

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

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 矢崎澄雄
 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
 農村工学研究所 正会員 毛利栄征

1. はじめに

Newmark 法は、斜面の地震時残留すべり変位の簡易算定法として広く用いられている。通常は、地震中の土のせん断強度は一定とする簡易法（本論文では O 法と称す）が用いられている。しかし、排水条件と飽和非排水条件では初期せん断強度が異なり、排水条件では地震荷重による有効直応力の変化に伴いせん断強度が変化すが飽和非排水条件では変化しない。また、土のせん断強度はすべり変位に伴うひずみ軟化によって低下し、飽和非排水条件では繰返し載荷に伴う損傷によっても地震中に継続的に低下する。特に、緩い飽和斜面ではピーク及び残留強度が低い上への要因が著しくなるために、流動的なすべりの危険性が高くなる。筆者ら¹⁾は、これらの要因を考慮してより実際のすべり変位が算定できるように Newmark 法を改良してきた。本稿では、試計算の結果を報告する。

2. 計算手順および試計算結果

本試計算では、異なる Newmark 法（O 法、 σ_v を考慮した S 法、 σ_v を考慮した D 法、 σ_v と σ_h を考慮した SD 法）¹⁾ による降伏震度 k_y の時刻歴とそれに伴うすべり変位の累積過程を図 2, 3 に示すように求めた。S₀ 法は S 法の簡易法であり、震度が降伏震度に到達するとピーク強度 σ_{peak} は直ちに残留強度 σ_{res} に低下する。以下、計算手順に沿って説明する。

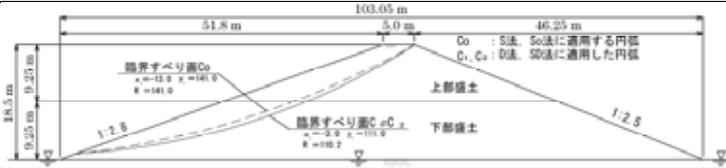
Step 1: 断面形状、地層構成、土質物性、地下水位（表 1）と入力地震動（図 1）を設定する。本来 S 法は地下水位以浅の土の排水挙動を、S 法と SD 法は地下水位以深での飽和土の非排水挙動を対象としており、要因 σ_v と σ_h および単位体積重量・有効応力に与える地下水位条件と排水条件（排水、非排水）の影響が異なる。これらを考慮して実際の条件で行った解析の結果は別途報告する。本試計算では、要因 σ_v がすべり変位に与える影響を検討するために、全手法に同じ境界・地下水位条件と土質物性（図 1、表 1）を適用し地震動載荷中は非排水としている。

Step 2: 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（全応力法）を実施して、盛土内各場所での応答加速度と作用応力の時刻歴を求める。本試計算では、図 1 の地震波を用いた。これにより、すべり土塊内の平均応答加速度の時刻歴を図 2 に示すように作成し、すべり変位計算に用いる入力波とする。なお、簡易法では地震応答解析を実施せず応答倍率=1.0 として地震波を入力波とする。

Step 3 すべり土塊の探索: 盛土内の震度が一樣として円弧すべり安定計算を実施して、安全率 $F_s=1.0$ となる時の降伏震度 k_y と臨界すべり面を探索する。S 法および S₀ 法では、図 2 に示すようにパルスに到達した時点で震度が $k_y=0.478$ となり、すべり変位を計算する臨界すべり面（表 1: C₀）が得られる。S 法では C₀ に沿って震度が k_y 到達後に k_y を超える震度を受ける毎にすべりが生じ強度低下するが、S₀ 法では最初から σ_{res} に対してすべりが生じる。しかし試計算では、S 法でも図 3 のとおりすべり変位は微小(0.2mm)であり強度低下は微小であった。

D 法と SD 法では、図 2 でパルスに到達する前の地震荷重によって強度低下しているため、すべりが生じる臨界円は C₀ とは異なる可能性がある。このため、C₀ を暫定臨界円とした以下の方法を実施している。
 1) Step 2 の結果を用いて C₀ の各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 によって低下してゆく σ'_v の時刻歴を Step 4 で説明する方法で求める。
 2) C₀ で安全率が初めて 1.0 になった時刻 t_1 での C₀ に沿ったせん断強度比 $\tau_{f,t_1} / \sigma'_{v,t_1} = \tan(\phi'_{mob})_{t_1}$ を求める。ここで、 σ'_{v,t_1} 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 の影響を受けるが、非排水条件では初期値 $\sigma'_{v,0}$ (固定値) である。

表 1 試計算の対象断面・地層構成および想定した物性



地層名	湿潤単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	粘着力 c_u (kN/m ²)	非排水せん断強度 (°)		備考
			ピーク摩擦角 u_{peak}	残留摩擦角 u_{res}	
上部盛土	15.5	0	39	39	すべり変位による強度低下のない材料
下部盛土	15.5	0	39	29	すべり変位による強度低下のある材料

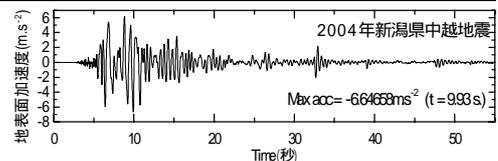


図 1 地震応答解析で用いた入力地震動

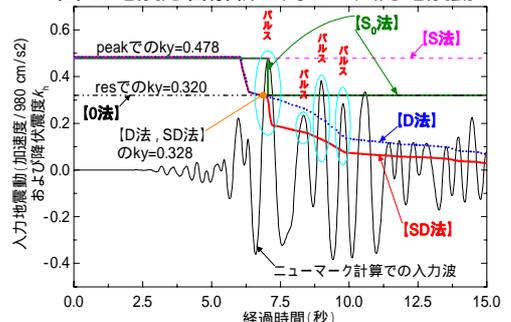


図 2 すべり変位計算に用いる入力地震荷重と降伏震度の時刻歴

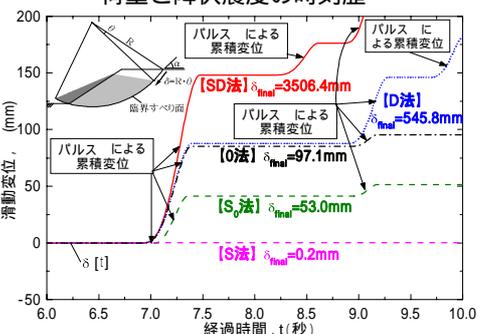


図 3 臨界円に沿った残留すべり変位の時刻歴

“ Working examples of seismic-induced slope displacements evaluated by the Newmark method accounting for strength reduction during loading ”

S. Yazaki & A. Duttine (Integrated Geotechnology Institute, IGI); F. Tatsuoka (Tokyo University of Science); and Y. Mohri (National Institute for Rural Engineering)

$f = \tan(\phi_{mob})t_1 \times$ (それぞれの場所での ϕ_0) を用いて再度安定計算を実施して、降伏震度 k_y および臨界円 C_1 を探索する。3) C_0 と C_1 に有意な差がある時だけ、 C_1 に沿って f_{t1}/ϕ_0 を求め直して、それをを用いて再度臨界円 C_2 を探索する。本試計算では図 1 に示すように C_0 と C_1 で有意な差が出たため、再度 C_2 を探索した結果 $C_1 = C_2$ となった。すなわち、地震パルスに到達する以前に内部摩擦角 $\phi_{mob} = \arctan(f/\phi_0)$ が 38° から約 30° に低下したため、D 法および SD 法では $k_y = 0.328$ (図 2) で臨界円 $C_1 = C_2$ が決定された。

Step 4 臨界すべり面でのせん断強度低下過程の算定:

1) Step 3 で求めた臨界面 C_1 ($\neq C_0$) もしくは C_2 ($\neq C_0$) の各スライス底面に作用する w の時刻歴を Step 2 の結果を用いて求め、パルス集合に置換する。2) 累積損傷度理論によって、それぞれのせん断ひずみ Δ (ここでは両振幅 DA) に対して、このパルス集合を等価な一様規則荷重に置き換える。即ち、検討対象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 Δ が発生した場合、そのパルスによる損傷を $(1/N_n)$ とする。 N_n は、図 4 に例示する「その Δ に対する $SR \sim \log(N)$ 関係」にその SR 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 $D = (1/N_n)$ が 1.0 になれば、パルス n でひずみ Δ が生じる。3) 一様規則荷重の非排水繰返し載荷で Δ 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 D を測定し、 Δ との関係を図 5 の様に求めておく。4) 対象パルスでのピーク強度 $f = D$ は、上記の様に求めた「各パルス開始時の Δ 」を図 5 に示す関係に代入して求める。なお、図 4, 5 に示す関係は締固め度、粒子特性等の盛土材料条件と初期せん断応力の影響を受ける。5) そのパルスでのひずみ軟化後の非排水せん断強度 D_S は、残留すべり変位を図 6 に示す非排水単調載荷でひずみ軟化の関係 (図 6) に代入して求める。図 6 に示す関係は、排水状態では粒子径の関数である^{2,3)}。

Step 5 すべり変位の計算:

次の五つの Newmak 法によって非排水条件でのすべり変位計算を実施した。O 法: $f = f_{res}$ (固定値)。S 法: すべりに伴うひずみ軟化によって $f = f_s$ はピーク強度 f_p (固定値) から残留強度 f_r (固定値) に低下する (図 6)。S₀ 法では、この低下が f が微小に増加しただけで生じる (即ち、 $D_{50} = 0$)。D 法: 非排水繰返し載荷による損傷によって $f = f_D$ は初期値 f_0 から低下する (図 5)。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 $f = f_{SD}$ は f_D から更に低下する (図 5, 6)。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 が抵抗モーメント M_r を超えるパルスにおいて (すなわち図 2 において応答震度が降伏震度を越えた状態において)、すべり回転加速度 $\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_D + M_R)/J$ を求める (J : 慣性モーメント, M_R : 自重による抵抗モーメント)。 $\ddot{\theta}$ を二回時間積分してすべり変位 $\delta = R \cdot \theta$ の増分 $\Delta\delta$ を求め、図 3 に示すように、これを加算してすべり変位の時刻歴を求める。図 7 に臨界面弧下端のスライス No. 1 での非排水せん断強度 ϕ_{mob} の δ に対する関係を示す。本試計算では、S 法で f の f_{res} への低下が少ないため、すべり変位は、O 法 (常に $f = f_{re}$) よりも遥かに小さい。O 法よりも D 法による f が大きいのは、非排水繰返し載荷による f の低下が大きいからである。D 法よりも SD 法の f が大きいのは、 f がすべり変位にともなうひずみ軟化によって更に低下するからである。

3. まとめ

せん断強度に関して異なる条件での地震時の斜面の残留すべり変形を近似的に求める方法での試計算結果を示した。飽和斜面の非排水条件でのすべりに対する締固め度の影響は非常に大きい、この方法はそれを定量的に示すことができる。特に、地盤・盛土の液状化解析の結果を残留すべり変位の算定に活用できる。なお、この解析法では図 4, 5, 6 に示す関係が重要であり、これに関する実験データの蓄積が必要である。

参考文献: 1) Duttine, A.・龍岡文夫・堀井克己・矢崎雄雄・毛利栄征 (2013): ひずみ軟化と非排水繰返し載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、本地盤工学研究発表会。2) 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。3) Okuyama, Y., Yoshida, T., Tatsuoka, F., Koseki, J., Uchimura, T., Sato, N., and Oie, M. (2003): Shear banding characteristics of granular materials and particle size effects on the seismic stability of earth structures, Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp.607-616.

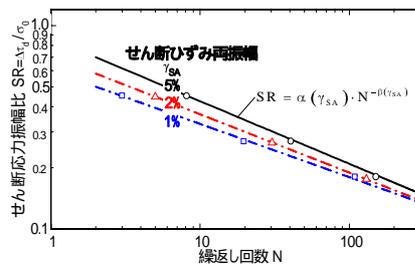


図 4 非排水繰返し三軸試験結果による疲労曲線 (両対数表示)

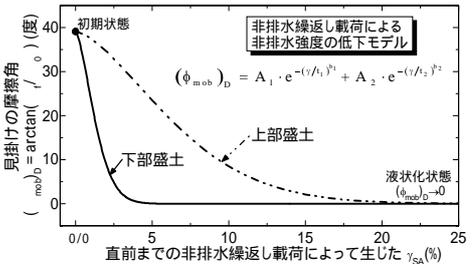


図 5 累積ひずみ過程での各層の強度低下モデル

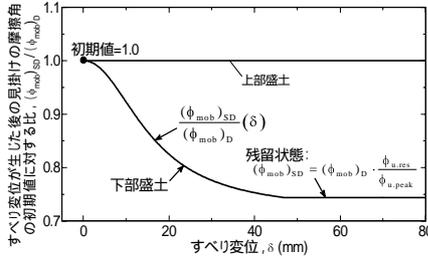


図 6 すべり変位に伴う強度低下モデル

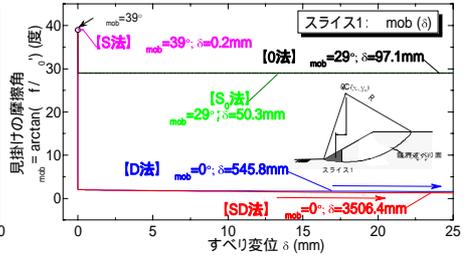


図 7 スライス No.1 での phi_mob ~ delta 関係

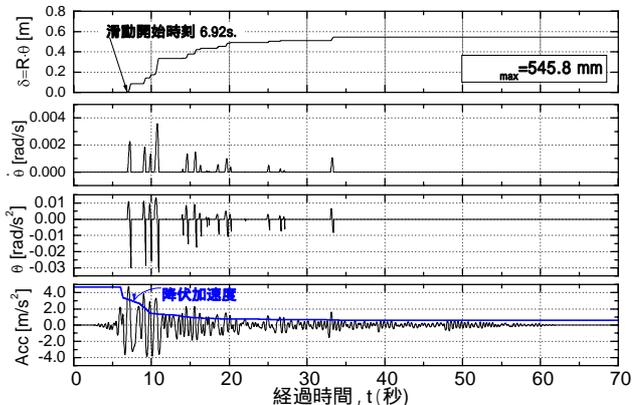


図 8 臨界すべり面 $C_1 = C_2$ に対する D 法によるすべり計算