

III-A205

剛塑性構成式を用いた再すべり型地すべり斜面の安定解析

長岡技術科学大学 学 ○宮田善郁、原祐治、坂本道生
長岡技術科学大学 正 大塚 悟

1. はじめに

既存のすべり面の再活動によって地すべりを起こす破壊形態がしばしば見られる。しかし、このような斜面の破壊は必ずしも既存のすべり面に沿う破壊ではなく、既存のすべり線を一部包含する形で生じることも多い。既存のすべり線では鏡面で知られるように、著しいせん断履歴のためにすべり線を形成する薄い層において土のせん断特性が斜面の一般的な性質から変化している。そのために既存すべり線に基づいて全体破壊が生じ易くなっているのだが、実際には斜面内に複数の既存すべり面が存在することも多く、既存のすべり線が相互に影響して斜面の安定性評価は思ったより難しい。破壊メカニズムをあらかじめ仮定する慣用解析はしばしば仮定した破壊メカニズムによる影響を受けたり、既存すべり線の存在による力の釣り合いの変化を適切に取り入れられない問題が起こる。本研究は田村による剛塑性構成式の考え方(1990)に基づいて速度の不連続線場での剛塑性構成式を誘導した。斜面安定解析ではせん断強度の限界低減係数を用いて安全率を定義した。

2. 剛塑性構成式の誘導

斜面の土に関する剛塑性構成式を誘導する。摩擦性材料である土のせん断強度を表すためにDrucker-Pragerの降伏関数を用いた。ここでは簡単のために関連流れ則を仮定する。非関連流れ則でも同様の誘導ができる。降伏関数は安全率 F_s の関数であることから、次式のように仮定する。

$$f(\alpha, F_s) = \frac{\alpha}{F_s} I_1 + \sqrt{J_2} - \frac{\kappa}{F_s} \quad (1)$$

ここに、 $I_1 = \text{tr } \sigma$, $J_2 = (1/2) \mathbf{s} \cdot \mathbf{s}$ である。また定数 α , κ はそれぞれMohr-Coulombの破壊基準における c , ϕ に関連付けられる。田村の剛塑性構成式の誘導に基づくと、構成関係は安全率 F_s の関数となるが次のように応力 σ 〜ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ 関係を定めることができる。

$$\sigma = \frac{1}{F_s} \frac{\kappa - 3\alpha\beta}{\sqrt{3(\alpha/F_s)^2 + (1/2)}} \dot{\epsilon} + \beta I \quad (2)$$

上式において β は不定の定数である。 β は構成式ではその数値を定めることができないが、境界値問題を

を解くと決定される。式(2)は単独で用いることができず、ひずみ速度に関する次の制約条件式と共に用いる必要がある。

$$h(\dot{\epsilon}, F_s) = \dot{\epsilon} - \frac{3\alpha}{\sqrt{3\alpha^2 + \frac{1}{2}F_s^2}} \dot{\epsilon} = 0 \quad (3)$$

他方、速度の不連続線においても同様に剛塑性構成式を誘導することができる。速度の不連続線では、不連続線での応力ベクトル $\hat{\mathbf{i}}$ が次の降伏関数に従うと仮定した(記号 $\wedge$ (ハット)はすべり線の垂直、せん断方向の成分を表す)。

$$f(\hat{\mathbf{i}}, F_s) = |\mathbf{t}_s| + t_n \frac{\tan \phi_s}{F_s} - \frac{c_s}{F_s} = 0 \quad (4)$$

降伏関数にはMohr-Coulombの破壊基準を用いた。強度定数は c_s , ϕ_s と定義した。せん断強度は安全率 F_s の関数と定義した。構成関係は応力ベクトルと相対変位速度ベクトル間の関係式として表される。

$$\hat{\mathbf{i}} = \frac{c_s}{F_s} \cos \left(\tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi_s}{F_s} \right) \right) \frac{\Delta \hat{\mathbf{u}}}{\Delta \hat{\mathbf{u}}} + \omega \begin{bmatrix} -\frac{\tan \phi_s}{F_s} & 0 \\ 0 & \frac{F_s}{\tan \phi_s} \end{bmatrix} \frac{\Delta \hat{\mathbf{u}}}{\Delta \hat{\mathbf{u}}} \quad (5)$$

上式において ω は不定の定数である。 ω は式(2)の β と同様に境界値問題を解くと定められる。式(5)は単独で用いることができず、次の相対変位速度に関する制約条件と共に用いる。

$$g(\Delta \hat{\mathbf{u}}, F_s) = \Delta \hat{\mathbf{u}}_n - |\Delta \hat{\mathbf{u}}_s| \frac{\tan \phi_s}{F_s} = 0 \quad (6)$$

3. 再すべり型地すべり斜面の解析

剛塑性構成式を用いた有限要素解析の精度を確認するために図1の単純斜面の安定解析を行ない、慣用解析結果と比較する。解析条件は表1に示す。表2は得られた安全率を示したものである。表には比較のためにTaylor, Chenによる解も示した。3手法による安全率はほぼ一致しており、本解析は合理的な解を与えている。本解析で得られる破壊時の変位速度を図2に示す。連続体理論によるために円弧すべりのような不連続線は見られないが、すべり線が変位速度の変化領域としてある幅で表されている。図は解析領域を十分にとっていないために境界の影響を受けているように見える。

斜面安定, 地すべり, 有限要素法

〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1 長岡技術科学大学 環境・建設系 TEL 0258-46-6000

表 1 解析条件

斜面の高さ	10m
勾配	1:1
単位体積重量 γ_t	19.8kPa/m
粘着力 c	30kPa
内部摩擦角 ϕ, ϕ_s	0°

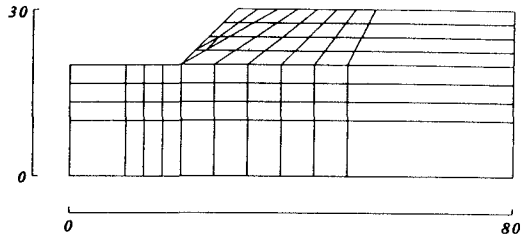


図 1 解析斜面の概要

表 2 安全率の比較

計算方法	安全率 F_s
Taylor	0.89
Chen	0.84
Proposed method	0.86

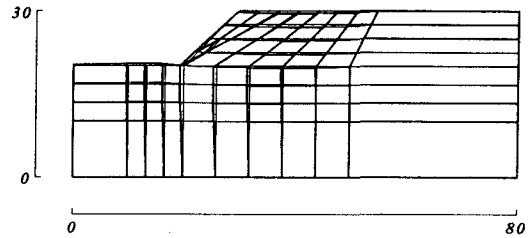


図2 斜面の破壊形態

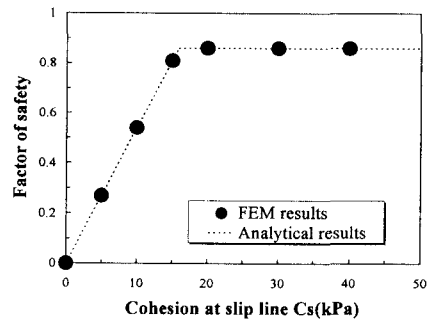


図3 すべり線強度と全体安全率

次に再すべり型地すべりの安定性を評価するために、斜面内に既存のすべり線が存在する場合の斜面の全体安定性評価を試みる。図3に解析に用いた斜面の概形を示す。斜面の形状及び土質定数は表1と同じである。図は再すべり型地すべり斜面を単純化したものである。既存すべり線上の土の強度 c_s を変化させて全体安定性に及ぼす影響を調べた。 c_s の変化による斜面の全体安全率の変化を図4に示す。図には極限平衡法から得られる解についても示している。この図より剛塑性有限要素法が現実的に十分な精度を与えることが確かめられた。図5はすべり線上のせん断強度が $c_s=10\text{kPa}$ の際の斜面の破壊形態を示している。図からすべり線での強度が小さいと図3の破壊形態と異なり、すべり線によって形成される土塊部分がすべり落ちる破壊形態となっており、合理的な破壊形態を示している。

4. まとめ

今回の解析事例は非常に単純なものであるが、今後実際問題への適用を図りたい。

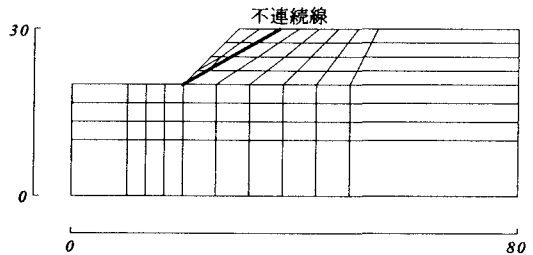


図4 既存すべり線を有する斜面

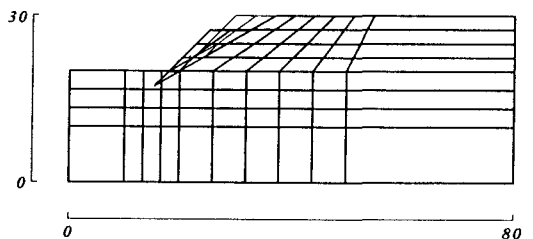


図5 再すべり型地すべりの破壊形態

参考文献

- ①Tamura T.(1990). Computational Plasticity Current Japanese Material Reserch vol.7,elsevier,pp.135-164.
- ②Nash, D.F.T.(1986);, A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis, Slope Stability, Wiley,