# 論文 熊本地震により被災した鉄筋コンクリート造校舎の耐震補強効果の 検討

片山 遥\*1·鈴木 有美\*1·真田 靖士\*2

要旨:2016年4月16日に熊本県熊本地方で発生した地震を本震とする熊本地震により多くの建物が被害を 受けた。熊本市内の小中学校において、耐震補強が施された校舎が倒壊は免れたものの非構造壁の破壊など により建物の継続使用が困難となる事例が見られた。倒壊が回避された点では耐震補強の効果が発揮された と判断されるが、その定量的な効果については未だ不明である。本研究では熊本市内の鉄筋コンクリート造 校舎を対象として耐震補強の効果についての検討を静的増分解析により行い、その有効性を確認した。 キーワード: RC 構造、耐震補強、熊本地震、地震被害、耐震性能評価

#### 1. はじめに

2016年4月14日熊本県熊本地方(北緯32.45度,東 経130.45度,深さ12km)においてマグニチュード(M) 6.5の地震が発生し、その後4月16日に同地域において M7.3の地震が発生した<sup>1)</sup>。これらの地震により、熊本市 および近郊を中心として多くの建物が被害を受けた。熊 本市内の小中学校の鉄筋コンクリート(以下 RC)造校舎 において、耐震補強が施された建物でも非構造壁の破壊 などの損傷が発生し、継続使用が困難とされる事例が見 られた。このような事例では建物は損傷を受けているが、 倒壊はしておらず補強の効果が確認できる。しかし、そ の耐震補強の有効性は定量的には不明であり検討の必要 がある。そこで本研究では、熊本市内の公立中学校の校 舎を対象として、耐震補強前後の応答変位の変化に着目 し補強効果についての分析を行った。

## 2. 研究対象建物

## 2.1 構造詳細

研究対象とする建物は、熊本県熊本市中央区にある学校の校舎である。学校の配置図を図-1 に、研究対象建物(後述の1-1~3,6棟)の1階平面図を図-2に示す。

本建物は**写真-1** に示すように,地上 3 階建ての RC 造の校舎(延べ床面積 2224m<sup>2</sup>)で,エキスパンションジ







\*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻准教授 博(工) (正会員)

表-2 本建物の代表的な柱断面				
断面		500 60 80 80	007 400	
主筋	10-22 φ	4-19 φ 8-16 φ	8-16 φ	
補強筋	$2-9 \phi - @250$	$2-9 \phi$ -@200	$2-9 \phi$ -@200	

表-1 本建物の建築年および基礎種類

1 - 2

1965

直接基礎

1 - 3

1966

1-1, 6

1964

棟番号

建築年

基礎種類

	1		
王 _ 2	★伊物の	化主的力	、沙熊茄
18 - 3	- 4- 4F 10/0 J	1 6 48 0 174	、木凹旧

	-				
		端部	中央	端部	中央
1 1 1 1	断面			220 200	
主	上筋	7-22 φ	5-22 φ	3-19 φ	$2-16 \phi$
筋	下筋	5-22 φ	5-22 φ	2-16 φ	3-19 φ
補	強筋	<b>2-9</b> φ -	@250	2-9 φ -	@320

ョイント(Exp.j)により構造的に3棟に分断されており, その棟区分を図-3に示す。また,研究対象とする1-1 ~3,6棟の建築年および基礎種類を表-1,代表的な柱 梁断面を表-2および表-3に示す。1964年から1966年 にかけて建設された研究対象建物は,片廊下型の平面タ イプの建物である。全棟のうち,本建物にのみ枠付き鉄 骨ブレースによる耐震補強が施されていた。

本建物の使用材料の設計基準強度および耐震診断時の コンクリート強度を表-4 に示す。コンクリートの設計 基準強度は 17.6N/mm<sup>2</sup> であり,鉄筋の規格強度は主筋,

		コンクリート	鉄筋	
		コングリード	主筋	補強筋
設計基準強	度	17.6 N/mm <sup>2</sup>	相枚;	治 <b>府</b> ・
	1F	13.1~17.3 N/mm <sup>2</sup>	70/1日、	$M/mm^2$
診断強度	2F	11.6~17.9 N/mm <sup>2</sup>	2 <b>94</b> 1 (寸	(4)
	3F	8.9~17.5 N/mm <sup>2</sup>		」和同)

表-4 本建物の設計基準強度

補強筋ともに 294N/mm<sup>2</sup>である。また,耐震診断による コンクリート強度は 1 階で 13.1~17.3N/mm<sup>2</sup>, 2 階で 11.6~17.9N/mm<sup>2</sup>, 3 階で 8.9~17.5N/mm<sup>2</sup>であった。

本建物は,2009年に斜材として鋼管を用いた座屈止め のない枠付き鉄骨ブレース(写真-2)で耐震補強が施さ れていた。補強箇所は1階に4基(A構面4-5,5-6,6-7 間,C構面5-6間),2階に3基(A構面4-5,5-6,6-7間) である。表-5に鉄骨ブレースの材料特性を示す。また, 鉄骨枠にはRH-250×250×9×14(SS400)が使用されてい た。なお,鉄骨枠を取り付けた袖壁付き柱および腰壁・ 垂れ壁付き梁に構造スリットは設けられていない。



写真-2 耐震補強の様子

表一5 鉄	骨ブレー	・スの材	料特性
-------	------	------	-----

	A 構面	C構面
断面 (mm)	12.0	10.0
規格強度	235 N	J/mm <sup>2</sup>

#### 2.2 熊本地震による被害状況

本震直後に実施された応急危険度判定では、判定結果 が調査済であり、地震後の使用性に問題はなかった。そ の後著者らが行った被災度区分判定<sup>2)</sup>によると、被害は 1 階の桁行方向で最大であり、耐震性能残存率 R=71%、 被災度は中破であった。ただし、被災度区分判定におい て耐震補強部材は考慮していない。図-4 に1 階桁行方 向の、図-5 に 2 階桁行方向の損傷度評価結果を示す。

写真-3 に示すように、点線で囲われた部分に RC 造 袖壁付き柱に最大で損傷度IIIのせん断ひび割れが発生し たほか,損傷度IIの曲げひび割れが多数みられた。また, 梁にも最大で損傷度IIの曲げひび割れがみられた。その 他にも写真-4 に示すように外壁部分のコンクリートが 剥落し,鉄筋の露出がみられた。耐震診断によると,構 造耐震判定指標 (Iso) が 0.70 であるのに対し,補強前で は最小 Is 値が 1 階桁行方向で 0.72 (CrSD=0.73) とな った。



写真-3 RC 造柱および 2 次壁のせん断ひび割れ



図-5 2階桁行方向の損傷度評価結果



写真-4 コンクリートの剥落および鉄筋の露出

## 3. 解析方法

耐震補強のために取り付けられた枠付き鉄骨ブレース が建物の被害や応答にどの程度貢献したかを検討するた め, 表-6 に示すように, 耐震補強前と耐震補強後の 2 つのモデルを作成し, 解析を行った。解析方法は A, B, C の 3 構面を両端ピンの剛梁で接続した平面モデルに対 する一方向静的漸増載荷解析とした。

なし所加ノヘ	表一6	解析ケ・	ース
--------	-----	------	----

	補強
耐震補強前	なし
耐震補強後	枠付き鉄骨ブレース

建物のモデル化における仮定は以下のとおりである。 (1) EXP.J 接続部から東部分の基礎梁を含む地上3層をモ デル化し、基礎下をピン支持とした。また、柱型のない 壁は耐震診断書に記載されている保有耐力が全体の耐力 に比べると小さいと判断しモデル化は行っていない。 (2) 建物の単位面積当たり重量は12kN/m<sup>2</sup>と仮定した<sup>3)</sup>。 (3) 柱梁部材は端部に剛域を有する線材に置換した。柱/ 梁の剛域は,接続する梁/柱に腰壁,垂壁/袖壁等の二次壁 がある場合は壁端部から,二次壁がない場合は柱/梁のフ ェース位置から D/4 (D:各柱/梁のせい)入った点から 内側とした。また,危険断面位置は二次壁を有する場合 には二次壁のフェース位置,二次壁がない場合は柱梁の 各フェース位置までとした。

(4) 部材の復元力特性については,表-7に示す。なお, 部材破壊後の耐力低下は考慮していない。また,補強ブ レースが接続される柱梁架構については,ブレースに付 随する鉄骨枠をモデル化するため柱,梁ともにマルチス プリングモデル(以下,MSモデル)を使用した。MSモ デルにおける塑性ヒンジ領域長さは1.0Dとする。図-6 に架構の部材モデルを示す。

(5) 単軸バネモデルにおける各耐力は文献 4)に基づいて

表-7 部材の復元力特性

	軸	曲げ	せん断	
柱/袖壁	MCTEL		単軸バネモデル	
付き柱	MS T / IV		(バイリニア)	
腰壁/垂壁	単軸バネモデル			
付き梁	(	ア)		
ブレース	単軸バネモデル (バイリニア)			



次の式(1)~(5)より,袖壁および腰壁,垂れ壁を考慮し算 出した。使用する記号については文献4)を参照されたい。 柱のせん断終局強度

$$Q_{SU} = {}_B Q_{SU} + 0.1\sigma_0 bj \tag{1}$$

袖壁付き柱および腰壁/垂壁付き梁のせん断終局強度

$$Q_{SU} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{(Qd_e)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wh}} \right\} b_e j_e + 0.1N \quad (2)$$

腰壁/垂壁付き梁の曲げひび割れ強度

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{ND}{6} \tag{3}$$

腰壁/垂壁付き梁の曲げ終局強度

$$M_u = a_{te}\sigma_y (d_e - 0.5x_n) \tag{4}$$

腰壁/垂壁付き梁のせん断ひび割れ強度

$$Q_{c} = \left\{ \frac{0.085k_{c}(F_{c} + 500)}{M/(Qd_{e})} + 1.7 \right\} b_{e} j_{e}$$
(5)

(6) 外力分布はモーダルアナリシスによって求めた1次 モード形に基づいた弾性一次モード比例分布とした。

(7) 載荷方法は変位制御とし,最大層間変形角が2%に達した時点で載荷終了とした。

以上の仮定に基づき静的増分解析を行った。

### 4. 解析結果

静的増分解析の結果から得られた補強前,補強後それ ぞれのモデルの層せん断力-変形角関係を図-7 に示す。 補強前のモデルは1階,補強後のモデルは3階の変形が 進み解析が終了した。各モデルの最大耐力を比較すると, 補強前のモデルのベースシアは12431kNであったのに対 し,補強後のモデルのベースシアは20909kNとなり,補





強前の1.68倍となった。

各層のせん断カー変形角関係を,耐震診断で得られた Cr-F 関係をせん断カー変形角関係に置換したものと比較した。その比較結果を図-8 に示す。グラフ横軸の変形角 *Rs*は,式(6)および式(7)を用いて F 値より換算した値である<sup>3)</sup>。

F≦1.27 のとき

$$F = 1.0 + 0.27 \times \frac{R_S - 1/250}{1/150 - 1/250} \tag{6}$$

1.27<F≦3.2のとき

$$F = \frac{\sqrt{2R_S/(l/150)-l}}{0.75\{l+0.05R_S/(l/150)\}}$$
(7)

同図より,耐震診断は2次診断(層崩壊機構)に基づく ため,両解析モデルの最大耐力は診断値をやや下回った が概ね近い耐力であった。

続いて、本建物を文献 5)に基づき等価1自由度系に縮 約することで地震時の最大応答点の予測を行った。その 応答予測方法を次に示す。

多層建築物の1次の応答加速度(1*Sa*)および応答変位 (1*Sa*)は式(8)および式(9)でそれぞれ求めることができる。

$${}_{I}S_{a} = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_{i} \cdot {}_{I}\delta_{i}^{2}}{\left(\sum_{i=1}^{N} m_{i} \cdot {}_{I}\delta_{i}\right)^{2}} \cdot {}_{I}Q_{B}$$

$${}_{I}S_{d} = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_{i} \cdot {}_{I}\delta_{i}^{2}}{\sum_{i=1}^{N} P_{i} \cdot {}_{I}\delta_{i}} \cdot {}_{I}S_{a}$$

$$(9)$$

ここで、 $m_i$ はi層の質量、 $1\delta_i$ はi層での1層床位置に対する相対変位、 $1Q_B$ はベースシア、 $1P_i$ はi層の作用水平力

を表す。

以上のようにして得られた等価1自由度系の性能曲線 を等価なバイリニアに置換を行った。応答予測に使用し た地震波は、4月16日1時25分に対象建物から約4km 離れた最寄りの観測点である熊本市西区で観測された強 震観測記録の建物桁行方向に沿う東西方向成分である。 この観測記録から弾性時の減衰定数を3%とした加速度 応答スペクトルを求め、式(10)および式(11)により得られ る低減係数 $F_h$ により低減させたものを要求曲線とした。 要求曲線と性能曲線とを重ね合わせ、応答点の予測を行 った。予測応答時の塑性率 $\mu$ は式(12)のように定めた<sup>9</sup>。

$$h = 0.25 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.03 \tag{10}$$

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \tag{11}$$

$$\mu = \frac{I^{2}d}{\Delta y} \tag{12}$$

ここで *△*y は降伏時の変位である。

図-9 に補強前のモデルおよび補強後のモデルに対し て最大応答点を予測した結果を示す。補強前のモデルに おいては地震応答時の最大応答変位が 3.6cm,補強後の モデルにおいては 4.1cm となり,補強後のモデルは補強 前のモデルの最大応答変位が約 26%低減された。これら の応答変位に相当する各層の応答点を図-8 にも示した。

また,図-10 および図-11 に予測した最大応答点での補強前と補強後それぞれの部材の損傷状況を示す。補 強前と補強後の部材の損傷状況を比較すると,補強前で は全構面において1階および2階の柱がせん断降伏して



いるのに対して,補強を施した後のモデルでは1,2階の 柱のせん断降伏が大幅に抑えられていることがわかる。 また,目視による被災度区分判定時にはブレースの損傷 は確認されなかったが,解析結果よりブレースは降伏し ていることが確認された。補強建物の被災度区分判定に おいては本来補強部材を考慮しての判定が望まれるが, 補強部材の損傷度を判断する指標は必ずしも明確でない ため今後の課題である。





ただし、補強後のモデルでは、3 階柱に実際の被害では 見られなかった柱のせん断降伏が発生した。この原因には 耐震診断における柱の変形性能の評価精度も指摘できる が、図-8より3階の層間変形角が約1%とやや大きいた め、解析仮定の見直しを含め引き続き検討する計画である。 なお、本研究ではスラブの影響を考慮していないことから 建物の耐力を過小評価した恐れや、また架構モデルの地震 応答を詳細に評価したのではなく、減衰定数の評価に RC 建物の設計式を使用して概算したため、応答の評価精度が 低下した恐れがあり、引き続きの分析を計画している。

## 5. まとめ

本研究では,既存建物に施された耐震補強の効果を分析 するため,熊本市内の公立中学校のRC造校舎を対象とし て静的増分解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1)研究対象建物を耐震補強前と補強後の2つの平面モデルにモデル化し、静的増分解析を行った。その結果、最大層間変形角が2%に達した時点で補強前のモデルではベースシアが12431kN、補強後のモデルでは20909kNであった。
- (2)研究対象建物を1質点系に縮約し、地震応答点の予 測を行った。その結果、補強前後の縮約モデルの応 答変位には優位な差は見られなかった。ただし、層 の変形分布は大きく異なった。
- (3) 応答点における両モデルの部材の損傷状況を比較し た結果,補強前のモデルでは1階の柱のせん断降伏に

より層崩壊したのに対し、補強後のモデルでは1階の 変形は抑制された。さらに補強ブレースは降伏点に達 しており、その補強効果が認められた。ただし、補強 モデルは3階の損傷が過大評価されており、今後の課 題である。

以上より,人命保護の観点から補強は十分に機能したと 判断されるが,建物は大きく損傷しており継続利用の観点 からは今後望ましい補強法を検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 気象庁 HP 参照: http://www.jma.go.jp/jma/index.html
- 2) 国土交通省国土技術政策研究所,国立研究開発法人建築研究所: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(鉄筋コンクリート造/鉄骨鉄筋コンクリート造編),日本建築防災協会,2016
- 国土交通省住宅局建築指導課:既存鉄筋コンクリート 造建築物の耐震診断基準・同解説,日本建築防災協会, 2001
- 国土交通省国土技術政策総合研究所,国立研究開発法 人建築研究所:2015 年版建築物の構造関係技術基準 解説書,pp.650-679,全国官報販売協同組合,2015
- 5) 倉本洋, 勅使河原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建 築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日 本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp.79-85, 2001.8
- 6) 柴田明徳:最新耐震構造解析第3版,森北出版株式 会社,2014