がけ崩れによる土砂到達範囲のDEMシミュレーションと簡易予測法の提案

DEM simulation for attainment distance of soil during cliff collapses and proposal of a simple prediction method

若井明彦^{a)*}・鵜飼恵三^{a)}・清水義彦^{a)}・長田健吾^{b)}

Akihiko WAKAI, Keizo UGAI, Yoshihiko SHIMIZU and Kengo OSADA

Abstract

Analytical methods based on the solid mechanics theorem such as the Finite Element Method (FEM) and the Limit Equilibrium Method (LEM) are not able to consider the attainment distance of soil during cliff collapse, even if it is able to estimate the location and the quantity of collapsed soil in the slope.

In this study, a series of numerical simulation for the damage cases in Kiryu-city (2002) are performed based on the Distinct Element Method (DEM). On the basis of the comparisons between the calculated and observed deformation, a simple prediction method for the attainment distance of soil during cliff collapse, which is the method that obtained a hint from the method proposed by Kaibori (1986), is proposed. This is such a significant method that avoids the difficulty over the actual calculation cost associated with DEM.

Key words : cliff collapse, slope, collapse, attainment distance, distinct element method

和文要旨

有限要素法 (FEM) や極限平衡法 (LEM) といった固体力学に基づく解析手法では、がけの崩壊位置や崩壊土量を推定することはできても、崩壊した後の土砂の到達距離に関する予測は不可能である。本研究においては、群馬県桐生市におけるがけ崩れ被害事例 (2002年) に基づいて、個別要素法 (DEM) によるがけ崩れシミュレーションを行うとともに、海堀 (1986) が提案した質点滑降時のエネルギー損失に直目した簡易予測手法などを参照しながら、がけの崩壊位置や規模が予め推定されている場合に被害範囲を定量的に予測するための簡易計算法を提案した。あらゆる現場をDEMに基づき解析するのは現時点の計算環境では困難であるため、簡易かつ合理的な土砂到達距離予測法を提案したことは工学的に極めて有効である。

キーワード: がけ崩れ, 斜面, 崩壊, 到達距離, 個別要素法

1. はじめに

我が国の国土面積の多くは山岳地帯であるため、危険な急傾斜地近傍の生活を余儀なくされる住民も少なくない。平成13年4月施行の「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律 (通称土砂新法)」に伴い、土砂災害危険地域の危険度レベルについて客観的な評価法を確立することが、行政担当者のみならず広く土砂災害防止技術者にとって急務となっている。土砂新法の髄をなす思想は危険箇所の特定と情報公開に他ならないが、従来の危険度評価は地形判読などを柱にした簡易な手法によるものが多く、被害範囲などに関する具体性や力学的根拠に乏しい。

一般に土砂災害は、土石流、地すべり、がけ崩れ (斜面崩壊)、落石などに大別されるが、特に表層部の土砂 (地すべりなどに比して相対的に狭い範囲) が豪雨時などに落下して斜面下付近に堆積するものをがけ崩れと呼ぶ。同様の崩壊現象であっても、沢部など地下水の供給が豊富なところは土石流化して広範囲に氾濫することもあり注意が必要であるが、本研究ではこのような問題は対象としない。なお、がけ崩れが災害として扱われるの

は、がけ下に民家や道路など被害を受けるべきものがある場合に限られ、一般の山地崩壊とは区別されることが多い (例えば山田他, 1971)。従って、がけの崩壊確率のみならず、崩壊後に被害が及ぶ範囲の観点から危険度を評価する必要がある。

従来から斜面崩壊予測のための一般的な解析手法については様々なものが提案されている (山上・鵜飼, 2001)。著者らはせん断強度低減法に基づく弾塑性有限要素法 (SSRFEM) (Zienkiewicz *et al.*, 1975) を用いて、斜面の全体安全率の評価および臨界すべり面位置の推定を行ってきた。がけ崩れの主な誘因である豪雨等による地下水位上昇、また排水ボーリング工の設置などが斜面の安定性に及ぼす影響についても、FEMによる飽和-不飽和浸透流解析での予測が可能である (鵜飼他, 1998)。

しかし、FEMや従来の斜面安定計算の主流である極限平衡法 (LEM) といった固体力学に基づく解法では、崩壊位置や崩壊土量を推定することはできても、崩壊した後の土砂の到達距離に関する予測は不可能である。佐々 (1986) や海堀 (1986) らは早くからこの点に着目し、質点滑降時のエネルギー損失に着目した簡易予測手法をもとに、過去の土石流事例の再現を行うとともに、解析に用いる摩擦係数の測定法に関する基礎的検討を行った。佐々 (1987) は流体力学的視点からこれを拡張し、土石流の面的な堆積範囲の予測法を提案している。

本研究では小規模ながけ崩れ、特に土石流のような高

* 連絡著者 / corresponding author

a) 群馬大学工学部建設工学科
Dept. Civil Eng., Faculty of Engineering, Gunma University
〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1
1-5-1, Tenjin-cho, Kiryu-city, Gunma, 376-8515, Japan

b) 群馬大学大学院
Graduate Student of Gunma University

含水比の移動土砂を含まない崩壊現象に関する個別要素法 (DEM) シミュレーションを行うとともに、海堀 (1986) の示した簡易予測法などを参照しながら、崩壊位置や規模が予め推定されている場合に被害範囲を定量的に予測するための新たな二次元簡易計算法を提案する。

2. 群馬県桐生市のがけ崩れ災害の個別要素法 (DEM) シミュレーション

2.1 被害の概要

まず本解析の対象とした群馬県桐生市におけるがけ崩れ災害 (平成14年7月) の概要 (鶴飼他, 2003) を説明する。桐生市は人口12万人の地方都市であり、面積の大部分は山地で占められている。住居やインフラの多くは狭い平地に集中しているが、山地や傾斜地内およびそれらの下端に沿った地域には、建物、家屋、道路などが数多くあり、豪雨時や大地震時に多数のがけ崩れ被害が発生する可能性を有している。

平成14年7月10日午前8時から11日午前3時にかけて、台風6号に伴う連続雨量251mm (最大時間雨量36mm/hr) の降雨により桐生市内で多数の土砂災害が発生した。がけ崩れの多くは崩積土や風化土による浅層崩壊であった。桐生市の山地地盤は硬い岩盤であり、地すべりのような深層崩壊は見られない。崩壊土砂が土石流化して広範囲に被害を及ぼした一つの例を除くと、多くの被害例では崩壊土砂ががけ下近傍に留まったため、隣接する民家のみが甚大な被害を受けた。

2.2 個別要素法 (DEM)

がけ崩れによる崩壊土砂の移動現象のように、固体と流体の中間的な挙動をする土塊を再現する場合は、Cundall (1979) により提案された個別要素法 (DEM) のような非連続体に基づくモデル化が効果的である。伯野 (1989) は早くから土石流・岩屑流中の巨礫の分布や堆積過程をDEMによる流下計算で検討しており、のちに土石流中の流体抵抗を考慮した解析も行っている。その他、砂防ダムの土石流捕捉効果を検討した水野他 (2000)、周期境界を用いて土石流・岩屑流の簡易な解析を試みた宮沢他 (2000)、三次元的な堆積状況を解析した原田他 (2003) など、DEMに基づき精力的に土石流に関する検討が進められている。一方、著者らはDEMとオイラー的流体解析を連成させたプログラムを開発し、土石流の流動・堆積機構の解明を試みた (若井他, 2001)。

今回研究の対象とする土砂は、土石流のように含水比の高い固液混相系ではない。このような場合、土砂が流体のように振舞うことはなく、斜面勾配やすべり土塊の形状など、場の幾何学的条件が最終的な土砂到達範囲に支配的影響を有していると考えられる。ここでは現場毎の崩壊土砂の土質工学的性質の相違や、土砂を運搬する地下水量の影響などを無視して、均一の物性を有する単純な円形要素 (ただし粒径は一定ではない) のみからなるDEM解析によりがけ崩れの再現を試みた。

図-1 要素間接触力の概念図

Fig. 1 Conceptual figure of the contact forces between elements

図-1は接触するDEM要素間に作用する力 f_n をまとめたものである。これらは接触面における法線方向の力 (ただし圧縮のみ) と接線方向の力 f_t とからなり、それぞれ接触してからの累積相対変位量に比例する復元力 (バネ定数 k_n, k_t) と相対速度に比例する粘性抵抗 (粘性定数 η_n, η_t) に分解される。また、 f_t にはいわゆるせん断強度に相当する上限値が存在し、その値は f_n に依存する。 c_μ と ϕ_μ は粒子間せん断抵抗力の大きさを規定する定数である。

$$f_t \leq c_\mu + f_n \tan \phi_\mu \quad \dots\dots\dots(1)$$

これらをもとに、要素 i に接触するすべての要素 j からの作用力の総和として、要素 i の運動方程式が以下のように与えられる。

$$m_i \frac{du_i}{dt} = \sum_j [-f_n \cos \alpha_{ij} + f_t \sin \alpha_{ij}]_j + m_i g \cos \theta_i \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$m_i \frac{dv_i}{dt} = \sum_j [-f_n \sin \alpha_{ij} + f_t \cos \alpha_{ij}]_j + m_i g \sin \theta_i \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$I_i \frac{d\omega_i}{dt} = \frac{d}{2} \sum_j [f_{sj}]_j \quad \dots\dots\dots(4)$$

DEM要素 i に関して、 m_i 、 I_i は質量および回転慣性モーメント、 d は直径、 u_i 、 v_i 、 ω_i はそれぞれ x 、 y 軸方向の速度および回転角速度、 α_{ij} 、 θ_i はそれぞれ要素 i と j の接触方向と軸とがなす角および重力と x 軸とがなす角 (図-1)、 g は重力加速度である。

円形要素によるDEMでは要素間接触はすべて点接触を仮定しているため、転がり時に発生する抵抗は考慮できない。これを考慮するため、転がり摩擦 (Sakaguchi 他, 1993) と呼ばれる回転抵抗力が式(4)の右辺に付加されることがあるが、一般に物性値の同定に非常に手間がかかる。要素の回転自体を完全に拘束してしまい、粒子間摩擦力が最大限発揮される場合を想定してモデル化をする場合もある (岩下, 2000) が、今回は問題の簡単化のため、転がり摩擦を無視して解析を行った。このような仮定では、単独の要素が境界面上を回転運動する場合に要素がどこまでも転がってしまう問題が生ずるが、要素が集合体として存在する場合、互いのせん断抵抗が十分に発揮されていれば、このようなモデル化上の問題は

回避しうるものと考えられる。

2.3 物性値の決定

粒状体からなる材料のマクロ挙動は粒子構成（粒度分布と構造）と粒子間接触の力学特性（ミクロ特性）とに依存する。ただし各要素を土粒子に見立てるのではなく、今回のように、ある一定範囲内の土塊の運動を代表する自由度として各要素を用いるのであれば、粒子構成は物理的意味を有しなくなり、マクロ挙動が実際の地盤の挙動に合うように適当な粒子構成と粒子間パラメータを選択する必要がある。この意味でDEMによるモデル化の方法は唯一的でなく、解析者の判断によるところが大きい。この点はまだ課題が残されている。今回は計算機容量を考慮して、要素数が適当な個数になるように調整し、図-2の粒径加積曲線に示すような粒度分布（正規分布）を有する要素群を使用した。

一方、ミクロ特性に関する各パラメータの同定も容易ではない。解析対象とする土は様ではないが、表層土によく用いられるレベルの弾性波速度からバネ定数 k_n , k_s を決定した。また要素間のせん断強度を左右する c_p , ϕ_p を決定するため、桐生市内のがけ崩れ現場から採取したいくつかの試料の簡易な土質試験（一面せん断試験）を行うとともに、その結果を一面せん断状態を模擬したDEM（図-3）により再現した。粘性定数 η_n , η_s の値はここでは臨界減衰定数を採用した。せん断面より上にある粒子の総重量をせん断面の面積で除した値を拘束圧と仮定し、結果を整理したものが図-4である。土の巨視

図-2 使用した要素群の粒径加積曲線

Fig. 2 Grain size distribution of the elements used in this study

図-3 DEMによる一面せん断試験

Fig. 3 Direct shear tests by DEM

図-4 採取土の試験結果に基づく粒子間摩擦角の決定

Fig. 4 Determination of friction angle between elements based on the test results of soil samples

的な強度定数は粒子間パラメータ c_p , ϕ_p だけでなく、粒径や粒子配列に強く依存する。各ケースの解析結果を比較すると分かるように、必ずしも ϕ_p の増加が破壊線の傾き（ ϕ ）の増加と直接連動していないことに注意する必要がある。以上より粒子間の強度定数の値（ $c_p=0$, $\phi_p=20^\circ$ ）を決定した。一般に斜面を構成する土の力学的性質は千差万別であり、現場採取土の土質試験等に基づきその都度決定されるのが理想である。今回用いた強度定数があらゆるがけ崩れ解析に用いる定数の代表値にはなり得ないことに留意されたい。

崩壊土砂の到達距離は移動中に土砂内および土砂と地盤との間で消費されるエネルギーの大きさに依存する。そこで桐生市内のあるがけ崩れ現場の事例に着目し、エネルギー損失に深く関わる粘性定数 η_n , η_s の値を調整しながら、実測結果に合うような組合せを探した（図-5）。ただしこの堆積形状は計算時間が高々数十秒程度の範囲内で粒子群の運動がほぼ停止した瞬間の形状であり、長期的安定性については確認対象としていない。以上より先端部の到達距離が実測よりやや大きめ（工学的には安全側）であるが、残留土砂の形状などが実測とほぼ一致する $\eta_n=5.24\text{kN/m}$, $\eta_s=0.278\text{kN/m}$ （臨界減衰定数のちょうど10倍）を採用した。確定したDEM物性値の一覧を表-1に示す。要素の密度 ρ は、実際にDEMをパッキングした後の土塊全体の平均密度が実際の地盤の密度程度となるように値を設定した。差分計算の時間刻み Δt は0.0001secとした。

2.4 各ケースのシミュレーション

表-1に示した物性値をもとに、桐生市のがけ崩れのうちいくつかの現場のシミュレーションを行った。図-6が実測（移動距離の最も大きな断面に着目）、図-7がDEMによる解析結果である。図-6の実測結果は土砂が特に厚く堆積した範囲の目安であり、実際にはより広範囲に土砂混じり泥水の流出した箇所が見られた。解析結果（図-7）のいくつかのケースでは到達距離を過大評価しているが、以上のことを考慮すると、工学的に

図-5 がけ崩れの計測に基づく減衰パラメータの逆解析
 Fig. 5 Back analysis of damping parameters based on the measurement of a cliff collapse

は妥当な結果（安全側）であることが分かる。なお実際の現象は三次元的であるが、 η_n , η_s を同定した際、結果的にある程度の三次元効果が考慮された形になっている。

表-1 解析に用いた材料定数
 Table 1 Material parameters used in the analyses

法線方向バネ定数	k_n (kN/m)	526.
法線方向粘性係数	η_n (kN/m·sec)	5.24
接線方向バネ定数	k_s (kN/m)	176.
接線方向粘性係数	η_s (kN/m·sec)	0.278
要素間粘着力	c_u (kN)	0
要素間摩擦角	ϕ_u (deg)	20.0
要素の密度	ρ (g/cm ³)	2.06

表-1に示した物性値はあくまで前節の現場をもとに決定したものであり、必ずしもすべての現場に対して適切な定数である保証はないが、これらを比較する限り、桐生市の任意のがけ崩れ（大規模なものは除く）の再現に関して、表-1の定数により、ある程度は説明可能なことが確認された。厳密な検討は今後の課題である。

3. 新たな土砂到達範囲予測手法の提案

3.1 等価摩擦係数 f の計算

崩壊土砂の到達距離を予測することは、がけ崩れ被害を防止する上で不可欠である。ここではまず海堀(1986)が行ったHeimのモデル(1932)に基づく解析手法に従い、その発想の根幹をなす等価摩擦係数 f を、図-6に示した桐生市のがけ崩れの各事例において逆算する。 f は質点に見立てた土塊が斜面を滑り落ちるとき土塊全体のエネルギー損失を動摩擦係数に換算した値として説明される場合があるが、一般には図-8のような土塊の初期位置と最終位置との幾何学的関係から次式で与えら

図-6 崩壊した斜面の例（桐生）
 Fig. 6 Examples of collapsed cliffs in Kiryu

図-7 DEMによる数値シミュレーションの結果
Fig. 7 Results of numerical simulations based on DEM

図-8 等価摩擦係数の意味
Fig. 8 Definition of equivalent coefficient of friction

れる。

$$f_r = \frac{H}{L} \approx \frac{H'}{L'} \quad \dots\dots\dots (5)$$

H , H' はそれぞれ崩壊前の土塊の重心位置および上端位置の（最終状態に対する）相対高さ, L , L' はそれぞれ崩壊後の土塊の重心位置および先端位置の（初期状態に対する）相対水平変位である。 H' , L' は実務上の使いやすさを考慮して, H , L の代わりに便宜的に用いるものである。

式(5)に基づき計算した各ケースの等価摩擦係数を表-2に示す。海堀（1986）を引用すると, 土木研究所資料 1-109および1-492（1976および1979）に見られる f_r の平均値が0.66, 小野寺他（1972）が千葉県房総半島の事例から求めた平均値が0.37, 奥田・沖村（1984）が島根県西部の事例から求めた平均値が0.36である。今回桐生市のがけ崩れ（ただし大規模なものを除く）において得られた f_r は, 土砂が家屋などにぶつかって停止したケー

スなどを除くと平均値0.68であり, 土木研究所資料すなわちわが国のがけ崩れ災害の標準的な傾向とほぼ等しい。

図-9は f_r と斜面勾配との関係について示したものである。また比較のため土木研究所資料の値も図中に記した。今回は調査件数が少ないため断定的な判断は下すことは難しいが, 調査した地点に限って言えば, 土木研究所資料に見られる傾向と定量的に近い $f_r \sim \theta$ 関係が得られている。一般に斜面勾配の相違は崩壊土砂の物性の違いを反映しているため, このように f_r が θ とともに変動するのだと考えられている（例えば海堀, 1986）。

ただし, 土の物性を考慮しなくても, f_r が θ に依存することはありうる。運動する土砂のエネルギー損失は, 一定勾配の斜面を滑り降りる過程だけでなく, 勾配の急変する瞬間にかなり大きいことが予想されるためである。以下に斜面の幾何学形状に着目した力学的機構についてDEMをもとに考察を行う。

3.2 DEMに基づく土砂の運動現象の単純化

表-2からもわかるように, 現場毎に得られる f_r の値にはばらつきがあるが, それを斜面勾配との関係で整理すると f_r の定性的傾向がつかめることはすでに述べた。しかし実際の斜面形状は複雑であり, 多段形状を有する斜面やがけ下に水路などが存在する場合など, 適切な f_r を事前に予測するのは難しい。ここでは桐生市のがけ崩れの再現計算に有効であったDEMを用いて, 崩壊土砂の運動現象を単純なモデルに置き換えることを検討する。

仮想的な斜面を対象に, 勾配や相対高さ, がけ下の地盤形状や踊り場の有無など, 種々の条件を操作した一連の解析（計20ケース余）を行った。使用したパラメータ

表-2 桐生市のがけ崩れ(平成14年)における土砂移動距離の調査結果

Table 2 Survey results of the movement distance of collapsed soils observed at the time of cliff collapses in Kiryu, 2002

No	勾配 $\theta(^{\circ})$	崩壊幅 $W(m)$	崩壊厚さ $t(m)$ (推定)	崩壊高さ $H'(m)$	到達距離 $L'(m)$	等価摩擦係数 $f_r (= \tan \alpha)$	備考
1	65	14.	1~2	6.1	4.0****	(1.5 未満)	・家屋に到達して停止
2	30*	9.2	1~2	7.0	15.	0.50	・土留(0.8m 高)上崩壊
3	80** 55***	15.	3~4	7.0	7.7****	(0.91 未満)	・二段石積みの崩壊 ・家屋に到達して停止
4	約 50	10~20	1 程度	6.2	0.8****	(7.8 未満)	・土留(1.2m 高)上崩壊 ・家屋に到達して停止
5	63	17.	3~5	35.	45.	0.78	・がけ下の川(幅 5.5m, 深さ 3.5m)を越えて停止
6	44* 68** 43***	5.5	1~2	8.6	約 10	0.86	・土留(3m 高)上部の斜面(土留め頂部に 2.3m 幅 の踊り場あり)の崩壊
7	50	15.	3~4	12.	21.	0.57	・布団籠式土留めの崩壊
8	30* 67** 51***	26.	2~3	14.8	10****	(1.5 未満)	・土留め(4.1m 高)を含む斜面崩壊 ・道路フェンスにより停止
9	約 30	約 15.	0.5~1	約 66	約 150	(0.44 未満)	・崩壊後に土石流化
10	不明	11.	不明	7.3	7.****	(1.0 未満)	・家屋に到達して停止
11	80	4.	0.5~1	3.	2.	1.5	・土留(1m 高)上崩壊
12	約 26	約 10.	3~4	約 8.	約 34.	(0.24 未満)	・水路部の段差位置で停止
13	50	6.6	1~2	約 20	約 20****	(1.0 未満)	・落石防護柵により停止

* 地表が露出している部分の傾斜角

** 土留め部分の傾斜角

*** 平均傾斜角

**** 家屋等に到達して停止した(参考値)

図-9 斜面勾配と等価摩擦係数の関係

Fig. 9 Relationships between the slope angle and the equivalent coefficient of friction

は前節と同一である。一連の解析ケースのうちのいくつかの結果を図-10に例示する。図中には崩壊の様子とともに、移動する土塊の重心位置の軌跡も示した。

以上より次の(a)から(e)のようなことが分かる(図-11参照)。(a)崩壊が発生すると、重心はすべり土塊の初期位置の先端部に向かってほぼ直線的に運動を開始する。(b)斜面勾配の変化点付近では重心の移動方向も屈折するが、屈折後の方向は勾配変化前後の斜面の勾配の平均角度に近い。(c)屈折位置は、斜面勾配変化点付近に崩壊土砂がすべて堆積(ただし堆積角度は前項の斜面の平均角度に等しい)したと仮定した場合の地表面位置にほぼ一致する。(d)屈折後、重心の移動速度が減衰するのは、屈折点から地表面までのほぼ中間高さに達した時点である。

(e)最終的な堆積形状は、重心より谷側ではほぼ一定勾配、重心より山側で水平に近い形状、すなわち全体として台形状を呈する。

以上に関する厳密な力学的考察は容易でないが、現象の理解のため、各事項に関する若干の補足説明を行う。粒子の集合体の運動は個々の粒子の移動現象の合成でなく、群運動として捉えるべきである。このような視点と(a)および(b)の事実とは互いに矛盾しない。一方、(c)および(d)は今回の20ケース余の解析結果から得られた経験的事実であり、必ずしもあらゆる条件下での群運動の帰結として導かれたものではないが、(d)は勾配の急変する瞬間にエネルギー損失が大きいという予想を定性的に裏付けるものである。また(e)については、粒子群が停止する際の表面形状の形成過程について考察する必要がある。落下した粒子群は落下位置付近に平坦な堆積体を形成しようとするが、堆積体端部(この場合は移動土砂の進行方向前面側)では、粒子間のせん断抵抗力に応じた堆積角度を有する斜面状を呈する。ただし平坦部と斜面部との境界は明瞭ではなく、本研究では、20ケース余の解析結果から得られた経験的事実をもとに、便宜的に重心位置をこの境界と考えることにした。

3.3 簡易な土砂到達範囲予測手法(図式解法)

以上のDEMの結果を踏まえ、崩壊土砂の重心位置の運動現象に着目した新たな二次元簡易予測手法を提案する。

図-10 幾何学的条件を操作した一連の解析の例

Fig. 10 Examples of the series of analysis where the geometrical conditions are controlled

図-11 すべり土塊の運動の単純化

Fig. 11 Simplification of motion of sliding mass

摩擦抵抗を有する斜面上の質点の運動の基本的考え方は図-8のとおりである。ただし、重心の運動経路は前節の考察に従い図-12(a)のように仮定する。初期位置から土塊先端部を通過する直線上を進み、かけ下で堆積し

た土塊（堆積傾斜角はDEMの結果に基づき図のように仮定）に衝突後は進行方向が屈折し、その表面形状に沿って進む。やがて地表面に到達した後、長さだけ水平方向に進んで停止したとする。

ここで土砂の運動時のエネルギー減衰の大きさを規定する局所摩擦係数 f_0 を導入する。一様な斜面勾配では $f_0 = f_s$ であるが、 f_s と異なるのは、 θ に依存しない単なる土の物性値として与えられる点である。土の物性により位置ごとに f_0 を変化させることも可能であるが、簡単化のため今回は一定値と仮定した。 f_0 は一般に $\tan \phi$ （土の残留状態の摩擦角を ϕ とする）で与えられるが、運動中の土に発生する間隙水圧が無視できない場合は、それを考慮して f_0 を低減させる必要がある。これについては海堀（1986）が f_s に対して提唱している方法がそのまま適用できると仮定する。今回は簡単化のため水圧の上昇については無視するものとする。地下水が豊富な場合、間隙水圧の発生により有効応力の低下が顕著になる可能性がある（例えば海堀，1986）ので、注意が必要である。

図-12 新たに提案した方法の概念図
 Fig. 12 Conceptual figures for the new proposed method

図-12(a)では初期位置から屈折点までの勾配が θ_1 , また屈折後の勾配が θ_2 であるから, 移動中に消費されるエネルギーの平衡関係は,

$$mg(h_1 + h_2) = f_{r0}mg \cos \theta_1 \times \frac{h_1}{\sin \theta_1} + f_{r0}mg \cos \theta_2 \times \frac{h_2}{\sin \theta_2} = f_{r0}mg \left(\frac{h_1}{\tan \theta_1} + \frac{h_2}{\tan \theta_2} \right) \quad (6)$$

この他に勾配の急変部におけるエネルギー損失を考慮するため, これまで無視していた遠心力の影響を導入する。図-12(a)のかけ下の勾配変化位置 (変化量 $\Delta\theta$) における平均勾配を $\bar{\theta}$, 勾配変化時の土塊の代表速度 v を便宜的に屈折点と地表面との中間高さにおける速度とする。勾配急変部においては, 速さ v の2乗および勾配変化率 $\Delta\theta$ に比例する遠心力が移動面に垂直に作用することで, 結果として移動面上の垂直力の変化をもたらし, 以降のように摩擦抵抗力が増減すると仮定する。 v は屈折前の勾配をもとに摩擦抵抗を受ける質点の等加速度運動の式から計算されるものとし, それぞれこの場合は,

$$\Delta\theta = 0 - 2\theta_2 = -2\theta_2 \quad (7)$$

$$\bar{\theta} = \frac{2\theta_2 + 0}{2} = \theta_2 \quad (8)$$

$$\text{等加速度運動の式: } v = \sqrt{2g \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \left(1 - \frac{f_{r0}}{\tan \theta_1} \right)} \quad (f_{r0} > \tan \theta_1 \text{ の時は } v = 0 \text{ とする}) \quad (9)$$

勾配急変部における遠心力の影響により損失するエネルギーが $-(f_{r0}/\cos \bar{\theta}) \cdot mv^2 \Delta\theta$, 地表面到達後に摩擦力により消費されるエネルギーが $f_{r0}mgs$ で表されることから, 式(6)のエネルギー平衡式は, 遠心力の影響を考慮することにより, 結局次式のように書き改められる。

$$mg(h_1 + h_2) = f_{r0}mg \left(\frac{h_1}{\tan \theta_1} + \frac{h_2}{\tan \theta_2} \right) - \frac{f_{r0}}{\cos \bar{\theta}} \times mv^2 \Delta\theta + f_{r0}mgs = f_{r0}mg \left(\frac{h_1}{\tan \theta_1} + \frac{v^2}{g \cos \theta_2} \frac{2\theta_2}{\tan \theta_2} + \frac{h_2}{\tan \theta_2} + s \right) \therefore s = \frac{h_1 + h_2}{f_{r0}} - \left[\frac{h_1}{\tan \theta_1} + \frac{4\theta_2}{\cos \theta_2} \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \left(1 - \frac{f_{r0}}{\tan \theta_1} \right) + \frac{h_2}{\tan \theta_2} \right] \quad (10)$$

勾配の変化点が二箇所以上存在する場合も同様である。例として図-12(b)に途中に踊り場のある斜面について計算手順を説明する。式(10)で得られた到達距離 s について $s > s_1$ であった場合には, 新たに最下段へ重心が移動する過程のエネルギー平衡を考慮しなくてはならない。すなわち,

$$mg(h_1 + h_2 + h_3) = f_{r0}mg \left(\frac{h_1}{\tan \theta_1} + \frac{v_1^2}{g} \frac{2\theta_2}{\cos \theta_2} + \frac{h_2}{\tan \theta_2} + s_1 + \frac{s_2}{\tan 2\theta_3} + \frac{v_2^2}{g} \frac{2\theta_3}{\cos \theta_3} + \frac{h_3 - s_2}{\tan \theta_3} + s \right) \dots\dots\dots (11)$$

である。ここで v_2 は次の屈折点と地表面との中間高さにおける速度である。これは勾配 $2\theta_3$ をもとに摩擦抵抗を受ける質点の等加速度運動の式から計算される。踊り場(水平距離 s_1 だけ移動した時点)における初速度をゼロと仮定する。

以上より重心の水平到達位置 $s(>0)$ を求めることができる。あとはこの位置(水平座標値のみに着目)と土砂の重心位置が一致するように、堆積形状を逆算するだけである。DEMの結果に基づき、重心より谷側では一様勾配、山側では水平の堆積角度を仮定(図-12(c))すると、土砂の到達位置が計算される。

なお、式(10)より得られた s が負値の場合(図-12(d))は、地表面到達前に運動が停止したことを意味する。屈折点通過後に勾配 θ_2 に基づく摩擦抵抗のエネルギー損失と、勾配急変による損失の二つが同じ割合で同時に発生していると仮定すると、屈折点から鉛直座標で下方に $\tilde{h}$ だけ進んだ位置で停止した場合の平衡式は次のようになる。

なおエネルギー損失の合計値は式(10)の値から変化しないと仮定する。

$$mg(h_1 + h_2) = f_{r0}mg \left[\frac{h_1}{\tan \theta_1} + \frac{\tilde{h}}{h_2} \left(\frac{v^2}{g} \frac{2\theta_2}{\cos \theta_2} + \frac{h_2}{\tan \theta_2} \right) \right]$$

$$\therefore \tilde{h} = \frac{h_2 \left(\frac{h_1 + h_2}{f_{r0}} - \frac{h_1}{\tan \theta_1} \right)}{\frac{4\theta_2}{\cos \theta_2} \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \left(1 - \frac{f_{r0}}{\tan \theta_1} \right) + \frac{h_2}{\tan \theta_2}} \dots\dots\dots (12)$$

$\tilde{h}$ を求めた後に、その点を重心の水平到達位置として前述の場合と同様に土砂到達範囲を求める。

なお斜面形状が複雑になると、場合によっては上記の式をそのまま用いることが出来ないで、その場合にも計算が出来るように便宜的に計算規則を補足した(図-13)ので参照されたい。

本手法の有効性検証のため、図-10に示したDEM解析の4つのケースを予測する。一般に残留状態の土の内部摩擦角は $25^\circ \sim 30^\circ$ 前後のものが多くことから、今回は f_{r0} を0.5と仮定して計算を行った。定数の選択に当たっては注意が必要である。

計算結果をDEMの結果とともに図-14に示す。各ケースともに提案法はDEMの結果を精度良く再現している。

図-13 提案法に関する補足事項
Fig. 13 Supplemental items for the proposed method

図-14 DEM解析結果の再現による提案法の妥当性検証
Fig. 14 Verification of the proposed method based on the simulations of the results calculated by DEM

異なる形状の斜面に対して同一の f_0 を用いたにもかかわらず、各ケースの結果の特徴が表現されている。 f_0 の値を調整することで、さらに両者の一致度は向上するものと考えられる。

3.4 実際の事例への適用

桐生市のがけ崩れの事例(図-6)を対象に、今回提案した崩壊土砂到達範囲の簡易予測手法の妥当性を検証する。 f_0 は前節と同様に0.5と仮定した。計算結果を図-15に示す。今回の計算結果は実測よりかなり大きな到達距離を与えているが、両者の傾向は互いに近いものとなっている。 f_0 の大きさにより計算で得られる到達距離は変化するので、その合理的な決定法について今後更なる研究が必要である。例えば、急傾斜地近傍に存在する住宅の危険度評価に本手法を適用する際には、計算から

得られた到達距離を確定論的に取扱うのではなく、 f_0 の不確定性(期待値, 最大・最小値など)を踏まえた確率論的な危険度指標として運用する方向性などが考えられる。

最後に図-9の $f_r \sim \theta$ 関係と本手法で得られる解との関係について検討を加える。土木研究所資料1-109および1-492(1976および1979)において報告されたがけ崩れ調査結果の平均値(高さ $H'=19.4\text{m}$, 崩壊深さ 2.1m , 崩壊土砂の体積 $V=653\text{m}^3$, 崩壊幅 17.1m)から、図-16(a)のようなモデル斜面を考えた。ここで崩壊は表層付近に均一な深さで発生するものと仮定し、 V/w から単位幅当たりの平均的な土量を計算した。この斜面に対し、 θ を変えた各ケースについて、今回提案した簡易な予測手法に基づいて f を逆算した。図-16(b)は土木研究所の報告との比較である。比較のため、 f_0 を0.4, 0.5, 0.6にそれぞれ変化させた各ケースの結果を図示した。土木研究所の報告と同様に、 f が θ に依存して変化する傾向が提案法により再現されている。

なお、 θ が大きくなるほど、より大きな f_0 を採用した方が実測に合うことがわかる。一概に断定できないが、一般に θ が大きい斜面ではしばしば土の摩擦係数が大きめであり、逆に θ が小さい斜面では摩擦係数が小さい場合が多く、集水性に富み、間隙水圧が残留しやすい(f_0 が小さくなる)という傾向も指摘されている(例えば、海堀, 1986)。これは先に述べた計算結果の考察と矛盾するものではない。本手法の考え方に加え、土の力学的特性の違いを考慮すれば、勾配の急変部でのエネルギー損失を考慮したより精度の高い一般斜面のがけ崩れ到達距離予測手法が構築できると考えられる。

図-15 提案法によるがけ崩れの再現
Fig. 15 Simulations of the collapsed cliffs by the proposed method

図-16 提案法による $f_t \sim \theta$ 関係の再検討

Fig. 16 Re-examination of the $f_t \sim \theta$ relationships by the proposed method

4. まとめ

DEMに基づく崩壊土砂到達範囲に関する検討から、簡易な予測手法を提案し、その妥当性を群馬県桐生市におけるがけ崩れ被害事例ならびにその他の過去の災害事例などに基づいて検証した。簡単化のため、従来法と同様に二次元断面における検討のみを行ったが、土砂の到達範囲に関する三次元性は本来無視できないため、将来的には三次元DEMを適用する必要がある。

また、被害範囲予測を行う対象を小規模ながけ崩れに留めず、土石流など固液混相流を想定した広範囲な土砂移動現象をより厳密に再現するための解析が今後は望まれる。そのためには、今回使用したDEMプログラムにおいて、DEM粒子と流体との相互作用について厳密なモデル化を導入するとともに、安定かつ高速な計算スキーム、計算環境の構築が必要である。

いずれにせよ、あらゆる現場をDEMに基づき解析するのは現時点の計算環境では困難であるため、簡易かつ合理的な土砂到達距離予測法の提案を行ったことは工学的に極めて有効である。一方、がけ崩れの危険度を一貫して評価するためには、崩壊箇所や崩壊形状の予測も欠

かせない。これらについても、冒頭に述べたFEMなどの厳密な解析手法だけでなく、より簡易な判定法の構築が今後望まれるであろう。

参考文献

- Cundall, P.A. (1979) : A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp. 47-65.
- 土木研究所資料 1-109および1-492 (1976および1979) : がけ崩れ災害の実態について, 建設省土木研究所.
- 伯野元彦 (1989) : 粒状体の運動-数値シミュレーション-, 地学雑誌, 98-6, pp. 112-120.
- 原田英治・後藤仁志・酒井哲郎・大野正博 (2003) : 三次元数値移動床による土石流堆積過程の数値シミュレーション, 水工学論文集, Vol. 47, pp. 553-558.
- Heim, A. (1932) : Bergsturz und Menschenleben, *Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zuerich*, Jahrg. 77, Beiblatt Nr. 20, 218s.
- 岩下和義 (2000) : 4.3DEM, 4.3.1予測法の概要, 4.3.2(2)解析事例 2, 高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告, 土木学会地震工学委員会, pp. 79-87, pp. 97-100.
- 海堀正博 (1986) : 山腹崩壊土砂の運動に関する研究 (京都大学学位論文).
- 宮沢直季・金澤博司 (2000) : 個別要素法を用いた土石流の数値シミュレーション, 土木学会第55回年次学術講演会, II-239.
- 水野秀明・水山高久・南哲行・倉岡千郎 (2000) : 個別要素法を用いた鋼管製透過型砂防ダムの土石流捕捉効果に関するシミュレーション解析, 砂防学会誌, Vol. 52, No. 6, pp. 4-11.
- 奥田節夫・沖村 孝 (1984) : 三隅町における崩壊土砂の流送滞特性, 文部省科研, 昭和58年7月山陰豪雨災害の調査研究報告書.
- 小野寺透他 (1972) : 土砂崩壊に対する土質工学的実態調査, 文部省科研, 昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査報告書.
- Sakaguchi, H., Ozaki, E. and Igarashi, T. (1993) : Plugging of the flow of granular materials during the discharge from a silo, *International Journal of Modern Physics*, Vol. B7, pp. 1949-1963.
- 佐々恭二 (1986) : 御岳土石流など不飽和土石流の流動機構について, 京都大学防災研究所年報, 第29号B-1, pp. 315-329.
- 佐々恭二 (1987) : 地すべり・斜面崩壊の運動予測-改良そりモデルとシミュレーションモデル-, 京都大学防災研究所年報, 第30号B-1, pp. 341-357.
- 鶴飼恵三・蔡 飛・若井明彦・阪上最一 (1998) : 集水ボーリング工の効果に関する定量的評価手法の提案, 地すべり, Vol. 35, No. 3, pp. 1-7.
- 鶴飼恵三, 若井明彦, 蔡 飛, 蔡 光石 (2003) : 群馬県桐生市で発生した降雨時がけ崩れ被害 (平成14年7月) の調査結果概要と教訓, 豪雨時の斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp. 157-162.
- 若井明彦・清水義彦・長田健吾 (2001) : 個別要素法による土石流の流動シミュレーション, 第40回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 465-468.
- 渡正亮・小橋澄治 (1987) : 地すべり・斜面崩壊の予知と対策, 山海堂, pp. 219-223.
- 山田剛二・渡 正亮・小橋澄治 (1971) : 地すべり・斜面崩壊の実態と対策, 山海堂, p. 397.
- 山上拓男・鶴飼恵三 (2001) : 斜面の安定と変形解析総説: LEMとFEMの応用, 地すべり, Vol. 38, No. 3, pp. 169-179.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. and Lewis, R. W. (1975) : Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics, *Geotechnique*, Vol. 25, No. 4, pp. 671-689.

(原稿受付2003年6月16日, 原稿受理2003年8月7日)