不連続変形法を用いた崩壊及び土砂流下運動予測の基礎的検討

Study on prediction of failure and flow movement of shallow landslide based on Discontinuous Deformation Analysis

酒井直樹*・三木茂**

Naoki SAKAI and Shigeru MIKI

*博士(工学)独立行政法人防災科学技術研究所主任研究員(〒305-0006 茨城県つくば市天王台 3-1) **博士(工学)基礎地盤コンサルタンツ(株)(〒136-8577 東京都江東区亀戸 1-5-7 日鐵NDタワー12 階)

It is important to estimate travelling distances of landslides for the planning against landslide disasters. The travelling distances, in many cases, have been estimated by the empirical relations between the travelling distances and the volumes of collapses soil masses, and several empirical relations have been proposed. However, these empirical methods have the difficulties that geological conditions and/or topographic conditions of the slopes are neglected or too simplified. Therefore, we have attempted to simulate the flow movement of soil masses by using the Discontinuous Deformation Analysis (DDA), which can take account of topographic conditions of the slopes and soil mass properties. We will present the brief results of the large scale model test of slope failure induced rainfall and simulation results for the large scale model test by the DDA. The results show that the DDA have potential of simulating the flow movement of soil masses. Also, the results show that the contact problem between blocks (particles) plays an important role in the simulation.

Key Words: DDA, contact problem, close-open criteria, landslide, travelling distance.

1. はじめに

一般に土砂災害は、土石流、崖崩れ(表層崩壊)、地す べりなどにより発生し、特に豪雨時に発生することが多い. この場合崩壊土砂がどこまで到達するか被害範囲はどこ かを予測することは、ハザードマップや危険箇所の設定に とって非常に重要である.

従来崩壊土砂の到達範囲の予測には、崩壊土砂の移動距 離と崩壊土砂量との関係に基づく経験式が多く使われて きた¹⁾.しかし、適用範囲が明確でないことや斜面の形状 や地質構造等は考慮されない等の問題点がある.一方斜面 崩壊に対するリスク評価には、崩壊土砂の到達範囲だけで なく、堆積分布や運動速度(エネルギー)も必要とされ、 より精度の高い土砂の流下運動の予測法も必要である²⁾.

また崩壊や流下範囲の予測における重要なファクター として、斜面勾配、斜面形状、斜面を構成する地盤の力学 的性質や水(飽和度、地下水)の存在、等が挙げられる. 特に水の存在は重要で、多くの場合力学特性特に強度(崩 壊)に影響³を与えることが多い.一方で崩壊と流下挙動 は、前者が微小な変位(連続体)そして後者が大変位(不 連続体)とメカニズムが異なる挙動であり、地下水に対す る対応として、地盤が微小変位の時、飽和度による強度低 下を考慮する方法があり、地盤が大変位の時は土砂流下時 に水流として考慮する場合もあるが、崩壊から流下の一連 の過程(連続体から不連続体へ)で地下水を考慮して解析 することは今後の課題である.

それらの影響を考慮できる解析法として不連続体解析 では個別要素法 (Distinct Element Method⁴⁾, DEM) や不連続 体変形法 (Discontinuous Deformation analysis⁵⁾, DDA) が多 く利用されている.これら粒状材料の力学特性は粒子特性 に影響を受けやすく,中でも粒子間摩擦力や粒子形状は粒 子間すべりに対する安定性など粒子間の接触問題に影響 を与える.また斜面問題への適用例⁶も報告されている.

また DDA にて地盤を粒状体にてモデル化し、斜面崩壊 問題へ適用する場合、強度特性の設定にいくつか課題があ る.一つは粒子間摩擦力と内部摩擦力は異なるため、その 設定法(これは DEM でも同様)が難しい、もう一方は粘 着力の発現機構である.これは粒子の接触問題に起因して おり適切な設定法はまだ決められていない.本論ではこの 点に着目して研究を行った.

本研究では、不連続変形法を用いて粒状体解析を行い、 大型模型崩壊実験を再現することで、その結果の妥当性や 適用範囲を明確にすることが目的である.また水の影響を 考慮しないで強度の発現や流下挙動の基礎的な検討を行 うため、8角形ブロックの大きさおよび強度定数の影響が、 崩壊および流下挙動シミュレーションに与える影響を考 察した.また接触判定におけるブロックが表面の接触可能 範囲に存在する規準(close-open 基準)に着目し、その効 果や力学特性に与える影響についても検討した.



写真-1 降雨実験施設の全景





図-3 崩壊後の土砂流下挙動



図-2 地下水位の変化

2. 大規模斜面模型による崩壊実験

2.1 実験概要⁷⁾

実験は防災科学技術研究所にある大型降雨実験施設を 用い,施設内に大規模斜面模型を作製し行なわれた(写真 -1).模型の形状は,総斜面長は,23m(うち斜面部16m), 幅3m,深さ1.6m(土層深1.2m),高さ7.8mの複合斜面 型模型(図-1)であり枠組みは鋼製である.水路末端は スリット型擁壁(浸透水は金網を通じて自然排水)で斜面 土の流出を抑止している.水路末端以外は非排水条件であ る.斜面底面には粗度として,桟が水平方向に一定間隔で

Soil material	Sakuragawa sands		
Specific gravity	2.69g/cm^3		
С, ф	10 kPa, 34°		
Initial dry density	1.45 g/cm^3		
Void ratio	0.85		
Initial water content	8%		
Rainfall intensity (constant)	100 mm/h		
Failure time after start of sprinkling	About 154 min		
Sliding time	About 5s		

表-1 物理特性と実験条件



写真-2 崩壊直後の土砂堆積状況

固定されている.また、片側壁は強化ガラスを用いて、土 層内部の変形状況が外側から確認できるようになってい る. 試料には、市販の桜川砂を用いた.砂の物理特性を示 す(表-1).

また粒度特性は礫分 9%, 砂分 84%, シルト分 7%, 均 等係数 Uc=4.2, D₂₀=0.185 である. 土槽模型は, 初期含水 比 8%の試料を用いて, 初期乾燥密度が 1.45g/cm3 を目標 に人力により作製した. 飽和透水係数は 2.71×10²(cm/sec) である.

この実験では、図1に示すようにセンサー(地表面変位, 土壌水分計,地下水位)を設置した.地表面変位は伸縮計 およびひずみゲージタイプ,土壌水分計は、ADR型で, 飽和度に換算した.また地下水位は水圧を計測し水位に換 算している.

実験の概要をまとめる. 初期飽和度 40%程度の砂質土斜 面に 100mm/hr の降雨を与え続け基盤に到達し地下水面が できはじめる(約2時間後). その 10 分後に全体に 10cm 程度の地下水面ができはじめる(図-2④). その後, 10 分ごとの水位をみてみると急上昇しているのがわかる(図 -2, ④→③→②→①). その時の地下水位の経時変化を 図-2 に示す. この事から,崩壊直前には,一番急な30° 斜面部おいて,厚さ1.2mに対して7割程度貯留されてい るのがわかる.

実験結果の主な特徴を次にあげる(図-3).①30°斜面での土塊は一体となって流下した。②その時基盤上の土塊内の斜面下層でせん断されている(カラーマーカーの食い違いより).③流下した土塊は、10°斜面にせり上がって押し出しながら水平部に達し小さく乗り上げながら停止した。崩壊直後の写真を、写真-2に示す。

3. 不連続変形法の概要

3.1 不連続変形法の特徴

不連続変形法 (Discontinous Deformation Analysis, DDA⁵) は、岩盤斜面の挙動解析、落石シミュレーション、トンネ ル・岩盤空洞の挙動解析などに利用されている. これらよ り大変形の接触問題に強い解法であるといえる.

手法の特徴として、ブロックを弾性体と仮定し、接触機 構にペナルティ関数を導入し、エネルギーを2次形式で評 価している.このため、自由度の変化がなくエネルギー保 存則も保証されることになり、解の唯一性、収束性が保証 される.

3.2 不連続変形法の基本

不連続変形法は、次式に示す Hamilton の原理による接触を含む運動方程式をひずみエネルギー最小化原理により釣り合い方程式を求めて定式化している.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \tag{1}$$

ここに, M: 質量マトリックス, C: 減衰マトリックス, K: 剛性マトリックス, F: 外力ベクトル, #: ブロック 重心加速度, #: ブロック重心速度, #: ブロック重心の 剛体変位, 剛体回転, ひずみである.

また, (1) 式の減衰マトリックスCは, 粘性係数ηと 質量マトリックスMを用いて, (2)式のように表される.

$$C = \eta M \tag{2}$$

ここで、粘性係数の物理的意味は、落石運動での減衰や 空中での空気抵抗、斜面上の樹木や植生などの減衰などと



して評価される.

不連続変形法の解析における未知数は、各ブロック(要素)の剛体変位、剛体回転、およびひずみ(ブロック内で は定ひずみ)であり、定式化は有限要素法と同様の手順を 踏む.また、微小時間で繰り返し計算を行うことで各ブロ ックの運動を解析している.ブロック間に接触が生じた場 合、ブロック間にバネ(ペナルティ)が挿入され、貫入量 が一定基準量以下になるまで繰り返し計算が行われる.定 式化には、一貫としてエネルギー最小化原理が用いられて おり、広義の FEM の一種であると位置づけられる.解析 に使用するブロック数に制限はないので、ブロック同士の 衝突や落石群としての挙動の解析も可能である.

3.3 不連続変形法での接触計算

DDAでは接触処理の方法は非常に重要であり、繰り返 し計算にかかる時間もここの処理により大きく左右され る. ブロックの接触判定基準を図-4に示す. ブロックA の角が、ブロックB表面に対しての位置関係で、close-open 規準と open-close 規準が定義される. 接触状態に関する収 束条件が満足された後,変位量と貫入量に関する判定を行 う. 変位量に関する判定は、許容変位比(時間1ステップ に関する y 方向の最大変位量の相対比) に基づいて行い, 変位計算後の最大変位が実許容変位(実際の変位)より大 きくなった場合、時間刻みを小さくして再度変位の計算を やり直す. 続いて貫入量についても計算し, 変位計算後の 全ての接触部における最大貫入量が許容貫入量(貫入時の ブロック A の角とブロック B 表面との距離) であること が確認される. これを満たさない場合, ペナルティばね剛 性を大きくして再度変位の計算をやり直すという過程を 繰り返す. ブロックの接触判定として最大許容貫入量 (デ フォルト値)を用いている. この値が実際に示される貫入 量より大きな貫入量となった場合、時間ステップ間隔が自 動的に小さく設定され、許容貫入量以下となるように調整 される. このようにDDA での接触計算は大きな接触貫入 を許さないため、貫入量は常に微小となり接触状態の安定 性や計算精度が誤差の累積により問題になる場合がある.

ここで、ブロック A の角とブロック B の表面との関係 が、近づいていく場合と離れていく場合とでは、close-open 規準と open-close 規準の値が異なるためにヒステリシスつ まり状態の変化経路が異なることになり、これが収束計算 に大きく影響する.一般的には、open-close 規準には 10⁴ が使用され、計算の収束結果によって調整量として使われ た.一方 close-open 規準は、open-close 規準よりも十分に 小さい数としてほとんど変更されることはなかった.

本研究では、この close-open 規準に焦点をあて、 close-open 規準が解析挙動に与える影響を考察する.

4. 不連続変形法による崩壊シミュレーション

4.1 モデル化と崩壊解析

(1)モデル化



解析断面作成に際しては、実験斜面を構成する鋼製土槽 の土台を1つのブロックとして、斜面の地盤層を多角形ブ ロックの集合体から成る粒状体としてモデル化した.また、 ブロックサイズ(粒径)の違いによる効果を検討するため, 各斜面についてブロックサイズの異なる2つの断面(大・ 小)を作成した.各斜面の解析断面(大・小)を図-5, 図-6に示す、また、表-2に、各解析断面の粒子数、平均 粒径を示す. 土層を構成するブロック(粒子)の形状は、概 ね8角形となっている.

粒子の作成方法は次に示す. 最初, モデルにおける地盤 に相当する部分を,縦方向と横方向の直線でくぎり隙間の ない四角形の地盤層を作成する.次に縦方向の間隔と横方 向の間隔を乱数を与えばらつかせた. 次のステップで, 区 切られた四角形の4つの角を切り取り8角形を作成した. その時切り取る長さも乱数でばらつかせて粒子形状を作 成した、その後、出来上がった粒子モデルは、十層となる 部分の表面が多少凸凹するので、手作業で作成した粒子

(ブロック)を移動させ、なめらかになるように調整した. ここで作成した地盤層は、均質な地盤としてモデル化さ れており, 地盤強度は, せん断試験より求められる強度定 数(見かけの粘着力 c, 内部摩擦角 ø,)が望ましいが, 粒 状体の解析では、粒子間摩擦角 øpが働き、øiとは根本か ら異なる. $\phi_{\mathbf{p}}(\phi_{\mathbf{p}}, \phi_{\mathbf{s}})$ はブロックの大きさや形状に よりインターロッキング等が働くため値は異なる. これら は粒子モデル計算に対し試行的に決められる値である (表 -4 参照). Casel でも平均 11.8cm であり, 別途計算を行 い検討する必要がある. c,も同様に試行解析が必要である.

表-2 解析断面の十層構成粒子数

Case	粒子の	粒子数	平均粒	粒径範		
	区分		径(cm)	囲 (cm)		
Case 1	小	1822	11.8	±2.3		
Case 2	大	800	17.4	±2.9		

(2) 解析手順

前節で作成されたモデルの初期状態では、重力が作用し

ていないため、粒子間力は発生していない、そこで粒子間 の接触を確立するための初期自重解析(強度定数および減 衰定数((2)式参照)を元の設定値よりも大きく設定)を行 い、それに引き続く崩壊解析(強度定数および減衰定数を 元の設定値に戻す、これは崩壊を引き起こすトリガーとな る.)を一連の解析として実施した.初期自重解析では、 ブロックの安定を促すため粒子間の境界の強度を大きく 設定し、かつ、減衰定数も若干大きく作用するように減衰 定数を設定することで斜面が崩壊することを抑止した. 崩 壊解析においては、自重解析時に設定した粒子間の境界の 強度を表-3に示した所定の値に切り替え、減衰を所定の 値とすることで崩壊のトリガーとした.

自重解析時の繰り返し計算回数は、粒子間の接触が確保 できるまでの回数として、試行解析で設定した. 崩壊解析 時の繰り返し計算回数は、崩壊解析時の累積時間が10秒 程度となる回数を試行解析から設定した.繰り返し計算回 数は、自重解析と崩壊解析を合わせて 30000 回となり、い ずれのケースも同じ回数とした.

12	J 府们(C/IIV /C/ · / /	/ 見	
区 分	パラメータ名	設定値	
	ヤング率	$7.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$	
ブロックの材	ポアソン比	0.25	
料物性	密度	2650kg/m ³	
	粘性係数	0.1	
	摩擦角	± 4	
粒子間の境界 の強度	粘着力	衣~4	
	引張り強度	0N/m ²	
	速度エネルギー比	0.1	
ブロック間の	鉛直ペナルティ	1.0×10 ⁷ N/m	
バネ剛性	せん断ペナルティ	1.0×10 ⁷ N/m	
減衰定数	減衰定数 (2)式参照	0.999	
解析時間	最大時間ステップ	0.0005s	
	崩壊解析の繰り返し計算	20000	
	回数	28000 凹	
	自重解析の繰り返し計算	2000 回	
	回数	2000 [巴]	

表-3 解析に用いたパラメーター管

表-4 解析ケース

备四本斤	for the state	粒子間強度		粒子一斜面間強 度 Cp		自重解析時強度 (粒子間,斜面 一粒子間共通)	
モデ	解析ケ	摩擦	粘着力	摩擦	粘着力	摩	粘着
ル	ース	角	Cn	角	(N/m^2)	擦	力
		$\phi_{\rm p}$	(N/m^2)	$\phi_{\mathbf{p}}$	C _p '	角	Cs
		· r		r	-	ϕ_{s}	(N/m^2)
小粒	Case1-1	45	1×10 ⁴	50	1×10^{4}	60	0
子モ	Case1-2	45	5×10 ⁴	50	5×10 ⁴	60	0
デル	Case1-3	50	1×10 ⁵	60	1×10 ⁵	80	1×10 ⁵
casel	Case1-4	50	1×10 ⁸	60	1×10 ⁸	80	1×10 ⁸
大 粒	Case2-1	45	1×10 ⁴	50	1×10 ⁴	60	0
子	Case2-2	0	1×10^{4}	0	1×10 ⁴	80	1×10 ⁶
case2							

(3) 解析基本ケース(Case1-1)

基本ケースとして Case1-1 の解析結果 (図-7) を述べる. 1) 2s後の状態, 30°斜面全体において緑色(より明 るい色)に変わっており、斜面土塊として下部へ移動し



図-7 土砂流下過程シミュレーション(case1-1)

始めたことを示す. 矢印は移動土塊の下端を示す.

2) 4s後では、土塊を示す色が明るくなってきており、 移動量が増加していることを示す.また、矢印も下部へ 進んでいる.

3) 6s後, さらに進行する.

4) 8s後でも、矢印を追うと下流側へ押し出されているのがわかる.

また4)では、赤くなった部分(明るい部分に囲まれた濃い色の部分)は移動土塊が固まりとして流下したことを示す. 周りの薄い黄色部分(明るい色部分)はせん断部分を示し、緑色部分(外側の暗い部分)は、圧縮領域であることを示す.

土層の動きを詳細にみるために、図-3 にあるようなイン デックス(黄,白)を解析モデル粒子に設定(カラー)し、 その挙動を追跡した(図-9).30°斜面部分のインデック スを追うと、下部の粒子を残して引きずるよう土層内でせ ん断しながら土塊として崩壊しているのがわかる.また、 10°斜面では、土層上部が折れ曲がるように変形し乗り上 げようとしているのがわかる.

次に Casel-1 解析結果 (図−7) と実験結果 (図−3) を比 較すると、いくつかの類似点と相違点が見られる.類似点 としては、

- 30°斜面上で斜面頭部から傾斜変換点までが移 動土塊となっている(図-7).
- ② 斜面土層底面付近の変位は比較的小さく,斜面土 層中部から表面にかけての変位が大きい(図-9



のインデックス線).

があげられる.相違点としては,

- ③ 解析結果では斜面頭部の殆どが崩壊しているが, 実験結果では土層が残っている.
- ④ 実験結果では斜面端部においても大きき変位し 表面が隆起しているが解析結果の変位は小さい。

すなわち,実験結果では斜面頭部から端部まで大きく変位 しているのに対して,解析結果では斜面頭部から中央にか けての変位が大きくなっている.また,実験結果において は,砂層の塊が移動しながら分解していくような形態で崩 壊しているように見受けられるのに対して,解析結果では, 粒子が個々にすべりあるいは転がりながら崩壊するよう な形態が推定される.

一方,実験結果と解析結果で類似している点はあるが, 崩壊形態としては若干異なったメカニズムになっている と推定される.実験結果と解析結果の類似点が認められる 部分(斜面頭部から中央)については,実験においても崩 壊が進行し砂層の塊の分解が著しくなっている部分に相 当し,粒状体的な挙動を示した部分であると推定される.

4.2 粒子の大きさの影響

粒子の大きさによる影響をみるため,図-8と図-10を比較する.図-9は図-8と同じ結果を粒子に注目したものである.今回の解析においては、粒子の大きさによる結果の差は小さく、どちらにおいても、①、②の特徴はでていることがわかる.よって、今回の粒子程度の差、平均直径11.8cmと17.4cmのどちらのモデルでも同傾向の結果を得ることができる.一般的にDEMなどでの計算の場合、粒



図-12 流下シミュレーション 8s 後 (case1-3)



図-13 流下シミュレーション 8s 後 (case1-4)





子の形状が球の場合,回転が問題となって内部摩擦角に影響を与える.しかし今回のケースでは、粒子が多角形(8 角形)のため、粒子間(ブロック間)のかみ合わせが生じ やすいので回転は、抑制される傾向にあると推定される. 実際に、表面部の粒子は回転がみられるが、土槽の下部の 方は回転がかなり減っている.このため、多少粒子が大き くなっても、①②の挙動を再現できたと思われる.

計算に用いたコンピューターのスペックは,DELL DIMENSION 4400, Pentium4 1.7GHz, RAM 1GB である. 粒 子の大きな case2 は、8時間程度に対して、粒子の小さな case1 は、31時間程度かかっており、約4倍の差が生じ ている.結果の精度をとるか、時間の節約を行うか今後検 討する必要がある.

4.3 粒子間の強度定数(φ_p, c_p)の影響

今回設定した強度定数 (ϕ_i , c_i) は、三軸試験から求め たものである. casel-1 の (ϕ_p , c_p) =(45, 1×10⁴)を基準に、 ここでは、 c_p の影響をみるために、 c_p を3とおり変えて、 c_p を5倍、10倍、10000倍と変えたケースで行った. 当然、10000倍は非現実的なケースであるが確認のた め行った.ここで、図-8と図-11、12、13と比較する.図 をみてわかるとおり,図-8とほとんど違わない結果となった.このことは、今回のこの計算では、cpはほとんど効いていないことを示唆する.このことについては後ほど議論する.

次に φ_pの影響をみるために,一番極端な条件で計算を 行った. その結果を図-14, Case2-2(極端に崩壊する条件 に設定したケース)を示す.ここでは,斜面はほぼ完全に 崩壊し,端部に崩壊した粒子が堆積するような形となって いる.しかし,粒子の変位区分を見ると,断面右側の粒子 ほど変位が大きく,斜面上部の粒子が斜面下部の粒子を押 し出したように変位していることがわかる.これは,摩擦 の小さな台の上を粒状体が転げ落ちたような結果であり, 実験結果とはかけ離れている.

以上の結果より、強度定数 (c_p, ϕ_p) については、 c_p は計 算上はほとんど働かず、 ϕ_p は、地盤が一般的に持つ値の 範囲では、その挙動に大きな差は見られない.しかし、こ れは解析上接触計算がうまく機能していないことが予測 されたためその検証を次節で行った.

4.4 DDA における強度発現機構

解析において、粒子間の粘着力 c_pあるいは摩擦角φ_pを 変化させた解析を行ったが、結果に大きな差は生じなかっ た.特に、粒子間の粘着力 c_pの差による解析結果の差は非 常に小さい結果となった.原因としては以下が考察される. 不連続変形法では、ブロック間(粒子間)の接触形態と

- LT,
 - ・辺ー角接触
 - ・辺ー辺接触
 - ・角ー角接触

があり、辺ー角接触ではブロック間の摩擦抵抗が、辺一辺 接触ではブロック間の摩擦抵抗と粘着力(引張り強度)が 設定されている.辺ー角接触では、接触長さが定義できな い(接触長さが非常に短い)ことから粘着力は導入されて いない.ブロック間のすべり抵抗力τは、モール・クーロ ンの摩擦則が導入されており、

$\tau = R_n \cdot \tan \varphi + c \cdot l$

となる.ここで、 R_n は鉛直力、 φ は摩擦角、cは粘着力、lは接触長さである.一方、粒状体解析モデルは、辺一角接触が卓越しており、辺一辺接触が生じる割合が低い.このことから、粘着力の影響が小さくなったものと推定される.

また、摩擦角の影響が小さくなった原因としては、以下 が推定される.ブロックの変位は、主にブロックの並進(す べり)運動と回転運動により生じるが、回転運動が卓越し ている場合、摩擦抵抗にあまり影響されずにブロックは移 動することになる.並進運動では、摩擦抵抗によりブロッ クの移動が影響される.解析結果においては、ブロック(粒 子)の回転運動が比較的卓越していたのではないかと推定 され、その結果として、摩擦角による結果の違いが小さく なったのではないかと考えられる.

5. close-open 基準を考慮した DDA による崩壊シミュレー ション

前章により,強度に重要な役割を果たす接触判定時に問題があることが示唆された.そこで、この章では接触判定 をより合理的に行うために、close-open基準が実験結果に 与える影響について考察した.

5.1 close-open 基準と粒子間強度発現の関係

粒子間に接触が生じた場合,接触点がブロック表面と close-open 基準間で変動している場合,粒子間に粘着力が 作用することができる.実際の解析においては,接触点の 位置は微小に変動しており,基準値が小さければ接触状態



図-15 open 規準を変えた時の流下挙動



であっても、分離と接触を繰り返している.このため粒子間の強度が作用しにくくなっていると考えられる.

そこで、close-open 基準を大きく設定することによって、 微小な接触点の変動に対して接触状態を維持する作用を 大きくすることで接触状態を長くし、強度が発現しやすい 状態を維持できるようになる.すなわち、粒子間の強度を 適切に設定するためには、close-open 基準を適切な値に設 定する必要がある.現在の解析プログラム(オリジナル解 析プログラム)では、open-close 基準、あるいは close-open 基準は、解析モデルの大きさに対する相対値として設定さ れているが、モデル形状や粒子サイズ(ブロックサイズ) に合わせて絶対値(長さ)として設定する必要が生じ、そ れを合理的に決定する手法も必要となる.

5.2 close-open 基準に関するパラメトリック解析

close-open 基準のデフォルト値 (10^7) を元にこの値を変 えていく.ここでは、Case-A=1×10⁷、Case-B=1×10⁵、 Case-C=2×10⁵、Case-D=3×10⁵、Case-E=1×10⁴の5種類の ケースで行う.これ以外のパラメータは、表-3と同様の値 を用いている.結果を図-15に示す.

主な解析結果は,

- close-open 基準が 3×10⁵ 未満では、斜面部で粒子が大きく変位する結果となっており、粒子が斜面を流下するような結果となっている。
- close-open 基準が 3×10⁵の場合,斜面頭部が円弧上に 移動するような結果となっており,解析を進めても 図に示した状態で大きく変位が進行することはない.
- close-open 基準が 10⁴の場合,自重解析後の変位は小 さく,粒子はほとんど移動していない.

となっている. 各解析ケースで粒子間の強度定数が同じで あるにも関わらず,変位は close-open 基準に依存する結果 となった. 特にケースA, B, CとケースEには,極端な 差がある. これを, close-open 値と変位量の関係で表すと, 図16のようになる. 図16では, 10⁴~10⁵間で急激に変 化するゾーンがあり,これらの部分の前後では全く挙動が 異なる. これらのことを踏まえると, close-open 基準値を 変化させる場合は,実験値と比較するなどして,慎重に適 切な値を設置する必要があり十分な注意が必要である.

5.3 close-open 基準の設定に関する課題

斜面安定問題では、地盤特性の違いは、強度定数(ϕ_i , c_i) によることが多く、また今回の豪雨時の崩壊では、土の飽 和度の差による強度定数の変化による崩壊に至ることも 指摘されており、重要なパラメータである。しかし、4章 における結果では、粒子間境界の強度パラメータ(ϕ_p , c_p) は、粒子間の境界の強度の違い、特に粘着力 c_p の違いによ る解析結果の違いは顕著でなかった。その原因としては、 粒子間の接触形態が辺ー角接触が卓越しており、粘着力 c_p が殆ど作用していないことが大きく影響していること が示唆された。

ここでは、本来の強度定数が働くための手法として、 close-open 基準の調整法を提案した.しかしこれらはモデ ルの形状やブロック形状,数などに依存することが考えられる.

今後はブロックの数や形状,密度(ブロックの接触具合) などに応じて,適切な close-open 基準を設定する手法を確 立する必要がある.それにはこのような大型模型実験を蓄 積し,材料を変え,土の物理,力学,浸透特性を把握しな がら行う必要がある.

6. まとめ

DDAによる粒状体解析を行い、大型斜面模型実験の結果と比較し、次の結論を得た.

- 粒子の大きさの違いは、崩壊機構には大きく影響を 及ぼさないが、計算時間には大きな差を生じる.
- 2) 地盤の強度パラメータの差異が崩壊機構に与える影響は小さく、それは接触判定における open 基準に問題があることがわかった.
- Open 基準を適切な値をとることにより,強度パラメ ータの違いを反映できることがわかった.
- 4) 今後適用する上で Open 基準の設定手法に関する課 題を指摘した.

また本解析におけるモデル(断面)作成は手作業で行った.作業の合理化とともに粒径や粒度分布を設定して解析 モデルを作成する必要がある.

また,粒子の角-辺接触における粘着力 c_pの決定法の 確立とともに,どの程度の粘着力 c_pを与えるのかの基準 を設定する必要があるである.

参考文献

- 1) 森脇寛:崩土の到達距離予測,地すべり,24(2),10-16, 1987
- 2)陳光斉,善功企,吉田一亮,笠間清伸:斜面災害のリ スクアナリシスに関する一考察,土と基礎, 51-10(549), 2003.
- Sakai N. and S. Sakajo. 2008. Model tests of collapse of unsaturated slopes in rainfall. 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xi'an, China, 907-912.
- Cundall PA, A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock system, Proceedings of the Symposium of the international Society of Rock Mechanics, 2, 129-136, 1971.
- Shi, G. H. and Goodman, R. E., Discontinuous deformation analysis. Proc. of the 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics, 269-277, 1984.
- 6) 大西有三, 佐々木猛, Gen-Hua Shi 著, 不連続変形法 (DDA), 日本計算工学会編, 丸善, 2006.
- 7) 酒井直樹, 福囿輝旗:降雨による大型斜面模型の崩壊 実験とその浸透挙動と地表面変位の関係, 第43回地盤 工学研究発表会, 広島, 2008.

(2009年4月9日 受付)