

設計用動的地盤変位の簡易算定法（例）

図1に示すように、地盤は、表層と工学的基盤から成る水平多層構造とし、表層の第 i 層の厚さ H_i (単位 m) , 密度 ρ_i (単位 kN/m^3) , 初期S波速度 V_{S0i} (単位 m/s) , 工学的基盤の密度 ρ_B (単位 kN/m^3) , S波速度 V_{SB} (単位 m/s) とする。また、表層の土の動的変形特性（せん断剛性と減衰定数のせん断ひずみ依存性）は Hardin-Drnevich モデルにより表されるものとし、地盤は液状化しないものとする。

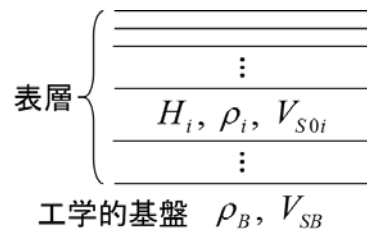


図1 水平多層地盤

地盤変位は、次の手順①、②により算定する。

①地表変位 D_{\max} 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) , 表層の厚さ $H = \sum_i H_i$ (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。

$$1) \text{ 粘性土の地盤：} \quad D_{\max} = f_A \cdot 0.0028H \cdot (\alpha^2 - 1) \quad (1)$$

$$\text{ここに、地盤の固有周期の延び} \quad \alpha = 1 + 25k \cdot \frac{T_0}{H} \quad (\alpha \leq 4) \quad (2)$$

$$2) \text{ 砂質土の地盤：} \quad D_{\max} = f_A \cdot 0.0015H \cdot (\alpha^2 - 1) \quad (3)$$

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

いずれも、地震荷重の加速度一定領域の影響を考慮する補正係数

$$f_A = \min(1.6\alpha T_0, 1) \quad (5)$$

この際、地盤の初期固有周期 T_0 は、各層の厚さ H_i と密度 ρ_i および初期S波速度 V_{S0i} から地盤を基礎固定の多質点系に置換し、その固有値解析を行って求める。

【地震荷重（設計用地震動）を地表で規定する場合】

$$\text{地表変位} = (1)\text{式または}(3)\text{式} \times \frac{3}{2} \cdot \frac{7}{5} \cdot \left\{ \frac{R_{Z0}}{\alpha} + \frac{\pi}{2} \cdot h_{\max} \left(1 - \frac{1}{\alpha^2} \right) \right\} \quad (6)$$

ここに、

R_{Z0} 地盤の表層／工学的基盤の初期インピーダンス比で，次式により算定する．

$$R_{Z0} = \frac{\sum_i \rho_i H_i}{\rho_B V_{SB}} \cdot \frac{4}{T_0} \quad (7)$$

h_{\max} 表層の土の最大減衰定数で，粘性土の地盤で 0.17，砂質土の地盤で 0.21 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，次の量 V_{SZi}

$$V_{SZi} = \frac{\rho_i V_{S0i}}{\rho_B V_{SB}} \cdot V_{S0i} \quad (8)$$

を地盤各層について算定する．これらを各層のS波速度と見なした多層地盤を基礎固定の多質点系に置換し，その固有値解析を行って，1次の振動モードを地盤変位の深さ方向分布とする．

地震動レベルが小さく，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，この方法は，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の液状化判定法および液状化層の動的水平変位 D_{ey} 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．

建築基礎設計に用いる動的地盤変位の簡易評価法

正会員 新井 洋*¹

建築基礎設計 動的地盤変位 応答スペクトル
地盤の固有周期 振動モード 安全限界

1. はじめに

基礎の2次設計の社会実装に向けて、建築構造の設計者が安定して解を得られる動的地盤変位の簡易評価法が必須である。筆者ら^{1),2)}は、工学的基盤または地表で規定される建物の地震荷重に対して、単純な四則演算から求める地表水平変位と1次元多質点系の振動モードを用いて地盤変位を算定する方法を提案している。本報では、この方法に、地震荷重の加速度一定領域における補正係数と限耐法³⁾の G_{s1} に関する安全率を導入する。

2. 地表水平変位の算定法^{1),2)}に^{加筆修正}

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。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、 H :表層の厚さ(ともに単位m)、 γ_{max} :表層の最大せん断ひずみである。土の動的変形特性をH-Dモデル⁴⁾(規準せん断ひずみ γ_{ref} 、最大減衰定数 h_{max})で模擬し、表層の有効せん断ひずみ $\gamma_E = 0.65 \times \gamma_{max}$ と置くと、地盤の固有周期の伸び $\alpha \equiv T_E/T_0 = \sqrt{G_0/G_E}$ ($1 \leq \alpha$)を用いて、地表変位 D_{max} は(1)式で表される。

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

即ち、地盤の固有周期の伸び α がわかれば、表層の厚さ H と規準せん断ひずみ γ_{ref} から、地表変位 D_{max} を算定できる。

(a) 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の多層地盤を基礎固定の多質点系に置換する。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(2)式で表される⁵⁾。

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

ここで、図2(a)に示すように、限耐法³⁾で規定される地震動の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 :安全限界で $k=1$ 、損傷限界で $k=0.2$)と置き、 $\xi_1 = h_E$ 、 $\beta_1 u_1 = 1.2$ と仮定すると、(1)式との対比から(3)式が得られる。

$$\left(\alpha - \frac{1}{\alpha} \right) \cdot \left\{ 1 + 10h_{max} \left(1 - \frac{1}{\alpha^2} \right) \right\} = \frac{9k}{4\pi^2} \cdot \frac{0.65T_0}{\gamma_{ref} \cdot H} \quad (3)$$

(3)式の左辺は、 α の4次関数であるが、 $1 \leq \alpha \leq 4$ の範囲で α の1次関数 $I(\alpha; h_{max}) \equiv 12(h_{max} + 0.1) \cdot (\alpha - 1)$ により近似できる。この近似を用いると、(3)式は(4)式に変形できる。

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

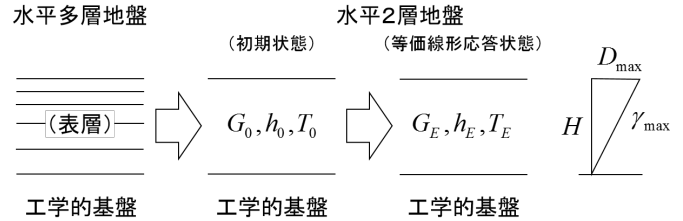


図1 多層地盤の2層地盤置換と地震時の等価線形応答状態

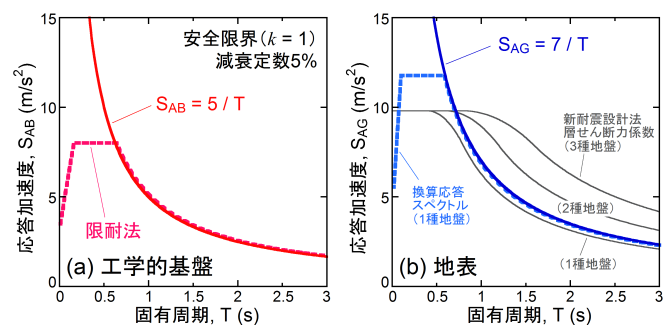


図2 工学的基盤および地表で規定される地震荷重(設計用地震動)の加速度応答スペクトル(減衰定数5%, 安全限界)

以上より、(1)式と(4)式から、地表変位 D_{max} を算定できる。この際、地盤の初期固有周期 T_0 は、対応する多質点系の固有値解析から求める⁵⁾。また、H-Dモデルのパラメタに古山田ら⁶⁾が整理した値を用いると、(5)式が得られる(ただし、 $\alpha \leq 4$)

$$D_{max} = f_A \cdot \left(\frac{0.0028c}{0.0015s} \right) \cdot H \cdot (\alpha^2 - 1), \quad \alpha = 1 + \left(\frac{25c}{40s} \right) \cdot \frac{kT_0}{H} \quad (5)$$

ここに、添字 C, S は粘性土および砂質土の地盤を表す。また、 $f_A = \min(1.6\alpha T_0, 1)$ で、図2(a)において限耐法³⁾の応答スペクトルの加速度一定領域を無視した影響を補正する係数である。

(b) 地震荷重(設計用地震動)を地表で規定する場合

図2(b)に示すように、新耐震設計法の層せん断力係数や対応する換算応答スペクトル³⁾の速度一定領域の形状から、地表地震動の加速度応答スペクトル $S_{AG}(T) = 7k/T$ (単位 m/s^2 :安全限界の最大速度応答 $7/2\pi \approx 1.1 m/s$)と置く。(2)式において $S_{AB}(T_E) \approx G_{s1}^{-1} \cdot S_{AG}(T_E)$ (G_{s1} :限耐法³⁾における地盤の1次の増幅率)と仮定し、地震動レベル k が同じならば地盤の固有周期の伸び α は地震動を工学的基盤で規定した場合と大差ないと考えると、地表変位 D_{max} は(6)式で評価できると推察される。

$$D_{max} = (5)式 \times F_s \cdot \frac{7}{5} \cdot \left\{ \frac{R_{z0}}{\alpha} + \frac{\pi}{2} \cdot h_{max} \left(1 - \frac{1}{\alpha^2} \right) \right\} \quad (6)$$

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ある。また、 F_s は、 G_{s1} の信頼性を考慮して付加した安全率で、図2(b)や文献3,5を参考に、1.5とする。

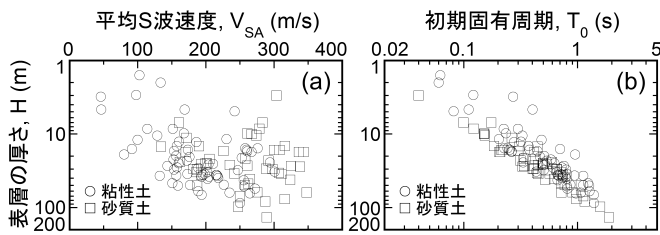


図3 国内114地盤の表層の厚さ, 平均S波速度, 初期固有周期の分布

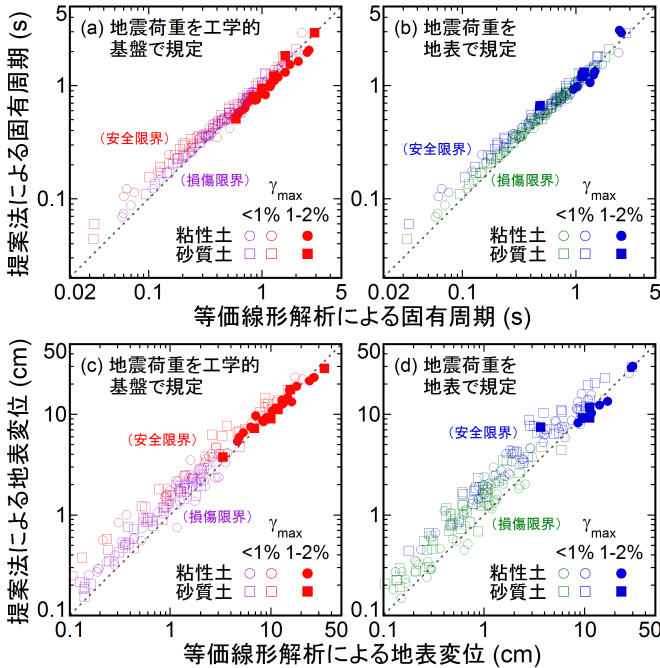


図4 提案法および等価線形解析による地盤の地震時固有周期と地表変位

3. 地盤変位の深さ方向分布の算定法^{1),2)}

地震動レベルが大きく, 安全限界 ($k=1$) に近い場合, 井澤ら⁷⁾を参考に, 地盤各層の初期S波速度 V_{s0i} を工学的基盤とのインピーダンス比で重み付けした量 V_{szi} を算定する. V_{szi} を各層のS波速度と見なした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.

地震動レベルが小さく, 損傷限界 ($k=0.2$) に近い場合, $V_{szi} = V_{s0i}$ と置き, 同様にして地盤変位の深さ方向分布を求める.

4. 等価線形解析および逐次非線形解析との比較

国内114地点の工学的基盤以浅の地盤(粘性土65地点, 砂質土49地点)を検討対象とする. 全地点の地盤の表層の厚さ, 平均S波速度, 初期固有周期の分布を図3に示す.

各地点の地盤に対して, 工学的基盤と地表で図2の太実線および太点線の地震荷重を規定し, 提案法および応答スペクトルとパワースペクトルの相互変換を利用した重複反射理論に基づく等価線形解析^{8),9)}により安全限界と損傷限界の地盤変位を算定した. ただし, 等価線形解析において地盤の最大せん断ひずみが2%を超えた場合は無効とした. そこで, 工学的基盤で規定した地震荷重(図2(a)の太点線)に適合する模擬地震動23波を作成し, 逐次非線形解析により安全限界の地盤変位を算定した.

図4に, 提案法および等価線形解析で得られた地盤の地震時固有周期と地表変位を示す. 図から, 地震荷重の規定位置・大

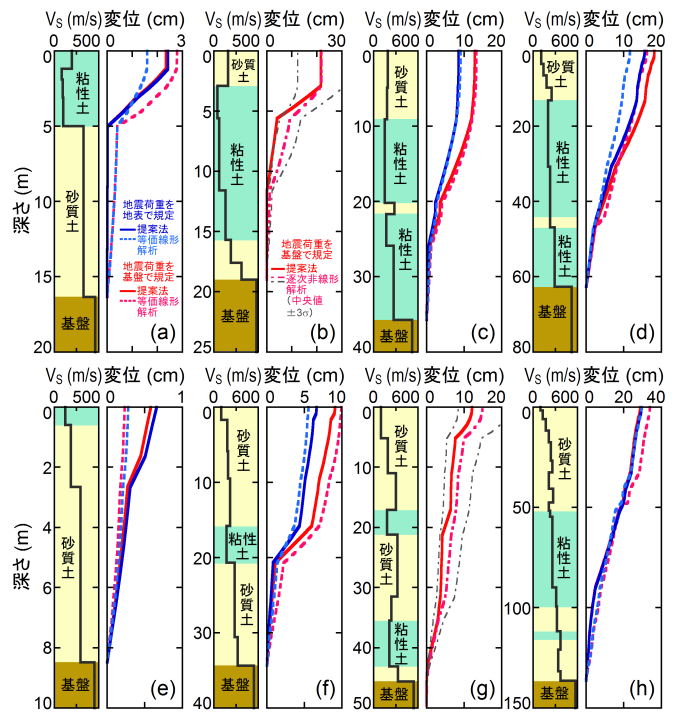
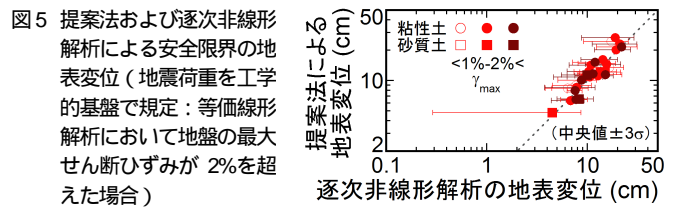


図6 提案法および等価線形解析または逐次非線形解析による安全限界の地盤変位の深さ方向分布(代表的な8地点)

きさや土質, 最大せん断ひずみ (<2%) によらず, 提案法による地盤の地震時固有周期は, 等価線形解析の結果とよく対応している. また, 提案法による地表変位は, 等価線形解析の結果と同等か若干大きめとなる場合が卓越している. 両者の対応は, 既報^{1),2)}の結果に比べて大きく改善されており, 本報で導入した(5)式の補正係数 f_A と(6)式的安全率 F_S の有効性が確認される.

図5に, 等価線形解析で地盤の最大せん断ひずみが2%を超えた場合について, 提案法および逐次非線形解析で得られた安全限界の地表変位を示す. 両者の対応は, 地盤の最大せん断ひずみが2-5%に達する場合もあるが, 図4(c)と同程度に見える.

図6に, 代表的な8地点の解析で得られた安全限界の地盤変位の深さ方向分布を示す. 提案法による地盤変位は, いずれも等価線形解析および逐次非線形解析の振動モードと概ね整合している. 以上の結果は, 提案法の妥当性を示している.

5. まとめ

建築基礎設計への利用を前提に, 単純な四則演算から求まる地表水平変位と1次の振動モードを用いて地盤変位を算定する方法を示し, その妥当性と有効性を解析的に検証した.

【参考文献】1) 新井: JAE大会, P3-4, 2015. 2) 新井: JGS大会, 2016 (投稿中). 3) 建築研究所: 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, 2001. 4) Hardin and Dmievich: J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 98(7), 667-692, 1972. 5) 井上ほか: AIJ技報, 16, 107-112, 2010. 6) 古山田ほか: JGS大会, 2077-2078, 2003. 7) 井澤ほか: JGS大会, 77-78, 2015. 8) 岡野, 酒向: AIJ技報, 19, 47-52, 2013. 9) 杉戸ほか: JSCE論文集, 493/III-27, 49-58, 1994.

*1 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員・博士(工学)

*1 Senior Research Engineer, Building Research Institute, Dr. Eng.