SPH法を用いた荒砥沢地すべりの三次元解析

小野 祐輔¹ · 岡本 遼太² · 河野 勝宣³ · 酒井 久和⁴ · 秦 吉弥⁵ · 池田 勇司⁶

 ¹正会員 鳥取大学大学院准教授 工学研究科(〒680-8552鳥取県鳥取市湖山町南4-101) E-mail: ysk@cv.tottori-u.ac.jp
 ²非会員 東京都建設局河川部管理課(〒163-8001東京都新宿区西新宿2-8-1) E-mail: okamotoryo@tokyo-park.or.jp
 ³正会員 鳥取大学大学院助教 工学研究科(〒680-8552鳥取県鳥取市湖山町南4-101) E-mail: kohnom@cv.tottori-u.ac.jp
 ⁴正会員 法政大学教授 デザイン工学部(〒162-0843東京都新宿区市谷田町2-33) E-mail: hisakai@hosei.ac.jp
 ⁵正会員 大阪大学大学院助教 工学研究科(〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: hata@civil.eng.osaka-u.ac.jp
 ⁶非会員 法政大学 デザイン工学部(〒162-0843東京都新宿区市谷田町2-33) E-mail: hata@civil.eng.osaka-u.ac.jp

本研究では,地すべりの滑動再現を目的とし,側方拘束力や横断形状の影響を考慮することができる三次元 地すべり解析を行い解析結果と実被害を比較することで,粒子法の一種である SPH 法の適用性を検討した.検 討対象は,2008 年岩手・宮城内陸地震により発生した宮城県栗原市の荒砥沢地すべりである.本研究では,現 地調査により試料を採取し,採取した試料に対する室内試験を行い,得られた材料パラメータと作成した三次 元粒子モデルを用いて三次元解析を行った.今後解決すべき多くの課題が残されたものの,解析結果は,およ そ 300m とされる最大の滑動量を再現した.

Key Words: Aratozawa, Landslide, Smoothed particle hydrodynamics (SPH) method, Three dimensional analysis

1. 研究の背景と目的

2016 年熊本地震では,阿蘇大橋を崩壊させるなど, 地すべりや大規模な斜面崩壊によって多くの人的・物 的被害が引き起こされた.その他,過去10年に限って も,2008 年岩手・宮城内陸地震,2011 年東北地方太平 洋沖地震など大規模な地すべりや斜面崩壊を生じた地 震は数多く発生している.地すべりや斜面崩壊は,集 落の孤立や,河道を閉塞させることにより集落を水没 させるなど,直接的な被害だけでなく,副次的な被害 を多数発生させることが特徴となっている.そのため, 山地や人工斜面の地震に対する安定性だけでなく,崩 壊時の崩土の到達距離について評価・検討することが 求められるようになってきた.

現在,地震時の斜面の安定性評価を目的とした数値 解析では,有限要素法や有限差分法が使われることが ある(例えば^{1),2),3)}).しかし,これらの解析法は,本 質的に大変形を伴う現象やすべり面の表現が不得意で あり,地すべりや斜面崩壊を取り扱うのには必ずしも 適してはいない.一方,離散体を対象とした解析法と して,個別要素法⁴⁾や不連続変形法⁵⁾があり,これら を地すべりや斜面崩壊に適用した事例も見られる.個 別要素法は,剛体と剛体の間に接触ばねを定義し,剛 体の集合的な挙動を求める手法である.しかしながら, 良く知られているように,実現性を再現するための接 触ばねの設定法に曖昧さが残されている.一方,不連 続変形法は,個別要素法とは異なり,変形が可能なブ ロックとブロックの接触問題を取り扱うことができる. ただし,この手法においても個別要素法と同様に,ブ ロックとブロックの間に与えるペナルティばねの設定 法が課題となっている.

一方,近年,連続体の力学に立脚しながら,離散的な 挙動を取り扱うことが比較的容易な手法として,粒子 法が注目されている.粒子法は連続体を多数の粒子の 集合と考え粒子の挙動を運動方程式により求めること で,破壊を含む大変形挙動を容易に取り扱うことがで きる.代表的な粒子法として,SPH(Smoothed Particle Hydrodynamics)法^(0,7)やMPS(Moving Particle Semiimplicit)法⁸⁾が知られている.SPH法とMPS法は,そ れぞれが提案された着想は互いにまったく異なるもの の,数値解析法としては良く似た部分も多い.しかし ながら,どちらも適用事例の増加にしたがって,急速 に改良が加えられており,現時点において,どちらが より優れた手法であるかを論じることは適切ではない.

本研究では,2008 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮 城内陸地震で大規模な被害を受けた宮城県栗原市の荒 砥沢地すべりを対象として,すべり土塊の滑動量の再 現解析に対する SPH 法の適用性を議論することを目的 とする. 嶋中ら⁹⁾は,同様の目的で,SPH法による二 次元解析を荒砥沢地すべりに適用した.本研究は,嶋 中ら⁹⁾の検討を引き継ぎ,三次元解析を行ったもので ある.

2. 既往の研究

(1) SPH 法の地すべり, 斜面崩壊への適用

過去に SPH 法を地震時の斜面崩壊へ適用した事例は いくつか見られる.小野ら^{10),11)} は有限要素法で用いら れる弾塑性構成式を SPH 法に導入し,斜面を持つ土構 造物の地震応答解析を行った.小野¹²⁾ は, SPH 法によ る斜面の地震の応答解析において,有限要素法に相当す る精度を達成するために SPH 法の計算式を示した.さ らに有限要素法と同等な地震応答解析を実現すること を目的として,レイリー減衰を SPH 法へ導入した.ま た,Dai et al.¹³⁾ は,ビンガム流体モデルを用いた SPH 法解析によって,2008 年四川省大地震の際に発生した 大規模な土砂流動の再現に成功している.

(2) 不連続変形法による荒砥沢地すべりの再現解析

大野ら¹⁴⁾は,地震時に滑動した大規模な地滑りの事 例として荒砥沢地すべりを取り上げ,二次元の不連続 変形法による解析を用いて,その発生機構を議論した. 不連続変形法による解析において,地下水位を直接考 慮することは難しいことから,水圧によるすべり抵抗 力の減少は,みかけ抵抗角の減少として導入した.解 析の結果,実際の現象を再現するにはみかけ抵抗角を 低下させるだけでは十分でなく, さらに 42m の間隙水 圧に相当する活動力の付加が必要であると結論づけて いる.さらに,大野ら¹⁴⁾は,荒砥沢地すべりの発生素 因として,軟質な軽石凝灰岩の上部に溶結凝灰岩が分 布するキャップロック構造,斜交した流れ盤構造,旧す べり面の存在を挙げている.また,発生誘因は大規模 地震動と間隙水圧の発生であり,高い地下水位がみか けの動的抵抗角をゼロ近くまで低減させ、ほとんど摩 擦がない状態で 300m に達する大変位が生じたと結論 している.

(3) SPH 法と不連続変形法の比較

地震時の地すべりや斜面崩壊は,地震動の作用によ り生じた地盤の破壊が引き金となって発生する.その ため,地震時の地すべりや斜面崩壊について,その発 生から最終的な崩土の堆積状態を数値解析によって評 価するためには,入力された地震動に対する山地や斜 面の動的応答が精度良く求められる必要がある.この 点において,SPH法は小野¹²⁾によって有限要素法と同 程度の精度で地震応答が求められることが示されてい



図-1 SPH 法による離散化

る.一方,不連続変形法では,地震動の作用に対する 動的応答の評価の精度に関しては不明な点が多い.

3. 解析方法

(1) SPH 法の基本式

SPH 法では,連続体中の位置xにおける物理量f(x)の近似値 $\langle f(x) \rangle$ を,カーネル関数W(x,h)を用いた重み付き平均として次式のように求める $^{6,7)}$.

$$\langle f(x) \rangle = \int_{\Omega} f(x') W(x - x', h) \, dx' \tag{1}$$

ここで, W(x,h) はカーネル関数と呼ばれる重み関数 である.SPH 法においてカーネル関数は,原点で頂点 を持ち,原点から離れるに従って単調減少し,距離 h 以 上でゼロとなる形状を持つ関数が用いられる.

次に,解析対象となる連続体を粒子と呼ばれる微小単 位に分割することで,式(1)を次のように離散化する.

$$\langle f(x) \rangle = \sum_{j=1}^{N} m_j \frac{f(x_j)}{\rho_j} W(x - x', h)$$
(2)

ここで, m_j , ρ_j はそれぞれ粒子jの持つ質量と密度である.

図-1は、二次元問題を対象として SPH 法における粒 子を用いた離散化の概念を模式的に表したものである. ある一つの粒子に着目した場合、この粒子を中心に半 径 h の円を描き、この円内にある粒子の持つ物理量を カーネル関数を重みとした重み付き平均により求める.

(2) 運動方程式の離散化

連続体の運動方程式は,次式で与えられる.

$$\frac{dv^{\alpha}}{dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\sigma^{\alpha\beta}}{x^{\beta}} + b^{\alpha} \tag{3}$$

ここで,vは速度,tは時間, σ は応力,bは物体力,添 字 α 及び β は座標軸を表す.

式 (3) を SPH 法によって離散化することにより,次 式を得る.

$$\frac{dv_i^{\alpha}}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left\{ \frac{\sigma_i^{\alpha\beta}}{(\rho_i)^2} + \frac{\sigma_j^{\alpha\beta}}{(\rho_j)^2} + \Pi_{ij} \right\} \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_j^{\beta}} + b_i^{\alpha}(4)$$



図-2 荒砥沢地すべりの航空写真と現地調査により試料を採 取した地点

ここで, $W_{ij} = W(x_i - x_j)$ である.また, Π_{ij} は artificial viscosity と呼ばれ, 粒子の不自然な振動と過度な 貫入を防ぐために導入された減衰項であり, それぞれ 次のように定義される.

$$\Pi_{ij} = \frac{-\alpha c_{ij} \mu_{ij} + \beta \left(\mu_{ij}\right)^2}{\rho_{ii}} \tag{5}$$

$$\mu_{ij} = \frac{h\boldsymbol{v}_{ij} \cdot \boldsymbol{r}_{ij}}{\left(r_{ij}\right)^2 + \kappa h^2} \tag{6}$$

ここで, $c_{ij} = \frac{c_i + c_j}{2}$, $\rho_{ij} = \frac{\rho_i + \rho_j}{2}$, $v_{ij} = v_i - v_j$, $r_{ij} = r_i - r_j$ である. c は物体中の音速を表し,弾性 体においてはせん断弾性係数をG,体積弾性率をKと すると, $c = \sqrt{\frac{4G}{3\rho} + \frac{\kappa}{\rho}}$ である¹⁵⁾.また, α , β は減衰 の大きさを表す定数であり, $\alpha = \beta = 1.0$ とされるこ とが多い¹⁶⁾.本論文においてもこの値を採用する. 方, κ は過度な減衰力が発生し,解析が不安定となるこ とを防ぐためのパラメータであり,0.01 から 0.1 の間の 値が用いられることが多い.本論文における解析では, $\kappa = 0.01$ とした.

4. 荒砥沢地すべりの概要と現地調査

(1) 荒砥沢地すべり

2008年岩手・宮城内陸地震によって引き起こされた 荒砥沢地すべりでは,幅およそ900m,長さ1300mの 範囲で山地の崩壊が発生し,地すべり上部において約 250m,地すべり中部から下部においては最大でおよそ 300mの水平移動量が発生した.崩壊した領域の航空写 真を図-2に示す.

文献¹⁷⁾ によれば,図-3 に示すように,地すべりが発 生した地帯の地質は,表層から溶結凝灰岩,軽石凝灰 岩,砂岩とシルト岩の互層(以下,砂岩・シルト岩とす る)である.このうち,砂岩・シルト岩内ですべり面が 発生したと推定されている.

(2) 現地調査

崩壊した状況の確認と,解析に必要なパラメータを 推定するための室内試験に用いる試料を採取すること を目的として,現地調査を行った.現地調査を行った のは2015年9月11日と12日の二日間である.なお, 現地調査の際には,ドローンによる空撮と常時微動計 測を併せて実施した.ドローンによって撮影した画像 を図-4及び図-5に示す.図-4では地すべり頭部の滑落 崖において,軽石凝灰岩の上に溶結凝灰岩が乗った状 態が確認できる.一方,図-5では,およそ250m水平 方向に変位したと見られる砂岩・シルト岩の移動塊が 見られる.常時微動の計測は,図-4に示した滑落崖の 上下で実施し,その結果は別報¹⁸⁾で報告した.

地すべり発生から7年以上が経過し,崩壊の進行防 ぐための防護対策が進められているが,ほとんどの領 域で崩壊時の状態で残されていた.

(3) 試料の採取

本研究では,図-3 に示した地質構造に従って解析モ デルを作成し,数値シミュレーションを行う.そのた め,溶結凝灰岩,軽石凝灰岩,砂岩・シルト岩の採取を 行った.試料の採取は図-2 に示した地点で行った.

溶結凝灰岩は,地すべり中腹部で露頭している箇所 において,表層を除去した後ハンマーでシンウォール チューブを打ち込むことで採取した.砂岩・シルト岩 は,地すべり末端部において,できるだけ風化してい ない塊を選び採取した.採取した砂岩・シルト岩には 層理が見られ,手で容易に剥離する状態であった.軽 石凝灰岩は,滑落崖に近い地すべり中腹部の傾斜地で 採取した.採取の際には風化の進んだ層が入り込まな いように,表層を取り除いた.

5. 室内試験による材料パラメータの推定

(1) 圧裂引張試験と点載荷強さ試験

a) 概要

解析で用いる材料強度(粘着力 c と内部摩擦角 φ)を 推定することを目的として,現地調査で採取した砂岩・ シルト岩及び溶結凝灰岩に対する室内試験を実施した. 砂岩・シルト岩に対しては,圧裂引張試験,点載荷強さ 試験を実施した.溶結凝灰岩については,採取できた 試料が少なかったため,点載荷強さ試験のみを行った. 砂岩・シルト岩については層状になっており,載荷方向 によって強度が異なることから,層理面に対して垂直 方向と平行方向にそれぞれ載荷した.

b) 圧裂引張試験

砂岩・シルト岩に対する圧裂引張試験を地盤工学会¹⁹⁾ に則って実施した.試料は,ダイアモンドカッターを使



図-3 地すべり発生後の断面図¹⁷⁾



図-4 ドローンによって撮影した地すべり頭部の滑落崖



図-5 ドローンによって撮影した砂岩・シルト岩の移動塊

用し分割した後,室内用ボーリングマシンおよび岩石 切断機を使用して,直径30mm程度,高さ30mmの円 柱供試体に成形した.供試体は8体作成し,湿潤状態 において層理面に対すて垂直方向と平行方向の載荷に それぞれ2体,乾燥状態においても垂直方向と平行方 向の載荷にそれぞれ2体を用いた.湿潤状態では供試 体を20 の水に72時間以上浸漬した.一方,乾燥状 態では供試体を60±3 の乾燥炉で72時間脱水した.

圧裂試験を実施した後の供試体の様子を図-6に示す.

c) 点載荷強さ試験

点載荷強さ試験は地盤工学会基準²⁰⁾ に従い試験を 行った.試験に用いた供試体は,図-7に示すように,不 定形で,幅Wの平均は約50mmであった.載荷点間隔 Dは約30mmとした.砂岩・シルト岩の供試体は,湿 潤状態と乾燥状態に分け試験を行い,溶結凝灰岩は採 取した試料が少なかったため湿潤状態のみ試験を行っ



図-6 圧裂試験を実施した砂岩シルト岩の供試体



図-7 点載荷強さ試験に用いた不定形供試体

た.湿潤状態では 20 の水に 72 時間浸漬し,乾燥状 態では 60 ± 3 の乾燥炉で 72 時間脱水した.

点載荷試験における載荷速度は,10~60秒間で破壊 に至る程度²⁰⁾とすることが一般的であるが,点載荷強 さに大きな影響を与えないように,100 N/s で一定とし た.なお,層理面に対して垂直に載荷し破壊した際に, 層理が欠ける破壊を起こした供試体については,結果 から除いた.点載荷強さ試験を実施した後の供試体の 様子を図-8 に示す.

点載荷強さ $I_{S(50)}$ は, ISRM Commission²¹⁾ に従い, 次式により算出した.

$$I_{S(50)} = F \frac{P}{D_e^2}$$
(7)

ここで, F は不定形供試体を直径 50 円柱供試体に換算 する補正係数, P は破壊荷重, D_e は等価コア径である. 等価コア径とは,二つの載荷点を含む供試体の最小断



図-8 点載荷強さ試験後の供試体



図-9 砂岩・シルト岩の粘着力と内部摩擦角

面積の断面と等しい面積を有する円の直径である.補 正係数 F,等価コア径 D_eは次式で求める.

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \tag{8}$$
$$D_e^2 = \frac{4WD}{0.45} \tag{9}$$

ここで, W は供試体の幅, D は載荷点間隔である.

点載荷強さ $I_{S(50)}$ から一軸圧縮強さ q_u は, Kohno etal.²²⁾ に従い次式によって求めることができる.

$$q_u = 16.5 I_{S(50)} \tag{10}$$

一方, 試料の引張強さ σ_t と点載荷試験における破壊 荷重 Pの関係が, 平松ら²³⁾ により次式のように与えら れている.

$$\sigma_t = 0.9 \frac{P}{D^2} \tag{11}$$

d) 解析に用いる粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の決定

試料の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は,モール・クーロンの破壊基準に基づき,一軸圧縮強さ σ_c 及び引張強さ σ_t を用いて,次のように求められる.

$$c = \frac{\sqrt{\sigma_c \sigma_t}}{2} \tag{12}$$



図-10 溶結凝灰岩の粘着力と内部摩擦角

$$= \arcsin\left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t}\right) \tag{13}$$

砂岩・シルト岩については,一軸圧縮強さを点載荷 試験,引張り強さは圧裂引張試験からそれぞれ求めた. これらの値を式(12)及び式(13)に代入して得られた粘 着力と内部摩擦角の関係を図-9に示す.

φ

一方,溶結凝灰岩については,圧裂引張試験が実施 できなかったため,一軸圧縮強さと引張強さのいずれ も点載荷試験結果ら求めた後,式(12)と式(13)から粘 着力 c と内部摩擦角 ϕ を求めた.これらの関係を図-10 に示す.

以上の試験結果に基づき,本研究のおける三次元解 析で使用する粘着力 c と内部摩擦角 φ を決定する.ま ず,砂岩・シルト岩については,岩手・宮城内陸地震に 係る山地災害対策検討会報告書¹⁷⁾において,地すべり 発生時は砂岩・シルト岩は概ね地下水面下にあったとさ れていること,及びすべり面は層理面に対して平行に 発生したことを考慮し,平行載荷における試験結果を 用いる.図-9において,湿潤状態・平行載荷では,粘 着力の平均値が 554 kN/m²,内部摩擦角 φ の平均値が 42.6°となっており,これらの値を解析に用いることに する.

一方,溶結凝灰岩についても地震時には地下水面下 にあったと推定されている ¹⁷⁾ ため,図-10 に示した湿 潤状態での値の平均値を用いることにする.すなわち, 解析に用いる粘着力 cは 1282 kN/m²,内部摩擦角 ϕ は 52.8° とする.

(2) 三軸圧縮試験

現地調査により採取した軽石凝灰岩(図-11)に対し て,粘着力 c,内部摩擦角 φ を求めるための室内試験を 実施した.岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検 討会報告書¹⁷⁾によれば,地震時に軽石凝灰岩は概ね地 下水面下にあり,湿潤状態であったと考えられる.よっ て間隙水の存在を考慮し,飽和状態の土を見立てた強



図-11 軽石凝灰岩の試料



図-12 破壊時のモールの応力円と破壊包絡線

度定数を得るため,非圧密非排水の三軸圧縮試験を実施した.また,試験に必要な密度,自然含水比は物理 試験によって求める.試験方法は文献²⁴⁾に従った.

現地調査で採取した試料は,シンウォールチューブ から取り出す際に崩れてしまい円柱形のまま保存する ことができなかった.そのため,締固め法を用いて直 径 5cm,高さ10cmの円柱供試体を作成した.

三軸圧縮試験によって求めた破壊時のモールの応力 円と破壊包絡線を図-12 に示す.破壊包絡線がすべての 破壊時のモールの応力円と接するきれいな共通接線を 引けていることがわかる.このときの粘着力 c 及び内部 摩擦角 φ を読み取ったところ,それぞれ 40.10 kN/m², 8.91°であった.

6. 荒砥沢地すべりの三次元解析

(1) 解析モデルの作成

奥宮²⁵⁾により作成された三次元構造モデルをもとに, 粒子の座標を設定し,解析に必要な三次元粒子モデル



図-13 モデル化を行った領域(文献¹⁷⁾に加筆)



図-14 奥宮による三次元モデル²⁵⁾



図-15 作成した三次元粒子モデル

を作成した. 奥宮²⁵⁾ による三次元構造モデルは, 荒砥 沢地すべり発生前の地形及び地盤状態を再現するため に, 文献¹⁷⁾ に示された空中写真判読図及び地すべり発 生後の断面図をもとに断面の状態を推測し, 作成され た. このモデルでは, 地質が溶結凝灰岩, 軽石凝灰岩, 砂岩・シルト岩, 旧陥没帯内堆積物, 凝灰岩の5つに分 類されている. 図-13 にモデルの作成範囲を示し, 図-14 に奥宮²⁵⁾ による三次元モデルを示す.

この三次元構造モデルに基づき,粒子を10m間隔で 格子状に配置し,三次元粒子モデルを作成した.粒子 の総数は 254,351 個となった.図-15 に三次元粒子モデ ルを示す.

(2) 材料パラメータの設定

本研究において用いた SPH 法による解析コードでは, モール・クーロンの破壊基準に従った弾塑性モデルが 使用できる.このとき,各粒子の密度 ρ ,ポアソン比 ν ,ヤング率E,ピーク強度の粘着力 c_p ,内部摩擦角 ϕ_p ,残留強度の粘着力 c_p ,内部摩擦角 ϕ_r ,ダイレイタ ンシー角 ψ のパラメータの設定が必要となる.

すべての材料の密度 ρ , ポアソン比 ν , ヤング率 E に ついては,大野ら¹⁴⁾ 及び,嶋岡ら²⁶⁾ をもとに値を設 定した.ダイレイタンシー角 ψ は,ひずみが小さい範 囲において有効であり,地すべりのような大変形問題 では過剰な体積膨張を引き起こすこと考えられること から0と設定した.

砂岩・シルト岩のピーク強度の粘着力,内部摩擦角は,先に示した試験結果からそれぞれ554kN/m²,42.6° と設定した.残留強度については,大野ら¹⁴⁾から,粘 着力を0,内部摩擦角を5.0°と設定した.

溶結凝灰岩についても、ピーク強度の粘着力と内部摩 擦角は、先の試験結果からそれぞれ1282kN/m²、52.8° と設定した.残留強度に対する値は、東北森林管理局 による岩手・宮城内陸地震山地災害対策検討会¹⁷⁾に基 づいて粘着力を0、内部摩擦角を40.0°と設定した.

軽石凝灰岩については,梅村ら²⁷⁾では,粘着力は 200.0kN/m²,内部摩擦角は0.80°としている.これに 対し,本研究の室内試験の結果かは,ピーク強度の粘着 力が40.10kN/m²,内部摩擦角は8.91°であり,値に大 きな差がある.そこで,以降の解析では両者をそれぞ れ用いてその結果を比較する.前者は軽石凝灰岩(A), 後者は軽石凝灰岩(B)と表すことにする.また,残留強 度に対する値については根拠となる情報が得られてい ないため,粘着力を,残内部摩擦角を5.0°と仮定した.

この他,旧陥没帯内堆積物と凝灰岩についても粘着力 と内部摩擦角の設定が必要である.旧陥没帯内堆積物に ついては,奥宮²⁵⁾が行った三軸圧縮試験結果から,ピー ク強度の粘着力を28.09kN/m²,内部摩擦角を15.73°と 設定した.また,竹澤²⁸⁾の研究より,残留強度の粘着 力を0,内部摩擦角を10.0°と設定した.一方,凝灰岩 については,東北森林管理局による岩手・宮城内陸地 震山地災害対策検討会¹⁷⁾に基づき,ピーク強度におけ る粘着力を1282kN/m²,内部摩擦角を52.8°,残留強度 の粘着力を0,内部摩擦角を40.0°と設定した.

以上をまとめて表-1 に示す.



(b) Y 方向

図-16 入力地震動

(3) 入力地震動

三次元地震応答解析に用いる入力地震動には,秦ら²⁹⁾ により推定された加速度波形を使用する.地震動の推 定には経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動 評価手法が用いられている.秦ら²⁹⁾が作成した推定地 震動はNS成分とEW成分に分けて作成されているが, 三次元モデルのX軸はNS方向から約36.5°傾いた地 すべりの滑動方向を基準としているため,解析モデル のX軸,Y軸方向の波形に変換した(図-16).

(4) 解析結果

各粒子に対して,表-1 に示した材料パラメータを与 える.なお,軽石凝灰岩(A)を用いた解析を CaseA,軽 石凝灰岩(B)を用いた解析を CaseB とする.解析の実 行に関わるパラメータを表-2 に示す.

これらの条件で実際に解析を行ったところ,いずれ も地震動が作用する以前に自重により崩壊が始まると いう結果になった.この点については,パラメータの 設定の見直しが必要である.また,発生しだ崩土の滑 動量はほぼ重力の作用によるものと考えられ,地震動 の影響は不明である.なお,Dai et al.¹³⁾のように,大 規模な崩土の流動を伴う地すべりの数値解析において は,地震動の作用の影響は考慮しない場合も多い.し たがって,本研究で得られた結果も,最終的な崩土の 滑動量の評価においては意味があるものと考えている.

a) CaseA

CaseA の解析による地表面の変形の様子を図-17 に示す.図-15 に示した断面における断面図を図-18 に示す. また,図-17 に示した点 A から E の変位の時間変化の 様子を図-19 に示す.

図-17から,全体がX軸に沿って滑動しており,大規 模な滑動が再現できていることがわかる.図-18を見る と,上部の溶結凝灰岩が沈下し,旧陥没帯内堆積物が

				ピーク強度		残留強度	
	密度	ヤング率	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	粘着力	内部摩擦角
	(g/cm ³)	(kN/m^2)		(kN/m^2)	(°)	kN/m ²	(°)
旧陥没带内堆積物	1.76	80000	0.40	28.09	15.73	0.0	10.0
溶結凝灰岩	1.90	1000000	0.35	1282.0	52.8	0.0	40.0
軽石凝灰岩 (A)	1.65	80000	0.40	200.0	35.0	0.8	27.8
軽石凝灰岩(B)	1.65	80000	0.40	40.1	8.91	0.0	5.0
砂岩・シルト岩	1.61	700000	0.48	554.0	42.6	0.0	5.0
凝灰岩	2.25	1000000	0.30	230.0	20.0	0.98	7.8

表-1 材料パラメータの一覧

表-2 解析の実行パラメータ

積分時間間隔	0.001 秒
解析ステップ数	330000 ステップ
解析時間	300秒
影響半径	13m(粒子間隔の1.3倍)
拘束条件	底面と側面の粒子を固定



(a) 解析開始時 (0秒)



(b) 解析終了時 (300 秒)

図-17 地表面の変形の様子 (CaseA)

大きく流動していることがわかる.

図-19 を見ると,地すべり上部に位置する点G,H,I の変位は90mから180m程度となっている.大野ら¹⁴⁾ によれば地すべり上部の最大変位は250mであり,解析 結果は地すべり上部の滑動量を実際よりも小さく評価 している.一方,地すべり中部である点D,E,Fの変 位は220mから300mであり,実被害の最大変位である



(b) 解析終了時(300秒)

図-18 断面の変形の様子 (CaseA)



図-19 地表面の水平変位量の比較(CaseA)

300m に近い滑動量が再現できている.地すべり下部に あたる点 A, B, Cは, Y方向の位置によって160 mか ら420m まで滑動量が大きく変化した.

X 軸方向に連なる点 A, D, G の三点についてみる と,それぞれの滑動量が地すべり下部から 160m,220m, 80m となり,活動量が地すべり中部において最大となっ ていた実現象を定量的に再現することができている.

Y 方向の位置によって変位に大きな差が生じた要因 としては,滑動土塊の流動を停止させた衝突体の有無 と間隙水圧の考慮が挙げられる.実際に,実現象に近



(a) 解析開始時 (0秒)



(b) 解析終了時 (300 秒)図-20 地表面の変形の様子 (CaseB)



(b) 解析終了時(300秒)図-21 断面の変形の様子(CaseB)

い結果となった X 軸方向に連なる点 A, D, G の三点 はその下部に衝突体となる軽石凝灰岩が存在する.そ れに対し,着目点 C では滑動を停止させる土塊がない ため流動が過大評価されたと考えられる.衝突体が再 現できなかった理由としては,被害前の地形を完全に 三次元モデル化することが難しい点が挙げられるため, モデルの改善が今後の課題である.また,軽石凝灰岩は 解析の全域で同一の土質成分を設定しているが,上部 と下部では作用する間隙水圧の大きさが異なる.よって 間隙水圧によるみかけの強度定数を考慮するため,上 部と下部で軽石凝灰岩のモデルを分けることで,より 正確な再現につながると考える.

b) CaseB

CaseBの解析による地表面の変形の様子を図-20に示す.図-15に示した断面における断面図を図-21に示す. 図-20では CaseA に比べ土塊が大きく流動しており, 実被害に対して流動を過大評価している.また図-21の 断面図を見ると,地すべり中部の旧陥没帯内堆積物に 実被害と異なる大きな傾斜が生じている.このように CaseAに比べて CaseBの滑動量が過大評価された理由 として,解析に用いた軽石凝灰岩の試験結果が異なる ことが考えられる.解析には梅村ら²⁷⁾による試験結果 と本研究で行った三軸圧縮試験結果を用いており,梅 村²⁷⁾の試験は地震発生直後に行われている.一方,地 震発生から7年が経過していることから,本研究で行っ た現地調査にて採取した試料は風化によって強度が低 下していた可能性が考えられる.

c) 考察

より正確に滑動量を推定できたと考えられる CaseA について,実際の地すべりの発生状況を示した断面図 である図-3 と比較して考察する.

まず,解析で良好に再現できた点として,滑動の大きさと滑落崖の再現が挙げられる.滑動の大きさは旧 陥没帯内堆積物をはじめとして全体で良好に再現できた.特に旧陥没帯内堆積物は形状を保ったまま300mに 近い移動を示しており,地すべり発生後の断面図とよ く対応しているといえる.また,滑落崖を見ると溶結 凝灰岩は約100m滑落しており,実際の最大落差である 150mには及ばないものの十分再現できたといえる.

一方,解析で十分に再現できなかった点として,ブ ロック状に滑動した土塊の形状が挙げられる.ブロッ ク状に滑動した土塊の例として,上部の溶結凝灰岩の 間にある移動体や旧陥没帯内堆積物周辺の軽石凝灰岩 の塊がある.これらのブロック状の塊が再現できなかっ た理由としては,地質内の脆弱部がモデル化できてい ない点が挙げられる.本研究では土質成分を地質ごと に均一に設定したが,実際の荒砥沢では過去にも地す べりが発生していたと考えられおり,旧滑り面等の脆 弱部の存在が指摘されている³⁰⁾.しかし,そうした脆 弱部の被害前の詳細なモデル化は難しく, SPH 法によ る再現も現状では困難である.また,解析では,すべ り面傾斜角が再現できていない,特に地すべり発生後 の断面図の上部に見られる凹凸のある表面地形が再現 されず,解析結果では一様な1°程度の傾斜角となって いる.この原因としては,砂岩・シルト岩以外の地質 の過剰な流動が考えられる.特に,強固であるはずの 溶結凝灰岩が流動しており,強度定数の更なる改善を 検討する必要がある.

7. 結論

本研究では,地震時の大規模地すべりによって生じ る崩土の滑動量の評価に対する SPH 法の適用性を検討 することを目的として,2008 年宮城・岩手内陸地震で 発生した荒砥沢地すべりを対象とした三次元解析を行った.また,地すべり発生状況の正確な理解と解析に必要な材料パラメータの入手を目的とした現地調査を実施し,ドローンによる空中撮影及び試料採取を行った. 採取した試料に対しては室内試験を行い,解析に必要な材料パラメータである粘着力と内部摩擦角を求めた.

解析では,いずれも地震動が作用する以前に自重に より崩壊が始まっており,解析において発生した崩土 の滑動量はほぼ重力の作用によるものと考えられ,地 震動の影響は不明である.しかしながら,大規模な崩 土の滑動を生じる地すべりにおいては,重力の影響の みに着目した検討でも一定の精度が得られている(例 えば¹³⁾)ことから,本研究で示した解析結果について も議論の意味があると考えている.

なお,解析結果と実被害を比較すると,滑動の大き さは旧陥没帯内堆積物をはじめとして全体として良好 に再現され,滑落崖についても溶結凝灰岩が約100m滑 落しており,実現象の最大落差である150mには及ば ないものの実現象に近い解析結果を得た.しかし,ブ ロック状に滑動した土塊の形状とすべり面傾斜角の再 現については再現性に問題が生じた.この理由として, 地質内の脆弱部がモデル化できていない点と砂岩・シ ルト岩以外の地質が過剰に流動した点が挙げられる.

地すべり発生後の断面図と比較して表面地形の凹凸 が再現されず,一様な1°程度の傾斜角となった.原因 としては砂岩・シルト岩以外の地質の過剰な流動が考 えられる.特に,強固であるはずの溶結凝灰岩が流動 しており,強度定数のピーク値及び残留値の更なる改 善を検討する必要がある.

謝辞: 現地調査の実施にあたっては,宮城北部森林管 理署宮城山地災害復旧対策室長・金子守男氏の協力を 得た.また,本研究の一部は JSPS 科研費 JP26420466 及び JP15K06179 の助成を受けたものである.

参考文献

- Toki, K., Miura, H. and Oguni, Y.: Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, Earth-quake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, pp.151-171, 1985.
- 2) 鵜飼恵三,井田寿朗,若井明彦:動的弾塑性FEM解析 による地震時斜面のすべり解析,日本地すべり学会誌, Vol.32, No.1, pp.8-11, 1995.
- 9) 中川光雄・山田正雄:有限差分法・大変位解析による地 すべりシミュレーションの適用性,日本地すべり学会誌, Vol.44, No.6, pp.377-384, 2007.
- 伯野元彦:破壊のシミュレーション-拡張個別要素法で破壊を追う,森北出版,1997.
- 5) 日本計算工学会編:不連続変形法(DDA), 丸善, 2005.
- Lucy, L.: A numerical approach to testing the fission hypothesis, *Astronomical Journal*, Vol.82, pp.1013–1024, 1977.
- 7) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hy-

drodynamics: theory and application to nonspherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, Vol.181, pp.375-389, 1977.

- 8) 越塚誠一: 粒子法, 丸善, 2005.
- 9) 嶋中貴史,小野祐輔,竹澤麻衣,野畑拓也,酒井久和:
 2008 年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地すべりの解 析シミュレーション,土木学会論文集 A1(構造・地震工 学), Vol.71, No.4, p.L.846–I.854, 2015.
- 小野祐輔,西田真悟,清野純史:SPH法による盛土破壊 シミュレーションとそのCG化,地域安全学会論文集, No.8, pp.1-6, 2006.
- 11) 小野祐輔,西田真悟,清野純史: SPH 法による土構造物の 弾塑性解析,応用力学論文集, Vol.9, pp.717-723, 2006.
- 12) 小野祐輔: SPH 法による斜面の地震応答と崩壊挙動の解 析,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.4, p.I.650-I.660, 2013.
- 13) Dai,Z., Huang,Y., Cheng,H. and Zu,Q.:3D numerical modeling using smoothed particle hydrodynamics of flow-like landslide propagation triggered by the 2009 Wenchuan earthquake, *Engineering Geology*, Vo.180, pp.21-33, 2014.
- 14) 大野亮一,山科真一,山崎孝生,小山倫史,江坂文寿,笠 井史宏:地震時大規模地すべり発生機構 荒砥沢地すべ りを例として,日本地すべり学会誌,第47巻,pp.8-9, 2010.3.
- 15) Liu, G.R. and Liu, M.B.: Smoothed Particle Hydrodynamics, *World Scientific Publishing*, 2004.
- 16) Monaghan, J.J.: An introduction to SPH, *Comp. Phys, Commun.*, Vol.48, pp.89–96, 1988.
- 17)林野庁東北森林管理局:岩手・宮城内陸地震に係る山地災 害対策検討会報告書,http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/ koho/saigaijoho/kyoku/kentokai/hokokusho.html (2016 年 8月26日閲覧).
- 18) 秦吉弥,岡本遼太,河野勝宣,小野祐輔,酒井久和:常時微動計測に基づく荒砥沢地すべり地における地盤震動特性の評価,日本地震工学会第11回年次大会梗概集, No.P1-9, pp1-6, 2015.
- 19) 地盤工学会: 圧裂による岩石の引張り強さ試験方法, JGS 2551-2002(E), pp.335-338, 2002.
- 20) 地盤工学会:岩石の点載荷試験方法,JGS 3421-2005(E), pp.103-104,2005.
- 21) ISRM Commission on Testing Methods, Working Group on Revisionof the Point Load Test Method : SInt.J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22, pp. 5160, 1985.
- 22) M. Kohno , H. Maeda: Relationship between point load strength and uniaxial compressive strength of hydrothermally altered soft rocks, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. 50 pp.147-157 , 2012 .
- 23) 平松良雄,岡行俊,木山英郎:非整形試験片による岩石の引張強さの迅速試験,日本鉱業会誌,no.81,pp.1024-1030,1965.
- 24) 地盤工学会:土質試験 基本の手引き第一回改訂版, pp.135-150, 2005.9.
- 25) 奥宮彩乃: 2008 年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地 すべりの三次元解析モデルの構築,法政大学都市環境デ ザイン工学科卒業論文,2015.
- 26) 嶋岡計亮,小山倫史,西山哲,入江敬,大西有三:不連 続変形法の地震起因の地すべりへの適用に関する研究, 土木学会,第39巻,pp.364-368,2010.
- 27) 梅村順,細矢卓志,原勝重,鈴木輝一,中道育夫:4.2 荒 砥沢地すべり,平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震 災害調査報告書,地盤工学会,pp.67-82,2010.6.
- 28) 竹澤麻衣: 2008 年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地 すべりの解析シミュレーション,法政大学都市環境デザ

イン工学科卒業論文,2014.

- 29) 秦吉弥,大角恒雄,野津厚,釜井俊孝:経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法に基づく2008年 岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地すべり地での地震動の推定,日本地すべり学会誌,Vol.47, No.5, pp.247-254,2010.
- 30) 山科真一,山崎勉,橋本純,笠井史宏,我妻智浩,渋谷 研一:岩手・宮城内陸地震で発生した荒砥沢地すべり,日 本地すべり学会誌,第45巻,pp.42-45,2009.12.

(2016.9.2 受付)

3D SIMULATION OF THE ARATOZAWA LANDSLIDES BASE ON SMOOTHED PARTICLE HYDRODYNAMICS METHOD

Yusuke Ono, Ryota OKAMOTO, Masanori KOHNO, Hisakazu SAKAI, Yoshiya HATA and Yuji IKEDA

In this study, a three-dimensional simulation of the Aratozawa landslide due to the 2008 Iwate-Miyagi Inland earthquake based on the Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) method were conducted. The numerical results were compared with the observed damages espesially with respect to the flow distance of the landslide. In order to obtain the material strength paramters used for the simulation, the field survery and the laboratory test were performed. The numerical results by the SPH method showed good agreement with the maximum flow distance caused by the 2008 Aratozawa landslide.