

斜面の進行性破壊に関する有限要素解析

地域地盤環境研究所 フェロー 足立紀尚
 京都大学大学院 正会員 木村 亮
 岐阜大学 正会員 張 鋒
 (株)竹中土木 正会員 ○齋藤雄也

1. はじめに 過圧密粘土地盤や軟岩地盤に切土斜面を造成し、長時間経過後に突然崩壊に至る例が報告されている。例えば *London Clay* 地盤では、斜面完成後 20 年から 50 年後に突然崩壊に至っている¹⁾。このような斜面崩壊は進行性破壊によるものであると考えられており、地盤工学分野における重要な問題の一つとなっている。また、こうした斜面の進行性破壊現象は、地盤材料のひずみ軟化挙動と密接な関係があるとされている。そこで本研究では、ひずみ軟化を表現できる足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式²⁾を用いて水-土連成有限要素解析を行い、別途行った遠心模型実験結果³⁾と比較し、斜面の進行性破壊について考察した。

2. 足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式を用いた水-土連成有限要素解析

2.1 解析パラメータの決定 解析に用いる材料パラメータを決定するため遠心載荷試験で使った地盤材料を用いて三軸圧縮試験及び圧密試験を行った。これらの実験結果より決定した材料パラメータを表 1 に示す。決定した材料パラメータより本構成式を用いて行った三軸圧縮試験シミュレーションと三軸試験結果との比較を図 1 に示す。求めたパラメータは実験における模型地盤の性質を表現するのに妥当なものであるといえる。

2.2 解析条件 解析に用いたメッシュを図 2 に示す。要素数 2091、節点数 2184 のものであり、斜面形状及びサイズは遠心載荷試験に用いた模型地盤をプロトタイプ換算し、斜面高さ 10m（遠心加速度 50G 相当）、斜面傾斜 78°とした。境界条件として、底面は水平、鉛直方向ともに拘束し、側面は水平方向のみ拘束した。排水面は地表面のみとするが、掘削後にできる地表面も排水面となる。また、実験と同様に地下水面は地表面に保たれるものとする。解析地盤の材料定数を表 2 に示す。

解析は以下の手順で行った。(1)初期応力場を計算(2)掘削要素の初期応力を節点荷重に変換(3)その節点荷重を一定の割合で開放（応力開放率 0.0025 %, 40,000 ステップ(24 時間)で掘削は完了)(4)過剰間隙水圧を消散させるためそのまま放置。また、1 ステップ 2.16 秒とし、総ステップ数 100,000 ステップ(60 時間)とした。

2.3 解析結果 1(せん断帯の形成) 塑性せん断ひずみ分布の経時変化を図 3 に示す。図より、掘削が 75%完了した時点では、ほとんど変形は見られないことがわかる。掘削完了後より、

キーワード 遠心模型実験、切土斜面、進行性破壊、ひずみ軟化

連絡先 〒606-8501 京都市左京区吉田本町 京都大学大学院 工学研究科 土木工学専攻
 地盤工学分野 地盤工学講座 TEL 075-753-5106

表 1 解析に用いる材料パラメータ

せん断弾性係数 G (Mpa)	28.0
体積弾性係数 K	46.67
ひずみ硬化-軟化パラメータ G'	20.0
ひずみ硬化-軟化パラメータ M_f^*	0.85
塑性ポテンシャルパラメータ b (MPa)	0.05
過圧密境界面パラメータ $\bar{M}_m$	1.25
過圧密境界面パラメータ σ_{mb} (MPa)	0.211
応力履歴パラメータ τ	0.02

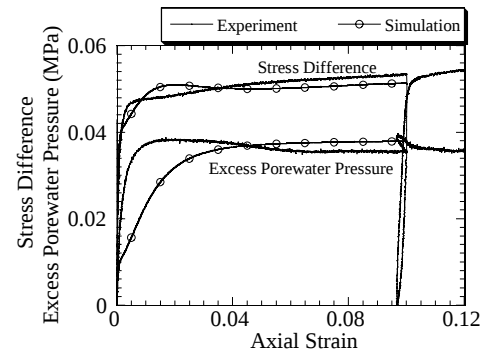


図 1 三軸シミュレーション結果

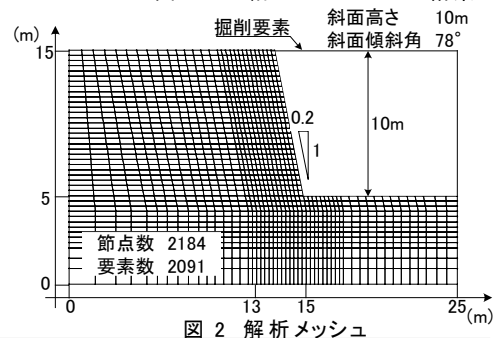


図 2 解析メッシュ

のり先から徐々にせん断ひずみが発生している．そして，掘削完了後36時間後には，せん断変形の卓越する領域（せん断帯）が地表面に達しており，斜面は崩壊に至ったものと考えられる．せん断帯の上部の領域では変形は小さく，すべり土塊が塊となって変形していると考えられる．つまり，変形が局所的にせん断帯に集中していることがわかる，また，のり先上部において，最もせん断変形が進行している．

2.4 解析結果2(体積膨張) 図4に，体積ひずみ分布の経時変化を示す．図4(a),(b)に示す掘削完了時までの時点では，掘削後の地表面において体積膨張（体積ひずみが負値の領域）がみられる．これは，掘削による除荷のためであると考えられる．(c)の掘削完了後24時間経過時には，斜面のり面において，膨張領域が発生し，(d)の掘削完了後36時間経過時には，のり先上部から地表面にかけてのり面において，体積膨張を示す領域が拡大している．この体積膨張は，実験結果でも同様の变形が見られたように，斜面のせり出しによるものであると考えられる．

3. 実験結果と解析結果のすべり面の比較

図5に，実験における斜面崩壊後の地盤の様子を示す．図中には，実験前の斜面形状及び，崩壊時のすべり面を示した．また，図6に，解析で得られた最終ステップ時の塑性せん断ひずみ分布図を示す．図中には，せん断変形の卓越する領域より想定されるすべり面を示した．これらの図を比較すると，実験と解析においてすべり面はほぼ一致しており，有限要素解析により実験における斜面崩壊をある程度表現できたものと考えられる．また，すべり面がのり先上部より進行していることも共通点として挙げられる．

4. 結論

実験結果と解析結果を比較した結果，以下の事がいえる．

1. 実験結果と解析結果のすべり面はほぼ一致した．
2. 実験，解析双方において，すべり面はのり先上部より形成される．
3. 水-土連成有限要素解析を行い，遠心模型実験における斜面崩壊をある程度表現することができたといえる．

参考文献 1) Chandler, R. J. & Skempton, A. W.: The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays, *Geotechnique*, Vol.24, No.4, pp.457-466, 1974. 2) Oka, F. and Adachi, T.: An elasto-plastic constitutive equation of geologic materials with memory, *Proc. 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol.1, pp.293-300, 1985. 3) 足立ら：遠心載荷装置を用いた斜面の崩壊挙動に関する研究，第37回地盤工学研究発表会（投稿中）

表2 解析地盤の材料定数

弾性係数 E (MPa)	70.0
ポアソン比 ν	0.25
水中単位体積重量 γ' (kN/m^3)	10.0
静止土圧係数 K_0	0.5
透水係数 k (m/sec)	1.0×10^{-9}

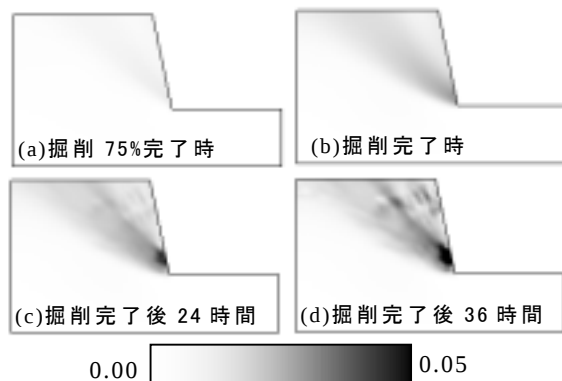


図3 塑性せん断ひずみ分布

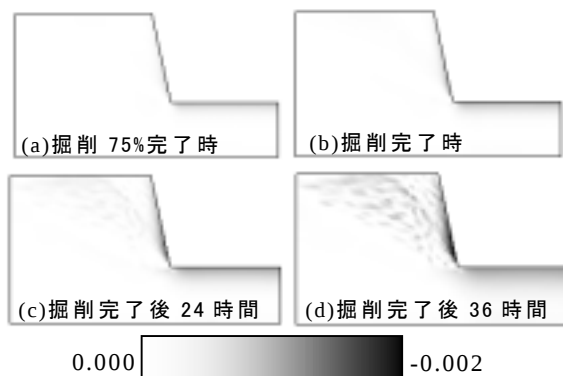


図4 体積ひずみ分布

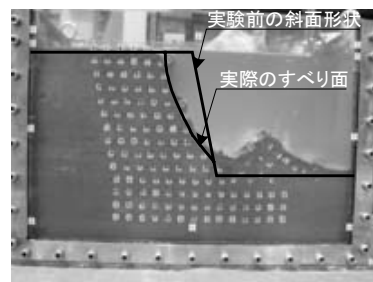


図5 実験におけるすべり面

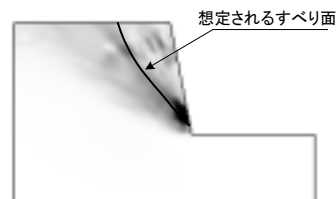


図6 解析における想定すべり面