

# 降伏メカニズムの異なるPC造高層建物の動的挙動に関する解析的検討

加藤 博人\*1・顧 建華\*2・深澤 協三\*3・岡本 伸\*4

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート(以下、PCと略記)建築物の高層化に向けた研究開発の一環として、筆者らはPC造架構の地震時挙動に着目した実験的研究を行い、11階建てPC造建物の耐震安全性について文献<sup>1)</sup>において検討した。ここでは、実験に使用した梁降伏先行型のプロトタイプ建物に加えて、柱の曲げ降伏を許容する新たな2種類のPC造建物を設定し、プロトタイプ建物を含む3種類の降伏メカニズムの異なる建物の動的挙動について解析的に検討することを目的としている。

本報告では、設定した3種類の建物の概要、ならびに静的、動的解析結果の比較を通して、PC造高層建物の耐震性状に関する基礎的な考察を試みる。

## 2. 解析建物の概要

本報告で検討対象の一つとしたPC造11階建て、高さ45.0mの建物は、地震応答実験に用いた試験体のプロトタイプ建物(以下、Case-1と称する)として設計したものである<sup>1)</sup>。プロトタイプ建物は梁間方向に15.0mスパンが2スパン連続し、桁行方向に7.0mスパンが連続する純ラーメン架構である。階高は基準階で4.0m、1階で5.0mである。梁、柱ともプレキャスト部材を用いた。プロトタイプ建物の耐震設計は、PRESSS指針<sup>2)</sup>で提示された手法に倣い、静的弾塑性フレーム解析を行って設定した設計クライテリア(表-1)を満足することを確認する手法によって行った。本建物のように高さ45mにも達するPC造高層建物を、弾性解析より得られる設計用応力を使って従来の終局強度型設計法で設計した場合、部材断面が過大になりすぎることが予備検討から明らかになったため、PRESSS指針の手法を採用したものである。ちなみに、本プロトタイプ建物の1階柱サイズは1000mm×1000mm、1階の梁せいは1200mmであるが、予備的に行った弾性解析結果に基づく終局強度型設計では、それぞれの断面は1300mm×1300mm、1500mmとなる。

仮定した降伏メカニズムは、梁降伏先行型の全体崩壊型であるが、静的弾塑性フレーム予備解析の結果および加力

実験の結果でも、仮定した降伏メカニズムが実現されていることが確認された。プロトタイプ建物の詳細、および実験結果については文献<sup>1)</sup>を参照されたい。

プロトタイプ建物では梁降伏先行型を保証するため柱の耐力を大きくしており、材料の信頼強度を用いて計算した外柱と梁の曲げ終局強度の比は平均で2.32、最小値は1.66となる。梁降伏先行型を保証するため柱の耐力をどの程度割増しておくのが適当かについて、明確な設計規範が示されているわけではないが、とりあえずPRESSS指針等を参考に設定した結果、上記のような比率となっていた。

一方、スパンの大きなPC造建物では、梁降伏先行型を保証するためには一般に柱断面が過大になり、必ずしも経済的な設計とはならないことは従来指摘されてきたところである。日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」においては、設計用ベースシア係数を大きく設定し、建物高さ方向の強度のばらつきに対する制限や部材のじん性を十分確保することを条件に、ある層において柱頭・柱脚でのヒンジ発生を許容する設計の考え方が提案されている<sup>3)</sup>。このような設計法を実現するためには、柱のヒンジ発生を許容する条件や範囲を明確にする必要があるが、とくに高層建物に対しては地震応答性状に関して十分に検討しておく必要がある。そこで、実際の設計では考えられないものであるが、Case-1の建物の配筋を減らし柱耐力を意図的に低下させた2つの解析ケースを設定し、Case-1と比較することで層降伏を起こす可能性のある建物の地震応答性状について解析的に検討することにした。なお、各解析ケースの周期特性を統一するためCase-2、3の各部材の断面寸法はCase-1と同じとした。

Case-2では、外柱と梁の終局強度比がほぼ1.0となるように外柱の配筋を仮定した。つまり、地震時に柱にも梁と同程度のヒンジ発生の可能性をもつ建物である。仮定した断面の外柱と梁の曲げ終局強度比の平均は1.40、最小値は3階で0.95であった。

Case-3では、さらに外柱の曲げ終局強度を小さくし、梁に対して約2/3程度になるように外柱の配筋を仮定した。外柱と梁の曲げ終局強度比の平均は0.95、最小値は同じく3階で0.60となった。この建物では、柱降伏が先行することが予想され、層崩壊を引き起こす可能性が高く、通常の設計においては用いられない構造特性をもつものである。

内柱はCase-2、3とも同じであり、Case-1の部材耐力の約0.70となるように設定した。各ケースの柱の配筋状況を図-1にまとめる。

表-1 Case-1建物に対する設計クライテリア

ベースシア係数 ( $C_B=Z \cdot R_t \cdot C_0$ )	最大層間変形角	RC梁、および1階 柱脚の塑性率
$C_0=0.20$ 時	1/200以下	1.0以下
$C_0=0.30$ 時	1/100以下	1.0以下
$C_0=0.33$ 以上	1/50時	2.0以下

\*1 Hiroto KATO : 建設省建築研究所 第4研究部実大構造物実験室 主任研究員

\*2 Jianhua GU : (株)日本建設業経営協会 中央技術研究所 研究員

\*3 Kyozo FUKAZAWA : (株)日本建設業経営協会 中央技術研究所 副主任研究員

\*4 Shin OKAMOTO : (株)日本建設業経営協会 中央技術研究所 所長

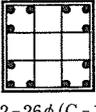
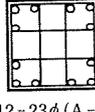
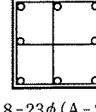
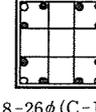
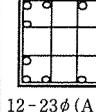
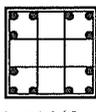
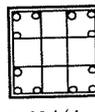
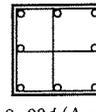
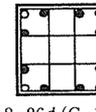
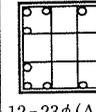
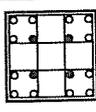
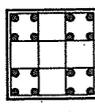
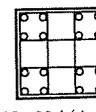
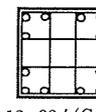
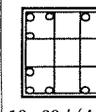
階	断面 (cm)	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	外柱のPC鋼材			内柱のPC鋼材	
			Case-1	Case-2	Case-3	Case-1	Case-2, 3
6~11	100×100	450	 12-26φ (C-1)	 12-23φ (A-2)	 8-23φ (A-2)	 8-26φ (C-1)+ 4-32φ (C-1)	 12-23φ (A-2)
2~5	100×100	600	 12-26φ (C-1)	 12-23φ (A-2)	 8-23φ (A-2)	 8-26φ (C-1)+ 4-32φ (C-1)	 12-23φ (A-2)
1	100×100	600	 12-32φ (C-1)+ 4-26φ (C-1)	 16-26φ (A-2)	 12-23φ (A-2)	 12-32φ (C-1)	 12-23φ (A-2)

図-1 柱断面、およびPC鋼材

標準ベースシア係数  $C_0=0.3$  に相当する  $A_i$  分布外力に対して、弾性解析から得られた梁、柱の設計用曲げモーメントと、Case-1~3の部材の曲げ終局強度の比較を図-2に示す。ここで、部材の曲げ終局強度の計算には材料の信頼強度を用い、文献<sup>4)</sup>に示される計算式によって算定した。ただし、外柱の曲げ終局強度を算定する際には、 $C_0=0.3$  に相当する地震力によって生じる引張軸力の影響を考慮している。

梁では弾性解析から得られる設計用曲げモーメントに比べて部材の曲げ終局強度はかなり小さくなっており、採用した設計法の特徴が現れている。なお、Case-2, 3の梁のPC鋼材量はCase-1と同じとした。Case-2, 3の外柱の曲げ終局強度は、弾性解析結果、ならびにCase-1に比べてかなり小さくなっているのが分かる。

### 3. 静的弾塑性解析

静的弾塑性漸増荷重解析を行い、建物の層間変形、崩壊メカニズム、および部材塑性率について検討した。解析では地震力は  $A_i$  分布とし ( $Z=1.0, R_f=0.95$ )、各階のスラブ位置に漸増荷重として作用させた。部材は線材置換し、材端に剛塑性曲げばねを設定した。部材の履歴復元力特性は、トリ・リニア型とする。部材降伏後の第3勾配は初期剛性の1/1000と仮定した。

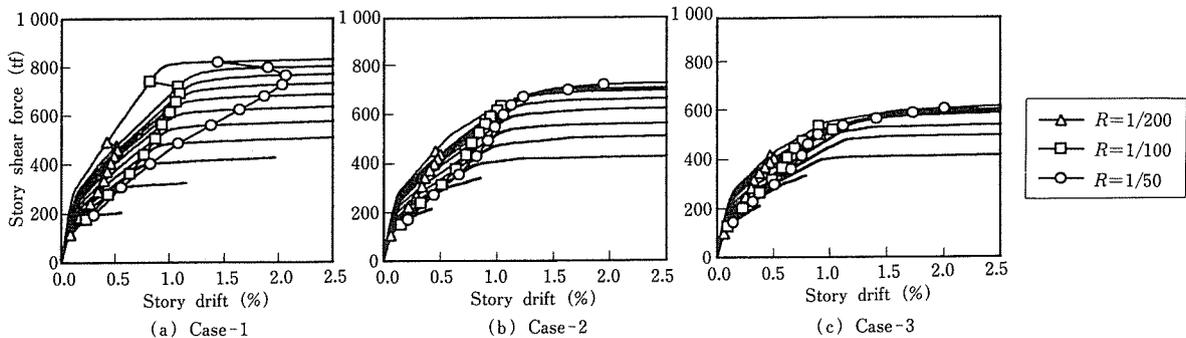


図-3 層間変形角一層せん断力関係 (静的弾塑性解析)

図-3に静的弾塑性解析により得られた層間変形角一層せん断力関係を示す。いずれの解析ケースも初期剛性は同じであるが、柱の配筋を減らしたCase-2, 3の層せん断力はCase-1より小さく、1階でCase-1の約0.88と0.75となっている。また、最大層間変形角1/50時点での各層の変形分布はCase-2, 3では下層部ほど大きくなる傾向を示し、Case-1の結果と明らかな違いを示した。

図-4, 5には、解析より得られた外柱と梁の最大塑性率の分布を示す。最大層間変形角が1/100に達したとき、Case-2では1階柱脚の塑性率は1.86となり、同じくCase-3では2.12となった。また、最大層間変形角が1/50に達したときには、Case-1では梁降伏先行型の降伏メカニズムが実現できてお

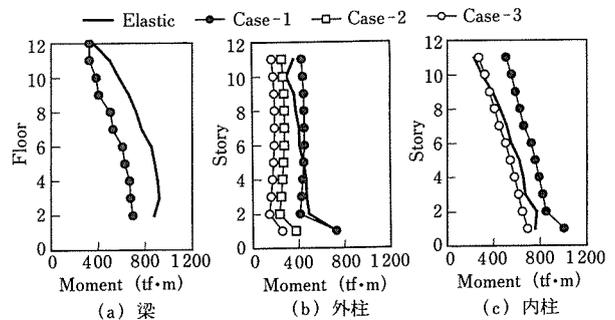


図-2 弾性解析結果と部材曲げ終局強度との比較

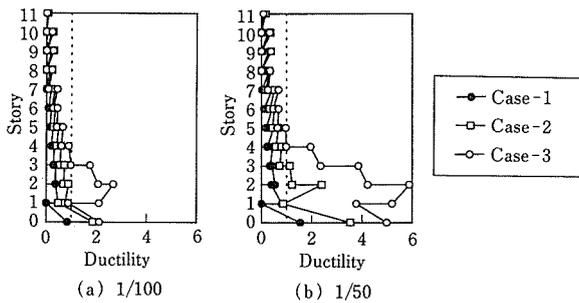


図-4 外柱の塑性率(静的弾塑性解析)

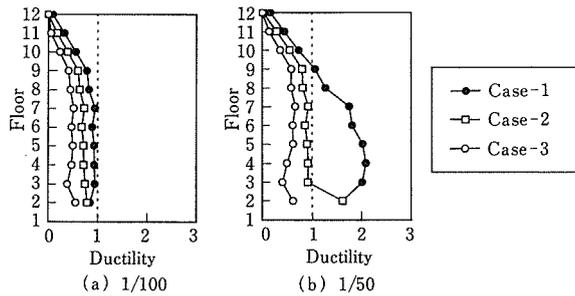


図-5 梁の塑性率(静的弾塑性解析)

り、梁の最大塑性率は2.09となった。Case-2では、外柱と梁で降伏しており、梁の最大塑性率は1.62、外柱の最大塑性率は3.54に達していた。一方、Case-3では、外柱は降伏し非常に大きな塑性率を示したが、梁は降伏に至っていない。

各解析ケースの代表的な層間変形角における標準ベースシア係数を表-2にまとめる。Case-1では表-1に示した設計クライテリアを満足しているが、Case-2, 3では柱の耐力が小さいため、当然の結果としてCase-1に対して設定された設計クライテリアを満たすことはできていない。

#### 4. 地震応答解析

##### 4.1 解析条件

従来、大地震を想定した高層建物の動的挙動の検討に際しては、El Centro NS (1940), Taft EW (1952), Hachinohe EW (1968)などの既往の記録地震波(いわゆる標準3波)の最大速度を50 cm/secに基準化して用いることが慣用的に行われてきた。図-6(a)に示すように、これらの地震波は、いずれも加速度応答スペクトルのピークが0.5秒前後と比較的短周期領域にある。これに対して、兵庫県南部地震(1995)の際にJR鷹取駅で記録された地震波(Kobe TKT)、あるいは兵庫県南部地震で得られたデータを参考にして「大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会」において作成された上町断層系の活動を想定した模擬地震波(Osaka L2)などは、図-6(b)に示すように、加速度応答スペクトルのピークが1.0秒~1.5秒と比較的長周期領域にあり、高層建物の耐震安全性を評価するには極めて厳しい地震波と考えられる。本検討では、それらの地震波を用いて弾塑性地震応答解析を行った。使用した地震記録の最大速度、ならびに加速度の一覧を表-3に示す。ただし、標準3波については最大速度を50 cm/secに基準化して用いた。固有値解析より得られたCase-1~3の弾性1次周期は、いずれも0.99秒である。地震応答解析では、粘性減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数

表-2 静的解析から得られた標準ベースシア係数(C<sub>0</sub>)

	R max		
	1/200	1/100	1/50
Case-1	0.20	0.30	0.33
Case-2	0.18	0.26	0.29
Case-3	0.17	0.22	0.25

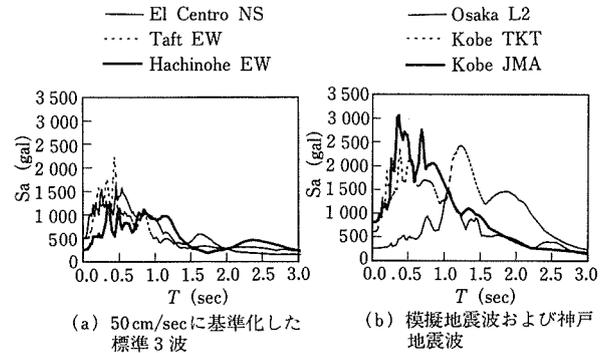


図-6 加速度応答スペクトル(h=3%)

表-3 使用した地震記録

	地震波	略称	最大速度 (cm/sec)	最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	計算時間 (sec)
標準3波	El Centro 1940 NS		33.5	341.7	15.0
	Taft 1952 EW		17.7	175.9	
	Hachinohe 1968 EW		35.8	180.6	
模擬地震波	Osaka L2		62.5	659.2	15.0
兵庫県南部地震	神戸海洋気象台 NS	JMA	91.0	817.8	
	JR鷹取駅 NS	TKT	126.0	605.6	

は1次周期に対して3%を仮定した。数値積分法には、Newmark-β法(β=0.25)を用いた。

##### 4.2 質点系地震応答解析

質点系地震応答解析では、建物を等価せん断ばねをもつ質点系モデルに置換した。等価せん断ばねの履歴特性は原点指向型とし、静的漸増荷重解析により得られた層せん断力-層間変形角関係をトリ・リニア型のスケルトンカーブにモデル化した。なお、降伏後の第3勾配を初期剛性の1/1000と仮定した。

解析結果を図-7に示す。最大速度を50 cm/secに基準化した標準3波では、最大層間変形角はほぼ1/100程度に収まっているものの各解析ケースで層間変形角の分布に違いが見られ、El Centro NSでは4階以下の下層部でCase-2, 3の応答が増大している。Osaka L2でも同様に下層部の応答が大きくなっており、Case-3の最大層間変形角は約1/64となった。最大速度を50 cm/secに基準化した標準3波に対しては柱の耐力を低下させたCase-2, 3でも応答の増大はさほど顕著ではなく、降伏形の違いによる差違は明確でない。

最大速度がそれぞれ91 cm/sec, 126 cm/secである神戸JMA, TKTを用いた解析では、最大層間変形角がかなり大きくなり、とくにTKTの場合、6階以下の層間変形角が増大し、最大約1/20にも達している。これらの2波の入力に対しても入力レベルの増大による影響は見られるものの、解析ケースの違いによる傾向は明確でなく、質点系による解析では、柱の耐力を低下させた影響を的確に表現することは難しい。

### 4.3 フレーム地震応答解析

フレーム地震応答解析では、静的弾塑性解析と同様に梁、柱を線材に置換し、材端に剛塑性曲げばねを設定した。外柱の曲げ終局強度については、2章で示したのと同様に変動軸力の影響を考慮している。部材の履歴復元力特性モデルとしては、PC部材を対象に提案されている履歴モデル<sup>5)</sup>を使用した。入力地震波は最大速度を50cm/secに基準化したHachinohe EWとOsaka L2, 神戸JMAの原波を用いた。

図-8に最大層間変形角応答を示す。Hachinohe EWに対しては、Case-3の2階～3階で最大層間変形角が1/100程度に達し、Osaka L2の場合は同じくCase-3の下層部の応答がCase-1, 2に比べて多少増大している。

神戸JMAに対しては最大層間変形角が、Case-1, 2の場合約1/57, Case-3では約1/41となり、Case-1, 2では中間層の応答が大きくなるのに対して、Case-3では4階以下で変形が集中する傾向が現れており、層間変形角の分布形状に明らかな違いが見られる。

図-9～11に、外柱、内柱と梁の最大塑性率分布をそれぞれ示す。Hachinohe EWやOsaka L2地震波に対しては、Case-2の梁の塑性率はCase-1と大きな違いはなく、最大でも1.15程度に収まっていた。一方、Case-2の外柱の最大塑性率は2.50となるが、内柱では1階の柱脚を除けば降伏に至って

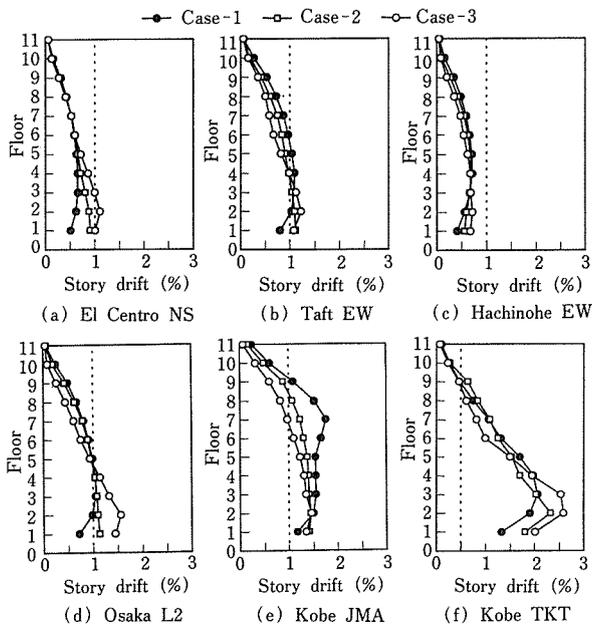


図-7 最大層間変形角 (質点系地震応答解析)

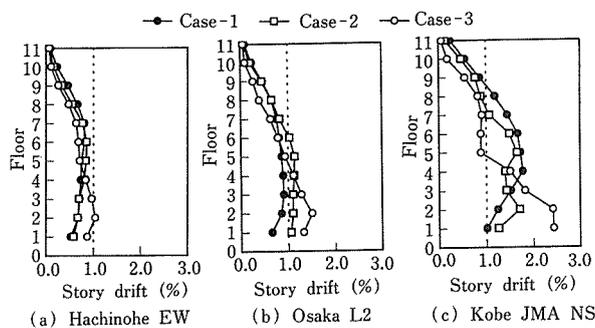


図-8 最大層間変形角 (フレーム地震応答解析)

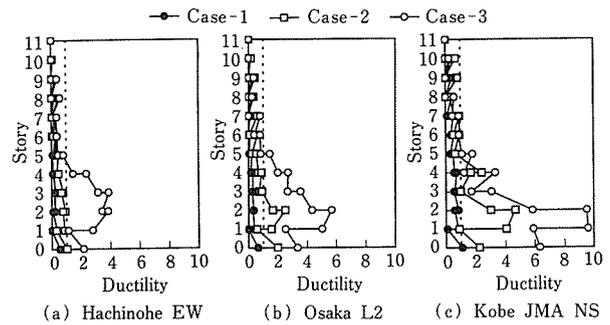


図-9 外柱の塑性率 (フレーム地震応答解析)

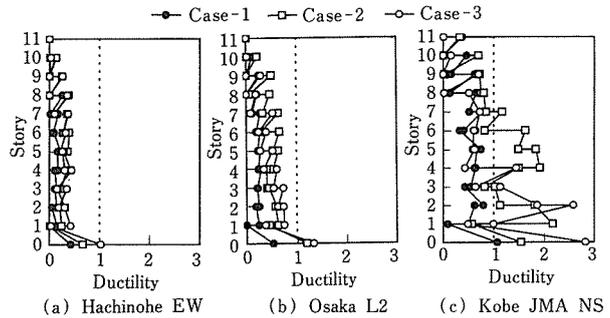


図-10 内柱の塑性率 (フレーム地震応答解析)

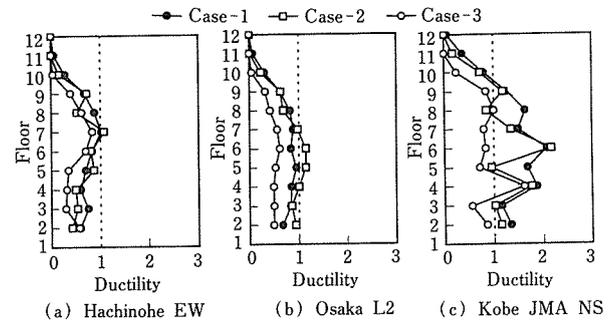


図-11 梁の最大塑性率 (フレーム地震応答解析)

いない。Case-3では4階以下で外柱の塑性率が增大し最大6.0程度まで達するが、逆に梁の塑性率は小さな範囲に留まっていた。Case-3では梁は降伏に至らないが、柱の塑性化が進行して層崩壊に繋がるような変形性状を示す傾向が示されている。

神戸JMAに対しては、Case-1の最大塑性率は梁では2.08, 柱脚では1.09となり、設計クライテリアをほぼ満足していた。一方Case-2, 3では、4階以下の外柱の塑性率が著しく増大する傾向が見られた。

以上の結果をまとめると、Case-1建物は梁降伏先行型という降伏メカニズムが実現できており、設計クライテリアをほぼ満足していた。また、文献<sup>1)</sup>に示された実験結果からも、十分な耐震性能を保持していたことは明らかである。

Case-2建物では、最大速度を50cm/secに基準化した入力地震波、およびOsaka L2に対しては外柱と梁にはヒンジが発生し、一部塑性率が2.0に達する箇所もあるが、内柱は降伏に至っていない。しかし、神戸JMAの場合には、梁や内柱の塑性率が2.0程度に達するほか、外柱の塑性率も大きくなる階が見られた。

Case-3建物では、いずれの地震波に対しても一部の外柱

の塑性率が大きくなり、層崩壊を起こす可能性が高いことが明らかとなった。

## 5. ま と め

本報告では、3種類の降伏メカニズムの異なるPC造建物の弾塑性地震応答解析を行い、層間変形や部材の塑性率について検討した。

Case-1建物は設計クライテリアを十分に満足しており、神戸JMAのような極大地震に対しても、十分にじん性的な挙動が期待できる全体崩壊型が実現できていた。一方、Case-3建物では柱に降伏ヒンジが発生し、柱の塑性率が増大する傾向が明らかで、層崩壊を起こす可能性が高い。

Case-2建物は両者の中間的な性状を示し、入力地震動のレベルが小さい範囲ではCase-1とさほどの違いは見られないが、入力レベルが増大するに従って一部の柱で塑性率が大きくなる傾向が現れており、層崩壊メカニズムとなる可能性を潜在的に含んでいる構造機構と言えよう。

Case-2建物のような柱の耐力をある程度抑えた設計を実現するためには、想定する地震動に対して降伏ヒンジが発生する柱の数や、塑性率をあらかじめ制御することができる設計手法の確立が必要となる。そのためには、柱に許容される塑性率や柱のN-M相互作用を含む部材の弾塑性挙動、あるいは柱の履歴復元力特性が骨組みの弾塑性応答性

状に及ぼす影響などについて、実験的、解析的な資料の整備が必要と思われる。

本報告で得られた知見をもとに、今後これらの点に関して検討を進めていきたい。

## 参 考 文 献

- 1) 加藤, ほか: 準実大PC造架構試験体による耐震性能の検証, プレストレストコンクリート, Vol.41, No.4, pp.22~28, 1999
- 2) 中田: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の現状—PRESSS成果物から—, コンクリート工学, Vol.32, No.5, pp.5~12, 1994
- 3) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.505~581, 1990
- 4) 岡本, ほか: プレキャストプレストレストコンクリート造建物の地震応答性状について, プレストレストコンクリート, Vol.35, No.4, pp.41~52, 1993
- 5) 林, ほか: PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.4, pp.57~67, 1995

## 付 録 PRESSS指針で示された耐震設計法<sup>4)</sup>

耐震設計は、使用限界と終局限界に対して行う。31 m以上の建物に対しては増分骨組み解析を行うことが規定されており、これにより、使用限界設計では標準ベースシア係数0.2のときに最大層間変形角1/200以下であること、同時に部材の非降伏を確認することとしている。終局限界設計では、最大変形角1/100(設計限界変形)のときに必要保有水平耐力の90%以上、最大層間変形角1/50(設計保証変形)のときに必要保有水平耐力を発揮していることを確認することとしている。崩壊型としては、全体崩壊型を想定しており、階ごとの必要保有水平耐力を規定するのではなく、建築物全体の必要保有水平耐力を規定している。

【1999年6月7日受付】