

(37) 等価線形化法を用いたPC造建築物の地震応答予測  
—プレキャストPC造架構実験の成果(2)—

(株)ピー・エス 建築技術部 正会員 ○市澤 勇彦  
建設省建築研究所 第4研究部 正会員 加藤 博人  
(株)大本組 技術本部 岡本 直人  
伊藤組土建(株) 設計部 高松 圭

1. はじめに

現在、建築構造物の性能評価型設計手法についての研究が盛んに行われている<sup>1)</sup>。この設計手法は、骨組および部材の応答値(耐力および変形)を把握し、適切な技術資料などに基づいて求めた限界値との比較により建築物の耐震性能を評価するものである。プレストレストコンクリート(以下、PC)造建築物に性能評価型設計法を適用した場合、従来の設計手法と大きく変わることが予想される。そこで本報では、耐震性能評価法の1つとして検討されている等価線形化法を用いてモデル建物の地震応答予測を行い、同じモデル建物を対象としたプレキャストPC造架構試験体<sup>2), 3)</sup>の実験結果との比較を行いながら、同手法のPC造建築物への適用可能性について検討した。ここでは、等価線形化法による耐震性能評価の結果を中心に報告する。

2. 加力実験から得られた応答性状

サブストラクチャ仮動的実験(サブストラクチャPSD)から得られた層変形、層間変形角、層せん断力の最大値分布を入力地震波毎に比較して図1に示す。最大値は、いずれもJMA-Kobe: NS波で記録された。また、最大応答層間変形角は、いずれの場合も2層で生じている。Hachinohe: EW波 Level 2入力では、2, 3層の層間変形角は、それぞれ1/86、1/91であった。Level 3入力では、加力部分では各層とも1/100を超え、2層の1/73が最大であった。JMA-Kobe: NS波では1~8層の層間変形角が1/100を超え、2層では1/52に達した。応答層間変形角の分布から、Hachinohe: EW波 Level 2以降において加力部分の1~3層の変形が大きく、4層の変形が小さいことが分かる。4層は加力部分と計算部分の境界であり、境界条件による何らかの影響があったものと推測される。最大層せん断力の分布形は、SRSS法により計算したものにほぼ一致した。

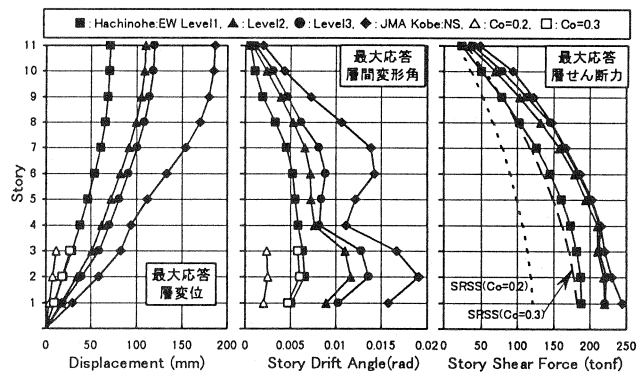


図1 加力実験から得られた最大応答値分布

達した。応答層間変形角の分布から、Hachinohe: EW波 Level 2以降において加力部分の1~3層の変形が大きく、4層の変形が小さいことが分かる。4層は加力部分と計算部分の境界であり、境界条件による何らかの影響があったものと推測される。最大層せん断力の分布形は、SRSS法により計算したものにほぼ一致した。

3. 等価粘性減衰定数

静加力実験の履歴ループより求めた試験体各層の等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ と塑性率 $\mu$ (塑性率=層間変位 $\delta$ /降伏変位 $\delta_y$ )の関係を図2に示す。ここで、塑性率が0.7~1.8の間はサブストラクチャPSDを行った部分であり、定常応答とはならないため値を示していない。各層の降伏変位 $\delta_y$ は、実験で得られた最大層せん断力の手前90%時の変形と定義した。層のスケルトンカーブと降伏変位の定義を図3に示す。試験体各層の降伏変形角は、1層:1/124, 2層:1/105, 3層:1/123(いずれも正、負方向の平均)となり、ほぼ同じであった。

また、図2には既往の履歴復元力特性モデルから得られる $h_{eq}$ と $\mu$ の関係も示した。図2に示した関係式は、柴田らによる提案式<sup>4)</sup>、Takeda Model<sup>5)</sup>、Thompson&Park Model<sup>6)</sup>、およびPC Model<sup>7)</sup>の4種類である。ここでは、ひび割れ耐力 $Q_c$ の降伏耐力 $Q_y$ に対する比( $Q_c/Q_y$ )を1/2、降伏変位 $\delta_y$ に対するひび割れ時変位 $\delta_c$ の比( $\delta_c/\delta_y$ )を1/6、降伏剛性低下率 $\alpha_y$ ( $\alpha_y = K_y/K_E$ )を1/3と設定した。さらに、柴田らによる提案式の係数 $\alpha, \beta$ は、RC型に対して0.2および0.05、PC型に対して0.06および0.02とした。Takeda Modelの徐荷剛性指数 $\gamma$ は0.4とし、

Thompson&Park Modelの普通鉄筋寄与率 $\alpha$ はゼロとした。PC modelの係数 $\alpha'$ は0.9とした。

図2で白抜き記号が2回目の加力ループから求めた $heq$ であるが、各層とも1回目(黒記号)に比べて小さくなっている。塑性率1以下では0.05程度しかなく、塑性率4を越えるような大変形に至っても0.08程度である。PC鋼材だけで圧着接合されている本構造では、履歴面積によるエネルギー消費はあまり期待できない。

既往の $heq$ と $\mu$ の関係と実験結果を比較すると、RC型モデルではいずれも実験結果に対して $heq$ が大きく、柴田らの提案式(RC型)では概ね1.8~2.0倍、Takeda Modelで2.5倍程度あった。PC型モデルでは柴田らの提案式(PC型)で実験値を下回り、概ね2/3程度の $heq$ である。また、Thompson&Park Modelでは、 $\mu$ が3程度までは1回目と2回目の $heq$ のほぼ中間値を示すが、 $\mu$ が3.5を超えると実験値の概ね1.1倍であった。さらにPC Modelでは概ね1.6倍であった。

#### 4. 等価線形化法による地震応答予測

##### 4.1 応答予測の手順

等価線形化法を用いて試験体の最大応答値を予測し、サブストラクチャPSDより得られた実験結果と比較した。以下に応答予測の手順を示す。

(1) 建築物の基礎底位置における地震動に対する

加速度応答スペクトル(Sa)と変位応答スペクトル(Sd)を作成する。加速度応答スペクトルは、日本建築学会「建築物荷重指針・同解説<sup>9)</sup>(以下、荷重指針)」に示された方法を用いて、減衰定数を5%、表層地盤を2種地盤に設定して作成した。本報で検討した地震動は、荷重指針に示されている中地震動と大地震動、および文献9に示された極大地震動の3種類である。工学的基盤における中地震動と大地震動の最大加速度および最大速度はそれぞれ0.13G( $G=980\text{cm/sec}^2$ ) および14kine、0.44Gおよび48kineに設定した。また、極大地震動は最大加速度を0.8G、最大速度を80kineに設定して作成した。その他の係数は各文献に倣った。

(2) 試験体の非線形漸増荷荷解析結果を使って等価1自由度系の代表荷重-変形関係を作成し<sup>10)</sup>、検証用応答スペクトルにプロットする。この時、代表変形としては、弾性1次モードで刺激関数 $\beta\{u\}=1.0$ となる高さの7層変位を用いる。代表荷重はベースシア $Q_B$ を1次有効質量(有効質量比:0.83)で割って求める。なお、ここで求められた変形は、縮小試験体としての変形であるため、変形を相似率( $\lambda=1/2.74$ )で割り戻し、検証用応答スペクトルと対応させた。

(3) 等価1自由度系の降伏変位 $Dy$ を代表荷重-変形関係における第2折れ点と定義する( $Dy=23.08\text{cm}$ ,  $R=1/129$ )。ここで定義した降伏変形角は実験結果から決定した架構全体の降伏変形角(1/117)と概ね対応している。

(4) 図2に示した $heq$ と塑性率 $\mu$ の関係から、 $\mu$ に対応する $heq$ を用いて検証用応答スペクトルを計算し、必要耐震性能スペクトルを作成する。その線と代表荷重-変形関係の交点から推定応答値を求める。

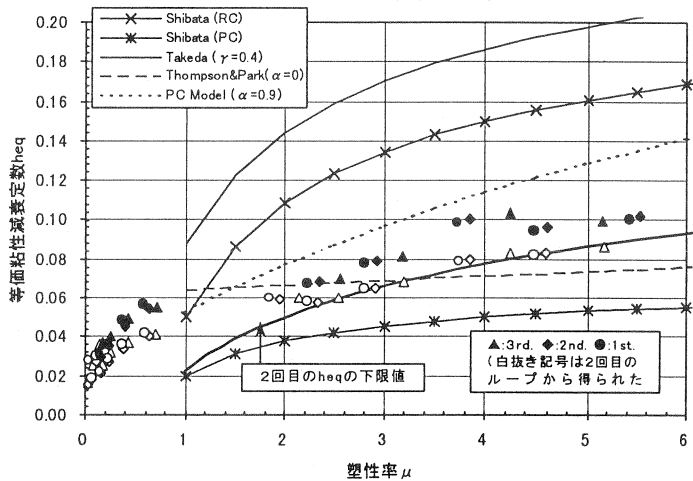


図2 等価粘性減衰定数

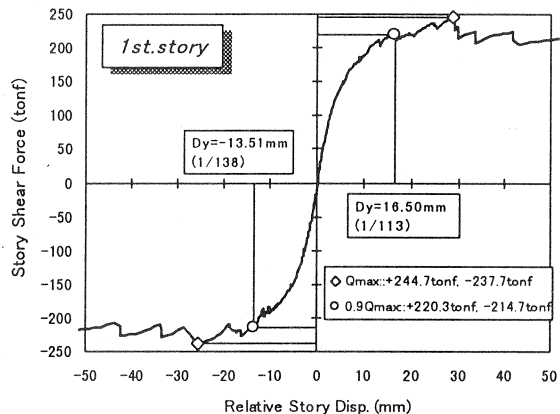


図3 層の降伏変位の定義

4.2 推定応答値と実験結果との比較

前項の手順にしたがって求めた必要耐震性能スペクトルと代表荷重-変形関係のうち、大地震動と極大地震動の結果を図4に示す。ここでは、代表荷重-変形関係上にサブストラクチャPSDから得られた代表点位置(7層)の最大応答値を相似率で換算した値をプロットして、推定応答値と比較した。表1に等価線形化法による推定応答値とサブストラクチャPSDによる実験結果を比較して示す。

(1) 中地震動レベル

等価線形化法による推定応答値は7.10cm(1/420)であった。一方、非線形漸増載荷解析による標準ベースシア係数 $C_0=0.20$ 到達時の代表点位置の変形は10.78cm(1/276)であり、推定応答値は $C_0=0.2$ に達した時の代表変形に対して約2/3にとどまる結果となった。

(2) 大地震動レベル

推定応答値は33.73cm(1/88)であり、塑性率 $\mu$ は1.46程度と推定される。サブストラクチャPSDのHachinohe:EW波Level 3入力による最大応答値は27.62cm(1/108)であり、推定応答値に対して0.81倍であった。また、JMA-Kobe:NS波入力時の最大応答値は42.24cm(1/70)であり、推定応答値に対して1.26倍であった。

(3) 極大地震動レベル

必要耐震性能スペクトルから推定される最大応答値は、63.82cm(1/46)であり、塑性率 $\mu$ は約2.77と推定される。サブストラクチャPSDによる最大応答であるJMA-Kobe:NS波入力時の応答値は、推定応答値に対して約2/3であった。ここで行った極大地震動に対する応答予測は、JMA-Kobe:NS波を使った実験結果よりも大きく、本手法による応答予測がこれまでに経験した地震応答と較べても過小なものでないことが分かる。

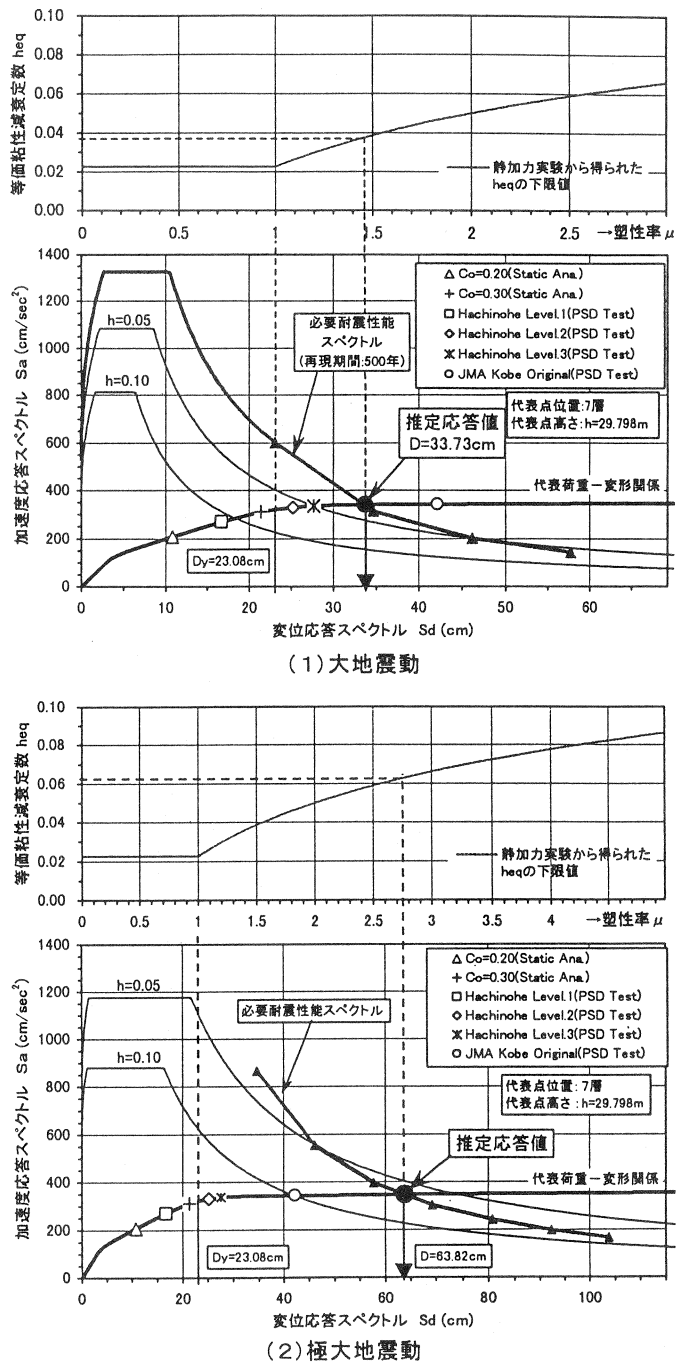


図4 必要耐震性能スペクトルと代表荷重-変形関係

5. 耐震性能の評価

5.1 モデル建物の設計方針

試験体の耐震性能評価を行う前にモデル建物の設計方針について簡単に触れておく。常時荷重に対する設計は現行規定に基づいて行い、地震荷重に対する設計ではPRESS指針<sup>11)</sup>に示された手法を参考に部材の弾

塑性特性に立脚した非線形漸増荷解析を行い、設定した設計クライテリアを満足することを確認することにした。モデル建物の設計クライテリアと解析結果を表2に示す。設計クライテリアは、設計限界変形時( $C_0=0.30$ 時)に対しては最大層間変形角が1/100以下、設計保証限界(最大層間変形角が1/50)に達したときに $C_0=0.33$ 以上である。架構の崩壊機構は1層柱脚と各層梁端にヒンジが生じる梁崩壊型を仮定している。解析の結果、モデル建物は設計クライテリアを概ね満足していた。また、試験体についても設計が適切に行われたことを確認した。

### 5.2 各層、各部材の応答値の算定

4.2で求めた推定応答値のうち、極大地震動に対する1自由度系の応答値より、各層、各部材の応答値を推定し、全体崩壊形および各部材の靱性を評価した。以下に各層、各部材の応答値の推定手順を示す。

(1) 等価線形化法により求めた代表点の推定応答値に相当する非線形漸増荷解析のステップ数を求める。

(2) (1)で求めたステップ数に相当する各層の変位を非線形漸増荷解析の結果から求める。

(3) (2)の結果から、試験体のヒンジ発生状況および部材端のモーメント-回転角関係を得る。

表1 等価線形化法による推定応答値と実験結果

入力地震波	代表点の最大応答値 (cm)	最大層間変形角	塑性率 $\mu$ (代表点)
Co=0.2 (解析結果)	10.78 (1/276)	1/246 (2層)	0.47
Co=0.3 (解析結果)	21.36 (1/139)	1/128 (2層)	0.93
Hachinohe:EW Level.1	16.68 (1/178)	1/151 (2層)	0.72
Hachinohe:EW Level.2	25.16 (1/118)	1/86 (2層)	1.09
Hachinohe:EW Level.3	27.62 (1/107)	1/73 (2層)	1.20
JMA-Kobe:NS Original	42.24 (1/70)	1/52 (2層)	1.83
推定応答値:中地震動	7.10 (1/420)	—	0.31
推定応答値:大地震動	33.73 (1/88)	1/78 (2層)	1.46
推定応答値:極大地震動	63.82 (1/46)	1/39 (2層)	2.77

表2 設計クライテリアと解析結果

設計クライテリア			非線形漸増荷解析結果				
標準ヘーシアー係数 $C_0$	最大層間変形角 $R_{max}$	PC部材塑性率 $\mu_{max}$		$C_0$	$R_{max}$	$\mu_{max}$ (梁)	$\mu_{max}$ (柱)
0.20時	1/200以下	—	プロトタイプ建物		1/204 (3層)	未降伏	未降伏
			縮小試験体		1/246 (2層)		
0.30時	1/100以下	1.0以下	プロトタイプ建物		1/107 (3層)	未降伏	未降伏
			縮小試験体		1/128 (2層)		
0.33以上	1/50時	2.0以下	プロトタイプ建物	0.345	1/50時 (3層)	2.4 (4層)	2.3 (1層柱脚)
			縮小試験体	0.332	1/50時 (2層)	3.1 (2層)	2.8 (1層柱脚)

### 5.3 試験体の崩壊形および部材靱性に対する検討

#### (1) 全体崩壊形の検証

前項の手順に従い極大地震動の推定応答値から評価した各層の最大応答値を図5に、大地震動および極大地震動の推定結果を表3に示す。推定応答値から評価した推定最大層間変形角 $R_{max}$  (2層)は1/39であった。 $R_{max}$ 時のヒンジ発生状況を見ると、1層柱脚と2層から9層までの梁端部に降伏ヒンジが発生しており、設計で想定した梁降伏型の崩壊機構が確保されていた。極大地震動によるヒンジ発生状況を図6に示す。

#### (2) 部材靱性に対する検討

表3に示す推定最大部材角を用いて、ヒンジ領域における曲げ靱性確保のための要求部材角を設定し、既往の横補強筋量算定式<sup>12),13)</sup>により部材設計を行った。但し、PC柱の算定式は提案されていないので、New RC総プロで提案されたRC柱に対する算定式<sup>12)</sup>を用い、軸力Nを(N+有効プレストレス力 $P_e$ )と見なして横補強筋量を求めた。以上より設計された部材断面と試験体断面を比較し、曲げ靱性に対する検証を行った。

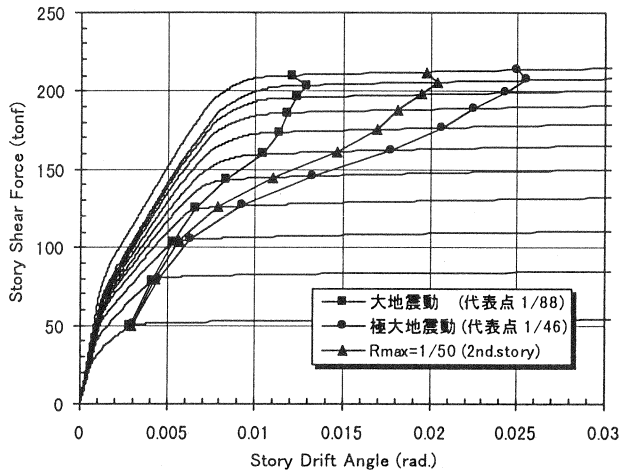


図5 層せん断力-層間変形角関係と推定応答値

表3 推定応答値から評価した層および部材の推定値

	代表点の最大応答値	推定最大層間変形角 $R_{max}$	推定最大部材角		
			梁	中柱	外柱
大地震動	1/88	1/78 (2層)	1/67 (2,3層)	1/71 (1層柱脚)	1/77 (1層柱脚)
極大地震動	1/46	1/39 (2層)	1/37 (2層)	1/40 (1層柱脚)	1/42 (1層柱脚)

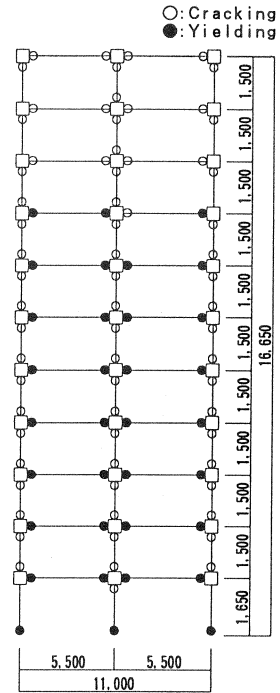


図6 ヒンジ発生状況(極大地震動)

	梁: 端部	中柱: 1階柱脚	外柱: 1階柱脚
試験体断面	□-D6@50 [SD295A] (Pw=0.427%)	■-U6. 4@50 [ □ スイラル ] (Pw=0.658%)	■-U6. 4@50 [ □ スイラル ] (Pw=0.658%)
断面検討結果	□-D6@42 [SD295A] (Pw=1.017%) または □-D10@47 [SD295A] (Pw=1.017%)	■-U6. 4@38 [ □ スイラル ] (Pw=0.865%)	■-U6. 4@30 [ □ スイラル ] (Pw=1.096%)
要求部材角 $\theta=1/30$		要求部材角 $\theta=1/30$	要求部材角 $\theta=1/30$

図7 曲げ靱性に対する部材断面の検討結果

上記の算定式より設計された部材断面と試験体断面の比較を図7に示す。降伏ヒンジが発生している梁の最大部材角は1/37(2層外端)で、要求部材角を1/30(1/37×1.2倍)とした場合、最低限必要な横補強筋量は2-D10@47、または4-D6@42となり、試験体断面に比べて過密な配筋となる。中柱1層柱脚の推定部材角は1/40で、要求部材角を1/30(1/40×1.33倍)として部材設計を行うと4-U6.4@38となり、試験体断面より密になる。同様に、圧縮側の外柱1層柱脚の推定部材角は1/42で、要求部材角を1/30(1/42×1.4倍)とした場合、4-U6.4@30となり試験体断面に比べて過密になった。

以上、文献にしたがって横補強筋量を算定すると試験体の配筋より多めの補強が必要となる。一方、加力実験では層間変形角1/20に達するような大変形においても、部材は十分な塑性変形能力を示し、架構の著しい耐力低下は最後まで観察されていない。文献14でも指摘されているように、上記設計式はPC梁に対してかなり安全側の評価を与えるものと考えられ、今後、PC部材の曲げ靱性確保のための適切な横補強筋量算定式を構築することが望まれる。

降伏ヒンジを想定しない柱(2層以上)について極大地震動の推定応答時の応力と部材耐力を比較すると、部材耐力は極大地震動の応力に対しても余裕があることが確認された。

## 6. まとめ

プレキャストPC造架構試験体による加力実験の結果を用いて、等価線形化法による試験体の地震応答予測を行い、試験体の耐震性能を評価した。検討結果から以下の事項が確認された。

- (1) 等価粘性減衰定数は塑性率1以下では0.05程度、塑性率4を越えるような大変形に至っても0.08程度であり、PC鋼材だけで圧着接合されているような構造では履歴面積によるエネルギー消費はあまり期待できない。
- (2) 等価線形化法を用いた極大地震動に対する最大応答予測は、プレキャストPC造架構試験体の神戸海洋気象台波(JMA-Kobe:NS波)を用いた応答と比べて安全側の評価を与えた。
- (3) 本報で検討した性能評価型設計法は、PC造建築物に対しても適用可能である。
- (4) 性能評価型設計法を適用する場合、PC部材の変形を適切に評価し、それを実現する設計手法の開発が今後の課題である。

## 【参考文献】

1. 平石, 緑川, 勅使川原, 五條; 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価(その1~2), 日本建築学会大会(広島)梗概集, 構造, 1999年9月.
2. 加藤, 岡本, 市澤ほか; 11階建てプレキャストPC造架構試験体の耐震実験(その1~3), 日本建築学会大会(広島)梗概集, 構造, 1999年9月.
3. 岡本, 加藤, 市澤, 木内; PC造架構の復元力特性と損傷状況, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 1999年10月.
4. 柴田明徳; 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981, pp139-144.
5. Takeda, T., M.A. Sozen, and N.N.Nielsen; "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", ASCE, Vol.96, No.ST12, December, 1970, pp59-64.
6. K.J.Thompson and R.Park; "Sismic Response of Partially Prestressed Concrete", J.sd, Proc. of ASCE, ST8, Aug, 1980, pp1755-1775.
7. 岡本, 加藤; PC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol.33, No.4, Jul.1991年, pp52-63
8. 日本建築学会; 建築物荷重指針・同解説, 1993.
9. 大川ほか; 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価(その4 評価用応答スペクトルとその地域格差の検討), 日本建築学会大会(広島)梗概集, 構造, 1999年9月.
10. 倉本ほか; 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価(その6 等価1自由度系への縮約), 日本建築学会大会(広島)梗概集, 構造, 1999年9月.
11. 中田慎介; プレキャスト鉄筋コンクリート構造の現状—PRESSS成果物から—, コンクリート工学, Vol.32, No.5, 1994年, pp5-12
12. 日本建築学会; コンクリート構造(PC, PRC)部材の靱性設計手法と耐震架構への応用, 1997年9月, pp165.
13. 建設省総合技術開発プロジェクト; 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発, 構造性能分科会報告書(平成4年度), (財)国土開発技術研究センター, 平成5年3月, ppⅢ-41.
14. 上田ほか; 片持型PC梁の耐荷・変形機構に関する研究(その2), 日本建築学会大会(九州)梗概集, 構造, 1998年9月, pp991-992.