

# プレキャストPC免震建築

林 三雄\*

## 1. はじめに

近年、プレキャスト（以下、PCaと言う）PCの新たな利用法として免震あるいは制震部材と組み合わせた構造が、よく計画されている。この構法は、施工の合理化とPC部材がもつ特有の力学的特性を巧みに利用し、常時におけるPC架構の優れた耐荷性能を活かしながら建物に入力される地震エネルギーを免震あるいは制震部材で集中的に消費させることにより、建物の対地震安全性の向上を図ったものである。

PCa PC構造と免震システムの組合せに対する研究は、1988年に3社の共同研究（免震製造業1社、社団法人研究所、PC専門業1社）として取り組まれていた。同研究組織の目的は、免震化した人工地盤上に一般戸建住宅の建設あるいは人工地盤エリア全体の免震化を目指していた。エリア免震の構成は、比較的重量のあるPCa PC造の人工地盤上に3階建て程度の木造あるいは鉄骨造の一般住宅を載せて免震戸建住宅（免震基盤構法と言う）の普及を図ろうとしたものである。

同研究組織は、1991年3月に日本建築センターにおける免震構造研究委員会を終了し、直ちに第1号の免震基盤構法による法人社宅（BCJ-免60）の評定を取得したが、敷地の条件からPC免震基盤構造の建設に必要な搬入路が確保できず断念した。翌1992年には、同開発による構法唯一の実施物件となったゲストハウス（写真-1、BCJ-免66）を竣工した。また、1993年同構法最後の評定となった戸建住宅（BCJ-免70）が計画されたが、経済情勢の悪化に伴い実施に至らなかった。

開発に着手した当時の免震構造は、振動を極端に嫌う精密機器（電子顕微鏡など）を収容する建屋あるいはComputer Data Back-up Centerなどで、免震装置の高コストも影響して一般に普及する兆しはまったく見られなかった。これは、筆者らが共同参加して取得した免震評定の履歴[BCJ-免60（1991/7）、BCJ-免66（1992/5）およびBCJ-免70（1993/3）]からも明らかで、約2年間で11件の免震評

定が実施されたことを意味し、当時の日本では年間5件から6件程度の免震構造が建設されていたにすぎないことを示している。

しかし、1995年、これら免震構造の需要が一変する事態が起きた。それは、同年1月17日未明に発生し、阪神・淡路地域に甚大な被害をもたらした兵庫県南部地震であった。この地震被害を契機に、人命と社会資本となる建物および施設を地震災害から護るという観点から、改めて免震構造の対地震安全性が見直されることになった。また、免震需要の拡大に伴い、免震装置自体のコストも大幅に低下して普及に拍車を駆けることとなった。現在では年間100件を超える免震評定が実施され、全国で建設されている。これら評定物件の中には、PC部材特有の力学的特性を活かしたPCa PC免震構造もいくつか含まれている。以下、免震システムと極めて相性の良い力学的特性を有するPCa PC免震構造の設計検討法について、実施例の概要を含めて報告する。



写真-1 免震ゲストハウス

## 2. PCa PC免震建物の検討概要

PCa PC免震建物造に対する設計検討は、大別すると上部構造、免震層、および基礎構造に対する設計に分けられる。また、上部構造および基礎構造に対する検討は、常時荷重と地震荷重時に対する設計に分けられる。上部構造の常時荷重時に対する設計は一般のPC建物と同様であるが、地震荷重時に対する設計検討は大きく異なる。低層型PC建物では、一般に常時および地震荷重に対する部材の弾性応力に、一定の荷重係数を乗じて当該部材の終局耐力がそれを上回ることを確認する方法で、部材の終局強度設計がなされている。しかし、免震構造の対地震安全性は、一般には地震応答解析の結果で確認されてきた。一方、2000年6月1日の建築基準法施行令（以下、改正令と言う）の改正に



\* Mitsuo HAYASHI  
 (株)ピー・エス 建築技術部

伴い、設計検討法および規模等の条件付きで仕様規定ならびに免震層を限界耐力計算に基づいて設計検討（応答加速度スペクトル設計）を行えば地震応答解析が免除され、さらに基準評価（従来の評定）も免除されることになった。ただし、ここに報告する検討概要は地震応答解析の実施を前提とする。

上部構造の設計用せん断力とその分布は、地震動レベルをレベル2（改正令では、極めてまれに発生する地震動と定義される）とする免震部材を含む上部構造の地震応答解析の結果を上回るよう決められる。したがって、一般には通常の耐震設計用せん断力に較べて小さく、その分布も異なる。

免震層の設計は、建物自体の固有周期と地震動時における上部構造を含む免震層の周期が大きく離れるよう計画し、さらに使用する免震装置の水平変形能（たとえば、安定変形、性能保証変形および終局限界変形）を考慮して行われる。一般には、レベル2地震動に対しては免震装置の安定変形以内、余裕度検討用地震動（改正令にはない）に対しては性能保証変形以内となるよう計画される。以下、上部構造、免震層および基礎構造に要求される各性能について、実施例をもとに概要を報告する。

### 2.1 PCa PC上部構造に対する性能

上部構造に対する設計は常時荷重と地震荷重に対する設計に分かれるが、常時荷重に対する設計は従来のPC構造と変わらないゆえ、ここでは省略する。地震荷重に対する設計は、一般のPC構造で行われる手法と異なり、基本的には性能型設計（応答性能）が行われる。これは、建物の耐震性能がすべて免震装置を含む地震応答解析により確認されるため、応答解析に必要な上部構造の振動モデルが作成でき、さらに上部構造の設計用せん断力が通常の耐震構造に較べて小さく設定（たとえば、低層構造物でベースシア係数  $C_B$  が0.15程度、など）されていることによる。このため、上部構造の耐震性能がより確実に把握される必要がある。上部構造の耐震設計は、一般には非線形漸増載荷解析の結果に対して設定した目標性能クライテリアの確認で行われる。過去、筆者らが実施してきた上部構造の非線形漸増載荷解析の結果に対する目標性能クライテリアを、実施例を参考に報告する。

- ① 建物の解析モデルは、剛床仮定が成立するものとして基礎固定の平面フレームモデルとする
- ② 部材の解析モデルは、トリリニア型の材端剛塑性曲げばねモデルとする
- ③ 設計用せん断力およびその分布は、地震動レベルをレベル2とする標準3波（EL CENTRO 1940（NS）、TAFT 1942（EW）および HACHINOHE 1968（EW））およびレベル2相当の建設地を代表する地震波あるいは作成された模擬地震波の応答を上回るよう設定する
- ④ 常時荷重による応力は、その有効応力を架構の漸増載荷解析前に各部材端に載荷する
- ⑤ PC架構の崩壊型は、梁降伏先行型とする

など。ただし、振動モデルを作成するための解析は免震装置の鉛直剛性を軸ばねに置換して行う。表-1に、実

表-1 PCa PC上部構造の目標性能クライテリア

設計用せん断力 ( $C_B$ )	最大層間変形角 (Rad)	各梁の性能 (塑性率)	柱脚の性能 (塑性率)	PCa PC架構の層耐力に対する性能
1.0 $C_B$ (0.150)	1/200 以下	—	—	—
1.2 $C_B$ (0.180)	—	1.0 以下	1.0 未満	弾性限界耐力以内
1.5 $C_B$ (0.225)	1/100 以下	2.0 以下	1.0 以下	降伏耐力以内

施されたPCa PC架構 ( $C_B=0.15$ ) を参考にして漸増載荷解析の結果に対して設定された目標性能クライテリアを示す。

### 2.2 免震層の性能

免震層の設定あるいは免震装置（積層ゴムとダンパー）の配置は、常時荷重に対する積層ゴムの面圧と変形性能を考慮して行われ、一般には上部構造の応答転倒モーメントと上下動応答による変動支圧力を重ね合わせた支圧力に対して、免震装置に引抜き力が作用しないよう行われる。

積層ゴムの許容面圧は、免震装置の製造メーカーにより異なるが、おおむね10 N/mm<sup>2</sup>~15 N/mm<sup>2</sup>で、短期の許容面圧は常時の約1.5倍強程度である。ただし、面圧レベルにより変形能が変化することから面圧設定に際しては、一般に変動面圧として常時の0.5~0.6倍程度を見込み計画することが多い。また、積層ゴムの径によっても許容面圧が異なり、設定には注意を要する。

積層ゴムあるいはダンパーが内蔵されている免震装置を設定後、ダンパーの設定が行われる。これらダンパーの種類は、おおむね鉛および鋼棒あるいは積層ゴムに内蔵される鉛プラグなどに分けられる。ダンパーの役割は、一般には弾塑性ひずみ依存型ダンパーで降伏変形により、免震層に入力された地震エネルギーを消費させて免震層の応答変形を制御することを目的としている。また、上部構造の偏心が激しい建物や免震層の応答変形が巨大で弾塑性ダンパーのみでは制御が困難な場合、速度依存型の粘弾性ダンパーを併用することもある。

ダンパーの設定は上部構造の弾性周期と地震動レベルに左右されるが、一般に上部構造を剛体と仮定したときのレベル2地震動時における免震層の等価周期が、基礎を固定とした上部構造の弾性周期のおおむね3倍以上を確保したうえで、3秒を上回るよう計画されることが多い。一般に目標周期を4秒程度（4秒免震）にできれば、大抵の確定波（実際の観測地震記録）から免震層の周期特性が離れ、応答を小さくできると言われる。紹介予定の実施例では、おおむね2.5秒~3.5秒の範囲であった。さらに、風荷重に対してダンパーが降伏しないよう計画される。免震層のレベル2地震動時における等価周期  $T$  を推定する式を以下に示し、積層ゴムアイソレーターおよび各種ダンパーを、写真-2に示す。

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{(M_e / K)}$$

ここに、  $T$  : 免震層を含む建物の1次等価周期

$M_e$  : 上部構造全体の等価質量（約0.9×建物重量 /  $G$ ）

$G$  : 重力加速度

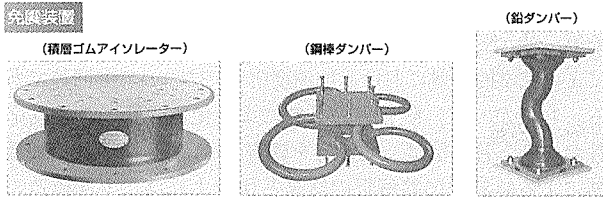


写真-2 積層ゴムアイソレーターと各種ダンパー

$K$  : レベル2地震動時における変形 (25 cm) を想定した免震層の等価剛性 (tf/cm)

### 2.3 基礎構造の性能

免震建物を支える基礎構造は、常時荷重に対する安全性のほかに、基礎構造自体の設計震度、上部構造の応答せん断力およびその応答変形に伴う付加応力を考慮して許容応力度設計がなされる。

基礎構造自体の設計震度は、一般にレベル2地震動における地表の最大加速度が用いられ、検討用地震波にもよりますが、おおむね  $0.5 G$  ( $500 \text{ cm/s}^2$ ) 程度を見込み、設計がなされる。上部構造の応答せん断力に伴う設計応力については、レベル2地震動による応答あるいは余裕度レベル（後述する）の応答せん断力を対象に設計される。

上部構造の応答変形に伴う付加応力は、上部構造の最下階の梁も同様に考慮され、一般にはレベル2地震動による最大応答変形あるいは免震装置の性能保証変形を目的に設計がなされる。また、上部構造の応答せん断力と応答変形に伴う付加応力は単純加算され、それに基礎構造自体の設計震度による応力を重ね合わせて (SRSS など) 設計される。各基礎は、一般に剛な基礎梁で繋ぎ、基礎構造全体が一体として挙動するよう計画される。

基礎杭の設計は、常時の支持耐力のほかに、基礎底 (杭頭) から杭の支持層 (工学的基盤) に至る各表層地盤を自由地盤と見なした地震応答解析 (shake) を実施し、各地盤の最大応答相対変形を求める。

その最大応答相対変形を表層の各地盤ばねを介して杭に与え、各地盤の変形に伴う杭応力に対して安全なように設計がなされる。地盤の応答変形に伴い杭に作用する各力の算定は、一般に杭の水平剛性と地盤の水平反力係数 (地盤の水平剛性) のバランスより求められる。また、軟弱地盤等で応答変形が極めて大きい場合は、杭・地盤の連成モデル (Penzien Model など) による非線形地震応答解析で表層地震波を求める。自由地盤の応答解析に用いる模擬地震波は、一般に建設地に近い地震断層モデルを対象に、その破壊挙動から建設地直下の地震基盤波を作成し、その波を地震基盤から工学的基盤まで線形地震応答解析で立ち上げることで作成される。自由地盤の応答解析は、作成した工学基盤波を用いて杭の支持層より深い工学的基盤から地表まで各地盤の等価線形に基づく地震応答解析を実施して求める。図-1に実施した地盤の解析モデル例を示し、図-2に地震基盤波 (川崎)、shakeによる工学的基盤および表層地盤における加速度波形例を示す。また、表層地盤各層の最大相対変形例を図-3に示す。

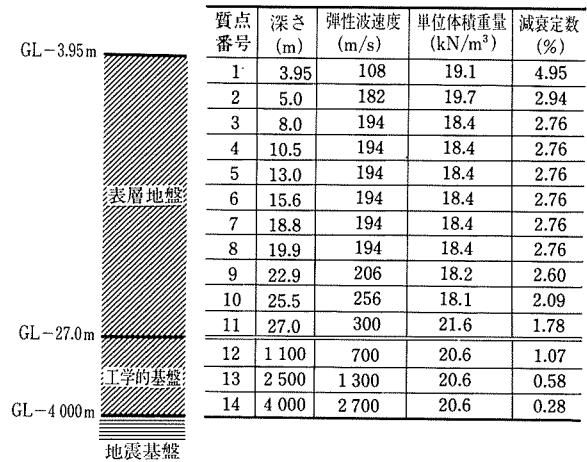


図-1 地盤の解析モデル例

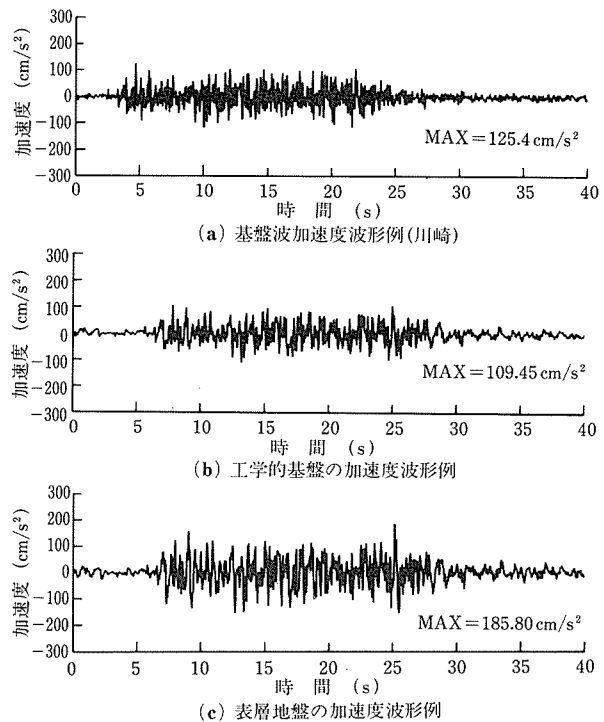


図-2 地盤の加速度波形例

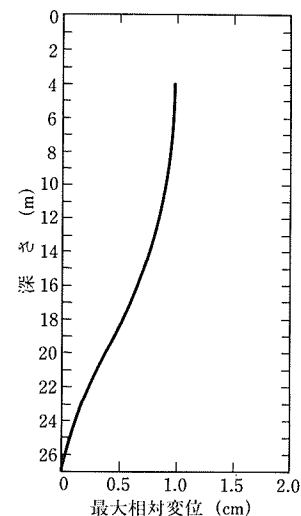


図-3 表層地盤の最大相対変形例

### 3. 地震応答解析

免震建物の地震応答解析は、建物を各方向ごとに等価な振動モデルに置換した解析モデルを対象に実施される。建物の対地震安全性は、応答解析の結果をもとに考察・判断されて妥当性が確認される。

以下、建物の解析モデル、使用地震記録と地震動レベル、および履歴特性モデルなどについて、実施例を参考に記述する。

#### 3.1 解析モデル

免震建物の解析モデルは、一般に免震層をスエイロッキングばね、あるいはスエイばねモデルに置換し、上部構造を質点系の等価せん断ばね、あるいは曲げせん断ばねモデルに置換される。

上部構造は、非線形漸増載荷解析による層せん断力-層間変形関係からトリリニア型の等価せん断ばね、あるいは曲げせん断ばねに置換され、各層1等価せん断ばねと各階1質点からなる簡単な振動モデルに置換される。免震層のモデル化は、全体の免震装置をすべてのダンパーの降伏点荷重を折れ点とするバイリニアあるいはトリリニアモデルに置換するケースと各免震装置の特性を考慮して種類ごとにまとめてバイリニアモデルとして並列配置するケースに分かれる。前者は、主に積層ゴムとダンパーを個別に配置するケースで、後者は鉛プラグ入り積層ゴム等を使用するケースで行われている。

また、免震層については、積層ゴムおよびダンパーの特性変化（製品誤差、経年変化および環境温度の変化）を考慮したモデルも作られる。そのほか、上下動を対象とする単軸の多質点柱モデルあるいはスラブを考慮した立体フレームモデル等にも置換される。

#### 3.2 設計検討用地震動

2000年6月1日の改正令に伴う建告2009（免震建築物の構造方法に関する安全に必要な技術的規準を定める等の件）の内容は、上部構造、免震層、下部構造および地震動に対する各技術的規準が定められている。ここでは、建告1461で定められた使用地震動に対する記述を行うことにする。

地震動レベルは、① まれに発生する地震動、および② 極めてまれに発生する地震動、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、いずれも工学的基盤（解放工学的基盤を指し、せん断波速度で400 m/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、表層地盤の影響による増幅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 s以上で必要な地震動数を用意することと規定されている（通常、4波以上を用意する）。

一方、建物の建設敷地周辺における断層、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は、応答スペクトルに従った地震動を使用する必要はない。

これら設計検討用地震動に対する規定は、新たに令81条2（超高層建築物）で定められた超高層建築物に対する技術

的規準を定めた建告1461で示される地震動で、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（地震動による工学的基盤における加速度応答）についても同等である。したがって、限界耐力計算による免震建物の加速度応答および応答変位は、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、上部構造の高次モードにおける僅かな応答を除き、おおむね一致することを意味する。このことが、地震応答解析を伴わないで免震建物を計画できるゆえんである。

表-2に、建告1461で規定される地震動の加速度応答スペクトルを示し、規定されるスペクトルにおおむね合致する代表的な4地震動の加速度応答スペクトル（ $h=5\%$ ）を図-4に示す。

表-2 加速度応答スペクトル（建告1461）

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

極めてまれに発生する地震動に対する加速度応答は、まれ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。

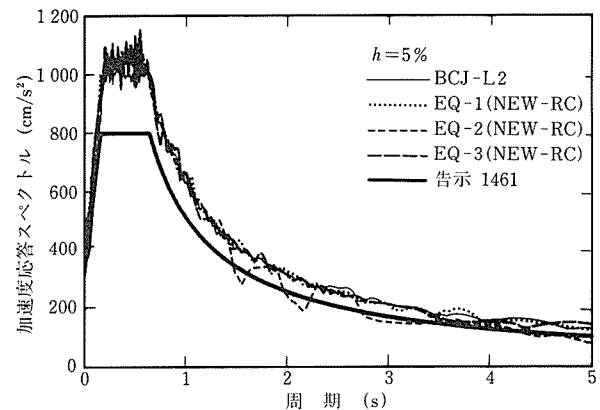


図-4 代表的な4模擬地震波の加速度応答スペクトル

また、改正令および告示2009で免震建築物に対する検討規準が示される前は、一般に次の4項目の手順で建物の対地震安全性が検討されていた。

- ① 上部構造の設計用せん断力は、免震部材を含む振動モデルを対象に数波のレベル2地震動（大地震動を表し、最大速度で50 cm/sに規準化）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。
- ② 予備応答で決まった設計用せん断力を用いて許容応力度設計および非線形漸増載荷解析で、すべての部材が許容応力度以内、最大層間変形角が1/200以内であることを確認する。
- ③ 非線形漸増載荷解析で、設計用せん断力の1.5倍程度の外力に対して最大層間変形角が1/100以内程度で計画した架構の降伏機構を確認する。
- ④ 計画された建物に対して数波のレベル1、レベル2お



表-3 令改正前の入力地震動

地震記録名	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			継続時間 (s)
			レベル1	レベル2	余裕度	
EL CENTRO 1940 (NS)	341.70	33.45	255.45	511.00	766.14	40.0
TAFT 1942 (EW)	175.90	17.71	248.33	496.76	744.92	40.0
HACHINOHE 1968 (EW)	182.90	35.81	127.69	255.38	383.07	30.0
建設地の模擬地震動	185.80	19.37	239.80	479.61	719.41	60.0

各地震波は日本建築センター配布のDigital記録で、模擬地震動は実施例(川崎波)とした。

よび余裕度レベルの地震動による地震応答解析を実施し、レベル1およびレベル2地震動に対してはすべての部材が許容応力度以内、上部構造最大層間変形角が1/200以内、および免震装置(積層ゴムなど)が安定変形以内であることを確認する。また、余裕度レベルの地震動に対しては、すべての部材が弾性限界耐力以内で免震装置の応答変形が性能保証変形以内であることを確認する。

動的解析による検討用地震記録は、一般に標準波で3波および建設地の地域特性を考慮した地震波あるいは模擬地震波1波の計4波が用いられた。標準波は、EL CENTRO 1940 (NS), TAFT 1942 (EW) および HACHINOHE 1968 (EW) の各記録が使用され、建設地の地盤特性を表す波としては近傍の断層モデル等から模擬地震波が作成された。各地震波は中小地震動を想定したレベル1および大地震動を想定したレベル2の各地震動に規準化され、さらに建物の対地震余裕度を検証するために、レベル2を超える地震動も設定された。各地震波の規準化は、免震装置の基部を対象に最大速度で25 cm/s および50 cm/s に規準化された加速度記録を、それぞれレベル1およびレベル2地震動とし、余裕度レベルの地震動は最大速度で75 cm/s に規準化されるケースが多く見られた。表-3に、令改正前によく用いられていた一般的な入力地震動を示す。

### 3.3 使用履歴特性

非線形の地震応答解析に使用する履歴特性モデルは、一般にPCa PC上部構造については履歴エネルギーの消費が少ない(層降伏まで等価減衰定数で約2%~3%程度)挙動を考慮して非線形弾性モデル、および免震層をバイリニアあるいはトリリニアモデルとされることが多い。図-5に、一般に使用される各履歴特性モデルを示す。

### 3.4 応答計算

応答計算における数値解析は、一般にNewmarkの $\beta$ 法( $\beta=0.25$ :平均加速度法)による。解析における上部構造の内部粘性減衰については、一般に瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対して3%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定される。免震層については、内部粘性減衰を考慮せず履歴エネルギーの消費による減衰のみ考慮される。また、上部構造の内部粘性減衰については、初期剛性比例の減衰を考慮する解析も行われている。これは、上部構造の応答が架構のひび割れ前の弾性挙動を示す場合、減衰マトリクスによる差はないが、架構のひび割れ後も弾性剛性に比例して減衰させることは、ひび割れ後における架構の内部粘性減衰を大きく見積もるため上部構造の履歴特性モデルを履歴エネルギーの消費がない非線

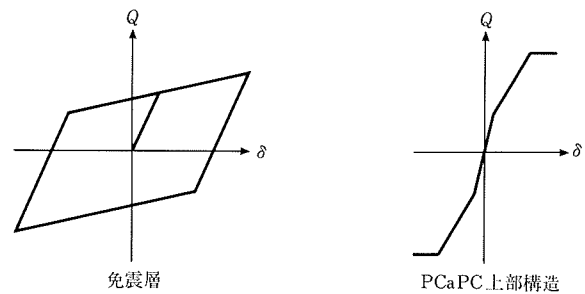


図-5 使用履歴特性モデル

表-4 応答結果に対するクライテリア

地震動レベル	層間変形角	応答層せん断力	免震装置(免震層)	基礎構造
レベル1	1/400以下	ひび割れ耐力以内	安定変形以内	許容応力度以内
レベル2	1/200以下	降伏耐力の1/1.5以内	安定変形以内	許容応力度以内
余裕度	1/100以下	弾性限界耐力以内	性能保証変形以内	弾性限界耐力以内

形弾性を用いるか、あるいはエネルギー消費の極めて小さい履歴特性モデルと併用するなど工夫を要する。表-4に、PCa PC免震架構における一般的な応答結果に対する目標性能クライテリアを示す。

### 3.5 PCa PC免震建物の計画例

PCa PC免震建物例として令改正前に計画された低層型(6階)免震建物および令改正後に計画された高層型(23階)免震建物の概要を図-6, 7に示す。低層型構造は、1階床組と長辺方向がPCa PC造で短辺方向を場所打ちRC造の連層耐力壁構造である。一方、高層型構造は、一部地下を含む1階部分を場所打ちRC造として、2階の床組以上がPCa PC純フレーム架構で構成されている。高層型の免震層は1・2階間に設けられ中間層免震で計画された。いずれの建物も用途が共同住宅で、PC構造の特性を活かし短辺方向が大スパンの1ラーメン架構で計画された。計画された低層型および高層型建物の振動モデルを表-5, 6に示し、低層型免震建物のレベル2地震動4波による最大応答層間変形および令改正による極めてまれに発生する地震動の加速度応答スペクトルを満足する模擬波4波を用いた高層型免震建物の最大応答層間変形を、それぞれ図-8, 9に示す。いずれの建物の応答も表-4で設定した目標性能クライテリアを満足している。

## 4. おわりに

PCa PC免震構造は、1991年に免震基盤構法として3社共同で評定を取得し、翌1992年に同構法初の物件を施工した。しかし、当時は耐震構造が全盛の時代でもあり、その

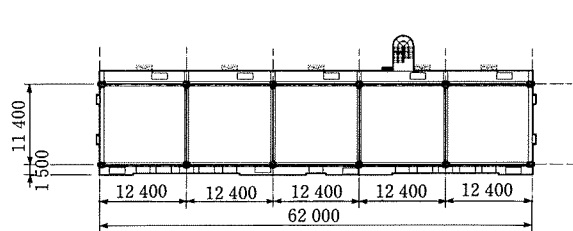


図-6 低層型建物概要

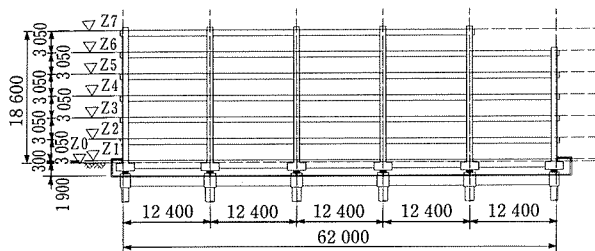


図-7 高層型建物概要

後の実施機会に恵まれなかった。

一方、1995年に発生した兵庫県南部地震を境に、免震構造の急激な普及が進み、年間100件を超える評定が実施されるようになった。また、1998年には超高層 PCa PC 架構と免震の組合せが関係者の努力で計画されたが、諸般の事情から建設が延期されている。しかし、その計画を進めた経験から地震動時における架構の履歴エネルギー消費は小さいが、応答変形に伴うダメージがほとんど残らない PC 構造の特長が見直され、20世紀を迎えた今、再び超高層 PCa PC 免震建物が実現しようとしてい

表-5 低層型建物の振動モデル

階	重量 (kN)	長辺方向初期剛性 (kN/mm)	長辺方向第1折れ点		長辺方向第2折れ点	
			$d_c$ (mm)	$Q_c$ (kN)	$d_y$ (mm)	$Q_y$ (kN)
6	8 209	750	3.19	2 393	15.58	4 014
5	10 212	1 009	3.87	3 902	15.19	7 723
4	10 134	1 085	4.49	4 868	18.11	10 348
3	10 134	1 142	5.32	6 075	20.95	12 497
2	10 134	1 279	5.95	7 602	22.16	14 046
1	10 134	1 819	5.03	9 153	20.36	14 938
免震層		211	11.45	2 416	—	—

階	重量 (kN)	短辺方向初期剛性 (kN/mm)	短辺方向第1折れ点		短辺方向第2折れ点	
			$d_c$ (mm)	$Q_c$ (kN)	$d_y$ (mm)	$Q_y$ (kN)
6	8 209	7 583	—	—	—	—
5	10 212	12 393	—	—	—	—
4	10 134	14 791	1.86	27 496	10.84	36 593
3	10 134	16 219	1.70	27 508	10.34	37 471
2	10 134	17 037	1.61	27 498	10.25	38 289
1	10 134	15 934	1.77	28 155	11.31	39 813
免震層		211	11.45	2 416	—	—

表-6 高層型建物の振動モデル

階	重量 (kN)	曲げ剛性 (kN · m <sup>2</sup> )	せん断剛性				
			初期剛性 (kN/mm)	第1折れ点 $d_c$ (mm)	$Q_c$ (kN)	第2折れ点 $d_y$ (mm)	$Q_y$ (kN)
23	8 841	1.86E+10	1 363	2.40	3 276	14.04	5 448
22	8 743	3.22E+10	1 540	2.92	4 493	15.23	7 614
21	8 743	3.65E+10	1 617	3.46	5 593	16.40	9 685
20	8 743	3.89E+10	1 653	4.02	6 641	17.88	11 718
19	8 743	4.02E+10	1 672	4.52	7 554	19.25	13 611
18	8 743	4.15E+10	1 684	4.99	8 410	20.70	15 412
17	8 743	4.19E+10	1 691	5.46	9 234	22.19	17 119
16	8 743	4.38E+10	1 700	5.90	10 040	23.67	18 733
15	8 743	4.38E+10	1 706	6.35	10 826	25.20	20 253
14	8 743	4.41E+10	1 708	6.77	11 559	26.63	21 680
13	8 743	4.42E+10	1 708	7.17	12 239	27.85	23 013
12	8 743	4.43E+10	1 709	7.53	12 863	28.92	24 253
11	8 743	4.45E+10	1 710	8.09	13 830	30.62	25 573
10	8 743	4.50E+10	1 715	8.36	14 344	31.20	26 633
9	8 743	4.50E+10	1 724	8.59	14 804	31.51	27 599
8	8 743	4.79E+10	1 743	8.73	15 215	31.49	28 471
7	8 743	4.80E+10	1 771	8.81	15 592	31.20	29 248
6	8 743	4.82E+10	1 822	8.90	16 222	31.11	30 067
5	8 743	4.89E+10	1 922	8.87	17 051	31.06	30 811
4	8 743	4.94E+10	2 147	8.05	17 290	29.58	31 310
3	8 743	5.03E+10	2 755	6.22	17 126	26.82	31 715
2	8 743	5.20E+10	6 182	2.51	15 516	17.59	32 313
免震層			614	11.93	7 328	—	—
1	12 138	5.61E+10	338 352				

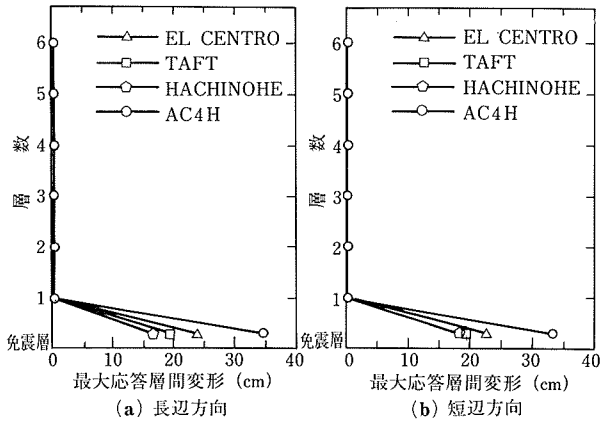


図-8 低層型の応答層間変形

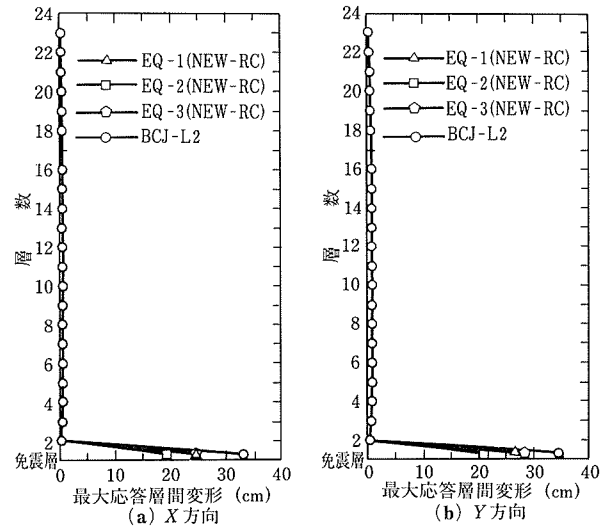


図-9 高層型の応答層間変形

る。PCa PC 免震建物の発展を期待して計画を進めていただいた関係諸氏一同に敬意を表する次第である。

参考文献

- 1) Okamoto, Ozaki, Hayashi, Yashiro, Nakamura, Matsuie, Tanaka, Gu : Earthquake Safety Assessment of Proposed Open Housing Systems with Target Service Life of 2000 Years, RILEM/LEM/CIB/ISO International Symposium, Integrated Life-Cycle Design of Materials and Structures, 2000, Helsinki
- 2) 浜田 ほか : PCa PC免震建物の地震挙動 (その1 検討方針), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.933~934, 2000
- 3) 市澤 ほか : PCa PC免震建物の地震挙動 (その2 上部構造の静的解析検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.935~936, 2000
- 4) 傅 ほか : PCa PC免震建物の地震挙動 (その3 地震応答解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.937~938, 2000

【2001年4月27日受付】