

論文

[2219] 単スパン PC フレーム構造の耐震性能に関する解析的研究

岸本一蔵*1 深野 慶*2 中塚 侑*3 鈴木計夫*4

1. はじめに

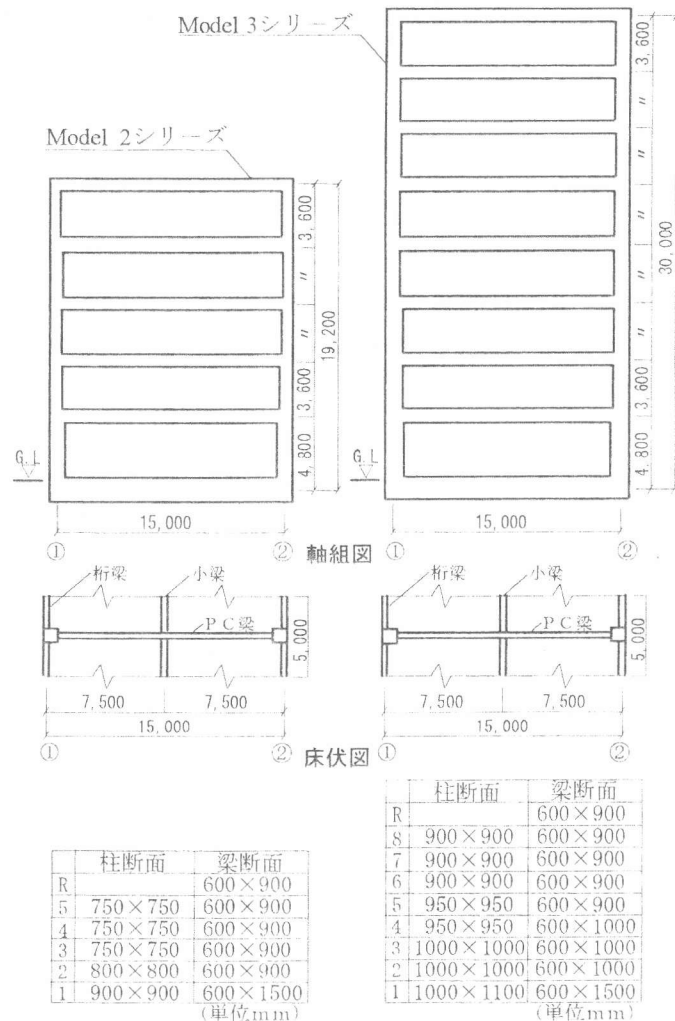
プレストレストコンクリート構造(以下PC構造と略記)の耐震設計では、『strong column-weak beam機構』を確実に実現(梁降伏を保証)する事が極めて困難なときがある。このような場合に対する一つの耐震設計法の案として、すべての層が潜在的に柱頭及び柱脚部ヒンジの発生による崩壊層となりうる『一般靱性骨組み建物』の考え方を取り入れた『保有水平耐力に基づいたPC建物の終局強度型耐震設計』[1](以下設計法案と略記)が提案されている。しかしながら、設計法案に準拠して設計された建物が、どのような耐震性能をもち大地震時にどのような応答性状を示すのか等については未だ十分明確にされていないのが現状である。

本論文は、設計法案に準拠して実務的に試設計された『単スパンPC骨組』が、どのような耐震性能を有しているかを、静的弾塑性応力解析及び動的弾塑性応答解析等から検討したものである。

2. 建物試設計

2.1 試設計建物の設定

試設計建物は、図2-1に示すような、高さ19.2m(5階建て)と30.0m(8階建て)の一般事務所ビルとし、構造形式はRC柱及びスパン15mのPC梁から構成される1スパンラーメン構造(桁行方向負担幅5m)とした。なお、以下においては高さ19.2mの建物をModel 2シリーズ、30.0mの建物をModel 3シリーズと呼ぶ。試設計では、柱梁の曲げ降伏ヒンジに関する検討を主体とするのでせん断力に対する設計及び評価は行わず、また、設計法案で要求されている『剛性率の考慮に加えて高さ方向の層強度分布の制限』等の諸項目は考慮していない。



柱・梁断面寸法 (B*D)

図2-1 解析モデル及び梁・柱断面寸法

- *1 大阪大学助手 工学部建築工学科、 工修 (正会員)
- *2 (株)大林組本店建築設計第8部課長代理 工修 (正会員)
- *3 大阪大学講師 工学部建築工学科、 工博 (正会員)
- *3 大阪大学教授 工学部建築工学科、 工博 (正会員)

表2-1 試設計建物

モデル 建物高さ		タイプ	目的	設計条件		柱梁断面	柱の最小引張鉄筋比 P t (%)	梁の最小引張鉄筋比 P t (%)
19.2m	30.0m			設計ベースシア係数	外力分布形			
200	300	基本モデル	CB=0.385で、A i分布による一般靱性型	0.385	A i分布	タイプ300と共通	0.40	0.40
201	301	ルート3 a型	CB=0.300で、設計ルート3 aに対応させたもので、柱の最小鉄筋比P tをパラメータに設定	0.300				0.40
202	302							0.20
203	303	梁降伏型	CB=0.385で、A i分布による梁降伏型の検討用	0.385				—

表2-1は試設計建物モデルの概要であるが、柱・梁の断面寸法は、各シリーズの基準モデルであるModel 200とModel 300において決定された断面(図2-1中に記載)と同じとした。使用コンクリートは、RC柱でFc210、PC梁部でFc350とし、鉄筋はSD345とした。

2.2 試設計用荷重条件および終局強度による断面設計

試設計用の荷重には、固定、積載、プレストレス及び地震荷重のすべてを考慮し、部材断面の弾性剛性(初期剛性)に基づいた線形応力解析から、各荷重時の応力を算定した。なお、プレストレス荷重とは、長期荷重等に対して設計された大梁の必要プレストレス量に基づく不静定力を示す。設計用地震荷重には、設計用ベースシア係数CB(以下CBと略記)として、設計法案に示される『一般靱性骨組み建物』のCB=0.385、昭和58建告第1320号に示されている設計ルート3 aに対応したCB=0.300を用いている。また、高さ方向の設計層せん断力分布形はAi分布(昭55建告第1793号第3)とした。

以上で求めた設計用応力、及び部材の曲げ終局強度設計式(RC造部分は文献2、PC造部分は文献3による)を用いて、柱・梁の断面設計をした。

3. 静的弾塑性応力解析による検討

3.1 解析モデル及び荷重条件の設定

PC梁及びRC柱は、部材端部が材端バネ、中央部分が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[3]による塑性ヒンジの等価長さに等しいと仮定し、トリリニア型の曲げモーメント-曲率関係から曲げモーメント-回転角関係を設定した。又、RC柱の材端バネの曲げモーメント-回転角関係は、柱せい(D)に等しい塑性ヒンジ等価長さを仮定し、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-軸力相関関係を直接考慮することが出来る。

解析にあたっては、固定、積載、及びプレストレス荷重を初期荷重とした。地震時水平荷重は、試設計に用いた設計用せん断力(Ai分布一定)を基準に、比例倍の漸増荷重とした。

3.2 解析結果

図3-1は、試設計建物の柱・梁の「設計用曲げ応力(M)に対する断面曲げ耐力(Mu)の比」の高さ方向の分布状態、図3-2、図3-3、図3-4は、それぞれ静的弾塑性解析による層せん断力-層間変位関係(以下P-δ関係と略記)、最終崩壊型、及び設計時CB値と崩壊時CBとの比較を示している。

(1) 基本モデル(Model 200,300)についての比較

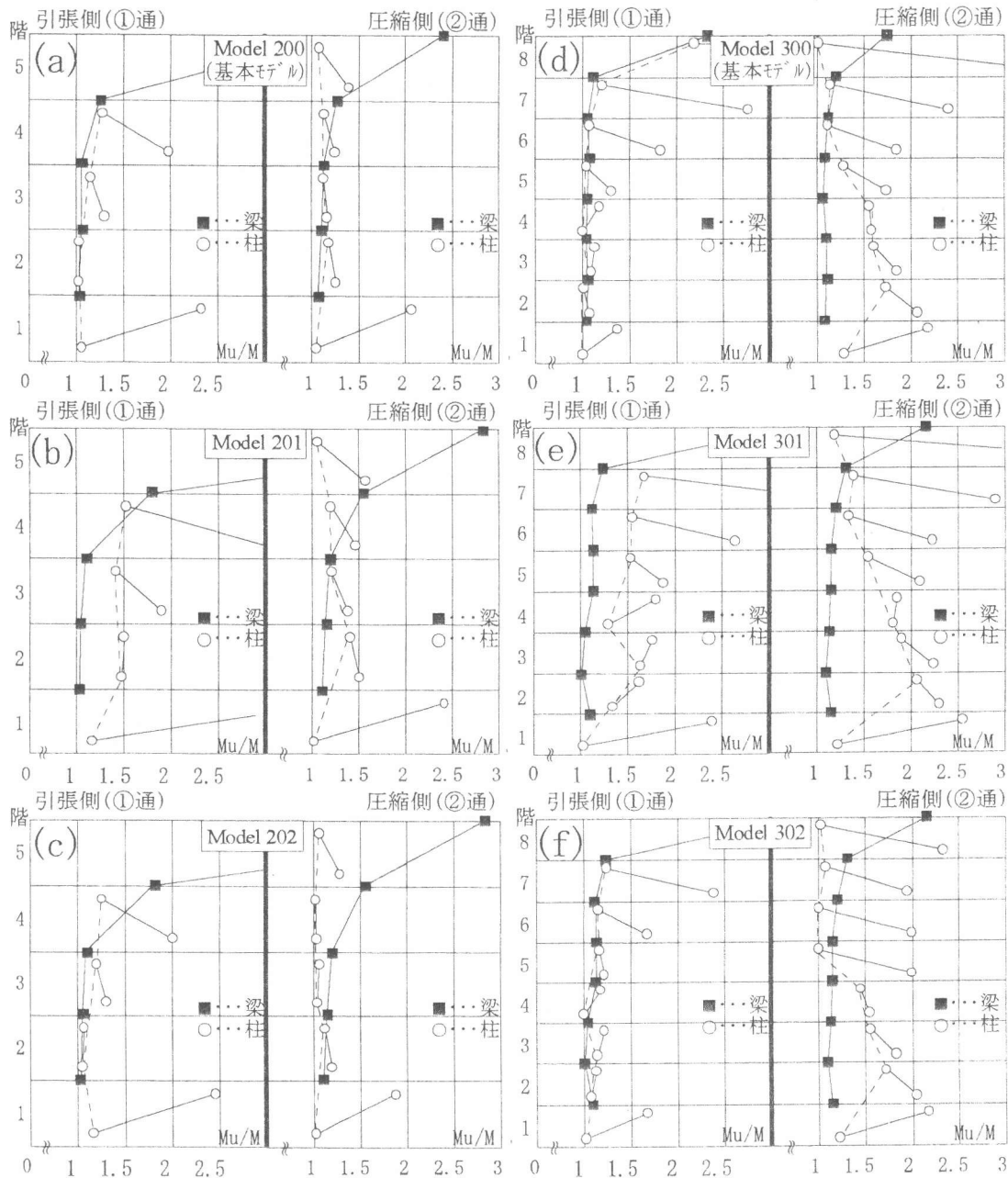


図3-1 設計用曲げ応力(M)と断面終局耐力(Mu)の比

Model 200と300は高さが異なるModel 2および3シリーズのそれぞれ基本モデルであるが、柱耐力の余裕度(M/Mu)、P-δ関係、及び崩壊時のヒンジ発生状況には大きな違いが見られた。図3-1(a), (d)に見られるように、Model 200では、引張、圧縮の両側での柱耐力余裕度は、ほぼ等しく、かつ高くても1.25程度の値となっている。これに対し、Model 300では、引張側の柱耐力余裕度は1.1程度の値であるが、圧縮側では1.5を超える比較的大きな値となっている。これは、柱断面の鉄筋量が引張側の応力状態で決定され、一方、圧縮側では曲げ耐力が軸力の影響を受けて大きくなった事に起因している。崩壊機構形成時のヒンジ状況を示す、図3-3(a), (d)によれば、Model 200,300の崩壊型はそれぞれ第2層、第6層の層崩壊であったが、前者では4階梁の一箇所を除いて、全てのヒンジは柱に形成された。これに対し、後者では耐力余裕度が高い圧縮側の中低層の柱にはヒンジは殆ど形成されず、圧縮側の梁端にヒンジを生ずるものであった。また図3-2(a), (d)によれば、Model 300の崩壊時のδ値は最大6.1cm(第4層)と、Model 200の値(最大3.4cm、第2層)よりも大きい値となった。設計用CBに対する崩壊時CBの上昇率を示す図3-4によれ

ば、Model 200では2.6%、Model 300では6.6%の上昇を示して、柱の曲げ耐力余裕度の傾向が反映されている。

(2) 設計用CBが異なる場合 (Model 201, 202, 301, 302) についての比較

設計用CBが0.300で、柱の最小引張鉄筋比が0.2%であるModel 202および302の耐力余裕度は図3-1(c), (f)に示されるように、基本モデルで示された値と同程度であった。従って、図3-2(c), (f)ならびに3-3(c), (f)から分かるように、Model 202では柱ヒンジが多く発生して第2層で層崩壊を起こす崩壊機構となり、またModel 302では、2~5層で構成される部分的な梁降伏型の崩壊型を形成するものであった。崩壊時の最大層間変位は5.1cm: (Model 202 2.75cm)となり(図3-2)、また両者の崩壊時のCBの設計時のCBに対する上昇率はModel 302で9.4%、Model 202で0.7%であった(図3-4参照)。

次に設計CBが0.300で、柱の最小引張鉄筋量が0.4%で、柱断面の鉄筋量が最小鉄筋量により決定された断面が多いModel 201, 301について比較する。図3-1(b), (e)によれば、柱の耐力余裕度は前者では引張側で1.5程度、圧縮側で1.25~1.5程度、一方後者では引張側で1.5程度、圧縮側で1.5~2.0程度の大きな値を示している。従って、これらのモデルの崩壊機構は、最上階2層を除

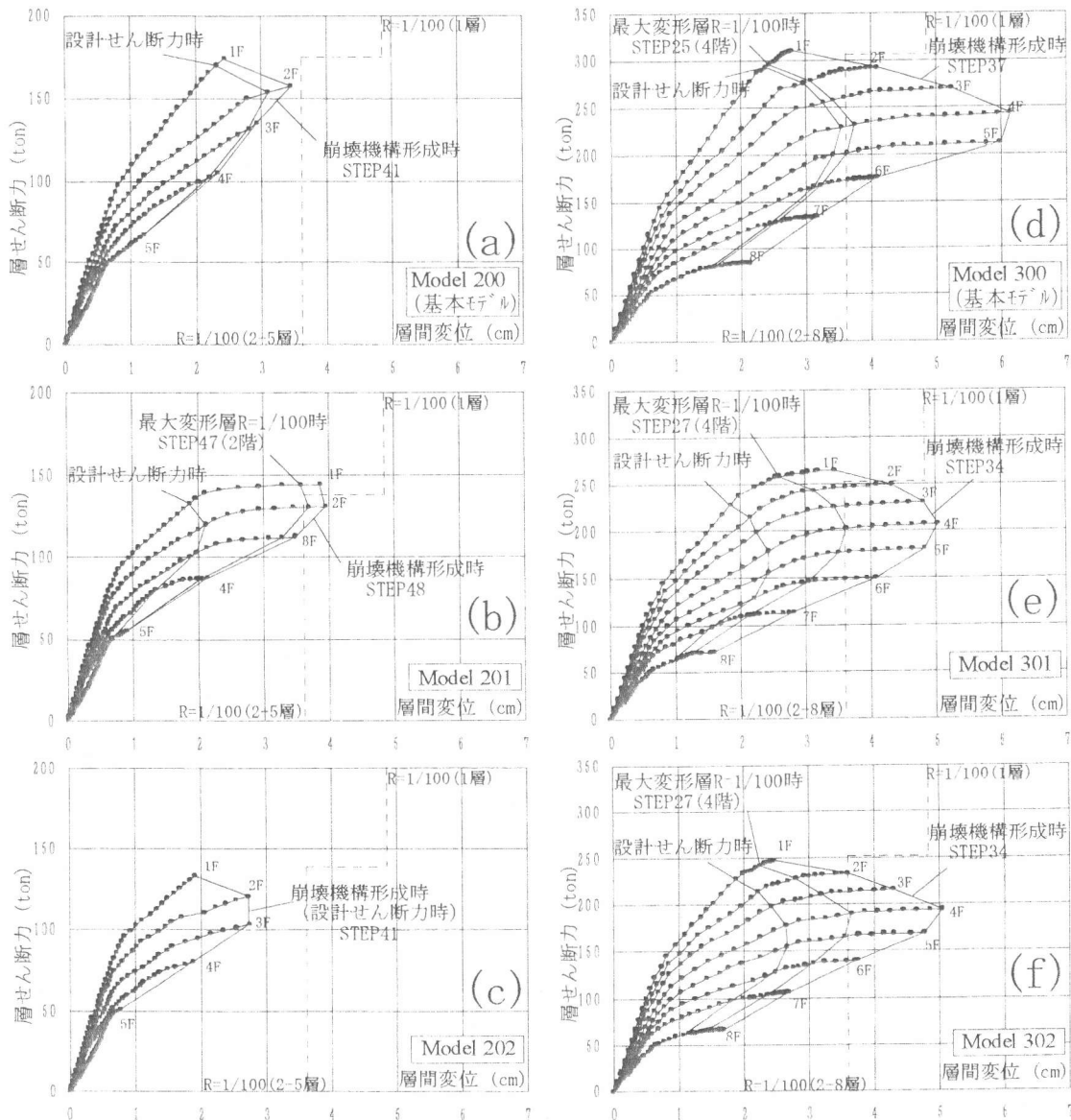


図3-2 層せん断力-層間変位関係図

く部分的な層崩壊となり、また、崩壊時CB値の設計時CBに対する上昇率は、Model 201では9.0%、Model 301では16.9%の高い値を示した(図3-4参照)。

4. 動的弾塑性応答解析による検討

4.1 解析方法

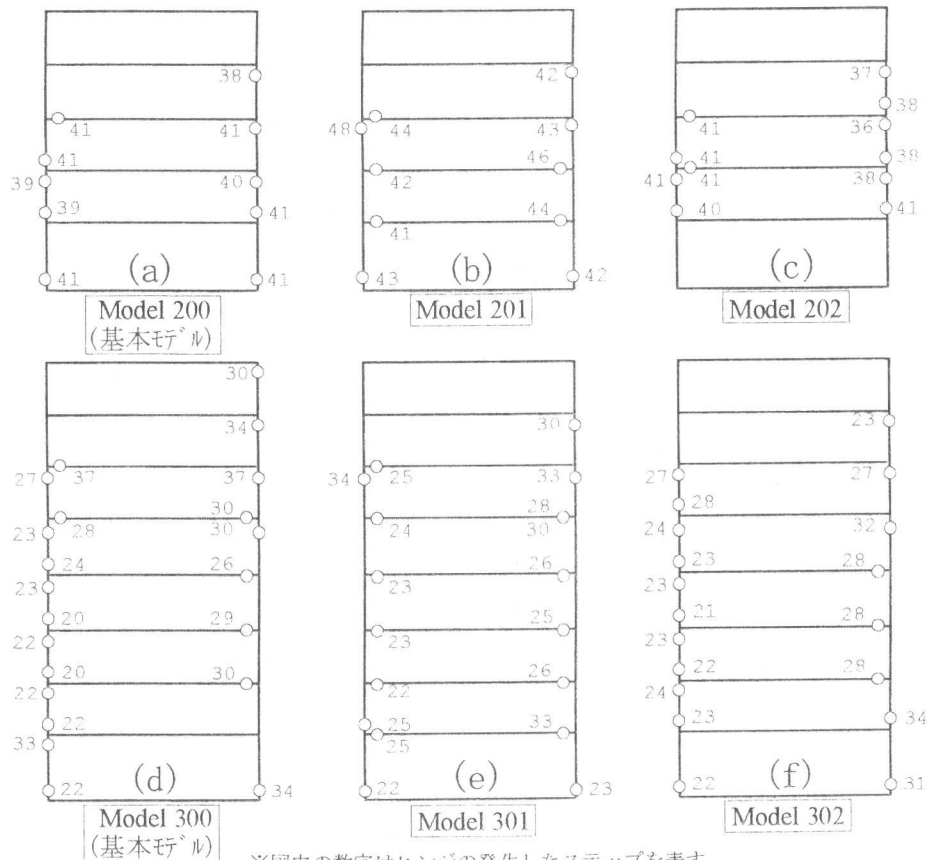
試設計建物を、基礎固定、5及び8質点の等価せん断型に置換し、時刻歴弾塑性応答解析を行った。各層の復元力特性のうち、スケルトンカーブ

には図3-2のP- δ 関係をトリリニア型に近似したものを、履歴法則についてはTAKEDAモデルを用いた。減衰条件は、振動数比例型の内部粘性減衰(減衰定数3%)とした。入力地震波には、標準5波(建築センター波、速度換算50cm/s入力)を用いた。解析に用いた手法は、Newmarkの β 法で解析時間刻みは0.005秒とした。なお本解析では、Model 3シリーズのModel 300,301を対象とした。

4.2 解析結果

図4-1に応答解析結果を示す。なお、同図中には、各モデルの静的弾塑性解析における設計せん断力時の各値を一点鎖線で、梁降伏型のモデル(Model 303)の最大応答値の包絡線を-□-で示している。同図によれば最大応答せん断力は、Model 300では設計せん断力が最大応答層せん断力をおおよそ包絡するものの、

Model 301のモデルでは、数種の地震波に対する応答値が設計せん断力を上廻っている。最大応答層間変位は、Model 300,301で5階においてそれぞれ最大値3.45および3.19cmを示したが、層間変形角は全層において1/100以下であった。最大応答層塑性率は両モデルで1.0程度の値であった。



※図中の数字はヒンジの発生したステップを表す

図3-3 崩壊機構形成時のヒンジ状況図

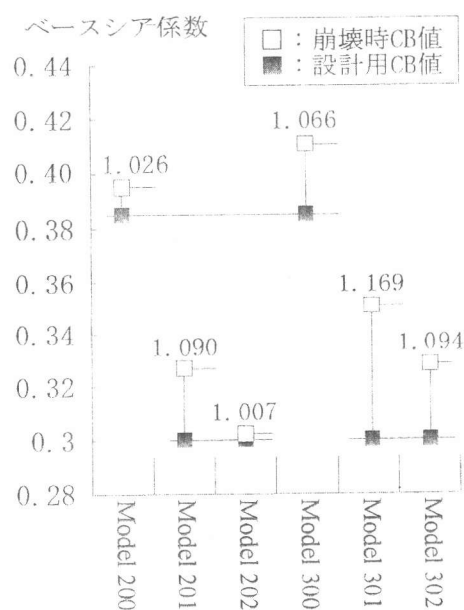


図3-4 ベースシア係数の比較

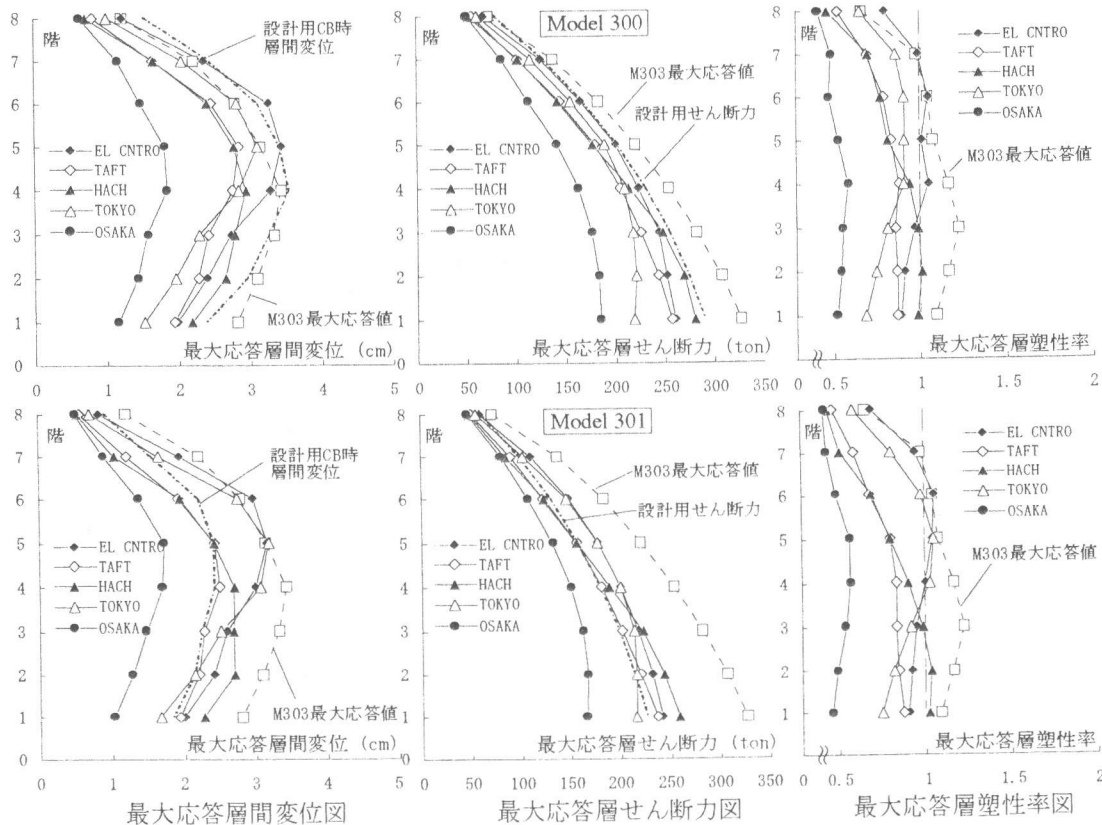


図4-1 動的応答解析結果

5. まとめ

① Model 3シリーズでは、基本的に、柱断面の配筋が引張側の応力状態で決定される傾向があるので、圧縮側柱断面の耐力の設計用応力に対する余裕度は見かけ上大きくなる。それ故、引張側の柱ヒンジの形成が直接層崩壊に結びつくことはなかった。これに対し、Model 2シリーズでは、引張、圧縮の両側の耐力余裕度はほぼ等しく、かつその値が1.0に近い値となるため、耐力余裕度の低い層が崩壊層となった。(図3-1, 3-3参照)

② 圧縮側の柱耐力余裕度が大きいModel 3シリーズでは、設計用CBに対する崩壊時のCBの値の上昇率は、設計条件が同じであるModel 2シリーズに比べて高くなった(図3-4参照)。

③ 質点系動的弾塑性解析によれば、Model 300,301では、最大応答層間変位は1/100以下、最大応答層塑性率は1.0程度の値となった。(図4-1参照)

【謝辞】 なお、この研究を進めるにあたり大阪大学大学院生の岩本浩樹君、大林組本店建築設計第7部の藤井正則氏に多大な協力を得たことをここに記して感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、1991
- 3) 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」、1987
- 4) 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」 京都大学博士論文集、1986