

論文 変動軸力が卓越する高層 RC 造純ラーメン架構 1 階側柱の地震時挙動に関する研究

寺本 尚史^{*1}・西田 哲也^{*2}・小林 淳^{*2}

要旨：12 層 2 スパンの RC 造純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を行い、大きな変動軸力が作用する高層 RC 造建築物の下層階側柱に関して、特に 1 階側柱のせん断設計時に重要となる反曲点高さ比の推移について検討した。その結果、側柱に圧縮軸力がかかる場合、変形が比較的大きい領域で反曲点高さ比は 0.5 よりも大きくなり、変形が比較的大きい領域では 1.0 に近づくものの、静的増分解析による反曲点高さ比に対して、地震応答時の反曲点高さ比は若干ではあるが低くなる傾向が見られることを示した。

キーワード：変動軸力、1 階側柱、等価 1 質点系モデル、反曲点高さ比、RC 造純ラーメン架構

1. はじめに

高層 RC 造建築物の下層階に位置する側柱は、地震時に複雑な挙動を示すことが知られており、側柱の設計の際には、複雑な挙動を示す要因を把握し、適切な判断のもとに行う必要がある。

側柱を設計する際に重要となる因子として、反曲点高さ比や軸力変動性状が挙げられる。現行の構造設計や耐震診断において、反曲点高さ比は安全側の判断のもと、0.5(反曲点が柱中央部となる状態)を用いている場合も多く、静的増分解析による場合でも地震応答時における反曲点高さ比の変化までは考慮されていない。また、軸力についても、想定した崩壊メカニズム等で得られる変動軸力で設計されており、地震応答時の変化については、考慮されていない。しかし、既往の研究¹⁾においては、地震応答時に反曲点高さ比は一定値をとらず変化し、軸力に関しても複雑な挙動となる場合があることが示されている。反曲点高さ比および軸力の変化は、柱の破壊モードにも大きな影響を及ぼすことから、それらを把握することは重要であると考えられる。

そこで、本研究では、12 層 2 スパンの RC 造純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²⁾の実験結果を基に、特に 1 階側柱のせん断設計時に重要

となる反曲点高さ比の推移について検討し、その結果を基に大きな変動軸力が作用する高層 RC 造建築物の下層階側柱に関し、設計上留意すべき点について示すことを目的とする。

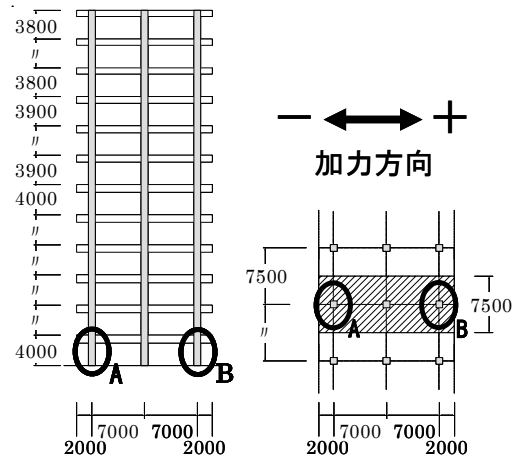


図-1 実験対象架構および試験体断面の概要

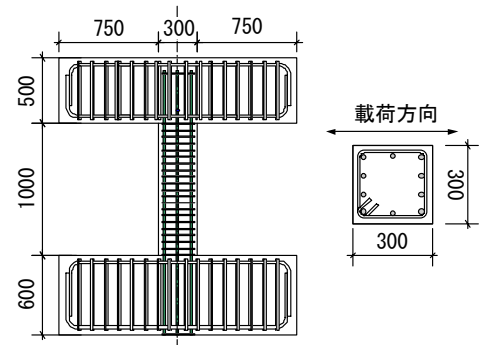


図-2 実験対象建物概要

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)
S01	300×300	1000	10-D16 (2.2%)	2-D10@50 (0.95%)
S03				

*1 秋田県立大学 建築環境システム学科助教 博士(工学) (正会員)

*2 秋田県立大学 建築環境システム学科教授 博士(工学) (正会員)

表-2 入力レベル

実験番号		S01	S03
入力地震波		東北大NS (1978年宮城県沖地震)	川口町震度計EW (2004年新潟県中越地震)
最大加速度	RUN1	200 gal	425gal
	RUN2	600 gal	1,274 gal
	RUN3	900 gal	1,911 gal
	RUN4	1500 gal	3185 gal

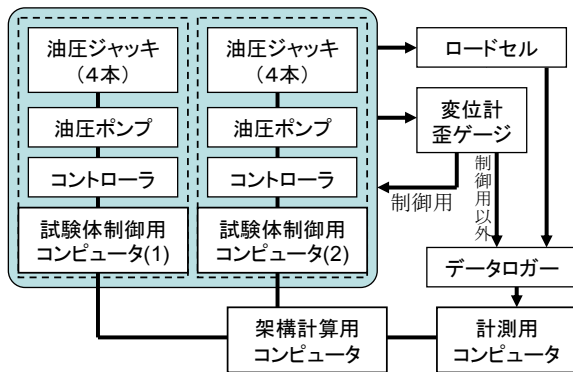


図-3 実験システム概要

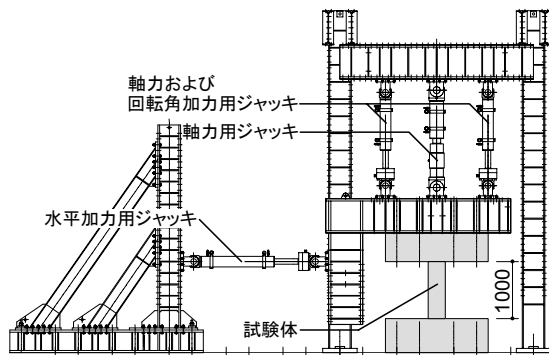
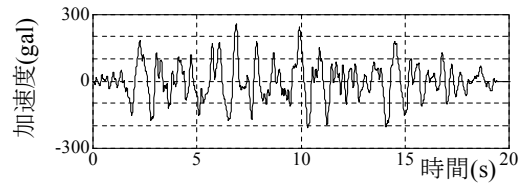


図-4 加力装置の概要

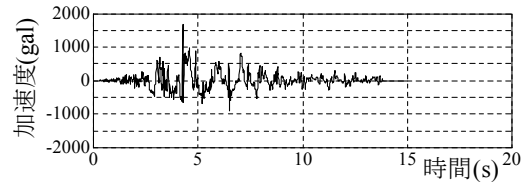
2. 実験概要

図-1 に実験対象架構の立面・平面図、図-2 に試験体断面をそれぞれ示す。実験対象架構は、12層2スパンのRC造純ラーメン架構とし、平面図中の太線で囲まれた1構面を想定したものである。基礎は固定とし、架構の1次固有周期は1.20秒である。また、梁降伏型の降伏機構が形成された際のベースシア係数は0.30(想定構面での建物総重量:16,200kN)である。なお、図-1中のA, Bで示す柱が、サブストラクチャ擬似動の実験で試験体に置き換えられる柱である。なお、本論ではA, Bで示す柱をそれぞれA柱, B柱と呼ぶこととする。

試験体は実験対象架構の1/3スケール(柱断面300×



(a) 東北大学NS(1978年宮城県沖地震)



(b) 川口町震度計EW(2004年新潟県中越地震)

図-5 入力地震波形

300mm、内法高さ1,000mm)とした。試験体の諸元を表-1に示す。材料試験から得られた試験体の使用材料強度は、主筋およびせん断補強筋の降伏応力度がそれぞれ347N/mm², 362N/mm², コンクリートの圧縮強度が27.5N/mm²である。なお、事前の静的増分解析で1階側柱の圧縮側柱に生じる反曲点高さ比は0.75以上であったことから、試験体のせん断補強筋量は、反曲点高さ比を0.75で曲げ破壊型となる配筋量とした。そのため、反曲点高さ比0.5で計算した場合は、せん断耐力が曲げ耐力を下回る設計となっている。

サブストラクチャ擬似動の実験を行う際の数値積分法には、オペレータ・スプリッティング法³⁾を用い、時間刻みは0.01秒、減衰はレーリー型減衰($h=0.05$)とした。図-3, 図-4に実験システムの概要および加力装置の概要をそれぞれ示す。実験は、実験制御用コンピュータ2台、架構解析用コンピュータおよび計測用コンピュータの計4台で構成し、架構計算用-実験制御用コンピュータ間はインターネット(TCP/IP)を経由して目標変位・復元力等の情報をやり取りしながら実験を進める。

1階側柱部分に相当する試験体を加力する装置については2組用意し、それぞれの加力装置において、試験体頂部の水平(1方向)・鉛直・回転3自由度の変形・荷重を制御するため、4台(水平方向1台・鉛直方向3台)の複動型油圧ジャッキを設置し、それぞれ実験制御用コンピュータによって変形・荷重による制御を行いながら水平せん断力・軸方向力および回転モーメントを作用させた。ここで鉛直方向の3本のジャッキのうち、中央のジャッキは軸力、左右のジャッキは回転モーメントの加力に用いる。なお鉛直方向の制御については、水平方向と比べ剛性が大きく変位で制御を行うのは困難であると判断し、梁に生じるせん断力から軸力の変動量を算出することにより目標とする軸力を算出し、荷重制御を行った。

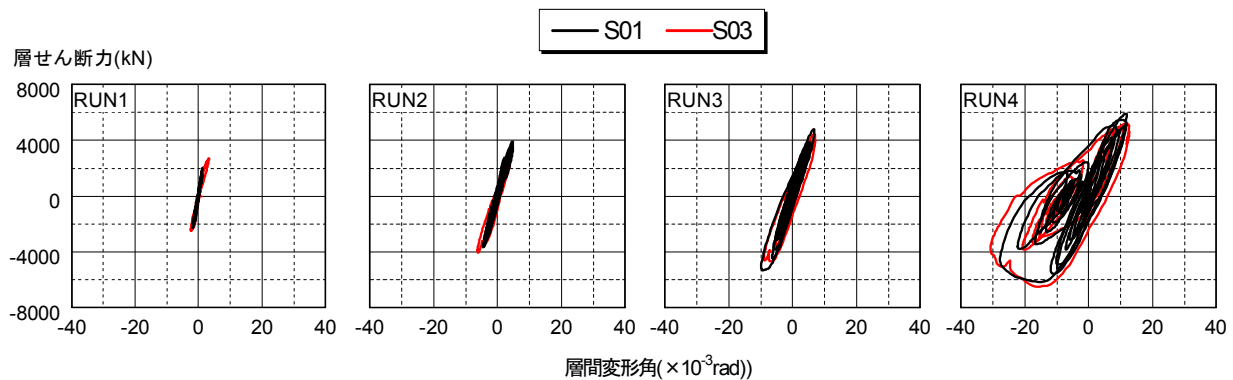


図-6 層せん断力-層間変形角関係

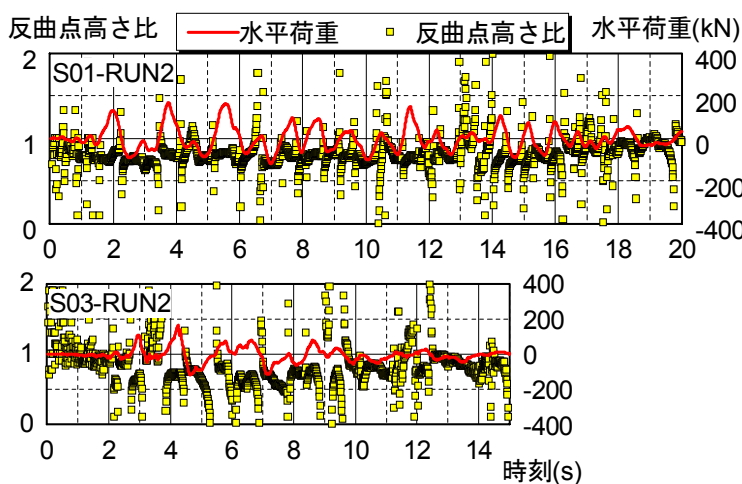


図-7 反曲点高さ比・水平荷重時刻歴 (B 柱)

すなわち実験の際は、まず架構解析用コンピュータで求めた次ステップの目標予測変位(水平変位・回転角および鉛直荷重)を計算し、次に複動型オイルジャッキでその目標変位(荷重)まで試験体を加力し、その時ロードセルにおいて計測された復元力を用いて次のステップへ進むという手順を取る。1 階両側柱(試験体)以外の部材に用いる解析モデルについては、梁部材は材端曲げバネモデル、柱部材には Multi Spring モデル(以降、MS モデル)とし、接合部は剛域とした。

入力地震波には、1978 年の宮城県沖地震における東北大 NS 成分(主要動部分 20 秒間)および、2004 年の新潟県中越地震における川口町震度計 EW 成分(主要動部分 15 秒間)を用いた。入力波形を図-5 に、入力レベルを表-2 に示す。本研究では、弾性範囲から大変形領域までの検討を行うため、入力地震波を最大速度で基準化し、23cm/s(RUN1) , 69cm/s(RUN2) , 103cm/s(RUN3) , 172cm/s(RUN4)の 4 段階のレベルを設定した。なお、今後は東北大 NS 成分を入力した実験を S01、川口町震度計 EW 成分を入力した実験を S03 と称する。

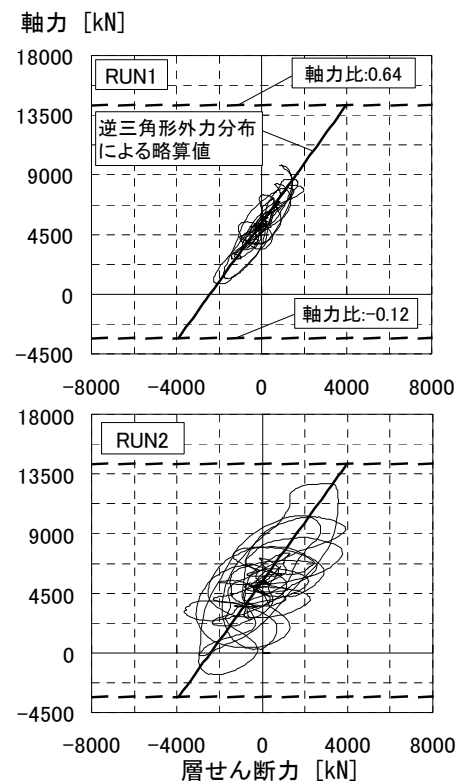


図-8 軸力-層せん断力関係 (S01, B 柱)

3. 実験結果

S01 および S03 の RUN1~RUN4 における 1 層層せん断力-層間変形角関係を図-6 に示す。最大層間変形角は S01 と S03 で多少異なるものの、RUN1 で約 $1/500\text{rad}$ 、RUN2 で約 $1/200\text{rad}$ 、RUN3 で約 $1/100\text{rad}$ 、RUN4 で約 $1/40\text{rad}$ となった。また、最大層せん断力は、こちらも S01 と S03 で多少の違いはあるものの、RUN1 で約 2,500kN(ベースシア係数で 0.13)、RUN2 で約 4,000kN(同 0.24)、RUN3 で約 5,000kN(同 0.30)、RUN4 で約 6,300kN(同 0.38)の応答値を示した。ループ形状については、RUN1、2 で S01、S03 共に概ね弾性的な挙動を示した。一方、RUN3、RUN4 では S01、S03 共にループに膨らみが見られ、特に層間変形角負側で膨らみが大きくなる挙動を示

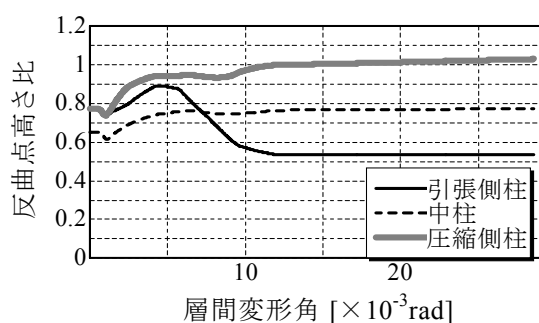
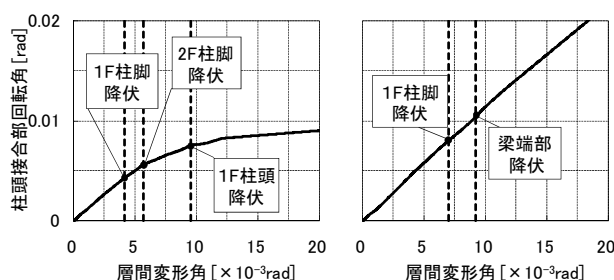


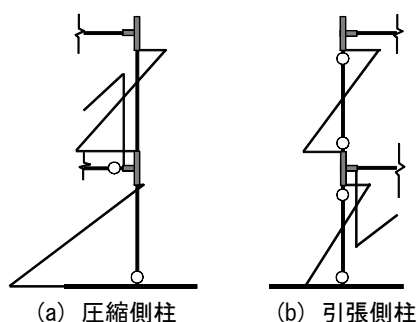
図-9 1階側柱の反曲点高さ比－層間変形角関係



(a) 引張側柱

(b) 圧縮側柱

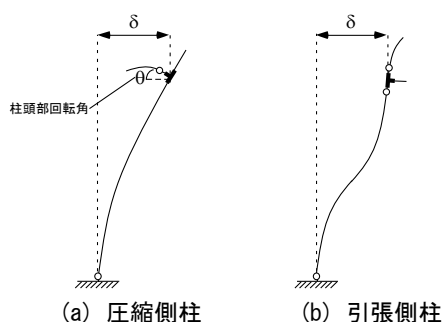
図-10 柱頭接合部回転角－層間変形角関係



(a) 圧縮側柱

(b) 引張側柱

図-11 1階側柱のモーメントのイメージ図



(a) 圧縮側柱

(b) 引張側柱

図-12 1階側柱の変形イメージ図

した。

図-7に、S01およびS03のRUN2のB柱における反曲点高さ比(柱の内法高さに対する柱脚から反曲点までの高さの比)と水平荷重の時刻歴を示す。図-7を見ると、反曲点高さ比の多くは、概ね0.7～1.0程度の間に分布していることがわかる。なお、反曲点高さ比が大きく変動している箇所については、水平荷重がゼロ近傍であり、柱の耐震性能に大きな影響を与える箇所ではない。また、柱には変動軸力が生じているため、軸力が大きくなる場合と小さくなる場合で、反曲点高さ比の値に明らかな違いが見られた。この点について次章で詳細に検討を行う。

図-8に、S01のRUN1～2におけるB柱の1層層せん断力と軸力の関係を示す。ここで、層せん断力を求める際は、実験部分については実寸の1/3スケールとしているため、相似則により3²倍して算出した。また、本論では変動軸力を初期軸力(=5,400kN)に軸力変動量を加えた値と定義した。軸力変動性状の特性を把握するため、逆三角形外力分布を仮定した場合の層せん断力と軸力の関係(略算値)を黒太線で、崩壊形成時に想定される最大(最小)軸力を太黒点線で、図-8中に併せて示す。逆三角形外力分布は、概ね建築物の1次モードに対応するものであるが、軸力と層せん断力の関係が必ずしも比例関係になっていないことがわかる。一方、変動軸力最大値は、逆三角形外力分布を仮定した略算値との交点近傍で発生している傾向が見られた。

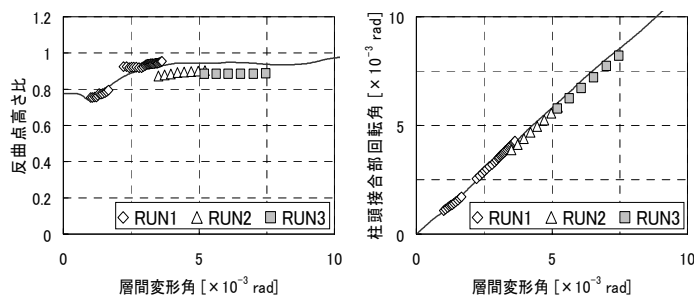
4. 検討および考察

4.1 反曲点高さ比に関する検討

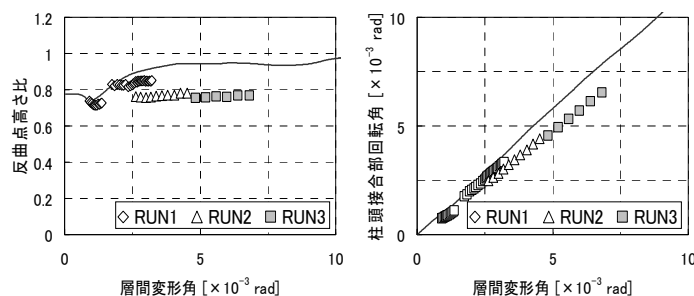
ここでは、設計時の反曲点高さ比の設定に関して留意すべき点について検討を行うため、まず試験体による擬似動の実験を行った1階側柱にもMSモデルを用いたモデル(全架構解析モデル)に対して、 A_i 外力分布による静的荷重増分解析を行い、その結果における反曲点高さ比の変動傾向を把握する。

図-9に静的増分解析による1階各柱の反曲点高さ比と1層層間変形角の関係を示す。これを見ると、反曲点高さ比は、変形が進むと変動し、1/100radを超えたあたりでほぼ一定となった。また、柱ごとにその変化等の特徴が見られた。側柱の反曲点高さ比は中柱よりも大きく、両側柱とも初期値は約0.77となっているものの、引張側柱では層間変形角1/200radで0.88前後まで上昇し、その後1/100radで約0.54まで低下した後はほぼ一定値となっているのに対し、圧縮側柱は層間変形角1/200radで約0.94まで上昇し、その後はほぼ一定の値を取りながら、最終的に1.0前後となった。こうした1階側柱の反曲点高さ比の変動傾向は、文献⁴⁾に示される傾向とほぼ同様であると考えられる。

図-10に圧縮側および引張側柱における、柱頭接合部回転角－層間変形角関係を示す。なお、接合部回転角は柱頭部剛域端の回転角を表している。図-10を見ると、圧縮側柱の柱頭接合部回転角は、梁端部が降伏した後も



(a) 静的増分解析値と動的解析値の対応



(b) 静的増分解析値と実験結果の対応

図-13 静的増分解析値との比較 (S03, B 柱)

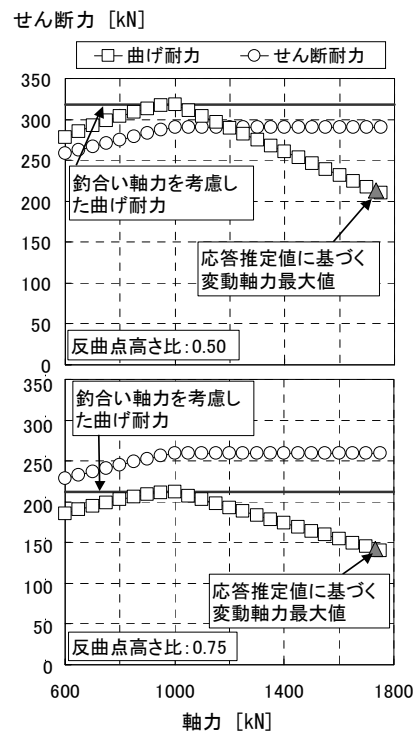


図-14 せん断耐力と軸力の関係

ほぼ一定の割合で増加しているのに対し、引張側柱の方は 2 階柱脚、1 階柱頭と部材降伏箇所が増えるに従って増加割合が小さくなった。ここで、圧縮側柱の梁端部が降伏した時および引張側柱の 1 階柱頭が降伏した時における曲げモーメント図および圧縮側柱の変形イメージ図を図-11, 12 に示す。なお、図中の部材端における○印は、曲げ降伏によりヒンジが生じている事を示している。

圧縮側柱の場合、梁端部の降伏時には、1 階柱脚部にはのみヒンジが発生しているため、図-12(a)のような変形状態となる。そのため 1 階柱頭接合部が大きく回転することになり、それに伴い圧縮側柱の反曲点高さ比も必然的に上昇するという挙動を示していると考えられる。一方、引張側柱の場合、1 階柱脚に加え 1 階柱頭にもヒンジが生じているため、1 階柱頭接合部の回転が抑えられた結果、層間変形が大きくなっていくと反曲点高さ比が約 0.5 で一定となったと思われる。

これらの結果から、1 階両側柱の反曲点高さ比の変動要因には、変動軸力の影響によるヒンジ発生箇所の変化が大きく関わっていることが分かった。また、反曲点高さ比が 0.5 に近くなるのは比較的靱性能が期待できる引張側柱であり、設計の際に問題となることが多い圧縮側柱については、反曲点高さが 1.0 に近い状態となることから、現在の反曲点高さ比を 0.5 として行われているせん断設計は、十分安全側の設計になっていると考えられ

る。

そこで圧縮側柱について、静的増分解析と、サブストラクチャ疑似動の実験および全架構解析モデルによる動的解析により得られた反曲点高さ比の比較検討を行う。図-13 に、動的解析(入力地震波：川口町震度計 EW 成分)および S03 実験より得た RUN1～3 の側柱(図-1 中の B 柱)の反曲点高さ比-層間変形角関係並びに柱頭接合部回転角-層間変形角関係を、静的増分解析と併せて示す。なお、動的解析および実験結果の反曲点高さ比は、それまでに A および B 柱が経験したせん断力の最大値を更新した地点における、層間変形角および反曲点高さ比をプロットした。これは、柱のせん断力が大きくなるほど、柱の破壊の危険性がより高まると考えられるためである。

静的増分解析と動的解析および実験結果による反曲点高さ比を比較すると、比較的大きな変形領域で、静的増分解析による反曲点高さ比に比べ、動的解析および実験結果による反曲点高さ比が若干低下する傾向が見られる。また、その低下の程度は、動的解析よりも実験結果によるものの方が大きかった。ただし、値の減少幅には実験による違いも見られ、定量的とは言えなかった。実験結果による反曲点高さ比が動的解析による結果より小さくなる原因については定かではないものの、試験体と柱部材モデルの、戻り剛性を含む復元力特性の小さな違い等が、最終的に反曲点高さ比にも影響を与えてい

る可能性があると考えられる。

4.2 軸力変動と反曲点高さ比によるせん断耐力の影響

図-14 に、本実験で用いた試験体部分の曲げ耐力およびせん断耐力と、軸力の関係を示す。曲げ耐力は、曲げ終局強度式を用いて算出し、せん断耐力は荒川 min 式より算出した。反曲点高さ比は、0.50、および 0.75 の 2 ケースとした。ここで、反曲点高さ比 0.50 は、設計で用いられている値であり、0.75 は本報 4.1 節において行った、全架構解析モデルによる静的増分解析における側柱の弾性時の反曲点高さ比(約 0.77)に近い値である。また、曲げ耐力が最大となる地点である、釣り合い軸力時の曲げ耐力値を図-14 中に黒線で併せて示す。

2 章で述べたように、試験体は反曲点高さ比が 0.50 の場合には、釣り合い軸力時のせん断耐力が、曲げ耐力を下回っておりせん断破壊型となり、反曲点高さ比が 0.75 の場合には曲げ破壊型となっている。事前の想定通り、実験中に試験体はせん断破壊せず、全架構解析モデルによる動的解析の結果と同様、曲げ降伏したことから、反曲点高さ比については 0.50 として設計されている場合が多いものの、圧縮側柱についてはヒンジを柱脚のみに生じることを想定した反曲点高さ比を用いても、せん断破壊を生じない可能性が高いと思われる。一方、静的増分解析による反曲点高さ比に対して、動的解析時の反曲点高さ比は若干低下する傾向が見られたことから、設計における反曲点高さ比の下限値としては、静的増分解析による反曲点高さ比に安全率を乗ずることが必要であると言える。

5. まとめ

高層 RC 造建築物の一層側柱に関する設計資料の提示

を目的として、反曲点高さ比に着目し検討を行った。その結果、側柱に圧縮軸力がかかる場合、反曲点高さ比は 0.5 よりも大きくなり、変形が比較的大きい領域では 1.0 に近づくものの、静的増分解析による反曲点高さ比に対して、地震応答時の反曲点高さ比は若干低下する傾向が見られた。そのことから、設計の際には静的増分解析による反曲点高さ比に安全率を乗ずるなどの判断が必要なことを示した。

謝辞

本論を執筆するにあたり、秋田県立大学修士課程(現西松建設(株))の郡司康浩氏に多大な協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

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動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
- 3) 中島正愛, 石田雅利, 安藤和博: サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建築学構造系論文報告集, No.417, pp.107-117, 1990. 11
- 4) 荒木秀夫, 嶋津孝之, 寺岡勝, 前川俊哉: 変動軸力を受ける連層柱を持つ多スパン骨組の耐震性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, No.2, pp.487-492, 1955