論文　プレストレストコンクリート造建物の縮約モデルによる応答評価に関する解析的研究

小嶋　慶大[*1]・真田　靖士[*2]

要旨：PC 造建物に対する限界耐力計算法の適用性の検討を目的として，PC 造建物の地震応答解析を行い，等価 1 自由度縮約モデルによる応答評価を行った。縮約モデルとして，履歴モデルに林モデル，原点指向モデル，Takeda モデルの 3 つのケースを想定した等価弾塑性モデルと，限界耐力計算を想定した等価弾性モデルを作成した。等価弾塑性モデルは，等価弾性モデルと比較して地震応答を遥かに精度よく推定できること，林モデル，原点指向モデルを用いた等価弾塑性モデルは，Takeda モデルと同様に概ね良好に地震応答を推定できること，ただし，繰り返し回数が多い地震波に対して推定精度が低下するケースがあることを確認した。

キーワード：PC，地震応答解析，等価 1 自由度系，限界耐力計算

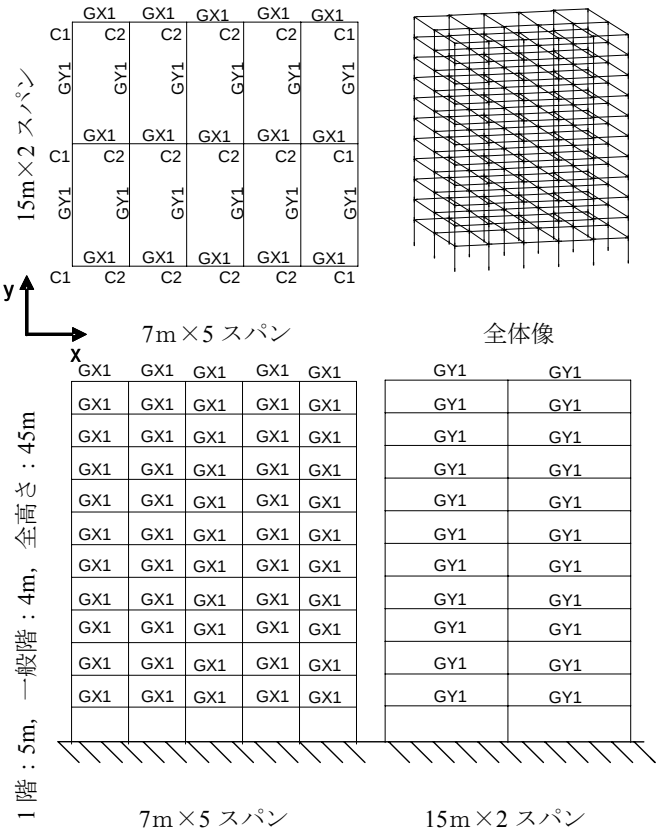
1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下，PC）構造は高い復元性を持ち，大きな塑性変形後も除荷に伴いひび割れが元に戻るという優れた損傷低減効果を有する構造である。建物の性能を定量的に評価する方向へ向かう社会の趨勢を背景に現在，PC造建物の新しい設計体系として，限界耐力計算に基づく設計規準の作成が進められている[1)]。しかし，PC造建物の地震応答解析，限界耐力計算に関する資料は限られ[例えば，2)]，あまり整備されていないのが現状である。そこで本研究はPC造建物に対する限界耐力計算法の適用性の検討を目的として，PC造建物の地震応答解析を行い，等価 1 自由度縮約モデルによる応答評価を行った。

2. PC 造建物の地震応答解析

2.1 解析対象

解析対象建物は**図－1** に示す 2×5 スパンの 11 階建てPC造のフレーム建築物である[1)]。**表－1**に柱断面リスト，**表－2** に梁断面リスト，**表－3** にPC鋼材の導入緊張力をそれぞれ示す。床は剛床，基礎は固定，柱梁接合部は剛域と仮定した。柱，梁のモデル化は曲げ特性を弾塑性バネ，せん断・軸特性を弾性バネでモデル化した。曲げバネの履歴モデルにはPC構造を想定した林モデル[3)]，原点指向モデルを，また，比較のためにRC構造を想定したTakedaモデルを用い，3 つのケースについて比較検討した。**図－2** に林モデルの概要を示す。本モデルは同図に示すようなS字型をした履歴ループを描き，PC部材の履歴を比較的精度よく再現するモデルとして知られている。



図－1　対象建物の平面図，立面図，全体像

表－1　柱断面リスト

階		C1	C2
4～11	断面　B×D	900×950	900×950
	PC鋼材	8-32φ	8-32φ
	フープ	D13@100	D13@100
1～3	断面　B×D	900×950	900×950
	PC鋼材	8-36φ	8-32φ
	フープ	D13@100	D13@100

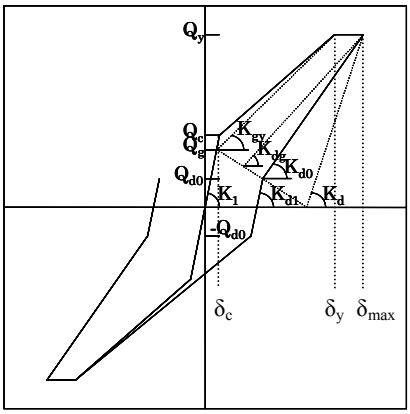
*1 豊橋技術科学大学大学院　建設工学専攻　大学院生　(正会員)
*2 豊橋技術科学大学　建設工学系　准教授　博(工)　(正会員)

表－2　梁断面リスト

階		GX1	GY1
全階	断面　B×D	600×1000	600×1000
11～R	PC鋼材：上段	2c-5-15.2φ	2c-7-15.2φ
	下段	2c-5-15.2φ	2c-7-15.2φ
	スターラップ	D13@150	D13@150
10	PC鋼材：上段	2c-6-15.2φ	2c-7-15.2φ
	下段	2c-6-15.2φ	2c-7-15.2φ
	スターラップ	D13@150	D13@150
9	PC鋼材：上段	2c-7-15.2φ	2c-8-15.2φ
	下段	2c-7-15.2φ	2c-8-15.2φ
	スターラップ	D13@150	D13@150
8	PC鋼材：上段	2c-8-15.2φ	2c-9-15.2φ
	下段	2c-8-15.2φ	2c-9-15.2φ
	スターラップ	D13@100	D13@100
7	PC鋼材：上段	2c-9-15.2φ	2c-11-15.2φ
	下段	2c-9-15.2φ	2c-11-15.2φ
	スターラップ	D13@100	D13@100
6	PC鋼材：上段	2c-10-15.2φ	2c-12-15.2φ
	下段	2c-10-15.2φ	2c-12-15.2φ
	スターラップ	D13@100	D13@100
5	PC鋼材：上段	2c-11-15.2φ	2c-12-15.2φ
	下段	2c-11-15.2φ	2c-12-15.2φ
	スターラップ	D13@100	D13@100
4	PC鋼材：上段	2c-11-15.2φ	2c-12-15.2φ
	下段	-	2c-3-15.2φ
	スターラップ	2c-11-15.2φ	2c-12-15.2φ
	PC鋼材：上段	D13@100	D13@100
3	下段	2c-12-15.2φ	2c-12-15.2φ
	スターラップ	-	2c-4-15.2φ
	PC鋼材：上段	2c-12-15.2φ	2c-12-15.2φ
	下段	D13@100	D13@100
2	スターラップ	2c-12-15.2φ	2c-12-15.2φ
	PC鋼材：上段	-	2c-5-15.2φ
	下段	2c-12-15.2φ	2c-12-15.2φ
	スターラップ	D13@100	D13@100

表－3　設計時導入緊張力

柱	36φ	600 kN/本
	32φ	450 kN/本
梁	15.2φ	135 kN/本



$K_{d0}=\{K_{gy}+\eta(K_{ay}-K_{gy})\}|\delta_{max}-\delta_y|^{-\gamma}$　　$K_{gy}=(Q_y-Q_g)/(\delta_y-\delta_g)$

$K_{ay}=(Q_y-Q_c)/(\delta_y-\delta_c)$　　$K_{dg}=K_{gy}|\delta_{max}/\delta_y|^{-\gamma}$

$K_d=K_{ay}|\delta_{max}/\delta_y|^{-\gamma}$　　$K_{d1}=K_1|\delta_{max}/\delta_y|^{-\gamma}$

η ：部材曲げ強度に及ぼす普通強度鉄筋の寄与率

γ ：除荷剛性用パラメータ

図－2　林モデル

2.2 数値積分法

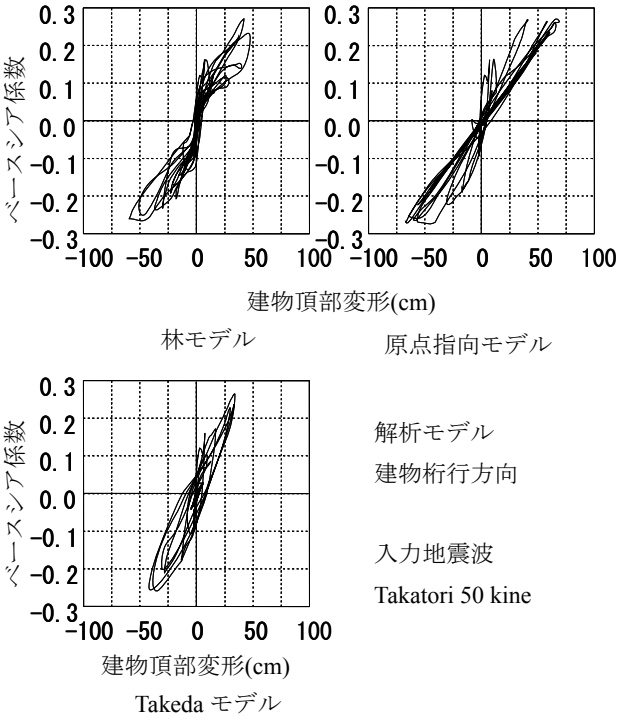
数値積分法は Newmark-β法(β=0.25)を用い，積分時間刻みを 0.005 秒とした。減衰は瞬間剛性比例型を仮定し，減衰定数は 3%を仮定した。

2.3 入力地震波

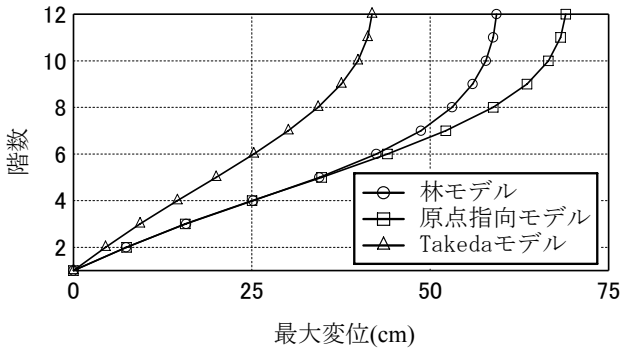
入力地震波は 1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の記録の NS 成分（以下，JMA），JR 鷹取駅の記録の NS 成分（Takatori），1940 年 Imperial Valley 地震の El Centro の記録の NS 成分（Elc），日本建築センター模擬波（BCJ-L2）の 4 波を用いた。JMA，Takatori 波は繰り返し回数が少ないパルス的な波であり，Elc，BCJ-L2 波は繰り返し回数が多い波である。これらの地震波の最大速度を 50，75，100 kine に基準化し，建物の桁行方向（X 方向），梁間方向（Y 方向）に入力した。したがって，各建物モデル（6 通り＝3 通りの履歴モデル×2 通りの入力方向）に対して 12 通りの入力，すなわち，72 通りのフレーム解析を行った。

2.4 解析結果

フレーム解析の結果例として，建物の桁行方向に Takatori 50 kine 波を入力した場合について，**図－3** に各履歴モデルを用いた場合のベースシア係数-建物頂部変形関係を，**図－4** に最大変位分布を比較して示す。履歴モデルの違いにより，履歴ループの面積が小さい原点指向モデル，林モデル，Takeda モデルの順に応答変位が大きくなっている。この傾向は他の解析ケースにおいても同様である。また，履歴ループはやや不規則な形状を呈しており，高次モード応答の影響が認められる。



図－3　ベースシア係数-建物頂部変形関係



図－4　最大変位分布

3. 等価１自由度縮約モデルによる応答評価方法

3.1 1 次モード応答の抽出（動的縮約）

はじめに，本研究で解と考えるフレーム解析の応答から高次モード応答の影響を解消するため（本研究では高次モードの効果は扱わない），1 次モード応答を抽出する。

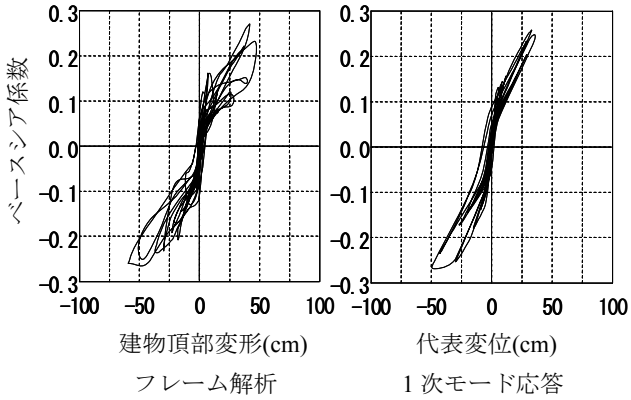
多層建築物の地震応答の 1 次モードによる代表荷重−代表変位関係（Sa-Sd関係）はそれぞれ式(1)，式(2)で抽出することができる[4) 5)]。

$$ {}_1S_a(t)=\frac{\sum_{i=1}^{N}P_i(t)\cdot{}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_1\delta_i(t)} \tag{1} $$

$$ {}_1S_d(t)=\frac{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_1\beta\cdot{}_1u_i\cdot\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_1\beta\cdot{}_1u_i} \tag{2} $$

ここで，m_i は i 層の質量，${}_1\beta$ は 1 次の刺激係数，${}_1u_i$ は 1 次の固有ベクトルの i 層成分，$P_i(t)$ は時刻 t における i 層の作用水平力，$\delta_i(t)$ は時刻 t における i 層での 1 層床位置に対する相対変位，${}_1\delta_i(t)$ は $\delta_i(t)$ の 1 次モード成分（${}_1\delta_i(t)={}_1\beta\cdot{}_1u_i\cdot{}_1S_d(t)$）を表す。

図－5 に抽出例として，先の林モデルの結果を示す。履歴ループがフレーム解析で設定した部材の履歴モデルと似た形状となっており，精度よく 1 次モード応答を抽出できていることがわかる。この 1 次モード応答を以下に示す縮約モデルにより推定すべき解と設定した。



図－5　1 次モード応答抽出例

3.2 縮約モデルの作成

フレーム解析結果を簡便な等価 1 自由度縮約モデルにより評価することを目的として，等価弾塑性モデル，等価弾性モデルの 2 つの縮約モデルを作成した。ここで，等価弾性モデルは限界耐力計算を想定している。以下に各縮約モデルの作成方法について説明する。

(1) 等価弾塑性モデル（静的縮約）

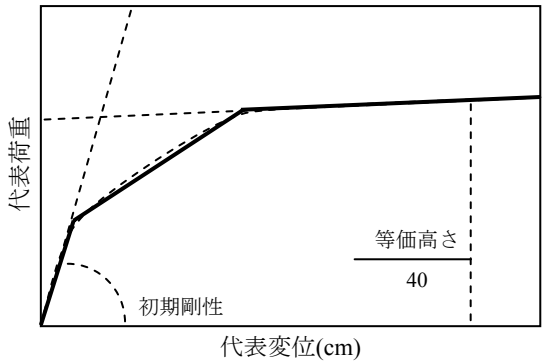
等価弾塑性モデルは，フレームモデルのプッシュオーバー解析結果から等価 1 自由度系の代表荷重，代表変位をそれぞれ式(3)，式(4)より求める[4) 5) 6)]。

$$ {}_1S_a=\frac{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_1\delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_1\delta_i\right)^2}\cdot{}_1Q_B \tag{3} $$

$$ {}_1S_d=\frac{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_1\delta_i^2}{\sum_{i=1}^{N}{}_1P_i\cdot{}_1\delta_i}\cdot{}_1S_a \tag{4} $$

ここで，${}_1\delta_i$ は i 層での 1 層床位置に対する相対変位，${}_1P_i$ は i 層の作用水平力，${}_1Q_B$ はベースシアを表す。

こうして得られた等価 1 自由度系のスケルトンカーブを Tri-linear 型にモデル化した。**図－6** に示すように第 1 勾配を初期剛性とし，第 3 勾配を変形が等価高さの 1/40 の点の接線勾配とし，スケルトンカーブと Tri-linear 型の包絡面積が等しくなるように第 1 折点，第 2 折点を求めた。履歴モデルにはフレーム解析と同様に林モデル，原点指向モデル, Takeda モデルの 3 つのケースを設定した。



図－6　Tri-linear 型モデル

(2) 等価弾性モデル

等価弾性モデルは，剛性を解（フレーム解析の動的縮約結果）の最大応答値を用いて評価し，等価減衰定数h_eを文献 2)においてNishiyamaにより提案された式(5)より算定した。

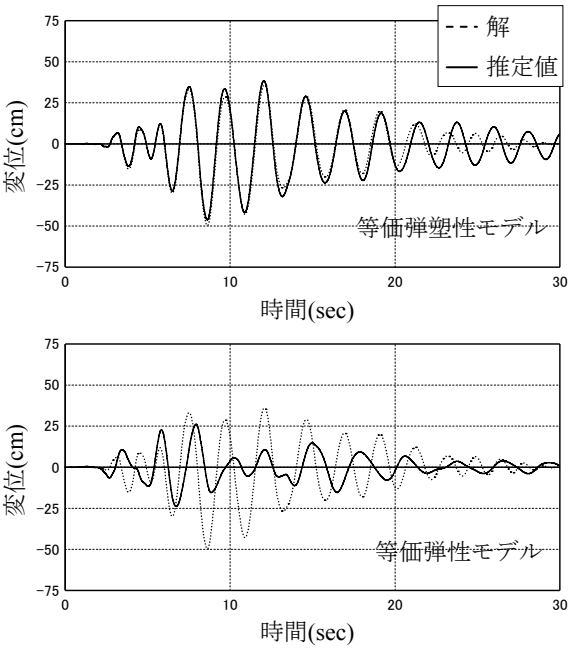
$$ h_e=\left(0.06+0.14\sqrt{\eta}\right)\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)+\left(0.02+0.03\sqrt{\eta}\right) \tag{5} $$

ここで，η は部材曲げ強度に及ぼす普通強度鉄筋の寄与率（**図－2** 中の η であり，RC モデルの場合：η=1，PC モデルの場合：η=0），μ は最大応答塑性率（μ ≧1）を

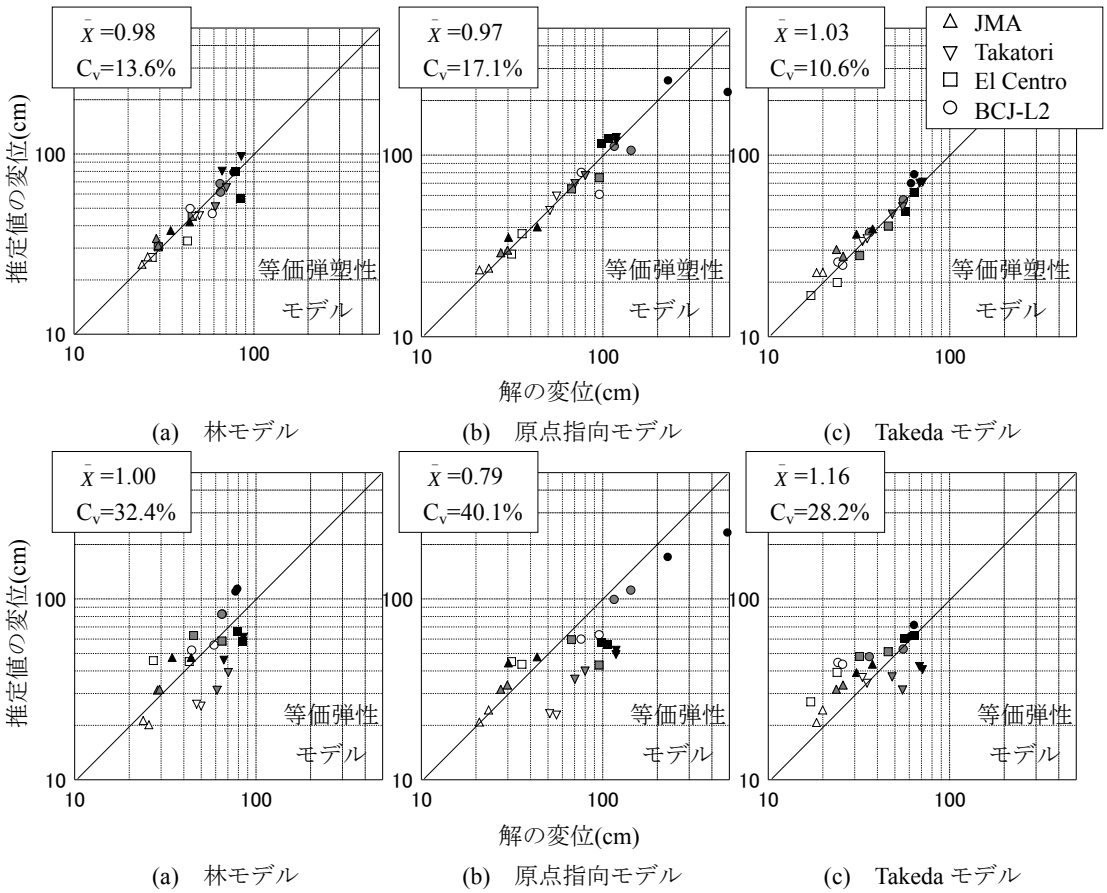
表し，解に基づく値を初期値に設定し，設定値と推定結果が整合するまで繰り返し計算を行い決定した。ただし，式中の第 2 項は降伏前の減衰を表し，PC モデルの場合 0.02 となり，地震応答解析で設定した粘性減衰を過小評価するが，本稿では式(5)を操作することなく適用することとした。

4. 応答評価結果

応答評価例として，建物の桁行方向（林モデル）に Takatori 50 kine波を入力した場合について，**図－7** に等価弾塑性モデルと等価弾性モデルによる変位時刻歴応答の評価結果を示す。同図に示す解とは先に示した方法で動的縮約したフレーム解析結果を意味する。等価弾塑性モデルは，等価弾性モデルと比較して，解と推定値の対応が極めて良好である。この傾向は他の解析ケースにおいても概ね同様である。**図－8** では，3 通りの履歴モデルを用いた場合について（(a)林モデル，(b)原点指向モデル，(c)Takedaモデル），両縮約モデルによる最大応答変位の評価精度を全解析ケースについて比較する。横軸が解の変位，縦軸が縮約モデルによる推定変位である。$\bar{X}$ は推定精度（推定値／解）の平均値，C_vは変動係数を表す。同図より，履歴モデルの違いにかかわらず，等価弾塑性モデルは，等価弾性モデルより最大応答変位の推定精度が良好である。等価弾性モデルに着目すると，履歴モデルの違いにかかわらず，ともに推定値のばらつきは大きいが，Takeda モデルでは平均的に解を過大評価したのに対し，特に原点指向モデルでは過小評価した。この結果は式(5)による等価減衰定数の評価結果に依存す

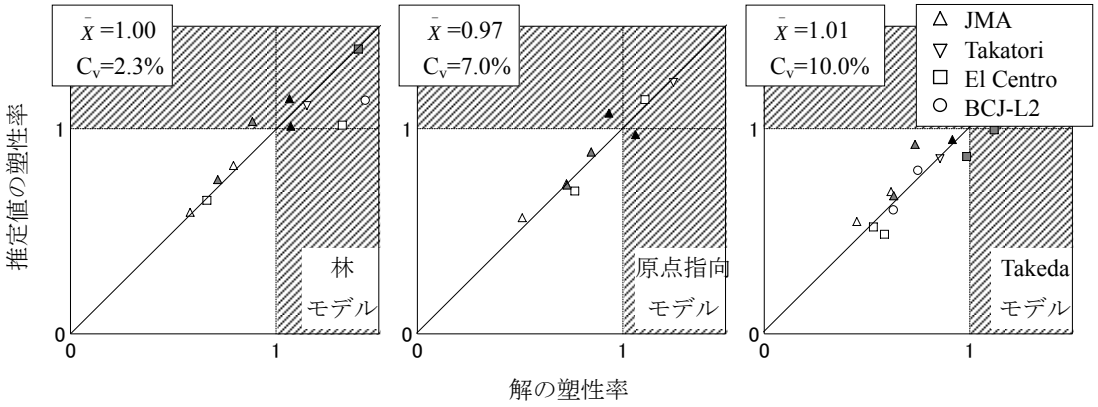


図－7　両縮約モデルによる変位時刻歴応答の推定結果

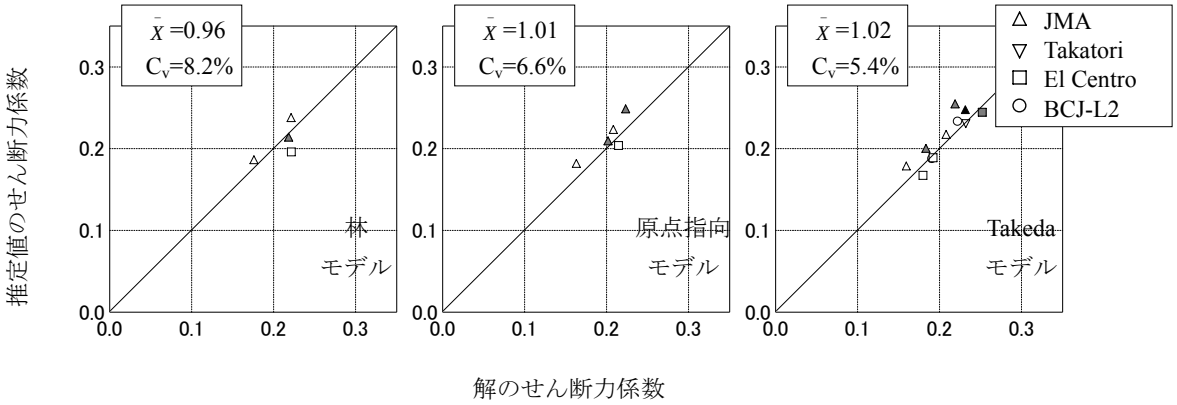


図－8　各縮約モデルによる最大応答変位の推定精度

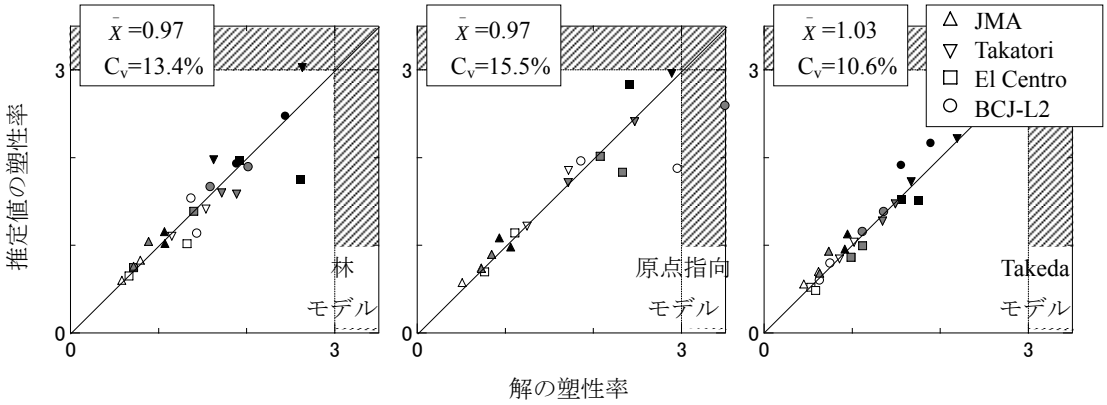
るところが大きく，本解析と式(5)の導出過程で用いられた解析モデルが異なること[2)]に起因すると考えられるが，本解析の条件下では，PC建物を想定したモデルは先述のように式(5)により降伏前の減衰を過小評価したにもかかわらず，解を危険側に評価するケースがTakedaモデルと比較して相対的に多くなった。次に，等価弾塑性モデルに着目すると，特に，原点指向モデルを用いた場合，Takedaモデルよりも推定値のばらつきが大きくなった。しかし，2.4 節で指摘したように，履歴面積が小さいモデルほど応答変位が大きくなったため，必ずしも同一条件での比較となっていない。そこで，その影響を解消するため，応答レベルの範囲を定めて再度比較する。**図－9, 10** では，等価弾塑性モデルによる建物が降伏する（塑性率 1）までの最大応答塑性率，最大応答せん断力係数について，推定精度を比較する。両図より，等価弾塑性モデルによる塑性率 1 までの最大応答の推定精度は履歴モデルの違いにかかわらず非常に良好である。さらに，**図－11** では**図－9** と同様に等価弾塑性モデルによる塑性率 3 まで（Takeda モデルの最大応答変位はすべて塑性率 3 以内）の最大応答変位について，推定精度を比較する。塑性率 1 までの結果と比較すると，林モデルと原点指向モデルの推定値のばらつきがやや増加し，依然として**図**



図－9　各履歴モデルによる塑性率 1 までの最大応答変位の推定精度

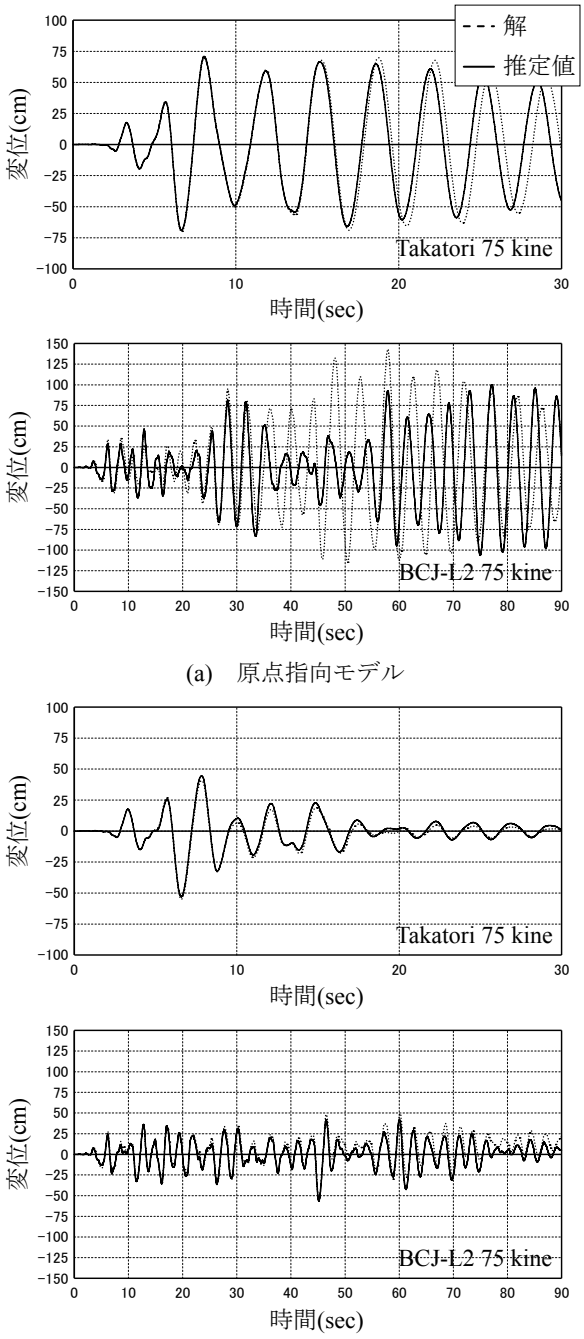


図－10　各履歴モデルによる塑性率 1 までの最大応答せん断力係数の推定精度



図－11　各履歴モデルによる塑性率 3 までの最大応答変位の推定精度

ー8と同様にTakedaモデルよりもばらつきが大きい結果が得られたが，一部を除いては概ね良好に解を評価できている。しかしながら，ここで入力地震波に着目すると，両モデルではElc，BCJ-L2波入力において，推定精度が大幅に低下するケースがあることがわかる。**図ー12** にTakatori 75 kine波とBCJ-L2 75 kine波の梁間方向入力における変位時刻歴応答について，履歴モデルに原点指向モデルと Takeda モデルを用いた等価弾塑性モデルによる推定精度を比較して示す。原点指向モデルの場合，Takatori波では解と推定値がほぼ一致したが，BCJ-L2波ではおよそ 35 秒以降，解と推定値の対応が悪くなった結果，最大応答値の推定精度が大幅に低下した。この傾向は林モデルでも同様であり，（継続時間が長く）繰り返し回数が多い入力に対して最大応答変位の推定精度の低下を招いている。一方，Takeda モデルでは BCJ-L2 波においても推定結果は良好であり，原因として履歴減衰の大きさや除荷・再載荷過程の履歴の違いなどの影響が考えられるが，今後の検討を要する。



(a)　原点指向モデル

(b)　Takeda モデル

図ー12　原点指向，Takeda モデルによる推定結果の比較

5. まとめ

PC 造建物のフレームモデルを対象に地震応答解析を行い，等価1自由度縮約モデルによる応答評価を試みた。本研究で実施した解析ケースの範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

(1) 等価弾塑性モデルは，等価弾性モデルと比較して地震応答を遥かに精度よく推定できる。

(2) 等価弾性モデルでは推定精度のばらつきが大きく，特にPC建物を想定したモデルでは，Takedaモデルと比較して相対的に応答を危険側に評価した。

(3) 林モデル，原点指向モデルを用いた等価弾塑性モデルは，Takeda モデルと同様に概ね良好に地震応答を推定できる。

(4) ただし，林モデル，原点指向モデルを用いた等価弾塑性モデルは，繰り返し回数が多い地震波に対して地震応答の推定精度が低下するケースがあり，その原因については今後引き続き検討を要する。

参考文献

1) PC構造研究の現状，新PC規準へ向けての活動およびプレストレス技術を有効利用した建物例，日本建築学会大会構造部門（PC構造）パネルディスカッション資料，2007.8

2) Minehiro Nishiyama : Prediction of Response of Prestressed Concrete Buildings to Earthquake Excitation Using Capacity Spectrum Method，Journal of Advanced Concrete Technology，Vol.3，No.2，pp.225-231，2005.6

3) 林三雄ほか：プレストレストコンクリート造部材の非線形性状および履歴特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.731-736，1995

4) 滝澤春男ほか：架構の塑性履歴応答結果に対するモード分解手法とその意義，構造工学論文集，Vol.32B，pp.89-100，1986.3

5) 倉本洋：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，第580号，pp.61-68，2004.6

6) 倉本洋ほか：多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，第546号，pp.79-85，2001.8