

論文 最大加速度応答スペクトルに適合させた入力地震動群を入力とする等価一自由度系モデルの非線形地震応答の統計的評価

山村 匠^{*1}・塩原 等^{*2}

要旨：動的漸増解析を用いて入力地震動群による等価一自由度系モデルの非線形地震応答のバラツキを統計的に評価した。入力地震動群はFEMAP695で使用される22波44成分を使用する。入力地震動群の地震動は強度やスペクトル形状が異なるため、ASCE7-16で規定されているスペクトルマッチングを施す。等価一自由度系モデルの降伏強度はASCE7-16の等価横力設計で設計する。周期が大きいモデルでは周期の小さいモデルより非線形地震応答のバラツキが大きく生じる。

キーワード：動的漸増解析, スペクトルマッチング

1. はじめに

非線形地震応答は線形応答とは異なり、地震動の最大加速度応答スペクトルが似ていても、周期や履歴特性および位相特性が少し変わるだけで変化し、地震動によるバラツキが生じる。このバラツキは、等価一自由度線形系の応答評価（限界耐力計算など）では部材に必要な変形性能に余裕を持たせている。また、日本では入力側のバラツキが建物の非線形応答に与える影響を検討した研究がいくつか行われている。一例として、震源特性のバラツキを考慮した地震動群を用いて応答解析を行った五十嵐ら¹⁾が挙げられる。しかし、これらの研究では実地震動記録ではなく人為的にバラツキを表すパラメータによる模擬地震動が入力されているため、実現象と対応するかどうかの検証ができない。このように、日本では実地震動を用いた非線形地震応答におけるバラツキに関する研究は少なく、変形性能の余裕の程度の妥当性に対する定量的な検討がほとんど行われていない。

現在の日本では、与えられた特定の地震動による建物の非線形応答を簡易的に精度良く推定する方法を研究する傾向があるが、実際のところ地震動は地盤状況や断層とサイトとの距離など様々なパラメータに影響を受けるため精度良く推定ができると考えられておらず、動的地震応答解析はあくまでも設計の一部であり、静的地震力の設計が重要だと考えられている。

しかし、米国では非線形地震応答を主体とした性能評価型の耐震設計の高度化を進めており、それをより信頼性の高いものとしていくため、非線形地震応答を統計的に評価する必要性が広く理解されるようになってきている。

そこで、本研究でも、多質点系構造物を等価一自由度系モデルに縮約し、動的漸増解析を用いて最大地震応答を評価して実地震動記録を用いた入力地震動群によるバラツキの統計的な評価を試みる。

2. 研究方法

2.1 スペクトルマッチング

ASCE7-16 第 16 章²⁾は、非線形地震応答解析により耐震設計を行う際、11 波以上のできるだけ多数の入力地震動群を用いることを求めている。観測地震動は様々な最大加速度応答スペクトルを描くので、ASCE7-16 の第 16 章 2 節²⁾のスペクトルマッチングを施し、入力地震動群のそれぞれの地震動を係数倍して調整する。目標とする最大地震応答加速度スペクトルは ASCE7-16²⁾の第 11 章で規定されている。

2.2 動的漸増解析

動的漸増解析³⁾は、入力地震動に乗じる倍率を漸増させ地震応答解析を行うもので、横軸はそれぞれの最大応答値（最大変位、最大塑性率、最大加速度など）、縦軸はそれぞれの地震動に乗じた倍数とした曲線を作成し、構造物の性能を表す。ここではスペクトルマッチングを施した地震動群を入力地震動とし、動的漸増解析を行うことで、非線形地震応答を統計的に評価する。

3. 入力地震動群

本研究で使用する入力地震動群は、FEMA P695⁴⁾に採用されている 22 波 44 成分の水平方向成分のうち、現在 PEER の NGA データベース⁵⁾から入手可能な 21 波 42 成分を使用する。入力地震動群の観測地震動を表—1 に示す。地震動記録の選択には、最大地表面加速度(PGA)が 0.2g (g は重力加速度) より大きいことやマグニチュードが 6.5 以上であることなどのクライテリアがあり、詳細は FEMA P695⁴⁾の Appendix A に記載されている。

3.1 目標加速度応答スペクトル

目標加速度応答スペクトルとは、スペクトルマッチングで基準とするスペクトルで、本研究では目標最大考慮地震応答スペクトルと呼ぶ。目標最大考慮地震応答スペ

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

クトルは ASCE7-16²⁾の第 11 章で規定されている設計用加速度応答スペクトルを 1.5 倍するものとされている。ここでは、典型的な例として、周期 0.2 秒に対する応答加速度 $S_s = 1.5g$ 、そして周期 1 秒に対する応答加速度 $S_1 = 0.6g$ を選ぶ。地盤条件は、サイトクラス D と設定しスペクトルを修正する係数を定め、地盤状況による影響を設計用加速度応答スペクトルに反映する。周期 T に対応する設計用加速度 $S_a(T)$ は ASCE7-16²⁾の第 11 章により、式(1-1)、式(1-2)、式(1-3)の最小値とする。

$$S_a(T) = \frac{2}{3} F_a S_s (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}) \quad (1-1)$$

$$S_a(T) = \frac{2}{3} F_a S_s \quad (1-2)$$

$$S_a(T) = \frac{2}{3} F_v \frac{S_1}{T} \quad (1-3)$$

ここで、 $F_a (=1.0)$ と $F_v (=1.5)$ はサイトクラスで決まる地盤係数、 $T_0 = 0.2 F_v S_1 / F_a S_s$ である。設計用加速度 $S_a(T)$ を 1.5

倍した目標最大考慮地震応答スペクトルと設計用加速度 $S_a(T)$ を図—1 に示す。

3.2 スペクトルマッチング

スペクトルマッチングは 5%減衰の弾性最大加速度応答スペクトルを目標最大考慮地震応答スペクトルに合致させる調整方法である。スペクトルマッチングを行う範囲は固有周期の 0.2 倍から 2 倍に設定する。この周期範囲において、修正された最大加速度応答スペクトルは目標加速度応答スペクトルの 110%を平均して超える必要がある。ASCE7-16 の第 16 章 2 節²⁾にはスペクトルマッチングの方法は周期範囲や上記に記載した条件のみ指定されており、具体的な計算方法は指定されていないため、本研究では NEHRP が 2011 年に提案している対数の残差二乗和が最小となるように係数（以後、スケーリング係数とする）を乗じる方法を採用した⁹⁾。すなわち、それぞれの加速度記録に、式(2)の計算によりスケーリング係数を算定する。

$$SF = \exp(-E) \quad (\because E = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(S_{(T_i)} / S_{a(T_i)})) \quad (2)$$

ここに、 n ：周期範囲内の周期の個数、 SF ：スケーリング係数、 $S_{(T_i)}$ ： i 番目の固有周期に対する入力地震動の最大応答加速度、 $S_{a(T_i)}$ ： i 番目の固有周期に対する目標応答加速度、 E ： $S_{(T_i)}$ と $S_{a(T_i)}$ の比の対数値の平均である。

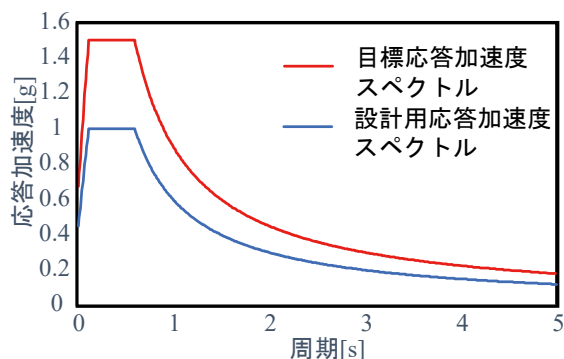
式(2)で算定したそれぞれのスケーリング係数を各入力地震動に乗じた入力地震動群の最大加速度応答スペクトルを目標応答加速度スペクトルに重ねてプロットした一例を図—2 に示す。また、図—2 の周期の上限は固有周期を 2 倍、周期の下限は固有周期を 0.2 倍したものである。速度一定領域から青は極めて良く赤に合致しており、全体的にスペクトル形状が似ている。

4. 建物モデルの概要

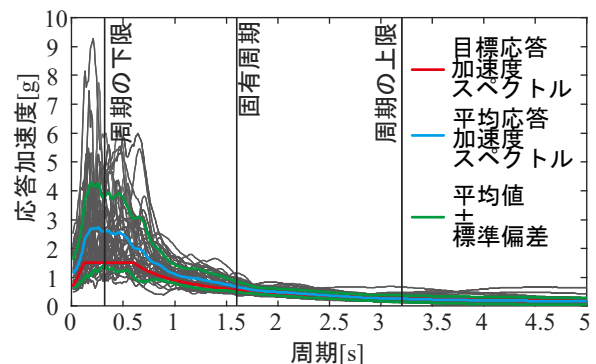
建物モデルは、1 階あたりの質量が 1000kg、階高が 3.2m で、1 階建てから 10 階建ての RC 造建築物を想定する。粘性減衰定数は剛性比例で 3%とし、復元力特性は修正クラフモデルを使用した。ただし、降伏後の剛性は計算上 0 にしている。図—3 に修正クラフモデルの復元力特

表—1 入力地震動群リスト

ID No.	Record Seq. No.	地震動記録			
		M	年	名前	観測値
1	68	6.61	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF
2	125	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo
3	169	6.53	1979	Imperial Valley	Delta
4	174	6.53	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11
5	721	6.54	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co. Cent
6	725	6.54	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)
7	752	6.93	1989	Loma Prieta	Capitola
8	767	6.93	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3
9	848	7.28	1992	Landers	Coolwater
10	900	7.28	1992	Landers	Yermo Fire Station
11	953	6.69	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol
12	960	6.69	1994	Northridge	Canyon Country - WLC
13	1111	6.9	1995	神戸	西明石
14	1116	6.9	1995	神戸	新大阪
15	1148	7.51	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik
16	1158	7.51	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce
17	1244	7.62	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101
18	1485	7.62	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045
19	1602	7.14	1999	Duzce, Turkey	Bolu
20	1633	7.37	1990	Manjil, Iran	Abbar
21	1787	7.13	1999	Hector Mine	Hector



図—1 目標加速度応答スペクトル



図—2 マッチング結果の例

性を示す。また、本研究では変位が降伏変位の 8 倍に達した場合、対象としている建物は倒壊したと判断することとする。

4.1 降伏時のベースシアと降伏変位

降伏時のベースシアは、ASCE7-16 第 11 章²⁾で規定されている等価横力設計で設計され、式(3)で設定する。

$$V_y = \frac{1.1\Omega_0 S_a(T_a)nm g}{\phi R} \quad (3)$$

ここに、 Ω_0 ：応答増大係数で 1.5 と想定、 T_a ：略算周期で、ASCE7-16¹⁾で規定されている式(4)で算定したもの、 n ：モデルの階数で 1 から 10、 m ：1 階あたりの質量で 1000kg、 g ：重力加速度 9.80665m/sec²、 ϕ ：部材設計時の強度低減係数で 0.85、 R は構造特性係数で 8 とする。また鉄筋の実強度が規格降伏点の 1.1 倍と仮定している。

$$T_a = C_t \times (nH)^x \quad (4)$$

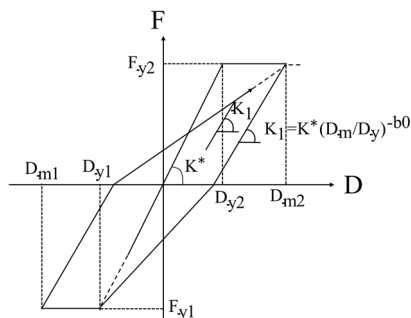
対象建物は RC 造であるため、略算周期を求める際の係数 C_t は 0.0466、 x は 0.9 とする。また、 H は階高である。式(4)で算出した結果とベースシア係数を表—2 に示す。

4.2 一質点系の等価パラメーター

本研究では 1 階から 10 階までの建物を等価一自由度縮約モデルに置き換えて解析を行うため、等価質量と等価周期を算出する。今回は計算を簡易化するために、変位モード形を逆三角形と仮定する。よって、刺激係数は式(5)で求める。

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (i/n)}{\sum_{i=1}^n (i/n)^2} = \frac{3n}{2n+1} \quad (5)$$

よって、等価質量は式(6)で求める。



図—3 修正クラフモデルの復元力特性

$$M^* = \Gamma \sum_{i=1}^n m \left(\frac{i}{n} \right) = \frac{3n(n+1)}{2(2n+1)} m \quad (6)$$

また、降伏時代表変位は刺激係数を用いて式(7)で求める。

$$\Delta_y = \frac{nHR_y}{\Gamma} = \frac{(2n+1)HR_y}{3} \quad (7)$$

ここに、 R_y は降伏時の平均層間変形角で 1/200 とする。ゆえに、等価剛性 K^* は式(3)で算出した降伏強度 V_y と式(7)で算出した降伏時代表変位を用いて式(8)で求める。

$$K^* = \frac{V_y}{\Delta_y} = \frac{1.1\Omega_0 S_a(T_a)nm g}{\phi R} \cdot \frac{3}{(2n+1)HR_y} \quad (8)$$

以上より等価一自由度系モデルの周期は式(9)で求める。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{n+1}{2} \cdot \frac{\phi RHR_y}{1.1\Omega_0 S_a(T_a)g}} \quad (9)$$

式(7)で算出した降伏変位と式(9)で算出した等価周期を表—2 に示す。

5. 動的漸増解析

前章で説明したモデルに対して動的漸増解析を行い、非線形地震応答の統計的評価をする。

5.1 解析条件

入力地震動の倍率 1.0 はスペクトルマッチングを施した状態とする。倍率は 0.01 倍から 1 倍まで 0.01 倍刻み、1 倍から 8 倍まで 0.02 倍刻みとしたため、全体で 446 個の係数を各入力地震動に乗じて、各記録と各モデルで一自由度系非線形時刻歴応答解析を行う。よって、一自由度解析にかなりの時間を要するため、変位を降伏変位で除した塑性率が 8（平均層間変形角 1/200×4 = 4.0%に相当）に到達すると、応答計算を止めるようにしている。

一自由度解析後、建物の階数ごとに分けて結果を縦軸に入力地震動に乗ずる係数（以下、倍率と呼ぶ）、横軸に応答塑性率を取った IDA 曲線を示す。ここで、IDA とは動的漸増解析の英名の略称（Incremental Dynamic Analysis）を指している。以下にその結果を示す

5.2 解析結果

図—4 に IDA 曲線を示し、塑性率 8 に達した時の倍率の平均値、中央値、標準偏差をまとめたもの表—3 に示す。図—4 と表—3 より、まずは非線形地震応答のバラ

表—2 建物モデルのパラメーター

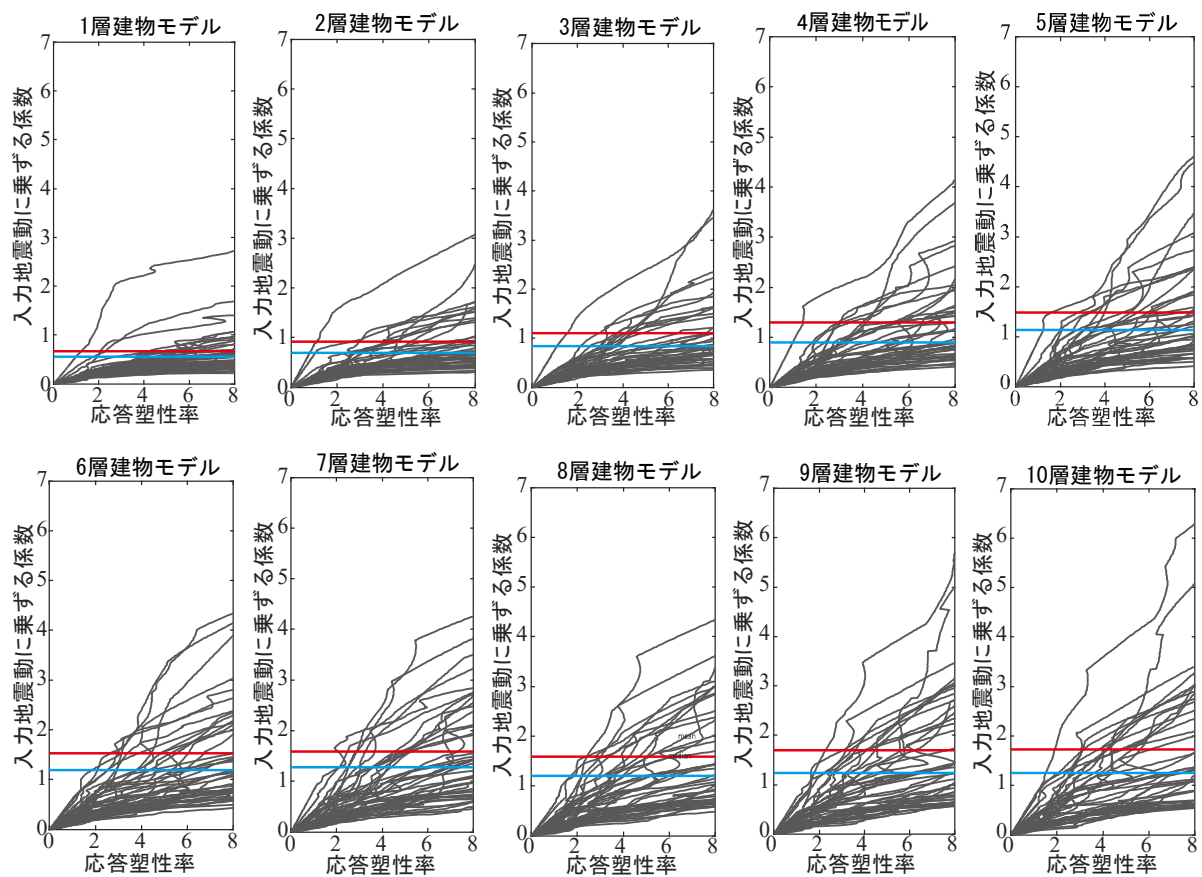
階数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ベースシア 係数[g]	0.243	0.243	0.243	0.243	0.243	0.219	0.190	0.169	0.152	0.138
降伏変位[m]	0.016	0.027	0.037	0.048	0.059	0.069	0.080	0.091	0.101	0.112
略算周期[s]	0.133	0.248	0.357	0.462	0.565	0.666	0.765	0.863	0.959	1.054
等価周期[s]	0.515	0.631	0.729	0.815	0.892	1.015	1.164	1.311	1.457	1.602

ツキがどのモデルに対しても生じているのがわかる。また、塑性率1未満、つまり弾性応答でも多少のバラツキが生じていることもわかる。これはスペクトルマッチングによる修正は地震動記録を目標応答加速度スペクトルに完璧に合わせるものではないため、地震動記録間のバラツキによる影響が要因であると考えられる。しかし、弾性応答加速度が目標応答加速度と比較的近い10層で大きなバラツキが生じていることから、建物の非線形化が大きな要因と考えられる。非線形地震応答の場合、最大加速度がいつ発生しているのかなども影響してくるためこのようにバラツキが生じると考えられる。また、図—4より、階数が増えると明らかに大きなバラツキが生じていることがわかる。本研究では周期を変えることによる建物強度の影響を式(3)で除くため、バラツキの要因に建物強度は関係ないと考えられる。よって考えられるバラツキ増加の要因の一つは、スペクトルマッチングの周期範囲である。今回使用した地震動は主に周期0.6秒

より短い周期範囲に最大加速度応答スペクトルのピーク値がある。今回採用したスペクトルマッチングの方法は、周期が長ければ長いほど周期範囲も広くなり、短周期成分のマッチング精度が低下してしまう。ゆえに、バラツキの要因の一つとしてスペクトルマッチングの周期範囲も考えられる。

図—5に塑性率が8に達した時の地震動ごとの倍率の推移を示す。ただし、全波を描くと分かりづらいため、特徴のある地震動記録のみ描いた。入力地震動群のうち、周期が変わっても倍率がほとんど変化しない地震動が多くある中、No.19のように急激に倍率が増えるものがあった。また、周期が増えると塑性率8に達する倍率が増えたり減ったりしているため、倍率が高い地震動は常に高い訳ではなく、倍率が低い地震動も常に低い訳ではない。しかし、表—3の平均値と中央値から、大部分の地震動は周期に比例して倍率も増加する傾向が強い。

図—6に図—5で抜き出した入力地震動の周期0.6秒



図—4 階数ごとの動的漸増解析結果

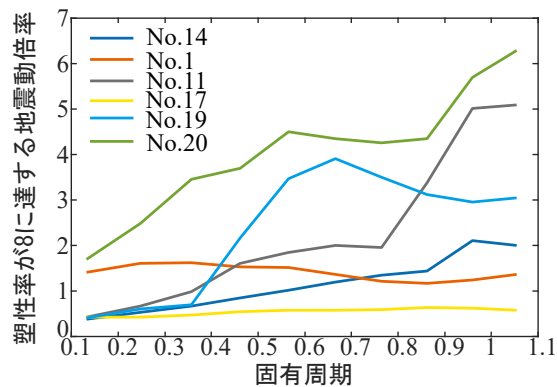
— 中央値 — 平均値

表—3 動的漸増解析結果

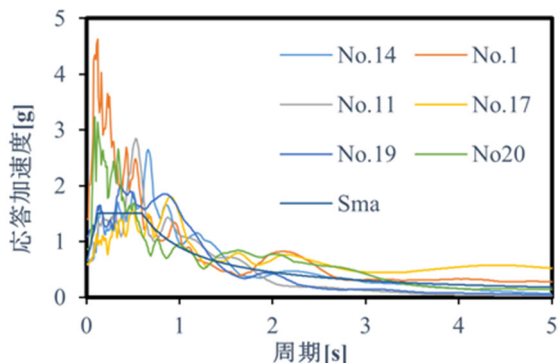
階数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
平均値	0.672	0.924	1.105	1.302	1.479	1.525	1.593	1.591	1.698	1.724
中央値	0.561	0.699	0.838	0.898	1.138	1.190	1.279	1.198	1.232	1.251
標準偏差	0.452	0.591	0.742	0.874	1.025	1.015	1.001	1.029	1.231	1.294

でスケーリングした応答加速度スペクトルを示す。図—6を見ると、低い倍率で倒壊に至った地震動 No.17 は他の入力地震動の応答加速度スペクトルと比較して、かなり目標最大考慮地震応答スペクトルに似たスペクトル形状となっている。また、加速度一定領域にて目標最大考慮地震応答スペクトルに似たスペクトル形状となっている地震動 No.14 と No.19 も短周期では低い倍率でモデルが倒壊に至っている。一方、目標最大考慮地震応答スペクトルとはスペクトル形状が比較的異なる地震動 No.20 はモデルが倒壊に至るのに大きな倍率を必要としている。よって、地震動の倍率が変動する要因としてスペクトル形状も考えられる。

図—7は、塑性率が8に達した時の倍率を周期別にヒストグラムを書いたものである。ヒストグラムの幅は0.2とした。表—3や図—4から中央値と平均値が大きくずれているため、このデータは正規分布よりは対数正規分布により近いと予想される。よって、図—7に対数正規分布を重ねて示し、図—8に横軸を倍率とする累積分布関数を示す。図—7から大まかに合っていると判断できる。また、倍率が1に満たない記録数を表—4に示す。表—4と図—8より、階数が1から4までのモデルは半分以上の入力地震動が倍率1にも満たないで倒壊していることがわかる。そして、階数が5を超えるとデータ数にさほど変化が見られなかった。これより、非線形地震



図—5 塑性率8に到達した時の倍率(一部)

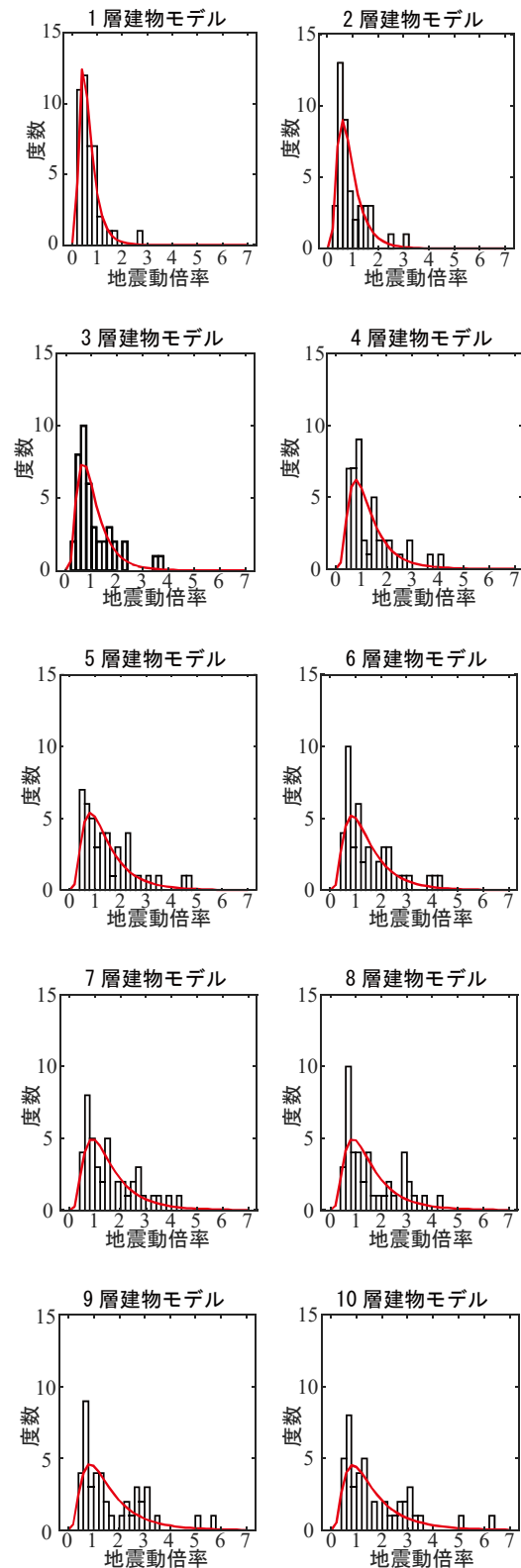


図—6 応答加速度スペクトル

応答のバラツキは周期が増えると大きくなる傾向があるため、大きい倍率は増大することが想定できる。

6. まとめ

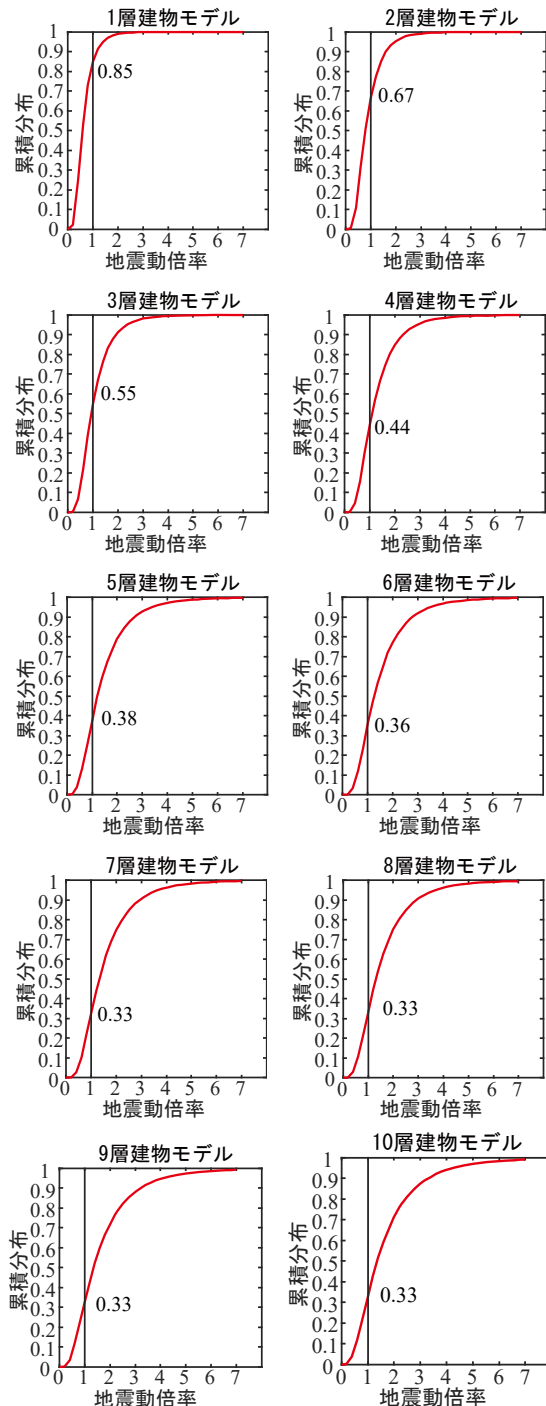
本研究では、スペクトルマッチングにより基準化された



図—7 倒壊に達する倍率のヒストグラム

表—4 倍率1倍未満で塑性率8に達したデータ数

階数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
データ数	37	29	26	23	18	17	17	17	16	16
パーセンタイル	88	69	62	55	43	40	40	40	38	38



図—8 倒壊に達する倍率の累積密度関数

入力地震動群を等価一質点系モデルに入力した際の非線形地震応答のバラツキを統計的に評価した。以下に本研究で得られた知見を述べる。

- ・ スペクトルマッチングを施し、スペクトル形状をある程度合わせたにも関わらず、非線形地震応答にはかなりのバラツキが生じた。
- ・ 対象とする建物の周期が大きければ大きいほど、非線形地震応答のバラツキも大きくなる。これは、周期が長くなると応答加速度と目標応答加速度の差は小さいが、目標応答加速度から値が大きく離れた短周期成分によって全体的にはスペクトルが合致していても、応答加速度は目標応答加速度から外れてしまうことが要因であると考えられる。
- ・ スペクトル形状が目標最大考慮地震応答スペクトルに似ている場合は低い倍率でも解析モデルは倒壊に至る可能性が高い。
- ・ 倍率が1倍未満で建物モデルが倒壊する地震動の数は、周期が大きくなるにつれて少なくなっていくが、等価周期が1秒を超えると少なくとも3割近く of 地震動は1倍を超えない。

本研究では地震動の特性や周期が少し変わるだけで大きく非線形応答がばらついた。したがって、より合理的な耐震設計においては、設計の目標とする応答加速度スペクトルが同じであったとしても、設計対象建物の周期などから異なる応答のバラツキを考慮した安全率を設けて設計する必要があることが確かめられた。

参考文献

- 1) 五十嵐さやか, 坂本成弘, 西田明美, 村松健, 高田毅士: 震源特性の不確実性が地震動強さや応答に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第721号, pp.425-435, 2016.3
- 2) ASCE/SEI7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures, ASCE, 2017
- 3) Vamvatsikos D, Cornell C.A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3): 491-514
- 4) FEMA P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA, June. 2017
- 5) PEER Ground Motion Database (<https://ngawest2.berkeley.edu/>)
- 6) NEHRP Consultants Joint Venture” Selecting and Scaling ground motions for performing time-history analyses”, NIST GCR 11-917-15, Nov. 2011