

論文 旧耐震基準で設計された RC 造ピロティ建物の崩壊過程における柱軸力の再分配挙動

伊豆川 瞬也*1・田嶋 和樹*2・長沼 一洋*2

要旨：本研究では、Elwood らの RC 造柱のせん断破壊後の軸破壊点を推測する軸限界状態曲線に対して、蓮池らが、その適用範囲を拡大させて新たに提案した修正軸限界状態曲線を解析モデルに組み込むことで、旧耐震基準 RC 造ピロティ建物の層崩壊メカニズムの解明を試みた。また、パラメトリックスタディにより梁のスパンと軸力の関係について検討した。その結果、層崩壊メカニズムは軸力の再分配によって柱が連鎖的に軸破壊することが要因と考えられ、軸力の再分配挙動および変動軸力における梁スパンの影響が大きいことを確認した。

キーワード：耐震性能評価, RC 造骨組, 旧耐震基準, 耐震診断基準, 軸破壊, ファイバー解析

1. はじめに

地震大国である日本では、これまで何度も耐震規定が改定されてきた。1971 年の帯筋規定の改定や、1981 年の新耐震設計法の導入は、建物の耐震性能を大きく向上させた。これにより、1981 年以前の建物を旧耐震基準建物、それ以降を新耐震基準建物と区別した。1995 年の兵庫県南部地震や 2016 年の熊本地震では、旧耐震基準（以下、旧基準）で設計された鉄筋コンクリート（以下、RC）造ピロティ建物の柱のせん断破壊や層崩壊の事例が報告されている。こうした背景から、RC 造柱部材に対して、せん断破壊後に軸崩壊するメカニズムの解明を目的とした研究が多数実施されてきた^{例えば 1,2)}。本報では、Elwood らや蓮池らが提案する RC 造柱のせん断破壊後の軸力と部材角の関係を示す軸限界状態曲線^{3) 4)}を数値解析モデルに組み込むことで、柱の軸破壊後の軸力低下および軸力の再分配挙動を再現し、旧基準 RC 造ピロティ建物の層崩壊メカニズムの解明を試みる。また、柱の軸力は鉛直方向の力の釣り合いから梁のせん断力と関係が深いと考えられるため、梁のスパンと軸力の関係についても検証する。

2. 既往の研究

2.1 Elwood らの提案式

図-1 に Shear-Friction モデル³⁾を示す。柱のせん断破壊後における、せん断ひび割れ面での軸力の伝達のメカニズムを理論的にモデル化したものが Shear-Friction モデルである。このモデルに作用する力の釣り合い方程式は次式のとおりである。

$$N \sin \theta = V_{sf} \cos \theta + \frac{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}{s} \quad (1)$$

$$P = N \cos \theta + V_{sf} \sin \theta + n_{bars} P_s \quad (2)$$

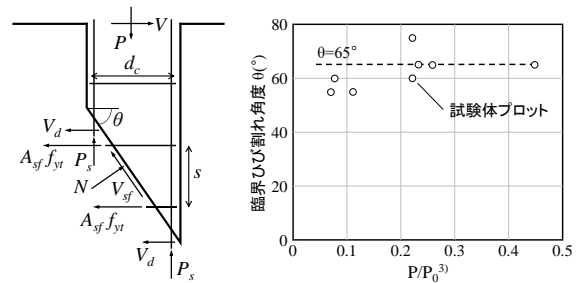


図-1 Shear-Friction モデル³⁾ 図-2 臨界ひび割れ角度 θ ³⁾

ここで、 N ：ひび割れ面に垂直に作用する力(N)、 θ ：臨界ひび割れ角度（図-2 より近似値 65°と仮定）、 V_{sf} ：ひび割れ面の摩擦抵抗力(N)、 s ：帯筋間隔(mm)、 A_{st} ：帯筋断面積(mm²)、 f_{yt} ：帯筋降伏強度(N/mm²)、 d_c ：1組の帯筋の中心間距離(mm)、 P ：軸力(N)、 n_{bars} ：主筋本数、 P_s ：主筋1本が負担する軸力(N)である。なお、外部せん断力 V はゼロ、主筋のダボ作用による力 V_d は無視すると仮定された。この時、 V_{sf} はひび割れ面での摩擦を介して伝達されるため、摩擦係数 μ を用いて次式で定義できる。

$$V_{sf} = N\mu \quad (3)$$

式(3)を式(1)、式(2)にそれぞれ代入して連立式を解くことで次式が得られる。

$$P = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \tan \theta \frac{1 + \mu \tan \theta}{\tan \theta - \mu} + n_{bars} P_s \quad (4)$$

式(4)は、第1項がせん断摩擦を介して伝達される軸荷重であり、第2項が主筋により伝達される軸荷重である。ここで、Elwood らは、第2項を第1項とは独立に軸荷重支持を考慮することが適切であると考えており、これら2項のうちそれぞれの支配量の最大値を採用することを推奨し、第2項を除去した最大キャパシティモデルを提

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

案した。この時、最大キャパシティモデルに対する有効摩擦係数として次式を与えている。

$$\mu_m = \frac{P - \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s}}{\frac{P}{\tan \theta} + \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \tan \theta} \quad (5)$$

ここで、添え字の m は最大キャパシティモデルを意味する。Elwood らは、式(5)により全 12 体の RC 柱試験体を対象に有効摩擦係数を算出し、作用軸力を支持できなくなるまでに経験した最大の水平変位 Δ_a との関係近似した次式を導いている (図-3)。

$$\mu_m = \tan \theta - \frac{100}{4} \frac{\Delta_a}{L} \geq 0 \quad (\theta = 65^\circ) \quad (6)$$

この関係は、水平変形が増大することにより、せん断ひび割れ面の粗さを劣化させ、有効な摩擦抵抗が低下することを考慮している。最後に第 2 項を除去した式(4)に式(6)を代入することにより、次式が得られる。

$$\frac{\Delta_a}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (\theta = 65^\circ) \quad (7)$$

式(7) (Elwood 式) は、図-4 に示す軸力と軸破壊時の水平変形角に関する曲線関係(軸限界状態曲線)を与え、実験結果と良好に対応している。しかし、式の検証に使用された試験体数が全 12 体と少なく、柱せいに対する柱高さの比が 6.4 を超える範囲で検証されたことを踏まえ、短柱に対する適用性は低いと考えられる。

2.2 蓮池らの提案式

蓮池ら⁴⁾は、国内外の計 168 体の柱の軸破壊実験のデータベースを用いて、Elwood らが提案した軸限界状態曲線の適用範囲を拡大させた修正軸限界状態曲線を提案した。修正軸限界状態曲線を次式に示す。

$$\frac{\Delta_a}{L} = \alpha \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (\theta = 60^\circ) \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{3}{100} \quad (h_0/D \leq 2) \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{6}{100} \quad (h_0/D > 2) \quad (10)$$

ここで、式(8)は、式(7)に基づいた基本形であり、実験データベースより、ひび割れ角度 θ を 60° に変更し、短柱と長柱で破壊モードの違いによって有効摩擦係数 μ_m に差が生まれたことから係数 α を新たに導入している。

図-5 に実験データベースの実験結果と修正軸限界状態曲線の対応を示す。修正式は短柱、長柱ともに実験結果を良好に評価しており、Elwood らが提案した軸限界状態曲線の適用性を拡大させている。

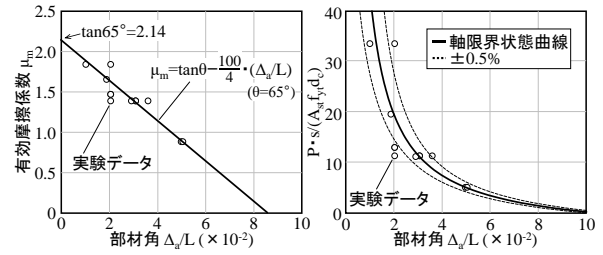


図-3 有効摩擦係数 μ_m 一部材角 Δ_a/L の関係

図-4 軸限界状態曲線と実験値の比

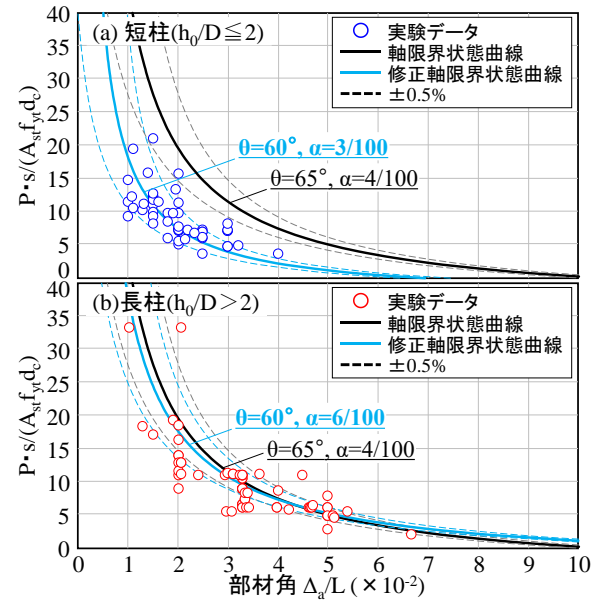


図-5 データベースの実験結果と修正軸限界状態曲線⁴⁾

表-1 耐震規定の変遷

		~1971年	1971年~
材料	コンクリート強度	13.5N/mm ²	(71年~)13.5N/mm ² (88年~)18N/mm ²
	使用鉄筋	丸鋼	異形
断面情報	あばら筋	2D/3以下かつ 300mm以下	D/2以下かつ250mm以下 あばら筋比0.2%
	帯筋	柱の最小幅以下 主筋径の15倍以上 300mm以下	100mm以下 帯筋比0.2%以上

3. 旧基準 RC 造ピロティ建物の層崩壊メカニズム

3.1 旧基準 RC 造ピロティ建物モデルの概要

表-1 に耐震規定の変遷を示す。1971 年に大幅な耐震規定の改定が行われていることから、1971 年以前の旧基準を想定したモデルを構築した。図-6 に建物モデルの概要を示す。耐震規定の下限値を基に、コンクリート強度は 13.5N/mm²、鉄筋には丸鋼を用いて降伏強度は 235 N/mm² とし、帯筋間隔は 300mm とした。また、層崩壊現象を再現するために Y1, Y3 構面の 2, 3 層には腰壁を設け、1 層をピロティ層とするピロティ建物とした。

3.2 解析モデルの概要

図-7 に解析モデルの概要を示す。解析には数値解析コード Opensees⁵⁾を用いた。柱梁はファイバー要素、基礎および柱梁接合部は剛体要素、腰壁は剛性が等価なトラス要素でブレース置換し、スラブは剛床仮定とした。コンクリートの材料構成則は、Kent-Park モデル⁶⁾を採用した。鉄筋は bi-linear 型とし、降伏後の二次勾配は初期剛性の 1/1000 とした。1 層の柱には、せん断破壊挙動を再現するためのせん断サブ要素⁷⁾を挿入した。なお、せん断ひび割れ点およびせん断破壊点のせん断力は、荒川 mean 式より算出し、その時のせん断変形は Elwood ら³⁾のせん断限界状態曲線を用いて求めた。1 層の柱頭柱脚に丸鋼主筋の抜け出し挙動を再現するための接合部サブ要素⁸⁾を挿入した。接合部サブ要素に付与する復元力特性は、曲げひび割れ点および降伏点により定義づけられる bi-linear 型のモーメント(M)–(θ)関係でモデル化した。1 層の柱にせん断破壊後の軸力低下挙動を再現するための軸力バネ⁹⁾を挿入した。軸力バネは、柱軸力と修正軸限界状態曲線の位置関係から軸破壊点の検出を行い、軸バネの最大軸力を決定する。その後は、修正軸限界状態曲線上に乗るように水平変形に応じて軸力を低下させ、軸力低下に伴う軸圧縮変形を与えることで軸抵抗の喪失挙動を再現する。

解析方法は、層崩壊時の計算負荷による解析の安定性を考慮し、比較的緩やかな 1gal/0.01s の傾きで線形に増加する加速度を長手方向へ入力した。質点は、各スラブの重心に集中質量として配置した。減衰は、瞬間剛性比例型とし、減衰定数は 3% とした。

3.3 骨組全体の崩壊挙動

図-8 に旧基準のピロティ建物と、それから腰壁を取り除いた基準建物のベースシア-1 層の層間変形角関係を示す。基準建物は、一般的な RC 造建物における安全限界変形角 2% 付近で最大耐力に到達し、その後も柱はせん断破壊せず、靱性的な破壊モードを示した。一方でピロティ建物は、1 層の柱のせん断破壊によって安全限界変形角 2% 以前から急激にせん断耐力を喪失し、脆性的な破壊モードを示した。両者の 1 層の柱のせん断余裕度は 0.96~1.08 であるが、ピロティ建物の Y1, Y3 構面の変動軸力は 300kN 程度なのに対して、基準建物は 200kN 程度であった。これらのことから、破壊モードの違いは、腰壁の存在に起因する Y1, Y3 構面の変動軸力の増大によって、柱の曲げ終局耐力が上昇し、せん断破壊を先行させたことが要因と考えられる。このことから、ピロティ建物の側柱や隅柱の耐震性能を評価するには、変動軸力を考慮した詳細な検討が必要であるとされる。

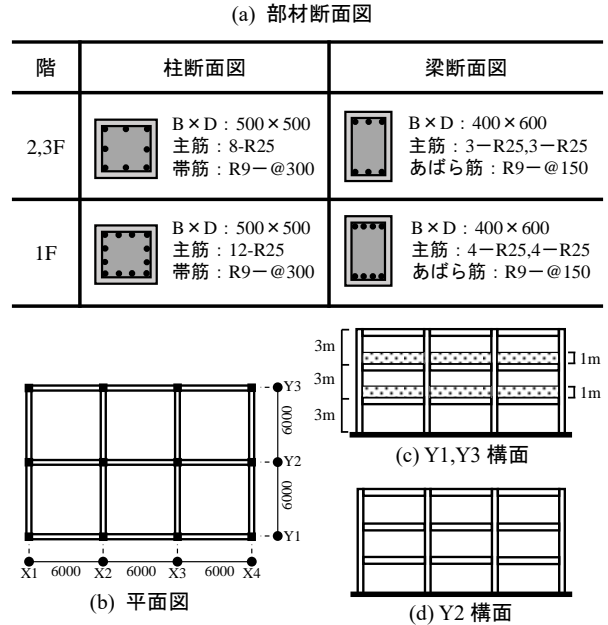


図-6 建物モデルの概要

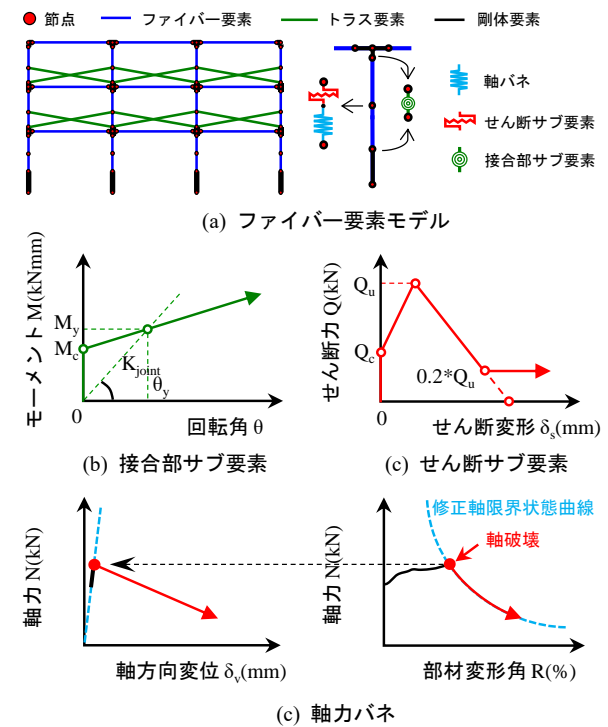


図-7 解析モデルの概要

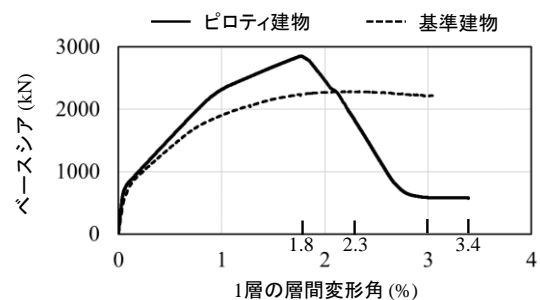


図-8 ベースシア-1 層の層間変形角関係

図-9 にピロティ建物と基準建物の変位図を示す。ピロティ建物が1層で層崩壊に至っていることを確認できた。両者の最大耐力近傍である層間変形角1.8%で比較すると、基準建物は全層で変形しているのに対して、ピロティ建物は剛性の低い1層に変形が集中していることが確認できた。このことから、ピロティ層への変位の集中によって、柱のせん断破壊や軸破壊を誘発したことがピロティ建物で層崩壊に至った要因の一つと考えられる。

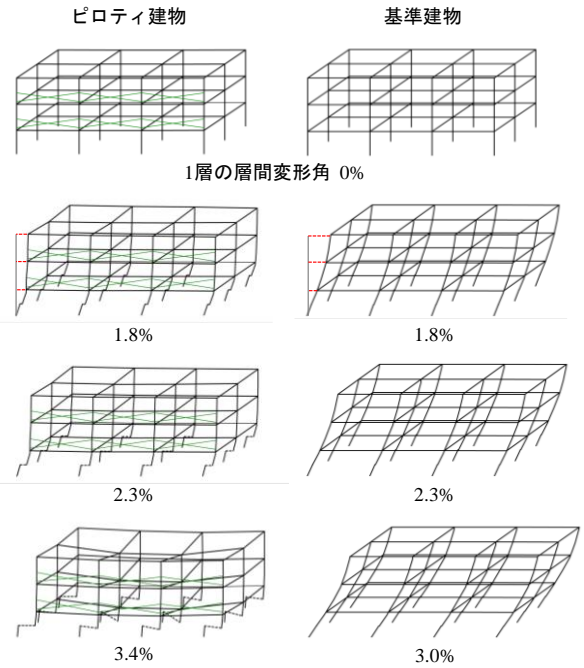


図-9 変位図

3.4 柱軸力の再分配と骨組の崩壊メカニズム

図-10 に各柱の軸力およびせん断力の解析結果を示す。また、各柱がせん断破壊あるいは軸破壊した点を①～⑧で示す。柱のせん断破壊が発生するまで、X4構面の柱は圧縮、X1構面の柱は引張の変動軸力を受けていた。また、Y2構面と比較して、腰壁によって剛性が高いY1、Y3構面の方が大きな変動軸力を受けている。

層間変形角1.8%付近(①)でY2X2、X3柱がせん断破壊すると、Y2X1、X4柱が受けていた変動軸力が減少し、初期軸力に戻ろうとする挙動がみられた。これは、柱のせん断破壊によって柱頭柱脚にかかる曲げモーメントが減少し、梁にかかるせん断力が減少したことが要因と考えられる。②では、①の直後にY13X2、X3柱もせん断破壊し、Y13X1、X4柱の変動軸力も減少した。③および④では、残る柱もせん断破壊し、1層の全ての柱がせん断破壊に至った。

層間変形角2.3%付近(⑤)で初期軸力の大きかったY2X2、X3柱が修正軸限界状態曲線に到達し、軸破壊に至った。その後の軸支持能力低下によって、負担していた軸力が隣接するY13X2、X3柱とY2X1、X4柱へ再分配された。Y2X1柱はせん断破壊による変動軸力の減少によって、初期軸力に戻っている最中に軸力が再分配されたため、他の柱に比べて急激な軸力増加に至った。一方で、Y2X4柱はせん断破壊によって圧縮の変動軸力が減少している最中に軸力が再分配されたため、軸力の増加は見られなかった。層間変形角3%付近(⑥、⑦)では、最初の軸破壊によって軸力が再分配されたY13X2、X3柱とY2X1、X4柱が軸破壊に至り、残るY13X1、X4柱に急激に軸力が再分配された。⑧では再分配された軸力によってY13X1、X4柱が軸破壊し、全ての柱が軸破壊したことで軸力の再分配先が無くなり、建物の自重を支えることが出来ず、層崩壊に至った。

以上のことから、建物の層崩壊は最初の柱の軸破壊を起点とし、隣接する柱への軸力の再分配が行われ、柱が連鎖的に軸破壊することが要因と考えられる。

3.5 耐震診断基準における建物の終局限界

表-2 に柱の残存軸耐力率 η_r と靱性指標Fの関係を示す。解析対象としたピロティ建物の1層の柱は全て帯筋

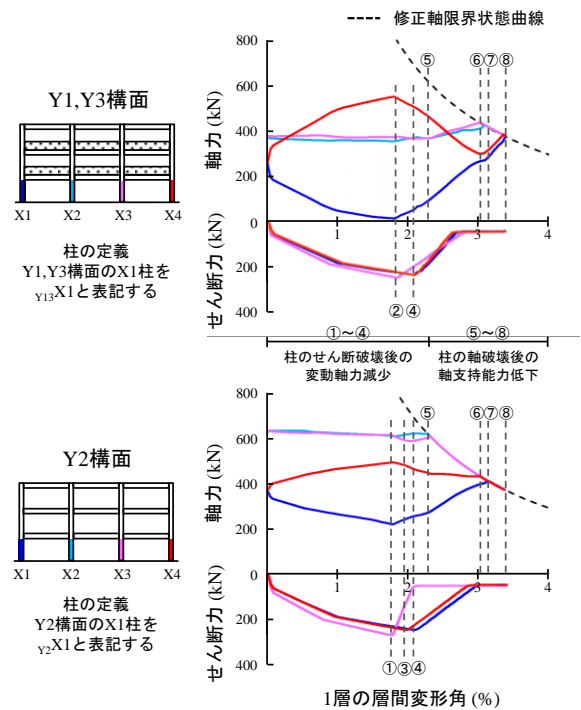


図-10 各柱の軸力およびせん断力の解析結果

表-2 柱の残存軸耐力率 η_r と靱性指標Fの関係⁹⁾

		$\eta_r = N_r / (A_c F_c)$			
		F=1.0	F=1.27	F=2.0	F=3.0
せん断柱	帯筋量 p_w (%)				
	$0.4 < p_w$	0.6	0.4	0.2	0
	$0.2 \leq p_w \leq 0.4$	0.5	0.3	0.1	0
	$p_w < 0.2$	0.4	0	0	0

量 0.2%未満のせん断柱である。そのため、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁹⁾では、 $F=1.27$ （層間変形角 0.67%）において1層の全ての柱の残存軸耐力が0となり、建物の終局限界すなわち層崩壊と判定される。解析結果では、層間変形角 2.3%で最初の柱の軸破壊が起こり始め、3.4%で層崩壊に至ったことから、本論文の解析ケースにおいては、かなり安全側の評価であることが確認できる。建物の終局限界は、構造耐震指標 I_s にも用いられ、建物の耐震性能の評価に大きな影響を及ぼすことから、柱のせん断破壊後の軸支持能力低下および軸力の再分配挙動を評価し、建物の終局限界を把握することは重要であると考えられる。

3.6 柱軸力の再分配と梁のせん断力

図-11 に各状態時のモーメント分布図を示す。また、その時の梁のせん断力と変動軸力も合わせて示す。1層の柱がせん断破壊後、柱の負担せん断力が減少し、梁のせん断力も減少した。また、それに伴い鉛直方向の力の釣り合いから変動軸力も減少していることも確認できる。その後、 $v_2X2, X3$ 柱が軸破壊すると軸力の再分配に伴い、全層の梁で再びせん断力が増大していることが確認できる。Y2 構面 X1-X2 間の梁では、軸力の再分配によって最大耐力時と逆向きせん断力がかかっており、Y2 構面 X2-X3 間の2, 3層の梁では、最大耐力時よりも大きなせん断力を負担していることから、軸力の再分配時にかかる梁のせん断力が非常に大きいことが確認できる。このことから、梁のスパンや断面が軸力の再分配挙動に大きく影響すると考えられる。

4. 柱軸力の再分配量に及ぼす梁スパンの影響

図-12 に建物モデルの概要を示す。断面情報および解析方法については、3章と同様とした。軸力の再分配挙動を明確化するために、3層2x2スパンのモデルとし、初期軸力の大きい中柱の1本を最初に軸破壊させた。また、変動軸力の影響を受けず軸力の再分配量を評価可能なY方向のスパンにおいて、Y1-Y3間を $L1=6000\text{mm}$ で固定し、Y2-Y3間を $L2=4000\sim 9000\text{mm}$ の1000mm刻みで変動させてパラメトリックスタディを行った。

図-13(a)に $L2=4000\text{mm}$ の場合のベースシア-1層の層間変形角関係を示す。3章の3x2スパンモデルと同様に、1層の柱がせん断破壊し脆性的な破壊挙動を示していた。図-13(b)に $L2=4000\text{mm}$ の場合の柱軸力-1層の層間変形角関係を示す。Y2 構面の中柱が軸破壊した後、Y1 構面に再分配される軸力を $N1$ 、Y3 構面に再分配される軸力を $N2$ とした。この場合では、 $N1=21.8\text{kN}$ 、 $N2=72.0\text{kN}$ となったことから、短スパンの梁に接続する柱へ多くの軸力が再分配されていることが確認できる。

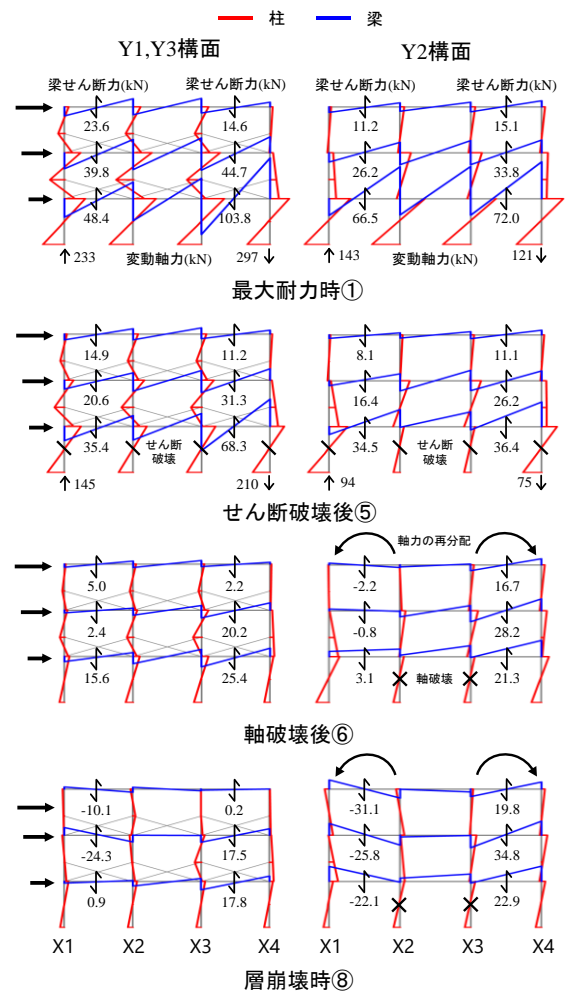


図-11 各状態時のモーメント分布図

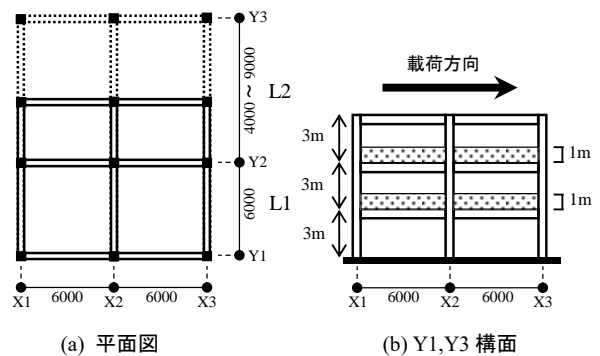


図-12 建物モデルの概要

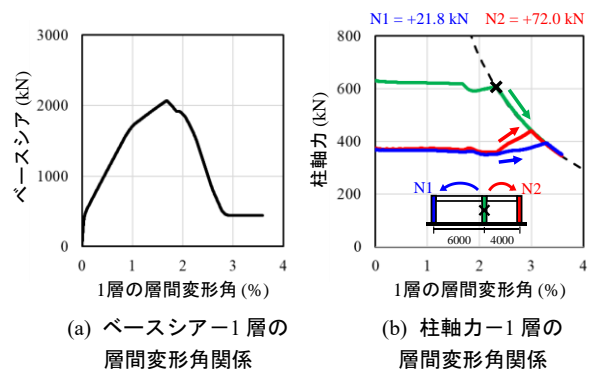


図-13 $L2=4000\text{mm}$ の解析結果

表-3 および図-14 に L2 を 4000mm~9000mm まで変動させた場合の再分配された軸力の比 N2/N1 について示す。短スパンの梁に接続する柱へ多くの軸力が再分配されており、梁スパンの差が大きいほど、再分配される軸力の差が大きいことが確認できる。再分配される軸力は梁のせん断力として伝達されるため、梁のせん断力 Q と柱の軸破壊に伴う梁端の鉛直変位 v の関係に着目すると、たわみ角法の基本式に基づいて次式が得られる。

$$Q = \frac{-2EI}{L^2} \left(-\frac{6v}{L} \right) = \frac{12EI}{L^3} v \quad (12)$$

ここで、EI は梁の曲げ剛性、L は梁のスパンである。この関係式から、柱の軸破壊に伴う梁端の鉛直変位によって、梁のスパンの 3 乗に反比例して梁にせん断力がかかることが確認できる。表-3 および図-14 に梁のスパン比の逆数の 3 乗 (L1/L2)³ を示す。再分配された軸力の比 N2/N1 と概ね対応しており、本論文の解析ケースにおいては、軸力の再分配量は梁のスパン比の逆数の 3 乗に概ね等しいことが確認できる。

既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁹⁾では、第 2 種構造要素の判定の際に再分配軸力について検討を行う。一般的には、軸力を伝達可能か判断する際に、対象柱の周囲の梁の曲げ降伏時せん断力またはせん断耐力の小さい方の比率によって再分配される軸力の比を決定している。今回の検討では、梁はすべて曲げ破壊型であり、耐震診断基準における曲げ終局強度 M_y⁹⁾ は梁のスパンに関わらず一定である。したがって、L1/L2 によって再分配される軸力の比が決定されることになるため、図-12 に示すように再分配軸力を適切に評価できない可能性があると考えられる。第 2 種構造要素は軸支持能力を失うと、建物が崩壊に繋がる重要な部材であるため、再分配軸力の評価は重要である。今後、不整形な建物や下階壁抜け柱を有する建物の再分配軸力についても検証を行う必要があると考える。

表-3 梁のスパンと再分配された軸力の比

L1 (mm)	L2 (mm)	N1 (kN)	N2 (kN)	N2/N1	L1/L2	(L1/L2) ³
6000	4000	+ 21.8	+ 72.0	3.30	1.50	3.38
6000	5000	+ 37.1	+ 60.4	1.63	1.20	1.73
6000	6000	+ 50.4	+50.4	1.00	1.00	1.00
6000	7000	+ 54.2	+ 34.0	0.63	0.86	0.63
6000	8000	+ 56.2	+ 22.8	0.42	0.75	0.42
6000	9000	+ 55.8	+ 12.0	0.22	0.67	0.30

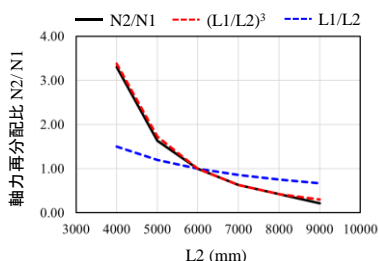


図-14 梁のスパンと再分配された軸力

5. まとめ

蓮池らが提案した修正軸限界状態曲線を旧基準 RC 造ピロティ建物の解析モデルに組み込むことで建物の層崩壊シミュレーションを行った。本論文の解析ケースにおいて得られた知見を以下に示す。

- (1) 旧基準 RC 造ピロティ建物の層崩壊は、最初の柱の軸破壊を起点とし、隣接する柱への軸力の再分配が行われ、柱が連鎖的に軸破壊することが要因と考える。
- (2) 耐震診断基準に基づいて建物の終局限界を算定した結果、解析結果と比較して安全側の評価であることを確認した。
- (3) 再分配された軸力の比は梁のスパン比の逆数の 3 乗に近い対応をし、短スパンの梁に接続する柱へ多くの軸力が再分配されることを確認した。今後、不整形な建物や下階壁抜け柱を有する建物の再分配軸力についても検証を行い、実際の建物の終局限界の評価に繋げていきたいと考える。

謝辞

本研究は JSPS 科学研究費補助金（基盤研究（C）20K04778）の助成を受けて行われたものである。

参考文献

- 1) 中村孝也，他：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.193-199，2002.11
- 2) 加藤大介，他：配筋詳細に着目した RC 造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験，日本建築学会構造系論文集，第 610 号，pp.153-159，2006.12
- 3) Elwood K. J. and Mochle J. P. : Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames, PEER-2003/01,2003.11
- 4) 蓮池 類，他：Shear-Friction モデルの釣り合い方程式に基づく RC 造柱の軸限界状態曲線の修正式，コンクリート工学年次論文集，pp.133-138，2019.6
- 5) Open System for Earthquake Engineering Simulation – Home Page, <http://opensees.berkeley.edu/>
- 6) Park, Y. J. , Ang, A.H. S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, April, 1985.
- 7) 田嶋和樹，他：脆性部材の破壊が RC 造骨組の耐震性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp.337-342, 2012
- 8) 蓮池類，他：RC 骨組の局所損傷に起因する層崩壊メカニズムの解明(その 3)軸力低下バネを考慮した層崩壊シミュレーション，日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.395-396, 2019
- 9) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2017