

高層PCaPC免震建築物の地震挙動について

(その1 計画法と静的解析検討)

(株)ピーエス三菱 ○正会員 大迫一徳

同 上 正会員 傅 金華

同 上 正会員 浜田公也

同 上 正会員 林 三雄

1. はじめに

建築物の高さが 60 m を超える超高層プレストレストコンクリート(PC)建築物に対する研究は 1990 年代初頭より始め、1998 年、着工には至らなかったが超高層 PC 建築物の幕開けを告げる高さ 100m レベルのプレキャスト(PCa)PC 免震建築物(設計:日建設計社)が日本建築センターの特別評定(BCJ 特-31)を終了した。その後、幾つか PC 造による超高層建築物の検討がなされてきたが、筆者らが目標としていた 20 世紀中の超高層 PC 建築物の実現は果たすことが出来なかった。

世紀が替わり 21 世紀を迎えた 2001 年の半ば、紆余曲折があったものの 2 棟の超高層 PCaPC 免震共同住宅建築物(22 階および 23 階建て)の検討が着手され、翌 2002 年 1 月、日本建築センターにおける超高層建築物構造性能評価委員会(BCJ 基評 HR0158-01 および HR0159-01)を終了した。これにより日本における PCaPC 超高層建築物が新時代を迎えることとなった。

超高層 PCaPC 架構と免震システムを組合せた構造の特長を要約すると次の通りとなる。PCaPC 架構の力学的特性は、1)部材断面が小さくスパンが大きいことから建築物の弾性周期が長い、2)地震時における架構の水平変形に対する履歴エネルギーの消費が小さい、および 3)復元性に富み極めて弾性的な挙動を示すことから地震時における応答変形が大きい、等である。

一方、免震システムを用いた建築物、いわゆる免震構造の特長は、1)免震層で地震入力エネルギーを大量に消費して上部構造への入力が小さい、2)地震時における免震部材を含む建築物の等価周期が極めて長い、および 3)上部構造自体の応答層間変形が小さい、等である。

また、免震構造を効率的に計画するには、上部構造単独の周期に対する免震システムを含む建築物の等価周期の比(免震等価周期/上部構造周期)を大きくし、かつ、等価免震周期を如何に長くするかにかかっている。これは、大地震動時に上部構造自体の変形に伴う長周期化により免震層の等価周期に近づくことを避けるためである。低層型の免震構造では、大地震動時における免震周期を上部構造の等価周期から大きく引き離すことは容易である。しかし、鉄骨(S)造に近い周期特性を持つ超高層 PCaPC 架構においては、免震システムの計画に一考を要するところである。本報(その 1)では、実際に計画された幾つかの超高層 PC 免震建築物を参考にして計画の要点および静的解析による検証結果を報告する。

2. 検討法の概要

建築物の高さが 60 m を超える超高層 PC 建築物および超高層 PC 免震構造に対する設計検討法は、十分に確立されている訳ではない。このため、超高層 PC 建築物の検討に際しては、コンクリート系の超高層 RC 建築物で行われている検討法を参考に、PC 特有の特性を付加した検討を行うのが妥当なところと考えられる。また、超高層免震構造物については、免震システムを伴う超高層建築物の扱いとなり 2000 年 6 月 1 日に改正された建築基準法施行令に基づく検討基準が建設省告示第 1461 号(以下、建告第 1461 号と略記)で定められている。超高層 PC 免震建築物における計画の要点およびその構造特性について記述する。

2.1 超高層PCaPC免震建築物の計画

超高層 PC 構造の力学的特性は、PC 特有の高耐力部材で構成されることから RC 構造に較べて比較的大スパンで構成され、かつ、部材断面も小さく設定される。このため、PC 構造の弾性周期(T)が一般的に長くな

り、S造に近い周期特性(概ね、 $T_1 = 0.025h \sim 0.030h$)を有することになる。

従って、超高層 PC 免震架構を計画する場合、必要耐力のみで部材断面を設定することは必ずしも有効な手段とは云えない。例えば、極めて稀に発生する地震動時(レベル2地震動)における免震有効周期を 4 ~ 5 秒と想定した場合、少なくとも PC 上部構造の周期を 2 秒程度に設定することが必要であろう。

これは、前項でも述べた様に大地震動時における上部構造の変形に伴う長周期化が、免震層の等価周期に近づくことを避けるためである。ここ数年、検討してきた幾つかの超高層 PC 免震構造物をまとめる意味でモデル構造を計画した。モデル建築物の用途は最も多く検討され、さらに PC 構造の特長を十分に生かせる意味で板状の共同住宅建築物を選ぶことにした。

2.2 モデル建築物の概要

モデル建築物は 22 階建ての板状超高層架構である。平面形状は 42m×16.5m で、長辺方向を 6 スパン×7m = 42m および短辺方向を 1 スパンの 16.5m で計画した。建築物の高さは地上 72.2m で、階高は 1 階が 4.5m、2 階から 21 階までを 3.2m および最上階の階高を 3.5m とした。また、免震層における装置の設定は、面圧を考慮しながら鉛プラグ入り積層ゴム $\phi 1,400\text{mm}$ で計画した。図-1、図-2 および図-3 に、計画したモデル建築物の基準階伏図、免震層伏図および軸組図を示す。

2.3 仮定断面と使用材料

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、柱は 900mm×1,000mm および 2 階梁から R 階梁まで長辺方向 600mm × 900mm、短辺方向 700mm×1,000mm とした。ただし、1 階梁の寸法は 700mm×1,500mm とした。

使用材料は、PCa 部材の強度(F_c)は、柱は 80 ~ 60N/mm²、梁は 60N/mm² および場所打ちコンクリートの強度を 30N/mm² とした。柱の PC 鋼棒は SBPR (1080/1230)とし、梁の PC 鋼より線を SWPR7B とした。

2.4 設計用地震力

架構の設計用地震力は、想定される免震周期より極めて稀に発生する地震動に対する架構の応答力をベースシア係数で 0.1 と推定し、架構の終局状態におけるベースシア係数を設計用地震力の 1.5 倍に相当する 0.15 とした。設定したベースシア係数に基づく各階の設計用地震力および各部材断面リストを表-1 および表-2 に示す。

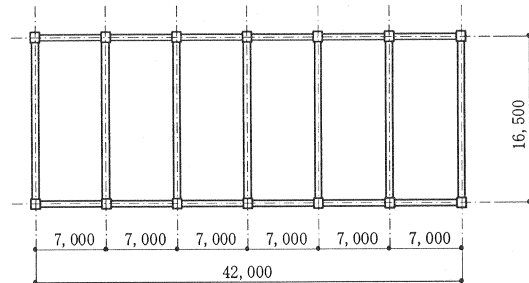


図-1 基準階伏図

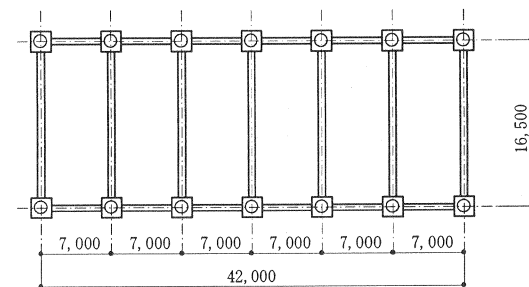


図-2 免震層伏図

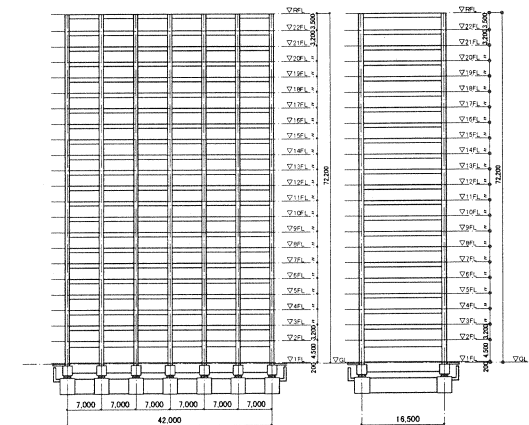


図-3 軸組図

3. 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建築物各方向毎に実施し、その結果より建築物の構造性能を確認する。

また、漸増載荷解析の結果より層せん断力一層間変形および架構の曲げ変形関係から地震応答解析用の質点系の等価曲げせん断型の振動モデルを作成する。

3.1 検討方針

建築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。

- a)外力の層せん断力分布は、頂部載荷 10%の逆三角形分布とする。
- b)架構の解析は、建築物全体を対象にした平面フレームモデルとする。
- c)各層に作用させる静的な地震外力は、ベースシア係数で0.15以上とする。
- d)架構の降伏機構は、梁降伏先行型とする。
- e)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%以下の場合は省略する。

静的解析の結果に対し、設定した目標性能を表-3に示す。

3.2 解析モデル

免震建築物の解析モデルは基礎をピン支持とし、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曲げばねモデルとし、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、文献より下記の通りとした。ただし、柱の曲げ耐力は、有効プレストレス力および変動軸力を考慮した ACI 方式とする。

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

$$\alpha_y = [0.043 + 1.64n \cdot p + 0.043a/D + 0.325(N + P_e)/(b \cdot D \cdot F_c)] \cdot (d/D)^2 \quad \dots \cdot a/D > 2.0 \text{ の場合}$$

$$= [-0.0836 + 0.159a/D + 0.169(N + P_e)/(b \cdot D \cdot F_c)] \cdot (d/D)^2 \quad \dots \cdot a/D \leq 2.0 \text{ の場合}$$

$$M_c = [\sigma_{\text{st}} + (N + P_e)/A_c] Z_e$$

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

表-1 設計用地震力

	hi (m)	Hi (m)	Wi (kN)	ΣWi (kN)	Wi·Hi (kN·m)	Pt (kN)	Pi (kN)	Fi (kN)	Qi (kN)	Ci
22	3.5	72.0	9807	9807	706079	1953	1661	3615	3615	0.369
21	3.2	68.5	8826	18633	604580		1423	1423	5037	0.270
20	3.2	65.3	8826	27459	576337		1356	1356	6393	0.233
19	3.2	62.1	8826	36285	548094		1290	1290	7683	0.212
18	3.2	58.9	8826	45111	519851		1223	1223	8906	0.197
17	3.2	55.7	8826	53937	491607		1157	1157	10063	0.187
16	3.2	52.5	8826	62763	463364		1090	1090	11153	0.178
15	3.2	49.3	8826	71589	435121		1024	1024	12177	0.170
14	3.2	46.1	8826	80415	406878		957	957	13134	0.163
13	3.2	42.9	8826	89241	378635		891	891	14025	0.157
12	3.2	39.7	8826	98067	350392		824	824	14850	0.151
11	3.2	36.5	8826	106892	322148		758	758	15608	0.146
10	3.2	33.3	8826	115718	293905		692	692	16299	0.141
9	3.2	30.1	8826	124544	265662		625	625	16924	0.136
8	3.2	26.9	8826	133370	237419		559	559	17483	0.131
7	3.2	23.7	8826	142196	209176		492	492	17975	0.126
6	3.2	20.5	8826	151022	180933		426	426	18401	0.122
5	3.2	17.3	8826	159848	152690		359	359	18760	0.117
4	3.2	14.1	8826	168674	124446		293	293	19053	0.113
3	3.2	10.9	8826	177500	96203		226	226	19279	0.109
2	3.2	7.7	8826	186326	67960		160	160	19439	0.104
1	4.5	4.5	9022	195348	40600		96	96	19535	0.100
Q1				19535	7472079					

表-2 柱、梁断面リスト

隅柱		位置	
断面		位置	
P-22F	12-32φ Fc=60N/mm ²	PC	20F-RF 4C-8-15.2φ 12F-13F 4C-9-15.2φ
1-7F	12-36φ Fc=80N/mm ²	鋼材 (2次)	18F-19F 4C-8-15.2φ 10F-11F 4C-10-15.2φ
			16F-17F 4C-7-15.2φ 6F-9F 4C-11-15.2φ
			14F-15F 4C-8-15.2φ 1F-5F 4C-12-15.2φ
側柱		位置	
断面		位置	
P-22F	12-32φ Fc=60N/mm ²	PC	22F-RF 4C-5-15.2φ 14F-15F 6C-9-15.2φ
1-7F	12-32φ Fc=80N/mm ²	鋼材 (2次)	20F-21F 4C-7-15.2φ 12F-13F 6C-10-15.2φ
			18F-19F 4C-9-15.2φ 10F-11F 6C-11-15.2φ
			16F-17F 4C-11-15.2φ 1F-9F 6C-12-15.2φ

表-3 目標性能

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	2.0以下	1.0以下
0.15以上	1/100時点	保有水平耐力 (R=1/100)	

ここに, L :部材フェースから反曲点までの距離

E_c と G_c :コンクリートの弾性係数とせん断弾性係数

I_c と Z_e :部材の有効断面 2 次モーメントと有効断面係数

A_c :部材の断面積

k :せん断形状係数(柱:1.2, 梁:1.0)

n :コンクリートに対する鋼材の実弾性係数比

p_t :曲げに有効な引張鋼材比(ただし, PC 鋼材の断面積は 3 倍する)

a :シアースパン

d :部材の有効成

D :部材成

F_c :コンクリートの圧縮強度

N :柱軸力

P_e :有効プレストレス力

A_{ps} :PC 鋼材断面積

f_{py} :PC 鋼材の規格降伏点強度

σ_{tb} :コンクリートの曲げ引張強度 $0.56F_c^{0.5}$

q :鋼材係数: $(N+A_{ps} \cdot f_{py})/(b \cdot d \cdot F_c)$

を表す。

3.3 非線形漸増載荷解析結果

解析結果を表-4 に示す。建築物各方向とも表-3 の目標性能を満足する。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-層間変形角関係を, 図-4 に示す。

4. まとめ

共同住宅建築物を対象に, 超高層 PC 構造の実現が可能と考えられる計画および検証法を検討した。また, 履歴エネルギーの消費が極めて少ない PC 架構は, 架構の応答変形時におけるエネルギー消費に多くを期待できない。そのため, 基礎免震システムを有効に利用すれば, PC 構造の高層化が可能であろうと考えられた。そこで, PC 部材の特長を活かして板状の超高層免震住宅を計画し, これを対象に静的解析による検証を行ってみた。これらの検討結果から, 免震システムの有効利用により大スパンの板状超高層 PC 架構を効率よく計画することができた。

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.

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	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
0.10	1/255	1/204	0.493	0.583	—	—
0.12	1/189	1/155	0.681	0.783	0.148	0.101
0.15	1/136	1/113	0.962	1.114	0.286	0.207

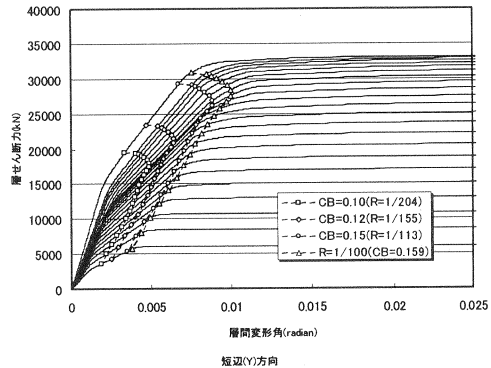
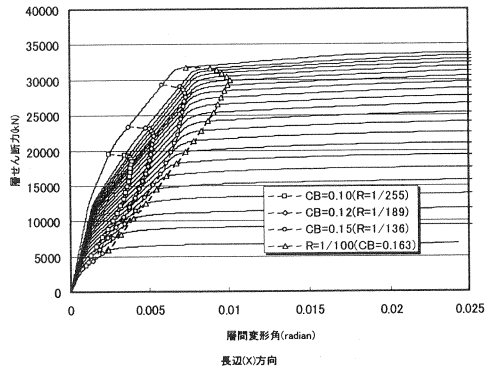


図-4 層せん断力-層間変形角