⊷⊷⊷ 報 告 🖦

# 建築物の地震応答に及ぼす地盤増幅特性の影響

The Effect of Site Amplification on Earthquake Response of Buildings

平石久廣(ひらいしひさひろ) 明治大学教授 理工学部建築学科

井 上 芳 生 (いのうえ よしお) ㈱UR リンケージ 常務執行役員 平 塚 高 弘 (ひらっか たかひろ) 明治大学大学院理工学研究科 修士前期課程

大場航(おおば わたる) 明治大学大学院理工学研究科 修士前期課程

# 1. はじめに

現在,建築物の耐震設計においては,表層地盤の増幅 特性の評価を平12建告第1457号第7第二号の方法(以 下略算法と呼ぶ)による場合と,表層地盤のせん断波速 度などから評価する平12建告第1457号第7第一号の方 法(以下精算法と呼ぶ)による場合が示されている。

本報告では,限界耐力計算をベースとして地盤増幅特 性をこれら二つの評価によった場合の一質点系の応答値 を直接算定する手法を提案した。また,具体的な地盤上 における応答と強度の関係を検討するため,仮定した表 層地盤についてその応答値を算定し,設計変形と必要強 度の関係を示したとともに,地盤増幅の評価法の違いが, 算定される必要強度に与える影響を検討した。さらに, 本評価法の妥当性を検討するために時刻歴応答解析との 比較を行い,限界耐力計算による算定値と時刻歴応答解 析の解析値との差異について検討した。

### 2. 応答値の算定法

### **2.1** 応答時の周期

図-2に対象とする一質点系(図-1)の建物の荷重 -変形関係の模式図を示す。大地震時の剛性*K*,ベース シア係数*C*<sub>B</sub>,応答周期*T*。は(1)式~(3)式で表される。 また,(3)式に(1)式,(2)式を代入すると(4)式が得ら れる。(4)式は大地震時の重力式に相当する。



K:大地震時の剛性,M:建物質量,g:重力加速度

### 2.2 建築物の大地震時のベースシア係数

標準加速度応答スペクトルをSa,表層地盤の加速度 増幅率を $G_s$ ,建築物の減衰定数をhとし,減衰による 加速度の低減率 $F_h$ が(6)式で与えられるとすると,建 築物の大地震時のベースシア係数は(5)式で与えられる。





### 2.3 標準加速度応答スペクトル

建築基準法施行令では、大地震時における地震力として解放工学的基盤での5%減衰に対する加速度応答スペクトル $S_0$  (m/s<sup>2</sup>)が次式のように与えられている。

| [Te<0.16 sec の時]                              |     |
|-----------------------------------------------|-----|
| Sa = 3.2 + 30 Te (m/sec <sup>2</sup> )        | (7) |
| $[0.16 \sec \leq Te < 0.64 \sec \mathcal{O}]$ | 時]  |
| Sa=8 (m/sec <sup>2</sup> )                    | (8) |
| [0.64 sec≦ <i>Te</i> の時]                      |     |
| 5 1 2                                         |     |

 $Sa = \frac{3.12}{Te} \quad (m/sec^2) \quad \dots \qquad (9)$ 

# 2.4 地盤增幅係数

工学的基盤面より伝播する地震波は表層地盤による増幅を受けながら地表面へと至る。表層地盤の加速度増幅率G<sub>s</sub>は従来の地盤種別を用いた簡便な算定方法が規定されており,第2種地盤における簡便な増幅係数(略算法)を(10)式~(12)式に,地盤種別によらず表層地盤のせん断波速度などから算出する精算的な増幅係数(精算法)を(13)式~(16)式に示す。

#### 【略算法】

| [ <i>Te</i> <0.64 sec の時]    | $G_{\rm S}\!=\!1.5$ | (10) |
|------------------------------|---------------------|------|
| $[0.64 \sec \le Te < 0.864]$ | sec の時              | ]    |

| $G_{\rm S} = 1.5 \times$ | $\left(\frac{Te}{0.64}\right)$ |  |
|--------------------------|--------------------------------|--|
|--------------------------|--------------------------------|--|

| [0.864 sec <i><te< i="">の時]</te<></i> | $G_{\rm S} = 2.025$ | <br>(12) |
|---------------------------------------|---------------------|----------|
|                                       |                     |          |

# 【精算法】

地盤工学会誌, 58—2 (625) NII-Electronic Library Service

| $[0.8T_2 < Te \le 0.8T_1 の時]$ | $G_{\rm S} = A_2 T e + C_1 \cdots \cdots \cdots (14)$                                                                                                  |
|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $[0.8T_1 < Te \le 1.2T_1 の時]$ | $G_{\rm S} = C_2 \cdots \cdots$ |

$$[1.2T_1 \le Te \mathcal{O}$$
時]  $G_{\rm S} = A_3 \frac{1}{T_c} + C_3 \cdots (16)$ 

ここで、 $A_1 \sim A_3$ 、 $C_1 \sim C_3$ は地盤によって定まる定数 であり、次式により表される。

$$A_3 = \frac{G_{S1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \tag{19}$$

$$C_1 = G_{S2} - 0.8 \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} \cdots (20)$$

$$C_3 = G_{S1} - \frac{G_{S1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \frac{1}{1.2T_1} \qquad (22)$$

T1:表層地盤の一次固有周期

T2:表層地盤の二次固有周期

G<sub>S2</sub>:二次固有周期に対する増幅係数

なお、地盤増幅係数には下限値が定められており、  $G_{\rm S} < 1.23$ となるような場合においては、 $G_{\rm S} = 1.23$ とされる。

#### 2.5 建築物の塑性率と減衰定数

建築基準法施行令に基づき,建物の塑性率を $\mu$ ,初期 状態での減衰定数を0.05とすると,鉄筋コンクリート構 造物の減衰定数hは(23)式で与えられる。(23)式を(6) 式に代入すると(24)式が得られる。また,塑性率は降 伏変形角 $\delta_y$ と変形 $\delta$ により(25)式により表され,更に  $\delta_y$ を降伏変形角 $R_y$ と建物高さHの積として表せば (26)式により表される。



### 2.6 大地震時の要求耐力

本項では大地震時の設計変形と要求耐力の関係につい て検討する。(5)式に(7)式~(9)式,および(10)式~ (12)式,または(13)式~(16)式を代入すれば $C_B$ は周期 Teの関数として表される。ここに(4)式を代入すること により, $C_B$ と応答変位 $\delta$ の関係式が得られる。これら の式を $C_B$ について整理すれば、変形量を定めることで 必要強度を一義的に算出しうる式を得る。以下に略算法 における $C_B$ - $\delta$ の関係式を示す。ただし、略算法におけ る $C_B$ - $\delta$ の関係式の詳細は文献1)による。

### 【略算法】

[Te<0.16 sec の時]

 $[0.16 \sec \le Te < 0.864 \sec \mathcal{O}$ 時]

$$C_{\rm B} = \frac{1.836 \sqrt{\delta}}{4 \sqrt{\delta} - 2.5 \sqrt{R_{\rm y} \cdot H}} \dots (28)$$

$$[0.864 \sec \leq Te \,\mathcal{O}]$$

$$[0.626 \qquad (00)$$

# 3. 仮定地盤上における建物の地震応答

### 3.1 地盤

2章で得られた式に対し地盤を仮定し、その地盤にお ける建物の応答値を算定する。対象地盤はできるだけ実 状に近いものとするため,防災科学研究所強震ネット ワーク(K-NET)の観測点の土質柱状図を参考とした が,土質は粘性土と砂質土の2種類に簡略化した。文 献2)に従い、工学的基盤としてはせん断波速度が400m /s以上の層が5m以上にわたって続いている場合には その層を,該当する層がない場合には深度20mを工学 的基盤の上部とした。表―1に本検討で用いた地盤を示 す。ここでは第二種地盤と分類しうる二つの地盤(町田, 佐倉)を選択した。安全限界時のG<sub>S1</sub>,G<sub>S2</sub>,T<sub>1</sub>,T<sub>2</sub>を算 出する際には文献<sup>2)</sup>を参考として繰返し計算によった。 安全限界時の地盤増幅係数を精算する際の各層のせん断 剛性の低減率と、減衰の算定に関しては Hardin-Drnevich モデル<sup>3)</sup>を適用した。なお、以下では主に精算 法について検討を行う。

表一1 設定した地盤

| 地盤1(町田) |     |     |     | 地盤2(佐倉) |       |     |    |     |       |
|---------|-----|-----|-----|---------|-------|-----|----|-----|-------|
| Н       | ٧s  | N値  | ρ   | 土質      | Н     | Vs  | N值 | ρ   | 土     |
| 0~1     | 200 | 8   | 1.4 | 粘性      | 0~1   | 215 | 10 | 1.6 | 粘性    |
| 1~2     | 191 | 7   | 1.4 | 粘性      | 1~2   | 200 | 8  | 1.5 | 粘性    |
| 2~3     | 191 | 7   | 1.4 | 粘性      | 2~3   | 191 | 7  | 1.5 | 粘性    |
| 3~4     | 200 | 8   | 1.4 | 粘性      | 3~4   | 191 | 7  | 1.6 | 粘性    |
| 4~5     | 182 | 6   | 1.4 | 粘性      | 4~5   | 200 | 8  | 1.7 | 粘性    |
| 5~6     | 191 | 7   | 1.5 | 粘性      | 5~6   | 191 | 7  | 1.7 | 粘性    |
| 6~7     | 159 | 4   | 1.5 | 粘性      | 6~7   | 171 | 5  | 1.6 | 粘性    |
| 7~8     | 200 | 8   | 1.5 | 粘性      | 7~8   | 172 | 10 | 1.6 | 砂質    |
| 8~9     | 208 | 9   | 1.6 | 粘性      | 8~9   | 183 | 12 | 1.7 | 砂質    |
| 9~10    | 229 | 12  | 1.6 | 粘性      | 9~10  | 188 | 13 | 1.7 | 砂質    |
| 10~11   | 241 | 14  | 1.7 | 粘性      | 10~11 | 197 | 15 | 1.7 | 砂質    |
| 11~12   | 208 | 9   | 1.7 | 粘性      | 11~12 | 202 | 16 | 1.7 | 砂質    |
| 12~13   | 200 | 8   | 1.5 | 粘性      | 12~13 | 202 | 16 | 1.7 | 砂質    |
| 13~14   | 222 | 11  | 1.6 | 粘性      | 13~14 | 210 | 18 | 1.7 | 砂質    |
| 14~15   | 210 | 18  | 1.7 | 砂質      | 14~15 | 217 | 20 | 1.7 | 砂質    |
| 15~16   | 400 | _50 | 1.8 | 砂質      | 15~16 | 234 | 25 | 1.8 | 砂質    |
| 16~17   | 400 | 50  | 2   | 砂質      | 16~17 | 271 | 39 | 1.8 | 砂質    |
| 17~18   | 400 | 50  | 1.9 | 砂質      | 17~18 | 269 | 38 | 1.8 | 砂質    |
| 18~19   | 400 | 50  | 2.1 | 砂質      | 18~19 | 269 | 38 | 1.8 | 砂質    |
| 19~20   | 400 | 50  | 2   | 砂質      | 19~20 | 295 | 50 | 1.8 | 砂質    |
| Gs 1    | 2.2 | 205 | T1  | 0.446   | Gs 1  | 1.9 | 44 | T1  | 0.678 |
| Gs 2    | 1.2 | 265 | T2  | 0.149   | Gs 2  | 1.0 | 01 | T2  | 0.226 |

H:深度(m), Vs: せん断波速度(m/s), ρ:密度(t/m<sup>3</sup>)



### 3.2 地盤増幅係数

計算により得られた,これらの地盤の地盤増幅係数と 周期の関係図を図-3に示す。ただし告示に従い G<sub>s</sub>の 最小値を1.23としたものも示しているが,以降の検討に おいては,長周期域において下限値を考慮しないものに ついて検討する。精算法と略算法を比較すると,周期が おおよそ1秒以下の様な短周期の領域においては精算 法による G<sub>s</sub>が略算法による G<sub>s</sub>を上回る一方,周期が 長い範囲においては大幅に下回る値となる。

#### 3.3 設計変形と必要強度の関係

各々の地盤における,降伏変形角を1/150とした建物 のベースシア係数と応答変位の関係を図—4,図—5に 示す。図には高さ10 m, 30 m, 50 m の建物と,塑性率 $\mu$ =1となるグラフについて示している。なお,前述のと おり地盤増幅係数には下限値が定められているが,主と してここでは下限値を採らない場合の応答値を示すこと とし,下限値を採るときの必要強度に関しては細線によ り示した。また,地盤増幅の評価による応答変位の算定 への影響を示すため,図中には地盤増幅係数に略算法を 用いた場合のベースシア係数と応答変位との関係を併せ て示している。地盤により $G_{\rm S}$ の最大値や一次固有周期 が異なるために、必要ベースシアの最大値やその時の応 答変位などは異なるが、全体を通しておおむね次の四つ の領域に分類することができる。すなわち、工学的基盤 における入力波である標準加速度応答スペクトル So が 一定であり、表層地盤の増幅特性である Gs が増大して いく第一の領域, $S_0, G_S$ 共に一定となる第二の領域,  $S_0, G_{\rm S}$ のいずれかが減少に転じる第三の領域, $S_0, G_{\rm S}$ 共 に減少していく第四の領域である。なお、地盤の一次周 期が極めて長い場合には So が減少し Gs が増大する領 域も見られる。第一の領域では So が一定である一方で Gs は増大していくので、周期の長い建物ほど必要強度 が増大していく。第二の領域では So, Gs 共に一定であ るため建物周期にかかわらず必要強度が一定となり、塑 性化による減衰の増大のみが応答を左右する。第三の領 域は S<sub>0</sub>, G<sub>s</sub> の一方が減少する領域であり、第四の領域 は S<sub>0</sub>, G<sub>S</sub> 共に減少する領域である。第三の領域では周 期が伸びるにつれて必要強度が低下していき、塑性化に 伴う減衰の増大と重なることで急激に必要強度が低下す る。第四の領域では第三の領域よりも大きく必要強度が 低減される。

図一4,図一5より、両地盤において、 $G_{\rm S}$ が減少に 転じる周期 $T=1.2T_1$ は各々0.54秒、0.81秒であり、 $S_0$ が低下し始める周期T=0.64秒と近い値をとっている。 このように減少に転じる双方の周期が近い場合には、設 計変形を少し増すだけで必要強度は大きく低減される。 更にH=10 m、30 m の場合に見られるように、このよ うな範囲では塑性化が生じるとその減衰の効果により、 応答が強度にかかわらず一定に近くなる領域が見られる。 この傾向は周期が長くなると共に(16)式の第2項が支 配的になるために見られなくなる。

### 4. 解析との比較

#### 4.1 解析概要

3章において算定した大地震時の応答変位の評価と、 時刻歴応答解析の結果とを比較し、その評価の妥当性を 検討する。解析対象は工学的基盤上に乗る、複数層から なる表層地盤と、その上に建つ直接基礎の無限均等ラー メン鉄筋コンクリート構造物である。解析対象は図一6 に示す魚骨モデルを一質点化したものであり、図一7に その復元力特性を示す。復元力特性はトリリニアとし、 耐力はベースシア係数  $C_{\rm B}$ =0.05から0.3までは0.05ずつ、 0.3以上からは1.5まで、0.1刻みで増加させ、ひび割れ 強度  $Q_{\rm Cy}$  は降伏強度  $Q_{\rm y}$  の1/3とし、ひび割れ後の剛性  $K_2$  は初期剛性  $K_1$  の0.4倍となるよう設定した。解析概 要の詳細については文献<sup>1)</sup>を参照されたい。

#### 4.2 解析結果

図一8に限界耐力計算における精算法により求めた Gsにより定められる地表面における加速度応答スペクトル(以下算定スペクトル)と,時刻歴応答解析に用いた SHAKE による波形の応答スペクトル(以下時刻歴 解析スペクトル)を示す。なお,図中には後述する理由から精算法による Gs を0.8倍して得た加速度応答スペ



クトル(以下低減算定スペクトル)も併せて示している。 これを見ると周期0.5秒程度以下の範囲ではおおむね同 程度であるが,それ以上の周期では時刻歴解析スペクト ルが算定スペクトルを下回り,以後周期が2秒以上と なるような領域では再び両者は接近する。

図一9に上部構造の時刻歴応答解析結果を示す。図に は4階,8階,16階モデルに対応するものとしてH=10m,20m,40mの $C_{B}-\delta$ 関係をあわせて示している。 図一9より,特に,算定した塑性率の小さな範囲におい ては,時刻歴応答解析による応答値(以下時刻歴解析値) では塑性化に至らないなど,2章にて示した算定式より 算定した応答値(以下応答算定値)を下回る場合が多く, 全体的に時刻歴解析値よりも応答算定値のほうがやや大 きい傾向が見られる。

### 4.3 低減 G<sub>s</sub>による解析結果

前述のとおり全体として、概して時刻歴解析値は応答 算定値を下回る結果となった。この結果の差異は上部構 造の等価線形化による誤差と、地盤増幅の評価の差異に よるものであることが考えられる。そのため、両者のど ちらによる誤差が大きく影響しているのかを検討すべく 精算法の $G_{\rm S}$ をSHAKEによる値に近づけるため0.8倍 し、検討を行った。 $G_{\rm S}$ を0.8倍して算定した、低減算定 スペクトルを図—8に示す。低減算定値と解析値との比 較を図—10に示す。これを見ると、応答解析値が大きく なる部分が見られるものの、おおむね良い対応を示して おり、おおむね全体的に応答算定値が応答解析値に近い 値を取っている。

5. まとめ

本論文で明らかにした知見は以下のとおりである。

- 限界耐力計算に基づき、その設計変形から必要 強度を直接算定する式を示した。これにより地盤 の情報と上部構造の降伏変形、設計変形を定める ことで任意の地盤上の構造物の必要強度を容易に 求めることが出来る。
- 2) 地盤増幅の評価に精算法を用いた場合と略算法 を用いた場合の設計変形-必要強度の関係の比較を 行った。略算法を用いた場合と精算法を用いた場 合では、その応答変位を一定とするために必要な 強度が大きく異なり、加速度一定領域においては



0.4 0.4 0.2 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 応答変位 δ(m) 図—10 時刻歴解析値と低減算定応答値

その比は Gs の比に等しい。

3)本報告で示した算定式と、時刻歴応答解析との 比較を行った。その結果本報告で示した算定法に よる応答変位は周期3秒以上のような長周期域に おいては時刻暦応答解析による応答変位と比較的 近い値をとるものの、それ以下の周期においては おおむね大きな値となる。これは地盤増幅の算定 において限界耐力計算による値がSHAKEによる 値を上回るためで、長周期域においてその値を一 致させるべく低減した Gsによる応答の算定値はお おむね解析値によく対応している。

#### 参考文献

- 平石久廣・金子雅之・平塚高弘:地盤増幅特性の影響を 考慮した建築物の地震応答予測に関する研究,日本建築 学会構造系論文集,No. 641, pp. 1303~1309, 2009.
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省建築研究所・ 財日本建築センター・(出建築研究振興協会:2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説,2001.

(原稿受理 2009.11.25)

報