

論文 3階建てRC造建築物の地震応答解析をもとに検証した塑性率と 靱性指標値及び地震動指標の関係

伊藤 嘉則*1

要旨: 3階建て鉄筋コンクリート造建築物を対象に地震応答解析を行い、得られた応答結果に対して靱性指標算定式（日本建築防災協会編の耐震診断基準で与えられている設計式）との関係を調べた。ここでは、告示で与えられている加速度応答スペクトルに着目し、地盤種（3種類）と継続時間（2種類）を変えた模擬地震波120波を作成し、これを最大速度25Kine及び50Kineに基準化した波形（合計240波）を入力波とした。その結果、現行の靱性指標算定式は概ね応答結果の下限値を表す設計式であることが確認できた。また、塑性率（もしくは最大応答変位）を大略的に把握するための地震動指標との関係についても検証を加えた。

キーワード: 靱性指標, 地震応答解析, 模擬地震波, 地震動指標

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造建築物を対象とした文献1)の耐震診断基準において、靱性指標値は「保有する変形性能を地震応答と結びつけて表した指標」と定義されており、塑性率の関数で表された算定式が示されている。この式は、例えば文献2)の地震応答解析結果をもとにして得られた安全側の略算式であり、短周期を有する中低層建築物を対象とすれば地震応答解析を行わずとも塑性率さえ定めれば簡易に靱性指標値を算定できる設計式となっている。しかし、式を構築する際に解析対象とした地震波は数種の限られた結果であり、近年の設計法で取り入れられている地震波なども含め多くの地震波を用いた検証を積み重ねていく必要があると思われる。

ところで、靱性指標値を求めることの意義は建物の塑性変形を許容することにあるので、地震動の入力レベルの違いにより建物にどの程度の応答変位（もしくは塑性率）が生じるかを把握しておく必要がある。そうした中、近年の耐震設計は建物の損傷程度を応答変位と結びつけて評価するいわゆる性能表示型が求められつつあり、その損傷程度を簡易的に評価する手法として応答変位を地震動指標（最大加速度など、地震波の特性を表す値）との関係で把握する試みがなされている³⁾。性能表示型耐震設計はもともと新規建築物を対象としたものであるが、そうした設計法は既存建築物に対する耐震診断及び耐震改修に関しても今後必要になると考えられ⁴⁾、地震動指標と応答変位の関係についての検証は耐震診断の結果を受けて実施する耐震補強への資料（補強前の建物をどのレベルまで補強するか否か）にも利用できると思われる。

以上の背景に対して、本論文では近年の耐震設計で取り入れられている限界耐力計算での加速度応答スペクトル⁵⁾を視野に入れた模擬地震波を入力波とした上で、3階建て鉄筋コンクリート造建築物を対象とする地震応答解析を行った。その際、合計240波を入力波とする応答結果から得られる靱性指標値と塑性率の関係を検証し、多数の地震波に対する靱性指標算定式¹⁾の妥当性を検証した。また、塑性率と地震動指標との関係についても調べることで塑性率5（診断基準で規定される最大塑性率）のときの地震動レベルはどの程度のものなのかを把握するとともに、両者の関係を表わす回帰式も示した。

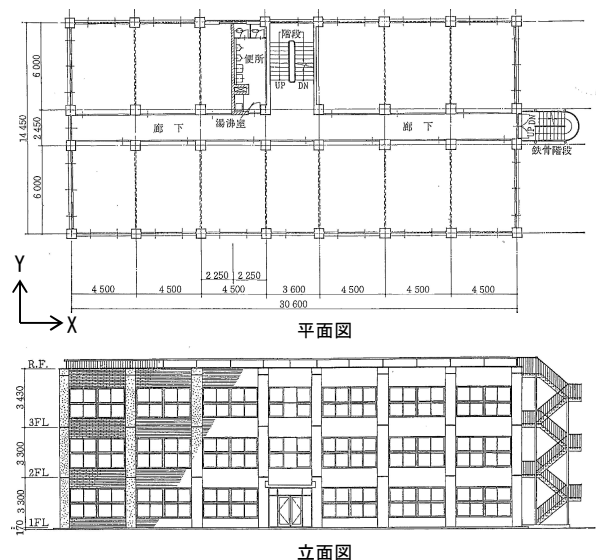


図-1 解析対象建物の平面図及び立面図
(文献6), pp.136, pp.137より転載)

*1 建材試験センター中央試験所 構造グループ長代理 工修 (正会員)

2. 地震応答解析の概要

2.1 検討対象とした建物

解析対象の建物は、文献6)の設計例で与えられている純ラーメン3階建て鉄筋コンクリート造とした。破壊形式は、曲げ降伏先行型となっている。図-1は平面及び立面の概要である。なお、同文献中には設計震度（設計の際に想定する外力を震度の形で表したもの）として0.2及び0.3の2ケースがあり、表-1にはトリリニア型骨格曲線中のひび割れ点及び降伏点をX方向及びY方向それぞれについて示した。

2.2 地震応答解析

表-1をもとに定まるトリリニア型の骨格曲線（第3剛性は零とする）に対して、履歴則は文献6), 7)を参照して図-2に示す除荷剛性が $K_{yt}/\sqrt{R\mu_{yt}}$ （ここで、 K_{yt} は降伏点時の等価剛性、 $R\mu_{yt}$ は塑性率）となる剛性低下型とした。数値積分はWilsonの θ 法を用いており、刻み時間は1/1000secである。減衰は、初期減衰 h_0 を5%とする瞬間剛性比例型とした。

地震応答解析から得られる靱性指標値 $R F_{yt}$ は、初期周期をもとにした弾性応答解析から弾性応答せん断力 $R Q_e$ を減衰5%時について求め、これを降伏耐力 Q_{yt} と

表-1 建物特性

記号	階	ひび割れ点		降伏点	
		Q_c [kN]	δ_c [mm]	Q_{yt} [kN]	δ_{yt} [mm]
02X	3F	2226	1.35	4452	10.81
	2F	1804	1.10	3609	8.76
	1F	2756	1.44	5511	11.55
03X	3F	2226	1.35	4452	10.81
	2F	2089	1.27	4178	10.14
	1F	3207	1.68	6414	13.44
02Y	3F	1697	1.61	3393	12.89
	2F	1324	1.26	2648	10.06
	1F	2442	2.01	4874	16.01
03Y	3F	1697	1.61	3393	12.89
	2F	1324	1.26	2648	10.06
	1F	2442	2.01	4874	16.01

表-2 建物重量及び固有値解析結果

記号	階	建物重量			固有値解析結果	
		W_i [kN]	$Q_{yt} / \sum W_i$	A_i 分布	1次の固有周期 [sec]	刺激係数
02X	3F	4335	1.03	1.45	0.223	0.137
	2F	4335	0.42	1.18		0.367
	1F	4335	0.42	1.00		0.496
02Y	3F	4335	0.78	1.45	0.279	0.136
	2F	4335	0.31	1.18		0.365
	1F	4335	0.37	1.00		0.499

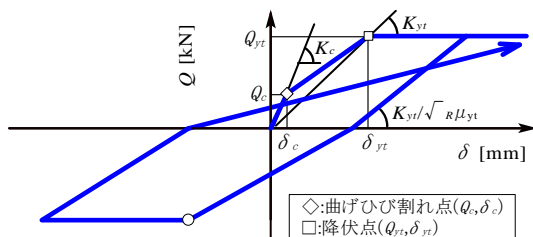


図-2 解析に用いる復元力特性

の比で表した $R F_{yt} = R Q_e / Q_{yt}$ とする。塑性率 $R\mu_{yt}$ は、正負絶対値の最大応答変位を降伏変位 δ_{yt} で除した値 $R\mu_{yt} = \max[+R\delta_{max}, -R\delta_{max}] / \delta_{yt}$ である。ここで、記号の左下添え字のRは、地震応答解析結果から得られた値であることを示す。表-2は、建物重量及び固有値解析結果（ただし、02X及び02Yによる代表例）である。

2.3 解析に用いた模擬地震波

入力波は、図-3に示す平成12年建設省告示1461号で規定する減衰5%に対応する解放工学的基盤における加速度応答スペクトルを目標に作成した模擬地震波である。表層地盤による加速度増幅率 G_s は第1種、第2種及び第3種地盤の3種類を想定し、簡略法の算定式（平12年建告第1457号第7）を用いた。位相特性は乱数とし、包絡関数は図-4に示す放物線で表される立ち上り部（ $t_a \sim t_b$ ）、振幅一定部（ $t_b \sim t_c$ ）、指数関数で表される減衰部（ $t_c \sim t_e$ ）による3つの領域で構成されたJennings型を用い、継続時間を60sec及び120secの2種類とした。なお、4章で $R\mu_{yt}$ と地震動指標の関係性を調べることを考慮して、収束計算を3回までとすることである程度のばらつき範囲を有する波形を作成してある。これらは地盤種ごとに20波づつ（継続時間60及び120sec合わせて40波）を作成し、図-5は得られた模擬地震波（120波）の加速度応答スペクトルを極めて稀に発生する地震動を例に示す。表-3は、地盤種ごとに求めた告示の加速度応答スペクトルとの比（スペクトルの刻み時間は0.01secで、比は0.01~2.0sec間について求めた）に関する基本的統計値である。このようにして得られた模擬地震波に対して最大速度25Kine及び50kineの2種類（レベルI及びレベルIIの地震動を想定）に基準化した波形を入力波（合計240波）とした。

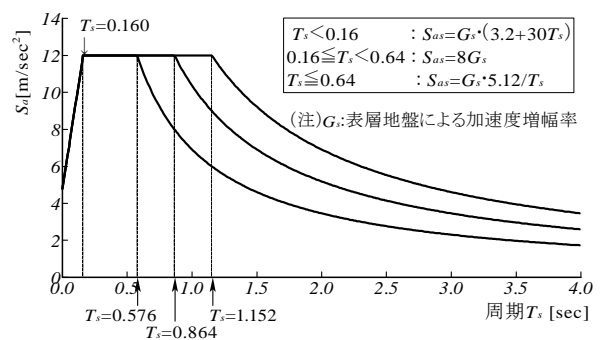


図-3 告示の加速度応答スペクトル（減衰5%時）

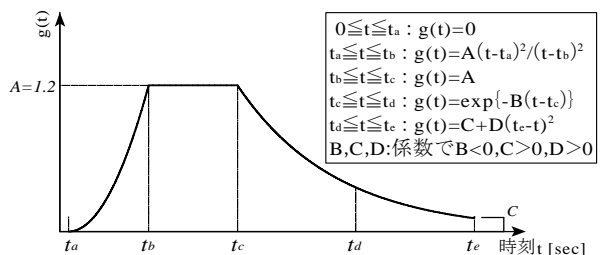


図-4 Jennings型の包絡関数

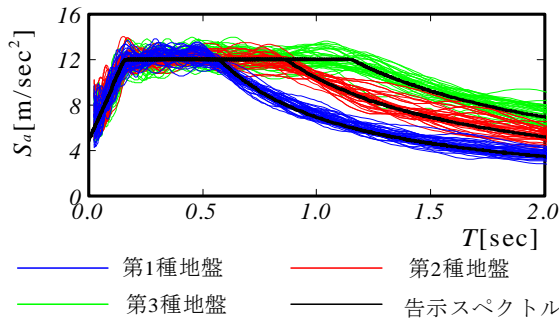


図-5 作成された合計 120 波の加速度応答スペクトル

表-3 作成模擬地震波の統計値

項目	第1種 60秒	第1種 120秒	第2種 60秒	第2種 120秒	第3種 60秒	第3種 120秒
最大値	2.33	1.96	1.76	1.95	1.77	1.63
平均値	1.02	1.02	1.03	1.02	1.02	1.02
最小値	0.60	0.65	0.66	0.57	0.57	0.63
標準偏差	0.158	0.148	0.147	0.140	0.155	0.132
変動係数	0.154	0.146	0.142	0.138	0.152	0.130

(注) 本論文の対象は短周期(約 0.5sec 以内)が卓越する建物であり、塑性化に伴う周期の伸びとして 4 倍程度までを考慮し、統計値の算出は 0.01~2.0sec 間 (スペクトルの刻み時間は 0.01sec) を求めた。

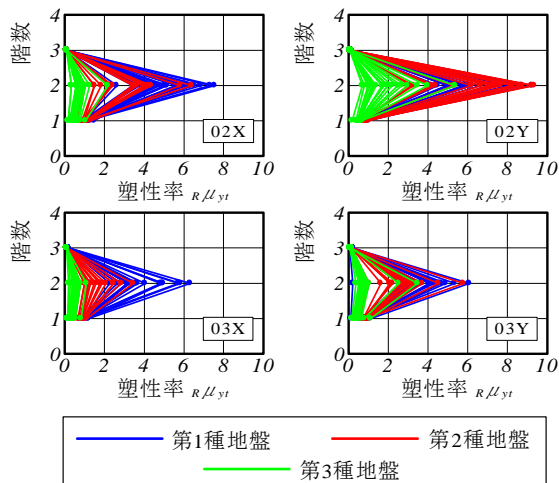
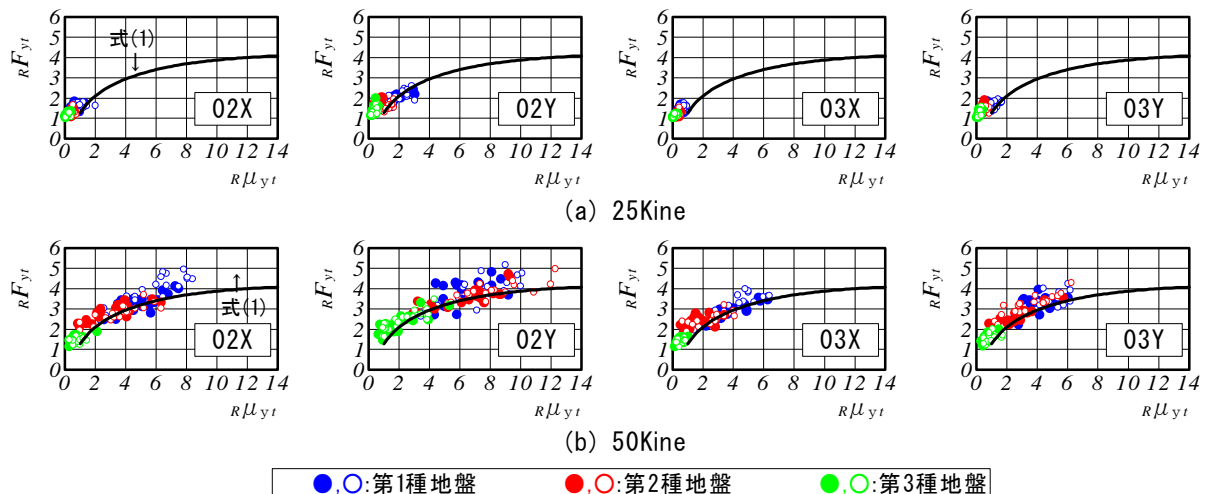


図-6 各階の塑性率 $R\mu_{yt}$ 分布

(最大速度 50Kine, 継続時間 60sec の入力波)



(注) 凡例塗り潰し: 継続時間 60sec, 凡例白抜き: 継続時間 120sec

図-7 地震応答解析から得られた塑性指標値 $R\mu_{yt}$ と塑性率 $R\mu_{yt}$ の関係

3. 解析結果

3.1 各階の最大応答変位 (塑性率)

図-6 に各階の変形分布を、入力波が最大速度 50Kine, 継続時間 60sec の場合について示す。図の横軸は $R\mu_{yt}$ で表してある。図より、本論文で解析対象としている建物は 2 階に変形が集中していることが見てとれる。診断基準での靱性評価は各階ごとに行い、特定階に変形が集中するような建物の低減は形状係数のみで評価される。したがって、このような建物に対する靱性指標算定式の妥当性検証は十分に行われていないと考えられるが(例えば 8), 結果として 2 階に変形が集中する場合の解析結果を示せることになっている。なお, 3 階の $R\mu_{yt}$ は 0.5 程度, 1 階の $R\mu_{yt}$ は 1.0 程度と弾性範囲内にあったことから, 以下の検証では 2 階の $R\mu_{yt}$ に着目する。

3.2 診断基準の靱性指標算定式との関係

図-7 に, 地震応答解析から得られた靱性指標値 $R\mu_{yt}$ と塑性率 $R\mu_{yt}$ の関係を示す。図中には, 診断基準で与えられている式(1)の靱性指標算定式 F_{yt} を図示してある。

$$F_{yt} = \frac{\sqrt{2\mu_{yt} - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu_{yt})} \quad (1)$$

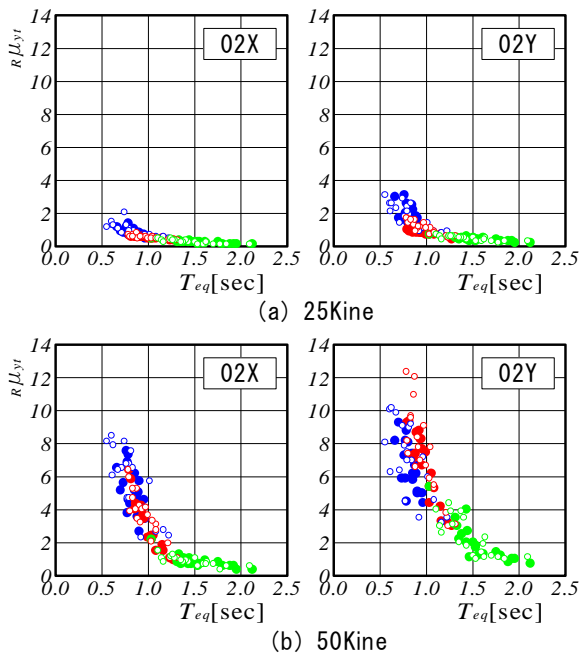
図において, 地震応答解析から得られた $R\mu_{yt}$ と $R\mu_{yt}$ の関係のうち 82% (ただし, $R\mu_{yt} \geq 1$ の範囲) の解析値は式(1)算定値の上側にプロットされており, 地震波の最大速度, 継続時間及び地盤種の違いに関わらず 240 波からなる模擬地震波に対して概ね下限式 (応答結果の最小値を結ぶ曲線) にあることが確認できた。なお, ここで言う下限式とは, 設計時の要求値として μ_{yt} を与えたときに建物の性能値 F_{yt} が式(1)で安全側に求まるという意味で述べている。なお, 最大速度 25Kine の地震波に対しては, 02Y のケースを除き多くが弾性範囲内であった。

3.3 塑性率と周期特性の関係

式(1)の靱性指標算定式は、短周期が卓越する中低層建築物が対象となっている。一方、応答変位は、地震動の卓越周期と建物の固有周期との相互作用が密接に関係する。そこで、地震波の最大加速度 P_{GA} 及び最大速度 P_{GV} から簡易的に卓越周期を算出できる式(2)を用いて⁹⁾、応答解析から得られた塑性率 $R\mu_{yt}$ との関係調べてみた。

$$T_{eq} = 2\pi \frac{P_{GV}}{P_{GA}} \quad (2)$$

図-8には、 $R\mu_{yt}$ と T_{eq} の関係について 02X 及び 02Y による代表例で示した。図において、本論文で用いた模擬地震波の T_{eq} の範囲を大略すると、第1種地盤が 0.5~1.0sec、第2種地盤が 0.8~1.2sec、第3種地盤が 1.0~2.0sec となっている。そうした特徴を有する地震波に対して、 $R\mu_{yt}$ は T_{eq} が 0.50sec 近傍で大きく、その後は T_{eq} の増大とともに右下がりに小さくなる傾向にあった。表-2で示した通り、建物の固有周期が 0.25sec 前後であることから、塑性化に伴う周期の伸びが生じた範囲で塑性率が大きくなったと考える。この固有周期に対して、塑性率は第1種地盤の地震波が最も大きく第3種地盤が最も小さい値にあり、これは第1種地盤の卓越周期が塑性化後の固有周期（上述の 0.50sec 前後）に最も近い値にあることに起因していると判断される。なお、 T_{eq} は地震波によって一意的に定まる値であるが、 P_{GV} が 25Kine のときの $R\mu_{yt}$ の最大は2程度に対し、50Kine では12程度とはるかに大きい値となっており、 T_{eq} のみの指標では $R\mu_{yt}$ を把握できないことがわかる。



(注)凡例塗り潰し:継続時間60sec,凡例白抜き:継続時間120sec
●:第1種地盤 ●:第2種地盤 ●:第3種地盤

図-8 $R\mu_{yt}$ と地震波の見掛けの卓越周期 T_{eq} の関係 (02X 及び 02Y による代表例)

4. 塑性率と地震動指標の関係

4.1 地震動指標について

3章の結果から、240波の模擬地震波を用いた地震応答解析に対して式(1)は概ね下限式を表す設計式であることが確認でき、1章で述べた多様な地震波に対する靱性指標算定式の妥当性確認に対する本論文の目的の1つは達成できた。ただし、式(1)は塑性率の関数のみで与えられ、短周期が卓越する中低層建築物を対象とするという条件を与えた以外は周期特性が直接考慮されていない。また、塑性率 $R\mu_{yt}$ を無限に取り扱っているので建物が許容できる最大塑性率（例えば5）を大きく超えるケースが多数ある上、同一地盤種でも $R\mu_{yt}$ は異なる値が得られている。言い換えれば、地震波の特性の違いを地震動指標で表し、その指標値によって $R\mu_{yt}$ がどの程度大きくなるのかを定量化できれば、地震波の種類が異なっても $R\mu_{yt}$ を簡易的に求めることができ、そうした検証の積み重ねは性能表示型設計への資料にもなり得る。そこで、本章では地震動指標と塑性率の関係を分析してみる。

4.2 塑性率と幾つかの地震動指標との関係

本節では、地震動指標として幾つかの因子を取り上げ、これを $R\mu_{yt}$ との関係で図示し、両者の相関性について調べる。なお、以下で示す図-9の各図は設計震度0.2及び0.3は区別するが、X方向及びY方向は区別せずにプロットする。また、各図には $R\mu_{yt}$ と地震動指標の間で求まる回帰曲線及びその回帰式に対する相関係数、標準偏差も示してある。これらにおいて、本論文で検証対象とした建物の塑性率（最大応答変位）は地震動指標のうち何の因子に影響されているか、そしてその因子を採用するに当たっての付帯条件などを検討する。

(1) 最大加速度との関係

地震動指標としては、最大加速度 P_{GA} 及び最大速度 P_{GV} による因子が最も一般的であり、前者は短周期、後者は長周期の建物の塑性率（最大応答変位）と相関があることが知られている。本論文で検討対象としている建物の固有周期は 0.25sec 前後であることを勘案すれば、 P_{GA} の因子を取り上げれば十分である。そこで、まず図-9(a)に P_{GA} との関係で図示したところ、 P_{GA} の増加とともに $R\mu_{yt}$ が右上がりに大きくなる傾向が見られた。

(2) 加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルの最大値との関係

地震動の卓越周期と建物の固有周期による相互の周期特性を考慮できるとされるスペクトル値を因子に用いて塑性率（最大応答変位）を把握する手法がある。ここでは、減衰5%時の加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルに着目し、その最大値 $\max S_a(0.05)$ 及び $\max S_v(0.05)$ との関係で図-9(b)及び図-9(c)に図示した。図より、 P_{GA} の因子と同様に $\max S_a(0.05)$ 及び $\max S_v(0.05)$ の増大とともに右上がりに $R\mu_{yt}$ が大きくなる傾向にあった。

(3) 等加速度換算値との関係

近年の耐震性能評価において地震入力エネルギーの考え方があり、それは地震動指標を表わす1つの因子にもなる。ここで、地震入力による総エネルギー (E_I) は固有周期に依存され、質量 (M) を用いて式(3)で示す等価速度換算値 (V_E) で評価される¹⁰⁾。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E_I}{M}} \quad (3)$$

図-9(d)は、地震動指標の因子を減衰5%時における V_E スペクトル中の最大値 $\max V_{E(0.05)}$ とした場合であるが、同図においても $\max V_{E(0.05)}$ の増大とともに $R\mu_{yt}$ が大きくなる傾向にあった。

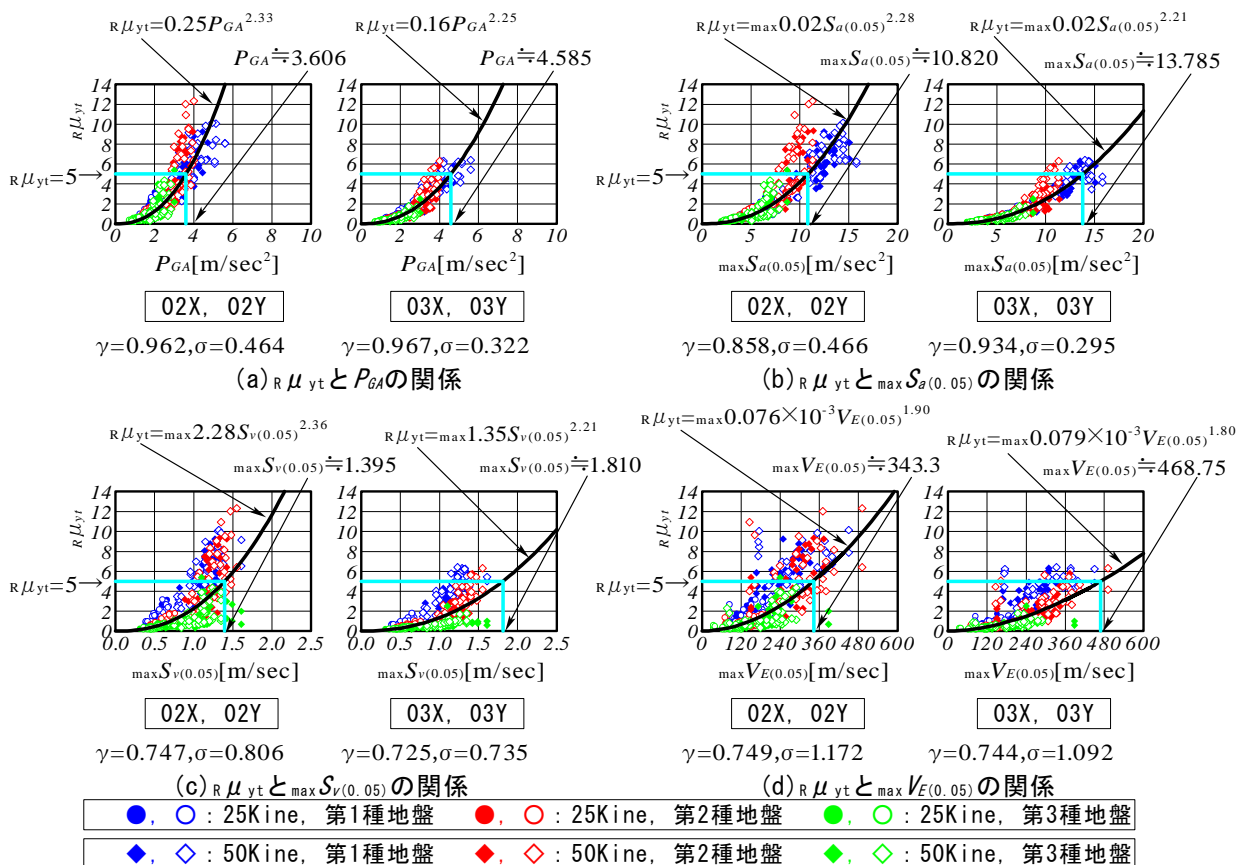
(4) 各因子に関わる相関性

以上の(1)項~(3)項の検証において、いずれの因子も $R\mu_{yt}$ と相関性を有することが認められた。そうした中、図-9の各図に示した相関係数を見ると、 P_{GA} による因子が最も高い値にある。近年の地震動指標に関わる研究成果によると、 P_{GA} は簡易な因子であるが故に塑性率

(最大応答変位) との相関が悪く、そうした単一の因子に変わり上述した $\max S_{a(0.05)}$, $\max S_{v(0.05)}$ 及び $\max V_{E(0.05)}$ による因子を用いることが多くなってきた。しかし、本論文で検証した範囲では P_{GA} のみでも塑性率を把握できることがわかった。ただし、その条件として建物の固有周期が約 0.25sec の場合に限定され、今後、少なくとも 0.1~0.5sec の範囲内での他の固有周期を有する場合の検証が必要である。なお、同じ応答スペクトルでも $\max S_{a(0.05)}$ の方が $\max S_{v(0.05)}$ より相関係数が高い値にあった。これは、4.2 節(1)項でも述べたように、短周期の建物の塑性率(最大応答変位)は P_{GV} より P_{GA} の方が相関は高い傾向にあることが起因していると思われる。これに伴い、 $\max V_{E(0.05)}$ に対する相関係数も P_{GA} 及び $\max S_{a(0.05)}$ に比べて低い値にあった。

4.3 塑性率5のときの地震動レベルの把握

図-9の各図には、塑性率が5のときの各因子における地震動レベルを示してある。そのうちの最大加速度 P_{GA} に着目すれば、塑性率5の加速度レベルは 3.6~4.5m/sec² 程度の地震波を想定していることがわかった。



(注)凡例塗り潰しは継続時間60sec,凡例白抜きは継続時間120secを表わす。
(注)図中の黒実線は、地震波の種類及びX-Y方向の違いを区別せずに480点のデータに対して求めた回帰曲線を示す。
(注)図中の欄外に示した γ 及び σ は、回帰曲線に対する相関係数及び標準偏差を示す。

図-9 $R\mu_{yt}$ と P_{GA} , $\max S_{a(0.05)}$, $\max S_{v(0.05)}$ 及び $\max V_{E(0.05)}$ の関係

なお、参考までに文献 11)によれば告示で定める V_E の上限は 375cm/sec 程度となっており、これは図-9(d)を見ると塑性率 5 を与える地震動レベルとなっている。

以上において、図-9 で示した回帰曲線を定式化すれば地震動指標を用いて塑性率を簡易的に求めることができる。その因子として、相関係数が最も高かった P_{GA} が採用されるが、当然ながら固有周期が変化すれば相関性も異なってくるのが推測される。また、本来は設計震度 0.2 及び 0.3 の違いも区別せずに検証すべきであるが、 P_{GA} にはそうした周期特性が考慮されていない。よって、図-9 で示した全ての因子について回帰式を示すこととし、その際、各図において設計震度の違いも考慮せずに別途、回帰曲線を求めなおしたところ、それぞれ次の回帰式が得られた。これら各式を用いれば、設計時に想定する地震動レベルに応じて、塑性率を簡易的に推定することができる。なお、表-4 は、50Kine を例（合計 120 波）とする模擬地震波の地震動指標に関わる基本的統計値である。

$$R\mu_{yt} = 0.202P_{GA}^{2.29} \quad (4a)$$

$$R\mu_{yt} = 0.018 \max S_a(0.05)^{2.24} \quad (4b)$$

$$R\mu_{yt} = 1.75 \max S_v(0.05)^{2.28} \quad (4c)$$

$$R\mu_{yt} = 0.077 \times 10^3 \max V_E(0.05)^{1.85} \quad (4d)$$

5. まとめ

3 階建て鉄筋コンクリート造建築物を対象に合計 240 波の模擬地震波を用いた地震応答解析を行った。結果論として、本解析対象は 2 階に変形が集中する建物となっている。ただし、建物の固有周期は約 0.25sec の限定された場合であり、今後、少なくとも 0.1~0.5sec 内で固有周期を変動させた場合の検証が必要である。いずれにせよ、本論文で検証した範囲内では以下の知見が得られた。

- (1) 耐震診断基準で与えられている靱性指標算定式は地震応答解析結果の概ね下限値を表す設計式であることが確認できた。
- (2) レベル I を想定した最大速度 25Kine の入力地震動では多くが弾性範囲内となるが、レベル II を想定した最大速度 50Kine の入力地震動では現行の最大塑性率 5 を大きく上回るケースが多数あった。

表-4 地震動指標に関わる基本的統計値
(50Kine による模擬地震波の場合：計 120 波)

項目	P_{GA} [m/sec ²]	$\max S_a(0.05)$ [m/sec ²]	$\max S_v(0.05)$ [m/sec]	$\max V_E(0.05)$ [m/sec]
最大値	5.60	13.27	1.55	4.91
平均値	3.08	7.92	1.07	2.59
最小値	1.48	3.55	0.51	0.77
標準偏差	0.887	2.495	0.182	0.734
変動係数	0.288	0.315	0.170	0.283

- (3) 上記(2)の結果に対して、どのような地震動レベルによって塑性率が大きくなるかを把握した。その結果、最大加速度、加速度及び速度応答スペクトルの最大値及び等価速度スペクトルの最大値が大きくなるにつれ、いずれも右上がり塑性率が高くなるのがわかった。その中で、例えば最大加速度に着目すると塑性率 5 のときの地震動レベルは 3.6~4.5m/sec²であることを把握した。
- (4) 上記(3)で示した因子を用いて塑性率を算定するための回帰式を示した。

謝辞

本論文を作成するに当たり、建築研究所構造グループ長 福山洋様に親切丁寧な助言を頂きました。ここに、深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説，2001
- 2) 梅村魁，岡田恒男，大森信次，宮沢正躬：中低層 RC フレーム構造に要求される保有耐力と保有塑性率，日本建築学会大会，構造系，pp.1871~1872，1977
- 3) 日本建築学会：大振幅地震動と建築物の耐震性評価，巨大海溝型地震・内陸地震に備えて，2013.9
- 4) 日本コンクリート工学協会：性能指向型耐震補強研究委員会報告書，2010
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所・日本建築行政会議監修：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 6) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法，技報堂，pp.21~143，1973
- 7) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法〈続〉中層編，技報堂出版，pp.288~316，1982
- 8) 神林宏之，市之瀬敏勝，二宮忠和：鉄筋コンクリート建物の耐震診断について（その 3 層降伏型建物における検証），日本建築学会東海支部研究報告集，pp.165~168，2001.2
- 9) 藤本一雄，翠川三郎：近年の強震記録に基づく地震動強さ指標による計測震度推定法，地域安全学会論文集(7)，pp.241~246，2005.11
- 10) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，第 2 版，東京大学出版，1987
- 11) 八木茂治，長谷川泰稔，飯嶋俊比古，小野徹朗：応答スペクトル特性を考慮した地震入力エネルギーの評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 636 号，pp.243~251，2009.2