

論文 12層RC造ピロティ建築物の1階側柱を対象としたサブストラクチャ擬似動的実験

郡司 康浩^{*1}・寺本 尚史^{*2}・西田 哲也^{*3}・小林 淳^{*4}

要旨: 12層RC造ピロティ建築物の1階側柱を対象とし、同側柱の地震時性状を明らかにすることを目的として、サブストラクチャ擬似動的実験を行い、変形性能や変動軸力の特性などについて検討した。その結果、側柱の変動軸力は1層層せん断力に対して概ね線形であることが、大変形領域における側柱の変動軸力は外力分布を等分布として仮定した略算により概ね推定できることが分かった。また、実際の試験体は、計算上の変形限界よりも大きな変形能力を有している傾向を示した。

キーワード: RCピロティ架構, サブストラクチャ擬似動的実験, 側柱, 変動軸力, 変形性能

1. はじめに

RC高層建築物では、地震時に大きな変動軸力が発生し、特に下層に位置する側柱の挙動に大きな影響を及ぼしている。このような側柱の地震時挙動などを詳細に検討するために様々な研究が行われており、本学でも12層RC造ラーメン架構を対象としたサブストラクチャ擬似動的実験^{1), 2)}を実施し検討を行っている。その中では、例えば高層建築物の側柱における変動軸力と水平変位の関係が必ずしも線形とはならない²⁾などの知見が示されている。

また、過去の地震被害を見るとラーメン架構以上にピロティ架構は大きな地震被害を受けやすい架構形式であるといえる。ピロティ架構は、ピロティ層と他層での剛性の違いなどによる影響から、地震時にピロティ層に被害が集中しやすい。実際に、1995年に発生した兵庫県南部地震では、ピロティ層を有する建物が多数大きな被害を受けた。これらから、ピロティ層を有する建築物の耐震性を向上させるためには、同層を有する建物の地震時性状をより詳細に調査・検討することが重要であると考えられる。

そこで、本研究では地震時に1階側柱に作用する変動軸力が顕著になる12層RC造ピロティ建築物を対象とし、試験体を用いた静的加力実験と架構解析を組み合わせることでより現実に近い地震時挙動を再現できるサブストラクチャ擬似動的実験手法を用いて実験を行い、特に地震時に複雑な挙動を示すと考えられる1階側柱の変動軸力や変形性能の特性について検討を行った。

2. サブストラクチャ擬似動的実験

2.1 実験対象架構および試験体概要

図-1に実験対象架構の概要を示す。本実験では、図-1に示す平面図中の7.5mの直交スパン中央から、1構面分を切り出した架構を対象とした。事前に行った静的解析から求められた、1階柱の柱頭・柱脚が曲げ降伏した時のベースシア係数は0.33である。2階以上に配置されている耐震壁の壁厚は200mmとした。基礎は固定とし、架構の設計用一次固有周期は0.63秒である。

図-2に試験体の概要を示す。全体架構のうち1階の両側柱2本(図-1中のA柱・B柱)を縮尺1/3の試験体(A柱:A試験体, B柱:B試験体)としている。表-1に試験体諸元を示す。実験パラメータはせん断補強筋量とし、3組(計6体)の試験体を作製した。材料試験より得られた試験体に用いられている材料の強度は、主筋およびせん断補強筋の降伏応力がそれぞれ377N/mm², 350N/mm²(0.2%オフセットひずみ度法により算定)、コンクリートの圧縮強度が24.3N/mm²である。試験体部分(1階側柱)の長期軸力に対する軸力比は0.27である。図-1に示すように加力は右方向を正としているため、正加力時の変動軸力はA柱(A試験体)が引張側、B柱(B試験体)が圧縮側となる。

2.2 実験手法および加力装置

せん断補強筋量の異なる3組(計6体)の試験体を用いて、サブストラクチャ擬似動的実験を行った。図-3に加力装置の概要を示す。実験は、文献1)に示されているように全体架構解析によって求めた1階側柱柱頭部水平変位、回転角、軸力を図-3に示す加力装置2組を用いて両試験体に強制し、そこから得られた復元力を用いて次のステップの計算を行う手法で行った。数値積分法にはオペレータ・スプリッティング法を用い、時間刻み(Δt)は、RUN1, 2では $\Delta t=0.01$ 秒とし、事前解析において

*1 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科 建築環境システム学専攻 (正会員)

*2 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科助教 工博 (正会員)

*3 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科准教授 工博 (正会員)

*4 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科教授 工博 (正会員)

変位増分が大きくなることを確認されたRUN3,4では、時間刻みを0.01秒から更に細分化した。最小時間刻みは $\Delta t/8$ 秒である。減衰は、レーリー型減衰($h=0.05$)とした。

軸力(N)に関しては、載荷装置の能力および主筋の引張降伏を考慮し、軸力比(η)で圧縮側0.91($N=2000\text{kN}$), 引張側-0.27($N=-600\text{kN}$)を制限値とし、架構解析においてこれを越える変動軸力が算定された場合は、前述の値で一定となるよう制御した。

1階両側柱(試験体)以外の解析モデル部分については、文献3)と同様とし、柱にはMulti Springモデル(以降、MSモデル)、梁に材端曲げバネモデルを用い、接合部は剛域とした。2階より上の部分については、図-4に示すように各層の壁及び柱を1つのMSモデル要素で表すこととし、バネを材端の5ヶ所(柱に対応するバネ3ヶ所、耐震壁に対応するバネ2ヶ所)に配置した。コンクリートおよび鉄筋バネの非線形特性は文献3)と同様とし、各バネの降伏変形は、初期軸力時の主筋降伏時における材端回転角より算出した。表-2に地震波の入力レベルを示す。入力地震波は、1978年の宮城県沖地震における東北大NS成分を用い、弾性範囲から大変形領域までの検討を行うため、表-2に示す最大加速度で基準化し、RUN1~RUN4までの実験を行った。また、各RUNの途中で試験体が軸力を保持できなくなった場合には、その時点で実験を終了した。

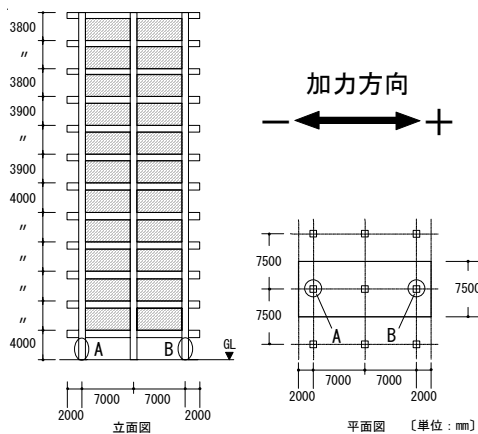


図-1 実験対象架構の概要

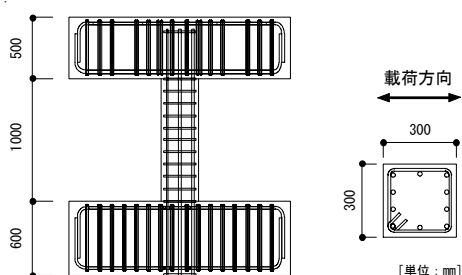


図-2 試験体概要

なお、今後は表-1に示すようにせん断補強筋比(P_w)が0.84%の試験体を用いた実験をS06、 P_w が0.42%のケースをS07、 P_w が0.21%のケースをS08と表記する。

3. 実験結果

3.1 応答変位および最終破壊性状

図-5にS06, S07およびS08のRUN3における1層の応答層間変形角時刻歴を示す。図-5に示すように、S06はRUN3において破壊に至らず(RUN4の2秒付近で

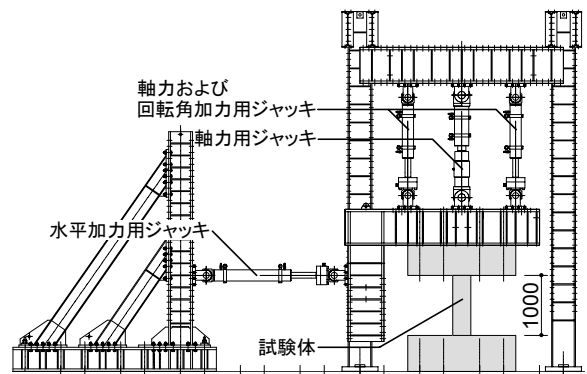


図-3 加力装置の概略

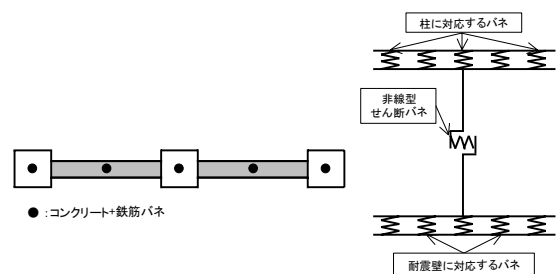


図-4 2階以上のモデル化概略

表-1 試験体諸元

実験番号	寸法 (mm)	内法高さ (mm)	主筋 (P_g)	せん断補強筋 (P_w)
S06	300×300	1000	10-D16 (2.2%)	4-D6@50 (0.84%)
S07				2-D6@50 (0.42%)
S08				2-D6@100 (0.21%)

表-2 入力レベル一覧

入力地震波		東北大 NS 成分
最大加速度	RUN1	140 (Gal)
	RUN2	220 (Gal)
	RUN3	370 (Gal)
	RUN4	640 (Gal)

破壊), S07 および S08 はそれぞれ RUN3 の 7 秒, 3 秒付近で破壊した。S07, S08 は RUN3 で破壊したが, 破壊に至るまでの最大応答値の大小関係は, せん断補強筋量の大小関係と同様であり, せん断補強筋量が柱の靱性能に与える影響を顕著に示している。なお, 図示はしていないが, RUN1, 2 における S06, S07 および S08 の最大応答値の差は, 最大でも 7% 程度と小さな値となっている。

図-6 にケース S06, S07 および S08 の実験終了時における軸力支持能力を喪失した試験体の最終破壊性状を示す。最大層間変形角が約 1/500rad となる RUN1 では, A, B 試験体に曲げひび割れが発生した。また, ひび割れ性状は S06, S07 および S08 でほぼ同様であった。

RUN2(最大変形角約 1/200)では, S06, S07 および S08 の A, B 試験体で斜めひび割れが発生し, 軸力減少時に曲げ引張側となる主筋が降伏した。また, 軸力増加時に曲げ圧縮側となる面では, 主に柱頭付近で圧縮ひび割れが発生した。RUN3(最大変形角約 1/60 は S06 のみ)では, 各ケースの A, B 試験体共に曲げおよび圧縮ひび割れが伸展した。また, 軸力増加時に曲げ圧縮側となる面では, 柱頭・柱脚共に圧縮ひび割れの伸展に伴うかぶりコンクリートの剥離が見られた。S07 の A 試験体では, 約 1/100

変形時に圧縮束(図-6 中の点線で囲まれた部分)の圧壊により破壊に至った。一方, S08 の B 試験体は, 約 1/200 変形時にせん断破壊した。RUN4 では, S06 の A, B 試験体で圧縮ひび割れに伴うかぶりコンクリートの剥離がさらに伸展し, 柱頭付近でかぶりコンクリートがほぼすべて剥離した面もあった。S06 は, S07 と同様に A 試験体の圧縮束が圧壊することにより破壊に至った。

3.2 荷重-変位関係

図-7 にケース S06, S07 および S08 の RUN1~3 における A 試験体, および 1 階両側柱にも MS モデルを用いて架構全体をモデル化し, 地震応答解析を行った結果(以降, 解析値)より得られた当該柱の荷重-層間変形角関係を示す。図-7 より, 実験では軸力が増加する変形角負側で荷重と剛性が増加し, 軸力が減少する変形角正側では荷重と剛性の低下が見られる。また, 軸力が減少する変形角正側では, 変動軸力の影響を受けて変形が進むにつれて荷重が低下するという履歴を描いていることが分かる。荷重の最大値に着目すると, RUN1, 2 の荷重正側では最大で 7%, 荷重負側では 11% 程度の違いであり, S06, S07 および S08 の各ケースによって異なるせん断補強筋量による影響は, ほとんど見られないことがわかる。ここには A 試験体の結果のみ記載したが, B 試験体についても同様の傾向を示している。解析値では, 軸力減少側で荷重が実験よりも大きくなる傾向が見られた。また, 2 階以上の柱・耐震壁については, ケース S06, S07 および S08 で, 応答に大きな違いは見られなかった。

3.3 反曲点高さ比

図-8 に RUN2 の S06, S07 および S08 における A 試験体の反曲点高さ比(試験体柱脚レベルからの反曲点高

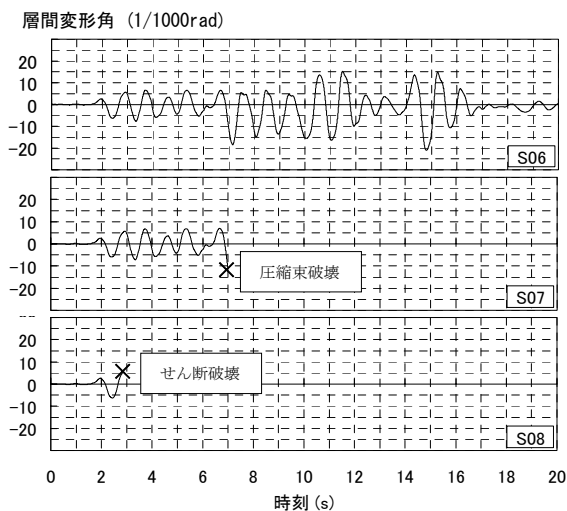


図-5 応答層間変形角時刻歴 (RUN3)

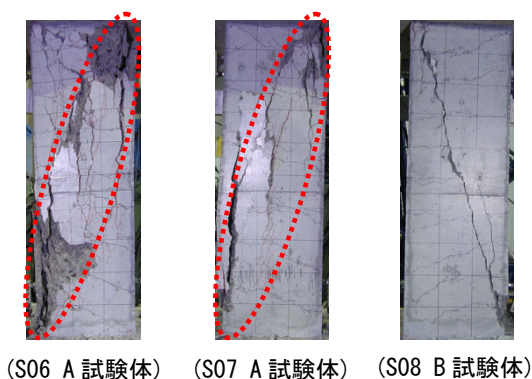


図-6 最終破壊状況

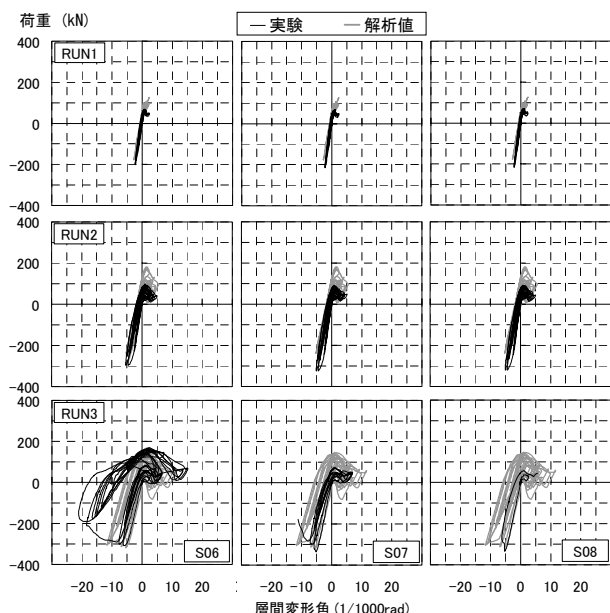


図-7 荷重-層間変形角関係 (A 試験体)

さを試験体高さで除した値)と水平荷重の時刻歴を示す。実験で得られた水平・鉛直ジャッキの荷重より算出した柱頭・柱脚モーメントを用いて算定した反曲点高さ比は、**図-8**を見ると文献1)と同様に水平荷重が0付近で不安定な値を示す傾向が見られる。また、その値は概ね0~1.0の間にあり、特に0.5前後の値が多いことが分かる。なお、他のRUNおよびB試験体でも同様の傾向を示している。

本論で対象としている12層架構と同様の純ラーメン架構を対象とした文献1)の実験結果では、反曲点高さ比の値として0.75前後の値が多いという結果が得られ、反曲点高さ比の変化は主に柱頭回転角の変動に起因するということが述べられている。本論の対象架構では2層より上層に耐震壁を設けたため、ラーメン架構よりも上層の剛性が増加し、柱頭の回転が抑制されたため、その影響で反曲点高さ比が下がり、0.5程度で比較的安定した値となったと推測される。

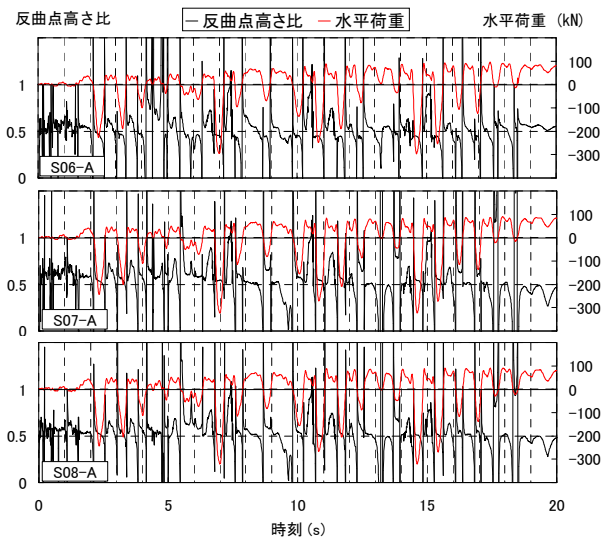


図-8 反曲点高さ比と水平荷重時刻歴 (RUN2, A試験体)

4. 実験結果の検討

4.1 変動軸力

軸力の変動は、柱の耐震性に大きな影響を与えるということが知られている。特に、本論で試験体としている1階側柱は軸力の変動が顕著であり、それについて詳細に検討することは柱の耐震性を考える上で重要と思われる。そこで、ここではまず1層層せん断力と両側柱の変動軸力の関係について検討し、その後1層せん断力を用いて変動軸力を推定する手法について検討する。

図-9にRUN1~3のケースS06, S07およびS08における1層層せん断力-軸力関係(A試験体および解析値における当該柱)を示す。なお、1層層せん断力は両側柱(試

験体)および中柱(解析モデル)の負担するせん断力の和として求めた。A試験体は、層せん断力が正側の場合に引張軸力、負側の場合に圧縮軸力となる。なお、図中の太点線は、軸力の制御値の上限および下限値を示している。

図-9を見ると、今回の実験での変動軸力の最大値は各試験体で荷重装置の制限値に達しており、正側2000kN($\eta=0.91$)、負側-600kN($\eta=-0.27$)で、初期軸力600kN($\eta=0.27$)と比較して非常に大きな値となっていることがわかる。弾性範囲においては、すべてのケースで層せん断力と軸力の変動が概ね線形となっており、層せん断力のピークと軸力のピークが概ね一致していることがわかる。大変形領域においては、若干ループのふくらみが見うけられるが、層せん断力のピークと軸力のピークはほぼ一致しているといえる。なお、ここには図示していないが、B試験体においても同様の傾向を示している。解析値では、軸力の制御を行っていないが、弾性・大変形領域共に実験と比較的よい対応を示している。

次に、両側柱の変動軸力を略算的に推定する手法について検討する。高層純ラーメン架構の1階側柱における軸力は、文献2)にも示されているように高次モードなどの影響から、複雑な挙動を示すとされている。しかしながら、今回対象としているピロティ架構では、高次モードの影響が比較的小さいため、**図-9**に示すように軸力の変動がほぼ線形であり、層せん断力と軸力に関連性が見られる。そこで、1層層せん断力を用いて1階両側柱の軸力を略算的に求め、実験で得られた軸力との対応を検討する。**図-10**に軸力の略算法の概要を示す。なお、今回は文献4)に示されている考え方を引用した。まず、外力分布として逆三角形分布および等分布の2つのケースを仮定し、外力の総和である1層層せん断力(Q_B)が作

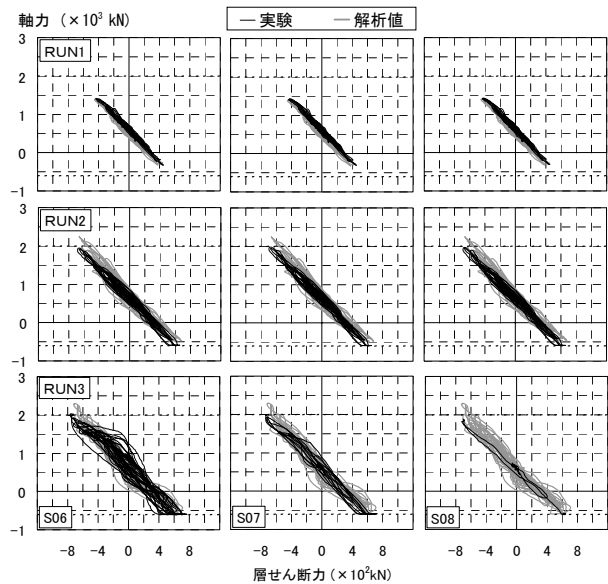


図-9 層せん断力-軸力関係(A試験体)

用高さ(逆三角形分布： $h_B = 2h/3$ ，等分布： $h_B = h_w/2 + h_c$)に集中して作用している状態を仮定する。そこから得られた転倒モーメント($=Q_B \cdot h_B$)を建物スパン(L)で除すことにより、1階両側柱に作用する変動軸力($\Delta N = Q_B \cdot h_B/L$)を略算的に求めた。なお、ここで用いる1層層せん断力は、実験から得られた値とした。図-11に耐震性能上重要と考えられる、各ケースの RUN1~3における1層層間変位ピーク時(但し、実験における軸力が制限値以下のピークのみを抽出)の、実験による軸力(実験値)と前述の方法を用いて算出した軸力(推定値)を軸力比として比較して示す。なお、図中の太点線は、軸力の制御上の上限および下限値を示している。

図-11より、RUN1, 2において逆三角形分布を仮定して求めた推定値は、実験値と比較して圧縮・引張側共に軸力比で0.05程度大きい値を示す傾向が見られる。一方、等分布を仮定して求めた推定値は、実験値と比較すると圧縮・引張側共に軸力比で0.05程度小さい値を示す

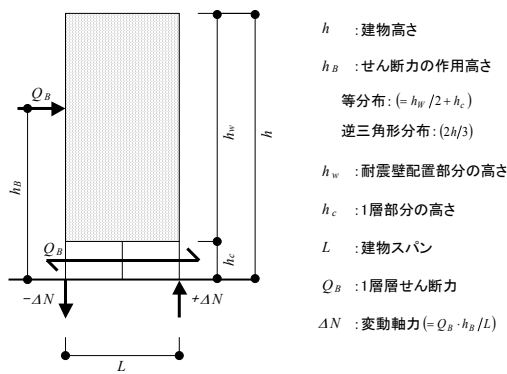


図-10 軸力の略算法の概要⁴⁾

傾向が見られる。RUN3においては、逆三角形分布より求めた推定値が実験値と比較して軸力比で0.1程度大きい傾向を示しているが、等分布より求めた推定値は実験値と比較して、軸力比で0.05程度の差に収まっている。これらより、大変形領域では、外力分布として等分布を仮定することにより逆三角形分布の場合より良い精度で変動軸力を推定できることがわかる。

4.2 柱の変形性能

柱の変形性能は、建物の耐震性能を考える上で重要な要素のひとつである。ここでは、各試験体の実験結果と解析値、およびファイバーモデルにより得られた結果から、柱の変形性能について検討する。

図-12にS06およびS07のA試験体、S08のB試験体の実験から得られた包絡線と、解析値より得られた当該柱の包絡線、柱単独でファイバーモデルより算定した荷重-変形角関係、終局強度型耐震設計指針⁵⁾のA法によるせん断強度と変形角の関係を示す。なお、図-12中の荷重値は、ロードセルで得られた値そのままであり、P- Δ 効果は考慮されていない。

ファイバーモデルは、柱断面を30の要素に分割し、材料特性は材料試験の結果を参考に設定した。軸力は、最大軸力($=2000\text{kN}$)で一定とした。また、ケースS06については、せん断補強筋によるコアコンクリートの拘束効果の影響を考慮し、文献6)の方法を用いて割増しされたコンクリート強度を用いたファイバーモデルによる荷重-変形角関係も図-12中に示す。A法によるせん断強度は、試験体諸元と部材角より算出した。なお、ここに示した試験体は、各ケースにおいて最終的に破壊に至った試験体である。本論文の実験値においては、荷重が最大荷重

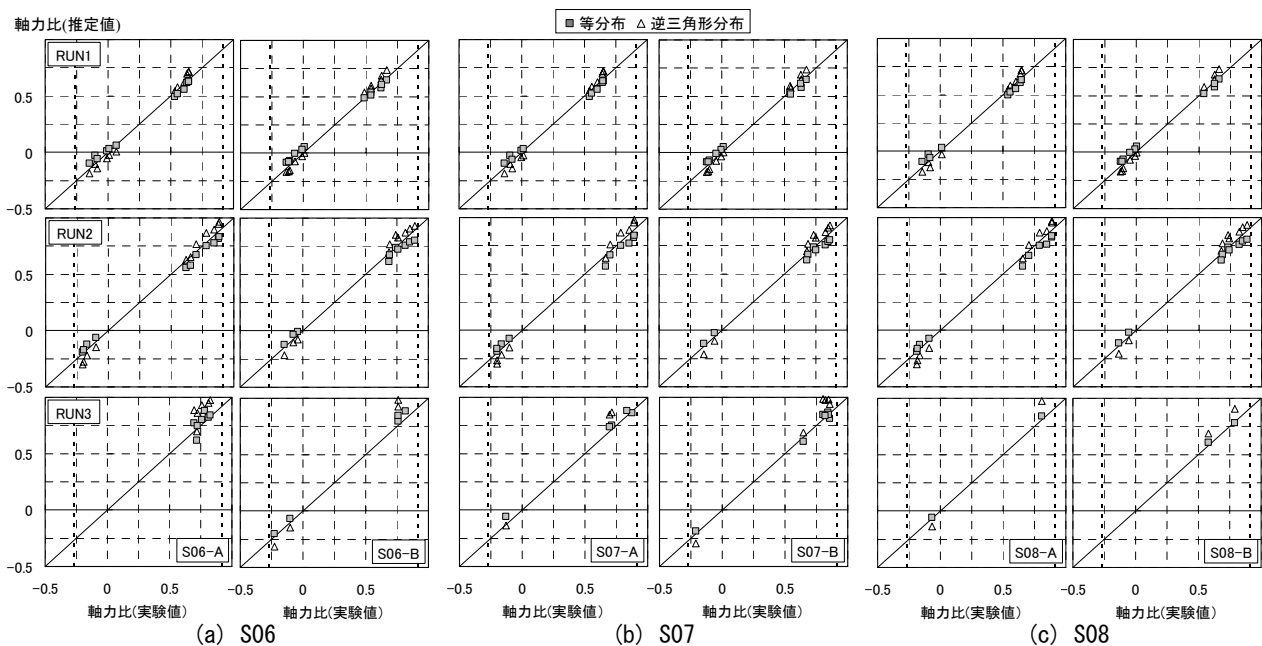


図-11 変動軸力の実験値と推定値の対応

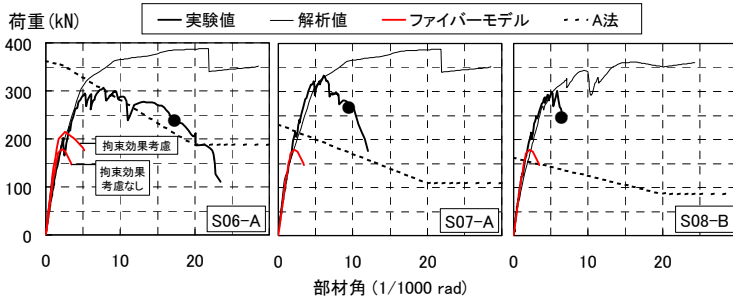


図-12 柱の変形性能

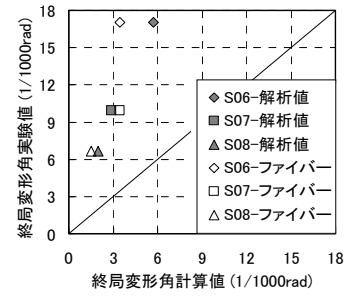


図-13 終局変形角

の 8 割に低下した時の変形角を終局変形角(終局変形角実験値)と考え、図中に●印で示した。また、計算値においては、曲げモデル(解析値、ファイバーモデル)と変形増大に伴う強度低下を考慮したせん断強度式(A 法)との交点から終局変形角を定義できると考え、曲げモデルによる荷重-変形角関係と A 法から求められたせん断強度-変形角関係との交点から定まる変形角を、終局変形角計算値とした。ただし、ファイバーモデルにおいて、A 法による直線との交点がない場合には、荷重が最大荷重の 8 割に低下した時点で計算を終了し、その時点の変形角を終局変形角計算値とした。

図-12 より、せん断補強筋量の違いにより、各試験体の靱性能に明らかな違いがあることがわかる。すなわち、圧縮束の圧壊によって崩壊した S06 および S07 では、本論文で終局変形角と定義した領域までは最大荷重以降も比較的緩やかに荷重が低下しているが、せん断破壊が発生した S08 では最大荷重後急激な荷重低下を起こし、終局変形角に至っている。

ケース S06, S07 は、破壊形式が圧縮束の圧壊であるが、本論においては圧縮束破壊についても A 法を用いての評価が可能と考え、終局変形角について検討を行った。縦軸に終局変形角実験値を、横軸に終局変形角計算値(解析値、ファイバー)をプロットしたものを図-13 に示す。

図-13 より、終局変形角実験値は、終局変形角計算値(解析値)と比較して 3 倍程度大きい値を示していることがわかる。これは、A 法が設計式であり、想定した変形角に対して安全側のせん断強度を与えることや、軸力が考慮されていないことが要因と考えられる。

ファイバーモデルにおける荷重-変形角関係は、せん断補強筋の拘束効果を考慮した場合でも、実験による包絡線との差が大きく、最大荷重および終局変形を過小評価している。これは、高軸力時の試験体の状態を、ファイバーモデルで適切に再現できていないことが要因であると考えられる。

5. まとめ

12 層 RC 造ピロティ建築物の 1 階側柱を対象としたサ

ブストラクチャ擬似的実験を行い、同側柱の軸力変動や変形性能の特性について検討を行い、以下のような知見を得た。

- (1) 反曲点高さ比は、0.5 程度で比較的安定した値を示した。
- (2) 1 階側柱の変動軸力と層せん断力の関係は、概ね線形となっており、大変形領域における側柱の変動軸力は、外力分布を等分布として仮定することにより、概ね推定することができる。
- (3) 実験において最大荷重の 8 割に低下した時点の変形角を終局変形角と定義すると、その値は計算上の終局変形角と比較し 3 倍程度大きくなる傾向が見られた。また、高軸力時におけるファイバーモデルを用いた検討については、今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 西田哲也, 寺本尚史, 小林淳: 変動軸力が 12 層 RC ラーメン架構の 1 階側柱の地震時挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.967-972, 2007
- 2) 寺本尚史, 西田哲也, 小林淳: サブストラクチャ擬似的実験手法を用いた 12 層 RC 架構 1 階側柱の 2 体同時加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.217-222, 2006.7
- 3) 寺本尚史, 西田哲也, 小林淳: RC 造架構の側柱を対象とした多自由度制御によるサブストラクチャ擬似的実験, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, 2006.11
- 4) 松本和行, 倉木洋, 顧建華: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.43-48, 2001
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990.11
- 6) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強筋により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, pp.95-104, 1994.7