

B-43

炭素繊維シート補強を施した既存RC造ピロティ建物における補強効果の検討  
(その1)無補強骨組の崩壊挙動

Study on the Seismic Retrofitting of Carbon Fiber Sheets in Existing RC Piloti-Type Buildings  
(Part 1) Collapse Behavior of Unreinforced Buildings

○笠井晴翔<sup>1</sup>, 武井駿大<sup>2</sup>, 田嶋和樹<sup>3</sup>, 長沼一洋<sup>3</sup>

\*Haruto Kasai<sup>1</sup>, Hayato Takei<sup>2</sup>, Kazuki Tajima<sup>3</sup>, Kazuhiro Naganuma<sup>3</sup>

Abstract : This study aims to elucidate the mechanism of story collapse of RC buildings using old seismic standard and to develop a reinforcement method to prevent story collapse. In this report (Part 1), based on previous studies, modeling of a piloti-type reinforced concrete building using the old seismic standards, and the axial failure sequence of the first-floor columns was identified based on numerical analysis.

1. はじめに

既往の研究<sup>[1]</sup>では、実際に層崩壊した旧耐震基準（以下、旧基準）建物に対し、数値解析に基づいて柱の軸破壊順序を特定した。さらに、最初に軸破壊する柱に対して耐震補強を行い、連鎖的な柱の軸破壊を防止できることを確認した。この際、耐震補強のモデル化として、せん断破壊が生じないとする鋼板巻き立て補強と同様の仮定を用いた。

本研究では、新たに炭素繊維シート補強に着目し、その補強効果について検討する。本報（その1）では、1971年以前の旧基準鉄筋コンクリート（以下、RC）造ピロティ建物を想定した3層骨組モデルを作成し、数値解析結果から柱の軸破壊順序の算定を行う。

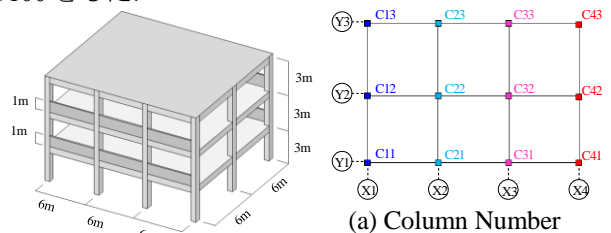
2. 旧基準RC骨組モデルの概要

Fig.1に骨組モデルの概要を示す。1971年以前の旧基準ピロティ建物を想定した3×2スパンの3層モデルである。1層をピロティ層とするため、2層以上の外構面に腰壁を配置して剛性を高めた。また、1971年以前のRC造建物を調査結果に基づき、コンクリート強度は18N/mm<sup>2</sup>、鉄筋の降伏強度は240N/mm<sup>2</sup>とした。主筋は丸鋼とし、せん断補強筋間隔は300mmとした。

3. モデル化および解析方法の概要

Fig.2に解析モデルの概要を示す。解析には数値解析コード OpenSees<sup>[2]</sup>を用いた。柱はファイバー要素、梁は Beam with Hinges 要素を用いた。基礎および柱梁接合部は剛体要素とし、スラブは剛床仮定とした。柱は腰壁高さまで剛体とし、腰壁は梁断面と一体として表現した。柱は曲げ降伏後のせん断破壊型を想定し、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<sup>[4]</sup>および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<sup>[5]</sup>を挿入した。また、1層の柱脚には

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<sup>[4]</sup>を挿入した。Fig.3に材料構成則を示す。コンクリートの材料構成則は、Kent-Parkモデル<sup>[3]</sup>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1/100とした。



Story	Column	Beam	Spandrel Wall
2, 3F	B×D : 500 × 500 Rebar : 8-R25 □ : R9-@300	B×D : 400 × 600 Rebar : 3-R25, 2-R25 □ : R9-@300	Width : 100 [mm] Rebar : R9-@300 □ : R9-@300
1F	B×D : 500 × 500 Rebar : 12-R25 □ : R9-@300	B×D : 400 × 600 Rebar : 4-R25, 2-R25 □ : R9-@300	

Fig.1 Building Model

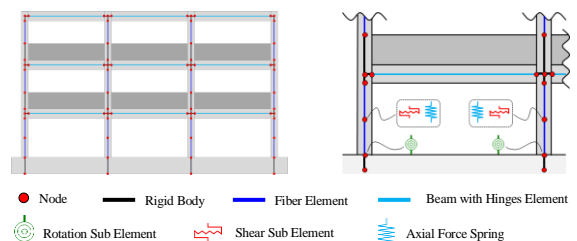


Fig.2 Modeling of Structure Using Fiber Elements

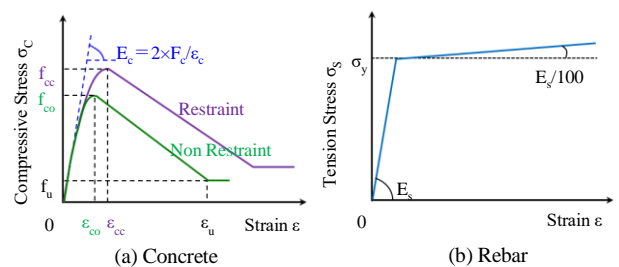


Fig.3 Constitutive Laws of the Concrete

1 : 日大理工・学部・建築 2 : 日大理工・院(前)・建築 3 : 日大理工・教員・建築

Fig.4に復元力特性の概要を示す。せん断サブ要素におけるせん断ひび割れ強度はRC構造計算規準式，せん断終局強度は荒川 mean 式より算出した。せん断破壊時のせん断変形はElwoodら<sup>[6]</sup>のせん断限界状態曲線を用いて求めた。接合部サブ要素は，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。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，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各階の質点に入力する動的プッシュオーバー解析とした。質点は，各階スラブの重心に集中質量として配置した。

4. 解析結果および考察

Fig.5にベースシアア1層の層間変形角関係，Fig.6に3層骨組モデルにおける柱の軸破壊順序の解析結果，Fig.7に骨組の崩壊図を示す。今回は，曲げ降伏後のせん断破壊型と仮定した為，一般的にRC造建物の安全限界変形角とされる2%以前で最大耐力に達した後，軸崩壊挙動を示した。最初に軸破壊した柱は初期軸力が大きいC<sub>22</sub>, C<sub>32</sub>柱であった。その後，負担していた軸力は隣接する柱へ再分配されており，続いてC<sub>24</sub>柱が軸破壊に至った。その後も，再分配軸力によって連鎖的な柱の軸破壊が発生し，最終的に全ての柱が軸破壊して層崩壊に至っていることが確認できる。

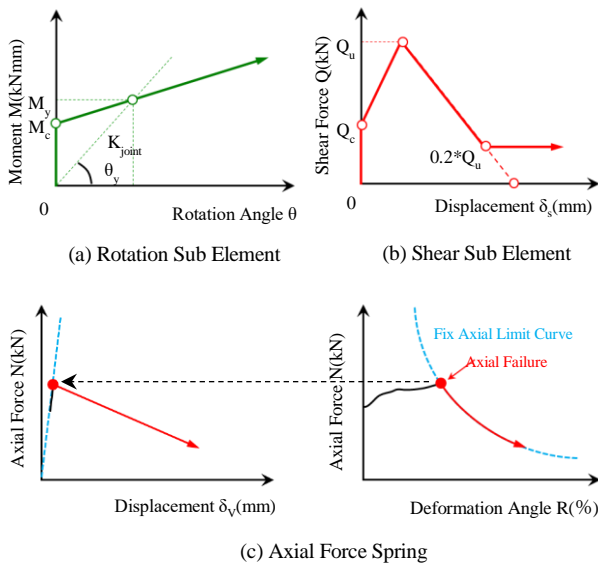


Fig.4 Restoring Force Characteristics for Sub-Elements

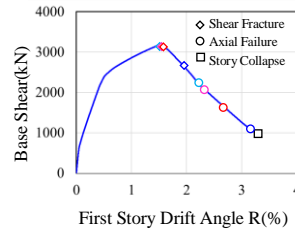


Fig.5 Q-δ Relationships

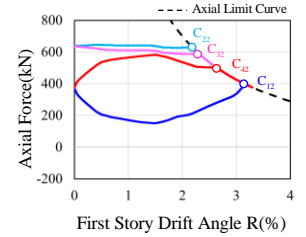


Fig.6 Axial-δ Relationships (Y2 Structure Columns)

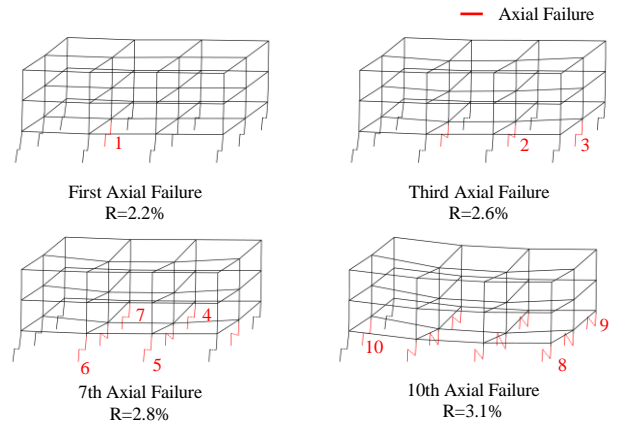


Fig.7 Displacement

5. まとめ

本報(その1)では，解析対象の無補強骨組モデルについて崩壊過程を追跡し，柱の軸破壊順序を特定した。次報(その2)では，軸破壊する柱に対して炭素繊維シートを施し，その補強効果について検討を行う。

参考文献

[1] 伊豆川瞬也，他：既存RC造ピロティ建物における連鎖的な柱の軸破壊による層崩壊の防止手法に関する研究(その3)実際に層崩壊したRC造建物の軸破壊順序の推定，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.19-20, 2024  
 [2] Open System for Earthquake Engineering Simulation – Home Page, <http://opensees.berkeley.edu/>  
 [3] 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.  
 [4] 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  
 [5] 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1~3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.391-396, 2019  
 [6] Elwood K. J. and Moehle J. P.: Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames, PEER-2003/01, 2003.11