

Lecture

地すべり解析における有限要素法の利用 第14回 Finite element method for landslide analysis No.14

4. FEMの地すべり解析への適用例

Application of FEM for landslide analysis

川本 治／独立行政法人 農業工学研究所

Osamu KAWAMOTO／National Institute for Rural Engineering

キーワード：進行性破壊，地すべり，有限要素解析

Key words：progressive failure, landslides, finite element analysis

4.3 進行性破壊と地すべり斜面の有限要素解析

4.3.1 はじめに

ここでは，FEMの地すべり解析への適用例として進行性破壊と地すべり斜面の有限要素解析について示す。我が国の多くの地すべりは過去の地すべりの再活動であり，この場合にはすべり面に沿って残留強度が発揮される。これは今日では広く認識されている事項であるが，地すべりによっては，一定の残留強度のみに基づいた安定計算方法では，崩壊機構を定量的に再現することができない場合も多い。一定の残留強度のみで崩壊機構を再現できない原因の一つとして，進行性破壊が考えられる。そのような場合は地すべり土塊の一部に進行性破壊を考慮したモデルを適用することで，実際の崩壊をより適確にシミュレートする事ができると考えられる。本稿では実際の地すべりを対象として進行性破壊を考慮した二次元・三次元弾塑性有限要素モデルによる解析結果を示す。最初に解析手法の概略について示した後，第三紀層の長大斜面の地すべりを二次元で解析した事例を示す。最後に，第三紀層で発生した小規模地すべりの三次元解析の事例を示す。

4.3.2 解析手法

文献^{1),2)}に準じて解析手法の概略を示す。ひずみ軟化材料から成る斜面では破壊は進行的となり，ひずみ軟化率及びせん断帯の形成が崩壊荷重に大きく影響する。崩土内部で降伏関数 f は以下のとおりに，応力 $\{\sigma\}$ および単一の軟化パラメータ κ に規定されるとする。

$$f(\{\sigma\}, \kappa) = 0 \quad \cdots \cdots \cdots (1)$$

$$\kappa = \int d\bar{\epsilon}^p = 2(de_x^p)^2 + 2(de_y^p)^2 + 2(de_z^p)^2 + (d\gamma_{xy}^p)^2 + (d\gamma_{yz}^p)^2 + (d\gamma_{zx}^p)^2 \quad \cdots \cdots \cdots (2)$$

ここに， $de_x^p \sim d\gamma_{yz}^p$ は塑性偏差ひずみ増分，二次元問題では $d\gamma_{yz}^p = d\gamma_{zx}^p = 0$ である。要素の面積を F_e ，要素を横切るせん断帯の面積を F_b とすると面積比 S は以下のとおりに定義される。

$$S = F_b / F_e \quad \cdots \cdots \cdots (3)$$

ここではせん断帯幅 W を指定し，近似的に $S = W / \sqrt{F_e}$ としている。

三次元問題では(3)式の S を以下の体積比で定義する。

$$S = V_b / V_e \quad \cdots \cdots \cdots (4)$$

ここに， V_e ， V_b はそれぞれ要素の体積，要素を横切るせん断帯の体積であり，近似的に $S = W / \sqrt[3]{V_e}$ としている。

応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$d\{\sigma\} = \left([D] - \left(S[D] \frac{\partial \phi \partial f^T}{\partial \{\sigma\} \partial \{\sigma\}} [D] \right) / \left(A + S \frac{\partial f^T}{\partial \{\sigma\}} [D] \frac{\partial \phi}{\partial \{\sigma\}} \right) \right) d\{\epsilon\} \quad \cdots \cdots \cdots (5)$$

ここに $[D]$ は弾性マトリックス， ϕ は塑性ポテンシャル， A はひずみ軟化率， $\{\epsilon\}$ は全ひずみである。降伏関数 f はモール・クーロン型とし，次式で与える。

$$f = \alpha I_1 + \{1/g(\theta)\} \sqrt{J_2} - K_p \quad \cdots \cdots \cdots (6)$$

$$g(\theta) = (3 - \sin \phi) / \left\{ 2\sqrt{3} (\cos \theta - \sin \theta \sin \phi / \sqrt{3}) \right\},$$

$$\phi = \sin^{-1} \left\{ 3\sqrt{3}\alpha / (2 + \sqrt{3}\alpha) \right\} \quad \cdots \cdots \cdots (7)$$

$$\alpha = \alpha_p - (\alpha_p - \alpha_f) \kappa / (B + \kappa) \quad \cdots \cdots \cdots (8)$$

$$\alpha_p = 2 \sin \phi'_p / \left\{ \sqrt{3} (3 - \sin \phi'_p) \right\},$$

$$\alpha_f = 2 \sin \phi'_f / \left\{ \sqrt{3} (3 - \sin \phi'_f) \right\} \quad \cdots \cdots \cdots (9)$$

$$K_p = \beta_p - (\beta_p - \beta_f) \kappa / (D + \kappa) \quad \cdots \cdots \cdots (10)$$

$$\beta_p = 6c'_p \cos \phi'_p \left\{ \sqrt{3} (3 - \sin \phi'_p) \right\},$$

$$\beta_f = 6c'_f \cos \phi'_f \left\{ \sqrt{3} (3 - \sin \phi'_f) \right\} \quad \cdots \cdots \cdots (11)$$

ここに， ϕ'_p はピーク内部摩擦角， ϕ'_f は臨界状態での内部摩擦角， c'_p はピーク粘着力， c'_f は臨界状態での粘着力，

B , D は軟化率を規定する実験定数である。また, I_1 , $\sqrt{J_2}$ は応力不変量, θ はLode角である。塑性ポテンシャル ψ はDrucker-Prager型とし, ダイレイタンシー角を規定する係数 α' を次式で求める。

$$\alpha' = \alpha'_0 \{1 - \kappa / (F + \kappa)\} \dots\dots\dots (12)$$

$$\alpha'_0 = \tan \Phi'_0 \sqrt{9 + 12 \tan^2 \Phi'_0} \dots\dots\dots (13)$$

ここに, Φ'_0 は初期ダイレイタンシー角, F は実験定数である。

4.3.3 第三紀層長大斜面の地すべり³⁾

兵庫県北神戸地区(美囊郡吉川町)に位置し, 神戸層群吉川累層上部の風化凝灰岩分布域に発生した長大斜面の地すべりを二次元で解析した。

掘削工事に伴って露出した風化凝灰岩層でブロックサンプリングを行って三軸圧縮試験(CD試験)を実施し, 不攪乱試料ピーク強度, 完全軟化強度, 変形特性, 透水係数等の物性値及びせん断帯幅を測定した。用いた有限要素モデルを図-1に, 物性値を表-1に示す。崩土と基盤の境界に残留強度まで強度低下した層を設定し, 残留強度はプレカット試料を用いたリングせん断試験により評価した。浸透解析の結果(図-2)等をもとにして以下の手順で解析を行った。

- (1) 自重に対応する節点力を求める。地下水面下の領域では水中単位体積重量を用いて自重を評価する。この領域の自重を飽和単位体積重量を用いて評価し, 浸透解析を行う際に浸透力と併せて浮力を求めて弾塑性解析を行う際の荷重として用いても同様の結果が得られる。
- (2) 浸透解析結果から浸透力を求める。
- (3) (1)~(2)で求めた荷重の総和を求め, 全体荷重とする。この荷重に係数(荷重係数)を乗じて増分的に作用

させ, 解析を行う。上限反復回数に達しても収束しない場合, すなわち斜面が崩壊に至る場合の荷重係数を限界荷重係数と呼ぶ。また, 荷重係数が1.0となる状態は, 現況の斜面で求められた荷重の全てが作用している状態であり, この状態での荷重係数を現況荷重係数と呼ぶ。実際に地すべりが生じている斜面では, 弾塑性解析により求めた限界荷重係数が

表-1 物性値(第三紀層長大斜面の地すべり)

E (ヤング率)	8900.0 kPa
ν (ポアソン比)	0.173
γ (土の湿潤単位体積重量)	16.67 kN/m ³
γ_{sat} (土の水中単位体積重量)	6.92 kN/m ³
W (せん断帯幅)	0.0047m
k (透水係数)	4.621×10^{-10} m/sec
c'_r (残留強度粘着力)	0.48 kPa
ϕ'_r (残留強度内部摩擦角)	6.2°
c'_p (ピーク強度粘着力)	36.18 kPa
ϕ'_p (ピーク強度内部摩擦角)	22.1°
c'_f (完全軟化強度粘着力)	0.0 kPa
ϕ'_f (完全軟化強度内部摩擦角)	22.1°

	Case 1	Case 2	Case 3
	(ひずみ軟化型)	(平均型)	(弾-完全塑性型)
Φ'_0 (初期ダイレイタンシー角)	5.15°	2.30	0.0
D (粘着力低減係数)	3.00	7.92	---
F (ダイレイタンシー角低減係数)	3.00	7.92	---

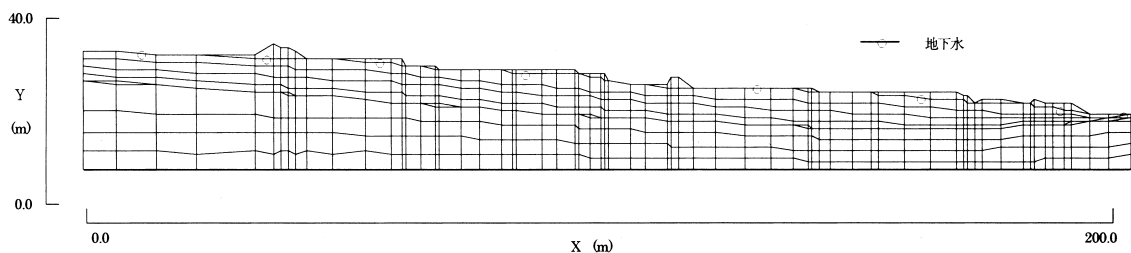


図-1 有限要素モデル(第三紀層長大斜面の地すべり)

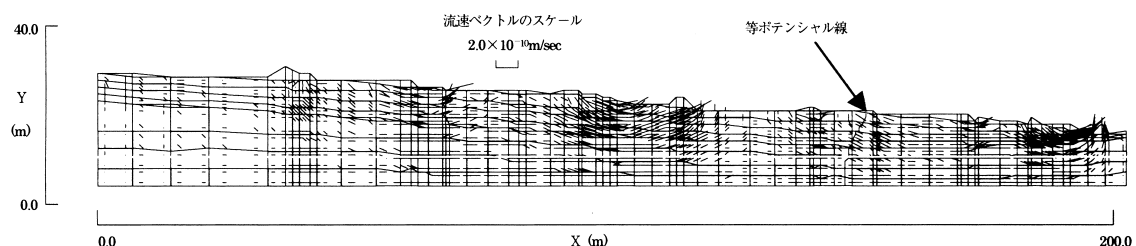
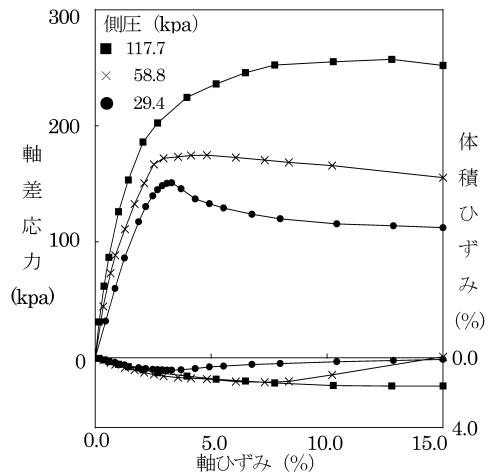
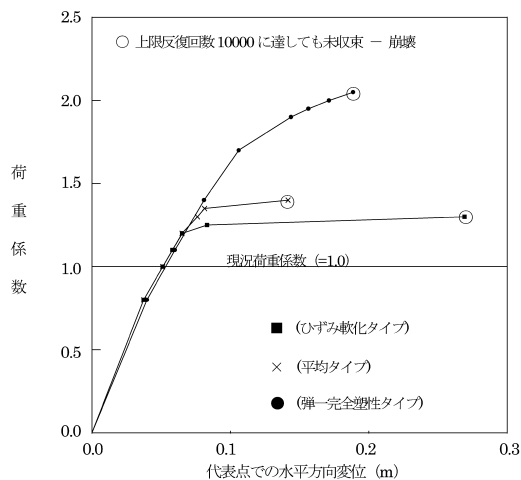


図-2 浸透解析結果(第三紀層長大斜面の地すべり)



図－3 応力－ひずみ曲線（三軸圧縮試験結果）

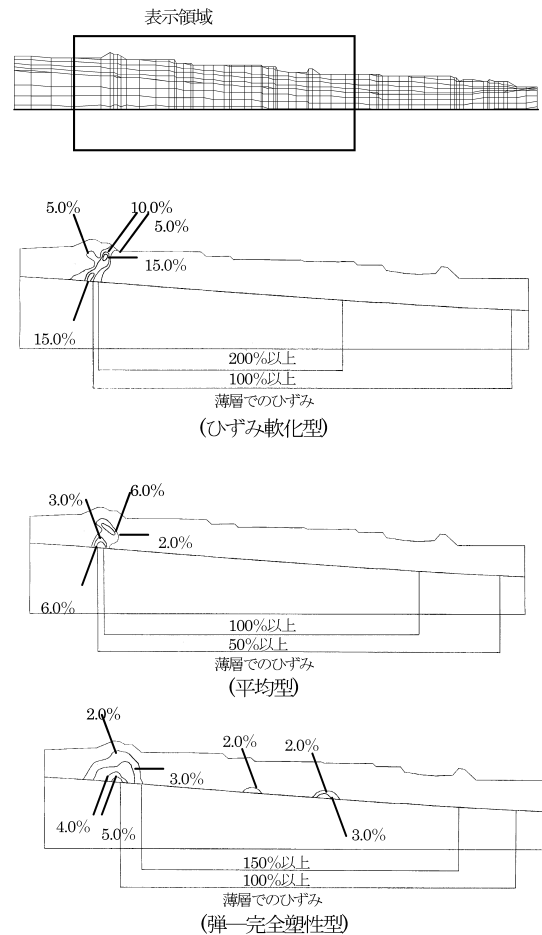


図－4 荷重－変位曲線（第三紀層長大斜面の地すべり）

現況荷重係数の1.0と一致するのが正解である。

不攪乱試料の応力－ひずみ関係の測定結果（図－3）は低側圧ではひずみ軟化が顕著であり，高側圧ではひずみ軟化がほとんど見られない。低側圧に対応するひずみ軟化特性を用いた場合をひずみ軟化型，高側圧に対応する場合を弾－完全塑性型，両者の中間を平均型として解析を行った。

得られた荷重－変位関係を図－4に示す。崩土を弾－完全塑性型とした解析では1.0を大幅に超過する限界荷重係数となり，現状に対応しない。ひずみ軟化型では限界荷重係数は1.35～1.40となり正值に近づく。以上より，崩土内部で初生すべりが発生する場合にも，ピーク強度での破壊が継続すると仮定する弾－完全塑性体モデルよりもひずみ軟化弾塑性モデルによる（進行性破壊を考慮した）解析が精度の良い結果を与える。崩壊時の最大せん断ひずみを図－5に示す。地すべり頭部付近に最大せん断ひずみの集中領域が現れるとともに，崩土と基盤の境界に設定した薄層（残留強度層）にもひずみが集中しており，現況に対応している。

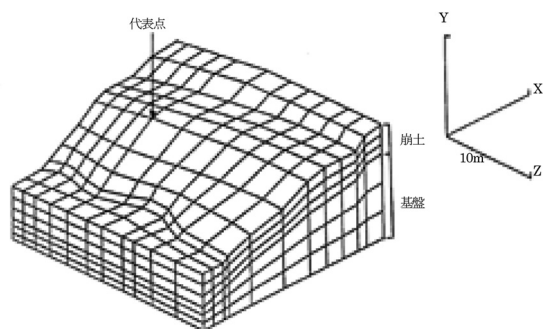


図－5 崩壊時の最大せん断ひずみ分布（第三紀層長大斜面の地すべり）

4.3.4 第三紀層における小規模地すべりの三次元解析

千葉県鴨川市宮・奈良地区に位置し，第三紀層風化泥岩の分布域に発生した小規模土塊の地すべりを解析した⁴⁾。深度約1.2～1.5mの手堀り掘削孔でブロックサンプリングを行って三軸圧縮試験（CD試験）を実施して不攪乱試料ピーク強度，変形特性，透水係数等の物性値及びせん断帯幅を測定した。完全軟化強度は一面せん断（CD試験）を行い，残留強度はプレカット試料の一面せん断（CD試験）を行って求めた。用いた有限要素モデルを図－6に，物性値を表－2に示す（土の飽和単位体積重量は湿潤単位体積重量と一致しているので省略した）。

図－7に示す浸透解析の結果をもとに，前項の解析例と同等の手順により解析を行った。得られた荷重－変位関係を図－8に示す。強度低下した薄層を設定せず，弾－完全塑性モデルを用いた場合（Case 1）の限界荷重係数は1.0を大幅に超過し，地すべり斜面の現況には対応しない。崩土と基盤の境界に残留強度まで強度低下した薄層を設定したモデルのうち，崩土を弾－完全塑性モデルとした場合（Case 2）も限界荷重は実際よりも過大な値となる。これに対し，強度低下した薄層を設定するとともに，崩土での進行性破壊を考慮したモデル（Case 3）では妥当な限界荷重が求まる。Case 3での崩

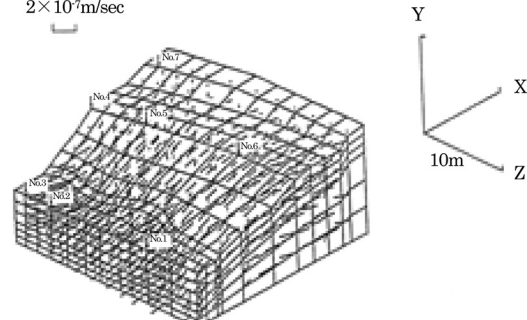


図－6 有限要素モデル（小規模地すべりの三次元解析）

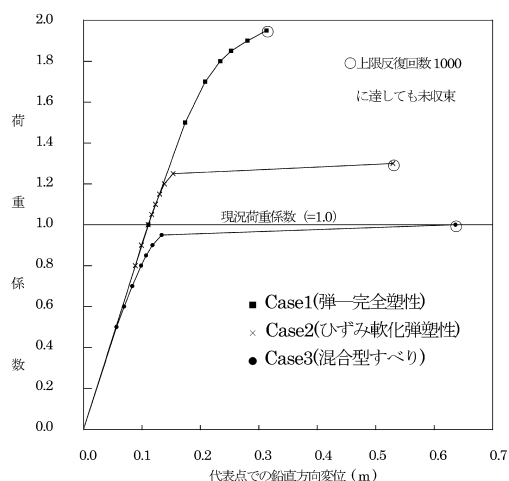
表－2 物性値（小規模地すべりの三次元解析）

E	（ヤング率）	4501 kPa
ν	（ポアソン比）	0.288
γ	（土の湿潤体積重量）	19.81 kN/m ³
W	（せん断帯幅）	0.01m
c'_p	（ピーク強度粘着力）	9.61 kPa
ϕ'_p	（ピーク強度内部摩擦角）	19.5°
c'_f	（完全軟化強度粘着力）	3.63 kPa
ϕ'_f	（完全軟化強度内部摩擦角）	19.5°
c'_r	（残留強度粘着力）	4.41 kPa
ϕ'_r	（残留強度内部摩擦角）	13.9°
Φ_o'	（初期ダイレイタンス角）	0.9°
D	（粘着力低減係数）	0.8
F	（ダイレイタンス角低減係数）	0.8

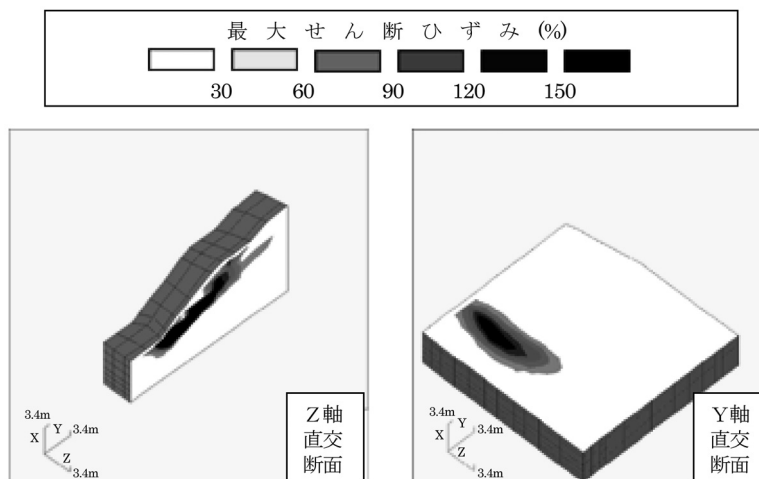
流速ベクトルのスケール

 $2 \times 10^{-7} \text{ m/sec}$ 

図－7 浸透解析結果（小規模地すべりの三次元解析）



図－8 荷重－変位曲線（小規模地すべりの三次元解析）



図－9 崩壊時の最大せん断ひずみ（小規模地すべりの三次元解析）

壊時の最大せん断ひずみは図－9に示すとおりであり、実際のすべりと対応するひずみの集中領域が求まっている。以上より、過去の地すべりの履歴により残留強度まで強度が低下した薄層を設定するのみでなく、崩土内部での進行性破壊を考慮した解析が三次元問題でも精度の良い結果を与える。

参考文献

- 1) 田中忠次 (1987)：「土質力学における数値解析」，わかりやすい土質力学原論，土質工学会，pp.203－243。
- 2) 川本治・田中忠次 (1988)：弾塑性崩壊解析手法の斜面の崩壊解析事例への適用，土と基礎，36－5（364），pp.49－54。
- 3) 川本治 (2001)：混合型すべりモデルによる地すべり斜面の安定解析，地すべり，第38巻，第3号，pp.27－34。
- 4) 川本治 (1998)：斜面の三次元的な崩壊に関する研究－有限要素弾塑性解と斜面の崩壊現象との比較－，東京大学学位論文。（原稿受付2005年1月28日，原稿受理2005年2月15日）