

# 論文 耐震補強済みRC造校舎に甚大被害が生じる危惧の検証

大友 駿\*1・栂山 健二\*2

**要旨：** 学校施設の地震対策として、RC造校舎の耐震診断と耐震補強が積極的に進められ、耐震化率は既に100%に近づいた。ただし、大地震下で補強済みの建物が如何に挙動し、どのような損傷を受けるかは明確ではなく、安全性には疑念が残る。2016年熊本地震では耐震補強済みのRC造校舎が軽度ながらも実際に被害を受けた。この校舎を対象として、熊本地震で受けた損傷を再現できる立体解析モデルを構築し、各種の地震動を入力して地震応答解析を実施した。地震波の特性によっては、建物が甚大な被害を受ける場合があり、耐震補強が施された建物といえども、大地震時の挙動を検証して安全性を確保する必要があることを示した。

**キーワード：** 耐震補強, RC造校舎, 地震被害, 地震応答解析, 構造安全性

## 1. はじめに

1995年の阪神・淡路大震災の後、耐震診断および耐震改修による建築物の耐震化は我が国の地震対策の柱となり、広く普及・進展してきた。文部科学省の調査によると、2019年4月時点での公立小中学校施設における構造体の耐震化率は99.2%であり、校舎の耐震化は順調に進展しているように見える。ただし、次に記す課題が依然として残されていることを忘れてはならない。まず、学校施設は地震後の避難場所など災害拠点の役割を担うべく、倒壊安全性のみでなく機能維持も求められる。更に、耐震診断による安全性の判定は、1968年十勝沖地震や1978年宮城県沖地震の被害経験に基づいており、より強い地震や周波数特性の異なる地震に対する安全性が明確でない点は、特に留意されるべきである。

2016年熊本地震において、倒壊や大破したRC造建築物の被害が報告されている<sup>2)</sup>が、そのほとんどが1981年以前の建設で、いわゆる旧耐震の建築物であった。故に新耐震と耐震改修済みなら安全、と短絡的に考えることは危険である。そこで、著者らは熊本市内のRC造校舎を対象として、耐震診断と静的増分解析を行い、耐震補強の

有効性を検討するとともに、地震力の増大により顕著な被害が生じる危険性を指摘した<sup>3)</sup>。本論では同じ建築物を対象として各種地震波を入力した地震応答解析を行い、地震波による挙動の差違を比較・検討することで、耐震補強が施されたRC造校舎の構造安全性を検証する。

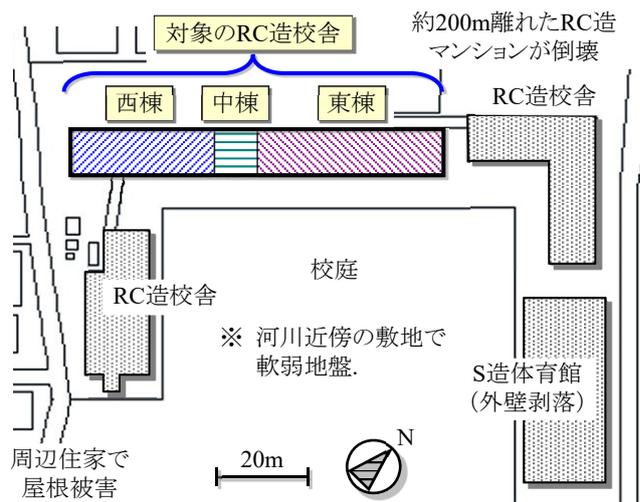


図-1 校地のレイアウト

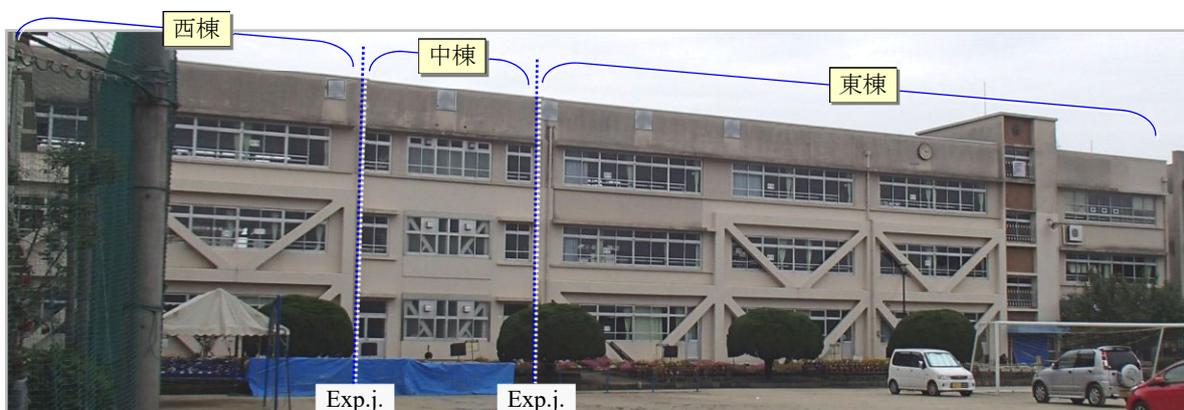


図-2 対象校舎の南面全景 (各棟の1・2階に補強ブレース)

\*1 芝浦工業大学大学院 理工学研究科 (正会員)

\*2 芝浦工業大学 建築学部 博(工) (正会員)

## 2. 対象校舎における地震被害状況

熊本市内にある小学校に建つRC造校舎を対象とする。同校の配置図を図-1に示す。2016年熊本地震で震度6強を記録した地域であり、同校から約200m離れたRC造マンションが倒壊し、周辺の木造住家では倒壊はないものの屋根瓦の被害が多数見られ、同校のS造体育館では、外壁の一部に剥落が生じた。この地域が激震とはいわないまでも強い揺れに襲われたことが推察される。一方、対象建物を含め、RC造校舎には著しい被害は発生していない。対象とする校舎はエキスパンション・ジョイント (exp.j.) を介して、西棟、中棟、東棟の3棟が一文字に並ぶ。3棟とも3階建てのRC造で、西棟と東棟には教室が、中棟にはトイレと倉庫がある。対象建物の概要を表-1

に示す。基礎構造は不明であるが河川近傍の敷地で軟弱地盤であり、1971年建設の別校舎が杭基礎であるため、本校舎も杭基礎と推察される。3棟ともに2009年に耐震補強工事が施された。本校舎の南面全景を図-2に示す。2008年に実施された耐震診断の結果から、各棟ともに桁行方向では1・2階の南面のみに補強が成された。一方、梁間方向では中棟のみ各階に耐震壁が増設された。コンクリートや鋼材の材料特性および補強前後の耐震診断結果は文献<sup>3)</sup>に掲載されている。各階の平面を図-3に、北面・南面の架構を図-4に示す。各階平面図と北構面架構図には2017年8月に実施した被害調査による柱の損傷度を記載する。地震後に補修は成されていない。被災度区分判定<sup>4)</sup>により、西棟と中棟は小破、東棟は軽微の被災度で

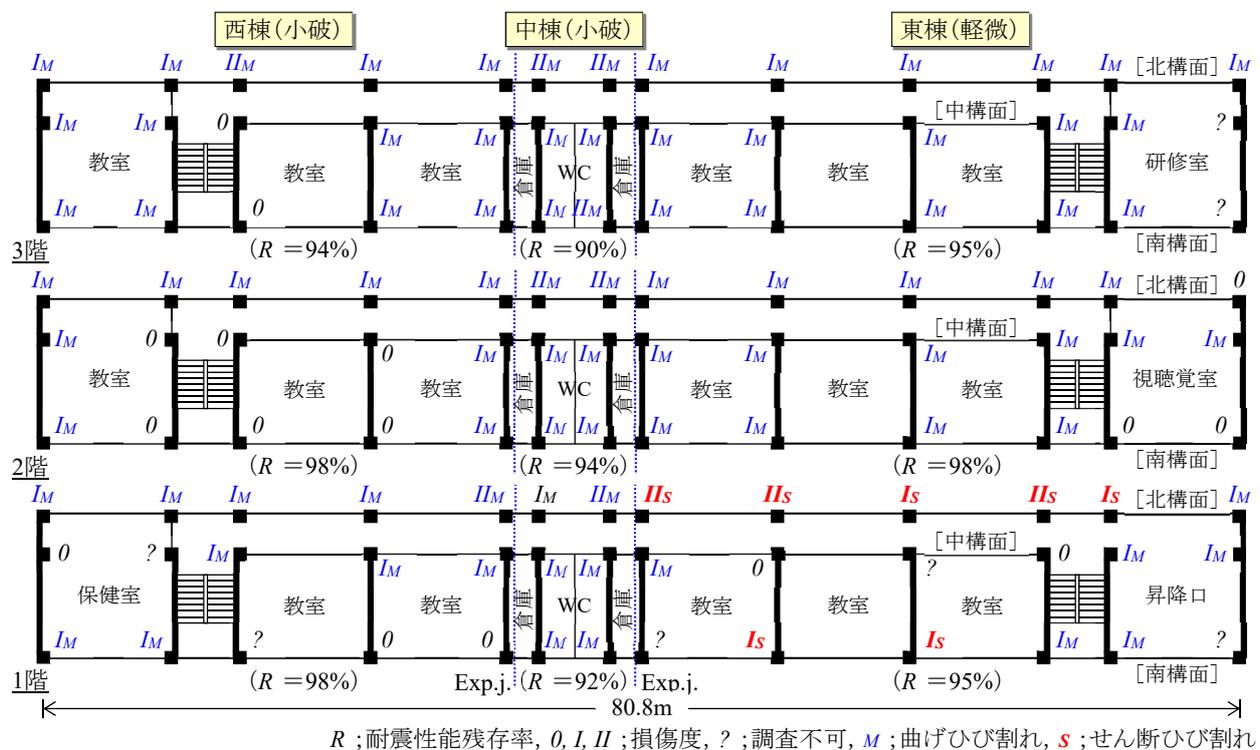


図-3 各階平面と柱損傷度および被災度 (2017年8月調査時点、地震後の補修は無し)

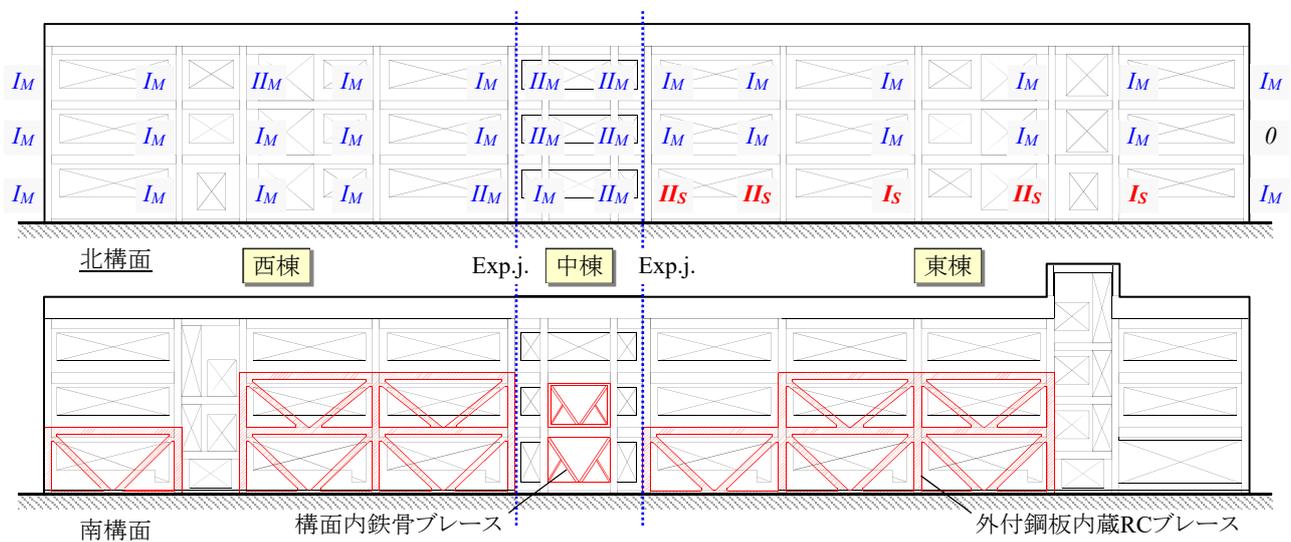


図-4 北構面 (柱損傷度を含む) と南構面の架構

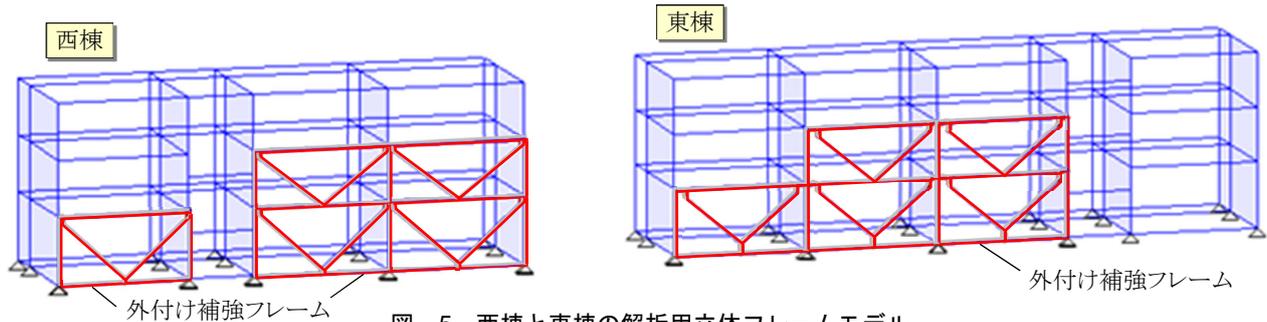


図-5 西棟と東棟の解析用立体フレームモデル

表-1 対象とするRC造校舎の概要

棟	西棟	中棟	東棟
竣工年	1966年	1970年	1966年
構造形式	RCラーメン+耐震壁(梁間のみ)		
耐震補強(2009年)	外付鋼板内蔵RCブレース	構面内鉄骨ブレース	外付鋼板内蔵RCブレース

表-2 常時微動計測による1次固有周期

棟	西棟	中棟	東棟
桁行	0.197秒	0.223秒	0.193秒
梁間	0.180秒	0.197秒	0.193秒

※ 2017年8月時点

あることが判明した。耐震診断に基づいて補強工事を施した建物でも、地震被害が生じる場合があることを明記しておく。調査の際に各棟において常時微動計測を実施し、微動波形の分析から、桁行方向および梁間方向の1次固有周期が表-2に示す値であることを把握した。

### 3. 解析モデルの構築と検証

#### 3.1 解析モデルの構築

教室を有する西棟と東棟を対象として、応答解析のための立体フレームモデルを構築した。各棟の解析用立体フレームモデルを図-5に示す。剛床を仮定して、質量は各節点に集約し、杭基礎と推察されるので基礎梁でつないだ柱脚下部でピン支持とした。既存躯体の柱と梁は図-6に示す複合ばねモデルに置換した。接合部に加えて、袖壁、垂壁、腰壁を考慮して面位置までの剛域を設定している。曲げばねには武田モデル、せん断ばねにはトリリニアの原点指向型モデルを復元力特性として採用し、軸ばねは弾性とした。梁間方向の耐震壁は剛梁と3本柱から成るモデル<sup>5)</sup>に置換した。地震後の被害調査で、増設された外付け補強フレームと既存躯体の境に損傷は見られなかったことから、解析モデルでは両者の柱梁接合部を剛梁で接合した。増設の補強フレームについて、柱と梁は既存部と同様に複合ばねにモデル化し、ブレースは

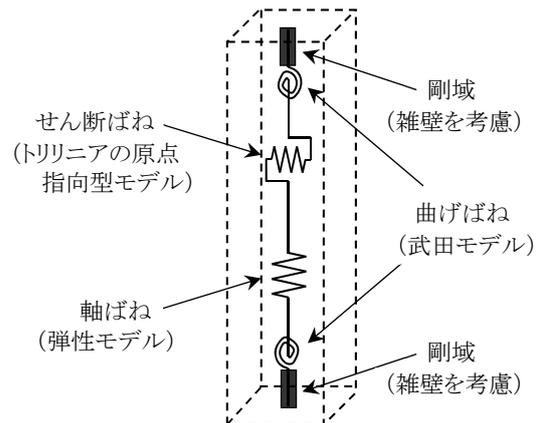


図-6 柱と梁のばねモデル

両端ピンで復元力特性をバイリニア型モデルとした軸ばねを有するモデルとした。各バネの履歴特性は文献<sup>3)</sup>に記載されている。曲げばねとせん断ばねで、ひび割れ強度の超過でひび割れの発生を、曲げ降伏強度の超過で塑性ヒンジの発生を、せん断終局強度の超過でせん断破壊の発生を部材ごとに判断する。

こうして構築した各棟の立体フレームモデルについて固有値解析を行ったところ、桁行方向の1次固有周期は、西棟で0.177秒、東棟で0.181秒となった。

#### 3.2 熊本地震による損傷の再現

解析モデルの桁行方向に2016年熊本地震の観測波を入力し、地震で発生した実被害の再現を試みる。対象建物に最寄りの強震観測点はN-NET観測網<sup>6)</sup>のKMM006熊本である。同サイトにおける4月14日の前震と4月16日の本震の時刻歴加速度波形(EW成分)を図-7に示す。本震の最大速度は約80kineと極めて大きい。同サイトから対象建物まで約5kmの距離があり、また、対象建物周辺の被害状況を鑑みて、原波相当の激震で揺れたとは考えにくい。そこで、本震の最大速度を25kineに基準化した波形を作成し、前震にも同じ係数を乗じて、前震と本震を連続で解析モデルの桁行方向に入力する地震応答解析を行った。すると、解析結果の損傷状況は実被害より極めて軽微であった。次に、本震の基準化最大速度を徐々に上げて同様の地震応答解析を繰り返したところ、本震の最大速度を40kineに基準化した場合の各棟の損傷が、実被

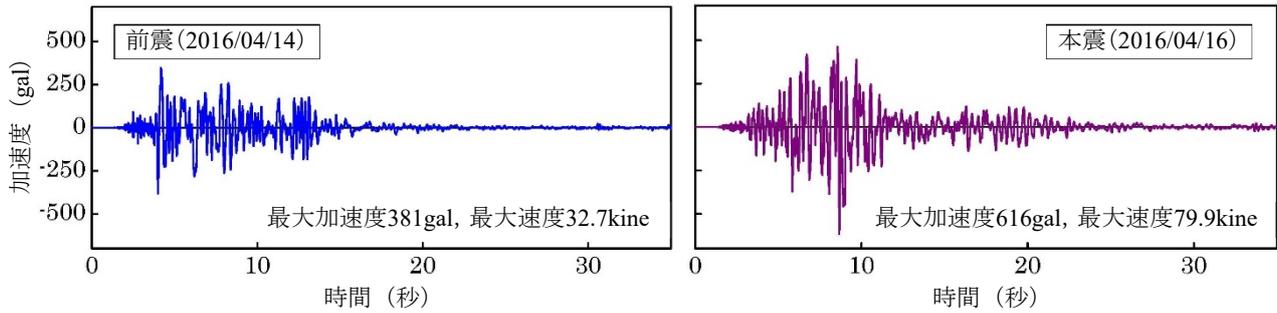


図-7 K-NET観測点KMM006熊本の観測記録 (EW成分)

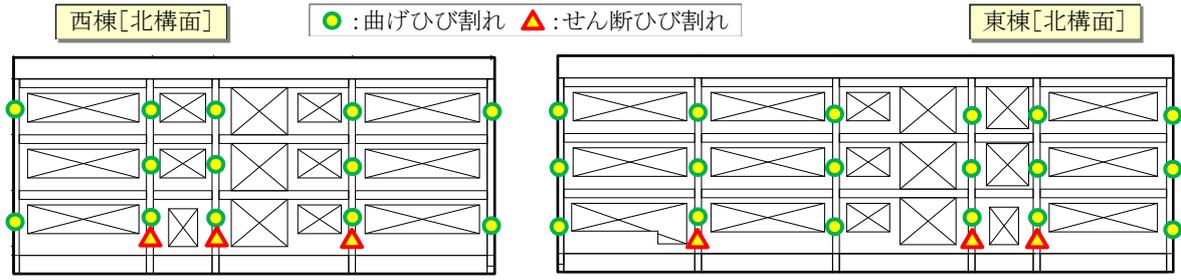


図-8 熊本地震 (40kine基準化) 入力による北構面の損傷性状

表-3 1次固有周期 (桁行方向) の比較

棟	解析モデル		微動計測 実測値 $T_M$	$\frac{T_{A2}}{T_M}$
	地震前 $T_{A1}$	地震後 $T_{A2}$		
西棟	0.177秒	0.196秒	0.197秒	0.99
東棟	0.181秒	0.205秒	0.193秒	1.06

表-4 入力地震動の一覧 (50kine基準化)

地震名称 (観測年月日)	最大加速度 (gal) [原波の最大加速度]	略称
エルセントロ NS波 (1940/05/18)	485 [342]	elc
JMA神戸 NS波 (1995/01/17)	449 [818]	kob
BCJ-L2波 (模擬地震動)	356 [356]	bcj
熊本地震本震 EW波 (2016/04/16)	385 [616]	kum
JMA大船渡 NS波 (2003/05/26)	1,935 [523]	ohf

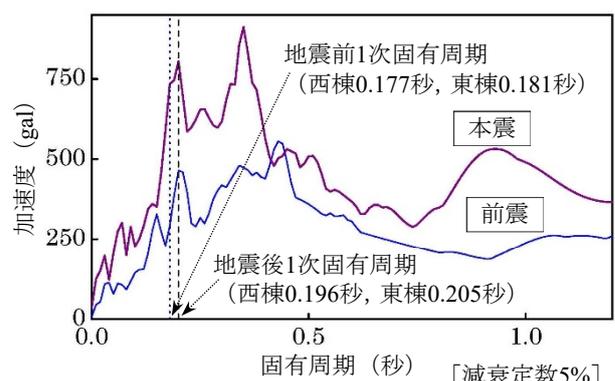


図-9 40kine基準化波の加速度応答スペクトル

害と良好な対応を示すことを確認した。地震応答解析による各棟北構面の損傷状況を図-8に示す。図-4に示した実被害とひび割れの発生状況が類似している。最大速度を40kineに基準化した本震、および、その時の前震の加速度応答スペクトル (減衰定数5%) を図-9に示す。

さらに、地震波入力の後に、最大加速度0.1galのホワイトノイズ波を入力し、地震波による応答が収束した後の微振動による応答波形を求めて、波形のフーリエ・スペクトルから地震後の1次固有周期を割り出した。この値と、

固有値解析による地震前 (健全時) の1次固有周期と常時微動計測による実測値と比較して表-3に示す。両棟の解析モデルともに地震により損傷を受けて1次固有周期が長くなり、常時微動計測の実測値と良好な一致を示したことが判る。図-9の加速度応答スペクトル中にも解析モデルの地震前後における1次固有周期を図示する。損傷により周期が長くなるにつれて応答が増大する傾向にあったことが確認できる。

#### 4. 著名地震波による地震応答解析

##### 4.1 入力地震動の設定

構築した解析モデルに大地震を想定して各種の地震動を入力し、地震応答解析による損傷状況の差異を検討する。利用する5つの地震動の諸元を表-4にまとめる。各波の最大速度を50kineに基準化し、解析モデルの桁行方向に入力する。著名地震波の代表として、エルセントロNS波 (略称, elc), JMA神戸NS波 (kob), BCJ-L2波 (bcj)

の3波を選んだ。また、図-7に示した熊本地震の本震EW波 (kum) と、2003年宮城県沖地震で観測された極短周期成分が卓越するJMA大船渡NS波 (ohf) を加えた。基準化した各波の速度応答スペクトル (減衰定数5%) を図-10に比較して示す。固有周期0.5秒以下の短周期域で、ohf (JMA大船渡) の速度値が飛び抜けて大きいことが判る。同図中には、東棟解析モデルの地震前 (健全時) における1次固有周期である0.181秒のラインも示した。

#### 4.2 地震応答と損傷の比較

西棟および東棟の解析モデルについて、表-4に示した地震動を桁行方向に入力して応答を把握した。両棟の挙動に特筆すべき差は見られなかったため、以下では東棟に関する結果を示す。いずれの解析においても部材のせん断ばねで終局強度を超過せず、すなわち、せん断破壊は発生しなかった。一方、補強ブレースの降伏現象が確認された。各地震動を入力した時の最大層間変形角を比較して図-11に示す。すべての入力地震動で補強されていない3階の層間変形角が最も大きくなった。特にohfの入力時では、1,2階の層間変形角は0.4%以内に収まったが、3階では0.8%を超え、著しい損傷の発生が予想される。そこで、比較的損傷が大きくなる北構面について、図-12に地震動ごとの損傷状況を比較する。なお、ohfのみは中構面も合わせて示した。(d)図のkumの損傷状況は、図-8に示した40kine基準化波を入力した場合と同

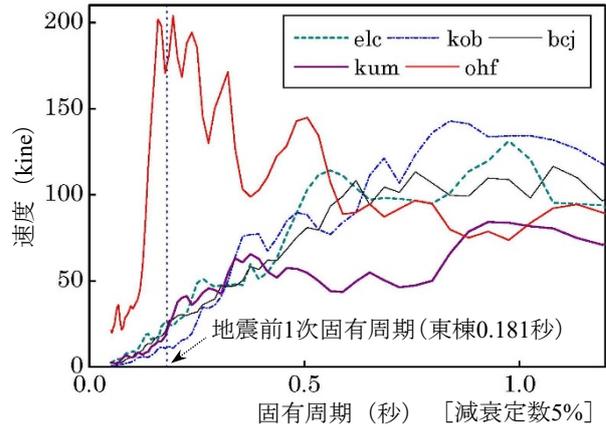


図-10 入力地震動の速度応答スペクトル

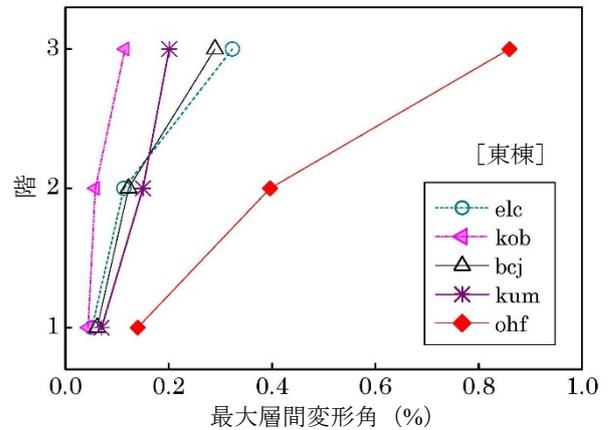


図-11 最大層間変形角分布の比較 (東棟)

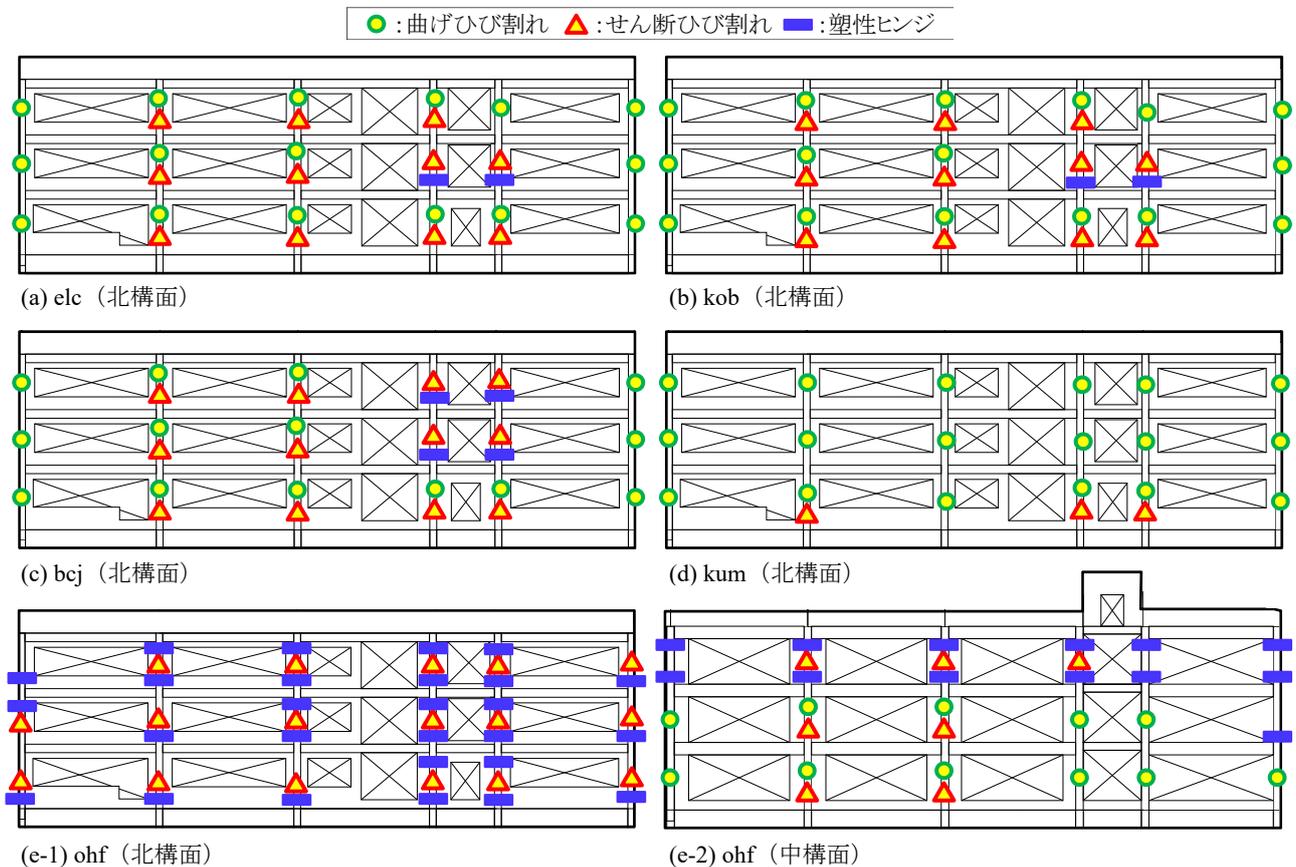


図-12 入力地震動による東棟の損傷状況の比較

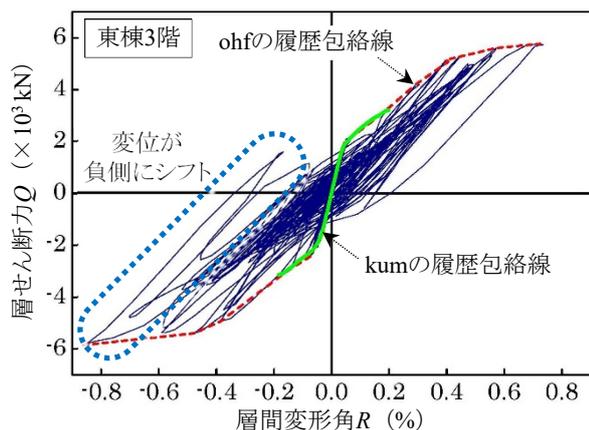


図-13 ohf入力時の履歴曲線（東棟3階）

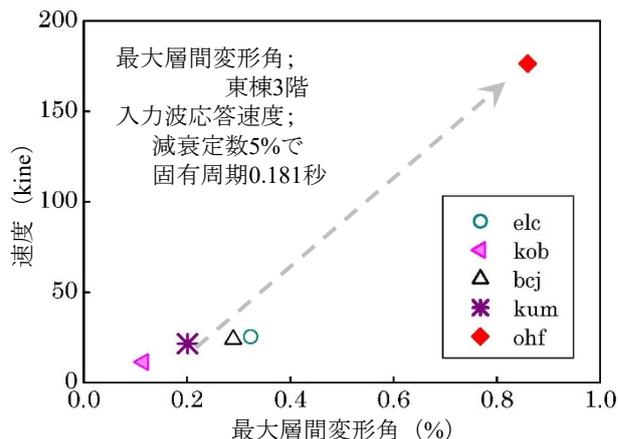


図-14 最大層間変形角と入力波の応答速度

様であり、(a)~(c)図のelc, kob, bcjでは、一部で塑性ヒンジが発生するものの大規模な被害には至っていない。それに対して、ohfを入力した場合、(e-1)図の北構面では全階に渡り多数の塑性ヒンジが発生し、(e-2)図の中構面でも3階の全柱に塑性ヒンジが生じた。残りの南構面でも3階の多くの柱に塑性ヒンジが生じており、3階のほとんどの柱に塑性ヒンジが発生するという顕著な被害を受けることを確認した。ohfを入力した際の東棟3階における層せん断力 $Q$ と層間変形角 $R$ の履歴曲線を図-13に示す。層間変形角 $R = -0.8\%$ を超過した後は、変位が負側にシフトしたまま応答しており、ほとんどの柱に塑性ヒンジが発生した影響と推察される。同図にはohf入力時の履歴包絡線を描いており、応答の小さい例として、kum入力時の履歴包絡線を重ねて示した。地震動により応答が著しく異なることが判る。東棟の3階について、各地震動による最大層間変形角と図-10に示した速度応答スペクトルにおける東棟解析モデルの1次固有周期（0.181秒）時の値との関係を図-14にプロットする。ohfの点が飛び抜けているものの、スペクトルの応答速度に応じて最大層間変形角が増大する傾向が見て取れる。今後の課題として、図の関係等を利用して地震動の特性が応答に及ぼす影響を評価する手法の検討が必要である。

対象としたRC造校舎は、地震動によっては特に3階で甚大な被害が発生する場合があることが判った。したがって、耐震補強済みの建物でも大地震時の挙動を検証して安全性を確保することが求められる。

## 5. まとめ

2016年熊本地震で軽度ながらも被害を受けた耐震補強済みのRC造校舎を対象として、地震被害を再現できる立体解析モデルを構築した。この解析モデルに大地震を想定した各種の地震動を入力して応答解析を行い、挙動の差を比較検討した。地震動の特性によって解析モデルの挙動は顕著に異なり、場合によっては建物に甚大な被害が発生することを明らかにした。耐震補強が施された建物といえども大地震時の挙動を検証して安全性を確保する必要があることを示した。

## 参考文献

- 1) 文部科学省：[https://www.mext.go.jp/b\\_menu/houdou/31/08/attach/1419963.htm](https://www.mext.go.jp/b_menu/houdou/31/08/attach/1419963.htm)（2019年12月12日閲覧）
- 2) 日本建築学会：2016年熊本地震災害調査報告，2018.6
- 3) 新井晴季，田中直樹，椋山健二：熊本地震を経験した耐震補強済みのRC学校建物の耐震性能，構造工学論文集，Vol.65B，pp.315-320，2019.3
- 4) 日本建築防災協会：2015年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- 5) 園山博士，椋山健二：劣化したRC造建築物の構造性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.1015-1020，2018.7
- 6) 防災科学技術研究所：NIED K-NET, KiK-net, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, doi:10.17598/NIED.0004, 2019