

論文 熊本地震で被災したコンクリート系共同住宅の最大応答変位に対する分析

利根川 洸一*1・向井 智久*2・衣笠 秀行*3・田沼 毅彦*4

要旨：共用廊下側壁の損傷分布および共用廊下側壁を修復する際に要した各階の労務量分布といった実被害データが得られている熊本地震で被災したコンクリート系共同住宅を対象に、地震時の最大応答変位に対する分析を行う。建物のモデル化方法に加え、不確定要素である建物の減衰、入力地震動の計3つのパラメータを変動させて動的解析を実施し、その得られた結果とこれらの実被害データの比較から、実被害の再現にパラメータが与える影響を分析し、応答挙動を把握することを目的とする。

キーワード：応答解析、非耐力壁の損傷分布、各階に要した労務量分布、熊本地震

1. はじめに

2016年熊本地震では、非構造部材の損傷が激しく継続的に使用できない共同住宅が多くみられ、結果的に避難所生活や車中泊といった2次被害を招いた。したがって、地震後の継続使用性や早期回復が可能となる構造設計法の構築が必要となり、非構造部材の被害を再現できる建物のモデル化が求められる。通常、被災した建物においては、地震時の入力地震動や減衰といった不確定要素が多いが、限られたデータで再現解析を行った過去の知見は少ない。

既往の研究¹⁾では、対象建物のモデル化をし、固有値解析、静的増分解析および動的解析を行っている。動的解析では、最上階のエキスパンションジョイント部で観測された変位を実際の最大応答変位と仮定し、実被害に近い建物のモデル化方法および減衰、入力地震動の3つのパラメータの組み合わせを考察している。

しかしながら、エキスパンションジョイント部で観測された変位は隣接する建物との相対変位で、本検討建物の実際の最大応答変位と見なすには十分ではないと思われる。そこで本研究では、共用廊下側壁の損傷分布および共用廊下側壁を修復する際に要した労務量分布の2つの実被害データに着目し、これらの実被害の再現にパラメータが与える影響の分析を行い、応答挙動を把握することを目的とした。

2. 対象建物

2.1 建物概要

本研究では、昭和50年代前半に建設され、熊本地震により被災した11階建て共同住宅を対象とした。1~8階はSRC造、9階~はRC造、建物高さは30.95mである。桁

行方向は5.6m×5スパン、梁間方向は8.3mである。図-1に基準階の伏図、図-2に共用廊下側の軸組図を示す。コンクリート強度は1~8階において $F_c=17.4\text{N/mm}^2$ （普通コンクリート）、9~11階において $F_c=27.1\text{N/mm}^2$ （軽量コンクリート）である。使用鉄筋はSR235, SD295, SD345, 使用鉄骨はSS400, SM490Aである。1階SRC柱、2階SRC梁、9階RC柱、10階RC梁、壁の部材断面を表-1に示す。なお、柱と梁の断面は上層にいくに

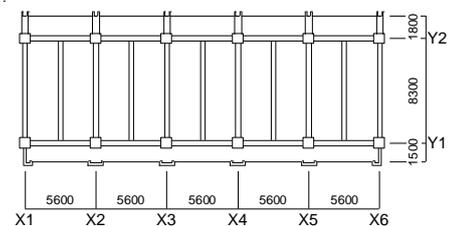


図-1 基準階伏図 (単位: mm)

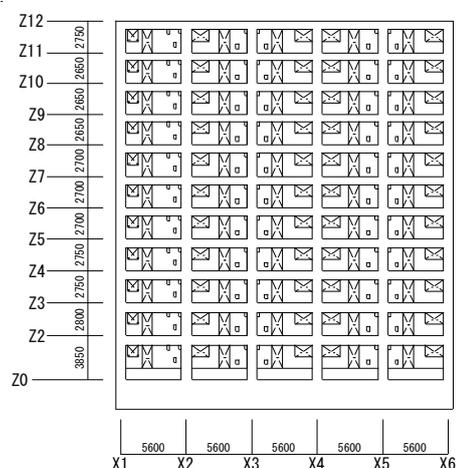


図-2 共用廊下側軸組図 (Y2 通り) (単位: mm)

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)
 *2 国立研究開発法人 建築研究所 主任研究員・博(工) (正会員)
 *3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)
 *4 独立行政法人 都市再生機構 博(工) (正会員)

表一 柱・梁・壁断面図 (単位 : mm)

部材	1階SRC柱	9階RC柱	2階SRC梁	10階RC梁	部材	壁
寸法	850×800	850×700	450×850	400×650	壁厚	120
鉄骨	H-600×200×22×25		H-600×200×9×19		縦筋	9φ-@250
主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	4-D25+2-D25	5-D25+2-D25	横筋	9φ-@250
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@150	□-D13-@125	開口補強筋	1-D13

つれて小さくなる。基礎種別はコンクリート杭基礎である。平成 18 年に実施された耐震診断では、全ての階で Is 値が基準値の 0.54 (地域係数 Z=0.9) を満足していた。

2.2 被害概要

対象建物では、短辺方向の壁や構造部材の損傷は軽微であったが、共用廊下側非耐力壁の損傷を受けた。既往の研究²⁾では建物の損傷状況の概略を把握するために、共用廊下側非耐力壁を対象に目視・写真による被害調査を行っている。被災度区分判定基準³⁾に基づく、各住戸における共用廊下側非耐力壁の損傷性状を図-3 に示す。最大ひび割れ幅 0.2mm 以下のものを損傷度 I，最大ひび割れ幅 0.2~1.0mm のものを損傷度 II，最大ひび割れ幅 1.0mm 以上のものを損傷度 III，剥落があるものを損傷度 IV とする。損傷度 IV が存在する 2~7 層において大きな被害を受けたことが確認された。

共用廊下側非耐力壁では、ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れに対するエポキシ樹脂充填工法，ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れに対するエポキシ樹脂注入工法，剥落に対する厚付けモルタルによる欠損部修繕工法，ポリマーセメントペーストによる平滑処理の初期外壁補修工法の 4 種類の補修が行われ、各住戸において投入された労務量データが表-2 のような各住戸の補修見積書より得られている。これらの労務量データを累計し、各階における実修復労務量としてまとめたものを表-3 に示す。図-3 において損傷度 IV が存在しなかった 8~11 階では実労務量が 10 (人日) を下回っているのに対し、損傷度 IV が存在した 2~7 階の実労務量は少なくとも 15 (人日) を上回っている。特に、損傷度 IV の住戸が最も多か

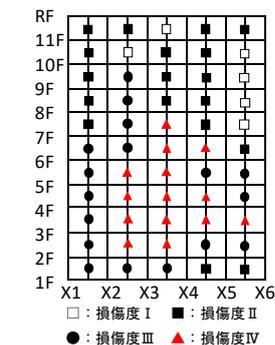


図-3 共用廊下側壁損傷図

表-3 各階における実労務量

階	実労務量 (人日)
11F	5.41
10F	8.10
9F	6.45
8F	7.90
7F	17.91
6F	23.74
5F	31.39
4F	32.85
3F	31.73
2F	29.86
1F	37.25
合計	232.59

った 4 階では約 33 (人日) 要していることがわかる。したがって、損傷分布と修復する際に要した労務量分布の間には類似した傾向がみられるといえる。一方で、例外として、損傷度 IV が存在しなかった 1 階の実労務量が約 37 (人日) 要している。1 階では防水工が多く占めていたが、他階との傾向が異なった原因は不明である。

3. 分析概要

3.1 解析概要

(1) 解析手法

対象建物のモデル化にあたり、解析プログラムは株式会社構造システムの SNAP Ver.7 を用い、動的解析を行った。使用する地震波は、建物近傍の地表面で観測された JMA 熊本西区春日⁴⁾の前震と本震の連続波とする。なお、継続時間は前震 40 秒、本震 40 秒とし、建物の応答が止まったことを再現するために前震後と本震後に 100 秒間のインターバルを設ける。観測波方向に対し 45°振れて建物が建っているため、NS 波と EW 波を 45°方向に対して合成した地震波を建物に入力する。2 波連続において X 方向の入力地震波の最大加速度は 451.58(cm/s²)、Y 方向の最大加速度は 698.91(cm/s²) となり、加速度応答スペクトルを図-4 に示す。熊本地震において 3 階建て RC 造建物にて観測された地震波⁴⁾⁵⁾の Sa- Sd 曲線を図-5 に示す。1 階建物内で観測された地震波は地表面地震波に対し、T=0.3~0.4(s)では 50~60%、T=0.4~0.5(s)では 60~80%、T=0.6(s)~では 80%以上程度であった。既往の研究⁶⁾では、被災前の建物の固有周期は 0.30~0.38(s)程度であると推定されている。そこで本検討では、地震動倍率を 50~100%の間で、10%刻みで変動させ解析を行うものとする。また、文献⁶⁾では、ひび割れ等の損傷を受けた建物の観測記録では減衰定数が 3~8%程度の値をとっており、ばらつきが多い傾向が見られると報告されている。そこで、減衰定数は 3~8%の間で、1%刻みで変動させ解

表-2 補修見積書

名称	数量	単位
労務用		
はつり工	0.01	人日
左官工	1.44	人日
防水工	5.02	人日
普通作業員	1.01	人日

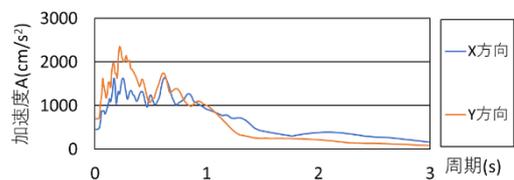


図-4 2波連続波の加速度応答スペクトル(h=5%)

析を行った。減衰種別は瞬間剛性比例型を使用する。

(2) 建物のモデル化手法

各部材で剛性・耐力を算出し、単軸ばねにより線材で置換する。変動軸力において変化する曲げ耐力 (M-N インタラクション) は考慮しておらず、骨格曲線はあらかじめ設定した長期軸力を用いて算出した値を設定している。なお、曲げばねの履歴曲線は剛性低減モデル (図-6左)、せん断ばねの履歴曲線は原点指向モデル (図-6右) とする。非耐力壁は図-7に示すように、柱に付帯する袖壁、方立壁、梁に付帯する腰壁に分類する。方立壁には、曲げ・せん断・軸ばねを設け、柱と同様にモデル化した。方立壁の剛性・耐力算定にあたっては、柱の算定式を参考に、構造基準技術解説書⁷⁾、RC規準⁸⁾ (曲げ・せん断剛性、曲げ剛性低下率)、靱性指針⁹⁾ (曲げ耐力)、動的耐震設計法¹⁰⁾ (せん断剛性低下率) に基づき算定する。さらに方立壁は水平力が作用する際に大きな軸力が作用することが分かっており¹¹⁾、ここでは軸力比 0.15 と設定した。

表-4に示すように、剛域、危険断面位置の設定をフェイス位置とするもの (モデル01) に加え、RC規準⁸⁾ に基づき剛域端を壁フェイス位置より部材せい (付帯する壁を含む全せい) の1/4内側とし、危険断面位置をフェイス位置と仮定したもの (モデル02) を作成した。さら

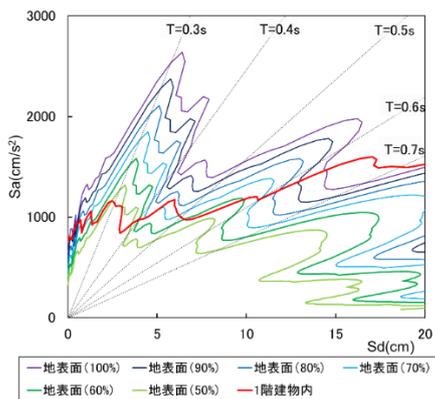


図-5 地表面および建物内地震波^{4),5)} Sa-Sd 曲線比較

に、モデル01、モデル02それぞれにおいて方立壁 (せん断) 及び腰壁付き梁 (曲げ) の耐力低下を考慮した負勾配モデル (モデル03、モデル04) も作成した。負勾配のパラメータは既往の研究¹²⁾で精度がよいとされる値を用いた。なお、壁付き梁は壁の圧縮破壊後に梁単体の耐力を考慮するため、方立壁とパラメータの正負が異なる。部材の骨格曲線における各係数を図-8に示す。負勾配の骨格曲線を持つ場合も図-6と同じ履歴曲線をもつ。また、本検討では壁の小開口、階段室、小梁、パラペットの影響は無視している。

3.2 分析手法

第1に、建物のモデル化および減衰、入力地震動倍率を変化させた、計 144 つのパラメータの組み合わせで動的解析を実施し、そこから得られた結果を図-3の共用廊下側損傷図と比較する。(4章 共用廊下側壁の損傷分布に基づく分析) ここでは、建物全体における損傷具合を比較し、パラメータの組み合わせをおおよそ絞ることを目的とする。

第2に、第1で絞られたパラメータに限定し、表-2の各階における実労務量を算出結果と比較する。(5章 共用廊下側壁の投入労務量分布に基づく分析) ここでは、各階毎に比較を行い、より詳細に、実被害を説明できるパラメータの組み合わせを模索することを目的とする。

以上のような、2段階方式にて分析を実施し、応答挙動の把握を行う。

4. 共用廊下側壁の損傷分布に基づく分析

図-3の共用廊下側損傷図における損傷度IVの壁部

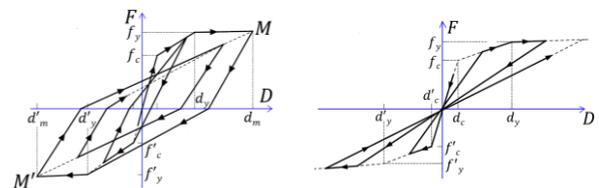


図-6 履歴曲線 (左: 曲げ, 右: せん断)

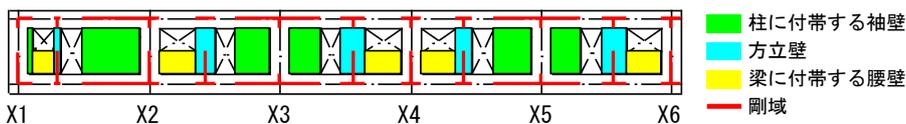


図-7 壁分類図 (剛域低減無し)

表-4 解析モデル一覧

解析モデル	剛域	耐力低下率設定					
		方立壁			壁付き梁		
		β	η	μ	β	η	μ
モデル01	フェイス位置	0.001	-	-	0.001	-	-
モデル02	フェイス位置からD/4低減 (Dは付帯壁を含む部材せい)	0.001	-	-	0.001	-	-
モデル03	フェイス位置	0.001	-0.11	1.57	-0.01	0.001	※
モデル04	フェイス位置からD/4低減 (Dは付帯壁を含む部材せい)	0.001	-0.11	1.57	-0.01	0.001	※

※ 梁単体の耐力まで耐力低下すると仮定して幾何学的に算出

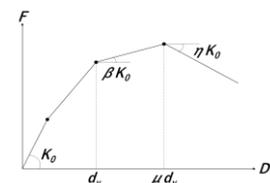


図-8 負勾配の骨格曲線

分と解析で得られた方立壁のせん断破壊位置を比較し、各建物モデルにおいて、共用廊下側壁の実被害を説明できる地震動倍率、減衰の組み合わせを考察する。損傷度Ⅳと方立壁のせん断破壊、あるいは損傷度Ⅰ、Ⅱ、Ⅲと方立壁のせん断破壊なしで整合とし、実被害に近いかの判断を行う。なお、X1-X2 構面の方立壁は壁せい長さが短く、破壊形式の判断がしづらいため、X1-X2 を除いた 44 住戸のみで被害整合率（＝整合した住戸数/44 住戸）を算出する。表-5～表-8 に各建物モデル、減衰、地震動倍率における被害整合率を示す。（整合率 0.80 以上のものは赤字で示す）被害整合率 0.80 以上のパラメータを実被害に近いものと推定する。

モデル 01 では、地震動倍率 50%かつ減衰 3%~7%の組み合わせが実被害を説明できる可能性を残した。モデル 02 では、地震動倍率 60%かつ減衰 4,5,8%, 地震動倍率 50%かつ減衰 3%~8%の組み合わせが実被害を説明できる可能性を残した。モデル 03 では、地震動倍率 50%かつ減衰 5%~8%の組み合わせが実被害を説明できる可能性を残した。モデル 04 では、地震動倍率 70%かつ減衰 8%, 地震動倍率 60%かつ減衰 4,5,8%, 地震動倍率 50%かつ減衰 3~8%の組み合わせが実被害を説明できる可能性を残した。剛域低減を行わないモデル 01 とモデル 03 では地震動倍率が 50%に絞られた一方、剛域低減を行ったモデル 02 とモデル 04 は地震動倍率が 50~70%の可能性を残した。

5. 共用廊下側壁の投入労務量分布に基づく分析

5.1 投入労務量算出方法

既往の研究¹³⁾では解析結果から方立壁部材の修復に要する投入労務量の算出を行っている。本検討では、共用廊下側の壁を柱に付帯する袖壁、梁に付帯する腰壁、方立壁に分けて必要労務量を算出する。

本検討で使用する損傷評価データベース（以下、損傷評価 DB）は、近年ひび割れ幅及び長さ、剥落量の詳細計測が行われた試験体の実験データを用いて作成されたものである。

- ・柱に付帯する袖壁：試験体 CW-S-SS¹⁴⁾

- ・梁に付帯する腰壁：試験体 BWW-D-FS-B¹⁵⁾
- ・方立壁：試験体 NSW2¹⁶⁾

図-9 に示すように、損傷評価 DB からは部材角—残留ひび割れ率関係及び部材角—剥落率関係が得られ、解析による最大応答値から部材の損傷度を推定することができる。なお、ひび割れ率は修復工法の相違により、ひび割れ幅 0.2(mm)未満とひび割れ幅 0.2(mm)以上のものにわかれている。ひび割れ率及び剥落率は以下の式(1)、式(2)で定義される。

$$\text{ひび割れ率} = l/\sqrt{A} \quad (1)$$

l : ひび割れ長さ (m)

A : 部材表面積 (m²)

$$\text{剥落率} = S/A \quad (2)$$

S : 剥落面積 (m²)

ひび割れ率に部材の表面積の累乗根、剥落率に部材の表面積を乗じ、ひび割れ長さ、剥落面積すなわち修復の必要となる損傷量を推定することができる。なお、部材の剛域部分は表面積に含まないものとする。

各種損傷に対する必要労務量 L_i は次式で算出される。

$$L_i = \text{施工数量} Q_i \times \beta_i \quad (3)$$

β_i は修復時間係数であり、建築研究所の研究プロジェクト^{17),18)}において、構造・非構造・設備に発生する損傷に対する各種修復工事の β_i が調査され修復性評価データベースにまとめられている。これら β_i を用いた(4)の必要労務量 L は各種損傷 i の労務量 L_i を総和して次式で算出できる。

$$L = L_1(m) \times \beta_1 + L_2(m) \times \beta_2 + F(m^2) \times \beta_3 \quad (4)$$

L_1 : ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れ長さ (m)

L_2 : ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れ長さ (m)

F : 剥落面積 (m²)

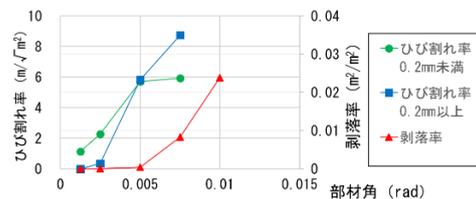


図-9 NSW2¹⁶⁾損傷評価 DB

表-5 モデル 01 被害整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
地震動倍率90%	0.591	0.614	0.614	0.591	0.568	0.614
地震動倍率80%	0.591	0.568	0.591	0.727	0.705	0.682
地震動倍率70%	0.727	0.773	0.568	0.591	0.591	0.636
地震動倍率60%	0.636	0.614	0.636	0.682	0.705	0.727
地震動倍率50%	0.841	0.818	0.909	0.864	0.864	0.682

表-6 モデル 02 被害整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.614	0.614	0.614	0.636	0.682	0.682
地震動倍率90%	0.614	0.614	0.591	0.591	0.682	0.682
地震動倍率80%	0.682	0.682	0.636	0.636	0.659	0.705
地震動倍率70%	0.727	0.750	0.705	0.727	0.727	0.795
地震動倍率60%	0.750	0.818	0.818	0.795	0.795	0.818
地震動倍率50%	0.818	0.864	0.909	0.841	0.864	0.818

表-7 モデル 03 被害整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.591	0.591	0.591	0.591	0.591	0.568
地震動倍率90%	0.523	0.545	0.614	0.568	0.568	0.614
地震動倍率80%	0.591	0.591	0.614	0.682	0.705	0.705
地震動倍率70%	0.659	0.727	0.614	0.636	0.636	0.659
地震動倍率60%	0.682	0.659	0.636	0.682	0.705	0.727
地震動倍率50%	0.750	0.795	0.886	0.864	0.909	0.682

表-8 モデル 04 被害整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.591	0.614	0.591	0.682	0.659	0.636
地震動倍率90%	0.659	0.705	0.682	0.682	0.682	0.682
地震動倍率80%	0.682	0.705	0.682	0.682	0.682	0.682
地震動倍率70%	0.727	0.795	0.727	0.750	0.750	0.818
地震動倍率60%	0.750	0.818	0.818	0.795	0.795	0.818
地震動倍率50%	0.818	0.841	0.886	0.864	0.886	0.818

ここでは修復性評価データベースの中の表-9 に示す、ひび割れ幅「0.2mm 未満」(i=1), 「0.2mm 以上」(i=2), 及び、コンクリートの「剥落」(i=3) のβを用いて具体的に次式のように部材の必要労務量Lを算出した。

5.2 投入労務量算出結果

5.1 に基づき、各階の投入労務量を算出する。ここでは、4 章で実被害を説明できると考察されたモデル、減衰、地震動倍率のパラメータの組み合わせに絞って算出する。表-10 に各パラメータにおける各階と建物全体の整合率(=投入労務量算出結果/実修復労務量)を示す。

(整合率 0.8~1.2 のものを赤字で示す) なお、2.2 に示したように、1 階の実修復労務量は損傷分布と類似した関係性が得られなかったため、本検討では除外する。

モデル 01 では、地震動倍率 50%かつ減衰 3~4%のパラメータの組み合わせが実被害に近いものとなった。8~11 階の上層部の労務量が実労務量に比べ高めに算出されたが、実労務量の多かった 2~7 階の労務量を追えているといえる。モデル 02 では、地震動倍率 60%かつ減衰 4~5%のパラメータの組み合わせが実被害に近いもの

のとなった。モデル 01 と同様に、実労務量の多かった 2~7 階の労務量を追えている。モデル 03 では、2~7 階の算定労務量が実労務量を大きく下回り、実労務量を説明できるパラメータは得られなかった。モデル 04 では、地震動倍率 70%かつ減衰 8%, 地震動倍率 60%かつ減衰 4~5%のパラメータの組み合わせが実被害を説明できるものとなった。ここから、地震動倍率 60%の場合、減衰定数は 4~5%辺りにあることが推測できる。さらに、モデル 02, 04 の各モデルで建物全体の整合率が最も高かったパラメータについて比較したものを図-10 に示す。モデル 02 から部材の耐力低下を考慮したことで、損傷の激しい中層部に投入労務量が集中し、実修復労務量により近い分布になった。

次に、建物全体の整合率が 0.987 と最も 1 に近かったモデル 04, 地震動倍率 60%, 減衰 5%のパラメータの組み合わせにおける各階の最大応答層間変形角を図-11 に示す。特に損傷の集中していた 2~5 階に着目すると、層間変形角は 1/200(rad.)程度であることが確認された。したがって、旧耐震基準で設計され、耐震診断で現行規準を満足した共同住宅において、地震後の早期回復性能を確保するためには、大地震時の最大応答層間変形角が 1/200 (rad.) 以内に収まる設計が必要となるといえる。

上のパラメータの組み合わせについて、部材種ごとに投入労務量を分類したものを図-12 に示す。方立壁、柱

表-9 各補修の修復時間係数β^(7),18)

損傷の種類	修復時間係数β
ひび割れ幅0.2mm未満	β ₁ =0.03(人日/m)
ひび割れ幅0.2mm以上	β ₂ =0.24(人日/m)
コンクリート剥落	β ₃ =7.1(人日/m ²)

表-10 各パラメータにおける労務量整合率

解析モデル	地震動倍率	減衰定数	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	11階	建物全体
モデル01	50%	3%	0.872	0.982	0.963	0.972	1.104	1.087	1.856	1.992	1.458	1.789	1.096
	50%	4%	0.790	0.866	0.828	0.815	0.927	0.918	1.610	1.676	1.131	1.352	0.933
	50%	5%	0.674	0.715	0.660	0.634	0.721	0.741	1.281	1.296	0.843	0.947	0.743
	50%	6%	0.567	0.585	0.531	0.504	0.578	0.593	0.995	0.987	0.616	0.600	0.592
	50%	7%	0.485	0.486	0.440	0.413	0.468	0.463	0.773	0.759	0.448	0.410	0.479
モデル02	60%	4%	0.791	0.874	0.846	0.825	0.898	0.896	1.572	1.629	1.091	1.336	0.929
	60%	5%	0.836	0.894	0.861	0.835	0.929	0.901	1.577	1.711	1.189	1.425	0.957
	60%	8%	0.670	0.747	0.740	0.748	0.854	0.846	1.456	1.488	0.988	0.985	0.826
	50%	3%	0.658	0.737	0.735	0.743	0.851	0.865	1.516	1.575	1.048	1.071	0.832
	50%	4%	0.584	0.652	0.634	0.638	0.729	0.737	1.308	1.443	1.036	1.147	0.736
	50%	5%	0.545	0.611	0.594	0.598	0.680	0.691	1.194	1.185	0.743	0.727	0.663
	50%	6%	0.503	0.563	0.541	0.535	0.606	0.629	1.065	1.062	0.669	0.587	0.599
	50%	7%	0.468	0.515	0.487	0.474	0.542	0.563	0.957	0.969	0.622	0.558	0.543
モデル03	50%	8%	0.439	0.475	0.443	0.425	0.493	0.506	0.881	0.927	0.599	0.549	0.500
	50%	5%	0.689	0.747	0.692	0.661	0.734	0.731	1.256	1.278	0.832	0.960	0.759
	50%	6%	0.578	0.606	0.549	0.515	0.583	0.590	0.982	0.976	0.609	0.609	0.601
	50%	7%	0.491	0.501	0.451	0.418	0.472	0.462	0.767	0.751	0.441	0.407	0.485
モデル04	70%	8%	0.821	0.976	0.999	0.997	1.048	0.896	1.509	1.571	1.095	1.425	1.019
	60%	4%	0.764	0.923	0.933	0.901	0.913	0.862	1.493	1.533	1.032	1.336	0.949
	60%	5%	0.863	0.963	0.958	0.901	0.929	0.862	1.509	1.622	1.119	1.430	0.987
	60%	8%	0.673	0.780	0.779	0.780	0.863	0.803	1.375	1.416	0.955	0.985	0.834
	50%	3%	0.659	0.784	0.794	0.805	0.919	0.923	1.636	1.772	1.251	1.382	0.902
	50%	4%	0.586	0.670	0.659	0.663	0.755	0.760	1.430	1.577	1.124	1.254	0.769
	50%	5%	0.553	0.631	0.616	0.618	0.690	0.670	1.130	1.204	0.833	0.850	0.679
	50%	6%	0.513	0.580	0.558	0.551	0.612	0.614	1.027	1.011	0.629	0.551	0.602
	50%	7%	0.477	0.533	0.502	0.485	0.542	0.553	0.932	0.941	0.599	0.538	0.547
	50%	8%	0.446	0.491	0.456	0.430	0.493	0.500	0.868	0.909	0.585	0.536	0.504

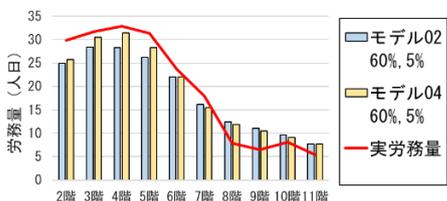


図-10 モデル 02, モデル 04 労務量比較

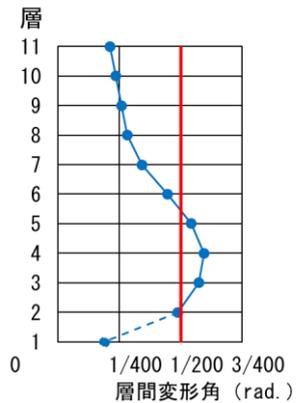


図-11 最大応答層間変形角

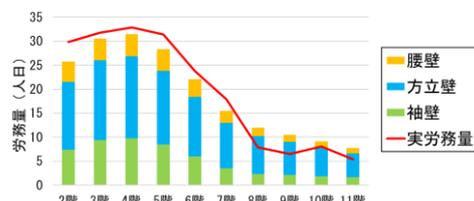


図-12 部材種別ごとの労務量比較

に付帯する袖壁，梁に付帯する腰壁の順に投入労務量が多いことがわかる。特に，方立壁は全体の労務量に対して約 60%を占めており，方立壁の損傷低減が共同住宅における地震後の機能維持に重要となるといえる。

6. まとめ

熊本地震により被災したコンクリート系共同住宅を対象にして，建物のモデル化および減衰，入力地震動をパラメータとした動的解析を実施し，共用廊下側壁の損傷分布及び投入労務量分布といった実被害を説明できるパラメータの組み合わせを模索し，以下の知見を得た。

・部材の剛域を壁フェイス位置，部材の耐力低下を考慮しないモデルの挙動では，地表面地震動の約 50%の入力地震動，減衰 3~4%程度（瞬間剛性比例型減衰）であった可能性を確認した。

・部材の剛域を壁フェイス位置から低減したモデルの挙動では，部材の耐力低下の有無に関わらず，地表面地震動の約 60%の入力地震動，減衰 4~5%程度（瞬間剛性比例型減衰）であった可能性を確認した。特に，部材の耐力低下を考慮したモデルは，各層の被害分布が実被害をより説明できるものとなった。

・旧耐震基準で設計され，耐震診断で現行基準を満足した共同住宅（袖壁，方立壁，腰壁を有する建物）のような建物では，最大応答層間変形角 1/200 (rad.) を境に地震後の早期回復性能が失われる可能性を示した。特に，方立壁の損傷低減が建物の機能維持において重要であることを確認した。

謝辞

本研究は，(国研) 建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」により実施され，気象庁の強震観測 (JMA) 及び防災科学研究所の運用する強震観測網 (K-NET, KiK-NET) において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 利根川洗一ほか:熊本地震で被災した 11 階建て SRC 造共同住宅を対象とした検討 その 5 : C-1 建物の被害分析手法と結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.717-718, 2018
- 2) 月俣慶一ほか:熊本地震で被災した 11 階建て SRC 造共同住宅を対象とした検討 その 1 : 建物概要及び被害調査手法とその結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.179-180, 2017
- 3) 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2016.3

- 4) 気象庁強震観測 :
<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html>
- 5) 防災科学技術研究所 強震観測網(KiK-NET) :
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 6) 森田高市ほか:2011 年東北地方太平洋沖地震における中低層 RC 造・SRC 造建築物の振動特性の評価，日本建築学会技術報告集，vol.22, No.52, pp.905-908, 2016.10
- 7) 国土政策技術総合研究所ほか監修:2015 年版構造物の構造関係技術基準解説書，2015
- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 9) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1999
- 10) 梅村魁:鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計・続(中層編)法，1982
- 11) 松葉悠剛ほか:連層配置された方立壁を有する RC 架構の力学性状に関する実験的研究 その 3 : 方立壁の損傷状況および力学挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.287-288, 2016.8
- 12) 川越悠馬ほか:静的非線形増分解析に基づく壁付き架構のモデル化手法の検討:2017 年コンクリート工学年次論文集，vol.39, No.2, pp.79-84, 2017.7
- 13) 月俣慶彦ほか:被災した SRC 共同住宅の損傷評価と地震後継続使用性の考察，日本建築学会技術報告集，Vol.22, No.50, pp.105-108, 2016.2
- 14) 近藤祐輔ほか:RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究 その 3 : 垂れ壁・腰壁付き RC 造袖壁付き柱の構造特性と損傷状態に関する実験的研究，第 14 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.776-785, 2014
- 15) 堀伸輔ほか:損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 5 : ひび割れ性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.217-218, 2016
- 16) 谷昌典ほか:RC 造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験 その 2 : ひび割れ計測概要及び結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.449-450, 2014
- 17) 向井智久ほか:災害後の建築物の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発，BRI Proceedings No.20, 2011.01
- 18) 衣笠秀行ほか:修復費用の工学的増加要因に基づく修復性評価指標の提案，日本建築学会技術報告集，Vol.17, No.36, pp.531-536, 2011.6