

粘着力を有する不飽和状態の崩土の壁面衝撃力 に関する二次元個別要素法解析

2D-DEM analysis on impact force acting on wall structure by unsaturated collapsed soil with cohesion

内藤直人*, 布川修*, 前田健一**

Naoto Naito, Osamu Nunokawa, Kenichi Maeda

*博(工), 鉄道総合技術研究所, 防災技術研究部地盤防災(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

**博(工), 名古屋工業大学教授, 社会工学科(〒466-8555 愛知県名古屋市中区御器所町)

キーワード: 崩土, 不飽和土, 衝撃力, 粘着力, 個別要素法

(collapsed soil, unsaturated soil, impact force, cohesive strength, discrete element method)

1. はじめに

降雨等により斜面表層土が飽和状態に至る前の不飽和状態で小規模な崩壊が発生することがあり, その土砂流入を防ぐために斜面法尻に待受け対策工が設置される場合がある. 経済的な対策工を選定するためには, 崩土を土石流のような流体的挙動と見なすのではなく, 固体的な挙動を考慮した崩土の斜面流下・衝撃力発生メカニズムを解明する必要があると考える. これは, 不飽和状態の崩土を実現現象に即して固体と捉えれば, 崩土を流体と捉える場合に比べて, 流下速度を小さく見積もることができる可能性があるためである.

著者らは, 不飽和土の斜面流下・衝突挙動に関する模型実験を実施し, その実験結果に基づいて簡易に最大衝撃力を算定することができる式(以下, 提案式とする)を提案している¹⁾. ただし, この提案式を実務に適用するためには, 実物大スケールでの適用性を確認する, または, 算定式の理論的な根拠を得ることが求められる. 理論的な根拠を得るためには, 模型実験だけでなく, 数値解析を併用して崩土による衝撃力発生メカニズムを明らかにすることが考えられる. また, 実物大スケールでの適用性を確認するためには大規模実験の実施が必要となるため, 数値解析を実施して実験条件について事前検討することが望ましい.

本研究で対象とする崩土の斜面流下・衝突挙動は, 低拘束圧下で大変形・破壊・衝撃等を伴う現象であり, これらの条件を満足した構成則の開発は容易ではない. そこで, 本研究では, 地盤材料の構成則を必要としない, 運動方程式に従って粒子単位の挙動を追跡する個別要素

法²⁾(Discrete Element Method, 以下DEMと略す)を用いて数値解析を実施することとした. 著者らは, これまでの研究で, 粒子間の付着・再付着が可能な接触モデルを導入したDEMの適用性を検討するために衝撃模型実験¹⁾の再現解析を実施し, その妥当性を確認している³⁾.

本稿では, 崩壊事例に基づいた実物大の崩土を想定した数値実験を試行し, 崩土の流下長さと粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響を調べた.

2. 不飽和土の粘着力を考慮した粒子間の付着・再付着が可能な接触モデルを導入したDEM解析の概要

不飽和土の粘着力を考慮するための粒子間の付着・再付着が可能な接触モデル³⁾の概念を示し, 粘着力を有する地盤の崩壊挙動の再現性を確認するために本モデルを導入したDEMによる崩壊解析を実施した結果を示す.

2.1 粒子間付着・再付着可能な接触モデル

不飽和土の粘着力を考慮した崩土の斜面流下挙動には, 崩壊直前では1つのまとまりであった崩土が流下中に分裂する挙動, 待受け対策工のような壁面衝突時には分裂した崩土が凝集する挙動, 法尻から対策工までの平坦部が存在する場合には平坦部に堆積する挙動等が考えられ, 一度崩れた後でも条件が揃えば再度粘着力の効果を発揮するようなモデル化が望ましい. したがって, 粒子間にある引張力が生じたら離れるが, 再度接触した場合には再び付着力が生じるような接触モデルが必要となる. なお, 本研究では, 不飽和土の要素実験レベルの挙動ではなく, 模型実験や実物大スケールの挙動を解

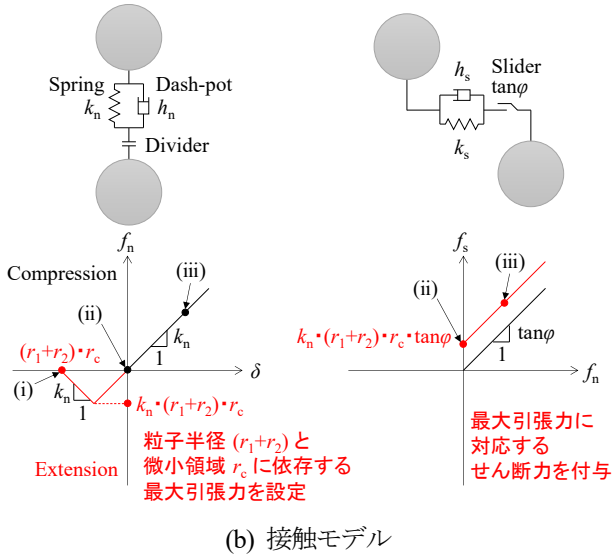
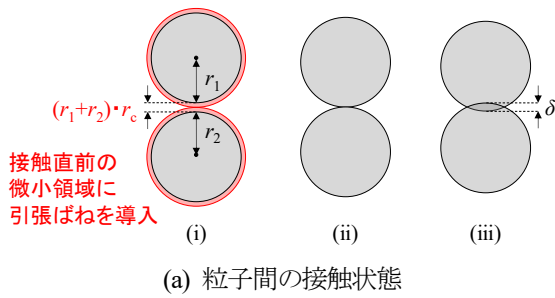


図-1 粒子間の付着・再付着が可能な接触モデル

析することを目的としているため、砂粒子同士の間には存在するメニスカス水を厳密にモデル化するのではなく、ある程度の塊となった砂粒子群同士の付着現象をモデル化することを目的とした。

図-1 は、粒子間の付着・再付着が可能な接触モデル（以下、簡易付着モデルとする）を導入した DEM の接触モデルを示している。付着力に関連する部分は赤色で表記しており、その他の基本的な接触モデルは黒色で記載している。基本的な接触モデルとしては、法線方向にはばねとダッシュポットを並列に結合したモデルに粒子間距離がある値以上になると接触力が働かなくなるディバイダーを直列に接続したモデル、接線方向にはばねとダッシュポットを並列に結合したモデルに摩擦スライダを直列に接続したモデルを用いている。本稿では、図-1(a)の接触状態(i)に示す粒子半径に対応した微小範囲（以下、付着影響半径 r_c ）に図-1(b)左側のような引張ばねを導入した DEM を用いた。引張方向のばね定数は暫定的に圧縮方向と同じ値とし、粒子間付着力が付着影響半径 r_c のみに依存する付着モデルとした。また、図-1(b)右側のように付着時の法線方向の引張力に対応して接線方向の接触力が増加する接触モデルとした。

2.2 簡易付着モデルを導入した DEM による崩壊解析

粘着力を有する地盤の崩壊挙動の再現性を確認する

表-1 崩壊解析に用いた解析パラメータ

パラメータ	記号 (単位)	設定値
粒子半径	r (m)	
	最大粒子半径 r_{max}	0.005
	最小粒子半径 r_{min}	0.0025
	平均粒子半径 r_{50}	0.00375
単位体積質量	γ_t (kg/m ³)	1560
法線方向ばね定数	k_n (N/m)	2.0×10^7
接線方向ばね定数	k_s (N/m)	5.0×10^6
法線方向減衰定数	h_n	1.0
接線方向減衰定数	h_s	1.0
粒子間摩擦係数	$\tan \phi_{pp}$	0.466
粒子-壁間摩擦係数	$\tan \phi_{pw}$	0.466

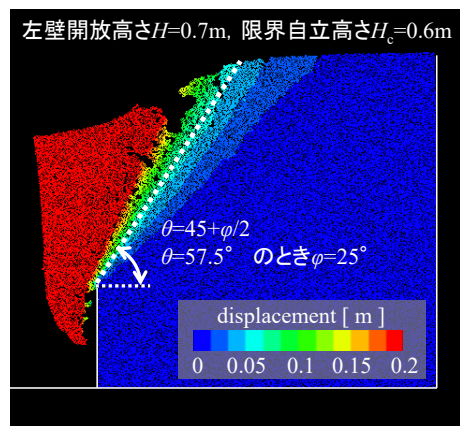


図-2 崩壊解析結果の例 ($r_c=0.004$)

ために、まず鉛直斜面の崩壊解析を実施し、付着影響半径と限界自立高さの関係を調べた。

付着影響半径 r_c が地盤の限界自立高さ H_c に及ぼす影響を調べるため、幅 $1\text{m} \times$ 高さ 1m の地盤モデルを作成し、左右に壁面要素がある初期状態から、左側の壁面を 0.1m ずつ下げて応力開放することで地盤を崩壊させる解析を実施した。表-1 は崩壊解析時のパラメータを示している。粒度分布は最大最小粒径比が 2 となる一様分布とした。なお、本稿では粘着力をモデル化するための付着影響半径だけでなく、粒子半径も変化させて解析を実施した。その他の解析パラメータ設定の考え方は 3.1.(2)項で説明する。

図-2 は例として左側の壁面を 0.7m 開放した時の解析結果を示している。直線的なすべり面を形成し、すべり面より上方の粒子同士は粘着力によって一体化している様子がわかる。また、主働崩壊面の角度 θ から内部摩擦角 ϕ は 25° 程度であると推定される。これは粒子間摩擦係数と等しい値である。

限界自立高さは、図-3 に示す主働崩壊を仮定した極限つり合い法で算出する土塊としての粘着力 c と対応する。図-4 は鉛直斜面の崩壊解析の全結果を示している。付着影響半径 r_c と限界自立高さ H_c は概ね線形になり、粒

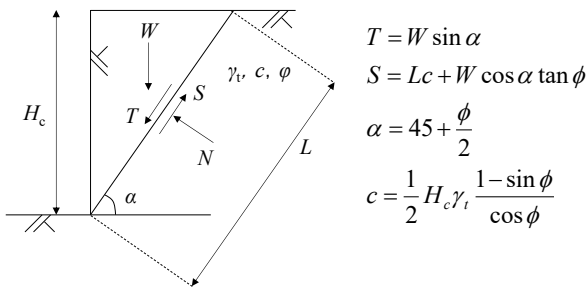


図-3 主働崩壊を仮定した極限つり合いの考え方

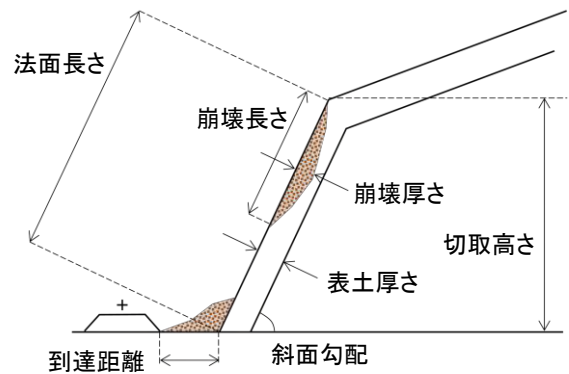


図-5 斜面崩壊の用語の定義

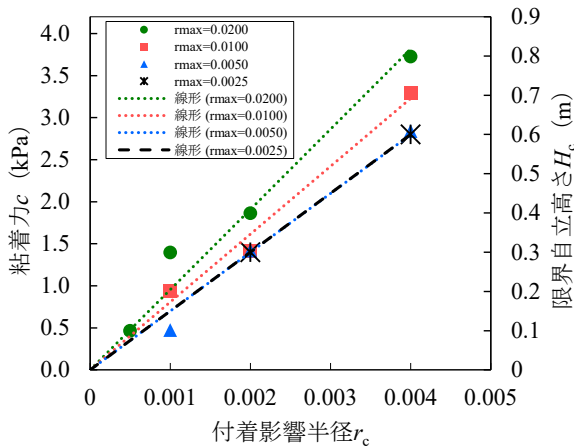


図-4 付着影響半径とマクロな粘着力の関係

表-2 崩壊事例の各種平均値¹⁾ (全113件)

平均表土厚さ	約 1.0m
平均崩壊土量	約 100 m ³
平均崩壊奥行き長さ	約 10.0m
切取高さに対する平均到達距離の比	約 0.27
平均崩壊長さ	約 7.5m
平均崩壊厚さ	約 1.0m
平均斜面勾配	約 45°
平均法面長さ	約 15.0m

子径を一定以下に小さくすることで限界自立高さが収束することがわかった。これより、DEM 粒子レベルの付着影響半径（マイクロな粘着力）と土塊レベルのマクロな粘着力が線形関係にあると言える。

3. 実物大の崩土を想定した数値実験による崩土の流下長さと粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響評価

衝撃模型実験結果¹⁾との比較により妥当性を確認した簡易付着モデルを導入した DEM 解析手法³⁾を用いて、崩壊事例に基づいた実物大の崩土を想定した数値実験を試行し、崩土の流下長さと粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響を調べた。

3.1 数値実験概要

(1) 崩壊事例に基づく数値実験条件

図-5 および表-2 に示す昭和 50 年から昭和 62 年までに降雨により鉄道沿線で発生した切土斜面の崩壊事例¹⁾の平均値を参考にして、図-6 に示すように崩土初期長さは $W=7.5\text{m}$ 、崩土初期厚さは $T=1.0\text{m}$ の条件とし、表-3 に示すように流下長さと付着影響半径（粘着力）が異なる実物大の崩土を想定した数値実験を実施した。

(2) DEM パラメータ

DEM パラメータは、基本的に表-1 に示す値と同じものを用いる。ばね定数は、低拘束圧下の砂の応力伝播速度 100m/s 程度⁴⁾を再現する値⁵⁾に設定した。減衰定数

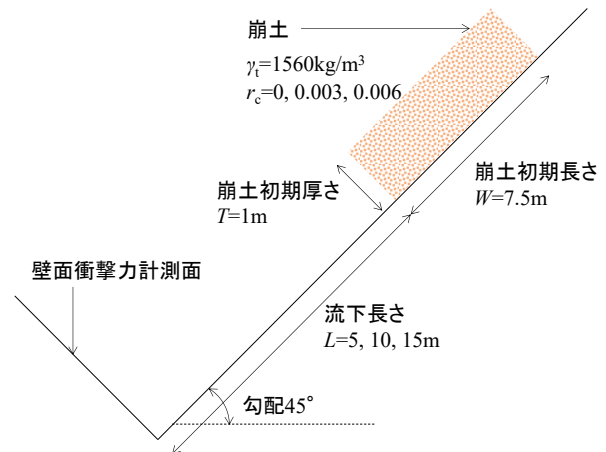


図-6 実物大の崩土を想定した数値実験条件

は、岩石の反発実験において、衝突時の欠損や非円形（非球形）による回転エネルギーへの転換を考える場合には、減衰定数を 0.9~1.0 程度に設定することが妥当であることが示されている⁶⁾ことを参考に $h=1$ とした。粒子間摩擦係数については、通常の地盤材料の粒子間摩擦角が 22~30° となる結果⁶⁾を参考にして $\tan \phi = 0.466$ ($\phi = 25^\circ$) を用いた。最大粒子半径については、衝撃模型実験¹⁾の再現解析を実施した際、粒径を小さくするほど最大衝撃力が減少し、粒子径をある値よりも小さくすると最大衝撃力は一定値に収束する傾向があり、その時の最大衝撃力は衝撃模型実験結果と概ね一致することがわかって³⁾。そこで、本稿ではその衝撃模型実験結果を再現可能な粒子径を用いることとした。なお、粒子-壁要素

表-3 数値実験ケース

	流下長さ $L = 5\text{m}$	流下長さ $L = 10\text{m}$	流下長さ $L = 15\text{m}$
付着影響半径 $r_c = 0.000$	—	○	○
付着影響半径 $r_c = 0.003$	○	○	○
付着影響半径 $r_c = 0.006$	—	○	○

間の摩擦係数は表-1に示す値とは異なり、衝撃模型実験を再現する $\tan\phi_{pw} = 1.428$ を用いることとした。この斜面と粒子との間の摩擦係数に関しては、著者らが衝撃模型実験と併せて実施した摩擦実験で得られた崩土の摩擦係数を参考に設定した³⁾。

3.2 崩土の流下長さと粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響

(1) 崩土の流下長さが壁面衝撃力に及ぼす影響

図-7は付着影響半径 $r_c=0.003$ (限界自立高さ $H_c=0.4\text{m}$ 程度) の条件において崩土の流下長さが異なる3ケース ($L=5, 10, 15\text{m}$) の壁面衝撃力波形を示している。流下長さが長くなるほど最大衝撃力が大きくなっており、流下長さの増加に伴う衝突速度の増加によるものと考えられる。

(2) 崩土の粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響

図-8(a)(b)は崩土の流下長さ $L=10, 15\text{m}$ の条件において、それぞれ粘着力が異なる3ケース ($r_c=0, 0.003, 0.006$; 限界自立高さ $H_c=0, 0.45, 0.9\text{m}$ 程度) の壁面衝撃力波形を示している。いずれの流下長さでも、最大衝撃力は、粘着力が小さい $r_c=0.003$ のケースが最も小さく、次いで粘着力がない $r_c=0.000$ のケースが大きく、粘着力が大きい $r_c=0.006$ のケースが最大となる結果となった。

崩土の粘着力と最大衝撃力との関係が単相関でない原因を調べるため、斜面流下および壁面衝突時の速度分布を比較することとする。図-9は崩土の流下長さ $L=10\text{m}$ の条件において崩土の粘着力が異なる3ケースの崩土の速度分布と接触力分布を示している。図中には比較のため、1m四方の格子を桃色実線で示している。

粘着力がないケース ($r_c=0.000$) は、他の2ケースと比べて斜面流下・衝突速度が最も大きい。ただし、粘着力がないため、斜面流下に伴って崩土の層厚は減少する。

粘着力が中程度のケース ($r_c=0.003$) は、粘着力がないケースに比べて、斜面流下中の層厚減少が抑制され、流下・衝突速度が小さいことがわかる。これより、崩土の粘着力の条件によっては、乾燥状態の土砂に比べて斜面流下速度が抑制されることで最大衝撃力が小さくなる可能性があると言える。

粘着力が最も大きいケース ($r_c=0.006$) は、限界自立高さに換算すると $H_c=0.9\text{m}$ 程度となり、崩土の初期厚さ1mとほぼ等しい高さの自立性を有する強い粘着力を有

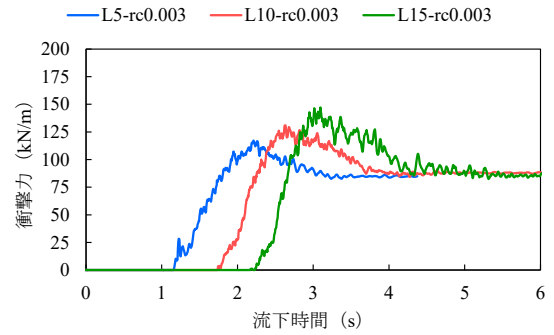
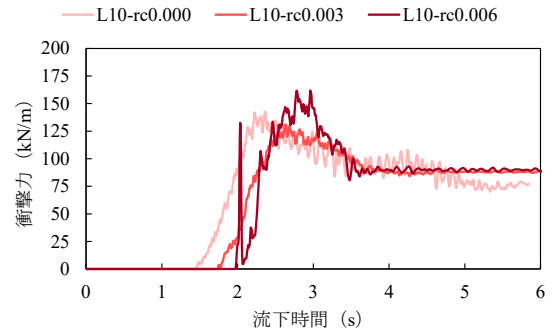
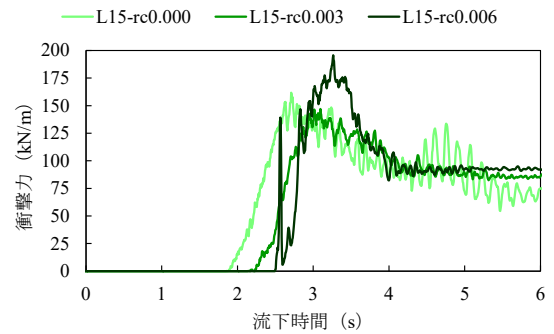


図-7 崩土の流下長さが壁面衝撃力に及ぼす影響



(a)流下長さ $L=10\text{m}$



(a)流下長さ $L=15\text{m}$

図-8 崩土の粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響

するケースである。このような条件では、崩土の初期形状をほとんど崩すことなく滑動するようなモードで流下することがわかる。粘着力が大きく滑動するモードでは、衝突直前まで崩土の初期形状が概ね維持されることで、崩土の層厚が大きく、かつ、間隙比が小さいまま衝突するため、他の2ケースに比べて衝撃力が最も大きくなるものと考えられる。

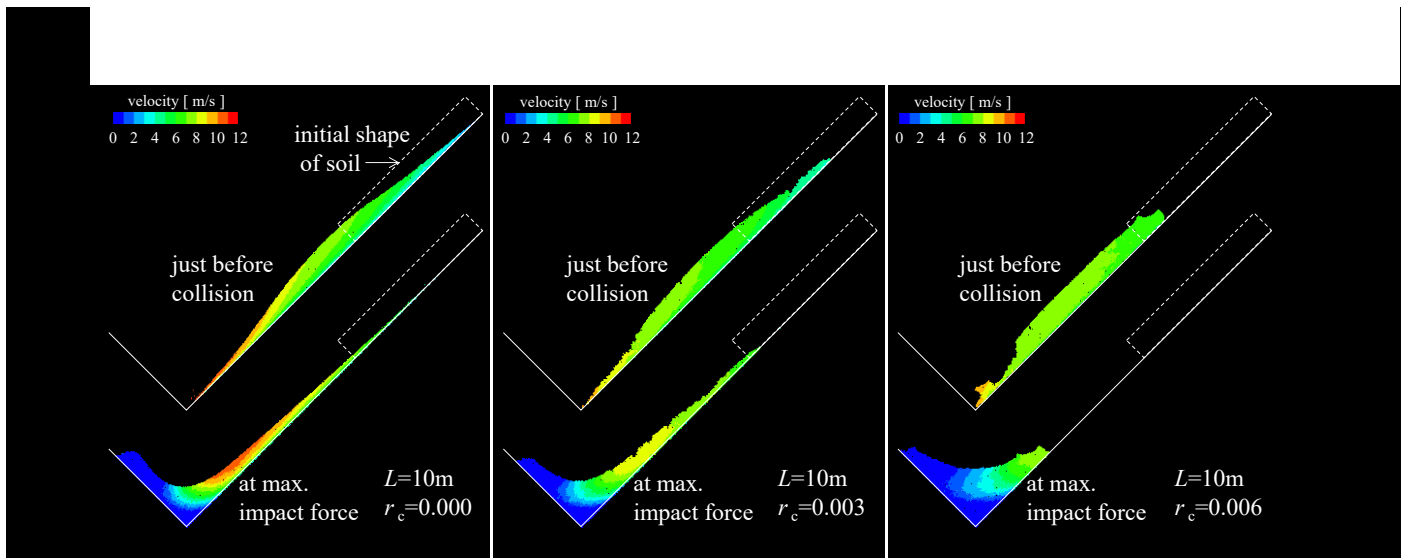
(3) 数値実験結果と衝撃力算定式との比較

上述した数値実験結果と著者らの提案式および国土交通省による告示式332号とを比較する。

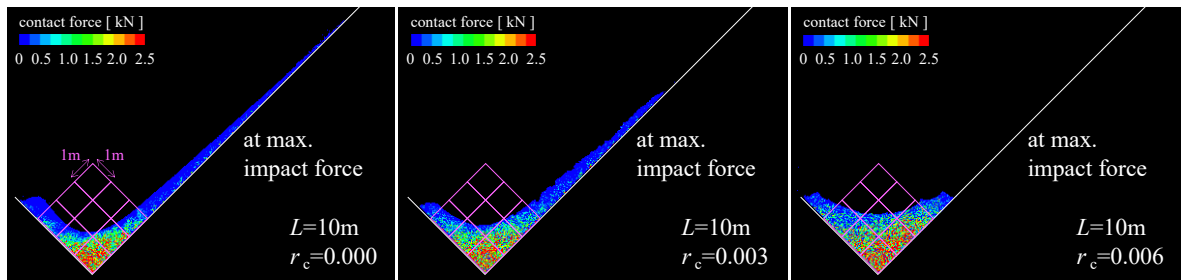
提案式は、著者らが実施した模型実験の結果に基づき提案された衝撃力算定式¹⁾であり、次式で表される。

$$P_{\max} = \alpha \gamma_l T V^2 \quad (1a)$$

$$V = \sqrt{2gL(\sin\theta - \mu' \cos\theta)} \quad (1b)$$



(a)速度分布



(b)接触力分布

図-9 崩土の粘着力が速度・接触力分布に及ぼす影響

L10-rc0.003 L10-rc0.006
L15-rc0.000 L15-rc0.003
崩土の流下長さ L=10m

ここで、 P_{max} : 最大衝撃力 (kN), α : 係数, γt : 崩土の初期単位体積重量 (kN/m^3), T : 崩土の初期厚さ (m), V : 崩土の衝突速度 (m/s), g : 重力加速度 (m/s^2), L : 崩土の流下長さ (m), θ : 斜面の傾斜角度 ($^\circ$), μ' : 動摩擦係数である。

著者らの模型実験結果より、係数 α が取り得る範囲は 1~2 程度であることがわかっている¹⁾。

告示式は、芦田らによって提案された運動方程式と模型実験結果に基づく衝撃力算定式⁷⁾であり、次式で表される。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2aH}{h_{sm} \sin \theta_u} \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right) \right\} \right. \quad (2a)$$

$$\left. \exp\left(\frac{-2ax}{h_{sm}} \right) + \frac{b_d}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2ax}{h_{sm}} \right) \right) \right] \quad (2b)$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b \quad (2b)$$

$$b = \cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \varphi \right\} \quad (2c)$$

ここで、 F_{sm} : 最大衝撃力 (kN), $b_u \cdot b_d$: (2c)式の $\theta_u \cdot \theta_d$ にそれぞれを代入した値, x : 急傾斜地の下端からの距離 (m), H : 急傾斜地の高さ (m), h_{sm} : 移動の高さ

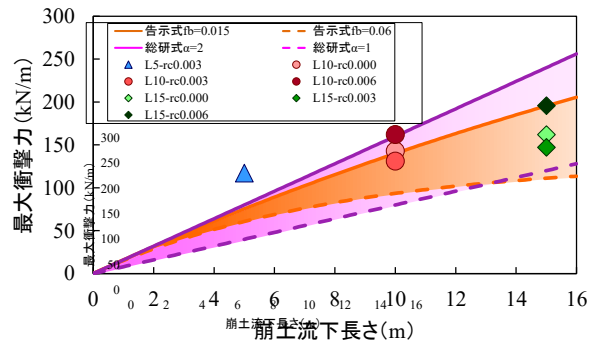


図-10 数値実験結果と衝撃力算定式の比較

(m), θ_u : 急傾斜地の傾斜角度 ($^\circ$), θ_d : 急傾斜地下端から平坦部の傾斜角度 ($^\circ$), σ : 土石等の密度 (t/m^3), g : 重力加速度 (m/s^2), c : 土石等の比重, V : 土石等の容積濃度, f_b : 土石等の流体抵抗係数, φ : 土石等の内部摩擦角 ($^\circ$) である。

芦田らの模型実験結果より、流体抵抗係数 f_b が取り得る範囲は 0.015~0.06 程度であることがわかっている⁸⁾。

図-10 は数値実験と提案式および告示式で得られる結果を示している。提案式と告示式の結果については、それぞれ係数 α と流体抵抗係数 f_b が取り得る範囲を示している。数値実験結果は各算定式で取り得る範囲に入っており、本解析手法は実物大スケールの崩土の斜面流下・衝突現象を再現する手法としても一定程度の適用性を有しているものとする。また、流下長さが長くなるほど、数値実験結果が各算定式の取り得る範囲と比べて

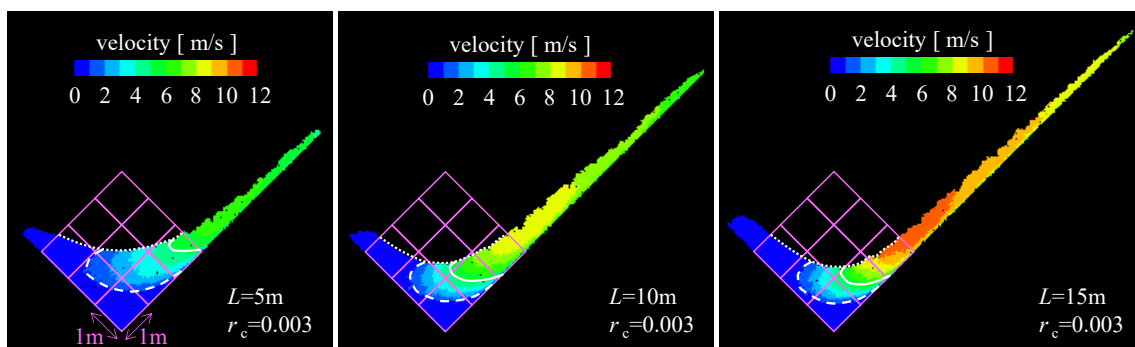


図-11 崩土の流下長さが最大衝撃力発生時の速度分布に及ぼす影響（付着影響半径 $r_c=0.003$ ）

相対的に小さくなることがわかった。この原因を明らかにするため、崩土の斜面流下・衝突挙動を調べることとした。

図-11は流下長さ異なる3ケースの最大衝撃力発生時刻の速度分布を示している。図中には比較のため、1m四方の格子を桃色実線、1m/sの速度域を白色破線、5m/sの速度域を白色実線で示している。これより、流下長さが長くなるほど衝突速度が大きくなる一方で、衝突時の層厚は小さくなることがわかる。また、流下長さ $L=15\text{m}$ のケースにおいても、速度がほぼ0の領域が数十 cm から 1m 程度の領域に分布しており、先行して堆積した崩土に後続する崩土が衝突することで衝撃力が伝達していると考えられる。したがって、壁面衝突時の最大衝撃力の発現要因には、衝突時の速度、層厚、先行して堆積した崩土の緩衝挙動の影響があるものと考えられる。

4. まとめ

不飽和土の粘着力の効果を導入した DEM 解析を用いて、崩壊事例に基づいた実物大の崩土を想定した数値実験を試行し、崩土の流下長さと粘着力が壁面衝撃力に及ぼす影響を調べた結果は以下のとおりである。

流下長さ長くなるほど最大衝撃力は大きくなるが、その増分は衝撃力算定式の取り得る範囲と比べて相対的に小さくなることがわかった。これは、流下長さが長くなるほど衝突速度が大きくなる一方で、衝突時の層厚は小さくなるのが原因であると考えられる。また、最大衝撃力発生時の速度分布より、速度がほぼ0の領域が数十 cm から 1m 程度の領域に分布していることから、先行して堆積した崩土に後続する崩土が衝突することで衝撃力が伝達しており、先行堆積土の影響も考慮する必要があると考えられる。

崩土の粘着力を考慮した条件では、粘着力を考慮しない条件に比べて、斜面流下中の層厚減少が抑制され、流下・衝突速度が小さくなることがわかった。崩土の粘着力の条件によっては、乾燥状態の土砂に比べて斜面流下速度が抑制されることで最大衝撃力が小さくなる可能性がある。ただし、崩土の初期層厚に等しい自立性を有するような粘着力の大きい条件では、滑動するように斜

面を流下し、衝突直前まで崩土の初期形状が概ね維持されることで、崩土の層厚が大きく、かつ、間隙比が小さいまま衝突するため、粘着力を考慮しない条件よりも衝撃力が大きくなる可能性もある。

今後は、崩土の壁面衝突直前の速度、層厚、間隙比、先行堆積土による緩衝効果を考慮して衝撃力発生メカニズムの検討を進める予定である。また、斜面流下中の不飽和土の滑動・崩壊・転動メカニズムや、水平面上への到達距離に関する検討も併せて進める予定である。

参考文献

- 1) 布川修:降雨時鉄道斜面災害の防災意思決定方法に関する研究, 東京工業大学博士論文, 2012.
- 2) Cundall, P. A. and O. D. L. Stack.: A Discrete Models for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 3) 内藤直人, 布川修, 前田健一: 不飽和土の斜面流下・衝突挙動に関する粘着力を考慮した個別要素法解析, 第65回理論応用力学講演会/第22回土木学会応用力学シンポジウム講演集, 2019.
- 4) 内藤直人, 前田健一, 奥村勇太, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 高速载荷下における土を用いた緩衝材の载荷速度依存性に着目した耐衝撃挙動, 第27回中部地盤工学シンポジウム, pp.51-56, 2015.
- 5) 岸徳光, 中野修, 松岡健一, 西弘明: 野外実験による敷砂の緩衝性能, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1587-1597, 1993.
- 6) 羽柴寛文, 前田健一, 内藤直人, 山口悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 落石特性の異なる水平堆積層内の衝撃力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2, pp.443-454, 2012.
- 7) 国土交通省: 告示式第三百三十二号, <https://www.mlit.go.jp/river/sabo/dosha_hourei_pdf/dosya_kokuji.pdf>, (入手 2019.10.10) .
- 8) 芦田和男, 江頭進治, 神矢弘: 斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究, 京大防災研究年報, 第27号, B-2, pp.331-340, 1984.