

(31) PC造建物に関する耐震設計クライテリアの検討

(株)ピー・エス 正会員 ○市澤 勇彦
 建設省 建築研究所 勅使川原 正臣
 建設省 建築研究所 正会員 加藤 博人
 (株)ピー・エス 正会員 林 三雄

1.はじめに

本研究は、(社)建築研究振興協会に設けられた共同研究「PC構造設計・施工指針作成」[1]の研究調整委員会(委員長：岡本伸)のものと設計指針作成WG(主査：町田重美)で行われたものである。

PC造建物の地震挙動については、PC特有の履歴エネルギー消費の小さい純PC部材から鉄筋コンクリート(RC)に近い特性を有するプレストレスト鉄筋コンクリート(PPC)部材まで設計種別が幅広く存在し、更に建物に於ける部材配置も様々であることから、一概に特定できない要素を含んでいる。

そこで、RCからPC造に至る各建物の地震挙動を推定するために、暫定的なクライテリアを決めてPCフレームを計画し、それを対象とする解析的な検討結果から建物の消費する履歴エネルギーと地震応答の関係を探ることとした。

検討方針、建物の履歴エネルギーの消費と地震応答について、解析結果を含めて報告する。

2. 検討方針

PC造建物に適用される現行の耐震設計指針では、標準ベースシア係数 C_0 で0.3に相当する弾性応力に対して部材の終局強度設計がなされる。このため、架構の保有水平耐力は、純ラーメン架構においても構造特性係数 D_s で0.4を上回ることが多い。一方、PC造建物の多くは、高さが31m以下の低層構造であったことから、PC部材の特長である高耐力を生かせば現行指針でも容易に設計することができた。しかし、PC共同研究[1]が対象とする建物高さが60m以下であり、中・高層PC建築物を現行指針で設計することは、経済性の面からも事実上困難になる。

そこで、現行指針で求められる最小耐力を基にして高さ及び構造形式ならびに用途別に簡単な解析用モデル(1構面)を計画し、それを対象に実施した解析結果から、PC造建物に対する設計クライテリアを検討することとした。表1に、計画した解析対象モデルを示す。

2.1 解析モデルの設計

2.1.1 常時荷重に対する設計

常時荷重に対する設計は、各構造部材に定められる令および告示に従い次の通り行うこととした。

a) 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」(PC規準)、「プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説」(PRC指針)及び「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」(RC規準)ならびに関連する指針に準じる。

b) 架構の応力計算は弾性剛性に基づく線形解析によるものとし、部材の設計は各部材に適用される設計諸規準に準じることとする。

2.1.2 耐震設計

耐震設計は、PC造建物に適用される令及び告示ならびに現行の設計諸規準・指針に従い、(財)日本建築センターに設けられた共同研究「プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究」[2]報告の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型構造設計指針・同解説」(PRESS指針)を参考にして、静的解析(非線形漸増載荷解析)の結果に対するクライテリアを確認することとした。ただし、告示により規定される最小耐力(標準ベースシア係数 C_0 で0.3)を満足させることとした。純ラーメン架構に対する耐震設計方針を次の通りとした。

- a) 地震力の層せん断力分布係数は A_i 分布とし、平面フレームモデルで解析する。
- b) ベースシア係数 C_b は、令に従い $Z \cdot R_t \cdot C_0$ とする。
- c) 常時荷重による応力は各部材に初期応力として載荷する。

表1 解析対象モデル

建物高さ	標準ベースシア係数(C_0)			建物高さ	標準ベースシア係数(C_0)		
5層21m	0.25	0.30	0.35	10層31m	0.25	0.30	0.35
10層41m	0.25	0.30	0.35	15層46m	0.25	0.30	0.35
15層61m	0.25	0.30	0.35	20層61m	0.25	0.30	0.35

(事務所)

(共同住宅)

d) 架構の崩壊メカニズムを、梁降伏型とする。

2.2 静的解析クライテリア

純ラーメン架構の静的解析に対するクライテリアを、使用限界時、設計限界時及び終局限界時の各変形時に於いて、次の性能を確認することとした。

- a) 使用限界時(C₀=0.2), 最大層間変形角が1/200以下。部材に降伏ヒンジが生じないこと。
- b) 設計限界時(C₀=0.3), 最大層間変形角が1/100以下。PC部材に降伏ヒンジが生じないこと。

c) 終局限界変形時(最大層間変形角=1/50), C₀で設計限界時の1.1倍(C₀=0.33)以上。設定した崩壊機構を有すること。表2に、静的解析に対するクライテリアを示す。

2.3 解析対象モデル

解析対象は計画したモデル(表1)の内、事務所を対象とする1構面モデルとし、3種類の設計用ベースシアー係数の中からC₀で0.3の水平耐力を持つ標準モデルを用いることにした。各構面の高さは、21m(5層)、41m(10層)及び61m(15層)とした。階高は、各モデルとも1階が5m、2階以上を4mとした。図1に、検討対象の軸組を示す。

構面の構造設計種別は、場所打ちRC造から純PC造までの5種類とし、施工法については、場所打ち造及びプレキャスト(PCa)構法に分けて検討することにした。表3に、フレームの構造設計種別を示す。

2.4 材料特性

部材のコンクリート強度は60N/mm²とした。柱及び梁の鋼材にはPC鋼より線(SWPR7B)とPC鋼棒(SBPR110/125)を用い、横補強筋は異形PC鋼棒(SBPD130/145)を用いた。

3. 履歴エネルギーの消費

3.1 静的解析モデル

層せん断力の分布をAiモードとして非線形漸増繰返し載荷解析を行った。部材モデルは、線材置換による材端剛塑性曲げバネモデルとし、その復元力特性をコンクリートの曲げひび割れ及び引張鋼材の降伏を折れ点とするトリリニア型とした。柱・梁接合部は弾性のシアーパネルとした。部材の初期剛性(K_E), 降伏剛性低下率(α_y), 曲げひび割れ耐力(M_c)及び終局耐力(M_y)の式は文献[3]に従い(1)~(4)とした。柱の曲げ降伏耐力の計算は圧縮歪みでも判定するACI方式とし、変動軸力を考慮した。図2に、解析モデルを示す。

$$K_E = L/[L^2/(3E_c \cdot I_c) + k/(G_c \cdot A_c)] \quad (1)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot P_t + 0.043a/D + 0.33 \eta)(d/D)^2 \quad (2)$$

$$M_c = (1.8\sqrt{F_c + P_c/A_c}) \cdot Z_c \quad (3)$$

$$M_y = 0.9 \sigma_y \cdot a \cdot d + f_{py} \cdot a_{pe} \cdot d_p (1 - 0.5q) \quad (4)$$

ここで、 $\eta : (P_c + N)/(F_c \cdot b \cdot D)$,

$q : (f_{py} \cdot a_{pe})/(F_c \cdot b \cdot d)$,

L : 反曲点から部材フェースまでの距離。

表2 静的解析に対するクライテリア

標準ベースシアー係数C ₀	最大層間変形角 (Radian)	PC部材の性能 (部材塑性率)	PPC部材の性能 (部材塑性率)
使用限界時:0.20	1/200以下	未降伏	鉄筋未降伏
設計限界時:0.30	1/100以下	1.0以下	1.0以下
架構設計時:0.33	1/50以下	3.0以下	3.0以下

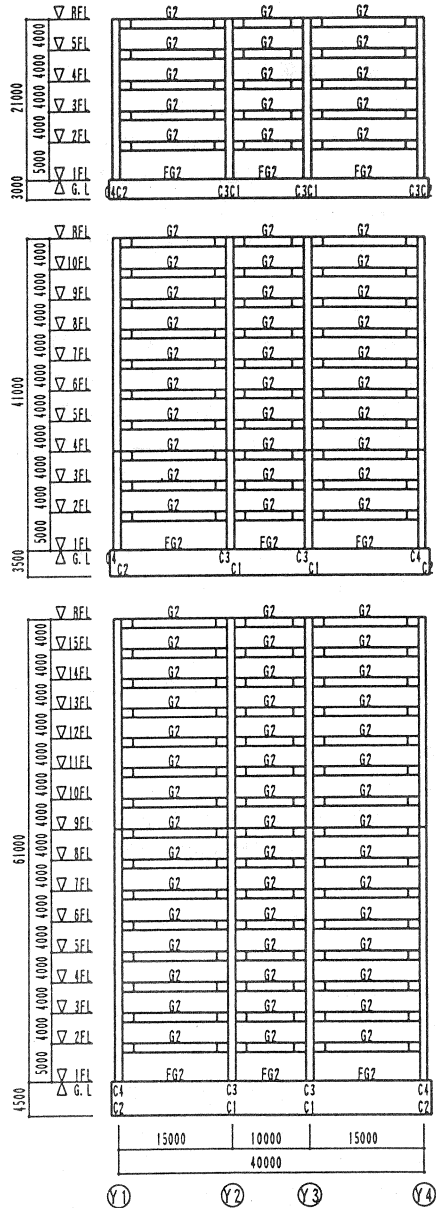


図-1 検討対象の軸組

- E_c : コンクリートの弾性係数,
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数,
- I_c : 有効断面2次モーメント,
- Z_c : 有効断面係数,
- A_c : コンクリート断面積,
- k : せん断形状係数,
- n : コンクリートに対する鋼材の弾性係数比,
- P_t : PC鋼材を含む引張鉄筋比,
- a : シアースパン,
- D : 部材成,
- d : 部材の有効成,
- F_c : コンクリートの設計強度,
- P_c : 有効プレストレス力,
- N : 軸力,
- σ_y : 鉄筋規格降伏点の1.1倍,
- f_{py} : PC鋼材の規格降伏点,
- a_s : 引張鉄筋の断面積,
- a_{pc} : PC鋼材の引張有効断面積,
- d_p : PC鋼材に関する有効成,

表3 フレームの構造設計種別

建物名	構造設計種別	柱	梁	接合方法
1	PcaPC	プレキャストPC	PcaPC	圧着接合
2	PcaPPC	プレキャストPPC	PcaPPc	圧着接合
3	PC	場所打ちPC	PC	場所打ち
4	PPC	場所打ちPPC	PPC	場所打ち
5	RC	場所打ちRC	RC	場所打ち

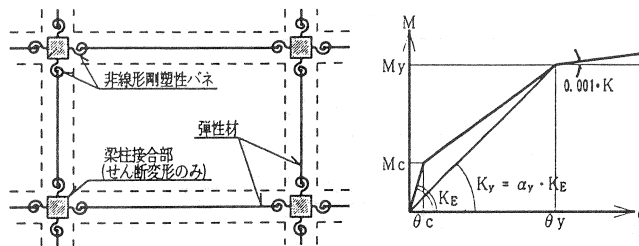


図-2 解析モデル

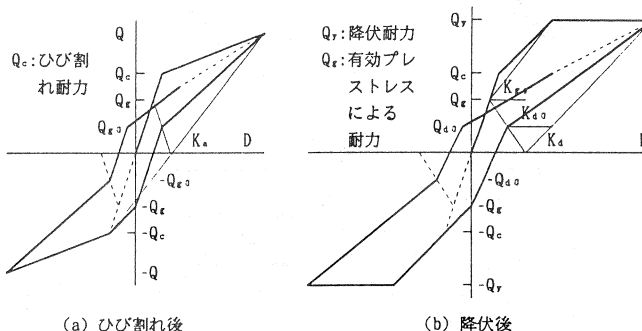


図-3 PC部材モデル

3.2 履歴モデル

履歴モデルは、RC部材にTAKEDAモデル[4]を、PC部材にはPC部材モデル[3]を用いた。TAKEDAモデルにおける降伏後の除荷剛性を決める指数 γ の値は0.4とした。PC部材モデルのPC鋼材による曲げ終局耐力比に伴う係数 λ 及び除荷剛性を決める指数 γ の値は、文献[3]に従った。図3に、PC部材モデルの履歴概要を示す。

3.3 解析結果

解析結果の内、各高さモデルにおける層せん断力-層間変形の関係を図4に、最大層間変形角で $1/200 \cdot 1/100 \cdot 1/50$ における1階の履歴エネルギーの消費量及びそれを基に計算した等価減衰定数(h_{eq})を、それぞれ図5及び図6に示す。各高さモデルにおける標準ベースシア係数と層間変形角の関係は、設定した静的解析に対するクライテリアを満足する。履歴モデルを変えて表現した各構造設計種別における1階の履歴エネルギーの消費量は、各高さモデルともPcaPC造が最も小さく、他はPcaPPC造・場所打ちPC造・場所打ちPPC造・場所打ちRC造の順に消費量が大きくなる。また、最大層間変形角で $1/200$ の時は、各高さモデルともエネルギーの消費量が小さく、場所打ちPPC造と場所打ちRC造の比較では、特に差異が見られない。最大層間変形角で $1/50$ の時は、各高さモデルとも履歴エネルギーの消費量に大きな変化が表れ、場所打ちRC造は、PcaPC造に較べて約2倍のエネルギーを消費している。

1階の履歴挙動から計算した等価減衰定数(h_{eq})は、各構造設計種別におけるエネルギーの消費量と同様の傾向を示している。また、各高さモデルとも層間変形角で $1/200$ から $1/100$ の間では、余り変化が見られない。一方、層間変形角で $1/50$ の時は、等価減衰定数が大きく変化し、層間変形角で $1/100$ における値の約2倍を示している。

架構の残留変形角は、各高さモデルともPcaPC造が最も小さく、層間変形角で正負2%を繰返した後に $1/400$ 程度で

あった。一方、場所打ちRC造の残留変形は1/100を上回り、PCaPC造に較べて約3倍の残留変形量を示した。

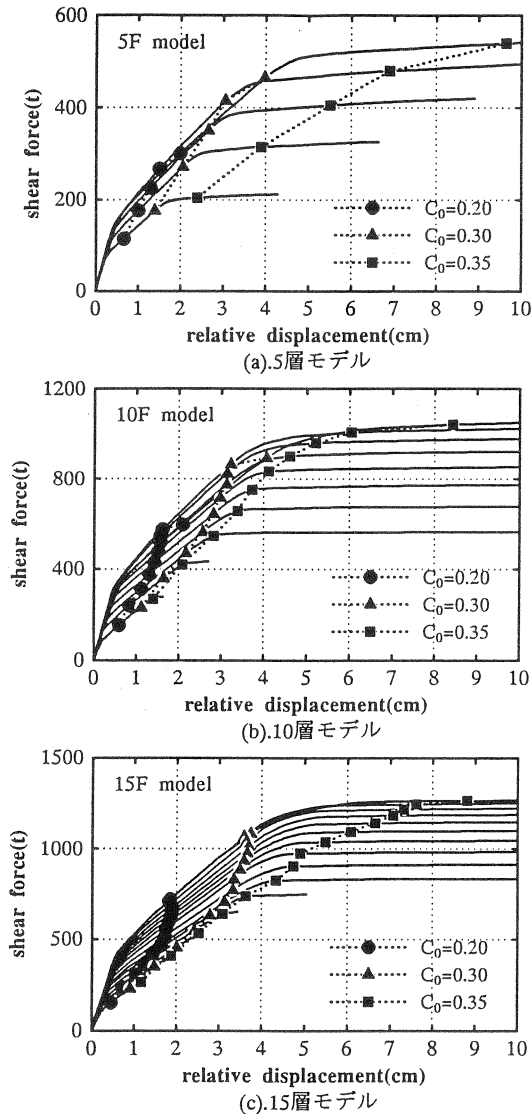


図-4 層せん断力-層間変形の関係

4. 地震応答性状

4.1 動的解析モデル

応答計算は、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による数値積分法とした。減衰マトリクスは、瞬間剛性に比例すると仮定し、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。

解析モデル及び部材の履歴特性モデルは、前項の非線形漸増繰返し載荷解析に同じとした。

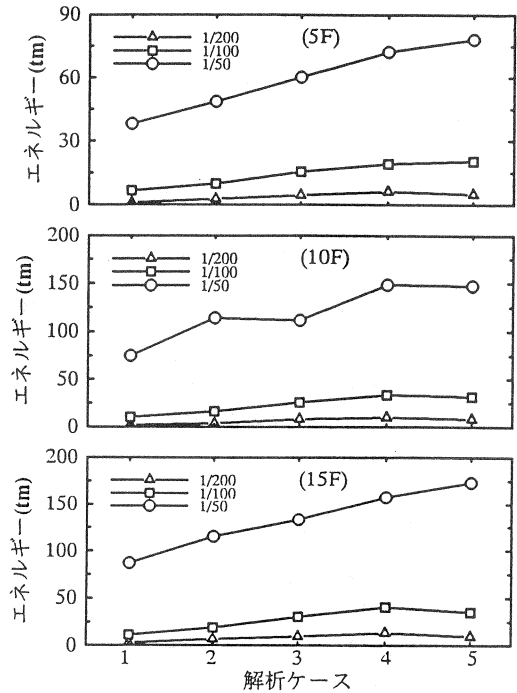


図-5 1階の履歴エネルギーの消費量

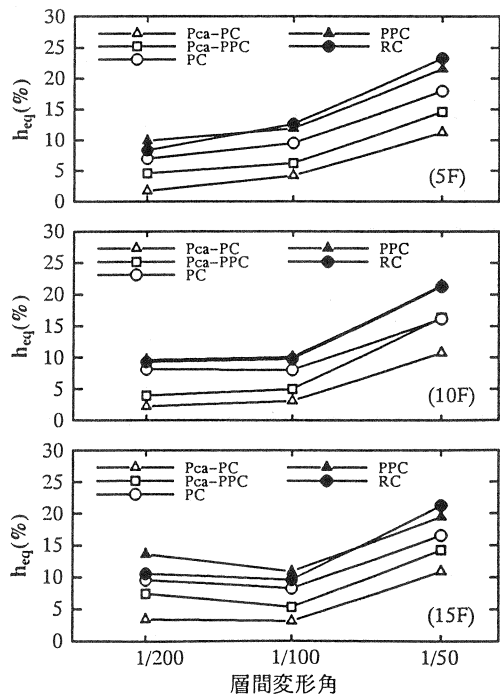


図-6 1階の等価減衰定数

4.2 使用地震波

使用地震波は、El-centro NS(1940), Taft EW(1952) 及びHachinohe NS(1968)の標準3記録とした。記録の増幅は、地表の最大速度で50cm/secに規準化した。表4に、地震波の最大加速度及び解析継続時間を示す。

4.2 解析結果

解析結果の内、各高さモデルの弾性周期(1次~3次)を表5に示し、標準3地震記録による最大応答層間変形を、図7.1~図7.3に示す。PC造を想定して計画したモデルの弾性周期は、RC造建物で一般に計算される弾性1次周期($T=0.02h$)に較べて幾らか長い。

各構造設計種別における最大応答層間変形の比較では、何れの高さモデルにおいても、履歴エネルギーの消費が最も小さいプレキャストPC造が最大応答を示した。各地震記録による応答は、概ね以下の通りであった。

表4 使用地震記録

記録名	最大加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)	50cm/sec相当最大加速度	継続時間 (sec)
El centro NS(1940)	341.7	33.5	510.8	20
Taft EW(1952)	175.9	17.7	496.8	20
Hachinohe NS(1968)	225.0	34.1	330.1	20

表5 各フレーム弾性周期

フレーム	1次モード	2次モード	3次モード
5層	0.65	0.19	0.09
10層	0.90	0.29	0.16
15層	1.30	0.43	0.24

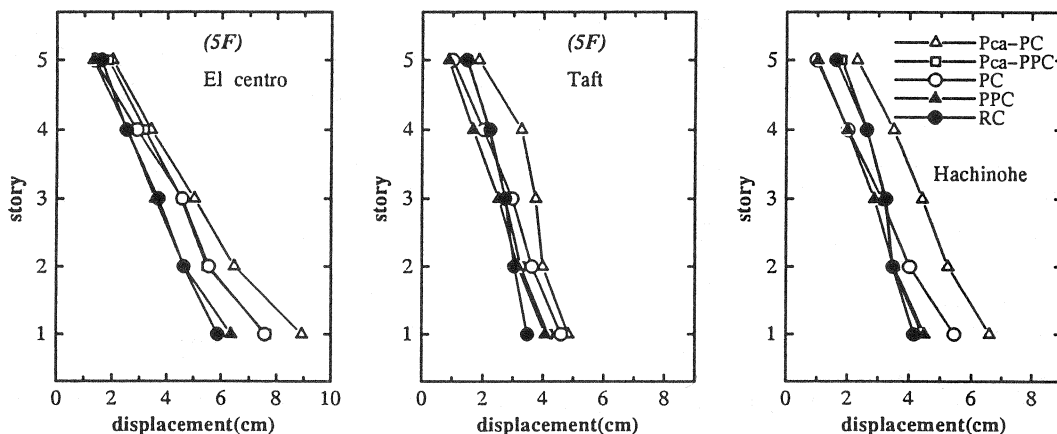


図-7.1 5層モデルの最大応答層間変形

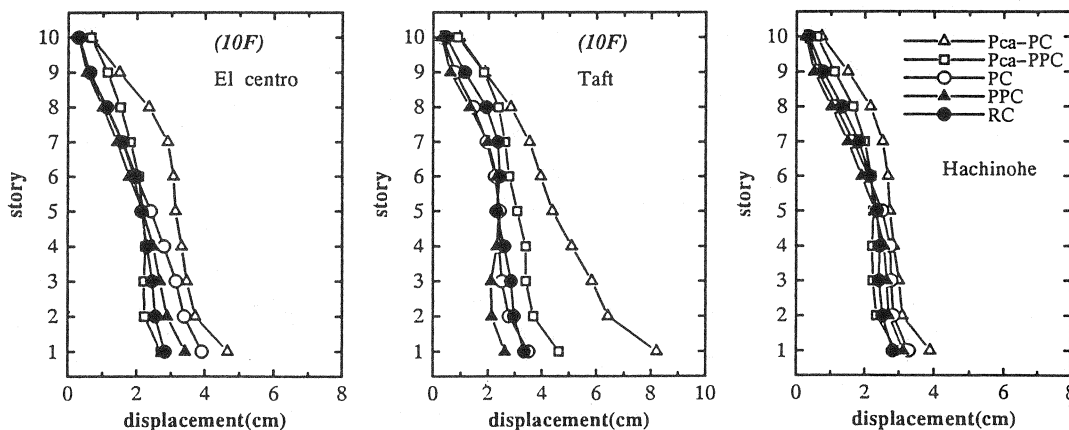


図-7.2 10層モデルの最大応答層間変形

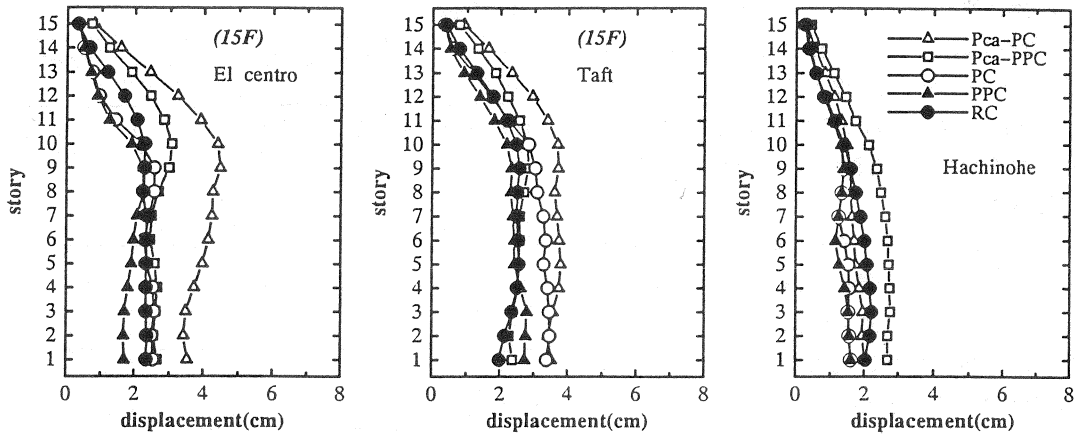


図-7.3 15層モデルの最大応答層間変形

El-centro 1940 NS

5層モデルは、プレキャストPC造が最大応答を示し、1層の層間変形角が1/55に達した。最も応答の小さい場所打ちRC造においても、1層・2層の応答層間変形角が1/100を僅かに越えた。

10層モデルは、全設計種別とも最大層間変形角が1/100以下で、場所打ちPC造とPCaPC造の最大応答が概ね一致した。

15層モデルは、PCaPC造のみ最大応答層間変形角が僅かに1/100を超えが、他の設計種別における応答は小さい。

Taft 1952 EW

5層モデルは、全設計種別とも最大応答層間変形角が1/100以下の応答で、3地震波の中で最も応答が小さい。

10層モデルは、PCaPC造のみ層間変形角で1/60を超える応答を示し、3地震波の中では最大の応答を示した。他の設計種別の応答は小さく、何れも最大層間変形角が1/100を下回った。

15層モデルの応答は小さく、全設計種別とも最大応答層間変形角が1/100以下であった。

Hachinohe 1968 NS

5層モデルは、場所打ちPC造とPCaPC造が1/100を超える応答層間変形角を示した。特に、PCaPC造の応答が著しく、層間変形角で1/73に達した。

10層及び15層モデルは、全設計種別とも層間変形角で1/100を超える応答は無く、3地震波の中では最小応答を示した。

5. まとめ

3種類の高さと5種類構造設計種別による15構面モデルを対象にして非線形漸増繰返し載荷解析及び標準3地震波による地震応答解析を実施した。各構造設計種別における1階の履歴エネルギーの消費と地震応答の関係からPC造建物の地震挙動について、次の事項を確認した。

- 1) RC造の履歴エネルギーの消費量は最も大きく、最も小さいプレキャストPC造の約2倍を示した。
- 2) 等価減衰定数(h_{eq})は、RC造が最も大きく、架構の塑性化に伴い著しく大きくなる。
- 3) 架構の残留変形は、プレキャストPC造が最も小さく場所打ちRC造の約1/3程度である。
- 4) 架構の履歴エネルギー消費に伴う等価減衰定数(h_{eq})と最大応答層間変形は、概ね大小関係にある。

参考文献

[1]建設省建築研究所, (社)建築業協会, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会, (社)日本建設業経営協会, (社)日本建築構造技術者協会, 住宅・都市整備公団, (財)日本建築センター, "PC共同研究「PC構造設計・施工指針作成」", January 1996~December 1998.
 [2]建設省建築研究所, (社)建築業協会, (社)プレハブ建築協会, (財)日本建築センター, "共同研究「プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書」", April 1990~March 1993.
 [3]林, 岡本, 小谷, 加藤, 傳, "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, July, 1995.
 [4]Takeda T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", Proceedings, ASCE, Vol.96, No.ST12,