# 論文 平成 28 年熊本地震によるピロティ形式 RC 造建物の被害調査と解析 的検討

島津 勝\*1·田中 佑季\*2·林 美貴\*3

要旨:本研究では,平成28年熊本地震で被災したピロティ形式RC造建物の調査結果を報告した。また,倒 壊したピロティ形式建物の静的弾性および弾塑性骨組解析を行い,被害状況と解析結果との比較から,既存 建物に対する静的立体骨組解析の有用性を検証するとともに,被災した建物の倒壊メカニズムを示した。そ の結果,弾性解析の結果のみでは応力集中箇所を特定できないこと,また,弾塑性解析の結果では,1層と2 層の柱に損傷が集中しており,実構造物の損傷個所を概ね推定可能であることがわかった。 キーワード:熊本地震,ピロティ形式,RC建物,静的立体骨組解析

#### 1. はじめに

ピロティ構造は空間を有効活用できる方法として普及しており、今後も数多くの建物で採用されるものと思われる。兵庫県南部地震以降、ピロティ階を有する建築物の耐震設計法が強化され、2007年版建築物の構造関係技術基準解説<sup>1)</sup>では、ピロティ階の層崩壊に結びつくような設計を避けることが推奨されている。

平成28年熊本地震では、1950年と1981年に施行され た建築基準法施行令(以降、1950年に施行された建築基 準法施行令を旧耐震基準と呼ぶ)に基づき設計されたピ ロティ形式 RC 造建物の倒壊・大破の事例が多く報告さ れている。倒壊に至った建物はすべて旧耐震基準で建て られており、将来予想される巨大地震に備えるために、 既存の旧耐震基準のピロティ形式 RC 造建物の耐震診断 および耐震化が急務である。

本研究では、平成 28 年熊本地震で被災したピロティ 形式 RC 造建物の調査結果を報告する。また、倒壊した 建物を対象に静的弾性および弾塑性解析を行い、被害状 況と解析結果との比較から、既存建物の耐震診断に対す る静的立体骨組解析の有用性を検証するとともに、被災 した建物の倒壊メカニズムを検討する。

### 2. 建物概要及び被害状況

### 2.1 建物概要

本研究で調査対象とした建物は、平成28年4月16日 未明の本震で倒壊した熊本市のピロティ形式7階建て鉄 筋コンクリート造中規模共同住宅である。竣工年は1974 年である。

図-1 に1 階平面図,図-2 に2 階平面図を示す。3~6 階平面図は2 階平面図と同じで,7 階平面図は不明であ る。以降,図中に示す通り符号を用いて柱・梁の位置を

\*1 崇城大学 工学部建築学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 崇城大学大学院 工学研究科建設システム開発工学専攻 修士課程1年 学士(工学)

\*3 元崇城大学 工学部建築学科 准教授 学士(工学) (正会員)



表す。例えば、1 階 C 通り4の柱は1C4 である。2 階の 階高は 3,000mm, 3~7 階の各階高は 2,700mm である。 建物の平面形状はL字形で、1階には階段室、店舗及び 駐車場が配置され、2~7階は住居である。

図-3に1階柱および2階梁の断面図を示す。柱の主筋 は 8-D29, 帯筋は φ 12@100 である。 断面寸法と配筋位置 は実建物から得られた計測結果ではあるが、損傷した部 材での計測値であるため、健全な状態との差異がある。

### 2.1.1 コンクリート強度

リバウンドハンマーを使用して 1C4 柱(写真-5)の反 発係数を計測し、コンクリート強度を算出している。コ ンクリート強度は 27.3 N/mm<sup>2</sup>で, 25 回の計測結果の平 均値である。測定は2016年6月(震後2か月)に行われ、 打撃面にひび割れはない。

### 2.1.2 鉄筋の機械的性質

引張試験の結果, 柱主筋 D29 の降伏強度は 357 N/mm<sup>2</sup>, 弾性係数は 207 kN/mm<sup>2</sup> である。また,帯筋 φ 12 の降伏 強度は 340N/mm<sup>2</sup>, 弾性係数は 206kN/mm<sup>2</sup> である。供試 体には、座屈や絞りによる変形がない鉄筋を用いている が、降伏している可能性はある。

#### 2.2 被害概要

写真-1 は各方位の建物全景である。(d)北面の写真より, 1C4 柱の柱頭および 1~4 階の C34 梁の端部の損傷と, 雑壁のせん断破壊が確認できる。また、写真には写って いないが、5~7 階の C34 梁の端部でも損傷が確認されて いる。

写真-2~4はそれぞれ1A1,1A3および1C3の柱である。 ピロティ柱の多くが大破している。写真-2,3より,柱が 大破し、柱頭が東側に滑り落ちていることが確認できる が,破壊形式は不明である。

写真-5は1C4柱である。この柱では、柱頭と柱脚で曲 げ破壊が先行して生じた後,振幅により主筋が大きく座 屈し、その膨らみでかぶりコンクリートが剥落したもの と推測される。計測結果から算出したせん断余裕度  $Q_{su}/Q_{mu}$ は 1.53 である。せん断耐力  $Q_{su}$ と曲げ耐力  $Q_{mu}$ の算出には、それぞれ荒川 mean 式<sup>2)</sup>と RC 構造計算基準



写真-2 1A1 柱

写真-3 1A3 柱



式<sup>3)</sup>を使用し,部材長さには内法寸法2,350mmを使用している。ここで,写真-1,5は2016年4月(震後2日), 写真-2~4は2017年9月(震後1年5ヶ月)に撮影されている。

図-4 は 3A~C 軸および C3~5 軸の側面図である。図 中に各階の梁の地震後の位置を赤線で示している。図よ り、3A~C 通りの梁は南側、C34 の梁は東側に向かって 深く沈んでいる。特に 1C34 梁は、最大で 2,050mm 沈下 している。本研究では 2017 年 10 月に建物の実測調査を 実施しており、測量結果には余震による変形も含まれて いる。

# 3. 弾性解析

#### 3.1 解析方法

図-5 に解析モデルを示す。解析には汎用有限要素解析 プログラム Calculix v2.13<sup>4)</sup>を用いる。解析法は線形有限 要素法である。要素モデルは梁要素(B31 要素)で,1 部材1要素でモデル化されている。壁と床は両端ピンの X型ブレース置換でモデル化されている。開口部を持つ 壁,階段およびテラスはモデル化されていない。ブレー ス置換した壁の剛性と有効長さの関係が明確ではないた め,初期状態(鉛直荷重のみ)の建物の重心位置と東面 および南面から入力される水平力の載荷中心位置の距離 のみ記載すると,距離はそれぞれ 2,720mm と 2,667mm である。建物の力学特性に与える影響を調べる。全層の



(a) 3次元モデル



柱・梁の寸法は同一で、それぞれ 650 mm× 650 mm と 650 mm×350 mm である。ブレース材には 4 300mm の中 実棒を用いる。柱と梁の弾性係数は 25 kN/mm<sup>2</sup>,壁と床 のモデル化に用いたブレース材の弾性係数はそれぞれ 20kN/mm<sup>2</sup> と 1,000kN/mm<sup>2</sup> である。柱と梁の弾性係数は、 弾塑性解析時にモデル化した柱と梁の初期剛性と同じ値 になるよう設定している。実地震動は三次元方向の揺れ であるが、本解析では構面内方向の加力に対する建物の 力学的特性について検討する。図-6 に水平力の載荷位置 を示す。解析では、各層の床中心に鉛直荷重(固定荷重 と積載荷重の和)を載荷した状態で、Ai 分布に従って各層に水平力を加える。

表-1 に地震層せん断力の計算結果を示す。表中の最上 階から i 階までの重量の和 W<sub>i</sub>は,各階の固定荷重と積載 荷重の和とし,計算には鉄筋コンクリート単位体積重量 24 kN/m<sup>3</sup>,住宅居室の積載荷重を用いる。柱の重さは, 上下階に振り分けて算出する。地域係数 Z,標準せん断 力係数 C<sub>o</sub>の値は 1 である。地盤は第 2 種地盤であり,地 盤の周期 T<sub>c</sub>は 0.6 sec である。

# 3.2 解析結果

図-7,8に解析結果を示す。各図の(a)に応力度のコンタ 一図を,(b)の平面図中に1階柱脚部に生じるミーゼス応 力度の値を示す。ここで、この応力度は柱脚部の4つの 積分点から得られる応力度のうちの最大値である。コン ター図には、応力度の高い部分が赤で、応力度0の部分



図-6 水平力の載荷位置と方向

表-1 地震層せん断力 Q の算定

	$\Sigma W(N)$	Ζ	Rt	Ai	Со	Ci	Qi(N)
7階	5180101	1	1	1.92	1	1.92	9951641
6階	10682167	1	1	1.58	1	1.58	16828668
5階	16184233	1	1	1.40	1	1.40	22615828
4階	21686298	1	1	1.27	1	1.27	27571412
3階	27188364	1	1	1.17	1	1.17	31792977
2階	32690430	1	1	1.08	1	1.08	35329988
1階	38228270	1	1	1.00	1	1	38228270





(b) 柱脚の応力度









図-8 南面載荷

が紫で色付けされている。図(b)中の赤■は応力度が最大 になる柱,青■は応力度が最小になる柱である。

各載荷のコンター図より,1,2階の柱・梁に応力が集 中し,3階以上の柱・梁に生じる応力が相対的に低いこ とがわかる。

(b)図より、すべての載荷パターンにおいて、側柱に応 力が集中している。また、応力度が最大になる柱と最小 となる柱との応力度の比(最大応力度/最少応力度)は、 東面載荷では約1.8倍、南面載荷では約2.4倍である。

# 3.3 実建物の損傷状況と解析結果との比較

東面載荷の結果より、応力が集中する 1A1, 1A2, 1B1 および 1C1 柱とその周辺の柱は、実建物では損傷してい た部材であり、応力集中箇所が一致している。一方、南 面載荷の結果では、1E6 柱に応力が集中しているが、実 建物では 1E6 柱に損傷はなく、損傷状況が一致していな い。以上のことから、静的線形解析では、建物全体の大 まかな応力度集中は推測できるものの、的確な被害予想 や対策への活用は難しいことがわかる。

### 4. 弾塑性解析

### 4.1 解析方法

静的弾塑性解析には、崩壊挙動の解析が可能な有限要 素解析プログラム FPHM v4.01<sup>5)</sup>を使用する。本解析法は 一次元複合非線形有限要素法であり、鉄筋コンクリート 造平面骨組の崩壊解析において、保有耐力を高精度で評 価できる<sup>6)</sup>。解析モデルの骨組寸法および部材断面寸法 は弾性解析と同じである(図-4 参照)。要素モデルは梁 要素で、1 部材 1 要素でモデル化されている。壁と床は 弾性体でブレース置換されている。開口部を持つ壁、階 段およびテラスはモデル化されていない。

実測値より、コンクリートの圧縮強度、引張強度およ び弾性係数にはそれぞれ 27.3 N/mm<sup>2</sup>, 2.73 kN/mm<sup>2</sup>, 24 kN/mm<sup>2</sup>, 柱主筋の降伏強度と弾性係数にはそれぞれ 357 N/mm<sup>2</sup>, 207 kN/mm<sup>2</sup>を用いる。梁主筋の降伏強度と弾性 係数にはそれぞれ標準的な値である 300 N/mm<sup>2</sup>, 206 kN/mm<sup>2</sup>を用いる。壁と床のモデル化に用いたブレース 材の弾性係数はそれぞれ 20kN/mm<sup>2</sup>と 1,000kN/mm<sup>2</sup>であ る。鉄筋の構成則はひずみ硬化係数0.01のバイリニア型, コンクリートの構成則は圧縮側は弾完全塑性、引張側は 引張強度に到達後,強度が0になるよう設定している。

解析では、各層の床中心に鉛直荷重(固定荷重と積載 荷重の和)を載荷した状態で、荷重増分変位制御法によ りAi分布に従って各層の水平力を増加させる。最大耐力 点に達した時点で解析を終了する。

### 4.2 解析結果

図-9 に層せん断力係数~層間変形角関係を示す。図中の▼は1階の最大耐力点,数値はその時点の層せん断力

係数である。層間変形角は各層の代表点における値である。また,(b)図中の破線は剛性を 1/2 倍としたときの南面載荷1階の結果である。

図より,両載荷とも1階の層間変形角が急激に増加し ている。両載荷の1階の最大層せん断力係数を比較する と,南面の値が大きくなっている。また,両載荷の最大 耐力時の層間変形角を比較すると,南面載荷の方が大き くなっている。これは,1階の壁が南北方向の水平力に 対して面内力で抵抗しているためである。

さらに、(b)南面載荷の結果を見ると、壁のモデル化に

用いたブレース材の剛性を変化させても,結果に大きさ 差異は見られない。

図-10に1,2階の柱部材の降伏状況を示す。本解析は, 柱断面の一部が降伏(コンクリートの一部が圧縮もしく は引張強度に達する,あるいは鉄筋が降伏強度に達する) した時点で,柱が降伏したと判断している。図中の1~ 10の数字は降伏した順番であり,10番目の降伏が起こっ た点を,図-9中に赤●で示す。10番目の降伏が起きた時 点で,梁部材での降伏は起きていない。

















図-12 2 階床の変形図(南面載荷)

図より,全ての載荷方向において,まず1階柱の柱脚 が降伏し,次に周辺の柱が降伏した後,2階へと損傷が 進行している。また,10番目の降伏時点で最大耐力の8 割程度に達している。つまり,損傷が建物全体に分散せ ず,1階柱に集中したことで骨組が倒壊したと言える。 また,梁端部が降伏していないことから,柱降伏先行型 骨組だと言える。

比較のために,全ての壁を無視してモデル化した場合 の層せん断力係数~層間変形角関係を図-11 に示す。図 より,壁を考慮している場合よりも,両載荷とも最大耐 力が低下し,より小さな層間変形角で最大耐力に達して いる。

図-12に南面載荷時の2階床の変形図を示す。図より、 時計回りに回転していることがわかる。

## 4.3 実建物の損傷状況と解析結果との比較

建物から約 3km 離れた地点(熊本市中央区大江)で観 測された最大加速度は、平成28年4月14日に東西 298.8gal,南北363.5gal,平成28年4月16日に東西478.2gal, 南北626.8galである<sup>7)</sup>。これらの値は被災した建物での 計測値ではないため、実際に建物に入力された地震動の 最大加速度とは異なると思われるが、他に比較のための 指標となる値がないため、これらの値を基に検討を行う。

本建物は 16 日の本震で倒壊しており,層せん断力係 数に換算すると,東西 0.48,南北 0.63 程度の地震力を受 け倒壊に至ったことになる。この状況を踏まえ,実建物 の損傷状況と解析結果を比較すると,図-9の両載荷の解 析結果は,14日の前震には耐え,16日の本震で倒壊する ことを示している。また,図-10においても,目視で確 認できる損傷状況と,解析結果の柱の降伏状況が合致し ている。

以上のことから,本研究の建物のモデル化が概ね妥当 であったと言える。さらに,静的弾塑性解析によれば, 保有耐力や応力集中箇所を概ね予想でき,耐震診断や補 強に有用であると言える。

### 5. 結論

本報では、平成 28 年熊本地震で倒壊したピロティ形

式の鉄筋コンクリート造建物を対象に静的弾性および 弾塑性解析を実施し、その有用性を検証するとともに、 被災建物の倒壊メカニズムを解明することを目的とし て、被害調査と静的立体骨組解析を行った。限られた結 果ではあるが、得られた結果を以下にまとめて示す。

- 被災建物のピロティ柱は曲げ破壊型で設計され、安 全性に配慮されていたものの、建物の1階部分の剛 性が低く、また、不整形な平面形状であったため捩 れが生じ、倒壊に至った。
- 2) 実測結果を用いて弾塑性解析を行えば、部材の降伏 状況や骨組の保有水平耐力を概ね把握できる。ただ し、モデル化に際して壁を考慮しないと、耐力を大 きく過少評価する。
- 弾性解析では応力集中箇所を特定することはできない。

被災建物に関して収集できるデータには限りがあり, 解析において,実建物の細部をモデル化できていない。 よって,当然,実建物の細部の損傷状況と解析結果の状 況には差異が生じるものと思われる。

静的弾塑性解析を既存建物の耐震診断や補強に利用 するには、より詳細なデータの収集が必要である。

### 謝辞

本研究を遂行するにあたり,マンション関係者の方々 には,ご多忙の中,貴重な資料をご提供頂き,また,現 地調査に対してご協力頂きました。ここに記して謝意を 表します。本学工学部建築学科の谷川達彦先生には被災 建物の測量方法について丁寧にご指導頂きましたこと, ここに厚く御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 日本建築行政会議:2007 年版建築物の構造関係技 術基準解説,2007
- 第川卓:鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度 とせん断補強筋について-実験結果による再検討 -, コンクリート・ジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11 ~20, 1970.7
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010
- 4) Calculix v.2.13 : http://www.calculix.de
- 5) FPHM v.4.01 : http://hdl.handle.net/10069/27250
- 高津勝,修行稔:繊維化塑性関節モデルによる鉄筋 コンクリート骨組の弾塑性解析,コンクリート工学 年次論文集, Vol.31, pp.43~48, 2009.6
- 7) 気象庁:http://www.jma.go.jp, 震度観測点-熊本市 中央区大江