

ひずみ軟化と非排水繰返し载荷による強度低下を考慮した ニューマーク法による地震時斜面変位推定

斜面安定、耐震設計、ニューマーク法
 複合技術研究所 正会員 DUTTINE, Antoine
 東京理科大学 国際会員 龍岡文夫
 複合技術研究所 正会員 堀井克己・矢崎澄雄
 農村工学研究所 正会員 毛利栄征

1. はじめに

実務の地震時斜面安定解析では、極限つり合い法により所定の設計水平震度 k_h に対して求めた安全率が所定の値 (例えば 1.2) 以上であることを確認する機会が多い。設計地震動が $k_h=0.15$ のようにレベル I であれば、レベル II 地震動に対して危険側であるが、計算された安全率は設計せん断強度 $(\tau_f)_d$ の設定法の影響も受ける。すなわち、盛土では締固め度 D_c が全測定値の許容下限値 (例えば標準プロクターでの 90%) に等しいと仮定して $(\tau_f)_d$ を設定する機会が多いが、近代的機械化施工では D_c の平均値は容易に 95% 程度以上になる。また、地震時でも排水条件を仮定して $(\tau_f)_d$ を設定する機会が多いが、密な飽和土の非排水強度は排水強度を超え非排水繰返し载荷による低下も小さい。この二要因によって $(\tau_f)_d$ が相当安全側な場合、慣用設計法がレベル II に対して危険側とは限らず、盛土はレベル II 地震動でも崩壊しないことになる (図 1 の盛土 A)。一方、古い時代に建設されるなど盛土・地盤がかなり緩い場合でも排水せん断強度を $(\tau_f)_d$ とすると、安定と判定されてしまうことがある。しかし、飽和状態での非排水強度は排水強度よりも小さくなる上に地震時に繰返し载荷を受けて著しく低下して、流動的なすべりが生じる例が多い (図 1 の盛土 B)。この背景から、実務で盛土・地盤の液状化解析が広く実施されるようになってきた。地震時過剰間隙水圧を推定して極限つり合い法ですべり安全率を求める手法や非排水繰返し载荷によって低下した剛性を用いて FEM で盛土・地盤・構造物の地震時残留変位を求める手法^{1,2)}が実務で用いられているが、すべり変位量は求まらない。また、各種の非線形動的有効応力応答解析は、大規模プロジェクト以外では通常複雑すぎる上に、粒径に応じた厚さを持つすべり層へのひずみの局所化とそれに伴うひずみ軟化を考慮した地震時すべり変形解析を行うのは容易ではない。一方、Newmark 法で上記のひずみ軟化を考慮して排水条件での斜面の地震時残留すべり変位を算定する方法は、実用化されている³⁾。今回図 1 に示す耐震性照査のために、非排水繰返し载荷による強度低下を考慮する解析法を開発した。

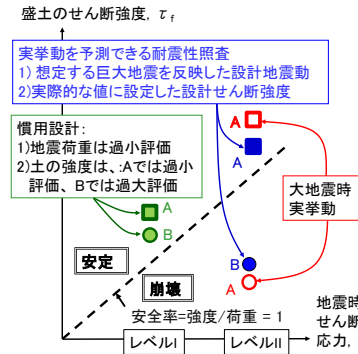


図 1 盛土のレベル II 地震動に対する実挙動、慣用設計と耐震性照査

2. Newmark 法での非排水繰返し载荷の影響の考慮 以下、手法と基本仮定をまとめる。

Step 1 初期設定: 盛土・地盤系の 2 次元断面形状、地層、土質物性、水位線、地震波形等を設定する。

Step 2 盛土内の加速度と応力の時刻歴の計算: 剛性と減衰のひずみ依存性を考慮した等価線形化動的応答解析を行う。求めた作用せん断応力 τ_w は、降伏時は実際の土の抵抗応力 τ_f を超える (図 2a)。

Step 3 すべり計算をする臨界円弧すべり面 (図 3) の探索: 1) 各スライス底面でのせん断強度 τ_f を (1) 式で求め、極限釣合い法 (Fellenius 法) によって一様水平震度 k_h が作用した場合における臨界円弧すべり面 C_0 を探索し降伏開始震度 $(k_{y0})_0$ を求める。

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \phi \quad (1)$$

σ' は毎回の試行すべり面に沿った有効直応力であり、排水条件では k_h の影響を受ける。一方、非排水条件では初期値 (σ'_0) であり k_h に独立である。c と ϕ は、排水条件では有効応力で表した粘着力係数と内部摩擦角であり、非排水条件では非排水せん断強度 τ_f を (1) 式で表現した時の粘着力係数 c_u と摩擦角 ϕ_u である。また、スライス底面方向の関数として異方性を考慮することも可能である。2) Step 2 の結果を用いて、臨界円 C_0 の各分割スライス底面での作用せん断応力 τ_w の時刻歴を求め、 τ_w による非排水繰返し载荷によって低下してゆく τ_f の時刻歴を求める (求め方は Step 4 で説明)。

3) 臨界円 C_0 で安全率が初めて 1.0 になった時点での τ_f の値を C_0 に沿って求める。すべり面位置の変動が小さければ応力比 τ_f / σ'_0 は変化しないと仮定して、それぞれの試行すべり面での τ_f の値を “ C_0 に沿って求めた応力比 ” × “それぞれの

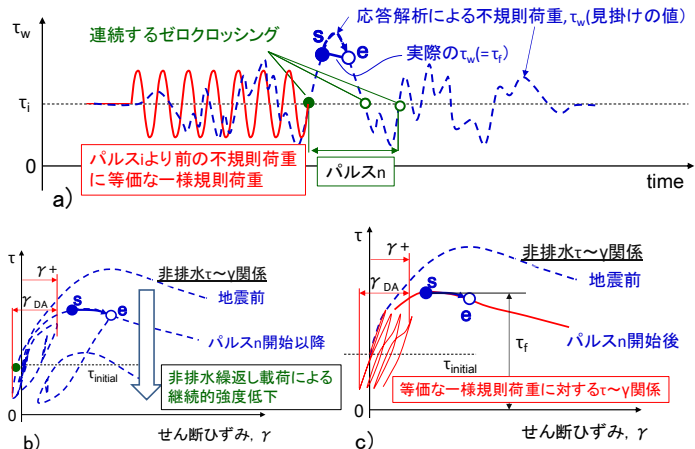


図 2 a) 応答解析による作用せん断応力 τ_w の時刻歴; b) 土の実際の $\tau \sim \gamma$ 関係; c) 累積損傷度理論による等価な $\tau \sim \gamma$ 関係

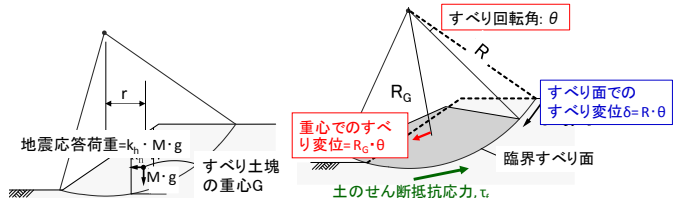


図 3 Newmark 法での荷重とすべり変位

“Evaluation of seismic-induced slope displacement by the Newmark method accounting for strain-softening and undrained cyclic loading” A. Duttine (Integrated Geotechnolgy Institute, IGI); F. Tatsuoka (Tokyo University of Science); K. Horii & S. Yazaki (IGS); and Y. Mohri (National Institute for Rural Engineering)

試行すべり面で求めた σ'_0 のように求めて、再度臨界面 C_1 を探索する。4) C_0 と C_1 に有意な差がある時だけ、 C_1 に沿って求め直した応力比 τ_f/σ'_0 を用いて再度臨界面 C_2 を探索し、降伏開始震度 (k_{y0})₂ を求め直す。臨界面はこれ以降変動しないと仮定する。この仮定は、すべり面に伴ってひずみ軟化する場合は合理的である。

Step 4 臨界すべり面でのせん断強度低下過程の設定: 1) Step 2 の結果を用いて、Step 3 で求めた臨界面 C_1 ($\approx C_0$) もしくは C_2 ($\neq C_0$) の各スライス底面に作用する τ_w の時刻歴を求め、パルスの集合体に置換する。一パルスは、 τ_w が初期値 $\tau_{initial}$ と等しくなる三つの時点に挟まれた τ_w が一回交番する区間である(図 2a)。2) 累積損傷度理論によって、図 2b, c に示すように、このパルス集合を等価な一様規則荷重に置き換える。すなわち、不規則荷重中の任意のパルスに対して、そのパルスと同一の応力両振幅 (2SR) を持つ一様対称規則荷重の非排水繰返し載荷が N_n 回加わると一定のせん断ひずみ $\Delta\gamma$ (最大ひずみ γ + なし両振幅 γ_{DA}) が発生したとする。そのパルスによる損傷を $(1/N_n)$ とする。 N_n は、SR が小さいほど $\Delta\gamma$ が大きいほど大きくなり、一連の非排水繰返し実験で求めた異なる $\Delta\gamma$ に対する SR $\sim \log(N)$ 関係に SR と $\Delta\gamma$ の値を代入して求める。最初のパルスからパルス n 終了点までに生じた全損傷 $D = \Sigma (1/N_n)$ が 1.0 になれば、パルス n でひずみ $\Delta\gamma$ が生じる、とする。3) 一様規則荷重の非排水繰返し載荷で $\Delta\gamma$ が発生した直後に非排水単調載荷を実施してピーク強度 τ_D を測定して $\Delta\gamma$ との関係を図 4 のように求めておく⁴⁾。この関係は、非排水繰返し試験での SR に依存しないと仮定する。なお、 $\Delta\gamma$ として γ と γ_{DA} のどちらが良いかは、今後研究が必要である。4) 上記のように求めた「各パルス開始時の $\Delta\gamma$ 」を図 4 に示す関係に代入して、そのパルスでのピーク強度 $\tau_f = \tau_D$ を求める。非排水での軟化の一般的な傾向は不明であるが、すべり変位に対する低下率が排水状態と同じと近似すると、 τ_f は図 5 に示す τ_{SD} のように低下してゆく。図 6 に、緩詰め土の場合での次の五ケースでの強度低下を模式的に示す。密詰め土では、初期非排水せん断強度 (τ_{D0}) は排水せん断ピーク強度 τ_p よりも大きくなる。

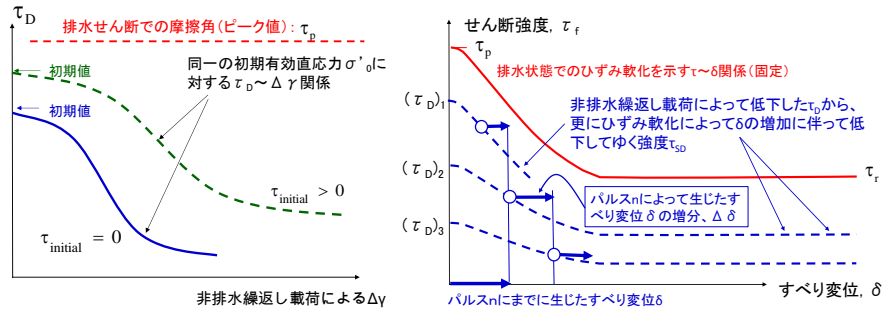


図 4 (左) 非排水繰返し載荷によって低下する強度 τ_D (ひずみ軟化が無い D 法)
図 5 (右) 非排水繰返し載荷とひずみ軟化によって低下する強度 τ_{SD} (SD 法)

慣用的 Newmark 法: τ_f 固定値の排水強度であり、慣用設計法 (図 1) に対応した方法では、 $\tau_f \approx$ 残留強度 τ_r である。
S 法: 排水状態でのすべりに伴うひずみ軟化によって、 $\tau_f = \tau_s$ はピーク強度 τ_p から残留強度 τ_r に向かって低下する。
D 法: 非排水繰返し載荷による損傷によって、 $\tau_f = \tau_D$ は初期値 τ_0 から低下する。
SD 法: 非排水繰返し載荷による損傷に加えてひずみ軟化のために、 $\tau_f = \tau_{SD}$ は τ_D からさらに低下する。

Step 5 すべり変位の計算 (図 3 参照): Step 3 で求めた臨界すべり面に沿って滑動モーメント M_d (2 式) が抵抗モーメント M_r (3 式) を超えるパルスにおいて、4 式によってすべり回転加速度 $\ddot{\theta}$ の時刻歴を求め、これを二回時間積分してそのパルスによって生じるすべり変位量 $\delta = R \cdot \theta$ の増分 $\Delta\delta$ を求める。

$$M_d = M \cdot g \cdot r + M_G \cdot R \quad (2); \quad M_r = \sum \{R \cdot (\tau_f \cdot l_i)\} \quad (3); \quad M \cdot (R_G)^2 \cdot \ddot{\theta} = M_d - M_r \quad (4)$$

M はすべり土塊の質量、 g は地球の加速度、 \ddot{x}_G は Step 2 で求めたすべり土塊の重心での平均応答水平加速度、 l_i は各スライスの底面長さである。 τ_f は、図 6 に示すせん断強度 τ_f であり、各パルス中は一定とする。すべり変位 δ の時刻歴は、各パルスでの増分 $\Delta\delta$ を加算して求める (図 5)。なお、 $\tau_D \sim \Delta\gamma$ 関係 (図 4) はこのように求めた δ の影響を受けないが τ_{SD} は δ によって減少する (図 5)。また、これらの関係は締固め度、粒子特性等の盛土材料条件の影響を受ける。また、すべり量は次の四つの要因のために $\tau_{initial}$ の影響を受ける。すなわち、 $\tau_{initial}$ が小さいほど 1) 負のダイレイタンスによる有効拘束圧の減少量が大きくなり同一の初期有効直応力 σ'_0 に対する非排水ピーク強度 τ_f は低下し、2) 非排水繰返し載荷中に $\tau=0$ になる瞬間が表れやすくなり γ_{DA} が增大することによる損傷が大きくなり、3) 非排水繰返し載荷中に有効応力経路が破壊包絡線へ接近しにくくなり γ^+ が低下することによる損傷が小さくなり、4) τ_w の最大値が減少して (4) 式に基づくすべり量が小さくなる。緩い土ほど、要因 1) と 2) の影響が大きくなる。本報文中に示した方法による盛土の地震時すべりの試算例は、文献 5) に示す。

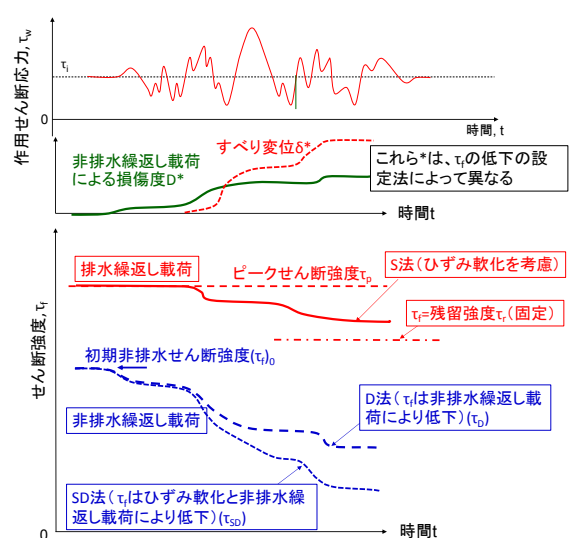


図 6 すべり変位過程での各種の強度低下の仕方

参考文献: 1) Yasuda, S. (2004): Evaluation of liquefaction-induced deformation of structures, Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation, Kluwer Academic Publishers, Ch.6: 199-230. 2) Tatsuoka, F., Yamada, K., Yasuda, M., Yamada, S. and Manabe, S. (1991): Cyclic undrained behaviour of an undisturbed gravel for aseismic design of a bridge foundation, Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, St Louis, 1: 141-148. 3) 吉田達也・大家充裕・佐藤信光・堀井克己・龍岡文夫 (2003): 土構造物の強震時すべり変位に及ぼす締固め度と粒径の影響の評価、38 回地盤工学研究発表会、1729-1730. 4) 上野和広・毛利栄征・田中忠次・龍岡文夫 (2013): ため池堤体土の非排水繰返し載荷に伴う強度低下特性、本地盤工学研究発表会. 5) 矢崎澄雄・Duttine, A.・龍岡文夫・毛利栄征 (2013): 載荷中の強度低下を考慮したニューマーク法による地震時斜面変位の解析例、本地盤工学研究発表会.