

論文 2016 年熊本地震における被災 SRC 造建物の損傷と立体フレーム解析

辻本 泰雅*1・松井 智哉*2・齊藤 大樹*3

要旨：2016 年熊本地震で被災したピロティ階を有する SRC 造建物に対し、被害状況の整理とともに静的増分解析を実施し、被害状況との比較を行った。建物の桁行方向の解析結果は中間層で変形が大きくなっており、中間層で被害が比較的大きかった点と対応した。梁間方向については、建物の立地的特徴を模擬した解析を行うことで 2 階の変形が大きくなり、被害状況に近い結果を示した。また、建物の梁間方向の必要保有水平耐力を算出し、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回っていることを確認した。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート構造, 2016 年熊本地震, 被災度区分判定, 静的荷重増分解析

1. はじめに

2016 年熊本地震において数多くの建物が被害を受けており、文献 1)では SRC 造建物の被害も数例報告されている。主に被害は非構造壁の損傷が目立ち構造躯体自体の損傷は少ないようであった。それらの被害例の内、ピロティ階の上階の耐力壁にせん断破壊が生じた特徴的な被害を受けた建物が示されている。本稿では当該建物の被害状況を整理するとともに、立体フレームによる静的非線形増分解析を実施し、建物の構造的特徴の把握と被害状況との整合性について検討を行った。

2. 検討対象建物

2.1 建物概要

建物の平面図および立面図を図-1 から図-3 に示す。建物は 1997 年に建設された熊本市内の丘陵地に立つ共同住宅であり、13 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造（1 階～8 階）と鉄筋コンクリート造（9 階～13 階）併用の建物である。内蔵鉄骨は充腹型である。高さ 35.3m、桁行方向（南北）約 68m の 6.8～5.4m の 11 スパン、梁間方向（東西）12m の 1 スパンとなっている。L 構面の主要な部材断面詳細を表-1 に示す。

1 階は駐車場として利用され、ピロティ構造となっている（E～L 構面）。また、建物東面は 2 階床高さが地表面となっており、1 階の東面は擁壁を配している。桁行方向の壁は柱との境界に部分スリットが設けられている。梁間方向は E 構面から L 構面が 2 階以上に連層壁を有するピロティ階となっており、壁は片側の柱（1 構面）との境界に部分スリットが設けられている。1 階から 2 階の梁間方向の剛性率は 0.88, 1.66, 偏心率は 0.73, 0.05 である。

2.2 被害概要

図-1 に 1 階および 2 階の梁間方向の部材の損傷度を示す。損傷度は被災度区分判定²⁾を参考に、柱や壁のひび割れ幅など損傷状況を基に定めた。2 構面は柱と非構造壁の損傷度を示している。1 階がピロティとなっている L 構面側に被害が集中しており、2 階 L 構面では開口壁がせん断破壊し（写真-1）、J および K 構面でも曲げ破壊によって壁の隅角部にコンクリートの圧壊がみられた

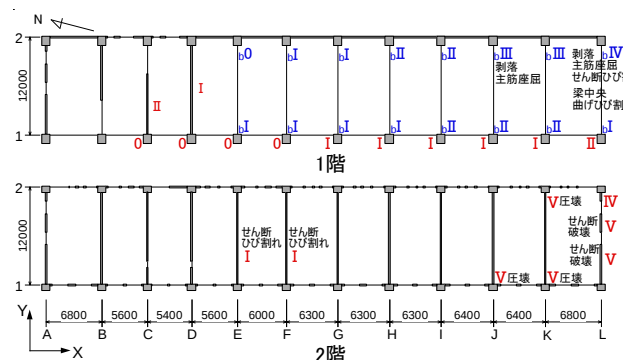


図-1 対象建物の平面図（梁間方向の損傷度を記載）

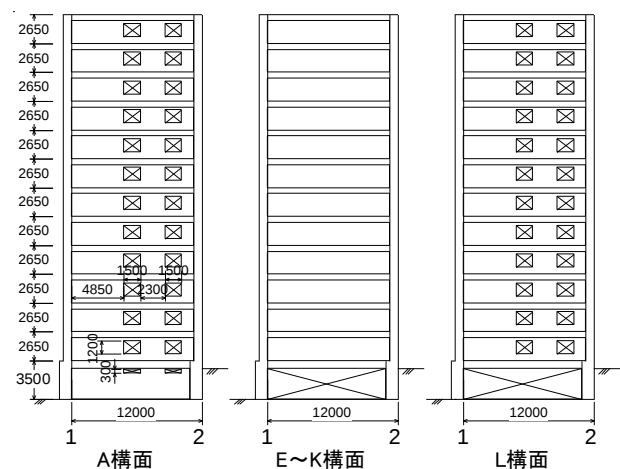


図-2 対象建物の立面図

*1 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻（学生会員）

*2 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 准教授・博士(工学)

*3 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 教授・博士(工学)

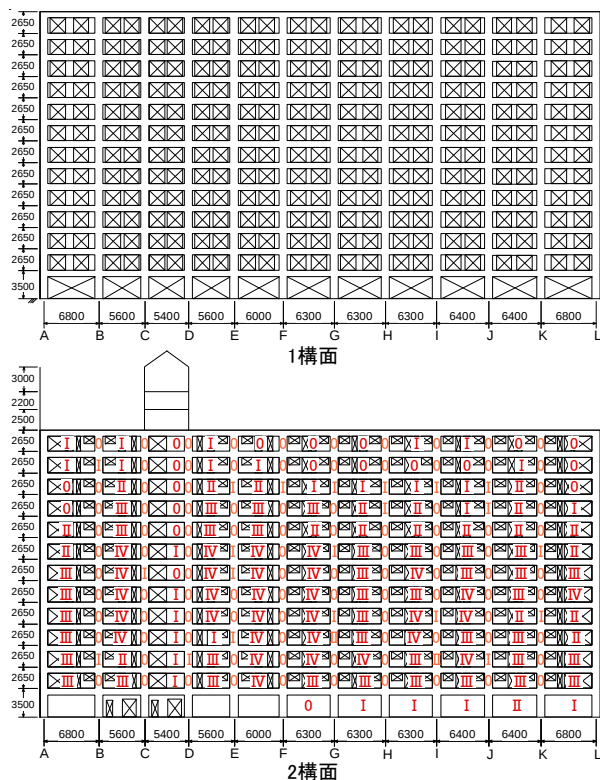


図-3 対象建物の立面図（2 構面は損傷度を記載）



写真-1 L 構面 2 階壁

写真-2 K 構面 2 階壁



写真-3 L 構面 2 階梁端部

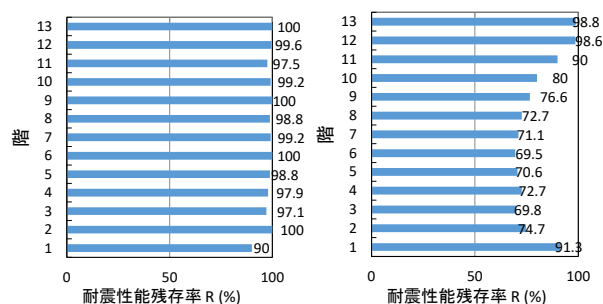
写真-4 L 構面 2 階梁中央

（写真-2）。1 階では、柱の損傷は曲げひび割れがわずかにみられる程度で軽微なものであるが、梁に損傷がみられる。L 構面の 2 階梁の端部はコンクリートが剥落し主筋の座屈がみられ、せん断ひび割れが生じている（写真-3）。また、梁の中央部は下方にたわんでおり、曲げひび割れが生じている（写真-4）。

図-4 に桁行方向の耐震性能残存率を示す。非構造壁は設計上、耐震性能に寄与するものではないが、ここでは被害の分布を把握するため、非構造壁を含めた場合も算出している。非構造壁を無視した場合は、1 階の耐震性

表-1 部材断面詳細

記号	C1 1 階柱脚	C1 1 階柱頭
寸法	1000×1100mm	1000×1100mm
主筋	42-D29	8-D29
せん断補強筋	D16@65	D16@65
鉄骨 H	H-700×200×12×25	H-700×200×12×25
鉄骨 BT	BT-650×150×16×28	BT-650×150×16×28
記号	C1 2 階柱	G1 2 階梁
寸法	950×750mm	400×700mm
主筋	6-D25	2-D25, 2-D25
せん断補強筋	D13@100	D10@250
鉄骨 H	H-700×200×12×25	H-300×150×6.5×9
鉄骨 BT	BT-400×150×9×16	-----



(a) 非構造壁を無視

(b) 非構造壁を考慮

図-4 耐震性能残存率（桁行方向）

能残存率は90%で小破であり、その他の階は軽微である。非構造壁も考慮した場合は、耐震性能残存率は69.5~98.8%であり、2 階から 9 階が中破となり、中間層で応答変位が比較的大きかったことが伺える。

3. 立体フレーム解析

3.1 モデル化の概要

解析には、弾塑性立体骨組解析プログラム SNAP Ver.7³⁾を用いた。各階床は剛床と仮定し、基礎はピン支持、基礎梁は弾性とした。コンクリートの材料強度は、1 階（上階梁を含む）：30 N/mm²、2~11 階：27 N/mm²、12~13 階：24 N/mm²、基礎梁およびペントハウス：21 N/mm²を用いた。鋼材の降伏強度は、柱および梁主筋：SD345（D19 以上）、その他の鉄筋：SD295A、梁鉄骨：SM490、柱鉄骨：SS400 の規格降伏強度の 1.1 倍とした。

梁は図-5 に示すように、材端ばねモデルによりモデル化した。曲げばねは骨格曲線をトリリニアモデルとしてひび割れ耐力⁴⁾、曲げ耐力⁵⁾を用いてモデル化した。セ

せん断ばねは骨格曲線をバイリニアモデルとし、せん断耐力は文献 4)により算出した。

柱部材は図-6 に示すように、曲げと軸の特性を MS モデルで、せん断特性を単軸ばねによりモデルした。せん断ばねの骨格曲線はバイリニアモデルとし、せん断耐力は文献 4)により算出した。MS モデルに用いるコンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係を図-7 に示す。コンクリートはトリリニアでモデル化し、圧縮強度到達後の応力低下は考慮しない。また、引張応力は無視する。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを用いる。降伏後の剛性低下率は 0.001 である。

壁部材は図-8 に示すように、両端に軸ばねを、中央に曲げばね、軸ばね、せん断ばねを有する 3 本柱モデルとし、せん断ばねはトリリニアモデルとした。せん断強度および開口による低減は文献 5)により算定した。L 構面の方立壁は柱としてモデル化した。建物東側の擁壁は、図面ではスリットが設けられており、解析モデル上は非構造部材として扱っている。

外力分布は A_1 分布とする。ただし、解析の結果、ペントハウスの外力により、A 構面側が大きく変形する挙動が見られた。被害状況と大きく異なる挙動となるため、ペントハウスの外力はなしとした。

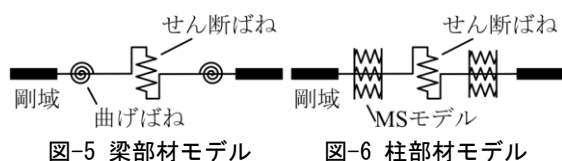


図-5 梁部材モデル

図-6 柱部材モデル

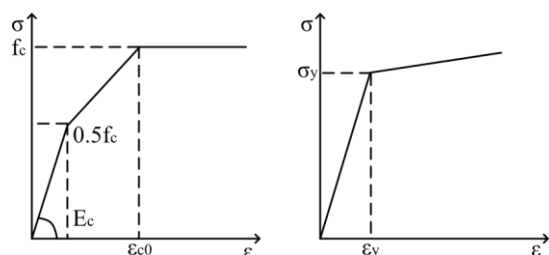


図-7 コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係

3.2 解析モデル

対象建物の東側は 2 階床高さが地表面になっており、その影響を確認するため、建物のみをモデル化したモデル 1 と、2 階の 2 構面の節点に地盤を模擬した水平ばねを設置したモデル 2 の 2 つのモデルを用いて解析を行う。

設置した水平ばねの特性を図-9 に示す。水平ばねの剛性 K_{TY} を決めるにあたって、2 階で壁の大破がみられ、1 階の柱の損傷度は I ~ II であることが観察されたことから、解析上 2 階以上で崩壊するときの水平力に対して、1 階の変形が $1/200\text{rad.}$ 程度の変形に収まるように剛性を定めた。具体的には、2 階床の Y 方向を固定として荷重増分解析を実施し、上層の部材が塑性化した状態（ここでは L 構面の全体変形角が $1/200\text{rad.}$ ）のときの水平荷重 ($Q_2=8505\text{kN}$) に対して 1 階層間変形角が $1/200\text{rad.}$ (水平変位 $\delta_1=17.5\text{mm}$) に到達すると仮定したときの剛性を用いた。結果として $K_{TY}=Q_2/\delta_1=486\text{kN/mm}$ を用いた。

4. 解析結果

4.1 固有値解析

図-10 にモデル 1 およびモデル 2 のモード図を示す。モード 1 はモデル 1、モデル 2 ともに X 方向の並進成分が支配的なモードである。モード 2 も同様に、モデル 1、モデル 2 ともに Y 方向が支配的なモードであるが、1 階の偏心が大きいため、損傷が大きかった L 構面側が大きく振られるようなモードとなっている。また、モデル 1 では 1 階部分の変形が大きくなっている。

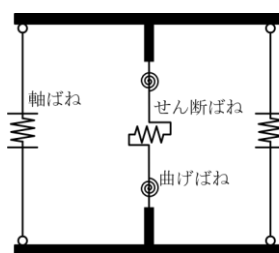


図-8 壁部材モデル

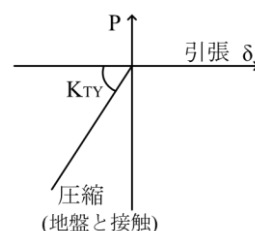


図-9 水平ばねの特性

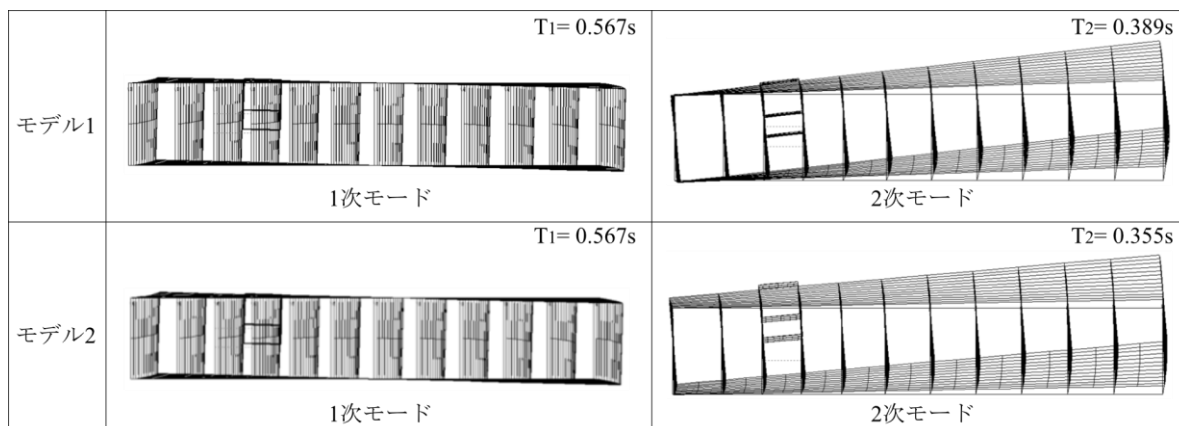


図-10 モデル 1 およびモデル 2 のモード図

4.2 桁行方向(X 方向)

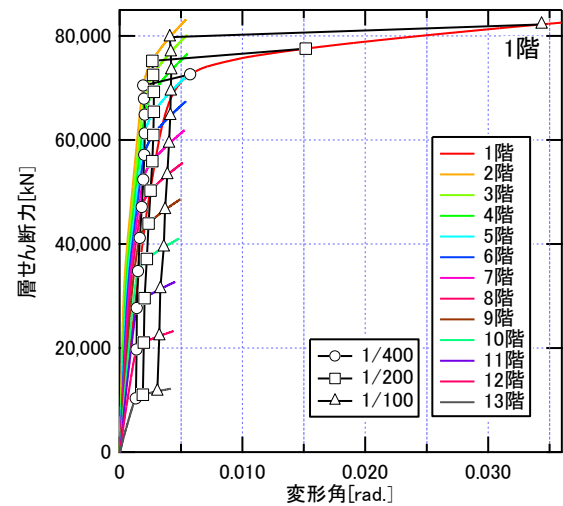
図-11 にモデル 1 の+X 方向荷重時の層せん断力-層間変形角関係を示す。中間層で変形が大きくなっており、図-4 に示したように 2 階から 9 階で中破となり、中間層で被害が比較的大きかった点と対応している。

4.3 梁間方向(Y 方向)

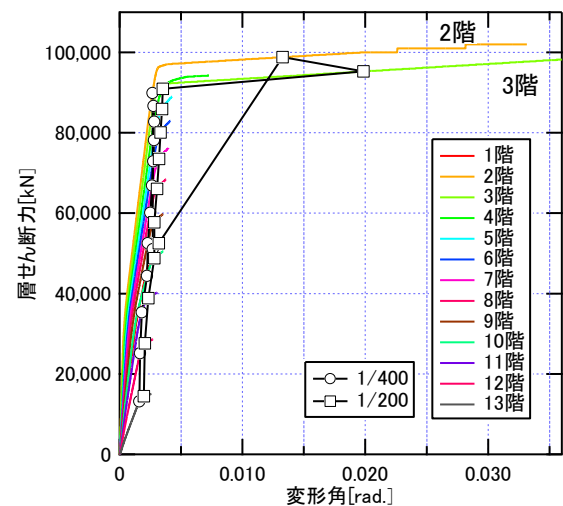
図-12(a) に水平ばねなしのモデル 1 の層せん断力-層間変形角関係を示す。また、図-13(a) に損傷が大きかった L 構面の層間変形角の高さ方向の分布を示す。1 階の変形が他の階と比べて増大しており、変形がピロティ階となっている 1 階に集中していることが確認できる。図-14(a) に全体変形角が 1/200rad. の時の D 構面、K 構面、L 構面の損傷状況を示す。2 構面（圧縮側）柱にはせん断破壊が生じ、D 構面 1 階の無開口耐力壁もせん断破壊が生じている。耐震診断基準⁹⁾を参考に 1 階柱の曲げ終局耐力 Q_{mu} およびせん断終局耐力 Q_{su} を算定したところ、長期荷重時・水平力作用時（全体変形角 1/200rad.）の Q_{su}/Q_{mu} はそれぞれ 0.79 および 0.59 となり、せん断終局耐力の方が小さくなっており、せん断破壊をする柱であることが確認された。

以上のように、モデル 1 による解析では、1 階の柱および壁のせん断破壊により層崩壊メカニズムを形成しており、写真-1 および写真-2 に示すようなピロティ階上階（12 階）の耐力壁に損傷が生じる被害とは異なる結果となった。

図-12(b) に水平ばねありのモデル 2 の+Y 方向荷重時の層せん断力-層間変形角関係を示す。また図-13(b) に L 構面の層間変形角の高さ方向の分布を示す。モデル 2 では地盤を想定した水平ばねが 2 階床位置の+Y 方向の変



(a) モデル 1



(b) モデル 2

図-12 層せん断力-層間変形角関係（梁間方向）

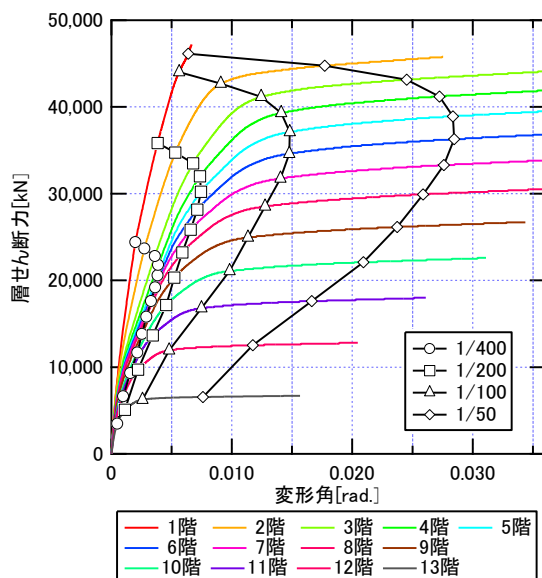
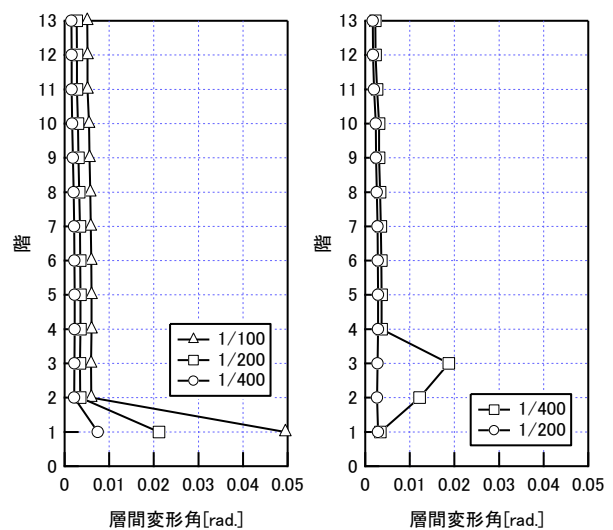


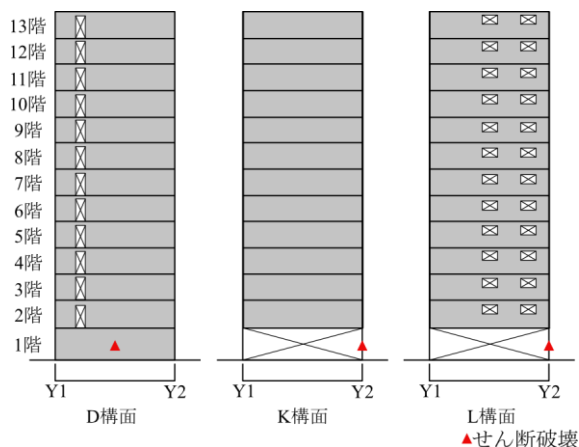
図-11 層せん断力-層間変形角関係
(桁行方向：モデル 1)



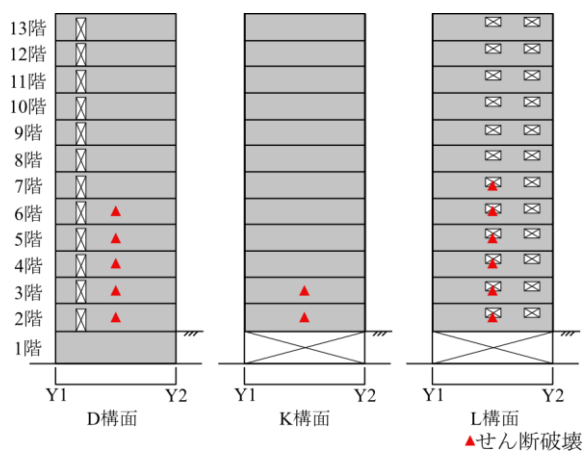
(a) モデル 1

(b) モデル 2

図-13 層間変形角の高さ方向分布 (L 構面)



(a) モデル 1 (全体変形角 1/200rad.)



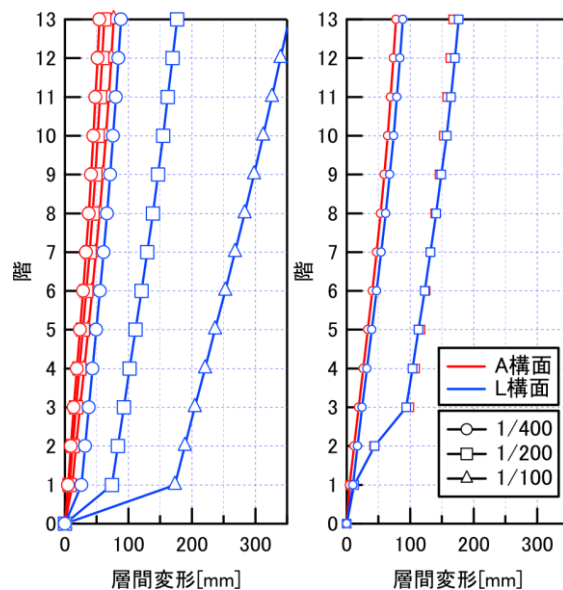
(b) モデル 2 (全体変形角 1/200rad.)

図-14 部材の降伏状況

位を拘束するため、2 階および 3 階に変形が集中していることが確認できる。図-14(b)に全体変形角が 1/200rad. の時の D 構面、K 構面、L 構面の部材の降伏状況を示す。K 構面では 2 階から 3 階にかけて、L 構面では 2 階~6 階にかけて耐力壁がせん断破壊し、2 階の K 構面、L 構面において壁の破壊が生じた被害状況と対応していることが確認できる。地盤を模擬した水平ばねを設置することで、被害状況に近い解析結果となった。

図-15 に L 構面の全体変形角が 1/200rad. の時における A 構面および L 構面の層間変形を示す。図-15(a)は、水平ばねなしモデル 1 の +Y 方向荷重である。L 構面側が大きく振られており、建物にねじれが発生していることが確認できる。また、A 構面側は変形が進んでいないことが確認できる。

図-15(b)は、水平ばねありモデル 2 の +Y 方向荷重である。対象とする建物の 2 階以上の偏心率は 1 階に比べると小さいことから、1 階の変形が抑えられ、水平ばねにより 2 階床位置の変位が拘束されることにより、モデル 1 と比べて A 構面と L 構面の変位の差が小さくなり、同程度の変位となる挙動を示す結果となった。



(a) モデル 1

(b) モデル 2

図-15 A 構面と L 構面の変形

以上のようにモデル 2 による解析では、2~3 階壁のせん断破壊による層崩壊メカニズムを形成しており、写真-1 および写真-2 に示すようなピロティ階上階の耐力壁に損傷が生じる被害と近い結果となった。しかし、水平ばねがねじれを抑えることになり、L 構面側に損傷が集中する様子は見られなかった。

5. 必要保有水平耐力

建物の梁間方向において必要保有水平耐力を算出し、荷重増分解析によって得られた各階が負担しているせん断力との比較を行う。水平ばねなしのモデル 1 では 1 階を、水平ばねありのモデル 2 では 2 階を対象として必要保有水平耐力を算出した。必要保有水平耐力は以下の式によって算出した。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_e \cdot F_s \cdot Z \cdot R_t \cdot A_l \cdot C_0 \cdot W \quad (1)$$

ここで、構造特性係数 D_s の算出については 5.1 節で後述する。形状特性係数 $F_e \cdot F_s$ は、偏心率、剛性率に基づき 1 階で 1.5、2 階で 1.0 となる。地域係数 Z は熊本市の 0.9 を、標準せん断力係数 C_0 は 1.0 を用いている。

5.1 D_s 値の算定

水平ばねなしのモデル 1 の建物の崩壊メカニズム形成は、1 階の層間変形角が 1/150rad. に到達したときとし、文献 4) を元に部材ランクを定めた。図-16(a) に 1 階部材の損傷状況と部材ランクを示す。1 階柱の破壊形式は、1 構面が曲げ破壊型、2 構面がせん断破壊型であった。崩壊メカニズム形成時の壁部材は A 構面ではせん断破壊をせず、D 構面でせん断破壊をした。モデル 1 の 1 階の D_s 値は 0.4 と算出された。

水平ばねありのモデル 2 の建物の崩壊メカニズムは、変形が十分に進んだ層間変形角が 1/150rad. に到達したと

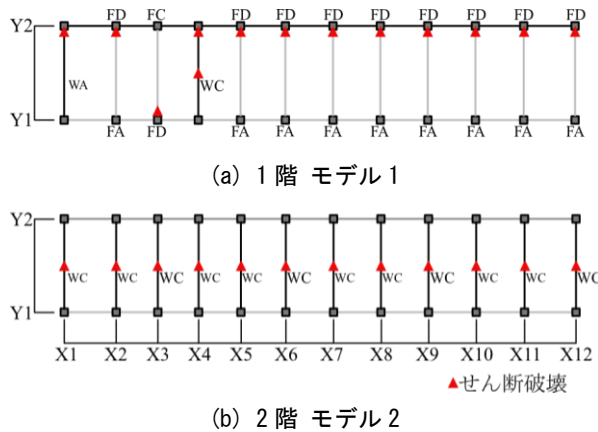


図-16 部材の損傷状況と部材ランク

きとした。図-16(b)に2階耐力壁の損傷状況と部材ランクを示す。2階の耐力壁は全てせん断破壊を示し、部材ランクはWCとなる。モデル2の2階の D_s 値は0.5と算出された。

5.2 必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較

式(1)により当該階の建物の必要保有水平耐力を算出したところ、 $Q_{un1}=60470\text{kN}$ 、 $Q_{un2}=48635\text{kN}$ となった。図-17にモデル1およびモデル2の層せん断力と必要保有水平耐力を示す。また、表-2に崩壊メカニズム形成時の保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較を示す。ここで、保有水平耐力は、モデル1では1階層間変形角が $1/150\text{rad}$ に到達したとき、モデル2では2階層間変形角が $1/150\text{rad}$ に到達したときの層せん断力を用いている。モデル1とモデル2の両方で層せん断力が必要保有水平耐力を上回ることを確認した。

表-2 必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較

階	$Q_{un}[\text{kN}]$	$Q_u[\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
モデル1(1階)	60470	71664	1.19
モデル2(2階)	48635	97280	2.00

6. まとめ

本稿では、被災SRC造建物の被害状況の概要を示すとともに、立体フレームによる静的非線形増分解析を実施した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 被災建物は1階にピロティを有しており、梁間方向の偏心率は0.73と大きく、ねじれやすい建物と判断される。
- 被災建物の外観調査より、L構面側の損傷が大きくピロティ階上階の耐力壁にせん断破壊あるいは曲げ破壊が見られた。
- 立体フレーム解析では、モデル1、モデル2ともに

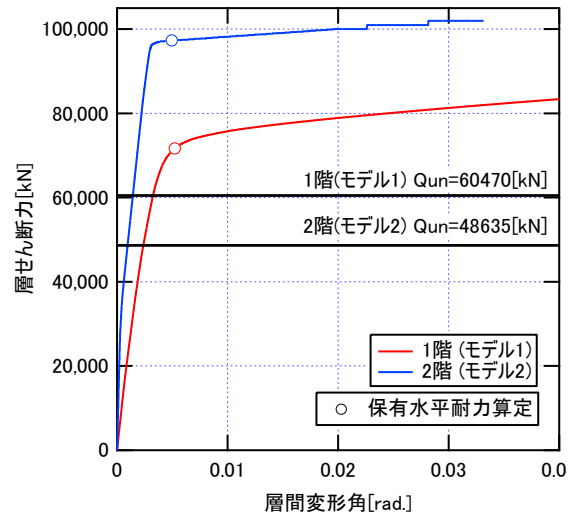


図-17 必要保有水平耐力と層せん断力の比較

桁行方向においては、建物の中間層で変形が大きくなり、地震による被害が中間層で大きかった点と一致することを確認した。また、桁行方向では、モデル2の地盤を模擬した水平ばねを設置することで、2階および3階での変形集中が生じ、概ね被害状況に対応した挙動が得られ、対象建物の被害状況に地盤が影響していることを確認した。

- 梁間方向の必要保有水平耐力を計算し、層せん断力が必要保有水平耐力を上回っていることを確認した。
- 被災建物は1階の偏心率が大きくなっており、ねじれやすい建物である。より実被害に近い挙動を捉えるためには、地震動を用いた応答解析や、ねじれモードを考慮した静的載荷による検討が必要と考える。

参考文献

- 日本建築学会：2016年熊本地震災害調査報告，2018
- 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：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
- 株式会社構造システム：SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル，2015.11
- 国土交通省国土技術政策総合研究所：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2014.1
- 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2009