

3次元個別要素法による岩盤斜面の 崩壊挙動及び亀裂進展シミュレーション

大槻 敏¹・楠見 晴重²・松岡 俊文³

¹学生会員 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail:s_ohtsuki@earth.kumst.kyoto-u.ac.jp

²フェロー 関西大学教授 環境都市工学部都市システム工学科 (〒564-8680 吹田市山手町3-3-35)
E-mail:kusumi@ipcku.kansai-u.ac.jp

³正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail:matsuoka@earth.kumst.kyoto-u.ac.jp

岩盤斜面内部には多くの不連続面が存在しており、それらは崩壊の原因となる。特に、滑り崩壊は流れ盤方向の不連続面に支配されているが、その複雑な崩壊メカニズムが完全に解明されているとは言えない。また、既往の研究では、基礎的実験や単純形状のモデルによる数値解析が行なわれていることが多く、実際の崩壊現象が詳細に検討された研究事例は稀である。そこで本研究では、岩盤斜面崩壊の3次元シミュレーション解析を可能とする個別要素法プログラムを構築し、岩盤斜面の詳細な崩壊過程を検討することを試みた。解析の結果、このシミュレーション手法は、滑り崩壊現象を表現しうることが確認された。また、解析対象斜面の亀裂進展の評価及び崩壊岩塊の重心位置の追跡などから、崩壊過程の推定を行なった。

Key Words : rock slope failure, distinct element method, simulation, bonding force, crack propagation

1. 緒言

連続体を仮定した数値解析には有限要素法や境界要素法などがあり岩盤や地盤に対しても広く利用されている。しかし、有限要素法や境界要素法による解析では、大規模な変形や破壊を扱う際に困難が生じる場合がある¹⁾。これに対し個別要素法は、Cundall & Strack²⁾によって考案された解析手法であり不連続体解析に対して有用性が高いとされ、特に破壊を伴う大変形問題に対しての解決策として注目を浴びている。

この個別要素法に関する研究は、Cundall³⁾、伯野³⁾、久武・村上⁴⁾など多くの研究者によって行われている。Cundall は 1971 年にブロック挙動を追跡する数値解析⁵⁾により個別要素法の端を発した。しかし、この手法では要素間の結合力が考慮されておらず、コンクリートや岩盤などの連続体解析への適用は困難であった。伯野³⁾は要素の間隙物質を考慮できるように、従来のばねとは別に独立した間隙ばねを設定した拡張個別要素法を提案している。これは地盤やコンクリートなどの粒状物質の集合体において見られるダイラタンシー効果や、応力やひずみの局所化の効果を自然に取り込むことができるなどの点に優れている。久武・村上⁴⁾は個別要素法の考え方

を進展させ、CEM (Contact Element Method) を開発した。これは、粘性地盤への適用を想定したものである。このように、個別要素法はより洗練されたものとなり、近年のコンピュータ技術の発達により膨大な要素数の解析も可能となった。

よく知られているように、岩盤斜面内部には多くの不連続面が存在しており、それらの不連続面はしばしば崩壊の原因となる。特に、滑り崩壊は流れ盤方向の不連続面に支配されているが、その複雑な崩壊メカニズムが完全に解明されているとは言えない。また、既往の研究では、基礎的実験や単純形状のモデルによる解析^{6,7)}、また実際の崩壊事例に基づいた研究では2次元解析⁸⁾が多い。

そこで本研究では、滑り崩壊の3次元シミュレーション解析を可能とする個別要素法プログラムの開発を行なった。このシミュレーション解析の中では、粒子間結合力をボンディング力によって表現している。本解析における斜面モデルは、斜面形状及び亀裂の位置を任意に設定することが可能である。モデルにおける既存の亀裂の位置は、現場調査の結果に基づいている。また、その亀裂はボンディング力を取り除くことで表現した。

この解析モデルを用いて、北海道幌泉郡えりも町庶野

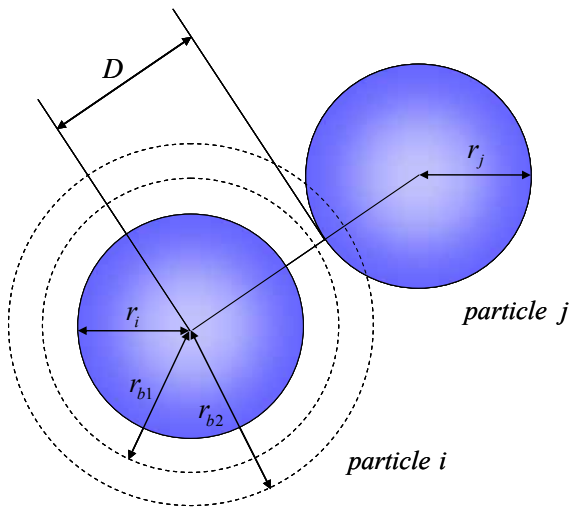


図-1 ボンディング力の作用領域

で発生した大規模な岩盤斜面崩壊をシミュレートした。このシミュレーション解析により、亀裂の進展過程、崩壊岩塊の運動方向・崩壊速度の定量的推定を行なうことを試みた。

2. 解析手法

(1) 個別要素法

個別要素法とは、岩盤や地盤といった不連続体を微小な粒子の集合体として、その動力学的挙動を捉えることが可能な解析手法である。つまり、個々の粒子間には仮想のばねが配置され、その作用力から加速度、速度、変位を算出し粒子の挙動を追跡する解析手法である。本解析手法では、ばね定数を相対変位増分量に乘ずることによって、粒子間の作用力を算出する。

(2) ボンディング力

岩盤のような固体に対して粒状体のモデルを適用する場合、粒子間には結合力も作用させるべきであると考えられる。そこで、本研究ではボンディング力という粒子間結合力を法線方向、接線方向それぞれに導入することにした。

図-1は、ボンディング力を作用させる領域を示している。領域として、ボンディング半径1 (r_{b1}) とボンディング半径2 (r_{b2}) という2種類のボンディング半径を定義する。 r_{b1} はボンディングが降伏に至る距離、 r_{b2} はボンディングが破断する距離を示している(図-2)。以上のように定義されたボンディング力は、次のように定式化できる。

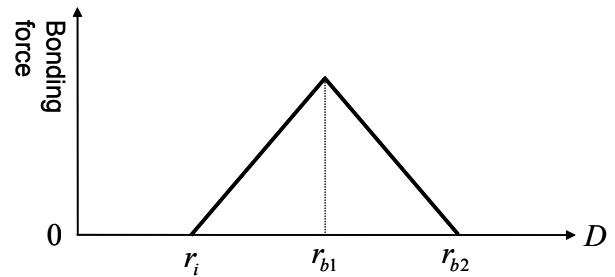


図-2 ボンディング力



図-3 崩壊状況⁹⁾

$$F_{ij} = \begin{cases} K \cdot (D - r_i) & (r_i < D \leq r_{b1}) \\ K \cdot (r_{b1} - r_i)(r_{b2} - D) / (r_{b2} - r_{b1}) & (r_{b1} < D \leq r_{b2}) \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 F_{ij} : 粒子 i と粒子 j に作用するボンディング力(法線方向、接線方向)、 K : ばね定数(法線方向、接線方向)、 r_{b1} : ボンディング半径1、 r_{b2} : ボンディング半径2である。

2種類のボンディング半径は、粒子の半径を一定の割合で拡大することによって求めている。このとき用いる定数をそれぞれ、ボンディング定数1 (c_{b1})、ボンディング定数2 (c_{b2}) と呼ぶことにする。ボンディング定数とボンディング半径の関係を以下に示す。

$$c_{b1} = \frac{r_{b1} - r_i}{r_i} \quad (2a)$$

$$c_{b2} = \frac{r_{b2} - r_i}{r_i} \quad (2b)$$

なお、このボンディング力は、一度破断すると再現することはない。

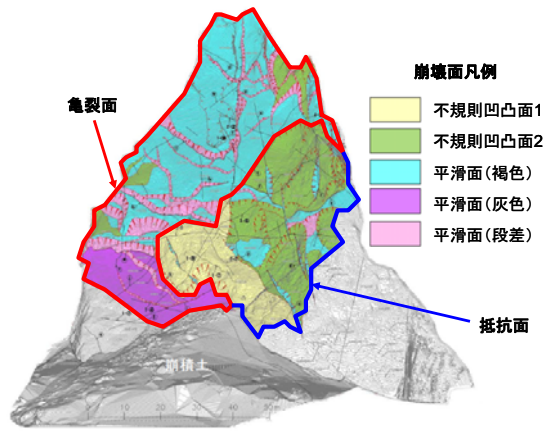


図4 崩壊面区分（調査委員会報告書に加筆）⁹⁾

3. 解析対象とした岩盤斜面崩壊

本章では、「一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査委員会報告書⁹⁾」に基づき、解析対象とした岩盤斜面崩壊の概要を述べる。

(1) 崩壊の概要

本研究では、平成 16 年 1 月 13 日午後 10 時 25 分頃に北海道幌泉郡えりも町庶野で発生した大規模な岩盤斜面崩壊を取り上げた。崩壊規模は、斜面高さ約 100m、斜面長約 120m、最大幅約 90m、最大崩壊厚さ約 17m、崩壊土量は約 42,000m³である（図-3）。崩壊面の傾斜は、上部～中央部で約 45°、中央部～下部で約 50～60°であった。また、「崩壊岩塊はえりも側から先に堆積した崩壊土の上に次々と重なり、広尾側に広がるように堆積した。」と地質調査から推定されている⁹⁾。

(2) 崩壊面区分

図-4 は、主な崩壊面を対象とした崩壊面区分図である。これは、写真判読及び地表踏査に基づいて作成されたものである。崩壊面は、凡例の通り不規則な凹凸面（1, 2）・平滑面（褐色、灰色、段差）の 5 種類に分類されている。

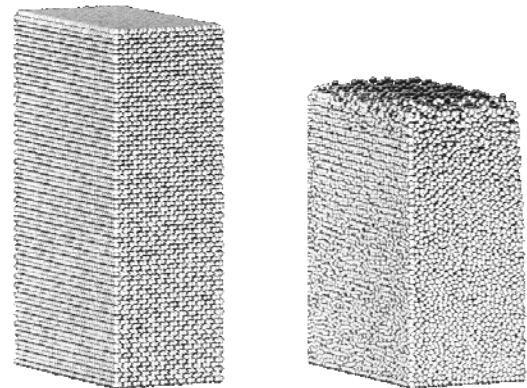
(3) 物性値

この解析対象とした岩盤斜面では、崩壊後、地質（塊状ホルンフェルス）の物性値を求めるために、崩壊岩塊と斜面本体の岩石について圧裂引張試験が実施されている。

この試験の結果、崩壊岩塊と斜面本体の岩石ともに、引張強度の大きいグループ（ $\sigma_f=14.0\text{MPa}$ ）と引張強度が小さく亀裂を含むグループ（ $\sigma_f=4.0\text{MPa}$ ）に分類されている。これらグループの引張強度比は 3.5:1.0 である。ま

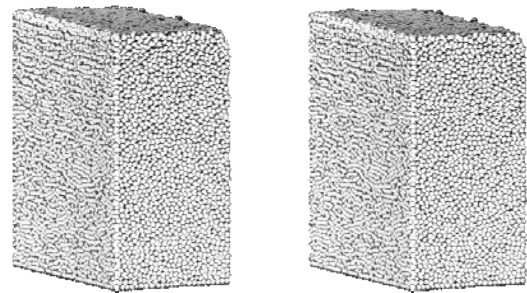
表-1 パッキング解析に用いたパラメータ

離散化時間	1.0×10^{-5} [sec]
粒子密度	2.5×10^3 [kg/m ³]
粒子間摩擦係数	0.5 [-]
ばね定数（法線方向）	2.5×10^9 [N/m]
ばね定数（接線方向）	1.0×10^9 [N/m]
減衰係数	1.0×10^2 [N sec/m]



(a) 初期状態

(b) 1.0 sec



(c) 2.0 sec

(d) 3.0 sec

図-5 パッキング過程

た現地調査から、崩壊岩塊つまり斜面表層付近には多くの亀裂が存在していたことが確認されている。

4. 解析モデルの構築

本研究は、粒状体を用いた解析であるため、複雑な斜面の形状や亀裂の位置などを正確にモデルに反映することは困難である。そこで、崩壊面のモデル化の際、この崩壊面を大きく 2 種類に区分している（図-4）。一方は、不規則な凹凸面（1, 2）及び平滑面（段差）のように斜面基礎部と崩壊部が一定の強度で結合していたと推測された面である。他方は、平滑面（褐色）及び平滑面（灰色）のように斜面基礎部と崩壊部が流れ盤亀裂によって分離、または亀裂の密着度が低下していたと推測された面である。以降、簡略化のため、前者を“抵抗面”、後

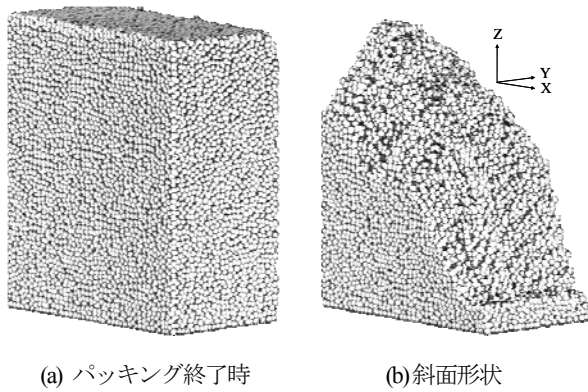


図-6 斜面形状の作成

を“亀裂面”と記す。

(1) パッキング

斜面モデルの構築に際して、ランダム粒径粒子（最大粒子半径 r_{max} 、最小粒子半径 r_{min} とする）を用いた落下法によるパッキングを行なった。表-1 に、パッキングで用いたパラメータを示す。この手法では、まず六方最密充填構造となるように粒子（等粒径粒子 65,194 個）を配置する。このとき、各粒子の半径は全て最終的に得たい最大粒子半径に設定しておく。次に、最小粒子半径を設定した後、各粒子の半径を最大粒子半径と最小粒子半径の間に納まるように擬似一様乱数によりランダム化する。このように作成されたランダム粒径粒子群を図-5 (a) に示す。この粒子群に重力を作用させ、自由落下させる。壁（底面）が支持する鉛直上向きの合力は、およそ 200,000step (2.0sec) において一定値に収束するが、十分な静的安定状態を得るため、300,000step (3.0sec) まですパッキング解析を実施した。なお、3.0sec 経過時における合力の変化率は、0.00153%である。

(2) 斜面形状の作成

図-6 (a) は、パッキング解析で作成した粒子積層体を示している。また図-6 (b) は、この積層体を斜面形状に切り取った状態を示している。この切り取りには、縦断方向 (X-Z 平面) の断面図 98 枚を使用した。およそ 10m 間隔で描かれた断面図によって、当該斜面の崩壊前及び崩壊後の地表面の標高データを割り出した。さらに、中心座標が標高データの数値より小さい粒子のみを抜き取り斜面の形状を作り出している。

(3) 崩壊岩塊と抵抗面及び亀裂面の作成

前述のように、当該斜面の崩壊面は、抵抗面と亀裂面に大別している。そこで、本研究では、この2つの面を考慮した解析モデルを作成する。図-7 は、崩壊岩塊と抵抗面及び亀裂面の作成過程を示したものである。

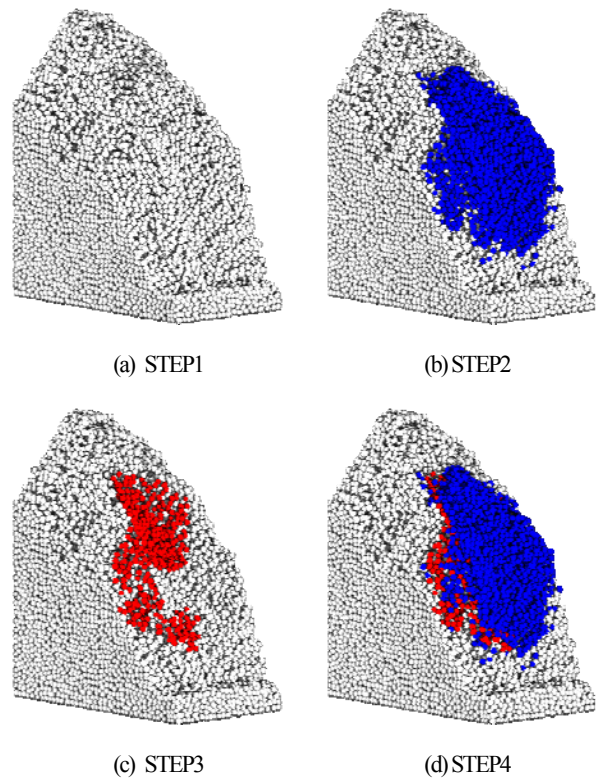


図-7 崩壊岩塊と抵抗面及び亀裂面の作成過程

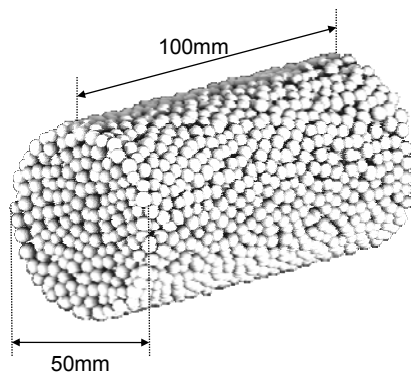
表-2 斜面モデルの諸元

粒子総数		37,755	[-]
最大粒子半径		1.650	[m]
最小粒子半径		1.250	[m]
寸法	X軸方向	127.186	[m]
	Y軸方向	71.589	[m]
	Z軸方向	144.000	[m]

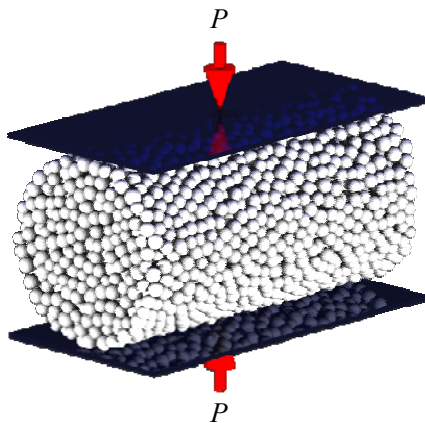
STEP1は、斜面形状に抜き取った粒子群であり、この粒子群の中で崩壊した部分を青色に着色した (STEP2)。またSTEP3は、STEP2で青色にした粒子の中で白色粒子と接触しているもの、なおかつ前述した亀裂面の存在範囲内に位置する粒子のみを赤色に着色したものである。したがって、STEP4において、青色粒子が崩壊岩塊、赤色粒子が亀裂面、白色粒子と青色粒子の境界面が抵抗面となる。表-2は、斜面モデルを構成する粒子総数及び粒子半径、モデル寸法をまとめたものである。

5. 解析条件

個別要素法は、マイクロパラメータとマクロパラメータの関係が不明確である。そこで本章では主に、岩盤斜面の崩壊解析を行なう際に用いるマイクロパラメータの決定手法について述べる。ここで、マイクロパラメータとは、粒子間に設定するパラメータを指す。これに対して、解



(a) 円柱供試体モデル



(b) 境界条件

図-8 圧裂引張試験の解析モデル

析モデル（粒子の集合体）の物性値をマクロパラメータと呼ぶことにする。

(1) 岩盤材料の力学定数の決定手法

前述のように、崩壊岩塊つまり斜面表層付近には多くの亀裂が存在していたことが確認されている。そこで、斜面基礎部（白色粒子）は引張強度の大きいグループ、亀裂を含む崩壊岩塊及び抵抗面（青色粒子）は引張強度が小さいグループに相当するとし、それぞれの粒子及び粒子間に適当なマイクロパラメータを適用することにした。

さらに、第3章（3）で述べたように2つのグループの引張強度比は3.5:1.0であり、この引張強度比を解析モデルに適用することが望ましい。しかし、マイクロパラメータであるボンディング定数とその値に伴い発現する引張強度（マクロパラメータ）の関係は明らかでない。そこで、一般的な引張試験である圧裂引張試験（radial compression test, Brazillian test）のシミュレーションを行ない、両者の関係を検討することにした。

(2) 圧裂引張試験シミュレーション

図-8 (a) は、ランダム粒径粒子で構成された圧裂引

表-3 円柱供試体モデルの諸元

粒子総数	9,320	[-]
最大粒子半径	1.650	[mm]
最小粒子半径	1.250	[mm]
寸法	直径	50 [mm]
	高さ	100 [mm]

表-4 圧裂引張試験解析に用いたパラメータ

離散化時間	1.0×10^{-5}	[sec]
粒子密度	2.5×10^3	[kg/m ³]
粒子間摩擦係数	0.5	[-]
ばね定数（法線方向）	2.5×10^9	[N/m]
ばね定数（接線方向）	1.0×10^9	[N/m]
減衰係数	1.0×10^2	[Nsec/m]

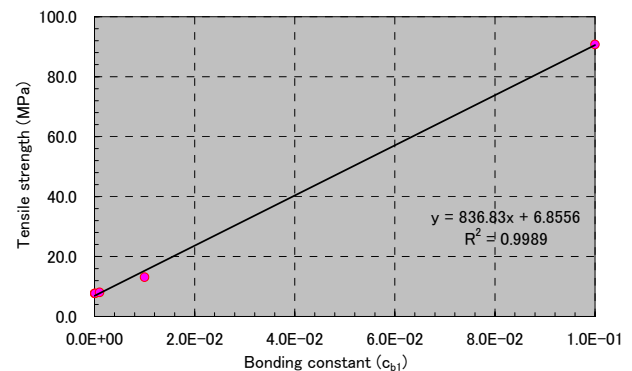


図-9 ボンディング定数 1と引張強度の関係

張試験の円柱供試体モデルを示している。また図-8

(b) は、境界条件を示している。円柱供試体の上下に圧縮壁を設け、圧縮を行なうことにより間接的に引張応力を発生させる。このときの圧縮壁は、変位制御によりモデルを圧縮した。ここで変位制御とは、1step (1.0×10^{-5} sec) における圧縮壁の変位量 (1.0×10^{-5} mm) を設定し、一定の載荷速度 (1.0mm/sec) で圧縮することを意味している。表-3は、円柱供試体モデルを構成する粒子総数及び粒子半径、モデル寸法をまとめたものである。また、表-4は圧裂引張試験解析に用いたパラメータを示している。今回の解析では、ボンディング定数 1を $1.0 \times 10^5 \sim 1.0 \times 10^1$ の間で変化させて5パターン実施した。このとき、ボンディング定数 1とボンディング定数 2の比は試験的に1:2に固定した。

(3) ミクロパラメータの決定

図-9 は、圧裂引張試験のシミュレーションで得られたボンディング定数と引張強度（マクロパラメータ）の関係を示したものである。この関係より、室内試験で得られた引張強度比 3.5:1.0 を満足させるボンディング定数 1 の値は、斜面基礎部で $c_{b1} = 2.4 \times 10^2$ ($\sigma_f = 26.922$ MPa) , 崩壊岩塊及び抵抗面で $c_{b1} = 1.0 \times 10^3$ ($\sigma_f = 7.692$ MPa) とし

表-5 斜面崩壊解析に用いるパラメータ

離散化時間		1.0×10^{-5} [sec]
粒子密度		2.5×10^3 [kg/m ³]
粒子間摩擦係数		0.5 [-]
ばね定数 (法線方向)		2.5×10^9 [N/m]
ばね定数 (接線方向)		1.0×10^9 [N/m]
減衰係数		1.0×10^2 [N sec/m]
ボンディング定数1	斜面基礎部	2.4×10^2 [-]
ボンディング定数2		4.8×10^2 [-]
ボンディング定数1	崩壊岩塊及び抵抗面	1.0×10^3 [-]
ボンディング定数2		2.0×10^3 [-]

た. なお, このボンディング定数の決定には, 寸法効果は検討されておらず, アップスケール時の強度より高く設定されている可能性があることに注意を要する. このように決定した斜面崩壊解析に用いるパラメータを表-5にまとめる. また, 亀裂面はボンディング力を取り除いて, 流れ盤を表現することにした.

6. 解析結果

本章では, 前章で決定したマイクロパラメータを用いて実施した斜面崩壊解析の結果について述べる. 解析対象とした崩壊事例では, 「崩壊土砂の先端部が消波ブロックに達していた」⁹⁾ことから, その到達距離のデータを十分に揃えることができなかった. また, 崩壊時間に関しても「大規模崩壊は, 極めて短い時間に終了した」⁹⁾という推測に止まっている. 以上のことから本研究では, 亀裂の進展プロセス, 崩壊岩塊の運動方向・崩壊速度の定量的推定を目的としている. なお, この解析は, 自重解析であり, 対象斜面の崩壊を崩壊岩塊の自重による破壊であったという仮定に基づくケーススタディである.

(1) 崩壊挙動

図-10は, 初期状態から5.0secまでの崩壊挙動である. 崩壊挙動を把握し易いように変位分布で示した. 粒子の色分けは, 変位量0-10mの青色から10mピッチで段階的に赤色に移行し, 100m以上の変位量があった場合も赤色のカテゴリーに含まれるものとしている. また, この変位量の算出は, X,Y,Z方向の3成分を合成している.

シミュレーションの結果から, 斜面の尾根付近, 特に崩壊岩塊中央部から滑り始めたことを確認することができる (0.4sec). 0.6secに達すると, 斜面はさらにその崩壊長さ及び崩壊幅を増やしながら崩壊している. さらに1.0secを経過すると, 粒子が堆積していく.

(2) 抵抗面における亀裂進展

図-11は, 0.6secまでの抵抗面における亀裂進展を示し

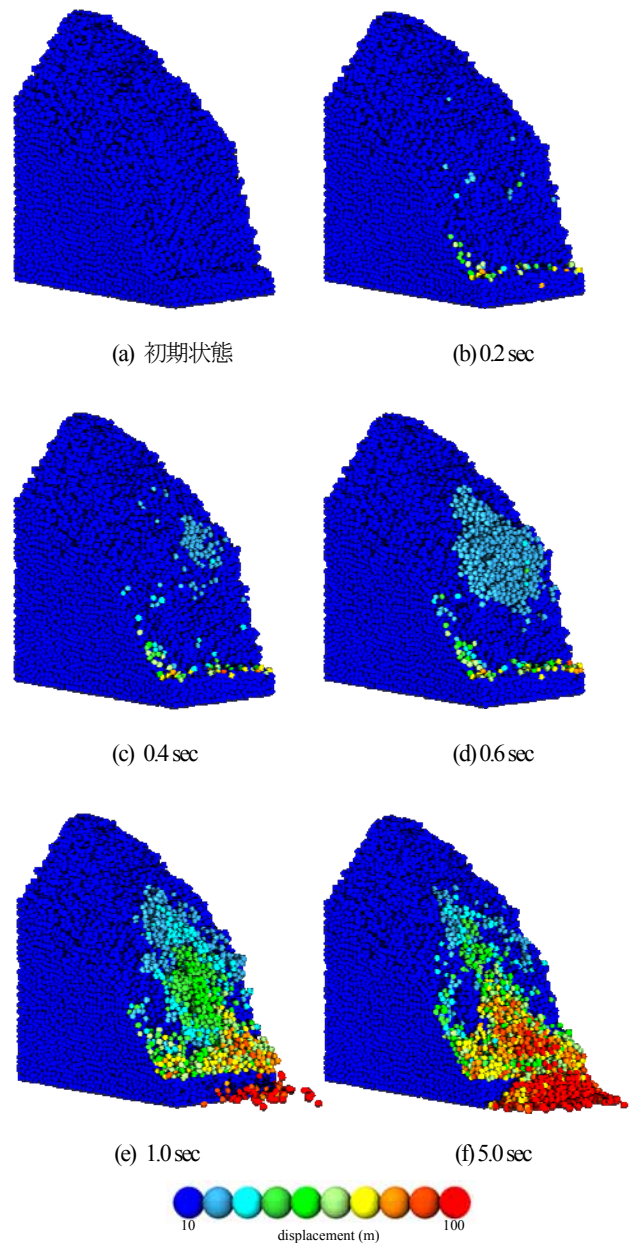
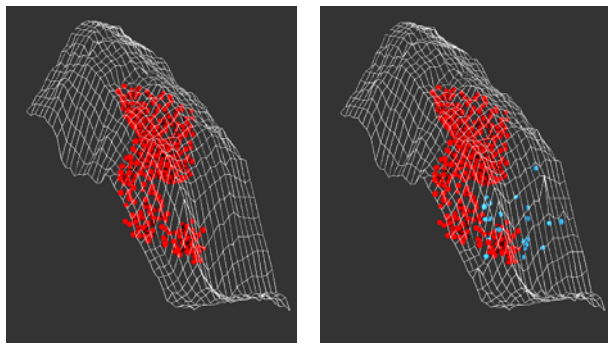


図-10 崩壊挙動

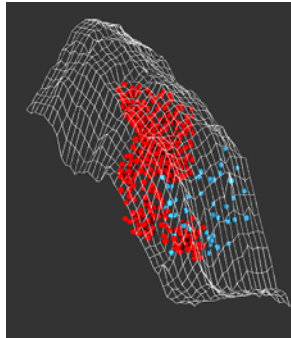
ている. 図中の赤色粒子は亀裂面 (斜面に存在していたと考えられる既存の亀裂) をモデル化した粒子であり, ボンディング力を取り除くことで接触粒子との結合力が無効化される. 一方, 青色粒子は抵抗面付近 (実際の崩壊面) でボンディング力が破断した粒子であり, この粒子の発生が亀裂進展の位置を表すことになる. 通常, 粒子は近接する複数の粒子との間にボンディング力を及ぼし合っているが, このうち1つでもボンディング力が破断すれば, 亀裂発生とみなすことにしている.

亀裂は, 0.2sec において崩壊部末端から発生し, 徐々に崩壊面中央部へ達する. 次に, 0.4sec からは崩壊部頭部より崩壊面中央部へ至る亀裂進展が見られる. さらに, 0.6sec に至ると崩壊面一帯に亀裂が広がり, 崩壊岩塊と

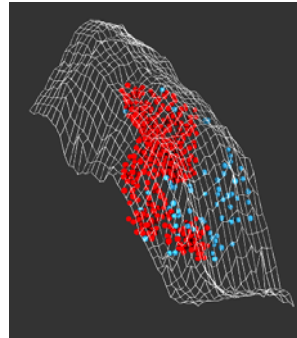


(a) 初期状態

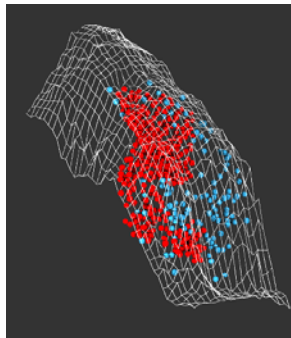
(b) 0.2 sec



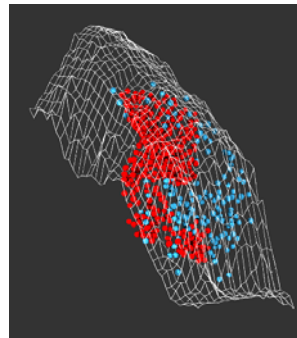
(c) 0.3 sec



(d) 0.4 sec



(e) 0.5 sec



(f) 0.6 sec

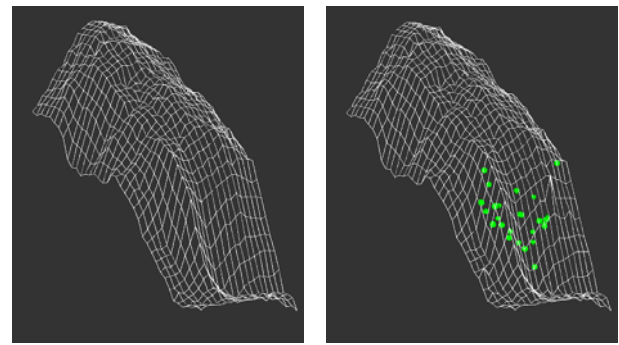
● Pre-existing fracture
● Crack propagation

図-11 抵抗面における亀裂進展

斜面基礎部がほぼ離れたことを意味する。

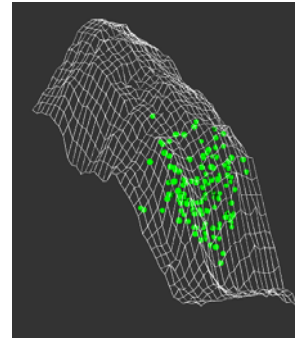
(3) 崩壊岩塊内部における亀裂進展

図-12は、0.6secまでの崩壊岩塊内部における亀裂進展を示している。図中の緑色粒子は崩壊岩塊内部においてボンディング力が破断した粒子であり、この粒子の発生が亀裂進展の位置を表すことになる。亀裂は、崩壊部末端から発生し(0.2sec)、徐々に崩壊岩塊内部全体へ広がる。崩壊岩塊内部における亀裂進展は、上述した抵抗面における亀裂進展と異なり、崩壊部末端から崩壊部頭部へ向かって進展していく結果となった。

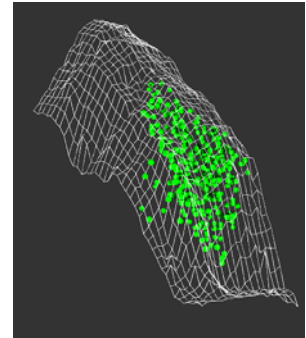


(a) 初期状態

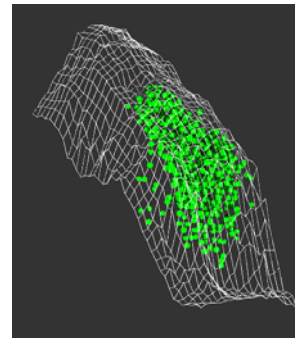
(b) 0.2 sec



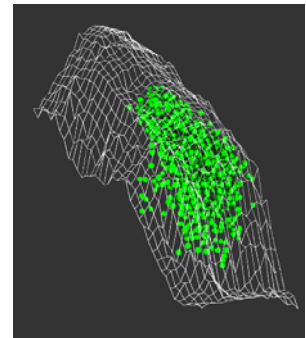
(c) 0.3 sec



(d) 0.4 sec



(e) 0.5 sec



(f) 0.6 sec

● Crack propagation

図-12 崩壊岩塊内部における亀裂進展

(4) 崩壊岩塊の重心位置の追跡

崩壊岩塊の重心位置の変化を追跡することにより、より詳細な崩壊岩塊の運動を検討した。ここでは、崩壊岩塊の重心位置を次式によって算出した。

$$\bar{x}_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (3a)$$

$$\bar{y}_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{y}_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (3b)$$

$$\bar{z}_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{z}_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (3c)$$

ここに、 $\bar{x}_G, \bar{y}_G, \bar{z}_G$: 重心の位置ベクトル (x軸方向, y軸方向, z軸方向), $\bar{x}_i, \bar{y}_i, \bar{z}_i$: 粒子*i*の位置ベクトル (x軸方向, y軸方向, z軸方向), m_i : 粒子*i*の質量で

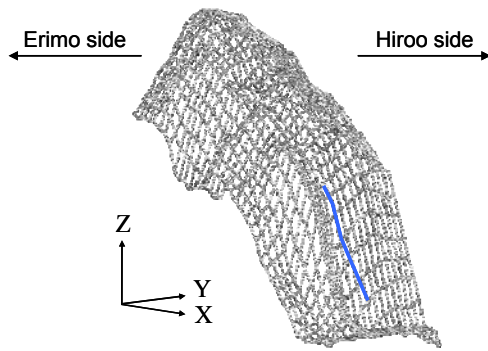


図-13 崩壊岩塊の重心位置の軌跡

ある。

図-13は、解析で得られた崩壊岩塊の重心位置の軌跡を示している。また、図-14は、それぞれX-Z平面 (a)、Y-Z平面 (b) における重心位置の軌跡である。岩塊は、その重心位置をえりも側（南）へおよそ3.2m移しながら、崩壊した結果となった。

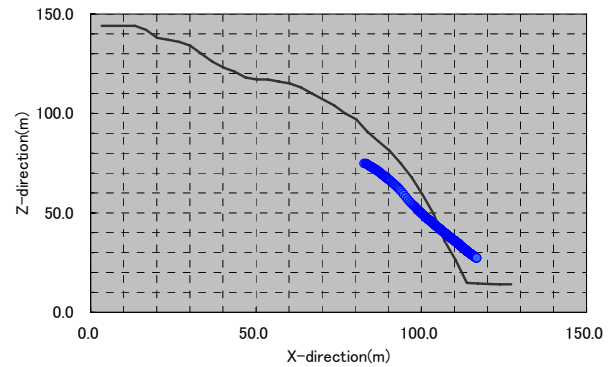
(5) 岩塊の崩壊速度

図-15は、解析で得られた岩塊の崩壊速度を示している。これは崩壊岩塊を模した粒子群について、0.2sec間隔での平均速度をプロットしたものである。これによると、(2)で示したように0.6sec後には抵抗面一帯に亀裂が広がった後、岩塊の滑動が活発化していることがわかる。また1.0sec後には崩壊速度が12.4m/secに達し、その後崩れた岩塊が徐々に堆積していく様子が伺える。

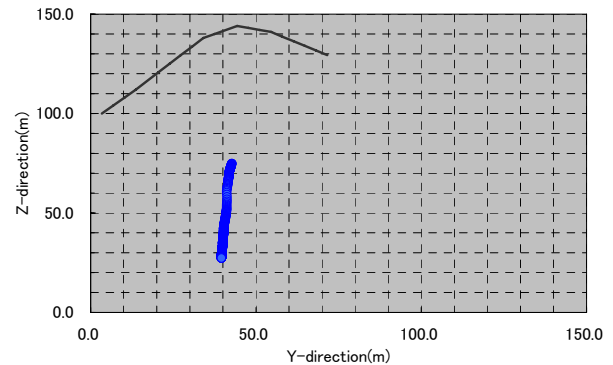
7. 結言

本論文は、岩盤斜面崩壊の3次元シミュレーション解析を可能とする個別要素法プログラムの開発及び実現象の詳細な崩壊過程を推定することで崩壊メカニズムの解明を試みたものである。また崩壊シミュレーション解析に先立って、崩壊岩塊と斜面本体の岩塊に対して行なわれた室内試験に対するシミュレーションも行ない、実際の岩盤斜面の物性値に応じたシミュレーションパラメータが決定された。以下に、本研究で得られた成果の要約を示す。

1) 個別要素法は、要素及び要素間に設定されるマイクロパラメータと解析モデル全体の力学的特性であるマクロパラメータとの関係が不明瞭である。このため、要素試験（圧裂引張試験）の解析を実施し、マイクロパラメータであるボンディング定数とマクロパラメータである引張強度との関係性を導き、崩壊解析に適用するパラメータを決定した。



(a) X-Z 平面



(b) Y-Z 平面

図-14 各平面における重心位置の軌跡

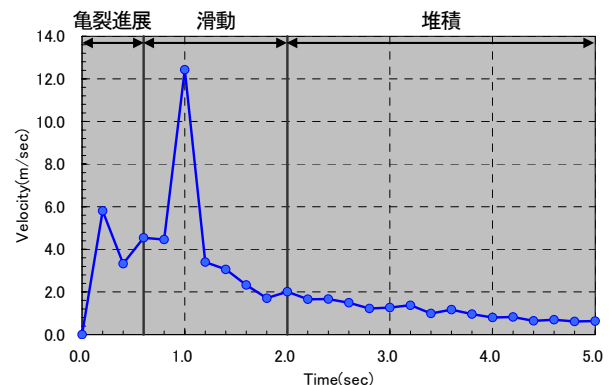


図-15 岩塊の崩壊速度

- 2) また、実現象への適用として、北海道幌泉郡えりも町で発生した大規模な岩盤斜面崩壊を解析対象とし、崩壊面及び崩壊岩塊内部における亀裂進展の解析を実施した。その結果、まず崩壊部末端、やや遅れて崩壊部頭部から発生進展した亀裂が崩壊面全域に広がる傾向が見られた。一方、岩塊内部では、末端部から頭部方向への亀裂進展が観察された。
- 3) さらに、崩壊岩塊の詳細な運動方向を検討するために、重心位置の追跡を行なった。その結果、岩塊はその重心位置をえりも側におよそ3.2m移動させながら、崩落したという結果が得られた。これは、第3章 (1)

で述べた地質調査による推定, すなわち崩壊岩塊はえりも側から先に堆積した崩積土の上に次々と重なったということと合致している。

最後に本論文での解析結果は, 岩盤斜面の崩壊過程を詳細に分析したものである。これは, 現地調査による崩壊挙動の推定に対する裏付けの一助となると考える。しかしながら, 課題も多く残されている。マイクロパラメータは要素試験によって決定しているが, 寸法効果および形状効果の検討には至っていない。これらを適用することによって, より理論的なマイクロパラメータの決定手法の確立が望まれる。

また, 粒状体を用いた解析では, 粒子形状・粒度分布・充填方法による粒子配列の相違が材料特性に与える影響は無視することのできない問題であり, 今後も検討を要する。さらに, 斜面モデル作成の際, 粒子積層体を斜面形状に切り取っているが, 応力解放の影響は考慮していない。そのため, モデルの初期応力状態をより正確に反映させたシミュレーションに発展させる必要がある。今後さらに, 岩盤斜面の解析に対して有効なシミュレーション手法の研究に努めたいと考える。

参考文献

- 1) 倉岡千郎, 門間敬一, 守備治雄: 不連続性岩盤斜面に対する数値解析の適用事例, 応用地質, Vol.41, No.1, pp.24-33, 2000.
- 2) Candall, P.A. and Strack, O.D.L.: A Discrete numerical model for Granular Assemblies, *Geotechnique*, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 3) 伯野元彦: 破壊のシミュレーションー拡張個別要素法で破壊を追うー, pp.14-15, 森北出版, 1997.
- 4) 久武勝保, 村上敏夫: 地盤の連続体・不連続体の一解析手法, 土木学会論文集, No.523/III-32, pp.175-180, 1995.
- 5) Candall, P.A.: A Computer model for simulation progressive, Large scale movement in blocky rocksystem, *Symp. ISRM Nancy France Proc.*, Vol.2, pp.129-136, 1971.
- 6) 石田毅, 日比野敏, 北原義浩, 浅井義之: 斜面の転倒・滑落破壊に対する個別剛体要素法の適用性について, 土木学会論文集, No.358/III-3, pp.147-155, 1985.6
- 7) 木村英郎, 西村強, 藤村尚: DEM 解析による岩盤斜面の動的安定性の検討, 第 22 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.371-375, 1990.2
- 8) 川村國夫, 村山秀幸, 橋本文作, 近藤久善, 西川幸成: 不連続性岩盤斜面の崩壊例に基づく個別要素法の実例への適用, 土木学会論文集, No.568/III-39, pp.175-185, 1997.6
- 9) 一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査委員会報告書: 一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査委員会, 2004.

(2007. 9. 25 受付)

NUMERICAL SIMULATION OF FAILURE BEHAVIOR AND CRACK PROPAGATION OF ROCK SLOPE BY 3D DEM

Satoshi OHTSUKI, Harushige KUSUMI and Toshifumi MATSUOKA

As is known, there are many fractures in rock slope, and these fractures are often the cause of failure. Especially, the mechanism of sliding failure depends on fractures in rock slope. In this paper, Three-dimensional numerical simulation for sliding failure by distinct element method are carried out. In relation to this simulation, the interparticle bonding force can be tried to be expressed by bonding theory. It is tried to be simulated an actual sliding failure of rock slope. As the results of this simulation, it is recognized that this simulation can be expressed on this sliding failure phenomena. Moreover, the process of sliding failure can be visualized.