塚ら²⁾は、ある鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いて、オフセットせん断ひずみが0%、250%、350%、450%の場合に対する単調引張試験を実施しており、その結果も併せて示す。解析結果の鉛直方向引張ひずみの最大値が60%以下であったことから、実験において鉛直方向引張ひずみが60%以下で破断に至

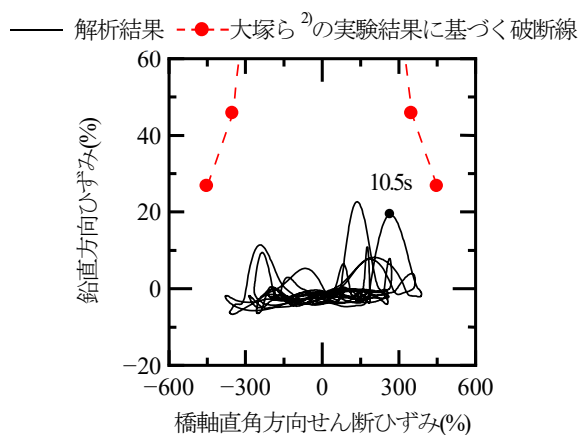


図-7 A2-2 支承の橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの軌跡
(前震で観測された豊野の地震動を入力した場合)

るオフセットせん断ひずみ350%、450%の結果のみを図に示している。オフセットせん断ひずみ350～450%間のデータが無いため2点を直線で結んでいる。図-7より、軌跡が大塚らによる実験値に基づく連成による破断線に最も近づくのは、橋軸直角方向せん断ひずみ267%、鉛直方向引張ひずみ19.3%の時点（図-6(1b)に示す時刻歴応答で10.5sの時点）であるが、大塚らによる実験値に基づく連成による破断線までには至っていない。大塚らの実験では鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いており、積層

表-2 本震で観測された地震動を入力した場合の各積層ゴム支承の応答の最大値

入力方向	項目	城南（本震）				豊野（本震）			
		A1-1	A1-2	A2-1	A2-2	A1-1	A1-2	A2-1	A2-2
3 方向	橋軸方向せん断ひずみ(%) ^{*1,*2}	-395	-403	-342	-350	416	418	-417	-416
	橋軸直角方向せん断ひずみ(%) ^{*1}	-442	-442	-450	-450	-537	-538	471	471
	鉛直方向引張ひずみ(%)	30.8	28.3	29.1	34.4	32.2	27.2	38.4	46.8
	鉛直方向引張応力(N/mm ²)	5.92	5.44	5.59	6.61	6.18	5.23	7.38	8.99
橋軸直角 方向のみ	橋軸直角方向せん断ひずみ(%) ^{*1}	-439	-439	-453	-453	-544	-544	466	466
	鉛直方向引張ひずみ(%)	24.0	19.5	28.8	31.6	14.0	15.4	39.7	25.3
	鉛直方向引張応力(N/mm ²)	4.62	3.74	5.53	6.06	2.69	2.97	7.61	4.86

*1 セン断ひずみはゴム支承の上沓がx軸、z軸それぞれの正の方向に変位する場合を正の値として示している。

*2 橋軸方向せん断ひずみ417%で橋台のパラペットへ桁端部が衝突する。

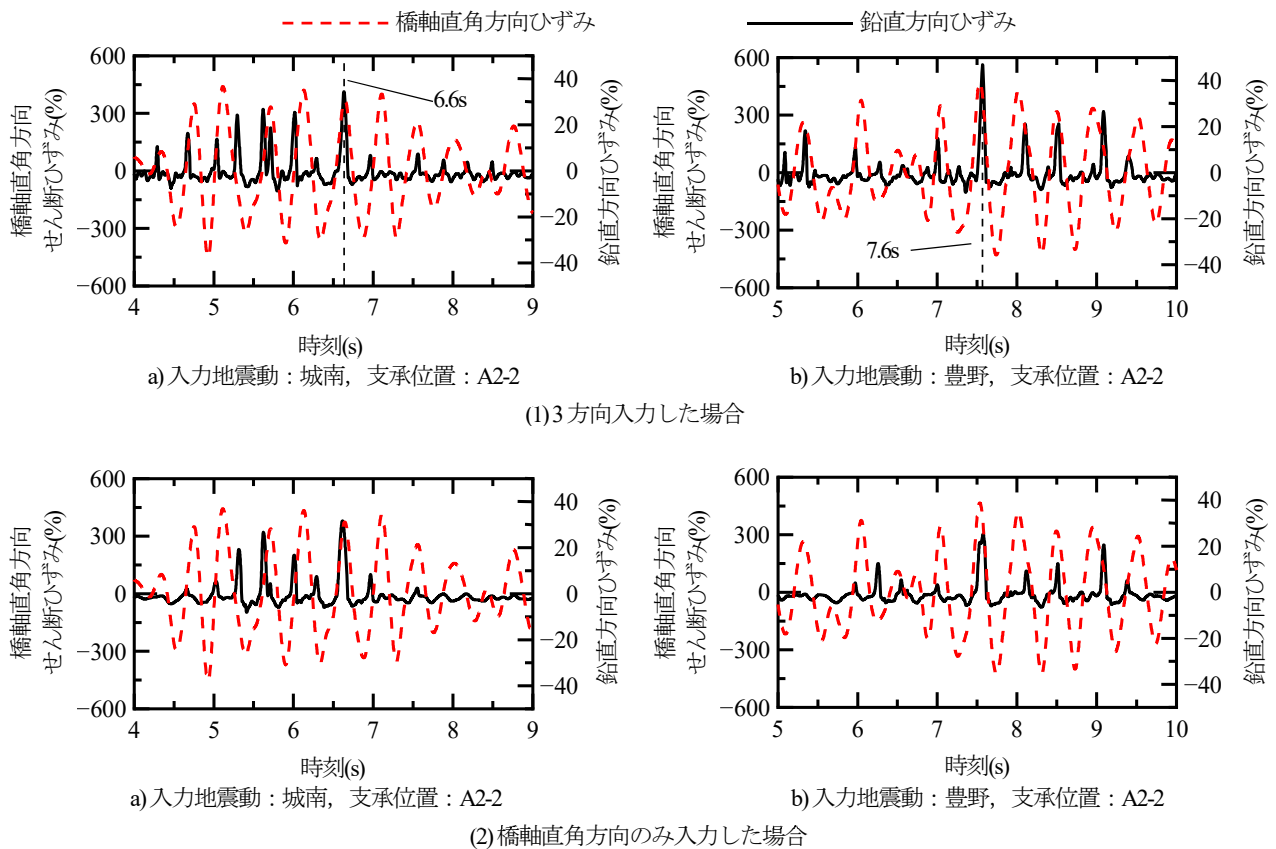


図-8 本震で観測された地震動を入力した場合の積層ゴム支承の時刻歴応答

ゴム支承の破断ひずみはばらつきがあるため、実験結果と単純には比較はできないが、橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向引張ひずみの連成による破断に至る程度の鉛直方向の応答は生じていないと考えられる。

対象橋地点における正確な地震動は分からないため、あくまで推測となるが、ともに橋軸直角方向せん断ひずみは破断ひずみ程度の応答が生じており、これにより実際に積層ゴム支承が破断したと考えられる。また、豊野で観測された地震動を入力した場合には、鉛直方向の地震動と桁の回転により生じた鉛直上向きの引張力が設計上の許容値を超えており、せん断方向と鉛直方向の変形

の連成により破断に至る程度ではないが、影響を受けた可能性も考えられる。

なお、前述したように、前震で一方の橋台の積層ゴム支承2基のみが破断したとの報告もある。その原因は厳密には分からないが、破断ひずみに近いせん断応答が生じた中での両橋台での応答値の相違や積層ゴム支承の破断ひずみのばらつき等が影響したことも考えられる。また、表-1に示したように、両橋台間で橋軸直角方向せん断ひずみの応答が異なっているが、これは杭基礎のばね定数がA1、A2の両橋台間で異なるためであり、このような非対称性が積層ゴム支承の破断の有無に影響した可

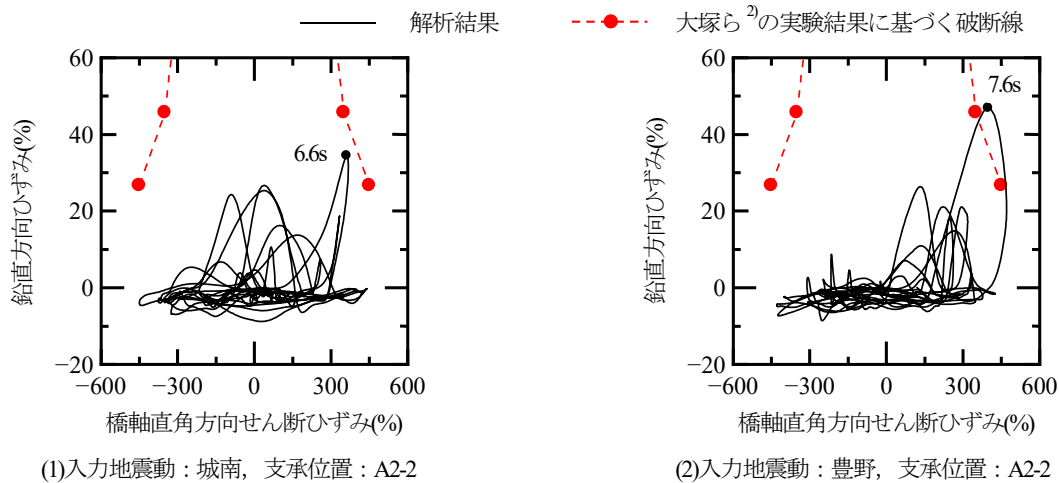


図-9 積層ゴム支承の橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの軌跡
(本震で観測された地震動を入力した場合)

能性も考えられる。

(3) 前震で観測された橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した場合

橋軸直角方向の慣性力により桁の回転が発生したか否かを検証するために、鉛直地震動の影響を考慮せずに橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した解析を行った。表-1と図-6に結果を示す。橋軸直角方向せん断ひずみは破断ひずみと同等の応答を示していることが確認できる。一方、鉛直方向の最大引張ひずみは、 -0.73 (圧縮) $\sim 12.3\%$ (最大引張力 $-0.38 \sim 0.65R_d$) であり、豊野の地震動を入力した場合に最大引張応力が 2.37N/mm^2 となり、橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した場合でも、設計上の許容値 2.0N/mm^2 を超える。

(4) 本震で観測された3方向の地震動成分を入力した場合

次に、本震で観測された地震動を3方向同時入力した際の積層ゴム支承の最大応答値の結果を表-2に示す。ここには、後述する(5)の結果も示している。全てのケースにおいて積層ゴム支承の橋軸直角方向せん断ひずみが仮定した破断ひずみ 300% を超えるとともに、橋軸方向せん断ひずみはパラペットへの衝突も生じ(豊野で観測された地震動を入力した場合に、 7.9s で衝突)、最大で 418% となった。鉛直方向の最大引張ひずみは、 $28.3 \sim 46.8\%$ (最大引張力 $1.49 \sim 2.46R_d$) となった。本震で観測された地震動では、橋軸直角方向せん断ひずみは 300% を大きく超える応答が生じていることから、橋軸直角方向の地震動による応答で実際に積層ゴム支承が破断し、この方向に変位が残留した可能性があると推定される。鉛直方向の最大引張応力については城南で観測された地震動を入力した場合に 6.61N/mm^2 、豊野で観測された地

震動を入力した場合に 8.99N/mm^2 と設計上の許容値 2.0N/mm^2 を大きく超える引張応力が生じた。

また、図-8は地震動を入力した際の橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの時刻歴応答を示したものである。ここには、後述する(5)の結果も示している。図-8(1)b)を見ると豊野で観測された地震動を入力した場合、橋軸直角方向せん断ひずみが 400% 程度の応答が生じた際に鉛直上向きの引張ひずみが 40% を超える時刻が確認できる。より詳細に橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの関係を見るために、図-8(1)で示した時刻歴応答の両方向の軌跡を図-9に示す。図-7と同様に大塚ら²⁾による実験値に基づく連成による破断線も併せて示す。図-9より城南で観測された地震動を入力した場合、軌跡が破断線に最も近づくのは、橋軸直角方向せん断ひずみ 362% で鉛直方向引張ひずみ 34.4% の時点(図-8(1)a)に示す時刻歴応答で 6.6s の時点)である。豊野で観測された地震動を入力した場合、軌跡が破断線に最も近づくのは、橋軸直角方向せん断ひずみ 400% で鉛直方向引張ひずみ 46.8% の時点(図-8(1)b)に示す時刻歴応答で 7.6s の時点)である。(2)でも述べたように、大塚らの実験結果と単純には比較はできない。しかしながら、これらのことを考慮しても、豊野で観測された地震動を入力した場合、橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向引張ひずみの連成による破断に至る程度の鉛直方向の応答が生じた可能性があると考えられる。

図-8(1)b)は支承位置が A2-2 で橋軸直角方向せん断ひずみが正側になると鉛直上向きの引張力が生じる箇所の積層ゴム支承であるが、例えば時刻 5.0s では橋軸直角方向せん断ひずみが負の場合にも引張ひずみが生じていることが確認できる。これは鉛直地震動の影響によるものと考えられる。

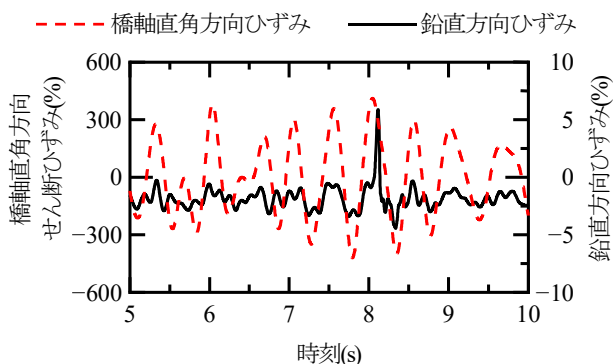


図-10 豊野で観測された地震動を橋軸直角方向のみに入力した場合のA2-2支承の時刻歴応答
(両端橋台の基礎のばね定数が等しい場合)

(5) 本震で観測された橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した場合

図-8(2)a)は城南で観測された地震動を橋軸直角方向のみに入力した場合のA2-2支承、図-8(2)b)は豊野で観測された地震動を橋軸直角方向のみに入力した場合のA2-2支承における橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみの各入力地震動に対する時刻歴応答を示したものである。橋軸直角方向せん断ひずみの応答が大きくなるに連れて、桁の回転に伴って鉛直上向きに引張力が生じていることが確認できる。表-2に示したように、鉛直方向の最大引張ひずみは、14.0～39.7%（最大引張力0.74～2.09 R_d ）であり、橋軸直角方向の慣性力による鉛直上向きに引張力で許容値2.0N/mm²を大きく超える引張応力が作用したことが推定される。

なお、図-8(2)a)の4.7sのように橋軸直角方向せん断ひずみが大きく生じている時刻で鉛直上向きに引張ひずみが生じていない時刻や図-8(2)b)の6.3sのように支承A2-2でせん断ひずみが負の際に鉛直上向きに引張ひずみが生じている時刻がある。これは、橋台の杭基礎のばね定数が異なることにより橋台間で応答にずれが生じることが影響していると考えられる。これを確認するために、両端橋台の杭基礎のばね定数を同一とした解析を行った結果が図-10である。これによれば、鉛直剛性に対応する短周期の位相の影響を考慮すると、橋軸直角方向せん断ひずみと鉛直方向ひずみのピーク応答の位相がほぼ一致することが確認できる。

5. まとめ

熊本地震の前震、本震によりそれぞれ2基ずつの積層ゴム支承が破断した歩道橋を骨組構造としてモデル化し、動的解析により地震時挙動特性の把握を行った。対象橋近傍の観測点における加速度波形を入力地震動とし、前

震と本震で観測された地震動をそれぞれ独立に入力した。本検討により得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 前震で観測された地震動を3方向同時に入力した場合、入力地震動に異なるものの、橋軸直角方向の応答で仮定した破断ひずみ300%を超えるせん断ひずみが得られた。また、鉛直方向の応答は鉛直地震動と橋軸直角方向の慣性力により積層ゴム支承に設計上の許容引張応力を超える鉛直上向きに引張力が生じた。
- (2) 本震で観測された地震動を3方向同時に入力した場合、橋軸直角方向の応答に着目すると、破断ひずみを超える橋軸直角方向せん断ひずみが生じたことが推定される。鉛直方向の応答としては、橋軸直角方向せん断ひずみと連成して破断に至る程度の鉛直上向きに引張ひずみが生じたことが推定される。
- (3) 桁幅が狭く桁高が高い構造特性から橋軸周りの桁の回転が影響した可能性もあることから、橋軸直角方向の地震動成分のみを入力した解析を行った。対象橋では、橋軸直角方向の慣性力のみによっても積層ゴム支承に設計上の許容引張応力を超える鉛直上向きに引張力が発生し得る結果が得られた。

謝辞：対象橋の解析モデルの作成に際しては、文献1)に示される諸元を参考にさせて頂いた。また、気象庁が公開している地方公共団体により観測された強震記録を使用させて頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所、(国研) 土木研究所：平成28年(2016年) 熊本地震土木施設被害調査報告、2017。
- 2) 大塚久哲、栗木茂幸、池永雅良：引張力を受ける鉛プラグ入り積層ゴムの限界特性に関する実験、構造工学論文集、Vol.48A, pp.843-850, 2002。
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1996。
- 4) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集、第308号、pp.123-126, 1981。
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧、2004。
- 6) 鶴野禎史、森重行雄、今井隆、竹之内勇：天然ゴム系ゴム支承のせん断変形性能、第2回免震・制震コロキウム講演論文集、pp.143-148, 2000。
- 7) 植田健介、星隈順一、岡田太賀雄、堺淳一：鉛プラグ入り積層ゴムの引張方向の特性に関する実験、土木学会第65回年次学術講演会講演概要集、pp.65-66, 2010。
- 8) 崔準祐、岩本周哲、植田健介：ゴム支承の引張特性試験に基づく解析モデルを用いた橋梁全体系解析によるゴム支承の地震時挙動特性とコンパクト化について、土木学会論文集A1, Vol.71, No.4, pp.650-658, 2015。
- 9) (国研) 防災科学技術研究所：J-SHIS Map, <http://www.jshis.bosai.go.jp/map/> (2018年8月27日閲覧)

ESTIMATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF PEDESTRIAN BRIDGE DAMAGED DUE TO KUMAMOTO EARTHQUAKE

Shuhei KENMOCHI, Hiroshi MATSUZAKI and Shigeki UNJOH

All laminated rubber bearings of a pedestrian bridge were ruptured due to 2016 Kumamoto Earthquake. The seismic behavior of the bridge was estimated by dynamic analysis. As a result, it was estimated that the response of the rubber bearings exceeded the rupture strain during the fore shock and the main shock. A large tensile strain was developed in the rubber bearings under the influence of rotation of the girder around the bridge axis and vertical ground motion during both shocks. This could affect the rupture of the rubber bearings.