

# 地震応答スペクトルに基づく鉄筋コンクリート造建物の倒壊限界評価法 METHODOLOGY TO EVALUATE COLLAPSE LIMIT STATE OF R/C FRAME BASED ON SEISMIC RESPONSE SPECTRUM

松川和人\*, 前田匡樹\*\*  
*Kazuto MATSUKAWA and Masaki MAEDA*

In this paper, evaluation method of "collapse limit displacement" of RC buildings based on seismic response spectrum was proposed. The method is more practical approach to evaluate collapse limit displacement than previous method based on dynamic analysis. Collapse limit displacement estimated by the method was compared with dynamic analysis of simulated and observed ground motion in past. The results showed good agreement with dynamic analysis. However, cases that natural period of model equal to 0.2sec showed large dispersion. In addition, it was clarified that capacity degradation curve affects to collapse limit displacement.

**Keywords:** Capacity Degradation, Collapse, Safety Limit State, Shear failure, Capacity Spectrum Method  
 耐力低下, 崩壊, 安全限界状態, せん断破壊, 等価線形化法

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の構造設計において、せん断型の部材を含む骨組の安全限界状態は、骨組の静的荷重漸増荷重解析を行い、最初にいずれかの部材がせん断破壊したステップと決定される場合がある。このことは、せん断破壊以降の部材モデル、耐力低下部材を含む架構の静的非線形骨組解析法に未解明の部分が存在することから、安全側の仮定に基づいて行われていると考えられる。

実際の骨組では、柱・壁・梁等にせん断破壊が発生しても、当該部材が負担していた応力を周辺架構で負担できれば架構全体あるいは層としての崩壊が生じることはなく、安全性は保たれる場合がある。このため、せん断破壊する部材を含む骨組の安全限界状態は、せん断破壊が発生した後の部材や周辺架構の残存耐力を考慮した上で、架構全体あるいは層全体で倒壊に至る変形を推定し、これに適切な安全率を乗じることにより算定することが合理的であると考えられる。

康・内田ら<sup>1)</sup>は、一質点系の建物モデルに対して、地震動倍率を漸増させて入力する時刻歴地震応答解析を行い、建物が終局変形に達する時の地震波倍率を求めることにより、建物の残存耐震性能を解析的に評価する研究を行っている。同じく Haselton らは文献<sup>2)</sup>において、骨組の動的解析に基づき、鉄筋コンクリート造建物が倒壊に至る時の地震波入力倍率を評価している。文献<sup>2)</sup>では、図1に示すように、骨組に入力する地震動の倍率を漸増させる解析を行い、最初に応答解析が発散し骨組が倒壊に至る現象と、その時の地震動入力倍率を評価している。このときの、倒壊に至らない(応答解析が発散しない)限界の地震波倍率を入力したときの最大応答変形を

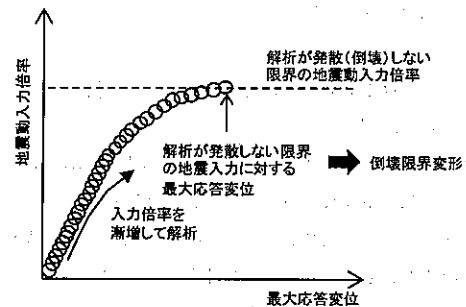


図1 動的解析による倒壊限界変形評価法

倒壊限界変形とすれば、設計ではこの点を起点に安全限界を設定することが望ましい。しかし、実際の設計で動的解析を前提としたこのような手法を採用するのは大変煩雑であり、等価線形化法などの静的解析をベースとした倒壊限界評価が必要となっている。そこで著者らは、応答スペクトルに基づいて建物が崩壊する直前の変形を評価する手法の提案を行ってきた<sup>3), 4), 5)</sup>。尚、これらの文献<sup>3), 4), 5)</sup>では、応答スペクトルに基づいて評価された建物が倒壊しない限界の変形を「安全限界変形」としているが、本論文では設計で用いられる安全限界状態と明確に区別することを目的として、「倒壊限界変形」として定義し直すこととする。文献<sup>3), 4), 5)</sup>で提案した手法は、入力地震動と建物の周期特性が影響しあうという点に特徴があり、このことは、入力地震動と被害の関係、余震に対する安全性の説明性といった観点からも重要である。しかしながら、過去の論文では静的解析による評価法を示すのみで、動的解析による算定結果の妥当性検証は行われてこなかった。

\* 東京大学生産技術研究所基礎系部門 助教・博士(工学)  
 \*\* 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授・博士(工学)

Research Assoc., Institute of Industrial Science, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.  
 Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

そこで本論文では、静的解析に基づく倒壊限界評価法を提案し、曲げ部材とせん断部材が混在する建物を模擬した並列一自由度モデルに対し、上記の手法を用いて算定された倒壊限界変形が正解値である動的解析結果と対応するかどうかについて検討することを主目的とする。

本研究は応答スペクトルを用いた等価線形化法に代表される応答推定手法を、倒壊限界評価へと応用した点に特徴がある。応答スペクトルを用いた地震応答推定法ならびにその精度、あるいは一自由度系への縮約法に関する既往の研究として、倉本ら<sup>9)</sup>は、骨組の等価一自由度縮約法を示したうえで、縮約一自由度系による地震応答予測精度を検討している。稲井ら<sup>7)</sup>は、耐力低下を生じない一自由度モデル<sup>7)</sup>、耐力低下を生じる一自由度モデル<sup>8)</sup>に対して応答の正負の偏りに着目した応答評価法の開発及びその精度検証を行っている。吉川ら<sup>10)</sup>も同様に、脆性部材・靱性部材が並列して接続されるモデルに対して等価線形化法による地震応答評価を試みている。藤井ら<sup>10)</sup>は、せん断型と曲げ型の部材が混在する骨組に対し、一次モード強制型の変位増分解析を行い、その結果を一自由度縮約することで地震時の最大応答変形を推定する手法及びその推定精度を示している。本論文は、応答スペクトルを用いた応答推定手法を倒壊限界評価へと応用した研究であること、あらかじめ一自由度系へと縮約されたモデルで議論を進める（縮約法については議論の対象外とする）ことなどの点でこれらの研究とはそれぞれ着眼点が異なるが、広い意味では等価一自由度系の応答推定精度に関する研究群の中に位置づけられるものである。

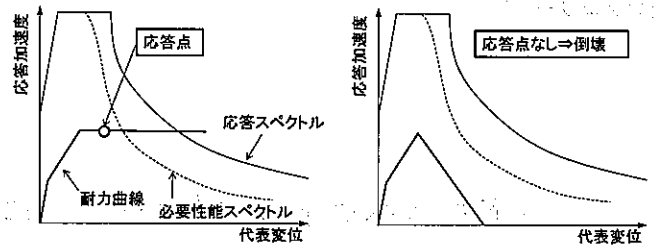
## 2. 地震応答スペクトルに基づいた倒壊限界変形評価法

### 2.1 倒壊限界変形評価法

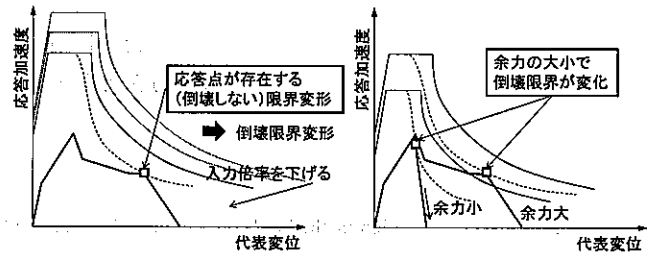
本論文では、建物が水平耐力を喪失して水平方向に転倒する水平崩壊現象について取扱い、文献<sup>4)</sup>で示されている、柱の軸力負担能力喪失に起因する鉛直崩壊現象については対象としていない。

耐力低下を生じない建物モデルに対する応答スペクトルに基づく応答推定では、通常、図2(a)に示すように、弾性応答スペクトルを減衰の影響を考慮して低減した必要性能スペクトルと、耐力曲線との交点、すなわち地震動に対する最大応答変位を求める。この時、必要性能スペクトルは、横軸の値（応答変形）が大きい領域で縦軸（応答加速度）の値が必ず低下するため、耐力低下しない耐力曲線に対しては、応答点を確実に求めることが出来る。しかし現実には、曲げ型の部材が支配的である建物であっても、材端のヒンジ位置で曲げ降伏後せん断破壊が生じ、それに伴って耐力低下が生じる。耐力低下を生じる耐力曲線では、図2(b)に示したように、低下する必要性能スペクトルに対して耐力曲線も低下することにより、応答点が算定できない場合が存在し、この場合、建物は崩壊に至る。

ここで、地震動の入力倍率を少しずつ低下させていった場合を考える。入力倍率を徐々に低下させると、必要性能スペクトルも徐々に耐力曲線に近づく。入力倍率をさらに低下させると、図3(a)に示したように、いずれは耐力曲線と必要性能スペクトルが接することにより、低下させた応答スペクトルに対する応答点を算定できるようになる。この時の応答変形は、図1で示した動的解析が発散する直前の倍率の地震動を入力したときの最大応答変形と意味としては対応するため、静的解析ではこの点を倒壊限界変形として評価する。



(a) 耐力低下なし (b) 耐力低下あり  
図2 耐力低下の有無と応答スペクトルを用いた応答推定



(a) 倒壊限界変形算定法概念 (b) 建物の余力と倒壊限界  
図3 静的解析による倒壊限界

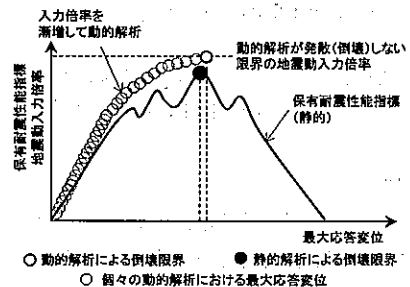


図4 静的解析による倒壊限界の評価法と動的解析との対応

具体的な算定方法としては、静的解析に基づき算定される縮約1自由度系と入力地震動（応答スペクトル）を設定し、各解析ステップで基準地震動と限界地震動の比率（地震動入力倍率に対応する値）である保有耐震性能指標<sup>11)</sup>を算定する。保有耐震性能指標は、個々の算定点が最大応答点となる時の地震動入力倍率を示したものであるため、解析終了までに最大の保有耐震性能指標となる点は倒壊限界点、すなわち図3(a)に示した応答スペクトルと耐力曲線の接点と等しい。図4に、静的解析で求められる保有耐震性能指標の推移と倒壊限界が、図1で説明した動的解析とどのように対応するかを模式的に表したものを示す。図4に示したように、保有耐震性能指標と最大応答変位の関係は、それぞれが必ずしも動的解析と対応するわけではない。しかし、倒壊限界となるとき地震動倍率（保有耐震性能指標）は動的解析と静的解析で異なっても、両者に地震動の周期特性が反映されることにより、提案法である静的解析による倒壊限界変形は正解値である動的解析結果を精度良く推定できる可能性が高い。

ここで提案した手法の特徴は、図3(b)に示したように、建物の最大耐力以降の余力を倒壊限界変形に考慮できる点と、入力地震動との関係性の上で倒壊限界変形を算定できる点にある。この倒壊限界変形に適切な安全率を乗じたものを設計での安全限界評価に用いることにより、将来的に、より合理的な安全限界評価が可能となる。

## 2.2 等価粘性減衰定数と等価周期縮小係数の算定方法

大変形時の応答スペクトルを用いた応答推定においては、応答の正負の偏りにより生じる等価粘性減衰定数と等価周期の変化を評価することが肝要である。本節では、これらの評価法について述べる。

本研究では、せん断型の履歴特性を代表するSバネ、曲げ型の履歴特性を代表するFバネを用いた解析を行う。系の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  は、Fバネ ( $h_{eq,F}$ )・Sバネ ( $h_{eq,S}$ ) それぞれで算定し、各バネのポテンシャルエネルギーで重みづけ平均することにより求める。粘性減衰定数  $h_V$  は瞬間剛性比例型に適合するよう求められた、文献<sup>12)</sup>に示されている式(1)を用いた。ここに、 $K_{eq}$ : 各解析ステップでの等価剛性、 $K_0$ : 弾性剛性、 $h_0$ : 弾性時の粘性減衰定数 (=0.05) である。式(1)は、スケルトンカーブ上の任意の点で等価剛性  $K_{eq}$  を中心軸とする常規ループを描くと想定した上で、そのループ上において平均的には等価剛性に比例した粘性減衰が得られると仮定した算定式である。従って、耐力低下域でも等価剛性に応じた値を得ることが出来る。

$$h_V = \sqrt{\frac{K_{eq}}{K_0}} \cdot h_0 \quad (1)$$

履歴減衰は、図5に示すように各部材の履歴ループを仮定し、履歴吸収エネルギーとポテンシャルエネルギーをそれぞれ幾何学的に算定して求める。

さて、既往の研究<sup>7),8),13)</sup>でも議論されている通り、動的解析と等価線形化法の対応を論じる際には、正負非対称の応答について議論する必要がある。この中で特に文献<sup>7)</sup>では、耐力低下の生じない系に対する正負の非対称性を考慮した応答の評価法として、正負のエネルギー吸収能力の対称性を仮定した上で、応答の偏りを評価する方法が提案されている。また、本研究で用いられているような耐力低下する復元力特性を持つモデルでも、動的解析を行うと正負非対称の応答性状を示す場合があり、文献<sup>8)</sup>では、その負勾配が大きくなればなるほど、正負応答の対称率が大きくなることが指摘されている。このような場合には、正負対称の履歴ループを想定すると、図5の網掛け部の面積である履歴吸収エネルギーを正しく評価出来ない。しかし、正負の非対称性は建物モデルや入力地震動によってさまざまに変化するため、一般的な議論を行うことは難しいという問題がある。そこで本研究では、履歴吸収エネルギーを求める際に用いる応答が小さい側の最大応答変位を、応答が大きい側の最大応答変位の  $\beta$  倍とし、ポテンシャルエネルギーについては応答が大きい側と応答が小さい側のポテンシャルエネルギーの平均値を採用することとした。

また、正負非対称の応答性状を示すことにより、原点から応答が大きい側の最大応答点に対する等価周期を用いて応答計算を行うと、動的解析ではより短い周期の影響を受けることになるため、不都合が生じる場合がある<sup>13)</sup>。文献<sup>13)</sup>では、耐力低下を含む系に対する検討ではないが、正負非対称の応答を示す場合の等価周期の補正方法、すなわち式(2)で表現される等価周期の縮小係数  $\alpha_T$  を用いる方法が示されている。本論文でも文献<sup>13)</sup>と同様に、保有耐震性能指標算定の際に、 $\alpha_T$  で縮小した等価周期  $T_{eq}$  に対する応答スペクトルを参照して求める。

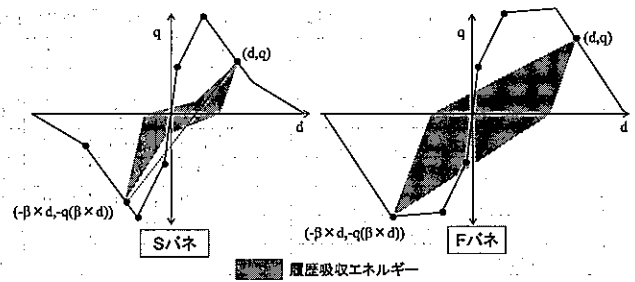


図5 想定履歴吸収エネルギー算定用履歴面積

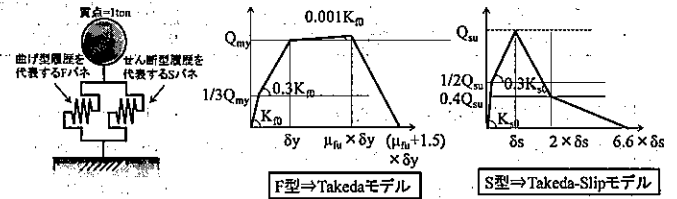


図6 解析モデル

図7 F型バネとS型バネのスケルトンカーブ

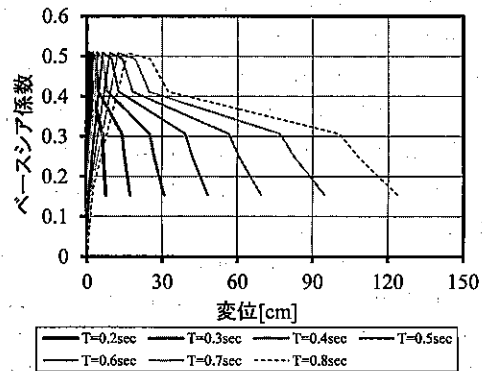


図8  $\mu_{rd}=3$  のケースの各モデルのスケルトンカーブ

$$T_{eq}' = T_{eq} \cdot \alpha_T \quad (2)$$

ここに、 $T_{eq}$ : 応答が大きい側の最大応答点と原点を結ぶ剛性に対する等価周期、 $T_{eq}'$ : 正負の最大応答点を結ぶ剛性に対する等価周期である。尚、文献<sup>13)</sup>では、 $T_{eq}'$ の時の速度応答スペクトルから算定した疑似加速度応答スペクトルを参照する手法が用いられており、本研究でも同種の検討を行ったが縮小した周期に対する加速度応答スペクトルを直接参照する場合とそれほど大きな差は見られなかったことから、縮小した周期に対する加速度応答スペクトルを直接参照する手法を採用した。 $\alpha_T$  と  $\beta$  の値は3章で動的解析による数値実験を行うことにより求める。 $\alpha_T$  と  $\beta$  の関係は、バイリニア型の荷重-変形関係を仮定すると、式(3)のようになる。

$$\alpha_T = \sqrt{\beta} \quad (3)$$

3. 告示の応答スペクトルに対する提案倒壊限界変形の妥当性検証  
本章では、告示の応答スペクトルを用いて、提案した静的解析に基づく倒壊限界変形評価法の妥当性検証を行う。

### 3.1 解析モデル

解析モデルは、図6に示したF型バネとS型バネが並列して接続する一自由度モデルである。一自由度モデルのパラメータは①系の

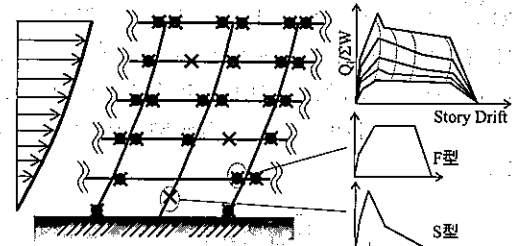
表1 耐力比1:1の場合における各モデルの耐力及び変形 (S,FはS型パネ、F型パネをそれぞれ意味する)

	単位	0.2sec		0.3sec		0.4sec		0.5sec		0.6sec		0.7sec		0.8sec	
		S	F	S	F	S	F	S	F	S	F	S	F	S	F
ひび割れ変形	cm	0.2	0.2	0.4	0.4	0.7	0.7	1.1	1.1	1.6	1.6	2.2	2.2	2.9	2.9
ひび割れ時せん断力/重量	-	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
降伏変形	cm	1.0	1.6	2.3	3.5	4.1	6.3	6.3	9.8	9.1	14.1	12.4	19.2	16.2	25.1
降伏時せん断力/重量	-	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
系の最大耐力/重量	-	0.51		0.51		0.51		0.51		0.51		0.51		0.51	
$\mu_n=2$ の耐力低下開始点	cm	-	3.1	-	7.1	-	12.6	-	19.6	-	28.3	-	38.5	-	50.3
$\mu_n=3$ の耐力低下開始点	cm	-	4.7	-	10.6	-	18.8	-	29.4	-	42.4	-	57.7	-	75.4
$\mu_n=4$ の耐力低下開始点	cm	-	6.3	-	14.1	-	25.1	-	39.3	-	56.5	-	77.0	-	100.5
$\mu_n=3$ の時の耐力ゼロ点	cm	6.8	7.9	15.2	17.7	27.0	31.4	42.2	49.1	60.8	70.7	82.8	96.2	108.1	125.6
$\mu_n=3$ の時の系の耐力ゼロ点	cm	7.9		17.7		31.4		49.1		70.7		96.2		125.6	

弾性固有周期 T (T=0.2sec~0.8sec の 7 パターン: h=10m~40m の 中低層建物を想定) ②S型パネと F型パネの耐力比 (S:F=1:1, 0.5:1 の 2 パターン)、③F型パネの耐力低下開始塑性率  $\mu_n$  ( $\mu_n=2,3,4$  の 3 パターン) である。ここでは、①弾性固有周期をパラメータとすることで建物高さを変化させた場合の検討を主とし、その中で様々な耐力低下勾配を有する系について検討することを目的として、②③をパラメータとして設定した。

解析モデルの Fパネ及び Sパネのスケルトンカーブを図7に、S型パネと F型パネの耐力比を 1:1 としたケースの耐力・変形をまとめたものを表1に示す。また、図8には  $\mu_n=3$  とした時の荷重-変形関係を示した。S型パネのスケルトンカーブは芳村ら<sup>14)</sup>による文献を参考にその形状を決定している。F型パネの履歴特性は、除荷時剛性低下指数を 0.4 とした Takeda モデル<sup>15)</sup>、S型パネはスリップ時剛性低下指標:0.8, スリップ硬化係数:1.0 とした Takeda-Slip モデル<sup>16)</sup>を用いている。また、F型パネと S型パネの最大耐力の和を建物重量の 0.6 倍とした。尚、本研究では比較的大きな変形が生じた時点での検討を行う性質上、P- $\delta$  効果の影響が大きいのと思われるが、上記の復元力特性に P- $\delta$  効果の影響による耐力低下があらかじめ含まれていると想定し、解析上特別な扱いは行わない。

尚、この一自由度モデルは全体崩壊形を基本としながらも一部の柱や梁に(曲げ降伏前・後の)せん断破壊が生じる建物、及び(特に1層の)柱のせん断破壊により耐力低下が生じる建物の両方を縮約したものを想定している(尚、著者ら<sup>16)</sup>が行った層崩壊形フレームの静的漸増荷重解析結果を縮約したものと今回用いた復元力特性の概形が類似することを確認している)。図9は前者のごく1例のイメージ図であるが、実際の検討パラメータは図9で提示した概念図よりも S型パネの支配率が大きくなっている(設定した S型パネと F型パネの耐力比は 0.5:1, 1:1)。これは S型パネの支配率が大きいほど耐力低下の勾配が大きくなるために定常的な履歴ループを描きにくく、応答スペクトルを用いた倒壊限界評価手法を適用しづらい建物を検討対象とすることで、そのような場合にどの程度の倒壊限界推定精度が担保されるのかを検討するためである。また、特に周期が長いモデルに関して言えば、S型の耐力比が大きい場合には、図8のような耐力曲線とならない可能性が高い(すなわち図9で言えば柱がせん断破壊している1層に変形が集中してしまい、全体崩壊形のような各層で等しい変形分布を与えられた場合より終局時の代表変位が小さくなる可能性が高い)が、これはある意味では worst scenario として、各層で等しい変形分布を維持しながらも全



変形分布 想定崩壊形のイメージ 各層・各部材の荷重-変形関係

●...曲げ降伏後せん断破壊 X...せん断破壊

図9 想定建物モデルの一例(概念図)

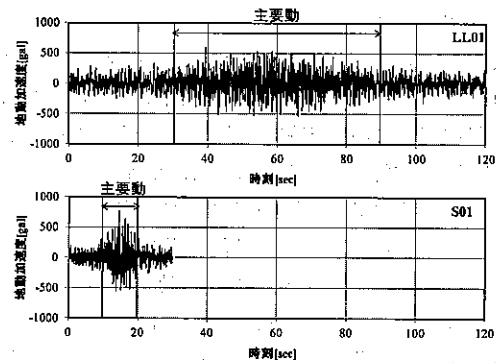


図10 模擬地震動の加速度時刻歴波形

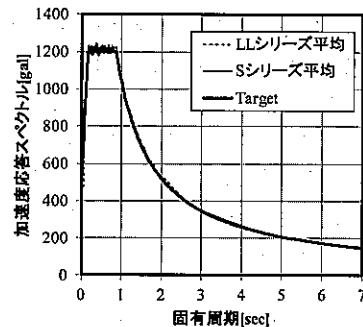


図11 模擬地震動の応答スペクトル

層で耐力低下が進行するような挙動となってしまう場合を含めた検討を行うためである。

### 3.2 入力地震動

入力地震動は、第二種地盤に対する告示の応答スペクトルを Target Spectrum とした模擬地震動で、主要動 10sec、継続時間 30sec とした S01~S05 波、主要動 60sec、継続時間 120sec とした LL01~LL05 波の計 10 波である。位相特性はランダム位相である。算定さ

れた模擬地震動のうち、LL01波とS01波を図10に示す。また、S01～S05、LL01～LL05波の応答スペクトルをそれぞれ平均した加速度応答スペクトルを図11に示す。図11より、算定された模擬地震動の応答スペクトルは、Target Spectrumと良好に対応している。

### 3.3 動的解析による倒壊限界変形

#### (1) 解析方法

本節では、冒頭で図1に示したように、地震動入力倍率を漸増させる解析を行い、解析が発散しない限界の地震動入力倍率を求め、その地震動入力倍率に対する最大応答変位を動的解析による倒壊限界変形と呼ぶこととする。動的解析は $\beta=0.25$ としたNewmark- $\beta$ 法で行い、解析で生じる不釣合力は次ステップで解除する手法を用いた。粘性減衰は、5%の瞬間剛性比例減衰を用いているが、瞬間剛性が負の領域については減衰定数をゼロとしている。これは、同領域の粘性減衰については実現象・取扱い方法共に未解明の部分が存在するためであり、既往の研究の例を挙げれば文献<sup>17)</sup>では瞬間剛性比例型とすると負勾配の領域で逆向きの減衰力が得られてしまうことに対する懸念から初期剛性比例減衰が用いられており、文献<sup>18)</sup>では本研究と同様に、(対象は木造住宅であり本研究と異なるが)負勾配の領域では減衰定数をゼロとしているなど、様々な例が見られる。尚、負勾配となる領域は、実際には耐力低下域のスケルトンカーブ上のみであり、式(1)で述べたとおり、スケルトンカーブが耐力低下している場合であっても、内側ループではその瞬間剛性が正勾配を持つのでそれに比例した減衰を与えている。

地震動入力倍率の増分は0.05倍を採用した。尚、倍率増分を0.001倍～0.1倍と変化させた場合でも倒壊限界変形は平均的に約10%程度しか変動しなかった。

#### (2) 解析結果

動的解析結果の例として、図12(a)(細線)に、耐力比1:1、 $\mu_n=3$ とした系のS01波に対する地震動入力倍率と最大応答変位の推移を、図12(b)(□)に耐力曲線上の倒壊限界点を示した。図12(a)より、全体として、地震動入力倍率の上昇に伴い、最大応答変位も上昇している。耐力曲線上では、建物の耐力が最大耐力の6割以下に低下した時点で倒壊限界となっている例が多い。

#### (3) $\alpha_T$ と $\beta$ の関係

続いて、倒壊限界時の地震動を入力した場合の動的解析結果により、提案法(静的解析)で用いる $\alpha_T$ と $\beta$ の値を算定する。全解析ケ

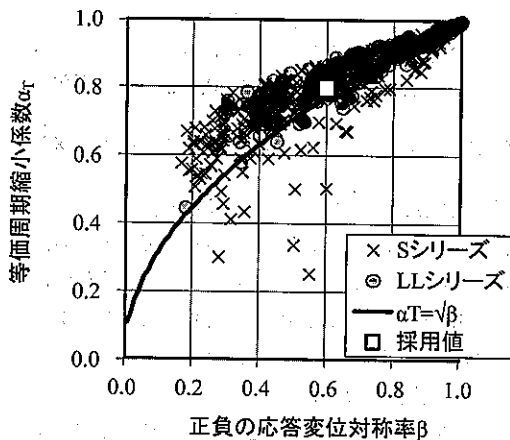
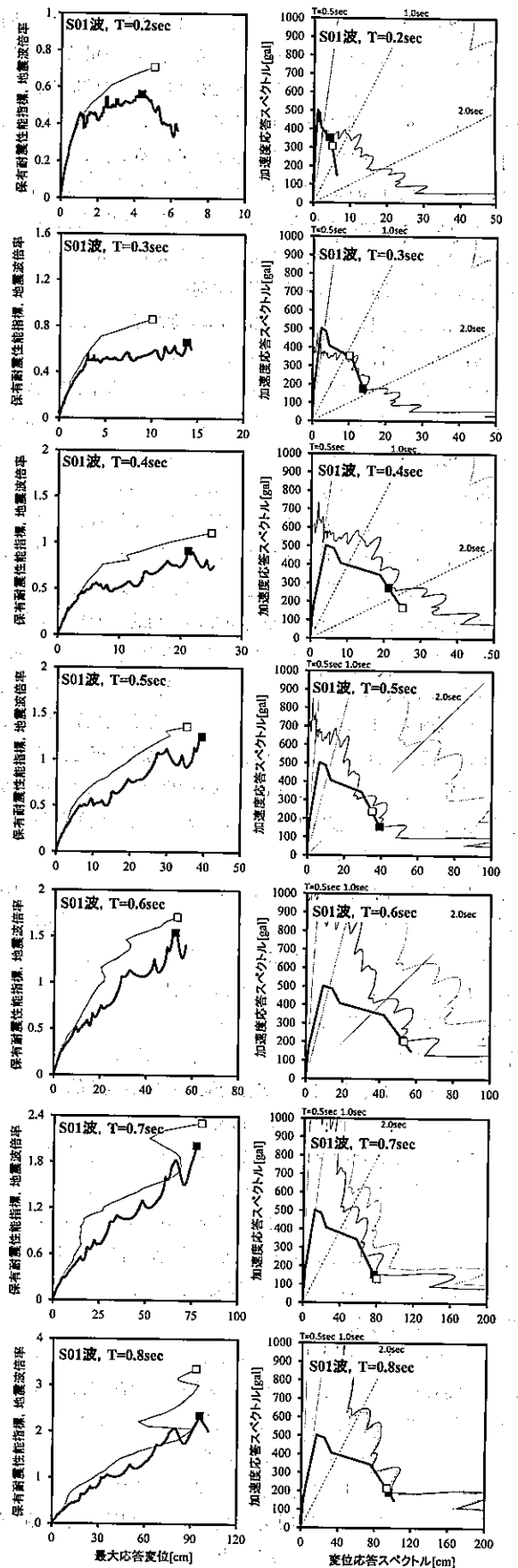


図13  $\alpha_T$ と $\beta$ の関係



(a) 入力倍率の推移

(b) Sa-Sd 曲線の対応

図12 模擬地震動に対する解析結果

ースで算定された倒壊限界時の  $\alpha_T$  と  $\beta$  の値を図 13 に示す。同図より、(3)式は解析結果の下限值程度であるが、両者の関係性の推移としては良く対応している。また、図 13 より、継続時間が短い S シリーズの方が正負の非対称性が大きくなっていることが分かる。 $\alpha_T$  と  $\beta$  の値そのものは大きくなばつきが見られるが、これらの平均値である  $\alpha_T=0.80$ 、 $\beta=0.60$  を採用する。尚、文献<sup>13)</sup>では先に指摘した通り耐力低下を含む系の検討ではないものの、数値実験の結果として  $\alpha_T=0.82$  を採用しており、ここで求められた  $\alpha_T=0.80$  とほぼ等しい。

### 3.4 静的解析と動的解析の倒壊限界の対応

提案法による解析結果を図 12(a)(b)の動的解析結果に併せて示した。尚、静的解析は、耐力が最大耐力の 0.3 倍に低下するまでの範囲で行い、静的解析による倒壊限界変形はその区間での最大保有耐震性能指標点を採用することとした。図 12(a),(b)より、静的に求められた倒壊限界変形と動的解析により求められた倒壊限界変形は概ね対応していることが分かる。入力倍率については動的解析結果を過小評価しているが、定性的な増加傾向は良く対応している。

続いて図 14 に、全解析ケースで静的解析による倒壊限界変位と動的解析結果の倒壊限界変位の比を T の値ごと、地震波ごとに平均したものを示す。図の縦軸は、正解値である動的解析結果に対する静的解析結果の比率であり、1.0 に近ければ提案法である静的解析による倒壊限界変位が正解値である動的解析結果と良く対応していることを意味する。図 14 より、静的解析による倒壊限界変位は、平均的には動的解析との比率が 1.0 付近であり動的解析と良く対応しているものの、継続時間が長い LL シリーズでは動的解析を 10%程度危険側に評価し、継続時間が短い S シリーズでは動的解析結果とほぼ対応する結果となっている。

動的解析結果の一例として、図 15 に、 $T=0.2\text{sec}$ 、耐力比 1:1 の系に対して LL01 波・S01 波をそれぞれ入力し、倒壊限界に至った時の履歴ループを示す。図 15 より、最終的にそれぞれの系が 0.71 倍の入力に対して倒壊限界に至るときには、LL01 波を入力した場合には正負対称に近い履歴ループを描いており、S01 波では正負の非対称性が大きくなっている。このように、継続時間の短い地震動を入力したケースでは、片側への応答変位の集中が全体的に見ても顕著であった。本論文では、継続時間が長い地震動と短い地震動をそれぞれ 5 波ずつ用いたのみの検討であるため、これを継続時間の影響であると必ずしも断定できるものではない。しかし、既往の研究<sup>19)</sup>でも継続時間が長い地震動では応答変位が徐々に増加するため正負対称の定常ループになり易い一方で、継続時間が短い地震動では非対称の応答性状を示しやすいと言われており、その結果とは対応するものであると考えられる。

また、図 14 からは、建物の弾性固有周期 T の影響も見られる。図 14 において白抜きで示したプロットは、固有周期が比較的短い系の解析結果である。図 14 では、固有周期が短い系の解析結果は、長い系の解析結果と比べて、大きなばらつきを示している。これは、図 12(a)から分かるように、固有周期が短い系では、(応答スペクトルの加速度一定領域と対応する)最大耐力点以降の保有耐震性能指標の上昇が比較的緩やかであることに起因しており、系の耐力低下勾配と、加速度一定領域よりも長周期の領域での応答スペクトルの低下傾向の関係による影響である。このように、保有耐震性能指標の推移が緩やかなものは、スペクトルのわずかな凹凸や入力倍率の

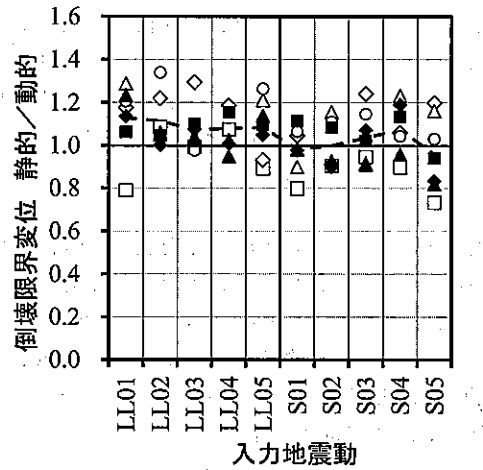


図 14 入力地震波ごとの倒壊限界変位

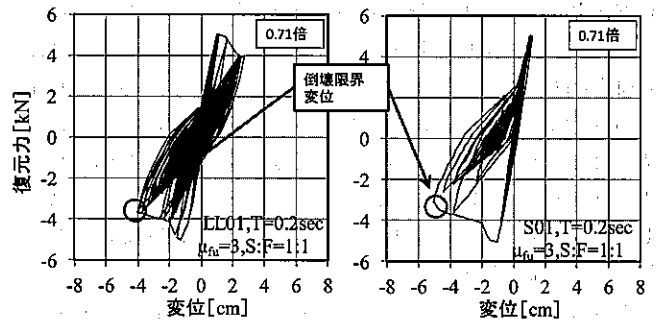


図 15 LL01 波、S01 波に対する応答解析結果

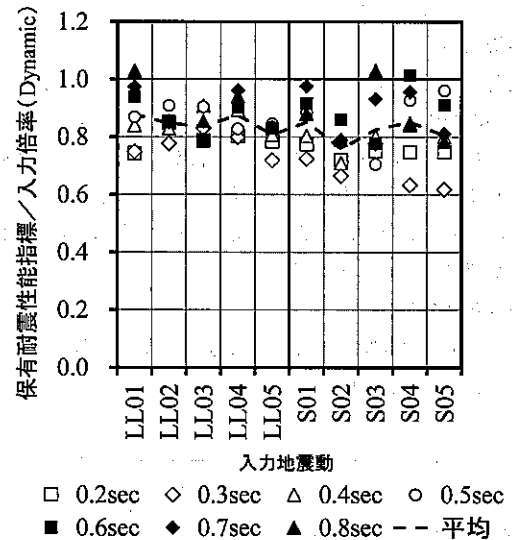


図 16 入力地震波ごとの倒壊限界時入力倍率の検討

増加により解析結果が敏感に変動しやすくなる。

図 16 には図 14 と同様に、各地震波の倒壊限界時の入力倍率の比率 (Static/Dynamic) を示す。図 16 に示すように、全体的には静的解析の入力倍率は動的解析に比べて小さくなっている。S シリーズと LL シリーズの違いはそれほど見られない。

### 3.5 等価粘性減衰定数の妥当性

動的解析による等価粘性減衰定数を、文献<sup>20), 21)</sup>に示されている平均等価減衰定数とし、2.2 節で定義し、静的解析で用いられた等価

粘性減衰定数  $h_{eq}$  と比較を行う。平均等価粘性減衰定数  $h_s$  は式(4)で算定する。

$$h_s = -\int_0^t \ddot{y}_0 \dot{y} dt / \left( 2\omega \int_0^t \dot{y}^2 dt \right) \quad (4)$$

ここに、 $\ddot{y}_0$ 、 $\dot{y}$  はそれぞれ地動加速度及び応答速度、 $\omega$  は固有円振動数であり、正負の最大応答点を結ぶ剛性から算定する。解析結果の例として、 $T=0.4\text{sec}$ 、耐力比 1:1、 $\mu_n=4$  のモデルに S01 波を入力したケース、 $T=0.4\text{sec}$ 、耐力比 1:1、 $\mu_n=4$  のモデルに LL01 波を入力したケースに対する平均等価粘性減衰定数の推移を、耐力曲線及び部材毎の  $h_{eq,f}$ 、 $h_{eq,s}$  と併せて図 17 に示す。図 17 より、静的解析による等価粘性減衰定数は平均等価粘性減衰定数をやや過小評価する結果となっており、3.4 で算定した静的解析による入力倍率が概ね過小評価であったことと対応している。しかし、全体的な増加傾向は非常に類似しており、等価粘性減衰定数の算定方法は概ね妥当であったと考えられる。

#### 4. 観測地震動に対する検討

##### 4.1 入力地震動

入力地震動は、Elcentro(EL)波、神戸(KO)波、Taft(TF)波、1978 年東北大(TH)波、1968 年八戸波(HC)波、2004 年小千谷(OJ)波の 6 波であり、それぞれ NS 成分 (N) と EW 成分 (E) の計 12 波である。動的解析の倍率増分に対する入力増分をそれぞれの地震波でなるべく等しくするため、速度応答スペクトルの最大値が告示の応答スペクトルと等しい 165kine になるようにあらかじめ地動加速度の振幅を調整した。

##### 4.2 解析結果

図 18(a)に、解析結果の例として耐力比 1:1、 $\mu_n=3$ 、 $T=0.4\text{sec}$  とした系の HC\_E 波・HC\_N 波・TF\_E 波に対する応答スペクトルと倒壊限界変形を Sa-Sd 曲線上にプロットしたものを、また、図 18(b)に、地震波倍率と保有耐震性能指標の推移を示す。尚、図 18(a)(b)は、動的解析による倒壊限界と静的解析による倒壊限界が比較的良好に対応している例を抜粋している。図 18(a)(b)より、応答スペクトルが原点に向かって凸になっている点で保有耐震性能指標が最大になり倒壊限界と評価されている。動的解析でも、HC\_E 波、HC\_N 波、TH\_E 波では静的解析による倒壊限界周辺で倒壊限界と評価されている。これらの地震波では、固有周期 1.5sec 以上の比較的長周期の領域で応答スペクトルが極端に低下している箇所があり、塑性変形の増大に伴う減衰の増加の影響もあり、保有耐震性能指標が大きく上昇している。このようなタイプの地震波は今回提案した倒壊限界評価法に適していると考えられる。一方、図 19(a)(b)に対応が悪い例として示した TH\_N 波・ $T=0.3\text{sec}$ 、 $\mu_n=3$ 、耐力比 1:1 のケースでは、応答スペクトルには多少の凹凸が見られるが、対応が良い例として上で挙げたケースほどには保有耐震性能指標に差が出でおらず、凹凸を描きながらもほぼ横ばいで推移している。

応答スペクトルの凹凸が極端であればあるほど、保有耐震性能指標の増減も極端になり易い。そうすると、動的解析でも、実際に極端に上昇した保有耐震性能指標と等しい倍率で倒壊限界変形となるかは別として、その影響が反映され易くなる。図 20 にその概念図を示すが、応答スペクトル上で特定の周期の成分が極端に小さい地

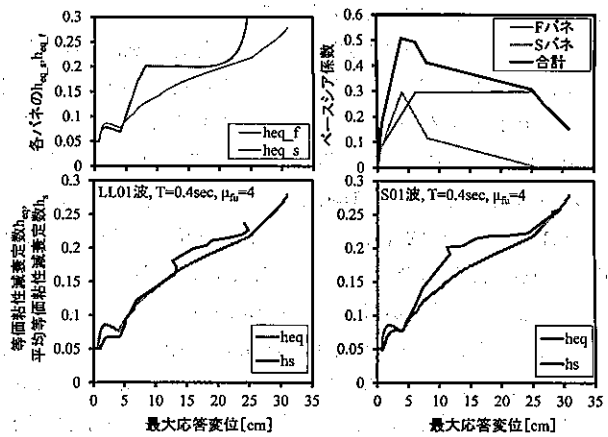


図 17 平均等価減衰定数と等価粘性減衰定数の比較

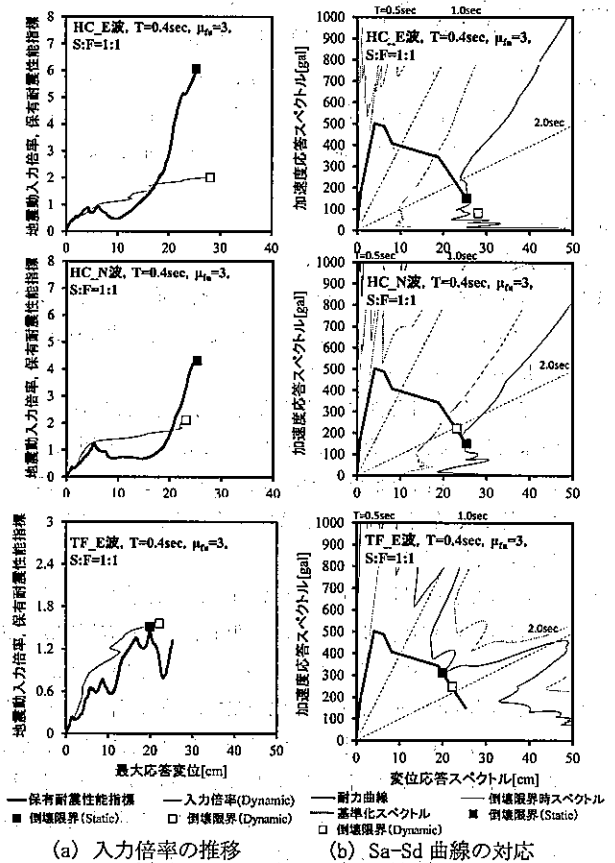


図 18 各地震動の解析結果 (対応が良い例)

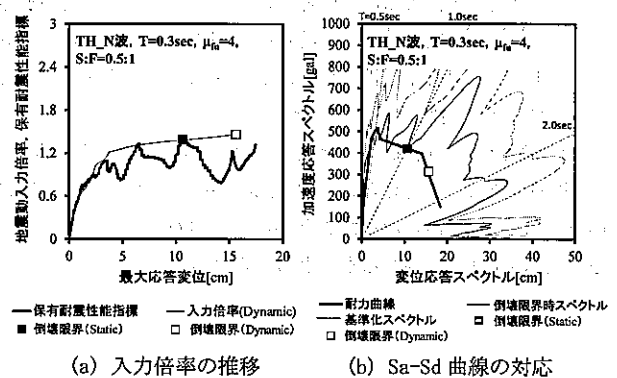


図 19 各地震動の解析結果 (対応が悪い例)

震波は、本推定手法に向いている地震波と考えることが出来る。

図 21(a),(b)に、各ケースの倒壊限界変位 (静的/動的) の平均値と標準偏差を入力地震波・T の値ごとにまとめたものを示した。図 21(a)は T=0.2sec のケースを含めたもの、(b)は除いたものである。図 21(a),(b)より、算定された倒壊限界変位は、T=0.2sec を含めるとばらつきが非常に大きい、T=0.2sec を除くと、平均値 1.04、標準偏差 0.19 となり、動的解析による倒壊限界変位をよく捉えることが出来ていると言える。T=0.2sec の系では、3 章でも述べたように、保有耐震性能指標の推移が横ばいに近い例が多く、ばらつきが大きくなったと考えられる。続いて、図 22(a),(b)は倒壊限界時の入力倍率の比率を地震波毎にまとめたものである。図 22(a),(b)より、倒壊限界時の入力倍率の観点からは、動的解析と静的解析の対応はそれほど良くない。倒壊限界変位 (静的/動的) がほぼ 1.0 近い HC\_E 波、HC\_N 波でも、入力倍率の比率は大きな差が見られた。

以上のように、提案法である静的解析と正解値である動的解析は、必ずしも倒壊限界時の地震動倍率は対応しないが、T=0.3sec 以上の系については、倒壊限界変位は提案法で良好に推定可能であり、地震動特性を反映した倒壊限界評価が可能となる可能性が高い。

### 5. まとめ

本論文で得られた知見を下記に示す。

- 1) 鉄筋コンクリート造建物の倒壊限界を、動的解析を行わなくとも評価できる手法として、等価線形化の概念を用いた静的解析による評価手法を提案した。
- 2) 応答の正負非対称性に対する影響を静的解析に考慮するための係数として、応答の正負対象率  $\beta$  と等価周期縮小係数  $\alpha_T$  を設定した。 $\alpha_T$  は既往の研究と同程度の値であり、 $\beta$  に基づいて計算した等価粘性減衰定数は動的解析による平均等価粘性減衰定数と概ね対応した。
- 3) 告示の地震動に対して両者を比較した結果、多少のばらつきは見られるものの良好に対応した。但し、弾性固有周期が 0.2sec の周期が短い系に対しては、バラツキが大きい結果となった。
- 4) 継続時間が 30sec、120sec の地震波では動的解析に基づく倒壊限界変位が 10%程度変動した。継続時間の影響でこの結果が得られたとは必ずしも断定できないが、既往の研究<sup>19)</sup>でも指摘されているような、正負の応答の偏りが継続時間の影響により生じるといった傾向は、本研究結果でも見られた。
- 5) 観測地震動に対して検討を行った結果、T=0.2sec の系を除いて、動的解析による倒壊限界変位は静的解析による倒壊限界変位と概ね対応した。特に、特定の周期で極端に応答スペクトルが低下し、保有耐震性能指標が部分的に上昇するタイプの地震波でその傾向は顕著であった。

以上の検討により、提案した倒壊限界評価法は本研究の範囲内では概ね妥当であると考えられ、地震動特性を考慮した倒壊限界評価が比較的簡単に可能となったことから、建物の残存耐震性能評価や性能設計の発展に寄与するものと考えられる。

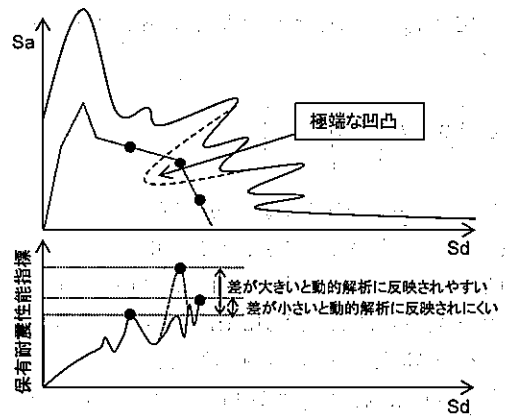


図 20 提案手法に適したタイプの地震動についての概念図

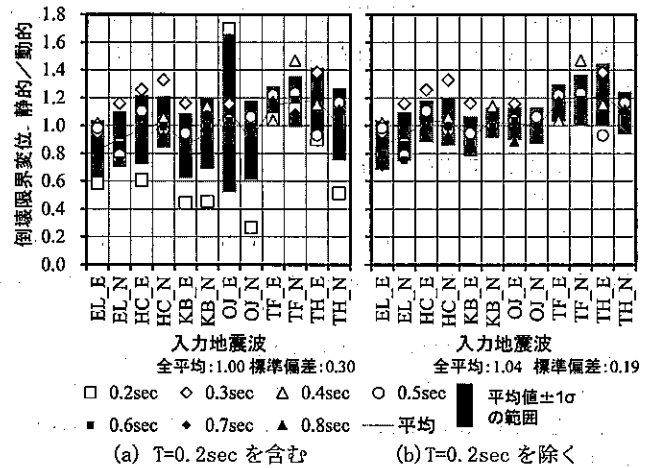


図 21 観測地震動に対する倒壊限界変位

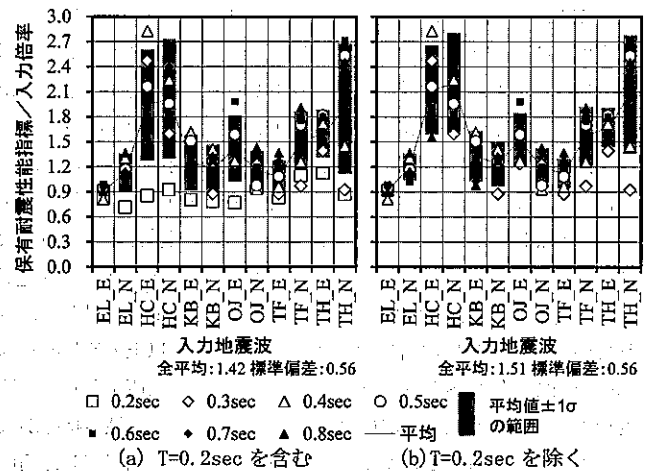


図 22 観測地震動に対する入力倍率の比率

### 謝辞

本研究は、科学研究費助成金・基盤研究(B)「新築・既存・被災 RC 造建物の耐震性能評価法の統合と高精度化」(研究代表者: 前田 匡樹) により行った。関係各位に謝意を表する。

### 参考文献

- 1) 内田 崇彦, 康 大彦, 前田 匡樹: 1 質点系の地震応答解析に基づく震災 RC 造建物の残存耐震性能評価, その 1 解析概要, 日本建築学会大会学術



- 講演梗概集, 構造系, pp.723-724, 2004.8
- 2) Curt B. Haselton, Abbie B. Liel, Gregory G. Deierlein, Brian S. Dean and Jason H. Chou: Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, ASCE, pp. 481-491, 2011.4
  - 3) 松川和人, 三浦耕太, 前田匡樹: せん断破壊する柱で構成される鉄筋コンクリート造骨組の倒壊限界変形評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.31-36, 2011.7
  - 4) 松川和人, 前田匡樹, 三浦耕太, 高橋香菜子: 曲げ柱とせん断柱が混在する鉄筋コンクリート造架構の崩壊変形角推定に関する研究, 構造工学論文集 vol.58B, pp.25-32, 2012.3
  - 5) Kazuto Matsukawa, Masaki Maeda, Hamood Al-Washali and Kanako Takahashi: Research For Collapse of R/C Frame Composed of Shear And Flexure Column, Proceedings of 15<sup>th</sup> WCEE (paper No. 1501)
  - 6) 倉本洋, 勅使河原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建築物の等価1自由度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
  - 7) 稲井栄一, 北村梢, 丸橋奈々子, 平石久廣: 鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と等価線形化法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第650号, pp.859-868, 2010.4
  - 8) 小原由佳, 稲井栄一, 丸橋奈々子: 耐力低下型復元力特性を有するRC造建築物の地震応答の推定に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.707-708, 2010.9
  - 9) 吉川和秀, 岡野創, 小鹿紀英: 脆性部材を含むせん断型モデルの等価線形化法による地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第603号, pp.47-54, 2006.5
  - 10) 藤井賢志: せん断破壊する部材を含む既存鉄筋コンクリート造建築物の地震時最大応答の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010.7
  - 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針・同解説(案), 2004.
  - 12) 吉川和秀, 岡野創, 小鹿紀英: 高次モードを考慮した等価線形化法による単層偏心建物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第621号, pp.57-65, 2007.11
  - 13) 岡野創, 宮本祐司: 等価線形化法に基づく応答評価式 - エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用 -, 日本建築学会構造系論文集, 第562号, pp.45-52, 2002.12
  - 14) 芳村学, 高稲宣和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.163-171, 2005.1
  - 15) 江戸宏彰, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1877-1878, 1977.10
  - 16) 松川和人, 前田匡樹: 耐力低下部材を含む鉄筋コンクリート造架構の崩壊点推定に関する研究 - 特定層に変形が集中する建物に対する検討 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.627-628, 2012.9
  - 17) 芳村学, 山口悟, 山中憲行: 鉄筋コンクリート造柱の動的崩壊に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.20, No.3, 1998
  - 18) 中川貴文: 大地震時における木造軸組み構法住宅の倒壊解析手法の開発, 建築研究資料, No.128, 独立行政法人 建築研究所, p.7, 2010.11
  - 19) 中村友紀子, 壁谷澤寿海: 地震動特性に基づく応答変位の時刻歴期待値の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第532号, pp.51-56, 2000.6
  - 20) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析, 第一版, 森北出版株式会社, pp.139-140, 1981.6
  - 21) 宮下健, 倉本洋: 限界耐力計算における等価粘性減衰定数の評価に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.367-368, 2003.9

(2012年11月7日原稿受理, 2013年8月14日採用決定)