

平成 22 年 5 月 14 日現在

研究種目：若手研究(B)
 研究期間：2007～2009
 課題番号：19760393
 研究課題名（和文）サブストラクチャ擬似動的実験による鉄筋コンクリート建物の
 中間層崩壊に関する研究
 研究課題名（英文）Research on Intermediate-story Collapse of Reinforced Concrete
 Buildings by Pseudo-dynamic Test
 研究代表者
 中村 孝也 (NAKAMURA TAKAYA)
 首都大学東京・都市環境科学研究科・助教
 研究者番号：50305421

研究成果の概要（和文）：1995年兵庫県南部地震において、10階建程度の旧基準RC系建物が中間層崩壊する事例が多く見られた。本研究では、中間層崩壊が生じるときの応答性状を把握することを目的として、サブストラクチャ擬似動的実験により、せん断破壊型RC柱に地震記録を入力して崩壊まで加力する実験を行った。実験変数は、建物層数を9層と3層、柱の横補強筋比を0.25%と0.42%、入力地震動を3種類、とした。主な対象は中間層崩壊する9層建物であり、最下層崩壊する3層建物を比較のために用いた。崩壊層は上から3番目の層とし、その層の構造耐震指標 I_S を0.4程度とした。実験の結果、崩壊層の I_S 値が同じ場合、3層建物の最下層崩壊よりも9層建物の中間層崩壊の方が発生しやすくより危険である、ことなどを明らかにした。

研究成果の概要（英文）：During the 1995 Kobe earthquake, a number of old buildings with around ten stories suffered intermediate-story collapse. In order to reveal the process of intermediate-story collapse, dynamic responses of R/C buildings idealized as represented by a single column line were studied by the substructure pseudo-dynamic test methods. The columns were designed so that shear failure surely might result. Nine and three story buildings were studied. The third story from the top was determined as collapse story (thus the nine story and three story buildings suffered collapse, respectively at the seventh and first stories). And imaginary mass was introduced so that Seismic Capacity Index, I_S prescribed by the Standard for Seismic Evaluation of Existing Buildings of the collapse story might result in about 0.4. Three earthquake records were used as input motions. The most major finding from the study is that the intermediate-story collapse of nine story buildings is easier to occur than the first-story collapse of three story buildings.

交付決定額

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
2007年度	2,400,000	0	2,400,000
2008年度	500,000	150,000	650,000
2009年度	500,000	150,000	650,000
年度			
年度			
総計	3,400,000	300,000	3,700,000

研究分野：工学

科研費の分科・細目：建築学，建築構造・材料

キーワード：鉄筋コンクリート建物，中間層崩壊，擬似動的実験，せん断破壊，構造耐震指標

1. 研究開始当初の背景

1995年兵庫県南部地震では、1981年以前の耐震設計基準（以下、旧基準）によって建設された鉄筋コンクリート（RC）および鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）建物の層崩壊の被害が多発し、特に10階建て程度の建物において、それ以前の地震では見られなかった中間層が完全に崩壊する被害が数多く生じて大きな問題となった。それらと同種の建物は都市圏を中心にして数多く存在しているのであるが、崩壊を防ぐための有効な対策があまり講じられていないのが現状であり、耐震補強を進めて将来の被害を防止することが急務である。

中間層崩壊に対する有効な補強を行うためには、これらの建物の地震時における応答性状を把握し、崩壊要因を明らかにしておくことが非常に重要であるが、それを検討するための動的な実験データが極めて不足しているのが現状である。柱の動的な崩壊過程を検討することができる実験法として擬似動の実験があり、これは層崩壊する脆弱な建物に多く存在するせん断破壊型RC柱のような復元力特性が明らかでない柱の地震時挙動を調査する手段として非常に有効である。しかし、従来せん断破壊型RC柱の擬似動の実験は非常に数が少なく、特に中間層崩壊を対象としたものは皆無である。

本研究は以上のような背景からスタートしたものである。

2. 研究の目的

筆者らは、過去にRC柱の静的な崩壊実験を行って知見を蓄積してきた^{1),2)}。更に、それらの実験結果を用いて、せん断質点系による地震応答解析を行って中間層崩壊の要因を検討した³⁾。それらより、建物が中間層崩壊に至る過程を概略であるが示すことはできたと考えている。しかしながら、参考にした実験が静的加力であるため動的な破壊過程を考慮しておらず、あくまでも概略の提示に止まっているのが現状である。これらの先行研究での成果を生かして更なる発展を遂げるため、本研究では多層建物中のあるひとつの層の柱を実験対象として他の層を解析で処理するサブストラクチャ法による擬似動の実験を実施することとした。主な対象は中間層崩壊する9層建物とし、最下層崩壊する3層建物を比較のために用いた。これにより、中間層崩壊を起こす建物の地震応答性状を実験によって観察し、地震時の柱の崩壊過程を逐一追跡することが可能となる。

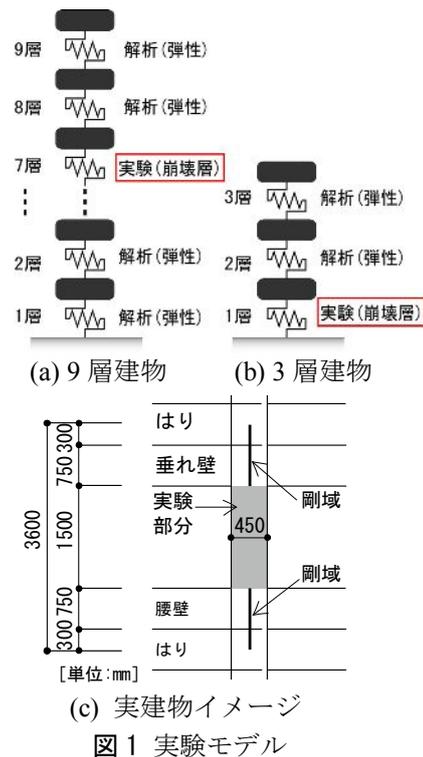
上記の先行研究では主として1971年以前

に建設された古いRC建物を対象として、横補強筋比 $P_w=0.1\%$ 程度の極めて脆弱な柱を実験対象としており、それらの崩壊性状に対する知見はある程度得られたと考えている。しかし、1971年から1981年間の旧基準により建設された建物に対する実験は十分に行われていないため、本研究では、 P_w が比較的大きいせん断破壊型柱を対象とした実験を行った ($P_w=0.25\%, 0.42\%$)。また、先行研究では主として縮小サイズの試験体を用いたが、本研究では実大サイズの試験体を用いることにより、現実に近い実験を行った。

3. 研究の方法

3.1 対象建物

対象建物は、旧基準の中でも1971～1981年に設計された建物とした。解析モデルは図1に示す多質点せん断系モデルとした。各層階高を3,600mm、柱内法高さを1,500mmとした。崩壊層を各建物の上から3層目（9層建物では7層、3層建物では1層）として、これを実験対象とし、他の層は弾性とした。

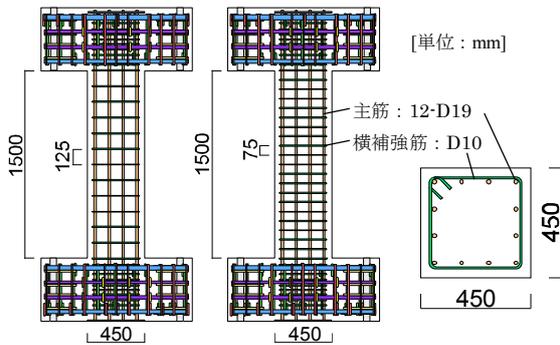


3.2 実験概要

試験体は実大とした8体である。試験体の形状・配筋図を図2に示す。

共通因子 各試験体は柱断面(450×450mm)、内法高さ(1,500mm)、主筋比 $P_g(1.68\% [12-D19])$ を同一とした。主筋にはD19(SD345,

降伏実強度 410N/mm^2 を、横補強筋には $\text{D10}(\text{SD295, 同 } 377\text{N/mm}^2)$ を使用した。コンクリート実強度は 17.9N/mm^2 である。軸力は軸力比 0.18 となる一定軸力とした (後述)。
実験パラメータ 実験パラメータ一覧を表 1 に示す。試験体名は左から順に、層数 (3 層, 9 層)・地震動の頭文字 (後述)・横補強筋比 P_w (0.25% , 0.42%) の違いを表している。 P_w は 1971~1981 年に設計された建物を想定してやや大きめにし、 0.25% および 0.42% とした。



(a) $P_w=0.25\%$ (b) $P_w=0.42\%$ (c) 断面図
 図 2 試験体の形状・配筋図

表 1 実験パラメータ一覧

試験体名	層数	横補強筋比 P_w (%)	地震動
3F25	3	0.25 [2-D10@125]	FKI
9F25	9		FKI
9W25			WAK5, 7 ⁽¹⁾
9E25		ELC	
3F42	3	0.42 [2-D10@75]	FKI
9F42	9		FKI
9W42			WAK5, 7 ⁽¹⁾
9E42	ELC		

(1) 涌谷町波 5 月, 7 月を示す。

崩壊層の構造耐震指標 I_s は 0.4 程度 ($0.41 \sim 0.43$) とした。ここで、 I_s 値は耐震診断基準⁴⁾における第 2 次診断により求めた。各層重量は同一とし、崩壊層の I_s 値に対応する値としての重量 (仮想重量) を求め、これを応答解析におけるせん断系モデルのマスとした。このとき、高さ方向の I_s 値の補正係数として、層せん断力係数の建物高さ分布を表す A_i の逆数を用いた。実験時に載荷する軸力には仮想重量を用いず、全試験体で同一の軸力比 0.18 となる一定軸力とした。これから定まる実験時重量は仮想重量におおむね近い値となっている。軸力比 0.18 の柱の耐力と仮想重量から強度指標 C 値を求めた。いずれの柱も診断基準の上では「せん断柱」に分類され、靱性指標 F 値はすべて 1.0 となった。

1 次固有周期は過去の実験²⁾を参考に、また、梁の変形を考慮して 3 層建物で 0.15s とし、9 層では、その 3 倍の 0.45s とした。

初期剛性は各建物の 1 次固有周期と仮想重量から求めた。ここで、3 層建物では各層の初期剛性を同一とした。9 層建物では、旧基準耐力を基とし、上部 3 層を同一耐力とした耐力分布と同じとした (図 3)。崩壊層の初期剛性は 3 層では $235(\text{kN/mm})$ 、9 層では $60(\text{kN/mm})$ となる。なお、柱のみの初期剛性を計算すると $198(\text{kN/mm})$ となり、9 層では上記の設定値より小さいが、本実験では梁の変形を考慮しているためである。ただし、崩壊層では柱の曲げモーメントが低下する為、梁の変形も小さくなり、この差による影響は少ないと考えられる。

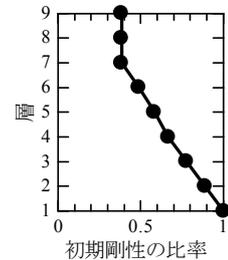


図 3 初期剛性分布 (9 層建物)

3.3 加力概要

入力地震動には図 4 に示す 3 種類を用いた。1 回の入力の継続時間は 14 秒とした。FKI (大阪ガス葺合供給所 N330E 波, 1995 年兵庫県南部地震) では、入力レベルを変化させ、最大速度を $50, 75, 100\text{cm/s}$ 、原波 (132.3cm/s) とし、崩壊するまで連続して加力続ける計画とした。 $P_w=0.25(\%)$ では 50cm/s 、 $P_w=0.42(\%)$ では 75cm/s を最初の地動とした。WAK (涌谷町 EW 波, 2003 年宮城県地震) では、5 月と 7 月の地震動 (それぞれ WAK5, WAK7) を原記録のまま連続して加力し、崩壊しない場合には続けて WAK7 の最大速度を 75cm/s に変更して入力した。ELC (El Centro NS 波, 1940 年 Imperial Valley 地震) では、最大速度を $25, 50\text{cm/s}$ とし、連続して加力した。ここで ELC は、耐震設計でよく用いられる地震動の旧基準建物に対する破壊力を調べるために用いた。

減衰は初期剛性比例型で、減衰定数を 1% とした。地震入力の時間刻みは 0.005s とした。

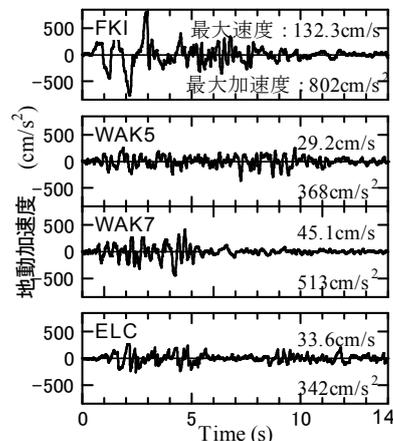


図 4 入力地震動 (原記録)

4. 研究成果

4.1 破壊性状

実験結果の例として9F25と9F42について、水平力-水平変形関係(部材角)と水平変形の時刻歴を図5に、崩壊後の状況を写真1に示す。なお、9F25の地動最大速度50cm/sに対する応答は小さかったため、図5には示さないこととする。ここで、本研究における「崩壊」は柱が軸力保持能力を喪失する現象を示し、「崩壊水平変形」は加力開始から終了時まで得られた最大の水平変形とする。

Pw=0.25%の3F25, 9F25, 9W25, 9E25では、せん断ひび割れ発生と同時に水平力が急激に低下してせん断破壊し、最終的に崩壊した。このうち3F25のみは付着割裂破壊の様相を示した。Pw=0.42%の3F42, 9F42, 9W42, 9E42では、主筋降伏後に曲げ型の挙動を示した後耐力が低下し、最終的には付着割裂破壊の様相を示した。9F42は崩壊したが、3F42, 9W42は水平変形が加力装置の限界(16%)に達したため崩壊せず終了した。なお、9E42は加力途中のトラブルのため水平変形13.5%で加力を終了したが、その時点までは崩壊しなかった。崩壊した5体のうち、9F42のみは繰り返しの途中(最大変形でないところ)で崩壊した。

破壊性状を見ると、9F25, 9W25, 9E25は写真1(a)のように、主に柱中央付近の破壊であり、一方3F25, 3F42, 9F42, 9W42, 9E42は、写真1(b)のように主筋に沿ったひび割れが生じ、柱全長にわたる破壊であった。

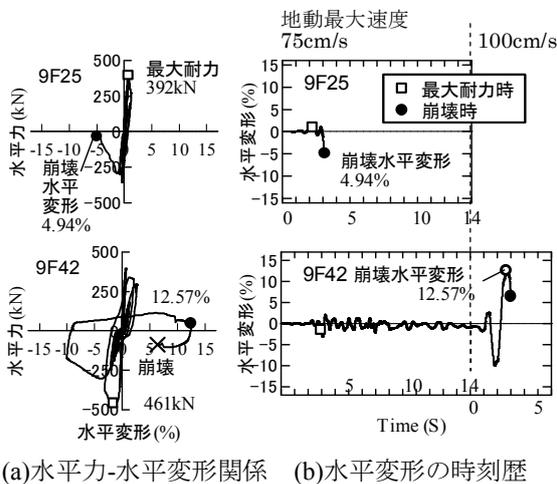


図5 実験結果

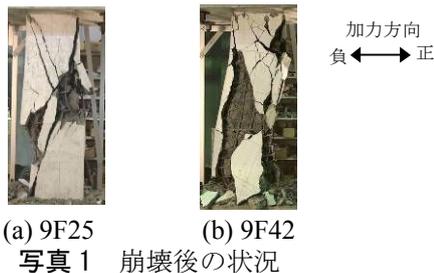


写真1 (a) 9F25 (b) 9F42 崩壊後の状況

4.2 水平力-水平変形関係の包絡線

実験結果の一覧を表2に示す。水平力-水平変形関係の包絡線を、Pw=0.25%とPw=0.42%についてそれぞれ図6に示す。包絡線は正負両側について示し、崩壊あるいは加力を中止した方向を第1象限にして記載した。これは各Pwについて、形状、配筋、軸力比等の諸元が同一の柱に対して、地震動(載荷履歴)が異なる場合を比較することになる。

Pw=0.25%では、最大耐力後の水平変形3%程度までは正側で包絡線は概ね一致したが、3F25のみが他の3体とは崩壊水平変形が大きく異なった。この理由は不明であるが、4.1節で述べたように3F25のみが付着割裂破壊により柱全長にわたって破壊したことが関係していると思われる。

Pw=0.42%では、全4体の破壊モードが付着割裂破壊であり、包絡線は水平変形10%以上の大変形領域まで概ね一致した。ただし、9F42のみが崩壊したのであるが、この理由は不明である。

以上より、Pw=0.25%、Pw=0.42%ともに地震動が異なっても総じて水平力-水平変形関係の包絡線は一致するといえる。

表2 実験結果一覧

試験体名	最大耐力(kN)	崩壊水平変形(%)	崩壊した地動レベル	耐力20%時水平変形(%)
3F25	425	15.97	100 cm/s	7.31
9F25	392	4.94	75 cm/s	4.15
9W25	437	4.09	29.2 cm/s	3.16
9E25	458	6.51	50 cm/s	4.17
3F42	451	16.29 以上	<132.3 cm/s	10.85 [1.48]
9F42	462	12.57	100 cm/s	9.30 [2.24]
9W42	442	16.15 以上	<75 cm/s	8.94 [2.83]
9E42	441	13.5 以上	<50 cm/s	8.85 [2.12]

<>内は実験装置の限界により加力を終了したことを示す。
[]内は同一の層数と地動におけるPw=0.25%に対する0.42%の比。

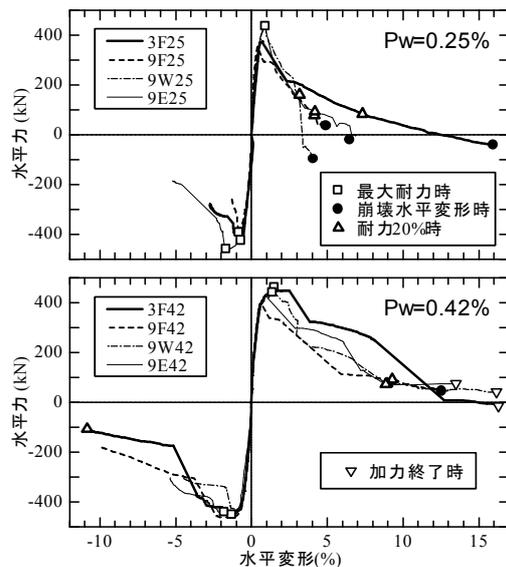


図6 水平力-水平変形関係の包絡線

4.3 崩壊水平変形と耐力 20%時水平変形

Pw=0.42%の3体では、実験装置の限界により崩壊までの加力を行えなかったため、崩壊水平変形を用いて Pw=0.25%と Pw=0.42%を比較することができない。そこで、水平力が最大耐力の 20%まで低下した時点（「耐力 20%時」と定義し（図 6 に△で示す）、そのときの水平変形の値を表 2 に示す。なお、9W25 は水平力が最大耐力の 37%の時点から一気にゼロ付近まで低下したため、水平力が 37%の時点（耐力 20%時）とみなした。

崩壊した 5 体の試験体に対して、崩壊水平変形と耐力 20%時水平変形（図 7）の関係を図 7 に示す。後者に対する前者の比は平均して 1.41 であった。3F25 は平均からやや外れているものの、両者には概ね比例関係があるといえる。また、耐力 20%時と崩壊水平変形時の写真を、9E25 を例として写真 2 に示す。両者の破壊状況は概ね類似していると考えられる。これらより、耐力 20%時水平変形は崩壊水平変形と対応関係があり、耐力 20%時水平変形によって崩壊水平変形を評価できる可能性があるといえる。耐力 20%時水平変形から崩壊水平変形を推定できれば、崩壊まで加力していない過去の多数の実験結果を用いて崩壊性状を検討することができるため、その点で有望である。

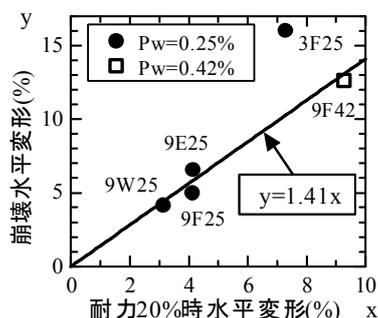


図 7 崩壊水平変形—耐力 20%時水平変形関係



写真 2 破壊状況(9E25)
(a) 耐力 20%時 (b) 崩壊水平変形時

4.4 実験パラメータの影響

4.4.1 層数の違いによる比較

Pw が同じで層数が異なる試験体（3F25 と 9F25, 3F42 と 9F42）を比較する。

最大水平変形の比較：例として、3F25 と 9F25 に最大速度 75cm/s の地震動を入力した場合の、水平変形時刻歴を図 8 に示す。同一の地震動レベルに対して、9 層建物の方が 3 層建物

より最大変形が大きくなり、前者は崩壊したのに対して後者は崩壊しなかった。9 層建物の方が 3 層建物より最大変形が大きくなる傾向は、3F42 と 9F42 でも同様であった。

崩壊した地震動レベルの比較：表 2 より、崩壊した地震動レベルは Pw=0.25%, 0.42%ともに 9 層建物の方が 3 層建物より小さいことがわかる。具体的には、Pw=0.25%に 75cm/s を入力した場合、9F25 では崩壊したが 3F25 では崩壊せず、Pw=0.42%に 100cm/s を入力した場合、9F42 では崩壊したが 3F42 では崩壊しなかった。

以上より、崩壊層の I_s 値が同程度の場合、3 層建物より 9 層建物の方がより危険であることが分かる。これは、層数の多い方が崩壊層への変形集中の度合いが大きくなるため、と考えられる。

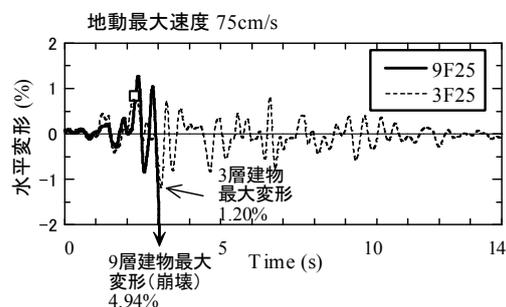


図 8 水平変形の時刻歴

4.4.2 Pw の違いによる比較

層数が同じで Pw が異なる試験体を比較する。ここで、4.3 節の結果により、耐力 20%時水平変形も用いて検討する。

FKI では（3F25 と 3F42, 9F25 と 9F42）、崩壊した地震動レベルは、3 層建物、9 層建物ともに Pw=0.42%の方が Pw=0.25%よりも大きかった。また、耐力 20%時水平変形は、3F42 は 3F25 の 1.48 倍、9F42 は 9F25 の 2.24 倍であった（表 2）。

WAK では、崩壊した地震動レベルは Pw=0.42%の方が Pw=0.25%よりも大きく、29.2cm/s (WAK5 原波) を入力した場合、9W25 では崩壊したが、9W42 では崩壊しなかった。9W42 は続く 45.1cm/s (WAK7 原波) でも崩壊せず、75 cm/s (WAK7) で崩壊した。また、耐力 20%時水平変形は、9W42 は 9W25 の 2.83 倍であった。

ELC では、50cm/s 入力に対して、9E25 は崩壊したが、9E42 は途中で実験装置の限界により加力を終了した。ここで、9E25 は加力開始後約 2.5 秒で崩壊したが、9E42 は約 12 秒まで崩壊せず、Pw=0.42%のほう（粘り）を示した。ただし、9E42 でも加力終了時には激しく破壊しており（写真 3）、本実験のような 9 層の旧基準建物では、設計でよく使用される ELC の 50cm/s の地震動で甚大な被害が生じ

るといえる。また、耐力 20%時水平変形は、9E42 は 9E25 の 2.12 倍であった。



写真3 加力終了時の破壊状況(9E42)

耐力 20%時水平変形の平均は、 $P_w=0.25\%$ で 4.70%、 $P_w=0.42\%$ で 9.49%であり、後者は前者の 2.02 倍であった。 P_w の違いによる差が明確に現れたが、これは、破壊モードが異なったことの影響が大きいと考えられる。

ここで、本実験の柱の靱性指標 F は、診断上は $P_w=0.25\%$ も 0.42% も 1.0 となるのであるが、実際の耐力 20%時水平変形はいずれのケースでも $P_w=0.42\%$ の方が $P_w=0.25\%$ より大きかった。その結果、同じ I_s 値でも $P_w=0.42\%$ の方が $P_w=0.25\%$ よりも大きな地震動レベルで崩壊した。このような矛盾を解決するためには F 値の計算に崩壊水平変形の違いを考慮することが必要と考えられる。

4.5 まとめ

- 1) P_w が同じで層数が異なる場合、同一の地震動に対して 9 層建物のほうが 3 層建物より最大水平変形が大きくなった。また、9 層建物の方が 3 層建物より小さな地震動レベルで崩壊した。これらは崩壊層の I_s 値が同じ場合、3 層建物の最下層崩壊よりも 9 層建物の中間層崩壊の方が発生しやすく、より危険であることを示している。
- 2) 層数が同じで P_w が異なる場合、耐力 20% 時水平変形で比較すると、 $P_w=0.42\%$ は $P_w=0.25\%$ の 2.02 倍であった。その結果、同じ I_s 値でも $P_w=0.42\%$ の方が $P_w=0.25\%$ よりも大きな地震動レベルで崩壊した。診断上は F 値の計算においてこのような違いを無視しているため、 F 値の評価法を改善する余地があるといえる。
- 3) 耐力 20%時水平変形は崩壊水平変形と概ね比例関係にあり、耐力 20%時水平変形を用いて崩壊水平変形を評価できる可能性がある。

参考文献

- 1) 竜 泰之, 中村孝也, 芳村 学: 鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集 第 23 巻 第 3 号, pp. 217-222, 2001
- 2) 中村孝也, 芳村学, 見波進: サブストラクチャ擬似動的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, 日本建築学会構造系論文集,

No. 619, pp. 141-148, 2007

3) 中村孝也, 芳村 学: 兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 556 号, pp. 123-130, 2002

4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, 2001. 10

5. 主な発表論文等

(研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線)

[学会発表] (計 3 件)

- 1) 鹿野直樹, 中村孝也, 芳村学: 擬似動的手法による RC 柱の中間層崩壊実験, 日本地震工学会大会, pp.56-57, 2009 年 11 月 13 日, 国立オリンピック記念青少年総合センター
- 2) 城石和寛, 中村孝也, 芳村 学, 鹿野直樹: 擬似動的手法による RC モデル建物の中間層崩壊実験 その 1・実験概要と実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.245-246, 2009 年 8 月 28 日, 東北学院大学
- 3) 中村孝也, 城石和寛, 芳村 学, 鹿野直樹: 擬似動的手法による RC モデル建物の中間層崩壊実験 その 2 実験結果とその検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.247-248, 2009 年 8 月 28 日, 東北学院大学

6. 研究組織

(1) 研究代表者

中村 孝也 (NAKAMURA TAKAYA)
首都大学東京・都市環境科学研究科・助教
研究者番号: 50305421