

第4編 土砂災害

杉浦 信男 ^{*1}	綱木 亮介 ^{*2}	小山内 信智 ^{*3}
清水 孝一 ^{*4}	野呂 智之 ^{*4}	水野 秀明 ^{*5}
内田 太郎 ^{*6}	西本 晴男 ^{*7}	寺田 秀樹 ^{*8}
笹原 克夫 ^{*9}	栗原 淳一 ^{*10}	秋山 一弥 ^{*11}
山越 隆雄 ^{*12}	田方 智 ^{*13}	藤澤 和範 ^{*14}
石井 靖雄 ^{*15}	野村 康裕 ^{*16}	花岡 正明 ^{*17}
丸山 清輝 ^{*18}	吉田 克美 ^{*19}	ハスバテール ^{*20}

by Nobuo Sugiura, Yoshikazu Shimizu, Dr. Taro Uchida, Katsuo Sasahara, Dr. Takao Yamakoshi, Yasuo Ishi, Dr. Kiyoteru Maruyama,	Dr. Ryosuke Tsunaki, Tomoyuki Noro, Haruo Nishimoto, Junnichi Kurihara, Satoshi Tagata, Yasuhiro Nomura, Katsumi Yoshida	and Dr. Nobutomo Osanai, Dr. Hideaki Mizuno, Hideki Terada, Kazuya Akiyama, Kazunori Fujisawa, Masaaki Hanaoka, Dr. Hasbaator
--	--	---

細目次

1 . 概 要	5
2 . 地震により発生した地すべりの特徴	6
2.1 概要	6
2.2 全般的な傾向	6
2.3 地すべり・斜面崩壊発生箇所と震度、加速度との関連性	6
2.4 芋川流域における地震前の地形的特徴と地すべり発生箇所	7
2.4.1 地震により発生した地すべり	7
2.4.2 地震により発生した地すべりの長さとの関係	7
2.4.3 地すべり発生箇所の地質構造	7
2.4.4 斜面方位	8
2.4.5 斜面勾配	9
2.4.6 地すべり末端の斜面形	9
2.5 まとめ	9
2.6 中越地震により発生した代表的な地すべりの調査事例	10
2.6.1 中越地方の地形・地質概要	10
2.6.2 塩谷神沢川地すべり	12
2.6.3 まとめ	20
3 . 砂防施設に生じた変状	20
3.1 調査したえん堤と被災率	20
3.2 変状が見られた砂防えん堤の施工年代	20
3.3 変状が見られたえん堤の種類	21
3.4 変状が見られたえん堤の高さ	21
3.5 変状形態とその特徴	21

3.6	変状が見られたえん堤と地震動の関係	23
3.7	その他	26
3.8	床固工や砂防えん堤に付属する施設の変状	26
3.9	まとめ	26
4	地震後と融雪後の斜面崩壊に関する検討	27
4.1	調査目的	27
4.2	調査の内容	27
4.2.1	調査範囲と方法	27
4.2.2	崩壊の区分と解析データ	28
4.3	調査結果	29
4.3.1	芋川流域の崩壊数、崩壊面積、崩壊土砂量	29
4.3.2	芋川流域と単元流域別の崩壊面積率	29
4.3.3	地震時・融雪期における斜面方位別の崩壊発生面積率	30
4.3.4	地震時・融雪期における斜面傾斜別の崩壊発生面積率	31
4.3.5	地震時・融雪期における地質別の崩壊発生面積率	31
4.4	まとめ	32
5	簡易な熱収支式を用いた融雪量予測の検討	32
5.1	目的	32
5.2	流域の概要と計算メッシュ	32
5.3	計算方法	32
5.4	検証結果	34
5.4.1	積雪の状況	34
5.4.2	実況予測	34
5.4.3	パラメーター等の改良	34
5.4.4	短期予測の結果	35
5.4.5	長期予測の結果	36
5.5	まとめ	36
6	浮遊砂量の観測	36
6.1	芋川の流域概要	36
6.2	観測方法の概要	38
6.3	観測結果	39
6.3.1	観測期間中の気象状況	39
6.3.2	濁度計・水位計の計測値	40
6.3.3	浮遊砂の土砂容積濃度	40
6.4	考察	41
6.4.1	流量と土砂容積濃度の関係	41
6.4.2	一日あたりの流出水量と流出土砂量の関係	41
6.4.3	一日あたりの流出土砂量と積雪深及び降水量の関係	42
6.4.4	日平均土砂容積濃度と積雪深及び降水量との関係	42
6.5	まとめ	43
7	崩壊発生予測	44
7.1	背景と目的	44
7.2	検討方法	44
7.3	検討結果	45
7.4	まとめ	47

8 . ま と め	47
謝 辞	48
参考文献	48

-
- *1 前 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター長
 - *2 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター長、学術博
 - *3 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室長、農博
 - *4 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室主任研究官
 - *5 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室主任研究官、農博
 - *6 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室研究官、農博
 - *7 前土木研究所土砂管理研究グループ長
 - *8 土木研究所土砂管理研究グループ長
 - *9 前土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）上席研究員
 - *10 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）上席研究員
 - *11 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）主任研究員
 - *12 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）主任研究員、農博
 - *13 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）交流研究員
 - *14 土木研究所土砂管理研究グループ（地すべりチーム）上席研究員
 - *15 土木研究所土砂管理研究グループ（地すべりチーム）主任研究員
 - *16 前土木研究所土砂管理研究グループ（地すべりチーム）研究員
 - *17 土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）上席研究員
 - *18 土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）主任研究員、学術博
 - *19 前土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）主任研究員
 - *20 土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）交流研究員、理博

1. 概要

平成16年（2004）10月23日の地震発生以降、危機管理技術研究センター砂防研究室及び土砂管理研究グループでは、現地調査や現場技術指導などの技術支援を行ってきた。

これより前に震度7規模の地震による大きな被害を出した、平成7年兵庫県南部地震では、都市域の地震に伴う土砂災害が発生した。今回の地震では中山間地において土砂災害が発生し、山古志村（現長岡市）をはじめとする中山間地域住民の生活基盤が破壊され、多数の住民が長期にわたる避難生活を余儀なくされる

等の影響が出た。復旧復興等地元の人々が生活を再建するには兵庫県南部地震とは異なり、高齢者が自活してきた場の復興等数々の課題があり、現在もなお関係機関が復興に向けた取り組みを行っているところである。

一方、土砂災害の現象面から兵庫県南部地震と対比しても、地質・地形といった素因の違いを反映して、発生した土砂災害の形態などの特徴が異なる。また、積雪地帯での土砂災害であったため、積雪・融雪に伴う土砂の二次移動など、今後の対策を考える上で把握しておかなければならない現象が多く見られた。

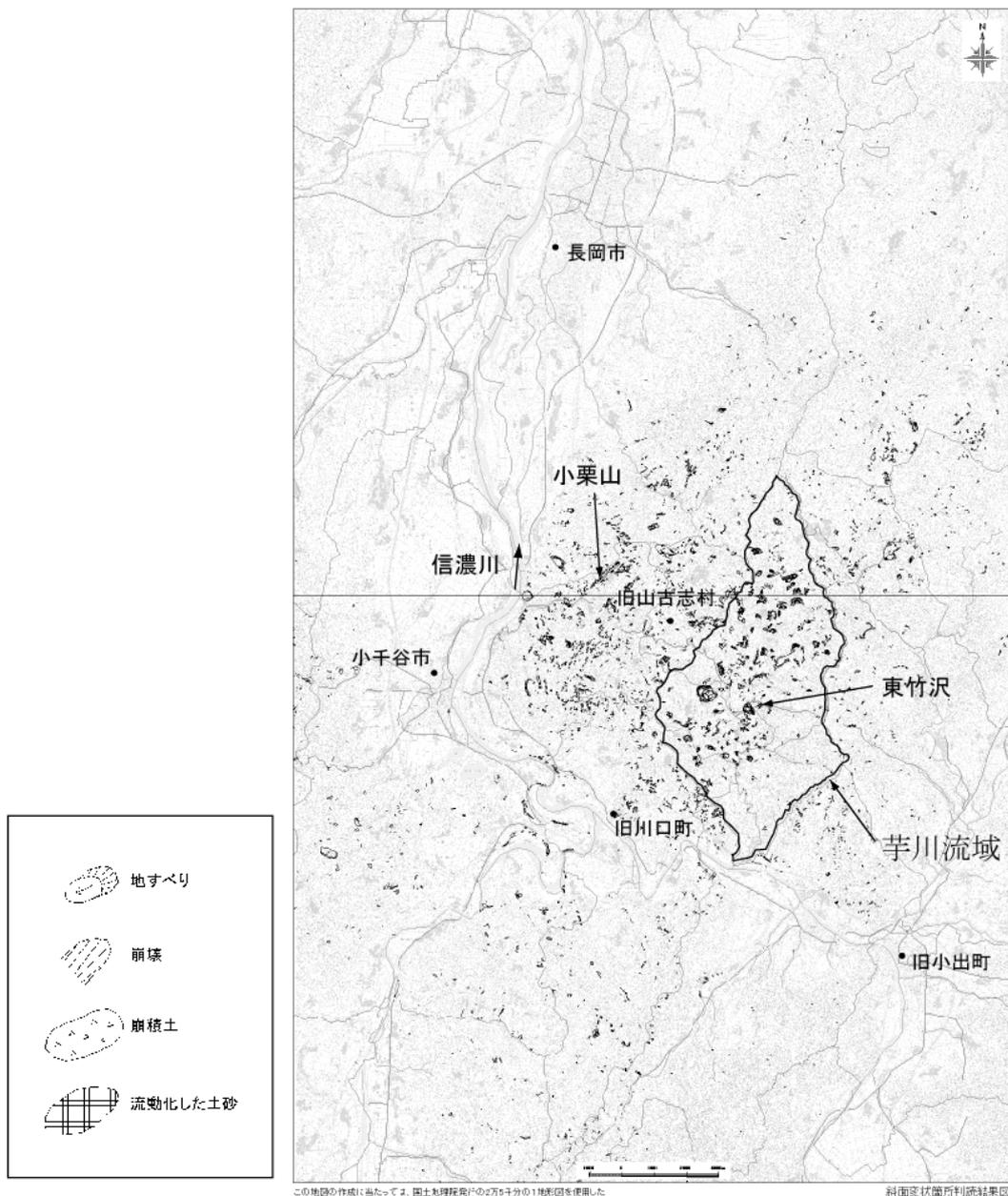


図-4.1 中越地震により発生した地すべり・崩壊の分布図

本編では、災害直後から現地入りして調査した地すべり地の調査・解析、被災した砂防施設の被災形態等の分析、融雪等により流出する土砂に関する調査解析、今後予想される地震により発生する斜面崩壊の発生予測の検討、及び今回大きな問題となった大規模な河道閉塞に関する対応について述べる。

2. 地震により発生した地すべりの特徴

2.1 概要

平成16年新潟県中越地震においては、多くの地すべり・崩壊が発生した。しかしながら、地すべりと地震の関係については、これまで必ずしも明らかとはなっていない。そこでここでは、地すべり発生箇所の地震動特性、地形的特徴と地すべり発生との関係を分析した結果について述べる。

地震の加速度分布と地すべり・崩壊発生箇所との関係については、概略の傾向を把握するため地形図「長岡」、「小千谷」図幅の範囲について分析を行った。地質及び地震前の地形的特徴と地すべり・崩壊の発生箇所との関係については、芋川流域についてより詳細な分析を行った。

地すべりの判読は、国土交通省による崩壊地すべりの調査結果¹⁾をもとに、空中写真を用いて芋川流域について再判読を行った(図-4.1)。

地すべりと崩壊の区分は、空中写真において移動土塊が元地形を残していると判断されたものは地すべり、それ以外は崩壊とした。さらに、地すべりは、次の定義によりさらに2つに区分した。

Aタイプ地すべり

地震発生前の地形図上で地すべり地形が認められない、あるいは不明瞭である斜面で発生した地すべりと、地震前に地すべり地形と認められた斜面において滑落崖以外を頭部として発生したものの。

Bタイプ地すべり

地震発生前の地形図上で明瞭な地すべり地形が判読され、この範囲が滑動したものの。

2.2 全般的な傾向

国土交通省による調査結果¹⁾によると、地すべり・崩壊の発生は3,791箇所にとのぼり、そのうち362箇所が崩壊幅50m以上の規模であった。崩壊幅50m以上の大規模な崩壊のうち約7割を震度6強以上を記録した市町村が占めていたが、崩壊幅50m未満の崩壊については約5割であり、震度の大きな地域は、崩壊の規模が大きくなったことが窺われる。

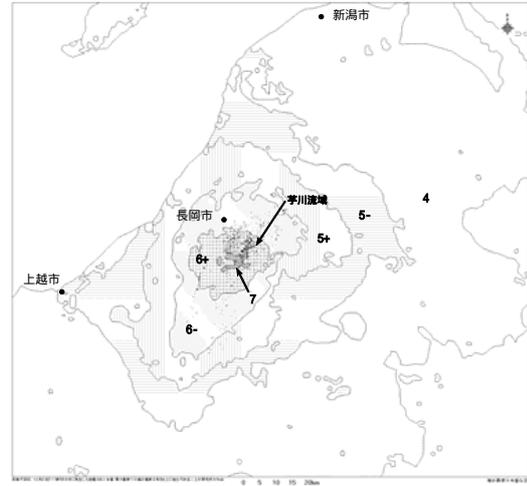


図-4.2 推計震度分布と地すべり・崩壊の分布の関係

2.3 地すべり・斜面崩壊発生箇所と震度、最大加速度との関連性

新潟県中越地方推計震度分布図²⁾に地すべり・崩壊発生箇所の分布図を重ねたものを図-4.2に示す。地すべり・崩壊発生箇所は推計震度6強以上の範囲に多く分布する傾向が認められた。しかしながら、推計震度7の地域に特に集中するというような傾向は認められない。

最大加速度の計測結果³⁾を用いて、合成、南北方向、東西方向、上下方向の成分毎に等最大加速度線を作成し、それらと地すべり・崩壊発生箇所の分布図を重ね合わせてみた。ここでは、図-4.3に合成成分の最大加速度分布図を、図-4.4に上下方向成分の最大加速度分布図を示す。図-4.3によると最大加速度の大きな範囲は芋川流域のやや南西よりであり、地すべり・崩壊が多発した芋川流域からずれている。一方、図-4.4の上下方向の最大加速度の大きな範囲は芋川流域内にあり、地すべり・崩壊が多発した範囲と整合する傾向が認められた。今後、さらに詳細な調査、研究が必要であるが、上下方向の最大加速度の大きさが地すべり・崩壊の発生に何らかの影響を及ぼしている可能性がある。

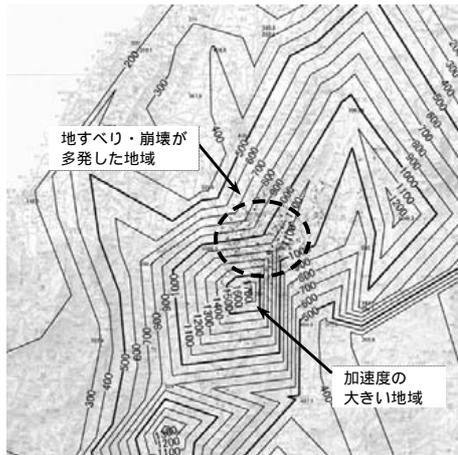


図-4.3 最大加速度分布（水平合成）と地すべり・崩壊の分布の関係

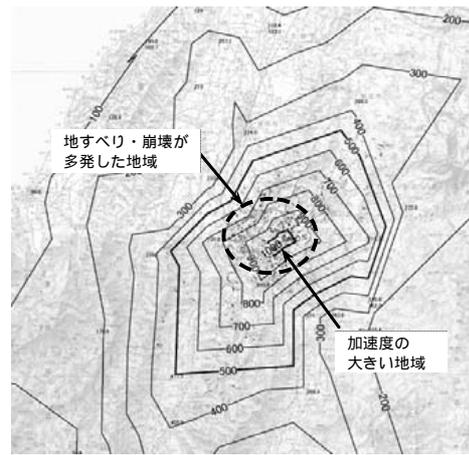


図-4.4 最大加速度分布（上下方向）と地すべり・崩壊の分布の関係

2.4 芋川流域における地形等の特徴と地すべり発生箇所との関連性

2.4.1 地震により発生した地すべり

芋川流域において空中写真判読を行い、地すべり・崩壊発生箇所として比較的規模の大きなもの140箇所を抽出した。その結果、地すべりは53箇所（うちAタイプ地すべりは34箇所、Bタイプ地すべりは19箇所）、崩壊は87箇所となった（図-4.5）。今回発生した地すべりは、Aタイプが多かったことがわかる。

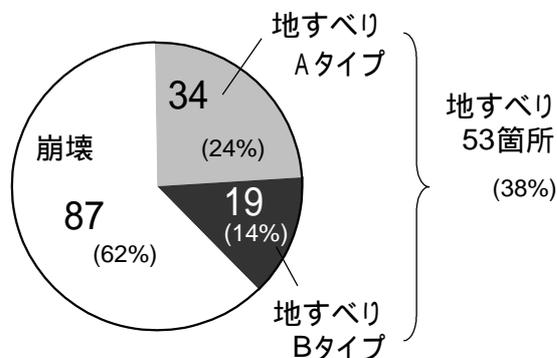


図-4.5 中越地震により芋川流域で発生した地すべり・崩壊箇所数

2.4.2 地震により発生した地すべりの長さとの関係

空中写真の判読結果をもとに、地震により発生した地すべり・崩壊の幅と長さの関係について、両者の比（形状比 = 長さ / 幅）をとってその発生頻度を形態別に図-4.6に整理した。今回の調査は、空中写真の判読結果をもとにしていることから、地すべりの深さには言及することが出来なかった。Aタイプ地すべり、

Bタイプ地すべりと崩壊のいずれにおいても、形状比は0.51～1.50でその頻度が高くなっている。このような傾向は、降雨、地下水位の上昇を誘因として発生した地すべりの調査結果⁴⁾とも類似した傾向となっている。Aタイプ地すべり、Bタイプ地すべりでは、両者に明瞭な傾向の違いは認められない。崩壊についても形状比1.0程度までのものが多い傾向にあるが、形状比の大きなものが地すべりよりも多い傾向にある。

2.4.3 地すべり発生箇所の地質構造

地質図「長岡」図幅、「小千谷」図幅によると、芋川流域の中心部付近をほぼ北北東から南南西方向に向斜軸が伸びており、この向斜軸に並行して東西に背斜軸が位置している。向斜軸周辺の走向傾斜を読み取ると、向斜軸は全般的に南側に沈み込んでいる傾向が認められる（第2編参照）。これらの向斜軸、背斜軸により芋川流域の地質の走向傾斜が規定されており、芋川を中心として東側の背斜軸まで範囲の走向傾斜は概ねNS～N30°W、2～35°W、西側の背斜軸まで範囲の走向傾斜は概ねNS～N70°E、4～50°Eである。向斜軸東側での地層傾斜は芋川北部で小さく、向斜軸の沈み込みのある南部で傾斜が大きくなる傾向にある。

今回の地震により発生した地すべり・崩壊の分布図を地質図に重ねあわせると、芋川流域内で発生した地すべり・崩壊は、芋川流域中心部付近に位置する向斜軸とその東西にある背斜軸に挟まれた地域と、さらに北側に延びる向斜軸付近に集中している傾向が見られた（図-4.13参照）。

芋川流域の地質の走向傾斜は背斜軸、向斜軸の影響を受けている。地質図から読み取った走向傾斜より地すべり・崩壊発生箇所の地質構造（流れ盤、受け

盤)を図-4.7に整理した。地すべり・崩壊発生箇所が走向方向に近似し、流れ盤、受け盤の判断が難しい箇所や走向方向が不明な箇所については「その他」とした。図-4.7によると、地すべり、崩壊ともに流れ盤で発生したものが多い傾向が認められる。地すべりは流れ盤で発生したものが60%程度を占めているが、Aタイプ地すべりは受け盤での発生が認められた。

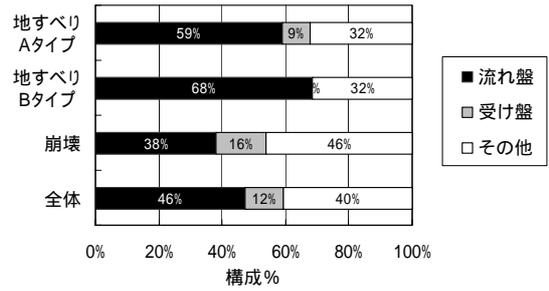


図-4.7 地すべり・崩壊発生箇所の地質

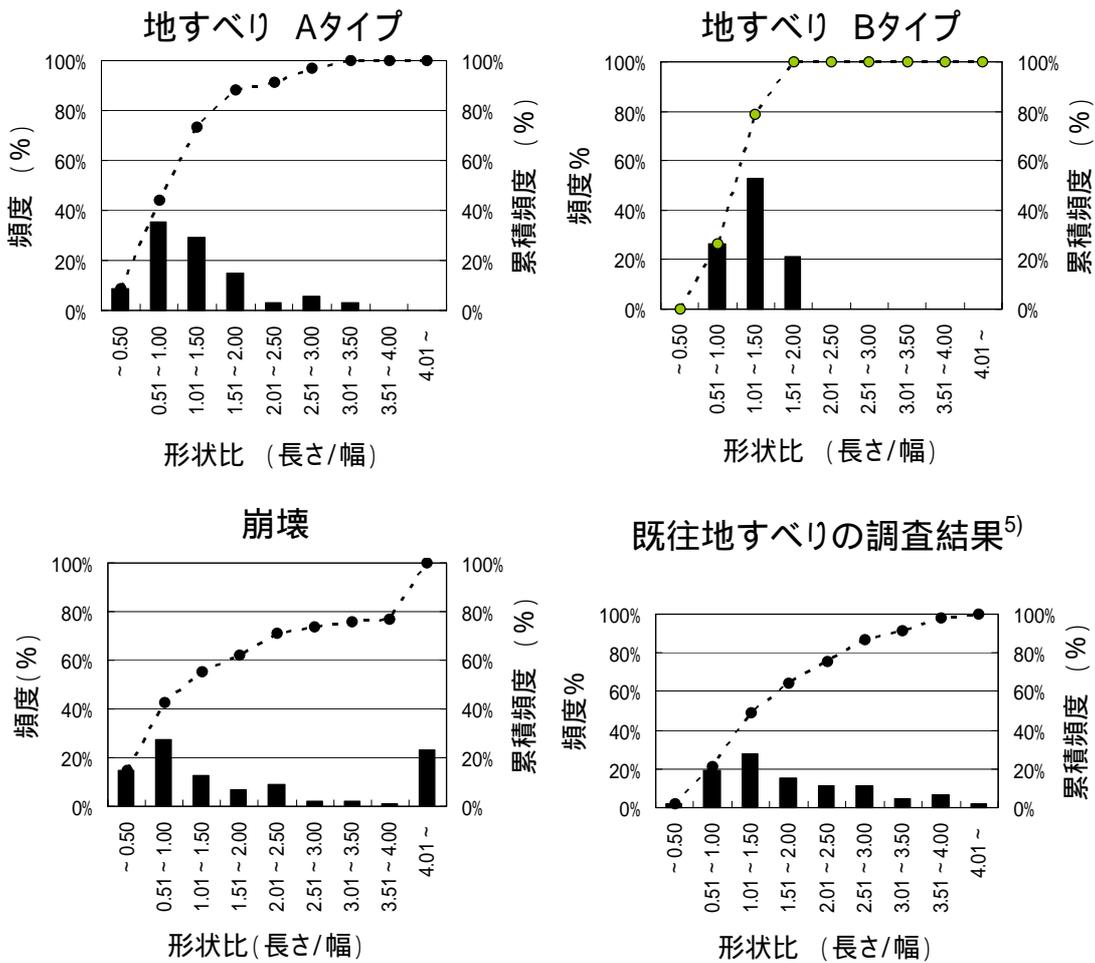


図-4.6 地すべり・崩壊の形状比

2.4.4 斜面方位

地震による地すべり・崩壊発生前の斜面方位を測定した結果を図-4.8に示す。地すべりは概ね南北方向に少なく、これ以外の斜面方位で発生している。地震発生前から認められる既往の地すべりは、地質構造の影響を受け東西方向の斜面方位に偏った分布であったと考えられる。

一方、崩壊は概ねN45°W~N45°Eに発生が少なく、

これ以外の斜面方位で発生している。芋川流域の地質構造は、芋川に沿ってほぼ南北方向に向斜軸が発達し、向斜軸は一般的に南側に沈み込んでいる傾向が認められた。このため流域の地質の走向傾斜は全般に南落ちとなっている。北方向の斜面がわずかに受け盤となっていることが、崩壊の発生が少ない要因の一つとも考えられる。

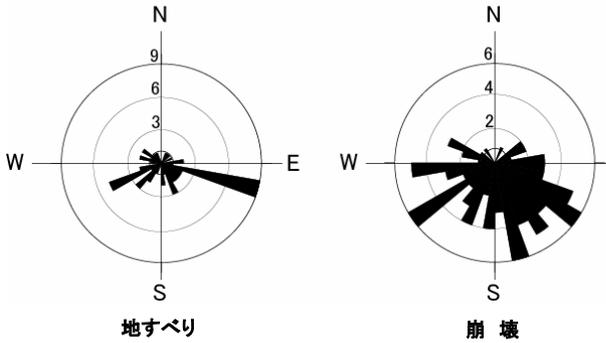


図-4.8 地すべり・崩壊発生箇所の斜面方位

2.4.5 斜面勾配

地すべり・崩壊発生箇所の地震前の斜面勾配毎の発生頻度を図-4.9に整理した。斜面勾配は、地すべり・崩壊の末端部と頭部の勾配を地震発生前の地形図から推定し求めた。図-4.9によると、Aタイプ地すべりは40°以下で発生し、特に20~30°で多く発生している。Bタイプ地すべりは10~30°に多い傾向にある。崩壊は10~80°で発生し、特に30~40°で多く発生している。一般的に地すべりは5~20°の斜面で多く発生し、崩壊は30°以上の急傾斜地に多く発生する傾向がある。今回も同様の傾向が認められる。Aタイプ地すべりの発生傾向が20~40°に多いことは地震に起因した地すべりの特徴と考えられる。

2.4.6 地すべり末端の斜面形

地すべり・崩壊発生箇所の地すべり発生前の斜面末端部の形状が地すべり・崩壊の発生に及ぼす影響を調査するため、図-4.10に示す方法により勾配(α、β)を求めた。両者の勾配の差(β-α)が正の場合には凸型斜面、零の場合には直線斜面、負の場合には

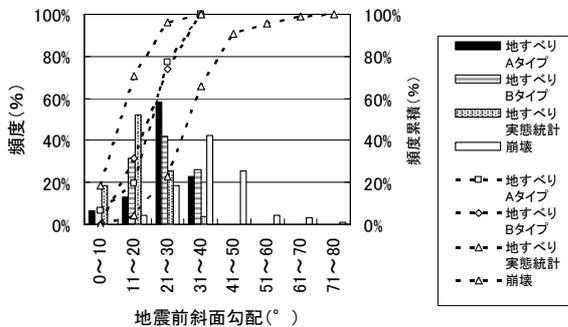


図-4.9 地すべり・崩壊発生箇所の斜面勾配

凹形斜面と斜面形を区分した。図-4.11に区分した結果を示す。

図-4.11によると、崩壊は何れの斜面形においても同程度の割合で発生しているのに対して、地すべりは凸型斜面での発生が概ね70%を占めている。Bタイプ地すべりでも凸型斜面が70%を超えている。地すべり末端が凸型斜面であるものが多いことが、地震による地すべりの特徴とも考えられる。末端の勾配(図-4.10に示すβ)を調べたところ、崩壊は30~50°に多く、地すべりは10~40°で多く発生している傾向が認められた。

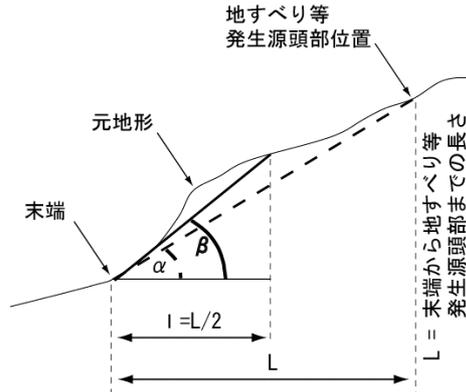


図-4.10 斜面形区分に用いた勾配(α、β)

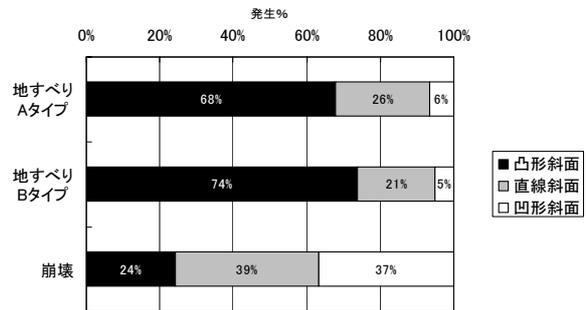


図-4.11 地すべり・崩壊発生箇所の斜面形

2.5 まとめ

地すべり・崩壊発生箇所の地震動特性、地形地質的特性と地すべり・崩壊発生との関係を分析した結果、以下のことがわかった。

- 1) 地すべり・崩壊発生箇所は推計震度6強以上に多く分布する傾向が認められた。
- 2) 地すべり・崩壊の発生する箇所は水平方向最大加速度よりも上下方向最大加速度との相関が高かった。
- 3) 地すべりは、Aタイプ地すべり、Bタイプ地すべりともに凸型の断面形状を呈する斜面で多く発生する傾向が認められた。

2.6 中越地震により発生した代表的な地すべりの調査事例

表-4.1には、中越地震により地すべり地形（ここで、昔地すべりを起こした痕跡がある地形を指す）内で発生した典型的な再滑動したといわれる地すべりを示した。中越地震では、地震に伴って急激に再滑動する地すべりはないという定説に反して、集落を直撃もしくはアクセス道路及びライフラインの寸断や河道を閉塞する地すべりが多発した。これらの地すべりは、長期にわたり集落を孤立化させるなど中山間地に深刻な影響をもたらしている。

そこで、数多くの既存の地すべりが急激な滑動をした原因を明らかにするために、芋川、朝日川、太田川などで発生した激甚な地すべり地において、地すべり

の挙動及び地質構造などの地盤条件を中心に、誘因である地下水位などを含め、詳細かつ総合的な調査・解析を実施している。ここでは、中越地震により発生した地すべりの中から代表的な地すべりの事例として、塩谷神沢川地すべりを取り上げた。この地すべりは、今回の地震で発生した地すべりの中では面積、最大厚さとともに規模が最大級のものであるばかりではなく、滑動距離が100mにも及び、ダイナミックかつ複雑な挙動を示したことから、大学等研究者からの注目を集めている。地すべりは既存の地すべり地形内で発生しており、地震による「再滑動型」地すべりの発生機構解明の事例として、現地踏査及びボーリング調査を含めた詳細な調査結果をもとに、検討を行ったのでその結果を報告する。

表-4.1 中越地震により発生した主な地すべり

地区名	地質	長さ(m)	幅(m)	最大厚さ(m)	移動距離(m)	体積(万m ³)
尼谷地	暗色塊状泥岩	170	120	18	40	35
寺野	砂岩泥岩互層	200	125	18	50	45
塩谷神沢川	砂岩泥岩互層	650	450	80	90	750
塩谷南	シルト・砂及び礫	150	100	15	30	23
東竹沢	砂質泥岩及び砂岩泥岩互層	240	250	30	120	180
芋川沢	砂岩	180	150	16	40	43
小栗山	砂岩泥岩互層	400	170	22	30	150
田麦山小高	砂質泥岩	370	260	30	50	290

2.6.1 中越地方の地形・地質概要

図-4.12は、中越地方の地形を示したものである。この地方の地形は、信濃川の支流である魚野川やその支流の破間川を境に東西でまったく異なる。東側には標高1,500～2,000mの急峻な越後山脈が南北に連なるのに対し、西側は魚沼丘陵・東山丘陵や東頸城丘陵などの低平な丘陵やその間に分布する盆地からなる。これらは“新潟方向”と呼ばれる北北東～南南西方向に分布し、丘陵の稜線やその間の盆地は顕著な北北東～南南西方向を示す。信濃川の東側に分布する幅15～20kmの丘陵全体は魚沼丘陵と呼ばれるが、それを横切

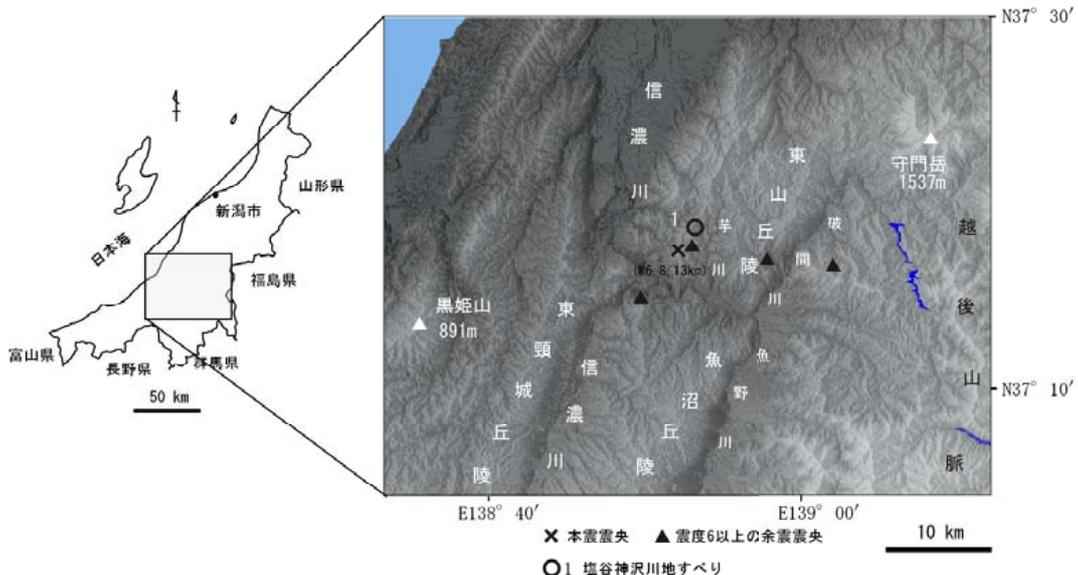


図-4.12 中越地方の地形（国土地理院 50mメッシュ数値地図から作成）

る魚野川によって北側の東山丘陵と南側の魚沼丘陵と呼ばれることもあり、ここではこの名称を使う。魚沼丘陵及び東山丘陵は北北東方向に極めて明瞭な直線状の稜線をもち、本地域の地質構造や地殻変動の結果を反映したものとなっている。魚沼丘陵は標高700m以下で、北方に向かって漸次低くなり、一般に稜線が東側

に偏り、非対称な地形をなす。一方、東山丘陵は、標高が約300～450mであり、北北東～南南西方向に伸張し、稜線も極めて明瞭な方向性を示しており、丘陵の中心部を芋川が北から南に流れ、魚野川に合流する。

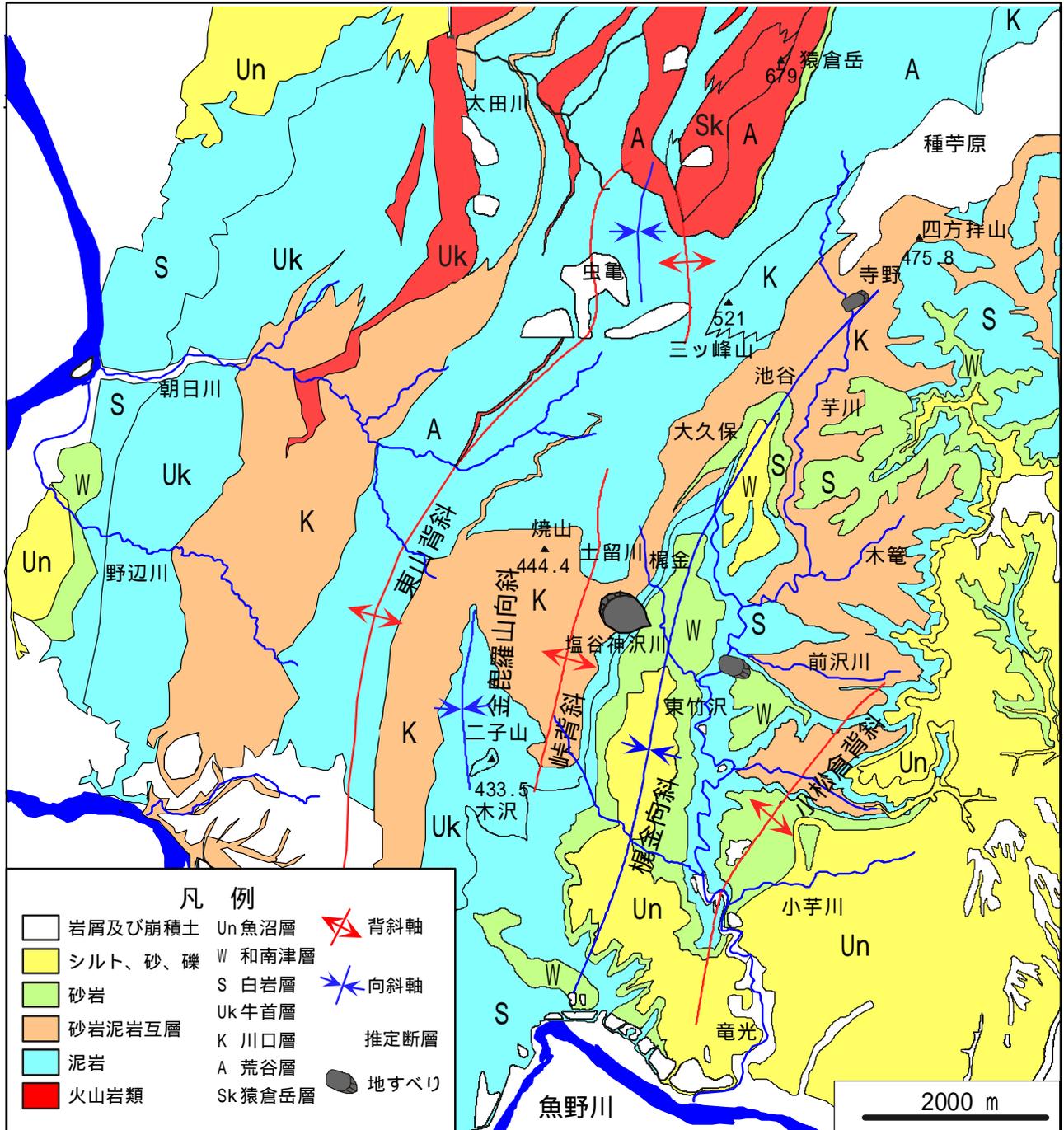


図-4.13 長岡市、小千谷市、川口町、魚沼市一帯の東山丘陵における地質分布図
 (地質調査所 50,000 分の 1 地質図「長岡」⁵⁾及び「小千谷」⁶⁾を簡略化)

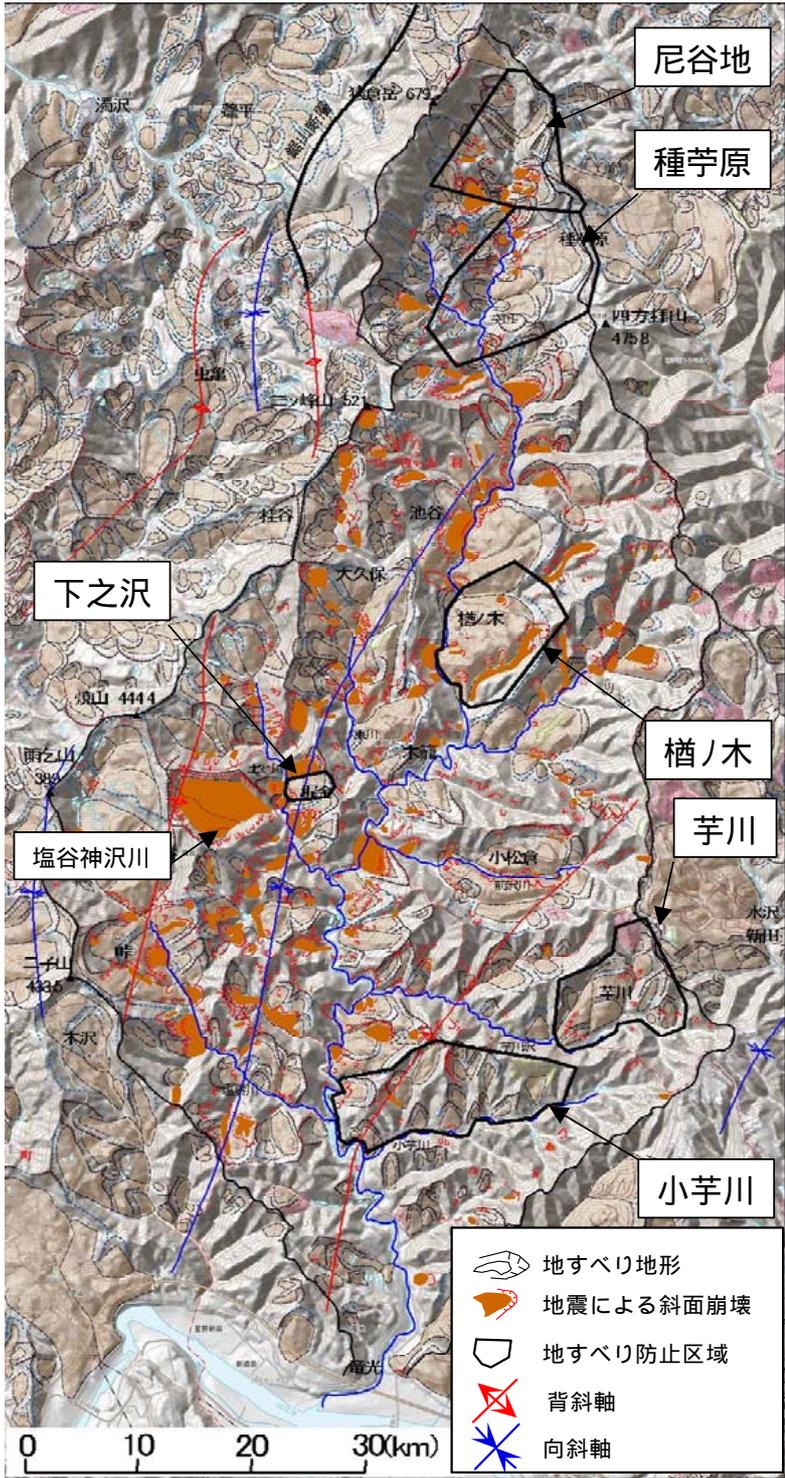


図-4.14 芋川周辺における地すべり分布図
(防災科学技術研究所 2004年3月発行⁷⁾に加筆)

新潟県中越地震の本震は東山丘陵の南部で起き、その余震域は東山丘陵の南部や魚沼丘陵の北部で起きている。

図-4.13 には、塩谷神沢川地すべりが位置している長岡市、小千谷市、川口町、魚沼市一帯の東山丘陵

における地質分布を示した。東山丘陵には、新第三紀中新世から第四紀更新世にわたる褶曲した地層が分布している。東山丘陵の地層は全体的には北北東 - 南南西に配列し、この丘陵には幾つかの褶曲軸が通っている。褶曲軸は、川口町から伸びる東山背斜から東の方向に金比羅山向斜、峠背斜、梶金向斜、松倉背斜の順に概ね1km間隔で並んでいる。地層は主に泥岩、泥岩・砂岩互層、砂岩から成り、泥岩の主要なものはシルト岩である。また、第四紀更新世の魚沼層は主にシルト、砂及び礫などから構成される。ちなみに、塩谷神沢川地すべりは、峠背斜と梶金向斜の間の砂岩地帯に位置している。

図-4.14は、防災科学技術研究所が2004年3月に発行した地すべり地形分布図⁷⁾上に、今回の地震により芋川周辺で発生した地すべり及び斜面崩壊の発生状況を重ねて示したものである。芋川周辺には、数多くの地すべり地形が存在している。今回発生した地すべり及び斜面崩壊は、全体的には芋川の右岸及び右支川側に位置する傾向があり、地すべり地形内の他に地形外でも認められる。なお、斜面崩壊発生位置は、地すべり地形内では滑落崖付近や地すべりブロック境界、斜面末端部などであり、地すべり地形外では尾根付近や川沿いの急斜面である。また、地すべり地形内では大きな地すべりが発生しており、その発生位置は河道閉塞を起こした芋川上流域の寺野地区や中流域の東竹沢地区、芋川右支川の梶金地区対岸などである。この他、芋川流域内の地すべり防止区域には、尼谷地、種芋原、榎ノ木、下之沢、芋川、小芋川などがある。これらの区域では、尼谷地、下之沢で地すべりが発生し、その他の区域でも斜面崩壊が発生した。

2.6.2 塩谷神沢川地すべり

(1) 地すべり地の概要

図-4.15には、塩谷神沢川地すべりの位置図を示した。塩谷神沢川地すべりは、新潟県中越地震の本震の震央から北東方向に約4km、小千谷市中心部より東に約10kmの塩谷地区に位置する。本地すべりは、芋川支

流土留川右岸側の標高400～200m南東向き斜面で発生した。この斜面の北部はほぼ東西方向から南東方向に変化する稜線を持ち、斜面の南西側には大日山（標高390m）を含む南東方向から東北東方向に湾曲する明瞭な稜線が存在する。また、斜面の南端には東北東方向に流れる小さな沢があり、それが土留川に合流する付近で狭窄部を形成し、いわゆるボトルネック状となっている。

本地すべり地の地質は、図-4.13に示したとおり、主に新第三紀鮮新世の川口層からなり、泥岩優勢の砂岩・泥岩互層から構成される。また、地すべり地の西

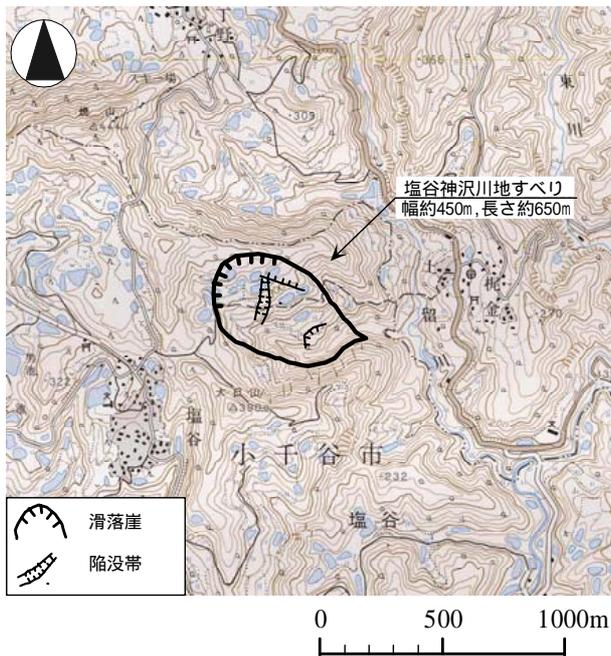


図-4.15 塩谷神沢川地すべり位置図（国土地理院 1:25,000の地形図「小平尾」⁸⁾に加筆）

方には峠背斜の背斜軸が北北東方向に伸びる。

調査地は、既存地すべり地として地形図や空中写真から確認できる。今回の地すべりは、このような既存地すべり地形内で発生した。地すべりの規模は、長さ約650m、幅約450mであり、冠頂部から先端部までの標高差は約120mである。

中越地震の前、7月12日夜から14日朝にかけて本地域で歴史的な豪雨を記録した。これによる地下水位の上昇が中越地震で発生した地すべりへの影響が考えられるが、本文では地形・地質調査の結果のみを扱うことにした。

(2) 地すべり斜面の変状

写真-4.1は、本地すべりの全景を示したものである。地すべりにより明瞭な滑落崖が形成され、滑落崖頭部と移動体との標高差は30～50mに達する。地すべり斜面上部では、陥没帯（写真-4.2、4.3）、後方回転運動（写真-4.4）、中間部では水田の東西方向への傾動（写真-4.5）及び表層崩壊（写真-4.6）、末端部の圧縮リッジ（写真-4.7）や大量の湧水（約500ℓ/分）、池などが各々観察される。

写真-4.8、4.9には、地震発生前と地震発生翌日である10月24日の各空中写真を示した。地震前の空中写真に見られる旧地すべり斜面では養鯉池や水田が分布しているが、地震発生翌日の空中写真ではこれらが地すべりにより移動したことが明瞭に分かる。



写真-4.1 塩谷神沢川地すべり全景（北東方向を望む 2005年11月1日撮影）



写真-4.2 地すべり斜面上部の陥没帯
(滑落崖附近から南東方向を望む)



写真-4.5 地すべり斜面中間部の水田の傾動
(東方向を望む)



写真-4.3 地すべり斜面上部の陥没帯
(北東方向を望む)



写真-4.6 地すべり斜面中間部の表層崩壊
(東方向を望む)



写真-4.4 地すべり斜面上部の後方回転運動
(北東方向を望む)



写真-4.7 地すべり斜面末端部 (東方向を望む)

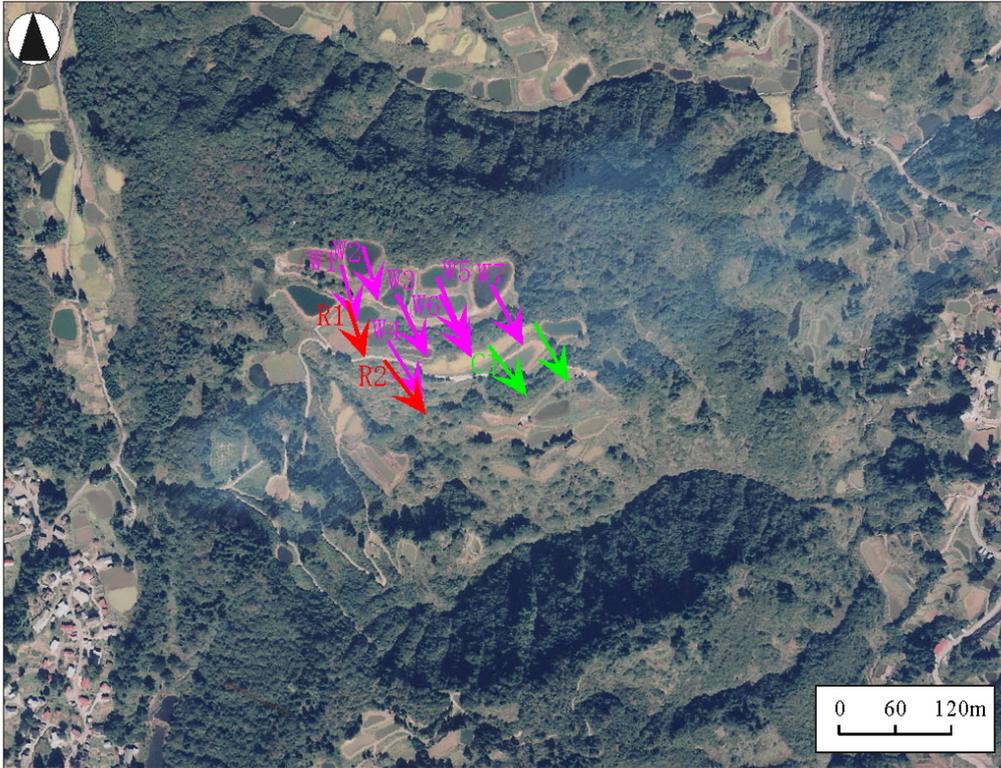


写真-4.8 地震前の空中写真 W 養鯉池、R 道路、C 水田（平成 10 年）

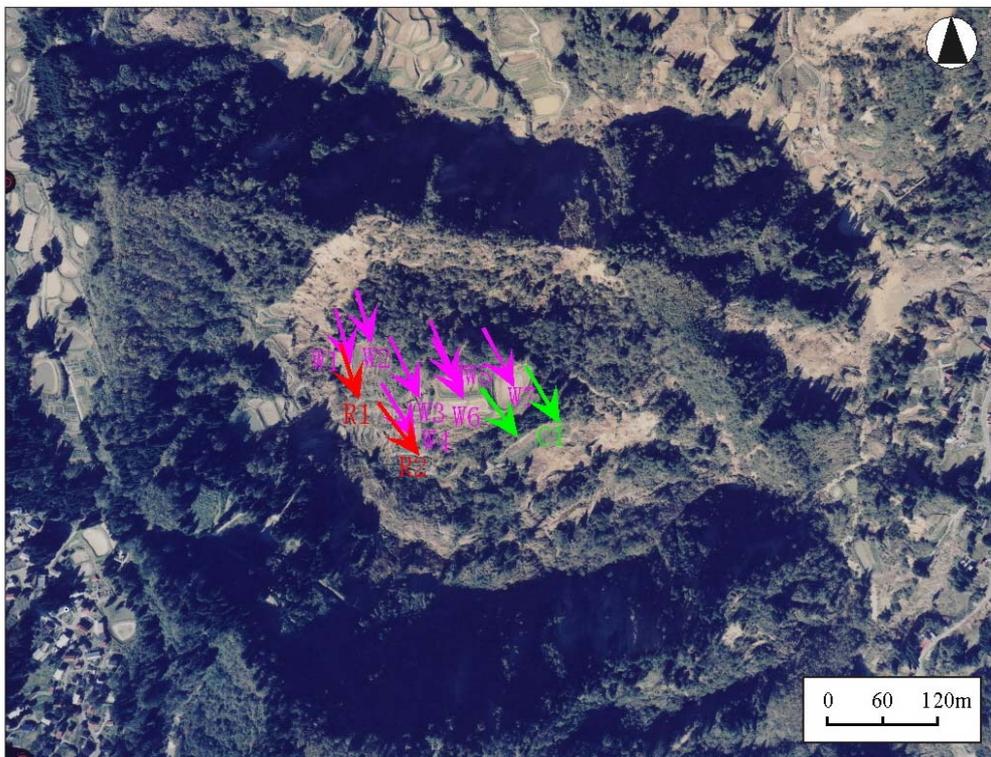


写真-4.9 地震後の空中写真（国際航業株式会社 平成 17 年 10 月 24 日撮影）

(3) 地すべり地形及び地すべりブロック

図-4.16は、本地すべりの平面図を示したものである。前述したとおり、本地すべりの規模は幅約450m、長さ約650mの範囲で発生し、上部に最大比高50mの滑落崖が形成された。また、地すべり斜面下部には、その対岸の尾根及び北側の尾根によって狭窄部が形成されている。このことにより、地すべりはボトルネック型を呈しており、地すべりブロックの下部は圧縮部になっている。また、地すべり斜面上部には、滑落崖下の大陥没帯と比較してはるかに小さい(幅約30m、落差約2~3m)陥没地形が大陥没帯と直交するように発達している。

本地すべりの地すべりブロックは、滑落崖の下部

に見られるすべり面、陥没帯、亀裂の分布状況などをもとに大別するとA大ブロックとその側面に位置するBブロックに区分され、更にA大ブロックはA-1、A-2、A-3ブロックに、BブロックはB-1、B-2、B-3ブロックに区分される。

図-4.17は、図-4.16に示した地形測線における地形線を地すべり発生前後について模式的に示したものである。滑落崖附近に薄い砂岩を挟む泥岩が露出し、一部は崩積土により覆われている。斜面は、地すべり移動体上部の後方回転運動により階段状を呈す。地すべり発生前の地形線との対比によれば、末端部では標高が概ね50m程度高くなったことが分かる。

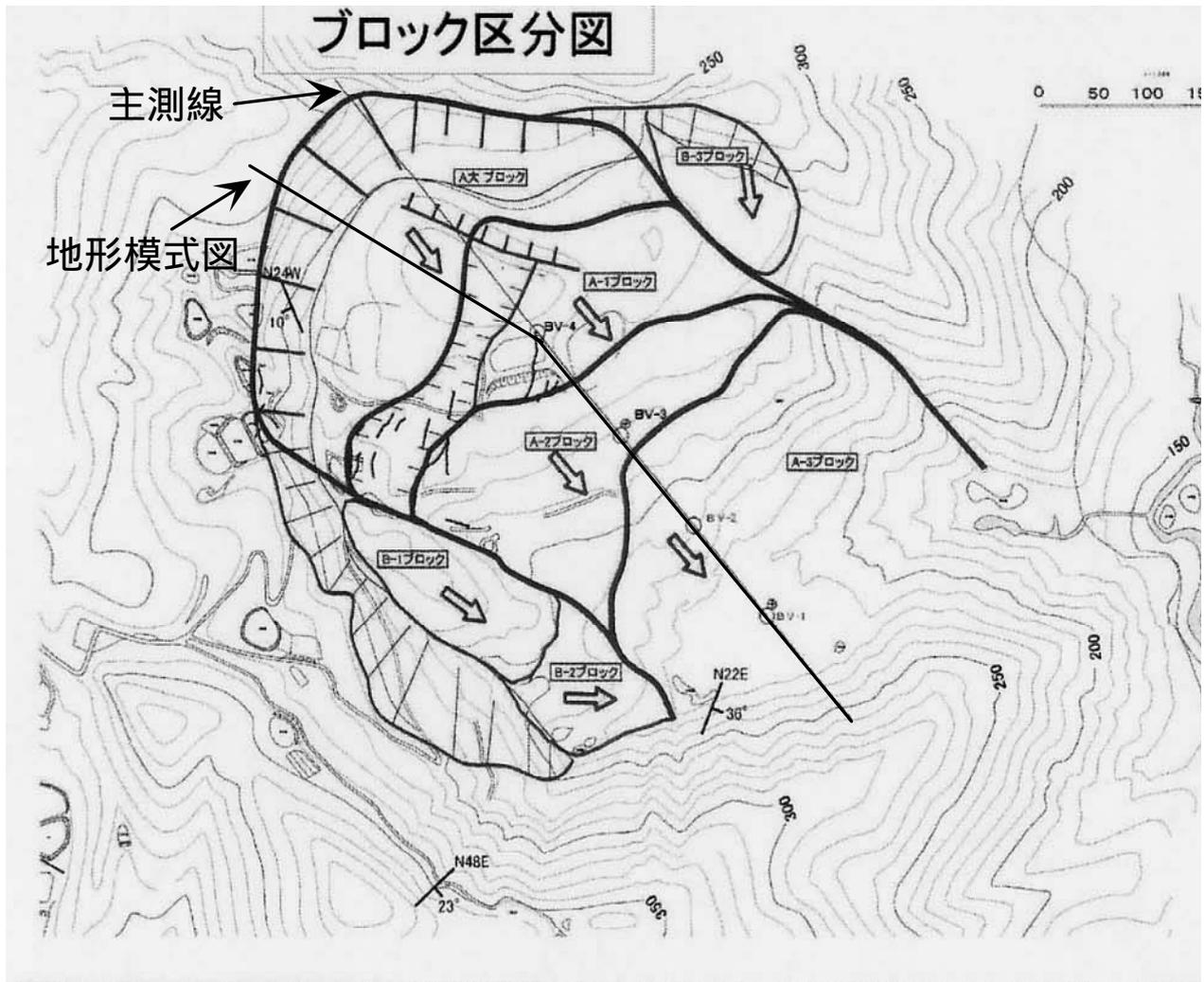


図-4.16 塩谷神沢川地すべり平面図(矢印は地すべり運動方向を示す)

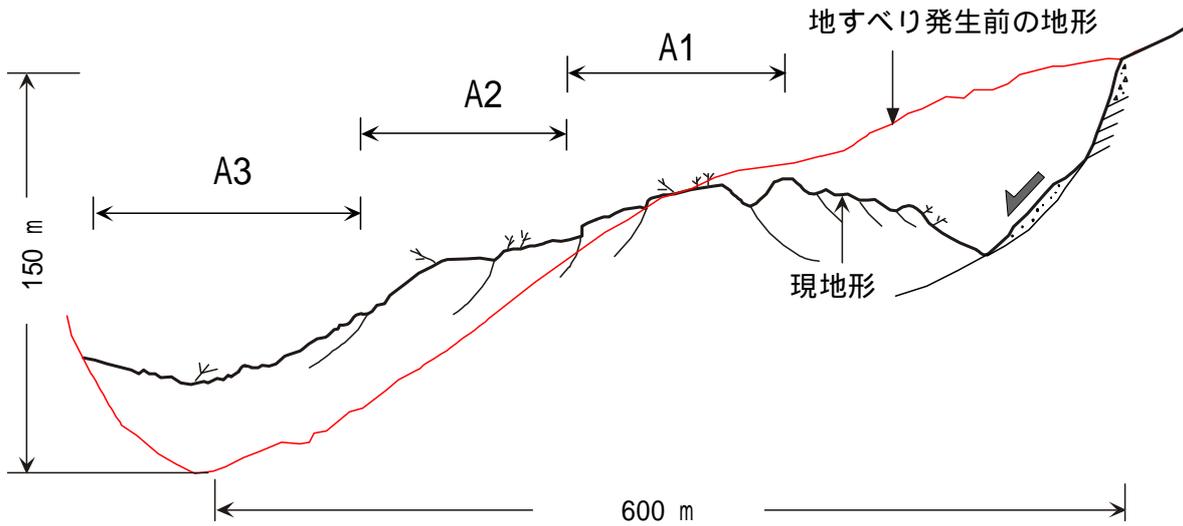


図-4.17 地すべり発生前後の地形模式図

(4) 地すべり土塊の移動状況

図-4.18、写真-4.9には、A大ブロックの移動状況を示した。地すべり発生前後の地形図による移動方向及び移動量の計測結果から、地すべり斜面A1の移動量は水平方向約100m、鉛直方向約25mであり、A2、A3の水平移動量は約40mであると推定された。また、移動方向は概ね南東方向であった。

図-4.19には、地震前の地形図に今回の地震により発生した地すべり地形を重ねて示した。今回の地すべり斜面上部西側の陥没帯は、旧地すべり地形を切って形成されている。また、今回の地すべりの移動方向はS40°E方向を示し、これが地震前に存在した地すべり地形から推定される移動方向S60°Eと異なることが分かる。

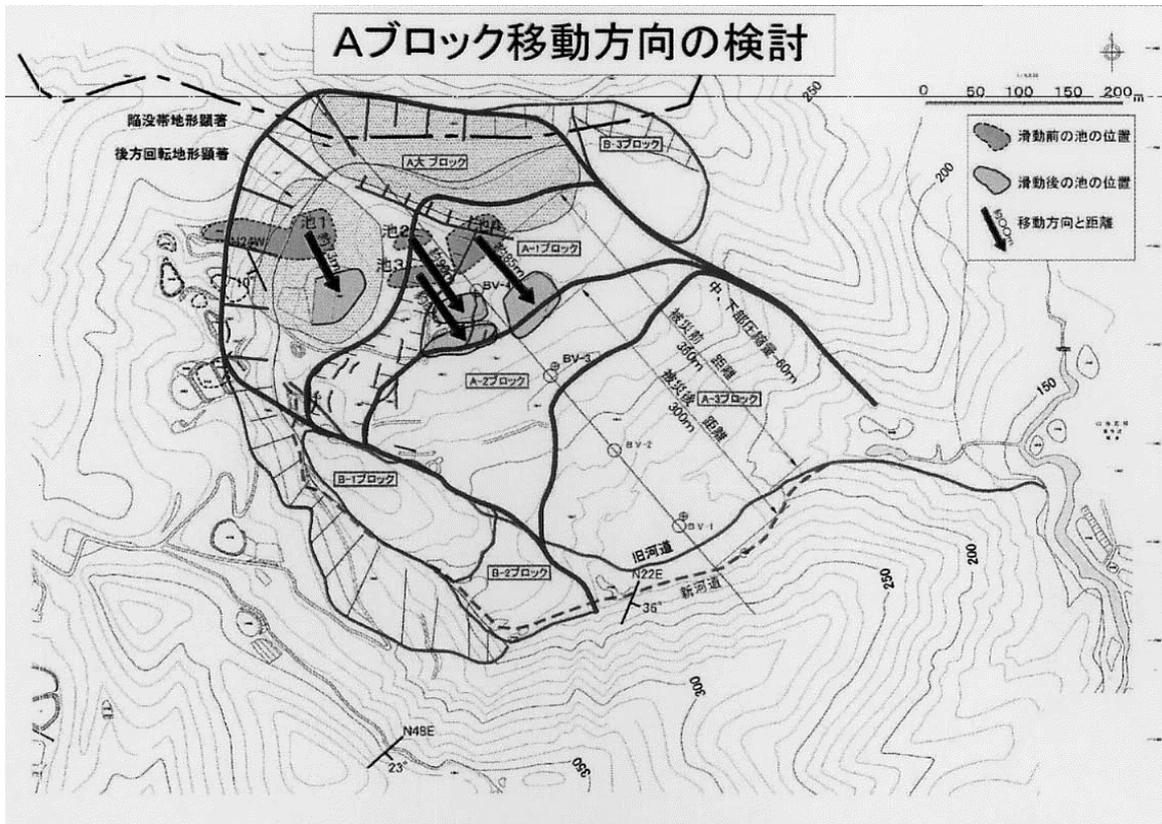


図-4.18 A大ブロックの移動状況

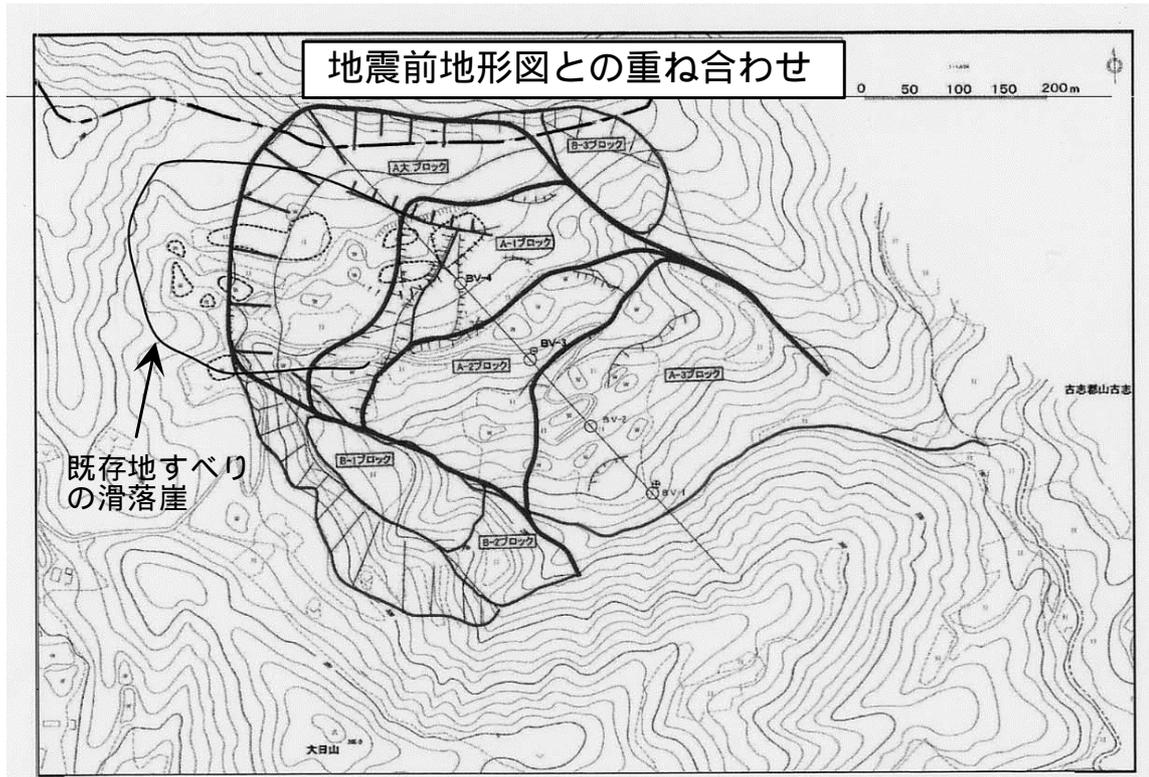


図-4.19 地震前後の地形の重ね合わせ

(5) 地すべり土塊の地質とすべり面の推定

本地すべり地一帯の地質は、下位から新第三紀鮮新世の荒谷層、川口層、牛ヶ首層から成る。また、本地すべり地は新第三紀鮮新世の川口層の下部にあたり、泥岩優勢の砂岩・泥岩互層から成る。滑落崖附近の露頭では、砂岩部分の層厚はわずか数cmであり、泥岩部分は主にシルト岩で新鮮なものは暗灰色を呈し、風化部分は淡褐色を呈する（写真-4.10）。

写真-4.11は、滑落崖附近に見られたすべり面と擦痕を示したものである。すべり面は層理面を切っており（写真-4.10参照）、その上に擦痕が鮮明に残っている。滑落崖附近では、すべり面上に多数の擦痕が観察され、それらの方向の大部分がS35～45°E位である。この方向は、養鯉池などの移動から推定した移動方向と概ね一致する（写真-4.8、4.9参照）。



写真-4.10 地すべり斜面の地質



写真-4.11 すべり面に見える擦痕

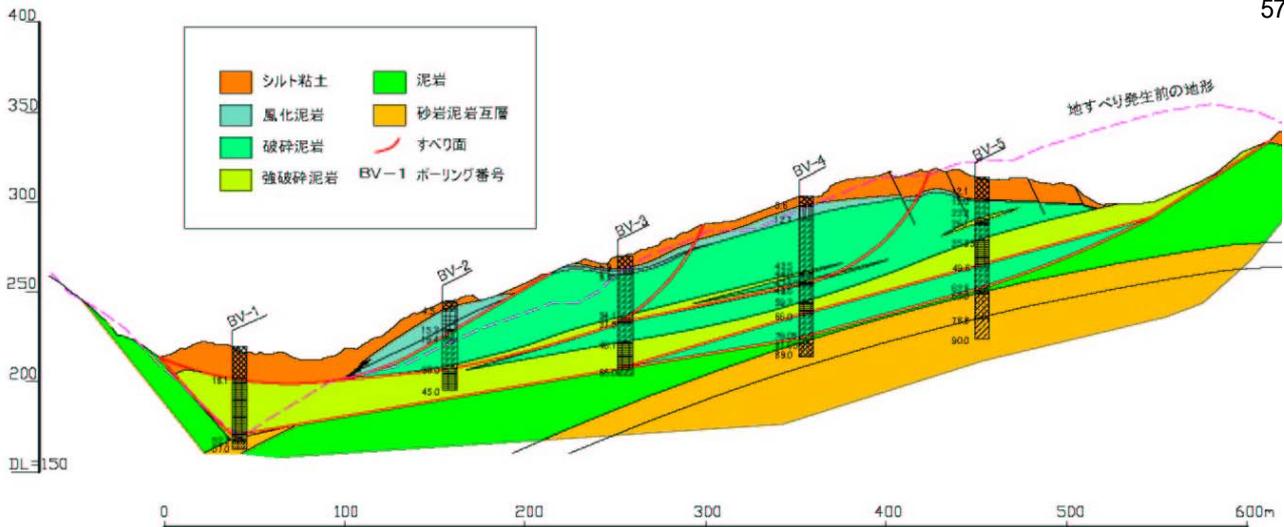


図-4.20 塩谷神沢川地すべり主測線地質縦断面図
(ボーリングデータは新潟県による)

図-4.20には、主測線地質縦断面図を示した。本地すべりでは、主測線上に斜面下部からBV-1～5の5箇所の調査ボーリングが実施された。地すべり斜面の地質は、概ね地表面からシルト粘土、強風化泥岩、破碎泥岩、泥岩、砂岩・泥岩互層から成っている。

本地すべりでは、数枚のすべり面の存在が推定されたが、最深部のすべり面について着目すると以下のことが推定された。

BV-1では深度49.10mの強破碎泥岩の上位に岩片混じりシルトがあり、両層の境界面付近にはわずかな腐植物や木片の混入が認められた。このことから、地震前の地表面であった所に地すべり土塊が被さったことが推定された。

BV-2では深度37.90mの強破碎泥岩中に擦痕が認められた。

BV-3では深度62.85mの泥岩の上位に強破碎泥岩があり、両層の境界面付近には破碎部に粘土化した部分や鏡肌が認められた。

BV-4では深度79.05mの泥岩の上位に破碎泥岩があり、両層の境界面付近には鏡肌が認められた。

BV-5では深度62.60mの泥岩の上位に破碎泥岩があり、両層の境界面付近には破碎が著しく指圧で岩片状に割れ、弱い擦痕が認められる部分があった。

以上の観察結果に基づき、推定すべり面を図-4.20に示した。

(6) 地すべり機構の検討

本地すべりの規模が大きいことから、地すべりは相当深いところで発生したと考えられる。また、地すべり斜面上部において後方回転運動が生じた(写真-4.4)。地すべりが深部の層理面で最初に移動し、その移動に伴い地すべり斜面上部が移動したため、移動土塊上部の開放によって移動土塊が斜面上部方向へ逆に移動したと考えられる。

全体をみると、頭部の移動量が大きく、陥没帯が形成されている(写真-4.2、4.3)。中部では水田などの傾動や表層崩壊(写真-4.5、4.6)が生じているものの、末端部の沢地形から推定してその移動量はあまり大きくない。その原因は、地すべり斜面を取り巻く地形がボトルネック状であったことによるものである。地すべり移動土塊に陥没帯が形成されたことについては、おそらく度重なる余震もあったため、地すべり斜面内の部分的な不安定化によって二次地すべりが発生したためと考えられる。

地すべりは、図-4.20の主測線縦断面図に示すように、深いすべり面と浅いすべり面の存在が推定される。斜面は地震によって、まずは深部の層理面附近で地すべりが発生したと考えられる。また、浅いすべり面については、その後の地すべり斜面内の部分的な不安定化による地すべりにより形成されたと考えられる。地すべり斜面頭部附近では、層理面を切るすべり面が形成されており、そこにS40°E方向の擦痕が観察された(写真-4.11)。滑落崖附近に観察される多数の擦痕は概ね南東方向を示しており、地表の変状から推定される今回の地すべり移動方向と一致していることから、これらが今回の地すべりによるものとする。

本地すべり斜面の主測線上の上部から下部に位置しているBV - 5 ~ 2のボーリングコアには、泥岩が破碎され擦痕や鏡肌が認められる部分があり、それらの部分がすべり面と推定されている。また、中越地震前の地すべり地形と地震後の地すべり地形を比較すると、地すべりブロックの移動方向が異なる(図-4.19)。したがって、今回の地すべり現象は、地震前から進行していた地すべり現象とは異なり、新たに起ったものと考えられる。

2.6.3 まとめ

塩谷神沢川地すべりは、中越地震によって起きた地すべりの中で最大級の規模のものであり、既存の地すべり地形を呈していた斜面で発生した。また、すべり面は、斜面頭部付近では層理面を切るものの、斜面中下部ではほぼ層理面沿いに存在し、新たに形成されたものと考えられた。

中越地震では地震により数多くの地すべりが再滑動したとされているが、本地すべりは既存のすべり面での再滑動ではなく、既存地すべり斜面内に新たに発生したものであり、通常の地下水を誘因とする地すべりとは著しく異なる現象であった。従来、あまり考慮されなかった地すべり土塊の地震時の挙動を明らかにし、東南海・東海地震などの大規模な地震や活断層による直下型地震の発生が懸念される昨今、より適確な土砂災害対策を検討してゆくことが強く望まれる。今後も、中越地震における激しい地震時地すべり土塊の挙動解明を、総合的かつ詳細な調査手法により重点的に進めてゆく予定である。

3. 砂防施設に生じた変状

ここでは、現地調査をもとに砂防施設に生じた変状を確認し、その特徴を整理した結果を報告する。なお、現地調査は平成17年7月および8月に実施した。

3.1 調査した砂防えん堤と被災率

今回の地震により特に変状が大きいと新潟県より報告のあった砂防施設について現地調査を実施し、その変状を確認した。調査を実施した砂防えん堤全17箇所を図-4.21に示す。調査した砂防えん堤の形式は、コンクリート重力式が15基、既設石積式をコンクリートで補強したものが1基、鋼製不透過型(ダブルウォール)が1基である。調査地である新潟県長岡地域振興局および魚沼地域振興局管内の既存砂防えん堤数は385基であり、変状がみられた施設は4%を占める。兵庫県

南部地震時の砂防えん堤の被災率は1.5%⁹⁾であったことと比較すると中越地震での被害が大きかったことがわかる。



図-4.21 調査を実施した砂防えん堤の位置

3.2 変状がみられた砂防えん堤の施工年代

変状がみられた砂防えん堤の施工年代別の基数を図-4.22に示す。昭和40年代に施工された砂防えん堤で変状がみられた基数は多くなっているが、施工年代が新しいほど基数が少なくなる傾向ではない。また、平成以降に施工された砂防えん堤でも変状が確認された事例はみられ、時間の経過による老朽化だけの問題ではないと考えられる。なお、調査した17施設のうち最も施工年が新しい砂防えん堤は平成13年竣工のものである。

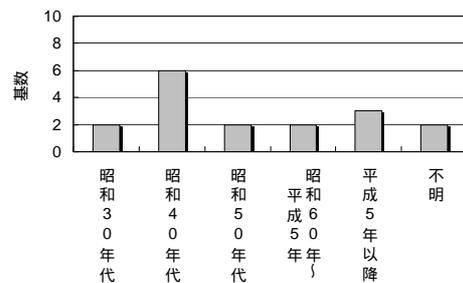


図-4.22 変状がみられた砂防えん堤の施工年代と基数

3.3 変状がみられた砂防えん堤の種類

今回調査を実施し、変状がみられた砂防えん堤を材料面から見て分類した内訳を図-4.23に示す。調査した砂防えん堤はいずれも不透過型であり、コンクリート重力式のもの15基とほとんどを占める。鋼製不透過型(ダブルウォール式)の砂防えん堤が1基、「その他」は、古い既設の石積えん堤をコンクリートで巻いて補強したもの1基であった。

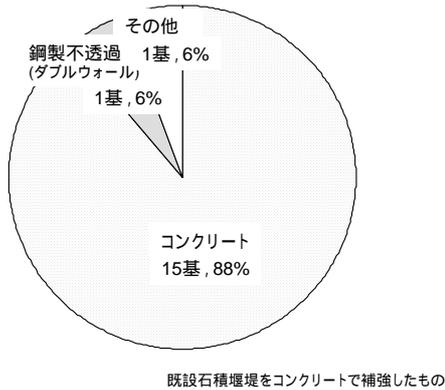


図-4.23 変状がみられた砂防えん堤の種類

3.4 変状がみられた砂防えん堤の高さ

変状がみられた砂防えん堤の高さの内訳を図-4.24に示す。高さが5.0～10.0mの砂防えん堤の割合が全体の70%を占めている。

建設省河川砂防技術基準(案)同解説¹⁰⁾等では、ダム高15m以上のものについては地震時慣性力や地震時動水圧を設計外力として考慮するものとされているが、今回の地震で変状が確認された砂防えん堤は全て15m未満であった。

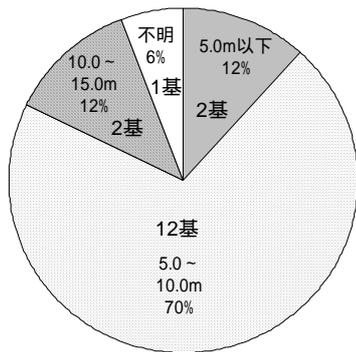


図-4.24 変状がみられた砂防えん堤高さの内訳

3.5 変状形態とその特徴

変状形態としては、砂防施設本体、袖部の倒壊・流失、本体や袖部の一部剥離・欠損、クラック、打継部のずれ、漏水が確認された。写真-4.12～写真-4.17にそれぞれの変状形態を示す。



写真-4.12 堤体にクラックが生じた事例



写真-4.13 打継目にずれが生じた事例



写真-4.14 堤体の表面が一部剥離した事例



写真-4.15 堤体本体が破壊された事例



写真-4.16 地すべりにより袖部が倒壊した事例



写真-4.17 地すべりにより袖部が倒壊した事例

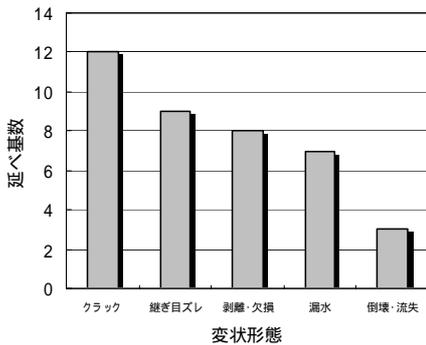


図-4.25 変状形態と変状が確認された施設の延べ基数

図-4.25に変状形態とその基数を示すが、ひとつの砂防えん堤で複数の変状形態が確認されるものもあり、ここでは延べ基数として示している。最も多く確認されたのが、クラックと打継目におけるずれであり(写真-4.12、写真-4.13)、クラックが生じた事例は調査を実施した全17事例中12事例で確認され、打継目におけるずれが生じた事例は17事例中9事例と約半数の施設で確認された。なお、剥離・欠損が生じたのはクラックや継目のずれに伴うものであり、漏水はクラックや継目ずれを生じた箇所で見られる。

本体や袖部等の堤体の一部に剥離や欠損が確認された事例は、全17事例中8事例と約半数を占めている。この剥離や欠損は単独で発生しているのではなく、クラックやずれに伴って発生しているのが特徴である。

写真-4.15は地震動によって本体が破壊された事例であるが、これは古い練石積のえん堤をコンクリートで補強した構造のもので、地震動に対する強度が極めて低かったものと考えられる。写真-4.16および写真-4.17は、主に袖部が倒壊した事例であるが、これは地震動そのものが原因ではなく、袖部付近の地山における地すべりや地震後の土砂流出に伴って二次的に被災

したもので、想定外の特殊なものである。

上記のように、変状を生じた原因は、地震動そのものによるものと、地震後の地すべりや土砂流出に伴うものに大きく分けられるが、地すべりや土砂流出によるものは二次的な被災として考えられ、また剥離・欠損および漏水はクラックや継目ずれに伴う形態であると考えられることから、以下では地震動そのものによる変状の形態について述べる。

地震動による変状の形態としては、打継部のずれやクラックが最も多く14基で確認され、全体の82%を占める。クラックが生じている箇所は袖部に多く発生しているのが特徴である。また、打継部におけるずれは水通し面に水平に沿う面が多く確認された。地震動そのもので本体が破壊された事例が1基確認されるが、これは前述のように古い練石積のえん堤をコンクリートで巻いて補強した形状のもので、地震動に対する強度が低かったものと考えられる。すなわち、地震動そのものでなく地すべり等により被災した例や構造上で特殊なものを除けば、砂防えん堤の機能を喪失するような被災はなかったと考えられる。

次に、地震動による主な変状の形態であるクラック、打継目ずれに加えて、地震動により本体が破壊された施設と砂防えん堤の竣工年代の関係を表-4.2に示す。すべての変状形態で昭和30年～50年代のものが多くなっていることがわかる。

表-4.2 竣工年代と変状の形態

竣工年代	のべ基数	クラック	継目ずれ	本体の破壊
S30～S50年代	14	7	6	1*
S60年代～H5年	2	1	1	0
H5年以降	5	3	2	0
不明	1	1	0	0

*: 古い練石積えん堤をコンクリートで補強したもの

3.6 変状がみられた砂防えん堤と地震動の関係

変状が生じた施設の位置と本震による推計震度分布を図-4.26に示すが、ここでは、地震動そのもので変状が生じたものと考えており、地震後の出水や地すべり等により変状が生じたと考えられる施設は除いている。地震動により変状が生じたと考えられる砂防えん堤の多くは震度6強であり、最大は震度7、最小は震度5強であった。その内訳は全15施設のうち、震度7の範囲にあった施設が1施設、震度6強が11施設、震度6弱が2施設、震度5強が1施設である。

気象庁¹¹⁾によると、2005年10月23日17:56の本震以降、同年12月28日18:30までに最大震度5強以上を観測した余震を18回記録している。本震以外の余震によって変状が生じた可能性も大いに考えられ、ここでは本震(最大震度7)に加え、震度6強以上の余震(10/23 18:11、10/23 18:34)の計3回の地震のうち、それぞれの砂防えん堤位置で記録した最も大きな推計震度と変状の形態などについて以下のとおり考察した。

まず、変状がみられた施設のある新潟県長岡地域振興局および魚沼地域振興局管内の既存砂防えん堤数と変状がみられた砂防えん堤数の震度別の内訳を表-4.3に示す。震度7の範囲内にある施設数が少ないため、一概に比較することはできないが、震度が大きくなるほど既存施設数に対する変状が生じた施設数の割合が高くなる傾向を示し、施工年代に拘らず、震度6強以上にほぼ限られた。

前述のように、兵庫県南部地震時の砂防えん堤の被災率は1.5%⁹⁾であったことと比較すると、中越地震での被害が大きかったことがわかる。

次に、推計震度と変状の形態の関係を表-4.4に示す。変状は震度6強以上で増えるが、クラックと継目ずれの割合は、震度の大きさによって大きく異なる傾向にはない。次に、図-4.27を参考に本体と袖部を区分し、それぞれの箇所において確認されたクラックと打継部でのずれの発生箇所数の内訳(延べ数)を図-4.28に示す。図のように水通し面から上部の非越流部を袖部とし、水通し面から下部を本体と区分している。最も多くみられた変状の形態は、袖部におけるクラックであり、17カ所で確認された。そして、袖部と本体の境界部でのずれが次に多く確認された。

次に計測が可能であったクラック幅とその発生頻度を図-4.29に示す。最も多くみられるのは5cm~10cmのクラックであった。また、ずれの程度とその発生頻度を図-4.30に示す。本体におけるずれ、袖部におけるずれ、本体と袖部の境界でのずれについて、それぞ

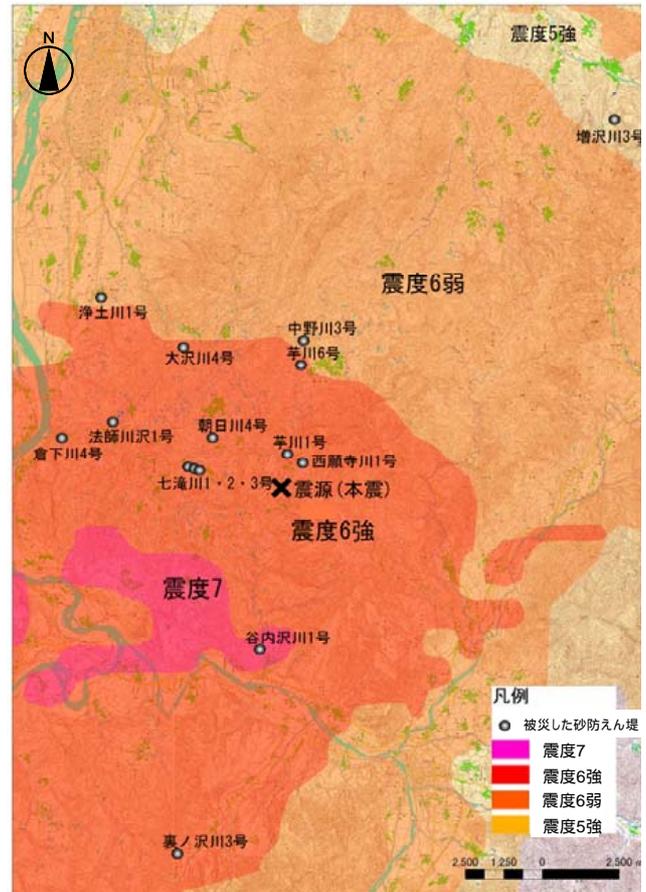


図-4.26 地震動による変状がみられる砂防えん堤と推計震度分布(本震)
(気象庁HP¹¹⁾を基に作図)

表-4.3 調査地管内の既存砂防えん堤数と変状がみられる砂防えん堤数の内訳

最大震度 (本震・余震)	長岡地域振興局・魚沼地域振興局管内 合計		
	既存えん堤数	うち被災えん堤数	既存施設数に対する被災施設数の割合(%)
7	7	1	14%
6強	151	11	7%
6弱	180	2	1%
5強	47	1	2%
合計	385	15	4%

表-4.4 変状の形態と推計震度の内訳

	のべ基数	クラック	継目ずれ	本体の破壊
震度7	1	0	1	0
震度6強	16	9	6	1*
震度6弱	3	2	1	0
震度5強	2	1	1	0

*: 古い練石積えん堤をコンクリートで補強したものを示す。

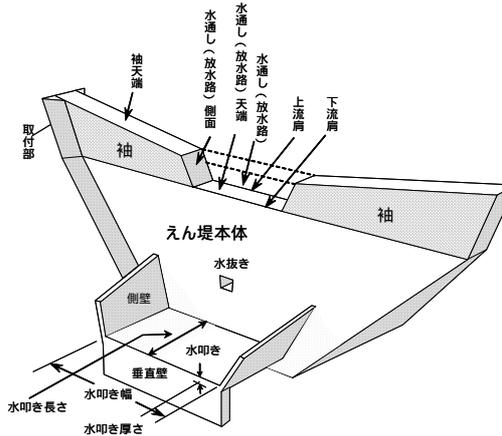


図-4.27 砂防えん堤の各部の名称 (砂防用語集¹²⁾より抜粋)

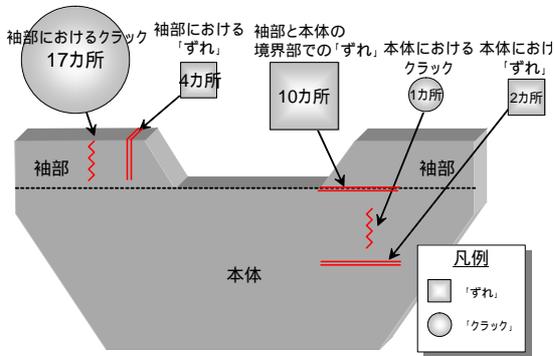


図-4.28 クラックやずれが生じた箇所と発生数

れの程度を示している。本体や袖部においては10cm未満のずれが多いのに対し、10cm以上のずれは本体と袖部の境界部でしか発生しておらず、境界部において幅の大きなずれが生じている。

今回変状がみられた砂防えん堤は湛水している1施設を除き、その他全ての砂防えん堤で地震発生前に満砂していた。加えて、本体および袖部と本体の境界部でずれを生じた12事例のうち、縦断方向(流下方向)にずれが生じていたのは8事例であった(本体：2事例、袖部・本体の境界部：6事例)。袖部と本体との境界において縦断方向のずれがみられる事例は、袖の上流側に水通し面から上部の高さまで土砂が堆積している場合に多く生じている。

これは、地震によって袖部と本体の境界面の接合が一旦弱まり、そこに堆積土砂が上流側から作用するために縦断方向へずれが生じていると想定できる。

次に、砂防えん堤の竣工年代とクラックやずれの関係を表-4.5に示す。クラックやずれがみられた砂防えん堤は昭和30年代～昭和50年代のものが多く、一概

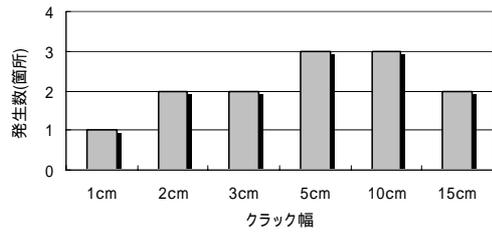


図-4.29 クラック幅と発生数

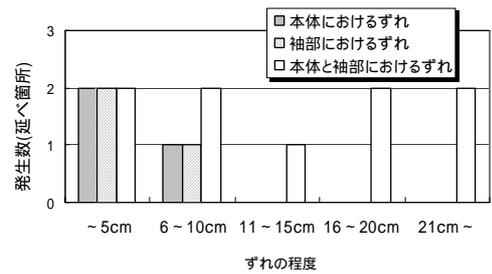


図-4.30 ずれの程度と発生数

表-4.5 えん堤の竣工年代とクラック・ずれの延べ発生数

竣工年代	本体		袖部		本体と袖部におけるズレ
	クラック	ズレ	クラック	ズレ	
S30～S50年代	1	2	12	0	10
S60年代～H5年	0	0	1	3	0
H5年以降	0	0	3	1	0
不明	0	0	1	0	0

には比較できないが、本体と袖部の境界部のずれは昭和30年～昭和50年代竣工の砂防えん堤のみで発生している。

中越地震において打継目におけるずれが多く確認されたが、これは、兵庫県南部地震時の砂防えん堤の変状においても多かったものである。打継目におけるずれは堤体の本来の機能が喪失している訳ではないので、この程度の被害をもって設計外力の議論は拙速であるが、次期出水を考えると、これらの箇所について、災害復旧工事なども含め、十分に調査・検討の上、対処することが望まれる。ライフサイクルコストとして、復旧事業面を含めた事業コストをできるだけ少なくするのであれば、例えば本体と袖部の継目において鉄筋を挿入し、境界部でのずれを防止することなどが考えられる。この点については、今後、幅広に検討していきたい。

表-4.6 砂防えん堤の変状一覧

砂防えん堤名	えん堤形式	高さ	竣工年	被災概要	主な被災形態	推定被災原因	推計震度 (本震 10/23 17:56)	推計震度 (余震 10/23 18:11)	推計震度 (余震 10/23 18:34)
増沢川 10号	ダブルウォール	8.0	平成13年	右岸袖部継目ズレ(横断方向7cm)、鋼材変位他	クラック・継目ズレ	地震	5+	4	5+
浄土川 1号	コンクリート (既設嵩上げ)	9.0	平成10年	左岸袖部クラック(開口幅2cm)他	クラック	地震	6-	5+	6-
倉下川 4号	コンクリート	7.0	昭和47年	右岸本体継目ズレ(縦断方向10cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	6-	6-
谷内沢川 1号	コンクリート	12.0	平成3年	左岸袖部継目ズレ(鉛直方向10cm)、漏水他	継目ズレ	地震	7	6-	6+
裏ノ沢川 1号	コンクリート	9.2	昭和44年	左岸袖部既補修クラック開口(開口幅15cm、縦断方向ズレ7cm)他	クラック	地震	6+	5+	6-
七滝川 1号	コンクリート	6.0	昭和42年	左岸袖部クラック(開口幅5cm、縦断方向ズレ3.5cm)他	クラック	地震	6+	6-	6-
七滝川 2号	コンクリート	8.0	昭和41年	左岸袖部継目ズレ(縦断方向18cm)、漏水他	継目ズレ	地震	6+	6-	6-
七滝川 3号	コンクリート	5.0	昭和40年	右岸袖部継目ズレ(縦断方向20cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	6-	6-
朝日川 4号	コンクリート	7.5	昭和39年	両岸袖部継目ズレ(縦断方向45cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	5+	6-
大沢川 7号	コンクリート	7.0	平成元年	右岸袖部クラック(開口幅1cm)他	クラック	地震	6+	5+	6-
西願寺川 1号	コンクリート	8.5	平成10年	両岸袖部継目ズレ(横断方向15cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	5+	6-
芋川 1号	コンクリート	15.0	昭和57年	右岸袖部継目ズレ(横断方向40cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	5+	6-
芋川 6号	コンクリート (既設石積補強)	8.0	昭和33年	両袖の一部を残し、本体流失	本体倒壊	地震	6+	5+	6+
神沢川 3号	コンクリート	7.5	昭和58年	右岸袖部倒壊、袖小口部流失	袖部倒壊	地すべり	6+	6-	6-
中野川 9号	コンクリート	(3.8)	昭和42年	右岸袖部継目ズレ(縦断方向5cm)、クラック(開口幅8cm)他	クラック・継目ズレ	地震	6-	5+	6-
法師沢川 1号	コンクリート	(6.0)	不明	左岸袖部クラック(開口幅2cm) 右岸袖部埋没	クラック	地震	6+	5+	6-
法師沢川 3号	コンクリート	不明	不明	右岸袖部倒壊、流失 水通し部欠損、左岸袖部埋没	袖部倒壊・流出	地震 土砂流	6+	5+	6-

表-4.7 床固工や砂防えん堤に付属する施設の変状の状況

施設名	施工年	被災箇所	状況
浄土川1号	H10	左岸導流壁	開口幅1cmのクラック
倉下川4号	S47	右岸取付部の階段	一部破損
谷内沢川1号	H3	左岸側壁	一部傾倒
裏ノ沢1号	S44	左岸取付護岸	本堤との接合部の開口
七滝川1号	S42	右岸側壁 右岸護岸	継目のずれ(約20cm) 一部倒壊
七滝川2号	S41	左岸側壁 左岸側壁・垂直壁 右岸側壁・垂直壁	開口幅3cmのクラック, はらみだし7cm 接合部の開口(10cm) 接合部の開口(9cm)
七滝川3号	S40	左岸側壁 右岸側壁	開口幅5cmのクラック, はらみだし10cm 開口幅2cmのクラック
朝日川4号	S39	左岸側壁	開口幅5cmのクラック, はらみだし30cm
西願寺川1号	H10	左岸護岸 右岸護岸 右岸側壁と護岸	クラック クラック 取付部のずれ
増沢川6号床固工(H=2.0m)	S10	水通し天端	一部欠損
増沢川7号床固工(H=2.0m)	S11	水通し天端 水叩き	一部欠損 大部分破損



写真-4.18 床固工水通し天端の変状



写真-4.19 砂防えん堤側壁の変状

3.7 その他

事例を整理する中で確認されたその他の特徴的な事項を下記に示す。

- ・既往の補修箇所にクラックが生じ、開口した事例がある。
- ・嵩上げた砂防えん堤にクラックが生じた事例がある。
- ・クラックやずれが生じた砂防えん堤では、その箇所からの漏水がみられる。特に大きなずれが生じていなくても、打継目から漏水している事例もある。
- ・弱点となると考えられる水抜き暗渠付近の被災はほとんどみられない。

3.8 床固工や砂防えん堤に付属する施設の変状

前項までは、砂防えん堤に生じた変状の事例を示した。ここでは、床固工や砂防えん堤に付属する施設の状況を紹介します。表-4.7に変状状況の一覧を示す。床固工に生じた変状については件数が少ないが、水通

し天端や水叩きが欠損している事例がみられた(写真-4.18)。状況から地震動のみでなく、その後の土砂流出や出水による影響で破損したと推察されるものも多い。砂防えん堤に付属する施設については、側壁や護岸などにクラックやずれが生じた事例が多くみられた(写真-4.19)。

3.9 まとめ

新潟県中越地震によって砂防えん堤に生じた被害状況を調査し、その内容について整理した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 変状がみられた事例として、クラックや打継目のずれ、本体や袖部の倒壊・流出等が確認された。変状がみられた砂防えん堤全17施設のうち、クラックが生じたのは12事例、継目ずれが生じたのは9事例と多くの施設で確認された。
- 2) 地震後の地すべりや土砂流出に伴うと考えられる事例、古い練石積えん堤をコンクリートで補強し

た構造等の特殊な事例を除けば、主な変状の形態はクラックや打継目のずれであり、砂防えん堤の機能を喪失するような被災はなかったといえる。

- 3) 調査地管内で変状が確認された砂防えん堤は全17施設であり、地震動そのものによる被災数は15施設である。既存砂防えん堤数に対する地震動により変状が生じた砂防えん堤の割合は約4%を占める。なお、平成7年に発生した兵庫県南部地震でのそれは1.5%であった。
- 4) 今回の地震により変状がみられた砂防えん堤の竣工年代は昭和40年代のものが全体の35%を占めており最も多かったが、平成以降に竣工した砂防えん堤もあり、竣工年代と変状の状況との因果関係は明らかではなかった。
- 5) 震度5弱以下では、ずれなどの変状は生じていない。震度5強以上で変状が生じた砂防えん堤の割合と震度分布との関係は、震度が大きくなる程その割合が高くなる傾向がみられた。
- 6) 震度と変状の形態の関係をみると、震度6強より大きくなるとクラックや打継目のずれの発生割合が高くなっている。
- 7) クラックは主に袖部で多く発生し、打継目のずれは砂防えん堤本体と袖部との境界で主に発生していた。
- 8) クラックの開口幅は5cm～10cmが最も多くみられた。打継目のずれは、本体・袖部では5cm以下のずれ幅が多かったが、本体と袖部の境界においては6～10cmのずれ幅が多く確認された。

今回は砂防えん堤やそれに付属する施設へ生じた変状の状況について発生事例を中心に整理した。今後は発生メカニズムの詳細検討、耐震性等の検討が必要であると考えられる。

4. 地震後と融雪後の斜面崩壊に関する検討

4.1 調査目的

今回の地震により信濃川水系魚野川支川の芋川流域を中心として多数の地すべりや斜面崩壊が発生し、渓流内に大量の土砂が供給されて不安定土砂として堆積するとともに、多くの箇所でも河道閉塞が発生した。

地震の被害が生じた中越地域は新潟県内においても豪雪地帯であるうえ、地震直後に積雪期を迎えるという状況となり、融雪期には融雪水に起因する土砂災害の発生が懸念された。2004～2005年の冬期は19年ぶりの大雪に見舞われたため、融雪期の土砂生産に与える影響度は通常より大きかったと考えられる。

一般的に、地震と降雨における斜面崩壊の地形的な特徴については表-4.8のとおりで、地震が発生した場合、山地では山体にゆるみが生じることにより、地震後は降雨による二次災害の危険度が增大するといわれている。1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、崩壊分布図から地震と地震後の崩壊発生状況を区分した事例¹³⁾や、地震後の崩壊拡大が顕著な箇所において、崩壊発生要因の一つである降雨を指標として地震の前後を比較し、地震後の崩壊拡大を評価した事例¹⁴⁾などがある。しかし、地震後の降雨や融雪による影響の定量的な検討は未だ少なく、その長期的な推移についても不明な状態である。

地震で多数の斜面崩壊が発生した流域において土砂災害対策を実施する場合、地震直後の崩壊の調査だけでなく、その後の降雨や融雪による二次的な崩壊状況の経年変化を把握することが重要となる。

このため、本調査では新潟県中越地震を対象として、地すべりや表層剥離程度の小規模なものを除いた形態の斜面崩壊を対象に、地震後の降雨や融雪に起因する土砂生産現象の把握を行うことを目的としている。本章では融雪期を中心に、地震後の2004～2005年冬期を経た流域の崩壊状況について報告するものである。

表-4.8 地震と降雨による崩壊の差異

	地震による崩壊	降雨による崩壊
標高・比高	斜面の上方に位置するものが多い	山腹に多い
傾斜	35°～55°で崩壊が多い	30°～40°で崩壊が多い
斜面形状	<ul style="list-style-type: none"> ・遷急線付近で崩壊が多い ・平行型斜面や尾根型斜面で崩壊が多い ・凹凸が激しいほど崩壊出現率が高い 	<ul style="list-style-type: none"> ・谷線に沿って崩壊したものが多い ・尾根筋にはほとんど崩壊はみられない ・凹状地形であるところに崩壊数が多い

13)の文献の表-1を一部改変

4.2 調査の内容

4.2.1 調査範囲と方法

調査範囲は中越地震によって多数の斜面崩壊が発生した芋川流域(約38km²)を対象とした。検討は芋川流域を22個の小流域(単元流域)に区分して行った(図-4.31)。

崩壊状況については定量的な把握を行うために、流域内の状態を広範囲で把握できる空中写真、レーザ

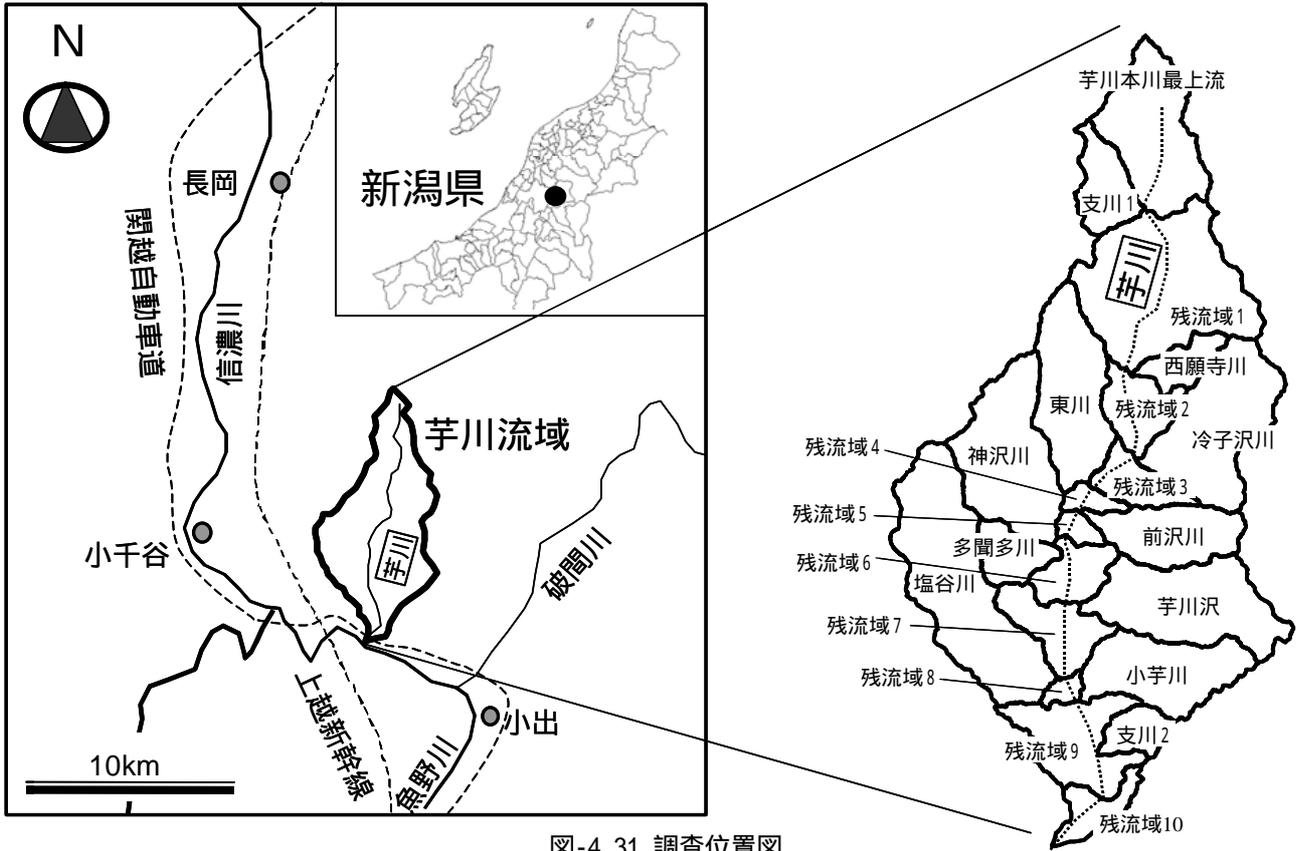


図-4.31 調査位置図

ープロファイル（以下LPと略記）データを用いて検討を行った。崩壊地の判読は、地震前の状況として1998年撮影の空中写真（縮尺1/20000）、地震発生直後に撮影された空中写真（2004年10月24日撮影、縮尺1/12000）および融雪期終了後の空中写真（2005年5月11、17日撮影、縮尺1/10000、1/5000）を用いて行った。また、数値的な解析には、地震前後は10mの格子間隔の数値地理情報（DEM）と2004年10月28日計測のLPデータを、融雪前後は2004年11月26日と2005年5月11日計測のLPデータからそれぞれ1mの格子間隔のDEMを作成して用いた。

これら写真やDEMを比較することによって、地震直後の崩壊に対して、積雪期間を経て新たに発生した崩壊や河道閉塞の状況を判読した。

4.2.2 崩壊の区分と解析データ

融雪期の崩壊については、地震による崩壊との関係から以下の区分で抽出を行った（図-4.32）。

- 1) 新規崩壊：期間中に新たに発生したもの
- 2) 拡大崩壊：地震で発生した崩壊地の頭部や側面が崩壊し拡大したもの
- 3) 再崩壊：地震で発生した崩壊地の内部（崩壊面）が崩壊したもの

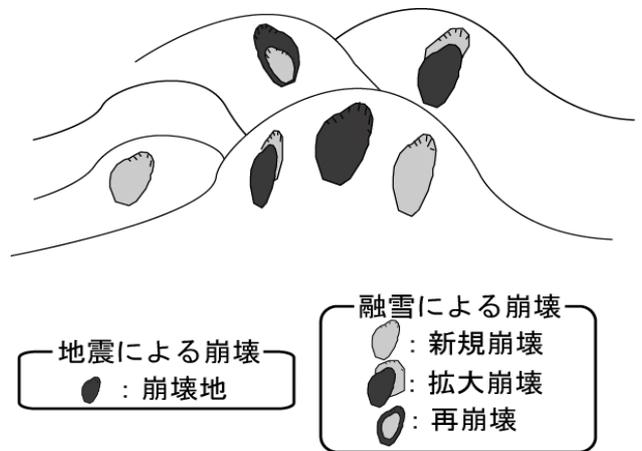


図-4.32 融雪後の崩壊の区分

このうち、3)については、面積は拡大していないが、深さ方向には拡大しているものである。判読では、斜面崩壊のみを対象とし、地すべりの形態や、地すべり地内での崩壊、表層剥離程度の小規模なものは除いて抽出を行った。

以上のように2時期の写真を比較することによって、崩壊の数や面積の増加が明らかとなる。面積は空中写真とLPデータを合成したデジタルオルソを作成して算出を行った。なお、面積は図上の計測であるため投影面積である。

なお、地質データは地質調査総合センター研究資料集による中越魚沼地域の5万分の1数値地質図(Ver.1)を用いた。

4.3 調査結果

4.3.1 芋川流域の崩壊数、崩壊面積、崩壊土砂量

芋川流域の崩壊数、崩壊面積、崩壊土砂量について表-4.11に示す。地震による崩壊箇所数は1,419箇所、河道閉塞は52箇所を確認されたが、融雪後には新規崩壊822箇所、拡大崩壊435箇所、再崩壊191箇所の計1,448箇所、河道閉塞が5箇所認められ、崩壊数は地震、融雪時ともほぼ同数であった。

崩壊面積は地震時が融雪時の約3.3倍であり、融雪による崩壊面積は新規崩壊、拡大崩壊ともほぼ同じであるが、再崩壊の面積はこれらの約1/3である。崩壊地1箇所あたりの平均的な面積は地震時が融雪時の約3.4倍であり、これを崩壊形態別でみると拡大崩壊が最も面積が大きい。

地震時と融雪期の崩壊の位置的な特徴として、地震時の崩壊は、多くが尾根型、平行型斜面の上部から崩壊している。これに対して、融雪期の崩壊は、新規

表-4.11 芋川流域の地震と融雪による崩壊

	地震による崩壊	融雪による崩壊			
		新規崩壊	拡大崩壊	再崩壊	融雪計
崩壊数	1,419	822	435	191	1,448
崩壊面積(m ²)	1,477,818	194,892	186,995	62,360	444,247
崩壊地1箇所あたりの面積(m ²)	1,041	237	430	326	307

表-4.12 単元流域別の崩壊面積率

番号	単元流域名	流域面積(m ²)	地震時の崩壊面積(m ²)	地震時の崩壊面積率(%)	融雪期の崩壊面積(m ²)	融雪期の崩壊面積率(%)
1	芋川本川最上流	2,729,037	19,480	0.7	10,737	0.4
2	支川1	1,032,820	9,983	1.0	9,023	0.9
3	残流域1	4,635,901	419,499	9.0	90,140	1.9
4	西願寺川	679,055	36,175	5.3	9,665	1.4
5	残流域2	1,072,040	81,408	7.6	22,570	2.1
6	冷子沢川	3,061,404	173,120	5.7	58,583	1.9
7	残流域3	772,803	39,543	5.1	10,478	1.4
8	東川	2,609,874	164,587	6.3	38,805	1.5
9	残流域4	292,027	6,824	2.3	1,968	0.7
10	前沢川	1,701,013	64,116	3.8	15,003	0.9
11	残流域5	269,873	712	0.3	1,206	0.4
12	神沢川	3,045,012	162,569	5.3	47,197	1.5
13	多聞多川	816,306	31,200	3.8	11,675	1.4
14	残流域6	890,927	63,521	7.1	15,325	1.7
15	芋川沢	3,045,379	30,687	1.0	18,231	0.6
16	残流域7	1,241,571	33,821	2.7	11,487	0.9
17	塩谷川	4,412,068	96,005	2.2	44,347	1.0
18	残流域8	213,838	4,228	2.0	1,019	0.5
19	小芋川	2,263,750	17,632	0.8	16,083	0.7
20	残流域9	1,884,635	16,434	0.9	5,198	0.3
21	支川2	616,767	5,239	0.8	4,517	0.7
22	残流域10	655,585	1,035	0.2	990	0.2
	芋川流域全体	37,941,685	1,477,818	3.9	444,247	1.2

崩壊は尾根型、平行型斜面のほか谷状地形の部分でも発生しており、地震時に崩壊がなかった斜面においても発生している。また、拡大崩壊は地震時の崩壊の頭部に多いが側部にも存在しており、再崩壊は地震時の崩壊面の上~中部に多く発生していることが特徴である。

以上のとおり、芋川流域の崩壊の特徴として、融雪期は地震時に比較して崩壊数はほとんど同じであったが、融雪期の崩壊面積は地震時の約30%であり、地震時よりも小規模であることがあげられる。

4.3.2 芋川流域における単元流域別の崩壊面積率

芋川流域の単元流域別において地震時、融雪期に発生した崩壊発生面積率を表-4.12に、また単元流域別の崩壊面積率の分布を図-4.33に示す。

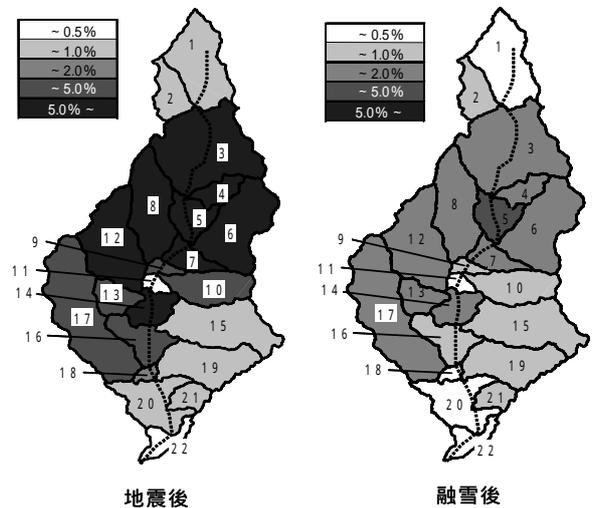


図-4.33 芋川流域の崩壊面積率

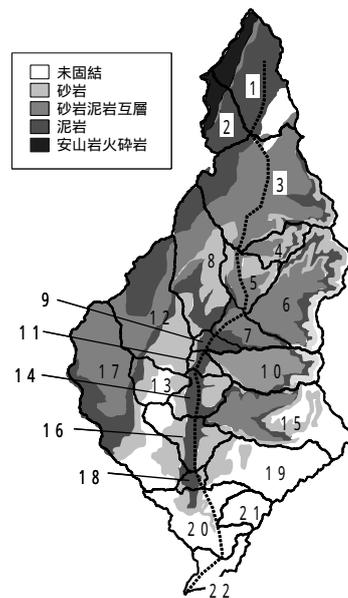


図-4.34 芋川流域の地質(5区分)と単元流域

流域全体では地震時の崩壊面積率は3.9%、融雪期は1.2%であり、融雪期の崩壊面積率は地震時の約1/3である。

単元流域別の崩壊面積率をみると、地震時、融雪期のいずれにおいても流域内における相対的な傾向はほぼ同様であり、地震時に崩壊面積率が大きい単元流域では、融雪後でも大きい傾向にある。崩壊面積率が相対的に大きい単元流域は、地震時が番号3～10、12～14、16、17、融雪期が3～8、12～14、17の流域であり、芋川流域の中流部に隣接して位置している。これらの単元流域を構成する主な地質を5つに区分し図-4.34に示す。崩壊面積率が大きい範囲は砂岩や砂岩泥岩互層など砂質であることが特徴で、これらの分布の少ない単元流域では崩壊面積率は小さい傾向にあることがわかる。

なお、地震時と融雪による崩壊を合わせた合計崩壊面積率については、融雪期の再崩壊では面積が拡大していないことを考慮して、約4.9%と算出された。

次に過去の地震による崩壊面積率との比較について表-4.13に示す。調査範囲は様々であるので単純な比較はできないが、新潟県中越地震による崩壊面積率は比較的大きい部類に属し、融雪期の崩壊面積率も地震による数値より大きい場合があることがわかる。

4.3.3 地震時・融雪期における斜面方位別の崩壊発生面積率

地震前の流域内における斜面の方位について、10mの格子間隔の数値座標を5mの格子間隔に変換して、各格子の占める斜面方位（4方向）の数を算出し、格子面積を乗じて各方位の流域に占める面積の割合を算出した。また、崩壊地については、各方位に含まれる崩壊地面積から地震と融雪期に発生した崩壊の面積率を算出した。各崩壊地の方位は、LPデータから崩壊地の最高点と最低点を結んだベクトルを水平面に投影

表-4.13 地震による崩壊面積率

地震名	発生前	マグニチュード	対象面積 (km ²)	崩壊面積率 (%)
濃尾地震 ¹⁵⁾	1891	8.0	99.03	10.9
北丹後地震 ¹⁶⁾	1927	7.3	643.7	0.53
関東地震 ¹⁷⁾	1923	7.9	52.84	15.1
北伊豆地震 ¹⁸⁾	1930	7.3	70.6	5.7
福井地震 ¹⁸⁾	1948	7.1	326	0.613
今市地震 ¹⁷⁾	1949	6.4/6.7	199.46	0.29
新潟地震 ¹⁹⁾	1964	7.5	386.4	0.084
伊豆半島沖地震 ¹⁸⁾	1974	6.9	82.7	0.902
伊豆大島近海地震 ¹⁸⁾	1978	7.0	300	0.467
長野県西部地震 ¹⁷⁾	1984	6.8	58.1	0.94
北海道南西沖地震 ²⁰⁾	1993	7.8	140	0.74
兵庫県南部地震 ²¹⁾	1995	7.2	145.8	0.2
新潟県中越地震	2004	6.8(最大)	37.9	3.9

15)～21)の文献を引用

した方向の角度を用いた。方位については、北(N)を0°として、時計回りに-45(315)～45°、45～135°、135～225°、225～315°の範囲にある場合、それぞれ北、東、南、西向きとした。結果について図-4.35、4.36に示す。

芋川流域内で斜面方位の占める割合は大きな差異はないが、南向きの斜面の占める割合が大きい。地震による崩壊は西～南向きの斜面で多く発生している。融雪は通常日射の影響が大きい南斜面で早く進む傾向があり、南向きの崩壊面積が大きくなると考えられるが、崩壊面積率をみると北～西向きが大きく、

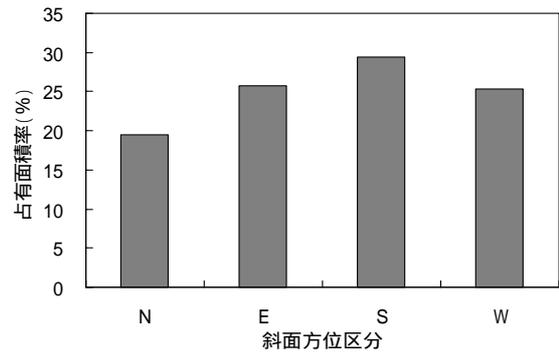


図-4.35 斜面方位別の占有面積率

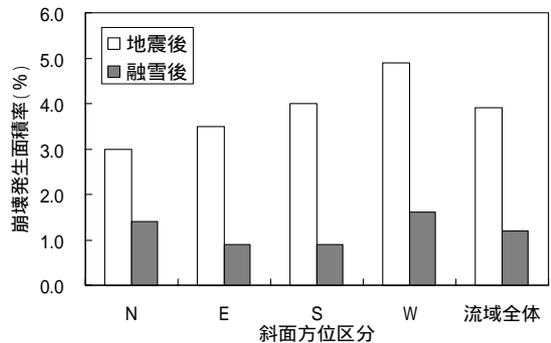


図-4.36 斜面方位別の崩壊面積率 (地震後・融雪後)

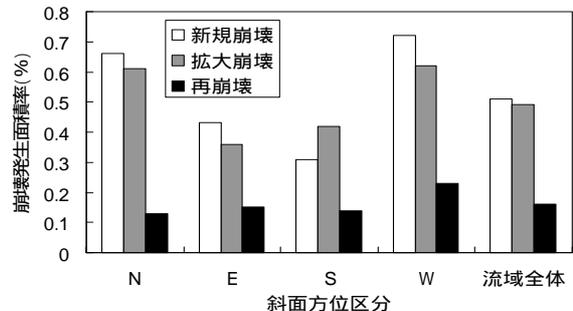


図-4.37 斜面方位別の崩壊面積率 (融雪後・崩壊形態別)

南向きは小さくなっている。また、融雪による崩壊を種類別に比較した結果を図-4.37に示す。新規、拡大崩壊は同様の傾向を示し北～西向き斜面で多いが、再崩壊は西向き斜面で多く、これは再崩壊が地震で発生した崩壊地内で発生するためと考えられるが、他の方位では地震による崩壊の特徴とはやや異なっている。

以上より、融雪期の崩壊は融雪の影響よりも地形や地質構造など他の要素に関係していることが示唆される。今後は方位をさらに細区分するとともに、地形や地質構造など他要素との比較について検討する必要があるといえる。

4.3.4 地震時・融雪期における斜面傾斜別の崩壊発生面積率

地震前の流域内における斜面の傾斜について、斜面方位と同様に、各格子の占める傾斜区分（10°単位）の数を算出し、格子面積を乗じて各傾斜区分の流域に占める面積の割合を算出した。また、崩壊地についても同様に各傾斜区分に含まれる崩壊地面積から地震と融雪期に発生した崩壊の面積率を算出した。各崩壊地の傾斜は、LPデータから崩壊地の最高点と最低点を結んだ直線と水平面がなす角度とした。結果を図-4.38、図-4.39に示す。なお、融雪の影響を考慮して、崩壊斜面の方向を北と南向きに区分した。

芋川流域では斜面の傾斜が10°～40°の区分に占める割合が多い。地震の崩壊率は30°～40°の範囲で最も高く、地震により崩壊しやすい傾斜（表-4.8）とほぼ同等の範囲であるが、これより傾斜が小さい箇所でも発生している。また、融雪期の崩壊率は40°～50°の範囲で最も高くなっている。これは降雨により崩壊しやすい傾斜（表-4.8）の数値より大きく、地震で崩壊しやすい傾斜の範囲に入っており、融雪により崩壊した斜面が地震の影響を受けていることが示唆される。

また、北、南向きいずれも傾向としては特に大きな差異はなく、崩壊発生面積率は融雪の速度よりも斜面の傾斜に依存していることが想定される。

融雪による崩壊を種類別に比較した結果を図-4.40に示す。新規崩壊は30～50°が多いが、拡大崩壊、再崩壊は急勾配の範囲にも多く発生している。

4.3.5 地震時・融雪期における地質別の崩壊発生面積率

流域内に分布する地質について、流域に占める面

積の割合および各地質区分に含まれる崩壊地面積から崩壊面積率の算出を行った。地震時・融雪期それぞれ

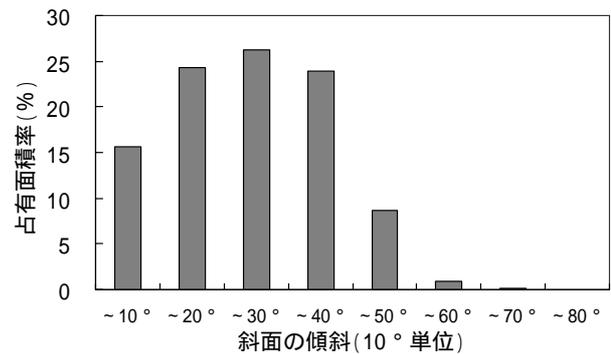


図-4.38 斜面傾斜別の占有面積

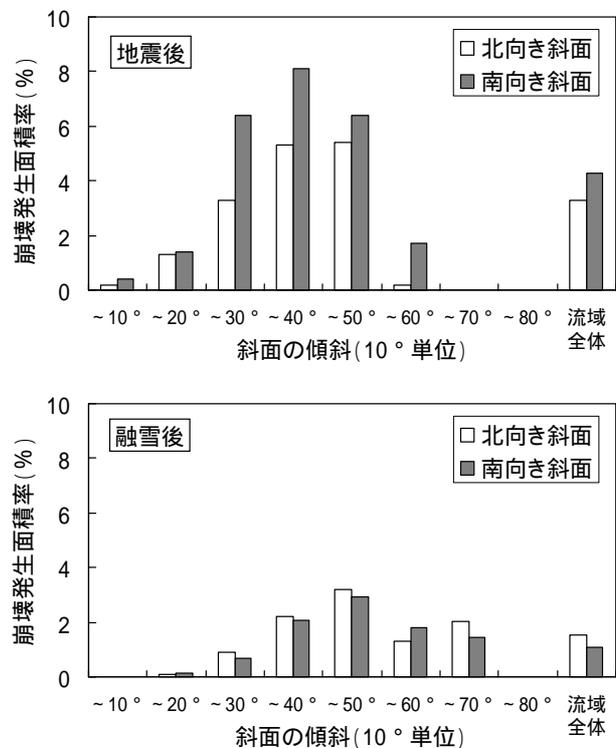


図-4.39 斜面傾斜別の崩壊発生面積率（地震後・融雪後）

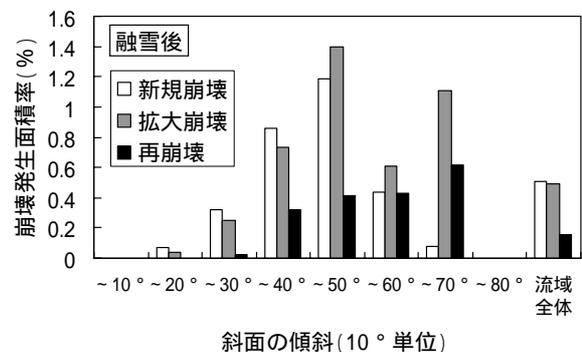


図-4.40 斜面傾斜別の崩壊発生面積率（融雪後・崩壊形態別）

の結果を図-4.41に示す。地質区分は前述の数値地質図の区分に従い、崩壊がなく流域内の分布が極めて少ないデイサイト溶岩および火砕岩、硬質頁岩・砂岩頁岩互層の区分は省略した。

芋川流域に占める地質区分は、砂岩や泥岩を主体とするものがほとんどであり、地震時、融雪期の崩壊面積率はいずれも砂岩、砂質シルト岩及び砂岩シルト岩細互層など、砂岩質の地質で高くなっており、特に砂岩優勢砂岩泥岩互層では、占有面積率は小さいものの、崩壊発生面積率は地震後、融雪後いずれも大きく、崩壊が発生しやすいことがわかる。

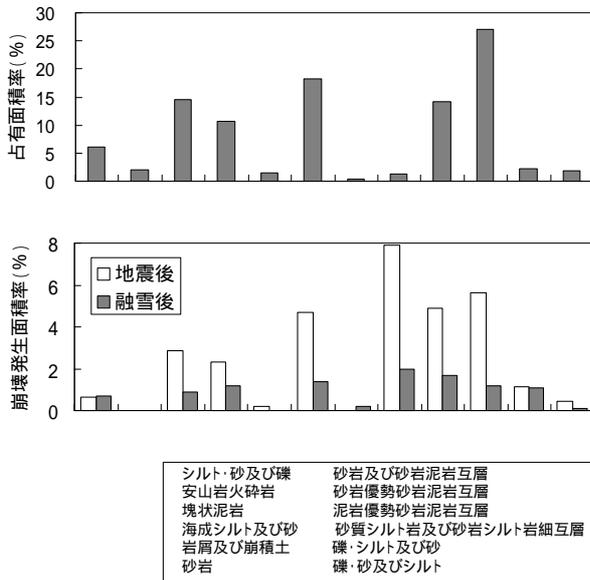


図-4.41 地質区分別の占有面積率および崩壊面積率（地震後、融雪後）

4.4 まとめ

今回は新潟県中越地震を対象に地震後と融雪期の崩壊を中心に検討を行った。2004～05年の冬期は19年ぶりの豪雪であったため、土砂生産に及ぼす融雪の影響は通常より大きかったと思われる。

山地での地震に対する影響を評価するには、地震後の降雨や融雪による崩壊地の推移などの土砂動態を追跡する必要があり、今後もさらに調査・解析を進めていく予定である。

5. 簡易な熱収支式を用いた融雪量予測の検討

5.1 目的

中越地震は、我が国を代表する豪雪地帯で発生したこと、また芋川流域周辺は屈指の地すべり地帯でもあることから、雪解けによる大量の融雪水が地中に浸透、流出する過程で再度土砂災害が発生する危険性が

指摘された。

特に、融雪水と大雨が重なった場合には、大規模な出水になることが懸念されることから、現地の北陸地方整備局湯沢砂防事務所の防災業務の参考情報とすることを目的に、翌日の融雪量の予測（短期予測）、及び流域の全ての地点における積雪がなくなるまでの長期的予測（長期予測）を簡易な熱収支式を用いて、3月14日から5月9日まで毎日行ったのでその概要を紹介する。

5.2 流域の概要と計算メッシュ

芋川は、信濃川水系の支川魚野川の右支川で、流域面積は38.4km²、上流は旧山古志村（現長岡市）、中流部は小千谷市、下流は旧堀之内町、旧広神村（いずれも現魚沼市）に位置する。

今回の検討に当たっては、小芋大橋を基準点とし、その上流域における融雪量の計算を行った。計算メッシュは、国土地理院の数値地図から、50m正方メッシュのDEMデータを作成して用いた。標高区分は、25mから725mまでを50mごとに14段階に分け、各標高区分の平均値を代表値とした。



図-4.42 対象流域

5.3 計算方法

(1) 予測の種類

芋川流域の融雪量を、次の三つに分けて、いずれも日単位で計算した。

- 1) 実況予測
その日の融雪量を予測する。
- 2) 短期予測
次の日の融雪量を予測する。
- 3) 長期予測
流域の全ての地点における積雪がなくなるまでの融雪量を予測する。

(2) 小松倉観測所

小松倉観測所は芋川の左支の前沢川流域の前沢川第3えん堤上流に設置した。標高は190mである。本観測所では、積雪深、風向風速、融雪量（降雨量を含む）、気温、湿度、全天日射量、純放射量を30分間隔で計測・記録している。観測装置の概要を図-4.43に示す。観測結果は毎日夕方、土木研究所に送信されるように設定した。

本観測地で得られた融雪量と各種予測値を比較して予測の妥当性を検証する形で進める。

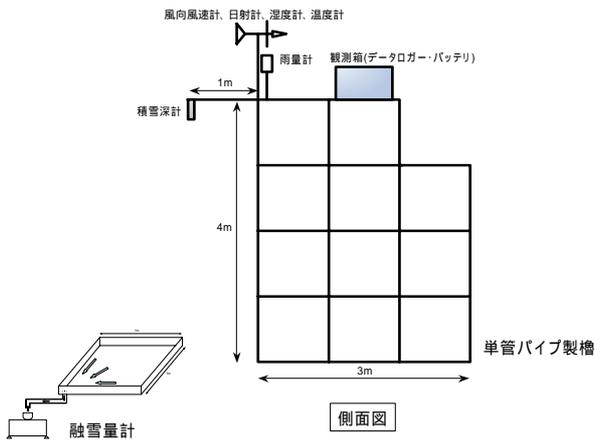


図-4.43 観測装置（上：模式図 下：写真）

(3) 予測に必要なデータ

融雪量予測モデルは、簡単に計算が行えるという視点から、以下の熱収支式を用い、融雪量は式(4.1)により計算される融雪熱量を氷の融解潜熱 l_F で割ることと求めた²²⁾(式(4.2))。

$$Q_M = (1 - \alpha)Q_g + (R \downarrow - R \uparrow) + H + \lambda E + Q_r \quad (4.1)$$

$$M = Q_M / l_F \quad (4.2)$$

ここに、 Q_M ：融雪熱量、 α ：雪面のアルベド、 Q_g ：全天日射量、 $R \uparrow$ ：赤外放射、 $R \downarrow$ ：大気放射、 H ：顕熱輸送量、 λE ：潜熱輸送量、 Q_r ：降雨による搬送熱、 M ：融雪量、 l_F ：氷の融解潜熱、である。

水津²²⁾は、このうち H および λE を以下の通り簡易に設定できるよう提案した。

$$H = Ksl P Ta / 1013 \quad (4.3)$$

$$\lambda E = 1.53 Ksl (e - 6.11) \quad (4.4)$$

ここに、 Ksl ：顕熱・潜熱輸送を簡略化して求めるために導入した係数、 P ：大気圧、 Ta ：気温、 e ：水蒸気圧、である。

これらの式に基づき融雪量を計算したが、これに必要な気象データは、気温、降水量、全天日射量及び水津の式で必要となる係数 Ksl である。

このうち、 Ksl 以外の三つの気象データについては、

実況予測、短期予測、長期予測の各々において、以下のように設定、入力した。

1) 実況予測

表-4.14に示す実測データを用いた。

表-4.14 融雪量計算に用いる現地観測データ

対象流域	気温	日射量	降水量
寺野観測点上流域	寺野観測値	小松倉観測値	寺野観測値
東竹沢観測点～寺野観測点流域	小松倉観測値		東竹沢観測値
小芋大橋観測点～東竹沢観測点流域			

2) 短期予測

・全天日射量

新潟地方気象台発表の天気予報と過去の日々の天気と日照時間の実績の関係から、日照時間(日照予測率)を予測し、日平均日射量を推定した。なお、メッシュごとに太陽と斜面の角度を考慮して斜面が向いている方角を考慮して日射量を計算しており、結果的に斜面の方角により融雪の速度に差が生じるようになっている。

・気温

新潟地方気象台における1972年から2000年の最高気温、最低気温と日平均気温との関係式を導いておき、日々の天気予報から日平均気温を求めた。これを-6/kmの低減率を用いて標高補正を行った。

・降水量

地表に達する降水量は、気温により降雨と降雪に分かれ、前者は降雨の搬送熱により積雪を溶かし、後者は積雪深を深くする。このため、予想された降水量のうち、どれだけ降雨として、もしくは降雪として地表に達するかを推定する必要がある。

このため、1994年から2003年までの新潟地方気象台のデータにより、気温と降雪の発生確率を求め、何度以下なら降雪が確実か、また何度以上なら降雨が確実か、各々の限界値を求めその中間の気温については比例計算をして、降雪、降雨の割合を求めた。

・係数 Ksl

水津の式においては、顕熱 H 、潜熱 λE による融雪量を求めるにあたり、係数 Ksl が必要になる。本検討では、水津の既往研究²²⁾で長岡市に適用されている値 $Ksl=2.0$ を用い、計算を行った。

3) 長期予測

長期予測では、芋川流域周辺における気象データの年平値を用いて融雪量を計算した。年平値の算出は、

気象観測所であるAMeDAS小出観測所では日射量の観測が行われていないため、日射量の観測が行われている長岡市の防災科学技術研究所において1981年から1991年に観測されている冬期間の気温、降水量、日射量を用いて行った。

(4) 初期条件

計算開始時における積雪深は、2月18日に実施された積雪面標高の航空レーザー計測結果を用いて、メッシュ別に積雪深を設定した。また、積雪層の平均積雪密度は、現地調査結果を基に $0.456\text{g}/\text{cm}^3$ とした。なお、融雪水の密度は $1.0\text{g}/\text{cm}^3$ とした。

5.4 検証結果

5.4.1 積雪の状況

積雪深の状況を図-4.44に示す。平成16年から17年にかけては、中越地方は19年ぶりの豪雪に見舞われ、平年値を大幅に上回る積雪深となった。

芋川流域の中では寺野で3月10日過ぎに3.5mを超えたことが特筆される。2月上旬に一気に積雪深が増え、3月中旬まで断続的に降雪が続いた。なお、小松倉の観測所での消雪は5月8日であった。

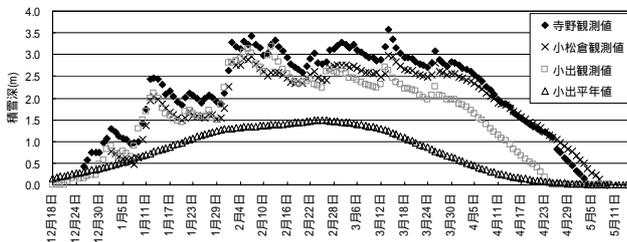


図-4.44 5月までの積雪深の推移

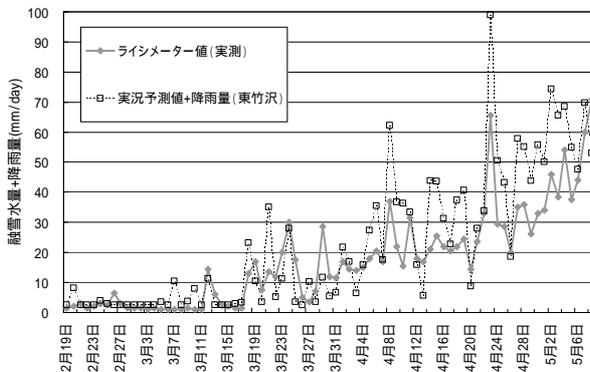


図-4.45 融雪量の実況予測結果

5.4.2 実況予測

小松倉観測所における融雪量の予測結果とライシ

メーターによる融雪量実測値を比較した。計算は、2005年2月19日から小松倉観測所での積雪がなくなった5月8日まで行った。なお、ライシメーター値が融雪量と降雨量の和であることから、計算予測も融雪量と実測降雨量の和で比較した。

図-4.45に計算結果と実測値の比較を示す。相関係数は0.92、平均誤差は $8.36\text{mm}/\text{day}$ となった。相関性はあがるが、以下のように誤差が大きい部分がある。

- 1) 3月下旬のライシメーター値が徐々に増えている時期に、実況予測値がやや低い傾向にある。
- 2) 4月初旬から中旬にかけて実況予測値の変化の程度が、ライシメーター値に比べて大きい。
- 3) 4月下旬以降、実況予測値がライシメーター値より大きい値となっている。

5.4.3 パラメーター等の改良

これらの問題点をふまえ、以下の検討を行った。

(1) 顕熱及び潜熱の計算に用いる K_{sl}

上述の通り K_{sl} は、水津が長岡のケースで用いた2.0を用いたが、水津によると全国の K_{sl} の値には幅があり、0.9~5.4という値が示されている。前項の3)の日平均気温が一段と上昇した時期に予測値が大きくなっている原因として、 $K_{sl}=2.0$ の値が大きすぎ、特に顕熱の寄与を過大に評価している可能性がある。そこで水津が新潟県津南町（標高は452mで芋川とおおよそ同じ）で用いた値1.2を用いて再計算を行った。

(2) アルベード値

前項の2)の4月初旬から中旬にかけて予測値が実測値より大きくなったのは、日射量が大きいい日に短波長放射が過大に計算されていると見られ、これはアルベードの値が影響していることが考えられる。アルベードの値は、山崎(1994)²³⁾による算定式に基づいて設定しているが、これは札幌のデータを基に設定されたものである。このため、Radionov(1997)が示した雪面のアルベードの最高・最低値²⁴⁾を基に、以下のように設定した。

改良前 最大値：0.88 最小値：0.40

改良後 最大値：0.94 最小値：0.58

(3) 潜熱を発生させる日平均気温下限値

前項の1)の3月下旬の予測値が低い傾向については、潜熱を発生させる日平均気温下限値の設定が影響していることが考えられる。つまり、潜熱は日平均気温が7 以上の日のみ生じる計算としているが、前述の実態を踏まえるとその閾値が高すぎるのではないかと考えた。水津によると、潜熱計算下限気温は過去の

調査事例によると5.7 という報告があることから、これを採用し、再計算を行った。

(4) 降雨と降雪の発生气温

前項の1)の課題を修正するもう一つの対応案として、3月下旬の気温は降雨・降雪の判定が一義的に決まらずその発生割合を過去の新潟気象台の気温と、実際の降雨・積雪の実績から求めたが、ライシメーターの実績値と計算値の誤差が最小になるよう気温の判定基準を設定し直した。その結果、降雪0%発生气温の下限値を4.6 から3.0 に修正した。一方、降雪100%発生气温の上限値は0.6 のままとした。

以上の改良を行い計算し直した結果が図-4.46である。この結果、相関係数は0.94、平均誤差は4.05mm/dayと改良された。図-4.46によると、3月末～4月上旬の短波長放射が少ない時期にやや実況予測が少なめの傾向を示すものの、全体的には実測値とよく一致している。

5.4.4 短期予測の結果

短期予測は、翌日の天気予報をもとに翌日の融雪量の予測を行うものであるが、この場合、気象データの予測精度が重要な鍵となる。そこで、最初に融雪量予測に用いた気象データの精度検証を行った。ここでは、そのうち最も重要な因子である日平均気温についての検討結果を紹介する(図-4.47)。

図-4.47によると、観測値と予測値では全体的には同様の傾向を示しており、相関係数0.87、平均誤差は1.6 となった。誤差の程度が小さいことから天気予報により翌日の日平均気温を予測することは可能と考えられる。

次に、これらの気象データを用いた融雪量の短期予測の結果を図-4.48に示す。4月下旬において実測値と観測値の変動傾向が逆になっている時期はあるものの、相対的に実態を反映する予測になっている。相関係数は0.70、平均誤差は8.8mm/dayとなっている。実況予測に比べ、平均誤差で約4mm/day多くなっている。

5.4.5 長期予測の結果

長期予測では、平年の気象データをもとに融雪量の予測を行っている。よって、対象期間の気象状況が平年値とどの程度異なるかが精度を左右することになる。今年の融雪期のように平年に比べ大量の積雪深が記録されると、その予測精度は落ちる。従って、本手法を用いる際には、積雪の状況を見ながら、適用性を臨機応変に検討していくことが必要となる。

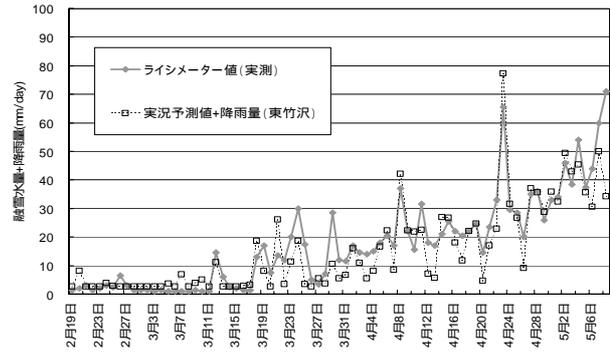


図-4.46 改良後の実況予測結果

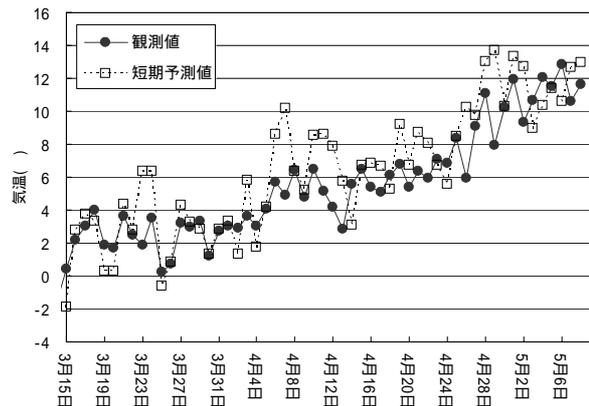


図-4.47 小松倉における日平均気温の観測値と短期予測値(短期予測)

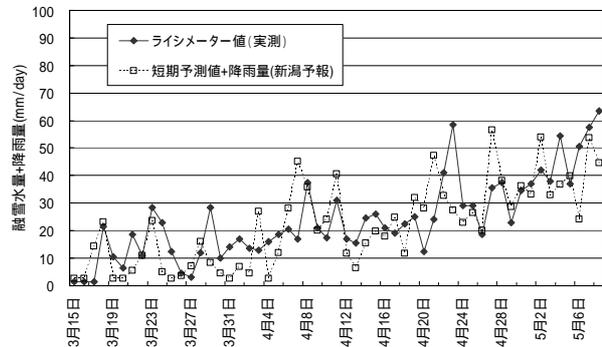


図-4.48 短期予測の結果

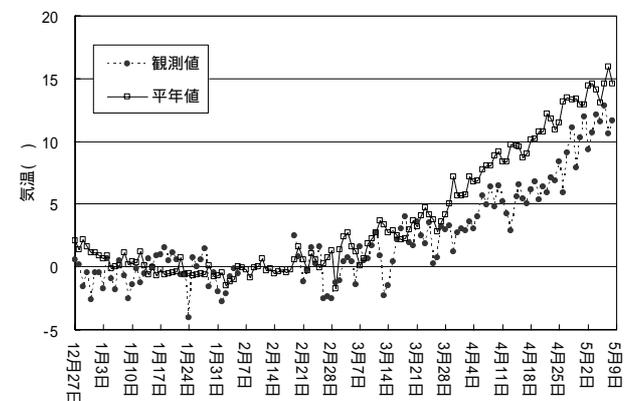


図-4.49 小松倉における日平均気温の観測値と平年値(長期予測)

短期予測と同様に、日平均気温について平年値と今冬の観測値について比較を行った（図-4.49）。

これによると、3月上旬までは比較的平年値と同程度で推移していたが、3月下旬以降は例年に比べ約3 ほど日平均気温が低い日が続いている。今冬は、豪雪でしかも気温が低かったことがこのグラフからも読み取れる。

次に、融雪量の長期予測の結果を図-4.50に示す。3月上旬から実測値のほうが予測値に比べ少ない傾向に終始しているが、前述の日平均気温の精度が影響しているものと思われる。相関係数は0.85、平均誤差は10.8mm/dayとなっている。実況予測に比べ、平均誤差で約6mm/day以上多くなっている。

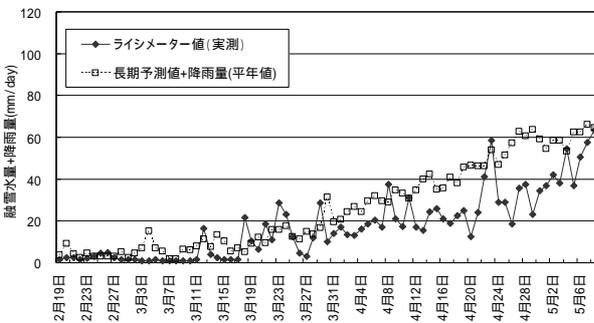


図-4.50 長期予測の結果

以上、小松倉における融雪量を予測し、実測との平均誤差率を示した。これを流量観測が行われている小芋大橋地点に換算して、どの程度の流量誤差になるかを示したのが表-4.15である。平成17年の春に小芋大橋で観測された流量は、3月下旬から5月初旬にかけては概ね5~20m³/s程度であるが、砂防の場合に問題となるのは融雪出水の場合であり、それを考えると実況予測、短期予測であれば十分に実用可能である。

表-4.15 予測手法ごとの平均誤差とそれに相当する量

	日平均融雪量 誤差（小松倉） (mm/day)	流量誤差 (小芋大橋) (m ³ /s)
実況予測	4.05	1.65
短期予測	8.77	3.56
長期予測	10.80	4.39

5.5 まとめ

(1)中越地震で大規模な崩壊が多数発生し、融雪によ

る被害拡大が懸念された信濃川水系の芋川流域で簡易な熱収支式を用いて融雪量の予測を行った。予測の種類は、実況予測（その日の融雪量を予測）、短期予測（次の日の融雪量を予測）、長期予測（流域の全ての地点における積雪がなくなるまでの融雪量を予測）の3種類について行い、については、日々湯沢砂防事務所へ報告し、防災業務の参考にしてもらった。

- (2)熱収支式は、水津が提案した手法を用い、入力する気象因子は、気温、降水量、全天日射量及び水津の式で必要となる係数 K_{sl} の4項目とした。これらのデータの inputs は、現地で観測されたデータや、気象台発表の天気予報と過去の気象データとの関係から入力値を設定した。
- (3)その結果、パラメータ等の改良を行い、十分な精度を有する予測が可能であることが分かった。今後、この手法により十分実用化が可能であると考えられる。このような空間分布型の解析を今後は降雨による流出解析にも適用し、予測精度の向上に努めていきたいと考えている。
- (4)一方、長期予測の場合、その年の気象が平年と大幅に異なると予測値の精度が大幅に低下するので、気象を踏まえながら予測を行う必要がある。

6 . 浮遊砂量の観測

芋川流域では、今回の地震に伴って、崩壊等が多数発生するなど、土砂移動の環境が大きく変化した。そのため、土砂移動量も大きく変化するものと予想される。そこで、流域内での土砂移動の環境が大きく変化した場合、土砂移動量がどのように変化するかを把握することを目的に、土砂移動モニタリングを行っている。ここではその結果を報告する。

6.1 芋川の流域概要

芋川は流域面積38.4km²、流路延長17.2kmで、信濃川水系に属する（図-4.51）。流域内には、西願寺川、冷子沢川、東川、前沢川、神沢川、芋川沢、多間多川、塩谷川、小芋川の主な9つの小流域が存在する。平成17年新潟県中越地震の際には、芋川本川、冷子沢川、東川、前沢川、神沢川、芋川沢、塩谷川で河道閉塞が発生した（図-4.52）。平成17年新潟県中越地震直後に着目された河道閉塞は表-4.16に示した5つであった（国土交通省国土技術政策総合研究所、2005）²⁵⁾。それらのうち寺野と東竹沢で形成された河道閉塞（天

然ダム)を構成する土砂の粒度分布を調べたところ、1mm以下の砂が大半であった(図-4.53)。

砂防研究室が設置した濁度計は芋川本川と小芋川の合流点の下流に位置する小芋川大橋である(図-4.52)。この地点には、濁度計のほかに、土石流検知センサーとしてワイヤセンサー及び水位計が設置されている。また、観測地点付近の河床に堆積していた土砂は最大30mm程度で、主に1mm程度の砂成分であった(図-4.54)。

芋川流域の近くにあるアメダス観測所は小出観測所(観測所番号54616)がある。小出観測所の位置を図-4.51に示す。また、小出観測所における観測結果を表-4.17に示す。一般化極値分布(Generalized Extreme Value distribution)(土木学会、2000)²⁶⁾を仮定して、この観測所における1976年から2004年までの観測データを分析したところ、100年超過確率規模の1時間当たりの降水量は67mm/hr、3時間当たりの降水量は107mm/3hrs、6時間当たりの降水量は135mm/6hrs、24時間当たりの降水量は229mm/24hrsであった(表-4.18)。

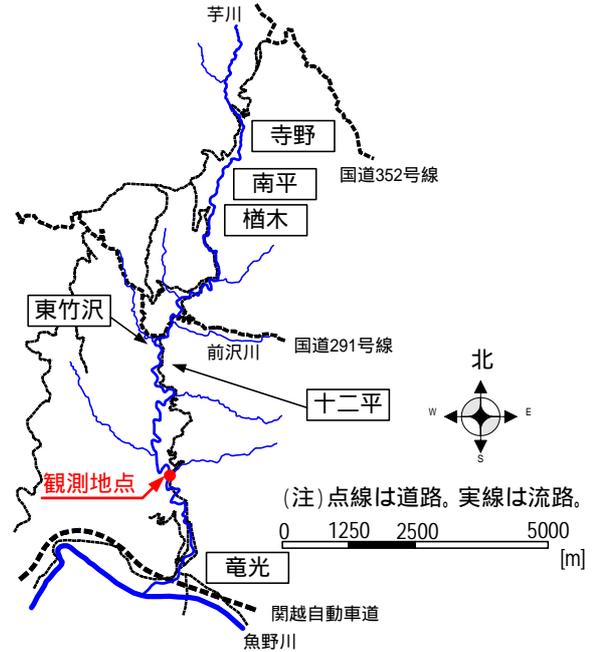


図-4.52 芋川における主な河道閉塞発生箇所

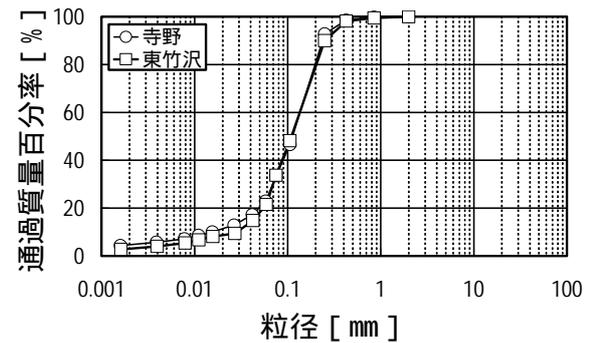


図-4.53 河道閉塞を引き起こした土塊の粒度分布(平成17年6月24日採取)



図-4.51 芋川の位置

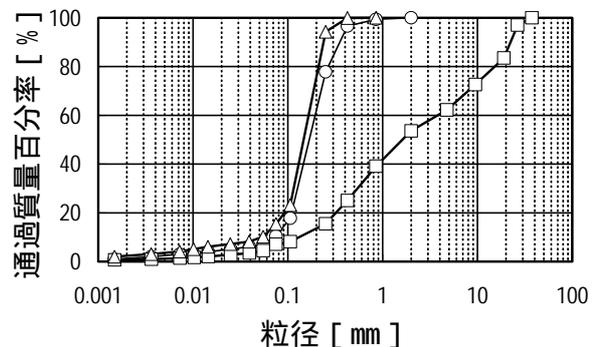


図-4.54 小芋川大橋における河床材料の粒度分布(平成17年6月24日採取)

表-4.16 河道閉塞の形状

地区名	河道閉塞の形状				
	長さ [m]	高さ [m]	幅 [m]	せき止め土量 [m ³]	貯水量[m ³] (満水湛水量)
寺野	360	26	230	107,800	428,900
南平	220	8	345	11,700	20,200
檜木	190	9	240	44,500	9,100
東竹沢	350	28	295	1,272,300	3,273,100
十二平	125	9	95	23,300	25,200

高さは越流する地点(天然ダムの低い天端)と元河床位との差、川幅は地形図(H6作成)から読み取った値と、天然ダムの幅の平均値とした。

表-4.17 小出観測所における年最大降雨量と発生日

年	1時間最大 時間雨量 [mm/1hr]	年月/日/時刻	3時間最大 時間雨量 [mm/3hrs.]	年月/日/時刻	6時間最大 時間雨量 [mm/6hrs.]	年月/日/時刻	24時間最大 時間雨量 [mm/24hrs.]	年月/日/時刻
1976	30	76/8/14 9	50	76/8/14 10	60	76/8/10 12	111	76/8/15 6
1977	16	77/7/2 9	36	77/8/17 17	51	77/8/18 12	108	77/8/18 14
1978	55	78/8/7 20	59	78/8/7 20	68	78/6/27 8	199	78/6/27 22
1979	31	79/5/26 16	39	79/6/6 3	55	79/7/2 16	95	79/7/3 3
1980	18	80/8/16 21	41	80/8/16 21	49	80/8/17 1	90	80/8/17 3
1981	30	81/8/23 7	70	81/8/23 9	82	81/8/23 9	106	81/8/23 12
1982	35	82/7/9 16	57	82/7/9 17	58	82/7/9 18	91	82/9/13 6
1983	36	83/8/8 17	46	83/8/18 7	60	83/8/18 9	102	83/9/28 20
1984	42	84/8/30 11	79	84/8/30 12	96	84/8/30 12	188	84/8/30 24
1985	16	85/9/18 13	36	85/7/8 6	63	85/7/8 6	101	85/7/8 16
1986	14	86/6/30 16	29	86/6/30 18	45	86/6/30 20	83	86/6/26 14
1987	17	87/8/5 17	26	87/9/26 14	38	87/9/26 17	50	87/8/18 20
1988	32	88/8/27 16	49	88/8/27 18	69	88/8/27 21	119	88/7/10 12
1989	17	89/7/12 4	39	89/7/12 5	51	89/7/12 7	64	89/7/13 1
1990	27	90/7/26 8	50	90/7/26 9	61	90/7/26 12	68	90/9/8 1
1991	22	91/8/8 9	37	91/8/8 9	44	91/8/8 12	96	91/8/8 12
1992	28	92/7/24 3	60	92/7/15 22	62	92/7/15 22	126	92/6/21 17
1993	24	93/8/22 20	46	93/7/10 5	68	93/7/10 8	98	93/5/14 11
1994	25	94/7/25 19	41	94/7/2 13	55	94/7/2 13	81	94/12/5 24
1995	20	95/7/17 4	38	95/7/17 5	75	95/7/17 8	148	95/7/17 12
1996	32	96/8/4 22	51	96/8/4 23	59	96/6/25 11	94	96/6/25 19
1997	36	97/7/24 16	41	97/7/24 17	41	97/7/24 17	77	97/4/8 8
1998	58	98/7/29 20	72	98/7/29 21	93	98/7/29 23	100	98/9/16 14
1999	25	99/8/20 18	38	99/8/20 19	44	99/9/15 18	91	99/7/1 3
2000	29	0/7/18 20	40	0/7/18 21	42	0/7/18 21	50	0/11/21 21
2001	20	1/7/13 24	28	1/7/13 24	39	1/6/20 12	59	1/1/13 13
2002	21	2/8/2 15	42	2/10/1 21	63	2/10/1 22	101	2/7/11 8
2003	15	3/8/18 7	34	3/9/1 7	57	3/9/1 8	82	3/9/1 8
2004	39	4/7/16 18	90	4/7/17 20	128	4/7/17 23	169	4/7/11 14

(注意)1976年1月、2月は欠測。

表-4.18 年超過確率規模の降雨量

	100年超過確率規模	30年超過確率規模
時間雨量 [mm/hr]	67	54
3時間雨量 [mm/3hrs.]	107	85
6時間雨量 [mm/6hrs.]	135	108
24時間雨量 [mm/24hrs.]	229	186

6.2 観測方法の概要

濁度計を設置した地点は芋川本川の左岸側の天然河岸である(写真-4.20、図-4.55)。その80m上流において、芋川本川と小芋川が合流する。また、芋川本川は小芋川大橋付近において右岸側に湾曲しており、濁度計を設置した地点は出水時に水衝部になる(写真-4.21)。写真-4.21は観測状況の一例で、平成17年3月25日に撮影したものである。

観測システムは、流水中の浮遊粒子濃度を計測するための濁度計、流量を推定するための水位計からなる。濁度計は泥などの付着物の除去などメンテナンス

を容易にするため、H形鋼で作成した鋼製の器具の先端に固定した(写真-4.20)。濁度計を設置した標高は水位計が計測する水位で0.31mであった(図-4.56)。濁度計はD&A Instrument社製のOBS-3で、長さ18cm、直径3cmの円筒形で、計測した濁度に応じて、0~5Vの電圧で計測値を出力する。濁度計は電源部(写真-4.22)とケーブルで接続しており、そのケーブルは流木などによる破損を防ぐために鋼管の中を通してある。また、濁度計の計測値は電源部からデータロガーに伝達される。計測値は小芋川大橋の左岸側に設置したデータロガー(写真-4.22)のメモリーカード(2メガバイト)に蓄積される。データロガーの計測間隔は10分間隔で、10秒間計測する(図-4.57)。メモリーカードは約40日に一度交換し、計測値を回収した。水位計は新潟県が小芋川大橋の橋梁の中央部に設置したものである(写真-4.23)。

土砂容積濃度は濁度計の計測値を式(4.5)に代入して算出した。

$$C = 1.24763 \times 10^{-3} V^2 + 7.69324 \times 10^{-2} V \dots\dots (4.5)$$

ここで、C：土砂容積濃度、V：濁度計により出力された電圧値[V]である。式(4.5)は小山内ら(2005)²⁷⁾と同じ方法で作成した。詳細は小山内ら(2006)²⁸⁾を参考にしていきたい。

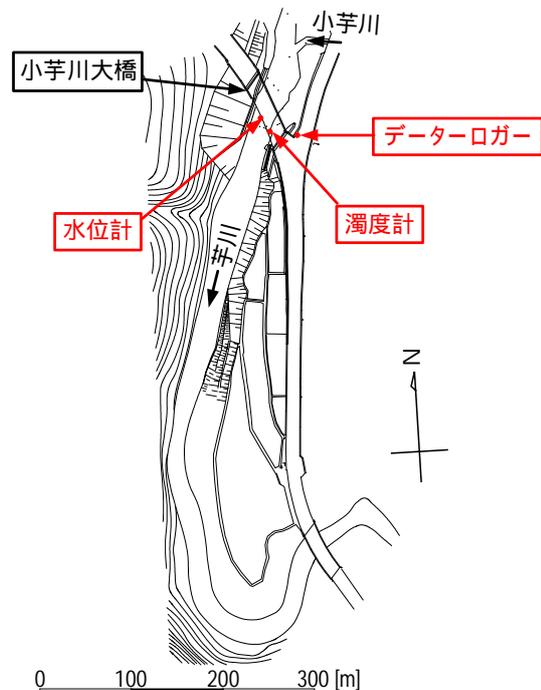


図-4.55 濁度計の設置箇所

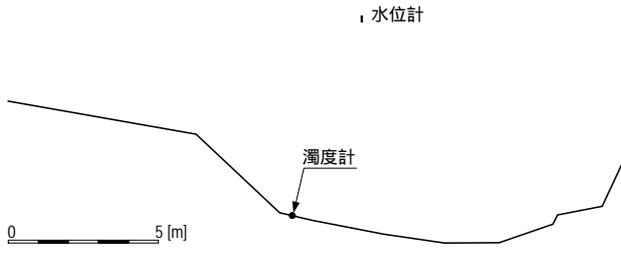


図-4.56 濁度計の設置箇所における横断面図（平成17年6月24日測量）

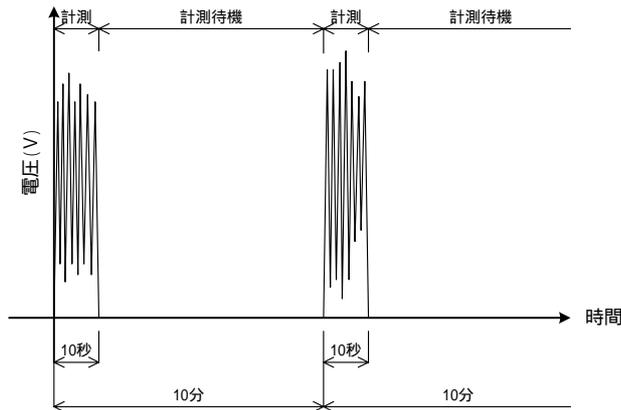


図-4.57 濁度の計測間隔



写真-4.22 データロガーの設置状況（平成17年4月14日撮影）



写真-4.23 水位計の設置状況（平成17年8月2日撮影）



写真-4.20 濁度計の設置状況（平成17年2月23日撮影）

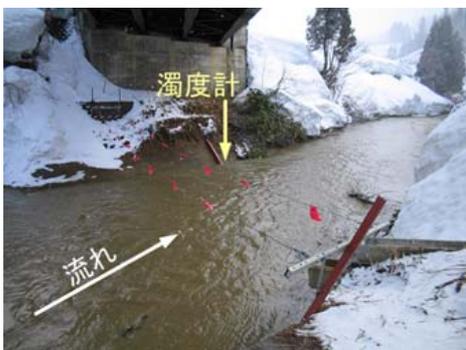


写真-4.21 観測状況（平成17年3月25日撮影）

6.3 観測結果

6.3.1 観測期間中の気象状況

図-4.58はアメダスの小出観測所における降水量の変化を示したもので、主に濁度計の観測期間を含む期間（平成17年2月1日から同年6月30日まで）の観測値である。時間当たりの降水量の最大値は23mm/hr（平成17年6月28日）、3時間当たりの降水量の最大値は62mm/3hrs（平成17年6月28日）、6時間当たりの降水量の最大値は107mm/6hrs（平成17年6月28日）、24時間当たりの降水量の最大値は238mm/24hrs（平成17年6月28日）であった。それぞれの生起確率は0.613（1.6年超過確率規模）、0.141（7.1年超過確率規模）、0.034（29.2年超過確率規模）、0.008（126.4年超過確率規模）であった。

図-4.59はアメダスの小出観測所における積雪深の変化を示したものである。濁度計による観測を開始した平成17年2月23日は、積雪深が0時時点で230cmあり、積雪期に入っていた。積雪深の最大値は317cm（平成17年2月12日）で、それ以降減少傾向であった。積雪深が0cmになった日（消雪日）は平成17年4月25日であった。そこで、積雪期を平成17年4月25日までとする。また、積雪深の変化（図-4.59）、及び、水位の変化

(図-4.60) から判断すると、融雪は平成17年3月13日ごろから始まったと考えられる。そこで、本報告では、積雪期のうち融雪期を「積雪期(融雪期)」と呼ぶこととし、その期間を平成17年3月13日から同年4月25日までとする。また、濁度計の観測期間のうち積雪期(融雪期)以前の期間を「積雪期(堆積期)」と呼ぶこととする。なお、無雪期の期間(平成17年4月25日以降)は「無雪期」と呼ぶこととする。

6.3.2 濁度計・水位計の計測値

図-4.60は水位計の観測結果である。平成17年3月26日から4月25日までの積雪期(融雪期)の計測値はそれ以前での計測値と比べて高くなっており、流量が増加していたことが分かる。なお、濁度計は水位計の計測値で0.31mの位置にある。水位計を設置している地点の河床が出水などの影響により侵食されたため、水位が平成17年6月7日11:40から同月28日02:20までの間、濁度計の標高よりも低くなった。

図-4.61は平成17年2月23日14:40から6月28日22:40までの濁度計の計測値で、10秒間計測した値を平均したものである。なお、同年5月9日20:00から6月24日11:00までの間、原因は明確になっていないが、データロガーが不調となったため、計測値が記録されていなかった。また、積雪期(融雪期)の4月18日15:00、無雪期の5月4日13:40と13:50、5月8日21:50、22:00、22:10、6月28日02:40以降の計4日、記録された電圧は5Vを越えて、オーバーレンジした。平成17年6月28日には、12:00時点で100m³/sを超える流量が観測された。それに伴って、濁度計と電源部を接続するケーブルが切断された。電圧は同日02:40から11:20までの間、5Vを越えていたものの、11:30には一旦5Vを下回り、11:40以降再度5Vを越えたままとなった。このことから、ケーブルは11:30から11:40の間で切断されたと考えられる。

6.3.3 浮遊砂の土砂容積濃度

図-4.62は土砂容積濃度と流量の時間変化を示したものである。土砂容積濃度は濁度計の計測値を式(4.5)に代入して算出した値である。流量はマンゲ式から算出した流速に、河床の横断形状と水位から算出した流下断面積を掛け合わせることで求めた。なお、河床の横断形状は無雪期の期間で変化していたが、当該期間においても当初と同じと仮定した。土砂容積濃度は流量の増加に伴って高くなり、また、その減少に伴って低くなった。積雪期(堆積期・融雪期)の増水

時における土砂容積濃度のピーク値は、積雪期(堆積期)から積雪期(融雪期)になるにつれて高くなる傾向を示した。なお、図中には電圧が5Vを超えた計測値もプロットしたが、実際の土砂容積濃度はこの数値よりも大きいと推定される。

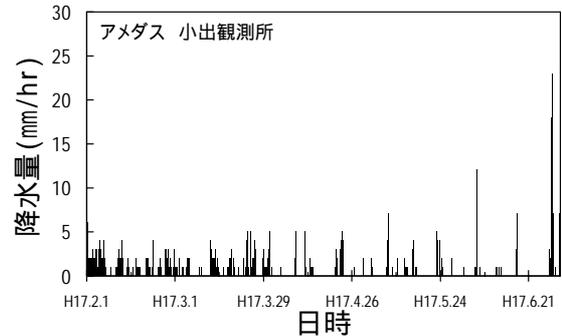


図-4.58 降水量の変化

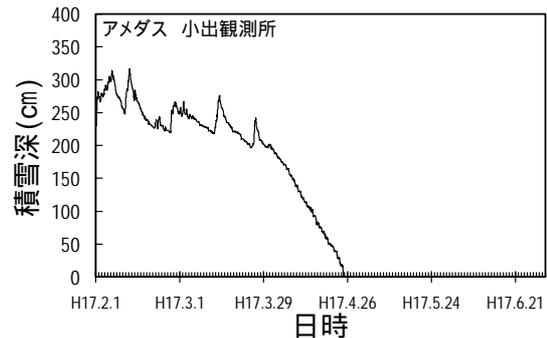


図-4.59 積雪深の変化

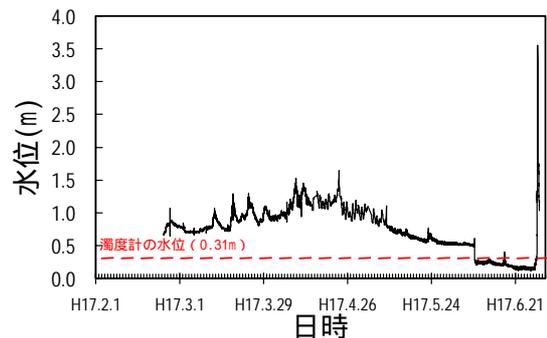


図-4.60 水位の時間変化

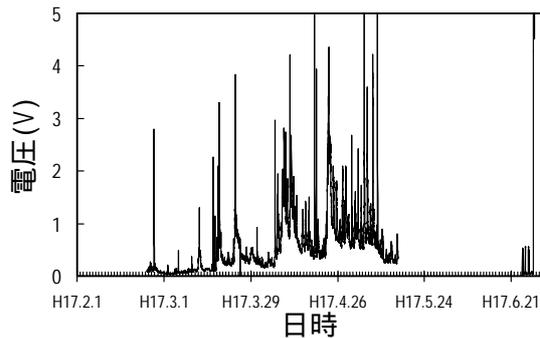


図-4.61 濁度の計測値の時間変化

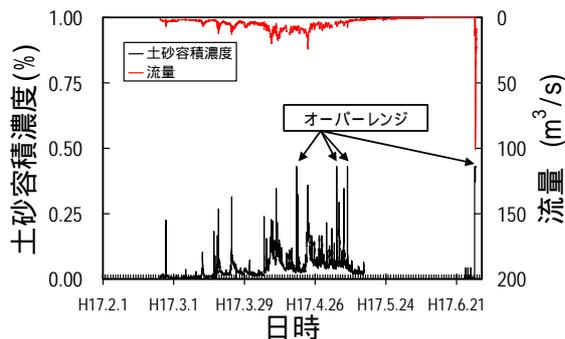


図-4.62 土砂容積濃度と流量の変化

6.4 考察

平成17年6月27日から28日にかけて生じた出水については、濁度計と電源部を接続するケーブルが切断され、計測ができなかったことから、考察の対象から外した。

6.4.1 流量と土砂容積濃度の関係

ここでは、積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期の3つの期間における、流量と土砂容積濃度の関係の変化を考察する。

図-4.63は10分間隔の土砂容積濃度と10分間隔の流量との関係で、5V以上の計測値を除いたものとした。積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期のいずれの時期においても、流量が大きくなるにつれて、土砂容積濃度は高くなる傾向を示した。流量と土砂容積濃度との関係は積雪期（堆積期）と積雪期（融雪期）との間で顕著な差を示すことなく、ほぼ同じ傾向であった。ただし、積雪期（堆積期）における観測データは18日間分と少ないため、今後観測データが蓄積されると、これとは違った傾向を示す可能性がある。一方、流量と土砂容積濃度との関係は積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期との間で差を示しており、前者の方が後者よりも低い傾向を示した。このような傾向が現れた

理由としては、積雪期（融雪期前・融雪期）の場合では降雨が斜面に直接降り注がないため、土砂が河道に流れ込みにくかったこと、無雪期の場合では降雨が斜面に直接降り注ぐため、土砂が河道に流れ込みやすかったこと等が考えられる。ただし、無雪期のデータは、濁度計の欠測期間を除けば19日間分しかないため、今後データを蓄積した上で、さらに詳しく考察を加える必要がある。

6.4.2 一日当たりの流出水量と流出土砂量の関係

ここでは、積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期の3つの期間における、一日当たりの流出水量と流出土砂量の関係を考察する。

図-4.64は小芋川大橋における一日当たりの流出水量と流出土砂量の関係をプロットしたものである。なお、一日当たりの流出水量は式(4.6)のように0時～23時までの24時間に観測された流量の総和として計算したものである。

$$Q_d = \sum_{h=0}^{23} \left\{ \sum_{m=0}^5 (Q_{d,h,m} \times 600) \right\} \dots \dots \dots (4.6)$$

ここで、 Q_d : d日目の一日当たりの流出水量

[m³/day]、 $Q_{d,h,m}$: d日目 t 時での0分から m 番目

(m=0,1,2,3,4,5で、それぞれ毎時0分、10分、20分、30分、40分、50分に対応している)に観測した流量 [m³/s]である。また、一日当たりの流出土砂量は式(4.7)のように0時～23時までの24時間に観測された浮遊砂量の総和として計算したものである。

$$Q_S|_d = \sum_{h=0}^{23} \left\{ \sum_{m=0}^5 (C_{d,h,m} \cdot Q_{d,h,m} \times 600) \right\} \dots \dots \dots (4.7)$$

ここで、 $Q_S|_d$: d日目の一日当たりの流出土砂量

[m³/day]、 $C_{d,h,m}$: d日目 t 時での0分から m 番目に

観測した土砂容積濃度である。積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期のいずれの時期においても、一日当たりの流出水量が多くなると、一日当たりの流出土砂量は増加する傾向を示した。また、その傾向は積雪期（堆積期）と積雪期（融雪期）とでほぼ同じであった。しかし、無雪期と積雪期（堆積期・融雪期）とで比較す

ると、前者の傾向が後者のものよりも大きかった。これは、図-4.63に示したように、無雪期の土砂容積濃度が積雪期（堆積期・融雪期）のものよりも高い傾向を示したためである。

6.4.3 一日当たりの流出土砂量と積雪深及び降水量の関係

ここでは、積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期の3つの期間における、一日当たりの流出土砂量と積雪深の関係、一日当たりの流出土砂量と降水量の関係を考察する。

図-4.65は、アメダス観測所（小出）における積雪深と、小芋川大橋での一日当たりの流出土砂量の変化を示したものである。積雪深は各日の0時での計測値である。図-4.63から、一日当たりの流出土砂量は2227m³/day（平成17年4月23日）を最大値とし、積雪期（融雪期）の後半になるにつれて多くなった。

図-4.66は、アメダス観測所（小出）における一日当たりの降水量と、小芋川大橋における一日当たり流出土砂量の変化を示したものである。積雪期（堆積期）では、一日当たりの降水量が多くても、一日当たりの流出土砂量は多くなかった。ところが、積雪期（融雪期）の4月1日を過ぎた頃から、少量の降水量であっても、一日当たりの流出土砂量が多くなった。

以上のように、積雪深が浅くなるにつれて、一日当たりの流出土砂量は大きくなる傾向を示した。また、当該時期になると、少量の降水量であっても、一日当たりの流出土砂量が多くなるという傾向を示した。

6.4.4 日平均土砂容積濃度と積雪深及び降水量との関係

図-4.67は、アメダス観測所（小出）における積雪深と、小芋川大橋での日平均土砂容積濃度の変化を示したものである。積雪深は各日の0時での計測値である。日平均土砂容積濃度は式(4.8)に基づいて算出したものである。

$$\bar{C}_d = \frac{\sum_{h=0}^{23} \left\{ \left(\sum_{m=0}^5 (C_{d,h,m} \cdot Q_{d,h,m} \times 600) \right) \right\}}{\sum_{h=0}^{23} \left\{ \left(\sum_{m=0}^5 (Q_{d,h,m} \times 600) \right) \right\}} \times 100 \quad \dots \dots (4.8)$$

ここで、 \bar{C}_d : d日目の日平均土砂容積濃度（%）である。積雪深が浅くなるにつれて、日平均土砂容積濃

度が高くなった。

図-4.68は、アメダス観測所（小出）における一日当たりの降水量と、小芋川大橋での日平均土砂容積濃度の変化を示したものである。積雪期（堆積期）では、一日当たりの降水量が変化しても、日平均土砂容積濃度は殆ど変化しなかった。ところが、積雪期（融雪期）の4月1日を過ぎた頃から、一日当たりの降水量が少し変化すれば、日平均土砂容積濃度が大きく変わるようになった。

日平均土砂容積濃度を積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期の各期間で平均した値はそれぞれ0.008%、0.050%、0.073%となった。積雪期（堆積期）における日平均土砂容積濃度は、積雪期（融雪期）の値の0.16倍となり低かった。また、無雪期の日平均土砂容積濃度は積雪期（融雪期）の値の1.46倍と高くなった。これは、6.4.1で述べた理由と同じく、積雪期（融雪期）の後半や無雪期の時期になると、降雨が直接地面に届くようになり、斜面から河道に流れ込む土砂量が増えたためと考えられる。

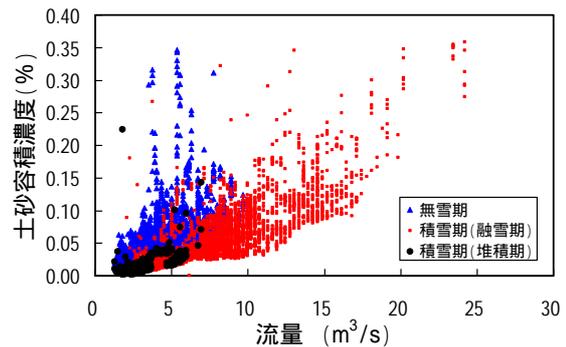


図-4.63 土砂容積濃度と流量の関係

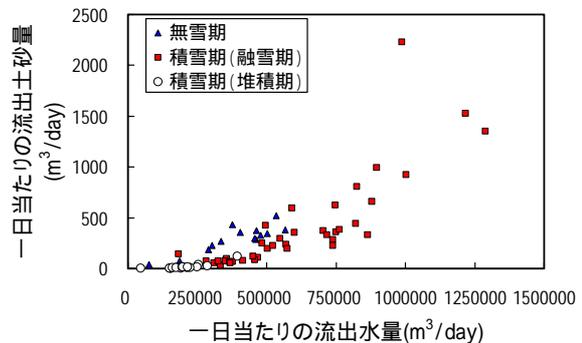


図-4.64 一日当たりの流出流量と流出土砂量の関係

6.5 まとめ

6.4までをまとめると次のようになる。

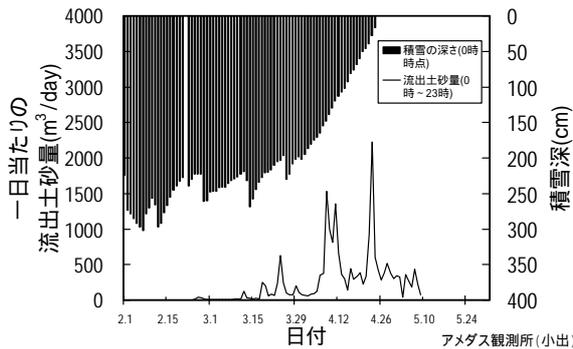


図-4.65 一日当たりの流出土砂量と積雪深との関係

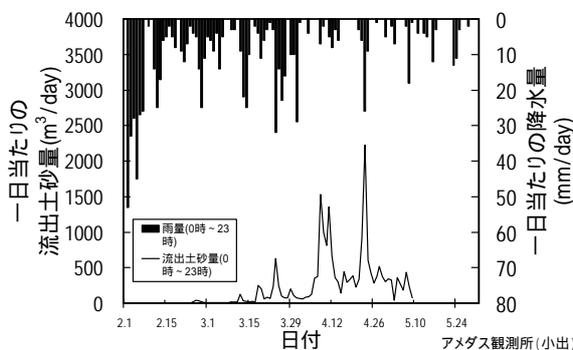


図-4.66 一日当たりの流出土砂量と降水量との関係

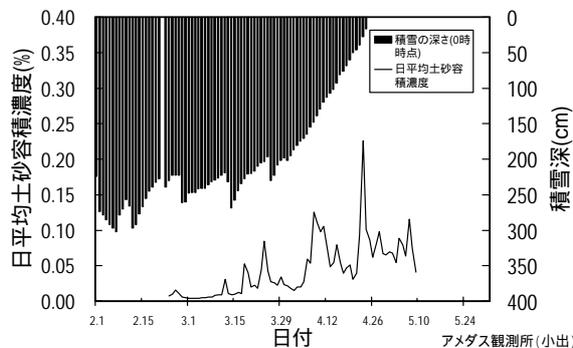


図-4.67 平均土砂容積濃度と積雪深との関係

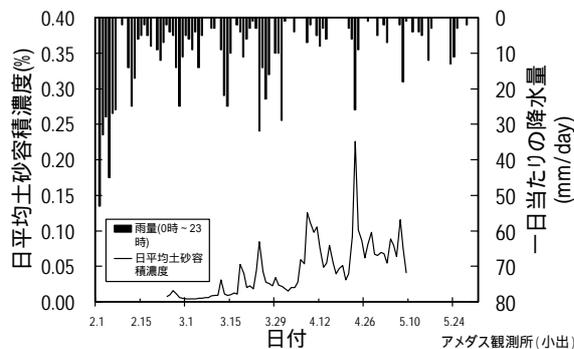


図-4.68 平均土砂容積濃度と降水量との関係

(1)小芋川大橋での、濁度計を用いた流出土砂量の観測を、平成17年2月23日から開始した。途中、平成17年5月8日から同年6月24日まではデータロガーの不調により、計測値が記録されていなかった。また、平成17年6月27日から28日にかけて発生した大規模な出水により、濁度計と電源部を接続するケーブルが切断された。

(2)積雪期(融雪期)の4月18日15:00、無雪期の5月4日13:40と13:50、5月8日21:50、22:00、22:10、6月28日02:40以降の計4日、記録された電圧は5Vを越えて、オーバーレンジした。

(3)土砂容積濃度は流量の増加に伴って高くなり、また、その減少に伴って低くなった。積雪期(堆積期・融雪期)の増水時における土砂容積濃度のピーク値は、積雪期(堆積期)から積雪期(融雪期)になるにつれて高くなる傾向を示した。

(4)積雪期(堆積期)、積雪期(融雪期)、無雪期のいずれの時期においても、流量が大きくなるにつれて、土砂容積濃度は高くなる傾向を示した。流量と土砂容積濃度との関係は積雪期(堆積期)と積雪期(融雪期)との間で顕著な差を示すことなく、ほぼ同じ傾向であった。一方、流量と土砂容積濃度との関係は積雪期(堆積期・融雪期)と無雪期との間で差を示しており、前者の方が後者よりも低い傾向を示した。

(5)積雪期(堆積期・融雪期)と無雪期のいずれの時期においても、一日当たりの流出水量が多くなると、一日当たりの流出土砂量は増加する傾向を示した。また、その傾向は積雪期(堆積期)と積雪期(融雪期)とではほぼ同じであった。しかし、無雪期と積雪期(堆積期・融雪期)とで比較すると、前者の傾向が後者のものよりも大きかった。

(6)積雪深が浅くなるにつれて、一日当たりの流出土砂量は大きくなる傾向を示した。また、当該時期になると、少量の降水量であっても、一日当たりの流出土砂量が多くなるという傾向を示した。

(7)積雪期(堆積期)における日平均土砂容積濃度は、積雪期(融雪期)の値の0.16倍となり低かった。また、無雪期の日平均土砂容積濃度は積雪期(融雪期)の値の1.46倍と高くなった。

今回の報告では、積雪期(堆積期)及び無雪期の観測データの数が少ない。積雪期(堆積期・融雪期)や無雪期といった季節ごとの流出土砂量の変化を把握するために、今後も観測を継続し、観測データの数を増やす必要がある。

7. 斜面崩壊発生予測

7.1 背景と目的

中央防災会議において切迫性の高い東海地震発生時の斜面崩壊による被害予測が行われるなど、地震時の山腹斜面を対象とした精度の良い崩壊危険度評価手法が必要とされている。地震時の斜面崩壊予測手法のうち、既往地震時の崩壊実績から、地形、地質の要素と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法（松岡・翠川、1995²⁹⁾；Caplango et al., 2002³⁰⁾など）は、航空測定の技術の向上により、広域の精度の高い地形情報が得られるようになってきた上、GISの技術進歩などにより、広域の空間的に分布するデータの取り扱いが容易になってきており、実用可能性は高いと考えられる。

しかし、既存の崩壊分布実績を基に作成された手法が、他地域、または異なる特徴を有する地震動波形に対しても有効であるかという手法の汎用性を検討する必要があるが、これまで行われてきていない。そこで、国土技術政策総合研究所砂防研究室では、兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊事例を基に作成した地震時崩壊危険度評価手法の汎用性を1997年の鹿児島県北西部の地震、2000年の神津島の地震に適用し、六甲山地の崩壊事例を基に作成した地震時崩壊危険度評価手法は両地震においても、相対的な斜面崩壊の危険度を表すことが出来ることを示した（内田ら、2004³¹⁾）。さらに、地盤の物性に関する情報を広域で得るのが依然として困難である現状を考慮すれば、汎用性の高い地形、地質の要素と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法を構築することは、地震による斜面崩壊危険度を評価する上で重要であると考えられる。

一方、新潟県中越地震では、これまで検討してきた3地震（兵庫県南部地震、鹿児島北西部の地震、神津島の地震）に比べて崩壊面積率が高く、3地震ではほとんど見られなかった規模の大きい崩壊・地すべりが数多く見られた。そこで、兵庫県南部地震による崩壊事例を基に作成した地震時崩壊危険度評価手法を新潟県中越地震に適用し、崩壊が多発する地震・地域に対する同手法の有効性、大規模崩壊・地すべりに対する同手法の有効性について検討した。

その上で、「既往地震時の崩壊実績から、地形、地質の要素と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法」の汎用性、課題について整理することを目的とした。

7.2 検討方法

国総研砂防研究室では兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊事例を基に、一般的に入手可能な地形、地震動特性を説明変数とした地震時の山腹斜面を対象とした崩壊危険度評価式（式(4.9)：以下では「基礎式」と呼ぶ）を提案してきた。（内田ら、2004³¹⁾）

$$F = 0.075I - 8.9c + 0.0056a - 3.2 \dots \dots \dots (4.9)$$

ここで、Fは判別得点で値が大きいほど斜面崩壊の危険度が高いことを示す、Iは斜面勾配（°）、cは斜面の平均曲率（西田ら、1997³²⁾参照）、aは最大加速度（cm/s²）である。

本研究で対象とするエリアは旧山古志村役場、東竹沢地区など芋川の河道閉塞箇所を含む4×5km(20km²)とした。地形量の算出に用いるDEMは、地震後の10月28日にレーザー計測により得られた1mメッシュDEMを10mメッシュに調整したDEMとした。崩壊地分布に関しては、国土交通省湯沢砂防事務所により、10月24日に撮影された空中写真（1：10000）を判読し、ポリゴンデータ化されたものを用いた。なお、判読の際に、概ね崩壊した土塊の50%以上が元の形状を残し、崩壊発生域内に残っていて、かつ発生源の平均傾斜が30°未満のものを「地すべり」、それ以外のものを「斜面崩壊」として区分している。その結果、対象エリア内では、崩壊箇所は878箇所（斜面崩壊831、地すべり47）であった。また、本研究では10mメッシュの中心が崩壊ポリゴン内にある場合、そのメッシュは崩壊メッシュとして扱うこととした。

地震動の最大加速度は福島（2002）³³⁾による距離減衰式を用いて推定した。算出に用いる震央の座標、断層の座標、マグニチュードは地震調査研究推進本部地震調査委員会が示した値を用いた。また、距離減衰式中の係数は、福島（2002）³³⁾が兵庫県南部地震の地震動の解析により得た値を用いた。

次に、斜面勾配、平均曲率、地震動の最大加速度の算出結果及び崩壊地分布図を基に、説明変数は基礎式と同じ勾配、平均曲率（影響範囲20m）、最大加速度とし、目的変数を崩壊発生の有無とした判別分析を実施し、各説明変数の係数を決定した判別関数式（式(4.10)）を導出した（以下では、「中越式」と呼ぶ）。

$$F = 0.079I - 35c + 0.018a - 7.3 \dots \dots \dots (4.10)$$

その上で、基礎式及び中越式を用いて、メッシュご

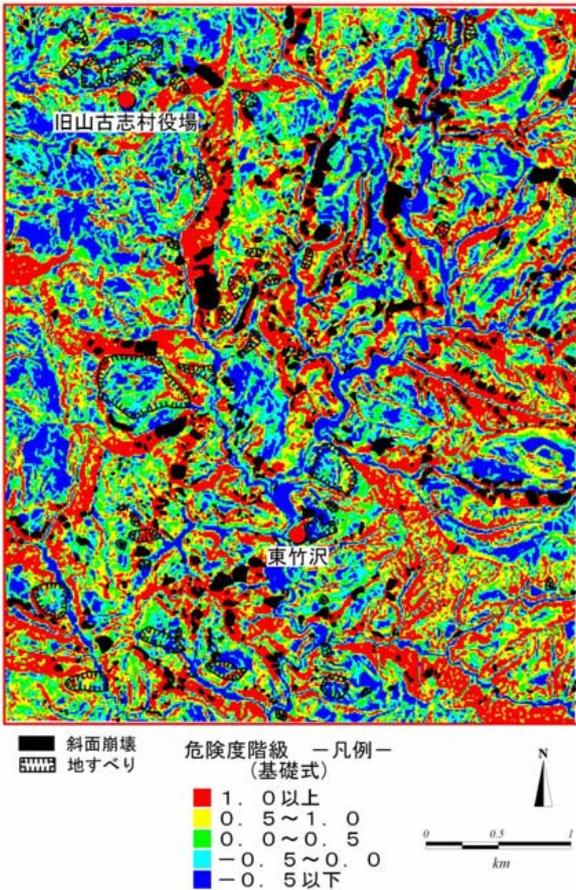
との判別得点を算出した。

表-4.19に基礎式、中越式の標準化された係数の値をまとめた。表-4.19より、いずれの式においても、標準化された係数は勾配が最も大きく、最も影響の大きい変数は勾配であることがわかる。また、基礎式では、勾配の次に、最大加速度の標準化された係数が大きく、平均曲率が最も小さかったが、中越式では、平均曲率の標準化された係数の方が、最大加速度の標準化された係数より大きかった。さらに、中越式の斜面勾配の標準化された係数はおおむね基礎式に近い値であったが、中越式では、平均曲率、最大加速度の標準化された係数は基礎式より大きかった。このことは、中越式のほうが基礎式に比べて、平均曲率、最大加速度が判別得点に及ぼす影響が大きいことを意味している。また、基礎式と中越式の標準化された係数に差が見られたことは、六

表-4.19 標準化された基礎式、中越式の係数

	勾配	平均曲率	最大加速度
基礎式	0.967	-0.117	0.189
中越式	0.920	-0.366	0.265

(a) 基礎式



甲山地と芋川流域の地形の違い、兵庫県南部地震と中越地震の崩壊地の地形特性の違い及び地震動特性の違いなどが考えられる。

7.3 検討結果

(1) 判別得点の算出結果

図-4.69には、基礎式及び中越式により求めた判別得点の空間分布と斜面崩壊、地すべり発生箇所を示した。図より、基礎式及び中越式で算出された判別得点はおおむね近い分布を示すことがわかる。例えば、旧山古志村役場周辺では、いずれの式で算出した判別得点も小さく、0以下のところが多かった。一方、芋川の右岸沿いには比較的判別得点の高い地域がいずれの算出結果でも存在している。また、いずれの算出結果においても、斜面崩壊の発生箇所の多くは判別得点が1以上となった。一方、地すべりの発生箇所内には、算出された判別得点が-0.5以下の箇所もあった。

図-4.70には、判別得点とその判別得点以下のメッシュが全メッシュに占める割合を示した。中越式の場合、約半数が0以下であったのに対し、基礎式

(b) 中越式

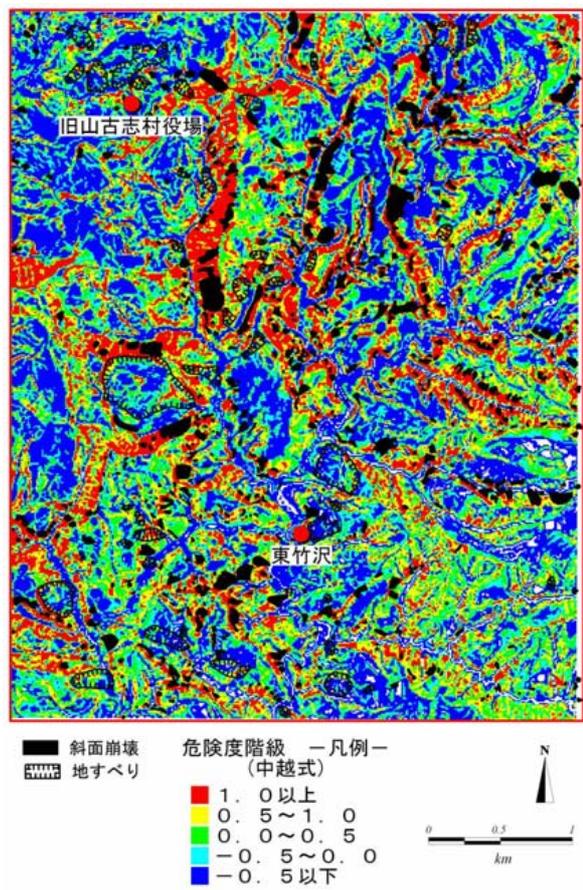


図-4.69 判別得点の算出結果 (a)基礎式、(b)中越式

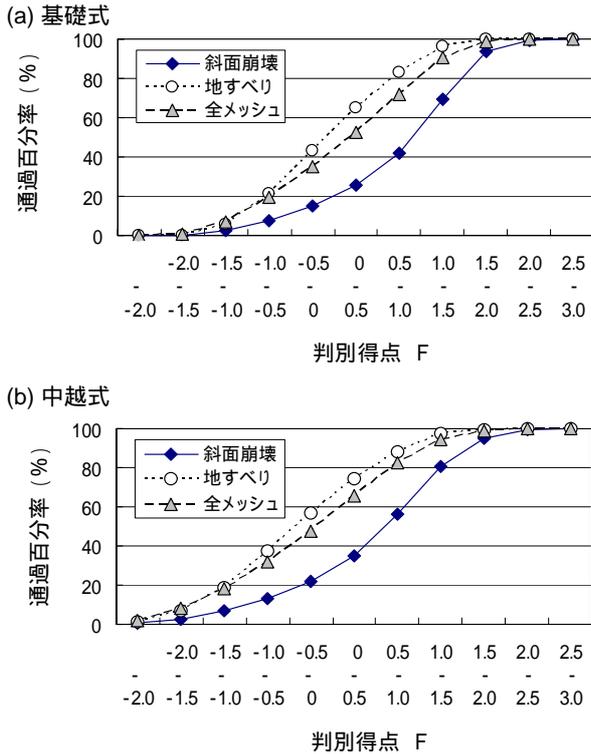


図-4.70 判別得点とメッシュ数の関係

では0以下のメッシュは約35%であり、基礎式を用いて算出した判別得点の方が、中越式より算出した判別得点より高かった。一方、基礎式の判別得点が0以下の斜面崩壊メッシュは、全斜面崩壊メッシュの15%、中越式で22%であり、斜面崩壊メッシュの大半が判別得点が正の領域に属していた。一方、全地すべりメッシュのうち基礎式で43%、中越式で57%が判別得点0以下のメッシュであった。

(2) 判別得点と崩壊面積率の関係

各判別得点の崩壊面積率（各判別得点に属する全メッシュに対する崩壊メッシュの割合）を算出した。図-4.71には基礎式と中越式から算出した判別得点と崩壊面積率の関係を示した。図-4.71に示したように、基礎式及び中越式で算出した判別得点 - 崩壊面積率の関係はほとんど差が見られなかった。いずれの場合においても、判別得点の増大にともない、崩壊面積率が急激に増大する傾向が見られた。例えば、判別得点が-1~0のメッシュでは、崩壊発生率は7%程度であるのに対し、判別得点が2.5以上では、崩壊発生率は28%以上であった。このことは、基礎式及び中越式のいずれもが斜面崩壊発生危険度を相対的に評価できることを示している。ただし、判別得点が負のメッシュであっても、崩壊面積率は

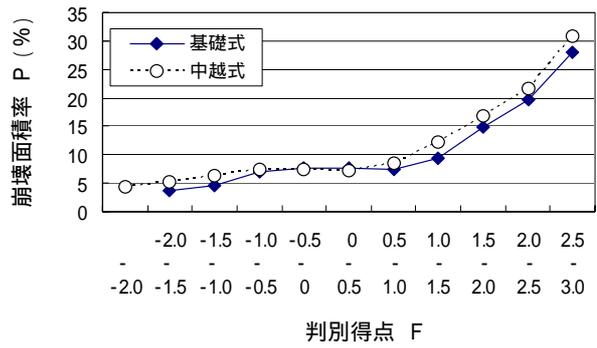


図-4.71 判別得点と崩壊面積率の関係

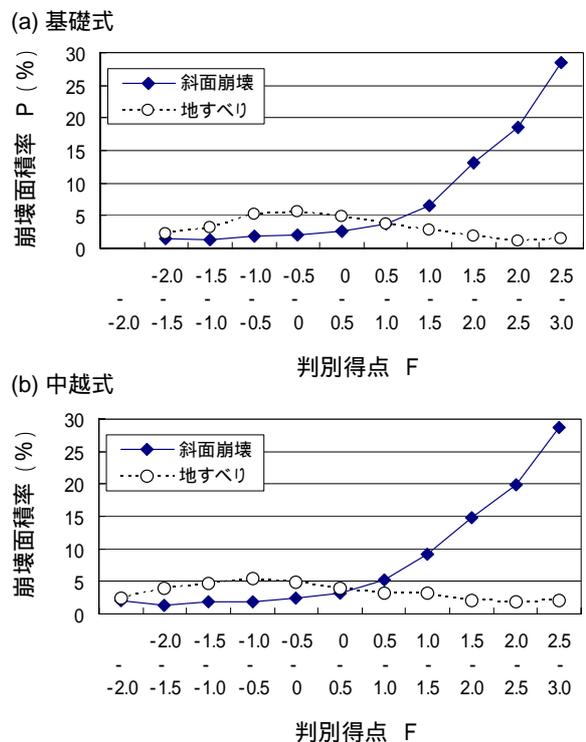


図-4.72 崩壊形態ごとの判別得点と崩壊面積率の関係

4~8%と比較的高く、点数と判別得点の間に明瞭な正の相関が見られなかった。

次に、図-4.72に、判別得点と各判別得点の全メッシュに占める斜面崩壊メッシュ及び地すべりメッシュの割合の関係を示した。この図に示したように、基礎式及び中越式で算出した判別得点と地すべりメッシュが各得点の全メッシュに占める割合の間には顕著な相関が見られず、わずかではあるが点数が小さいほど地すべりメッシュの割合が高くなった。西田ら(1997)³²⁾、Carro et al.(2003)³⁴⁾は、斜面崩壊の危険度を評価するにあたっては、地形量を算出

するメッシュサイズの影響を考慮する必要があることを示した。さらに、Carro et al.(2003)³⁴⁾は、斜面崩壊と落石の発生危険度を予測する場合、斜面崩壊と落石で異なる地震動の特性値を用いる必要があることを明らかにした。これらの研究から、本研究において地すべりの発生危険度が良好に評価できなかった(図-4.72)理由として、本研究で用いた地形量を算出する際に用いたメッシュのサイズ(10m)が小さすぎる、説明変数とした地震動の特性値(最大加速度)が適当でなかったなどの可能性が考えられる。

一方、斜面崩壊面積率は、判別得点の増加に従い、増加する傾向が見られた。斜面崩壊メッシュの割合は、基礎式で算出した判別得点が-0.5以下のとき、2%以下であったが、判別得点が2.5以上のメッシュでは29%が斜面崩壊メッシュであった。このことは、斜面崩壊の発生確率は、判別得点が-0.5のメッシュに比べて、判別得点が2.5以上のメッシュは15倍程度高いことを示している。

7.4 まとめ

兵庫県南部地震の事例に基づき作成した判別関数式(基礎式)により算出した判別得点は、崩壊面積率と正の相関があり、特に、判別得点が正の領域で判別得点が大きくなるに従い、急激に崩壊面積率が大きくなる傾向を示した(図-4.71及び4.72)。このことは、基礎式を用いることによって、芋川流域においても、斜面崩壊発生相対的危険度を表すことが出来たことを示している。すなわち、兵庫県南部地震の事例に基づき作成した危険度判定手法は崩壊が多発するような地震・地域(中越地震による芋川流域の斜面崩壊の面積率は、兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊面積率より1オーダー大きかった)であっても相対的斜面崩壊の危険度判定に有効であると言える。

さらに、中越地震の崩壊分布を基に作成した中越式と基礎式の間には判別得点-崩壊面積率関係に顕著な差は見られなかった(図-4.71及び4.72)。このことから、基礎式と中越式の斜面崩壊発生相対的危険度を表す精度はほとんど差がないといえる。言換えれば、1次式で芋川流域の斜面崩壊危険度を評価することを目的とした場合、基礎式と中越式で係数に違いはあるものの、基礎式の係数は、勾配、平均曲率、地震動の最大加速度を説明変数としたときの最適の組み合わせに近いものであったと考えら

れる。すなわち、地震前においても、基礎式を用いることによって、経験的な手法で得られる最適に近い相対的斜面崩壊危険度評価結果を得ることが可能であったと指摘できる。

しかし一方、本研究から、基礎式および中越式では地すべりの発生危険度を予測することはできず、地震による地すべりの発生危険度評価手法を開発する必要があることがわかった。すなわち、地すべりが多発する地域における地震時の土砂災害発生危険度マップを作成するには、基礎式から作成できる地震による斜面崩壊発生危険度マップ(例えば図-4.69)に、地震による地すべり危険度評価図を重ね合わせる作業が必要であることがわかった。

以上のように、ここで示した手法は地震による土砂災害の被害推定、対策箇所の優先順位決定に活用できると考えられた。なお、今後の問題点としては以下の2点が挙げられる。

(1) 地すべり性の崩壊に関する発生危険度判定手法を確立し、本研究で提案した斜面崩壊に関する手法と重ね合わせ、より広範な土砂災害に適用できる手法を提案する。

(2) 地震に対する斜面崩壊分布のデータを蓄積し、現行の評価式では考慮されていない土質・地質の影響について評価式に組み込むことにより、地域内の相対的崩壊発生危険度のみならず、全国一律に斜面崩壊発生危険度を評価できる手法を提案する。本研究を進めるにあたっては、国土交通省湯沢砂防事務所にデータの提供等多大な協力を得た。

8. まとめ

2004年10月新潟県中越地震による土砂災害の調査では、1995年1月兵庫県南部地震等の既往の地震による土砂災害に関する知見を指示するものもあったが、これまでの知見とは異なった現象も多く確認された。

斜面崩壊等の発生に関しては、兵庫県南部地震等のデータで作成した相対的崩壊危険度予測式が、地質等の異なる中越地域においても基本的には適用が可能であることが確認された。このことは、今後大規模な地震が発生すると予想される地域において、事前の対策を考える上で有用な情報を提供できることを示唆している。

一方で、この手法では地すべり地形内での崩壊発生予測が困難であるという結果であった。今回多数発生した地すべり地形内での土砂移動現象に関して

は、これまでの「地震力は地すべりの再滑動には大きく影響しない」という知見とは異なるようにも見えるが、大規模な移動土塊の調査結果では、既往のすべり面ではない部分でのすべり面が確認されており、厳密には地すべりの再滑動とはいえない、という事例も得られた。地すべり地形内での斜面崩壊・土砂移動現象については、今後、他の地すべり事例の解析を進め、メカニズムの解明を行うとともに、地山とは異なった土質条件の下での危険度予測の手法を検討していく必要がある。

斜面崩壊等発生箇所と震度との関係では、震度6弱以上で多数の崩壊箇所が見られるようになり、特に震度6強以上で集中的な発生が見られる、という知見を支持する結果に加え、上下方向の加速度分布の大きな範囲で崩壊が多発するという新たな知見も得られた。変状のあった砂防えん堤の分布についても、震度5強以上の範囲で見られたが、特に集中するのは震度6強以上の範囲であるという結果であった。このことは、余震の発生が長期化する大規模地震の際の現地調査・施設調査の優先度や緊急調査の決定に有用な情報であるといえる。

今回の災害は、地震動により多数の斜面崩壊等が発生したと言うだけでなく、大量に生産された土砂が中長期的に流下して広範な流域に影響を及ぼす可能性が指摘されている。実際に2005年融雪後の芋川流域内の崩壊土砂量は地震による生産土砂量の1割程度あり、流域の土砂生産ポテンシャルはなお高い状態であると考えられる。また、今後の流域土砂管理を考える上で、土砂生産や流送実態を把握する必要がある。そのため、熱収支式を用いた融雪量予測も続けているが、土砂流送状態は依然として活発である。今後、数年程度は流域内の生産土砂・流送状態を追跡する必要がある。

中越地震災害で最もクローズアップされたものの一つに「天然ダム（大規模河道閉塞）」があった。これまでも対応手法の検討はなされていたが、多数の規模の大きな天然ダムが発生し、長期間消滅しないという状況は初めての経験といってもよい。緊急対応のあり方などの危機管理体制のあり方を始め、恒久対策計画の方向性等、様々な課題が表面化した。これらの経験を活かすための研究やマニュアル整備を行っているところであるが、更に関係機関との連携を強めて検討を進めたい。

謝辞

本編では、新潟県及び北陸地方整備局湯沢砂防事務所より調査資料の提供、現地調査における便宜供与など多大なご協力をいただいた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局砂防部保全課：平成16年新潟県中越地震に伴う斜面崩壊の発生状況について（続報）、
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/05/050113_.html、2005
- 2) 気象庁：2004年10月23日17時56分 新潟県中越地方推計震度分布図、気象庁ホームページ
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2004_10_23_niigata/event/map200410231756_suikei.html、2004
- 3) 気象庁：「新潟県中越地震における最大加速度」、気象庁ホームページ、
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/041023_niigata/1756/nigata_main.htm、2004
- 4) 藤田壽雄、板垣治：地すべり実態統計（その3）、土木研究所資料、1204号、pp58、1977
- 5) 地質調査所：「50,000分の1地質図「長岡」図幅」、2001
- 6) 地質調査所：「50,000分の1地質図「小千谷」図幅」、1996
- 7) 防災科学技術研究所：「山古志村周辺地すべり地形分布図」、2004
- 8) 国土地理院：25,000分の1「小平尾」地形図幅、2003
- 9) 土木研究所、(財)砂防・地すべり技術センター：平成6年度地震時の土砂災害防止技術に関する調査業務報告書(その1)、1995
- 10) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編[]、1985
- 11) 気象庁ホームページ：
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2004_10_23_niigata/event.html
- 12) 砂防学会編集：砂防用語集、1976
- 13) 断層研究資料センター：地震と土砂移動 -六甲を中心に、台湾の事例を合わせて-、断層研究資料センター第13回セミナー、pp.1-59、

- 2000
- 14) 富田陽子、桜井亘、中庸充：六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について、新砂防、Vol.48、No.6、pp.15~21、1995
- 15) 田畑茂清、原義文、井上公夫：濃尾地震（1891）の起因した土砂移動の実態、新砂防、vol52、No.3、pp.24-33、1999
- 16) 石川芳治、小野彩、水原邦夫：北丹後地震による斜面崩壊面積率、砂防学会誌、vol51、No.4、pp.27-32、1998
- 17) 川辺洋：地震による斜面崩壊の研究（ ）東京大学農学部演習林報告、77、49-90（1987）、pp.94-116、1987
- 18) 大村寛、戸塚達也、都築賢治：駿河湾で巨大地震が発生した場合の山地崩壊面積の推定手法に関する一試論、新砂防、Vol.32、No.4、pp.9-17、1980
- 19) 尾張安治、駒村富士夫：新潟地震による岩船地方の山地崩壊について、新砂防58、pp.24-34、1965
- 20) 斉藤正美、新谷融、中村太士：北海道南西沖地震にともなう奥尻島の斜面崩壊の特徴と土砂滞留、砂防学会誌、Vol47、No.6、pp.28-33、1998
- 21) 建設省土木研究所：平成7年（1995）年兵庫県南部地震調査報告、土木研究所報告、196号、p.350、1996
- 22) 水津重雄：簡易熱収支法による融雪・積雪水量モデル、雪氷63巻第3号、pp.307-318、2001
- 23) 山崎剛、田口文明、近藤純正：積雪のある森林小流域における熱収支の評価、天気41、pp.71-77、1994
- 24) Radionov, V.F., et al. : The snow cover of the Arctic basin, Appl. Phys. Lab.- Univ. Washington, TR9701, 1997.
- 25) 国土技術政策総合研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震被害に関わる現地調査概要、国土技術政策総合研究所資料No.248、pp.187、2004
- 26) 土木学会：水理公式集平成11年度版、土木学会、pp.8-9、2000
- 27) 小山内信智、水野秀明、沖中健起、原槇利幸：Time-integrated Samplerの浮遊砂採取効率に関する水路実験、国土技術政策総合研究所資料、No.266、pp.4-6、2005
- 28) 小山内信智、水野秀明、清水武志、沖中健起、原槇利幸：平成16年新潟県中越地震における浮遊砂量の観測、国土技術政策総合研究所資料No.278、2006
- 29) 松岡昌志、翠川三郎(1995)：国土数値情報を利用した地震時斜面崩壊危険度予測、日本建築学会構造系論文報告集 Vol.474、pp.59-66、1995
- 30) Caplongo D., Refice A., Mankelov J. : Evaluating earthquake-triggered landslide hazards at basin scale. The example of the upper Sele river valley., Survey in Geophysics Vol.23, pp.595-625,2002
- 31) 内田太郎、片岡正次郎、岩男忠明、松尾 修、寺田秀樹、中野泰雄、杉浦信男、小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料 No.204、91pp、2004
- 32) 西田顕郎、小橋澄治、水山高久：数値地形モデルに基づく地震時山腹崩壊斜面の地形解析、砂防学会誌 Vol.49、No.6、pp.9-16、1997
- 33) 福島美光：距離減衰式の再構築と地盤増幅のモデル化、地球 Vol.37、pp.80-89、地球 Vol.57、No.5、pp.39-46、2002
- 34) Carro M., De Amicis M., Luzi L., Marzorati S. : The application of prediction modeling techniques to landslide induced by earthquake; the case study of the 26 September 1997 Umbria-Marche earthquake (Italy), Engineering Geology Vol.69, pp.139-159, 2003

