

■地震時大規模地すべりの発生機構

—荒砥沢地すべりを例として—

Mechanisms of a large-scale landslide triggered by the Earthquake in 2008

—A study of Arato-sawa Landslide—

大野亮一* Ryoichi OHNO／国土防災技術(株) Japan Conservation Engineers & Co., Ltd.

山科真一 Shin-ichi YAMASHINA／国土防災技術(株) Japan Conservation Engineers & Co., Ltd.

山崎孝成 Takanari YAMASAKI／国土防災技術(株) Japan Conservation Engineers & Co., Ltd.

小山倫史 Tomofumi KOYAMA／京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻 Kyoto University, School of Urban and Environmental Engineering

江坂文寿 Fumitoshi ESAKA／林野庁東北森林管理局 Forestry Agency, Tohoku Regional Forest Office

笠井史宏 Shikoh KASAI／林野庁東北森林管理局 Forestry Agency, Tohoku Regional Forest Office

キーワード：岩手・宮城内陸地震，大規模地すべり，地震解析，FEM，DDA

Key words：Iwate-Miyagi Inland Earthquake, large-scale landslide, dynamic analysis, FEM, DDA

1. はじめに

2008年6月14日に発生したM7.2の岩手・宮城内陸地震により数千箇所の崩壊と数百箇所の地すべりが発生した。この地震により発生した斜面長1.3km，最大すべり面深度が100mに達する荒砥沢地すべりは，地震時に滑動した地すべりとしては国内最大級の規模を有する巨大地すべりである。中越地震および岩手・宮城内陸地震と続いた山地災害により，既存の地すべりが地震時に再滑動するケースは決して稀ではない，との認識が広く共有されるところとなった。一方，これまでの地すべり研究は，豪雨を誘因とする地すべりを対象とすることが多く，地震を誘因とする地すべりに関して，その滑動力・抵抗力や付加された地震力等が検証された事例は少ない。

本稿では，地震時に滑動した大規模地すべりの貴重な事例である荒砥沢地すべりを取り上げ，その発生機構に関する考察を行う。検討に際しては，定性的な知見の提示に留まらぬよう，調査結果¹⁾²⁾に基づく解析作業を行い，可能な限りの定量評価に努めた。

2. 荒砥沢地すべりの発生機構

2.1 地すべりの規模

荒砥沢地すべりの規模大略を示す。

場所：宮城県栗原市栗駒字栗駒岳国有林ほか

幅：900m，長さ：1,300m

すべり面深度：最大127m

主滑落崖：最大150m

移動土塊：約6,700万m³

すべり面形成層：砂岩・シルト岩互層

すべり面傾斜角：0～2°

2.2 地すべりの特徴

これまでの調査¹⁾²⁾により，荒砥沢地すべりでは次のような特徴が把握されている。

- ・2つの旧地すべり地形の西側の一部および東側のほとんどの部分が活動し，旧滑落崖後方に拡大した（図－1）。
- ・滑落崖の最大落差は150mに達する。上部に溶結凝灰岩，下部に軽石凝灰岩があり，両層の層界付近に湧水がみられる。
- ・陥没帯下流側には軽石凝灰岩のブロックがリッジ状に残る。二つのリッジは東西方向に伸び，上流側リッジを構成する軽石凝灰岩の層理面は30°傾斜するが，下流側リッジはほぼ水平な堆積構造を残す（図－2）。
- ・地すべり末端は沢よりすべり面が深く，沢部は河床堆積物を載せたまま最大65m隆起した。また移動岩体は対岸岩盤に乗り上げ，圧縮・隆起変形により河床堆積物が絞り出され，土石流となってダム湖に突入した。
- ・水平移動量をみると，地すべり上部250m，中央～下部300m，地すべり下部200m，末端の衝上帯（隆起帯）で70～150m移動しており，末端部で移動体が圧縮されている。
- ・調査ボーリングから，すべり面はBV－12から山側に向かって僅かに逆傾斜を示すが，下流側では2°傾斜で全体としてほぼ水平をなす。BV－10からBV－11にかけては，過去に大規模に滑動した根拠となる旧リッジや旧陥没帯堆積物が存在する。

2.3 地すべりの発生過程

2.2で述べた特徴に加え，地震前後の地形変化や局地的な地塊の歪み等を考慮し，現段階で著者らは地すべりの発生過程を次のように考えている。

- ①地震に伴う繰返しせん断力の付与，もしくは逆断層上盤のズレ変位（2m超）に伴うせん断力の付与

* 連絡著者／corresponding author
〒330-0074 さいたま市浦和区北浦和2-12-11
2-12-11 Kita-Urawa, Urawa-ku, Saitama city, Japan

- ②せん断変位に伴う動的な間隙水圧の上昇
- ③堆積由来の固結した構造の損傷・劣化
- ④①～③によるすべり面のせん断強度低下
- ⑤旧滑落崖から下側の旧移動体が、強度低下したすべり面に沿って滑動を始める
- ⑥旧滑落崖から上側の地塊が下側に傾動しながら滑り出し、新たな滑落崖が形成される

以上の考え方は、宮城³⁾の「移動体下半部はほぼ2/3が概ね一体で滑り、その直後上半部に見られる2列のリッジを構成する土塊が順次移動した」とする崩壊過程と軌を一にする。ただし、著者らは旧移動体と今回のすべりは、全面ではないが部分的にすべり面を共有すると考えるが、宮城は「過去のすべりを示唆する積極的な情報は確認できていない」として、旧すべり面と今回のすべり面は異なるとの認識である。すべり面の由来に認識のずれはあるものの、宮城および著者らの考える地すべり過程は同質である。そして、その素因として、次項を挙げることができる。

素因①：軟質な軽石凝灰岩の上位に硬質な溶結凝灰岩が堆積するキャップロック構造

素因②：斜交した流れ盤を形成する湖成層（砂岩・シルト岩互層）

素因③：旧滑落崖から下部にかけて既存すべり面の存在

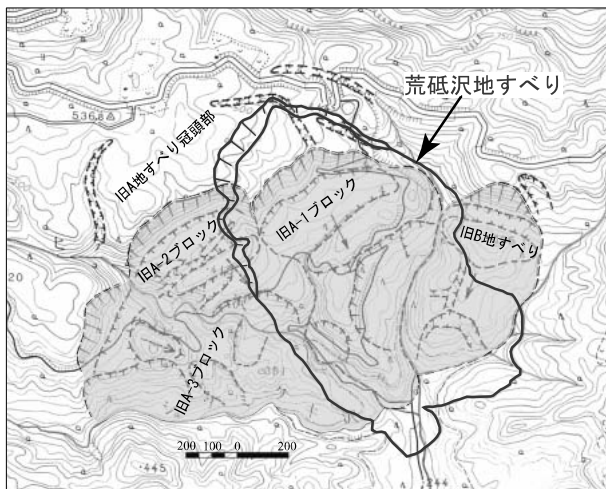


図-1 ブロック区分・地震の前後比較

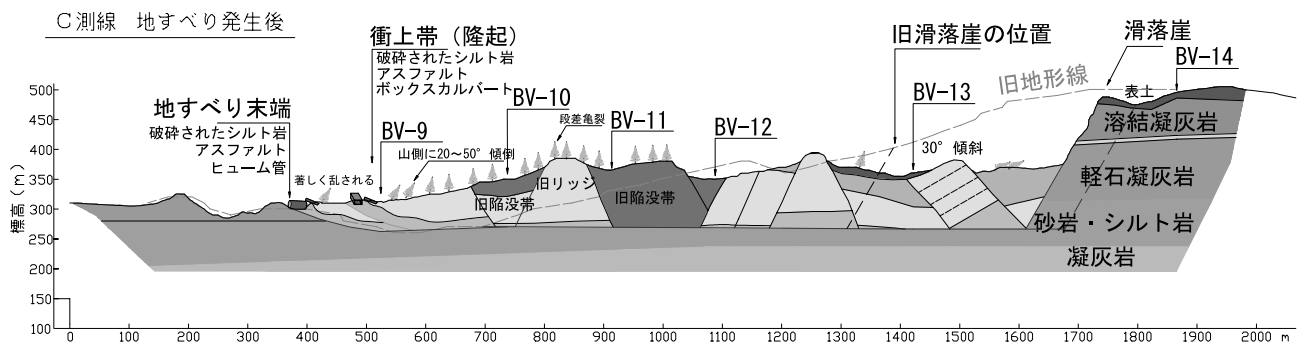


図-2 荒砥沢地すべり縦断面 (C測線)

荒砥沢地すべりは、これら素因に加え、逆断層上盤に位置し最大1Gに達する強い地震動が誘因となり、発生したものと結論づけられる。

これら地すべり機構を検証するため、以下の解析作業を実施した。最初に地形・地質的素因、特にキャップロック構造の検証を目的として、荒砥沢地すべり周辺を対象とした地震応答解析 (FEM) を行った。次に、地震により滑動した地すべりのせん断強度、特に抵抗角について、ブロック変形解析 (DDA) と近似三次元安定解析の二手法を用いて検討評価を行った。

3. 地形・地質素因に関する解析的な検討

岩手・宮城内陸地震による斜面崩壊・地すべりの多くは断層の上盤側で発生している。しかし、上盤の全域で発生したわけではなく、集中領域が存在する。これは特に地形・地質素因との関連が指摘⁴⁾されている。

3.1 地形・地質的な特徴

荒砥沢地すべり周辺は、すべり面形成層となった湖成堆積物から形成される砂岩・シルト岩互層の上位に、軽石凝灰岩、溶結凝灰岩、安山岩質凝灰角礫岩～凝灰岩 (降下軽石を含む)、耕英地区の平坦面を形成する溶結凝灰岩が累重する (図-3)。

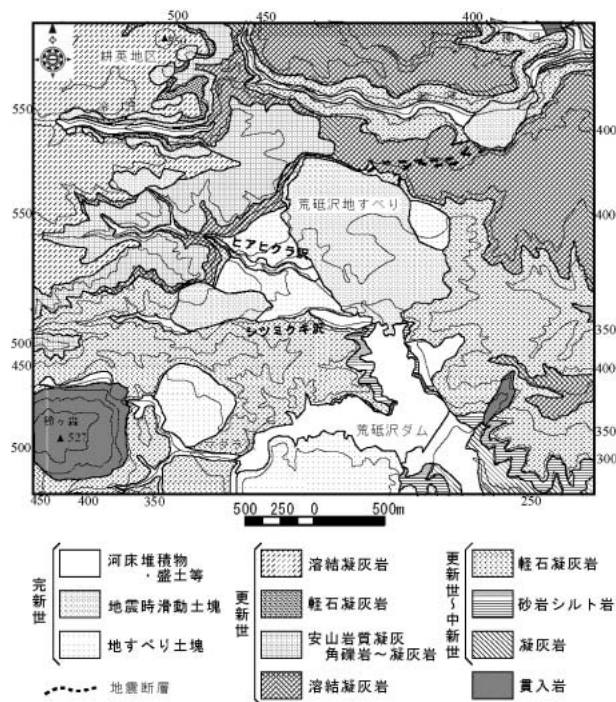
今回の地震による斜面災害では、地形・地質的観点から、次の点が特徴である。

- ・浅層崩壊と表層崩壊は急傾斜した谷壁に集中し、崩壊の源頭部には溶結凝灰岩が分布する。
- ・軟質な軽石凝灰岩の上位に硬質な溶結凝灰岩が分布するキャップロック構造付近で、規模の大きな地すべりが発生する傾向にあった。

3.2 三次元地震応答解析 (FEM)

上述の地形・地質素因のうち、特にキャップロック構造の影響を評価するため、図-6に示す範囲 (2820m×2340m) を対象に三次元地震応答解析 (FEM動的全応力解析) を実施した。地質図、ボーリング調査等から推定した三次元地質構造をメッシュに反映させ、要素辺長は20mを基本とした (図-5)。また、物性値は各種調査 (PS検層、孔内水平載荷試験、岩石試験) 結果等を基に地質ごとに設定した。採用した物性値を表-1に示す。構成則には修正R-Oモデルを用いている。

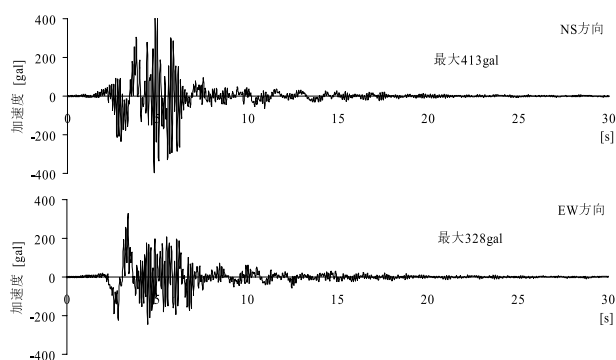
入力地震動は、荒砥沢ダムの基礎岩盤監査廊で観測された地震波形を、重複反射法により解析基盤に引き戻した波とした。作成された地震動を図－4に示す。



図－3 荒砥沢周辺の地質図

表－1 地震応答解析（FEM）の物性値

地 質	ポアソン 比	単位体 積重量	弾性 係数	せん断 弾性係数	修正 R-O	
					γ_r	h_{max}
	[-]	[kN/m ³]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[%]	[%]
溶結凝灰岩	0.35	19.0	2,500	930	0.40	15
安山岩質 凝灰角礫岩	0.40	17.0	800	290	0.15	15
溶結凝灰岩	0.35	19.0	2,500	930	0.40	15
軽石凝灰岩	0.40	16.5	800	290	0.15	15
砂岩・シルト岩 互層	0.35	17.5	1,500	560	0.35	15
凝灰岩	0.30	22.5	6,500	2,500	0.50	10
貫入岩	0.30	25.0	12,000	4,600	0.50	10



図－4 入力地震動（三次元地震応答解析）

FEM解析を実施した結果、キャップロックの縁端部、軽石凝灰岩層内にせん断ひずみの集積が生じており、相対的に弱い軽石凝灰岩において、地震時に大きなせん断ひずみが形成されることが確認された（図－7）。図中には荒砥沢地すべり以外にも、地震時に発生した地すべりを赤い線で記載した。キャップロック構造の弱部の分布とよい対応をしていることがわかる。

また、加振後に算定される残留変位、特にその上下動傾向（隆起と沈下）をみると、せん断ひずみとよく似た分布を示すことがわかる（図－8）。赤く塗られた隆起ゾーンと青い沈下ゾーンに挟まれた領域が地すべりの頭部位置と重なり、また、その位置は溶結凝灰岩の上位層界の分布とはほぼ一致する。先のキャップロック部位で大きなせん断ひずみが生じていることと関連した結果と思われる。ただし、今回用いた修正R-Oモデルは直接に地盤のせん断強度を評価することができないモデルであることから、大きなひずみ領域を計算対象とする場合、出力される残留変位の扱いに留意が必要とされる。本解析におけるせん断ひずみは0.5%に達するため、ここでの残留変位の結果は参考解釈に留めることとする。

精度向上の課題は残されるが、地質構造を反映させた広域の地震応答解析により、地盤剛性と地震力に応じた地すべり危険箇所の評価が可能であることを示す結果といえる。

4. すべり面のせん断抵抗角に関する検討

荒砥沢地すべりのすべり面は0～2°と極めて緩勾配をなす。この点に関し、特にすべり面のせん断抵抗角について、平時に発揮される静的抵抗角と、地すべりが滑動を始めた後に発揮される動的抵抗角に分けて検討を行う。

4.1 動的な抵抗角の検討

定性的には0～2°のすべり面傾角で移動が生じたことから、動的な抵抗角はほぼゼロに近かったと推測される。これを定量的な方法で確認する。具体には、地すべりの滑動過程を追跡可能なブロック変形解析(DDA)を用い、D測線を対象に地震時の地すべり変形解析を行った。

4.1.1 DDA（ブロック変形解析）

DDAは対象を複数個のブロックに分割し、ブロック間の接触力、摩擦力を考慮しつつ変形過程を追跡する⁵⁾。同種の解析法であるDEM（個別要素法）との違いは、ダッシュボットを使わない点と、剛体変形のみでなく、ブロック内のひずみを取扱い、弾性変形が考慮される点である。DDAのブロック分割を図－9（上段）に示す。解析パラメータは、弾性係数等は表－1と同様で部分的に推定値を使用した（表－2）。

外力は、荒砥沢ダム基礎岩盤監査廊での観測地震動を積分して変位波を作成し、底部受け皿ブロックを変位指定で加振した。受け皿が振動することにより、これに載る各ブロックは開放側となる斜面下方に向かって変形を始め、最終的に末端に乗り上げ停止する。

解析では、ブロック間に生じる接触、摩擦に関するパラメータはすべり面（受け皿との接触面）、土塊内ともすべて同じ設定とした。すべり面と土塊内部での摩擦抵抗は異なるのが通常だが、DDA解析の場合、ブロック間に付与すべきパラメータは、本来の物性で定まる抵抗角以外にも、対象ブロックの大きさやその形状に依存して変化する。ここでは、土塊内部の抵抗角の値を大きくしても解析結果に与える影響は小さいこと、を確認した上で、すべり面、土塊内部とも同一の設定とした。また、

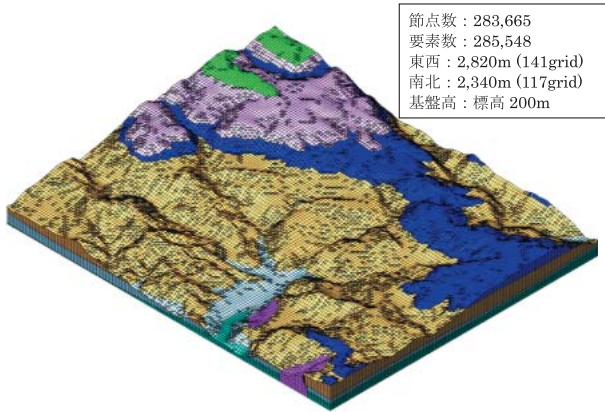


図-5 メッシュ鳥瞰図

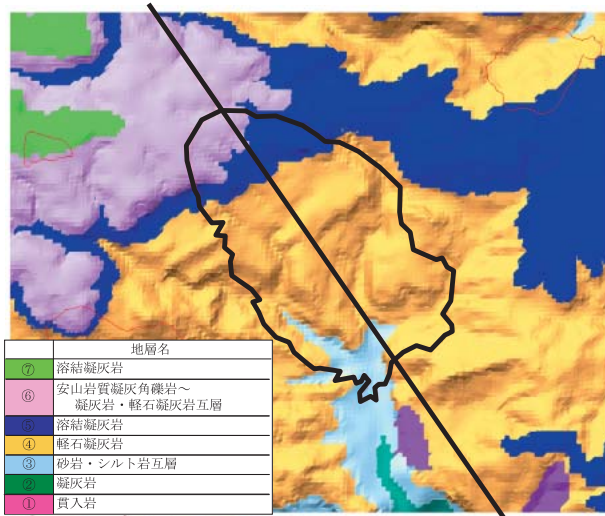


図-6 メッシュ地質区分図

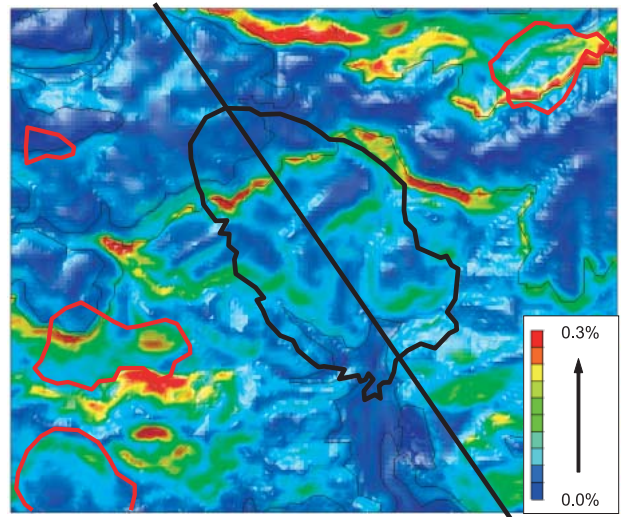


図-7 セン断ひずみ分布（履歴最大絶対値）

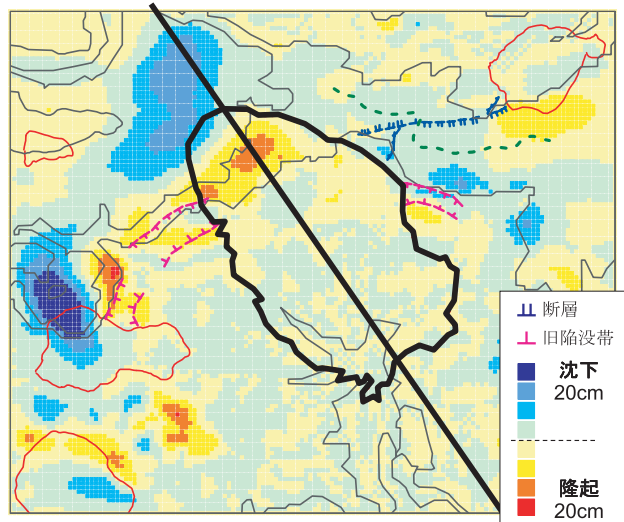


図-8 残留変位（隆起と沈下）

表-2 DDAの設定パラメータ

せん断抵抗角 $[\circ]$	5
粘着力 $[\text{kN}/\text{m}^2]$	0
接触ばね剛性 k_n $[\text{kN}/\text{m}]$	720,000
引張強度 $[\text{kN}/\text{m}^2]$	0

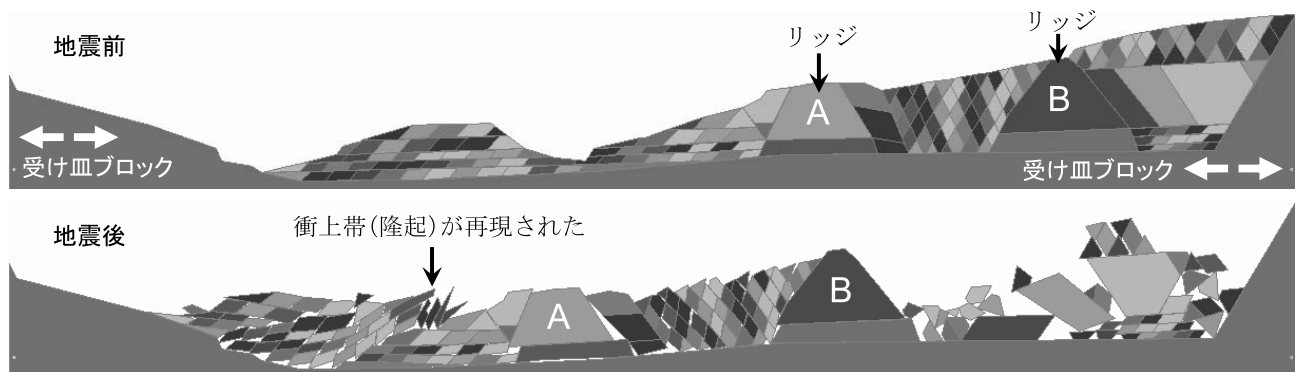


図-9 ブロック変形解析（DDA）の結果

抵抗角を 5° と小さな値としても、地震外力を与えなければブロックは自立し崩壊しないことを確認している。

4.1.2 $\phi=10^\circ$ (残留強度) とした場合

すべり面形成層である砂岩・シルト岩互層に対し、繰返し一面せん断試験を実施した。その結果、粘着力 $c=0$ [kN/m²]、抵抗角 $\phi=10^\circ$ が得られている。

DDAでは間隙水圧の力を直接考慮することは難しいため、水圧によるすべり抵抗力の減少は、みかけ抵抗角の低下として反映させる。 $\phi=10^\circ$ に対して、すべり面に作用する間隙水圧51m相当を作用させると、 $\phi=5^\circ$ まで、みかけ抵抗角が低下する。

$\phi=5^\circ$ の設定において、DDAによる水平移動量は100m程となった。実際には地すべり土塊中央付近で約300mであるから1/3の移動量である。この結果は、動的な抵抗角は 5° よりさらに小さかったことを示し、すべり面傾角が $0\sim2^\circ$ である事実と矛盾しない。

4.1.3 強制滑動力の付与

実際の移動量300mがDDAで算定されるには、どれぐらいの地すべり滑動力を付加すればよいのか、確認計算を行った。図-9に示す2つのリッジに、左側水平方向に強制滑動力を付加する。図-9下段の図は強制滑動後の変形図である。衝上(隆起)帯が再現され、地すべり末端部における変形状態がよく表現されている。

付加した滑動力の大きさは、移動量が300mとなるよう試行錯誤で設定した。その結果、リッジAに197,000 [kN/m]、リッジBに141,000 [kN/m]、ABあわせて338,000 [kN/m]の滑動力が必要であった。この力を間隙水圧に換算すると、すべり面長を800mとして、 $338,000$ [kN/m] $\div$ 800 [m] $\div$ 10 [kN/m²] = 42mの水圧に相当する。つまり、荒砥沢地すべりが300m滑動するためには、みかけ抵抗角 $\phi=5^\circ$ ($=\phi=10^\circ$ + 水圧51m) でも十分ではなく、さらに42m相当の水圧が必要ということになる。この場合 ($\phi=10^\circ$ + 水圧93m) となり、みかけ抵

抗角換算で $\phi=1^\circ$ 未満に相当する。

以上、荒砥沢地すべりの動的な抵抗角に関して、ブロック変形解析を用いて検証した結果、抵抗角は 1° 未満との結果が得られた。この結果は、 $0\sim2^\circ$ という実際のすべり面傾斜角とも定量的に一致し、滑動時の動的抵抗角はほぼゼロに近かったという当初の推測を裏付けるものである。

4.2 静的な抵抗角の検討

次に、地震の発生前、平時において荒砥沢地すべりが有していたすべり面のせん断抵抗角を検討する。

4.2.1 近似三次元安定解析

非円弧すべりであるから、簡易Janbu式により地すべり安全率を求める。また、荒砥沢地すべりはその規模からも三次元効果を見逃し得ないと考え、図-10、図-11に示すA～Eの5測線を対象に、面積重み平均による近似三次元安定解析 (Lambe-Whitman⁶⁾の方法)を採用した。

なお、安定解析に用いる地下水位 (図中薄いグレーの線) は地震後に観測された観測最高水位を基本とした。地震前水位に関しては、観測最高水位をベースに、特に沢部での排水を考慮して地震前地形に適合するよう水位形状を推定した。設定された地下水位は地すべり頭部で90~110m程度の水頭を有する。なお、地下水圧は安定解析式内で評価されるため、静的な抵抗角はみかけではなく、有効応力的な抵抗角 ϕ となる。

4.2.2 $\phi=10^\circ$ (残留強度) とした場合

残留強度 ($\phi=10^\circ$) を用い、簡易Janbu式による安全率を求めた。得られた安全率は $F_s=1.034$ と小さな値となった。この安全率では、地震力として水平震度 $k_h=0.01$ (10gal相当) を与えるだけで、 $F_s=0.955$ となり1を下回る。この結果は地すべりの抵抗力を過小評価しており、残留強度 10° は、地震前のすべり面強度を適切に評価した値とはいえない。

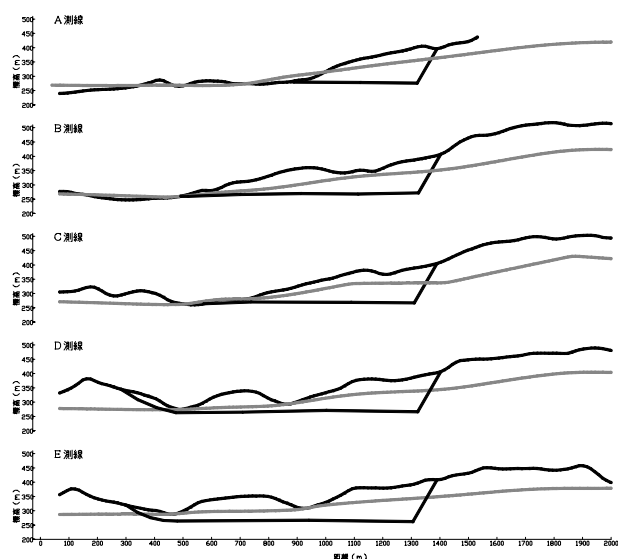


図-10 安定解析断面 (地震前地形)

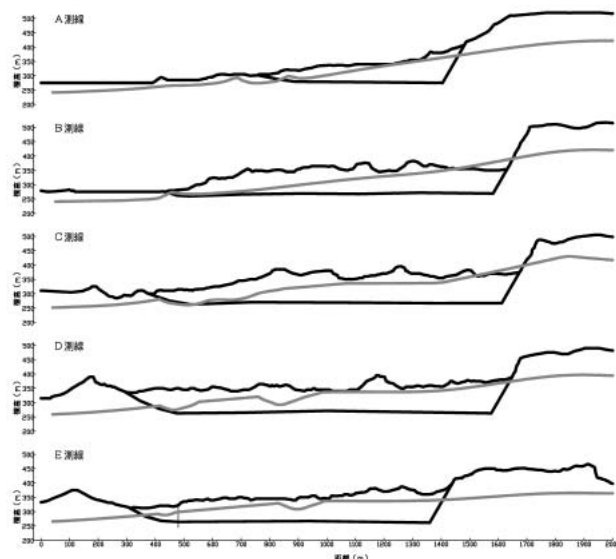


図-11 安定解析断面 (現況地形)

4.2.3 地震力の算定

適切な抵抗角を推定するため、初めに地震力の評価を行う。地震力はJanbu式に水平震度 k_h で与える。したがって、岩手・宮城内陸地震の加速度に応じた水平震度 k_h を求める必要がある。最も簡潔な水平震度算出法は、最大加速度を重力加速度で除した比である。しかし、この方法で求まる水平震度は、大規模地震動に対し過大値を与え、200gal以上の加速度については求まった比の1/3乗とする⁷⁾などの調整が必要となる。ここで知りたいのは、移動土塊内のある一点における最大加速度ではなく、移動土塊全体に生じる平均的な地震力の最大値であるから、このような水平震度を求める方法として渡辺・馬場の方法⁸⁾を採用した。

渡辺・馬場の方法とは、下式のように面積および土塊密度を重みとして加速度を空間平均して水平震度を求める。

$$k_h = \frac{\int \int_C \rho(x, y) \alpha_h dx dy}{g \cdot \int \int_C \rho(x, y) \cdot dx dy}$$

k_h : 水平震度

C : すべり土塊領域

$\rho(x, y)$: 土塊密度

α_h : FEMで求まった各要素の水平方向加速度

g : 重力加速度

二次元地震応答解析を実施することにより、地盤内の個々の節点における加速度（時系列値）が得られる。この加速度をすべり面より上の地すべり土塊に対し、加速度の大きい要素、小さい要素それぞれの面積と密度により移動土塊全体に対する平均操作を行う。つまり、渡辺・馬場の方法で得られる水平震度 k_h は、空間平均操作が加えられた時系列値となる。そのうちの最大値をJanbu法に与える水平震度とする。

なお、二次元有限要素法による地震応答解析は、先の三次元地震応答解析で用いた物性値、入力地震動に準じ、C測線を対象とした。その詳細は割愛する。

渡辺・馬場法より得られた水平震度を表-3に示す。地形は地震発生前と発生後（現況）の2種類とした。また、滑動後の土塊は強く破碎を受けることから、移動土塊の地盤剛性は低下していると考えられる。したがって、軽石凝灰岩層の剛性（弾性係数）は地震前を100%として、100、50、25、12.5%の4段階とした。それぞれ弾性係数800、400、200、100[MN/m²]に相当する。

渡辺・馬場の方法により、移動土塊にかかる地震力（水平震度）を求めたところ、地震前地形では $k_h=0.241$ となり、地震後地形では $k_h=0.109\sim0.231$ の範囲（軽石凝灰岩の弾性係数の値に依存）となった。

4.2.4 セン断強度の逆算

4.2.2.の結果より、地震前に荒砥沢地すべりが有していた抵抗力は残留強度（ $\phi 10^\circ$ ）より大きいと考えられる。4.2.3.より地震力は水平震度 $k_h=0.241$ 相当と算定されたことから、地すべりが本来有していたせん断強度

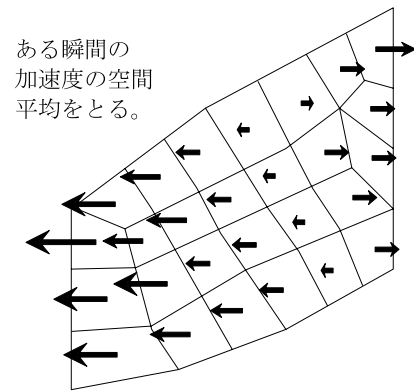


図-12 渡辺・馬場法による水平震度の算定

表-3 Janbu法に与える地震力（水平震度 k_h ）

地 形	地震前	地震後（現況地形）				
軽石凝灰岩の剛性（弾性係数）	100% 800MN/m ²	100% 800MN/m ²	50% 400MN/m ²	25% 200MN/m ²	12.5% 100MN/m ²	
水平震度 k_h	0.241	0.231	0.186	0.140	0.109	

表-4 セン断強度の逆算（ $k_h=0.241$ ）

粘着力 c [kN/m ²]	57.0	42.2	27.2	10.0	0.0
抵抗角 ϕ [°]	20.0	21.0	22.0	23.1	23.8

計算条件：地震前地形，軽石凝灰岩剛性：100%(800MN/m²)

は、Janbu法に $k_h=0.241$ を与えたときに安全率が1を下回る程度の強度とみなせる。 $k_h=0.241$ を与えたときに $F_s=0.98$ となるせん断強度を逆算したのが表-4である。

逆算の結果、抵抗角 ϕ を23.8°以上とすると粘着力 c が0を下回ることから、 ϕ は23.8°より小さな値とする必要がある。 c を概ね50[kN/m²]以下とみなすと、逆算される抵抗角の範囲は $\phi=21^\circ\sim23^\circ$ に絞られた。この値は、実際のすべり面試料の状態から判断しても妥当な範囲の抵抗角である。

$\phi=21.0^\circ$ 、 22.0° 、 23.1° の3パターンについて、現況地形で再度、同規模地震動が生じた場合の安全率を試算した（表-5）。地震後、現況地形の移動層土塊（軽石凝灰岩）がどれほどの剛性（弾性係数）を有するかで、安全率 F_s は1.004～1.813と大きく変わるが、仮に地震前と同じ100%剛性を有したとしても、安全率は1を上回る結果となった。この結果は、現況の荒砥沢地すべりが再度全体的な滑動をする可能性は非常に小さいことを示しており、直観的な判断を裏付ける定量データが得られたものと考えられる。

逆算で求まった抵抗角 $\phi=21^\circ\sim23^\circ$ という値は、いい換えるなら、地震時に滑動を許してしまう最大の ϕ である。 ϕ がこの値より大きければ、地震時（ $k_h=0.241$ ）にも地すべりは動かない。実際に荒砥沢地すべりは滑動したことから、静的な抵抗角は23°より小さいと判断できる。また、近似三次元解析では直接に側壁効果が反映されないが、側壁効果を考慮できる三次元安定解析を実施した場合、23°よりさらに小さな ϕ になると推測される。

表－5 現況地形での地震時安全率の試算

粘着力 c [kN/m ²]	抵抗角 ϕ [°]	軽石凝灰岩 の剛性	水平震度 k_h	安全率 F_s
42.2	21.0	100%	0.231	1.004
		50%	0.186	1.202
		25%	0.140	1.503
		12.5%	0.109	1.810
		－	0.000	6.584
27.2	22.0	100%	0.231	1.005
		50%	0.186	1.203
		25%	0.140	1.505
		12.5%	0.109	1.811
		－	0.000	6.591
10.0	23.1	100%	0.231	1.007
		50%	0.186	1.204
		25%	0.140	1.506
		12.5%	0.109	1.813
		－	0.000	6.599

静的な抵抗角が $\phi = 21^\circ \sim 23^\circ$ の範囲であれば、地震のない平時 ($k_h = 0.000$) の F_s は6.6に達する(表－5)。すべり面傾角が小さいゆえの大きな安全率だが、逆に例えば安全率が6.6の地すべりでも、 k_h が0.241に達する大規模地震動が直撃した場合、地すべりは滑動してしまうことを意味する。そして、荒砥沢地すべりの場合、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、ほとんど摩擦のない状態で300mに達する大変位が生じたものと考えられる。

5. おわりに

荒砥沢地すべりに関する調査・解析結果に基づき、現段階で著者らは地すべりの発生機構を次のように理解している。

- ① 地すべりの発生素因は、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、が挙げられる。
- ② 特にキャップロック構造の影響について、広域地震応答解析(三次元FEM)により、その影響を考慮することが可能であることを示した。
- ③ 地すべりの発生誘因は、大規模地震動(地震力)と間隙水圧である。定性的には、地震による上下動および水平動によりすべり面にせん断変位が生じ、動的間隙水圧の発生を伴いながらすべり面せん断強度が低下したのと考えられる。

- ④ すべり面が $0 \sim 2^\circ$ と低角度であることに着目し、DDAおよび近似三次元安定解析により、定量的なすべり抵抗角の検討を行った。DDAによる検討で、300mの滑動が生じるには動的なせん断抵抗角(間隙水圧の影響を含むみかけの抵抗角)は 1° 未満であったと判断された。
- ⑤ 地震前の静的な抵抗角 ϕ は、 10° (残留強度)より大きく、 23° より小さい。
- ⑥ 今回の地震動は水平震度 k_h 換算で0.241に相当する。 $k_h = 0.241$ の地震力は平時の F_s が6.6ある地すべりすら滑動させる大規模地震動である。これに加えて100m近くに達したと推測される間隙水圧が、動的な抵抗角をゼロ近くまで低減させ300mの移動が生じた。条件が重なれば、たとえ低角度のすべり面であっても大規模地すべりが滑動しうることを示す事例として貴重である。

本稿の作成にあたっては、宮城県土木部荒砥沢ダム管理事務所が所有する地震動データを使用させていただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 林野庁東北森林管理局(2008):平成20年度岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会,第1回～第8回資料, <http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/ken-tokai/index.html>(参照日2009年7月28日)
- 2) 山科真一・山崎勉・橋本純・笠井史宏・我妻智浩・渋谷研一(2009):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, Vol. 45, No. 5, p. 42-47.
- 3) 宮城豊彦(2009):強震動を契機に発生した巨大岩盤層スベリ—脊梁山脈東麓の大規模地すべり地形と荒砥沢地すべり—, 森林科学, No. 56, p11-15.
- 4) 檜垣大助・佐藤剛(2009):平成20年岩手・宮城内陸地震における斜面変動の特徴,岩手・宮城内陸地震被害調査研究報告書,北東北国立3大学連携推進研究プロジェクト, p. 76-81.
- 5) 大西有三・佐々木猛・Gen-Hua Shi(2005):不連続変形法(DDA),計算レクチャーシリーズ6,丸善株式会社.
- 6) Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1969): Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc., pp. 553.
- 7) 日本港湾協会(1999):港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻),平成11年4月, p. 263.
- 8) 渡辺啓行・馬場恭平(1981):フィルダム耐震調査分科会中間報告書,フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察,大ダム,第24巻,第97号, p. 25-38
(原稿受付2009年8月3日,原稿受理2009年12月8日)