建築基礎設計への利用を前提とした地盤変位の簡易評価法

新井　洋[1)]

1) 正会員　国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部、主任研究官　博士（工学）
e-mail : arai-h92ta@nilim.go.jp

要　約

建築基礎設計への利用を前提に、主として安全限界状態における地盤変位の簡易算定法を提案している。提案法の妥当性と有効性を、粘性土地盤と砂質土地盤の例題をとおして、重複反射理論に基づく1次元等価線形解析との比較から検証している。

キーワード：　建築基礎、限界状態設計、地盤変位、簡易算定法

1. はじめに

近年、建築物の基礎でも、上部構造と同様、安全限界状態に対する耐震設計（いわゆる2次設計）を導入する必要性の社会的認識が高まっている。基礎の2次設計では、その地震外力の想定において、上部構造からの慣性力に加えて、地盤変位の評価が重要となる。しかし、建築分野の構造設計者が安定して解を求められる地盤変位の簡易な算定法は、まだ見あたらない[例えば1)]。

そこで、先ず、任意の地震荷重レベルにおける地表変位を単純な四則演算のみから求める方法を提案する。次に、主として安全限界状態における地盤変位の深さ方向分布を多質点系のモード解析から定めることで、設計用地盤変位の簡便な評価が可能となる。なお、地盤は液状化しないものとする。

2. 地表変位の簡易算定法

図1に示すように、地盤を水平成層構造とし、多層地盤を表層と工学的基盤から成る2層地盤に置換する。この2層地盤において、初期状態から、地震応答解析により、等価線形応答状態が得られたとする。

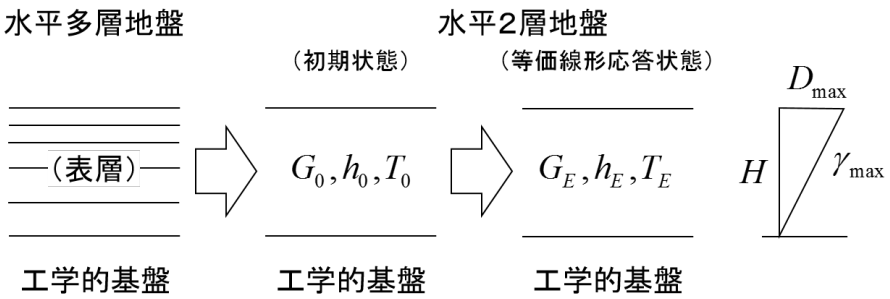

図1　多層地盤から2層地盤への置換と地震時の等価線形応答状態

ここに、G：表層のせん断剛性、h：表層の減衰定数、T：地盤の固有周期（単位 s：添字 0、E は初期状態、等価線形応答状態を表す）、$D_{\max}$：地表変位（単位 m）、H：表層の厚さ（単位 m）、$\gamma_{\max}$：表層の最大せん断ひずみである。

等価線形応答状態の表層のせん断剛性比 G_E/G_0 は、地盤の固有周期 T を用いて、(1)式で表される。

$$\frac{G_E}{G_0}=\left(\frac{T_0}{T_E}\right)^2 \tag{1}$$

土の動的変形特性をHardin-Drnevichモデル[2)]（以下、H-Dモデル：規準せん断ひずみ γ_{ref}）で表現し、表層の有効せん断ひずみ $\gamma_E=0.65\times\gamma_{\max}$ と仮定すると、(1)式は、

$$\left(\frac{T_E}{T_0}\right)^2=\frac{G_0}{G_E}=1+\frac{\gamma_E}{\gamma_{ref}}=1+\frac{0.65D_{\max}}{\gamma_{ref}\cdot H} \tag{2}$$

と書ける。地盤の固有周期の延び $\alpha=T_E/T_0$ と置き、(2)式を地表変位 $D_{\max}$ について書き直すと、

$$D_{\max}=\frac{\gamma_{ref}\cdot H}{0.65}\cdot\left(\alpha^2-1\right) \tag{3}$$

となる。すなわち、地盤の固有周期の延び α がわかれば、(3)式を用いて、表層の厚さ H とH-Dモデルの規準せん断ひずみ γ_{ref} から、地表変位 $D_{\max}$ を算定できる。

2.1 地震荷重（設計用地震動）を工学的基盤で規定する場合

図1の元の多層地盤を基礎固定の多質点系に置換し、その地震応答に1次モード振動が卓越すると仮定する。系の1次のモード減衰 ξ_1、1次の刺激関数ベクトル $\beta_1\{u_i\}$、および基盤地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）$S_{AB}(T)$ を用いて、地表変位 $D_{\max}$ は近似的に(4)式で表される[3)]。

$$D_{\max}\simeq\left(\frac{T_E}{2\pi}\right)^2\cdot S_{AB}(T_E)\cdot\frac{1.5}{1+10\xi_1}\cdot\beta_1 u_1 \tag{4}$$

図2に示すように、限界耐力計算法[4)]で規定される設計用地震動の加速度応答スペクトルの速度一定領域の形状から $S_{AB}(T)=5k/T$（単位 m/s^2）と置き、$\xi_1=h_E$、$\beta_1 u_1=1.2$ と仮定すると、(4)式は、

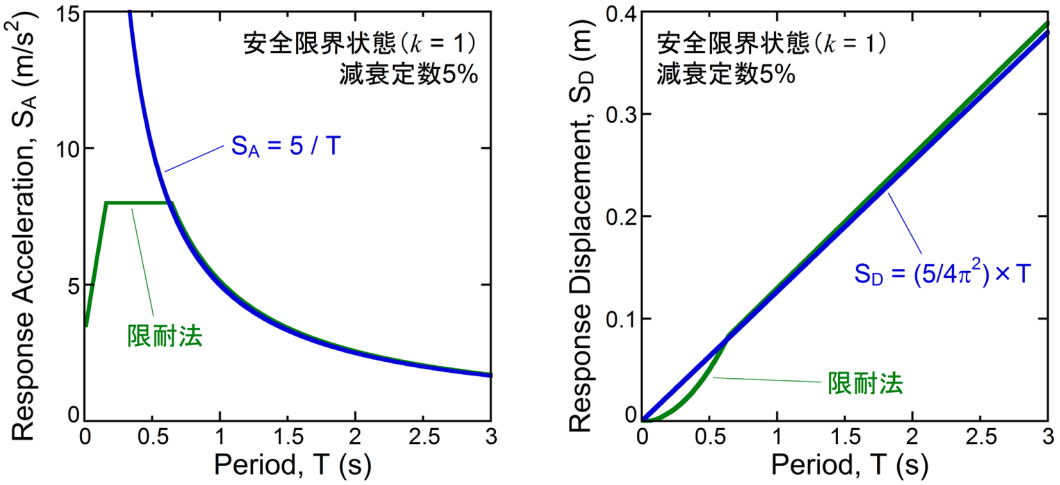

図2　工学的基盤で規定される設計用地震動の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトル

$$D_{\max} = \frac{9k}{4\pi^2} \cdot \frac{T_E}{1+10h_E} \tag{5}$$

となる。ここに、k は設計用地震動のレベルを表す定数（安全限界状態で 1、損傷限界状態で 1/5）である。なお、$S_{AB}(T) = 5k/T$ と置くことは、(4)式において、基盤地震動の変位応答スペクトル（減衰定数5%）$S_{DB}(T) = (T/2\pi)^2 \times S_{AB}(T) = (5k/4\pi^2) \times T$（単位 m）と仮定することに等しい[例えば5)]（図2）。表層の等価減衰定数 h_E は、H-Dモデルの最大減衰定数 $h_{\max}$ を用いて、

$$h_E = h_{\max}\left(1 - \frac{G_E}{G_0}\right) = h_{\max}\left\{1 - \left(\frac{T_0}{T_E}\right)^2\right\} = h_{\max}\left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right) \tag{6}$$

と書けるから、(6)式を(5)式に代入して、(7)式を得る。

$$D_{\max} = \frac{9k}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha \cdot T_0}{1+10h_{\max}\left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right)} \tag{7}$$

(7)式の右辺が(3)式の右辺に等しいと置いて、(8)式を得る。

$$\left(\alpha - \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \left\{1 + 10h_{\max}\left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right)\right\} = \frac{9k}{4\pi^2} \cdot \frac{0.65T_0}{\gamma_{ref} \cdot H} \tag{8}$$

(8)式の左辺は、表層の最大減衰定数 $h_{\max}$ を定数、地盤の固有周期の延び α を変数とする関数である（これを $F(\alpha : h_{\max})$ と書く）。また、(8)式の右辺は、表層の規準せん断ひずみ γ_{ref}、厚さ H、地盤の初期固有周期 T_0 および地震動レベル k から決まる定数である。すなわち、(8)式を α について解き、これを(3)式に代入すれば、地表変位 $D_{\max}$ の算定式が得られる。しかし、(8)式は α の4次方程式であり、その解を求めるには骨が折れる。そこで、(8)式左辺の関数 $F(\alpha : h_{\max})$ の値を調べて、これを α の次数がより低い別の関数に近似して解くことを考える。

地盤の等価線形応答状態を想定していることから、表層のせん断剛性比 G_E/G_0 の値の範囲を 1/10 程度以上とすると、(1)式より $\alpha \le 10^{1/2}$ 程度となるから、$1 \le \alpha \le 4$ とすれば十分である。また、H-Dモデルにおける土の最大減衰定数 $h_{\max}$ の値の範囲は 0.1-0.4 程度である。そこで、$h_{\max} = 0.10$、0.15、0.20、0.25、0.30、0.35、0.40 に対して $1 \le \alpha \le 4$ の範囲で $F(\alpha : h_{\max})$ の値を計算し、図3に示す。

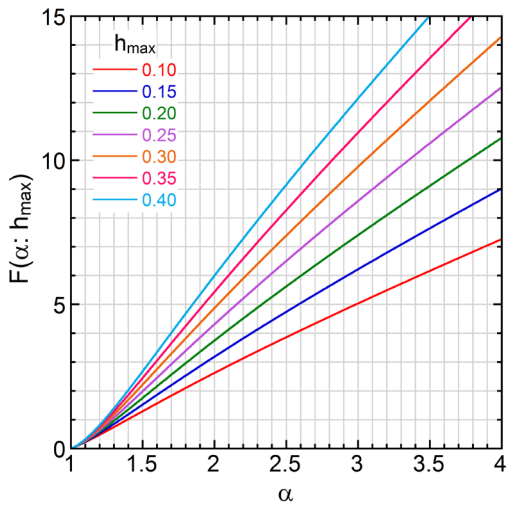

図3　(8)式左辺の関数 $F(\alpha : h_{\max})$ の値

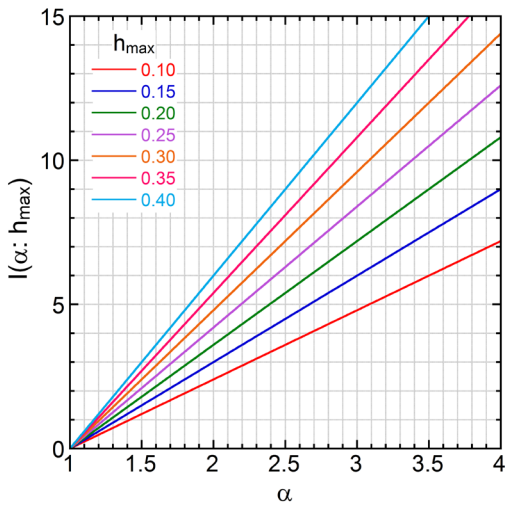

図4　関数 $F(\alpha : h_{\max})$ の近似関数 $I(\alpha : h_{\max})$ の値

図3から、$F(\alpha : h_{\max})$ は、$1 \le \alpha \le 4$ の範囲で、$(\alpha - 1)$ に対して概ね正比例する関数となっている。また、その比例定数は、$h_{\max}$ の増加に対して単調増加しているように見える。そこで、$F(\alpha : h_{\max})$ を $1 \le \alpha \le 4$ の範囲で近似する関数 $I(\alpha : h_{\max})$ の形を $I(\alpha : h_{\max}) = p\,(h_{\max} + q) \cdot (\alpha - 1)$ と置き、p と q の値を同定すると、(9)式が得られる。

$$F(\alpha : h_{\max}) \simeq I(\alpha : h_{\max}) = 12(h_{\max} + 0.1) \cdot (\alpha - 1) \quad \text{ただし} \quad 1 \le \alpha \le 4 \tag{9}$$

(9)式の関数 $I(\alpha : h_{\max})$ の値を図3と同じ条件で計算し、前ページの図4に図3と比較して示す。図3-4から、$I(\alpha : h_{\max})$ は、$1 \le \alpha \le 4$ の範囲で $F(\alpha : h_{\max})$ の良い近似となっている。よって、(8)式は、近似的に、

$$12(h_{\max} + 0.1) \cdot (\alpha - 1) = \frac{9k}{4\pi^2} \cdot \frac{0.65T_0}{\gamma_{ref} \cdot H} \quad \text{ただし} \quad 1 \le \alpha \le 4 \tag{10}$$

と書けて、これを α について解くと、(11)式を得る。

$$\alpha = 1 + \frac{3k}{16\pi^2 (h_{\max} + 0.1)} \cdot \frac{0.65T_0}{\gamma_{ref} \cdot H} \quad \text{ただし} \quad 1 \le \alpha \le 4 \tag{11}$$

以上より、(3)式と(11)式を用いて、地盤の初期固有周期 T_0（単位 s）、表層の厚さ H（単位 m）、土の動的変形特性（H-Dモデル：規準せん断ひずみ γ_{ref} と最大減衰定数 $h_{\max}$）および設計用地震動レベル k（安全限界状態で 1、損傷限界状態で 1/5）から、地表変位 $D_{\max}$（単位 m）を算定できる。この際、地盤の初期固有周期 T_0 は、図1の元の多層地盤を基礎固定の多質点系に置換し、その固有値解析から求める[3)]。また、土の動的変形特性として、古山田ら[6)]が整理したH-Dモデルを用いると、粘性土の地盤について(12)-(13)式、砂質土の地盤について(14)-(15)式が得られる。

1) 粘性土の地盤：$\gamma_{ref} = 0.18\%$、$h_{\max} = 17\%$ より、

$$D_{\max} = 0.0028H \cdot (\alpha^2 - 1) \tag{12}$$

ここに、地盤の固有周期の延び　$\alpha = 1 + 25k \cdot \dfrac{T_0}{H} \quad (1 \le \alpha \le 4)$ (13)

2) 砂質土の地盤：$\gamma_{ref} = 0.10\%$、$h_{\max} = 21\%$ より、

$$D_{\max} = 0.0015H \cdot (\alpha^2 - 1) \tag{14}$$

ここに、地盤の固有周期の延び　$\alpha = 1 + 40k \cdot \dfrac{T_0}{H} \quad (1 \le \alpha \le 4)$ (15)

2.2 地震荷重（設計用地震動）を地表で規定する場合

図1の地盤の等価線形応答状態において、基盤地震動の加速度応答スペクトル $S_{AB}(T)$ と地表地震動の加速度応答スペクトル $S_{AG}(T)$ は、(16)式で近似的に関係付けられる[4)]。

$$S_{AB}(T_E) \simeq \left\{ \frac{R_{Z0}}{\alpha} + \frac{\pi}{2} \cdot h_{\max} \left(1 - \frac{1}{\alpha^2} \right) \right\} \cdot S_{AG}(T_E) \tag{16}$$

ここに、R_{Z0} は地盤の初期状態における表層／工学的基盤のインピーダンス比で、(16)式右辺の S_{AG} の係数は限界耐力計算法[4)]における地盤の1次固有周期の地震動増幅率 G_{S1} の逆数に相当している。

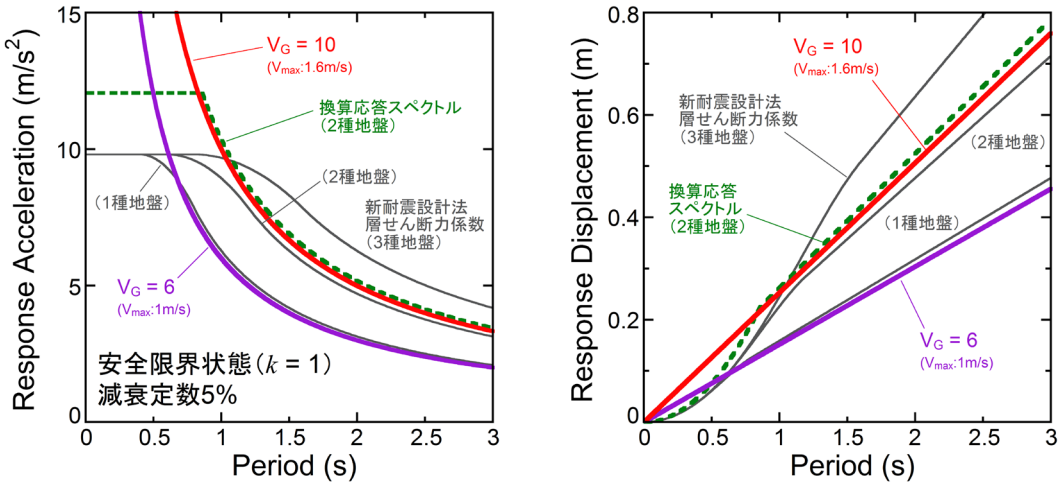

図5　地表で規定される設計用地震動の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトル

図5に示すように、新耐震設計法における層せん断力係数（いわゆる $C_0 \times Rt$ 曲線）や対応する換算応答スペクトル[4)]の速度一定領域の形状から、2.1節の検討と同様、$S_{AG}(T) = V_G \cdot k / T$（単位 m/s^2 : V_G = 6-10 程度で、安全限界状態の最大速度応答 $V_G / 2\pi$ = 1-1.6 m/s 程度に相当）と置き、(16)式を(4)式に代入して整理すると、地表変位 $D_{\max}$ は(17)式で表される。

$$D_{\max} = \frac{9k}{4\pi^2} \cdot \frac{\alpha \cdot T_0}{1 + 10h_{\max}\left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right)} \cdot \frac{V_G}{5} \cdot \left\{ \frac{R_{Z0}}{\alpha} + \frac{\pi}{2} \cdot h_{\max}\left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right) \right\} \tag{17}$$

(17)式の右辺は、(7)式の右辺と $V_G / 5G_{S1}$ 倍だけ異なっている。このため、2.1節の場合と同様に、(17)式の右辺が(3)式の右辺に等しいと置いて地盤の固有周期の延び α を求めようとしても、上手くいかない。これは、2.1節の場合よりも、α がさらに高次の方程式を扱うことになるためで、また、α の次数が低い適当な近似関数を見つけることも困難なためである。

そこで、次のように考える。設計用地震動を地表で規定する場合と工学的基盤で規定する場合とでは、地震動のレベル k が同じならば、等価線形応答状態における地盤の固有周期の延び α は、完全に一致しなくても、さほど大きく違わないと想像される。一方、(17)式と(7)式の比較から、両者の場合の地表変位は $V_G / 5G_{S1}$ 倍だけ異なる。よって、ある地震動レベル k に対して、等価線形応答状態における地盤の固有周期の延び α は地震動を工学的基盤で規定した場合（2.1節）の値とし、これを用いて求めた地表変位を $V_G / 5G_{S1}$ 倍することで、地震動を地表で規定する場合の地表変位とする。すなわち、

$$\begin{aligned} &\text{地震動を地表で規定する場合の地表変位} \\ &= \text{地震動を工学的基盤で規定した場合の地表変位} \times \frac{V_G}{5} \cdot \left\{ \frac{R_{Z0}}{\alpha} + \frac{\pi}{2} \cdot h_{\max}\left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right) \right\} \end{aligned} \tag{18}$$

とする。この際、地盤の初期インピーダンス比 R_{Z0} は、図1の元の多層地盤の第 i 層の厚さ H_i、密度 ρ_i、工学的基盤の密度 ρ_B、S波速度 V_{SB} として、次式により算定する。

$$R_{Z0} = \frac{\sum_i \rho_i H_i}{\rho_B V_{SB}} \cdot \frac{4}{T_0} \tag{19}$$

3. 地盤変位の深さ方向分布の簡易算定法

図1において、元の多層地盤の第 i 層の密度 ρ_i、初期S波速度 V_{S0i}、工学的基盤の密度 ρ_B、S波速度 V_{SB} とする。等価線形応答状態の地盤各層において、工学的基盤との初期インピーダンス比 $\rho_i V_{S0i} / \rho_B V_{SB}$ の値が小さいほど、また、地震動のレベル k が大きいほど、土の非線形化が進みやすいと考えられる。そこで、地震動レベルが大きく、安全限界状態（k = 1）に近い場合、井澤ら[7]を参考に、地盤各層の等価S波速度の相対的な大小関係を近似的に表す量として、次式で定義される V_{SZi} を導入する。

$$V_{SZi} = \frac{\rho_i V_{S0i}}{\rho_B V_{SB}} \cdot V_{S0i} \tag{20}$$

地盤各層について V_{SZi} を算定し、これらを各層のS波速度とする多層地盤を基礎固定の多質点系に置換して、その1次の振動モードを地盤変位の深さ方向分布とする。一方、地震動レベルが大きくなく、損傷限界状態（k = 1/5）に近い場合、地盤各層の土の非線形化の程度は比較的小さいと考えられることから、暫定的に $V_{SZi} = V_{S0i}$ とし、上記と同様にして地盤変位の深さ方向分布を求める。

ただし、(20)式の物理的意味は必ずしも明確でなく、今後、検討の余地があるかもしれない。

4. 地盤変位の算定例

4.1 地震荷重（設計用地震動）を工学的基盤で規定する場合

建築基礎構造設計例集[8] 3.4節の粘性土が卓越する地盤モデル（図6：地盤A）および1964年新潟地震で転倒した川岸町アパートの砂質土地盤モデル[9]（次ページの図7：地盤B）を対象に、提案する簡易法の妥当性と有効性を検討する。各地盤について、(12)-(13)式および(14)-(15)式、(20)式を用いて損傷限界状態と安全限界状態の地盤変位を算定し、その結果を次ページの表1ならびに図6-7の実線で示す。図6-7には、比較のため、同じ地盤モデルと限界状態について、重複反射理論に基づく1次元等価線形解析[10]（地盤の減衰は周波数ひずみ依存型[11]）により算定した地盤変位を破線で示す。この際、工学的基盤における地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）は限界耐力計算法[4]の規定（図2）とし、地震動の継続時間は損傷限界状態で 10s、安全限界状態で 30s とした。なお、地震動の継続時間が解析結果に与える影響の小さいことを確認している。

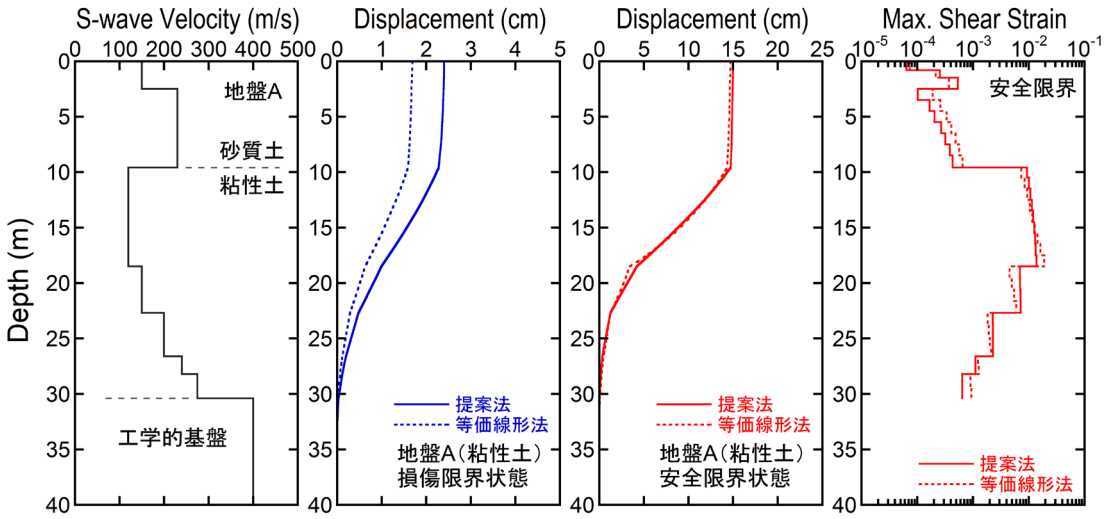

図6　提案する簡易法および重複反射理論に基づく1次元等価線形解析から算定した地盤変位の比較（粘性土が卓越する地盤の例：提案法の最大せん断ひずみは地盤変位から計算）

表1　提案する簡易法による地表変位の算定例（地震動を工学的基盤で規定する場合）

	地盤条件		損傷限界状態（k = 1/5）		安全限界状態（k = 1）	
	H	T_0	α	D_{max}	α	D_{max}
地盤 A（粘性土）	30m	0.8s	1.1	2.4cm	1.7	15cm
地盤 B（砂質土）	70m	1.1s	1.1	2.8cm	1.6	17cm

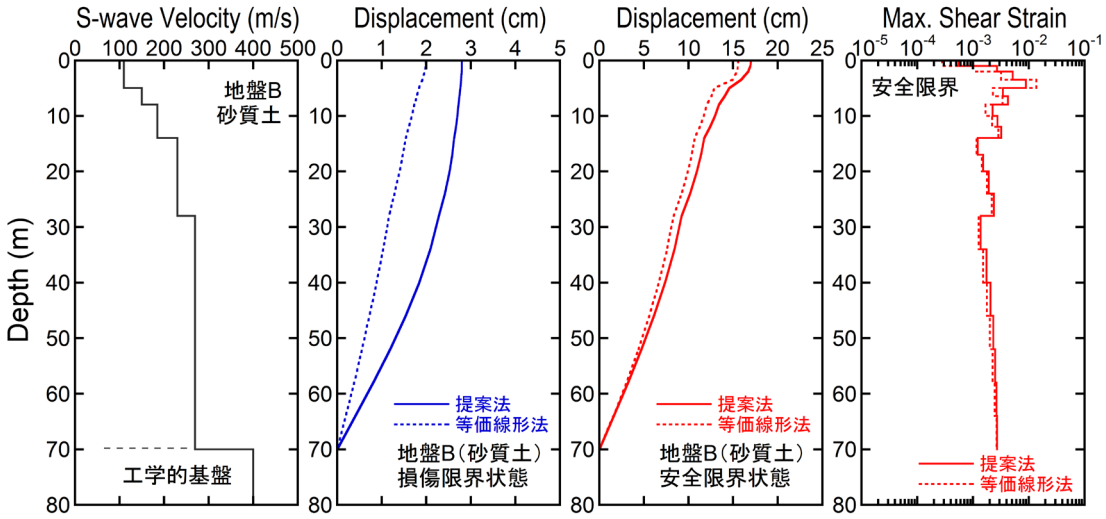

図7　提案する簡易法および重複反射理論に基づく1次元等価線形解析から算定した地盤変位の比較（砂質土地盤の例：提案法の最大せん断ひずみは地盤変位から計算）

図6-7から、地盤A、Bとも、提案法による地盤変位は、損傷限界状態では等価線形法の結果をやや上回るものの、安全限界状態では最大せん断ひずみが1%程度に達する地層も見られるが等価線形法の結果とほぼ同等となっている。また、損傷限界状態と安全限界状態における地表変位および地盤変位の深さ方向分布（モード形状）の差違についても、提案法の結果は等価線形法のそれを良く再現している。同様の傾向は、別途に行った種々の地盤モデル（40ケース程度）に対する検討からも確認された。以上の結果は、提案法の妥当性と有効性を示唆するものと考えられる。

4.2 地震荷重（設計用地震動）を地表で規定する場合

地盤A、Bを対象に、安全限界状態（k = 1）について、4.1節と同様の検討を行った。この際、地表地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）は、2.2節の検討および図5から新耐震設計法相当とし、次ページの図8のように設定した。すなわち、応答スペクトルの速度一定領域の形状を決める定数 $V_G = 6$、10（安全限界状態の最大速度応答 $V_G / 2\pi = 1$m/s、1.6m/s 程度）の2ケースとし、それぞれ最大加速度応答を 10m/s^2、12m/s^2 程度、最大地動加速度を 4m/s^2 とした。各地盤について、4.1節の検討（表1と図6-7）に基づき、(18)-(19)式および(20)式を用いて地盤変位を算定し、その結果を次ページの表2および図9の実線で示す。図9には、比較のため、同じ地盤モデルおよび地表地震動の加速度応答スペクトルについて、重複反射理論に基づく1次元等価線形解析[10]（地盤の減衰は周波数ひずみ依存型[11]）により算定した地盤変位を破線で示す。ただし、この場合、いわゆる逆増幅解析となるため、収斂計算の発散する危険性が高く、いずれの地表地震動の加速度応答スペクトル（$V_G = 6$、10）についても、地盤Bでは適切な解を得られたが、地盤Aでは解を得られなかった。参考までに、地盤の減衰を周波数依存型としない等価線形解析も行ったが、その結果は同様であった。

表2　提案する簡易法による地表変位の算定例（地震動を地表で規定する場合：安全限界状態 $k=1$）

	地盤条件	増幅率	$V_G=6$		$V_G=10$	
	R_{Z0}	G_{S1} 相当	$V_G/5G_{S1}$	D_{max}	$V_G/5G_{S1}$	D_{max}
地盤 A（粘性土）	0.30	2.8	0.42	6.4cm	0.71	11cm
地盤 B（砂質土）	0.59	1.8	0.68	12cm	1.1	19cm

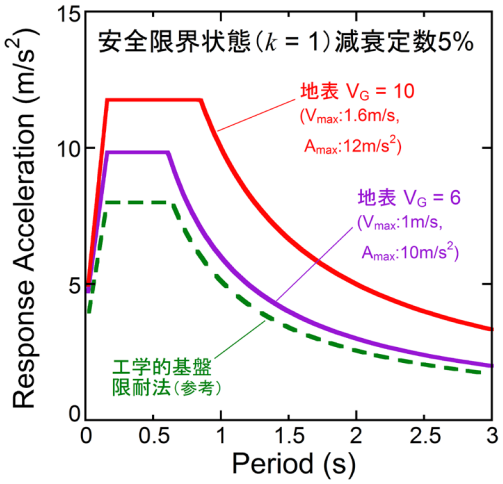

図8　設定した地表地震動の加速度応答スペクトル（図5の新耐震設計法相当）

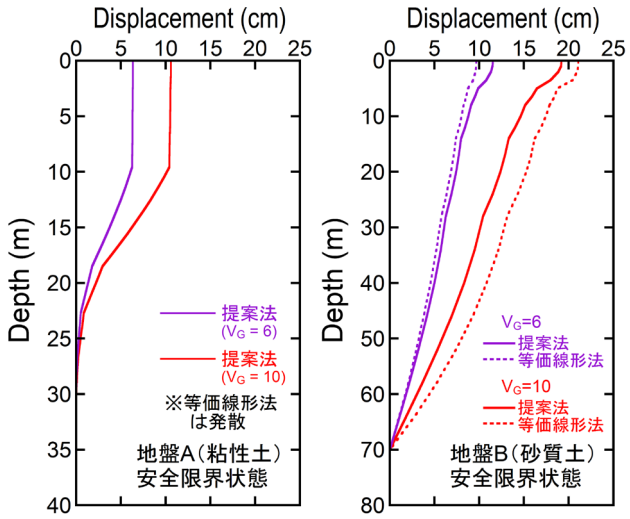

図9　提案する簡易法および重複反射理論に基づく1次元等価線形解析から算定した地盤変位の比較

図9から、地盤Bでは、提案法による地盤変位は、いずれの地表地震動（$V_G=6$、10）の場合も、等価線形法の結果と概ね対応している。また、等価線形法で得られた地盤の1次固有周期における地震動増幅率（以下、1次増幅率）は 1.8、1.9 で、提案法の G_{S1} 相当の値（1.8：表2）と整合している。一方、地盤Aでは、等価線形法の結果は得られていないが、4.1節の検討において等価線形法で得られた安全限界状態の地盤の1次増幅率は 2.8 で、表2の提案法の値（2.8）と対応している。このことから、提案法で得られた地盤Aの変位も妥当なものと推察される。提案法は、地震動の規定位置によらず、地盤変位を安定して必ず算定できる。以上の結果は、提案法の妥当性と有効性を改めて確認するものと考えられる。

なお、提案法では、図2、5に示したように、設計用地震動の応答スペクトルを、その速度一定領域の形状から近似的に表現している。このため、等価線形応答状態の地盤の固有周期 T_E が地震動の応答スペクトルの速度一定領域以外（短周期側の加速度一定領域や、それ以下の周期帯など）にある場合、提案法による地盤変位は大きめ（設計上は安全側）の値を与える。その安全余裕は、図2、5の変位応答スペクトルから、$T_E \leq 0.6$-0.8s 程度の地盤において最大50%程度であり、これは、大まかな概算[1]で、安全限界状態の地表変位 6-8cm 程度以下に対して 3-4cm 程度以下となる。

5. まとめ

建築基礎設計への利用を前提に、先ず、任意の地震荷重レベルにおける地表変位を単純な四則演算のみから求める方法を提案した。次に、主として安全限界状態における地盤変位の深さ方向分布を多質点系のモード解析から定めることで、設計用地盤変位の簡便な評価を可能とした。提案法の妥当性と有効性は、粘性土地盤と砂質土地盤の例題をとおして、重複反射理論に基づく1次元等価線形解析との比較から検証された。提案法の手順は、次の①、②に要約される。

①地表変位の算定

【地震荷重（設計用地震動）を工学的基盤で規定する場合】

地盤の初期固有周期 T_0（単位 s : 元の多層地盤を基礎固定の多質点系に置換し、その固有値解析により求める）、表層の厚さ H（単位 m）、設計用地震動のレベル k（安全限界状態で 1、損傷限界状態で 1/5）から、地表変位 $D_{\max}$（単位 m）を次式で算定する。

1) 粘性土の地盤：

$$D_{\max} = 0.0028H \cdot \left(\alpha^2 - 1\right) \qquad \text{(12)式再掲}$$

ここに、地盤の固有周期の延び

$$\alpha = 1 + 25k \cdot \frac{T_0}{H} \quad \left(1 \le \alpha \le 4\right) \qquad \text{(13)式再掲}$$

2) 砂質土の地盤：

$$D_{\max} = 0.0015H \cdot \left(\alpha^2 - 1\right) \qquad \text{(14)式再掲}$$

ここに、地盤の固有周期の延び

$$\alpha = 1 + 40k \cdot \frac{T_0}{H} \quad \left(1 \le \alpha \le 4\right) \qquad \text{(15)式再掲}$$

【地震荷重（設計用地震動）を地表で規定する場合】

$$\text{地表変位} = \text{(12)式または(14)式} \times \frac{V_G}{5} \cdot \left\{ \frac{R_{Z0}}{\alpha} + \frac{\pi}{2} \cdot h_{\max} \left(1 - \frac{1}{\alpha^2} \right) \right\} \qquad \text{(18)式再掲}$$

ここに、

V_G　地表地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の速度一定領域の形状を決める定数で、6-10 程度（安全限界状態の最大速度応答 $V_G / 2\pi$ = 1-1.6m/s 程度）とする。

R_{Z0}　地盤の表層／工学的基盤の初期インピーダンス比で、元の多層地盤の第 i 層の厚さ H_i、密度 ρ_i、工学的基盤の密度 ρ_B、S波速度 V_{SB} から、次式により算定する。

$$R_{Z0} = \frac{\sum_i \rho_i H_i}{\rho_B V_{SB}} \cdot \frac{4}{T_0} \qquad \text{(19)式再掲}$$

$h_{\max}$　表層の土の動的変形特性（H-Dモデル）の最大減衰定数で、粘性土の地盤で 17%、砂質土の地盤で 21% とする。

②地盤変位の深さ方向分布の算定

地震動レベルが大きく、安全限界状態（$k = 1$）に近い場合、元の多層地盤の第 i 層の初期S波速度 V_{S0i} として、次の量 V_{SZi}

$$V_{SZi} = \frac{\rho_i V_{S0i}}{\rho_B V_{SB}} \cdot V_{S0i} \qquad \text{(20)式再掲}$$

を地盤各層について算定する。これらを各層のS波速度とする多層地盤を基礎固定の多質点系に置換して、その1次の振動モードを地盤変位の深さ方向分布とする。

地震動レベルが大きくなく、損傷限界状態（$k = 1/5$）に近い場合、暫定的に $V_{SZi} = V_{S0i}$ とし、上記と同様にして地盤変位の深さ方向分布を求める。

なお、提案法は、地盤が液状化しないことを前提としているが、建築基礎構造設計指針[12)]の液状化判定法および動的水平変位 D_{cy} と組み合わせることで、液状化地盤への拡張が容易に可能である。

謝　辞

提案法の検討にあたり、中井正一千葉大学教授、林康裕京都大学教授、関崇夫前橋工科大学教授、柏尚稔建築研究所主任研究員には、貴重なご助言ご協力を賜った。記して謝意を示す。

参考文献

1) 新井洋：基礎の耐震設計における地震外力、大地震における地盤と基礎構造の諸問題と耐震設計、日本建築学会大会構造部門（基礎構造）パネルディスカッション資料、2015年、pp.25-42.
2) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear Modulus and Damping in Soils, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.7, 1972, pp.667-692.
3) 井上和歌子、林康裕、新井洋、中井正一、飯場正紀：表層地盤による地震動増幅率評価法に関する研究、日本建築学会技術報告集、Vol.16、No.32、2010年、pp.107-112.
4) 国土交通省建築研究所（編著）：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、ぎょうせい、2001年、pp.54-64、pp.134-151.
5) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、1994年、pp.142-143.
6) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形性、第38回地盤工学会研究発表会、2003年、pp.2077-2078.
7) 井澤淳、坂井公俊、宇佐美敦浩、小島謙一、室野剛隆：地盤の非線形性を考慮した簡易な表層地盤の挙動評価手法に関する検討、第50回地盤工学会研究発表会、2015年、pp.77-78.
8) 日本建築学会：建築基礎構造設計例集、2004年、pp.196-219.
9) 時松孝次：1964年新潟地震による川岸町アパートの被害と強震記録、地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム、土質工学会、1989年、pp.44-49.
10) 岡野創、酒向裕司：表層地盤による応答スペクトルの増幅率の評価法の提案、日本建築学会技術報告集、Vol.19、No.41、2013年、pp.47-52.
11) 杉戸真太、合田尚義、増田民夫：周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察、土木学会論文集、No.493/III-27、1994年、pp.49-58.
12) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001年、pp.61-72.