# 論文 表層地盤の増幅特性係数を考慮して作成した模擬地震波の地震動指標 と6階建て鉄筋コンクリート造建築物の最大応答変位との関係

伊藤 嘉則\*1·五十田 博\*2

要旨:表層地盤の増幅特性係数(精算法及び略算法)を考慮して作成した模擬地震波にどのような違いが生 じるかを地震動指標の観点で調べた。結果,同じ精算法でも地盤データの違いによって地震動指標の分布は 様々となり,その分布傾向は略算法とも異なっていた。その中で,加速度応答スペクトル平均値と速度応答 スペクトル平均値の関係から得られた回帰式は精算法及び略算法で概ね同じ式にあり地震動指標の分布傾向 の差異を定量的に把握することができ,さらに両指標値は6階建て建築物を対象とする地震応答解析から得 られた最大応答変位のおおよその傾向を定性的に把握できることが明らかとなった。 キーワード:表層地盤の増幅特性係数,地震応答解析,模擬地震波,地震動指標

#### 1. はじめに

2000年改正建築基準法で取り入れられた性能表示型 耐震設計では地震動が解放工学的基盤位置での加速度応 答スペクトル(以下,告示スペクトル)で定義され, 告示スペクトルに表層地盤の増幅特性係数 Gs を乗じる ことで地震荷重が評価される<sup>1)</sup>。その算定法には精算法 と略算法の2種類があり,「地盤と建物の動的相互作用」 という形での研究データ<sup>2)</sup>が蓄積されつつあるが,Gs 算 定法の違いによってどの程度の応答差が生じるかについ ての研究データは多いとはいえない。他方,性能表示型 耐震設計では地震時に生じる建物の損傷程度を応答値と いう形で評価する必要があり,その損傷程度を簡易的に 評価する手法として最大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研 究が近年進められている<sup>3</sup>。

そうした中,筆者は既往の研究でも,略算法(地盤種: 第1種,第2種,第3種)を用いて作成した模擬地震波 を入力波とする3階建て鉄筋コンクリート造建築物の地 震応答解析を行い,得られた最大応答変位と地震動指標 の関係を調べた。取り上げた指標値は,最大加速度,加 速度スペクトルの最大値,速度応答スペクトルの最大値, 等価速度スペクトルの最大値による4因子であり,最大 応答変位と最も相関のある指標値は最大加速度及び加速 度スペクトルの最大値であった。性能表示型耐震設計の もともとは新規建築物を対象としたものであるが,この 種の成果は既存建築物に対する耐震診断への設計資料と しても利用できるので今後重要になってくると思われる。 ただし,検討対象とする建物の周期特性などにより最大 応答変位と地震動指標の関係は異なってくるので,建物 階数を変えた検証などデータの積み重ねが必要である。 以上の背景に対して,まず,告示スペクトルに乗じる Gs 算定法として,精算法と略算法を用いて作成される 模擬地震波にどのような違いが生じるかを地震動指標の 観点で調べてみる。ついで,耐震診断への基礎的資料の 取得も視野に入れ,既往研究4の3階建てに対して固有 周期を変えることを目的に6階建てを取り上げ,精算法 と略算法を用いて作成される模擬地震波を入力波とする 地震応答解析を行い,上記の検証結果を踏まえた地震動 指標と最大応答変位の関係を調べた。

## 2. 表層地盤の増幅特性係数を考慮した模擬地震波

#### 2.1 精算法と略算法の算定式

式(1)は,建築基準法施行令第82条の5で与えられて いる地震力算出時における地表面での加速度応答スペク トルである。

$$S_{As} = S_{0s} \cdot G_s \cdot D_h \cdot Z \tag{1}$$

ここで、 $S_{0s}$ :減衰定数 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(1章でいう告示スペク トル)、 $G_s$ :表層地盤の増幅特性係数、Z:地域係数(た だし、本論文ではZ=1とする)、 $D_h$ :振動の減衰による 加速度低減率。

式(1)中の $S_{0s}$ は、建物周期を $T_e$ とすれば極めて稀に発生する地震動が式(2)で表わされる。

$$S_{0s} = \begin{cases} 3.2 + 30T_e & : T_e < 0.16 \\ 8 & : 0.16 \le T_e < 0.64 \\ 5.12/T_e & : 0.64 \le T_e \end{cases}$$
(2)

G<sub>s</sub>は,平成12年建告第1457号の第10に示されており,式(3a)~式(3d)が精算法及び式(4a)~式(4b)が略算法による算定式である。

精算法における 
$$T_e < 0.8T_2$$
:  
 $G_s = G_{s2} (T_e / 0.8T_2)$  (3a)

\*1 建材試験センター中央試験所 構造グループ長代理 修士(工学) (正会員) \*2 京都大学生存圏研究所 教授 博士(工学) (正会員)

・精算法における 
$$0.8T_2 < T_e < 0.8T_1$$
:  
 $G_s = \frac{G_{s2} + (G_{s1} - G_{s2}) \cdot (T_e - 0.8T_2)}{0.8(T_1 - T_2)}$  (3b)

・精算法における 
$$0.8T_1 < T_e < 1.2T_1$$
:  
 $G_s = G_{s1}$  (3c)  
・精算法における  $1.2T_1 < T_e$ :

$$G_s = \frac{G_{s1} - (G_{s1} - 1) \cdot (1/1.2T_1 - 1/T_e)}{(1/1.2T_1 - 0.1)}$$
(3d)

ここで、*T*<sub>1</sub>、*T*<sub>2</sub>及び*G*<sub>s1</sub>、*G*<sub>s2</sub>:表層地盤の1次及び 2次の卓越周期[s]及びその増幅率。

 $T_1$ ,  $T_2$ は $T_1 = 4(\Sigma H_i)^2 / \sum \sqrt{(G_i / \rho_i)} H_i$ ,  $T_2 = T_1 / 3$ より求 める。 $H_i$ :地盤調査による地盤各層の層厚[m],  $\rho_i$ :地 盤調査による地盤各層の密度[t/m<sup>3</sup>],  $G_i : G_{0i} = \rho_i \cdot V_{si}^2$ に地 震時における地盤のせん断ひずみに応じて図-1に示す 土質ごとのせん断剛性低減率を乗じた値[kN/m・s<sup>2</sup>],  $V_{si}$ : 地盤調査による各層せん断波速度[m/s]。

 $G_{s1}$ ,  $G_{s2}$ は $G_{s1} = 1/(1.57h' + \alpha)$ ,  $G_{s2} = 1/(4.71h' + \alpha)$ より 求める。  $\alpha$ : 工学基盤と等価な表層地盤との波動インピ ーダンス比 (= $\rho_e \cdot V_{se} / \rho_n \cdot V_{sn}$ ),  $\rho_e$ :表層地盤の等価密 度 (= $\Sigma H_i \cdot \rho_i / \Sigma H_i$ ) [t/m<sup>3</sup>],  $V_{se}$ :表層地盤の等価せん断 波速度 (= $\Sigma H_i \cdot V_{si} / \Sigma H_i$ ) [m/s],  $\rho_n$ :地盤調査から求ま る工学基盤の密度[t/m<sup>3</sup>],  $V_{sn}$ :地盤調査から求める工学 基盤のせん断波速度[m/s], h':地震時における表層地盤 の減衰定数 (= $0.8\Sigma h'_i \cdot w_i / \Sigma w_i$ ),  $h'_i$ :地震時における 表層地盤各層の減衰定数で地盤のせん断ひずみに応じて 図-1に示す土質ごとの値,  $w_i$ :地震時における各層最大 弾性ひずみエネルギー (= $G_i \cdot (u_i - u_{i+1})^2 / (2H_i)$ ),  $u_i$ :地震 時における工学基盤面に対するi層の最上部の変位[m]。





・略算法における第1種地盤:

$$G_{s} = \begin{cases} 1.5 & :T_{e} < 0.576 \\ 0.864/T_{e} & :0.576 \le T_{e} < 0.64 \\ 1.35 & :0.64 \le T_{e} \end{cases}$$
(4a)

・略算法における第2種及び第3種地盤

$$G_{s} = \begin{cases} 1.5 & : T_{e} < 0.64 \\ 1.5(T_{e} / 0.64) : 0.64 \le T_{e} < T_{u} \\ g_{v} & : T_{u} \le T_{e} \end{cases}$$
(4b)

ここで,  $T_u$ : 0.64 $(g_v/T_e)$ ,  $g_v$ =2.025 (第2種地盤),  $g_v$ =2.7 (第3種地盤)。

#### 2.2 模擬地震波について

精算法では、G<sub>s</sub>を求めるための地盤情報として茨城県 及び千葉県全域の地盤調査結果を取りまとめた文献5)の 資料を用い、地盤の層厚[m],密度[t/m<sup>3</sup>],せん断波速度 [m/s]及び地盤種(ただし、地盤種は砂質土と粘性土の2 種類に分類)を読み取った。地盤データ測定箇所は両県 ともに 63 地点ずつとし、図-2 は得られたT<sub>1</sub>とG<sub>s1</sub>及び T<sub>2</sub>とG<sub>s2</sub>の関係である。他方、略算法では、G<sub>s</sub>に第1種、 第2種及び第3種地盤の3種類、位相特性は乱数、包絡 関数は Jennings型を用いた。以下、茨城県及び千葉県の 地盤情報をもとに作成される模擬地震波を記号 I 及び C で、第1種、第2種及び第3種地盤をもとに作成される 模擬地震波を記号 K1, K2, K3 で表わす。ここで、継続 時間は 60s 及び 120s の2種類とし、地震波 I 及び地震波 C は 126 波ずつ、地震波 K1~K3 は地盤種ごとに 20 波ず つの計 120 波を作成した。



図-2  $G_{s1} \ge T_1$ の関係及び  $G_{s2} \ge T_2$ の関係



## 2.3 作成された模擬地震波の地震動指標

図-3は、作成された模擬地震波の減衰 5%における 加速度応答スペクトルである。これら模擬地震波の地震 動指標として代表値を取り上げ、指標値間の相互関係を 調べてみる。 図ー4は、最大加速度  $P_{GA}$ と最大速度  $P_{GV}$ 、 加速度応答スペクトルの最大値  $_{max}S_{a(h005)}$ と速度応答ス ペクトルの最大値 $_{max}S_{v(h005)}$ の関係(ここで、最大値の読 み取りは周期 4.0s 以内の範囲による) である。各図,精 算法(地震波 I, C)及び略算法(地震波 K1~K3)ごと にまとめてプロットし、各々地震波及び継続時間の違い を区別せずに求めた直線回帰式を黒実線で図示するとと もに相関係数を記してある。図より、精算法では地震波 I及び地震波 Cともに地盤測定点の違いにより異なる値 を採りうるが、 $P_{GA} \ge P_{GV}$ 及び $_{max}S_{a(h005)} \ge M_{max}S_{v(h005)}$ の分 布傾向そのものには地震波 I 及び地震波 C の違いによる 差は見られない。略算法においては、地震波 K1 から地 震波 K3 と軟弱地盤になるほど速度に関わる指標値が大 きくなる傾向にあった。なお,地震波 K1~K3 は文献 4) で作成したものであり、同一地盤種においてもある程度 のばらつきを有する波形となっている。そうした中、精 算法のPGAは2.9~7.1[m/s<sup>2</sup>]及び略算法は3.7~6.1[m/s<sup>2</sup>]と 精算法の方が広い範囲に分布しているが、PGV は精算法 が 0.37~0.83[m/s]及び略算法が 0.47~1.77[m/s]と略算法 の分布範囲の方が広くなっている。この傾向は $_{max}S_{a(b005)}$  $\mathcal{E}_{max}S_{v(h005)}$ についても同様にあった。いずれにせよ、本 論文で作成した模擬地震波の PGA と PGV 及び max Sa(h005) と $_{max}S_{v(h005)}$ の指標値間には $S_a = \omega \cdot S_v$ で見られる強い相 関関係は有していなかった。ここで、 $\omega$ は固有円振動数。 ついで、式(5)で表される等価速度換算値 $V_e$ のを求め、 $V_e$ スペクトル中の最大値 $_{max}V_{e(h005)}$ と式(6)から求まるスペ クトル強さ $S_I$ との関係を図-5(a)に示した。ここで、式 (5)中の $E_I$ は地震入力による総エネルギー、Mは質量で あり、減衰は5%とする。式(6)における $S_I$ 値は、Housner が示した減衰 20%時の速度応答スペクトルにおいて周 期 0.1s~2.5s 間の平均値である。

$$V_{e(h005)} = \sqrt{\frac{2E_I}{M}} \tag{5}$$

$$S_I = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v \cdot d\mathbf{T}$$
 (6)

ただし、記号:  $S_I = S_{v(0.10-2.50,h020)}$ で表わす。 図より、 $_{max}V_{e(h005)}$ と $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ の分布傾向については 精算法と略算法の違いがなく、加えて $_{max}V_{e(h005)}$ と  $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ は相関係数 (0.7 前後)で見られる比例関係 を有していた。なお、式(6)の算定を加速度応答スペクト ルについても同様に求め(記号: $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ )、これ を $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ との関係で図示したものが**図**-5(b)で あるが、相関係数が更に向上し(0.9 以上)、かつ、精算 法と略算法による分布傾向の差異も小さくなっている。

以上,茨城県及び千葉県の地盤情報をケーススタディ とした際の模擬地震波の特徴として,同一県内でも地盤 データの違いによって地震動指標の分布は様々となり, その分布の傾向は略算法とも異なっていた。具体的には,



精算法を用いて作成される模擬地震波の最大加速度は 略算法より大きい値に分布されるが、逆に最大速度は略 算法より小さい値に分布されていた。そうした中、  $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ と $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ の関係から得られた回帰 式は精算法及び略算法とで概ね同じ式にあり、同回帰式 を用いれば $G_s$ 算定法の違いによって生じる地震動指標 の分布傾向の差異を定量的に把握できることが明らか になった。

# 3. 地震応答解析の概要

## 3.1 検討対象とした建物

解析対象の建物として、日本建築学会編「建物と地盤 の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」<sup>2)</sup>の8章 で示された設計例I(6階建て鉄筋コンクリート造によ る耐震壁付きラーメン構造である)を取り上げた。

図-6 にあるように平面寸法は 35400mm×9650mm で あり,長辺(X方向)が6スパンのラーメン構造及び短 辺(Y方向)が1スパンの耐震壁が全構面に配置された 建物となっている。各階階高は2850mm であり,解析対 象はX方向のラーメン構造に対してである。

### 3.2 地震応答解析の条件

本解析建物の骨格曲線はトリリニア型となっている。 **表**-1 は文献中に記載されたひび割れ点( $Q_c, \delta_c$ ),降 伏点( $Q_y, \delta_y$ )並びに降伏点後の第3剛性,**表**-2 は各 階建物重量などの一覧である。なお、別途行った固有値 解析から得られた1次の固有周期は0.36s であった。

**表**-1 をもとに定まるトリリニア型の骨格曲線に対し て,履歴則は図-7に示す除荷時剛性を $K_y/\sqrt{R\mu_y}$ とす る剛性低下型とした。ここで, $K_y$ は降伏点時の等価剛 性, $R\mu_y$ は塑性率。数値積分は Wilson の  $\theta$  法を用いて おり,刻み時間は 0.001s である。減衰は,減衰定数を 5%



とする瞬間剛性比例型とした。なお,性能表示型耐震設 計では多層建築物を等価な1質点に縮約した等価線形化 法が用いられているが,この場合,多質点系モデル(同 モデルを用いると相対的に弱い層での塑性変形が増大す る傾向にある)で見られる損傷分布を把握できないこと になる。本論文は耐震診断への設計資料の提示も視野に 入れており,この場合,高さ方向の剛性が不均一な建物 も往々にしてあることが想定され,そうした建物の応答 変位を倉本の縮約法<sup>n</sup>などを用いて等価1質点との関係 で把握することも有用な手法であるが,多質点系せん断 型モデルを用いた解析を行うことにした。

## 3.3 最大応答変位

地震応答解析をもとにした最大応答変位と地震動指 標の関係を調べるに先立ち,各層の最大応答変位の特徴 を確認しておく。各層の最大応答変位は正負応答のうち 絶対値の最大値を用いており,かつ,以下では,**表**-1中 の $\delta_v$ で除した塑性率を用いて検証する。

図-8 は、各層塑性率の高さ方向分布である。全体を 通してみると、本解析建物は2階~4階に変形が集中す る傾向にあった。各層塑性率に対して、そのうちの最も 大きな値を検証に用いる最大応答塑性率 $_{R}\mu_{ymax}$ とする。

$${}_{R}\mu_{y\max} = \max \left[ {}_{R}\mu_{y1} , {}_{R}\mu_{y2} \cdots {}_{R}\mu_{y6} \right]$$
(7)

図-8において<sub>*R*</sub> $\mu_{ymax}$ に着目してみると,精算法では 地震波I及び地震波Cによる明確な違いは見られないが, 様々な値の<sub>*R*</sub> $\mu_{ymax}$ が得られていることがわかる。略算法 では全体的な傾向としては地震波 K1, K2, K3 の順に <sub>*R*</sub> $\mu_{ymax}$ が大きくなる特徴にあるが,同一地盤種であって もばらつきを有する波形を作成しているため<sub>*R*</sub> $\mu_{ymax}$ に ばらつきがみられる。次章では,これらの傾向を含めて <sub>*R*</sub> $\mu_{ymax}$ と地震動指標の関係について調べてみる。

	ひび割れ点		降伏点		第3剛性
階	Q c [kN]	$\delta_c$ [mm]	$Q_y$ [kN]	$\delta_y$ [mm]	<i>K<sub>r</sub></i> [kN/mm]
6F	1567	0.71	3536	7.00	250
5F	2403	0.99	5598	10.12	1270
4F	2819	1.14	6949	11.29	3190
3F	3319	1.29	8239	11.60	4440
2F	4530	1.92	9514	12.24	5060
1F	5062	1.66	11383	14.05	3500

表-1 骨格曲線中の諸特性値

# 表-2 建物重量など

階	<i>Wi</i> [kN]	$Q_y / \Sigma Wi$	A <sub>i</sub> 分布
6F	4681	0.76	1.75
5F	4902	0.58	1.46
4F	4902	0.48	1.30
3F	5096	0.42	1.18
2F	5096	0.39	1.09
1F	5100	0.38	1.00



# 4. 最大応答塑性率と幾つかの地震動指標との関係

本章では、2章の結果を念頭に代表的な地震動指標と  $_{R}\mu_{vmax}$ の関係を分析する。地震動指標のうち最も簡易な 指標値として用いられるのが最大加速度PGA 及び最大速 度PGV であり、前者は短周期、後者は長周期の建物の最 大応答変位と相関があることが知られている。本論文で は短周期を有する建物を検証対象にしていることから, 地震動指標として PGA 及び加速度応答スペクトルの最大 値  $max S_{a(h005)}$ を取り上げ、 $_{R}\mu_{ymax}$ との関係で図示したも のが図-9及び図-10 である。既往研究<sup>4)</sup>の3階建て建 物ではこれら2つの指標値との相関が認められたが、本 解析建物は相関係数が 0.003~0.335 と適合性が認められ ない。その理由の1つに、文献4)で検証した3階建物(固 有周期:約0.25s)は2階が層崩壊する建物であり図-8 のような高さ方向分布を示していないことが挙げられる。 したがって、 $P_{GA}$ 及び $_{max}S_{a(h005)}$ による指標値と適合する 建物条件として, 短周期のほかに層崩壊する建物である ことも条件に加える必要があると考えられる。

図-11 は<sub>max</sub>V<sub>e(h005)</sub>との関係,図-12 は加速度応答ス ペクトルの平均値で与えられる S<sub>a(0.10-2.50,h020)</sub>との関係 である。これらの図より、 $P_{GA}$ 及び $_{max}S_{a(h005)}$ による指標 値に比べて相関係数が 0.316~0.721 まで向上しており, その際、 $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ は $_{max}V_{e(h005)}$ より相関係数の値が高 い。S<sub>a(0.10-2.50,h020)</sub>なる指標値は塑性化などの周期変化を 考慮しており、かつ、スペクトル面積を求めているので 地震波の物理的特徴を統括的に表しえた指標値となり, 結果、スペクトル曲線中の最大値による特異点を表わし た指標値に比べて相関性が高まったと考える。ただし、 図-3 の加速度応答スペクトル形状にもあるように精算 法の方が略算法より加速度一定域でのばらつきが大きく, 図-12 においても精算法の方が略算法より相関係数は 低い結果にあった。いずれにせよ、S<sub>a(0.10-2.50,h020)</sub>に着目 し精算法と略算法をまとめてプロットしたものが図-13 である。なお、図-12中に示したように、精算法及び略 算法それぞれに対して得られる回帰式の差は 15%程度 であることから両者の分布傾向に大きな差がないと判断



図-13 <sub>R</sub> µ ymax と S<sub>a</sub>(0.10-2.50, h020) 及び S<sub>V</sub>(0.10-2.50, h020) の 関係(精算法と略算法の比較)

し、精算法と略算法の違いを考慮せずに  $_{R}\mu_{ymax}$  と  $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ の回帰式を求めると式(8)となる。他方、2.3 節で示した図-5(b)の $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ と $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ の 関係において、精算法と略算法の違いを考慮せずに求め た回帰式は式(9)(相関係数  $\gamma$ =0.858)で表せられる。これ を式(8)に代入すると式(10)を得るが、式(10)は図-13 中 の $_{R}\mu_{ymax}$ と $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ の間で得られる回帰式 $_{R}\mu_{ymax}$ =13.9 $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ と近似する。

 $_{R}\mu_{y\max} = 2.2S_{a(0.10-2.50,h020)}$  (8)

$$S_{a(0.10-2.50,h020)} = 6.35S_{v(0.10-2.50,h020)}$$
(9)

$${}_{R}\mu_{y\max} = 14S_{\nu(0.10-2.50,h020)}$$
(10)

以上,本論文で作成した模擬地震波はG。算定法の違い などにより異なる値の地震動指標を有するため同一建 物でも $_{R}\mu_{ymax}$ が大きく変動していたが、 $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ の 指標値はそうした  $_{R}\mu_{ymax}$  の差異の定性的な傾向を見る ことができ, S<sub>a(0.10-2.50,h020)</sub>とS<sub>v(0.10-2.50,h020)</sub>は相関関係に あることから $S_{\nu(0.10-2.50,h020)}$ から $_{R}\mu_{ymax}$ を求めるための 相互変換も可能である。ただし、今後精度を上げるべく 検討の余地がある。また、本論文は極めて稀に起こる地 震波から得られる地震動指標と<sub>R</sub>μ<sub>ymax</sub>の一義的な関係 を調べたため<sub>R</sub>µ<sub>vmax</sub>に適用範囲を設けておらず建物が 許容できる塑性率(例えば5など)を大きく超えるもの が多数あることには注意を要する。ただ、本研究成果に より設計時に想定する地震波に応じてどの程度塑性率が 大きくなるかを把握することはでき、この種の検証の積 み重ねが性能表示型設計への資料になり得ると考えてい る。現時点では文献 4)の結果を含めても限定的なので、 例えば中低層建築物に対してどのような地震動指標を用 いると耐震設計の高度化・簡易化が図れるかなど、統括 した検証を行いたい。

#### 5. まとめ

表層地盤の増幅特性係数として精算法及び略算法を用 いて作成した模擬地震波をもとに地震動指標に関わる検 証を行った。精算法の算定は茨城県・千葉県の地盤情報 を用いた場合の結果である上,検討対象とした建物も限 定的であるが,ここで取り扱ったケーススタディから得 られた知見として以下のことがわかった。

- (1) 同一県内でも地盤データの違いによって地震動指標の分布は様々であり、例えば精算法から得られる模擬地震波の最大加速度は略算法より大きい値に分布され、逆に最大速度は略算法より小さい値に分布される傾向にあった。他方、Housner が示した S<sub>I</sub>値(ただし記号 S<sub>v</sub>(0.10-2.50,h020)) を参考に加速度応答スペクトルについても同様な平均値 S<sub>a</sub>(0.10-2.50,h020) を求めたところ、S<sub>a</sub>(0.10-2.50,h020) とS<sub>v</sub>(0.10-2.50,h020)の関係から得られた回帰式は、精算法及び略算法とで概ね同じ式が得られた。
- (2) 地震動指標として、最大加速度 $P_{GA}$ 、加速度応答ス ペクトル最大値 $_{max}S_{a(h005)}$ 、 $V_e$ スペクトル最大値 $_{max}V_{e(h005)}$ 及び加速度応答スペクトル平均値  $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ を取り上げ、6 階建て建築物の最大応 答塑性率 $_{R}\mu_{ymax}$ との関係を調べた。本論文で作成し た模擬地震波は $G_s$ 算定法の違いなどにより異なる 値の地震動指標を有するため同一建物でも $_{R}\mu_{ymax}$ が大きく変動していたが、上記地震動指標のうち  $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ の指標値はそうした $_{R}\mu_{ymax}$ の差異の おおよその傾向を定性的に把握することができて いた。また、 $S_{a(0.10-2.50,h020)}$ と $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ は相関関 係にあったことから、 $S_{v(0.10-2.50,h020)}$ から $_{R}\mu_{ymax}$ を求 めるための相互変換も可能であった。

#### 参考文献

- 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
- 日本建築学会:建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計,2006.3
- 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
- 伊藤嘉則: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靭性指標値及び地震動指 標の関係,日本コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.679-684, 2014
- 5) 防災科学技術研究所:強震動評価のための千葉県・ 茨城県における浅部・深部統合地盤モデルの検討, 防災科学技術研究所研究資料,第370号,2013.3
- 6) 秋山宏:建築物の耐震極限設計,第2版,東京大学 出版,1987
- 7) 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