プレストレストコンクリート骨組構造の耐震特性についての一考察

STUDY ON EARTHQUAKE RESISTANCE CHARACTERISTICS
OF PRESTRESSED CONCRETE FRAME STRUCTURES

岸本一蔵*, 吉田哲也**, 池宮 学***, 深野 慶****

中塚 侑*****, 大野義照*****

*Ichizou KISHIMOTO, Tetsuya YOSHIDA, Manabu IKEMIYA,
Kei FUKANO, Tadashi NAKATSUKA and Yoshiteru OHNO*

In order to improve the understanding of earthquake resistance characteristics of prestressed concrete (PC) structures designed by the current design method (route-3a), the following researches had been performed : (1) Determination of earthquake load, dead or live loads and indeterminate force in design. (2) Comparison between ultimate strength of PC beam, strength developed by PC bars in the PC beam section and required strength of beam in design. (3) Comparison between ultimate strength of columns and required strength of column in design. (4) Static elasto-plastic analyses of designed frame. The main result of this study is that equipment of PC bars in beam section is not a factor in over-strength against required strength in design and PC frame structure has the story whose shear strength is lowest of all stories in the structure essentially and this feature is caused by the large dead or live load of the structure.

Keywords: Prestressed concrete frame structure, earthquake resistance characteristics, design bending moment, ultimate strength, analytical investigation
PC フレーム構造、耐震性能、設計用応力、終局曲げ耐力、解析的検討

1. はじめに

現行のプレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造の耐震設計は、保有耐力に基づく設計に代わるものとして終局強度型の設計法が採用される場合が多い。しかしながら、その基本となる耐震特性については解明すべき点が少なく、未だ確立された設計法とはいえない。

一方、現在の建築基準法の改正以後約 16 年が経過し、耐震設計に関する研究も進み、さらに 1995 年の兵庫県南部地震を受けて建築基準法の改訂作業が行われている。その内容は、想定する変形（設計限界等）において所定の耐力を確保することを基本とした性能規定型の設計法へ移行が予見される。これに応じて、日本建築学会では日本建築学会鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説¹⁾を公表している。同案の提案は、変形レベルに応じて建物の保有する耐力および各構造部材の状態が規定されるものであり、設計者の工学的判断が従来以上に要求されるより自由度の高い設計法である。この様な設計法への移行を考える場合、様々な点において現行設計法の考え方がその拠り所となることは十分に考えられ、現行設計法により設計された建物の構造的特性を検討しておくことは非常に重要となる。

PC 構造では、大スパン架構、PC 鋼材の配置という 2 つの特徴が、

建物の特性に大きく影響すると考えられ、耐震性能から見た場合次の点が重要となる。①鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）構造に比べ大きい鉛直荷重時応力、プレストレスト導入に伴い発生する不静定応力。これらが設計をどの様に支配しているのか。② PC 鋼材配置に起因する部材曲げ耐力の昇が、梁のヒンジ形成を前提とした設計を困難にするとされているが、どの様な条件において困難となるのか。③ ①での問題との関連で、柱の部材曲げ耐力の分布がどの様な特徴をもつのか。またその特徴が建物終局時におけるヒンジ発生ヶ所、および崩壊型とどのような関連をもつのか。④ PC 部材の高復元力特性、即ちエネルギー吸収能が小さいという特性は、地震時の建物応答にどのような影響をおよぼすのか。これらの問題のうち④については、層、或いは部材の履歴特性を考慮した地震応答解析を行い、PC 建物の応答性状を RC 建物のそれと比較検討した研究がいくつか発表されている^{2,3)}。これに対し、①～③の問題に関して検討された研究は皆無であり、またその検討方法についても明確な手法も確立されていない。

本論文は、PC 骨組建物の耐震特性に対する基礎資料を得ることを目的に、現行設計法（建設省告示 1320 号 設計ルート 3-a 型）に準拠して試設計した骨組モデルに対し、設計用応力に関する検討、設計用応力と部材の曲げ耐力の比較による検討、静的弾塑性解析結果等から、上記①～③の問題について考察を試みたものである。

* 大阪大学工学部建築工学科 助手・工修
** 大林組東京本店 工修
*** 大阪大学工学部建築工学科 大学院生
**** 大林組本店建築設計第 6 部設計課 課長・博士(工学)
***** 大阪大学工学部建築工学科 助教授・工博
***** 大阪大学工学部建築工学科 教授・工博

Research Assoc. Dept. of Architectural Eng. Fac. of Eng., Univ. of Osaka, M. Eng.
Obayashi Corp., M. Eng.
Graduate Student, Dept. of Architectural Eng. Fac. of Eng., Univ. of Osaka
Manager of Design Section, Design Dept. Obayashi Corp., Dr. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architectural Eng. Fac. of Eng., Univ. of Osaka, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architectural Eng. Fac. of Eng., Univ. of Osaka, Dr. Eng.

2. 試設計モデル

2.1 設計条件

試設計建物は、5層（高さ約20m）、8層（約30m）および12層（約45m^{*1}）で、柱をRC構造、梁をPC構造とした純ブレイム架構の一般事務所ビルとした（図1参照）。スパン長（L）は、15、20、25mの3種類とした。表1に設定したモデル一覧を示す。ここで単スパンモデルを採用した理由は、単スパン構造がPC構造では特殊なものではなく、各層が2本の柱と1本の梁から構成される最も単純な構造形式であるため、モデルの柱・梁断面性能の決定及び架構の基本特性の把握が比較的明瞭であり、一般的なPC構造の基本データを示すものと判断したためである。

モデルを構成する柱・梁の断面寸法は各モデル毎に以下の方針で設定した。PC構造の梁のせいひは、スパン長さの1/15から1/20が一般的とされているが、本研究では筆者らの既往の研究成果⁴⁵⁾に基づいて、スパン長さの約1/17～1/19である900(L=15mモデル)～1300mm(L=25mモデル)を全層について共通とした。梁幅はモデル高さによる応力の大小を考慮して550から700mmの間の値とした。柱については、一般的に柱軸力比及びせん断耐力が骨組構造の耐力を直接支配する要因とされているので、設計用ベースシア係数(以下CBと略記)を0.40、せん断力分布形をAi分布形として求めた設計用せん断力による柱軸力に対して、次の2条件を満足するように断面寸法（正方形断面）を設定した。①柱軸力については、軸方向応力度が0.35F_c(昭56住指発第96号による部材ランクFAに対応)以下とする。②せん断力については、応力割増等を考慮せずに同指針のせん断耐力式にて算定されたせん断耐力を下回る。ここで特にCBを0.40に設定した理由は、CBを0.20とした通常の一次設計用せん断力に対して骨組がその

2.0倍程度の水平耐力を保有することは充分一般的であると考えたためである（一例として8層L=15mモデルの断面寸法を表2に示す）。

主筋およびPC鋼材量を決定するための設計用応力は、建設省告示に従い地震時応力、鉛直荷重（自重＋積載荷重）時応力および不静定応力を考慮した。地震時応力は、建築基準法施行令で規定する地震荷重（CB=0.2とAi分布形）による弾性応力を1.5倍（即ちCB=0.3）としたものとし、固定、積載荷重は一般事務所ビルの建物諸元及び建築基準法施工令に準拠した。不静定応力は、梁のPC鋼材をプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説⁶⁾の付録7：case2のように配置し、梁部材中央位置において断面の最下端の応力が零になる条件よりPC鋼材量を求め、その量を基に文献6の算定規定に従い計算した。施工順序については、各層打ち込み後、所要強度に達した後にプレストレスを導入するものとした。以上、各応力の算定にあたっては、架構の初期剛性に基づいた弾性解析を行った。

使用材料については、コンクリート圧縮強度について柱はFC270、梁はFC360とした。柱の主筋量は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁷⁾の柱の曲げ終局強度の略算式を、また梁の主筋量は、プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説の曲げ破壊耐力の計算の条項をそれぞれ用いて求めた。なお、本研究は柱・梁の終局曲げ耐力（以下曲げ耐力と略記）に関する検討を目的としていることから、設計でのせん断力に対する評価等は行っていない。

2.2 設計用応力の検討

PC建物では、大スパン構造であることに起因して鉛直荷重時応力が大きく、またプレストレス導入に伴う不静定応力が存在することが大きな特徴である。これらの応力は、設計用応力算定に考慮され、断面配筋を決定している。即ちこれらの応力は断面の曲げ耐力、ひいては架構全体の耐震性を間接的に決定している。

本項では、設計用応力算定に考慮されている地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力の大きさの比較、および設計用応力そのものの大きさを検討することにより、設計に対しこれらの応力がどの程度影響しているのかを考察し、後で述べる部材の曲げ耐力余裕度（部材の曲げ耐力の設計用応力に対する比率）分布の検討を行う上での資料とす

図-1 試設計モデル

表-1 試設計モデル一覧

階数 (n)	スパン長 (L)	15m	20m	25m
5階建て		5層L=15m	5層L=20m	5層L=25m
8階建て		8層L=15m	8層L=20m	8層L=25m
12階建て		12層L=15m	12層L=20m	12層L=25m
備考		全モデル共CB=0.30、Ai分布型にて設計		

*1 本来31mを超える建物は設計ルート3aの対象外

図-3 地震時、鉛直荷重時、不静定の各応力の層方向の分布

る。

検討を行う上で、モデルの最上層および最下層の節点では、柱と梁が1対1で接続しており、柱と梁が2対1で接続する一般層とは応力分布が著しく異なるため、本節では文中に特に記述が無い場合は検討の対象とせず、今後の課題としている。

図3は、層数が5、8、12層でL=15mであるモデルの柱について、地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力の層方向の分布状態を、最上層(N層)を起点として柱頭、柱脚別に示したものである。同図によれば、地震時応力は当然のことながら基本的に下層に向かう程増加する。また、不静定応力は柱頭では下層程やや小さくなる傾向を、柱脚ではやや大きくなる傾向を示している。これに対し、鉛直荷重時応力は建物の層数によらず、全ての層でほぼ一定の値を示し、特に柱頭、柱脚でその大きさに殆ど差がないことがわかる。この傾向は他の全てのモデルについて同様であった。それ故、鉛直荷重時応力を基準値(100%)として、各応力の大きさの比較を、比率により検討することとし結果を図4に示す。

図4(a)は、L=15mのモデルを用いて建物層数の影響をみたものである。地震時応力の鉛直荷重時応力に対する比(以下 地震時応力比と呼ぶ)は柱頭、柱脚共に、下層ほど、また層数が多いモデルほど大

図-4 地震時応力、不静定応力の鉛直荷重時応力に対する比率

きい値を示している。同応力比が最も小さくなる5層モデル(◆印)でも、最上層(N層)を除いた全ての層で100%を超えており、地震時応力は鉛直荷重時応力に比べ大きいことが分かる。不静定応力の比は、前述の通り柱頭では下層ほど、柱脚では上層ほど小さく、前者で約80%(N-1層)~60%(N-10層)、後者で約65%(N-9層)~約35%(N-1層)である。

図4(b)は、5層のL=15、20、25mのモデルを用いて、応力比に及ぼすスパン長の影響をみたものである。スパン長が大きくなると各応力の絶対量は増加するが、同図に示すように、スパン長の大きいモデル程、各応力比は小さくなり、相対的に鉛直荷重時応力が他の応力に対して大きくなるのがわかる。例えば、L=15mのモデルでは、最上層を除く全ての層で地震時応力が最も大きい荷重であったのに対し、L=25mのモデルでは、N-1層の柱頭とN-3層の柱頭、柱脚を除いて全ての層で鉛直荷重時応力が最も大きい荷重となっている。また不静定応力比は、全ての層で、L=25mモデルではL=15mモデルの値に対しおよそ半減した値となっている。

以上の各応力を用いて計算した設計用応力(地震時応力+鉛直荷重時応力+不静定応力)、および各モデルにおける設計用軸力(地震時変動柱軸力+鉛直荷重時柱軸力)を図5に示す。同図は、層数が5、8、12層でL=15mであるモデルの柱頭の例であり、図中の引張側(圧縮側)とは、地震時の水平力に対し柱が引張(圧縮)を受ける側を指す。

図5より、引張側の設計用応力の値は、圧縮側の値に比べて全ての層で小さく、両者の差の絶対値は層によらずほぼ一定(検討モデルの場合約50ton-m)であるから、両者の比率(圧縮側の値/引張側の値)は上層部程大きく、逆に低層では小さいことが分かる。設計用軸力は、上層では引張側と圧縮側の差は小さく、これに対し下層では両者の差は大きくなっている。これらの傾向は、柱脚においても、またスパン長が変化する場合でも同様であった。

設計用応力および設計用軸力に関する以上の傾向から、柱部材の曲げ耐力には次のような特徴があると推察される。建物上層部では、圧縮側の設計用応力が大きく、引張・圧縮側の設計用軸力の差が小さい

図-5 柱頭の設計用応力と設計用軸力(L=15mモデル)

ことから、柱の主筋量は圧縮側の条件（設計用応力に対し要求される鉄筋量）で決定され、従って引張側の柱の耐力は設計用応力に対して余裕を生じる。建物下層部では、圧縮側の設計用応力は引張側に比べて大きいものの、両者の差は上層部に比べ相対的に小さく、また圧縮側の設計用軸力が引張側に対し大きな値となる。従って、柱の主筋量は引張側の条件で決定され、圧縮側の柱の耐力は設計用応力に対して余裕を生じる。更に、上層では引張側、下層では圧縮側に、設計用応力に対する余裕があることから、両者の中間に位置するいずれかの層では、引張、圧縮両側共に余裕が小さく、設計用応力（即ち地震時層せん断力）に対し、相対的に弱い層が存在する。

以上に述べた柱耐力に関する傾向は、RC 構造にもあてはまる傾向であるが、鉛直荷重時応力が大きい PC 構造では、これらの傾向がより顕著に現れる事が予想される。後述する 3.3 では、各試設計モデルについて具体的な検討を行う。

3. 部材曲げ耐力の検討

地震時における建物のヒンジ発生箇所や崩壊型は、建物の持つ諸特性だけでなく、地盤条件や地震波特性等様々な条件の影響を受けることは自明である。しかし、基本的かつ最も直接的には、各部材の曲げ耐力が建物内でどのように分布しているかに関わる。

本節では、3.2 項で梁部材について、3.3 項で柱部材について、部材の曲げ耐力を設計用応力と比較することにより、建物のヒンジ発生箇所と崩壊型について検討する。

3.1 試設計モデルの断面と配筋量

2 節で求めた設計用応力を用いて梁・柱の主筋量を決定した。具体的には、設計用応力に対し部材の曲げ耐力がそれを超える最小限の量を主筋量とした。表 2 に 8 層 L=15m モデルについて断面及び配筋一覧を例として示す（鉄筋本数は上述の理由により小数値となっている）。なお、表 2 に示すように、最上層およびその下層における梁主筋については、計算および解析の都合上 RC 梁で採用される最小鉄筋量 ($p_t=0.4\%$) により決定された場合が存在するが、これは以後の検討

表-2 断面及び配筋一覧例 (8層 L=15mモデル)

階	柱断面(上:柱頭・下:柱脚)		梁断面		
	断面形状 BxD(cm)	配筋	断面形状 BxD(cm)	緊張材* (本数)	配筋 ($\gamma=1.0$)
8	70x70	4.8-D29 3.0-D29	55x90	6	3.9-D25**
7	70x70	3.7-D29 2.5-D29	55x90	5	3.9-D25**
6	75x75	3.3-D29 2.8-D29	55x90	5	5.6-D25
5	75x75	4.5-D29 2.4-D29	60x90	5	8.6-D25
4	80x80	4.7-D29 2.9-D29	60x90	5	11.1-D25
3	85x85	4.7-D29 3.3-D29	60x90	5	13.1-D25
2	90x90	4.0-D29 5.1-D29	60x90	5	13.9-D25
1	100x100	1.1-D29 6.6-D29	65x90	5	14.4-D25

* 緊張材: SWPR19 (19本より、21.8mm)、鉄筋: SD35

** 8, 7階の梁鉄筋量は、最小鉄筋比 ($P_t=0.4\%$) で決定

に大きな影響を与えていない。

3.2 PC 梁部材の曲げ耐力と設計用応力との比較

本項では、‘はじめに’で述べた ②の問題「PC 鋼材配置に起因する部材曲げ耐力の上昇が、梁のヒンジ形成を前提とした PC 建物の設計を困難にするとされているが、どのような条件において困難となるのか。」という事について検討する。具体的には、PC 梁部材の曲げ耐力、および PC 鋼材の曲げ耐力への寄与分を設計用応力と比較し、どのような場合に梁部材耐力が設計用応力を大きく上回り、梁ヒンジの形成を前提とした設計が困難となるかを考察する。

図 6(a)、(b)は、梁断面終局時に PC 鋼材部材の曲げ耐力に寄与するモーメント分 (M_{pc} : 計算方法については付録 1 参照) を、設計用応力 ($M_{req.gir}$) で除した値 ($M_{pc}/M_{req.gir}$) と、梁の曲げ耐力 ($M_{u.gir}$) を設計用応力で除した値 (以下この値を梁の耐力余裕度と呼ぶ) を最上層を起点に示している。図 6(a)は各層数の L=15m のモデルについて、(b)はスパン長の影響をみるため 8 層モデルの L=15、20、25m のモデルについての値を示している。

(a) L=15mモデル(建物層数の影響)

(b) 8層モデル(スパン長の影響)

図-6 PC鋼材が発揮するモーメント及び梁の曲げ耐力の設計用応力に対する比率

図 6(a)によれば、 $M_{pc}/M_{req,gir}$ の値は、引張側と圧縮側の違い、層数の違いにより、値の若干の違いはみられるものの、層方向にほぼ同様の分布傾向を示している。即ち、最上層（N 層）では 1 を大きく越える値、N-1 層では 1 程度の値、N-2 層以下では下層程その値は漸減し、各モデル毎にある値に収束する傾向が見られる。次に、梁の耐力余裕度についてみると、N、N-1 層（PC 鋼材が発生するモーメントが設計用応力を上回る層）を除いて、層数、スパン長によらずほぼ 100%となっており、引張側、圧縮側共に大きな耐力余裕度は発生していない。

スパン長の影響を調べた図 6(b)によれば、 $L=15、20、25m$ の各モデルのグラフはほぼ重なっており、スパン長が変化しても、 $M_{pc}/M_{req,gir}$ 、梁の耐力余裕度の値は殆ど変化しないことがわかる。

ヒンジ発生箇所（梁・柱のいずれにヒンジが発生するか）は、梁だけではなく柱を含めた検討が必要であるが、最上層および最上層の直下の層を除けば、PC 鋼材の配置に起因して、梁部材の曲げ耐力が設計用応力を大きく上回ることなく、上記 2 層より下の層では梁ヒンジ形成の可能性があるといえる。

3.3 柱の終局曲げ耐力と設計用応力との比較

本項では、‘はじめに’で述べた ③の問題の前半部分「設計用応力との関連で、柱の部材曲げ耐力の分布がどのような特徴をもつか。」について検討を試みる。具体的には、柱部材の曲げ耐力を設計用応力と比較し、柱の耐力余裕度（曲げ耐力（ $M_{u,col}$ ）を設計用応力（ $M_{req,col}$ ）で除した値）が建物内でどのような分布となっているかを検討する。

図 7(a)、(b)は、柱の耐力余裕度（ $M_{u,col}/M_{req,col}$ ）を最上層（N 層）を起点に引張側、圧縮側別に示したものであり、図 7(a)は各層数の $L=15m$ のモデルについて、(b)はスパン長の影響をみるため 8 層モデルの $L=15、20、25m$ のモデルについての値を示している。

図 7(a)によれば、柱の耐力余裕度は、建物高さによらず、引張側で N-3 層以下、圧縮側で N-2 層以上の層で 100%となっており、引張側と圧縮側の耐力余裕度の大小関係は N-2、N-3 層（図中斜線の層）を境に逆転している。また、同層は他層と比べると引張側、圧縮側共に耐力余裕度の小さい層（以下 弱層と呼ぶ）であることが分かる。これは、2.2 設計用応力の検討で述べた、‘上層では引張側、下層では圧縮側に設計用応力に対する余裕があり、両者の中間に位置するいずれかの層では、引張、圧縮両側共に余裕が小さく、設計用応力に対し、相対的に弱い層が存在する’ことを具体的に示している。

スパン長の影響を調べた図 7(b)より、スパン長が大きくなるほど弱層は下層へ移動していることが分かる（ $L=25m$ のモデルでは N-4、N-5 層（図中斜線の層））。これは、スパン長が大きくなると、鉛直荷重時応力の影響が他の応力に対し相対的に大きくなることに起因している。

4. 静的弾塑性解析による検討

本節では、3 節での部材の耐力余裕度から検討した PC 骨組構造の特徴を試設計モデルの静的弾塑性解析結果と比較し、 A_i 分布型で規定される地震荷重条件下でのヒンジ発生箇所および崩壊型について考察する。

4.1 解析条件および仮定

解析モデルの架構形状、断面寸法、および配筋量は試設計された値をそのまま用いて断面剛性及び部材耐力を設定した。

PC 梁及び RC 柱は、部材端部に材端バネを持ち、それ以外の中央部分は弾性材であると仮定するモデルに置換した。PC 梁の材端バネは、降伏ヒンジの長さを岡本の提案⁸⁾による塑性ヒンジの等価長さに等しいと仮定し、ひびわれ及び降伏による剛性低下を考慮したトリリニア型曲げモーメント-曲率関係から曲げモーメント-回転角関係を設定した。この際、ひびわれ、および鉄筋降伏時のモーメントおよび曲率は平面保持を仮定した断面解析より求めた。又、RC 柱の材端バネの曲げモーメント-回転角関係は、断面内を 9 分割して鉄筋とコンクリートの応力度-歪度の弾塑性関係を直接評価するマルチスプリングモデルを用いて設定した。同モデルにより、柱の曲げモーメント-軸力相関関係を考慮することが出来る。

荷重は 2.2 に示す試設計用荷重をすべて考慮した。鉛直荷重及びプレストレスによる不静定応力は初期荷重として、地震時荷重は、試設計に用いた設計層せん断力（ A_i 分布）を基準に、比例倍の水平漸増荷重とした。

4.2 解析結果

(a) $L=15m$ モデル（建物層数の影響）

(b) 8層モデル（スパン長の影響）

図-7 柱の耐力余裕度

静的弾塑性解析より得られた結果を 8 層 $L=15\text{m}$ モデルと、層数が異なるモデルとして 12 層 $L=15\text{m}$ モデル、スパン長が異なるモデルとして 8 層 $L=25\text{m}$ モデルについて図 8 に示す。同図は、層せん断力-層間変形（以下 $Q-\delta$ と略記）関係および崩壊機構形成時のヒンジ発生状況図である。

図 8 の $Q-\delta$ 関係によると、崩壊機構形成時を含むいずれの時点においても、解析における同一ステップで最も変形が大きい層は、3 節で示した弱層（設計用応力に対し部材の曲げ耐力の余裕が相対的に最も低い層）にほぼ一致している。具体的に見ると、8 層 $L=15\text{m}$ モデルでは N-3 層、12 層 $L=15\text{m}$ モデルでは N-4 層、8 層 $L=25\text{m}$ モデルでは N-5 層である。

また、同図のヒンジ発生状況図より、いずれのモデルでもヒンジの発生箇所は部材断面の曲げ耐力余裕度の小さい箇所であることがわかる。例えば 8 層 $L=15\text{m}$ モデルの場合、図 7(a)より、柱では N-2～N-3 層を境にして上層では圧縮側、下層では引張側の柱の耐力余裕度が 100%（即ち曲げ耐力が設計上要求される耐力とほぼ一致している状態）となっており、これらの柱頭、柱脚でヒンジが発生している。また、梁部材については、上層では引張側、下層では圧縮側にヒンジが発生している。柱・梁共に耐力余裕度の大きい最上層（N 層）では、柱・梁共にヒンジは発生していない。

また、いずれのモデルにおいても、崩壊機構は、最も耐力余裕の低い層を最下層として形成しており、引張側の柱の耐力余裕度が大きくなる同層以下の層を含む形で崩壊機構を形成する可能性は小さいといえる。

5. まとめ

PC 骨組建物の耐震性に関する基本的な構造特性を把握するために、1 スパンの PC フレームモデルを現行設計法（建設省告示 1320 号 設計ルート 3-a 型）に準拠して試設計し、設計用応力（鉛直荷重時応力、不静定応力、地震時応力）の大きさについての検討、設計用応力と試設計建物の部材曲げ耐力との比較、および静的弾塑性解析を行い、以下の知見を得た。

1) 設計用応力を構成する地震時応力、鉛直荷重時応力、不静定応力のそれぞれの割合の傾向を示した。スパン長 15m のモデルでは地震時応力が設計用応力に対して支配的であるが、スパン長が大きくなると鉛直荷重時応力が相対的に大きくなり、スパン長 25m のモデルで 5 層以下の建物では地震時応力と同等以上の値となる。不静定応力の大きさは、建物の層数によらず各層でほぼ同程度の値であり、鉛直荷重時応

図-8 層せん断力-層間変位関係及びヒンジ発生状況図

力に対しスパン長 15m モデルの柱頭で約 60～80%、柱脚で約 35～65% であった。スパン長 25m のモデルでは柱頭、柱脚共に 15m モデルの値の約半分であった。

2) スパン長、層数によらず PC 鋼材の配置により梁部材の曲げ耐力が設計用応力を上回る箇所は、最上層およびその直下の層のみであり、これらの層を除けば梁ヒンジ形成の可能性があることを示した。

3) 柱の曲げ耐力に着目して層のせん断耐力をみた場合、設計層せん断力に対する余裕度が最も小さくなる層（弱層）が存在することを明らかにした。弱層は、スパン長が大きい建物程低層に現れる。

4) 静的弾塑性解析により、上記の弱層は、同一解析ステップで最も変形の大きな層となること、柱頭、柱脚共にヒンジが形成される可能性の高いこと、それに起因して同層を含む形で崩壊機構を形成することを示した。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、1997年7月
- 2) 深野慶、中塚侑、岸本一蔵、鈴木計夫:「低層PC構造の設計用ベースシア係数の検討」日本建築学会構造系論文報告集、No.490、pp.197-206、1996年12月
- 3) 西山峰広、渡辺史夫、六車熙:「PC、PPC及びRC骨組の地震応答性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15 No.2、pp.1125-1130、1993年
- 4) 深野慶、岸本一蔵、中塚侑、鈴木計夫:「終局強度型設計法による試設計PCフレーム構造の耐震性能について」、構造工学論文集、VOL.40B、PP.335-344、1994年3月

5) 深野慶、岸本一蔵、中塚侑、鈴木計夫:「PC骨組構造の一次固有周期と終局強度型設計用ベースシア係数について」、構造工学論文集、VOL.41B、PP.477-484、1995年3月

6) 日本建築学会:「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」、1993年

7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1981年

8) 岡本 伸:「プレストレストコンクリート造骨組架構の耐震性能に関する基礎的研究」京都大学学位請求論文、1986年

<付録1>

$$M_{pc} = T_{py} \cdot (d_{pc} - xn)$$

$$\text{ただし、} xn = \frac{T_{py} + T_{ry} - C_{ry}}{0.8 \cdot b \cdot F_c}$$

ここで、 T_{py} : PC 鋼材降伏時応力、 d_{pc} : PC 鋼材位置、 xn : 中立軸位置、 T_{ry} : 引張鉄筋降伏時応力、 C_{ry} : 圧縮鉄筋降伏時応力、 b : 梁幅、 F_c : プレインコンクリートの圧縮強度

(1998年1月10日原稿受理、1998年4月2日採用決定)