

立命館大学 学生員 ○森實 千恵  
立命館大学 正会員 Ha Hong Bui  
立命館大学 正会員 酒匂 一成  
立命館大学 フェロー 深川 良一

## 1. はじめに

ホーチミン市は、自然災害によって1997年～2007年の10年間で総額101億円もの被害を受けている。中でも洪水による河川堤防破壊の被害が最も大きく、破壊メカニズムの解明および対策工の提案が緊急の課題となっている。これまでに前田らはSPH法を用いた盛土の崩壊現象に関する検討を行っている<sup>1)</sup>が、本研究では、SPH法を河川堤防破壊挙動の数値解析へ適用し、河川堤防模擬斜面の安定性評価を行った。安定性評価においてはせん断強度低減法を導入し、また、室内土槽試験結果との比較を通してモデルの妥当性を検討した。

## 2. せん断強度低減法を用いた斜面安定評価法<sup>2)</sup>

本研究では、FEMでの斜面安定解析でよく用いられているせん断強度低減法<sup>2)</sup>をSPH法へ導入することにより、模擬堤防斜面の安定性評価を行う。ここでは、せん断強度低減法の概要と本研究で設定した崩壊基準について述べる。まず、仮想的な土のせん断強度 $\tau_{FOS}$ が実際の土のせん断強度 $\tau$ をある係数 $FOS$ で割った形で表せると仮定する。

$$\tau_{FOS} = \frac{\tau}{FOS} = \frac{c'}{FOS} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{FOS} \quad (1)$$

ここで、最初 $FOS$ に小さい値(例えば0.1)を与えると、 $\tau_{FOS}$ は初期値よりも大きな値となるので、土要素の応力状態はほぼ弾性状態になる(図1(a))。次に $FOS$ を段階的に増加させていくと(例えば、0.2, 0.3, ...), ある $FOS$ の値のとき、式(1)は土要素でのモールの応力円と交差するようになる。このような応力状態は存在し得ないので、図1(b)の破線の円で示すように、モールの応力円が仮想的なせん断強度に接するように応力補正を行う。さらに $FOS$ を増加させて計算を行い、ある段階での弾塑性の反復が発散し(例えば、反復計算を1000回繰り返して

も、変位の収束誤差が $10^{-5}$ m以内に収まらないとき)、斜面が崩壊に至ったと判断されると、その $FOS$ 値を斜面の安全率と定義する。

## 3. 解析概要

本研究では、室内土槽試験に基づき、水位=0, 10, 20, 30cmの4ケースについて解析する。図2は水位30cmの解析モデルである。赤色の部分には $\gamma_{sat}$ を与え、青色の部分には $\gamma_t$ を与える。また、一面せん断試験において高拘束圧(載荷荷重=100, 150, 200kPa)・低拘束圧(載荷荷重=20, 40, 60kPa)条件で試験を行い<sup>3)</sup>、見かけの粘着力 $c$ と内部摩擦角 $\phi$ を求めた。表1に解析パラメータを示す。

## 4. 解析結果

図3, 図4は水位が30cmにおける解析結果であり、各々高拘束圧、低拘束圧条件下でのパラメータを使用している。写真1は室内土槽試験における崩壊状況を示している。解析結果における最終的な崩壊形状は、試験結果と同様に左側法面は崩壊せず、右側法面が崩壊しており、模擬堤防の最終的な崩壊形状をうまく表現できている。特に、低拘束圧条件下で

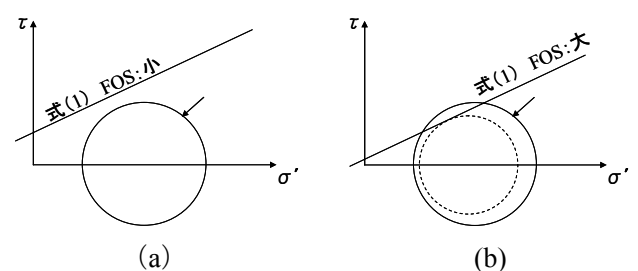


図1 モールの応力

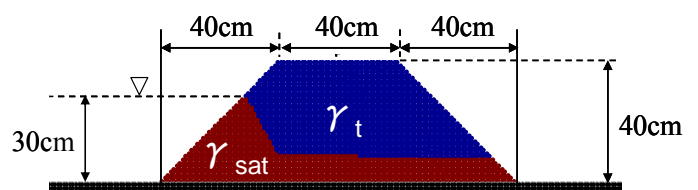


図2 解析モデル (水位=30cm)

表1 解析パラメータ

解析パラメータ		高拘束圧	低拘束圧
$c$	見かけの粘着力(kPa)	1.63	0.55
$\phi$	内部摩擦角(deg)	29.8	31.2
$\gamma_t$ (水なし)	湿潤単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	15.7	15.7
$\gamma_{sat}$ (水あり)	飽和単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	19.1	19.1
$\psi$	ダレイタンシー角(deg)	10	10
$E$	ヤング率(kPa)	$6.5 \times 10^3$	$3.0 \times 10^3$
$\nu$	ポアソン比	0.33	0.33

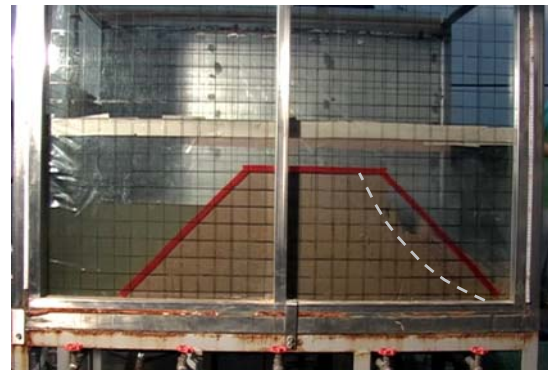


写真1 室内土槽試験における斜面崩壊発生状況

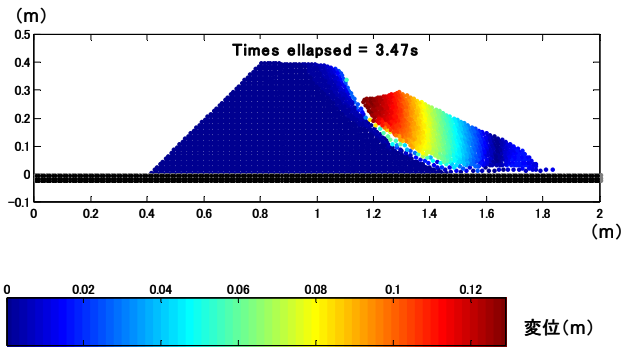


図3 解析結果（高拘束圧）

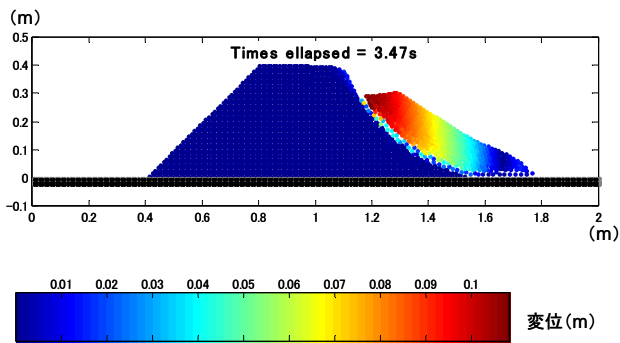


図4 解析結果（低拘束圧）

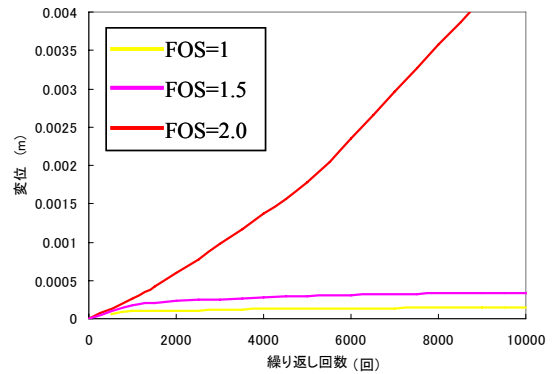


図5 計算繰り返し回数と変位の関係

のせん断強度を用いた解析結果の方が、すべり厚さが薄く、より試験結果に近いと考えられる。図5は、せん断強度低減法により、強度を変化させた際の計算繰り返し回数（時間ステップ）と斜面の最大変位の関係を表したものである。図より、FOSを徐々に大きく（0.1ずつ増加）し、強度が低減されると変位が大きくなることがわかる。また、FOS=2の場合、変位が繰り返し回数とともに増加していくことから、大規模変形が起きたことを表している。本研究では、大規模変形が生じたときのFOSを安定性評価指標とした。また、試験では斜面崩壊が生じているにも関わらず、FOS値は1よりも大きくなっていることがわかる。これは、試験では進行性崩壊が生じ、最終的な崩壊形態に達していたが、解析における崩壊挙動はそれを表現できていないことが原因と考えら

れる。その原因としては、プログラムに粘着力の変化・浸透力による引張力・パイピング・2相流モデルを考慮していないことや、今回行った試験は1.20m × 1.00m × 0.40mと規模が小さく土槽に加わる圧力は小さいので、低拘束圧よりも小さい圧力(10kPa以下)で求めた見かけの粘着力 $c$ と内部摩擦角 $\phi$ を用いる必要があることなどが考えられる。

### 5. まとめ

本研究では、SPH法にせん断強度低減法を組み合わせ、斜面安定評価を行った。今回提案したSPH法では、室内土槽試験で生じた進行性崩壊を表現できなかった。今後、SPH解析プログラムの改良を行っていききたい。

[参考文献]

- 1) 前田健一:Smoothed Particle Hydrodynamics法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発, 応用力学論文集, pp.775-786, 2004.
- 2) 鶴飼恵三:弾塑性FEMによる斜面の全体安全率の計算法, Soils and Foundations, Vol.29, No.2, pp.190-195, 1989.
- 3) 森崎誉:不飽和土の含水量変化に伴う強度特性の変化に関する研究, 立命館大学卒業論文, pp.7-44, 2008.