

高層PCaPC建物の設計検討法について

(株)ピー・エス建築技術部 ○正会員 大迫一徳
 同 上 正会員 浜田公也
 同 上 正会員 傅 金華
 同 上 正会員 林 三雄

1. はじめに

建物高さが31mを超える高層PCに対する研究は1970年代後半より始まり、場所打ち造であったが9階建の大学棟が建設されるなど、一定の進展をみる事ができた。しかし、その後は建物高さが60mを超える高層RCの発展に比べ、PCの高層化が大きく停滞することとなった。これは、高層PCの検討に必要なPC部材或いは架構の基礎的な構造諸特性が十分に解明されていなかったこと、およびPCは一般に大スパン或いは大荷重を支える梁部材に適した構造と認識されていたことによる。さらに、地震時の応答変形に大きな影響を与える部材の荷重-変形関係における履歴エネルギーの消費がRCに比べて小さいことも高層PCの研究が進まなかった大きな要因と云える。このため、著者らは1986年、PC部材の履歴エネルギーの消費を高めるために、PC梁に鉄骨を組み入れたPSRC(Prestressed Steel-framed Reinforced Concrete)部材の実験的研究を行った。その結果、PC部材に曲げ耐力比で約30%に相当する鉄骨を配置すればRCに匹敵する安定した履歴エネルギーの消費が得られることが解った。しかし、比較的高コストのPCに鉄骨を組み入れることは、経済性の面から一般に受け入れられる構造には成り得なかった。

そこで、プレキャスト(PCa)PCによる高層建物を実現するために、1989年より1991年に亘りPPCからPCに至る履歴復元力特性、高強度横補強筋による部材のせん断性状およびPC圧着接合部の構造特性に関する実験的研究を行った。これら一連の実験的研究結果と既に確立されていたRCの諸特性を参考に、PC特有の履歴復元力特性を作成し、1995年に当協会誌に発表、提案した履歴特性モデルによるPCおよびRC架構における地震応答性状の違いを検証した。また、1998年にはPC柱の設計検討法を実験的研究より把握、建物高さが60mを超える高層PCの建設を目指したが諸般の事情から実現には至らなかった。結果として、高層PCの実現は今世紀に持ち越すこととなったが、10年余に渡り研究を進めてきた高層PCの設計検討法について、2000年6月1日、改正された超高層建築物に対する建築基準法・同施行令および建設省告示第1461号に準じて報告する。

2. 設計法の概要

建物高さが60mを超える高層PCに対する設計検討法は確立されていない。このため、高層PCの検討に際しては、他のコンクリート構造、即ち高層RCで行われている設計検討法を参考にPC特有の構造特性を考慮することが妥当な方法と考えられる。また、2000年6月1日、改正された建築基準法・同施行令では高さが60mを超える建築物は超高層建築物と位置づけられ、超高層建築物の安全性を確認するための基準が建告第1461号で定められた。従来実施されていた高層RCの検討法を参考に、この数年、実施してきた幾つかの高層PC架構の検討例を、改正令および建告1461で定められる超高層建築物に対する検討基準に準じて報告する。

ただし、常時荷重に対する設計は、従来の低層型PCと比べ特に基本的な変化がないため、ここでは省略して耐震検討のみを中心に記述する。

2.1 改正令による超高層建築物の特例

2000年6月1日に改正された令第81条の2(超高層建築物の特例)および建告1461(超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件)で高さが60mを超える超高層建築物に対する構造検討基準が初めて定められた。"改正令81条の2"の内容は、次の通りである。

★改正令第81条の2(超高層建築物の特例):超高層建築物の構造計算は、建築物の構造方法、振動の性状に応じて、荷重及び外力によって建築物の各部分に生ずる力及び変形を連続的に把握することにより、建築物が構造耐力上安全であることを確かめることができるものとして建設大臣が定める基準に従った構造計算によらなければならない。

★改正前令第81条の2(高さが60mを超える建築物の特例):高さが60mを超える建築物の構造計算は建設大臣が当該建築物について構造耐力上安全であることが確かめることができると認める構造計算によらなければならない。上記より、

令81条の2 改正前後における大きな変化は、改正前:"建設大臣が認める構造計算"より改正後:"建設大臣が定める基準に従った構造計算"と定められたことである。この建設大臣が定める基準が建告1461に示されている。

2.2 設計検討用地震動

建告1461(超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件)の内容は、常時荷重、積雪荷重、風荷重、および地震動に対する各基準が定められている。ここでは、主に定められた使用地震動に対する記述を行うことにする。地震動の規模は、①稀に発生する地震動、および②極めて稀に発生する地震動の2種類で、それぞれ建物の損傷限界および安全限界を確かめるよう定められている。

地震動は、何れも工学的基盤(解放工学的基盤を指し、せん断波速度で400m/s以上の基盤)における加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=5\%$)で定められている。このため、建物の基礎より加速度波を入力する場合、表層地盤の特性による影響を適切に考慮する必要がある。また、地震動の継続時間は60秒以上で必要な地震動数波を用意することと規定され、一般に4波以上の波が用意される。

一方、建物の建設地周辺における断層、推定される震源からの距離、その他地震動に対する影響および建築物への効果を適切に考慮して定める場合、応答スペクトルに従った地震動を用いる必要はない。

これら検討用地震動に対する規定は、新たに令80条の2(免震構造)で定められた免震構造に対する検討用地震動も同じで、さらに令81条第二号(限界耐力計算)で規定される応答地震力(応答加速度)についても、同等である。従って、高さが60m以下の建物で限界耐力計算による応答加速度および建物の応答変位は、同建物を建告1461で規定される地震動による時刻歴応答解析の結果と比較すれば、高次モードによる僅かな応答を除き、概ね一致することを意味する。

また、改正令および告示1461で超高層建築物に対する検討基準が示される前は、一般に次の4項目に渡る手順で超高層建築物の安全性が確認されていた。

1)耐震設計用せん断力は、数波の中小地震動を表すレベル1地震動(最大速度で25cm/sに規準化された波)を用いた地震応答解析による最大応答せん断力を包絡する分布形とせん断力とする。また、数波の地震波は、一般に短周期成分を有するEI Centro NS 1940、中周期を有するTaft EW 1952、長周期を持つHachinohe NS 1968の標準3記録に、建設地を表す波を加えた計4波で検討された。

2)予備応答解析で決まった設計用せん断力を用いて許容応力度設計または非線形漸増荷重解析で、全ての部材が許容応力度以内で、且つ、最大層間変形角が1/200以内であることを確認する。

3)非線形漸増荷重解析で設計用せん断力の1.5倍の外力に対して最大層間変形角が1/100以内、および計画した架構の降伏機構(梁降伏先行型)が形成されていること確認する。さらに、レベル2地震動において予測される外力の重心位置における変形エネルギーの2倍に達するまで漸増荷重し、その時点において各部材に作用する力および変形に対してじん性設計を行う。(部材のせん断破壊と架構の崩壊防止)

4)数波のレベル1およびレベル2地震動による地震応答解析を実施し、レベル1に対しては全ての部材が許容応力度以内で最大層間変形角が1/200以内、およびレベル2に対しては最大層間変形角が1/100以内で計画した架構の降伏機構(梁降伏先行型)が形成されていることの確認で、実施されていた。

表-1に、建告1461で規定される加速度応答スペクトルを示し、図-1に規定される加速度応答スペクトルに概ね一致する代表的な4地震動の加速度応答スペクトルを示す。

表-1 加速度応答スペクトル(告示1461)

周期(sec)	加速度応答スペクトル(m/sec ²)	
	稀に発生する地震動	極めて稀に発生する地震動
$T < 0.16$	$(0.64 + 6T)Z$	$(3.2 + 30T)Z$
$0.16 \leq T < 0.64$	1.6Z	8.0Z
$0.64 \leq T$	$(1.024/T)Z$	$(5.12/T)Z$

極めて稀に発生する地震動に対する加速度応答は、稀に発生する地震動に対する加速度応答の5倍と定められている。Tは、建物の1次周期を表す。
Zは、令88条第1項に規定する地域係数。

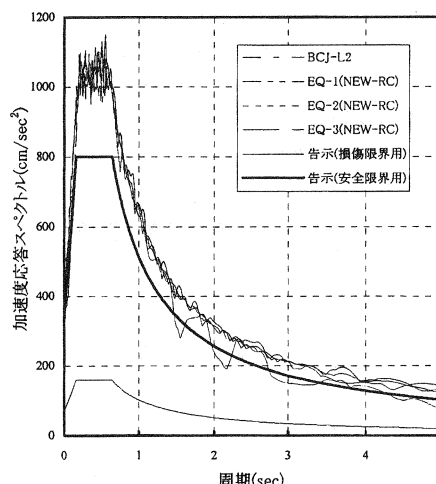


図-1 代表的4地震波の加速度応答スペクトル

3. 設計検討

前項では、令および告示で定められる超高層建物に対する設計法の概要を示した。ここでは、計画した超高層PCa PC建物の設計例を参考に検討法を記述する。表-2に、その計画手順を示す。

表-2 超高層PCの計画手順

構造検討	計画の要点	PC部材の特性
1.基本計画	<ul style="list-style-type: none"> 許容部材断面と平面計画検討。 柱の分担面積は100m²以下。 完全な全体崩壊形が必要。(柱の変形能力が小さい) 大型スラブの計画に注意を要する。 	<ul style="list-style-type: none"> 曲げ耐力は同一RC断面の2倍強に設定。 コンクリート強度は約2倍を要する。(ただし、100N/mm²以下) 鋼材は許容される最高強度品を使用。(極力鋼材量を少なくする)
2.予備応答解析	<ul style="list-style-type: none"> レベル1 或いは安全限界検討用地震動の約1/2程度。 設計用せん断力の約 1.5倍の安全限界検討用せん断力を各梁に曲げ耐力として付与 梁の曲げ終局時の1.5~1.7倍相当の曲げ耐力を柱に付与。 	<ul style="list-style-type: none"> 履歴特性モデルは非線形弾性とする。 内部粘性減衰は、5%程度考慮。(材料の持つ内部粘性減衰3%と降伏前のエネルギー消費による等価減衰定数2%を見込み計5%とする) 柱数が少ない上、高耐力の付与で降伏後急激な耐力低下をしやすい。
3.非線形漸増載荷解析	<ul style="list-style-type: none"> 設計用せん断力或いは損傷限界耐力に相当するせん断力の1.2 倍以上まで部材が終局耐力に達しないことを確認 	<ul style="list-style-type: none"> PC鋼材およびコンクリートの弾性限界耐力の確認。 PC部材の曲げ弾性限耐力は終局耐力の約84%で1/1.2=83.3%。
	<ul style="list-style-type: none"> 最大層間変形1/100,外力の重心位置の変形1/110 以内で設計用せん断力の 1.5倍を確保。 安全限界応答時相当の外力の重心位置における変形エネルギーの2倍に相当する変形まで漸増載荷して靱性確保。 	<ul style="list-style-type: none"> 安全限界検討用地震動に対する最大応答を層間変形角で1/100, 1次モードの刺激関数1.0の位置の変形で1/110以下を目標とする。 制振部材或いは装置(ダンパ)を有効に利用する。
4.時刻歴応答解析	<ul style="list-style-type: none"> 損傷限界検討用地震動による時刻歴応答解析。 	<ul style="list-style-type: none"> 各部材の応答力が損傷限界耐力以下。(部材塑性率で0.8以下) 最大層間変形角1/200以下。
	<ul style="list-style-type: none"> 安全限界検討用地震動による時刻歴応答解析。 	<ul style="list-style-type: none"> 各部材の応答力が安全限界耐力以下。(部材塑性率で4以下,局部θで2%以下) 最大層間変形角で1/100以下程度。

3.1 検討建物の概要

検討建物は、高さが73.2m, 地上23階の超高層PCaPC建物である。建物用途は共同住宅で、各階の高さは1階で5m, 2階から23階まで各3.1mである。平面計画は、長辺方向が6スパン39.1m, 短辺方向が1スパン16.6mの版状建物である。図-2に、建物の平面および軸組を示す。

3.2 断面仮定と使用材料

各部材の断面寸法(b×D)は、柱梁とも1階から最上階まで同一の断面とし、柱:950mm×1200mm, および2階梁からR階梁まで600mm×1000mmとした。ただし、1階基礎梁の寸法は700mm×1500mmとした。PC柱のコンクリート強度は、1階から8階を80N/mm², 9階から16階まで70N/mm², および17階以上を60N/mm²とした。PC梁の強度は、全て60N/mm²とした。使用PC鋼材は、柱をSBPR1080/1230および梁はSWPR7Bとした。

4. 非線形漸増載荷解析による検討

非線形漸増載荷解析による耐震検討は、安全限界検討用地震動の半分の地震動による予備応答解析の結果を上回る層せん断力分布係数を用いて漸増載荷解析を実施し、その結果より建物の構造性能を確認する。確認する性能クライテリアは、令82条の6 (限界耐力計算)の規定および建告146 1に準じて設定した。ただし、建物の保有水平耐力は、現行の関連指針で規定される設計用ベースシア係数の割増率1.5を用いて確認することとする。

4.1 検討方針

建物の非線形漸増載荷解析による検討方針を、次の通りとした。

- 1)外力の層せん断力分布は、建物の安全限界変形時における1次周期を考慮した分布形とする。
- 2)架構の解析は、建物全体を対象に直交フレームの影響を考慮した平面フレームモデルとする。
- 3)各層に作用させる静的な地震外力は、 $C_b=0.15$ 以上とする。
- 4)架構の崩壊機構は、梁降伏先行型とする。
- 5)常時荷重による応力は、材端の不静定応力が終局耐力の30%以下の場合には省略する。

静的解析の結果に対し、設定した性能クライテリアを表-3に示す。

4.2 設計用せん断力

非線形漸増載荷解析に用いる設計用せん断力および層せん断力分布は、 A_i モードと安全限界検討用地震動による予備応答解析の結果を比較して逆三角形モードに10%頂部載荷とした。また、建物の安全限界変形時における1次等価周期 $T_e=3.46$ 秒および2種地盤を想定して $C_b=0.15$ と仮定した。

4.3 非線形漸増載荷解析

建物の解析モデルは、各フレームを剛な床で繋ぎ剛床仮定が成立するものとした。部材の解析モデルは、線材置換による材端剛塑性性バネモデルとし、その復元力特性をコンクリートの曲げび割れおよび引張PC鋼材の降伏を折れ点とするトリニア型とした。解析に用いる部材の初期剛性 K_e 、降伏時の剛性低下率 α_y 、曲げび割れ耐力 M_c および曲げ終局耐力 M_u の各式は文献¹⁾より下記の通りとした。ただし、柱の耐力はプレストレスと変動軸力を考慮したACI方式とする。

$$K_e = L [L^2 / (3E_c \cdot I_c) + \kappa / (G_c \cdot A_c)]$$

$$\alpha_y = [0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.325(N+P_c) / (b \cdot D \cdot F_c)] \cdot (d/D)^2$$

$$M_c = [\sigma_{cb} + (N+P_c) / A_c] \cdot Z_c$$

$$M_u = A_{ps} \cdot f_{py} (1 - 0.5q) d + 0.5(D - q \cdot d) N$$

表-3 目標性能クライテリア

ベースシア係数 (C_b)	最大層間変形角 (Radian)	PC梁 (塑性率)	1階PC柱脚 (塑性率)
0.10	1/200以下	0.8以下	—
0.12	—	1.0以下	1.0未満
0.15	1/100以下	4.0以下	1.0以下
0.15以上	1/100時点	保有水平耐力($R=1/100$)	

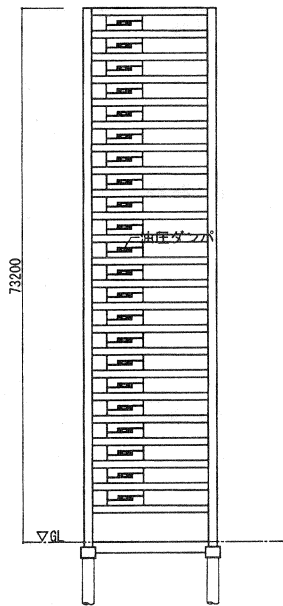
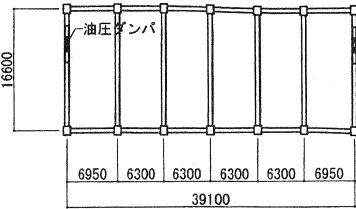


図-2 平面および軸組

表-4 解析結果

ベースシア係数	最大層間変形角		梁の塑性率		柱脚の塑性率	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
0.10	1/263	1/187	0.512	0.498	—	—
0.12	1/194	1/138	0.712	0.704	0.263	0.290
0.15	1/138	1/98	1.027	1.028	0.431	0.450

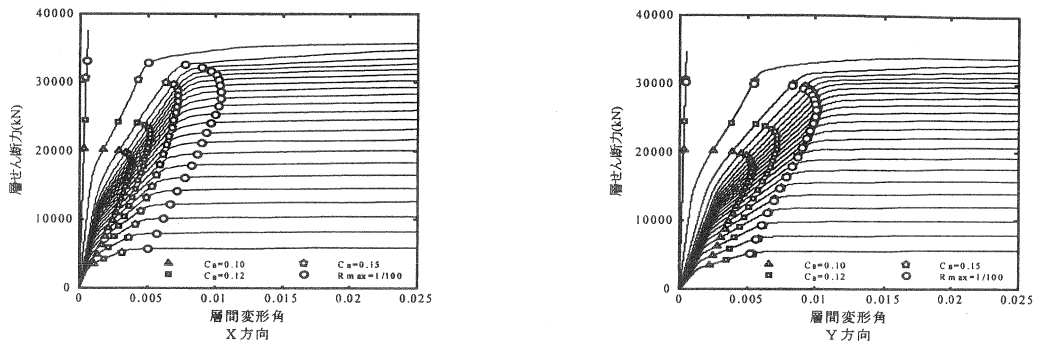


図-3 層せん断力-層間変形角図

4.4 非線形漸増載荷解析の解析結果

解析結果を表-4に示す。建物各方向とも表-3の目標性能クライテリアを満足する。これら解析結果の内、短辺(X)および長辺(Y)各方向における層せん断力層間変形関係を図-3に示し、解析結果より作成した曲げせん断型の振動モデルを、図-4に示す。

5. 地震応答解析による検討

前項で作成した振動モデルおよびフレームモデルを対象に、建告1461の加速度応答スペクトルを満足する日本建築センター発行のL2波およびNew-RC波を用いて版状の短辺方向の地震応答解析を行い、解析結果と目標性能の比較から建物の対地震安全性を検証する。動的応答に対する目標性能を、表-5に示す。また、版状PC架構の動的特性を考慮し、高次モードの応答を制御することを目的に制振装置を使用した検討も行う。制振装置は、passive oil damper(stroke:100mm)で各階に2台(両外端フレームに各1台)設置した。(図-2参照)

5.1 地震応答解析

応答計算は、Newmarkのβ法(β=0.25)による数値積分とする。減衰マトリクスは、瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対する減衰定数を5%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。建物の応答計算は、版状架構となる短辺(Y)方向のみ行う。

5.2 使用地震記録

使用地震記録は、安全限界検討用として日本建築センター発行の模擬地震波(BCJ-L2)、および建設省給プロ(New-RC)で作成された3波(Eq1, Eq2およびEq3)とする。使用地震記録を、表-6に示す。

5.3 使用履歴モデル

部材の履歴モデルはPC部材モデルとし、PC鋼材の占める曲げ終局耐力比を100%とするが、振動実験の結果を考慮して各係数を決める。履歴モデルにおける部材の曲げひび割れ後および降伏後の挙動を、図-5に示す。

5.4 地震応答解析結果

地震応答解析の結果を、表-7に示す。ダンパ付きモデル

階	床高 (m)	曲げ剛性 (kN・m ²)	せん断剛性				オイルダンパ		
			初期剛性 (kN/mm)	第1折点 (dy/mm)	第2折点 (Qy(kN))	剛性C (kN ² ・sec/mm)	キャパシテイ (kN)		
23	8841	1.86E+10	1363	2.40	3276	14.04	5448	98	1960
22	8743	3.22E+10	1540	2.92	4493	15.23	7614	98	1960
21	8743	3.65E+10	1617	3.46	5593	16.40	9685	98	1960
20	8743	3.89E+10	1653	4.02	6641	17.88	11718	98	1960
19	8743	4.02E+10	1672	4.52	7554	19.25	13611	98	1960
18	8743	4.15E+10	1684	4.99	8410	20.70	15412	98	1960
17	8743	4.19E+10	1691	5.46	9234	22.19	17119	98	1960
16	8743	4.38E+10	1700	5.90	10040	23.67	18733	98	3430
15	8743	4.38E+10	1706	6.35	10826	25.20	20253	98	3430
14	8743	4.41E+10	1708	6.77	11559	26.63	21680	98	3430
13	8743	4.42E+10	1708	7.17	12239	27.85	23013	98	3430
12	8743	4.43E+10	1709	7.53	12863	28.92	24253	98	3430
11	8743	4.45E+10	1710	8.09	13830	30.62	25573	98	3430
10	8743	4.50E+10	1715	8.36	14344	31.20	26633	98	4410
9	8743	4.50E+10	1724	8.59	14804	31.51	27599	98	4410
8	8743	4.79E+10	1743	8.73	15215	31.49	28471	98	4410
7	8743	4.80E+10	1771	8.81	15592	31.20	29248	98	4410
6	8743	4.82E+10	1822	8.90	16222	31.11	30067	98	4410
5	8743	4.89E+10	1922	8.87	17051	31.06	30811	98	3920
4	8743	4.94E+10	2147	8.05	17290	29.58	31310	98	3920
3	8743	5.03E+10	2755	6.22	17126	26.82	31715	98	3920
2	8743	5.20E+10	6182	2.51	15516	17.59	32313	98	3920
1	12138	5.61E+10	338352						

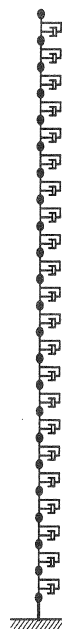


図-4 振動モデル

表-5 動的解析の目標性能

安全限界地震動の目標性能	最大層間変形角	梁塑性率	柱脚塑性率
	1/100以下	4.0以下	3.0以下

表-6 使用地震記録(単位:cm/sec², cm/sec, sec)

模擬地震動	最大加速度	最大速度	継続時間
BCJ-L2	355.70	57.40	120
Eq-1	394.65	50.81	60
Eq-2	407.15	56.10	120
Eq-3	400.68	48.97	60

ルにおける解析結果は,安全限界に対する目標性能を概ね満足している。また,解析結果の内,各モデルにおける各地震波に対する最大応答層間変形を,図-6に示す

6. まとめ

超高層PC共同住宅建物を対象に,妥当と考えられる計画および設計法の記述を試みた。また,一方では履歴エネルギーの消費が小さいPC圧着構法は,高層建築には向かないとの指摘も多い。しかしながら,他のコンクリート構法(例えば,RC)に較べ,部材断面が大幅に小さく建物の固有周期が長くなる傾向から,地震時における応答が著しく大きくなることはないとも推察された。

そこで,一般には計画が困難とされる版状の超高層住宅を計画し,これを対象に非線形漸増荷重解析と同様のフレームモデルを用いて改正令および建設省告示の規定に準じて地震時における構造安全性を検討した。さらに,地震応答が著しい場合を想定し,作成した質点系振動モデルを対象に制振ダンパを組み入れた地震応答解析による応答制御を試みた。PC圧着工法による超高層PC建物の対地震安全性について,解析的な検討結果から次の事柄を纏めることができた。

- 1)PC柱の特性を適切に利用すれば,大スパンの超高層版状住宅建物を計画することができる。
- 2)プレキャストPC架構の地震応答変形は,履歴エネルギーの消費が小さいことから他のコンクリート構法に較べ大きくなるが,制振装置を併用することで十分に応答を制御することができる。
- 3)PC圧着構法によるプレキャストPC建物は鉄骨構造に近い振動特性を有し,制振或いは免震システムを併用することで超高層PC建築物の対地震安全性を確保することができる。

参考文献

- 1)林,岡本,小谷,加藤,傅,"PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状",PC技術協会誌, Vol.37, No.4, Jul., pp57-67, 1995.
- 2)市澤,勅使川原,加藤,林,"等価線形化法に基づく設計クライテリアの検討",プレストレストコンクリート技術協会第8回シンポジウム論文集, pp169-172, 1998.
- 3)M.Hayashi, Jinhua Fu, M.Teshigawara, H.Fukuyama and H.Kato,"Study for Seismic Criteriaby Equivalent Linearization", Proceedings of 12WCEE, Paper No. 2343, Auckland, New Zeland, 30 January to 4 February, 2000.

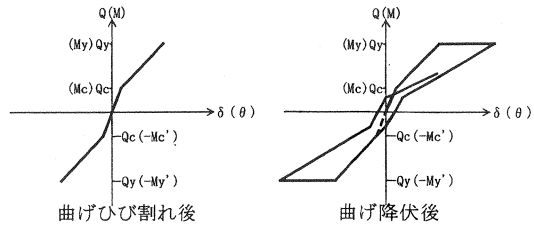


図-5 履歴特性モデル

表-7 動的応答解析結果

最大応答層間変形角		最大応答梁 塑性率	最大応答柱脚 塑性率
単独モデル	ダンパ付き	単独モデル	単独モデル
1/52	1/100	2.631	0.642
Eq-1, 7F	Eq-3, 8F	BCJ-L2, 23F	Eq-2

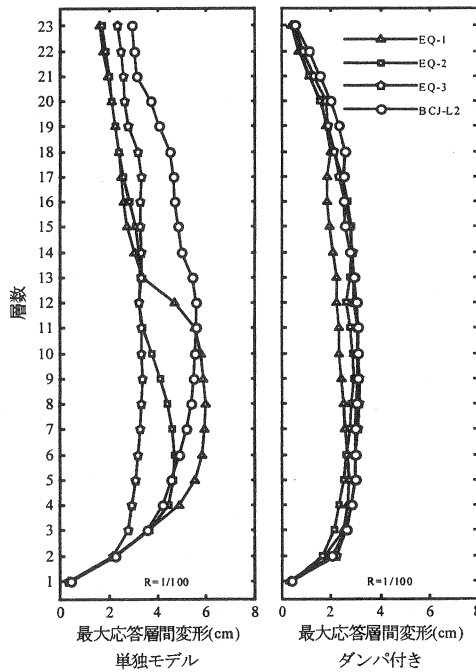


図-6 最大応答層間変形