サブストラクチャ擬似動の実験による せん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験 COLLAPSE TEST OF SHEAR-FAILING R/C COLUMNS BY SUBSTRUCTURE PSEUDO-DYNAMIC TEST METHOD

中村 孝也*, 芳村 学**, 見波 進*

Takaya NAKAMURA, Manabu YOSHIMURA and Susumu MINAMI

Substructure pseudo-dynamic tests were conducted to simulate story collapse of old three-story R/C buildings. The buildings were idealized to consist of a single column line and rigid beam. The first-story column that was designed to fail in shear was tested by the substructure pseudo-dynamic method where the second- and third-story columns designed enough strong were assumed elastic. An imaginary mass was determined in such that the first mode period and Seismic Capacity Index, I_s , might result in 0.15 second and 0.49, respectively. Three earthquake records were used as input motions. Responses of the buildings, mostly those in the post-peak regions including collapse were studied.

Keywords: Reinforced concrete, Substructure pseudo-dynamic test, Shear failure, Collapse, Rigid beam

鉄筋コンクリート, サブストラクチャ擬似動の実験, せん断破壊, 崩壊, 剛梁

1. はじめに

既存の古い RC 建物の耐震性を精度良く評価するためには、その中に存在することが多い脆弱なせん断破壊型柱の軸力保持能力喪失（崩壊）性状を把握することが重要である。これに関しては過去にいくつかの静的実験によって検討がなされている^{1)~3)}。しかし、地震時の柱の崩壊性状を把握するためには載荷履歴があらかじめ決まっている静的実験のみでは不十分で、動的な応答性状を把握する必要がある。せん断破壊型柱の動的な崩壊性状については、過去に振動台実験によって検討した例がいくつかある^{4)~6)}。しかし、実験が大がかりなものになる等の理由により、数多くの実験を行うことは困難である。一方、より簡易に動的応答を調べる手法として擬似動の実験がある。しかし、せん断破壊型柱の擬似動の実験は過去に少数行われているものの⁷⁾、崩壊まで加力した例はない。

そこで本研究では、旧基準により設計されたせん断破壊型 RC 柱を崩壊まで加力する擬似動の実験を行い、柱の動的崩壊性状を検討する。実験は低層建物の応答性状を把握する意図から、3 層建物の最下層を実験部分とするサブストラクチャ法により行う。加力方向は建物のけた行方向とし、その方向は脆性的な柱のみからなる場合を想定する（注 1）。ここで、実建物では張り間方向に壁が取り付く場合が多いため、直交壁付き柱も実験対象とする。旧基準建物の耐震性を評価する場合、ある構造耐震指標（ I_s 値）⁸⁾を持った建物がどの程度の地震動レベルで崩壊するのかを調べることは非常に重要であるため、本研究ではその点について 3 種類の地震動を用いて検討

する。また、筆者らが過去に行った載荷履歴が決められている静的実験³⁾と、そうではない擬似動の実験では崩壊性状に相違があるのか否かについても検討する。さらに、建物崩壊を検討する手段として地震応答解析があるが、仮定した復元力特性を用いざるを得ないため地震時に崩壊に至るまでの挙動を忠実に再現できるかについての確証がないのが現状であることから、本実験結果を復元力特性に適用した解析を行い、実験との適合性を検証する。

2. 実験概要

2.1 対象建物

旧基準 3 層 RC 建物を対象とし、各層は図 1 に示す柱から構成されていると仮定した。実験モデルは、剛梁を仮定して図 2 に示すせん断型モデルとし、1 層を実験、2、3 層を弾性解析によって処理するサブストラクチャ擬似動の実験を行った。

図 1 実建物のイメージ

図 2 実験モデル

* 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学専攻
助教・博士 (工学)

** 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学専攻
教授・工博

Assistant Prof., Graduate School of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
Prof., Graduate School of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.

表 1 試験体諸元一覧

試験体名 ^①	断面 b×D (mm)	内法 高さ h ₀ (mm)	h ₀ /D	主筋比 p _g (%)	せん断補強 筋比 p _w (%)	軸力比 ^②	入力 地震動 [2.6 節参照]	直交壁 断面 t _w ×l _w (mm)	せん断ひ び割れ強 度 V _c ^③ (kN)	トラス・アーチ 機構によるせん 断強度 V _u ^④ (kN)	荒川式による せん断強度 V _s ^⑤ (kN)	曲げ強度 V _f ^⑥ (kN)	せん断 余裕度 ^⑦
C13-J	300 × 300	900	3	1.69 [12-D13]	0.11 [2-D6@200]	0.2	JMA	なし	182	129	145	207	0.70
C13-T							TOH						
C13-H							HCO						
C13W60-J							JMA	60×250 [×2]	—	—	—	—	—
C13W60-T							TOH						
C13W60-H							HCO						

①試験体名中の 13 は主筋が D13 であることを, W60 は厚さ 60mm の直交壁が付いていることを示す。末尾のアルファベットは入力地震動の頭文字を示す。②軸力比 $=N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$, [N:軸力, σ_B :コンクリート実強度]。③靱性指針による⁹⁾。④終局指針による¹⁰⁾。⑤荒川 min 式。⑥曲げ耐力略算式¹¹⁾。⑦ V_s/V_f 。

(a) C13-J, C13-T, C13-H

(b) C13W60-J, C13W60-T, C13W60-H

図 3 試験体概要

2.2 試験体

試験体諸元を表 1 に, 試験体概要を図 3 に示す。試験体は実大建物 (図 1) の長さのスケールを 1/2 に縮小した両端固定形式の柱で, 壁が付かない柱 (以後, 壁なし柱と呼ぶ) および直交壁付き柱がそれぞれ 3 体の計 6 体であり, すべてせん断破壊するように設計した。なお, 壁なし柱は文献 3) の試験体 C13, 直交壁付き柱は同 C13W60 と同一の形状・配筋で, 材料強度のみが異なる。

共通事項

柱断面寸法 (b×D) を 300×300mm, 内法高さ (h₀) を 900mm とした (h₀/D=3)。柱の主筋比 p_g は 1.69% (D13 使用), せん断補強筋比 p_w は 0.11% (D6 使用) とした。鉄筋とコンクリートの材料特性を表 2 に示す。材料のヤング係数は実建物と試験体で同じと考える。

表 2 材料特性

(a) 鉄筋				(b) コンクリート		
呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度 時歪 (%)	ヤング係数 (N/mm ²)
D13	371	0.201	1.85×10 ⁵	22.0	0.186	2.84×10 ⁴
D6	366	0.245	1.60×10 ⁵			

軸力は全試験体共通で, 柱のみの断面積に対する軸力比が 0.2 となる一定軸力とした。なお, この軸力は, 2.3 節で後述する実大モデルの仮想重量から求まる軸力とは異なる。

実験パラメータ

実験パラメータは, 入力地震動および直交壁の有無とした。入力地震動については 2.6 節に示す。直交壁は, 壁厚 (t_w) × 壁長さ (l_w)=60×250mm の壁を柱の南北面に取り付けた。

2.3 実大モデルの初期剛性, 重量, 1 次固有周期

本節では, 実験で設定した実大モデルの諸元を示す。

初期剛性は, 壁なし柱試験体の初期剛性を既往の式¹⁰⁾により求め, 相似則により 2 倍にすることにより決定した。建物高さ方向の剛性分布は, 低層建物では上部 3 層程度は柱を細くしないのが一般的であることから, 3 層とも同一の剛性とした。各層初期剛性は 360kN/mm となった。

仮想重量は各層同一と仮定して, 1 次固有周期が 0.15s となるように, 前述の初期剛性を用いて算出した。各層重量は 398kN となった。なお, この 1 次固有周期は, 後述する強度指標 C の値が現実的な値となる範囲で, 3 層建物の初期周期として現実的な値となるように定めた。直交壁付き柱からなるモデルの各層の初期剛性, 重量は壁なし柱からなるモデルと同一とした。

2.4 加力概要

加力にはバンタグラフにより上部スタブの平行が保持される逆対称加力装置を用いた。擬似動的加力における数値積分法は中央差分法とした (ただし, 初期の数ステップは線形加速度法)。時間の縮尺は 1 とし, 積分時間間隔は 0.01s とした。実験システムおよび加力の手順は基本的に既往の実験¹²⁾と同様であるが, 解析モデルを 1 質点系から 3 質点系にしたこと, 軸力を変動軸力から一定軸力にしたこと等の変更を加えた。応答計算における減衰は初期剛性比例型とし, 減衰定数を 1% とした。ここで, 前述の実大モデルの応答計算で算出された変形の 1/2 を目標値として試験体を変形させ, 計測された水平力を相似則により 4 倍して応答計算することを繰り返して行った。なお, ひび割れ観察のため加力を停止することは行わず, 一定の時間間隔で継続加力した。

2.5 対象建物の I_s 値

実建物の1層の I_s 値を第2次診断により求めた。柱の強度は、表1に示したせん断強度 V_s を相似則に従って4倍とした(軸力比=0.2)。形状指標 S_b と経年指標 T は1.0とした。壁なし柱試験体について靱性指標 F を求めると、柱は「せん断柱」と判定され、 $F=1.0$ であった。強度指標 C は0.49であり、結果として I_s 値は0.49となった。なお、強度指標を求める際の建物重量には2.3節で前述した実モデルの重量を使用した。この $I_s=0.49$ は、既存の旧基準建物に対する平均的な値であると考えることができる¹³⁾。

2.6 入力地震動

入力地震動として、神戸海洋気象台 NS (JMA, 1995 年兵庫県南部地震)、東北大学 NS (TOH, 1978 年宮城県沖地震)、八戸市役所 N254E (HCO, 1994 年三陸はるか沖地震) の3つを、入力レベルを変更して用いた。入力レベルは、最大耐力後の荷重低下を考慮した予備解析により以下の基準で求めた。JMA と TOH に対しては、壁なし柱は崩壊するが、直交壁付き柱は崩壊しないレベルのうち最小のものとした。HCO については、複数回の地震動を入力する意図から、壁なし柱と直交壁付き柱が共に崩壊しないレベルのうち最大のものとした。なお、予備解析における復元力モデルは、壁なし柱に対しては文献3)の C13、直交壁付き柱に対しては同 C13W60 の実験結果を参考にして定めた。入力地震動の最大速度と最大加速度を表3に、加速度時刻歴を図4にそれぞれ示す。地震動の継続時間は20秒とした。

表3 入力地震動

名称	略称	最大速度(cm/s)	最大加速度(cm/s^2)
神戸海洋気象台 NS	JMA	60	594
東北大学 NS	TOH	70	434
八戸市役所 N254E	HCO	40	438

図4 入力地震動の加速度時刻歴

3. 実験結果

3.1 破壊過程

実験の結果、全ての試験体がせん断破壊し、最終的に軸力保持能力を喪失して崩壊した。全ての試験体で、それまで安定して保持していた軸力を保持できなくなる点が存在したため、その直前の点を軸力保持限界とした。また、軸力保持限界に至るまでに経験した最大の水平変形を「崩壊変形」と定義した。なお、これらの定義は筆

者らが過去に行った静的実験と同じである^{2),3)}。

C13W60-H のみは、1回の地震入力で軸力保持能力を喪失しなかったため、一旦水平力、軸力をゼロの状態にした後、再び軸力を載荷して、同一の地震動を入力して2回目の加力を行った。ここで、2回目加力開始時の各層初期剛性は、損傷を考慮して1回目加力の1/10とした。このとき2,3層の剛性も誤って1/10に変更しており、1回目加力と同じ振動体であるとはいえないため、本論では2回目加力の結果は復元力特性および崩壊変形の検討に対する使用のみに止める。

1層の水平変形時刻歴と水平力-水平変形関係を図5に示す。ここで、水平変形は柱内法高さで除した部材角で示す。水平力は試験体相当の値を示す。実験結果一覧を表4に示す。C13W60-H のみは繰り返しの最中に崩壊したため、崩壊変形(3.28%)は軸力保持限界時の変形(3.0%)とは異なる。なお、ひび割れ発生状況は実験時に撮影したビデオにより確認したため比較的大きなひび割れの観察に限定されており、初期の細かいひび割れは不明である。

実験の結果、C13W60-J と C13W60-T ではせん断ひび割れ発生と同時に水平力が急激に低下するせん断ひび割れ破壊が生じた。また、他の4体では最初のせん断ひび割れ発生後にもやや水平力が上昇したものの、間もなくして水平力が急激に低下した。C13-J と C13W60-J について軸力保持限界時の破壊状況を写真1に示す。水平力の急激な低下以降は写真で大きく開いているひび割れが主要な破壊であった。壁なし柱試験体について、せん断ひび割れ強度とトラス・アーチ機構によるせん断強度の計算値を表1に示すが、前者が後者よりも大きい場合にはせん断ひび割れ破壊を起こす傾向があるとされており¹⁴⁾、本試験体はこれに該当するといえる。全ての試験体で、上記の水平力の急激な低下が生じたときにせん断補強筋の引張降伏が生じた。この現象が生じた直前のステップを「せん断破壊時」とし、図5中に×で記し、そのときの水平変形を表4に示す。直交壁付き柱ではせん断破壊時と最大水平力時が一致し、壁なし柱では前者は後者より少し後であった。

表4 実験結果一覧

試験体名	最大水平力(kN)	最大水平力時変形(%)	せん断破壊時変形(%)	直交壁南面・北面ひび割れ発生時変形(%)	崩壊変形(%)
C13-J	191	0.66	0.81	—	1.66
C13-T	201	0.68	1.10		2.48
C13-H	212	0.95	0.96		2.87
C13W60-J	224 [1.17]	0.73	同左	南 1.28, 北 2.05	2.80 [1.69]
C13W60-T	211 [1.05]	0.65		南 2.48, 北 2.71	2.71 [1.09]
C13W60-H	219 [1.03]	0.77		南 2.70, 北 3.00	3.28 [1.14]

変形は部材角。 [ ]内は、同一地震動の場合の壁なし柱に対する比率。

3.2 直交壁の効果

既往の研究³⁾では直交壁により構造性能が上昇するとされており、これは本実験でも同様であった。特にHCOの地震動を用いた場合、壁がないC13-Hが1回目の加力で崩壊したのに対して、直交壁が付いたC13W60-Hでは1回目の加力では崩壊を免れ、直交壁の効果が顕著に表れた。

3.2.1 最大水平力

最大水平力は、壁なし柱で 191～212kN、直交壁付き柱で 211～224kN であった。各地震動ごとに、壁なし柱の最大水平力に対する直交壁付き柱の最大水平力の比を表 4 に示す。その値は 1.03 から 1.17 であり、平均値は 1.08 であった。直交壁により最大水平力が上昇した。なお、静的実験の文献 3) における C13 と C13W60 ではこの値は 1.08 であり、本実験と同程度であった。

3.2.2 崩壊変形

崩壊変形を図 6 に示す。壁なし柱の崩壊変形は 1.66～2.87% であり、平均値は 2.34%、変動係数は 0.26 であった。直交壁付き柱の崩壊変形は 2.71～3.28% であり、平均値は 2.93%、変動係数は 0.10 であった。壁なし柱では地震動（載荷履歴）の違いによりややバラツキが大きかった。

各地震動ごとに壁なし柱の崩壊変形に対する直交壁付き柱の崩壊変形の比を表 4 に示す。その値は 1.09 から 1.69 であり、平均値は 1.31 であった。直交壁により崩壊変形が上昇した。なお、静的実験における試験体 C13 では崩壊変形 1.28%、C13W60 では同 5.23% であり、直交壁付き柱/壁なし柱の値は 4.09 であった³⁾。これは本実験よりも相当大きい値であるが、この理由は不明であり、今後の課題である。また、前述の予備解析では全ての直交壁付き柱が崩壊しなかったのに対して、実験では 2 体が崩壊したのであるが、直交壁付き柱の崩壊変形が予備解析で考慮した静的実験結果よりも小さく、予想よりも直交壁の効果が小さかったためである。

(a) 水平変形時刻歴

(b) 水平力-水平変形関係

図 5 実験結果

図 6 崩壊変形

写真 1 破壊状況（軸力保持限界）

3.2.3 直交壁の破壊過程

直交壁付き試験体について、直交壁の南面および北面において縦方向にひび割れが生じた点を図5に○で示し、そのときの水平変形を表4に示す。ここで南面・北面とは、写真1(b)に点線で示すように、南北方向に2つある直交壁それぞれの、柱とは接しない面を示す。このひび割れは、写真1(b)の右の写真に示すように、柱のせん断ひび割れと連続していた。なお、C13W60-TとC13W60-Hの北面ひび割れは崩壊と同時に生じた。図5(a)より、南面または北面にひび割れが生じた後、間もなくして崩壊したことがわかる。文献3)のC13W60と同様に、直交壁の南面または北面にひび割れが生じると壁の軸力保持能力が低下してそれまで壁が負担していた軸力が柱に移動し、間もなくして崩壊に至ったと考えられる。表4より、3体ともに北面ひび割れ時変形は同一地震動の壁なし柱の崩壊変形よりも大きく、これが直交壁により崩壊変形が上昇した理由であるといえる。

3.3 崩壊時の地動加速度の大きさ

C13-Hでは、地震動の強震部を過ぎた後に徐々に水平変形が増加して行き、地動加速度が小さい領域で崩壊した。地動加速度が小さくとも、応答変形が徐々に増加して崩壊に至ることがあるといえる。一方、他の試験体は強震部で崩壊したが、設定した地震動レベルがもう少し小さかったならば、小加速度領域まで崩壊しない例が増えた可能性がある。

3.4 地震動レベルと崩壊

C13W60-Hを除いて、最大速度40~70(cm/s)[最大加速度400~600(cm/s²)程度]の地震動で崩壊した。本論で対象とした $I_s=0.49$ 程度の建物では、このようなレベルの地震動で崩壊に至るといえる。ここで、壁なし柱の崩壊変形を既往の推定式²⁾により求めると下限値である1.5%となり、せん断柱の中でも最も変形能力に乏しい柱であると評価された。実験結果も3.2.2項に示した通り小さな値であった。また、既往の解析研究¹⁵⁾においては、崩壊変形が部材角2%の靱性能力に乏しいせん断柱からなる3層建物に対して、最大速度50(cm/s)の地震動に対して崩壊を防ぐためには0.5程度の I_s 値が必要であったという結果が得られているが、本実験の結果は概ねそれと一致しているといえる。一方、本試験体より変形能力に富むせん断柱であれば、同じ $I_s=0.49$ の建物でも崩壊を免れることも考えられる¹⁵⁾。

3.5 水平変形の片寄りについて

水平変形の片寄りの性状について図5により検討する。C13-Jでは、崩壊変形に対する崩壊した方向と逆方向の最大変形の比は84%であり、水平変形の大きな片影りは生じなかった。一方、他の5つの試験体におけるこの比は17~38%であり、水平変形が片方向(崩壊する方向)に寄る傾向があった。本実験のような大きく荷重低下する柱では水平変形が片寄りが多いといえる。

ところで、過去の静的実験において、繰り返し载荷の最中に水平変形が小さい時点で崩壊した例が多く見られるが^{1)~3)}、本実験ではこのような現象は生じず、すべて崩壊したときの変形が最大変形に等しいか、それに近いものであった。この理由として、静的実験では正負同じ変形を生じさせて繰り返し载荷を行ったのに対して、本実験では変形が片寄りであったことが考えられる。ただし、擬似動の実験においても上記の静的実験のような現象が生じる可能性があるため、今後更なる実験を行って確認する必要がある。

3.6 残留変形に関する考察

地震被害調査の際に観察できるのは地震終了後の残留変形である。そのため、これと地震時の最大変形とを対応させることができれば、建物の損傷評価に役立てることができるが、このような検討は既往の振動台実験^{4)~6)}では行われていない。そこで、1回の地震入力で崩壊を免れたC13W60-Hについて残留変形を検討する。ここで、水平変形が増加から減少に転じる点を「折り返し時」、そこから除荷されて水平力がゼロになった点を「除荷時」と定義する。図5中に、折り返し時が最大変形である点(◎:水平変形 $R=0.85\%$)およびそこから除荷時(Δ : $R=0.28\%$)を示す。併せて地震終了時(∇ :時刻20s)を示すが、このときの水平変形は0.23%であり、これを残留変形とすると、最大変形からの除荷時変形と概ね同じであることがわかる。これは、せん断破壊が生じた方向に応答変形がドリフトしていく傾向によるものと考えられる。ただし、あくまでもひとつの試験体における結果であるため、今後更なる検討が必要である。

ところで、折り返し時変形と除荷時変形の関係については、過去の静的実験の結果を用いて調べることができる¹⁶⁾。本実験結果および筆者らが過去に行ったせん断破壊型RC柱の実験結果^{2,3)}について、折り返し時水平変形と除荷時水平変形の関係を、壁なし柱と直交壁付き柱に分けて図7に示す。試験体数は、壁なし柱が計15体、直交壁付き柱が計7体である。これらのパラメータ範囲は、 $h_0/D=2\sim4$ 、主筋比 $p_g=1.69\sim2.65\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.11\sim0.21\%$ 、軸力比 $=0.18\sim0.35$ 、直交壁の壁厚=60mmと90mmである。なお、対象とする折り返し時変形は、最大水平力時を超えた後で、かつ最大水平力時変形以上のものとした。図より、折り返し時水平変形が大きいほど除荷時水平変形が大きくなる傾向があり、両者には概ね対応関係がある。また擬似動の実験と静的実験には明確な違いは見られないことがわかる。ここで、データ数が多い壁なし柱について、仮に最も単純に線形近似した直線を図7(a)に破線で示す。除荷時変形は折り返し時変形の70%程度であるといえる。ただし、折り返し時変形が概ね1%以下では70%より大幅に小さい傾向がある。前述したように最大変形からの除荷時変形と残留変形が概ね同じであれば、折り返し時変形を地震時の最大変形と考えることにより、残留変形(=除荷時変形)から最大変形を推定できる可能性があるといえる(注2)。なお、解析による既往の研究¹⁵⁾では、せん断破壊型柱の残留変形は最大変形の1/8以下であるという結果が示されており、本検討と様相が異なったが、解析の復元力モデルの設定が結果に大きく影響するため、これについては今後の検討課題である。

図7 折り返し時水平変形と除荷時水平変形の関係

図8 復元力スケルトンの概要

図9 復元力スケルトンの比較（実験結果と解析モデル）

4. 解析による実験結果の再現

擬似動実験の結果を地震応答解析により再現することは、解析の信頼性を検証するうえで重要である。従来このような検討はせん断破壊型柱ではほとんど行われておらず⁷⁾、特に崩壊までを対象としたものは無い。そこで、地震応答解析による実験結果の再現を試み、適合性を検討した。

4.1 解析モデル

解析モデルはせん断多質点系で、各層の初期剛性と重量は実験時と同じとし（2.3節参照）、1層を弾塑性、2、3層を弾性とした。減衰は初期剛性比例型で、減衰定数を1%とした。

4.2 復元力モデル

1層の復元力モデルは、文献15)においてせん断破壊型柱に対して用いたものとした。復元力スケルトンの概要を図8に示す。復元力スケルトンは各試験体について以下の(1)~(4)で定めた。これは、実験と解析の対応を見る第一段階として、各試験体で実験結果に最も近いものとなるように定めたものである。対象の試験体は1回の地震入力で崩壊した5体とした。

- (1) 第1折れ点時の水平力は、第2折れ点時水平力の1/3とした。
- (2) 第2折れ点時の水平力と水平変形は実験結果と同じとした（表4）。
- (3) 第3折れ点時の水平力と水平変形は各実験結果と適合するように適宜定めた。
- (4) 軸力保持限界点の変形（崩壊変形）は実験結果と同じとした（表4）。そのときの水平力も実験結果と同じとしたが、実験結果が負になる場合にはゼロとした。

例として C13-J, C13W60-J, C13W60-T について、実験結果と解析モデルの復元力スケルトンの比較を図9に示す。図中の括弧内は第3折れ点と崩壊点の水平変形と水平力を示す。水平力は試験体相当の値を示す。

繰り返しの履歴ルールについても、文献15)と同じとした。これは同文献において既往のせん断破壊型柱の実験結果と良く一致する様に定めたものであり、本実験結果にも同様に適用できると考える。

4.3 解析結果

各モデルに、2.6節で示した地震動を入力して解析を行った。

4.3.1 適合性が良い例

C13W60-J に対する1層の水平変形時刻歴、水平力時刻歴、水平力-水平変形関係を図10(a),(b),(c)にそれぞれ示す。図10(a)より、水平変形は崩壊時までおおむね実験と解析が一致したことがわかる。特に、崩壊の時刻がほぼ一致していることから、崩壊までを解析で再現するという本解析の目的を達しているといえる。ただし、水平力は時刻4秒付近の崩壊に近い範囲で対応が悪かった（図10(b)）。

図10 実験と解析の比較（C13W60-J）

これは図10(c)に示すように、最大水平力後、実験では耐力が低下して変形がやや大きくなったのに対して、解析では直ちに除荷に入り、反対方向（正側）で耐力がやや低下した後に崩壊に至った、という違いに起因する。

4.3.2 適合性が悪い例

C13-J に対する1層の水平変形時刻歴と水平力-水平変形関係を図11(a),(b)にそれぞれ示す。図11(a)より、崩壊するという現象は再現できたが、崩壊時刻が実験では約4.5秒であったのに対して解析では約1.7秒であり、対応が悪いことがわかる。図11(a),(b)より、最大水平力後、実験では除荷領域に入って応答がしばらく継続したのに対して、解析では直ちに荷重が低下して崩壊に至ったことがわかる。この試験体では解析の変形が実験より大きめに生じたといえる。

一方、C13-T, C13-H, C13W60-T では、実験では崩壊したのに対して解析では最大変形が最大水平力時変形のそれぞれ105%、85%、105%にとどまり、崩壊には至らなかった。一例として C13W60-T に

対する1層の水平変形時刻歴と水平力-水平変形関係を図12(a),(b)にそれぞれ示す。図12(a)より、解析では水平変形が実験よりも小さな値となったことがわかる。図9(c)より、荷重が低下する以前のエネルギー吸収能力は解析のほうが小さいが(注3)、それにも関わらず水平変形が小さくなった理由は不明である。

以上より、C13W60-Jを除く4体では実験と解析の対応が悪く、崩壊までの再現は困難であった。曲げ破壊型の荷重が低下しない柱に対しては解析により実験結果をよく再現できることが知られているがたとえば¹⁷⁾、荷重が大きく低下する柱に対しては復元力スケルトンを実験結果に適合させた解析を行っても再現は困難であるといえる。

(a) 水平変形時刻歴

(b) 水平力-水平変形関係

図11 実験と解析の比較 (C13-J)

(a) 水平変形時刻歴

(b) 水平力-水平変形関係

図12 実験と解析の比較 (C13W60-T)

4.3.3 適合性が悪い例に対する修正の試み

前項で実験と解析の対応が悪かった理由として、以下が考えられる。すなわち、本実験で用いた柱は崩壊変形が小さく、最大水平力後急激に荷重が低下して崩壊に至るものであったため、応答が地震動の大きさに敏感に影響され、解析で変形が大きめに生じたり、あるいは小さめに生じて崩壊しないことが起きたりしたと考えられる。そこで、仮に地震動の入力レベルを変化させた解析を試みた。

解析での応答変形が大きかった C13-J に対して入力レベルを 0.9 倍して解析した結果を図11中に点線で示す。この場合崩壊に近い範囲では対応が悪いものの、解析結果は実験に近づいた。

解析での応答変形が小さかった C13W60-T に対して入力レベルを 1.1 倍して解析した結果を図12中に点線で示す。この場合は変形時刻歴の対応は悪いものの、崩壊は生じた。これは C13-T でも同様であった。C13-H に対しては入力レベルを 1.3 倍した場合に崩壊した。

以上より、解析結果は地震動レベルに非常に敏感であり、本実験で対象としたような崩壊変形が小さく、最大水平力後の荷重低下が急激な柱では、解析で実現象を正確に再現することは困難であるといえる。ただし、解析手法の発展によって実現象を解析で再現可能となることも考えられるため、今後検討する余地が残されているといえる。いずれにしても現状では、このような柱に対して崩壊性状を検討するためには擬似動的実験を実施することが有効であるといえる。なお、本実験よりも崩壊変形が大きく荷重低下が緩やかな柱の場合には、実験と解析がより一致する可能性があると考えている。

5. まとめ

旧基準3層RC建物を対象として、サブストラクチャ擬似動的実験によりせん断柱のなかでも特に変形能力に乏しい柱の崩壊性状を検討した。実験対象は1層の柱とし、その層の I_s 値を 0.49 とした。入力地震動は3種類とした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 最大速度 $40 \sim 70(\text{cm/s})$ [最大加速度 $400 \sim 600(\text{cm/s}^2)$] の地震動で崩壊した。 $I_s=0.49$ 程度で変形能力の乏しい柱であれば、この程度の地震動で崩壊するといえる。
- 2) 地震動 HCO を入力した場合には、直交壁が付くことにより崩壊を免れた。また、地震動ごとに比較すると、直交壁が付くことにより最大水平力が 1.03~1.17 倍、崩壊変形が 1.09~1.69 倍となった。なお、過去の静的実験では破壊過程は本実験とほぼ同様で、直交壁が付くことにより最大水平力が 1.08 倍、崩壊変形が 4.09 倍となり、後者は本実験よりも相当大きかった。総じて直交壁により耐震性能が上昇するといえる。
- 3) 1つの試験体を除く5つの試験体で、水平変形が片方向に寄り、片押しの応答であった。荷重が大きく低下する柱が崩壊に至る場合には応答変形が片方向に寄る場合が多いといえる。
- 4) ひとつの試験体は地震動の強震部を過ぎた後、地動加速度が小さい時点で崩壊した。柱が損傷して崩壊に近づいている場合にはこのようなことが起こり得るといえる。
- 5) 1回の地震入力で崩壊しなかった試験体では、残留水平変形と最大変形からの除荷時水平変形は概ね同じであった。また、折り返し時水平変形と除荷時水平変形の関係を過去の静的実験結果を含めて調べた結果、両者には対応関係があった。残留変形から最大変形を推定できる可能性があるといえる。

- 6) 1回の地震入力で崩壊した5体について、復元力スケルトンを実験結果に合わせたモデルを用いた地震応答解析によって実験結果の再現を試みた。その結果、1体に対しては崩壊までの応答を概ね再現できたが、他の4体は崩壊までは再現できなかった。荷重が大きく低下する柱に対しては復元力スケルトンを実験結果に適合させた解析を行っても再現は困難であるといえる(付録)。そのため、せん断破壊型柱の崩壊性状を検討するうえで擬似動的実験は有効である。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費補助金(課題番号 15760430)の一環として行ったものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- Hassane Ousaleh, Toshimi Kabeyasawa, Akira Tasai and Junichi Iwamoto: Effect of Hysteretic Reversals on Lateral and Axial Capacities of Reinforced Concrete Columns, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.25, No.2, pp.367-372, 2003.7
- 芳村 学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, No.587, pp.163-171, 2005.1
- 金 紅日, 中村孝也, 芳村 学: せん断破壊型 RC 柱の崩壊に対する直交壁の影響, コンクリート工学年次論文集, 第27巻, 第2号, pp.193-198, 2005.6
- Namihiko Inoue, Eiichi Inai, Akira Wada, Hiroshi Kuramoto, et al.: A Shaking Table Test of Reinforced Concrete Frames Designed under Old Seismic Regulations in Japan, Proceedings of the 12th WCEE, CD-ROM, Paper No.1783, 2000.1
- K. J. Elwood and J. P. Moehle: Shake Table Tests on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames, Proceedings of The Third US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, pp.407-420, 2001.8
- 金 裕錫, 壁谷澤寿海, 加藤 敦, 小川信行, 五十嵐俊一: 鉄筋コンクリート偏心ピロティ壁フレーム構造の振動破壊実験(その1) 鉄筋コンクリート造試験体の応答性状, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.1421-1426, 2002.11
- 池田尚治, 山口隆裕, 鶴澤哲史: 地震動による鉄筋コンクリート柱の挙動と供用性能の評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第12巻, 第2号, pp.119-124, 1990.6
- 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, 2001.10
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針-同解説, 1997.7
- 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, 1990.11
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 山崎真司, 見波 進, 見村博明ほか: 鉛直地震動による変動軸力が鋼柱の弾塑性水平地震応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No.529, pp.167-174, 2000.3
- 日本建築学会: 1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書 第II編 学校建築, 1997.3
- 高稲宜和, 芳村 学: 鉄筋コンクリート柱の破壊モードの評価に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, No.600, pp.139-146, 2006.2
- 上野裕美子, 芳村 学, 中村孝也: 既存低層鉄筋コンクリート建物の I_s 値と倒壊の関係-診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として-, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.197-204, 2005.1
- 城戸将江, 江崎文也ほか: RC柱曲げ降伏以後の経験部材角と残留変形角との関係, コンクリート工学年次論文集, 第26巻, 第2号, pp.187-192, 2004.7
- 岡田恒男, 関 松太郎: 電算機-アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験 その2 オンライン応答実験-1, 日本建築学会論文報告集, 第279号, pp.77-84, 1979.5

注

- 注1) 古い建物の中には、けた行方向が極めて脆性的なせん断破壊型柱のみで構成されているものが存在しており、過去の地震においては、それらの建物で層崩壊の被害が発生している。そのため本研究では、そのような

建物の崩壊性状を明らかにすることが優先課題であると考え、1種類の脆性的な柱のみからなる場合を検討した。それに対して、複数の鉛直部材からなる建物では、脆性的な柱が軸力保持能力を喪失しても、梁が十分に強ければ周辺の靱性的な柱や耐震壁などに軸力が移動して直ちに崩壊には至らず、本研究で示した崩壊性状とは様相が異なると考えられる。

- 注2) 崩壊間近では水平力が低下してゼロに近づいており、折り返し時から除荷時までには直ちに到達するためその間の変形量が少なく、前者に対する後者の変形の比は、最大水平力直後のそれと比べると大きくなり、1に近づくものと考えられる。ここで、崩壊変形は柱の諸元によって大きく異なるため(図7(a)に示した計15体の試験体では1.28~20.6%), 折り返し時変形・除荷時変形関係と、崩壊に近いのか否かの関連を論じるためには、例えば図7の縦軸、横軸をそれぞれの試験体ごとに崩壊変形で除するなどして、折り返し時変形・除荷時変形を崩壊変形と関連づける必要がある。しかし、図7に示した静的実験では小さい変形(最大2%が多い)で繰り返した後、崩壊するまで片方向に押し切ったものが多いため、崩壊に近い範囲で除荷したデータが少ないのが現状である。そのため本論では、折り返し時変形・除荷時変形と崩壊変形との関係の検討は行わず、第一段階として単純に絶対的な変形量での比較を行った。今後、新たに擬似動的実験を行って崩壊に近い範囲で除荷が生じたり、あるいは静的実験でも崩壊に近い範囲で繰り返すを行う等の実験データが増えたりすれば、崩壊変形との関連を検討することができるようになると考えている。

- 注3) 解析モデルでは原点と第1折れ点までは直線であるが、実験では解析で仮定した第1折れ点以前に剛性が低下するため、この範囲では解析のエネルギー吸収能力が実験よりも大きくなる(図9)。ただし、解析結果に及ぼす影響は、第1折れ点から第2折れ点までの範囲の方が大きいと考えられ、ここでは解析のほうが小さいため、総じて荷重が低下する以前のエネルギー吸収能力は解析のほうが小さいとみなした。

付録 C13-Jに関する追加解析

第4章では、復元力スケルトンの第2折れ点(図8参照)を実験結果の最大水平力点と一致させた解析を行った。しかし、図9(a)に示した試験体C13-Jの実験結果に着目すると、最大水平力の付近で水平力が緩やかに低下する領域があり、上に尖った形状の解析モデルとは異なっている。そこで、付図1に示すように、復元力スケルトンの第2折れ点と第3折れ点を実験結果に適宜合わせて水平力が緩やかに低下する領域を持たせたモデルによる解析を行った。この解析結果と実験の比較を、1層の水平変形時刻歴について付図2に示す。崩壊付近での適合性は悪いものの、図11(a)に示した解析結果(破線の線)と比べると適合性ははるかに上がっている。このように復元力スケルトンの設定方法によって解析の精度を改善する余地が残されているといえる。

付図1 復元力スケルトン(実験と解析の比較, C13-J)