

崩壊土砂の運動のシミュレーション手法に関する研究

Study on the simulation method of collapsed soil movement

武藏 由育*¹

Yoshiiku MUSASHI

山崎 美穂*²

Miho YAMASAKI

水山高久*³

Takahisa MIZUYAMA

小杉 賢一朗*⁴

Ken'ichiro KOSUGI

Abstract

Most shallow landslides occur from the middle and upper parts of slopes, although slope stability analyses for shallow landslides show landslides occur from the lower parts of slopes. Flume experiments were carried out on the movement of collapsed mass, preparing soil mass at the upper part of the flume. The movement was different by the water content of the soil mass. The soil mass with higher water content traveled longer. The dry soil was wholly transformed and the soil containing water moved keeping original shape in some cases as shown in many actual examples of shallow landslides. In order to develop simulation method applicable to the moving and transforming process of shallow landslides, which occurred from the middle and upper parts of slopes and moved incompletely fluidized, a distinct element method (DEM) was applied to the movement of the soil mass aiming at moving process of keeping original shape. Combined particles were introduced when applying DEM. Pore-springs were considered in addition to rebounding-springs. This is called an extended distinct element method (EDEM). The method explained well the transforming process of the soil mass observed in the experiment.

Key words : shallow landslide, collapsed soil mass movement, fluidization, extended distinct element method (EDEM)

1. はじめに

急傾斜地崩壊による災害事例を対象とした調査により、崩壊土砂の多くは部分的に土塊の形状を維持した状態となっており、完全に流動化していないことが示されている(武藏ら, 2009)。これまで、崩壊土砂の運動に関するシミュレーション手法としては、崩土を流体として扱う方法(道上ら, 1998; 宮本, 2002; 吉松ら, 2004; 張ら, 2004)や、個別要素法による方法(大倉ら, 1994, 2004)による研究がなされているが、これらの研究は流動化した土砂の移動に着目しており、実際に多く発生している崩壊土砂の一部が形状を維持した状態で流下する過程を解析した事例はなく、流動化が不完全な土砂の移動としては、間隙物質による引張力の効果を考慮した間隙ばねを導入した拡張個別要素法(目黒ら, 1988)を用いて、伯野(1990)が、崩土がブロック状に崩れる状況を表すシミュレーションが行っているのみである。

また、降雨による崩壊発生過程については山地斜面における雨水の浸透・流出過程を解析し、表層崩壊の発生位置や発生時刻を予測する研究(Mukhlisin et al., 2006; 梁ら, 2010)が行われているが、これまで崩壊発生と崩壊土砂の移動は別々に議論されてきており、崩壊発生条件に応じた崩壊土砂の移動が議論されることがなかった。

表層崩壊の多くは斜面下部よりも中上部に発生することが報告されているが(武藏ら, 2009; 小山ら, 2009)、梁ら(2010)は樹幹流による雨水の集中を考慮したケー

スと考慮しないケースについて解析結果を比較し、従来の雨水浸透解析および斜面安定解析による崩壊発生予測では、斜面中上部における崩壊発生を説明することができず、斜面中上部に発生する崩壊を予測するためには樹幹流による雨水の集中を考慮する必要があることを示している。

従って、崩壊に伴う災害に対して適切な対策を講じて行く上では、これまで研究対象とされておらず、対策において意識されることのなかった斜面中上部で発生した崩壊土砂が斜面を流下する際の形状変化や移動速度、到達範囲を推定可能にする必要があり、崩壊土砂が流動化する過程や流動化が不完全な崩壊土砂の移動過程のシミュレーション手法の確立が求められる。

本研究では、崩壊土砂が形状を維持した状態で流下するような、流動化が不完全な崩壊の土砂移動について解析する方法を確立することを目的とし、水路勾配と土砂の水分条件を変化させ、斜面上部から土砂を流下させる水路実験により、流動化状況の異なる崩壊を発生させ、実験条件の違いによる崩壊土砂の移動状況の違いについて考察するとともに、実験により観察された流動化が不完全な崩壊土砂の運動について、個別要素法および拡張個別要素法を用いたシミュレーションによる再現計算を行った。

*1 正会員 八千代エンジニアリング株式会社 Member, Yachiyo Engineering Co., Ltd (musashi@yachiyo-eng.co.jp) *2 学生会員 京都大学農学研究科 Student Member, Graduate School of Agriculture, Kyoto University *3 正会員 京都大学農学研究科 Member, Graduate School of Agriculture, Kyoto University *4 正会員 京都大学農学研究科 Member, Graduate School of Agriculture, Kyoto University

2. 水路実験

2.1 実験方法

水路実験は、図-1に示す斜面部と水平部からなる水路を用いて行った。斜面部は勾配可変であり、幅30cm、水路長180cm、水平部は幅60cm、水路長180cmである。水平部の横断方向の中央に斜面部の水路底面が連続するように連結されている。また、水路底面は木製であり、表面は滑らかに削られている以外特に加工されていない。

斜面部の水路上流端から60cmの位置に板による仕切りを設けて崩壊箱とし、板を上方へ引き抜いて土砂を流下させた。

試料には平均粒径0.66mmの砂を用い、乾燥状態、体積含水率約35%の不飽和湿潤状態、飽和状態の3ケースで設置して実験を行った。乾燥状態と不飽和湿潤状態の試料は厚さ15cmで水路に平行に設置したが、飽和状態の試料は崩壊箱内で容易に流動化する状態となっており、傾斜状に設置できなかつたため、実際の斜面崩壊と比較すると不自然ではあるが、乾燥状態・不飽和湿潤

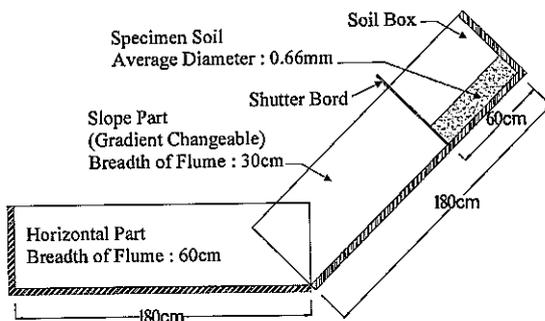


図-1 実験装置の概要

Fig. 1 A schematic diagram of a flume for the experiments.

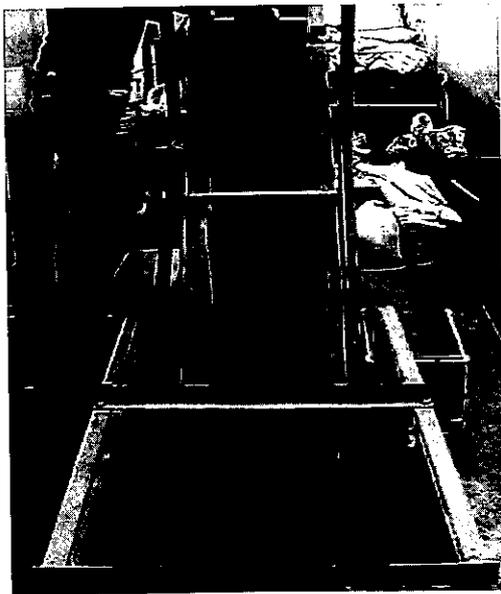


写真-1 実験水路

Photo 1 Experimental flume

状態と同じ量の土砂を表面が水平になるように設置した。また、斜面勾配は35°、40°、45°の3通りに設定した。

2.2 実験結果

実験結果からは、図-2に示すように、崩壊土砂の移動状況として、「元の位置に残留」、「土塊形状を維持したまま移動」、「土塊形状が維持されずに流下」の3通りが確認された。

芦田ら(1983)は、「土塊の内部構造が破壊されて個々の土粒子(砂粒子)が水中に分散する状態」を流動化と考へ、崩壊土が斜面上を滑動しながら流動化し土石流を形成する条件を、土粒子が水中に分散するために十分な供給水があり、土塊と斜面の摩擦による供給エネルギーが土塊全体の変形エネルギーの限界値を上まわつた場合に流動化するものとして示している。

海堀(1997)は、崩壊時のせん断破壊が間隙水の排水速度よりも極めて速い非排水条件にあり、土粒子骨格構造の破壊による体積縮小に伴い過剰間隙水圧が発生して土粒子間の有効応力が低下することで崩壊土砂が流動化するものと考え、佐々(1997)は、すべり面付近の土粒子のせん断破碎に伴う体積収縮により過剰間隙水圧が発生する「すべり面液状化モデル」を提唱している。

大倉(2004)は、高濃度に粒子を含む流れにおいては粒子間衝突による分散によるせん断抵抗力低下が必要と考へるBagnold(1954)のGrain flow modelを支持し、粒子数の増加に伴う粒子相互の衝突機会により分散圧力が増加して乾燥した土砂が流動化する現象を乾燥ブロックを用いた落石実験により示している。

これらの既往研究から、土砂の流動化現象は土粒子間の相互に支持し合う構造が破壊され、間隙水圧や粒子相互の衝突により分散し、せん断抵抗力が十分に小さくなった状態と考へることができる。

本実験では間隙水圧などの計測は行っていないが、実験により確認された土塊形状が維持されずに流下した状態が、土砂の流動化現象に必要な条件と考へられるため、これを流動化の指標として実験結果を考へ察する。

図-3に乾燥状態、勾配45°の場合の崩壊土砂の形状変化を示す。崩壊発生後、形状を維持することなく全ての土砂が移動しており、乾燥土砂の場合は勾配35°、40°の場合も同様の移動形態であった。

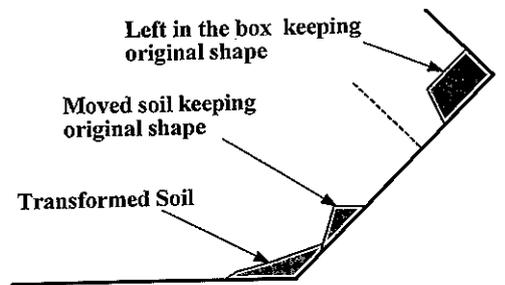


図-2 実験で確認された移動状況

Fig. 2 Movement processes of collapsed soil mass observed in the experiment

図-4 に不飽和湿潤状態、勾配 40° の場合の崩壊土砂の形状変化を示す。このケースでは、崩壊直後に崩壊箱下端付近の土砂が移動し、3.3 秒後に停止した。その後 11.3 秒後に崩壊箱に残留していた土砂の下端付近が崩壊して形状を維持したまま移動し、勾配変化点に到達した衝撃で形状が崩れ 13.7 秒後に停止した。崩壊箱内には一部の土砂が元の形状のまま残留した。

図-5 に飽和状態、勾配 45° の場合の崩壊土砂の形状変化を示す。このケースでは、崩壊箱の蓋を開けた直後から水が流失し、移動中は不飽和状態になっていることに留意が必要である。崩壊箱下端付近の土砂が最初に崩れて形状を維持せずに流下して勾配変化点付近に堆積し、崩壊箱上流端付近の土砂は三角形の形状を維持したまま移動して先に堆積していた土砂に衝突し、崩土の一部の形状を維持したまま停止した。

表-1 に移動形態別の土砂の割合を示す。乾燥土砂の場合には、勾配 35°~45° の全ての場合で形状を維持す

ることなく流下しており勾配による比較は困難であるが、不飽和湿潤土砂、飽和土砂を用いたケースと比較して形状を維持することなく流下する土砂が多い状況であった。

本実験では粘性土を含まない試料を用いているため、乾燥状態では土粒子間の粘着力がほとんどなく、流動化しやすい状況にあると考えられる。

不飽和湿潤土砂の場合は勾配が小さいほど元の形状のまま崩壊箱内に残留する土砂が多く、勾配が大きいほど形状が維持されずに流下する土砂が多くなっており、勾配が大きいほど流動化しやすい傾向が表れている。

これは、勾配が大きいほど重力の水路と平行方向に働く成分が大きくなることにより土塊を變形させる力が大きく働くためと考えられる。

また、崩壊箱内に残留する量は不飽和湿潤状態の土砂を用いたケースで最も大きく、不飽和状態では粒子間にみかけの粘着力となるサクシオン力が発生するため、乾燥土砂、飽和土砂と比較して流動化しにくくなっているものと考えられる。

飽和土砂を用いた場合には、勾配 35° および 45° の場合ではすべての土砂が崩壊箱から移動したが、勾配 40° の場合には崩壊箱内に土砂が残留する結果となっている。

飽和土砂を用いたケースの移動後に堆積した土砂の体積含水率について計測したところ、勾配 35° で 36.9%、勾配 40° で 32.8%、勾配 45° で 30.7% となっており、勾配が大きいほど水が多く流失していた。従って、勾配 40° の場合のみ崩壊箱内に土砂が残留したのは、勾配 35° の場合と比較して水が速く流失して不飽和状態となることで、みかけの粘着力が増加する影響が表れており、勾配 45° の場合には勾配の増加による土塊を移動させる力の増加の影響が表れたためと考えられる。

また、飽和土砂を用いたケースでは、崩壊箱内では傾斜状に設置できないほど容易に流動化する状況であったが、実験開始直後に水が流失し、不飽和状態となって土塊を維持したまま移動する現象が顕著に確認された。

表-1 では、勾配 35°、40° では不飽和湿潤土砂を用いた場合と同様に、勾配の増加に応じて形状が維持されずに流下する土砂の量が増加しているが、勾配 40°、45° では勾配の増加に対して形状が維持されずに流下する土砂の量が減少している。

勾配 40° の場合に土塊形状を維持せずに流下した土砂

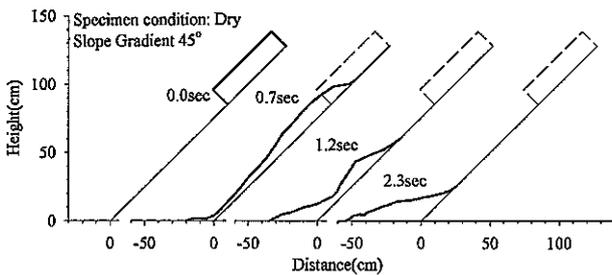


図-3 崩壊土砂の形状変化 (乾燥状態勾配 45°)

Fig.3 Movement of collapsed soil mass (dry, slope gradient; 45 degrees)

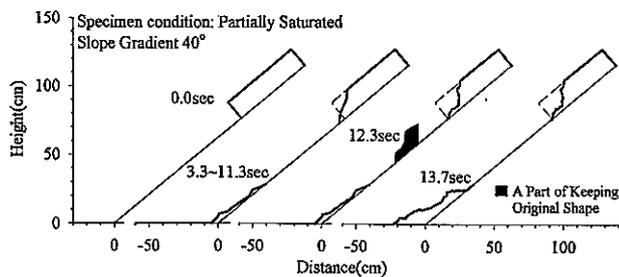


図-4 崩壊土砂の形状変化 (不飽和湿潤状態勾配 40°)

Fig.4 Movement of collapsed soil mass (partially saturated, slope gradient; 40 degrees)

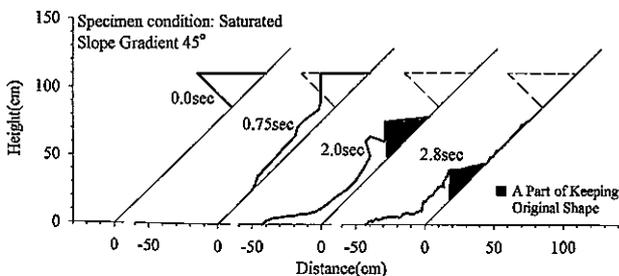


図-5 崩壊土砂の形状変化 (飽和状態勾配 45°)

Fig.5 Movement of collapsed soil mass (saturated, slope gradient; 45 degrees)

表-1 移動状況別の土砂の体積割合

Table 1 Sediment volume percentage of movement process

Flume Gradient	Water Content Condition	Transformed Soil	Moved Soil Keeping Shape	Left in the Box
35°	Dry	100%	None	None
	Partially saturated	5%	2%	93%
	Fully saturated	32%	68%	None
40°	Dry	100%	None	None
	Partially saturated	7%	16%	77%
	Fully saturated	39%	23%	38%
45°	Dry	100%	None	None
	Partially saturated	100%	None	None
	Fully saturated	25%	75%	None

の量が最も大きくなっているのは、勾配 35° の場合と比較して勾配 40° では水の流失が速いものの、勾配増加による土塊を变形させる力の増加の影響が表れているためであり、勾配 45° の場合には水の流失が速く、より多くの土砂が不飽和状態となる影響が表れたためと考えられる。

以上の考察から、崩壊土砂は勾配の大きな斜面を流下する場合など、土塊に働く外力が大きい場合に流動化しやすいものと考えられる。また、本実験結果では不飽和湿潤土砂が最も流動化しにくくなっており、流動化の発生過程においては間隙水によるサクシオン力が無視し得ない影響を与えている可能性がある。

崩壊土砂の到達距離は表-2に示すようになり、崩壊土砂の到達距離は勾配により大きく変化するが、水分条件による変化に着目すると、不飽和湿潤状態の土砂を用いた実験結果で最も小さくなり、乾燥砂あるいは飽和土砂を用いた実験結果で大きくなっている。本実験結果では、移動した土砂量の違いや、飽和土砂を用いたケースの初期形状の違いによる影響を受けている可能性があるが、流動化した土砂ほど到達距離が大きくなる傾向が表れている。

3. 数値シミュレーションによる実験結果の再現

3.1 解析方法

3.1.1 適用手法

本研究では、流動化が不完全な崩壊土砂の運動を再現する数値解析モデルを構築することを目的としている。

飽和土砂を用いたケースでは、図-5に示したように、崩壊土塊が形状を維持したまま移動する状況が明瞭に表れており、これは水が流失することにより不飽和状態となって土塊を維持したまま移動したものと考えられる。再現計算の対象としては、現象の単純さや均一性からみると不飽和湿潤土砂を用いたケースが適していると考えられるが、不飽和湿潤土砂を用いた実験において、勾配 35°、40° のケースでは移動した土砂の量が少なく、勾配 45° のケースでは土砂がすべて流動化する結果となっている。

従って、土塊が形状を維持したまま移動する状況が最も明瞭に表れており、水の流失も比較的速やかであったと考えられる勾配 45° で飽和状態の土砂を用いたケース(図-5に示したケース)を対象に再現計算を行った。

対象とする現象は、部分的な形状の維持や部分的な流

動化を含む現象であり、連続体と不連続体の混ざったものの移動や連続体から不連続体への変化などを再現する必要がある。

個別要素法 (DEM) は、Cundallら (1979) により提唱された、解析対象物を粒状の要素の集合として扱う不連続体の解析手法であるが、要素が一体となっている状況を扱うことで、連続体と不連続体の両方の挙動に適用できる。目黒ら (1988) は、個別要素法の各要素間に間隙物質の効果を表す「間隙ばね (Pore-Spring)」を導入し、連続体から不連続体までを解析する拡張個別要素法 (EDEM) を提案している。

従って、本研究では個別要素法 (DEM) と拡張個別要素法 (EDEM) を適用して水路実験で観測された崩壊土砂の運動の再現シミュレーションを行い、適用性を確認した。

3.1.2 個別要素法 (DEM) による解析手法

DEMの基礎式は、以下の式(1)~(2)に示す通りである。

$$m \cdot \ddot{u} + \eta \cdot \dot{u} + k \cdot u = f \dots\dots\dots(1)$$

$$I \cdot \ddot{\phi} + \eta \cdot r^2 \cdot \dot{\phi} + k \cdot r^2 \cdot \phi = f_\phi \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 u : 変位 (ベクトル)、 ϕ : 回転変位、 m : 質量、 I : 慣性モーメント、 r : 要素半径、 f : 外力 (ベクトル)、 f_ϕ : 回転外力、 k : バネ係数、 η : ダッシュポットの粘性係数である。

DEMでは、式(1)、式(2)を微小時間 Δt によって以下のように離散化する。

$$m [\ddot{u}]_t = -\eta [\dot{u}]_{t-\Delta t} - k [u]_{t-\Delta t} + f \dots\dots\dots(3)$$

$$I [\ddot{\phi}]_t = -\eta r^2 [\dot{\phi}]_{t-\Delta t} - k r^2 [\phi]_{t-\Delta t} + f_\phi \dots\dots\dots(4)$$

解析にあたっては、接触する粒子間に作用する法線方向、接線方向に分けて計算する。微小時間 Δt における粒子 i の粒子 j に対する法線方向の接近方向を正とする相対変位量 Δu_n および接線方向の反時計回り方向を正とする相対変位量 Δu_t は、以下のように表される。

$$\Delta u_n = (\Delta u_i - \Delta u_j) \cos \alpha_{ij} + (\Delta v_i - \Delta v_j) \sin \alpha_{ij} \dots\dots\dots(5)$$

$$\Delta u_t = (-\Delta u_i + \Delta u_j) \sin \alpha_{ij} + (\Delta v_i - \Delta v_j) \cos \alpha_{ij} - r_i \Delta \phi_i - r_j \Delta \phi_j \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 Δu_i 、 Δu_j : 粒子 i 、 j の Δt 間の x 軸方向変位量、 Δv_i 、 Δv_j : 粒子 i 、 j の Δt 間の y 軸方向変位量、 $\Delta \phi_i$ 、 $\Delta \phi_j$: 粒子 i 、 j の Δt 間の反時計回りを正とする回転角、 α_{ij} : 粒子 i と粒子 j を通る直線が x 軸と交わる角度である。

DEMでは接触時に各要素間に作用する力は、法線方向圧縮力 f_n 、接線方向せん断力 f_t に分け、要素ばねとダッシュポットの並列配置により要素間で力が伝達されるものとする。

法線方向の時刻 t における圧縮力 $[f_n]_t$ は次式により算

表-2 崩壊土砂の到達距離の実験結果
Table 2 Travel distance of collapsed soil observed in the experiment

Flume gradient		35°	40°	45°
Water content condition	Dry	21	37	54
	Partially saturated	13	23	46
	Fully saturated	23	42	42

(Unit: cm)

出する。

$$[f_n]_t = [e_n]_t + [d_n]_t \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$[e_n]_t = [e_n]_{t-\Delta t} + k_n \Delta u_n \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$[d_n]_t = \eta_n \cdot \Delta u_n / \Delta t \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $[e_n]_t$ ：時刻 t における法線方向弾性抗力，
 $[d_n]_t$ ：時刻 t における法線方向粘性抗力， k_n ：法線方向の要素ばねのばね係数， η_n ：法線方向の要素ばねのダッシュポット粘性定数である。

接線方向の時刻 t におけるせん断力 $[f_s]_t$ は次式により算出する。

$$[f_s]_t = [e_s]_t + [d_s]_t \quad \dots\dots\dots(10)$$

$|[e_s]_t| \leq \mu [e_n]_t$ のとき

$$[e_s]_t = [e_s]_{t-\Delta t} + k_s \Delta u_s \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$[d_s]_t = \eta_s \cdot \Delta u_s / \Delta t \quad \dots\dots\dots(12)$$

$|[e_s]_t| > \mu [e_n]_t$ のとき

$$[e_s]_t = \mu [e_n]_t \cdot [e_s]_{t-\Delta t} / |[e_s]_{t-\Delta t}| \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$[d_s]_t = 0 \quad \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 $[e_s]_t$ ：時刻 t におけるせん断方向弾性抗力，
 $[d_s]_t$ ：時刻 t におけるせん断方向粘性抗力， k_s ：せん断方向の要素ばねのばね係数， η_s ：せん断方向の要素ばねのダッシュポット粘性定数， μ ：摩擦係数である。

以上に示した粒子間で伝達される力から、粒子 i に働く力の x 方向成分 F_x 、 y 方向成分 F_y およびモーメント M_i は以下のように算出される。

$$F_x = \sum \{ - [f_n]_t \cos \alpha_{ij} - [f_s]_t \sin \alpha_{ij} \} + f_x \quad \dots\dots\dots(15)$$

$$F_y = \sum \{ - [f_n]_t \sin \alpha_{ij} + [f_s]_t \cos \alpha_{ij} \} + f_y \quad \dots\dots\dots(16)$$

$$M_i = \sum \{ [f_s]_t \cdot r_i \} + f_\phi \quad \dots\dots\dots(17)$$

ここに、 \sum は粒子 i に接触する全ての粒子に関する総和を表す。また、 f_x ：外力の x 方向成分， f_y ：外力の y 方向成分， f_ϕ ：回転外力であり、 y 方向に働く重力のみを考慮する場合、粒子 i の質量 m_i 、重力加速度 g として、 $f_y = m_i g$ 、 $f_x = 0$ 、 $f_\phi = 0$ とする。

解析にあたっては、図-6 に示すように変位速度と変位を時間 $\Delta t/2$ ずらして交互に算出する。粒子 i に作用する力から、時刻 t における変位速度および変位の増分は以下のように表される。

$$[\dot{u}_i]_{t+\Delta t/2} = [\dot{u}_i]_{t-\Delta t/2} + \Delta t \cdot [F_x]_t / m_i \quad \dots\dots\dots(18)$$

$$[\dot{v}_i]_{t+\Delta t/2} = [\dot{v}_i]_{t-\Delta t/2} + \Delta t \cdot [F_y]_t / m_i \quad \dots\dots\dots(19)$$

$$[\dot{\phi}_i]_{t+\Delta t/2} = [\dot{\phi}_i]_t + \Delta t \cdot [M_i]_t / I_i \quad \dots\dots\dots(20)$$

$$[\Delta u_i]_{t+\Delta t} = \Delta t \cdot [\dot{u}_i]_{t+\Delta t/2} \quad \dots\dots\dots(21)$$

$$[\Delta v_i]_{t+\Delta t} = \Delta t \cdot [\dot{v}_i]_{t+\Delta t/2} \quad \dots\dots\dots(22)$$

$$[\Delta \phi_i]_{t+\Delta t} = \Delta t \cdot [\dot{\phi}_i]_{t+\Delta t/2} \quad \dots\dots\dots(23)$$

3.1.3 結合粒子の導入

円要素を用いた個別要素法を崩壊土砂の運動に適用する場合、回転に対する抵抗がないために移動距離が過大になる可能性がある。このため大倉ら (1994) は、坂口ら (1992) による転がり抑制モーメントを導入して粒子の回転を抑制している。また、倉岡ら (2008) は複数の円形粒子が剛結した要素を導入することにより、回転に対する抵抗を持たせている。

本研究で使用するモデルでは、図-7 に示すように2～3個の粒子が結合した要素を導入することにより回転に対する抵抗を考慮するものとした。

3.1.4 拡張個別要素法 (EDEM) による解析手法

目黒ら (1988) は、不連続な物質の粒状要素が間隙を満たす物質により連続性を持った状態となることに着目し、DEMの要素間に間隙物質による効果を表す「間隙ばね」を導入した「拡張個別要素法 (EDEM)」を提案している。

EDEMの各要素間に作用する力は、図-8 に示すようにDEMと同じ各要素の接触時にのみ作用する反発ばね (Rebounding Spring) に加えて、反発・引張の両方に作用する間隙ばね (Pore-Spring) が加えられ、DEMにおける式(15)～(17)において、間隙ばねによる法線方向圧縮力を f_{pn} 、接線方向せん断力 f_{ps} を導入してEDEMでは次式により表される。

$$F_x = \sum \{ - ([f_n]_t + [f_{pn}]_t) \cos \alpha_{ij} - ([f_s]_t + [f_{ps}]_t) \sin \alpha_{ij} \} + f_x \quad \dots\dots\dots(24)$$

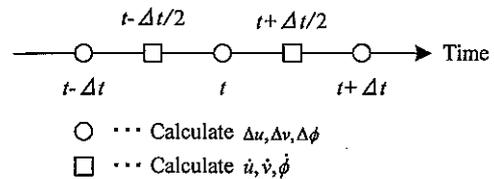


図-6 変位速度および変位の増分の計算過程の概念図
 Fig.6 Calculation steps of element velocity and distance of displacement

⊗⊗ Elements of 2 combined particle

⊗⊗⊗ Elements of 3 combined particle

図-7 複数の円形粒子を剛結した要素の概念図
 Fig.7 Combined particles for the model.

$$F_{ij} = \sum \{ -([f_n]_i + [f_{pn}]_i) \sin \alpha_{ij} + ([f_t]_i + [f_{ps}]_i) \cos \alpha_{ij} \} + f_j \dots (25)$$

$$M_i = \sum \{ ([f_n]_i + [f_{pn}]_i) \cdot r_i \} + f_o \dots (26)$$

間隙ばねは、初期状態で近接している半径 r_i, r_j の粒子 i, j 間で以下の条件が満たされる場合に設定する。

$$R_{0ij} = (r_i + r_j) \cdot d_p \dots (27)$$

ここに、 R_{0ij} は初期状態の粒子 i と粒子 j の中心距離、 d_p : 間隙ばね設定基準となる係数であり、本研究では 1.2 に設定する。

間隙ばねは粒子が近接している間は、粒子が離れていても引張力を伝達するが、粒子間距離 R_{ij} が十分離れた場合、あるいはクーロンせん断破壊基準以上のせん断力を受けた場合には破壊され、それ以降は力を伝達しないものとする。

すなわち、鉛直方向の間隙ばねは以下の式(28)、法線方向の間隙ばねは以下の式(29)の条件で破壊されるものとする。

$$R_{ij} > R_{0ij} \cdot d_c \dots (28)$$

$$|[f_{ps}]_i| > f_{psc} \dots (29)$$

ここに、 d_c : 間隙ばねの鉛直方向の破壊基準であり、初期状態の粒子間距離の d_c 倍の距離になった場合に間隙ばねが破壊されることを示す。また、 f_{psc} : せん断方向の間隙ばねの破壊基準であり、法線方向の間隙ばねに作用する力が圧縮力である場合と引張力である場合を区別し、以下のように設定する。

$R_{ij} \leq R_{0ij}$ の場合

$$f_{psc} = ([f_n]_i + [f_{pn}]_i) \cdot \tan \phi + c_p \dots (30)$$

$R_{0ij} < R_{ij} \leq R_{0ij} \cdot d_c$ の場合

$$f_{psc} = c_p \dots (31)$$

ここに、 ϕ : せん断方向の破壊基準を設定する内部摩擦角、 c_p : せん断方向の破壊基準を設定する粘着力である。

以上の破壊基準を用いて間隙ばねによる法線方向圧縮力 f_{pn} 、接線方向せん断力 f_{ps} は次式で表される。

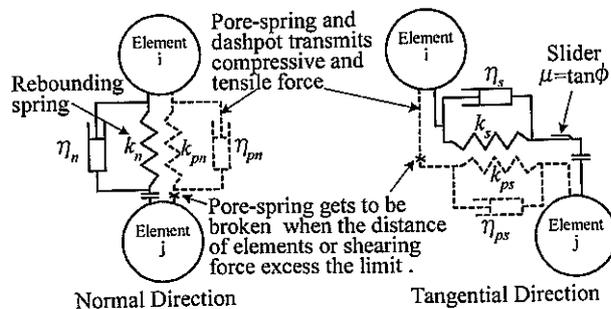


図-8 拡張個別要素法モデルの概念図

Fig.8 A schematic diagram of an extended distinct element method (EDEM)

$$[f_{pn}]_t = [e_{pn}]_t + [d_{pn}]_t \dots (32)$$

$$[f_{ps}]_t = [e_{ps}]_t + [d_{ps}]_t \dots (33)$$

$R_{ij} \leq R_{0ij} \cdot d_c$ かつ $|[f_{ps}]_i| \leq f_{psc}$ を初期状態から保っている場合：

$$[e_{pn}]_t = [e_{pn}]_{t-\Delta t} + k_{pn} \Delta u_n \dots (34)$$

$$[d_{pn}]_t = \eta_{pn} \cdot \Delta u_n / \Delta t \dots (35)$$

$$[e_{ps}]_t = [e_{ps}]_{t-\Delta t} + k_{ps} \Delta u_s \dots (36)$$

$$[d_{ps}]_t = \eta_{ps} \cdot \Delta u_s / \Delta t \dots (37)$$

$R_{ij} > R_{0ij} \cdot d_c$ または $|[f_{ps}]_i| > f_{psc}$ となった時刻以降：

$R_{ij} \leq R_{0ij}$ の場合

$$[e_{pn}]_t = [e_{pn}]_{t-\Delta t} + k_{pn} \Delta u_n \dots (38)$$

$$[d_{pn}]_t = \eta_{pn} \cdot \Delta u_n / \Delta t \dots (39)$$

$|[f_{ps}]_i| \leq ([f_n]_i + [f_{pn}]_i) \cdot \tan \phi + c_p$ のとき

$$[e_{ps}]_t = [e_{ps}]_{t-\Delta t} + k_{ps} \Delta u_s \dots (40)$$

$$[d_{ps}]_t = \eta_{ps} \cdot \Delta u_s / \Delta t \dots (41)$$

$|[f_{ps}]_i| > ([f_n]_i + [f_{pn}]_i) \cdot \tan \phi + c_p$ のとき

$$[f_{ps}]_t = ([f_n]_i + [f_{pn}]_i) \cdot \tan \phi + c_p \dots (42)$$

$R_{ij} > R_{0ij}$ の場合

$$[e_{pn}]_t = [d_{pn}]_t = [e_{ps}]_t = [d_{ps}]_t = 0 \dots (39)$$

ここに、 $[e_{pn}]_t$: 時刻 t における間隙ばね法線方向弾性抗力、 $[d_{pn}]_t$: 時刻 t における間隙ばね法線方向粘性抗力、 $[e_{ps}]_t$: 時刻 t における間隙ばねせん断方向弾性抗力、 $[d_{ps}]_t$: 時刻 t における間隙ばねせん断方向粘性抗力、 k_{pn} : 法線方向の間隙ばね係数、 η_{pn} : 法線方向の間隙ばねのダッシュポット粘性定数、 k_{ps} : せん断方向の間隙ばね係数、 η_{ps} : せん断方向の間隙ばねのダッシュポット粘性定数である。

3.2 飽和状態の試料の流下過程の再現計算

3.2.1 解析条件の設定

再現計算は、図-5に示した勾配 45° で飽和状態の土砂を用いたケースの実験結果を対象に、間隙ばねを用いないDEMによる解析と、間隙ばねを導入したEDEMによる解析を行った。

解析初期の土塊は、図-9に示すように3個の粒子を結合させた要素と1個の粒子からなる要素を六方最密となるように配置して作成し、式(27)に示した条件をもとに、接触する粒子間に間隙ばねを設定した。

解析に用いたパラメータは表-3に示す通りである。ダッシュポットの粘性係数 η は、反発係数 e および減

衰定数 h を用いて、ばね係数 k および粒子の質量 m との関係が次式で表されるため (大町ら, 1986), 表-3 では反発係数を示している。

$$e = \exp(-h\pi/\sqrt{1-h^2}) \dots\dots\dots(43)$$

$$h = \eta/(2\sqrt{k \cdot m}) \dots\dots\dots(44)$$

反発ばねに使用する係数および反発係数は、解析の安定性をもとに設定した。間隙ばねに使用する係数は変化させて感度解析を行った。また、間隙ばねの鉛直方向の破壊基準は初期の粒子間中心距離の 1.5 倍とした。せん断方向の破壊基準の内部摩擦角は 35° とし、粘着力は考慮せず 0 とした。

3.2.2 解析結果と考察

図-10 に、間隙ばねを用いない DEM の解析結果による崩壊土砂の形状変化を示す。DEM による解析では崩壊発生直後から崩壊土砂全体が崩れてしまい、図-5 の実験結果に示したような、崩壊土塊が形状を維持したまま移動する現象が再現できていない。

図-11 に、間隙ばね係数 k_{pn} , k_{ps} を変化させた場合の崩土の形状変化の EDEM による解析結果を示す。間隙ばね係数を要素ばねより 1 オーダー小さい 2.5×10^{-1} kN/m とした解析結果では、間隙ばねによる引張力の効果が過大であるため、崩壊開始から土塊全体が回転するような結果となっている。

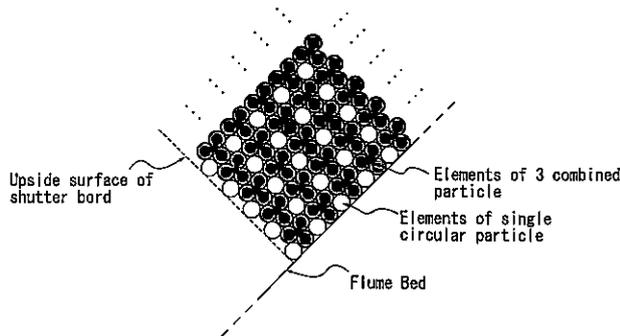


図-9 再現計算における初期条件の要素配置
Fig.9 Initial position of elements applied verification calculation of flume experiment

表-3 水路実験の再現計算に使用したパラメータ
Table 3 Parameters applied verification calculation of flume experiment

Item of Parameter		Value
Radius of particles	r [cm]	0.33
Density of particles	ρ [g/cm ³]	2.65
Number of element	Elements of single circular particle	585
	Elements of 3 combined particle	585
Rebounding spring constant	Normal direction k_n [kN/m]	2.5
	Tangential direction k_t [kN/m]	2.5
Pore-spring constant	Normal direction k_{pn} [kN/m]	$2.5 \times 10^{-1} \sim 2.5 \times 10^{-2}$
	Tangential direction k_{ps} [kN/m]	$2.5 \times 10^{-1} \sim 5.0 \times 10^{-3}$
Coefficient of restitution	e	0.25

間隙ばね係数を 5.0×10^{-2} kN/m に設定した場合は、図-5 の実験結果と同様に土塊が形状を維持したまま斜面下方へ移動する状況が再現されているが、停止時に土塊の上部が崩れる結果となった。

EDEM では法線方向間隙ばねの破壊条件を粒子間距離が一定距離以上となった場合としているため、圧縮時には法線方向間隙ばねの破壊は発生せず、法線方向の間隙ばね係数が大きいほど、引張時に粒子間距離を縮める

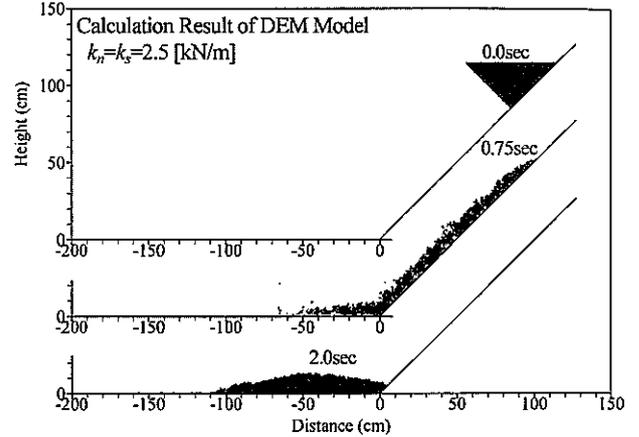


図-10 DEM を用いた解析による崩壊土砂の形状変化
Fig. 10 Shape change of collapsed soil calculated by DEM

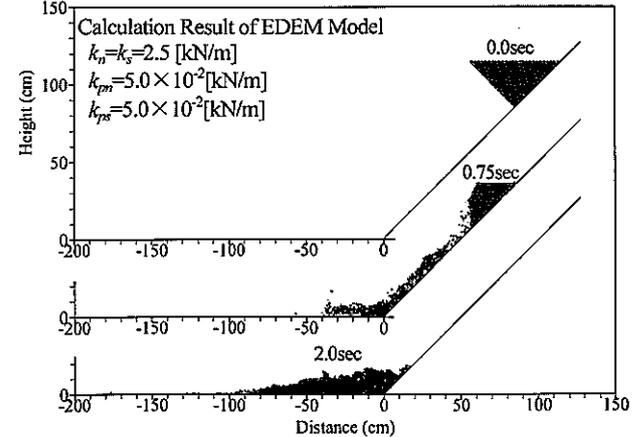
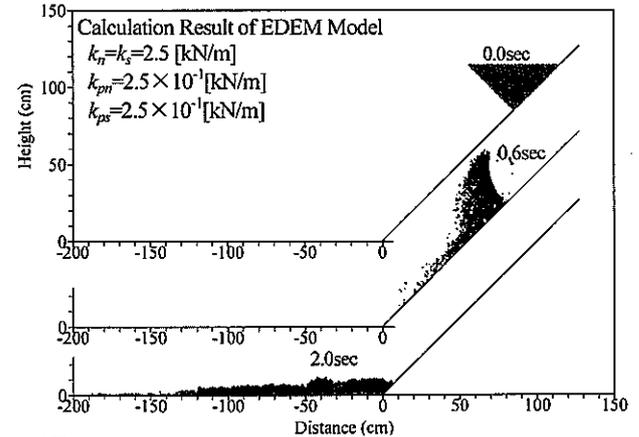


図-11 間隙ばね係数を変化させた場合の EDEM を用いた解析による崩壊土砂の形状変化
Fig. 11 Shape change of collapsed soil calculated by EDEM changing pore-spring constant

方向への力の働きが強くなり破壊されにくくなる。

一方、せん断方向の間隙ばねの破壊条件としてはせん断力が式(9)および(10)に示した破壊基準より大きくなった場合としている。間隙ばねのみに力が作用する引張時には、間隙ばね係数を大きくすると同じ変位に対して発生するせん断力が大きくなるが、要素間のせん断方向の変位を小さくする力の働きも大きくなるため、その影響は小さいと考えられる。ただし、間隙ばねは要素ばねと並列されているため、せん断方向の要素ばね係数が一定の条件でせん断方向の間隙ばね係数を大きくすると、圧縮時において間隙ばねの受け持つせん断力が大きくなり、間隙ばねが破壊されやすくなる可能性がある。

従って、法線方向間隙ばね係数 k_{pn} を図-11のケースと同じ 5.0×10^{-2} kN/m に設定し、せん断方向間隙ばね係数 k_{ps} を小さくする感度解析を行った結果、図-12に示すように法線方向間隙ばね係数より3オーダー小さい 5.0×10^{-5} kN/m とした場合に、崩土の停止後も形状を維持した部分が大きく残される結果となった。

図-5に示した実験結果と図-12に示した解析結果の形状変化を比較すると、計算結果では2秒後に形状を維持したまま移動した土塊が水路の勾配変化点に到達して停止しているのに対し、実験結果では2秒後に形状を維持した土塊が斜面上を移動しており、2.8秒後の停止時には勾配変化点に形状が崩れた土砂が堆積して、その上流端側に形状を維持した土砂が堆積している。

このように解析結果では実験結果よりやや速く土砂が移動し、実験結果よりも到達距離が長い傾向となっているが、これは、実験結果において水路壁面の摩擦が影響しているのに対して、解析は鉛直2次元で実施しており壁面摩擦の影響が考慮されていないためと考えられる。

崩壊土砂の形状とその変化過程に着目すると、崩壊開始直後に崩れる位置、形状を維持した土塊の形状、先に

堆積した崩れた土砂に衝突して停止する過程がほぼ再現されている。

これらの結果から、法線方向間隙ばね係数を要素ばね係数より2オーダー程度小さく設定し、せん断方向間隙ばね係数を法線方向より3オーダー程度小さくすることで、図-5の実験結果と同様に崩土が形状を維持したまま移動・停止する現象が再現された。係数の設定値については本研究での実験結果の再現性から検討したものであり、一般的な設定方法についてはより詳細な検討が必要ではあるが、間隙ばねを導入したEDEMを用いた解析により、土塊が形状を維持したまま移動・停止する現象を再現できることが明らかとなった。

4. おわりに

本研究では水路実験で崩壊土砂の移動状況を土砂の含水率を変化させて観察した上で、個別要素法 (DEM) を基礎とした拡張個別要素法 (EDEM) を実験結果に適用し、適切な間隙ばね係数の設定を行えば、EDEMにより崩壊土砂の一部が形状を維持したまま移動する状況が再現できることが明らかとなった。

これまでの、流体としてのモデル化やDEMによる解析では取り扱ってこなかった、流動化が不完全な崩壊土砂の移動を本研究のモデルにより解析できることで、崩壊の発生条件に応じた崩壊土砂の移動、停止までの過程を、土砂の流動化の過程とともに予測可能となり、個々の斜面で発生し得る崩壊に応じた対策工法や対策規模の検討に寄与するものと考えられる。

本研究で用いたパラメータ設定は、限られた条件での実験結果を再現する値を求めたものであり、一般的に適用可能な値については今後の検討課題である。特に、本研究では全土砂に一律のパラメータ設定を行っているが、水路実験では崩壊土砂の水分条件により崩壊土砂の流動化の仕方が異なることが示されており、実際の斜面では一様でない斜面土壌の水分条件に応じてパラメータを設定する手法を確立する必要がある。

引用文献

芦田和男・江頭進治・大槻英樹 (1983) : 山腹崩壊土の流動機構に関する研究, 京大防災研究所年報, 第26号, B-2, p. 315-327
 Bagnold, R. A. (1954) Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear, Proceedings of the Royal Society of London, Vol. 225 A, p. 49-63
 Chandall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979) : A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique 29, No. 1, p. 47-65
 伯野元彦 (1990) : 土石流・土砂くずれ・液状化・噴火とシミュレーション, シミュレーション, 第9巻, 第2号, p. 18-25
 海堀正博 (2009) : 流動型崩壊発生メカニズムの研究のための試験機の試作と適用, 砂防学会誌, Vol. 49, No. 6, p. 24-28

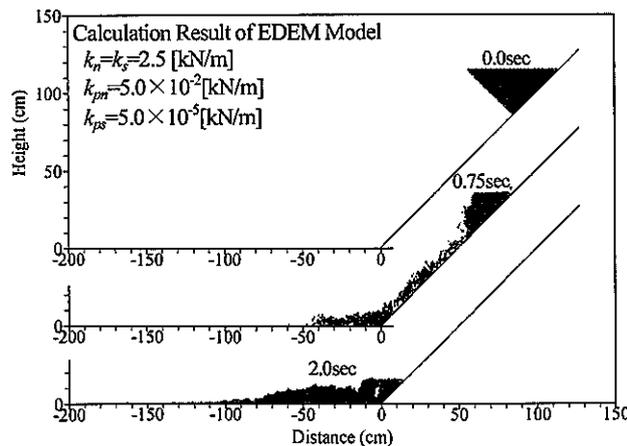


図-12 せん断方向間隙ばね係数を法線方向より小さくした場合のEDEMを用いた解析による崩壊土砂の形状変化

Fig. 12 Shape change of collapsed soil calculated by EDEM setting tangential pore-spring constant smaller than normal direction.

- 小山敢・藤田亮・前田雄一・多田泰之・落合博貴・三森利昭・大丸裕武・村上亘・河合隆行・岩村尚樹 (2009)：2007年9月4日の集中豪雨により鳥取県琴浦町で生じた斜面崩壊の特徴，砂防学会誌，Vol. 62, No. 1, p. 52-59
- 倉岡千郎・中島祐一 (2008)：崩壊土砂および防護工の個別要素法によるモデル化，第4回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p. 137-142
- 梁偉立・小杉賢一朗・水山高久 (2010)：樹幹流に起因する飽和帯の形成が斜面安定に与える影響，砂防学会誌，Vol. 63, No. 1, p. 22-30
- 目黒公郎・伯野元彦 (1988)：流状体シミュレーションによるコンクリート構造の破壊解析，東大地震研究所集報，第63巻，p. 409-468
- 道上正規・宮本邦明・片島啓介・植村慎 (1998)：土塊の運動機構と1次元数値計算法，水工学論文集，第42巻，p. 925-930
- 宮本邦明 (2002)：土塊の運動の2次元数値シミュレーション，砂防学会誌，Vol. 55, No. 2, p. 5-13
- Muhammad Mukhlisin, Ken'ichirou Kosugi, Yoshifumi Satofuka, Takahisa Mizuyama (2006)：Effects of Soil Porosity on Slope Stability and Debris Flow Runout at a Weathered Granitic Hillslope, Vadose Zone Journal, Vol. 5, No. 1, p. 283-295
- 武蔵由育・水山高久 (2009)：がけ崩れ災害における崩壊土砂の運動の実態，砂防学会誌，Vol. 61, No. 5, p. 31-36
- 大倉陽一・三森利昭・落合博貴 (1994)：個別要素法による崩壊土砂動態解析，砂防学会誌，Vol. 47, No. 3, p. 3-10
- 大倉陽一 (2004)：崩壊の流動化機構ならびに到達距離予測に関する研究，森林総合研究所研究報告，Vol. 3, No. 2, p. 109-164
- 大町達夫・荒井靖博 (1986)：個別要素法で用いる要素定数の決め方について，構造工学論文集，Vol. 32 A, p. 715-723
- 阪口秀・尾崎督司 (1992)：円形要素を用いたDEMにおける回転の抑制に関する研究，第27回土質工学研究発表会，p. 571-572
- 佐々恭二 (1997)：崩壊誘起土石流・溪床堆積物の非排水載荷のメカニズム，月刊地球，Vol. 19, No. 10, p. 652-660
- 吉松弘行・張馳 (2004)：安定化有限要素法による地すべり地塊の運動シミュレーション，地すべり学会誌，Vol. 41, No. 1, p. 1-8
- 張馳・吉松弘行・岩堀康希・阿部真郎 (2004)：数値解析による崩壊土塊の到達範囲予測，地すべり学会誌 Vol. 41, No. 1, p. 9-17

(Received 16 December 2010 ; Accepted 27 July 2011)