

上部構造の詳細モデルを用いた積層ゴム系免震支承の地震 応答の推定

矢部 正明¹・馬越 一也²・秦 吉弥³

¹正会員 博（工）（株）長大 構造事業本部 副技師長（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

²正会員 博（工）（株）耐震解析研究所 解析技術センター 解析技術センター長（〒810-0003 福岡県福岡市中央区春吉3-21-19 春野西ビル3階）

³正会員 博（工）大阪大学 大学院工学研究科 准教授（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以後多用されるようになった積層ゴム系支承であるが、鋼製支承に比較するとその数は少ないが、地震による被害が幾つか報告されている。多くが、桁の応答変位や橋台や橋脚の残留傾斜や移動による積層ゴム系支承の残留変位である¹⁾が、2011年東北地方太平洋沖地震では、地震動によって生じた地震応答による被害が報告されている²⁾。積層ゴム系支承は、水平一方向のせん断変形に対しては、積層ゴム層の総厚の250%を超えるせん断変形に対しても追従できることが確認されている。鉛直一方向から載荷される圧縮荷重に対しても、内部鋼板と共同して大きな圧縮荷重に耐えることができる。しかし、同じ鉛直一方向の載荷でも引張荷重に対しては、小さな引張応力で降伏を迎え、圧縮鉛直方向の剛性に比較して引張鉛直方向の剛性は小さいことから引張りずみは圧縮ひずみに比較して大きな値まで追従できる³⁾が、せん断変形ほどに大きな変形能があるわけではない。以上は、積層ゴム系支承に水平一方向もしくは鉛直一方向の荷重が作用する場合の性能である。しかし、免震構造物に使用される積層ゴム系支承には、地震応答中に、水平2方向の力だけでなく引張と圧縮が交互に変化する鉛直方向の力も同時に作用するため、一方向載荷実験で得られた性能が100%発揮できるわけではなく、大きなせん断ひずみが生じている状態で引張力が作用した場合には、積層ゴム系支承が破断する可能性がある^{4) 5)}。現在の免震設計は、鉛直方向の引張限界値を小さな引張応力度で抑えることによって、免震支承に過度な引張応力度が生じないような諸元の

免震支承を設計するようになっている。

積層ゴム系免震支承を免震デバイスとして用いた免震橋の設計では、積層ゴム系免震支承の水平方向の地震応答の評価だけでなく鉛直方向の地震応答の評価も重要であることがわかる。しかし、橋梁の耐震設計（免制震設計も含む）に用いられる地震応答を求める際の上部構造は、一本の梁要素で表されることが多い。上部構造を構成する部材の幾つかを簡略化し、上部構造中心位置もしくは重心位置を梁要素で繋ぎ、各断面位置の全方向の剛性と質量を与え、橋脚や橋台の桁端部位置や中間支点位置では、仮想部材を用いて、支承位置を解析モデルに反映させている。積層ゴム系免震支承の力学特性は、独立した水平2方向の非線形ばねと、引張域と圧縮域で同じ鉛直方向剛性を有する線形ばねでモデル化される。このようなモデルを用いた場合には、動的解析の初期状態となる死荷重を載荷した時の、積層ゴム系免震支承（鉛直方向ばね）に生じる死荷重反力は、上部構造の設計で用いられる格子げたモデル等から算出される死荷重反力とは異なる値となる⁶⁾ことが多い。当然、荷重の分配を考慮した格子げたモデルから得られる死荷重反力の方が、実際の状態に近い^{7) 8)}。このような初期状態にある動的解析モデルであっても、積層ゴム系免震支承の水平方向の地震応答は、死荷重時に荷重が作用していないことが多い。そのため、水平方向と鉛直方向の照査を独立に行う、現在の免震設計では、不都合は生じない。しかし、積層ゴム系免震支承の鉛直方向の地震応答は、動的解析モデルから得られる初期状態（死荷重作用時）の反力が異なるため、鉛直方向の地震応答を免震設計に用いるためには、初期状態の補正が必要となる。

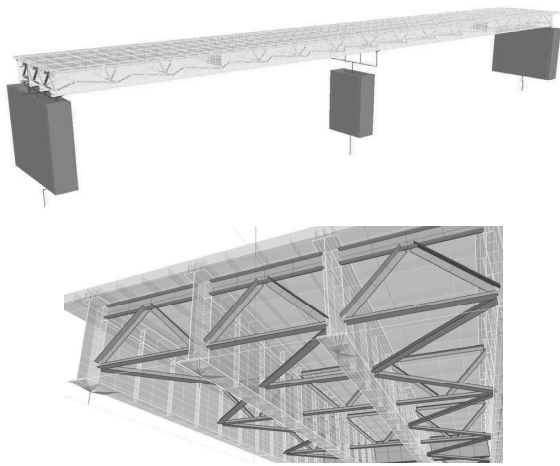


図-1 検討対象とする道路橋の動的解析モデル

本報告では、積層ゴム系免震支承に生じる地震応答、特に、鉛直方向の地震応答算出の高度化を目的に、上部構造を構成する部材を可能な限り動的解析モデルに見込んで、積層ゴム系免震支承にどの程度の引張応力度が生じるかを検討したものである。

2. 検討対象とした免震橋と動的解析モデル

検討対象とした橋は、鋼2径間連続非合成鈹桁橋である。橋長75m(桁長74.8m、支間長37m+37m)、全幅員9.7m、有効幅員8.5m、RC床版(床版厚210mm)で主桁4本からなる上部構造である。両端部の下部構造はRC橋台、中間部の下部構造はRC橋脚とともに基礎構造は、径1.2mの場所打ち杭である。検討対象とした橋は、鋼製支承が用いられていたが、本検討のために、上部構造のみをそのまま用いて、支承構造と下部構造および基礎構造を免震橋として再設計した。

図-1は、動的解析モデルの概要を示したものである。上部構造は、主桁と横桁およびRC床版はシェル要素、分配横桁と対傾構および横構はファイバー要素でモデル化した。RC床版と主桁はスラブアンカーを模擬した線形ばね要素で結合した。支承構造のモデル化は後述する。RC橋脚とRC橋台は、ファイバー要素でモデル化した。積層ゴム系免震支承を採用しているため、下部構造に生じた地震応答は、大きく非線形化はしていなかった。基礎構造—地盤間ばねは、地盤に生じるせん断剛性の低下を考慮した等価線形化ばねでモデル化した。

表-1は積層ゴム系免震支承の諸元を整理したものである。免震支承は、高減衰積層ゴム支承と鉛プラグ入り積層ゴム支承の2種類の積層ゴム系免震支承

表-1 積層ゴム系免震支承諸元

下部構造		A1・A2橋台	P1橋脚
平面寸法(mm)	橋軸	450	600
	直角	450	600
せん断弾性係数G(N/mm ²)		0.8	1.2
ゴム層総厚(mm)		100	84
有効面積(mm ²)		184829	334553
鉛プラグ面積(mm ²)		17671	25447
面積比(%)		9.6	7.6
形状係数	1次 S1	5.1	6.6
	2次 S2	4.5	7.1

を設計したが、平面寸法が等しかったので、鉛プラグの面積分だけゴムの有効面積が小さくなる、鉛プラグ入り積層ゴム支承を検討に用いた。

積層ゴム系免震支承の水平方向の荷重—変位関係は、橋軸方向と橋軸直角方向毎に独立した非線形せん断ばねでモデル化し、履歴特性はバイリニアとした。鉛直方向は、本来、引張方向の剛性と圧縮方向の剛性は異なるが、ここでは、引張方向にも圧縮方向の剛性を有する線形ばねでモデル化した。何れも、橋梁の免震設計で用いている設計のためのモデルである。将来的には、積層ゴム系免震支承の3次元応答を追跡できるモデルの開発が望まれるが、橋梁分野での研究成果は、実験の規模と数において、建築分野の実績と比較して明らかに劣っている。ここでは、具体的な事例を個々に挙げないが、J-STAGEで関連するキーワードを入力して検索してみればそのことがわかる。

表-2は、図-1に示した動的解析モデルに死荷重を作用させた時に得られる鉛直方向反力と上部構造設計計算で得られた死荷重反力を比較したものである。動的解析モデルと上部構造設計計算は、最大で約13%の差が生じていることがわかる。解析モデルの精度という観点から評価すると、動的解析モデルの値を正と考えることができる。図-1の動的解析モデルを対象に固有値解析を行った結果、橋の固有周期

表-2 動的解析モデルと上部構造設計計算による死荷重反力の比較結果

支承位置		死荷重時反力 (kN)		設計/動的
下部構造	桁	設計モデル	動的解析	
A1橋台	G1	373.45	403.19	1.08
	G2	313.69	353.10	1.13
	G3	313.69	355.30	1.13
	G4	373.45	403.55	1.08
P1橋脚	G1	1256.39	1221.72	0.97
	G2	1164.36	1167.96	1.00
	G3	1164.36	1161.57	1.00
	G4	1256.39	1221.41	0.97
A2橋台	G1	373.45	403.19	1.08
	G2	313.69	353.10	1.13
	G3	313.69	355.29	1.13
	G4	373.45	403.55	1.08
総計(kN)		7590.06	7802.95	0.97

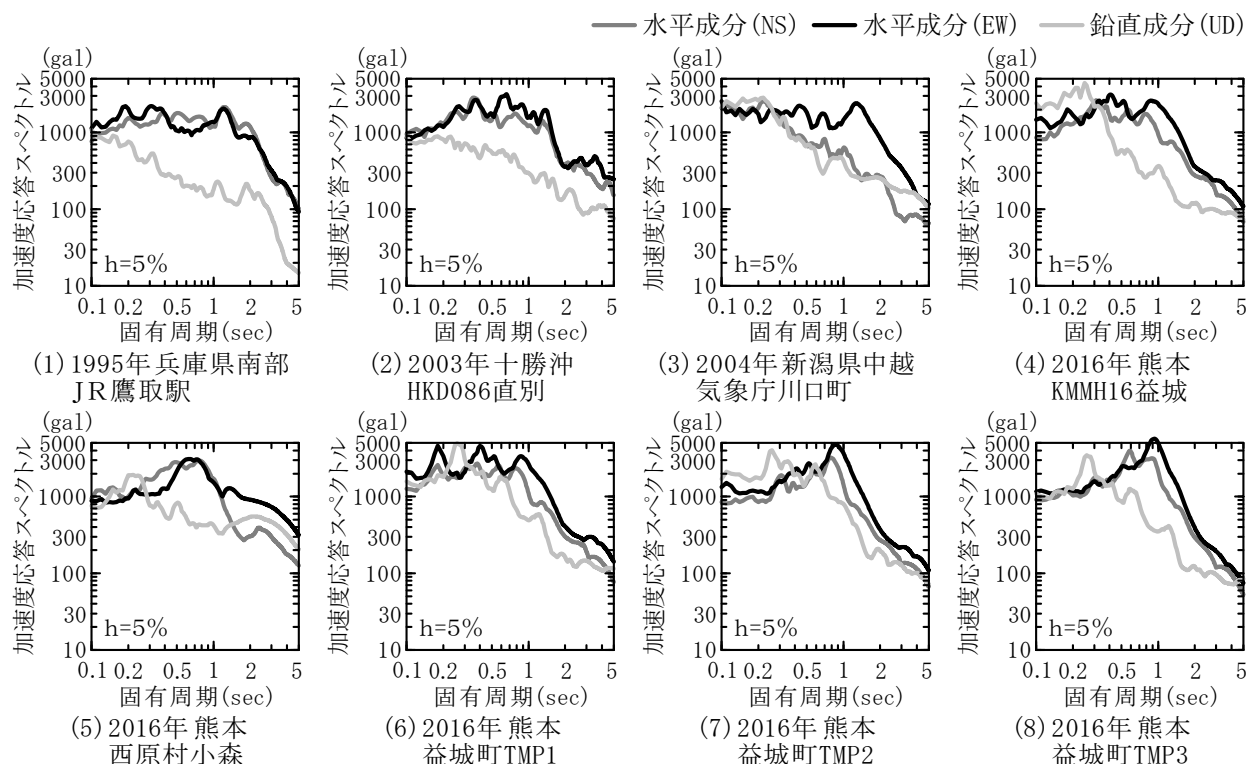


図-2 積層ゴム系免震支承と上部構造の地震応答に与える影響を検討した強震記録

は、橋軸方向が0.97秒、橋軸直角方向が0.94秒、鉛直方向が0.32秒である。

構造減衰定数は、RC床版とRC橋脚が2%、主桁と横構および対傾構が1%、基礎構造―地盤間ばねが10%とし、積層ゴム免震支承や仮想部材は0%とした。図-1の動的解析モデルに与えた構造減衰定数と固有振動モード特性から求めたひずみエネルギー比例減衰法による橋のモード減衰定数と3方向のモード寄与率（刺激係数）のベクトル和を重み係数としてRayleigh型粘性減衰の係数を最小2乗法によって求めた。

3. 検討対象とする入力地震動

2016年熊本地震の最大前震（2016.4.14 21:26, M6.5）と本震（2016.4.16 01:25, M7.3）に関して防災科学技術研究所の強震観測網（K-NET, Kik-net）⁹⁾、気象庁の強震観測データ¹⁰⁾、やはり気象庁のホームページで公開されている地方公共団体震度計の波形データ（熊本県）¹¹⁾、最大前震直後に益城町入りした秦によって行われた益城町臨時地震観測点3箇所の観測記録^{12),13)}と、1994年以降に起きた地震のうち、橋梁構造物に被害を生じた地震で、強震記録が公開されているもの^{9)~10)}で、水平方向2成分と上下方向成分の3成分が揃っている強震記録を対象とした。その中から、橋の地震応答に大きな影響を与

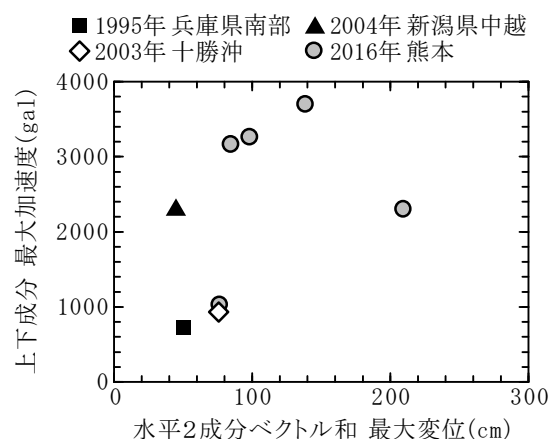


図-3 1自由度系の水平方向と上下方向最大応答

える地震動として、水平方向2成分のSI値（水平方向成分のSI値のベクトル和）が、約150cm/sec以上の強震記録を検討対象とした。図-2は、このような条件で選定された強震記録の加速度応答スペクトルを整理したものである。

動的解析では、図-1に示す解析モデルの橋軸方向にNS成分、橋軸直角方向にEW成分、鉛直方向にUD成分を作用させた。図-3は、入力地震動のUD成分が橋の地震応答に与える影響を事前に評価するために、各方向毎に1自由度系の地震応答を算出しその最大応答値を整理したものである。NS成分は橋軸方向1次の固有周期0.94秒、減衰定数1%、EW成分

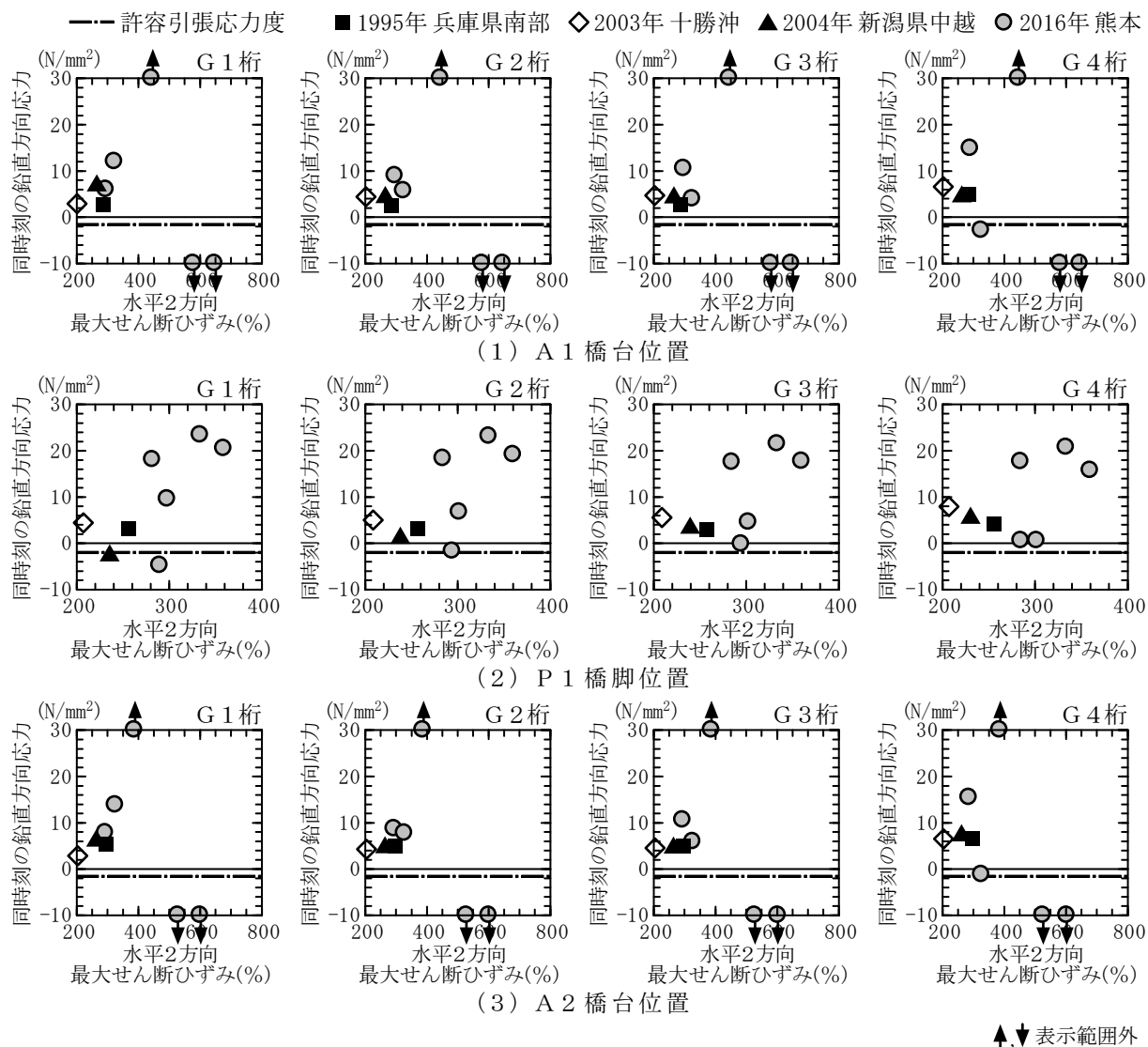


図-4 積層ゴム系免震支承の水平2方向せん断ひずみの最大応答値と同時刻の鉛直方向応力度

は橋軸直角方向1次の固有周期0.97秒，減衰定数1%，UD成分は鉛直方向1次の固有周期0.32秒，減衰定数2%の1自由度系の地震応答を求めた．図より，2016年熊本地震による強震記録が作用した場合の地震応答は，水平方向応答変位と上下方向応答加速度ともに大きい値が生じていることがわかる．2004年新潟県中越地震の気象庁川口町の記録による地震応答は，水平方向応答変位は小さいが上下方向応答加速度は2016年熊本地震による強震記録と同程度の値が生じている．

4. 積層ゴム系免震支承の地震応答

図-4は，積層ゴム系免震支承の橋軸方向せん断ひずみと橋軸直角方向せん断ひずみのベクトル和の最大値と同時刻における鉛直方向応力度の値を整理したものである．鉛直方向応力度は，圧縮を正として

表示している．積層ゴム系免震支承に，大きなせん断ひずみが生じる時に，鉛直方向に許容引張応力度を超える引張応力度が生じているのは，2016年熊本地震による強震記録だけである．積層ゴム系免震支承に生じるせん断ひずみは，免震支承とRC橋脚とともに非線形化するP1橋脚で小さく，下部構造が非線形化しない橋台で大きくなっていることがわかる．

図-5は，鉛直方向応力度の最小値と同時刻におけるせん断ひずみのベクトル和の値を整理したものである．積層ゴム系免震支承に許容引張応力度を超える引張応力度が生じるのは，2016年熊本地震の強震記録と2004年新潟県中越地震の気象庁川口町の記録だけである．さらに，同時にせん断ひずみが250%を超えるのは，2016年熊本地震の強震記録だけである．

案によって行われた益城町臨時地震観測点3箇所の観測記録TMP1，TMP2，TMP3が作用した場合に

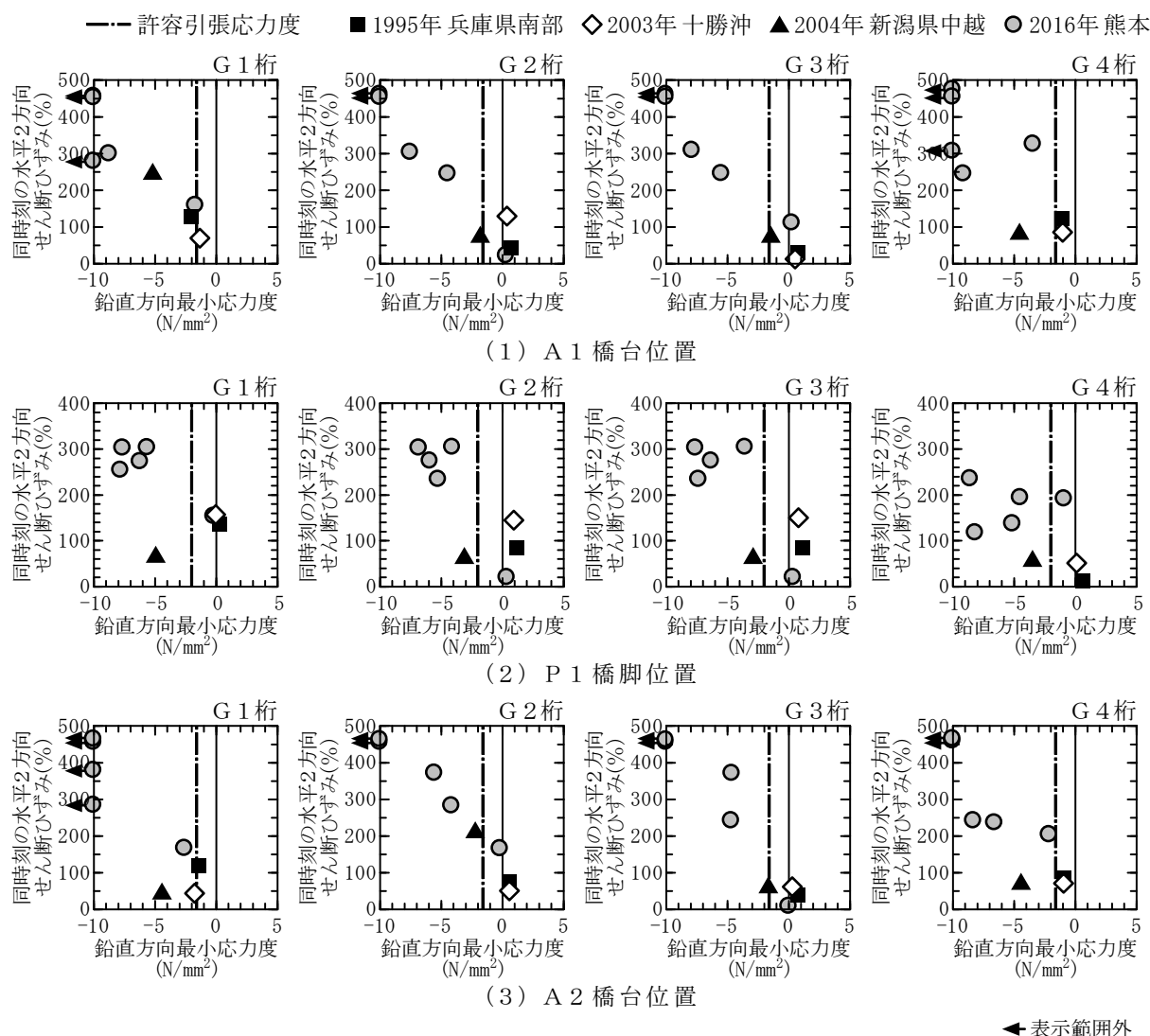


図-5 積層ゴム系免震支承に生じる鉛直方向応力度の最小値と同時刻の水平2方向せん断ひずみ

は、桁端部の遊間量を超える橋軸方向変位が生じているので、桁と橋台の胸壁が衝突する事象を考慮した解析も行った。ここでは図に示さないが、積層ゴム系免震支承に生じるせん断ひずみは、衝突を考慮した場合の方が小さくなっている。鉛直方向の最小応力度は、中間に位置するP1橋脚では衝突の有無で応答値に大きな変化は生じていないが、両端部の橋台では、衝突を考慮した方が、積層ゴム系免震支承に生じる引張応力度が小さくなっている。

図-6は、中間に位置するP1橋脚上の積層ゴム系免震支承の水平2方向せん断ひずみと鉛直方向応力度の応答波形の軌跡を描いたものである。1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅、2003年十勝沖地震HKD086直別は、中側に位置するG2桁とG3桁よりも、その外側に位置するG1桁とG4桁の方が鉛直方向の地震応答の変動が大きいことがわかる。これは、上部構造が橋軸を中心に回転しているために生じた地震応答

で、強震記録の水平方向成分によって励起されたものと考えられる。しかし、2004年新潟県中越地震気象庁川口町と2016年熊本地震KMMH16益城と益城町TMP3の積層ゴム系免震支承の鉛直方向の地震応答は、G1桁からG4桁で同程度に大きく、その変動幅も、1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅や2003年十勝沖地震HKD086直別よりも明らかに大きい。このような鉛直方向の地震応答は、強震記録の水平方向成分よりも上下方向成分によって励起された地震応答と考えることができる。

5. 上部構造を構成する部材の地震応答

図-7は、上部構造を構成する主桁と対傾構および分配横桁と横構に生じた地震応答と地震動強度の関係を整理したものである。上部構造の地震応答は、シエル要素でモデル化した主桁の上下フランジと腹

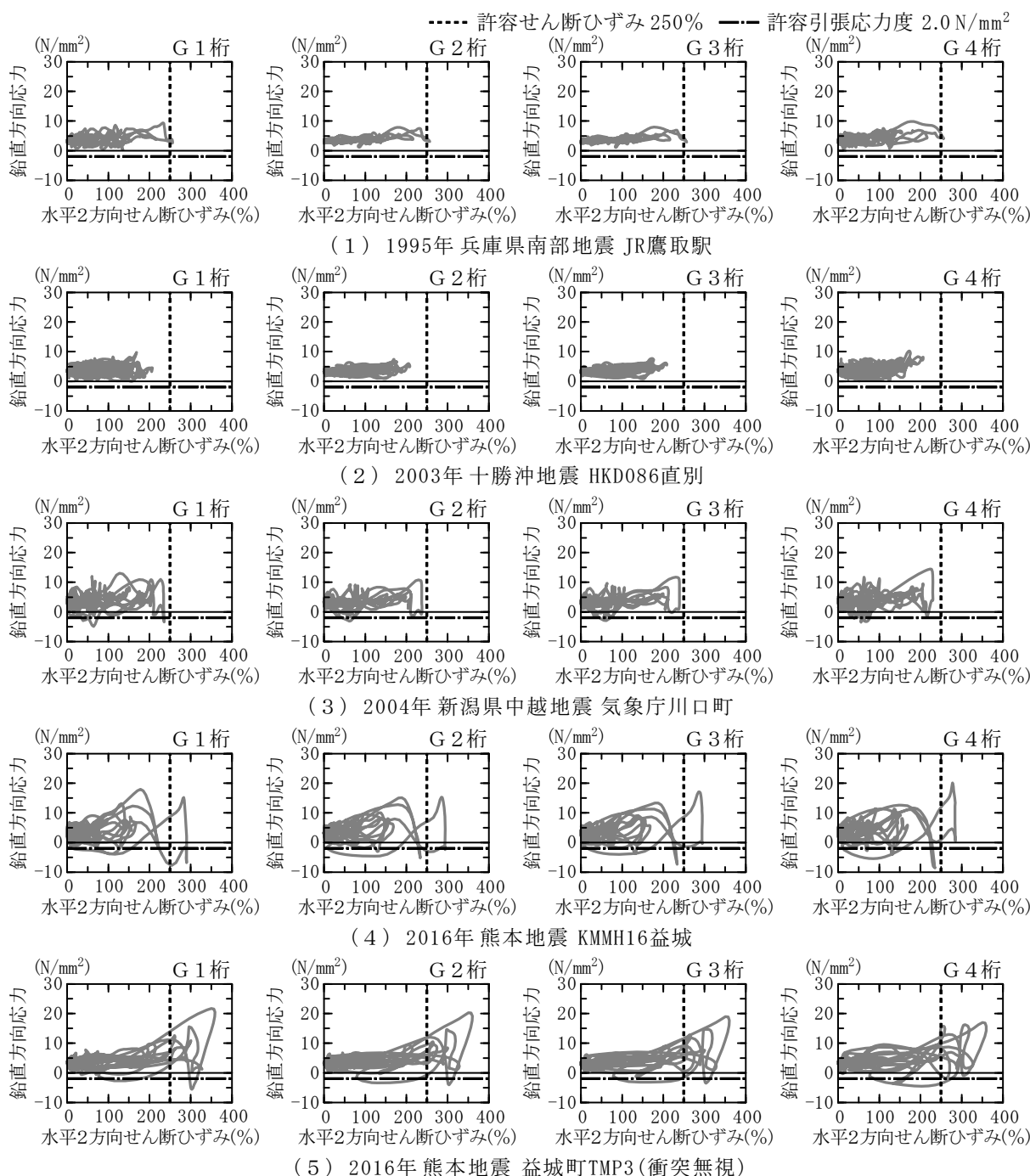


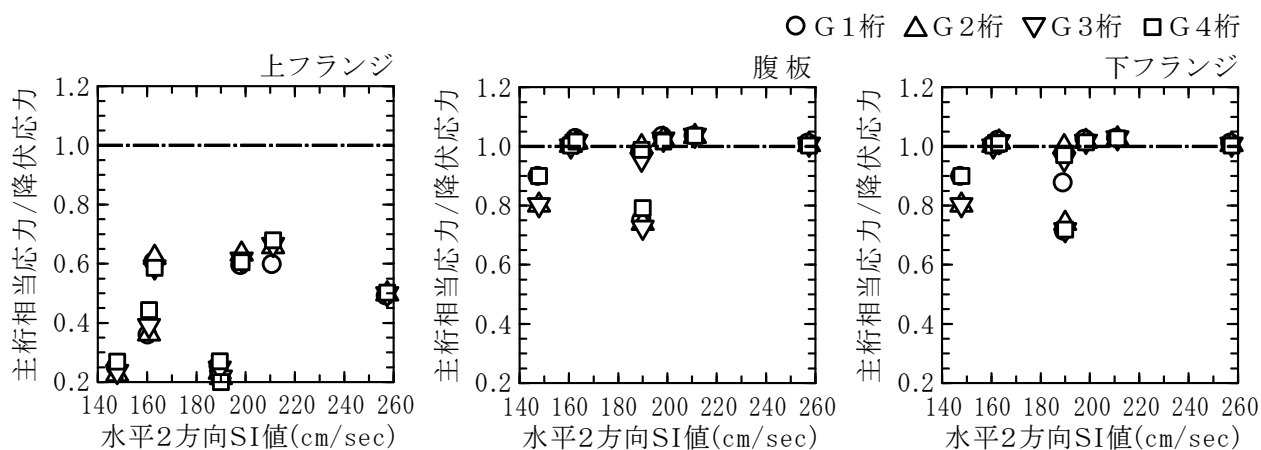
図-6 中間橋脚P1上設置された積層ゴム系免震支承の桁位置と水平方向－鉛直方向応答履歴

板（ウェブ）は、相当応力度と降伏応力度の比に着目した。ファイバー要素でモデル化した対傾構（上下弦材と斜材）と分配横桁および横構は、引張域と圧縮域毎にひずみ塑性率（最大応答ひずみ／降伏ひずみ）に着目した。地震動強度は、水平方向2成分のSI値のベクトル和を用いた。

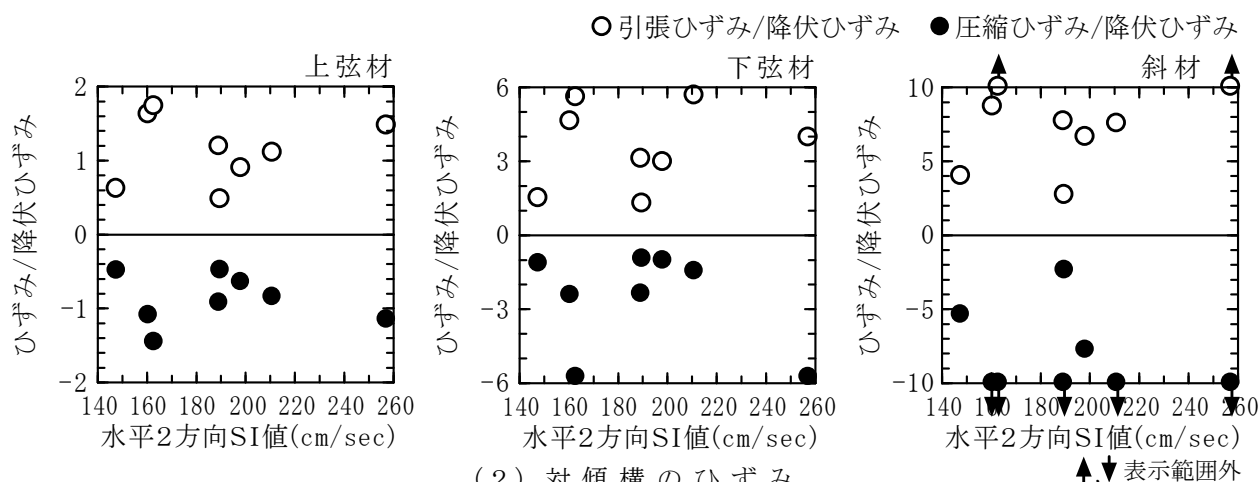
主桁は、上フランジは何れの地震動に対しても降伏以下の応答に留まっているが、下フランジと腹板は、2004年新潟県中越地震気象庁川口町と2016年熊本地震KMMH16益城と益城町TMP1～TMP3の5種類

の地震動で相当応力度が降伏応力度を超えている。

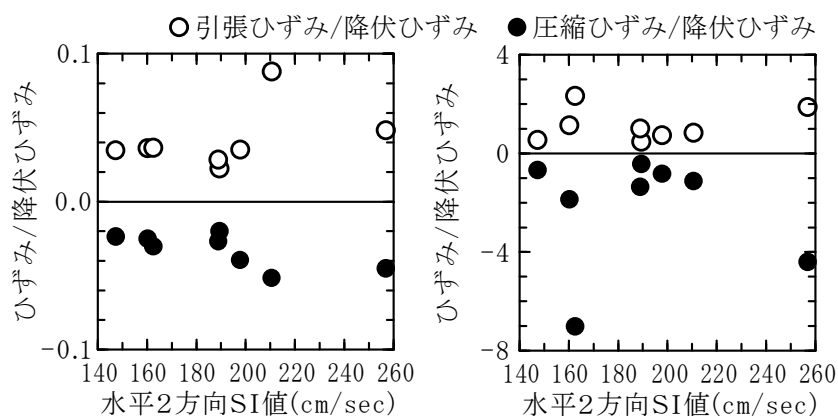
対傾構は、上弦材の一部と下弦材および斜材で降伏ひずみより大きなひずみが生じている。ひずみ塑性率の大きさとSI値の間には有意な関係はなく、主桁と同様に、2004年新潟県中越地震気象庁川口町と2016年熊本地震KMMH16益城と益城町TMP1～TMP3の5種類の地震動で大きな地震応答が生じている。分配横桁は、降伏を超えるひずみが生じていない。横構は、引張域でひずみ塑性率が1.0より大きいのは、2004年新潟県中越地震気象庁川口町と2016



(1) 主桁のミーゼス相当応力



(2) 対傾構のひずみ



(3) 分配横桁

(4) 横構

水平2方向SI値(cm/sec)	
JR鷹取駅	189.9
HKD086直別	147.8
気象庁川口町	160.7
KMMH16益城	163.0
西原村小森	189.6
益城町TMP1	198.3
益城町TMP2	211.2
益城町TMP3	257.5

図-7 上部構造を構成する部材の地震応答と地震動強度の関係

年熊本地震KMMH16益城と益城町TMP3の3種類の地震動、圧縮域でひずみ塑性率が1.0より大きいのは2004年新潟県中越地震気象庁川口町と2016年熊本地震KMMH16益城と西原村小森および益城町TMP2とTMP3の5種類の地震動である。

図-8は、2016年熊本地震益城町TMP3を作用させたときの上部構造の変形と相当応力分布を示したものである。桁の位置にかかわらず、P1橋脚上の4本

の桁には、同程度の応答が生じていることがわかる。

上部構造は、より詳細にモデル化したこともあり、部材によって地震応答が大きくなる地震動が異なることがわかる。地震被害との相関が高いといわれる水平2方向SI値が大きい地震動が必ずしも上部構造の地震応答を大きくしていない点も、下部構造とは異なる傾向である。

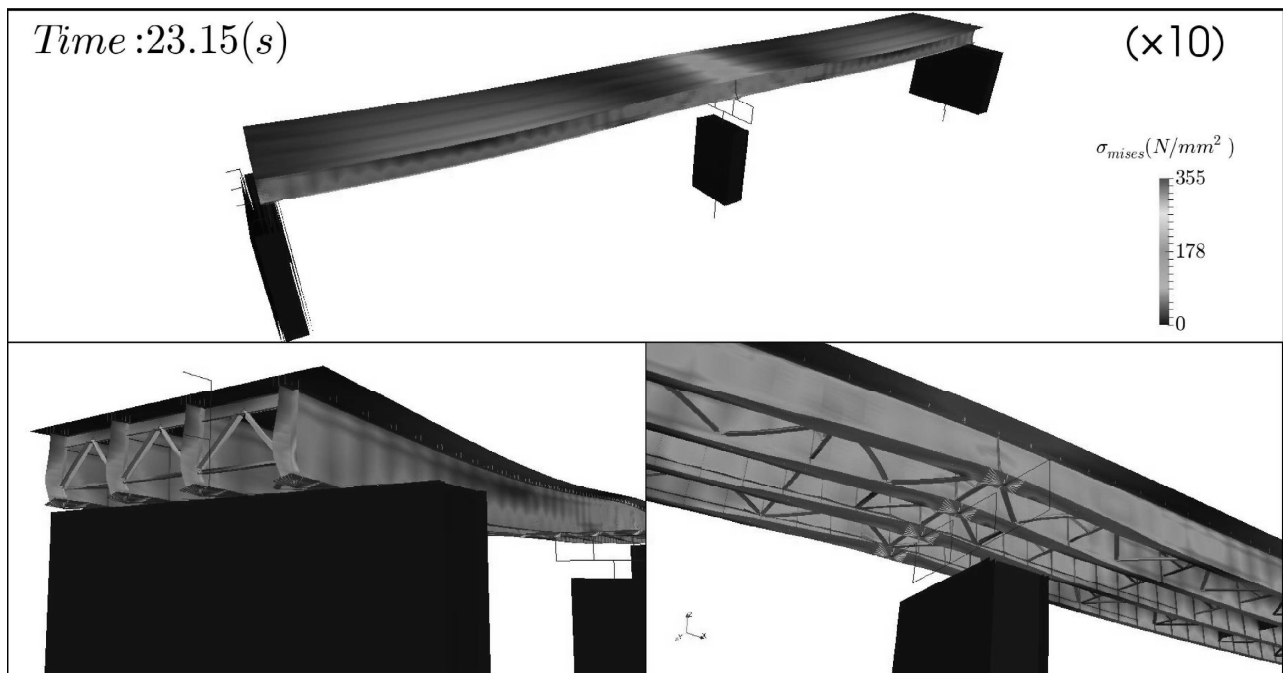


図-8 2016年熊本地震益城町TMP3での強震動3成分を作用させた時の桁の変形と相当応力分布

6. まとめ

積層ゴム系免震支承の鉛直方向地震応答と上部構造を構成する部材の地震応答は、2004年新潟県中越地震気象庁川口町と2016年熊本地震KMMH16益城と益城町TMP1～TMP3の5種類の地震動で大きな応答が得られた。何れも、地震動の上下方向成分による加速度応答スペクトルが大きい地震動であった。

上部構造を構成する部材を動的解析モデルに可能な限り見込むと、部材によって地震応答が大きくなる地震動が異なることや、地震被害との相関が高く、RC橋脚等の非線形地震応答も大きく得られる水平方向成分のSI値が大きい地震動が必ずしも、積層ゴム系免震支承の鉛直方向地震応答や上部構造の地震応答を大きくする地震動ではないという点は、上部構造の耐震設計や積層ゴム系免震支承の免震設計にとって新たな課題と言える。

参考文献

- 1) (財)土木研究センター・道路橋の免震構造研究委員会：道路橋の免震・制震設計法マニュアル（案），2011.
- 2) Yoshikazu TAKAHASHI and Jun-ichi HOSHIKUMA : DAMAGE TO ROAD BRIDGES INDUCED BY GROUND MOTION IN THE 2011 GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE, *Journal of JSCE*, Vol.1, pp.398-410, 2013.
- 3) 森隆浩, 中村昌弘, 室田伸夫, 北村春幸, 佐藤利昭：引張限界ひずみによる免震構造物設計のための積層ゴムの引張特性の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第718号, pp.2021-2031, 2015.
- 4) 数井佑丞, 藤野陽三, SIRINGORINGO, Dionysius Manly, 矢部正明：都市内立体高架橋の免震ゴム支承の地震時鉛直応答とその安全性, 土木学会第71回年次学術講演会講演概要集(CD), I部門, pp.443-444, 2016.
- 5) 大矢智之, 川島一彦：橋脚構造変化部における積層ゴム支承の地震時破断メカニズム, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.75-82, 2014.
- 6) 山田金喜, 曾田信雄, 水木隆夫, 広瀬剛, 名古屋和史, 鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.527-539, 2013.
- 7) E.C.Hambly : BRIDGE DECK BEHAVIOUR Second edition, Taylor&Francis, 2005.
- 8) 日本鋼構造協会：構造物の立体挙動と設計法—一次部材と二次部材の相関：基礎と事例一, JSSCテクニカルレポートNo.21, pp.273-306, 1992.
- 9) <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 10) <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html>
- 11) http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/160416_kumamoto/index2.html
- 12) Yoshiya HATA, Hiroyuki GOTO, and Masayuki YOSHIMI: Preliminary Analysis of Strong Ground Motions in the Heavily Damaged Zone in Mashiki Town, Kumamoto, Japan, during the Main Shock of the 2016 Kumamoto Earthquake (Mw7.0) Observed by a Dense Seismic Array, *Seismological Research Letters*, Vol.87, No.5, pp.1044-1049, 2016.
- 13) <http://www.wcatfish.dpri.kyoto-u.ac.jp/~kumaq/>
- 14) CSMIP; PROCESSED CSMIP STRONG-MOTION RECORDS FROM THE NORTHRIDGE, CALIFORNIA EARTHQUAKE OF JANUARY 17 1994; RELEASE No.1, Report No. OSMS94-06B, February 7, 1994.
- 15) NKAMURA, Yutaka : “Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake”, *JR Earthquake Information No.23c*, Feb.1995, Railway Technical Research Institute
- 16) W.h.k.Lee, T.C.Shin, K.W.Kuo, K.C.Chen and C.F.Wu : CWB Free-Field Strong-Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake: Processed Acceleration Files on CD-ROM, April 3, 2001.