



京都大学 防災研究所
Disaster Prevention Research Institute
Kyoto University

一般共同研究
16G-03

白山地域における甚之助谷巨大地すべりの
安定性評価及び運動範囲予測
Stability Evaluation and Areal Prediction of the Giant
Jinnosuke-dani Landslide in Haku-san Mountainous Area

平成 18 年 4 月

April 2006

研究代表者 汪 発武

Principal Investigator Fawu WANG

はじめに

白山は標高2000メートルを超える急峻な活火山である。山頂周辺は溶岩・火砕流などの火山噴出物に覆われ、なだらかな斜面となっている。山頂周辺では、冬季の積雪量は10mにまで達する。そのため、融雪期には、甚の助谷及び別当谷においては、白山から流下する融雪水が深く山体を刻み、斜面崩壊、及びその崩積物による土石流災害がしばしば発生している。明治時代から砂防工事が始まり、これまでに100基を超える砂防ダムが建設されている。甚の助谷と別当谷に挟まれている「甚の助谷巨大地すべり」は、これらの砂防ダムを乗せたまま、年間10～40cmの速度で移動していることが、国土交通省のGPS観測データから明らかになっている。甚の助谷を起源とする手取川の中流部では、貯水量が1億トンを超す手取川ダムが1980年に完成し、広大なダム湖を形成している。手取川の下流域では、金沢市、松任市、小松市の人口密集地が分布しているため、豪雨・地震による甚の助谷地すべりの大崩壊をきっかけにした大規模土石流がダム湖を直撃した時の被害予測が重大な問題になっている。

しかし、今のところ、甚の助谷地すべりの破壊運動メカニズムは解明されていないため、甚の助谷及び別当谷での砂防工事手法は明治時代以来経験的なものにとどまっている。甚の助谷地すべりの上部ブロックにおいて集水井、排水トンネルが施工されているが、これらの構造物は施工後に地すべり運動によって、かなり破壊されている。すなわち、排水工のみでは、地すべり運動を抑止できないことが明らかである。したがって、有効な地すべり防災対策を施すには、まず地すべりの発生・運動機構を明かにすることが、不可欠である。

本研究の目的は、地形学、地質学、岩盤力学、地盤工学の多角的な視点から、甚の助谷巨大地すべりの発生・運動メカニズムを解明するとともに、甚の助谷地すべりの安定性を評価し、地すべりによる土石流の運動範囲予測を行うことである。具体的に、下記のことを目的とする。

- (1) 地質調査及び地形測量によって、上部ブロックと下部ブロックの異なる移動挙動を解明する；
- (2) 地すべりの安定性に影響する地下水に注目し、排水工の効果を評価する；
- (3) 岩盤力学、土質力学及び地すべり運動学の解析に基づいて、地すべりの運動範囲を予測し、ハザードマップを作成する。

研究経過の概要

- 1) 平成16年度において、資料収集、及び現地調査、土試料採取を行い、特に観測資料の解析と整理を行った。
- 2) 平成17年度において、地すべりの安定性に影響する地下水に注目し、排水による地すべりの抑止効果を評価した。また、平成16年5月に発生した別当谷の地すべり一土石流を詳細に研究し、地すべりの運動範囲に関する研究を行った。

研究成果の概要

- (1) 甚之助谷地すべりは中生代ジュラ紀から白亜紀前期で堆積した手取層群の砂岩・頁岩の互層において発生している。孔内傾斜計の観測結果より、場所によって、風化の進行の差が大きいことが分かった。地すべりの運動誘因に関しては、孔内伸縮計観測結果と孔内水位変化の比較より、斜面変位はある臨界水位を超える地下水位の上昇量とほぼ比例関係にあることが分かった。
- (2) 1934年に発生した別当崩れに対する逆算から求めた運動中の力学パラメータを甚之助谷地すべりに適用し、運動範囲予測を行った結果、地すべり土塊は下流に建設された手取川ダム貯水池に突入することとなり、十分な警戒が必要であることを示唆した。
- (3) 別当谷の溪流堆積物は、上流から下流にかけて粒子破碎し易さが減少する傾向が見られ、これは溪床堆積物の非排水挙動に影響を及ぼした；源頭部土試料は自然排水状態でも、せん断抵抗の急激な低下が見られ、地すべり発生後の高速運動の原因となっていることが認識される；源頭部の崩壊土砂が溪床堆積物に衝撃载荷によって、ほぼ液化化している試験結果から、地すべり土塊が別当谷の中に滑り込んだ直後、土石流を誘起したと推定される；溪床堆積物に衝撃を与えながら、進行している流下過程の再現試験は、土石流進行中の斜面勾配の変化（緩くなること）によって、流動過程における見かけの摩擦係数の増大傾向が見られた；土石流運動の最終段階の再現試験では、せん断中に發揮している見かけの摩擦角度は斜面勾配とほぼ等しくなり、土石流の停止過程を示唆した。

研究成果の公表方法

(査読付論文)

- Wang, F.W., K. Sassa (2006): Initiation and traveling mechanisms of the May 2004 landslide-debris flow at Bettou-dani of the Jinnosuke-dani landslide, Haku-san Mountain, Japan. *Soils and Foundations* (in press).
- Wang, F.W., T. Okuno, T. Matsumoto (2006): Deformation characteristics and influential factors for the giant Jinnosuke-dani landslide in the Haku-san Mountain area, Japan. *Landslides: Journal of the International Consortium on Landslides* (in revising).
- 汪 發武, 佐々恭二, 松本樹典, 奥野岳志(2004): 粒子破碎を考慮した地すべりの流動化メカニズムと運動範囲予測. *地すべり学会誌*, 40 (5), pp. 17-28.
- Fukuoka, H., Wang, G., Sassa, K., Wang, F.W., and Matsumoto, T. (2004): Earthquake-induced rapid long-traveling flow phenomenon: May 2003 Tsukidate landslide in Japan. *Landslides: Journal of the International Consortium on Landslides*. 1(2):151-155.
- Sassa, K., Wang, G., Fukuoka, H., Wang, F.W., Ochiai, T., Sugiyama, M., and Sekiguchi, T. (2004): Landslide risk evaluation and hazard zoning for rapid and long-travel landslides in urban development areas. *Landslides: Journal of the International Consortium on Landslides*, Vol. 1,

No. 3, pp. 221-235.

Okuno, T., F.W. Wang, T. Matsumoto. 2004. The deforming characters of the giant Jinnosuke-dani landslide in Haku-san mountainous area, Japan, Proceedings of the 9th International Symposium on Landslides, Landslides: Evaluation and Stabilization, June 28 to July 2, 2004, Rio de Janeiro, Vol.2, 1279-1295.

Wang, F.W., T. Okuno, T. Matsumoto. 2004. Deformation style and influential factors of the giant Jinnosuke-dani landslide in Japan. 15th Southeast Asian Geotechnical Society Conference, 22-26 November 2004, Bangkok, Thailand, Vol.1, 399-404.

奥野岳志・汪 発武・松本樹典 (2004): 白山における巨大甚之助谷地すべりの運動様式及び影響素因. 地すべり学会誌 (地すべりの運動機構特集), Vol.41, No.1, pp.57-64.

Wang, F.W., Y.M. Zhang, Z.T. Huo, T. Matsumoto, B.L. Huang (2004): The July 14, 2003 Qianjiangping Landslide, Three Gorges Reservoir, China. Landslides: Journal of the International Consortium on Landslides, Vo.1, No.2, pp.157-162.

F.W. Wang, T. Okuno (2004): Deforming mechanism of the giant Jinnosuke-dani landslide in Haku-san mountainous area, Japan. Chinese Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, Vol.15, No.3, pp.48-54.

汪 発武・佐々恭二 (2004): 地すべり運動シミュレーションとハザードマップ. 日本地すべり学会関西支部シンポジウム「GIS と地すべりハザードマップ」論文集, pp.61-79.

(その他)

宮島昌克, 奥野洋平, 北浦 勝 (2006): 白山における地震時の斜面崩壊危険性の評価. 日本海域研究, 37, 15-21.

Wang, F.W., T. Matsumoto and K. Sassa (2004): Deforming mechanism and influential factors of giant Jinnosuke-dani landslide, Japan. 京都大学防災研究所年報, 47-B, 883-891.

F.W. Wang, K. Sassa, H. Fukuoka, G. Wang (2004): Prediction of Landslides: Occurrence Time and Passing Area, Proc. of the 2nd International Symposium on Mitigation of Geo-hazards in Areas around Japan Sea. Kanazawa, Japan. 13pp.

汪 発武, 高田 渉, 松本樹典 (2004): 崩壊誘起土石流の数値実験及び別当崩れを対象とした事例研究. 第39回地盤工学会研究発表会平成16年度発表講演集, pp.2127-2128.

奥野岳志, 汪 発武, 松本樹典 (2004): 白山甚之助谷地すべりの変形メカニズム及び運動範囲の予測. 第39回地盤工学会研究発表会平成16年度発表講演集, pp.2131-2132.

Wang, F.W., T. Matsumoto, T. Okuno (2004): Influential factors of the giant Jinnosuke-dani landslide. 第43回日本地すべり学会研究発表会講演集, Vol.1, 329-332.

一般共同研究者 16G-03 参加者一覧

氏 名	職 名	所 属 機 関
汪 発武	助手	京都大学防災研究所
佐々恭二	教授	京都大学防災研究所
松本樹典	教授	金沢大学大学院自然科学研究科
宮島昌克	教授	金沢大学大学院自然科学研究科
北浦 勝	教授	金沢大学大学院自然科学研究科
王 功輝	助手	京都大学防災研究所
奥野岳志	大学院生	金沢大学大学院自然科学研究科
Jozef JURKO	大学院生	京都大学大学院理学研究科
齊藤龍太	大学院生	京都大学大学院理学研究科
南谷太一	大学院生	京都大学大学院理学研究科
高田 涉	大学生	金沢大学工学部
奥野洋平	大学生	金沢大学工学部

目 次

Deformation characteristics and influential factors for the giant Jinnosuke-dani landslide in the Haku-san Mountain area, Japan Fawu Wang, Takeshi Okuno, Tatsunori Matsumoto.....	1
Initiation and traveling mechanisms of the May 2004 landslide – debris flow at Bettou-dani of the Jinnosuke-dani landslide, Haku-san Mountain, Japan Fawu Wang, Kyoji Sassa.....	19
地すべり運動シミュレーションとハザードマップ 汪 発武・佐々恭二.....	35
白山における巨大甚之助谷地すべりの運動様式及びその影響素因 奥野岳志・汪 発武・松本樹典.....	55
白山における地震時の斜面崩壊危険性の評価 宮島昌克・奥野洋平・北浦 勝.....	63
白山甚之助谷地すべりの変形メカニズム及び運動予測に関する研究調査 報告 奥野岳志・汪 発武・松本樹典.....	73
数値シミュレーション手法を用いた白山別当崩れの運動機構に関する研究 高田 渉・汪 発武・松本樹典.....	119
付 録	
地すべり運動シミュレーションの基礎理論及び実現過程 (佐々恭二ノートより汪 発武整理).....	169

Deformation characteristics and influential factors for the giant Jinnosuke-dani landslide in the Haku-san Mountain area, Japan

Fawu Wang

Research Centre on Landslides, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University
Gokasho, Uji, Kyoto 611-0011, Japan
Tel.: +81-774-38-4114; fax: +81-774-38-4300
E-mail: wangfw@landslide.dpri.kyoto-u.ac.jp

T. Okuno^{1,2}, T. Matsumoto¹

¹Division of Civil and Environmental Engineering, Graduate School of Natural Science and Technology, Kanazawa University

Kakuma-machi, Kanazawa, Ishikawa 920-1192, Japan

Tel: +81-76-234-4625; Fax: +81-76-234-4632
E-mail address: matsumot@t.kanazawa-u.ac.jp

² Arai Sabo Agency, Jyoetsu Regional Development Bureau, Niigata Prefecture, Japan

Abstract: The Jinnosuke-dani landslide is a giant landslide 2,000 m long and 500 m wide in the Haku-san Mountain area, Japan. It was also the first landslide to be designated as a “Landslide Prevention Area” according to the “Japan Landslide Prevention Law”. This landslide consists of alternating layers of sandstone and shale in the Tedor Formation, which was deposited from the Jurassic period to the Early Cretaceous. Based on deformation monitoring results for more than 7 years, the landslide is divided into upper and lower blocks. The upper block has moved at a speed of 80 to 170 mm/year, while the lower block has moved more slowly (3 to 15 mm/year). Monitoring data show that the variation of the groundwater level has a great influence on the landslide movement. The deteriorating effect of the weathering of the alternating layers of sandstone and shale on the landslide deformation has been confirmed by borehole exploration and monitoring.

KEYWORDS: Jinnosuke-dani landslide, Japan, weathering; rockslide; reversal of topography; groundwater; deformation; monitoring

1. Introduction

Haku-san Mountain, an active volcano with summit elevation of 2,703 m, is located at the boundary between Ishikawa Prefecture and Gifu Prefecture in the Hokuriku district, Japan (Fig. 1). The studying area, Jinnosuke-dani area, is the source area of the Tedor-gawa River, which is the largest river in Ishikawa Prefecture. The Tedor-gawa River is about 72 km long from its source to its estuary.

According to historical records, many landslides have occurred in the studying area; most of them transformed into rapid debris flows and caused human casualties and economic losses in the down-stream area. In 1934, a debris flow that was initiated by a landslide in the Bettou-dani near the Jinnosuke-dani landslide reached the Japan Sea and caused great losses (Note: “Dani” means valley in Japanese). For more than 100 years, slope disaster-prevention measures have been conducted in this area by the central and local governments. Resulting from these efforts, the frequency of occurrence of landslides in this area has decreased markedly. However, a few giant landslides, such as the Jinnosuke-dani landslide, are still active.

Generally, “Jinnosuke-dani landslide” refers to the larger area of the “Landslide Prevention Area” designated by the central government in 1962 according to the “Landslides Prevention Law” (as shown with the dotted red line area in Fig. 2). It is located on the southwest slope of Haku-san Mountain. In the designated prevention area, many types of slope-failure phenomena, such as subsidence ponds, rockfalls, toppling, and even debris flows, can be observed. Table 1 describes related events concerning the landslide phenomena and prevention work in the Haku-san Mountain area, especially for the Jinnosuke-dani landslide. In this paper, we refer to the central ridge part of the large landslide prevention area as the “Jinnosuke-dani landslide”; although it is formally called the “Central Ridge Block of the general Jinnosuke-dani landslide” (Here, “General Jinnosuke-dani land-slide” was used to mean the large general landslide area, and “Jinnosuke-dani landslide” to represent the central ridge part of the general landslide).

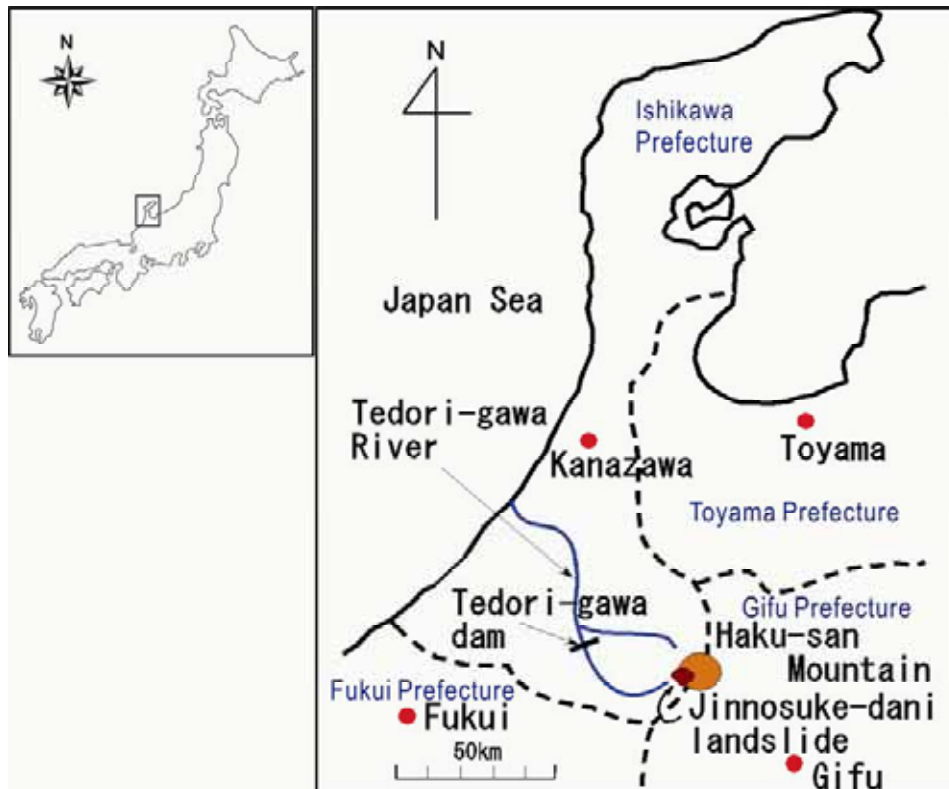


Fig. 1 Location of the Jinnosuke-dani landslide in Haku-san Mountain area, Hokuriku district, Japan

The Jinnosuke-dani landslide is about 2,000 m long and 500 m wide, and is sandwiched between the Bettou-dani valley on its right side and the Jinnosuke-dani valley and Yanagi-dani valley on its left side. Around the Jinnosuke-dani landslide, there are also several active sliding blocks that show high activity in the monitoring data. In the valleys of Jinnosuke-dani valley, Yanagi-dani valley, and Bettou-dani valley, more than 80 debris-retention dams (DRD) have been constructed to prevent debris-flow disasters. The Jinnosuke-dani landslide is the most actively moving landslide with a displacement velocity of about 10 cm/year, and some of the DRDs in the valleys have also moved with the landslide. In 1980, Tedorigawa Dam, a rockfill gravity dam, was constructed at the upper-middle part of the Tedorigawa River. The distance from the landslide to the Tedorigawa reservoir is about 20 km (see Fig. 1). There is a high risk of the Jinnosuke-dani landslide traveling to the reservoir. In the slight case of the dam being damaged by a seiche caused by a potential rapid landslide, the possibility of flooding would put the 1,200 people of the downstream area in danger.



Fig. 2 Aero-photograph of the “Landslide Prevention Area” of the Jinnosuke-dani landslide (Photo Courtesy of Kanazawa Office of River and National Highway, MLIT)

To achieve an understanding of the landslide mechanism and to provide disaster warning and prevention, deformation monitoring has been conducted on the Jinnosuke-dani landslide by the Ministry of Land Infrastructure and Transport of the central government of Japan. Based on the results of monitoring, countermeasure works have been carried out and improved continually (Isobe 1996). This paper aims to analyze the deforming character of the Jinnosuke-dani landslide based on the results of monitoring, and to clarify the factors that influence landslide deformation.

Table 1 Chronology of disaster and prevention events associated with Haku-san Mountain area

706	Eruption in Haku-san Volcano
1042	Eruption in Haku-san Volcano
1554	Eruption in Haku-san Volcano
1579	Eruption in Haku-san Volcano
1659	The latest eruption in Haku-san volcano
Under the jurisdiction of Ishikawa Prefecture	
1891	Triggered by Nouo earthquake, slope failure occurred in Jinnosuke-dani valley.
1896	Large scale avalanche triggered by intense rainfall.
1911	Ishikawa Prefecture started the field investigation on slope instability
1912	Reforestation was begun at Jinnosuke-dani valley and Yanagi-dani valley.
Under the national jurisdiction	
1927	Changed to be a national government run project, and the full-dress Sabo works were started with the establishment of the Haku-san Sabo Work belonging to the Niigata Civil Engineering Branch Office of Home Affairs Ministry. From 1927 to 1939, the first step-check-dams were originally constructed in Yanagi-dani valley and Jinnosuke-dani valley to control the slope failure.
1934	Lots of Large scale avalanches were triggered by heavy rainfall in Bettou-dani valley and nearby area and became to debris flow. Houses of 172 families and also the Haku-san Sabo Work were destroyed (The main scarp and sliding surface of the landslide occurred in that time is also visible in the Bettou-dani valley).
1937	The construction of the check-dam grouping Bettou-dani valley was started.
1944	Because of the World War II, the construction of the check-dam was ceased.
1957	No.5 check dam in Jinnosuke-dani valley displaced obviously. The investigation on the Jinnosuke-dani landslide was initialized in national level.
1961	The countermeasure work on the Jinnosuke-dani landslide was started. Because of North Bino earthquake, landslides in small scale occurred in the Haku-san area.
1962	The Jinnosuke-dani landslide was designated as “Landslide Prevention Area” by central government.
1973	The countermeasure work plan for the Jinnosuke-dani landslide was finished temporarily.
1980	The Tedor-gawa dam was completed.
1982	Because obvious displacement appeared in the Jinnosuke-dani landslide, anew countermeasure work plan for the Jinnosuke-dani landslide was started.
1990	Hillside reforestation was started in Bettou-dani valley.
1999	A small scale landslide was induced by heavy rainfall in Bettou-dani valley, and a landslide dam was temporarily formed.
2001	A landslide with 20,000m ³ in volume occurred in the left bank of Bettou-dani valley.

2004	After a 216 mm precipitation in two days, a landslide with 176,000m ³ in volume occurred in the left bank of Bettou-dani valley and became to debris flow. The sliding distance of the debris flow front exceeded 2,000 m.
------	---

2. General conditions of the Jinnosuke-dani landslide

2.1 Climatic conditions and topographic features

The Hokuriku district of Japan is characterized by heavy precipitation and the Tedor-gawa River has a steep gradient. In winter, due to the strong influence of monsoons from Siberia, there is heavy snowfall in this area. The accumulative winter snowfall may exceed 12 m in the Haku-san Mountain area. In the other seasons, half of the days are rainy. For this reason, local annual average precipitation is 3,295 mm, about twice the national average of 1,700 mm (Fig. 3).

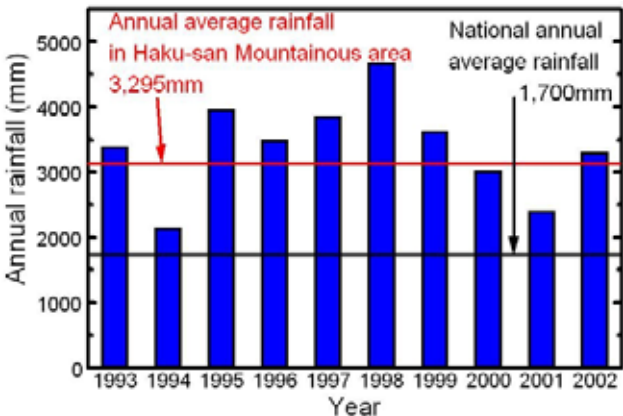


Fig. 3 Annual rainfall in Haku-san Mountain area from 1993 to 2002

The Tedor-gawa River is one of the steepest rivers in the world (Fig. 4). Its gradient is 1:70, while, for example, the gradient of the upper Colorado River (USA) is 1:1700. In Japan, steep rivers always have serious debris-flow problems. For example, the Gamahara torrent debris flow occurred in December of 1996 in Hime-gawa river system in Nagano Prefecture (Sassa et al. 1997); a rapid landslide – debris flow occurred in July of 1997 in Izumi city of Kagoshima Prefecture (Sassa et al. 1998), and a slide-triggered debris flow occurred in July of 2003 in Minamata City, Kumamoto Prefecture (Sassa et al. 2004). Also, in the Gamahara debris flow case, workers constructing debris retention dams were killed by debris flow. This phenomenon caused great social and legal problems. In the case of Jinnosuke-dani case, the steep river beds supply high gravity potential for the displaced debris after slope failure. The steepness is also the major reason for the long-traveling debris flow that occurred in 1934 in the Bettou-dani valley and reached the Japan Sea after traveling for 72 km. At this event, a village was completely destroyed by the debris flow.

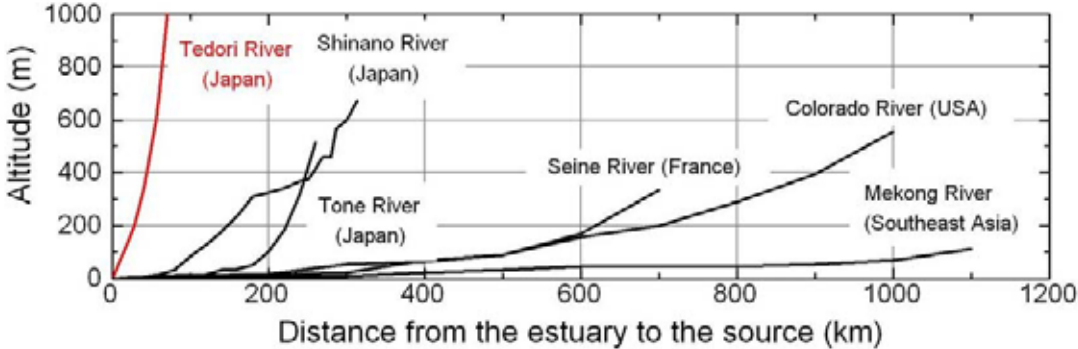


Fig. 4 The longitudinal torrent bed-slope of the Tedor-gawa River comparing with some famous rivers in the world

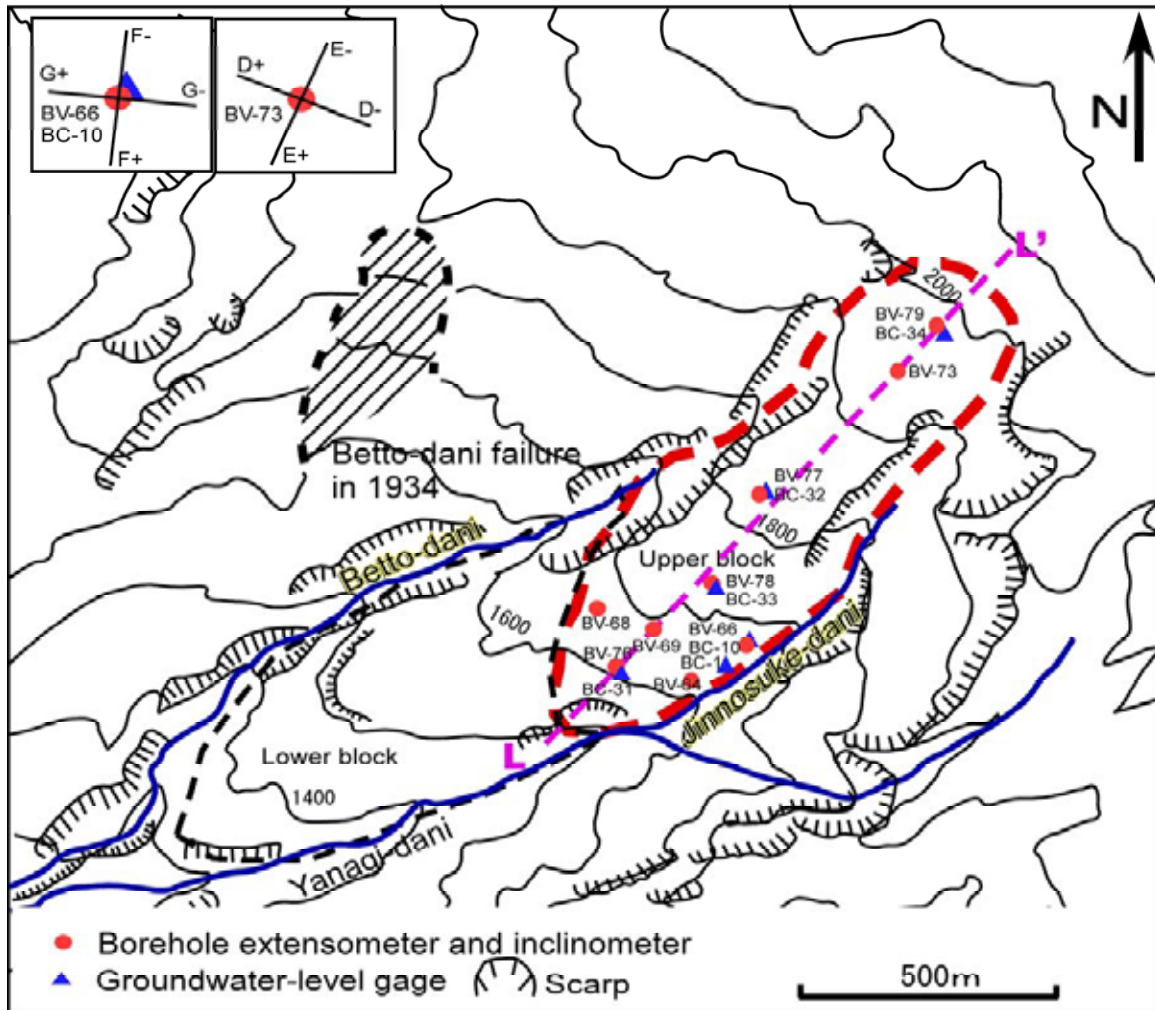


Fig. 5 Geomorphological map of the Jinnosuke-dani landslide area, together with the locations of the monitoring devices (After Kanazawa Work Office, Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Japan, 2002)

Fig. 5 is a contour map of the Jinnosuke-dani landslide and the nearby area of the designated “Landslide Prevention Area”. Because of the large scale of the landslide, the crack distribution was not shown in this map. According to slope-surface-displacement monitoring, the upper part is active, while the lower part is almost stable. Because the central ridge is continued and the boundary between the active part and stable part is not clear, we divided the landslide into two blocks: an upper block and a lower block. Locations of some measurement devices in the upper block are also shown in this figure. The elevation of the landslide ranges from 1,200 m to 2,100 m. The average slope angle for the upper block and lower blocks is 22 and 20 degrees, respectively.

2.2 Geological and hydro-geological conditions

The basal bedrock in the Haku-san Mountain area is the lower Paleozoic Hida gneiss. As a part of the 1:50,000 geological map of Haku-san Mountain area, a geological map of the Jinnosuke-dani landslide and nearby area was completed by Kaseno (2001). From the Jurassic to Early Cretaceous periods, the Haku-san Mountain area was a lake near the sea. The series of lacustrine sediments deposited in that period is called the Tedor Formation deposits. The deposits are sedimentary strata consisting of shale, sandstone, and conglomerate layers that have undergone hydrothermal alteration during the mountain-building process of Haku-san Mountain. General descriptions of the geology can be found in Kaseno (1993).

Fig. 6(a) is a DEM model for a large area around the Haku-san mountain area. The model is built on the elevation data with contour difference of 50 m. The image of lava deposit distribution around the summit of

Haku-san (vent of the Haku-san volcano) is visible. Fig. 6(b) is the geological map of the corresponding area to Fig. 6(a). The Nohi Rhyolite of the Cretaceous period is distributed at the upper right corner in the figure and the alternating layers of sand-stone and shale of the Tedori Formation are distributed below and to the left. Both units form the bedrock of the Haku-san Mountain area. Volcanic lava deposits, which erupted 100,000 and 10,000 years ago, overlie the strata of the Tedori Formation and the Nohi Rhyolite. Fig. 6(c) shows an estimated longitudinal section of the Z-Z' section (shown in Fig. 6(b)). The deposition subsequence of the strata and volcanic deposit is clear. The Jinnosuke-dani landslide area is indicated in the dotted line box. At the northwest corner of the dotted line area, the disconnection of H2 old volcanic deposit can be observed. The reason for this phenomenon maybe caused by erosion and land-slide, and this will be discussed in details later.

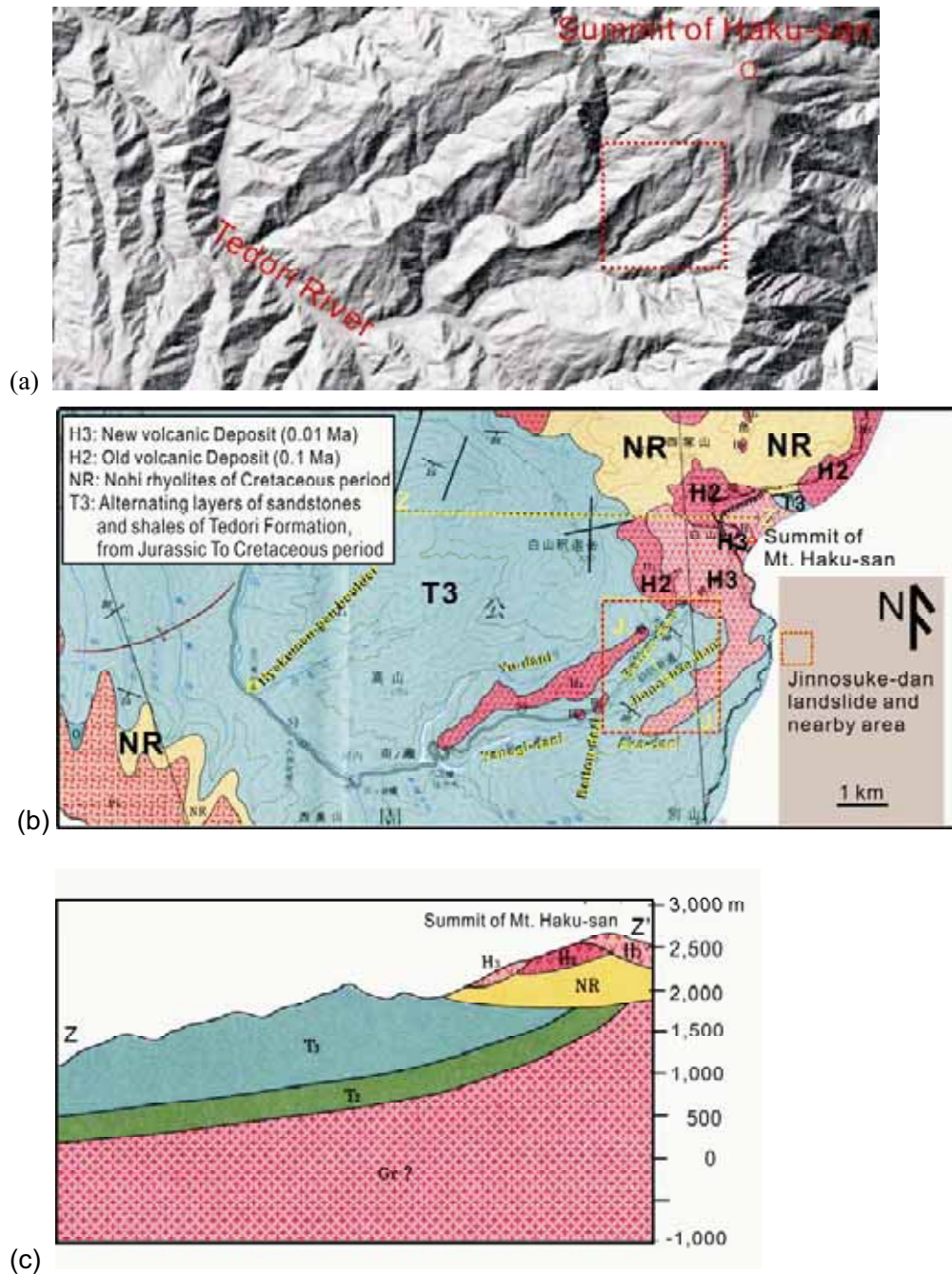


Fig. 6 Topography and geological condition of the Haku-san and nearby area. (a) DEM model, (2) Geological map (after Kaseno, 1993), (3) Longitudinal section of Z-Z' in (b) (after Kaseno, 1993).

Fig.7 shows the detailed geological condition for the studying area. It is clear that all of the lava depositions came from the summit of the Haku-san Mountain as the vent of Haku-san volcano. In the southwest part, many landslides occurred in the Tedor Formation. Contrasting to this phenomenon, there are few landslides in the volcanic deposit (lava deposit) area. This difference may be due to the erosion-resistant difference of the two types of strata, which means that the lava deposition has high erosion resistant comparing with sandstone and shale of the Tedor Formation. In the dotted line box area, besides the Jinnosuke-dani landslide, there are other five landslide blocks, and for some landslides, the main scarps are outcropped.

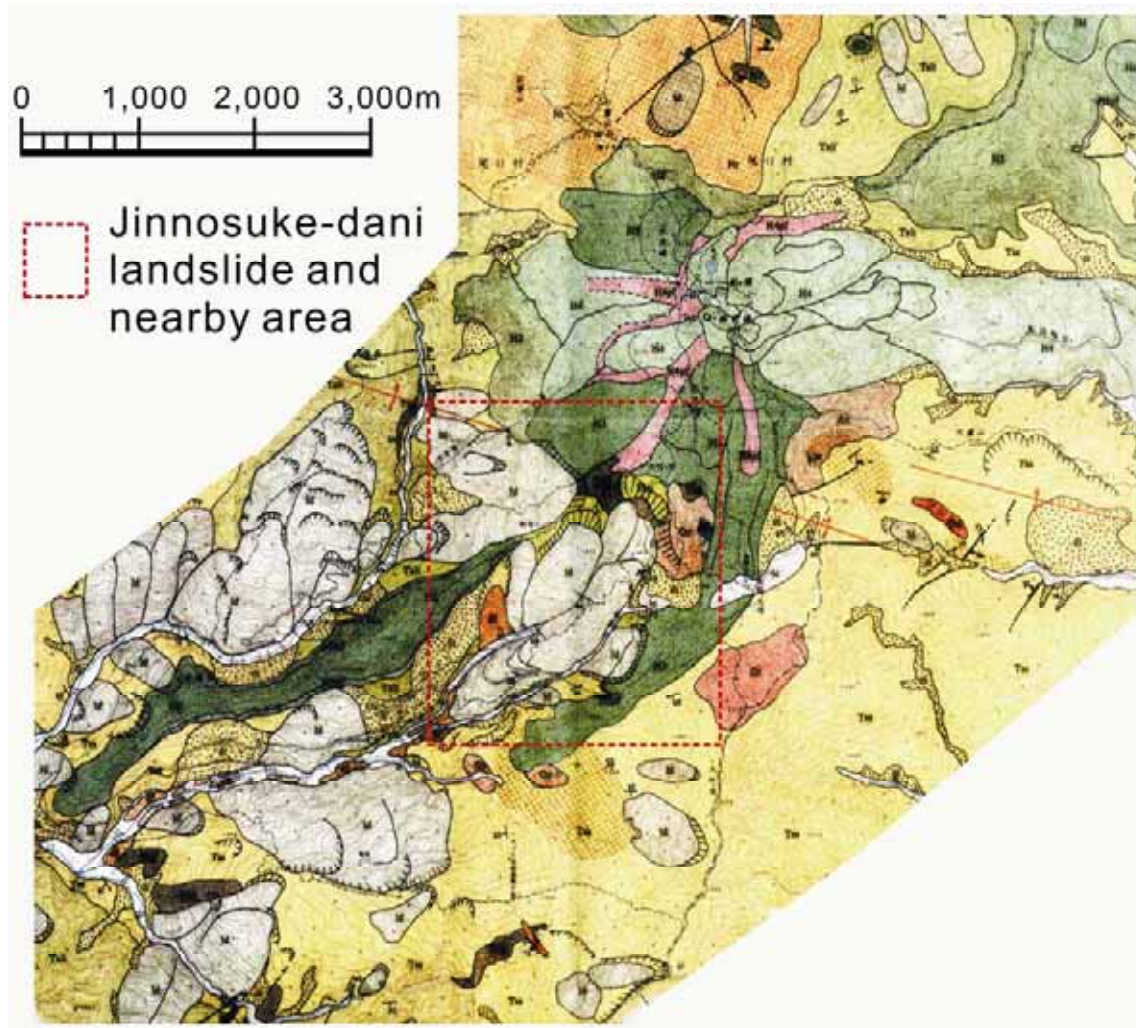
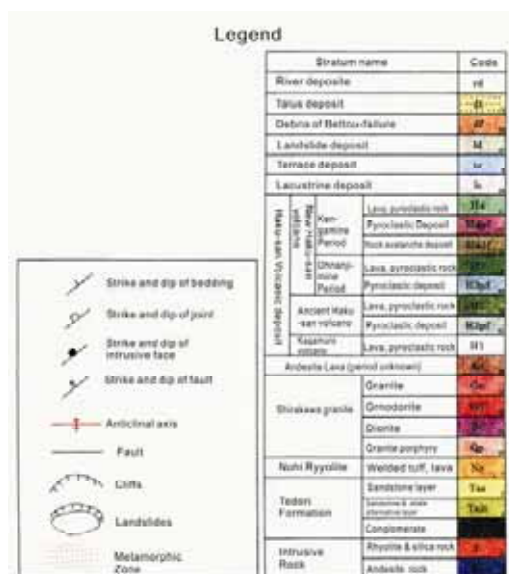


Fig. 7 Detailed geological map of the Jinnosuke-dani landslide area and nearby area (after Kaseno, 1993)



In the topography-forming process, during a volcanic eruption, lava will generally be deposited in valleys with a relative low elevation, rather than on mountain ridges. As shown in this area, lava deposits are more difficult to be eroded than sandstone and shale. Looking at the geological map of this area, it is notable that the lava deposits are located on the mountain ridge around the Jinnosuke-dani landslide. The reason is, after a long period of eruption of the Haku-san volcano, due to the physical weathering and surface erosion in the Tedor Formation deposits that made up the former mountain ridge, this ridge became lower than the former valleys that were filled by lava. Fig. 8 shows a schematic diagram of the topography-changing process, which is called “reversal of topography” at the J-J’ section crossing the Jinnosuke-dani landslide and valleys at both sides (see Fig. 6(b)). In this topography-changing process, the former ridge that overlay the Jinnosuke-dani landslide was eroded away (Fig. 8b). The possible eroded thickness at the ridge of this area is estimated about 100 m in recent 0.01 Ma period (The elevation decrease caused by landsliding should also be considered for an exact estimation). Mechanically, this erosion was an unloading process of the alternating layers of sandstone and shale in the Tedor Formation. This unloading process resulted in deterioration of the strength and deformation-resisting properties of these sandstones and shales. Moreover, the intensive progressive erosion in the valleys at both sides have caused the landslide to evolve in its current location.

Many joints and small faults have also developed in the Tedor Formation (Okuno et al. 2004). Fig. 9 is a rose diagram showing the strike direction of the strata and discontinuities. The average strike direction of the strata was N54W, the average dip direction was S36W, and the dip angle was 40 to 45 degrees. Most discontinuities developed perpendicular to the strike direction of the Tedor Formation strata, and the strike direction of the discontinuities mainly ranged from N11E to N56E. This direction is parallel to the Bettou-dani, suggesting that valley erosion was influenced by joint systems.

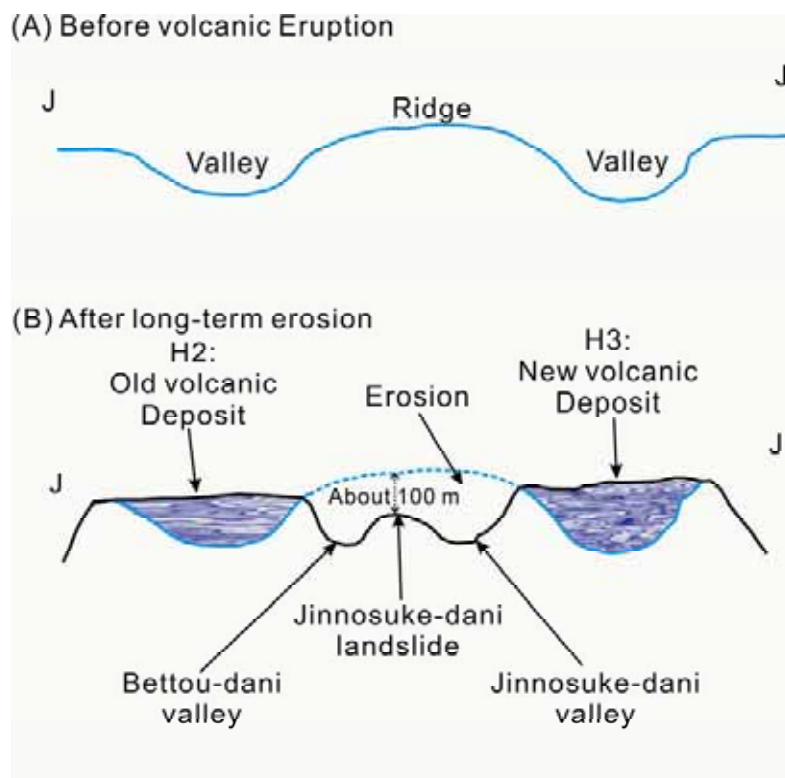


Fig. 8 Schematic diagram showing reversal process of topography in the Jinnosuke-dani landslide area

Fig. 10 shows a geological columnar section obtained from outcrop observations and measurements in the Bettou-dani valley. Soil sampling was carried out near an elevation of 1,780 m. Fourteen probable sliding surfaces were detected in the strata in the 23.1-m-thick section. Even in the dry season, water oozed from the probable sliding surface, where the low permeability stopped ground-water flow and change the flow along the shale layer. As shown in the photograph of Fig. 10, the sliding surface probably developed

in the thin shale existing between two sandstone layers. Shear-box tests were performed on disturbed soil samples that were taken from a general argillaceous probable sliding surface outcropped in Bettou-dani valley. From the shear tests, an effective internal friction angle of 26.3 degrees for the residual state was obtained.

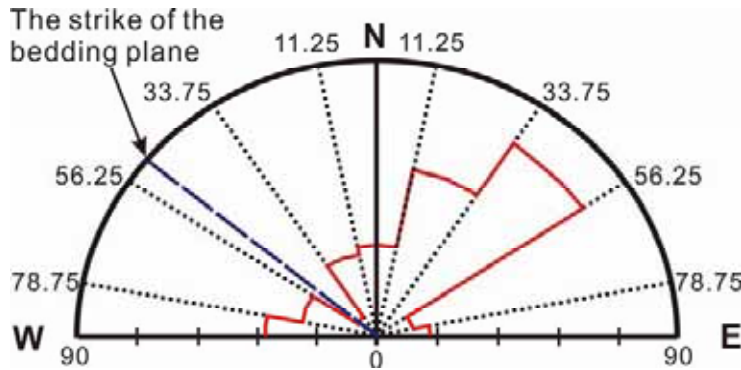


Fig. 9 Rose diagram of the strike directions of the Tedori formation strata and the discontinuities

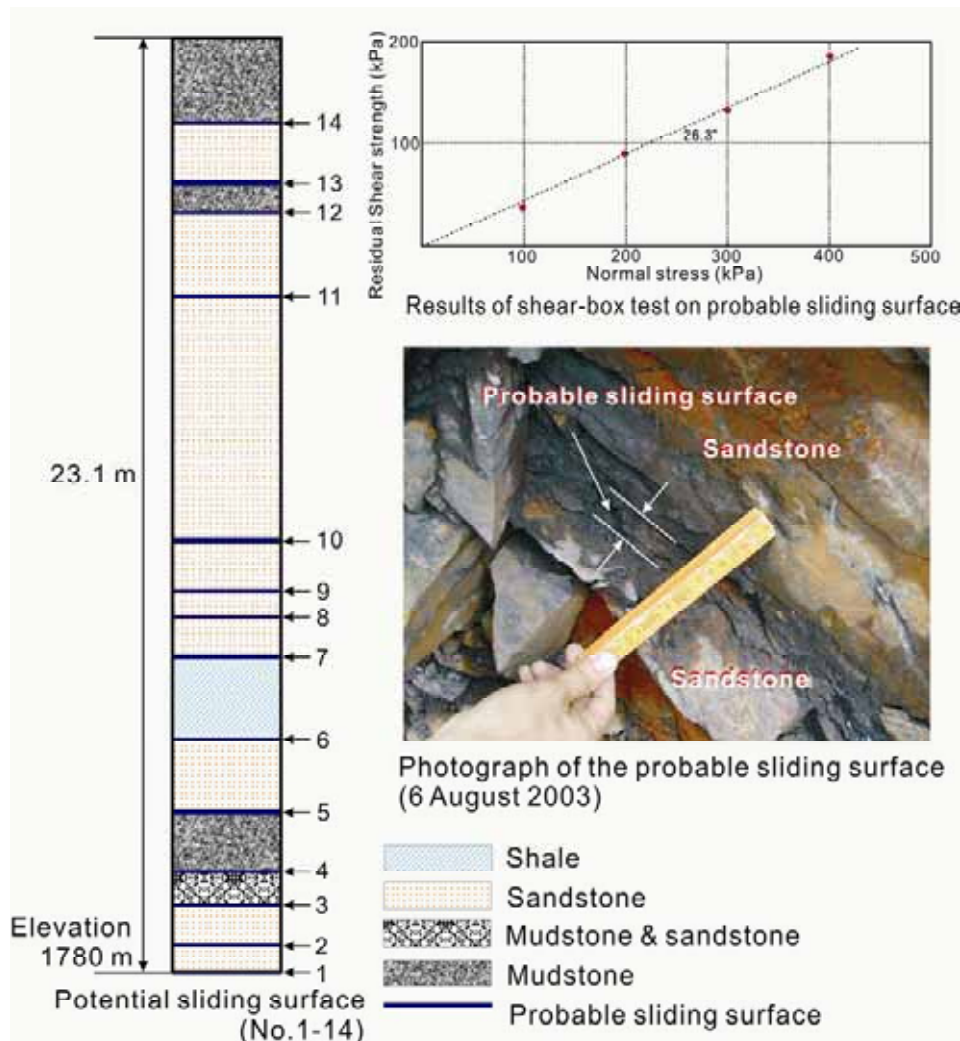


Fig. 10 Geological columnar section of the Tedori formation obtained from outcrop observation at the Bettou-dani valley, photograph of the probable sliding surface examination, and results of shear box tests on the soil from the probable sliding surface

Fig. 11 shows the grain size distribution of the argillaceous shale. The fines content of the sample, including silt and clay, was 58%, the plasticity index was 8.3, the liquid limit was 20.1%, and the liquidity index was 0.99. This soil from the probable sliding surface was classified as “clay with low liquid limit”. Because the sandstone is highly jointed and this area is subject to heavy rainfall and snowfall, it may be conservative to assume that the shale in the alternating layers is always in a fully saturated condition, which is dangerous in regard to stability of the slope.

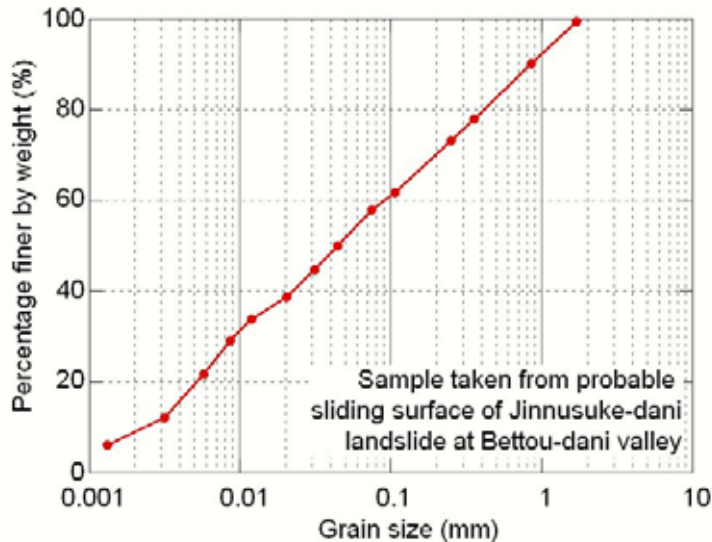


Fig. 11 Grain size distribution of the soil sample taken from the probable sliding surface of Jinnosuke-dani landslide at Bettou-dani valley

3. Deformation character of the Jinnosuke-dani landslide

To understand the deformation character of the Jinnosuke-dani landslide for the purpose of land-slide prevention and early warning, especially concerning the safety of the Tedor-gawa Dam and reservoir, deformation monitoring of the landslide has been conducted by slope surface-displacement monitoring and borehole monitoring. This monitoring was carried out by the Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Japan beginning in the 1980s (Kanazawa Work Office, Ministry of Land Infrastructure and Transport of Japan 2002). The following shows the details of the measurement principles and some results of monitoring.

3.1 Slope surface-displacement monitoring

The Electronic Distance Measuring (EDM) method and Global Positioning System (GPS) monitoring method have been used at this site to monitor slope displacements. Fig. 12 shows the initial locations of the monitoring points in the designated “Landslide Prevention Area” and the displacement vectors of the slope surface from 1994 to 2001. There are 9 survey points (A1 to A9) in the lower block of the landslide and 12 survey points (B1 to B12) in the upper block. Six points (C1 to C6) were located outside of the Jinnosuke-dani landslide. The monitored results show that the upper block displaced quite actively; the cumulative displacements of survey points B5 and B11 exceeded 1,100 mm in the 7 years. The main features of the monitoring results in the upper block are: (1) The points at the central part almost moved along the downslope direction; (2) The points near valleys had a component to the valley side, besides along the downslope direction. However, the lower block has been relatively stable. While, C1, C2, C3 and C4 which located on different landslide blocks also indicated the motion of the corresponding blocks. The boundary between the upper block and the lower block is not clear at the slope surface. So, the landslide is divided to blocks just according to the surface displacement. The average movement direction of the upper block of the Jinnosuke-dani landslide is S36W. This direction of movement corresponds well with the dip direction of the Tedor Formation.

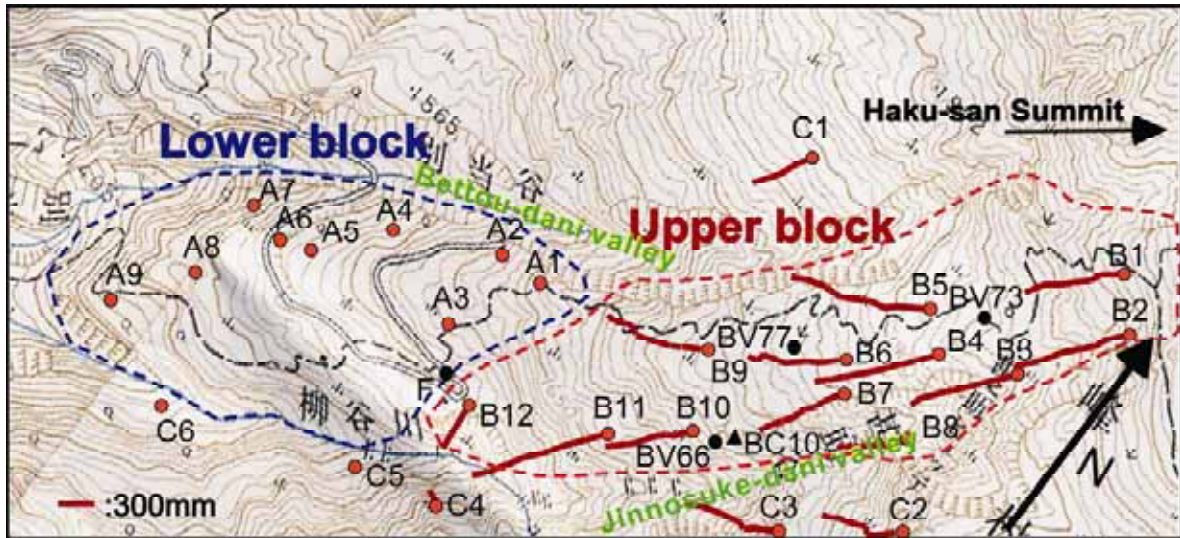


Fig. 12 Cumulative displacements of the landslide from 1994 to 2001

Fig. 13 shows the time series of cumulative displacements for points B1 to B12 and C1 to C3. The displacement rates for all of the monitoring points were almost constant during the 7-year period. The displacement rate at point B5 at Bettou-dani side was 170 mm/year, and that of point B11 at Jinnosuke-dani side was 165 mm/year. They are the fastest points and obviously have a component directing to the valley sides (Fig. 12). The monitoring points near the central line were displaced 130 mm/year, almost at the same rate as at the valley sides. According to the displacement-rate distribution, it can be concluded that the dip-slope structure and the erosion in both side valleys are the two main factors causing the landslide displacement. From this viewpoint, debris-retention dams constructed in the side valleys are very important countermeasure works for landslide stabilization in the long run, by protecting against toe erosion at the valleys in both sides.

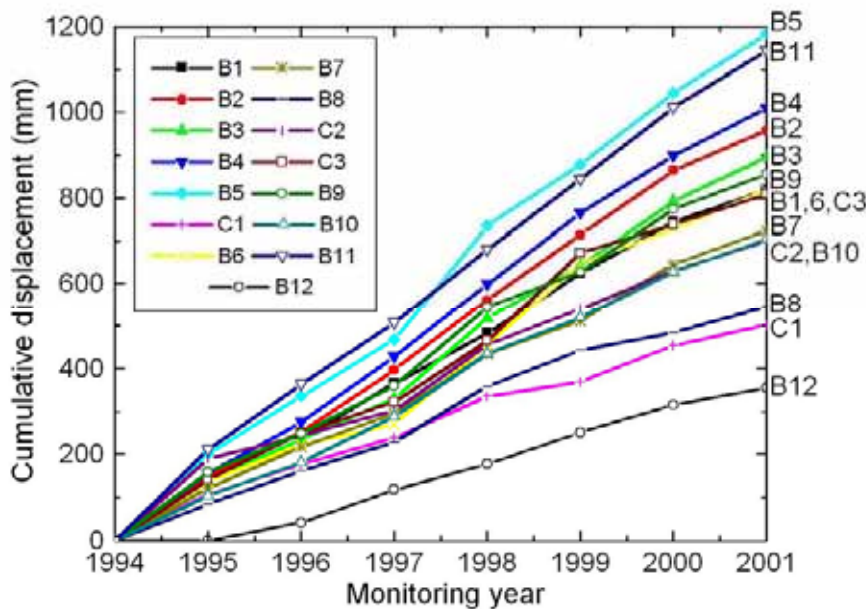


Fig. 13 Time series of cumulative displacements of survey points B1-B12 and C1-C3 from 1994 to 2001 (Measurement at point B12 started from 1995)

As a special case, point B12 in the lowest part of the upper block displaced in a direction different from the other points in the upper block (see Fig. 12). The displacement at point B12 turned left about 50 degrees from the central line. From this result, it can be estimated that the motion of the upper block is hindered by the lower block.

3.2 Borehole-inclinometer monitoring results

Borehole-inclinometer monitoring was used to determine the depth of the sliding surface and the direction of movement of the landslide blocks. By comparing the measured results at different times, the deformation rates at different depths can also be evaluated.

Fig. 14 shows the monitored results of inclinometer BV73 located in the upper part of the upper block near the central line (see Fig. 5 and 11). Figs. 14a and 14b are the results in the D-direction (perpendicular to the downslope direction) and E-direction (downslope direction), respectively. The monitoring began on October 23, 1997. Two results monitored on October 27, 2000, and August 6, 2001, are plotted to show the deformation velocity. Sliding occurred in two directions: one is down-ward along the slope, and the other is toward the Jinnosuke-dani. The maximum depth of the sliding surface is at about 38 m at this position. In addition, three shallow sliding surfaces exist at depths of 8 m, 13 m, and 20 m. The sliding surfaces were estimated to correspond to the argillaceous shale layers based on the boring logs, and the parts between the sliding surfaces to correspond to the sand-stone layers. Relatively smaller deformation was also observed in the sandstone layers.

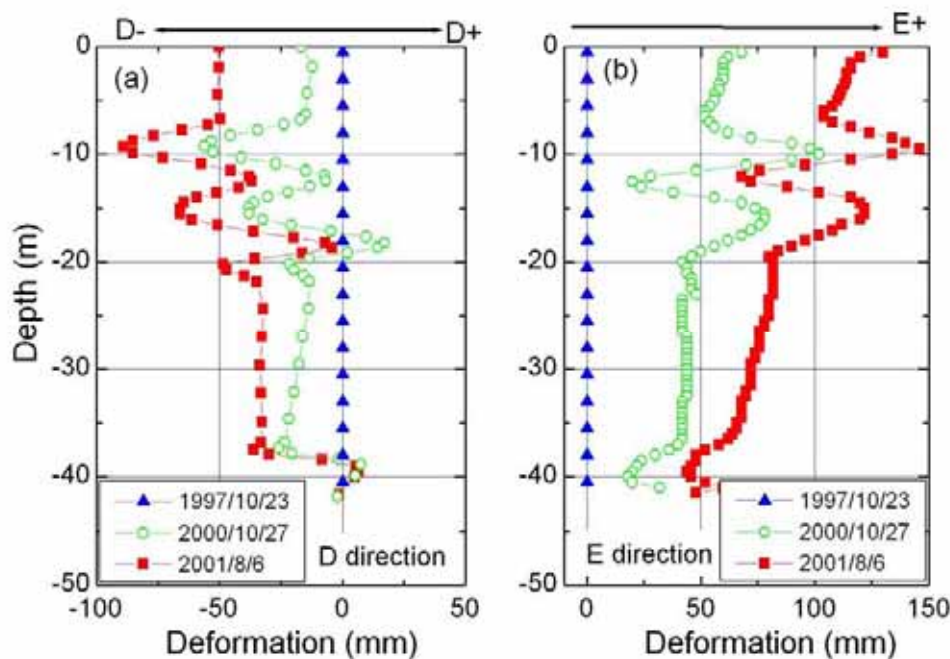


Fig. 14 Monitored results of borehole inclinometer at point BV73

Fig. 15 shows the monitored results of inclinometer BV77 located below BV73. The two components similar to BV73 were shown. The monitoring began on November 13, 2001, and two results monitored on August 6, 2002 and August 23, 2003, respectively were shown. From Fig. 15(a), it is clear that the main sliding surface is located at about 128 m deep. At depth of 108 m, 102 m, 75 m, relative sliding between the two adjacent layers occurred obviously, and it indicated that the sand-stone and shale structure should not be disturbed so much at this position.

Fig. 16 shows the monitored results of inclinometer BV66 located in the lower part of the upper block near the Jinnosuke-dani (see Fig. 5 and 12). Figs. 16a and 16b show the monitored results in the F-direction (dip direction) and G-direction (strike direction), respectively. The monitoring began on November 12,

1989. Results obtained on August 2, 2000, and August 3, 2001, are plotted in Figs. 16(a), and (b). The main sliding direction is in the direction of dip. Except an obvious displacement occurred at 60-65 m, there was no obvious sliding surface in the sliding mass shallower than 60 m, which nearly at the same elevation of the adjacent valley bottom at this position, and the slope here deformed as a homogenous plastic sliding mass similar to that of a homogenous soil mass. It is estimated that the deformation properties of the sandstone and shale layers became uniform because of long-term weathering.

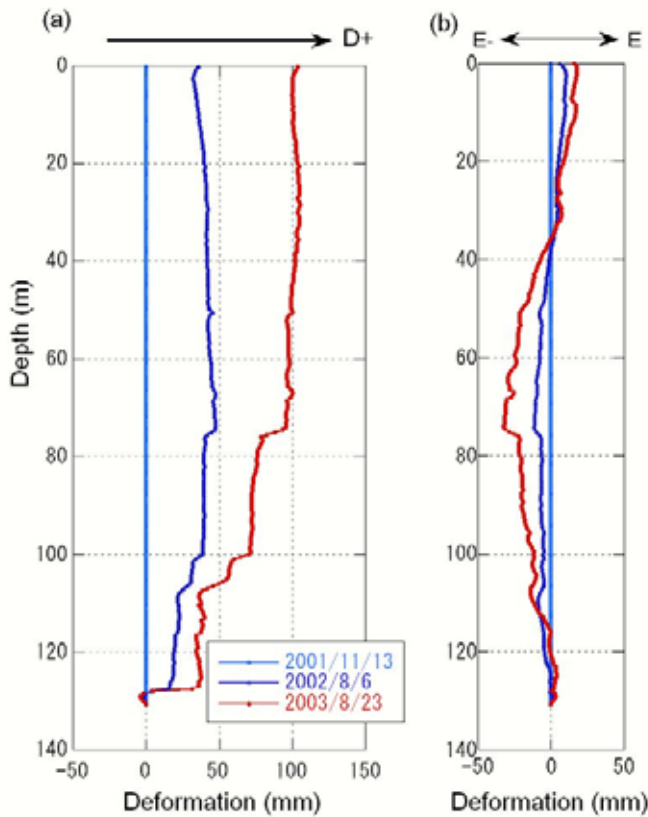


Fig. 15 Monitored results of borehole inclinometer at point BV77

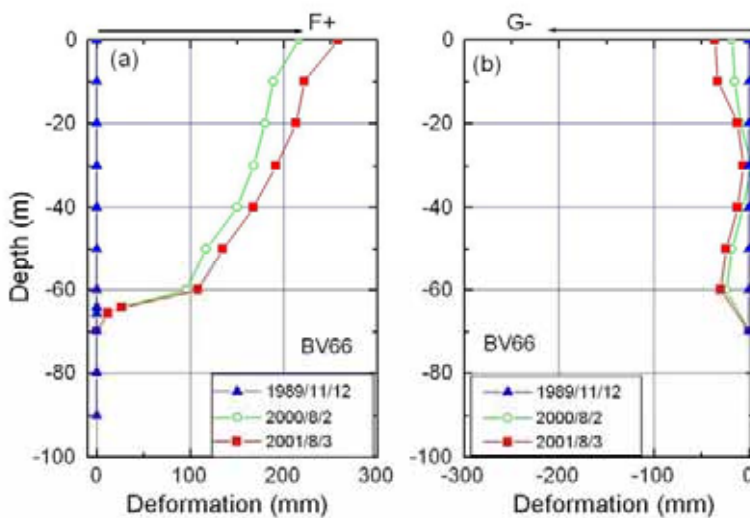


Fig. 16 Monitored results of borehole inclinometer at point BV66

Comparing the monitored results of boreholes BV73 and BV66, it is estimated that the weathering degree of the sandstone in the Tedori Formation may control the deformation style of the landslide, and the weathering degree varies from place to place, and the weathering degree at valley side is relatively higher than the other locations. The sandstone at the valley side near BV66 is weathered more heavily than the upper part near BV73. Fig. 17 summarizes the influence of physical weathering on the deformation style by means of three simplified models, which represent deformation styles in the sandstone for three different weathering degrees compared to that of the shale layer. Fig. 17(b) corresponds to the situation at BV73, and Fig. 17(c) to that at BV66. As the weathering degree in-creases, the deterioration in the deformation property of the sandstone layers increases, and the difference in deformation between sandstone and shale become indistinguishable at BV66.

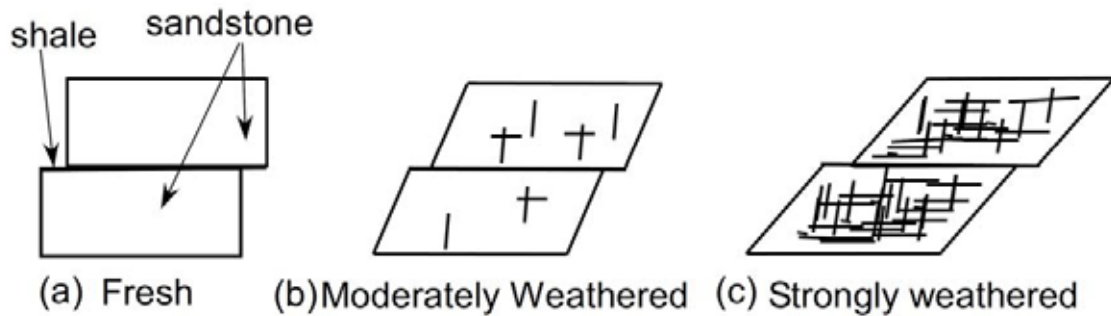


Fig. 17 Deformation model of the alternative layers of sandstone and shale at different weathering degrees

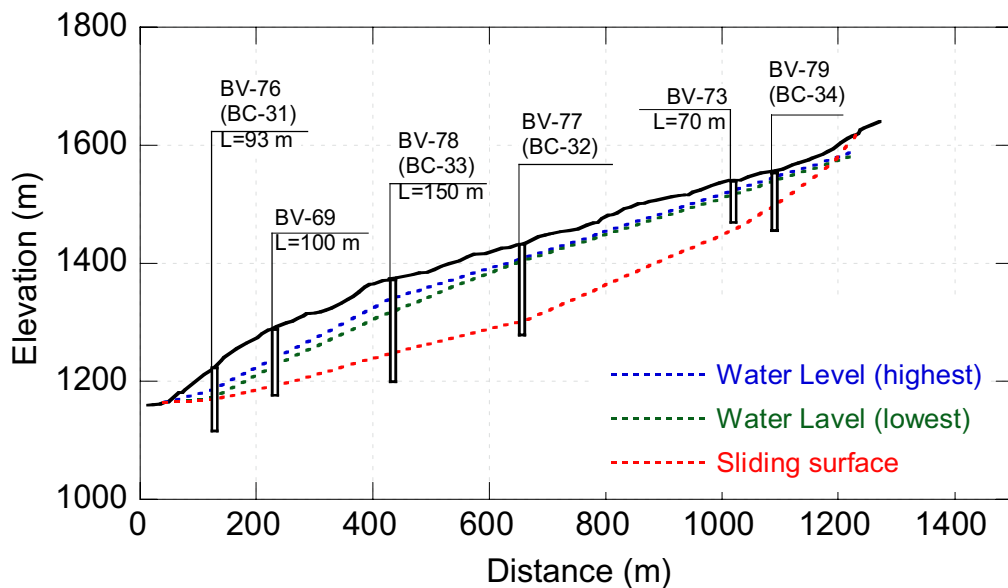


Fig. 18 Longitudinal section (L-L') of the upper part of the Jinnosuke-dani landslide

The effect of physical weathering on the slope structure, as well as the forming of the landslide body, is supported by the longitudinal section of the upper part of the Jinnosuke-dani landslide (Except BV73, which was finished in the early period when the information of potential sliding mass thickness was very limited) (Fig. 18). This section is based on monitoring and exploration data in boreholes up to the end of 2004 by the Kanazawa Work Office, Ministry of Land Infrastructure and Transport, Japan. The geometry of the longitudinal section is very similar to that of a homogenous soil slope, and the dip-slope structure of the original slope is not obvious in the section.

3.3 Borehole-extensometer and groundwater-level monitoring

Seven borehole extensometers with super-invar wire were installed in boreholes to monitor the relative deformation between the slope surface and the base rupture of the landslide. One end of the wire was fixed at the base layer of a borehole, and the other end was connected to a rotating disk on the slope surface. By monitoring the rotation of the disk, the extension or compression between the slope surface and the other end (generally, the bottom of the borehole) was measured.

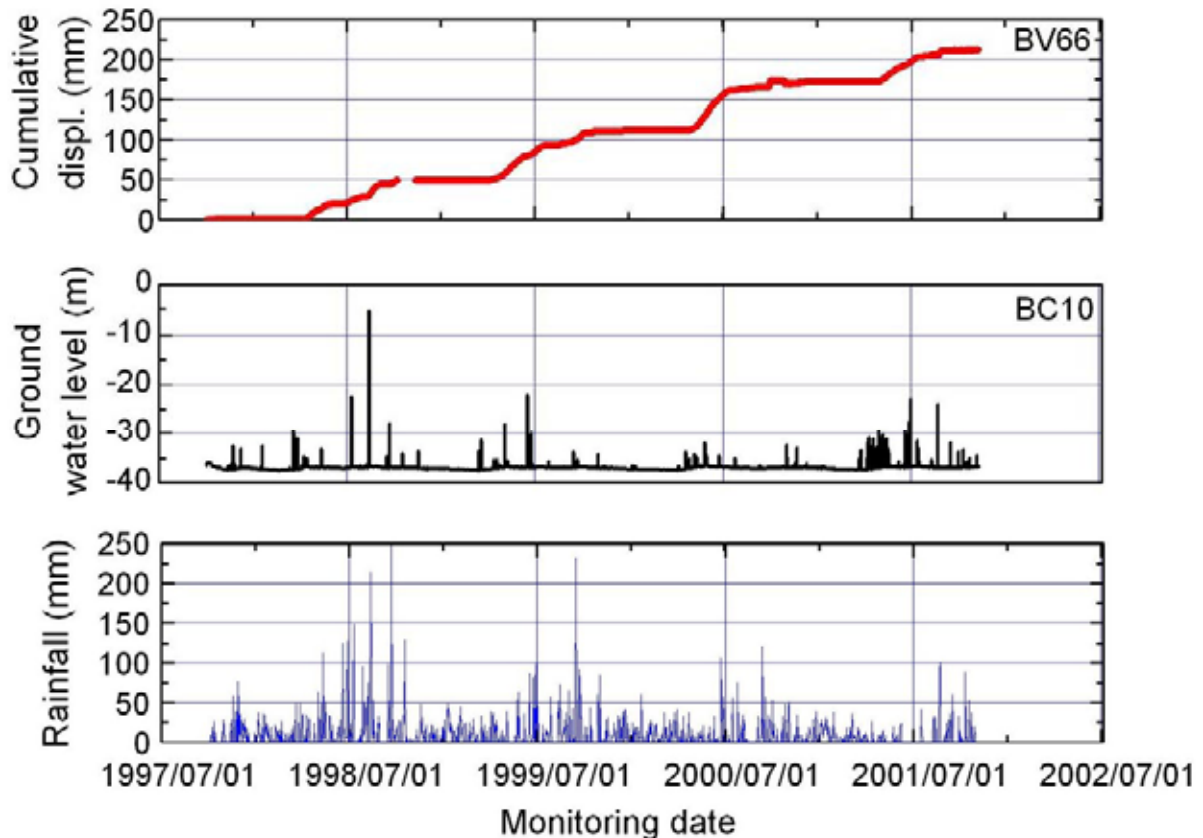


Fig. 19 Monitored results of borehole extensometer at BV66, ground water level at BC10 and rainfall in the Haku-san Mountain area

Piezometers of pore-water pressure transducer style were installed in the boreholes to monitor changes in groundwater level. Because the boreholes used for the groundwater-level monitoring were the same or adjacent to those for extensometers or inclinometers, the effects of groundwater-level change on landslide deformation could be determined. In Fig. 19, the annual change of ground-water level (for 2004) is shown. Fig. 20 shows a comparison of the monitored results of the bore-hole extensometer located at point BV66, the groundwater-level change at the nearby borehole (BC10), and the rainfall data monitored at an elevation of 470 m at Haku-san Mountain. Because groundwater level was monitored by pore-water pressure transducers, although some fluctuations were recorded, the total tendency of the groundwater level changes can be observed. The vertical grid lines in these figures indicate July of each year, the rainy season in this area. As a fact, snowmelt occurs until the end of May each year. On the whole, the groundwater level rose around July each year as a result of rainfall and snowmelt. Corresponding to the increasing groundwater level, the landslide movement entered an active state. When the groundwater returned to its normal level, movement stopped. Thus, it is considered that high groundwater level was a triggering factor for landslide displacement.

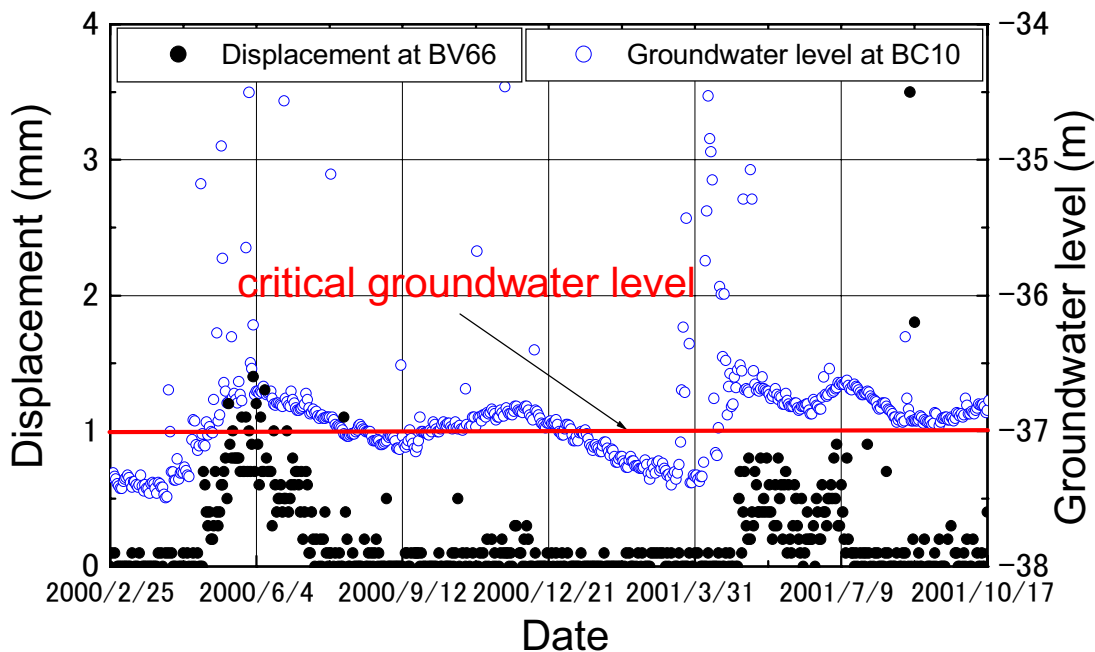


Fig. 20 Relationship between displacements measured at BV66 and groundwater level at BC10 indicating a critical groundwater level existing

Fig. 20 shows the relationship between displacement measured at BV66 and the groundwater level at BC10 from January 1, 2000, to November 18, 2001. The groundwater level started to rise in April and remained at a high level until the end of July, and it rose again at the end of October due to autumnal rain. Responding to the increased groundwater level, the landslide movement became active. In one cycle with a period of one year, the landslide movement accelerated from April to July, and then became dormant in winter. It was observed that the displacement started to increase when the groundwater level exceeded a depth of 37 m, which can be noted as the “critical groundwater level” at this position. When the groundwater level exceeded this critical level, displacement increased. The larger the height of the groundwater level over the critical level, the greater the landslide displacement. On the other hand, when the groundwater level became lower than this critical level, the landslide displacement stopped.

4. Conclusions

The giant Jinnosuke-dani landslide occurred in the Tedor Formation consisting of alternating layers of sandstone and shale. By topographical and geological analyses and deformation monitoring, especially based on the surface displacement monitoring results, the Jinnosuke-dani landslide is divided into two blocks. The upper block moves at an average velocity of 130 mm/year, while the lower block is relatively stable.

In the 7-year monitoring period, a critical groundwater level acted as a triggering factor for landslide movement. This suggests that drainage at the landslide site will be an effective countermeasure for slope stability, and dewatering could reduce the potential for future movement.

Field monitoring supported our conclusions that physical weathering, including erosion that caused reversal of topography, was a fundamental influential factor for deformation of the alternating layers of sandstone and shale. This weathering may cause deterioration of the strength of these rocks and subsequent deformation of the rockmass, and result in the weakening of the effect of the dip-structure. Especially at the lower part of the upper block near the valley side, weathering caused this landslide in a rockmass to deform in a manner similar to a slide in a homogenous soil mass.

Acknowledgments

This study was funded by a scientific research grant (No. 15310127) from the MEXT of Japan, a joint research project (No. 16G-03) of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, and the International Programme on Landslides (IPL M102) of the International Consortium on Landslides (ICL). The authors are grateful for the data supplement from Kanazawa Office of Rivers and National Highways, Ministry of Land Infrastructure and Transport, Japan.

REFERENCES

- Isobe A (1996) Current situation of countermeasure work in Jinnosuke-dani landslide. *Foundation Engineering and Equipment*, 24(6): 88-94 (in Japanese)
- Kanazawa Work Office, Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Japan (2002) Investigation Work Report of the Jinnosuke-dani Landslide (in Japanese). 140p
- Kaseno Y (1993) Geological Mapping of Ishikawa Geology Bulletin (in Japanese)
- Kaseno Y (2001) Supplement of Geological mapping of Ishikawa Geology Bulletin (in Japanese)
- Okuno T, FW Wang, and T Matsumoto (2004) The deforming characters of the Jinnosuke-dani landslide in Haku-san Mountainous area, Japan. In: WA Lacerda, M Ehrlich, SAB Fontoura, and ASF Aayao (eds) *Proceedings, 9th International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 2*. AA Balkema, Rotterdam. pp 1279-1284
- Sassa K, H Fukuoka, FW Wang (1997) Possible mechanism of the debris flow: Gamahara Torrent debris flow on 6 December 1996, Japan. *Landslides News*, 10:6-9
- Sassa K, H Fukuoka, FW Wang (1998) A rapid landslide-debris flow at Izumi city, Kagoshima, Japan, 1997. *Landslides News*, 11:2-6
- Sassa K, Fukuoka H, Wang G, Ishikawa N (2004) Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics. *Landslides* 1(1):7-20

Initiation and traveling mechanisms of the May 2004 landslide – debris flow at Bettou-dani of the Jinnosuke-dani landslide, Haku-san Mountain, Japan

Fawu Wang and Kyoji Sassa

Research Centre on Landslides, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

Gokasho, Uji, Kyoto 611-0011, Japan.

Tel: +81-774-38-4114, Fax: +81-774-38-4300

E-mail: wangfw@landslide.dpri.kyoto-u.ac.jp

Abstract

In May 2004, a landslide occurred at the right flank of the Jinnosuke-dani landslide; this slide was transformed into a debris flow after fluidization. By analysis of the monitored video images of the debris flow, field investigation of the source area of the landslide, and a series of simulation tests with a ring-shear apparatus on the initiation of the rainfall-induced landslide and its traveling process, the initiation and traveling mechanisms of the debris flow traveling in the valley were investigated. It is shown that concentrated groundwater flow was the main reason for the landslide initiation, and a rapid decrease of the mobilized shear resistance even under naturally drained condition caused the rapid landslide motion. During the debris motion in the valley, high potential for grain-crushing of deposits in upstream and lower potential for the downstream deposits controlled the traveling and stopping process. Different grain-crushing potential of the valley deposit played an important role in the debris flow traveling and stopping processes.

Key words: landslide, fluidization, groundwater, grain-crushing, ring-shear test

1. Introduction

Haku-san Mountain is located at the boundary between Ishikawa Prefecture and Gifu Prefecture in Hokuriku district, Japan (Fig. 1). It is an active volcano with a summit 2,703 m in elevation, and the whole mountain is a national park. This park is famous for its beautiful scenery and about 50,000 mountain climbers visit here in the period from 15 May to 15 October every year. Tedoru River, the largest river in Ishikawa Prefecture, originates in this area. The Jinnosuke-dani landslide (Fig. 2) is a giant landslide located on the southwestern slope of Haku-san Mountain (“dani” means valley or torrent in Japanese.). It was also the first landslide designated as a “Landslide prevention area” by the “Japanese Landslide Prevention Law” in 1958. Landslides frequently occur in this area, and commonly trigger debris flows that travel long distances and damage properties in the downstream valley of the Tedoru River. In the photograph of Fig. 2, the areas not covered by vegetation are local slope failures. For example, at the left side of the photograph, the main scarp and sliding surface of the Bettou-dani failure, which occurred in 1934, is visible. In that event, a debris flow initiated by a landslide reached the Japan Sea after traveling for 72 km. The upper part of the central ridge sandwiched by the Bettou-dani at the left side and the Jinnosuke-dani at the right side is an active landslide, according to data obtained by monitoring, and is called the “Central Ridge Block” of the Jinnosuke-dani landslide. The width and length of this block are 500 m and 2,000 m, respectively. In recent decades, accompanying the deformation of the Central Ridge Block, local landslides with different volumes occurred at both boundary valleys of the Central Ridge Block and caused damage, although many countermeasure works have been conducted in this area for more than 50 years. In May 2004, a landslide occurred at the upper part of the Bettou-dani from the Central Ridge Block. This landslide was transferred into a debris flow that traveled more than 2 km after it slid into the Bettou-dani. A suspension bridge was completely destroyed, and a local road with a simple bridge utilized for debris-retention dam construction at the middle of Bettou-dani was heavily damaged. Fortunately, nobody was injured because there were not many mountain climbers passing through the valley when the landslide – debris flow occurred. However, the risk for further landslide and debris flow activity still exists. This paper attempts to clarify the initiation and traveling mechanisms of the landslide – debris flow, aiming to supply insight for future landslide disaster prevention in this area.

2. General conditions of the Jinnosuke-dani landslide on Haku-san Mountain

The Haku-san Mountain area is characterized by heavy precipitation and the Tedorì River is characterized by its steep gradient (Wang et al., 2004; Okuno et al., 2004). In winter, due to the strong influence of monsoons from Siberia, the accumulative snowfall may exceed 12 m in the Haku-san Mountain area. In the other seasons, half of the days are rainy. For this reason, local annual average precipitation is 3,295 mm, about two times the national average of 1,700 mm for Japan. In this area, snowmelt generally begins in the middle of March and finishes at the end of May. In May 2004 when the landslide occurred, snow melting was on-going, and the accumulative rainfall for three days before the landslide occurred was 216 mm (Fig. 3). It is also reasonable to think that the effective water that infiltrated into the slope was more than this value. Because the movement was recorded by a monitor video camera of the Kanazawa Office of Rivers and National Highways, Ministry of Land Infrastructure and Transport, Japan (KORNH- MLIT) (2004b), the actual failure time was also exactly recorded.

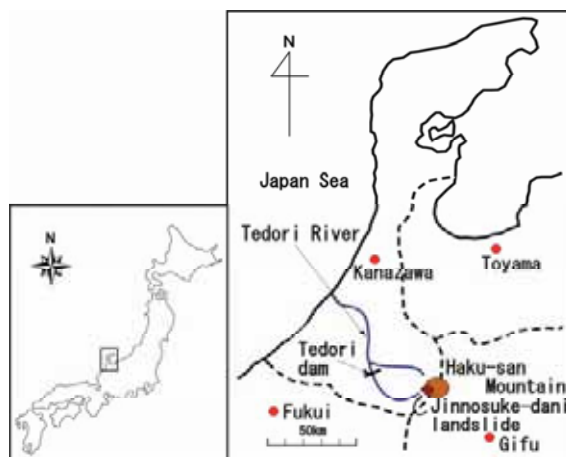


Fig. 1 Location map of the Jinnosuke-dani landslide

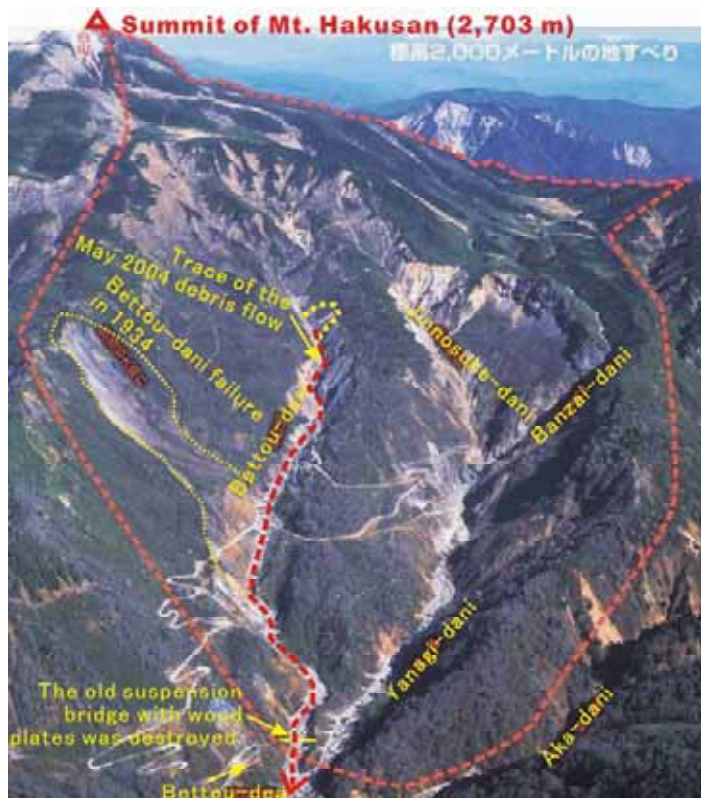


Fig. 2 Aerial photograph of the “Landslide Prevention Area” of the Jinnosuke-dani landslide (Photo Courtesy of Kanazawa Office of Rivers and National Highways, MLIT)

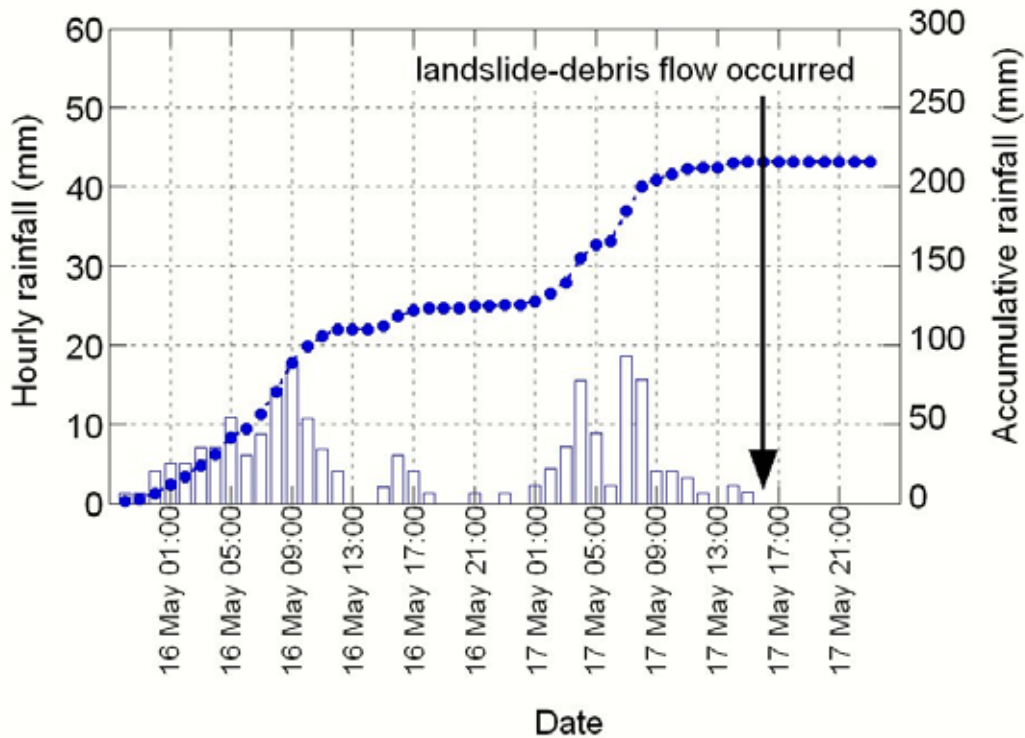


Fig. 3 Hourly rainfall before the landslide – debris flow occurred (The rainfall gauge was located at the central ridge block of Jinnosuke-dani landslide, and was measured by Kanazawa Office of Rivers and National Highways, MLIT)

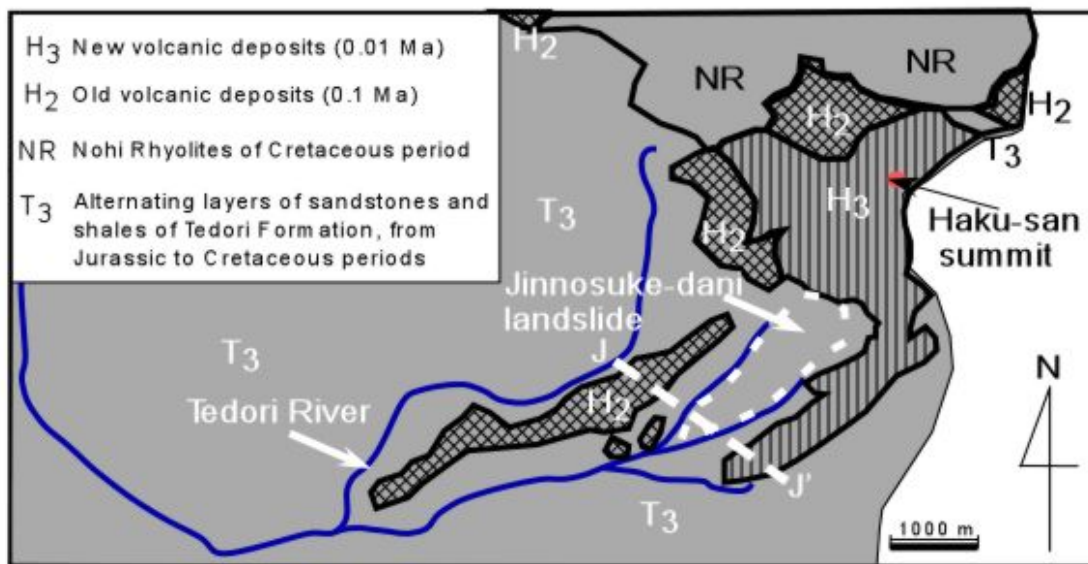


Fig. 4 Geological map of the area adjacent to the Jinnosuke-dani landslide (modified from Kaseno, 2003)

As a part of the 1:50,000 geological map of the Haku-san mountainous area, a geological map of the Jinnosuke-dani landslide and the nearby area was completed by Kaseno (2001). The basal bedrock in the Haku-san mountainous area is Lower Paleozoic Hida gneiss. Overlying this gneiss are Jurassic to Early Cretaceous sediments, consisting of shale, sandstone and conglomerate, and lacustrine sediments known as the Tedori Formation. General descriptions of the geology can be found in Kaseno (1993). Fig. 4 shows the distribution of strata in this area. Alternating layers of sandstone and shale of the Tedori Formation are

distributed at the left side of the figure, and the Cretaceous Nohi rhyolites are distributed at the right side. Both form the bedrock of this area. Volcanic deposits, which erupted 100,000 years ago and 10,000 years ago, overlie the strata of the Tedoru Formation and the Nohi Rhyolites.

3. The May 2004 landslide – debris flow

As mentioned earlier, the landslide occurred on 17 May 2004 after continuous intense rainfall for two days. The elevation of the source area of the landslide was about 1,900 m, and the elevation of the toe part of the deposit of the debris flow caused by the landslide was about 1,200 m. Fig. 5 shows two aerial photographs taken before the event ((a): in the fall of 2003), and after the event ((b): on 24 May 2004, 7 days after the landslide – debris flow), and the trace of the debris flow with elevations at some key points (c). As shown in Fig. 5a, the source area is a steep cliff and there was not any vegetation on the lower segment of the landslide; however, at the upper part, the slope is relatively gentle and is covered by vegetation. For mountain climbers, after leaving Bettou Deai, which has facilities such as parking areas, rest rooms, simple restaurants, and a bus stop, most of the climbers have to cross the suspension bridge and access the Central Ridge Block of the Jinnosuke-dani landslide to get to the summit of Haku-san Mountain. At the middle of the Bettou-dani, an access road for construction of debris-retention dams crosses the valley and enters the Central Ridge Block. As shown in Fig. 5b, both the roads and the bridge were badly damaged when the debris flow hit them. The entire flowing process of the debris flow was recorded by a video camera, which was set at an elevation of about 1,860 m by the KORNH-MLIT (2004a). By means of the recorded video, it is estimated that the velocity of the debris flow may have reached a maximum of 20 m/sec. As shown in Fig. 5c, the distance between the source area and the toe of the deposits of the debris flow was 700 m, and the horizontal distance that the debris flow traveled was about 2,000 m. Based on these data, the apparent friction angle of the debris flow is estimated to be 19.3 degrees.

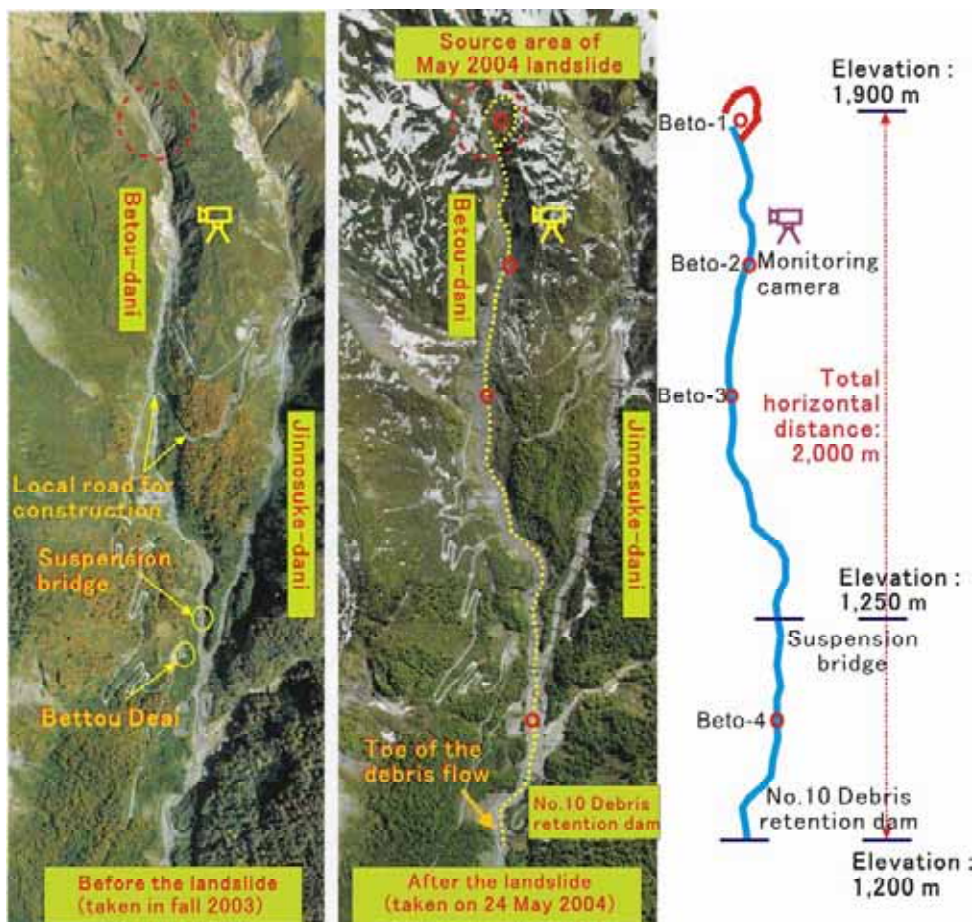


Fig. 5 The May 2004 landslide – debris flow, which occurred in the Bettou-dani from the Central Ridge Block of the Jinnosuke-dani landslide. (a) aerial photograph taken before the slope failure (in the fall of 2003); (b) aerial photograph after the landslide (taken on 24 May 2004); (c) trace of the debris flow (Photos courtesy of the Kanazawa Office of Rivers and National Highways, MLIT)

Fig. 6 shows the situation when the suspension bridge was completely destroyed. Large boulders 3-4 m in diameter were transported and deposited near the bridge site. Some thin debris was deposited on the top of the left pillar of the bridge, about 10 meters above the valley bottom. This shows that even near the terminus of the debris flow, the sliding potential was high and powerful.



Fig. 6 The suspension bridge that was completely destroyed by the May 2004 debris flow in the Bettou-dani (Photo courtesy of the Kanazawa Office of Rivers and National Highways, MLIT)

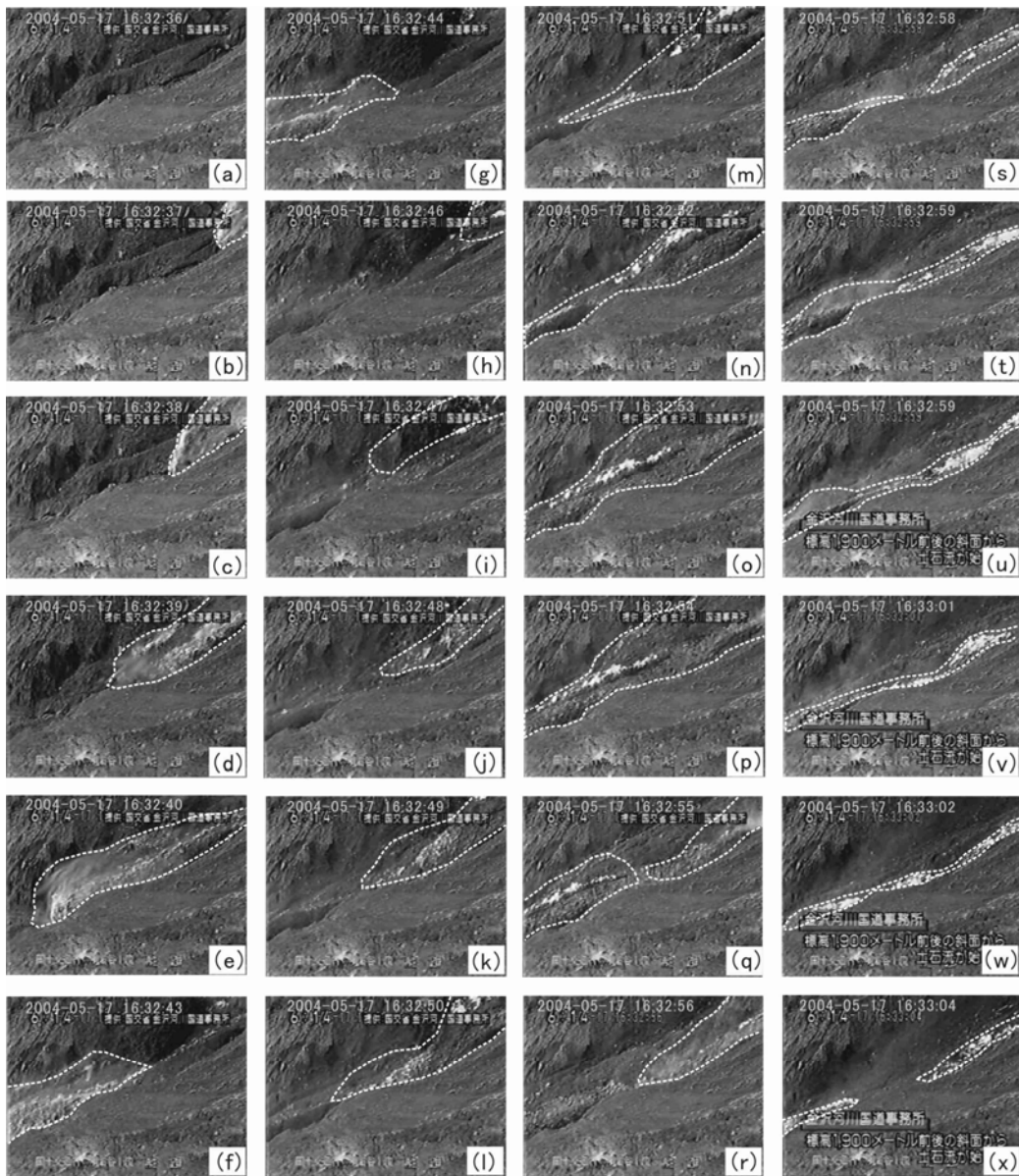


Fig. 7 Continuous images of the May 2004 debris flow in the Bettou-dani (Video courtesy of the Kanazawa Office of Rivers and National Highways, MLIT). Sliding mass is shown in white dotted lines.

Fig. 7 shows a series of continuous images taken from the monitoring video of KORNH-MLIT. The location of the video camera was about 250 m downstream from the source area of the landslide. The time in seconds is shown at the top of each image. Fig. 7a shows the situation just before the debris flow arrived. The white color in the images is snow. The debris flow passed through the video from 16:32:37 to 16:33:16 hrs; thus, the entire process continued for only 40 seconds. By analysis of the video images shown in Fig. 7, the debris flow can be divided into four separate waves. The first wave was from (b) to (h), which continued for 9 seconds; the second wave was from (h) to (m), which continued for 6 seconds; the third wave was from (m) to (r), which continued for 6 seconds; and the fourth wave was from (r) to (x), which continued for 9 seconds. It is obvious that all of the debris included snow. As compared to Fig. 7a, muddy fog can be recognized in Figs. 7d and 7e in the front of the first wave, and 7r, 7s and 7t in the front of the fourth wave, indicating rapid motion during downstream travel.

Fig. 8 shows the situation at the source area of the landslide. The average slope angle was about 28 degrees. The average thickness of the sliding mass was estimated as 30 m by KORNH-MLIT (2004b). In this figure, L1, L2, and L3 show the rear boundaries of the different sliding blocks, which moved for a limited distance; however, most of these blocks did not move far, but just rested on the slope. At the middle block, between L1 and L3, most of the debris material slid out of the source area, entered into the Bettou-dani, and joined the debris flow. Also, at the lower part of L2, most of the debris slid out into the valley. A common phenomenon at the source areas of these sliding blocks is that concentrated groundwater flow exited at W1, W2, and W3 at relatively high positions. This fact ensured that the debris, especially in the potential sliding zone, was fully saturated and that high water pressure was supplied to the back of the debris to make the slope unstable. The groundwater exiting at a high position at the head of the debris was a great triggering factor for the landslide which fluidized into a debris flow. Contrary to the case for the fluidized blocks, the groundwater exits at Block L3 were relatively low, and this may be the reason for the short sliding distance of this large block.

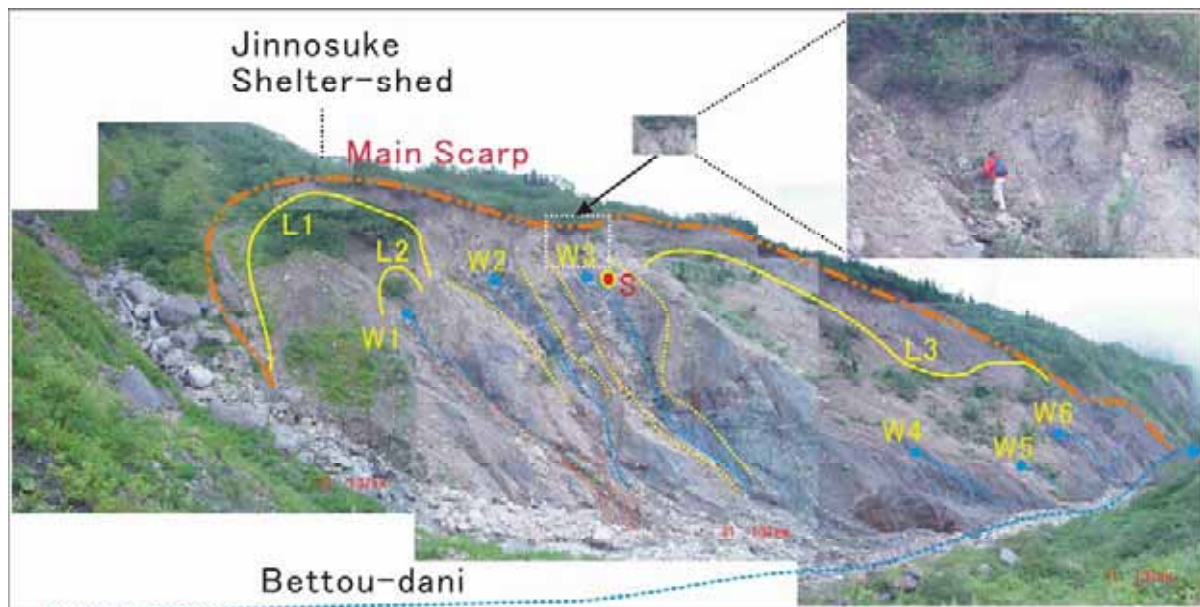


Fig. 8 Source area of the May 2004 landslide – debris flow in the Bettou-dani

Blue points represent the groundwater exits. Solid lines are the rear boundaries of the sliding blocks (Photo taken by FW Wang on 11 September 2005)

To investigate the initiation and traveling mechanism of the landslide – debris flow, soil samples were obtained at the source area and along the travel path in the valley of the Bettou-dani. Soil sample Beto-1 was taken from point “S” (Figs. 8 and 5b) at the source area. This sample was subjected to the ring-shear test, simulating a rainfall-induced landslide, to investigate the initiation mechanism of the landslide. Soil samples Beto-2, Beto-3, and Beto-4 were taken along the traveling path of the debris flow, and were subjected to ring-shear tests that simulated dynamic loading of the landslide mass on the valley deposits

and the dynamic loading of the debris flow on the valley deposits to investigate the traveling mechanism of the debris flow traveling down the valley.

In the soil sampling, coarse grains larger than 20 mm were excluded. Fig. 9 shows the grain-size distribution of the four soil samples. Sample Beto-1 is the finest sample among them, and all of the samples show a similar gradation. For sample Beto-2, 3, 4, Beto-3 has the least amount of fines. The grain-size distribution of the samples may indicate the potential of the water transport in the valley, i.e., upstream of the Beto-3 sample site, the fine part dominates because of the supply of the weathered material; while the downstream part is rich in fines, because of their transport by water. The average grain-sizes of the soil samples were 2.7 mm, 6.0 mm, 4.8 mm, 6.0 mm, while the uniformity coefficient was 20.9, 25.7, 7.6, and 34.7, respectively. The specific gravity of the samples was 2.71.

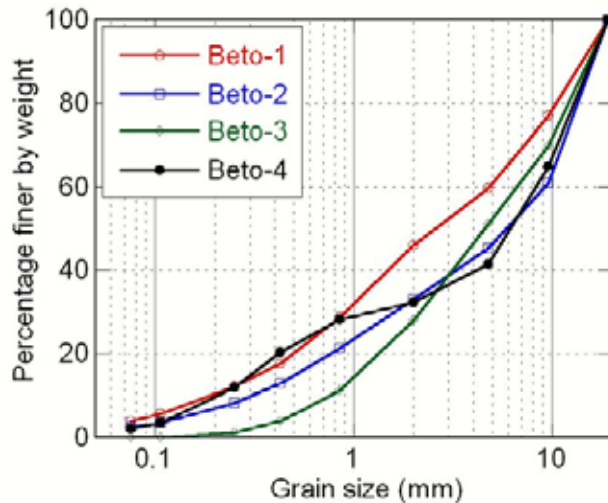


Fig. 9 Grain-size distribution of soil samples

4. Grain-crushing susceptibility of the valley deposits in different parts of the Bettou-dani

It is believed that the difference in grain-crushing susceptibility should cause the difference in the traveling process of the landslide – debris flow. To confirm this concept, drained ring-shear tests were conducted under the same test conditions on all the samples. The test conditions were: consolidate the sample at 300 kPa normal stress, and shear it under constant speed of 10.0 mm/sec until the shear displacement reaches 6.4 m. For comparison, Toyoura silica sand which is known as a standard sandy soil that is difficult to crush, was also sheared under the same test conditions.

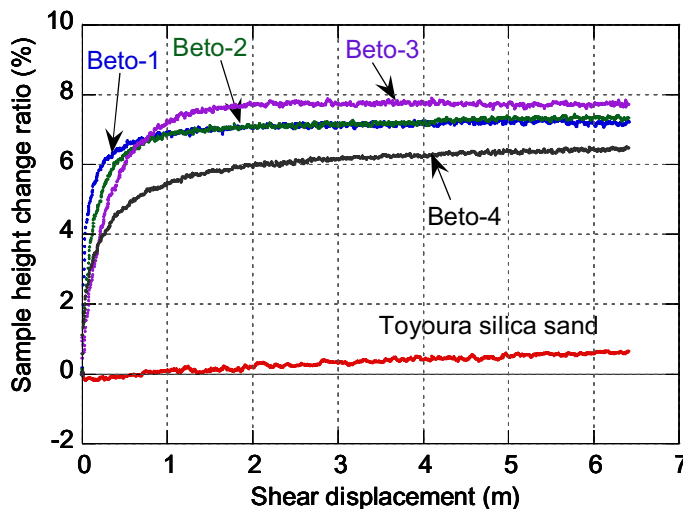


Fig. 10 Sample-height change with shear displacement during constant-shear-speed drained ring-shear tests on samples Beto-1, Beto-2, Beto-3, Beto-4, and Toyoura silica sand. Normal stress = 300 kPa, Shear velocity = 10.0 mm/sec.

Fig. 10 shows sample-height change during the drained ring-shear tests. Soil with high grain-crushing susceptibility generally has large sample-height change (contraction) during drained shear. The sample-height changes that occurred in the samples taken from Bettou-dani were quite a bit larger than that of Toyoura silica sand. Among the samples taken from Bettou-dani, Beto-4 has the smallest sample-height change during shearing, showing a relatively lower grain-crushing susceptibility.

Figs. 11a and b show the grain-size distribution of the tested samples before and after shearing, and the grain-crushing percentage B_p of all samples (Marsal, 1967), respectively. B_p is the summation of the difference of grain-size distribution at each sieve size of the sample before and after drained shear (taken from shear zone), and it indicates the grain-crushing susceptibility of the soil. It is obvious that grain-crushing susceptibility becomes lower from the upstream part to the downstream part of the Bettou-dani.

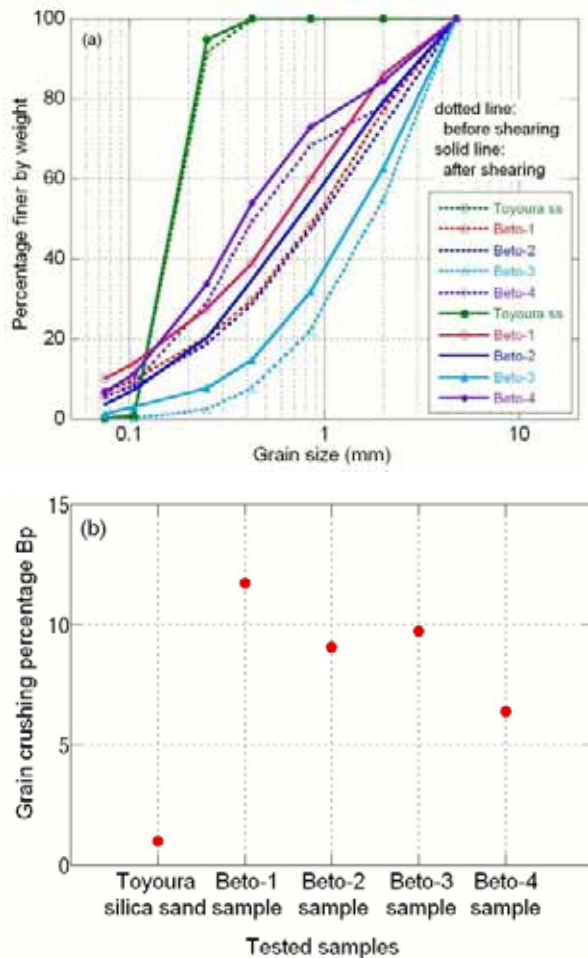


Fig. 11 Grain crushing occurred in the drained constant-shear-speed ring-shear tests on samples Beto-1, Beto-2, Beto-3, Beto-4, and Toyoura silica sand
 (a) Grain-size distribution of the tested samples before and after shearing; (b) Marsal's grain crushing susceptibility B_p (Marsal, 1967).

5. Ring-shear tests on soil samples taken from the source area

Ring-shear tests were conducted using ring-shear apparatus DPRI-5, which was developed by Sassa in 1996 (Sassa et al, 2003). The diameters of the outer ring and inner ring are 180 mm and 120 mm, respectively. The sample, after placement in the shear box, had a donut shape with a width of 30 mm. To avoid possible grain-size effects on the shearing behavior, only grains with diameter smaller than 4.75 mm were included in the tested samples.

The purpose of this test is to simulate the initiation of the landslide by water pressure. The initial slope condition was simplified as being 30 m in thickness and 28 degrees in slope angle. The landslide was triggered in the ideal slope by rainfall and snowmelt water. The initial normal stress and shear stress acting

on the sliding surface were 420 kPa and 224 kPa, respectively. Pore-water pressure acting on the element increased as the result of rainfall and snowmelt. The test was conducted under the following procedure:

- (1) Saturate the soil sample to a high degree of saturation with carbon dioxide and de-aired water; it was confirmed that the B_D value reached 0.96, showing a high degree of saturation.
- (2) Consolidate the sample under normal stress of 420 kPa;
- (3) Apply the initial shear stress of 224 kPa gradually at 41.7 Pa/sec to avoid pore-water pressure generation;
- (4) Increase the pore-water pressure gradually at a rate of 0.5 Pa/sec until failure occurs;
- (5) Measure the residual friction angle of the soil with constant shear speed, while increasing the normal stress gradually from a low stress level (about 90 kPa) to a high stress level (about 400 kPa).

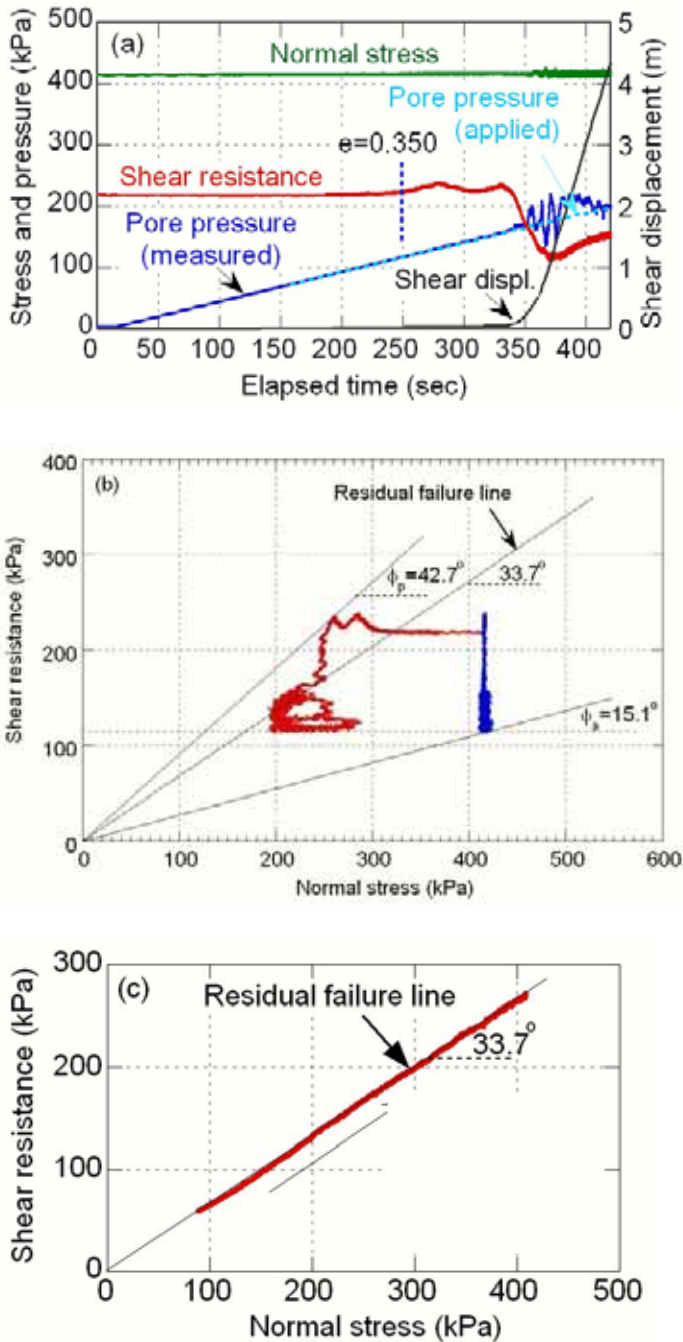


Fig. 12 Simulation test results of landslide initiation triggered by rainfall under naturally drained condition. $B_D = 0.96$, Pore water pressure increasing rate = 0.5 kPa/sec. (a) Time-series data; (b) Stress paths; (c) Residual friction angle of the tested soil sample from the source area.

Figs. 12a, b, and c present the test results. Fig. 12a shows the time-series data for the whole test series. From the beginning to nearly 200 sec, the normal stress and shear resistance were kept constant, while the pore pressure was increased gradually. From 200 sec to 330 sec, small displacement occurred, and the shear resistance mobilized a little bit higher, although the shear stress was kept constant. This may have been caused by the adjustment of the soil grains along the shear surface. After 330 sec, rapid failure occurred, which can be confirmed by the acceleration of the shear displacement. Corresponding to the rapidly increasing shear displacement, the shear resistance decreased rapidly to about 110 kPa. At that point, the apparent friction angle became 15.1 degrees, which is shown by the total stress path and effective stress path in Fig. 12b. The residual friction angle of the soil was measured at 33.7 degrees, which is shown in Fig. 12c. Thus, it is possible that the slope can remain stable at its initial slope angle of 30 degrees, if there is no increase in pore-water pressure at the sliding surface. In addition, from Fig. 12b, it can be seen that the peak friction angle of the soil at initial failure is much higher than 33.7 degrees.

The test results show that the slope failure was triggered by increase in pore-water pressure caused by heavy rainfall and snowmelt. In addition, after the slope failure, because of a rapid decrease in shear resistance, the displaced sliding mass moved downward to the Bettou-dani with increasing acceleration. This is a possible mechanism of the initiation in the source area of the May 2004 Bettou-dani landslide.

6. Ring-shear tests on soil samples taken from the landslide travel path in the Bettou-dani

To simulate the landslide motion in the Bettou-dani, three other samples (Beto-2, Beto-3, Beto-4) were used in ring-shear tests to show the fluidization process of the landslide (see Fig. 5b). Beto-2 was taken near the uppermost debris-retention dam in the Bettou-dani; Beto-3 was taken near the destroyed bridge; and Beto-4 was taken below the suspension bridge and near the toe of deposit of the debris flow.

Fig. 13 is a model proposed by Sassa et al. (1997) to simulate the undrained-loading behavior of valley deposits by a rapidly sliding mass. At the Bettou-dani, the sliding mass moved down the slope (I), and applied a load to the valley deposits at the foot of the slope (II). Because a surface-water stream or subsurface flow existed and some of the deposits were saturated, the valley deposit was sheared by undrained loading and transported downstream together with the sliding mass (III) (Sassa et al, 2004). The test results shown in Fig. 12 indicate that the landslide occurred at slope (I).

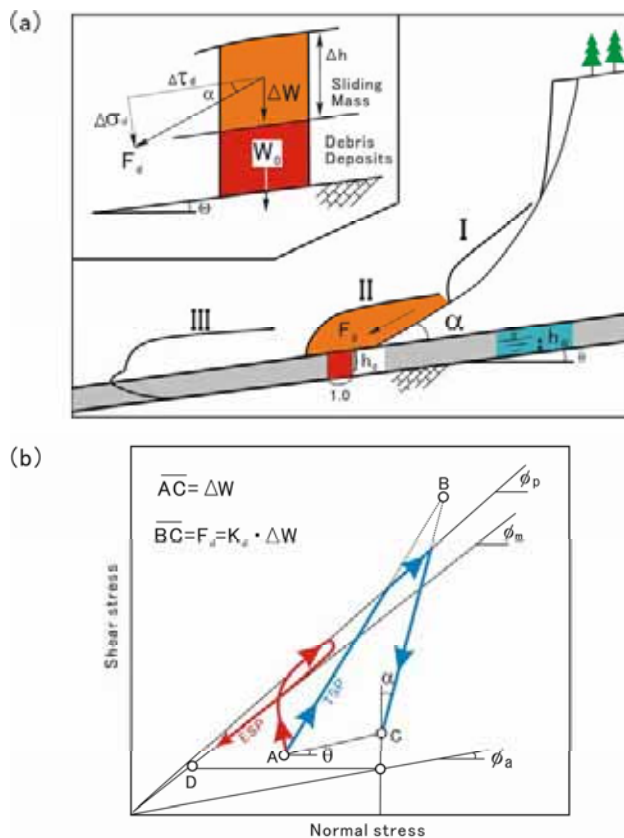


Fig. 13 Model for undrained loading of saturated deposits by a displaced sliding mass (Sassa et al., 1997)

To simulate the succeeding process, sample Beto-2 was used to simulate the situation at slope (II), while samples Beto-3 and Beto-4 were used to simulate the behavior at slope (III), and the local slope angles of the valley at the sampling points (Beto-3 and Beto-4) were considered.

In Fig. 13, the valley deposit has a thickness of h_0 , an initial slope angle of the valley θ , and groundwater thickness on the sliding surface h_w . The undrained loading from a rapidly moving displaced landslide has a thickness of Δh , an intrusion angle of α , and a dynamic (impact) coefficient of K_d . Based on Sassa et al. (1997) and Sassa et al. (2004), it is reasonable for K_d to take a value of unity. Then, the increment of normal stress and shear stress from the rapidly sliding mass to the deposits can be determined. The initial conditions for the three sampling points, which were employed in the ring-shear tests, are summarized in Table 1.

Table 1 Initial condition for undrained loading on the valley deposits from a rapid sliding mass, Bettou-dani landslide

	θ (deg.)	h_0 (m)	h_w (m)	α (deg.)	Δh (m)
Beto-2	18	5	3	10	30
Beto-3	18	5	3	0	20
Beto-4	5	5	3	0	5

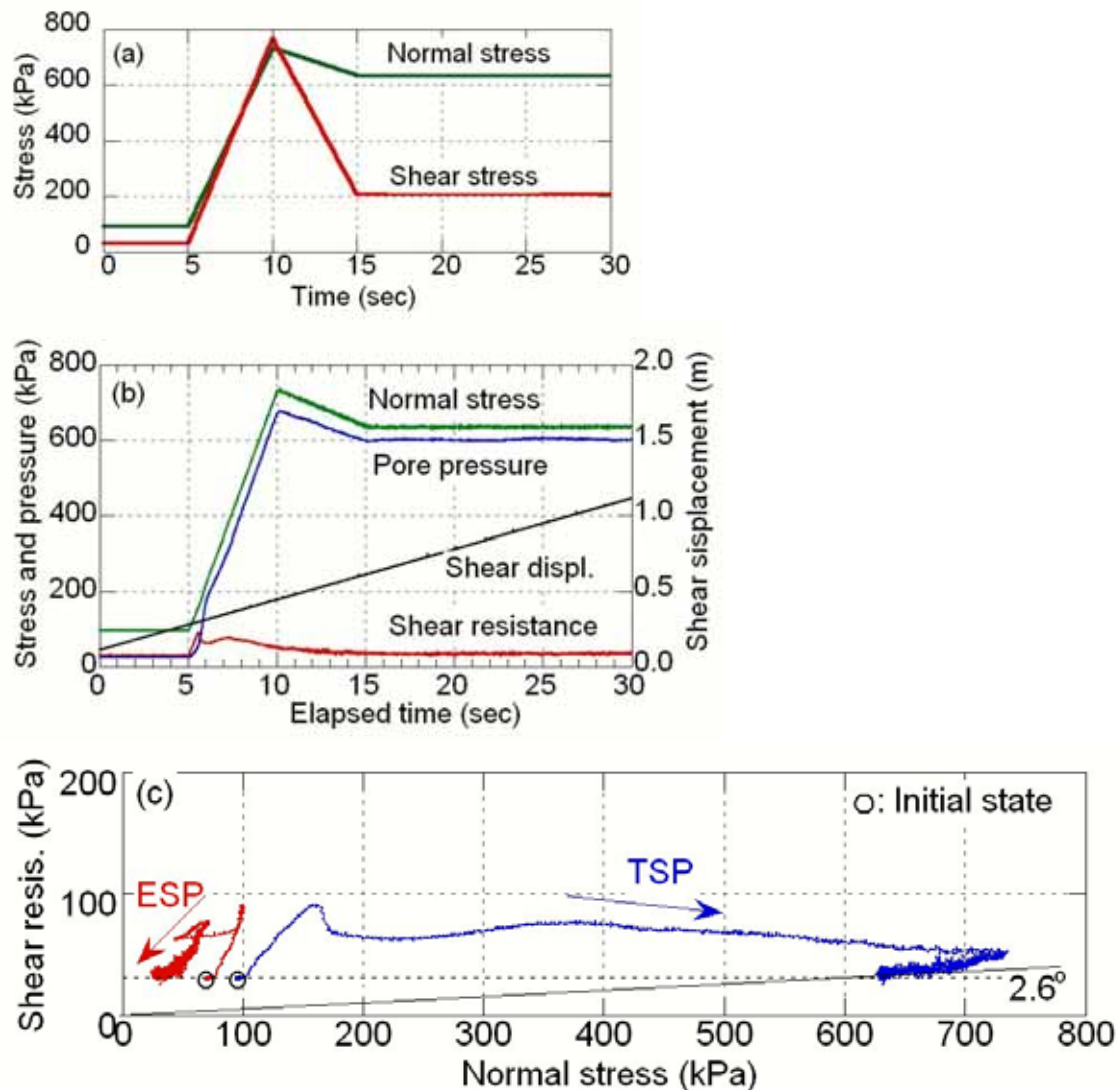


Fig. 14 Simulation test results on sample Beto-2. (a) Applied-stress signals (normal-stress and shear-stress increments); (b) Time-series data; (c) Stress paths. $B_D = 0.96$.

Fig. 14 shows the results of the simulation test on slope (II) using sample Beto-2. Fig. 14a shows the input stress signals of normal stress and shear stress before (0-5 sec), during (5-15 sec), and after the dynamic impact process (15-30 sec).

As can be seen in the time-series data (Fig. 14b), pore-water pressure was generated at the same rate as the applied normal stress, and failure occurred as soon as the loading was applied. Shear resistance reached its peak strength at 7 sec, and arrived at its steady-state strength at 15 sec. As shown by the stress paths (Fig. 14c), the apparent friction angle is only 2.6 degrees, showing a high mobility of the valley deposit after the dynamic loading. All of the series test results show that the valley deposits fluidized after the dynamic loading of the rapidly moving displaced sliding mass in an undrained condition.

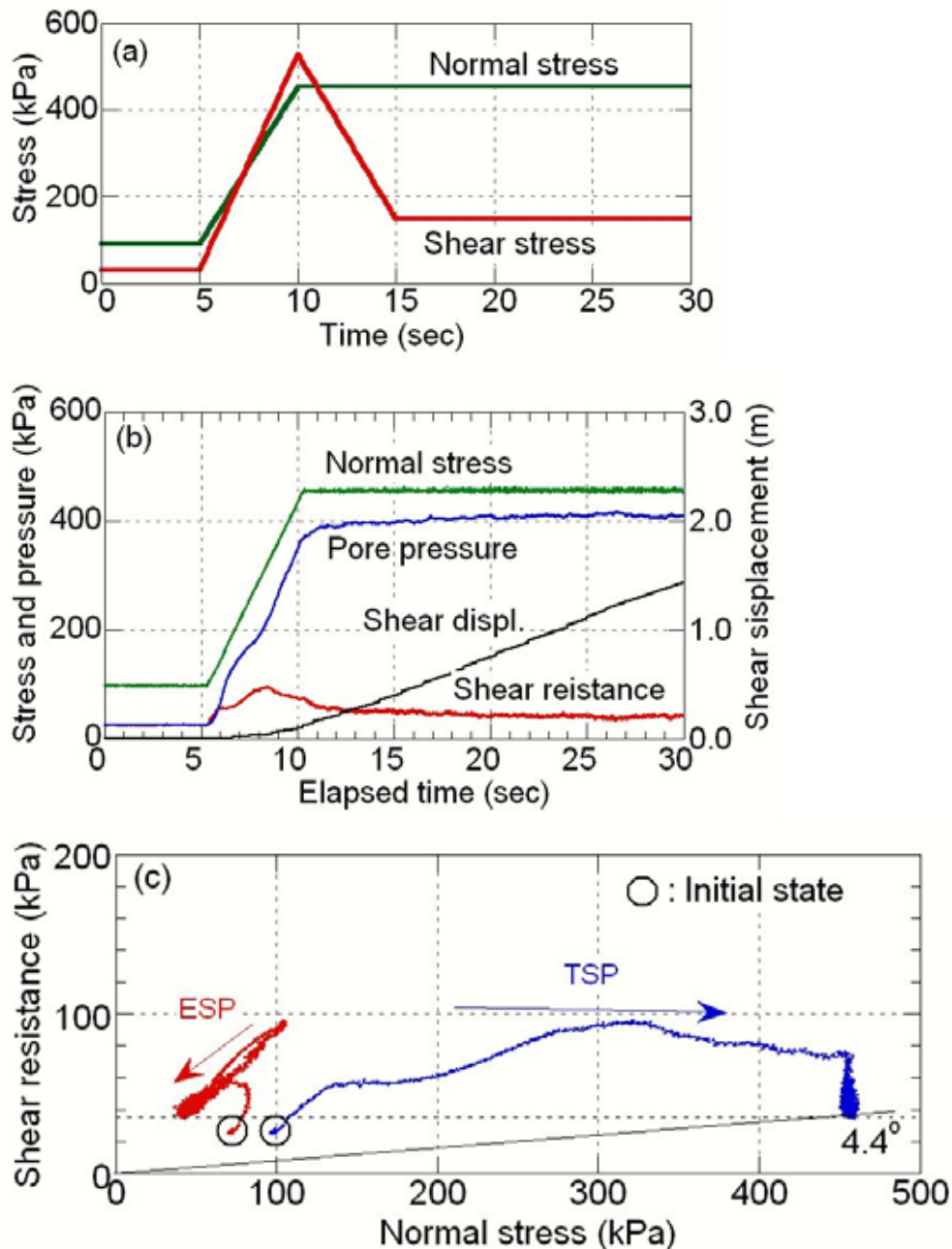


Fig. 15 Simulation test results on sample Beto-3. (a) Applied-stress signals (normal stress and shear stress increments); (b) Time-series data; (c) Stress paths. $B_D = 0.99$.

Fig. 15 shows the results of the simulation test on sample Beto-3 at slope (III). The intrusion angle was assumed to be zero because the displaced sliding mass came from the upper part of the same valley with the same slope angle. Fluidization also occurred, and the apparent friction angle mobilized at the steady state

came to 4.4 degrees, slightly higher than that of the Beto-2 sample.

Fig. 16 shows the simulation-test results on sample Beto-4, taken near the toe of the deposits. The apparent friction angle of Beto-4 was 5.0 degrees, the same value as the slope angle of the Bettou-dani at this part. For this reason, the shear displacement generated in this test was only 38 mm when the loading was completed.

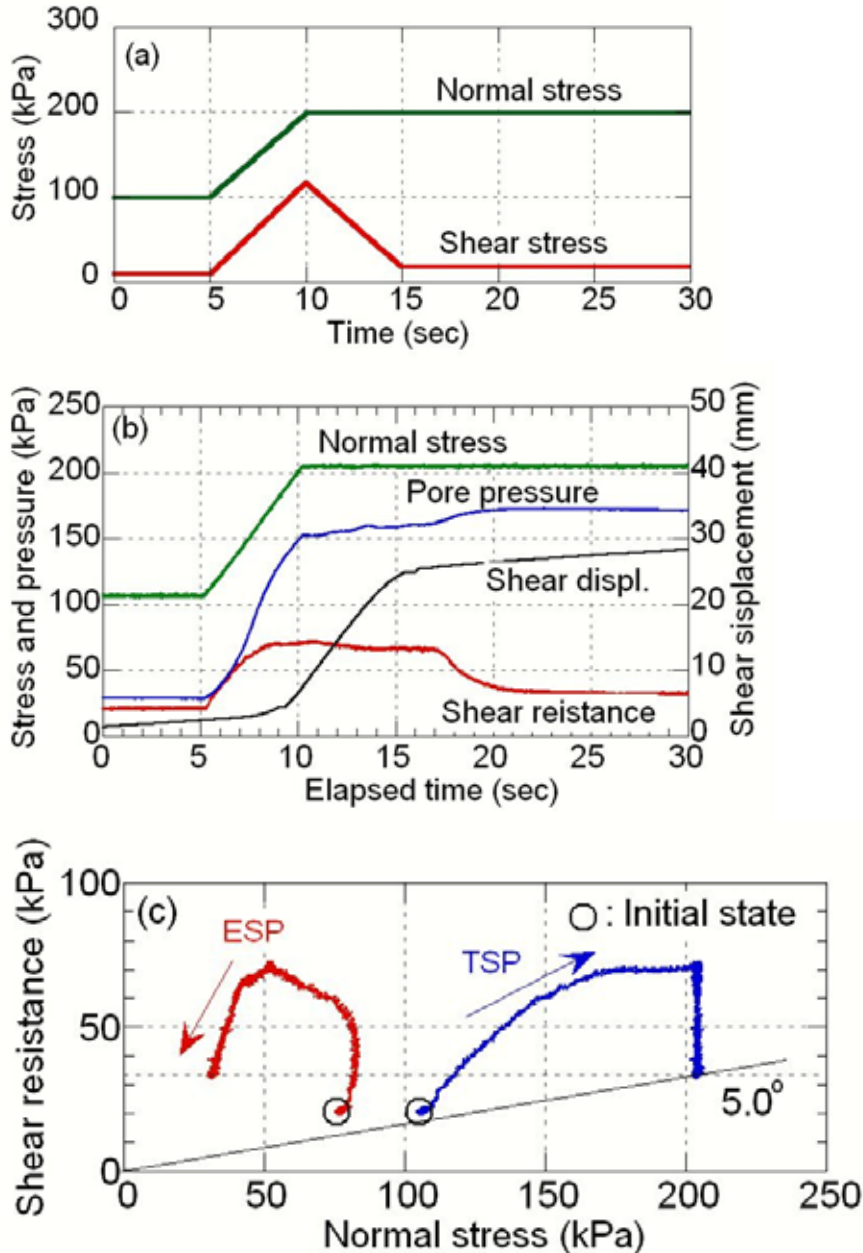


Fig. 16 Simulation test results on sample Beto-4. (a) Applied-stress signals (normal stress and shear stress increments); (b) Time-series data; (c) Stress paths. $B_D = 0.95$.

As a summary of the above dynamic tests, the shear resistance at steady state under the undrained condition, the minimum apparent friction angle, and the residual friction angle of the three soil samples taken from the Bettou-dani are presented in Table 2. Because all of the possible grain-crushing should have been completed when the shearing reached the steady state, the shear resistances at the steady state were almost the same. When the normal stress became smaller, the apparent friction angle became larger; and when it was larger than the slope angle, the debris flow should have decelerated and finally came to a stop.

From the above simulation tests that reproduced rapid loading on valley deposits, the impact process, the traveling process, and stopping process of the debris flow that occurred in May 2004 were well reproduced

in the laboratory.

Table 2 Summary of ring-shear test results on sample Beto-2, 3, and 4

Sample	Shear resistance at steady state under the undrained condition (kPa)	Total normal stress (kPa)	The minimum apparent friction angle (degrees)
Beto-2	About 35	620	2.6
Beto-3	About 35	460	4.4
Beto-4	About 35	205	5.0

7. Conclusions

The May 2004 landslide – debris flow that occurred in the Bettou-dani of the Jinnosuke-dani landslide, Haku-san Mountain, showed a fluidization process from landslide to debris flow. By analysis of the monitored video images of the debris flow, field investigation of the source area of the landslide, and laboratory ring-shear tests that simulated the rainfall triggering mechanism and the fluidization mechanism during the process of downstream travel, the followings were concluded:

- (1) Concentrated groundwater flows were a main triggering factor for the landslide initiation by increasing water pressure in the slope;
- (2) In the ring-shear simulation test of the landslide initiation, it was shown that even under naturally drained conditions, the mobilized shear resistance of the weathered soil in the source area showed a rapid decrease after landslide initiation, and this should be the instinctive factor for rapid landslide motion after its initiation;
- (3) In the ring-shear simulation test of dynamic loading on the valley deposits, it was shown that high potential for grain-crushing of upstream deposits and lower potential of the downstream deposits controlled the traveling and stopping process of the debris flow;
- (4) The shear resistance at steady state under undrained conditions is the same for the soil samples taken from different parts of the valley (Sample Beto-2, 3, 4). A possible reason is that although the initial grain gradations of these samples differ, the soil at the shear zone would become the same when the shearing process reached the steady state, when all of the possible grain-crushing is completed.

Acknowledgments

Deep thanks are given to the Kanazawa Office of Rivers and National Highways, MLIT, for cooperation in the field work and as a source of information on the May 2004 landslide – debris flow. Financial supports by research grants (No. 15310127, Representative: F.W. Wang) from the Ministry of Education, Culture, Sports, Science, and Technology of Japan (MEXT), and 16G-03 Joint Research Programme of Disaster Prevention Research Institute (DPRI), Kyoto University are highly appreciated. Dr. Huabin Wang, Mr. Ryuta Saito, Mr. Jozef Jurko, and Mr. Taichi Minamitani of the Research Centre on Landslides (RCL), Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, joined the sampling and field investigation.

References

- Kanazawa Office of Rivers and National Highways, Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Japan (2004a): http://210.131.8.12/~kanazawa/mb5_kouhou/press/news.html.
- Kanazawa Office of Rivers and National Highways, Ministry of Land, Infrastructure and Transport of Japan (2004b) Debris flow occurred on 17 May 2004 in Bettou-dani, *Newsletter Sabo Hakusan*, Vol. 6: 1-4 (in Japanese).
- Kaseno, Y. (1993): *Geological Mapping of Ishikawa Geology Bulletin* (in Japanese).
- Kaseno, Y. (2001): *Supplement of Geological mapping of Ishikawa Geology Bulletin* (in Japanese).
- Marsal, R. J. (1967) Large scale testing of rockfill materials, *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(SM2), 27-43.
- Okuno, T., Wang, F.W., Matsumoto, T. (2004): The deforming characters of the Jinnosuke-dani landslide in Haku-san mountainous area, Japan, in *Landslides: Evaluation & Stabilization* (Lacerda, W., Ehrlich,

- M., Fontoura S., Sayao, A. eds), *Proc. IX International Symposium on Landslides*, Rio de Janeiro, Vol. 2, 1279-1285.
- Sassa K., Fukuoka H., Wang F.W. (1997): Mechanism and risk assessment of landslide-triggered-debris flows: Lesson from the 1996.12.6 Otari debris flow disaster, Nagano, Japan. In: *Landslide Risk Assessment* (Cruden D. M., Fell R. eds.), Proc. of the International Workshop on Landslide Risk Assessment. Honolulu, 19-21 February, 347-356.
- Sassa K., Wang G., Fukuoka H. (2003): Performing undrained shear tests on saturated sands in a new intelligent type of ring-shear apparatus, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 26(3): 257-265.
- Sassa K., Fukuoka H., Wang G., Ishikawa N. (2004): Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics, *Landslides: Journal of the International Consortium on Landslides*, 1(1): 7-19.
- Wang F.W., Okuno T., Matsumoto T. (2004): Deformation style and influential factors of the giant Jinnosuke-dani landslide in Japan, *Proceedings of the Fifteenth Southeast Asian Geotechnical Conference*, Vol.1: 399-404.

地すべり運動シミュレーションとハザードマップ

金沢大学大学院自然科学研究科 汪 発武

京都大学防災研究所・斜面災害研究センター 佐々恭二

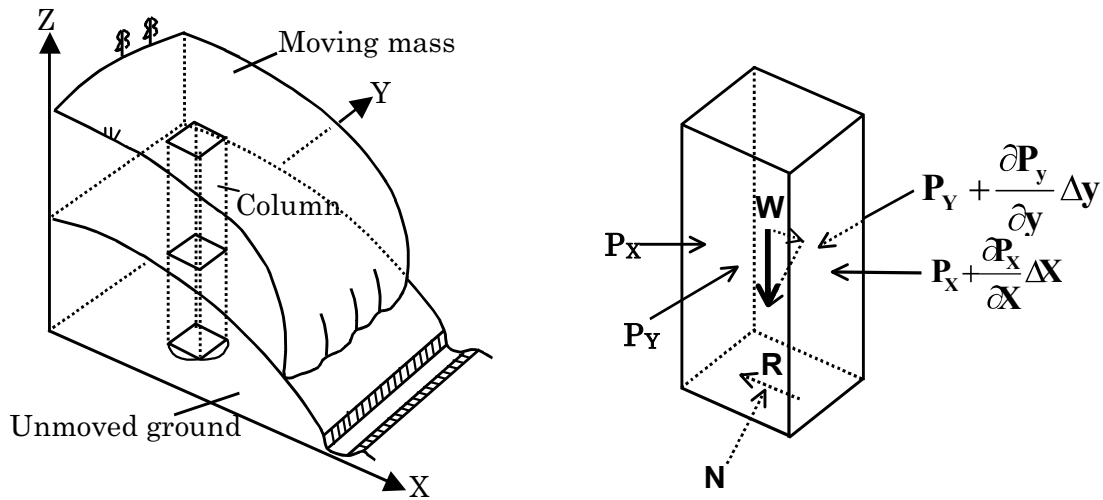
1. はじめに

流動性地すべりのような高速土砂流動現象は運動速度が速く、移動距離が大きいので、大きな災害をもたらすことが多い。特に近年地震及び豪雨などによって、土砂災害がしばしば引き起こされている。例えば、2003年7月20日に熊本県水俣市で発生した斜面崩壊―土石流災害、2003年5月26日に三陸南地震による築館地すべり、2002年11月8日及び2003年12月31日に降雨・融雪による金沢市山科地すべり等、その流動距離の大きさが注目される。急速に進んでいる都市化によって、流動化地すべりによる被害の拡大が予想される。斜面災害を有効に防ぐために、危険斜面崩壊後の運動予測が重要であることが認識されている。これまでに、地すべり運動予測に関する研究が幾つかの成果が挙げられている。例えば、Hungar (1995)がすべり土塊のレオロジー特性を考慮できるように、運動方程式のラグランジュ解に基づいた運動予測法を提案した。Miao et al.(2001)はすべり土塊の変形パラメータを利用したブロック法を提案した。しかし、これらの予測法は二次元的なものであり、実務への応用までは至っていない。Sassa(1988)は三次元的地形データを用いた「地すべり運動モデル」を提案した。汪他 (2004)はこの「地すべり運動モデル」に、「すべり面の見かけの摩擦係数変化モデル」を加えた。さらに、佐々恭二を代表とする文部科学省・科学技術振興調整費「地震豪雨時の高速長距離土砂流動現象の解明」(APERIFプロジェクト、平成13年～15年度)の一環として、実務向けに「地すべり運動シミュレーション」システムを改良した。ここで、本シミュレーションシステムの基本的原理である「地すべり運動モデル」と「すべり面の見かけの摩擦係数変化モデル」を紹介すると共に、事例研究を通して、本シミュレーションの有効性を説明する。

近年、GIS(Geographic Information System, 地理情報システム)は地形、地質、植生、人工活動などの空間情報を便利に取り扱えるため、それを利用した斜面危険性評価に関する研究も盛んに行われてきている。本論文では、GISを用いた流動性地すべりの発生可能性を判断し、潜在地すべりの影響範囲をGIS上で表示することによって、流動性地すべりに関するハザードマップ作成の考え方について示す。

2. 地すべり運動シミュレーション

2-1 シミュレーションの原理



(a) 地すべり運動モデル (b)すべり土塊コラムに作用する力

図-1 地すべり運動モデル (Sassa, 1988 より)

図-1は Sassa (1988) によって提案された地すべり運動モデルであり、すべり土塊が安定している斜面を下っている様子を示している。運動域の平面座標系を $x-y$ 座標系とし、そして、メッシュ分割を行う。任意のメッシュにあるすべり土塊のコラムを対象に、 x, y 方向の運動方程式を立てられる。このコラムに作用する力は重力 W 、すべり面による支持力 N 、摩擦力 R 、隣土塊からの側面土圧力 P_x, P_y である。そして、想定したすべり土塊の総体積が変わらないの仮定に基づいて、質量保存則により、運動域全体の連続方程式が求められる。式 (1) と (2) はそれぞれ x, y 方向の運動方程式であり、式 (3) は連続方程式である。運動方程式から x, y 方向の土塊の流量である M, N を求め、それを連続方程式に代入することによって、任意時間におけるすべり土塊の厚さ h を求める。これらの方程式を差分することによって、時間ステップごとの各メッシュにあるすべり土塊の厚さ h が計算され、運動土塊の通過した範囲は地すべりの影響範囲とし、運動停止状態での堆積範囲はこの地すべりの到達範囲を意味している。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uM) + \frac{\partial}{\partial y}(vM) = gh \frac{\tan \alpha}{q+1} - Kgh \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{g}{(q+1)^{1/2}} \cdot \frac{u}{(u^2 + v^2 + w^2)^{1/2}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_a\} \quad (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uN) + \frac{\partial}{\partial y}(vN) = gh \frac{\tan \beta}{q+1} - Kgh \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{g}{(q+1)^{1/2}} \cdot \frac{v}{(u^2 + v^2 + w^2)^{1/2}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_a\} \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

ただし、 h : すべり土塊の厚さ ; K : 水平土圧係数 ; M, N : x, y 方向における単位幅流量 ($M = uh, N = vh$); u, v はそれぞれ x, y 方向の流速 ; $\tan \phi_a$: すべり面見かけの摩擦係数 ; h_c : 粘着

力項($c = \rho gh_c$ のように定義される。長距離運動地すべりでは、ゼロとされる。 ρ はすべり土塊の密度、 g は重力加速度、 c は粘着力)； $\tan \alpha$ 、 $\tan \beta$ ： x - z 平面及び y - z 平面におけるすべり面の傾斜； $q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta$ ； $w = -(u \tan \alpha + v \tan \beta)$ 。

上述したモデルの中にせん断抵抗の項には、見かけの摩擦係数 $\tan \phi_a$ が含まれている。プログラミングする際に、すべり面の摩擦係数 $\tan \phi_{a1}$ とすべり土塊中の摩擦係数 $\tan \phi_{a2}$ を区別して使っている。ゆえに、すべり土塊がすべり面を沿って運動するとき、すべり面の摩擦係数

$\tan \phi_{a1}$ が使われているのに対し、谷を流下する運動土塊の一部が尾根をオーバーフローする場合などすべり土塊の内部でせん断が生じる場合は、すべり土塊の摩擦係数 $\tan \phi_{a2}$ を使う。すべり面の見かけの摩擦係数 $\tan \phi_{a1}$ に関して、長距離非排水リングせん断試験結果から得られた知見に基づいて、モデル化を行った。典型的な例として、Okada et al. (2000)によって行った非排水リングせん断試験の結果を取上げる(図-2)。試験は完全飽和した大阪層群の砂質土を用いて、異なる初期圧密応力で圧密してから、それぞれ非排水せん断試験を行った。圧密後の供試体の間隙比をほぼ一定になるように揃えた。

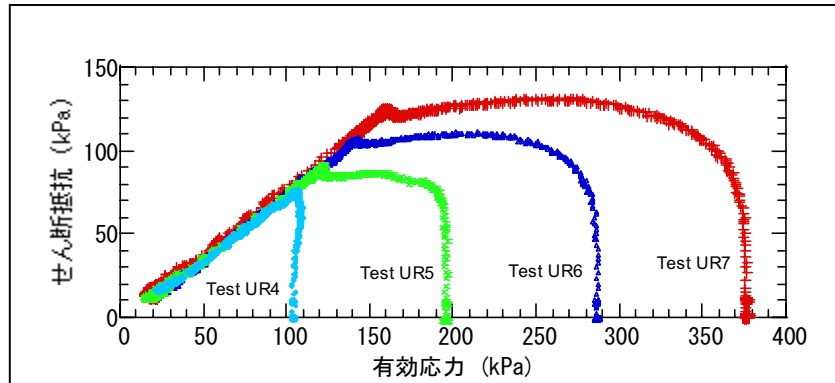


図-2 大阪層群の砂質土の異なる初期有効応力での非排水リングせん断試験における有効応力経路(圧密後の間隙比は0.71に揃えた)(Okada et al. 2000)

長距離せん断後、定常状態に達した時のせん断抵抗は供試体を受けた初期圧密応力と関係なく、一定値となった。この結果をすべり面のせん断抵抗の変化に適用すると、長距離運動地すべりのすべり面の定常状態でのせん断抵抗はすべり土塊の厚さと関係なく、一定値である

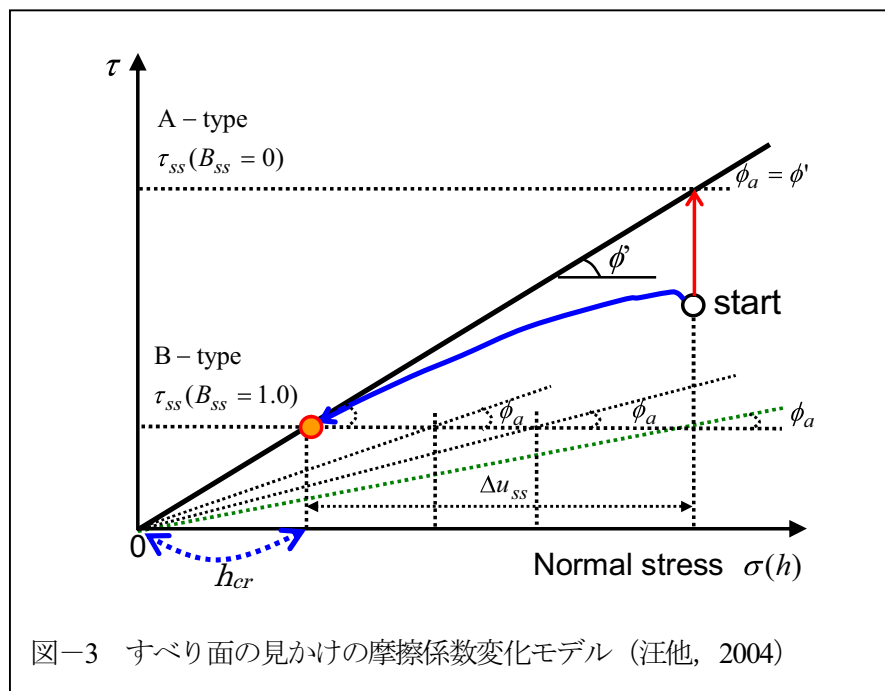


図-3 すべり面の見かけの摩擦係数変化モデル(汪他, 2004)

ことを示唆している。すなわち、材料毎にそれ以下の圧力では粒子破碎が進行しない一定応力が存在することを示している。このような試験結果に基づいて、汪他 (2004) は図-3 に示すような「すべり面の見かけの摩擦係数変化モデル」を提案した。

図-3 に示す「すべり面の見かけの摩擦係数変化モデル」は応力経路で表わされている。初期安定している斜面が何かの誘因 (例えば、地震、降雨) で破壊したとする。破壊後の挙動として、完全排水と完全非排水の極端な2 ケース (A-type と B-type) を示している。地すべり運動過程において、完全排水状態の場合 (A-type) は、応力経路は初期応力状態から、有効応力が変化せず、せん断応力だけ増加し、破壊線まで到達する。すべり面の見かけの摩擦角度はすべり面土の有効内部摩擦角と等しく、すべり土塊は長距離運動をしない。一方、地すべり運動過程において、すべり面が完全非排水状態の場合 (B-type) は、過剰間隙水圧の上昇 (蓄積) によって、有効応力が減少し、

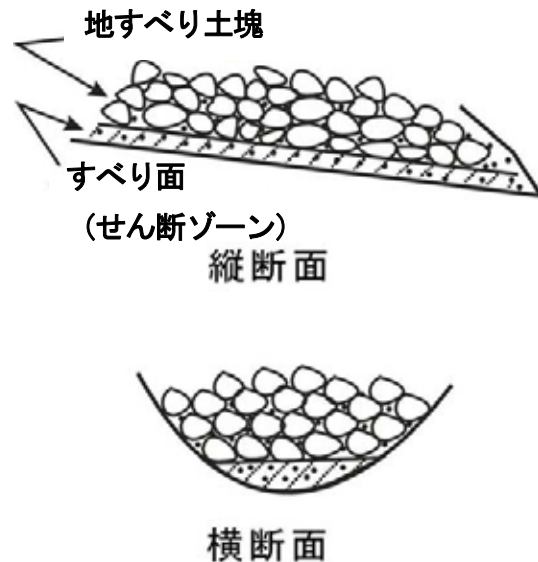


図-4 地すべりの2層構造

小さいせん断抵抗で運動が続ける。長距離運動することによって、すべり面が定常状態に到達し、せん断抵抗が一定値である「定常状態のせん断抵抗」になる。さらに、地すべり構造が図-4 に示す「すべり面 (せん断ゾーン)」と「地すべり土塊」の二層構造に簡略化できるので、すべり面が定常状態に達した後、すべり面のせん断抵抗が変わらなくなり、「地すべり土塊」の厚さだけが変化する。「地すべり土塊」の厚さが地すべり運動過程において変化することが一般的に認められている。「すべり土塊」の厚さの変化によって、見かけの摩擦角が変化するが、ある臨界厚さ h_{cr} 以下になると、見かけの摩擦角が土の内部摩擦角と等しくなる。図-5 は「すべり土塊」厚さの変化によるすべり面「見かけの摩擦係数」の変化を示している。

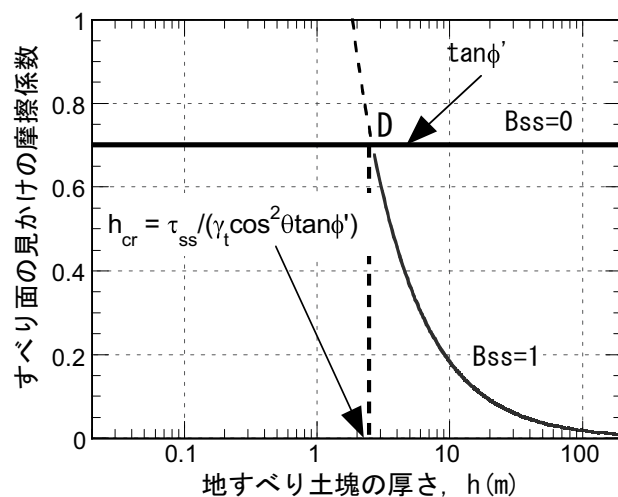


図-5 すべり土塊厚さの変化によるすべり面の見かけの摩擦係数の変化

実際の斜面での地すべり運動は以上に示した二つのケースの間にあると思われる。その非排水の程度は「過剰間隙水圧蓄積率」 B_{ss} で表わさ

れ、斜面の地形、飽和条件、土質条件などの排水に影響する素因を総合的に考慮した上で決まる。完全排水の場合は、 $B_{ss}=0$ とし、完全非排水の場合、 $B_{ss}=1.0$ とする。

2-2 理想斜面における地すべり運動シミュレーションの確認

地すべりの運動方程式より、地すべり運動に影響を与える因子として、以下のパラメータがある。

- 1) すべり面で発揮される有効内部摩擦角 ϕ_1 (地すべり運動開始後、粘着力は無視できる)
- 2) すべり面で発揮される定常状態でのせん断抵抗 τ_{ss}
- 3) 運動中の土塊内部で発揮される水平土圧係数 K
- 4) 運動土塊の単位体積重量 γ
- 5) 運動土塊内部で発揮される内部摩擦角(ϕ_2)と粘着力(c_2)
- 6) 運動域での過剰間隙水圧の蓄積率 B_{ss}

以上の因子の中で、(1) と (2) のすべり面の内部摩擦角と定常状態でのせん断抵抗、及び (6) の運動域での過剰間隙水圧の蓄積率が「すべり面見かけの摩擦係数」の計算に必要なとなっているので、地すべりの運動距離に大きな影響を与えている。なお、(1) と (2) はリングせん断試験によって、求めることができる。運動過程における土塊間の水平土圧係数は土塊内部で発揮される内部摩擦角と間隙水圧から推定され、すべり土塊のやわらかさの程度を表わす指標であり、運動方向の直行方向の広がりに影響を与える。

以上の地すべり運動モデルの有効性の検証するために、図-6 に示す単純な仮想斜面の運動を例として取上げる。すべり面の形状は楕円とし、斜面方向に長軸を置き、それに直交する斜面の平行方向（水平方向）に短軸を置く。また、長軸と短軸の寸法を変えて、異なる体積の運動土塊のシミュレーションを行った。

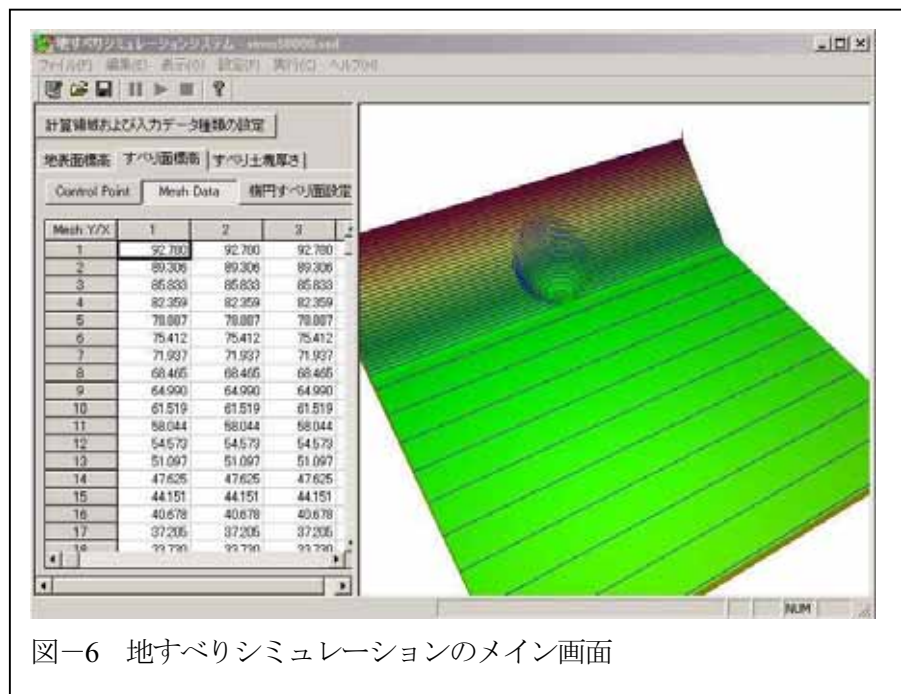


図-6 地すべりシミュレーションのメイン画面

図-6 はシミュレーションのメイン実行画面で、右部分の画像はすべり面の状況を示している。図-7 はすべり面及びすべり土塊のパラメータの設定画面である。図-8 は計算過程の一部を抽出して計算時間順で表わしている。

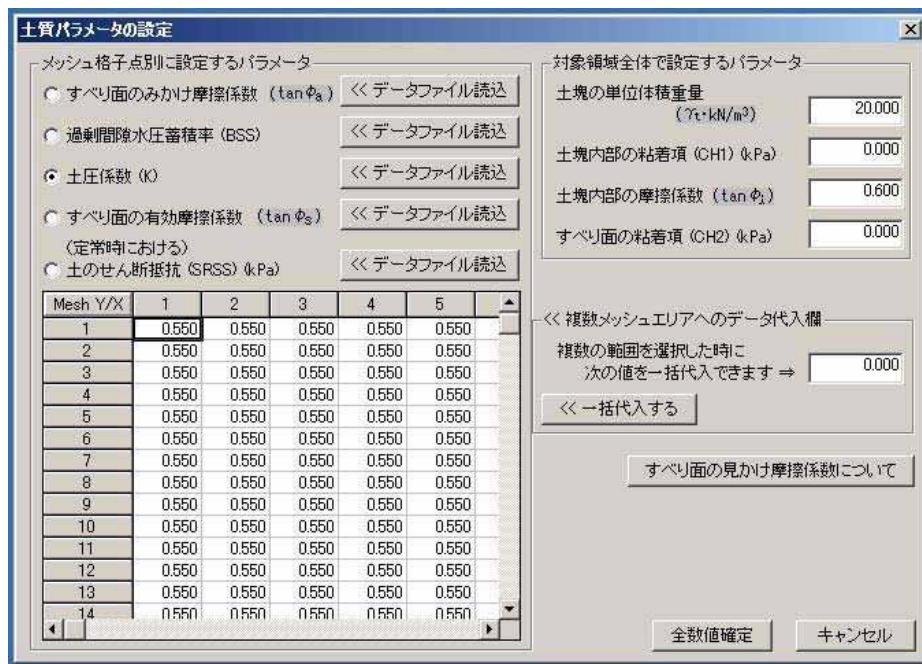


図-7 地すべりシミュレーションのパラメータ設定画面

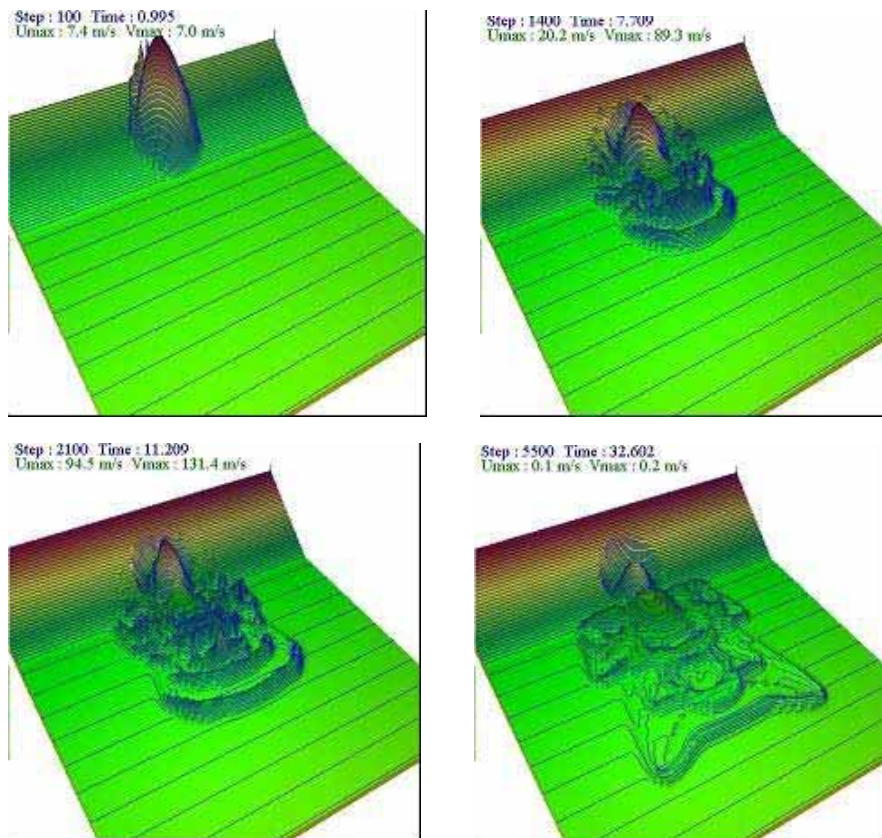


図-8 仮想斜面 (体積=5000 m³) でのシミュレーション結果 ($t=1.0$ sec, $t=7.7$ sec, $t=11.2$ sec, $t=32.6$ sec)

図-9 はシミュレーションの結果に基づいて求めた平均の見かけの摩擦係数 ($\tan\phi_a$: 地すべり発生時頂点からすべり土塊の末端までの水平距離 L と鉛直距離 H の比で, H/L で表わされる) とすべり土塊の体積の関係を示している。これらの結果より, 見かけの摩擦係数はすべり土塊体積の増加にしたがって, 減少している傾向が確認でき, この結果は奥田 (1984) に示した統計の結果とほぼ合致している。

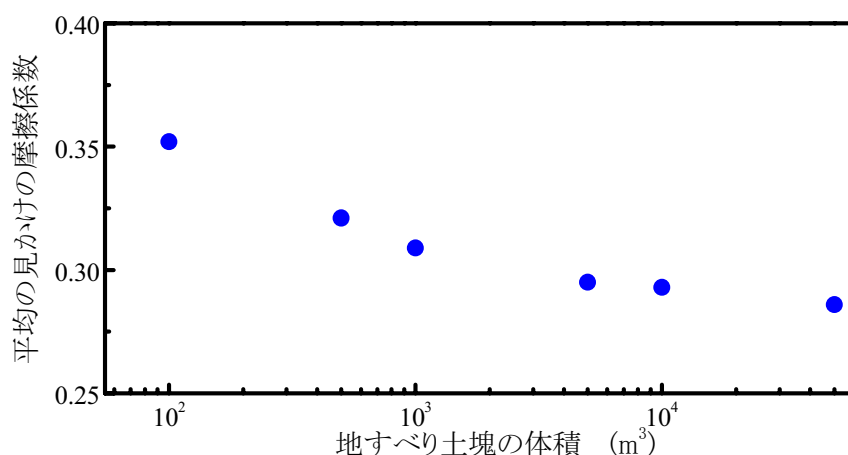


図-9 シミュレーションから得た見かけの摩擦係数とすべり土塊体積の関係

2-3 事例研究

開発した地すべり運動シミュレーションのソフト (RAPID/LS と名づけている) を用いて, 幾つかの発生した地すべり事例に適用し, さらに地すべり発生危険性のある地すべり運動の予測を試みた。

発生した地すべりの事例研究に関して, 以下の地すべりを取上げた。

- (a) 2003年5月地震による築館地すべり (Tsukidate landslide);
- (b) 2002年11月連続降雨による山科地すべり (Yamashina landslide);
- (c) 1934年7月集中降雨による白山別当崩れ (Bettou failure)

地すべり運動予測の対象として, 白山地域にある現在でも活動している甚之助谷地すべり (Jinnosuke-dani landslide) を取上げた。

以上の地すべりの場所を図-10 に示している。

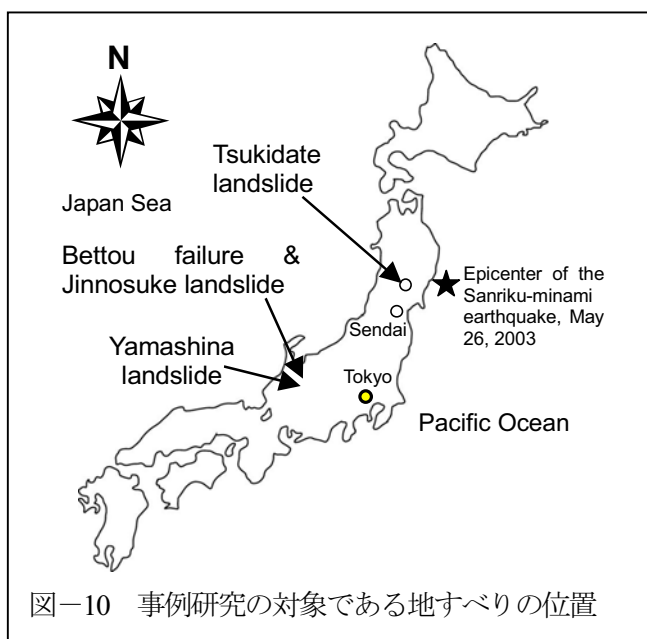
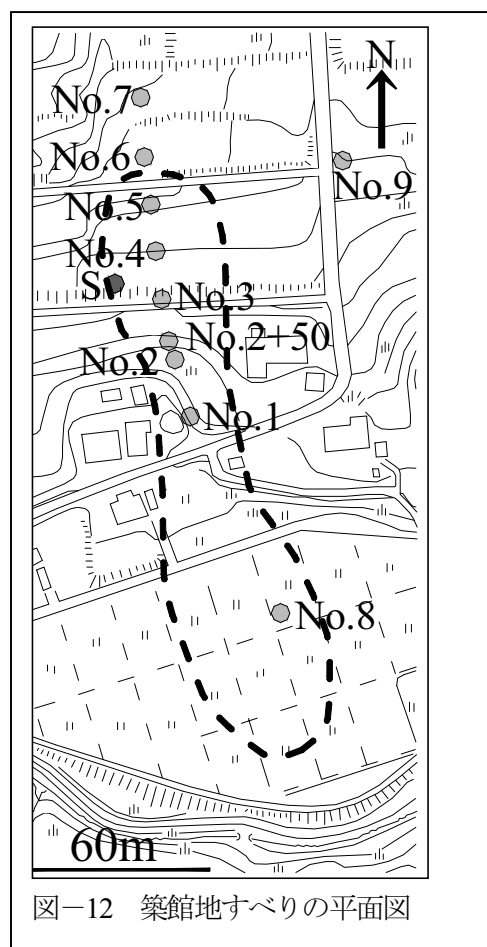
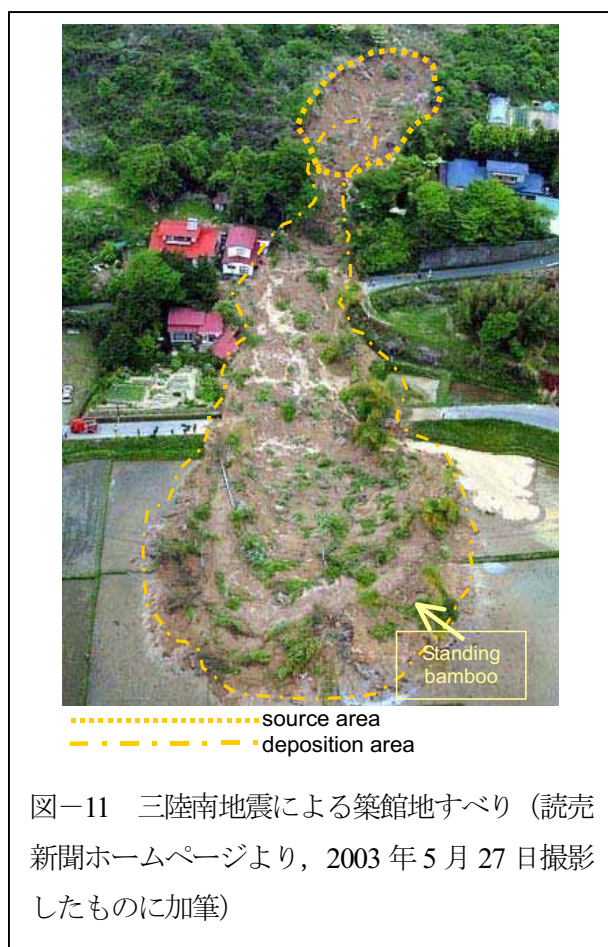


図-10 事例研究の対象である地すべりの位置

2-3-1 地震による築館地すべりのシミュレーション



2003年5月26日18時24分ころ、東北地方の宮城沖で、マグニチュード7.0、震源深さが約71kmの三陸南地震が発生した。この地震によって、岩手県から宮城県にかけて震度6弱が観測され、築館町で長距離高速運動地すべりが誘起された（図-11、読売新聞、2003）。

築館地すべりは築館町役場より西750mの館下地区に位置しており、昭和45年に宅地造成した際の火山性堆積物（火砕流堆積物）の盛土地盤で発生した（国土地理院、2003）。築館地すべりは、ほぼ南方向へ運動した。先端の移動距離は約130mで、源頭部の最大幅は約40mであった（図-12）。竹は運動土砂と一緒に、立ったままで水田の上に堆積した。また、池の崩壊による水溜まりの確認もできた。現地調査・実験および室内実験の結果より、火山性堆積物材料の盛土は、透水性が低く、かつ地表から数メートル下では、ほぼ完全飽和していたことが推定される。また、低い貫入抵抗値から、せん断強度が非常に低かったことも推定される。したがって、地すべりはゆるく詰められた盛土部分の中で発生したと考えられる。

計算に当たって、地形データとして、すべり面の標高とすべり始める時のすべり土塊の厚さが必要である。宮城県土木部砂防水資源課から提供された地すべりが発生する前の1:2,500の地形図、

地すべり発生直後に京都大学防災研究所斜面災害研究センターによって測量された中央縦断面図 (Fukuoka et al., 2004), および簡易貫入試験の結果に基づいて, すべり面の標高とすべり土塊の初期厚さを推測した。図-13 は発生域の中央縦断面に沿う地すべり発生前後の地形, 推定すべり面の形状を表している。この図から, 中央断面でのすべり面標高とすべり土塊の初期厚さを決定した。

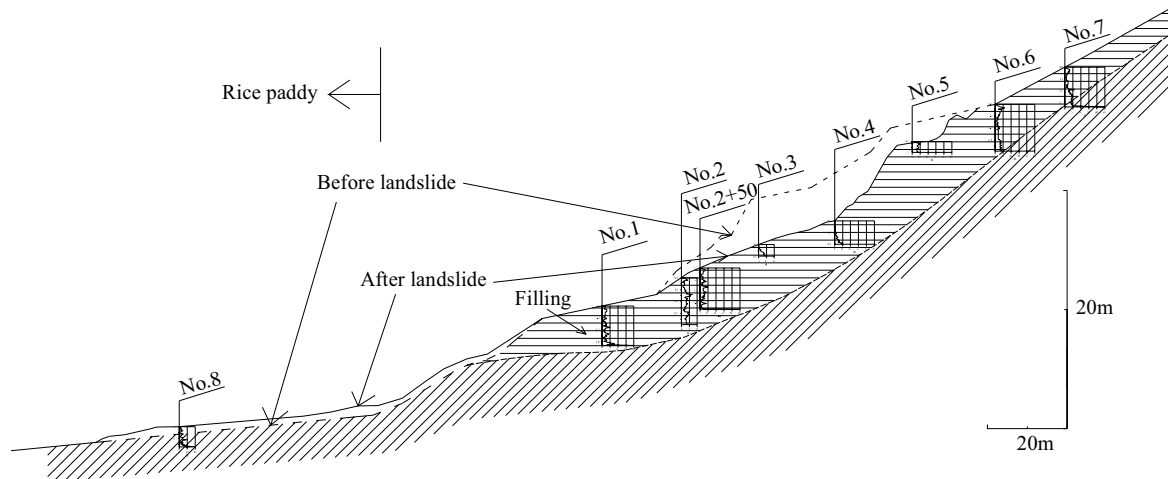


図-13 推定された地すべりの中央縦断面

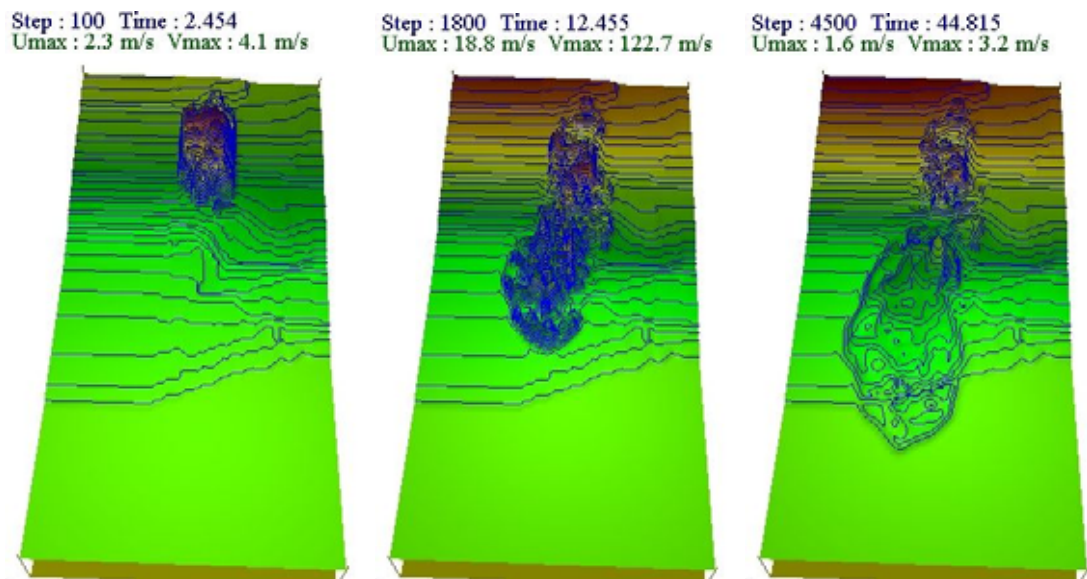


図-14 築館地すべりの運動シミュレーション結果 (左から右への経過時間は2.5sec, 12.5sec, 44.8 secである) (すべり土塊5倍拡大表示; 等高線間隔: 1 m; 計算範囲: 116 m×226 m)

土質力学的なパラメータとしては, すべり面土の性質とすべり土塊の性質が必要である。今回のシミュレーションでは, 地すべりの堆積範囲を実際堆積範囲と一致させるように, 土質力学的パラ

メータを逆算した。すべり面の定常状態でのせん断強度を 3.5kPa, 有効内部摩擦角が 25 度にした。そして, すべり土塊も同じ盛土と推定したため, 同じく有効内部摩擦角を 25 度にした。また, すべった直後の写真からすべり土塊内部が飽和されていたと推定し, 過剰間隙水圧の蓄積率 B_{ss} を 1.0 に設定した。

図-14 は築館地すべりの運動シミュレーションにおける地すべり発生直後 (2.5 sec), 途中(12.5 sec), および最終ほぼ停止状態(44.8 sec)の結果を示す。堆積土塊の分布はおおむね実際の状況と対応していることが確認できる。

2-3-2 連続降雨による山科地すべりのシミュレーション

2002 年 11 月 8 日に, 石川県金沢市山科町で, 源頭部の幅約 60m, 長さ 100m, 滑落崖の高さ約 10m, 移動距離約 200m の流動性の山科地すべりが発生した (図-15)。この地すべりの誘因は発生前 13 日間の連続降雨であると考えられる。この地すべりによって源頭部でりんご畑が崩壊し, 末端付近で林道が決られ, 破壊された。地すべり発生後, 地すべりによる土石流被害を防ぐための砂防堰堤が末端部に建設された。その後も滑落崖での崩壊の拡大が続き, 2003 年 12 月 31 日には, 再び流動化地すべりが発生した。



図-15 金沢市山科町で発生した流動性地すべり (2002 年 11 月 8 日発生) (石川県県央農林総合事務所 提供)

地すべり地周辺の地質は第三紀中新世の泥岩層 (犀川層) である。粕野 (1993), 柳沢 (1999) によれば, 本層は大桑層に不整合に覆われ, 下荒屋凝灰岩層を整合に覆う。また, 山科地すべり地の東部では高位の段丘堆積物が犀川層を不整合に覆う。犀川層の岩相は塊状無層理の泥岩であり, 層厚は約 200 m である (田中他, 2004)。地すべり地周辺は小起伏山地で, 斜面は比較的緩やかに傾斜する。地すべりが発生する前は沢地形であり, 斜面勾配は約 13° であった。地すべり発生後は

源頭部の両脇から湧水が見られ、小沢を形成している。山科地すべり周辺の植生はほとんどが竹林であるが、地すべり地の源頭部にはりんご畑が広がる。このりんご畑は過去の農地造成により造られた平地上にある。

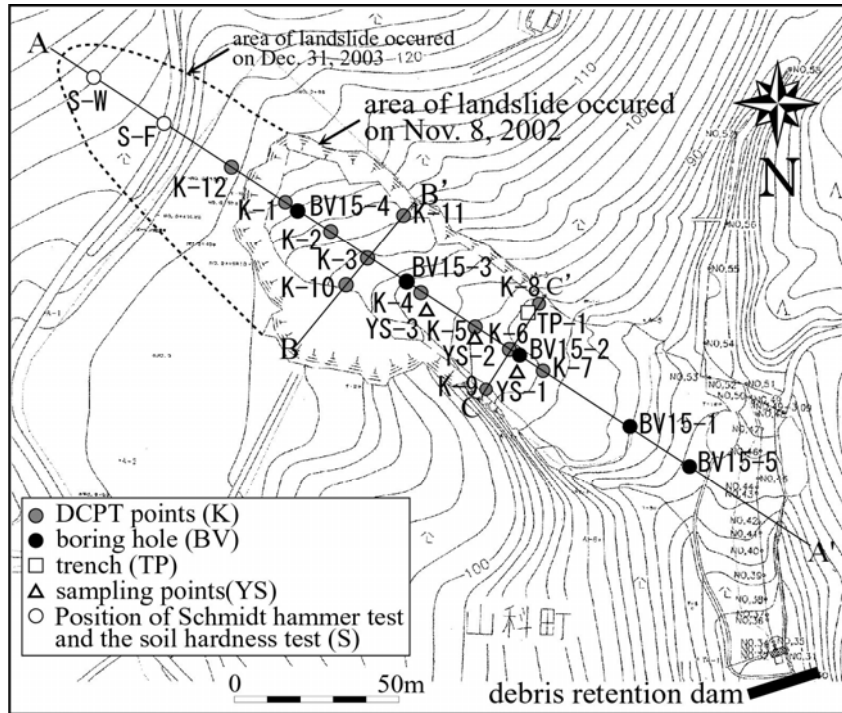


図-16 山科地すべりの平面図

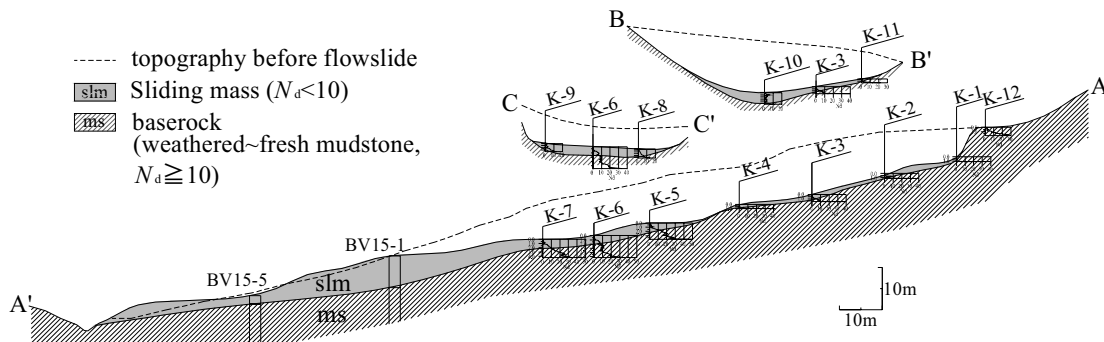


図-17 山科地すべりの中央縦断面図

図-16は、地すべり地内で行った調査位置図である。調査内容は、すべり面の位置を調べる目的で、地表踏査、簡易動的コーン貫入試験（以下 DCPT ; K-1~K-12）、ボーリング調査（BV15-1~5、石川県実施）を行った。また、地すべり土塊の特徴を把握する目的でトレンチ調査（TP-1）、試料採取（YS-1~YS-3）を行った。DCPT、ボーリング調査及びトレンチ調査結果から地質断面図（図-17）を推定した。頭部でのすべり面は新鮮な泥岩であるのに対し、中部~末端でのすべり面は粘土化した強風化泥岩である。したがって風化層と新鮮層の間で発生した地すべりは、一旦強風化泥

岩分布域を高速運動したが、斜面末端の竹林の分布する緩傾斜の地域で停止した。

シミュレーションを行った範囲は地すべり運動全体を把握できるように東西方向に 240 m (60 メッシュ)、南北方向 252 m (63 メッシュ) とした。図-18 は運動シミュレーションを行った範囲と地すべり地周辺の植生状況などを示している。運動シミュレーションに用いた土質パラメータは、実際の堆積範囲に一致するように逆算法で定めた (表-1)。すべり面での定常状態でのせん断抵抗を竹林部とその他で分けた理由は、地すべり現場では、竹林が明らかにすべり土塊を塞ぎ止める役割を果たしており、その部分のせん断抵抗を高くすることが妥当であると考えたからである。発生直後の崩壊土砂は、完全に飽和しており、水溜りも多数見られたので、過剰間隙水圧蓄積率は 0.99 とした。

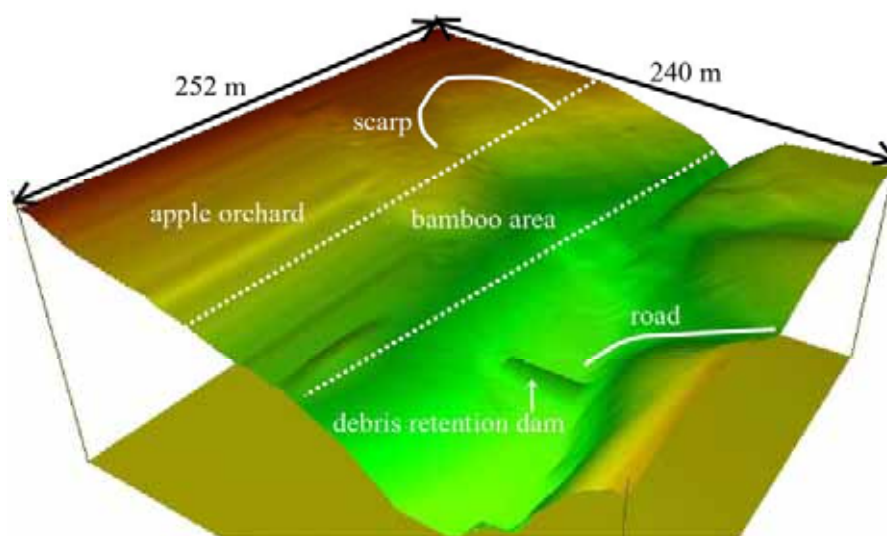


図-18 山科地すべりのシミュレーション範囲

表-1 山科地すべりの運動シミュレーションに用いた土質パラメータ

すべり土塊の単位体積重量, γ_t (kN/m ³)	15.0
すべり土塊の内部摩擦角, ϕ_{o2} (deg.)	0
すべり土塊の粘着力, c_{a2} (kPa)	40
すべり土塊の水平土圧係数, K	0.6
すべり面土の定常状態でのせん断抵抗	
竹林域, τ_{ss-1} (kPa)	50
その他の地域, τ_{ss-2} (kPa)	10
すべり面土の有効内部摩擦角, ϕ' (deg.)	35
過剰間隙水圧蓄積率, B_{ss}	0.99

図-19 に $t = 0, 9.8, 19.5, 32.3$ sec の運動シミュレーション結果を示す。運動土塊の動きを明確に示すように、運動土塊の厚さを計算値の 3 倍にして表示した。シミュレーションによって求めら

れた速度は東西方向の最大速度 U_{\max} と南北方向の最大速度 V_{\max} を示す。これらの速度は地すべり土塊のメッシュ間の移動速度である。地すべり土塊の最大移動速度は竹林到達前後で最も大きく 10.9 m/s であった。

飽和している強風化泥岩の定常状態のせん断抵抗を 10 kPa、竹林でのせん断抵抗を 50 kPa を与えることにより、ほぼ実際に発生した流動状況が再現できた。

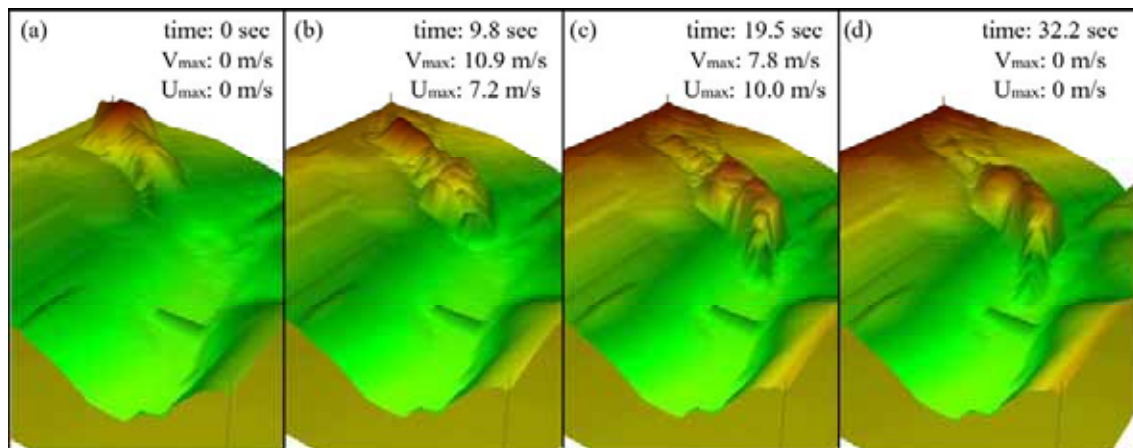


図-19 山科地すべりのシミュレーション結果（計算範囲：240 m×252 m）

2-3-3 集中降雨による白山地域における別当崩れのシミュレーション



図-20 白山地域における別当崩れと甚之助谷地すべり

白山南西斜面（図-20）にある別当崩れは、1934年7月11日、3日間で500mmの豪雨によって発生した。崩壊した約1千万 m^3 の土砂は手取川の堆積物を巻き込みながら土石流となって、約4km下流の市ノ瀬村落を埋没させた。その後も手取川を流下経路として甚大な被害を及ぼし、ついには、約70km下流の日本海に到達した。この土石流によって死者112名、倒壊家屋240棟という甚大な被害をもたらした。

表-2 別当崩れの運動シミュレーションより求めた土質パラメータ

過剰間隙水圧蓄積率： B_{ss}		0.95
水平土圧係数： K		0.65
定常状態のせん断抵抗： τ_{ss} (kPa)	崩壊地	200
	河床	8
	その他の部分	50
すべり面の有効内部摩擦係数： $\tan\phi$		0.7
すべり土塊の単位体積重量： γ (kN/ m^3)		20
すべり土塊の内部摩擦係数 $\tan\phi_{2a}$		0.65
すべり面及びすべり土塊の粘着力 (kPa)		0

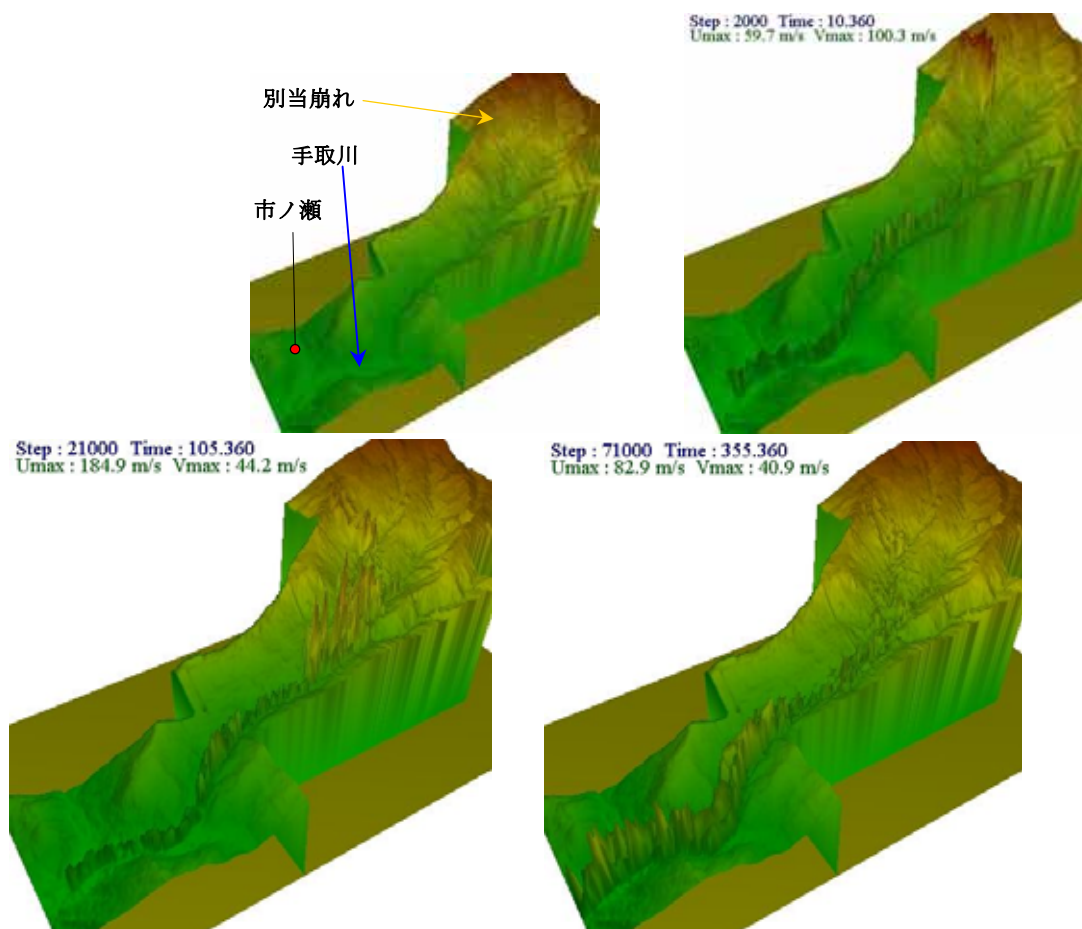


図-21 別当崩れのシミュレーション結果（すべり土塊厚さを10倍で表示）

運動シミュレーションには、崩壊前の地表面標高、すべり面の標高、崩壊土砂とすべり面及び流下経路の土質パラメーターが必要である。崩壊前の地表面は現地形図を基に復元し、すべり面標高は別当崩れ上部の露出しているすべり面と層理面の関係から推定した。土質パラメータは運動シミュレーションより逆算する（表一2）。運動シミュレーションは、縦3.25 km×横5.825 km（130×233 mesh, mesh size: 25 m×25 m）の範囲で実施し、別当崩れと市ノ瀬集落間4 kmの土石流の運動を再現した。この運動シミュレーションには、崩壊土砂の衝撃による河床堆積物の流動化過程を考慮するために、河床堆積物を設置した。

図-21 は別当崩れの運動シミュレーションの結果である。崩壊土砂が別当谷、手取川を流下し、更に下流の市ノ瀬を通過した。流下途中ですべり土塊の一部の堆積が見られたが、河床堆積物を巻き込むことにより、すべり土塊の体積が減少することなく流下していく現象が再現できた。

2-3-4 白山地域における甚之助谷地すべりの運動シミュレーション

甚之助谷地すべりは手取川の源流である白山に位置しており、別当崩れのすぐ隣である。手取川中流部には貯水量約2億m³のロックフィル形式の手取川ダム（高さ153 m, 幅420 m）が1980年に建設された。大規模な地すべり土塊が貯水池に流れ込んだ場合、越流によるダム崩壊の危険性が懸念される。当地域の豊富な降水量及び手取川の急峻な河床勾配によって、地すべりは土石流に転換することが多い。国土交通省は1980年代から行っている甚之助谷地すべりの調査及び観測結果によると（国土交通省金沢工事事務所, 2002）、排水などの対策工事を行っているにもかかわらず、甚之助谷地すべりは現在でも活発的な動きを示している。

甚之助谷地すべりは図-20の写真中央に位置しており、長さ約2,000 m, 幅約500 mで、海拔1,200

m～2,100 mの間に分布している。右岸側は別当谷であり、1934年に発生した別当崩れの滑落崖が残されている。左岸側には甚之助谷（上流）と柳谷（下流）が存在している。土石流を防ぐために、1927年から現在までに、別当谷に約30基、甚之助谷と柳谷に約50基の砂防ダムが建設されている。

図-22は甚之助谷地すべりとその周辺の地形図を示している。“大規模中間尾根ブロック”と呼ばれている（国土交

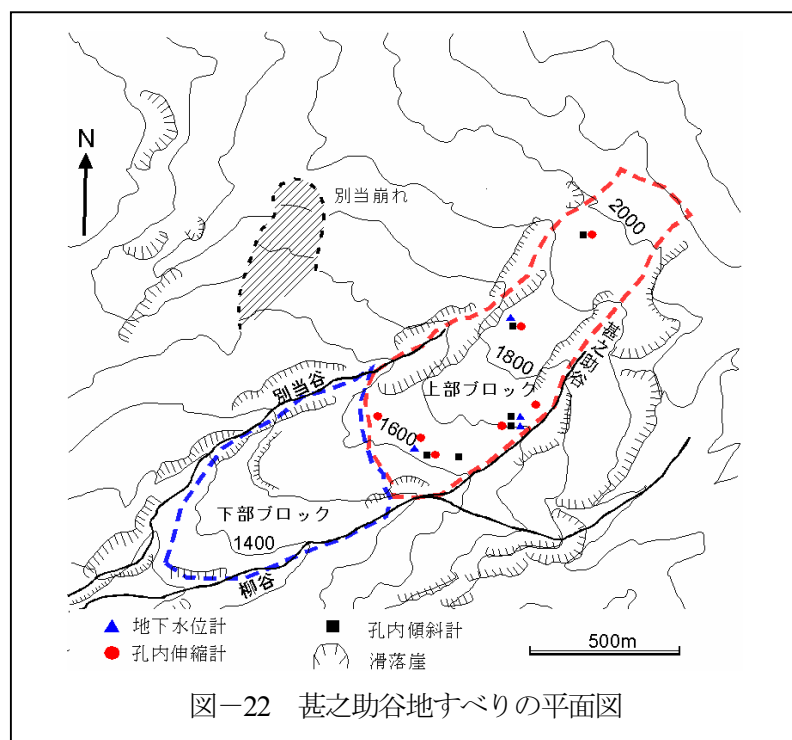


図-22 甚之助谷地すべりの平面図

通省, 2002) 上部ブロックの平均勾配は約 25° であり, 下部ブロックの平均勾配は約 20° である。図-22 には国土交通省によって上部ブロック内に設置されている観測機器の位置も示している。地下水水位計 4 箇所, 孔内傾斜計 6 箇所, 孔内伸縮計 7 箇所の観測が行われている (2003 年 11 月現在)。

地すべりとその周辺の 1 : 100,000 地質図によれば, 白山の基盤岩は古生代の飛騨片麻岩であり, その上にジュラ紀~白亜紀前期の湖成堆積層である手取層群の頁岩・砂岩互層及びレキ岩が広く分布している (鮎野, 1993)。

図-23 は地すべり防止区域内の観測点の分布と, 1994 年から 2001 年まで 7 年間の地表面変位観測結果をベクトルで示したものである。この観測結果によれば, 上部ブロックは非常に活発に変位しており, 7 年間に約 1,180 mm の累積最大変位が B5 と B11 観測点で生じている。上部ブロックの年平均移動量は 80 mm~170 mm である (奥野他, 2004)。

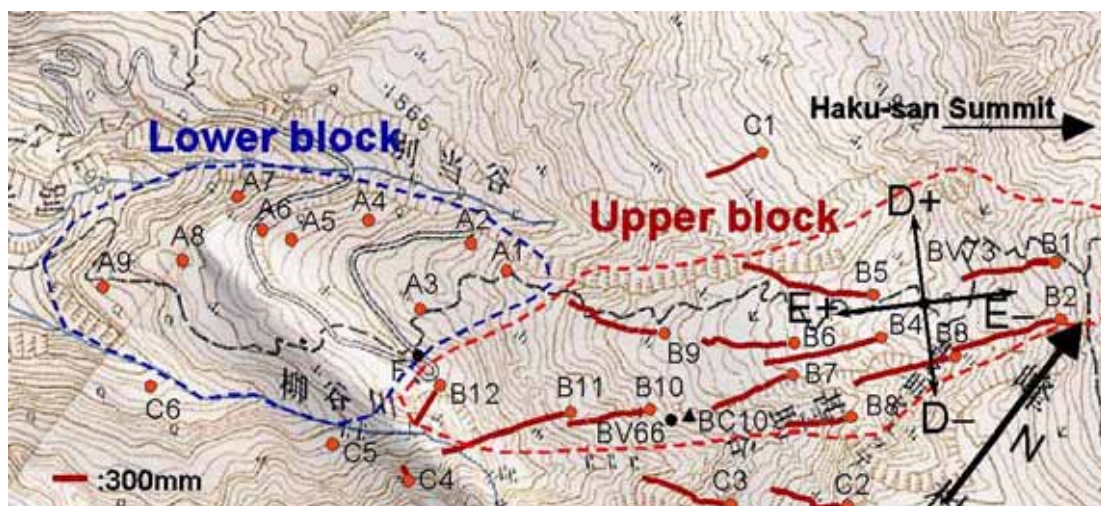


図-23 1994 年から 2001 年までの甚之助谷地すべりにおける累積地表面変位量

この 7 年間での変位観測結果から, 甚之助谷地すべり地域で排水工などの対策工が行っているにも関わらず, 地すべりが変位し続けていることが分かる。地すべりの規模から見ると, 対策工の規模もさらに拡張する必要がある。地すべりが発生した場合の運動予測は非常に重要である。そこで, 先に行った別当崩れの運動シミュレーションから求めた土質パラメータを用いて, 甚之助谷地すべりへ適用し, 運動範囲を予測するためのシミュレーションを行った。因みに, 当地域の深いボーリングが限られているため, 潜在すべり面を推定するには地表踏査と変位観測の結果も考慮に入れた。

図-24 は甚之助谷地すべりに関する運動予測を行った結果である。土質力学的なパラメータは前述した別当崩れの運動から逆算した結果を参照した。なお, 甚之助谷地すべりのすべり土塊厚さが非常に大きいため, 見かけの摩擦係数を計算する時に, 別当崩れのパラメータをそのまま代入すると, 見かけの摩擦係数は非常に小さくなり, 運動速度が非常に大きくなる。甚之助谷地すべりの深度ははるかに大きいため, 硬い岩盤と考えて, すべり面の定常状態でのせん断抵抗は別当崩れの二倍にした。また, 甚之助谷地すべりの両サイドにある別当谷, 甚之助谷, 柳谷はほぼ常時水が流れ

ているので、過剰間隙水圧蓄積率も 0.95 にした。結果としては、別当崩れのシミュレーション結果と比べると分かるように、甚之助谷地すべりの運動土塊の体積が大きいいため、運動速度はさらに大きくなっている。地すべりが破壊してから、崩壊土砂が別当谷と甚之助谷の両方に突入し、下部ブロックの両側を通過し、その末端で合流する。その後、手取川を下って行く。市ノ瀬を通過した時点でも、運動速度がまた速い。このような予測結果から、崩壊した土砂が手取川ダム貯水池に入り込み、それによる波がダムに衝撃を与えることが推定される。さらに、それによる洪水災害、あるいは土石流災害への拡大も懸念される。今回の予測計算には、推定している素因が非常に多いので、予測の精度を向上するためには、甚之助谷地すべりに関する詳細な調査研究が必要である。

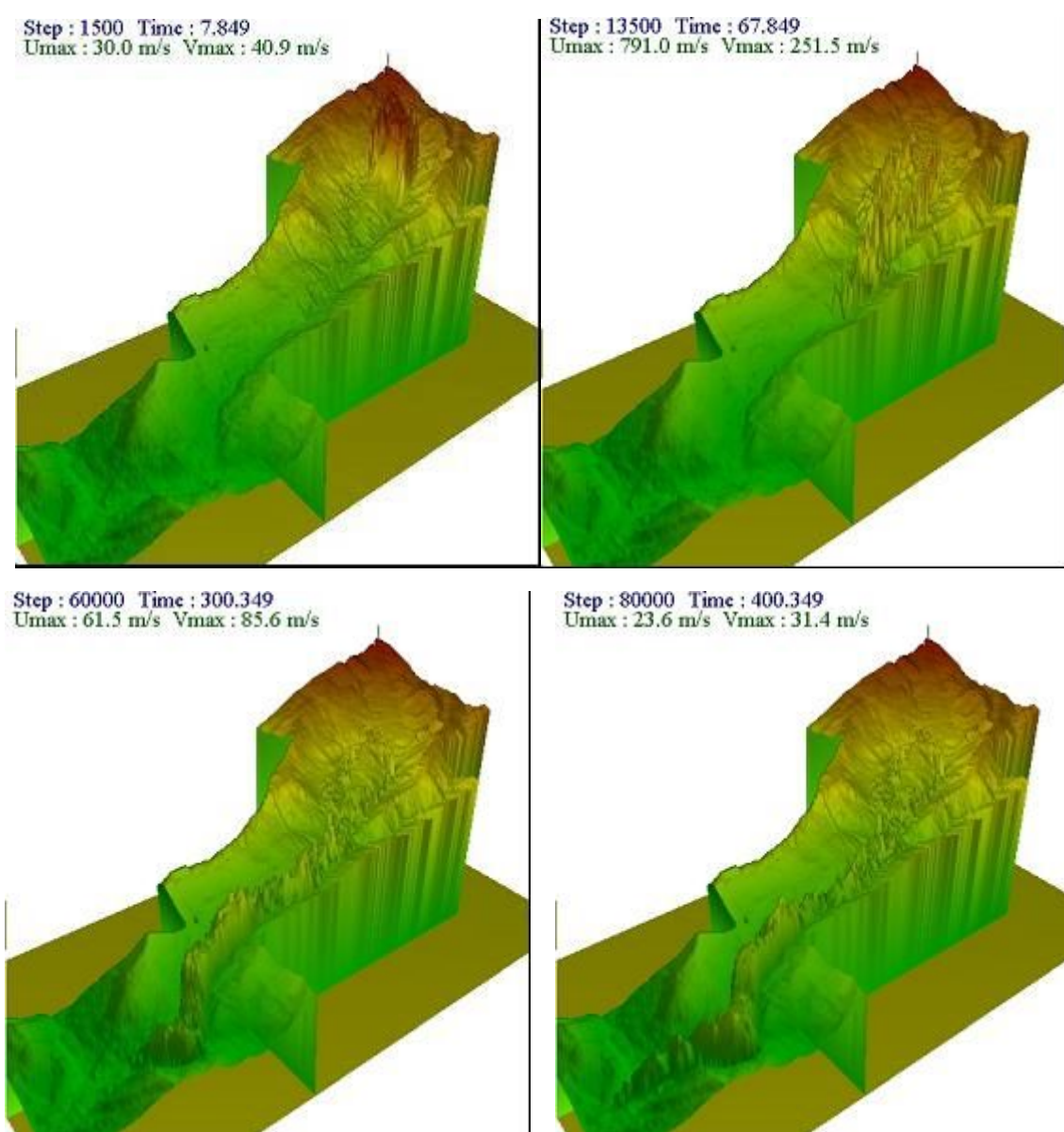


図-24 甚之助谷地すべりのシミュレーション結果(すべり土塊を10倍拡大表示)($t=7.8$ sec, $t=67.8$ sec, $t=300.3$ sec, $t=400.3$ sec)

3. GIS を用いた流動性地すべりの危険性予測

GIS は地形データ、地質、植生、土質試験結果などのデータを容易に統合できるため、地すべり危険地域の判定に重要なツールになっていくには間違いがない。いままでに、GIS を用いた斜面災害の危険性判定の研究例が幾つかが公表されている。例えば、Ayalew et al. (2004) は新潟県阿賀野川角田地区において、岩盤の性質、斜面勾配及び傾斜方向、海拔、道路及び断層構造などを重ね合わせることによって、地すべり発生危険性を表わす危険性分布図を作成した。

GIS を用いた流動性地すべりの危険性予測に関しては、二つの内容を考えている。まず、どこで流動性地すべりが発生しやすいに関しては、いままでの研究成果を利用し、それに流動性地すべりの発生しやすい素因を取り入れることによって、流動性地すべりの発生しやすいの程度を判断できる。近年発生した流動性地すべりの事例から見ると、盛土及び土地造成などの行為は流動性地すべり発生に大きな影響を与えている。また、このような判断に基づいて、流動性地すべりが発生可能な箇所に対して、詳細な調査及び土質試験を行ない、地すべり運動シミュレーションを行う。最終的に GIS を用いて、地すべり運動シミュレーションによる危険地域の予測結果をプロットすることによって、流動性地すべりの危険予測図を作成できる。

4. 終わりに

地すべりなどの斜面災害に関する研究は単なる安定性評価では社会のニーズに満足できない状況になってきた。GIS を利用した斜面危険性評価も一層地すべりなどの影響範囲まで発展させる必要がある。本論文はその基本となっている地すべり運動範囲予測のツールの開発について、その理論的背景、検証計算、事例研究、及び運動予測を説明した。詳細な地形測量、現場の地質調査、及び土質試験を行った上での地すべり運動シミュレーションは十分な有効性が示されている。その結果をさらに GIS 技術に適用することによって、流動性地すべりのハザードマップの作成ができる。なお、現地から採取した土のリングせん断試験結果から推定した土質定数を用いた運動予測も実施しており、その結果は国際ジャーナル「Landslides」に掲載予定である。

謝辞：本論文に関する事例研究を行う際に、一部の現場調査及びシミュレーション実施に参加して頂いた金沢大学大学院自然科学研究科の松本樹典教授、山上尚幸技官、大学院生の奥野岳志君、田中康博君、卒業生の中村佳代さん及び高田渉君に感謝します。

参考文献

Ayalew, L, Yamagishi, H., Ugawa, N. (2004): Landslide susceptibility mapping using GIS-based weighted linear combination, the base in Tsugawa area of Agano River, Niigata Prefecture, Japan. Landslides, Vol.1, No.1, pp.73-82.

- Fukuoka, H. Wang, G.H., Sassa, K. Wang, F.W., Matsumoto, T. (2004): Earthquake-induced rapid long-traveling flow phenomenon: the case of May 2003 Tsukidate landslide in Japan. *Landslides*, Vol.1, No.2, in press.
- <http://www.yomiuri.co.jp/national/news/20030527it04.htm> (読売新聞, 2003)
- Hungr, O. (1995): A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp.610-625.
- 紮野義夫 (1993) : 新版石川県地質図 (10 万分の 1) ・石川県地質誌. 北陸地質研究所, 321pp.
- 紮野義夫 (2001) : 石川県地質誌・補遺, 北陸地質研究所, 194p.
- 国土地理院 (2003) : 2003 年 5 月 26 日宮城県沖の地震に伴う崩壊等地形変動調査について.
<http://www.gsi.go.jp/WNEW/PRESS-RELEASE/2003/0612.htm>.
- 国土交通省金沢工事事務所 (2002) : 平成 13 年度甚之助谷地すべり調査作業報告書, 139p.
- Miao, T.D., Liu, Z.Y, Niu, Y.H, and Ma, C.W. (2001): A sliding block model for the runout prediction of high-speed landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.38, pp.217-226.
- 宮城県土木部砂防水資源課(2003) : H15.5.26 「三陸南地震」による築館町館下被災状況.
- Okada, Y., Sassa, K., and Fukuoka, H. (2000): Liquefaction and the steady state of weathered granite sands obtained by undrained ring shear tests: A fundamental study on the mechanism of liquidized landslides. *Journal of Natural Disaster Science*, Vol.22, No.2, pp.75-85.
- 奥田節夫(1984) :歴史記録から見た大崩壊の土石堆積状態の特性. 京都大学防災研究所年報, Vol.27, B-1, pp. 353-368.
- 奥野岳志・汪癸武・松本樹典 (2004) : 白山における巨大甚之助谷地すべりの運動様式及びその影響素因. 地すべり, Vol.41, No.1, 印刷中.
- Sassa, K. (1988): Geotechnical model for the motion of landslides. *Proc. 5th Inter'l Symp. on Landslides*, Vol.1, pp.37-56.
- 田中康博・汪癸武・中村佳代・松本樹典 (2004) : 金沢市山科町における長雨を誘因とする流動化地すべりの特徴と運動機構. 地すべり, 投稿中.
- 汪癸武・佐々恭二・松本樹典・奥野岳志 (2004) : 粒子破碎を考慮した地すべりの流動化メカニズムと運動範囲予測. 地すべり, Vol.40, No.5, pp.377-388.
- 柳沢幸夫 (1999) : 金沢市南部地域に分布する中新統の珪藻化石層序. 地質調査所月報, Vol.50, No.1, pp. 49-65.

■白山における巨大甚之助谷地すべりの運動様式及びその影響素因

The deforming style and influencing factors of the Giant Jinnosuke-dani landslide
in Haku-san mountainous area

金沢大学大学院自然科学研究科／奥野岳志
Graduate School of Natural Science & Technology,
Kanazawa University/Takeshi OKUNO

金沢大学工学部土木建設工学科／松本樹典
Department of Civil Engineering, Kanazawa University/
Tatsunori MATSUMOTO

金沢大学工学部土木建設工学科／汪 発武
Department of Civil Engineering, Kanazawa University/
Fawu WANG

キーワード：変形観測、地下水位変動、運動メカニズム、風化、地すべり

Key words: deformation monitoring, groundwater level, deforming mechanism, weathering, landslide

1. はじめに

石川県と岐阜県の県境に位置している白山は標高2,703mの活火山である。この地域は、急峻な地形、多雨・多雪の気象状況及び軟弱な砂岩・頁岩互層からなる地質状況を有しているため、古くから地すべり・土石流災害が多発している。その中でも、規模の最も大きい甚之助谷地すべりが白山の南西斜面に位置し、現在でも活発に変位している（図-1）。

甚之助谷地すべりを含む白山の南西斜面では、中生代ジュラ紀から白亜紀前期の手取層群の厚い湖成堆積層が広く分布しているが、このような地層の中で形成された地すべりの運動様式は未解明な点が多い。

甚之助谷地すべりの両側にある谷では、頻繁に小規模崩壊が発生し、谷底に多くの崩積物が堆積しているため、土石流が周期的に起こされている。土石流災害を防ぐ

ために、明治時代から両側の谷に砂防ダムの建設が開始され、現在まで80基以上もの砂防ダムが建設されている。しかし、砂防ダムを含めて地すべりが下方へと変位していることが最近の観測結果から明らかになっている。

甚之助谷地すべりは手取川の源流に位置している。手取川中流部には貯水量約2億 m^3 のロックフィル形式の手取川ダム（高さ153m、幅420m）が1980年に建設された。多量の地すべり土塊が貯水池に流れ込んだ場合、越流によるダム崩壊の危険性が懸念される。

国土交通省は1980年代から、甚之助谷地すべりの調査及び観測を開始した（国土交通省金沢工事事務所、2002 a）。本報告はその調査・観測結果及び著者らが行った調査・観察・土質試験に基づいて、甚之助谷地すべりの運動様式及び影響素因を考察するものである。

2. 甚之助谷周辺の気象状況と地形特徴

この地域では、冬にはシベリアからのモンスーンの強い影響を受けて、多くの降雪に見舞われている。特に、白山山頂部では累積降雪量が12mにも及ぶ。一方、その他の季節では約2日に1回の割合で降雨がある。図-2



図-1 甚之助谷地すべりの位置

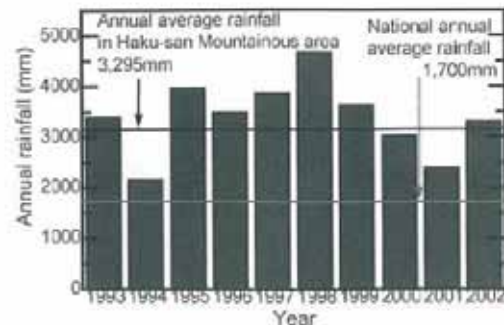


図-2 1993年から2002年までの白山地域における年間降水量

は1993年から2002年までの白山地域における年間降雨量を示している。年平均降雨量が3,295mmにも達し、国内の年平均降雨量1,700mmの約2倍である。

基之助谷地すべり周辺にも幾つかの崩壊ブロックが分布しており、それらを含めて、1962年に「地すべり防止区域」に指定された(図-3)。防止区域内では多くの斜面崩壊現象が発生しており、植生で覆われていない斜面は全て過去に斜面崩壊が発生した斜面、あるいは現在でも崩壊現象が起こっている斜面である。本報告の対象となる基之助谷地すべりは写真中央に位置しており、長



図-3 基之助谷地すべりの航空写真
(国土交通省の航空写真に加筆)

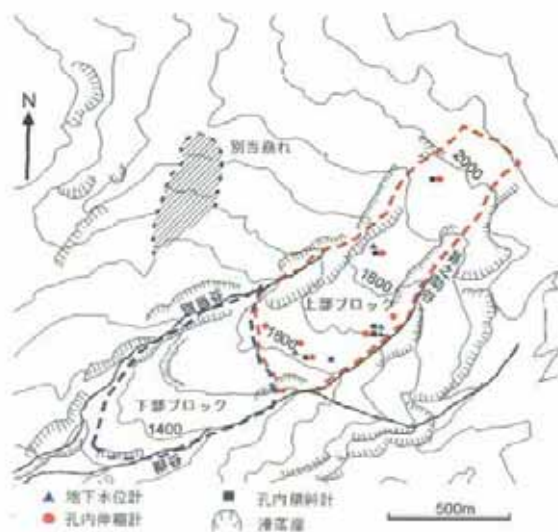


図-4 基之助谷地すべりとその周辺の地形図及び観測機器の位置

さ約2,000m、幅約500mで、海拔1,200m~2,100mの間に分布している。右岸側は別当谷であり、1934年に発生した別当崩れの滑落崖が残されている。左岸側には基之助谷(上流)と柳谷(下流)が存在している。土石流を防ぐために、1927年から現在までに、別当谷に約30基、基之助谷と柳谷に約50基の砂防ダムが建設されている。

図-4は基之助谷地すべりとその周辺の地形図を示している。“大規模中間尾根ブロック”と呼ばれている(国土交通省, 2002a)上部ブロックの平均勾配は約25°であり、下部ブロックの平均勾配は約20°である。図-4には国土交通省によって上部ブロック内に設置されている観測機器の位置も示している。地下水位計4箇所、孔内傾斜計6箇所、孔内伸縮計7箇所の観測が行われている(2003年11月現在)。

3. 地質状況

この地域での地質調査は1996年から1998年にかけて行われ、調査結果は梶野(2001)によって総括された。地すべりとその周辺の1:100,000地質図によれば、白山の基盤岩は古生代の飛騨片麻岩であり、その上にジュラ紀~白亜紀前期の湖成堆積層である手取層群の頁岩・砂岩互層及びレキ岩が広く分布している(梶野, 1993)。手取層群の上を白亜紀の濃飛流紋岩、そして、第四紀の古白山火山噴出物(10万年前)、新白山火山噴出物(1万年前)が覆っている(図-5)。もともと、溶岩は尾根部に比べ谷部により厚く堆積していたと推測される。厚い溶岩で覆われていた谷部が風化と表面侵食に耐え、現在の高い地形となり、尾根であった基之助谷地すべりのところが侵食と風化作用を受けて、低い地形となっている(図-6、図-5に示すJ-J断面)。このような現象は“地形の逆転”と呼ばれている(千木良, 1998)。風化作用によって、斜面を構成する地層のせん断強度特性及び変形特性が劣化していくことがHoek et al.(1995)の計測によって明らかになっている。

手取層群の柱状図を図-7に示す(松川, 2002)。手取層群は石徹白亜層群(Ito-shiro subgroup)と赤岩亜

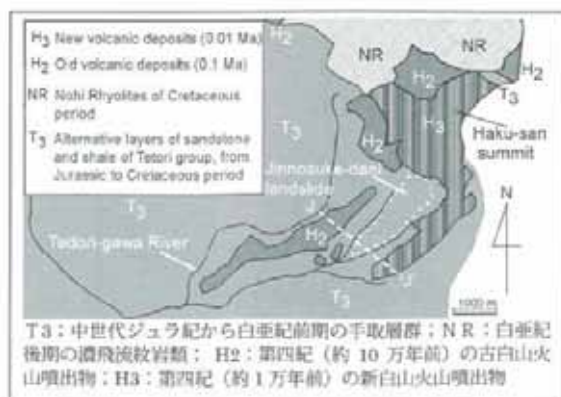


図-5 地すべりとその周辺の地質図(梶野(1993)に加筆)

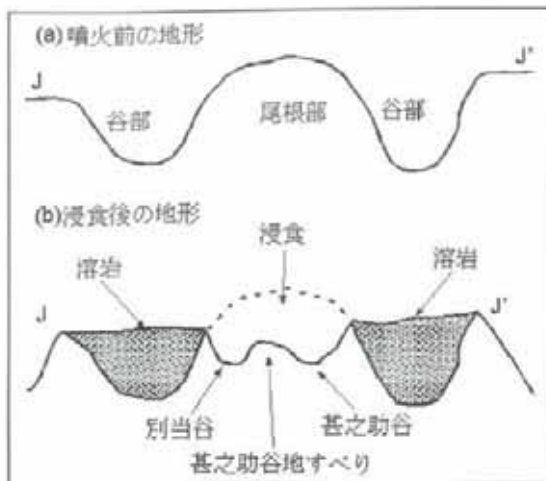


図-6 甚之助谷地すべりにおける“地形の逆転”模式図

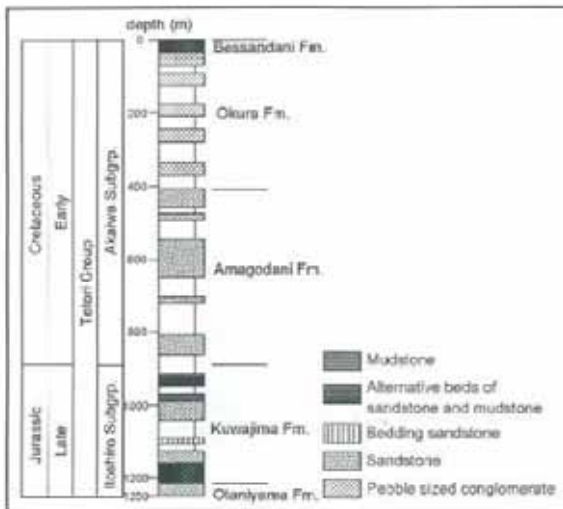


図-7 別当谷周辺で計測された手取層群の柱状図 (松川, 2002)

層群 (Akaiwa subgroup) からなる。大谷山層と桑島層に区分される石徹白亜層群は主に砂岩・頁岩互層からなっており、赤岩亜層群は主に砂岩から成立している。桑島層は含雲母黒色頁岩及び砂質頁岩と、細・中・粗粒の砂岩との互層からなり、層厚10cm~10mで繰り返し、頁岩及び砂質頁岩が優勢である。

国土交通省金沢工事事務所 (2002b) が2001年に海拔1,830mで実施したボーリング調査の結果によれば、深さ130mのコアも片状を呈する砂岩と頁岩起源のレキ混じ粘土であった。

2003年8月に別当谷の露頭で手取層群の層理面及びその中に分布している節理の現地調査を行った。平均的な層理面の走向と節理の走向分布をローズダイヤグラムで図-8に示している。節理走向の多くは層理面の走向方向とはほぼ直交している。図-9はシュミットネットに層

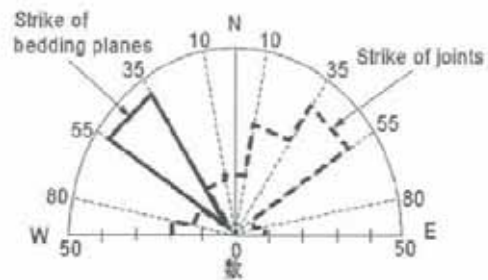


図-8 別当谷での層理面の走向と節理の走向の計測結果

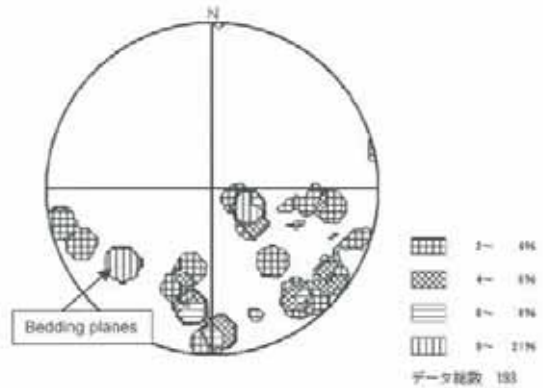


図-9 手取層群の層理面及びその中で発達している節理傾斜方向と傾斜角のシュミットネット下半球投影

理面と節理の傾斜方向及び傾斜角度を投影したものである。層理面の平均傾斜方向はS36°W、傾斜角度は40°である。節理の走向は別当谷とはほぼ平行であることから、谷の応力解放によって谷側斜面での節理が発達したのと考えられる。

4. 白山における斜面崩壊に関連する歴史

表-1は706年から現在までの甚之助谷地すべり周辺における災害と砂防に関連する歴史である (白山砂防直轄70周年記念事業実行委員会, 1999)。白山の噴火は700年代初めから1600年代中ごろまで頻繁に生じており、最後の噴火活動は1659年に発生した (玉井, 1958)。706年, 1042年及び1554年から1659年までの三回の活動期が見られ、その点から、噴火は100年~150年の活動期間を経て、約300年の休止期間へと続く。この傾向から推測すると、現在、白山は休止期の終わりにあたる。次の活動期に予想される新たな火山活動による溶岩流、火砕流及び地震活動は白山地域の地すべりの安定性に影響すると懸念される (守屋, 1984)。

これまでに、甚之助谷地域で発生した斜面崩壊の中で最も被害が大きかったのは1934年の別当崩れである (図-3参照)。集中豪雨 (3日間での降雨量は約500mm) によって、斜面崩壊が引き起こされた。崩壊土砂は、土石流に発展し、手取川に沿って、日本海まで流下した。この土石流災害によって、112名の命が失われ、172戸の家屋が倒壊し、市ノ瀬村が完全に壊滅した。

5. 甚之助谷地すべりの運動様式

1980年代初期から、地質マッピング、地盤測量、地下水位及び地すべりの変位量観測が継続されている。

光波測距儀 (EDM) を用いた光波辺長測量観測とGPS観測が地すべり変位観測に利用され、EDM観測は年一回の割合で行われている。図-10は地すべり防止区域内の観測点の分布と、1994年から2001年まで7年間の地表面変位観測結果をベクトルで示したものである。この観測結果によれば、上部ブロックは非常に活発に変位しており、7年間に約1,180mmの累積最大変位がB5とB11観測点で生じている。上部ブロックの年平均移動量は80

mm~170mmである。平均移動方向はS36°Wであり、手取層群の傾斜方向とほぼ一致している。この結果によって、甚之助谷地すべりの上部ブロックの運動は手取層群の流れ盤構造の影響を受けていることが分かる。また、谷側の斜面部分は谷地形の影響を受けて、谷方向の変位成分も呈している。

上部ブロックの活発な変位に対して、下部ブロックの尾根方向が手取層群の傾斜方向と約30°ずれているため、活発な動きがなく、ほぼ安定している。

上部ブロックの先端部分にあるB12観測点の運動方向は上部ブロックの他の観測点とは異なっており、約50°近く南方方向へ偏っている。図-11はB12点近くにある工事道路の擁壁 (図-10のF点) の破壊状況である。上部ブロックが擁壁を甚之助谷側へ押出して、最大開口幅が10cmになっていることが確認できる。

図-12は上部ブロックにある各観測点の累積変位量と観測経過時間の関係を示している。変位速度はこの7年間にほぼ変わっていない。別当谷側にあるB5観測点と甚之助谷側にあるB11観測点は最も速く変位しており、

表-1 白山地域における災害と砂防の歴史
(白山砂防直轄70周年記念事業実行委員会, 1999)

706年	白山噴火	
1042年	白山噴火	
1554年	白山噴火	
1578年	白山噴火	
1059年	白山の最も新しい噴火	
1891年	濃尾地震により甚之助谷に崩壊発生	石川 県 産 生 行
1896年	同地区での集中豪雨により大崩壊が発生	
1911年	石川県により調査着手	
1912年	甚之助谷、柳谷における山麓工の施工開始	
1923年	国の直轄事業に移管され、本格的な砂防事業が開始されるとともに内務省創設土木出張所白山砂防工場が設置された。1927年から1939年に渡り、柳谷、甚之助谷の既設雨量を治める工法として初めて階段状に砂防ダムを施工した。	同 直 轄
1934年	灰倉谷の崖面により千取川で大出水、別当谷で大崩壊が発生し、山崩凌を起し、流出積砂2,808町歩、流出家屋172戸の被害が生じた。この被害により白山砂防工場が改出され、現場事務所が一時閉鎖となった。このため白山砂防工場を金沢市柳町に設置した。	
1937年	別当谷砂防ダム群工事開始	
1944年	第2次世界大戦により砂防工事が一時閉鎖となった。	
1957年	甚之助谷第1号ダムの移動が速くなってきたため、国直轄で甚之助谷地すべり調査を開始した。	
1961年	甚之助谷地すべり対策事業に国直轄で着手した。	
1962年	北米濃地震が発生し、白山山麓に大被害を及ぼした。	
1962年	甚之助谷地すべりが地すべり防止区域に相応される。	
1973年	甚之助谷地すべり対策事業が賛成された。	
1980年	千取川ダム完成	
1982年	従来のい変位が見られてきたため、甚之助谷地すべり対策事業を再開した。	
1990年	別当谷山麓工工事開始	
1999年	大雨によって別当谷では、斜面崩壊が発生し、天然ダムが形成された。	
2001年	崖定傾壁土砂量20,000m ³ の斜面崩壊が別当谷左岸で発生した。	



図-11 上部ブロックと下部ブロックの境界 (図-10, F点) における擁壁のクラック (2003年9月3日著者撮影)

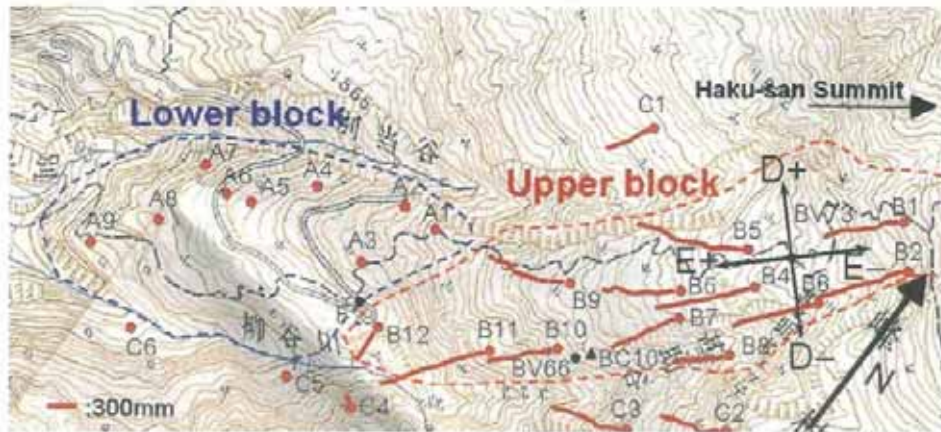


図-10 1994年から2001年までの甚之助谷地すべりに関する累積地表面変位量

中央線付近の観測点はほぼ同速度で動いている。

谷に建設されている砂防ダムは、上流からの崩壊土砂を止めるとともに、谷底の浸食も食い止めている。この意味で砂防ダム群は甚之助谷地すべりの局所変形を抑制する役割も果たしていると言える。

孔内傾斜計観測は地すべりブロックのすべり面深さ、移動方向及び変形速度を求めるのに利用される。図-13は上部ブロックに位置する孔内傾斜計BV73(図-10参照、D-は甚之助谷方向、E+は斜面下方)の観測結果を示している。測定は1997年10月23日に開始され、図-13には2000年10月27日と2001年8月6日の観測結果を示している。斜面下方への傾斜成分と甚之助谷側への傾斜成分の両成分を有する。すなわち、地すべりの変動は地層層理面の傾斜方向と谷地形の両方の影響を受けていることが推察される。また、BV73観測点におけるすべり面は三つ存在していることが確認でき、最大深さは約38mである。

2003年8月に実施した別当谷での露頭調査と試料採取によれば、頁岩の粘土化現象が顕著である。調査した厚

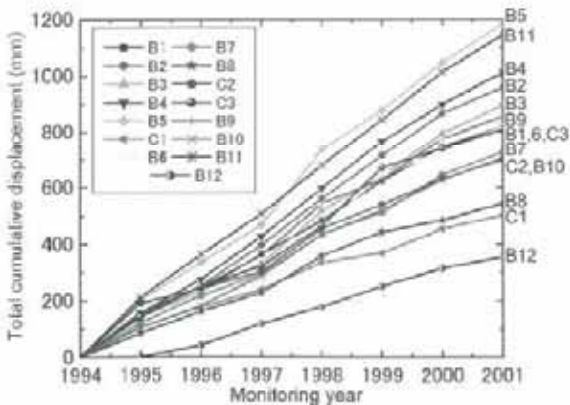


図-12 上部ブロックにおける1994年から2001年の累積移動変位量 (B1-B12, C1-C3)

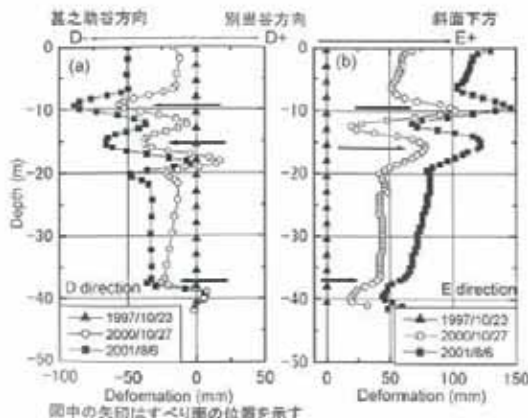


図-13 BV73観測点における孔内傾斜計の観測結果 (1997年10月23日観測開始)

さ23.1mの露頭では、粘土化している14の弱面(潜在すべり面)が検出された(図-14)。これらの弱面は非常に薄く、ほとんど砂岩層とその下に分布している頁岩層・泥岩層の間に形成され、常に水に満たされている状態である。図-15に粘土化した頁岩層の粒度分布の一例を示している。液性限界は20.1%であり、低液性限界粘土と分類される。この粘土試料の自然含水比は20.9%であり、ほぼ液性限界に達している。また、この粘土の攪乱試料を用いて、一面せん断試験を行った結果、残留内部摩擦角度が26.3°であった(図-16)。

以上のことより、甚之助谷地すべりの運動様式は以下のようにまとめられる：(1)飽和状態にある粘土化した多

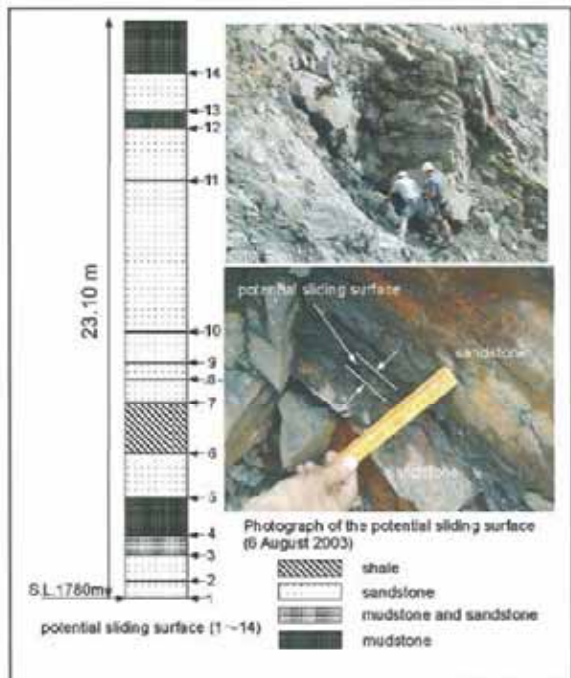


図-14 別当谷の露頭観察による潜在すべり面の調査結果(左)、試料採取(右上)および観察写真(右下)

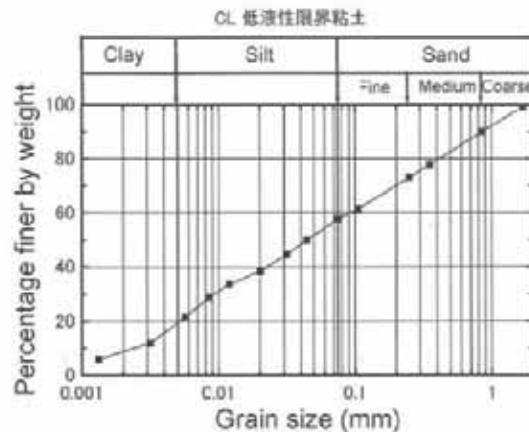
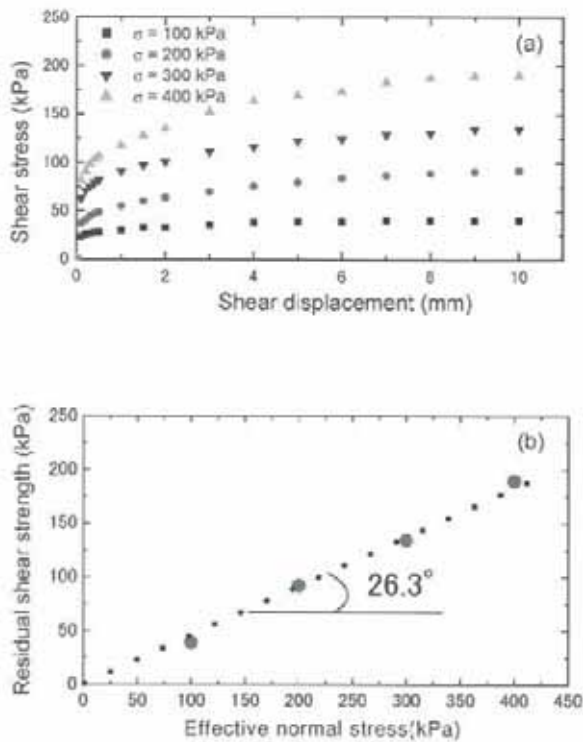


図-15 粘土化している頁岩層の粒度分布



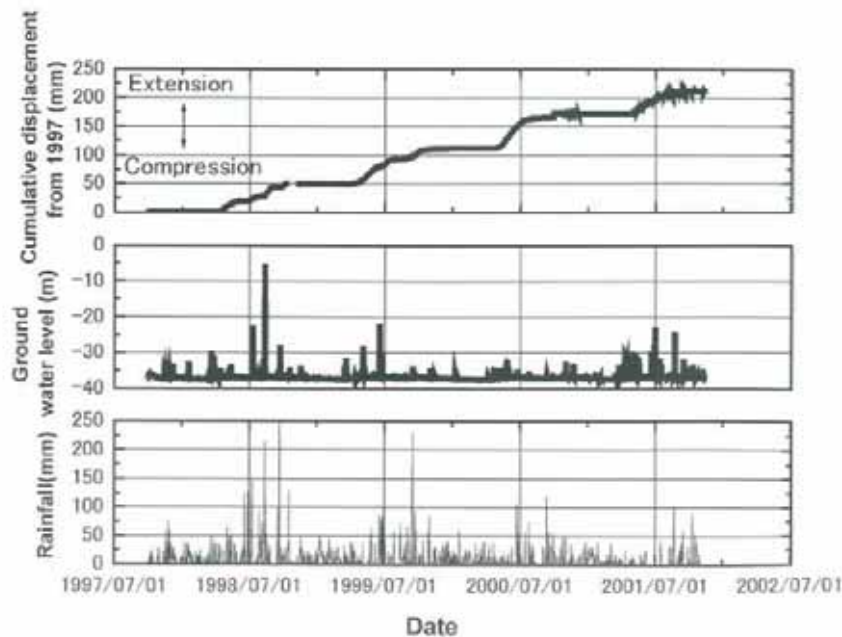
図一六 粘土化した頁岩層の攪乱試料を用いた一面せん断試験結果
 (a) せん断応力とせん断変位の関係
 (b) 残留せん断強度と有効垂直応力の関係

数の弱面が存在している；(2)変位主方向が層理面の傾斜方向と一致している；(3)局部的には、谷地形の影響を受けている。

6. 地下水変動による地すべり移動量への影響

孔内伸縮計は地すべり変形を観測するためにボーリング孔内に設置されている。ワイヤーの一端は観測孔の底部に固定され、他端は地上の回転盤に連結されている。孔内伸縮計の近くに、地下水位計が設置されている。図-17はBV66観測点（図-10を参照）における孔内伸縮計で観測された累積移動量、BC10観測点（図-10を参照）の地下水位、及び地すべり地で計測された降雨量の間係を示している。時間軸のグリッド線はこの地域の梅雨の季節にあたる毎年7月を示している。地下水位は融雪と降雨によって、4月から上昇し始め、7月ごろにピークに達する。地下水位の上昇に伴って、地すべりの運動が活発な時期に入る。地下水位が通常レベルに落ち着く時、地すべり運動はほぼ休止する。

図-17の中から2000年2月25日から2001年10月17日までの地すべりの日移動量と地下水位の間係を図-18に示す。地下水位は4月から上昇し始め、7月下旬まで高いレベルを保持している。秋雨によって10月下旬より地下水位は再び上昇し、それに伴い、変位が発生する。地下水位が37mの臨界水位を超えると、地すべり変位が生じる。1年を通して、地すべり運動は4月中旬から加速し、7月にピークとなり、9月以降はほぼ安定している。11月ごろの秋雨時期では、水位上昇量が少ないため、地表変位はそれほど大きくない。図-19に2000年2月25日から2000年9月12日までの地すべり移動量増分と地下水位増分（地下水位37m以上）の相関関係を示す。地すべり移動量の増分と地下水位増分には相関関係が見られる。このことから地下水位が臨界地下水位以上に上昇すると地すべり移動量が増加し始める。この計測結果より、臨界水位を超える地下水位が地すべり運動の最も敏感かつ大



図一七 BV66観測点の孔内伸縮計、BC10観測点の地下水位および降雨の観測結果

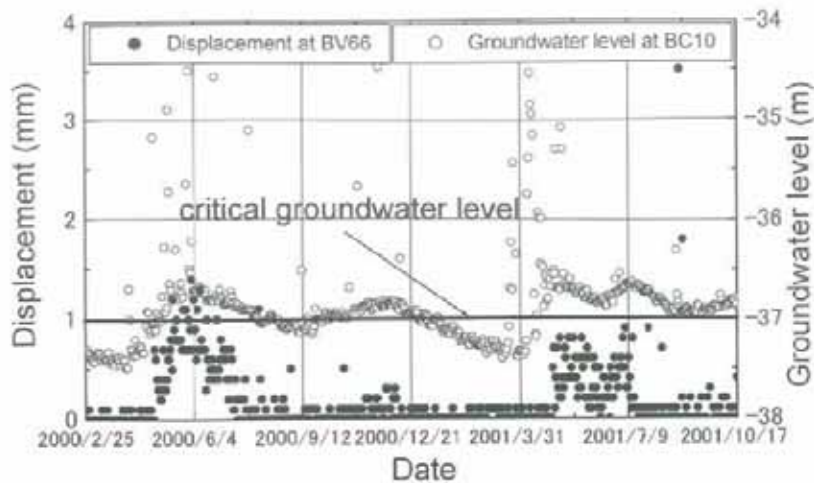


図-18 基之助谷地すべりの日移動量と地下水位の関係

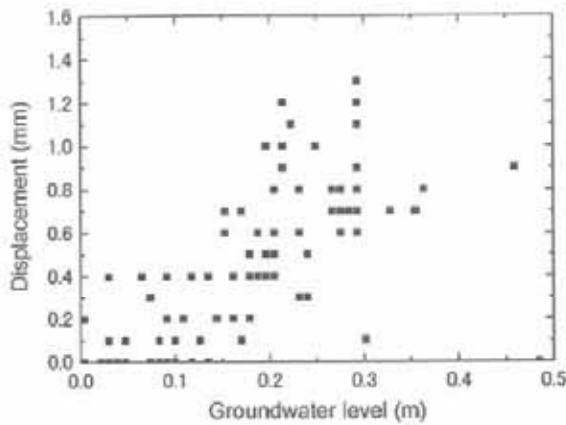


図-19 移動量増分と37mからの地下水位上昇量の相関関係

きな誘因であると判断できる。この結果に基づく排水工の設置は地すべり変位の抑制にはより大きな効果が期待できる。

7. 考察と結論

基之助谷地すべりは手取層群の流れ盤構造の上で発生している巨大地すべりである。その運動様式は複雑であり、影響要因も多様である。しかし、以下の三つの角度が興味深い。手取層群の平均傾斜角度が 40° であり、弱層である粘土化した頁岩層の内部摩擦角は 26.3° 、上部ブロックの平均勾配は 25° である。流れ盤構造といたしながら、粘土化した頁岩層（層理面）の傾斜が斜面表面傾斜より大きい場合、頁岩層に沿ってすべることが不可能である（図-20a）。ただし、もし砂岩層が強風化され、地層の完全性が失われた場合には、すべり面が粘土化した頁岩層を追跡しながら、風化した砂岩を通過する複合的なすべり面の形成が可能になる（図-20b）。基之助谷地すべりでは、砂岩・頁岩互層において深さ130mまでの風化がボーリング調査によって確認されている。別

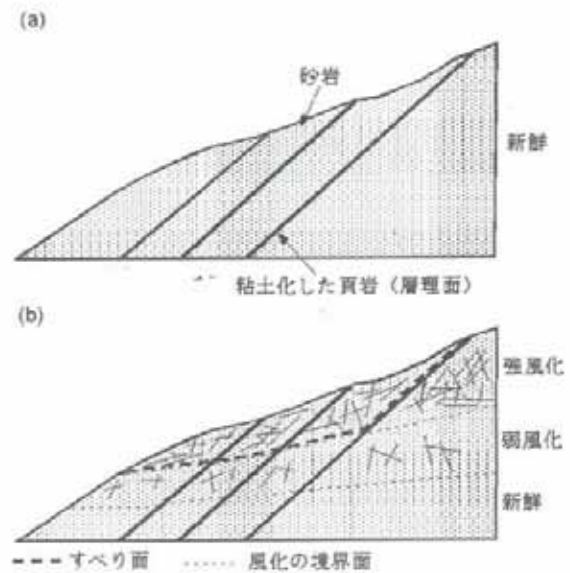


図-20 斜面崩壊の模式図
(a) 新鮮岩の場合
(b) 風化した場合

当谷側壁で見られる基之助谷地すべりの内部構造の調査解析より、このような複合すべり面の存在が確認されている（藤井・堀，2003）。図-20bのような場合、すべり面のせん断抵抗が粘土化した頁岩層（残留内部摩擦角が 26.3° ）と風化した砂岩層のせん断抵抗に支配される。地下水位変動に対して地すべり変位が敏感に反応していることから、排水工を中心とした対策を一層強化する必要があると考えられる。

以上の観測データ解析及び考察より、以下の結論が導かれる。

- (1) 基之助谷地すべりは2つのブロックに分けられる。上部ブロックは年間 $80\text{mm} \sim 170\text{mm}$ の速度で変位しており、下部ブロックはほとんど安定している。上部ブ

ロック全体の変位方向は手取層群の傾斜方向に影響されており, 局部的には両側の谷地形の影響を受けて谷側へも変位している。

- (2) 臨界地下水位を超える地下水位変動が地すべり変位に対する大きな誘因である。
- (3) 手取層群の高い透水係数を持つ破碎された砂岩層と頁岩・泥岩層の互層構造は風化作用を受けやすいことが地すべり変動の基本的素因である。
- (4) 対策の一つとして, 排水工が非常に有効である。

謝辞

本研究は文部科学省による研究補助金 (No. 15310127 代表者: 汪 発武) を受けた。国土交通省北陸地方整備局金沢河川国道事務所に観測資料を提供して頂いた。現地調査において, 金沢大学大学院生の臼中康博君, 学部生の上月真人君と高田沙君の協力を得た。記して, 感謝の意を表す。

参考文献

- 千木良雅弘 (1998): 災害地質学入門, 近未来社, 205p.
- 藤井幸泰・堀伸三郎 (2003): 別当谷側壁で見られる白山基之助谷地すべりの内部構造, 地すべり, Vol. 40, No. 5, pp. 53-57.
- 白山砂防直轄70周年記念事業実行委員会 (1999): 白山砂防, 未来への水脈, pp. 1-5.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1995): Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema, 215p.
- 紺野義夫 (1993): 石川県地質誌, 北陸地質研究所, pp. 69-78.
- 紺野義夫 (2001): 石川県地質誌・補遺, 北陸地質研究所, 194p.
- 国土交通省金沢工事事務所 (2002a): 平成13年度基之助谷地すべり調査作業報告書, 139p.
- 国土交通省金沢工事事務所 (2002b): 平成13年度基之助谷地質ボーリング調査作業報告書, 13p (コア写真と柱状図付き).
- 松川正樹 (2002): 石川県手取川上流域及び関連地域の手取層群, 手取川流域中生代手取層群調査報告書, 石川県白山自然保護センター, pp. 3-19.
- 守屋以智雄 (1984): 白山の火山地形, 金沢大学地理学報告, No. 1, pp. 130-139.
- 玉井敬泉 (1958): 白山の歴史と伝説, 石川県, pp. 1-4.
- (原稿受付2004年2月12日, 原稿受理2004年3月26日)

白山における地震時の斜面崩壊危険性の評価

宮島昌克¹・奥野洋平²・北浦 勝¹

Estimation of Earthquake Induced Slope Failure Potential of Mt. Hakusan

Masakatsu MIYAJIMA¹, Yohei OKUNO² and Masaru KITaura¹

Key Words: earthquake, hazard, Mt. Hakusan, slope failure

1. はじめに

石川県と岐阜県の県境に位置する白山は、急峻な地形、多雨・多雪の気象状況および軟弱な砂岩・頁岩互層からなる地質状況を有しており、古くから土砂災害が多発している。そのため1912年から石川県によって初めて治山事業が開始され、1927年には国の直轄事業として本格的な砂防事業が開始、1962年には地すべり防止区域に指定されている。土砂崩壊の起因としては降雨や雪解け水などが主たるものであるが、この他に内陸型の地震が考えられる。特に白山は周囲を複数の断層帯に囲まれており、地震が発生する可能性が高い地域にある。また、白山を源流とする手取川は、河床勾配が大きい急流河川であるため、通常の河川よりも短時間で土砂や洪水が下流の生活地域へ到達する危険性が高い。そのため地震が発生した場合、斜面崩壊によって発生した大量の土砂が手取川から流出し、下流の白峰地区などに甚大な被害をもたらす恐れがある。

本研究は、地震発生時に大規模な土砂の崩壊が起こる可能性やその規模を推定することを目的とする。これらは防災対策を考える上で、重要な資料となり得る。三霊山の1つである白山は、毎年約5万人の登山客が訪れている観光地でもある。したがって登山客の安全を考える上でも、本研究は重要である。

本研究では、まず過去の地震で土砂崩壊の生じた地点を全国の事例から抽出して距離減衰式を用いて最大加速度を計算し、土砂崩壊が発生しうる加速度を推測した。それを、過去に白山周辺で地震が発生した際の白峰観測所における推定最大加速度と比較して、過去の地震で白山で土砂崩壊が発生した可能性を検討した。また、過去の土砂崩壊の記録を用いて、土砂の崩壊量と崩壊地点の最大加速度の関係を、傾斜角や地質を考慮した上で検討した。こうして得られた結果を基に白山の地震による斜面崩壊危険性の評価を行った。

2. 白山周辺地域の特徴と災害史

2.1 白山の概要

図1に白山の位置を示す。白山は2,703mの標高を有する独立峰であり、御前峰と剣ヶ峰、大汝峰の3つの峰が山頂部を形成している。白山には複数の地すべりブロックが存在しており、最も規模の大きいものが甚之助谷地すべりである。

¹ 金沢大学大学院自然科学研究科 (Graduate School of Natural Science and Technology, Kanazawa University)

² 魚津市土木部 (元 金沢大学学生) (Department of Civil Engineering, Uozu City Office)

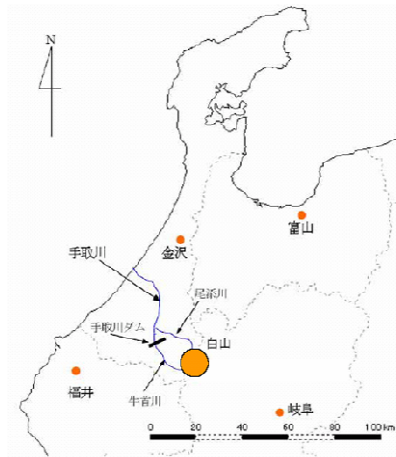


図1 白山の位置

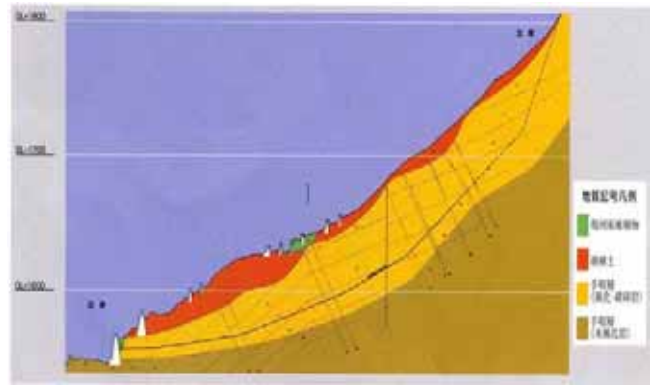


図3 甚之助谷地すべりの断面図¹⁾

図4 白山周辺の地質図¹⁾

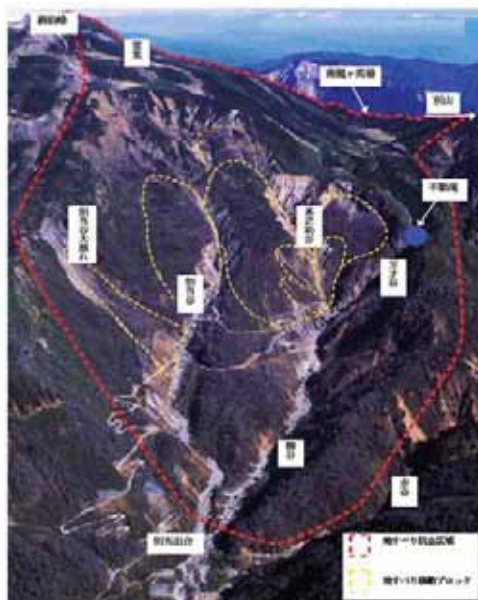
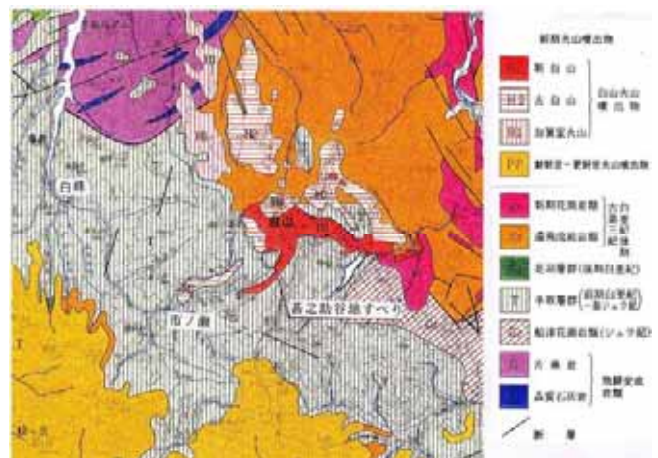


図2 地すべり防止区域の航空写真¹⁾



2.2 白山周辺の地質状況

国土交通省北陸地方整備局金沢河川国道事務所(2003)「甚之助谷地すべり」¹⁾から転載した甚之助谷地すべりの断面図を図3に、甚之助谷地すべりとその周辺の地質図を図4に示す。白山の基盤岩は古生代の飛騨片麻岩であり、その上に中生代ジュラ紀～白亜紀前期の湖成堆積層である手取層群の頁岩・砂岩互層及び礫岩が広く分布している。手取層群の上を白亜紀の濃飛流紋岩、そして第四紀の古白山火山噴出物(10万年前)、新白山火山噴出物(1万年前)が覆っている。

白山を構成している地質のうち、手取層群は、構造運動による破碎と熱水変質あるいは温泉変質によって粘土化し、破碎と風化が著しくなっている。また断層の破碎帯が縦横に存在しているため、これらを伝わって豊富な地下水が被圧耐水層に流

この周辺は、御前峰から南の別山に伸びる稜線の西側直下の斜面であり、溶岩流の噴出によって形成された緩斜面である南龍ヶ馬場を除けば、斜面傾斜 30° を超える急峻な地形となっている。甚之助谷地すべりは標高1,200mから2,100mの区域に位置しており、全国でも極めてまれな高山地域にある大規模地すべりである。地すべり防止区域は御前峰を最高点とし、甚之助谷を中央に別当谷・柳谷・万才谷を含む区域である。図2に国土交通省によって撮影された地すべり防止区域の航空写真¹⁾を示す。

入し、間隙水圧が増加しやすい状況となっていることから、地すべりが発生しやすい地質といえる。

2.3 白山における歴史的災害

白山の歴史時代の災害については、700年代初めから1600年代中ごろまで周期的に噴火し、1659年に最後の噴火活動を起こしたと文献に記録されている。706年、1042年及び1554年～1659年の三回の活動期を統計的に見ると、噴火の活動周期は100～150年であり、1つの活動期間を経て、約300年の休止期へと続いていることがわかる。この周期に従うと、現在白山は休止期の終わりから活動期の始めにあたるといえる。次の活動期に予想される新たな火山活動、溶岩流、火砕流及びそれによって生じる地震活動は地すべりの安定性に影響すると懸念されている。

これまでに白山で発生した斜面災害のうち、記録が残っている中で最も被害の大きかったものは1934年の別当崩れである。2日間で約466mmを記録した激しい豪雨によって、別当谷の右側斜面の斜面崩壊が引き起こされた。崩壊土砂は土石流に発展し、手取川に沿って日本海まで流下し、112名の命が失われ、240戸の家屋が倒壊し、手取川下流の市ノ瀬村落が完全に壊滅した。現在でもその斜面崩壊跡が残っており、当時の災害の凄まじさを物語っている。

最近では、1999年に別当谷で降雨によって斜面崩壊が引き起こされ、地すべりダムが形成された。この際、別当谷に監視カメラと警報システムがこの地すべりダムを監視するために設置されたが、その後地すべりダムはゆっくりと崩壊したため、大きな被害は発生していない。2001年には推定崩壊土砂量2万m³の斜面崩壊が別当谷左岸で発生している。2004年5月17日には、豪雨によって別当谷で推定崩壊土砂量17万6千m³の斜面崩壊が引き起こされ、別当出合に架けられていたつり橋が流出している。

3. 地震を起因とした土砂崩壊事例の検討

3.1 全国の土砂崩壊地点における最大加速度の推定

白山における地震時の斜面崩壊危険度の評価を行うに当たり、まず過去に全国で発生した土砂崩壊地点の推定最大加速度から、土砂の崩壊が発生する可能性を推測できるかを検討した。最大加速度の推測には、福島・田中が提案した以下の距離減衰式²⁾を用いた。

$$\log A_{\max} = 0.51M - \log(D + 0.006 \cdot 10^{0.51M}) - 0.0034D + 0.59$$

A_{\max} : 基盤上での最大加速度 (gal : cm/s²)

M : 気象庁マグニチュード

D : 断層からの最短距離 (km)

上式は、ほぼ硬質地盤における最大加速度の平均的な値を与える式である。そのため今回の計算は、対象とした地点がすべて硬質地盤であると仮定して行うこととした。

対象とした土砂崩壊は、建設省河川局砂防部(1995)「地震と土砂災害」³⁾に掲載されていた大規模土砂崩壊の事例から、本研究の条件に沿うものを抽出した。具体的な条件としては、内陸型地震を直接の誘因として発生したものとして、海溝型地震を誘因とした事例は考慮しないものとした。これは海洋型地震の震源は陸地から比較的離れている場合が多く、土砂崩壊の事例が少なかったからである。土砂崩壊の規模に関しては、記録が残されていた江戸時代以前は100万m³以上のものを、明治時代以降は1万m³以上の事例を中心に抽出した。その結果、条件に合う大規模土砂崩壊を引き起こした地震は23事例、抽出した大規模土砂崩壊は53箇所となった。これらの地点における最大加速度を福島・田中式を用いて算出した。

図5に算出した推定最大加速度と土砂崩壊発生件数の関係を示す。これより推定最大加速度が

300gal を超えると崩壊の発生件数が飛躍的に増加しているのが分かる。

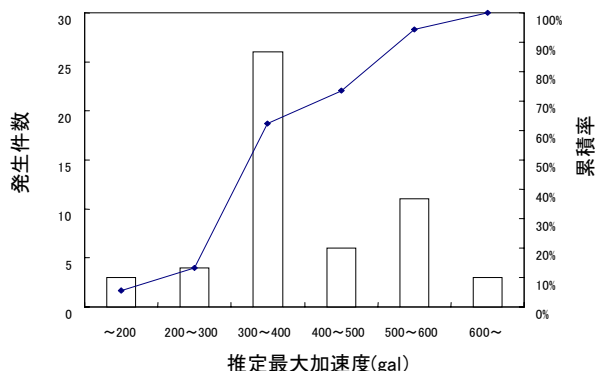


図5 推定最大加速度と土砂崩壊発生件数³⁾

3.2 推定最大加速度を用いた崩壊土砂量の予測

3.2.1 推定最大加速度と崩壊土砂量の関係

前節で算出した推定最大加速度の値から崩壊土砂の量を推測できるのかを検討した。まず推定最大加速度と崩壊土砂量の散布図を図6に示す。

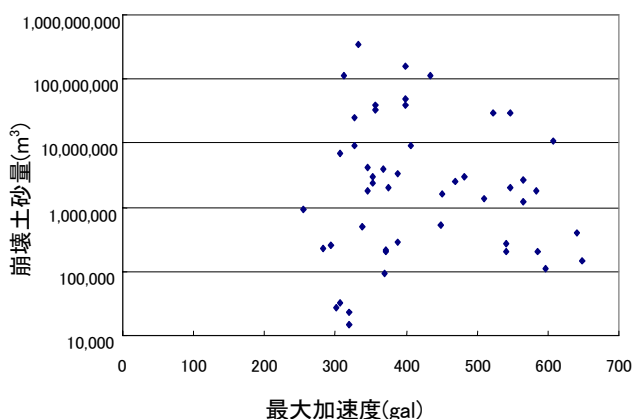


図6 推定最大加速度と崩壊土砂量の関係

同図から、推定最大加速度が 300gal~400gal の範囲内で最も規模の大きい4億m³を超える崩壊が発生していること、600gal以上の範囲では1千万m³をこらうじて超える崩壊が1件発生しているだけであることがわかり、推定最大加速度と崩壊土砂量の相関を明確に読み取ることができなかった。これは推定最大加速度が 600gal を超える事

例が少なかったことや崩壊地点の地質や斜面勾配などを考慮していなかったためであろう。そのため崩壊地点の地質や斜面勾配を考慮することとした。

3.2.2 地質による分類

まず、崩壊地点における地質を考慮する。図7に地質と土砂崩壊の発生件数及び崩壊土砂の量の関係を示す。

白山周辺に多く分布している火山岩噴出物の地域で土砂崩壊が多く発生しているのがわかる。またこの地域では100万m³以上の規模の土砂崩壊が占める割合が多く、1億m³を超える崩壊も発生していることがわかる。そのため火山噴出岩が分布する地域では大規模な土砂の崩壊が発生しやすいといえる。また、中・古成界が分布している地域では、火山噴出岩が分布する地域と比較すると、土砂崩壊の発生件数こそ少ないが崩壊土砂の量が100万m³を超える事例ばかりであった。このことから、土砂の崩壊は発生しにくいものの、一旦崩壊が起これば大規模な崩壊が起きる可能性が高い地質であるといえる。

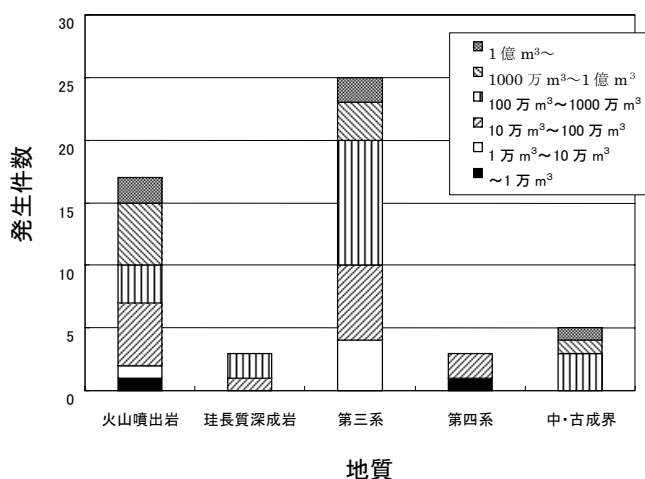


図7 地質と土砂崩壊発生の関係

つぎに、それぞれの地質における推定最大加速度と崩壊土砂量の関係を検討する。地質ごとの推

定最大加速度と崩壊土砂量の関係を図8に示す。このうち火山噴出岩が分布している地域では、推定最大加速度が350gal~400galの範囲で最も土砂の崩壊が発生していた。また崩壊土砂量の平均値は、約1,920万m³であった。ただし崩壊土砂の量は300gal~400galの範囲内で分散していたため最大加速度と崩壊土砂の量の関係は読み取りにくい。この地質では、500galを超える範囲で最大加速度が増加しているにも係わらず崩壊土砂の量が減少している傾向が見られた。このことから、火山噴出岩が分布する地域では最大加速度の大小によらず大規模な崩壊が起こりうるといえる。

中・古成界が分布する地域では、最大加速度にかかわらず崩壊土砂の量が100万m³を超えていた。しかし、事例が少なかったため、最大加速度と崩壊土砂量の関係は明確ではない。また、事例が少ないものの崩壊土砂量の平均値は約7,170万m³と非常に大規模であった。

火山噴出岩、中・古成界の両地質においてグラフの崩壊土砂量の値が分散しており、最大加速度と崩壊土砂量の関係が明確ではなかったため、加速度レンジごとの平均崩壊土砂量を考慮すること

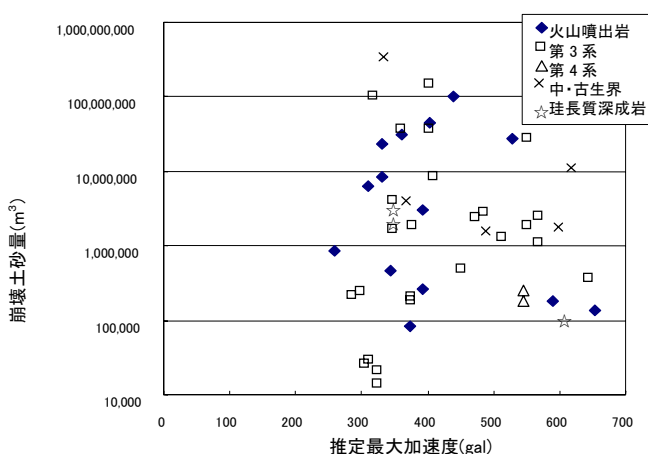


図8 地質ごとの推定最大加速度と崩壊土砂量の関係

図9に、最大加速度を250galから500galまで、

50galごとの5つに分類した加速度レンジごとの平均崩壊土砂量を示す。同図より、火山噴出岩が分布している地域では、最大加速度の増加に伴って平均崩壊土砂量が増加していることがわかる。このため、最大加速度を計算することで、崩壊土砂量のある程度推測することは可能であると考えられる。しかし、中・古成界が分布している地域では事例が少なく、例外的な大規模崩壊事例を含んでいたためか、最大加速度と崩壊土砂量に負の相関が表れた。さらに、より多くの事例を収集し、最大加速度と崩壊土砂量の関係を検討にする必要がある。

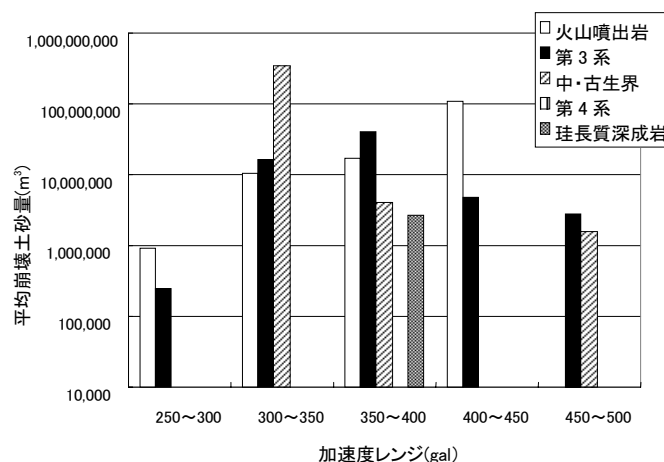


図9 加速度レンジごとの平均崩壊土砂量

3.2.3 斜面勾配による分類

崩壊地点の斜面勾配を考慮する。まず、図10に全国53箇所の崩壊地点における斜面勾配と土砂崩壊発生件数関係を示す。同図より、斜面勾配が30°~40°の斜面で集中して土砂崩壊が発生していることがわかる。40°を超える急斜面で土砂崩壊が少ない原因は、堅固な岩盤により構成され安定度が高いことや、急勾配斜面の数が少ないためと考えられる。

図10 斜面勾配と土砂崩壊発生件数の関係

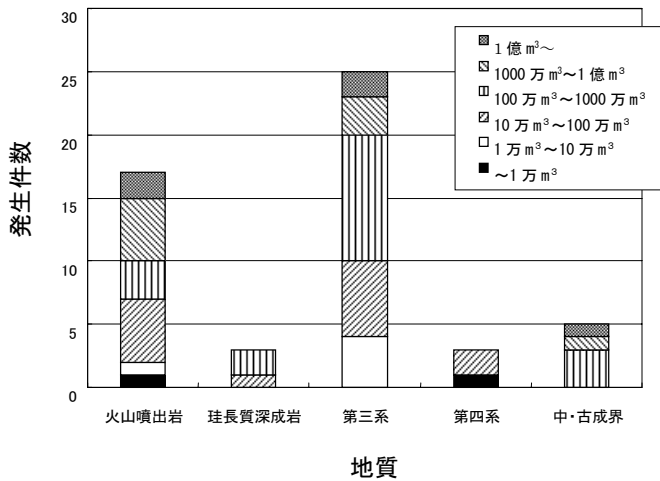
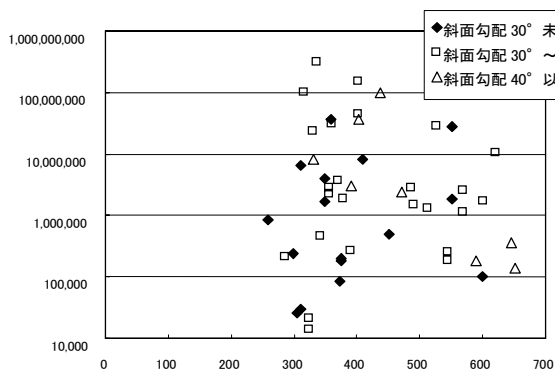


図 1 1 勾配ごとの推定最大加速度と崩壊土砂量の関係

つぎに、斜面勾配ごとの推定最大加速度と崩壊土砂量の関係を検討する。図 1 1 に斜面勾配ごとの推定最大加速度と崩壊土砂量の関係を示す。同図より白山と同様の斜面勾配が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の地点では、推定最大加速度が $350\text{gal} \sim 400\text{gal}$ の範囲で最も土砂崩壊が発生していることがわかる。また $300\text{gal} \sim 350\text{gal}$, $500 \sim 600\text{gal}$ の範囲でも多くの崩壊が発生しているのが読み取れる。斜面勾配が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の範囲では、全体的に崩壊土砂の量が多かったためかその平均値は $4,650 \text{万 m}^3$ であった。最大加速度と崩壊土砂量の関係は明確に現れなかったが、図からもわかるように、 $300\text{gal} \sim 400\text{gal}$ の範囲では崩壊土砂量は広く分散していたが、 $500\text{gal} \sim 600\text{gal}$ の範囲内では 100万 m^3 を超える事例が多く、最大加速度の増加に伴い崩壊土砂量が増加傾向にあることを示しているといえる。しかし、斜面勾配が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の地点では、 $300\text{gal} \sim 400\text{gal}$ の地点の方が $500\text{gal} \sim 600\text{gal}$ の



地点よりも崩壊土砂量が多かった。これは

500gal を超える事例が少なかったこともあるが、小さい最大加速度でも大規模土砂崩壊が発生するというを示唆しているといえる。

つぎに、地質と同様に加速度レンジごとの平均崩壊土砂量を検討する。加速度レンジは、地質と同様に最大加速度が 250gal から 500gal の範囲を 50gal ごとに分けて分類した。図 1 2 に加速度レンジごとの平均崩壊土砂量の値を示す。

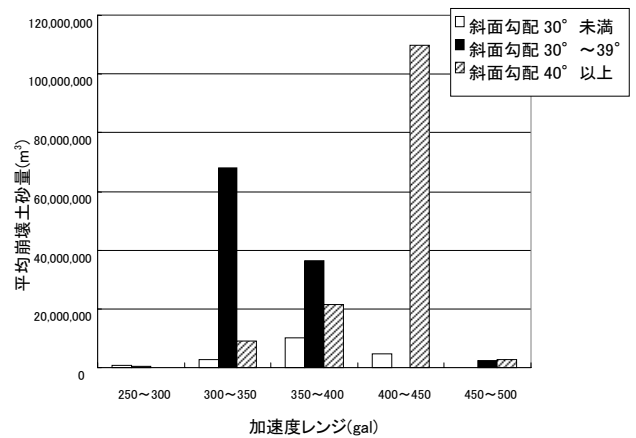


図 1 2 加速度レンジごとの平均崩壊土砂量

同図より、斜面勾配が $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の地点では、最大加速度と平均崩壊土砂量の間には負の相関が表れている。これは $300\text{gal} \sim 350\text{gal}$ の範囲内で 1億 m^3 を超える大崩壊が 2 件発生しており、 $300\text{gal} \sim 350\text{gal}$ の地点よりも $350\text{gal} \sim 400\text{gal}$ の地点の事例が多かったためである。

4. 白山における崩壊の発生可能性と崩壊土砂量の推測

4.1 白山周辺で発生した過去の地震時の最大加速度の推定

4.1.1 最大加速度の推定

白山周辺で過去に発生した地震時の白山における最大加速度を、福島・田中式を用いて推測した。白山の基盤岩である飛騨片麻岩は非常に強固な岩石であるため、ほぼ硬質地盤における最大加速度の平均的な値を与える福島・田中式を適用することが可能であるといえる。

計算に用いる地震は、白山から半径 150 km以内に震源が存在し、実際に大規模な土砂崩壊が発生したと記録が残っている、マグニチュード(以下、 M と略記する)7.0~8.0 前後の内陸型地震の中から抽出した。これは白山の斜面崩壊危険性を評価するにあたって、将来発生する可能性が高い地震を評価する必要があるからである。白山周辺には活動度の高い断層が集中しており、 $M7.0$ 前後の地震の発生確率は数十年に 1 回程度である。また $M8.0$ 前後の地震に関しても、1つの断層帯では数千年に 1 回程度の発生確率だが、中部地方だけでこのような断層帯が 8箇所分布しているため、白山周辺での発生確率は数百年に 1 回程度と考えられる。震源が半径 150 km以内にあったものを採用したのは、 $M8.0$ 前後の内陸型地震時には、被害を受ける範囲が震源から半径 70~150 km程度と考えられるからである。しかし海洋型地震に関しては、白山は内陸部に位置しているため、 $M8.0$ 以上の巨大地震が発生したとしても白山が受ける影響は少ないと思われるため、考慮しないこととした。

計算に用いた各地震の名称とその規模、発生年代及び起因となった断層帯と白山の最短距離をそれぞれ表 1 に示す。最大加速度を算出する地点は白山の白峰観測所とし、断層との最短距離は、過去の地震の起因と推測されている断層帯と白峰観測所との最短距離として算出した。

表 1 過去の地震の規模と断層から白山との距離³⁾

発生年	地震名	M	白山との距離 (km)
1586. 1. 18	天正地震	7.9	31.5

1662. 6. 16	琵琶湖西岸地震	7.6	92.3
1847. 5. 8	善光寺地震	7.4	152.5
1858. 4. 9	飛越地震	7.1	30.6
1891. 10. 28	濃尾地震	8.0	38.4
1948. 6. 28	福井地震	7.1	38.5
1961. 8. 19	北美濃地震	7.0	21.4
1984. 9. 14	長野県西部地震	6.8	97.2

計算結果を図 1 3 に示す。このうち最大加速度が 230gal を超えた 4つの地震発生時に白山で土砂の崩壊が発生したという記録が残っている。最大加速度が 230gal 程度で土砂の崩壊が発生する可能性が高いことより、全国の事例と比較して白山で崩壊が発生する危険性は高いといえる。

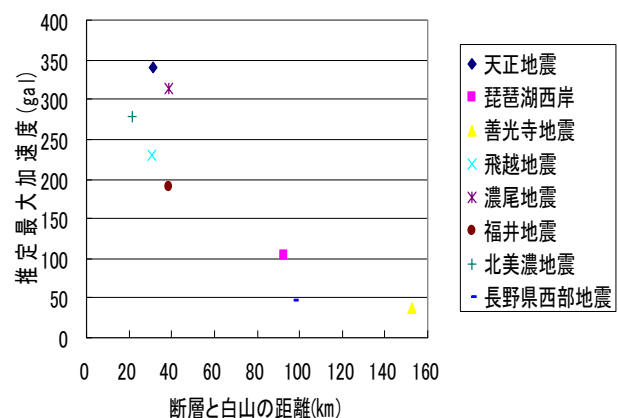


図 1 3 過去の地震時の白峰観測所における最大加速度

4.2 想定地震発生時の最大加速度の推定

白峰観測所における、周辺の断層帯を起因とする地震発生時の最大加速度を福島・田中式を用いて推測した。なお最大加速度を求める地点は、白峰観測所とし、断層からの距離も白峰観測所と各断層帯の最短距離として計算した。計算に用いる断層帯は、白山から半径 100 km以内に分布し、地震発生時に $M7.0$ 前後と予想されているものから抽出した。いずれの断層帯も活動間隔は数百~数千年に一回程度であるが、最新の活動時期がず

れていることから、白山周辺で内陸型地震が発生する可能性は高いといえる。

計算に用いた断層名と予想される地震の規模、断層と白山の距離を表2に示す。

表2 白山周辺の断層の規模と白山からの距離³⁾

断層帯名	M	白山との最短距離 (km)
庄川断層帯	7.9	46.9
跡津川断層帯	7.9	30.6
森本・富樫断層帯	7.2	33.3
福井平野東縁断層帯	7.6	29.4
砺波平野西縁断層帯	7.3	44.1
呉羽山断層帯	7.2	65.5
邑知渦断層帯	7.0	57.9
阿寺断層帯	(全体)	
	7.9	(北部) 54.3
	(北部)	(南部) 54.8
	6.9	
	(南部)	
	7.8	
長良川上流断層帯	7.3	30.0
濃尾断層帯	7.7	46.8
境峠・神谷断層帯	7.6	88.5

計算結果を図14に示す。図より7つの断層帯が活動した場合に白峰観測所で最大加速度が230galを超える可能性があることがわかる。このうち5つの断層帯では、地震調査研究推進本部の長期評価⁴⁾より、今後300年以内に活動する可能性が10⁻³%未満と推測されているため危険性は低いといえる。しかし森本・富樫断層帯と福井平野東縁断層帯は、今後30年以内に活動する可能性が、それぞれ0~5%、0.4%と高いため、白山で崩壊が発生しうる規模の地震が起きる可能性は高いといえる。また、前章で行った検討結果に基づくと、

これらの断層帯が活動した際の推定最大加速度では100万~1億m³の規模の崩壊が発生する恐れがあるといえる。

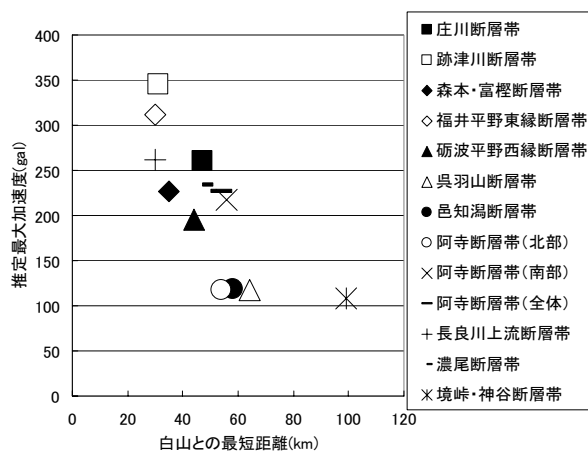


図14 各断層帯が活動した際の白峰観測所における推定最大加速度

5. 結論

全国では最大加速度が300galを超えると崩壊の発生確率が高まるのに対し、白山では230galで崩壊が発生した事例がある。また白山周辺の森本・富樫断層帯や福井平野東縁断層帯は今後活動する可能性が高く、活動した際の白峰観測所における推定最大加速度が230galを超えることから、白山の斜面崩壊危険度は高いといえる。

またこれらの断層帯が活動した際の最大加速度の範囲では、全国の白山と同様の地質の地点で100万~1億m³の崩壊が発生しており、両断層帯が活動した際には同程度の規模の土砂が流出する恐れがあるといえる。

今後は、さらにより多くの過去の事例を収集し、最大加速度と崩壊土砂量の関係を明確にすることで、白山の斜面崩壊危険度をより正確に評価したい。

参考文献

- 1) 国土交通省北陸地方整備局金沢河川国道事務所：

甚之助谷地すべり, pp.1-11, 2003.

2) Fukushima, Y. and Tanaka, T.: A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 84, pp. 757-783, 1990.

3) 建設省河川局砂防部：地震と土砂災害, 砂防広報センター, pp.1-2, 1, 1995.

4) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：
<http://www.jishin.go.jp/main/>

白山甚之助谷地すべりの変形メカニズム
及び運動予測に関する研究調査報告

奥野岳志
(金沢大学大学院自然科学研究科)

汪 発武
(京都大学防災研究所)

松本樹典
(金沢大学大学院自然科学研究科)

第1章 序論

1.1 研究目的と意義

白山地域では 1927 年から国の直轄事業として本格的な砂防事業が開始された。1934 年白山にある別当谷において別当崩れが発生した。この斜面崩壊は手取川で他の斜面崩壊と合流し、土石流になった。この土石流により、112 人の方が亡くなり、240 家屋が倒壊し、一つの村が完全に壊滅した。このような災害を防止すべく、現在では国土交通省によって白山では大規模地すべりである甚之助谷地すべりの監視が行われている。甚之助谷地すべりに対する現在までの監視結果によれば、西側の甚之助谷と別当谷に造られた砂防堰堤を乗せたまま、地すべり土塊は下方へと年間数十 cm の速度で移動している。長距離運動地すべりに発展すると、手取ダムを含む下流での被害が想定される。

そこで本研究の目的として、甚之助谷地すべりの監視結果に基づいて影響素因・誘因を解明するとともに、有限差分法を用いた 2 次元の変形解析を行い、変形メカニズムを明らかにする。また、地すべりが発生した場合の運動範囲について、運動シミュレーションを用いて甚之助谷地すべりの運動予測を行う。

本研究において甚之助谷地すべりの運動様式・影響素因を解明することは災害防止対策の基礎となる。また、甚之助谷地すべりの運動予測は避難経路や避難場所を決定する資料となる。以上のことから本研究は斜面災害防止・防御に対するハード面とソフト面において非常に重要な意義をもつ。

本論文は、第 1 章序論から第 7 章結論まで成り、以下は本論文の構成を示す。

第 1 章 序論

第 2 章 甚之助谷地すべりの概要

第 3 章 甚之助谷地すべりの地質踏査

第 4 章 甚之助谷地すべりの監視結果

第 5 章 甚之助谷地すべりの変形解析

第 6 章 運動シミュレーションを用いた甚之助谷地すべりの運動予測

第 7 章 結論

第2章 甚之助谷地すべりの概要

2.1 甚之助谷地すべりの位置とその周辺地域の現状

甚之助谷地すべりは石川県金沢市の南方約 70 km、石川、岐阜両県の県境にそびえる白山の南西斜面に位置し、手取川の上流牛首川の源流部に位置する（図 2.1）。この周辺は、白山の最高峰である御前峰（標高 2,703 m）から南の別山（標高 2,399 m）に伸びる稜線の西側直下の斜面であり、溶岩流の噴出によって形成された緩斜面南龍ヶ馬場を除けば、斜面傾斜 30° を超える急峻な地形となっている。甚之助谷地すべりは標高 1,200 m から 2,100 m の区域に位置しており、全国の地すべり防止区域でも極めてまれな高山地域にある大規模地すべりである。

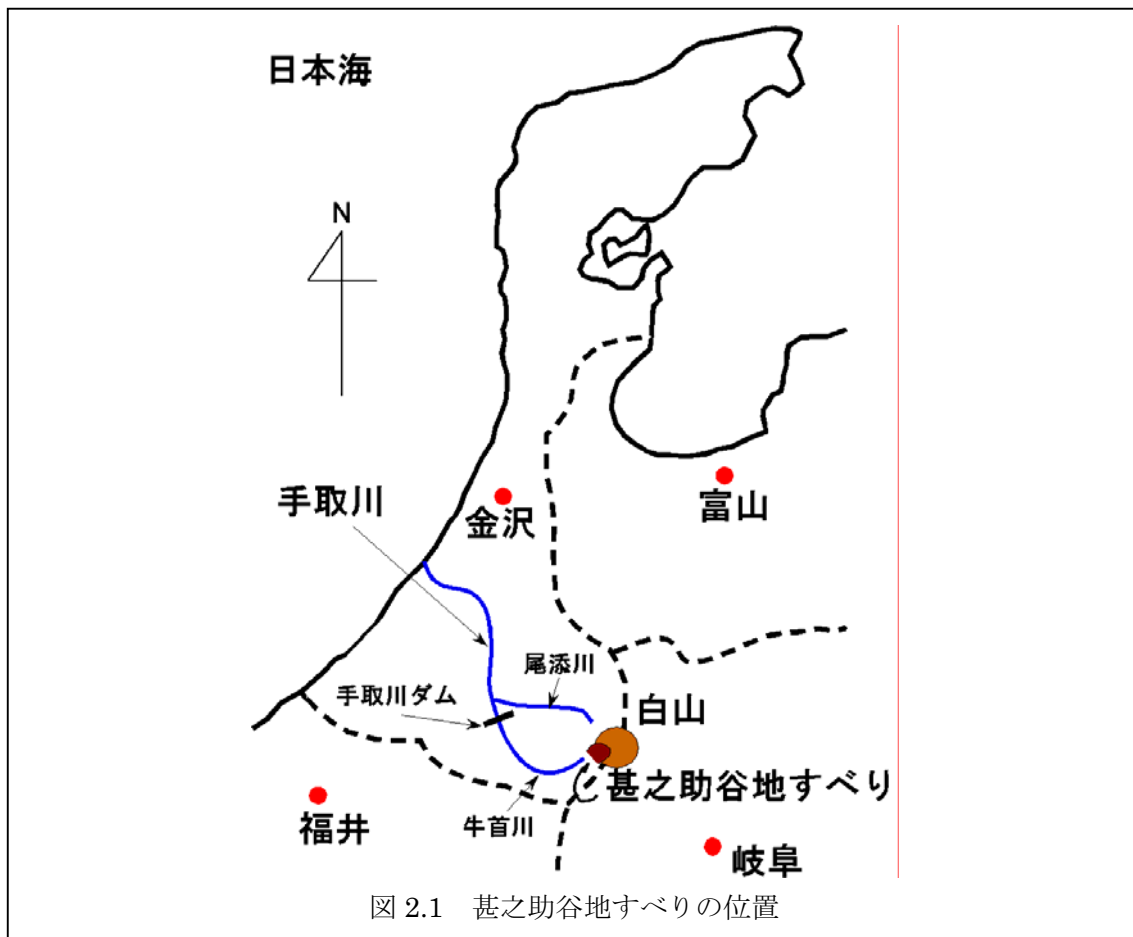


図 2.2 に甚之助谷地すべりの「地すべり防止区域」を示している。「地すべり防止区域」は点線で囲まれた区域であり、甚之助谷地すべりは地すべり防止区域内の中央に示した区域である。甚之助谷の左側にある谷が別当谷、右側の上部にある谷が甚之助谷、右側の下部にある谷が柳谷と呼ばれている。不動滝の上流にある谷が万才谷である。地すべり防止区

域は、御前峰を最高点とした別当谷・甚之助谷・万才谷を含む面積 502.5 ha で、1962 年に国によって指定された。1927 年から現在まで、50 基を超える砂防堰堤が甚之助谷と柳谷に建設され（図 2.3）、その一方で 30 基を超える砂防堰堤が別当谷に建設されている。当地域は白山国立公園特別保護地区内にあり、地すべり防止区域の最頂部は御前峰、末端部は別当出合である。三霊山の一つである白山には毎年約 50,000 人の登拝者が訪れる観光地となっている。

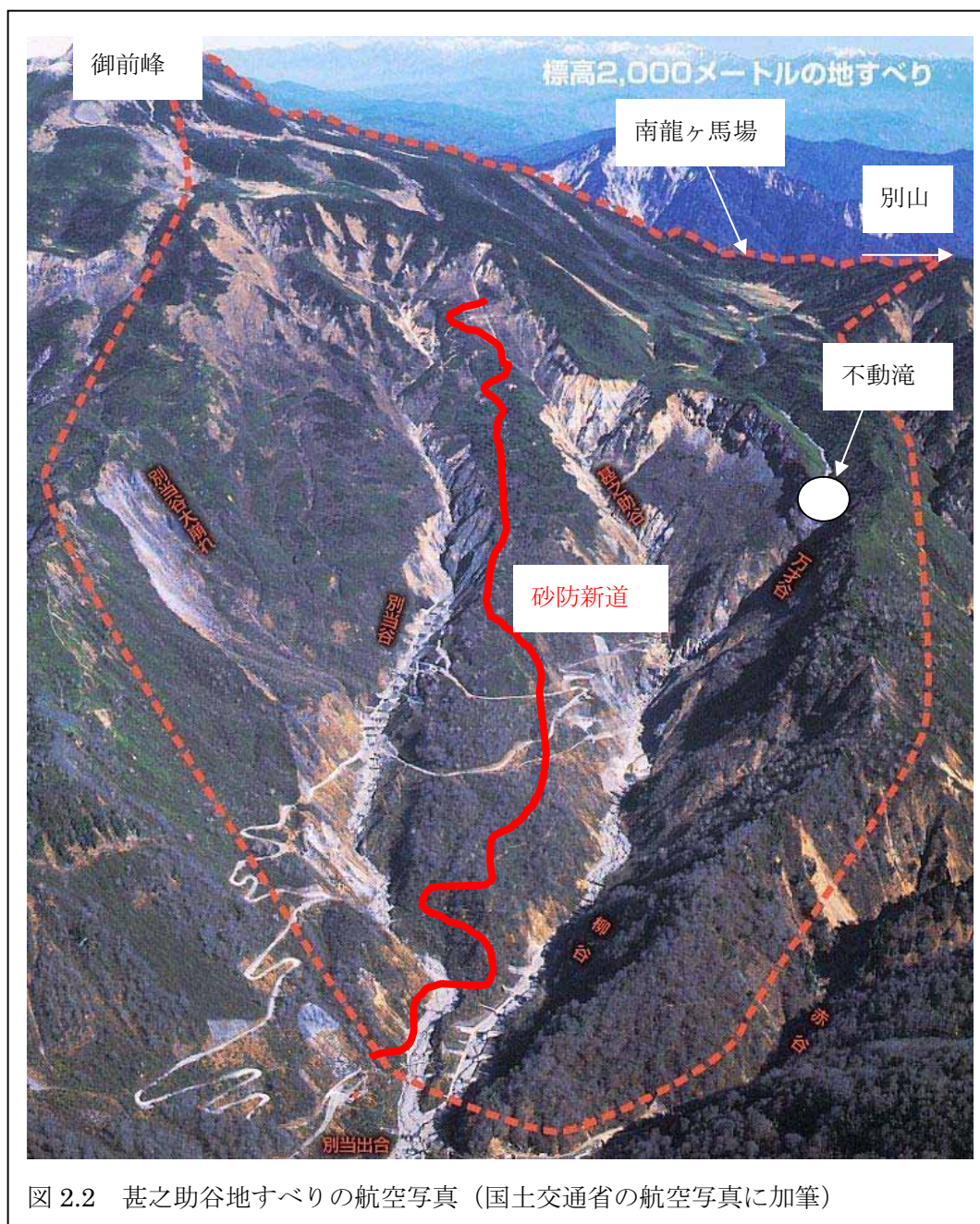
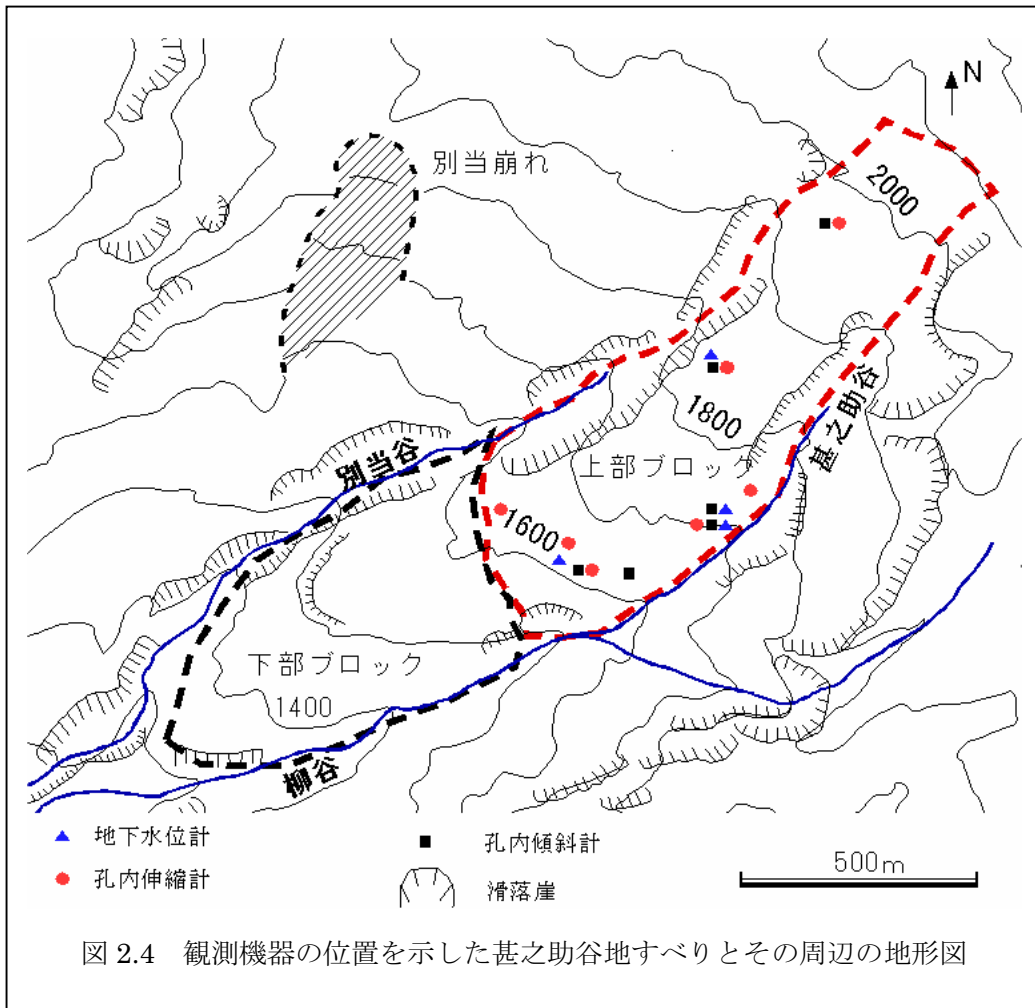




図 2.3 甚之助谷側の砂防堰堤群（2002年8月6日撮影）

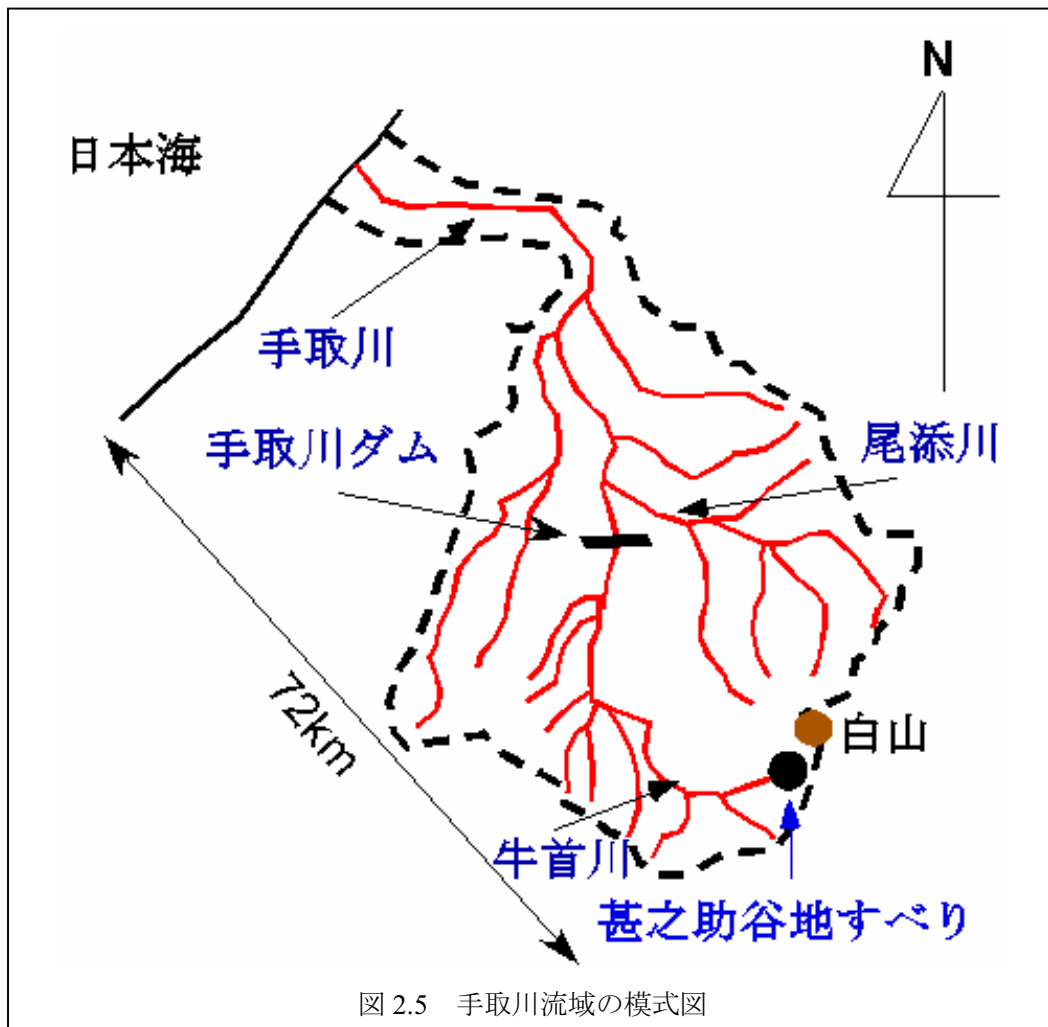
地すべり防止区域内では、多くの斜面崩壊現象が発生している。砂防新道沿い標高 1,780 m 付近で 20~30 m ほどの距離で平になっている。標高 1,800 m 付近で池が長さ 60m、標高 1,875 m 付近で幅 10m、直径 5m を持つ池が確認された。標高 1,810 m 付近で逆地形が確認された。逆地形とは言い換えれば山向き小崖とも呼ばれ、地すべり活動の明確な証拠になり得る。このような池や逆地形が甚之助谷地すべりの至る所で確認された。また、図 2.2 に見られるように、地すべり防止区域内で植生に覆われていない場所はつねに斜面崩壊を繰り返していることを如実に物語っている。

図 2.4 は甚之助谷地すべりとその周辺の地形図を示しており、国土交通省によって設置されている観測機器の位置が記されている。甚之助谷地すべり内では現在、地下水位計が 4 箇所、孔内傾斜計 6 箇所、孔内伸縮計 7 箇所による観測を行っている。それに加えて、年一回の割合で地盤測量や GPS による地表面移動量観測を毎年おこなっている。



2.2 手取川流域の地形特徴と気候

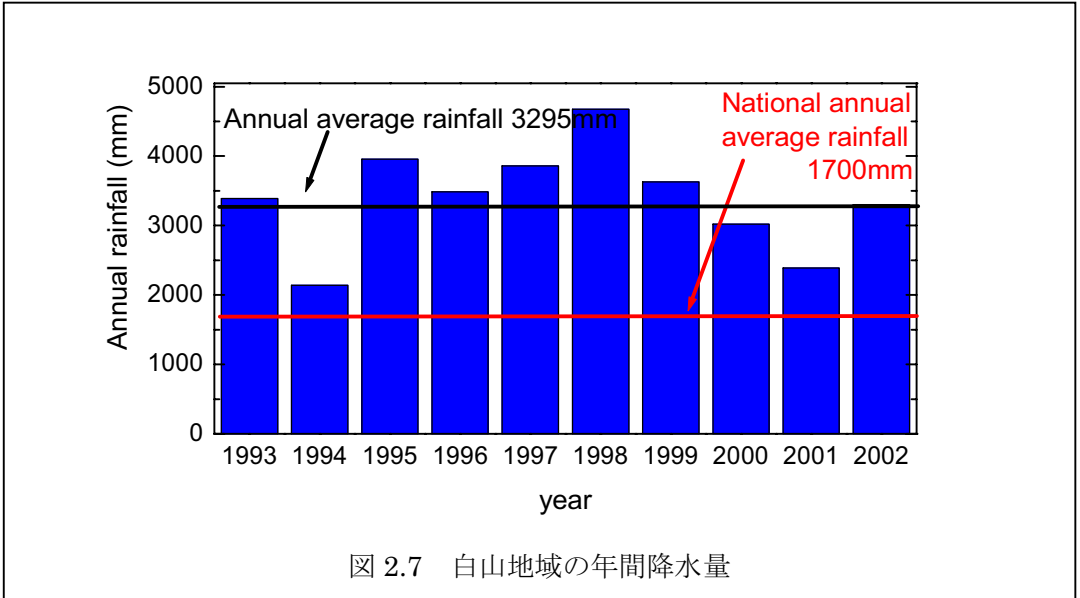
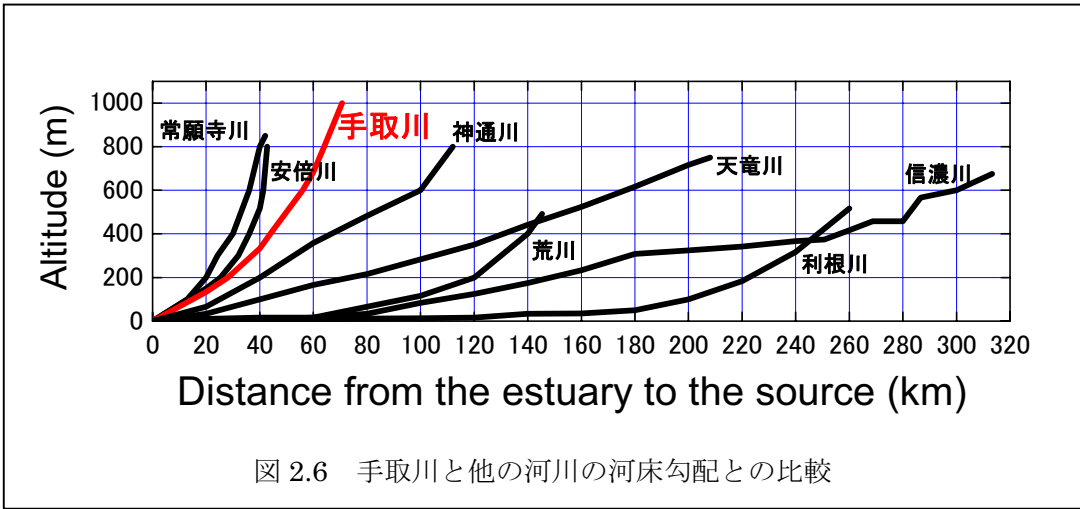
図 2.5 は石川県の最大河川である手取川の流域範囲を示している。手取川は白山を源流とし、日本海へと達している。源流から河口までの距離は約 72 km、流域面積は約 800 km² である。手取川の支流は大きく 2 本に分けられる。1 つは白山北側を流れる尾添川であり、もう一方は牛首川上流から白峰村沿いを通り、手取ダムを通過する支流である。白山から下流約 20 km に位置している手取川ダムは 1979 年に建設された高さ 153 m、幅 420 m のロックフィル形式のダムである。貯水量が約 2 億 m³ であり、全国で 11 番目を誇る貯水量の多いダムである。地すべりの下流にこのような規模の大きいダムがあることは災害の危険性を孕んでいる。ダムと地すべりが関係した災害として、Vajont ダムの例を取り上げる。イタリア北部にある Vajont ダムは完成して間もなく、1963年に隣接の地山が地すべりを起こし、それが原因で貯水池の水が越流し、下流で 2000 人を超える犠牲者を出す大惨事が発生した。貯水量は 1 億 1500 万 m³ であったが、滑落した土塊量は 2 億 4000 万 m³ にもなると推定されている。貯水されていた水は対岸の右岸上方へ 250 m 押し上げ



られ、次に左岸側に戻ってきて、同時にダムの頂部を100mの高さで跳び越え、下流に流れ出た。このように、地すべり下流に大規模なダムがあることは災害の危険性を示唆している。

図 2.6 は日本の河川と手取川の河床勾配を示す。この図より、手取川の河床勾配が日本の中でも最も急な河川の一つであることが確認できる。手取川のすぐそばには主要道路が通っており、河床勾配が非常に急であるため、河川両岸の侵食が激しい。河川両岸の侵食に加えて河床洗掘による生産土砂が多量に発生する。この生産土砂は下流にある手取川ダムの貯水量調節機能を低下させる。河床勾配が急であることは一旦発生した土石流や洪水は通常の河川より早く下流の生活地域に到達する危険性を示す。

この地域では、冬にはシベリアからのモンスーンの強い影響を受けて、多くの降雪に見舞われている。特に、白山頂部では累積降雪量が約12mにも及ぶ。また、その他の季節では約2日に1回の割合で降雨がある。図 2.7 は1982年から1991年までの白山地域における年間降雨量を示している。この地域では年平均降雨量が3,295mmに達し、国内の年平均降雨量1,700mmの約2倍である。



2.3 白山における斜面崩壊に関連する歴史

急勾配河川と豊富な降雨・降雪量の組み合わせは斜面崩壊のしやすい環境となっている。表 2.1 は 706 年から現在までの甚之助谷及び別当谷周辺における火山活動及び土砂災害と砂防工事に関連する歴史である。歴史的な文献によれば、白山の噴火は 700 年代初めから 1600 年代中ごろまで周期的に起きており、最後の噴火活動は 1659 年に発生した（玉井，1958）。706 年，1042 年及び 1554 年から 1659 年の三回の活動期を統計的にみると、噴火の活動周期は 100 年～150 年であり，1 つの活動周期に続いて，約 300 年の休止期へと続く。この周期に従うと，現在，白山は休止期の終わりと活動期の始めにあたる。新たな火山活動，溶岩流，火砕流及びそれによって生じる地震活動は地すべりの安定性に影響すると予想される（守屋，1984）。

表 2.1 白山地域における火山活動及び土砂災害の歴史

706年	白山噴火	
1042年	白山噴火	
1554年	白山噴火	
1579年	白山噴火	
1659年	白山の最も新しい噴火	
1891年	濃尾地震により甚之助谷に崩壊発生	石川 県 施 行
1896年	同地区が集中豪雨により大崩壊が発生	
1910年	石川県知事柳谷荒廃状況視察	
1911年	石川県により調査に着手	
1912年	甚之助谷，柳谷に山腹工が施工され砂防工事の発端となった	
1927年	国の直轄事業に移管され本格的な砂防事業が開始され，内務省新潟土木出張所白山砂防工場が設置された。1927年から1939年にわたり柳谷，甚之助谷の荒廃溪流を治める工法として我が国で初めて階段状にダムを施工し完成させた	国 直 轄
1934年	未曾有の豪雨により手取川は大出水，別当谷に大崩壊が発生し山津波を起し，流出耕地2808町歩，流出家屋172戸の被害。この被害により白山砂防工場流出，現場事務所一時閉鎖となる，このため白山砂防工場を金沢市殿町に設置	
1937年	別当谷砂防ダム群の工事を開始した	
1944年	第2次世界大戦により砂防工事は一時閉鎖となった	
1957年	甚之助谷第5号ダムの移動が激しくなってきたため直轄で甚之助谷地すべり調査を開始した	
1961年	甚之助谷地すべり対策事業に着手した 北美濃地震発生，白山山麓に大被害を及ぼした	
1962年	甚之助谷地すべりが「地すべり防止区域」に指定される	
1973年	甚之助谷地すべり対策事業が概成された	
1979年	手取川ダムが完成した	
1982年	従来にない変位が見られてきたため，甚之助谷地すべり対策事業を再開した	
1990年	別当谷山腹工工事を開始した	
1999年	大雨によって別当谷では，斜面崩壊が発生し，天然ダムが形成された	
2001年	推定崩壊土砂量20,000 m ³ の斜面崩壊が別当谷左岸で発生した	

明治時代、甚之助谷において 1891 年に地震、1896 年に激しい降雨によって斜面崩壊が発生した（白山砂防直轄 70 周年記念事業実行委員会，1999）。柳谷と甚之助谷の荒廃状況と地質状況に関する調査が石川県によって 1911 年にはじめて行われた。1912 年には表層を保つことと植生回復を目標に治山事業が始まった。しかし、崩壊規模はとても大きく、石川県の対策のみではこの問題を解決するのに不十分であったため、1927 年に砂防事業の権限は石川県から国へ移管された。1927 年から 1939 年までの 13 年間で階段状の砂防ダムがそれぞれ柳谷と甚之助谷に建設された。柳谷と甚之助谷の境界に位置する砂防ダムは 1927 年から 1960 年までの間に下流側へ 10.5 m 移動したことが判明し、建設省（現国土交通省）が 1961 年から地すべり対策事業を着手した（坪内，1995）。この砂防ダムは甚之助谷階段堰堤群の基幹堰堤であるため、倒壊した場合にはその貯砂線上に築造された堰堤群は基礎を失い、将棋倒しになることが考えられ、その貯砂（約 70 万 m^3 ）及び地すべり土塊（約 170 万 m^3 ）の流出は、下流域に甚大な災害を及ぼす恐れがあるため、1962 年に地すべり防止区域の指定を受けた（磯部，1996）。

1934 年に激しい降雨（3 日間で約 500 mm）によって、別当谷の右側斜面（図 2.4 参照）において斜面崩壊が引き起こされた。崩壊土砂は、土石流に発展し、手取川に沿って、日本海まで流下し、112 名の命が失われ、240 戸の家屋が倒壊し、市ノ瀬村落が完全に壊滅した。現在でも、その斜面崩壊跡が残っており、別当崩れと呼ばれている（図 2.8）。

そして、1980 年代から現在にいたるまでの間も多く斜面崩壊が記録されている。最近では、1999 年に別当谷で降雨によって斜面崩壊が引き起こされ、地すべりダムが形成された。別当谷に監視カメラと警報システムがこの地すべりダムを監視するために設置された。その後、地すべりダムはゆっくりと崩壊し、大事には至らなかった。



図 2.8 1934 年に豪雨によって崩壊した別当崩れ（2002 年 8 月 6 日撮影）

2.4 地質状況

地質マッピングは不安定な斜面を検出するのに重要な手段として認識されている (Anson and Hawkins, 2002)。この地域での広範囲地質マッピングは 1996 年から 1998 年にかけて「白山ワーキンググループ」によって行われた。調査結果は鮎野 (1993, 2001) によって統括され、石川県地質誌とその補遺として出版されている。

地すべりとその周辺の 1 : 100,000 地質図によれば、白山の基盤岩は古生代の飛騨片麻岩である (鮎野, 1993)。手取層群は頁岩、砂岩、レキ岩から成る中世代ジュラ紀から白亜紀前期の湖成堆積層であり、図 2.9 のように、甚之助谷地すべりを含めた白山周辺に広く分布している。ジュラ紀から白亜紀前期に堆積した手取層群の砂岩・頁岩互層が白山の西側一帯に広く分布しており、白亜紀の濃飛流紋岩が白山の北側に分布している。1 万年前と 10 万年前に噴火して堆積した火山堆積物が手取層群と濃飛流紋岩の上を覆っている。地すべりの両側の尾根には溶岩が分布している。もともと、溶岩は谷部に厚く堆積していたが、風化と表面侵食に耐え、厚い溶岩で覆われていた谷部が現在の尾根となっている。この現象は“地形の逆転”と呼ばれている (千木良, 1998)。この現象に基づいて、甚之助谷地すべりはかつて、尾根地形であり、長年の風化及び表面侵食により、現在の地形形状に発展してきたものである。

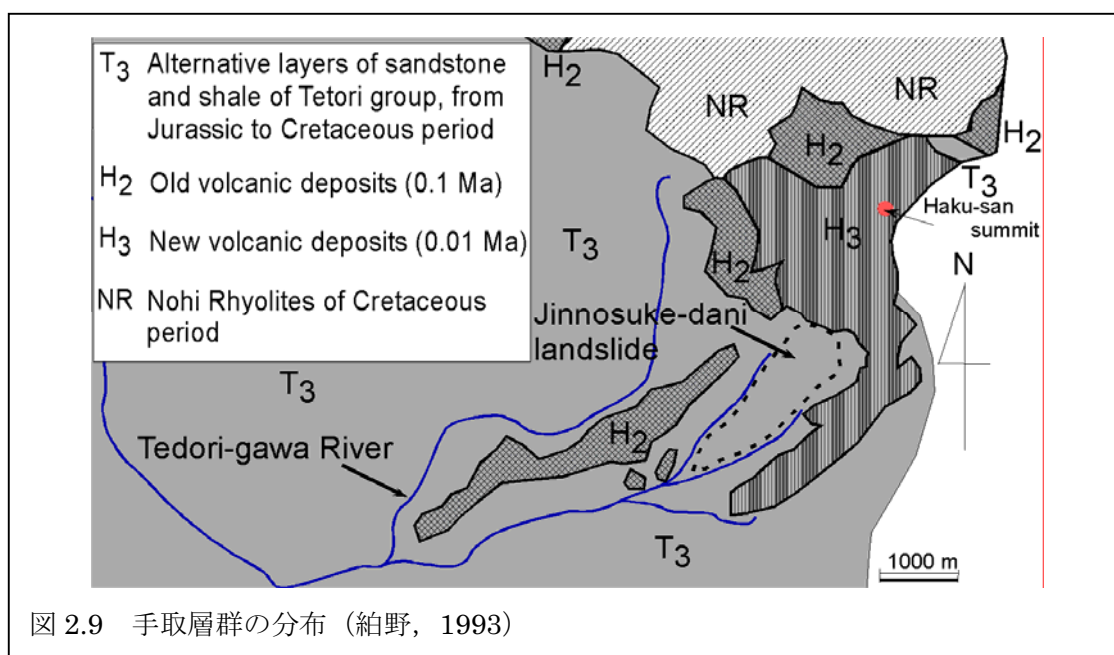
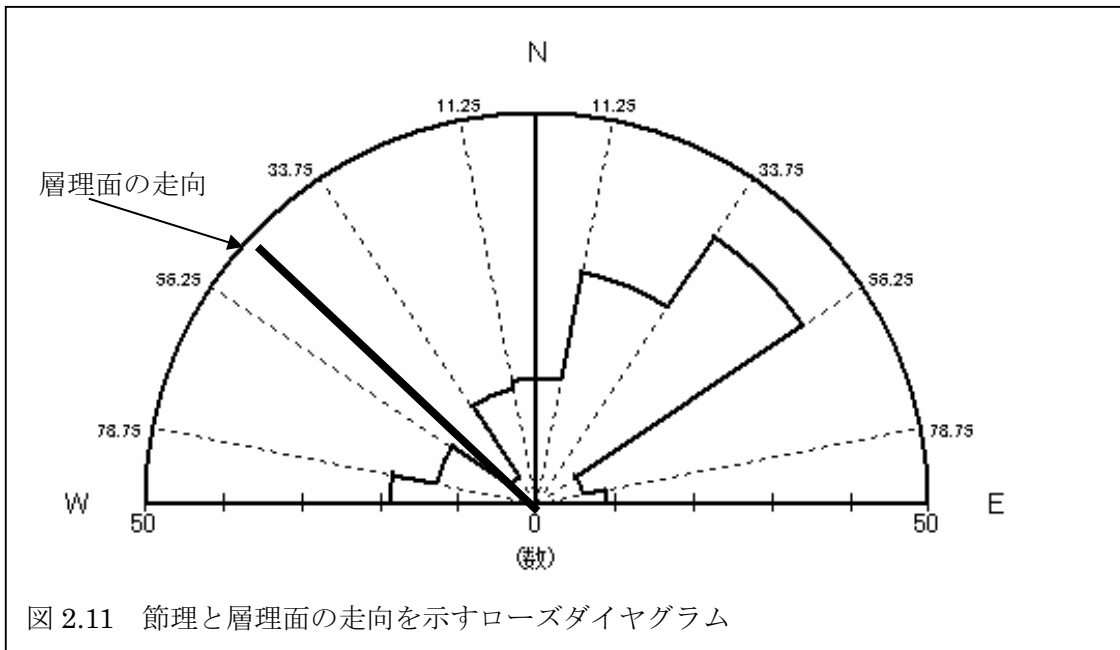
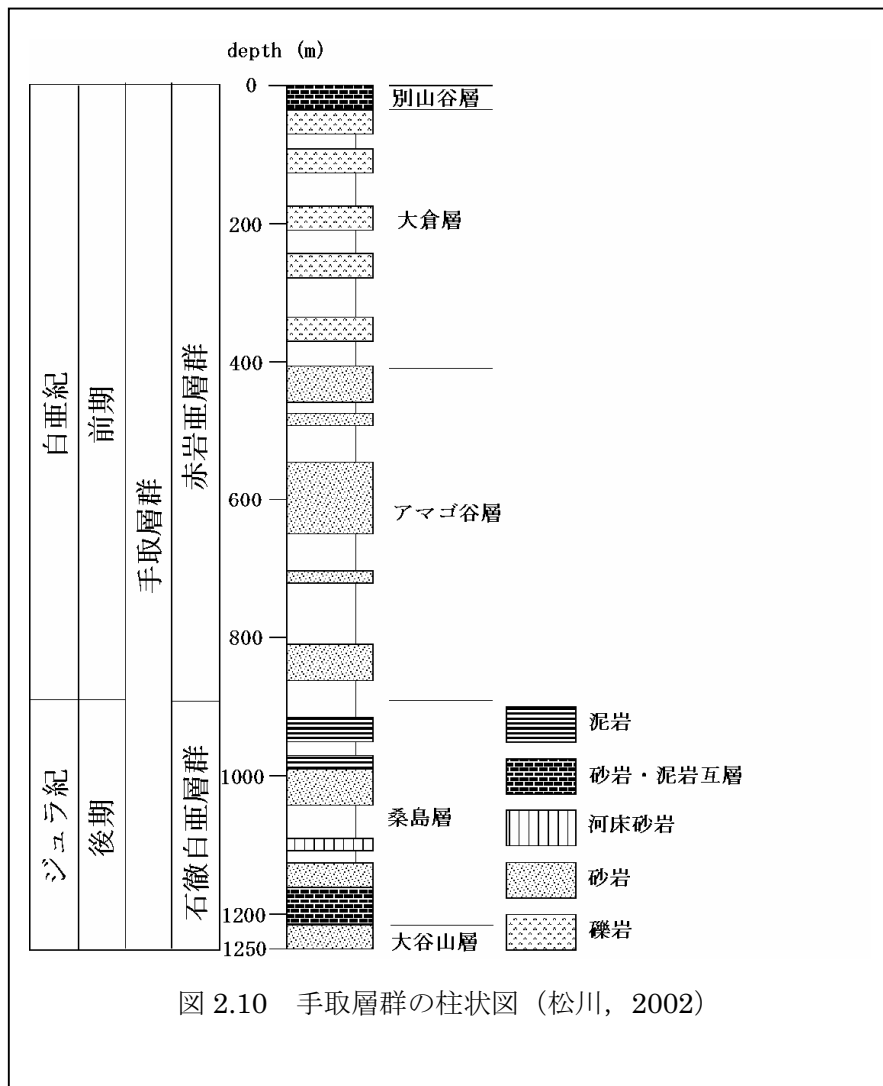
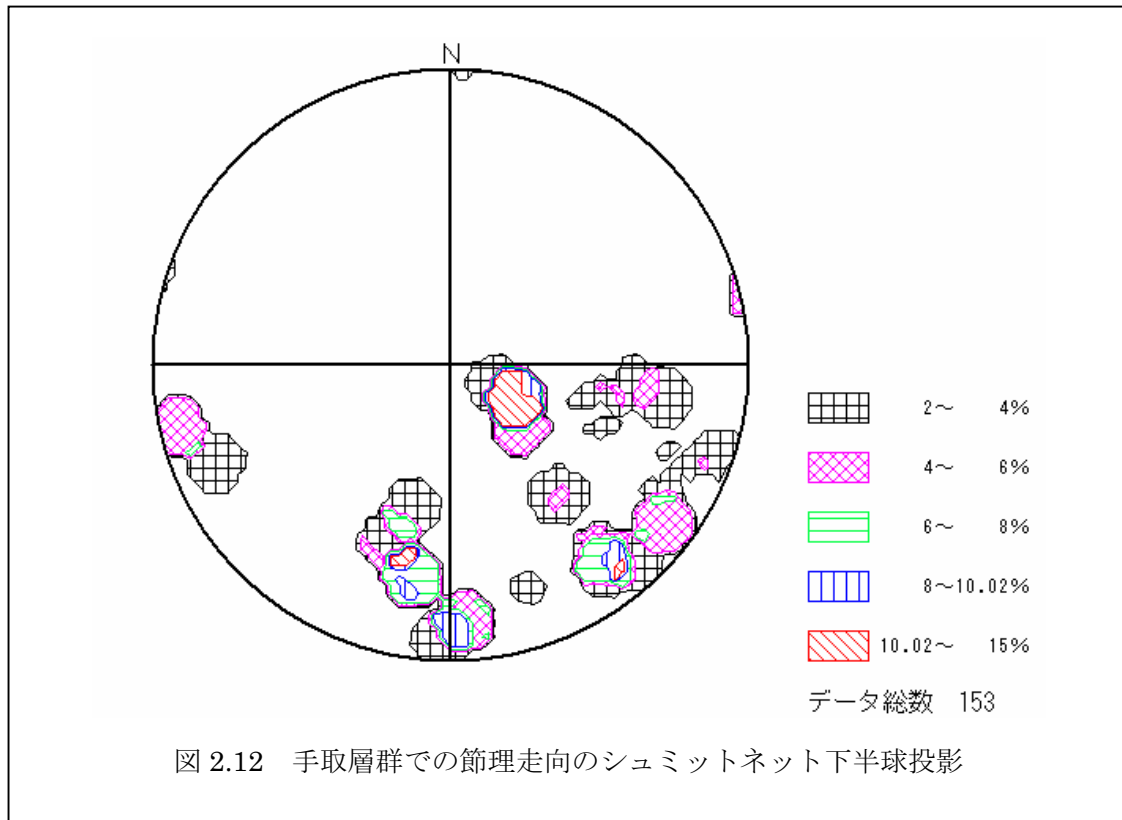


図 2.9 手取層群の分布 (鮎野, 1993)

露頭観察を通して、図 2.10 に示すような手取層群の柱状図が描かされた (松川, 2002)。手取層群は石徹白亜層群と赤岩亜層群からなる。赤岩亜層群は主に砂岩から成り、大谷山層と桑島層を含む石徹白亜層群は主に砂岩・頁岩互層から成っている。桑島層は含雲母黒色頁岩及び砂質頁岩と、細・中・粗粒の砂岩との互層から成り、層厚 10 cm ~ 10 m で繰返し、頁岩及び砂質頁岩が優勢である (鮎野, 1993)。





別当谷で甚之助谷地すべり範囲内に分布している手取層群の砂岩の中に発達している節理と手取層群の層理面を統計調査した。図 2.11 は手取層群の層理面の走向をローズダイヤグラムで統計的に示したものである。層理面の走向はN54°E，傾斜方向はS36°W，傾斜角度は40°～45°である。ほとんどの節理は手取層群の走向に対して垂直の方向である。図 2.12 のシュミットネットにも示すように，最も数の多い節理の走向は基盤岩節理面の傾斜方向とほぼ同じである。このため，優勢節理は別当谷の侵食による応力解放によって生じたものと考えられる。

2.5 白山砂防

荒廢の著しい甚之助谷では、明治 45 年（1910 年）から昭和元年（1926 年）まで石川県が明治世の砂防堰堤と山腹工を施工し、昭和 2 年（1927 年）からは内務省直轄施工となり、現在 層理面の走向 砂防事業として引き継がれている。甚之助谷地すべりでは排水トンネル工、集水井工、集水ボーリング工が実施されている（図 2.13）。昭和 36 年（1961 年）より、浅層地下水を排除する横ボーリング工を実施し、昭和 43 年（1968 年）からは深層地下水を排除する排水トンネル工が実施されている。

表 2.2 の砂防工事に対する被災状況から分かるように，近年の度重なる甚之助谷左岸斜面

の崩壊により斜面が非常に不安定な状態にあり、落石や小規模崩壊が絶えない。甚之助谷の河床勾配はとても急であるため、出水後約 1 時間で水量がピークとなり、流速も速い。このため、近年では安全対策として無人化施工が導入されている。

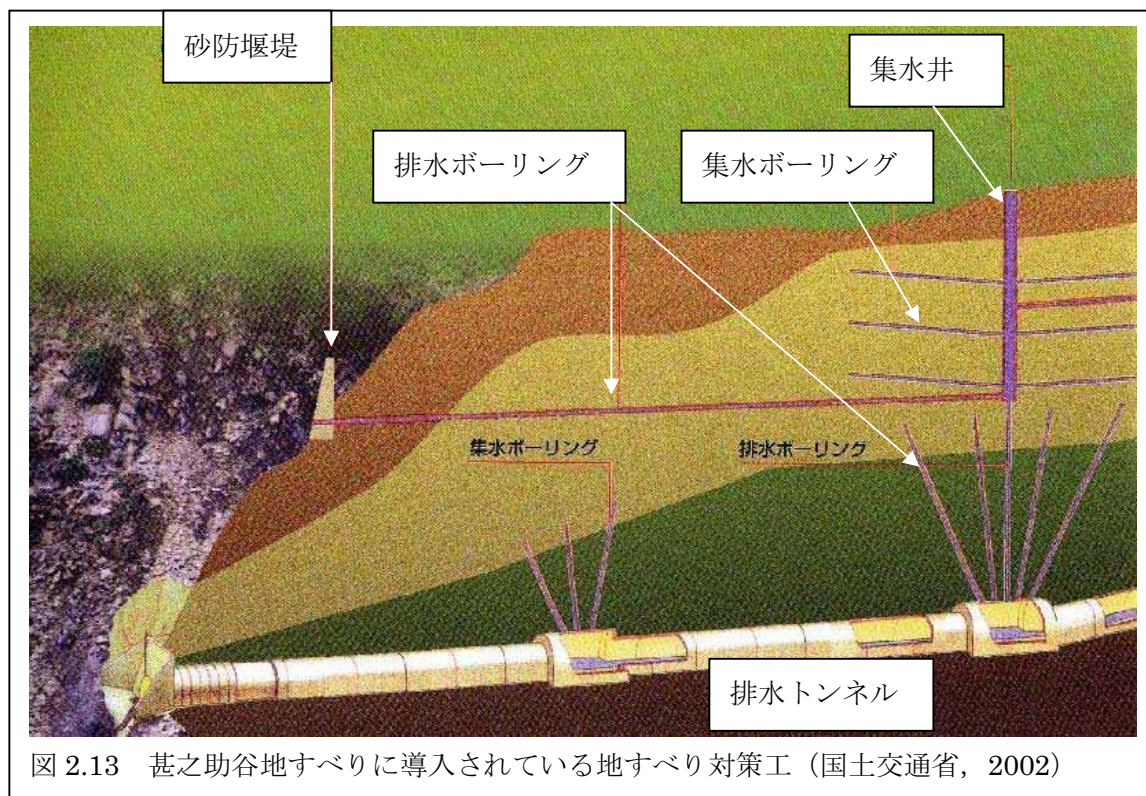


図 2.13 甚之助谷地すべりに導入されている地すべり対策工（国土交通省，2002）

表 2.2 近年の砂防工事に対する被災状況

1982 年	排水トンネルが地すべりによりせん断破壊された
1987 年	甚之助谷右岸および左岸で崩壊、亀裂が生じた
1992 年	柳谷左岸側の斜面崩壊に伴って柳谷の砂防堰堤が中央でせん断破壊された
1994 年	1992 年にせん断破壊された柳谷砂防堰堤が完全に流出した
1998 年	柳谷砂防堰堤左岸側斜面が出水により洗掘され、同時に斜面崩壊した

第3章 甚之助谷地すべりの地質踏査

本章では、白山の地質踏査結果および別当谷側壁で採取した試料を用いて行った土粒子密度試験、液性・塑性限界試験、粒度試験、一面せん断試験結果について考察する。

3.1 白山の地質踏査結果

図 3.1 は白山の地質踏査の場所を示している。

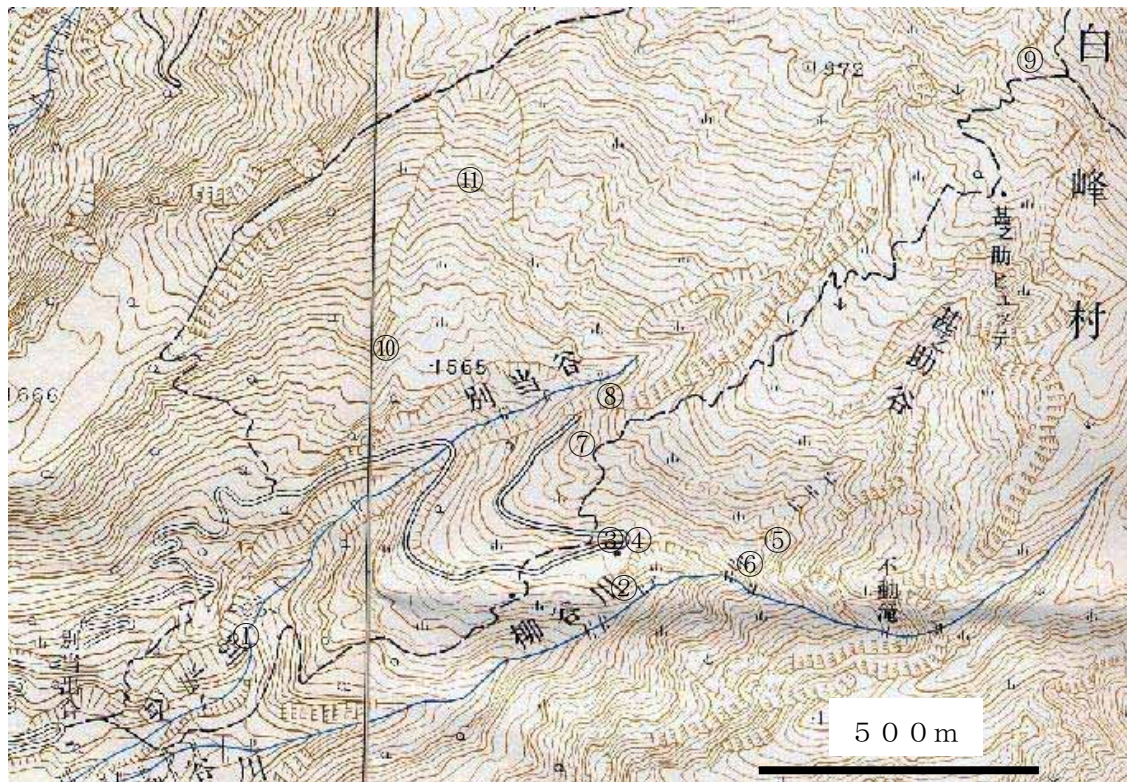


図 3.1 白山の地質踏査を行った地点

- ① 別当谷下方の層理面 (図 3.2)
- ② 中飯場から見える柳谷の柱状節理 (図 3.3)
- ③ 標高 1650m 付近コンクリート擁壁のクラック (図 3.4)
- ④ 甚之助谷側が突出しているコンクリート擁壁 (図 3.5)
- ⑤ 甚之助谷側の崩壊した砂防堰堤 (図 3.6)
- ⑥ 土石流センサー (図 3.7)
- ⑦ 手取層群に貫入する濃飛流紋岩 (図 3.8)
- ⑧ 別当谷側の地質境界を示す標高 1650m 付近の写真 (図 3.9)
- ⑨ 12 曲がり手前の泥岩 (図 3.10)
- ⑩ 別当崩れの下方面 (図 3.11)

① 別当崩れ (図 3.12)



図 3.2 別当谷下方の層理面 (2002年8月6日撮影)

図 3.2 の写真は砂防新道から登り、つり橋を渡って数百メートルを歩くと左手に見えてくる。黒っぽくなっており、結晶が見られないことから層理面が明確である。



図 3.3 中飯場から見える柳谷の柱状節理 (2002年8月6日撮影)

図 3.3 は中飯場から見られる柳谷の柱状節理である。まだ固まっていない溶岩などが冷却されたときに堆積が縮まり、冷却面に対して垂直方向に節理が入るためにできたものである。また、柱状の岩は六角形の断面をしているのも特徴である。風化が激しく進んでおり、崩れた岩石が底にたまっているのが見て取れる。長雨や豪雨が連続すると土石流に発展する可能性がある。



図 3.4 標高 1650m 付近コンクリート擁壁のクラック (2003 年 9 月 29 日撮影)

図 3.4 は砂防新道を通って最後の工事車両用の道路に出た場所の写真である。この擁壁は 10cm ほど開口しており, 甚之助谷側のコンクリート擁壁が前面に 5cm ほど突出している。このことから甚之助谷側が斜面下方へと動いていることが確認できた。“く”の字に破壊しているのがわかるが, 変曲点より上ではコンクリートの目地が離れたように確認でき, その下の部分ではせん断された跡が確認できた。



図 3.5 甚之助谷側が突出しているコンクリート擁壁 (2003 年 9 月 29 日撮影)



図 3.6 甚之助谷側の崩壊した砂防堰堤 (2002 年 9 月 3 日撮影)



図 3.7 土石流センサー (2002 年 9 月 3 日撮影)

平成11年9月の豪雨のときに、別当谷に天然のダムが形成され、これが一気に崩壊するとかかなりの危険が伴うだろうと予想され、急遽監視カメラを設置された。人海戦術で延べ100人で1.5キロにわたる光ケーブルをつなげた。この豪雨によって2万 m^3 の崩壊土砂が流れた。甚之助谷の最も重要な砂防堰堤は新5号堰堤であり、この堰堤を支えるのがその下流にある3号、6号堰堤であったがいずれも破壊されたので最近では半無人化による砂防工事が行われている。現場では時間雨量50mmを超えると工事は一時中止となる。この平成11年9月の出水時も午前中で50mmを越えたため、午後からは工事が中止となった。一般的には時間雨量のピークから3時間後に河川の流量がピークに達すると言われているがこの白山では1時間で流量がピークに達する。万が一、土石流が発生したら、上流にある土石流センサー（図3.7）によって110秒後に下流のサイレンが鳴る。甚之助谷に入るとB堰堤が中央から真っ二つにされ、破壊されているのが分かる。今後はこの堰堤を修復するそうだ。また、その真横にある排水トンネルは地すべりによる活発な移動によって途中でせん断破壊が生じている。この排水トンネルの入り口は侵食作用によって崩落していた。1号集水井も途中でせん断破壊が生じており、現在立ち入り禁止である。



図3.8 手取層群に貫入する濃飛流紋岩（2002年8月21日撮影）

火山造成が行われていたことを示す重要な証拠である。亀裂を伝わって下部から地表面に突き出たものと考えられる。濃飛流紋岩周辺の手取層群は細かく破碎しているのが観察できた。



図 3.9 別当谷側の地質境界を示す標高 1650m 付近の写真 (2003 年 8 月 6 日撮影)

ちょうど別当谷において標高 1650m 以上では荒廃地形が広がっているが 1650m 以下では植生が存在している。



図 3.10 12 曲がり手前の泥岩 (2002 年 8 月 6 日撮影)

12 曲がり付近は泥岩や手取層群のレキ岩が多く見られることから以前は湖沼や湖であったのではないかとされている。隆起によって地表面に出てきたのではないかとされる。また、多くの節理が見られることからスレーキングが生じている。スレーキングというのは、泥岩などの風化過程で見られる現象で乾燥による収縮と吸水による膨張を繰り返して割れ目が入り数センチから数ミリサイズのブロックになってしまう現象である。ある種の泥岩は河や海などでの水面下（地下水面下でも）で水分で飽和しているときは結構固いが、ひとたび乾燥が進むと急激に風化が進行する。



図 3.11 別当崩れの下方面 (2002 年 8 月 6 日撮影)

堆積岩が褶曲しているのが分かる。植生が回復していないことからこの部分はいまだに動いているのではないかとと思われる。褶曲部分は褶曲によって岩石の強度は周りよりも低下していると思われる。



図 3.12 別当崩れ (2002 年 8 月 6 日撮影)

1934 年の災害の原因となる斜面崩壊跡。現在でも登山道から容易に確認することができる。

3.2 すべり面土の特性

3.2.1 すべり面土の採取

採取した場所は白山国立公園特別保護区域内であるため、事前に環境省へ土石採取の許可を申請した。図 3.13 は採取した地点を示している。この地点は別当谷の中にあり、標高 1750m 付近である。図 3.14 は採取した場所の様子を示す写真である。試料は潜在すべり面と断定される頁岩層から約 10kg 採取した。採取した試料は黒色を呈しており、有機物を多く含んでいるため、煮沸すると鼻につく臭いがする。



図 3.13 甚之助谷地すべりとその周辺の地形図



図 3.14 試料採取の様子 (2003 年 9 月 4 日撮影)

3.2.2 土粒子密度試験、液性・塑性限界試験及び粒度試験結果

表 3.1 はすべり面土の土粒子密度, 自然含水比及び液性・塑性限界を示している。加えて, これらの結果を用いて塑性指数, 液性指数及びコンシステンシー指数を示す。すべり面土は液性指数 I_L が 1 に近いので完全に飽和されており、液状に近い軟らかい不安定な状態であることが示唆される。

表 3.1 すべり面土の土粒子密度, 自然含水比, 塑性・液性限界, 塑性指数及び液性指数

ρ_s (g/cm ³)	w_n (%)	w_p (%)	w_L (%)	I_p	I_L
2.75	20.0	11.8	20.1	8.3	0.99

図 3.15 は粘性土の力学的性質を示す塑性図である。A 線より上にあることから粘土と断定される。塑性図より, このすべり面土は非常に透水しにくく, 圧縮性が小さい土であることが判断される。

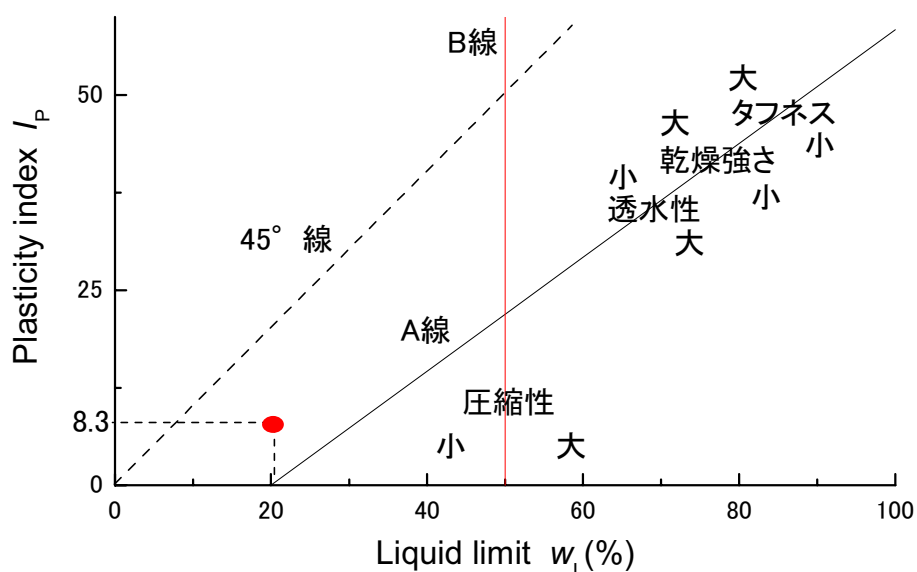


図 3.15 塑性図による粘性土の力学的性質

図 3.16 は甚之助谷地すべりの潜在すべり面から採取した試料の粒径加積曲線である。甚之助谷地すべりの潜在すべり面から採取した試料は細粒分が全体質量の 60% を占める粘土質である。粒度分析より有効粒径 0.0025mm、平均粒径 0.044mm である。塑性図と粒度分析結果より, 甚之助谷地すべりのすべり面土は低液性限界粘土 (CL) と工学的に分類される。

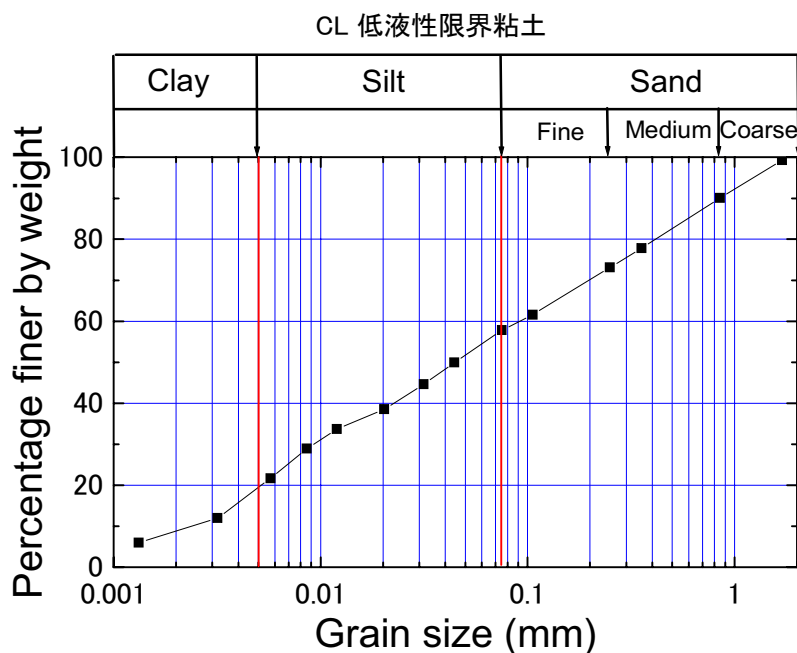


図 3.16 甚之助谷地すべりの潜在すべり面から採取した試料の粒径加積曲線

3.2.3 一面せん断試験結果

採取した試料の内部摩擦角を求めるために一面せん断試験を行った。実験試料は採取した試料を炉乾燥し、2mmふるい通過の攪乱試料を用いた。供試体を作成する時に圧密量が大きいため、一面せん断試験を行う前に圧密試験機で 100kPa～400kPa までの 4 段階の実験試料を 90%圧密が終了するまで正規圧密した。2 mm 通過試料 150 g，直径 6cm，高さ 2.5cm，含水比 20%の供試体を作成した。

一面せん断試験は垂直応力を 100kPa～400kPa まで 4 段階に分けて行った。図 3.17 はせん断応力とせん断変位の関係を表したものである。垂直応力 100kPa ではせん断変位 2mm 付近で定常状態に達し、それ以外の垂直応力ではせん断変位 9mm から定常状態になっている。図 3.18 は各段階の垂直応力に対するせん断応力の残留強度の値をプロットしたものである。この結果より、この試料では内部摩擦角 26.3° であることがわかる。

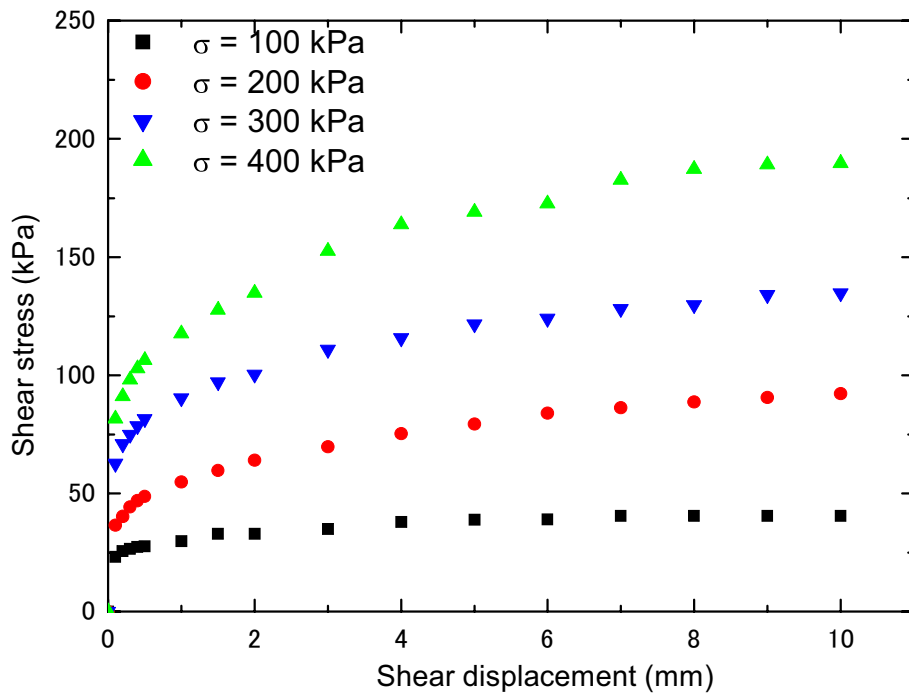


図 3.17 せん断応力とせん断変位の関係

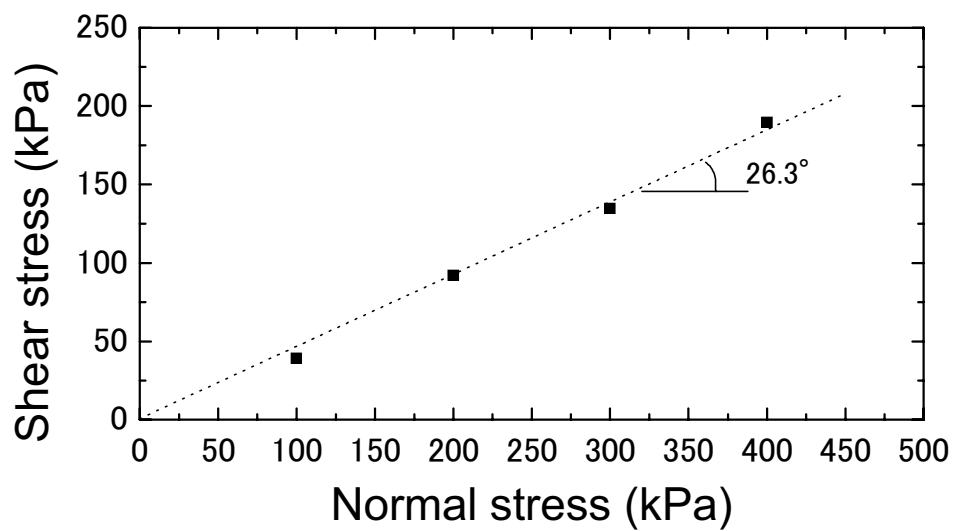


図 3.18 せん断応力と垂直応力の関係

第4章 甚之助谷地すべりの監視結果

4.1 甚之助谷地すべりの監視結果

1980年代初期から、地質マッピング、地盤測量、地下水の観測及び地すべりの移動量を含めた調査及び観測が国土交通省金沢河川国道事務所によって続けられている。

EDM（光波辺長測量）観測方法とGPS観測方法が地すべりの斜面変形を観測するために利用され、観測は年一回の割合で行われている。図4.1は地すべり防止区域内の観測点の分布と、1994年から2001年まで7年間の地表面変位観測結果をベクトルで示している。この観測結果によれば、地すべり全体は上部ブロックと下部ブロックの2つのブロックに分けられる。上部ブロックは非常に活発に動いており、7年間に約1,180 mmの累積最大変位がB5とB11観測点で生じている。地すべり上部ブロックの年平均移動量は80-170 mmである。移動方向はS36°Wであり、手取層群の傾斜方向と一致している。この結果によって、甚之助谷地すべりの上部ブロックの運動は手取層群の流れ盤構造に制御されていることが分かる。それに対して、下部ブロックの斜面方向と手取層群の傾斜方向と約30°ずれているため、活発的な動きがなくて、ほぼ安定している。

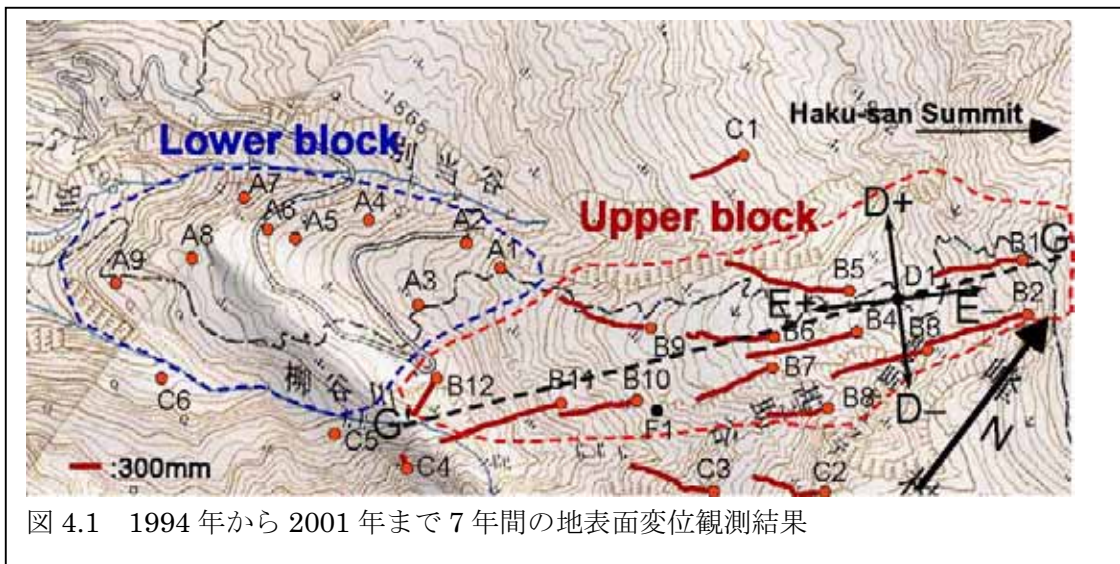
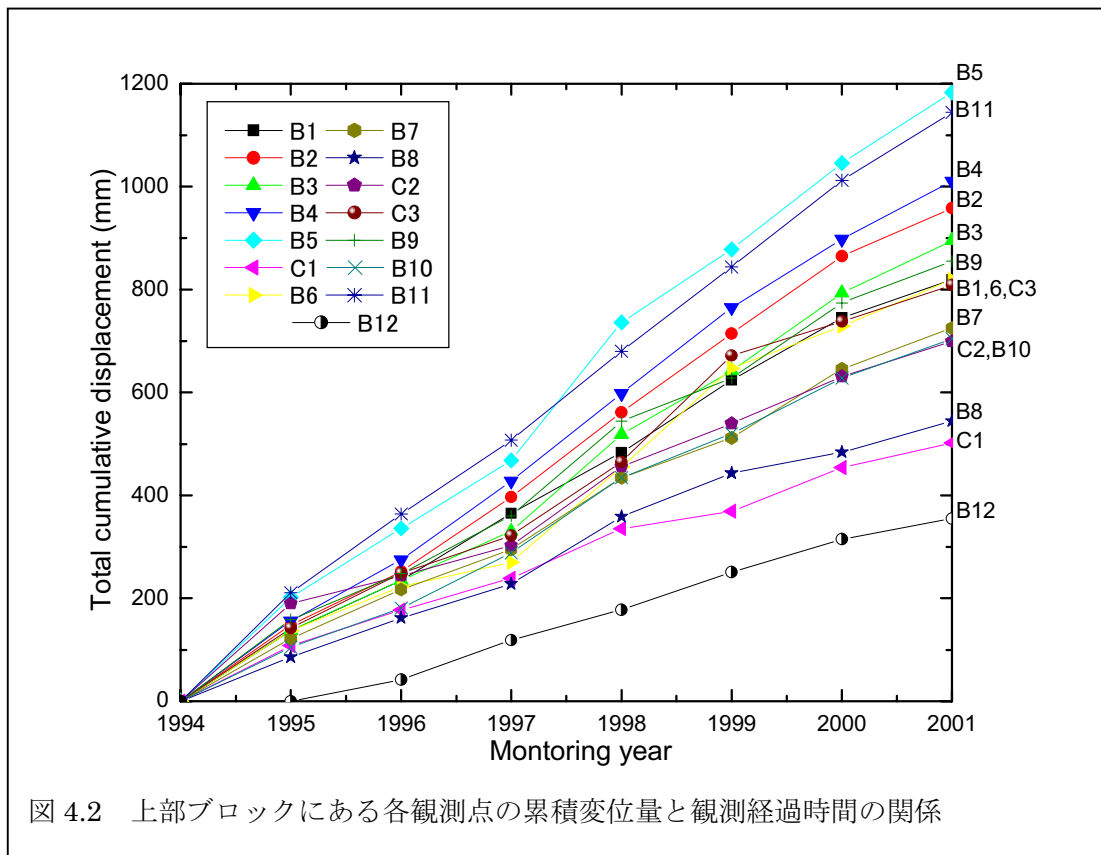


図 4.1 1994 年から 2001 年まで 7 年間の地表面変位観測結果

図 4.2 は上部ブロックにある各観測点の累積変位量と観測経過時間の関係を示している。平均勾配で表わされる観測点の移動速度はこの7年間にほぼ変わっていない。別当谷側にあるB5観測点と甚之助谷側にあるB11観測点は最も速く移動しており、中央線付近の観測点（B1, B4, B6）はほぼ同速度で動いている。これらの観測結果から地層の傾斜方向と谷浸食が谷側の局所変形を加速させていると考えられる。谷に建設されている砂防ダムは、地すべり全体の動きを止めることができないが、谷底の浸食を食い止められる。この意味から砂防ダム群は甚之助谷地すべりの局所崩壊を抑制するための有効な手段であると言える。

上部ブロックの先端部分にあるB12観測点の運動方向は上部ブロックのほかの観測点とは異なっており、約50°近く南方向へ逸れている。この現象から、活発に動いている上部ブロック、と安定している下部ブロックの境界はB12観測点付近に存在していると推定でき、下部ブロックは上部ブロックの動きを止める役割も果たしている。



孔内傾斜計観測は地すべりブロックのすべり面深さ、移動方向及び変形速度を求めるのに利用される。孔内傾斜計も年一回の割合で測定されている。観測孔は安定した基岩に達するまで掘削されている。図 4.3 は上部ブロックに位置する孔内傾斜計 D1 の観測結果を示している。測定は 1997 年 10 月 23 日から始まり、図には 2000 年 10 月 27 日と 2001 年 8 月 6 日の観測結果を示す。図 4.1 に示すように、D 方向では負の方向へと動いているので甚之助谷側に向かって動いており、E 方向では正の向きに動いているので斜面下方へと動いている。全体として D1 地点では南の方向へと動いていることがわかる。D1 地点におけるすべり面最大深さはこの位置で約 38 m であった。

別当谷での地質調査において、厚さ 23 m の露出した地層では、粘土化している 14 の弱面が検出された (図 4.4)。図 4.5 は地質調査のときの様子を示している。これらの弱面は非常に薄く、ほとんど二つの砂岩層の間で形成されている (図 4.6)。そのことより、節理の発達によって地層の鉛直方向から非常に水が浸透しやすくなっており、かつ砂岩と頁岩の透水係数は非常に異なっているため、頁岩が飽和されやすく、クリープの変形を助長する結果となることが推定される。砂岩は頁岩より硬く、頁岩のクリープ変形結果としてテンションクラックが砂岩の中で発生する。乾燥している季節でさえ、水が互層の不連続面から漏出していることから、互層の頁岩層は常に飽和状態であることが明らかである。

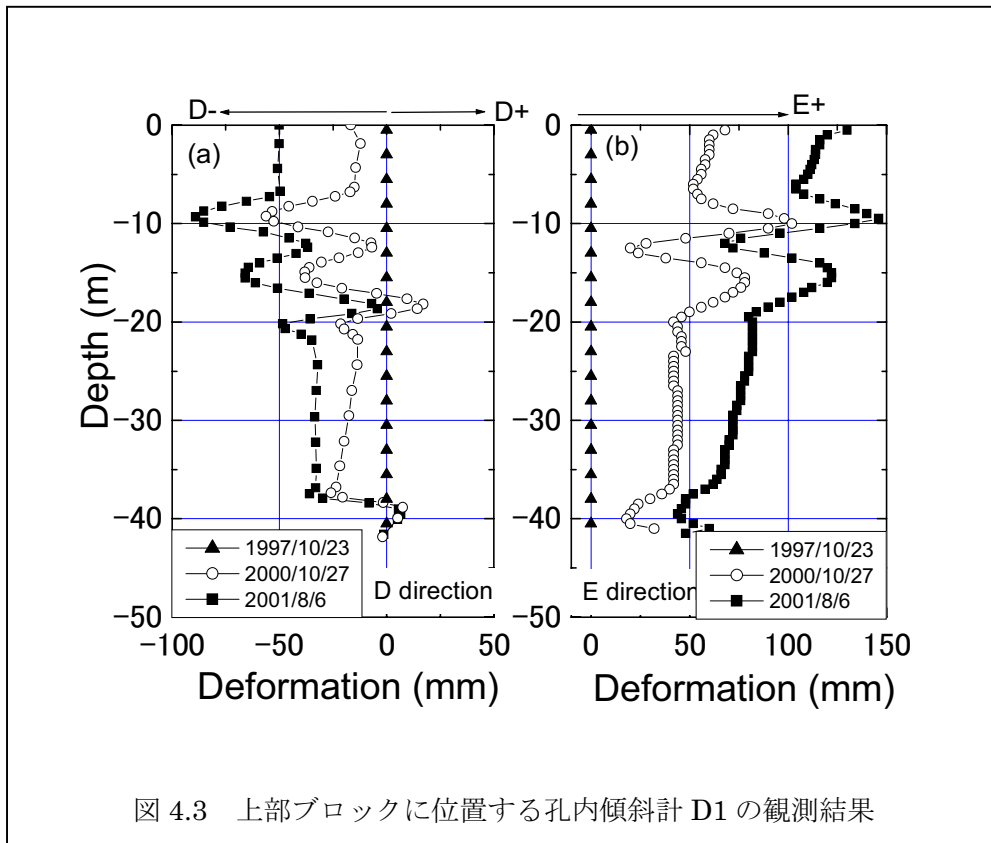


図 4.3 上部ブロックに位置する孔内傾斜計 D1 の観測結果

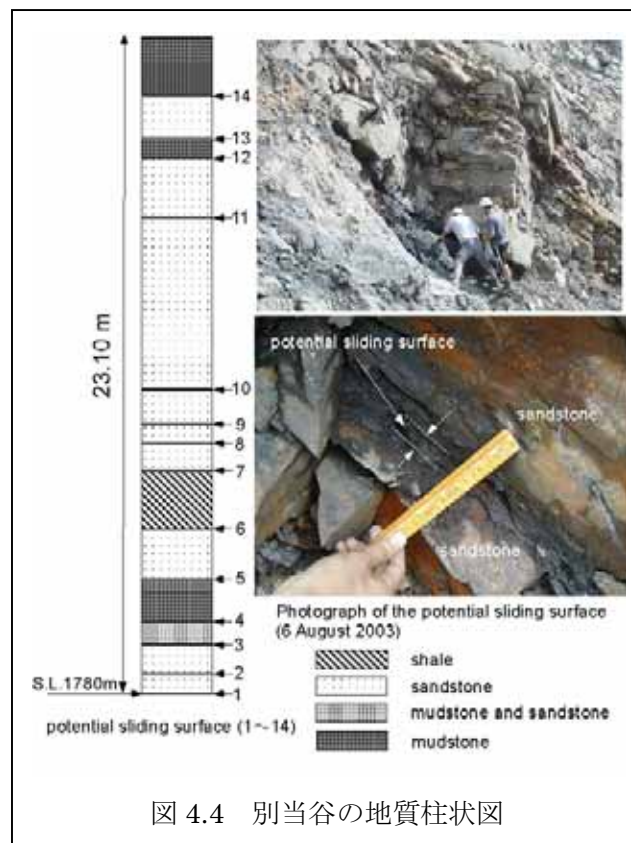


図 4.4 別当谷の地質柱状図

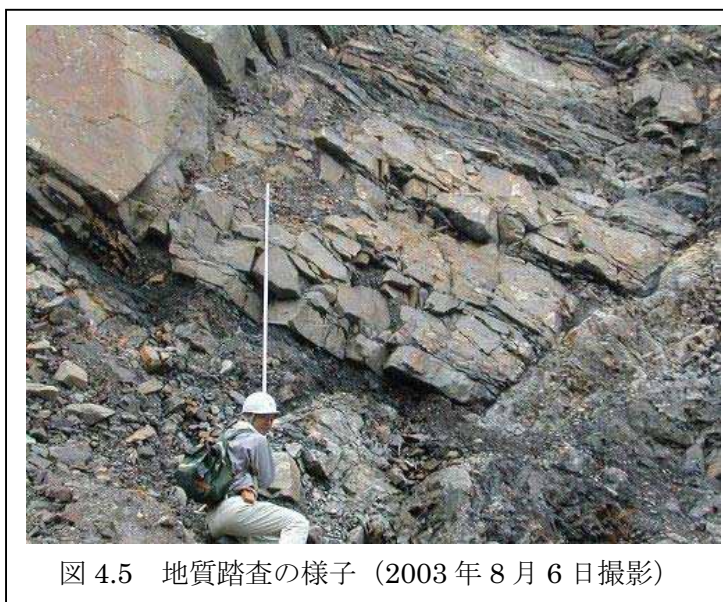


図 4.5 地質踏査の様子 (2003 年 8 月 6 日撮影)

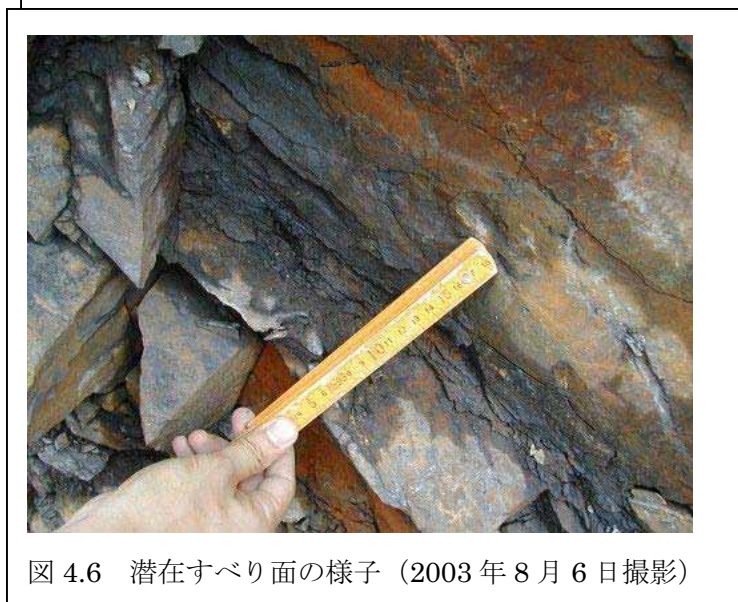


図 4.6 潜在すべり面の様子 (2003 年 8 月 6 日撮影)

以上のことより、甚之助谷地すべりの運動は以下のような素因に制御されている：(1) 多数の弱面を持つこと；(2) 流れ盤構造であること；(3) 谷浸食による応力解放の影響を受けていること；(4) 下部ブロックは上部ブロックの運動を受け止めている。

図 4.7 は F1 観測点 (図 4.1 に示す) における孔内伸縮計で観測された累積移動量、近くの地下水位計、地すべり内の降雨量の関係を示している。孔内伸縮計は地すべり変形を観測するためにボーリング孔内に設置されている。ワイヤーの一端は観測孔の底に固定され、他端は地上の回転盤につながれている。最近、当地すべり地では孔内伸縮計の測定は自動的に変形を観測できるようになってきている。これと対応するように、地下水位計は近くのボーリング孔内に設置されている。これらの観測によって、斜面変形と地下水位変動の相関関係が得られる。図 4.7 の時間軸のグリッド線はこのエリアの梅雨の季節にあたる 7 月を示している。地下水位は融雪と降雨によって、毎年 4 月から上昇し始め、7 月ごろにピークに達する。地下水位の上昇に伴って、地すべりの運動が活発な時期に入る。地下水位が通常のレベルに落ち着く時、地すべり運動は止まる。

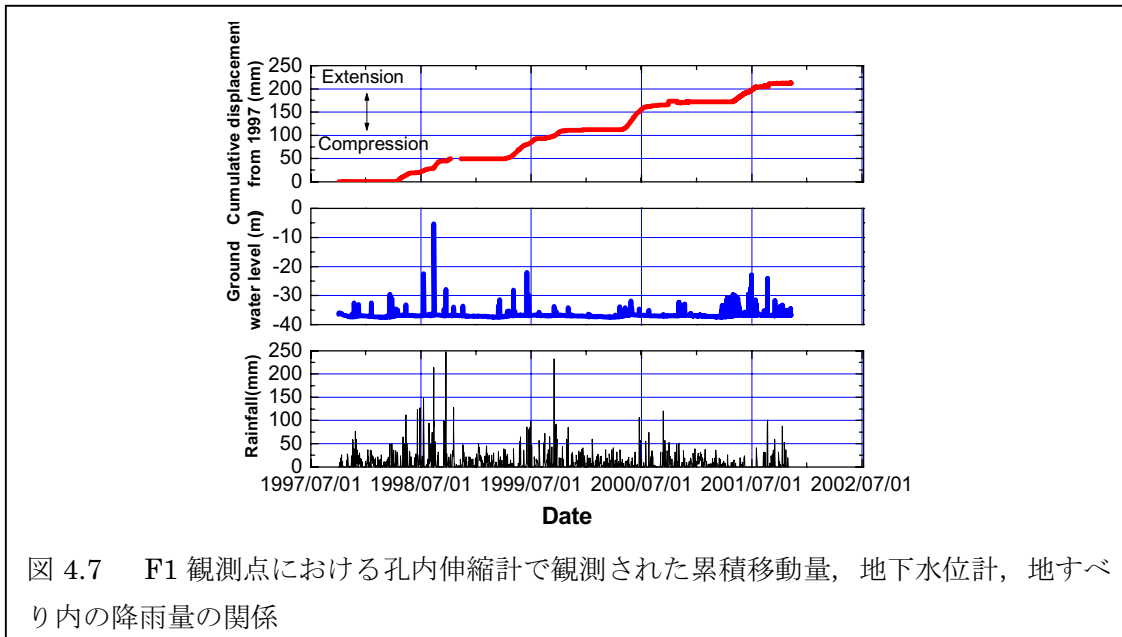
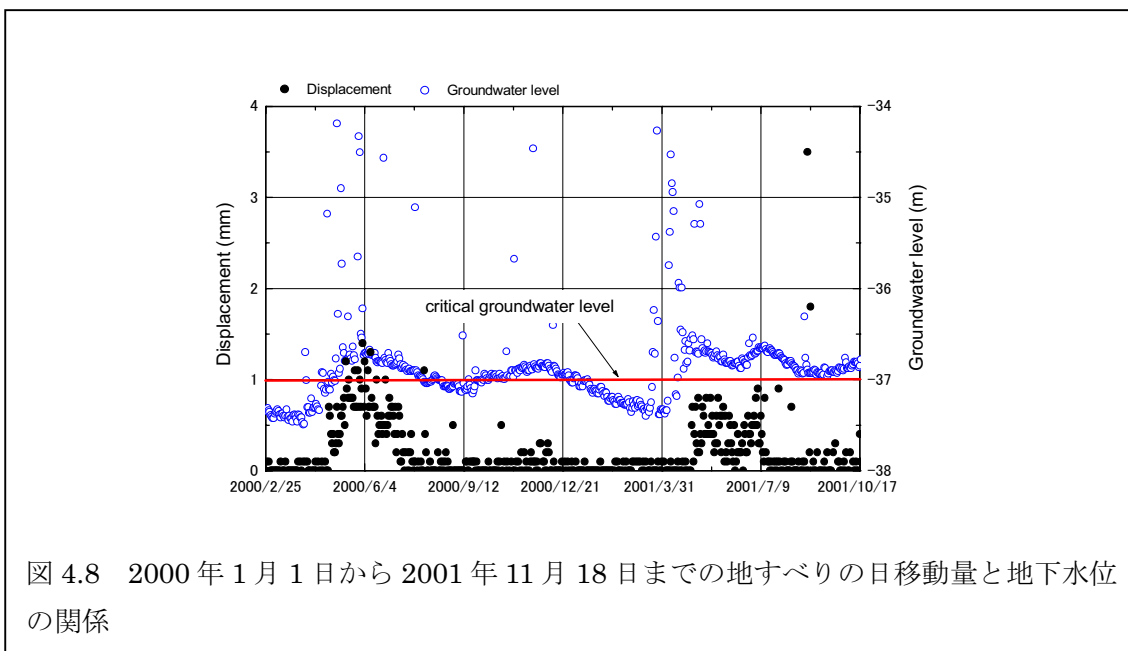


図 4.8 は 2000 年 1 月 1 日から 2001 年 11 月 18 日までの地すべりの日移動量と地下水位の関係を示している。地下水位は 4 月から上昇をし始め、7 月下旬まで高いレベルを保っている。地下水位は再び秋雨によって 10 月下旬より上昇している。地下水位の上昇に伴って、変位が増加している。1 年を通して、地すべり運動は 7 月から加速し、冬には安定している。1 年間で地下水位と変位は 2 つのピークを示している。最初の 1 回目は融雪期である。地下水は 2000 年の 4 月初旬から増加し、地下水位が 37m を超えてから変位が増加し始めている。2 回目は秋雨時期である。融雪の影響がないので、変位は梅雨の時期に比べてそれほど大きくない。この比較した結果は地下水位が地すべりの安定化に対してとても有効な手段となることを示している。これらの結果から、高い地下水位を低下させることが地すべり運動に対して最も重要な影響要因であると判断できる。



第5章 甚之助谷地すべりの変形解析

5.1 概要と解析条件

甚之助谷地すべりの運動様式に影響を及ぼす砂岩頁岩互層と風化作用の影響素因を解明するため、有限差分法プログラム **FLAC3D** を用いて甚之助谷地すべりの変形解析を行った。**FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca 社)**は有限差分法による地盤・岩盤・構造物の連続体解析汎用コードである。甚之助谷地すべり上部ブロックは活発な活動を呈していることから、上部ブロックを対象にした(図 4.1, G-G'断面)。また、谷による応力開放の影響を考慮せず、中央縦断面を選び、平面ひずみ状態と仮定し、二次元変形解析を行った(図 5.1)。解析条件は以下のとおりである。1) 平面ひずみ条件と仮定する; 2) モデル斜面の末端部を固定端とし、底面に上下方向変位拘束条件、右端に左右方向の変位拘束条件を与える; 3) 砂岩・頁岩互層は砂岩の中に 5 層の頁岩層を挿入した(頁岩層の層厚: 0.77m 傾斜角: 40 度); 4) 重力条件を適用する; 5) **Mohr-Coulomb** の破壊基準を適用する; 6) 浸透流は考慮しない。なお、この縦断面は図 4.1 の地表面移動量が最も大きい上部ブロックの中央側線上、それに加え斜面先端では落石の恐れがある場所である。

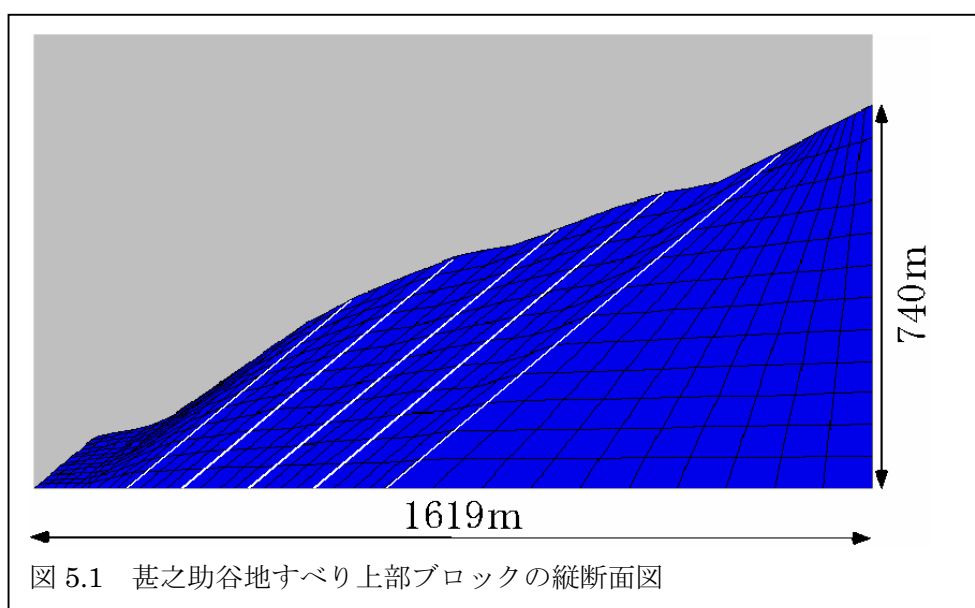


図 5.2 で示すように、砂岩・頁岩の風化を考慮するために 3 タイプの風化層が存在すると仮定する。国土交通省のボーリングデータより、地表面以下 130m までは風化していることが確認できた。

新鮮岩のパラメータを基準として、中風化と強風化の場合は **Hoek(1995)**を参考にせん断弾性係数を変化させて解析を行った。**Hoek(1995)**によれば、中風化岩のせん断弾性係数は新鮮岩の 4 分の 1、強風化岩のせん断弾性係数は新鮮岩の 30 分の 1 以下となることが明らかにされている。この変形係数劣化を考慮したものを **Type A** とし、他のパラメータも準じて変化させた(表 5.1)。**Type B** では強風化と極端な風化のせん断弾性係数をそれぞれ新

鮮岩の 1/30 と 1/100 に低下させた（表 5.2）。

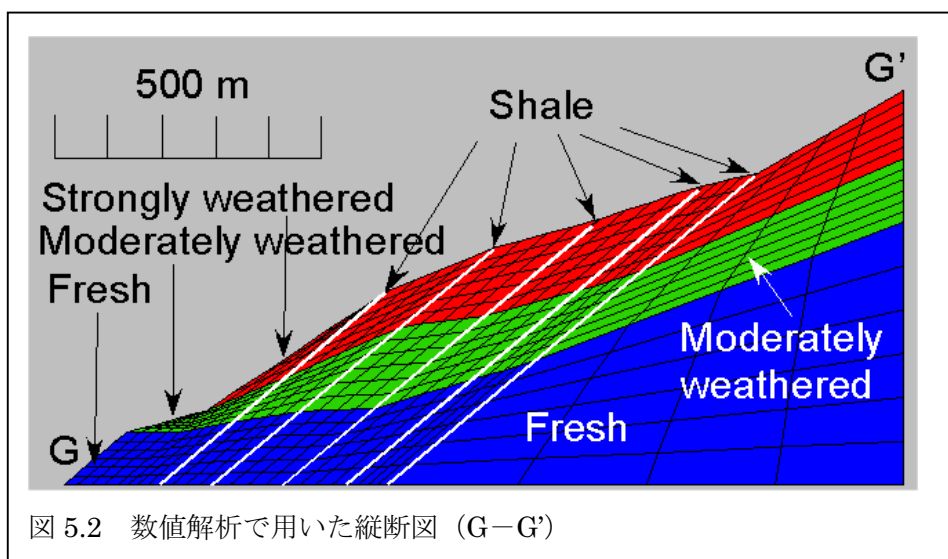


図 5.2 数値解析で用いた縦断図 (G-G')

表 5.1 風化作用により各パラメータが劣化した場合の解析ケース一覧

TYPE A	Generally weathered case					
	Fresh		Moderately weathered		Strongly weathered	
Weathered condition	Fresh		Moderately weathered		Strongly weathered	
Material	sandstone	shale	sandstone	shale	sandstone	shale
Dry density (t/m ³)	2.1	2.3	2.1	2.3	2.1	2.3
Shear modulus (kPa)	0.8×10^7	4.2×10^6	1.9×10^6	1.1×10^6	2.6×10^5	1.4×10^5
Tensile strength (kPa)	1.2×10^3	0	0.6×10^3	0	0.3×10^3	0
Cohesion (kPa)	3.0×10^4	3.8×10^4	1.5×10^4	1.9×10^4	7.5×10^3	9.5×10^3
Internal friction angle (deg.)	40.0	35.0	35.0	30.0	30.0	26.3
Poisson's ratio	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40

表 5.2 風化作用により各パラメータが劣化した場合の解析ケース一覧

TYPE B	Strongly weathered case					
	Fresh		Strongly weathered		Extremely weathered	
Weathered condition	Fresh		Strongly weathered		Extremely weathered	
Material	sandstone	shale	sandstone	shale	sandstone	shale
Dry density (t/m ³)	2.1	2.3	2.1	2.3	2.1	2.3
Shear modulus (kPa)	0.8×10^7	4.2×10^6	2.6×10^5	1.4×10^5	0.8×10^5	4.2×10^4
Tensile strength (kPa)	1.2×10^3	0	0.3×10^3	0	0.3×10^3	0
Cohesion (kPa)	3.0×10^4	3.8×10^4	7.5×10^3	9.5×10^3	7.5×10^3	9.5×10^3
Internal friction angle (deg.)	40.0	35.0	30.0	26.3	30.0	26.3
Poisson's ratio	0.25	0.30	0.35	0.40	0.35	0.40

図 5.3 は砂岩・頁岩互層の風化を考慮した水平変位のコンターと全変位ベクトルで示した甚之助谷地すべりの数値解析結果である。新鮮なケース（図 5.3a）は地表面において鉛直変位のみが生じている。一方，Type A（図 5.2b）と Type B（図 5.2c）は地表面に水平変位が卓越している。その割合は風化が進むほど顕著である。風化の影響を表すために，水平変位が最も卓越している A 点（図 5.3）における異なる深さの水平変位増分を図 5.4 に示す。水平変位増分は風化を考慮したタイプの水平変位から新鮮岩の水平変位を引いたものである。水平変位が風化の進行に従って増加していることがわかる。また，水平変位増分と深度の関係は実際の孔内傾斜計の測定結果に類似する傾向が得られた。よって，風化が地すべり変形に対して基本的な影響素因であることが示された。

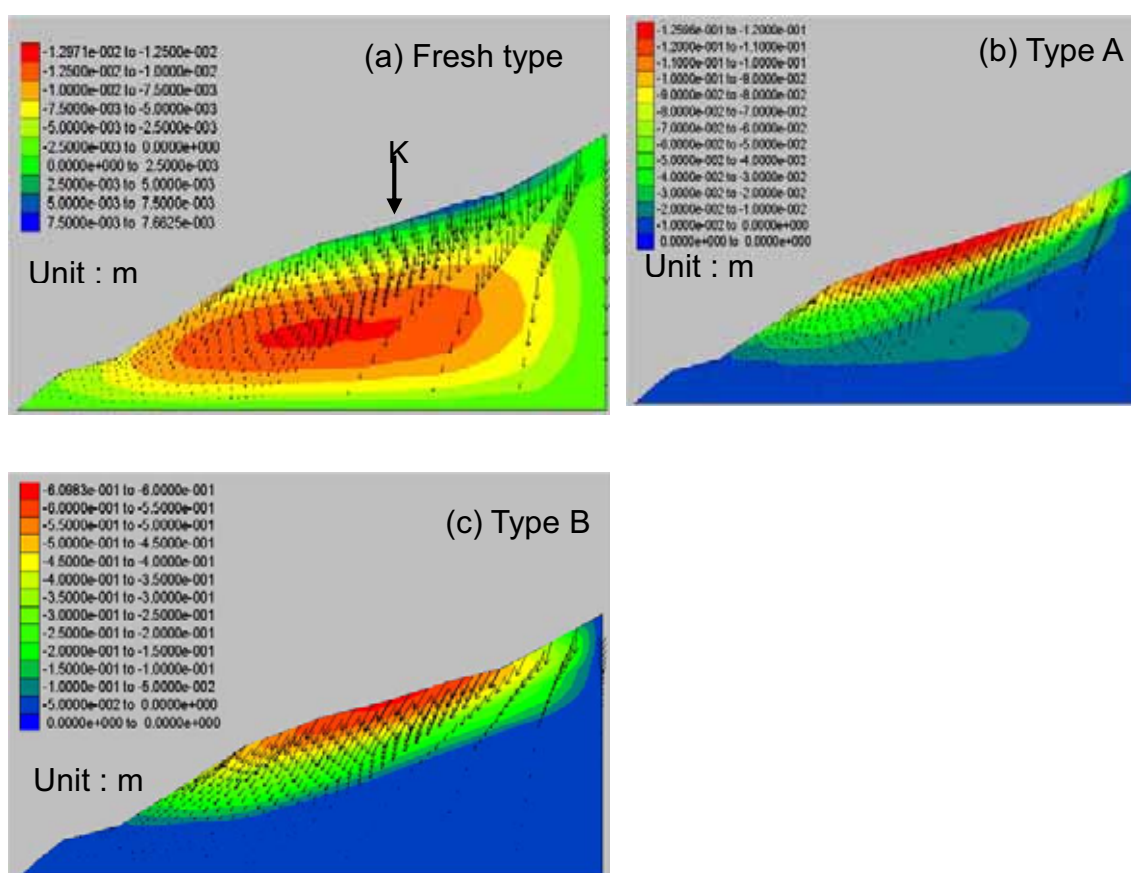


図 5.3 砂岩・頁岩互層の風化を考慮した水平変位のコンターと全変位ベクトルで示した甚之助谷地すべりの数値解析結果

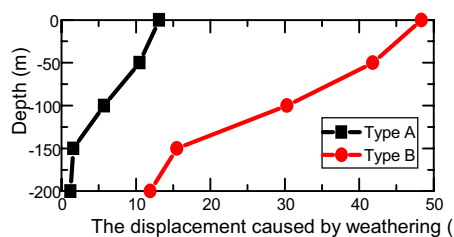


図 5.4 異なる深さにおける水平変位増分の関係

6.1 運動方程式と連続式

地すべりの運動範囲を予測することを目的として，Sassa(1988)が地すべり土塊に作用する力に基づいた運動方程式及び運動中の体積変化が無いという前提条件の連続方程式をベースとし，地すべり運動モデルを提案した。

以下に，地すべり運動シミュレーションプログラムについて簡潔に明記する。詳細は付録に添付する。このプログラムは澄川地すべり及び福島県稗返し地すべり等の応用によって，有効性が証明されている（汪他，2001，2002）。

図 6.1 は地すべり運動モデル斜面とモデル斜面から取り出した一つの column に作用する力を示している。

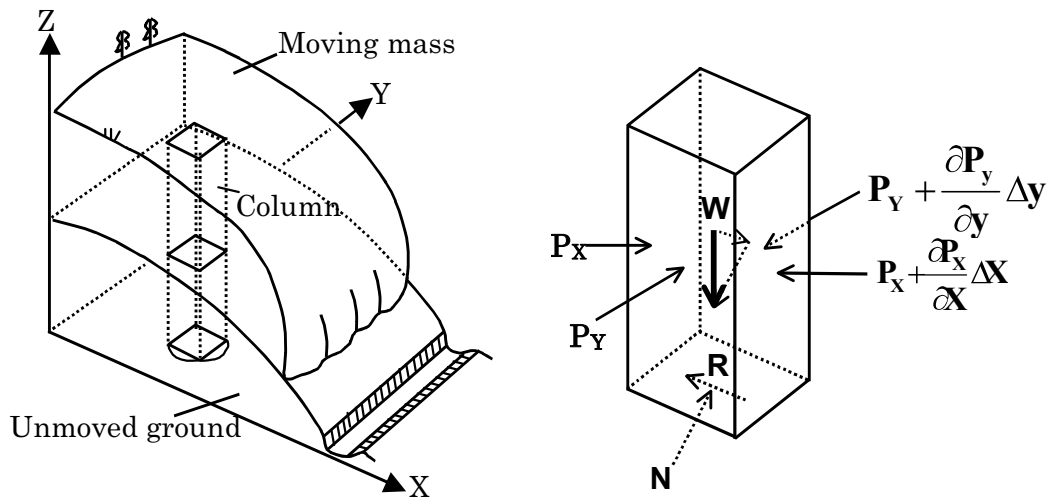


図 6.1 地すべり運動のイメージ図（左）および一つの要素に作用している力（右）（Sassa, 1988）

W：自重

Px,Py：側面に作用する水平土圧

N：地盤の反力

R：せん断抵抗力

式(1)，(2)はそれぞれ x ， y 方向の運動方程式を示している。右辺の第 1 項は重力項，第 2 項は圧力項，第 3 項はせん断項である。式(3)は x と y 方向の単位幅流量 M ， N で表した連続式である。式(1)，(2)で求めた x と y 方向の単位幅流量 M ， N を式(3)に代入することによって，すべり土塊の厚さ h の時間的变化がわかる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 M) = gh \frac{\tan \alpha}{q+1} - kgh \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{g}{(q+1)^{1/2}} \cdot \frac{u_0}{(u_0^2 + v_0^2 + w_0^2)^{1/2}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_a\} \quad (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 N) = gh \frac{\tan \beta}{q+1} - kgh \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{g}{(q+1)^{1/2}} \cdot \frac{v_0}{(u_0^2 + v_0^2 + w_0^2)^{1/2}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_a\} \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

h : すべり土塊の厚さ,

M, N : x と y 方向の単位幅あたりの流量 ($M = u_0 h, N = v_0 h$),

k : 水平土圧係数,

$\tan \phi_a$: すべり面の見かけの摩擦係数,

h_c : 粘着力水頭 ($c = \rho g h_c$ のように定義される, 長距離運動する場合, ゼロになる. ρ : 密度),

$\tan \alpha, \tan \beta$: x - z 平面及び y - z 平面におけるすべり面の傾斜

$$q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta, \quad w_0 = -(u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)$$

(Sassa, 1988 より)

6.2 運動中の見かけの摩擦係数変化モデルについて

運動中の見かけの摩擦係数変化モデル (Wang & Sassa, 2002) は, 地すべり土塊が移動し, 定常状態に達するまで見かけの摩擦係数が小さくなり, 地すべり運動は加速過程に入る。続いて, 地すべり運動中にすべり土塊の厚さが薄くなる。すなわち, 垂直応力が小さくなり, 地すべり運動は減速過程に入る。最終的にすべり運動が停止する地すべり運動を表現できる。ゆえに, シミュレーションプログラムに新たに運動中の見かけの摩擦係数変化モデルが導入されている。地すべり運動モデルにすべり面の見かけ摩擦係数変化モデルを導入することより, 土質力学のパラメータに基づいて, 地すべり運動の加速, 減速, 停止の過程を再現するが可能であることを実証されている。

またこのモデルを使用する際にあたり, 過剰間隙水圧蓄積率 B_{SS} をパラメータとして使用する。 B_{SS} は, せん断ゾーンにある土の特性や, 排水条件, 地下水位によって決められる。このパラメータを含めて, 運動中のすべり面での土塊のせん断挙動は次の3ケースに分類することができる。

- ・ ケース A ($B_{SS} = 0 \sim 0.1$): 間隙水圧が 0 の場合で, 乾燥地盤での地すべりである。
- ・ ケース B ($B_{SS} = 0.9 \sim 1.0$): 間隙水圧は完全飽和非排水の場合, 地盤の非排水载荷と非排水せん断によって上昇する。このケースは高速長距離地すべりを引き起こしやすい。

- ・ ケース C ($B_{SS} = 0.1 \sim 0.9$) : ケース A と B の中間の場合である。多くに地すべりがこのケースに当てはまる。間隙水圧の高い部分はすべり物体内部にあり地盤で消散する。故に、すべり面での間隙水圧はすべり物体と地盤に影響される。

長距離運動地すべりはケース B に該当する。甚之助谷地すべりはケース B の場合を想定して運動を予測する。このケースを想定する理由として、近年見られる稗返し地すべりや澄川地すべりのような長距離高速流動地すべりが発生している中で、このような地すべりが最も被害が大きくなる恐れがあり、最悪の事態を想定することが望ましいと考え、甚之助谷地すべりをケース B として想定した。

この他に使用するパラメータは τ_{SS} , ϕ' であり、これらのパラメータは室内試験の結果より決定する。 τ_{SS} は定常状態でのせん断抵抗であり、地すべり運動は崩壊が起こると定常状態ですべり運動を繰り返す。リングせん断試験結果よりすべり面土は約 30mm 程度すべることにより定常状態に達し、せん断抵抗が変わらなくなることが知られている (汪他, 2004)。 ϕ' は、残留有効摩擦角である。崩壊の初期はピーク強度をなすが、数十センチすべることにより、ピーク強度から低下し、定常状態の残留強度となる。本研究は地すべりの発生直後に焦点を置かず、その後のすべり運動に対して注目していることにより、ここでは残留有効摩擦角を採用する。

θ は斜面の傾斜角である。 γ はすべり土塊の単位体積重量であり、 h はすべり土塊の厚さを表している。

摩擦係数の決め方として、まず B_{SS} を推測し、 τ_{SS} と ϕ' の各パラメータを使用して、土塊の高さ h と B_{SS} でのせん断抵抗 $\tau_{SS}(h, B_{SS})$ を式 (4) より求める。(4) 式は、応力経路図 (図 6.2) を参照し、間隙水圧が 0 の場合と飽和状態の両極端から、それ以外の場合について内挿式を用いて (4) 式は導かれた。

$$\tau_{SS}(h, B_{SS}) = \tau_{SS} + (\sigma(h) \tan \phi' - \tau_{SS})(1 - B_{SS}) \quad (4)$$

$$\sigma(h) = \gamma h \cos^2 \theta \quad (5)$$

$$\tan \phi'_a = \frac{\tau_{SS}(h, B_{SS})}{\sigma(h)} \quad (6)$$

$$h_{cr} = \frac{\tau_{SS}}{\gamma \tan \phi' \cos^2 \theta} \quad (7)$$

式 (4) (5) を用いて見かけの摩擦角を求める。見かけの摩擦とは、実際の摩擦角 $\tan \phi' = \frac{\tau}{\sigma'}$ は運動中の間隙水圧変化がわからないため、見かけの摩擦角 $\tan \phi_a = \frac{\tau}{\sigma}$ (式 6)

を採用する。 $\tan \phi_a = \tan \phi'$ の場合の土塊の厚さを臨界厚さ h_{cr} (式 7) とする。臨界厚さに達するとすべり面土は非排水状態を保てなくなり、土の有効摩擦係数が発揮する。

本モデルの概要を図 6.2 で説明する。すべり運動前の土塊は破壊線の下に初期応力状態があり、外力によって破壊線に達すると地すべりが発生する。その際、乾燥状態であれば垂直応力 σ は変わらないまま、せん断抵抗は増加して破壊線に達する。飽和状態であれば過剰間隙水圧が発生する分せん断抵抗は減少し、破壊線に達する。地すべり運動が発生した初期では、すべり土塊の厚さがあまり変わらないことから垂直応力は一定となり、間隙水圧の上昇に従い見かけの摩擦係数は減少していく。この段階においては地すべり運動の加速を表している。地すべり土塊が数十センチ動くとすべり面の土が定常状態になることから、せん断抵抗は一定となり、また土塊の移動量が大きくなるにしたがって、すべり土塊の厚さが薄くなるので垂直応力は減少する。せん断抵抗一定で垂直応力が小さくなると見かけの摩擦係数は増加する。この段階においては地すべり運動の減速を表している。土塊の厚さが限界厚さ h_{cr} に達したら、見かけの摩擦係数が土の摩擦係数より大きくなるように、見かけの摩擦係数は土の内部摩擦係数のまま一定にする。

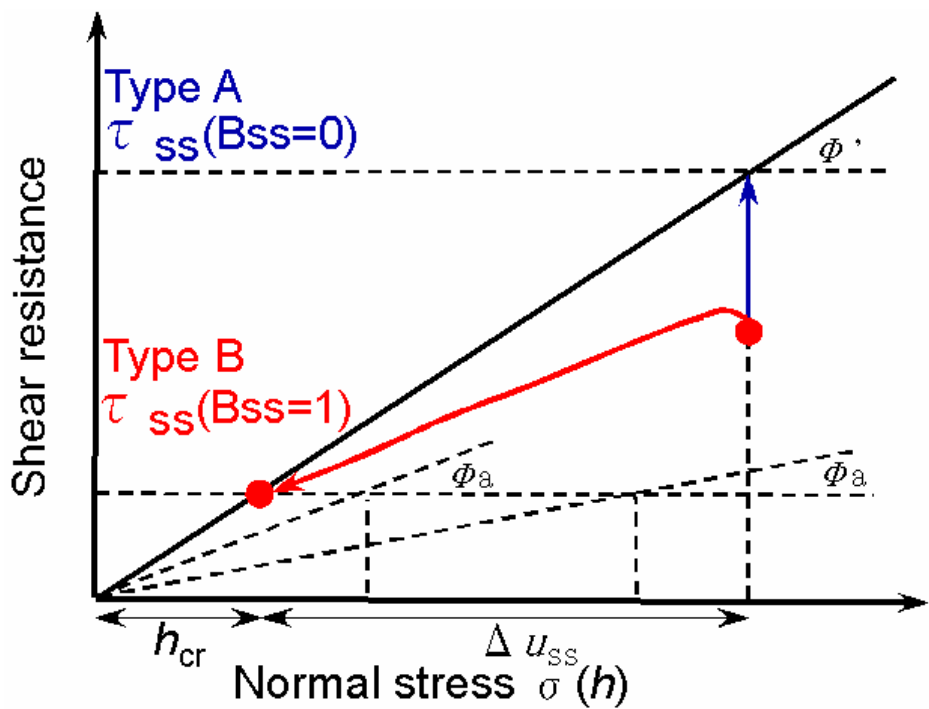
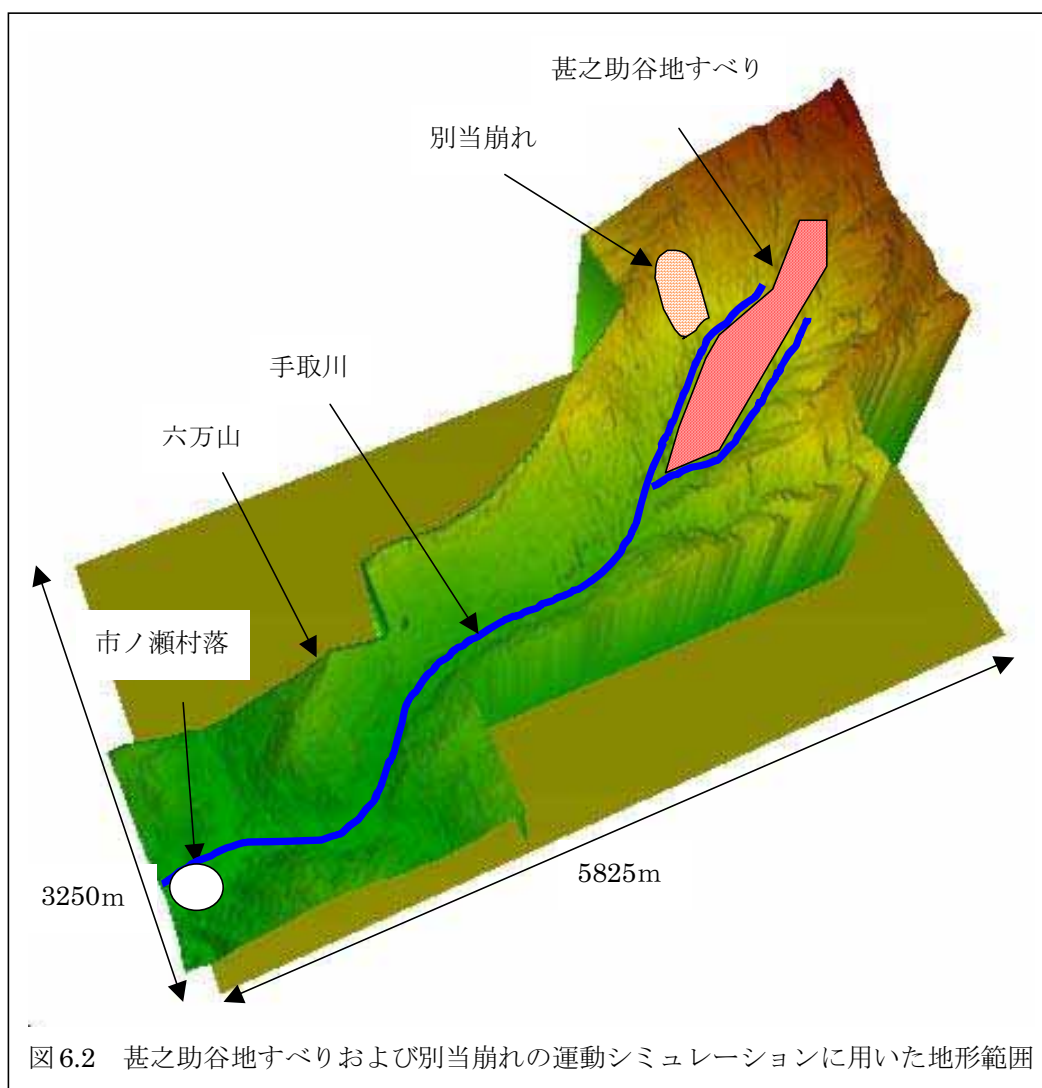


図 6.2 運動中の見かけの摩擦係数変化モデル

6.3 甚之助谷地すべりの運動シミュレーション

甚之助谷地すべりは現在、クリープ的にゆっくり動いている。しかし、今後、高速長距離運動地すべりに移行するかもしれない。そこで甚之助谷地すべりの運動シミュレーションを行い、運動範囲を予測する。甚之助谷地すべりの運動シミュレーションを行うために過去の災害事例として別当崩れによる運動シミュレーション結果を参考にし、力学パラメータを推定した。地すべり運動シミュレーションを行うために以下の地形データおよびパラメータが必要となる。(1) すべり土塊の初期厚さ；(2) すべり面の標高；(3) すべり面とすべり土塊の物理・力学パラメータ（湿潤単位体積重量、粘着力、内部摩擦角、定常状態のせん断強度）；(4) 運動経路における飽和条件・排水条件。

すべり土塊の初期厚さは国土地理院（昭和 44 年測量、平成元年から平成 2 年修正測量）発行の 2 万 5000 分の 1 地形図を元にして、地形データを抽出した。地形データは図 6.3 のような範囲（縦 3250m×横 5825m）において抽出した。1 メッシュは 25m×25m であり、縦 130 メッシュ×横 233 メッシュである。地形データは甚之助谷地すべりと別当崩れを網

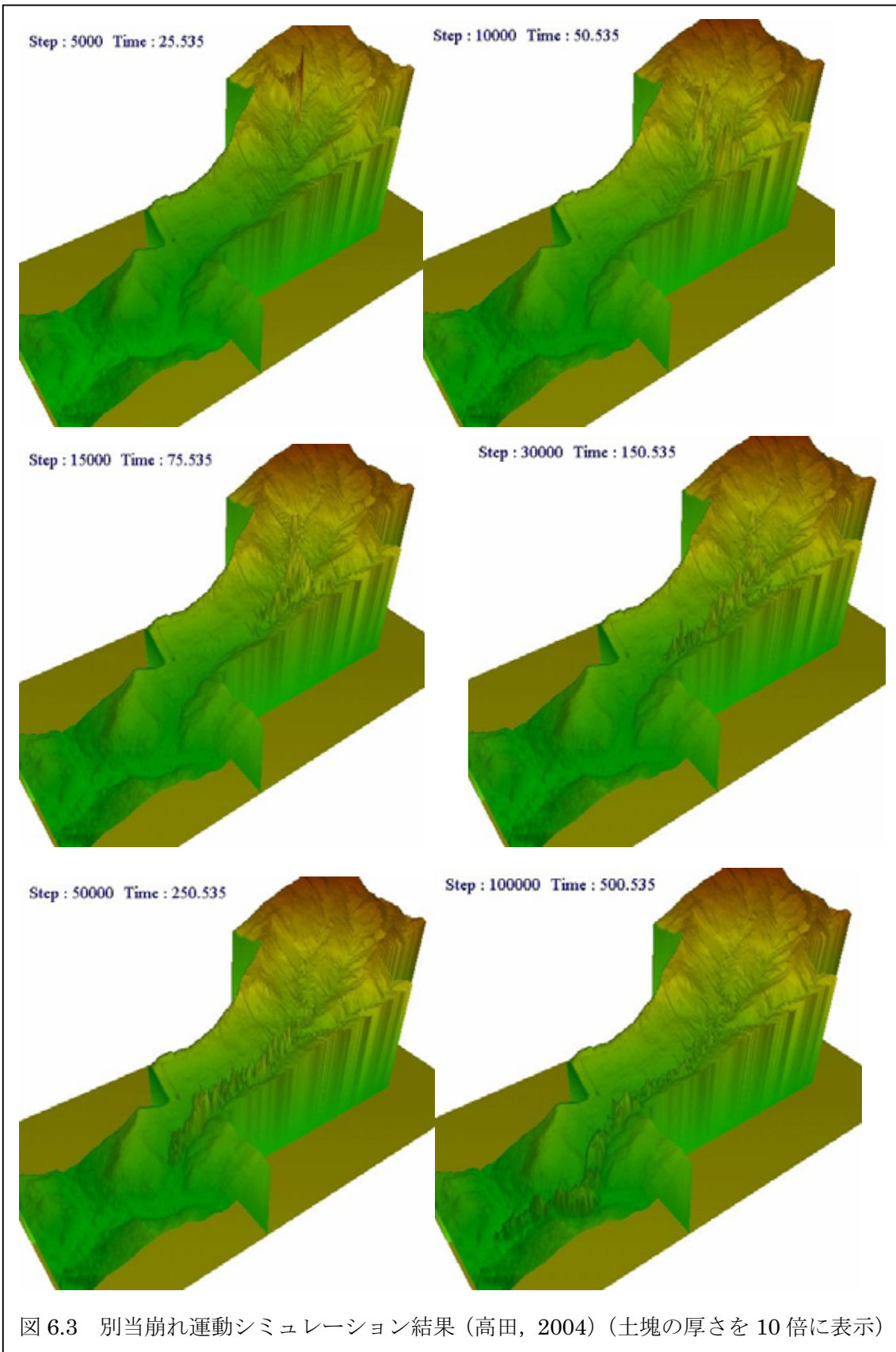


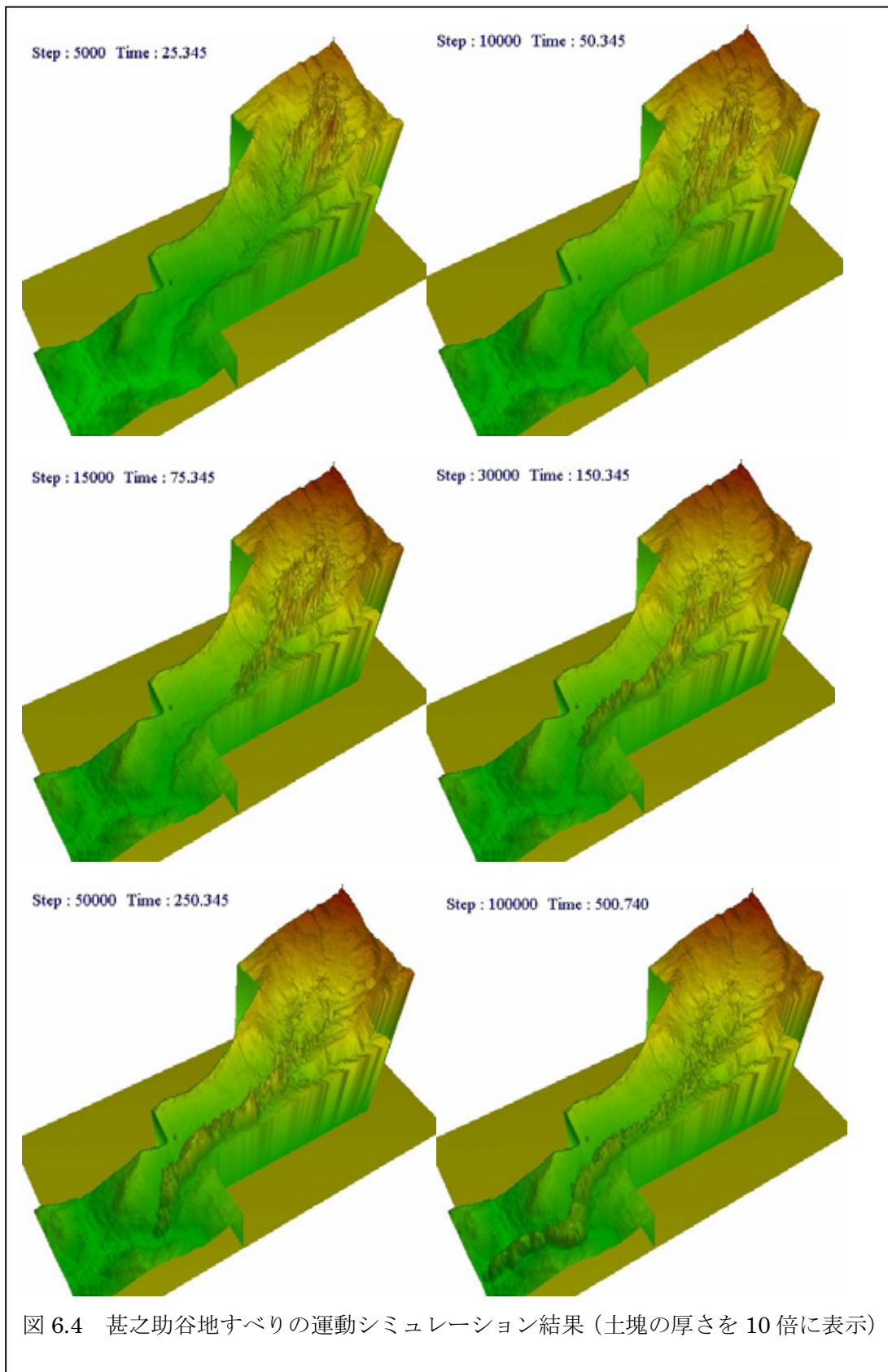
羅し、手取川下流にある市ノ瀬村落を含めた範囲とした。

表 6.1 は運動シミュレーションに用いたすべり面土とすべり土塊の物理・力学パラメータを示している。すべり土塊の摩擦係数とすべり面土の有効摩擦係数は一面せん断試験結果の値とした。すべり面の粘着力はそれほど発揮されないことから 0kPa と決定した。すべり土塊にあたる甚之助谷地すべり上部ブロックは年間を通じて、地下水位が地表面以下 5 m ~40mの範囲に推移している。これは飽和状態を常に保っていると予想されるので過剰間隙水圧蓄積率 B_{ss} を 0.90 に設定した。以上の地形、物理・力学パラメータを用いて、高田 (2004) が別当崩れの運動シミュレーションを行った (図 6.3)。別当崩れで用いたパラメータを適用して甚之助谷地すべりの運動シミュレーションを行った。国土交通省のボーリング調査結果に基づいて、甚之助谷地すべりのすべり面厚さは決定した。甚之助谷地すべりは監視結果より上部ブロックと下部ブロックに分けられ、下部ブロックはほとんど安定していることから上部ブロックについてすべり面を仮定した。運動シミュレーション結果は図 6.4 に示す。運動土塊の動きを明確に見えるように、運動土塊の厚さは計算値の 10 倍に表示されている。六万山の付近で急激に運動土塊の動きが抑制された。これは図 2.9 にもあるように六万山は過去の白山火山堆積物によって形成されており、河床がこの付近でうねっているためである。手取川ダム貯水池 (1979 年完成) は市ノ瀬村落下流 8 km のところに位置しており、別当崩れ (1934 年発生) では過去に日本海まで達しているという事実から手取川ダムのある場所を通過していたと考えられる。甚之助谷地すべりと別当崩れの運動シミュレーションを比較すると甚之助谷地すべりは別当崩れに比べてせん断抵抗を小さく設定しているにもかかわらず、同じ時間で先端の土塊は約 500m 先に進んでいる。それに加えて、土塊量も運動シミュレーション結果より明らかに別当崩れのとときよりも甚之助谷地すべりのほうが多い。別当崩れのとときには建設されていなかった手取川ダムは現在、手取川中腹にあることから今後、甚之助谷地すべりのすべり土塊が手取川ダム貯水池内に入り込むことを想定した災害対策を講じる必要があるといえる。

表 6.1 運動シミュレーションに用いたすべり面土とすべり土塊の物理・力学パラメータ

	別当崩れ	甚之助谷地すべり
すべり土塊の湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	20	20
水平土圧係数 (全域)	0.75	0.75
すべり土塊の見かけの摩擦係数 (全域)	0.6	0.6
すべり土塊の内部摩擦係数 (全域)	0.5	0.5
河床の定常状態でのせん断抵抗 (kPa)	10	20
河床以外の定常状態でのせん断抵抗 (kPa)	80	99
すべり面土の粘着力 (kPa) (全域)	0	0
すべり面土の有効摩擦係数 (全域)	0.5	0.5
過剰間隙蓄積率 B_{ss}	0.9	0.9





第7章 結論

本研究では、白山甚之助谷地すべりの変形メカニズム及び運動予測を解明するために、甚之助谷地すべりの監視結果を用いて **FLAC 3D** による変形解析及び地すべり運動シミュレーションを行った。以下に甚之助谷地すべりの変形メカニズム及び運動予測から得た知見を述べる。

- 1) 甚之助谷地すべりは手取層群の砂岩・頁岩の互層から成り、流れ盤構造である。
- 2) 甚之助谷地すべりの両側の谷はそれぞれ谷侵食によって、現在の地形状況に到達したことは地形の逆転より明らかであり、地表面移動量の谷向きの変位は谷侵食の応力開放によるものと考えられる。
- 3) 地表面移動量監視結果より甚之助谷地すべりは上部ブロックと下部ブロックに分けられ、上部ブロックは活発（70～180 mm / year）に動いているが下部はほとんど安定している。
- 4) 甚之助谷地すべり区域では地下水位は融雪期に一年間で最も上昇し、それに伴い地表面移動量も増加する。通年の地下水及び移動量観測より、地下水位がある一定値を超えると地すべり移動量が増加することが確認できたことから、地下水及び地表面移動量観測は工学的に意味を持つものであり、地域災害防止に役立つと考えられる。
- 5) 別当谷における地質踏査より 23mの地質柱状図から 14 面の潜在すべり面が検出されたことと孔内傾斜計の監視結果より甚之助谷地すべりは複合的地すべりであると推測される。
- 6) **FLAC 3D** を用いた変形解析によって、ヤング率、粘着力、ポアソン比、内部摩擦角、せん断弾性係数及び体積弾性係数を変化させた結果、特にせん断弾性係数が地すべり変形に最も影響を与えるパラメータと確認でき、砂岩・頁岩互層の風化の進行が甚之助谷地すべりの変形に重大な影響を与えていることが明らかである。
- 7) 別当崩れによる過去の事例災害を元にして、甚之助谷地すべりに運動シミュレーションを適用した結果、崩壊土塊が手取ダム貯水池に入り込む可能性があることが示唆された。

参考文献

- 1) Anson, R. and Hawkins, A. (2002): Movement of the Soper's Wood landslide on the Jurassic Fuller's Earth. Bath, England. Bull. Eng. Geol. Env., Vol.61, No.4, pp.325-345.
- 2) Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden. W.F. (1995): Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema
- 3) Goodman, R.E. (1980): Introduction to Rock Mechanics. New York: John Wiley and Sons.
- 4) Sassa, K. (1988): Geotechnical model for the motion of landslide, Special Lecture, 5th International Symposium on Landslide, "Landslide", A.A.Balkema/Rotterdam, Vol.1, pp.37-55.
- 5) 磯部章 (1996) : 甚之助谷地すべり対策の現状.最近の地すべり・がけ崩れ対策工特集, 基礎工, Vol.24, No.6, pp.88-94.
- 6) 大元栄作 (2001) : 地すべりの運動シミュレーションに関する事例研究ー福島県稗返地すべりと長崎県眉山大崩壊を対象としてー, 平成 13 年度金沢大学学位学士論文.
- 7) 粕野義夫 (1993) : 石川県地質誌.北陸地質研究所, pp.69-78.
- 8) 粕野義夫 (2001) : 石川県地質誌・補遺 (付図ー2) .北陸地質研究所. 194p.
- 9) 木村進一・鹿園直建・野原昌人・岩井修平(1999) : 化学的風化に伴う微量・希土類元素の挙動ー男鹿半島, 女川層堆積岩の例ー. 応用地質, Vol40, No.5, 281-294.
- 10) 国土交通省北陸地方整備局金沢工事事務所 (2002) : 平成 13 年度甚之助谷地すべり調査作業報告書. 139p.
- 11) 国土交通省北陸地方整備局金沢工事事務所 (2003) : 平成 14 年度甚之助谷地すべり調査作業報告書.
- 12) 高田渉(2004) : 白山別当崩れの運動シミュレーション, 平成 15 年度金沢大学学位学士論文.
- 13) 玉井敬泉 (1958) : 白山の歴史と伝説.石川県, pp.1-4.
- 14) 千木良雅弘 (1998) : 災害地質学入門. 近未来社, p.38.
- 15) 坪内 昭 (1995) : 甚之助谷地すべりの特徴と対策.第 30 回土質工学研究発表会, pp.1823-1824.
- 16) 白山砂防直轄 70 周年記念事業実行委員会(1999) : 白山砂防.未来への水脈, pp.1-6.
- 17) 藤井幸泰 (2003) : 別当谷側壁でみられる白山甚之助谷地すべりの内部構造. 地すべり, Vol.40, No.4, pp. 53ー57.
- 18) 松川正樹 (2002) : 石川県手取川上流域及び関連地域の手取層群. 手取川流域中生代手取層群調査報告書, 石川県白山自然保護センター, pp. 3-19.
- 19) 守屋以智雄 (1984) : 白山の火山地形. 金沢大学地理学報告, No.1, pp.130-139.
- 20) 汪発武 奥野岳志 松本樹典 (2002) : 地盤材料の破碎性と高速土砂流動ー実験結果に基づいた運動予測ー. 地震豪雨時の高速長距離土砂流動現象の解明(APERIF)公開

シンポジウム, pp.273-289.

- 21) 汪発武 佐々恭二 松本樹典 奥野岳志 (2004) : 粒子破碎を考慮した地すべりの流動化メカニズムと運動範囲予測. 地すべり, Vol.40, No.5, pp.275-286.

謝辞

本報告作成にあたり，研究を進める上で貴重な調査データを提供していただいた国土交通省金沢河川国道事務所に深く感謝いたします。また，金沢河川国道事務所流域対策課長石田孝司様，交通対策課高村直樹様，流域対策課白鳥篤央様，環境省自然環境局白峰自然保護官事務所の二神紀彦様には大変お世話になりました。加えて，金沢大学工学部土木建設工学科土質研究室の皆さんに地質調査など様々な面でご支援をいただきました。

数値シミュレーション手法を用いた白山別当崩
れの運動機構に関する研究

高田 渉
(金沢大学工学部土木建設工学科)

汪 発武
(京都大学防災研究所)

松本樹典
(金沢大学大学院自然科学研究科)

第一章

序 論

1.1 序論

近年、自然災害の人的被害は減少傾向にある。その要因の一つとして、多くの研究者によって自然災害のメカニズムが解明され、また災害に対する予測が可能になったことが挙げられる。しかし、自然災害は、多くの要素が重なり合い、人間が予測する以上の被害を我々にもたらす。

土石流などの土砂災害の多くは、大雨によって発生する。土砂災害の発生時期や被害地域の予測は、現地の雨量、地形、地質などの様々な要素に左右されるため、その特定は難しく、取り扱いが困難である。

本研究で取り上げる“別当崩れ”は手取川流域に甚大な被害をもたらした斜面災害である。別当崩れは 1934 年に白山南西部の山岳地帯で発生した。山岳地帯の谷間で斜面崩壊が起こり、やがて土石流となった崩壊土砂は多くの尊い命を奪った。“別当崩れ”という言葉は斜面崩壊が起こった場所のことを示すが、本文では斜面崩壊が発生して、土石流に発展した一連の現象のことを示す。

現在、別当崩れ周辺では、頻繁に斜面崩壊が起きている。特に別当崩れの隣で活動中の甚之助谷地すべりは高速運動した時の被害の大きさが懸念されている。

本研究は、過去に起こった別当崩れについて、崩壊前の地形を復元し、土石流の再現化(シミュレーション)をすることを目的とする。別当崩れの運動シミュレーションによって、崩れた土砂の流動過程を再現して、その再現過程に使用した土の力学的パラメーターは、類似した地すべり運動予測への適用が可能になる。その予測を基に、今後起こりうる地すべりに対するハザードマッピング(危険予測地図)に役立てることを願っている。

1.2 別当崩れについて

1.2.1 別当崩れの位置

石川県と福井県、富山県を含む北陸地方は雨量が多く、山地に囲まれた地域である。この北陸地方の山岳地帯の中に、石川県と岐阜県の県境に位置する標高 2702m の霊峰と名高い白山がある(図 1.1)。その山岳地帯の南西斜面にある崩壊地のひとつに“別当崩れ”(図 1.2)と呼ばれる場所がある。



図 1.1 白山の位置



図 1.2 別当崩れの全景(2003年撮影)

図 1.3 は 1997 年の 1/25,000 の地形図で、青い点線が別当崩れである。地形図で見ると等高線が尾根に対して凸になっているのが確認できる。源頭部は六方山尾根の頂上にあたり、下部には工事用道路や川がある。

別当崩れの位置している別当谷は、第一級河川手取川の支流、牛首川の上流部に位置している。手取川は昔から頻繁に氾濫して、その流域に甚大な被害を及ぼしてきた。その別当谷の隣に、甚之助谷がある。両谷の間の尾根は甚之助谷地すべりと呼ばれ、面積約 500 ヘクタールの地すべりであり、その上部ブロックは年間約 10cm の速度で動いている。別当谷と甚之助谷周辺は全国的に珍しい標高 2000m の地すべり地帯(図 1.4)であり、国直轄の地すべり防止区域(赤い点線)に指定されている。図 1.4 の黄色の点線は地すべりの移動ブロックである。その中でも最大のブロックが甚之助谷地すべりである。

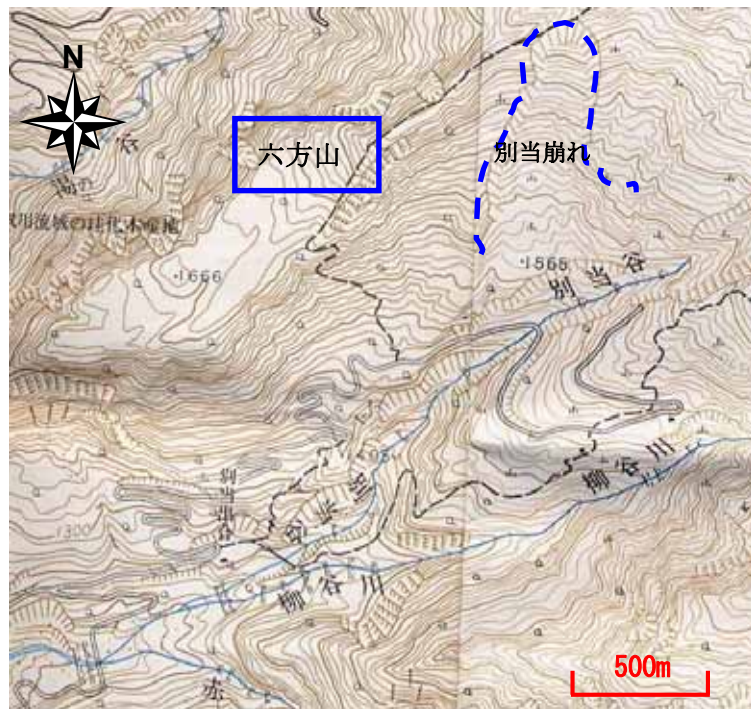


図 1.3 別当崩れ周辺の地形図(国土地理院,1997)

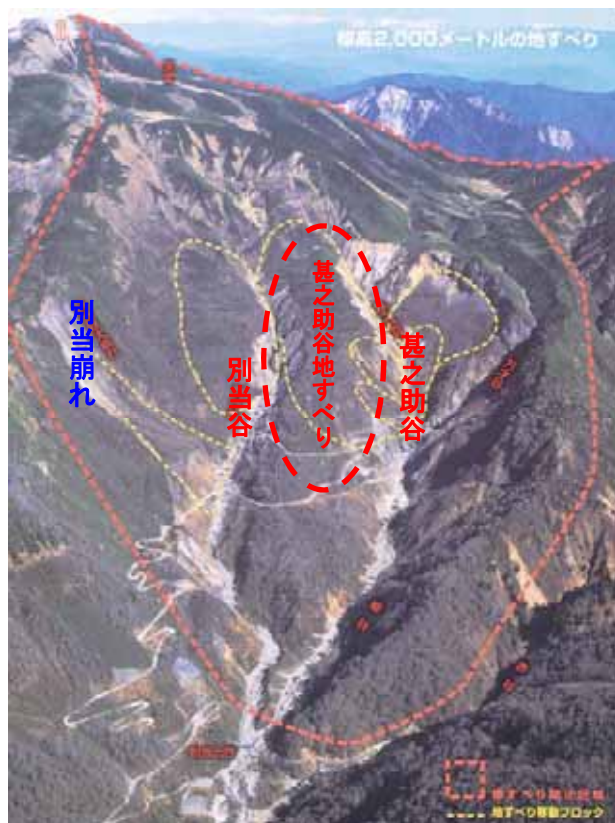


図 1.4 別当崩れ周辺の地すべり地帯(国土交通省,2003)

1.2.2 別当崩れの歴史

1934年7月11日、豪雨(9-11日の3日間で約500mm)により白山の溶岩流と手取層群からなる六方山尾根の一部が、最上部から大崩壊し、全長900m、幅150-250m、深さ50mの別当崩れが発生した。崩壊した約1千万 m^3 の土砂は谷を埋めて自然堤防を築いて、やがて決壊して土石流となった(図1.5)。

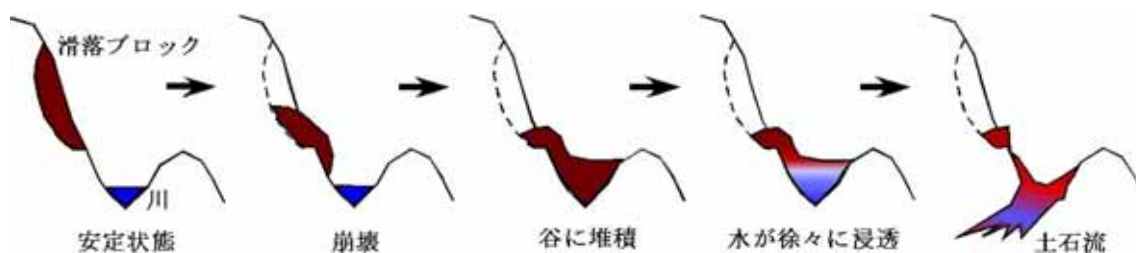


図1.5 土石流の形成イメージ図(横断面)

そして、別当崩れから約4km下流の市ノ瀬集落を全滅させて、手取川流域(川北、小松など 図1.6参照)に甚大な被害(全体で死者112人、倒壊家屋240戸)をもたらしながら流下していき、70km下流の手取川扇状地を広がり、ついには日本海に達した。この土石流で村が壊滅した市ノ瀬付近の河床は約30cmの厚さの土砂で埋積され、湯の谷川左岸部の旧白山温泉(3戸)、柳谷川左岸の市ノ瀬(8戸)全部が流出、43名が犠牲になった(図1.7)。



図1.6 1934年土石流による被害地域

この土石流の際、宮谷川(図 1.7)から運ばれた径 15m、幅 23m、重さ 4389 トン大岩塊が図 1.8 の百万貫岩である。写真中の矢印のところにいる人が、百万貫岩と比べるとその大きさが分かる。この岩より、当時の土石流のエネルギーの大きさが分かる。

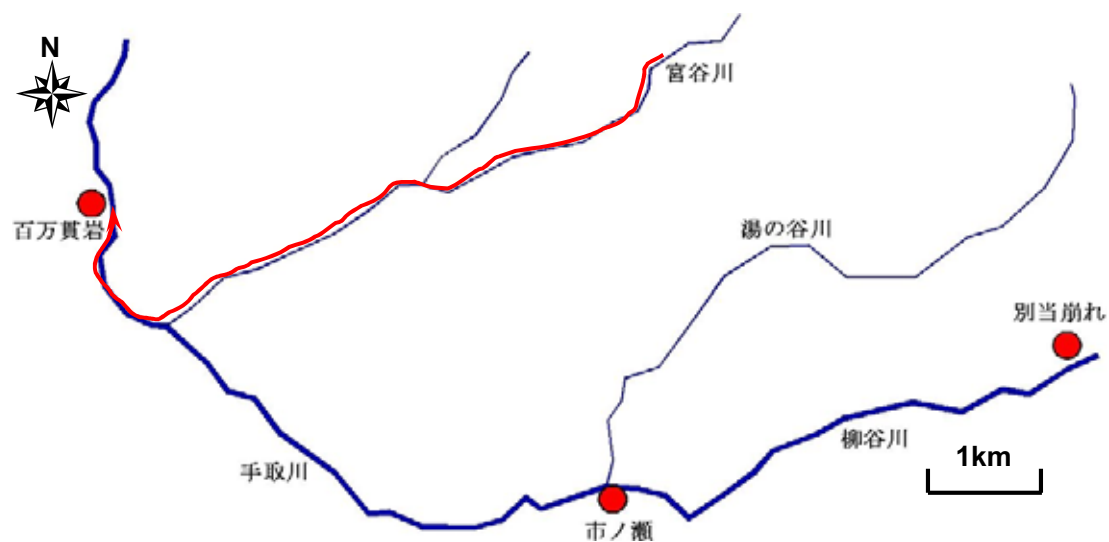


図 1.7 手取川上流域図

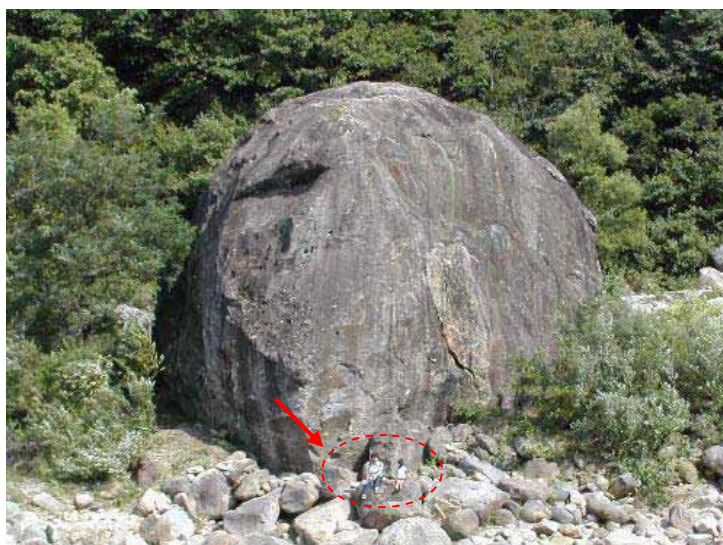


図 1.8 百万貫岩

1.2.3 別当崩れの現状

現在、図 1.9 に見られるように、別当崩れ下部には 1934 年に崩壊したブロックの全体積 1/4 にあたる250万 m³の崩壊ブロックがあり、今も尚、徐々に動いている。図 1.9 の写真を見ると崩壊ブロックは植生が回復しており、安定しているように見えるが、下を通る工事用道路はしばしば通行止めになる。

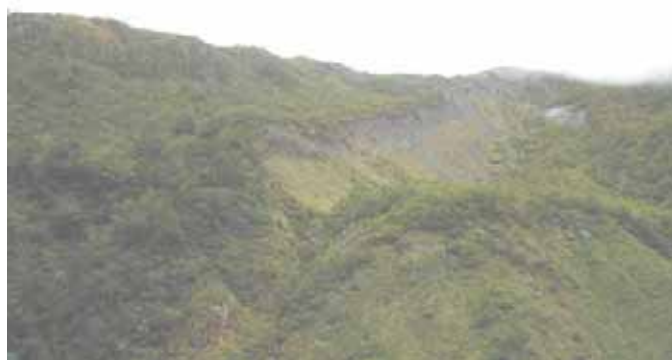


図 1.9 崩壊地下部に残るブロック

1934 年の別当崩れが発生したときに、別当谷には砂防工事などは行われていなかった。甚之助谷では砂防工事が行われていたが、豪雨による土砂災害の被害はなく、工事の有用性が認められ、別当谷でも工事(図 1.10)がなされるようになった。



図 1.10 別当谷砂防工事の様子

1.3 研究の背景と目的

1.3.1 研究の背景

本研究の背景には、将来、手取川流域で懸念される土砂災害の五つの誘因がある。それは、以下のとおりである。

- ① 別当崩れを含めた斜面崩壊の多くは降雨によって起きている。別当谷、甚之助谷を含めた白山周辺は、平均年間雨量が 3000mmを超える雨の多い地域のため（図 1.11）、斜面崩壊が発生しやすく、小規模な斜面崩壊は頻繁に発生している。また、冬季には山頂付近での積雪量が 10m に達するため、融雪期において小規模な斜面崩壊も多い。

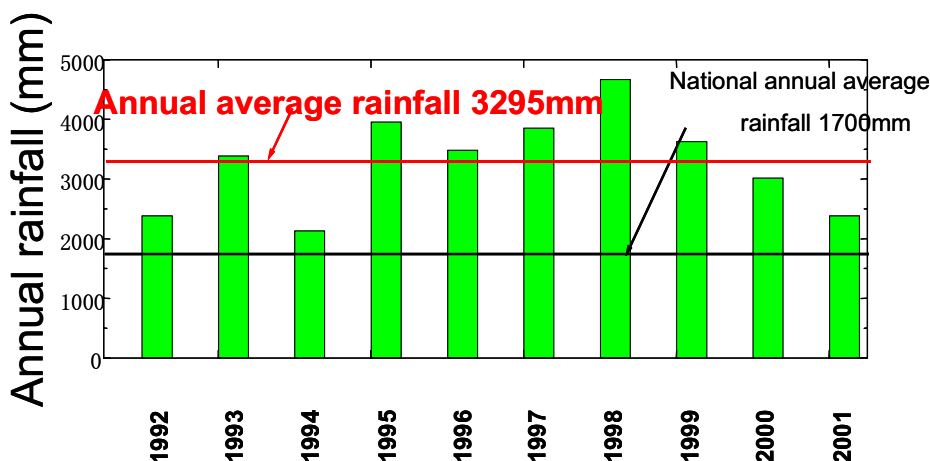


図 1.11 白山周辺の年間降水量(気象庁,1992-2001)

- ② 白山は約 40 万年前に誕生し、最新の噴火は 1659 年に発生した記録が残っている。4000 年前頃から、規則正しく 300 年休止、100-150 年間断続的に噴火するというサイクルが続いていることが明らかになった。もしもこの傾向が続けば白山は、近いうちに噴火してもおかしくない危険な火山と言える。噴火の際には地震が発生、大規模斜面崩壊を誘発する危険がある。
- ③ 崩壊土砂が谷を埋め、自然堤防ができて水を溜め込む、それが決壊すると土石流になる。別当谷や甚之助谷は、谷底に川が流れていることや地形的要因を考慮すると土石流が起こりやすいといえる。また、手取川は急勾配であり、谷で起こる土石流の流下速度が速いことが今までの特徴である。
- ④ 別当谷、甚之助谷周辺には、別当崩れを除くと6つの滑落ブロックがある。(図 1.4

参照)その中には別当崩れを凌ぐ大きさのブロックがいくつかある。中でも最も大きなブロックである甚之助地すべりが現在、活発的な動きをしていて、今後、地すべりブロックが高速運動になる可能性がある。

- ⑤ 手取川中流部、別当崩れから約15kmに堤高153m、幅420m、貯水量1.9億 m^3 の手取川ダム(1980年竣工)がある(図1.12)。このダムはロックフィルダムで、洪水調整、発電、農業、家庭用に使われる多目的ダムである。ロックフィルダムは津波に弱く、現在、ダムの底は堆積が進むに連れて上流部の河床があがっているという事実から、1934年と同じような規模またはそれ以上の土石流が貯水池に流入した場合、ダムが決壊して被害が更に大きくなることが考えられる。



図 1.12 手取川ダム

1.3.2 研究の目的

白山の山岳地帯は多雨、多雪、急勾配の地形という要素が重なって、斜面崩壊が頻繁に起きている。特に別当谷、甚之助谷には6つの巨大な滑落ブロックが存在しており、降雨、火山噴火(地震)によって斜面崩壊が発生して、その後、土石流(大洪水)に発展する可能性が高い。災害が起これば、手取ダムの存在、別当崩れ以上の崩壊土砂量を考慮すると、甚大な被害が出ることを懸念される。

本研究は、1934年に発生した別当崩れ、そして土石流の運動シミュレーションによって、別当谷で発生した土石流の運動機構を明らかにして、その運動過程で土の力学的パラメーター(土質パラメーター)を確定することが目的である。運動中の土質パラメーターを知ることで、今後類似した地形、地質の場所で起こりうる地すべりに対する危険地域の予測ができる。本研究は、求まる土質パラメーターを甚之助谷地すべりの運動予測に適用することを試みる。

第二章

地すべり運動シミュレーションの原理

2.1 基本方程式の誘導

Sassa(1998)によって、地すべり運動モデルが提案された。本章では、地すべり運動シミュレーションの理論基礎となる地すべり運動土塊要素の運動方程式及び全体としての連続方程式を紹介する。

2.1.1 運動方程式の誘導

図 2.1 には地すべり運動の概念図が示されている。この図のように動かない斜面上にすべり土塊がある場合の地すべり運動のモデルについて考える。軸を x, y, z 方向と決め、 x, y 方向にメッシュを切り、あるメッシュでの x 方向の長さ Δx 、 y 方向の長さ Δy の column を取り出す。図 2.2 は、column とそれに作用する力を示している。この column に作用する力は、側面に作用する水平土圧 P_x, P_y 、土塊の自重 W 、上下面のせん断抵抗力 R 、上下面の反力 N である。

下の式、右辺は column に作用する力の釣り合い(右から重力項、土圧項、すべり抵抗力項)、左辺は加速度項である。

(x 方向の運動方程式)

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uM) + \frac{\partial}{\partial y}(vM) = \frac{gh \tan \alpha}{q+1} - Kgh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gu\{h_c(q+1) + h \tan \phi_a\}}{\sqrt{q+1}\sqrt{u^2 + v^2 + (u \tan \alpha + v \tan \beta)^2}}$$

(y 方向の運動方程式)

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uN) + \frac{\partial}{\partial y}(vN) = \frac{gh \tan \beta}{q+1} - Kgh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gv\{h_c(q+1) + h \tan \phi_a\}}{\sqrt{q+1}\sqrt{u^2 + v^2 + (u \tan \alpha + v \tan \beta)^2}}$$

M : x 方向の単位幅流量

N : y 方向の単位幅流量

u : x 方向の流速

v : y 方向の流速

g : 重力加速度

h : すべり土塊厚さ

ϕ_a : すべり面の見かけの摩擦角

h_c : 粘着項 $\rho gh / \cos \theta$ を計算するときの土塊厚さ

α : x 方向の傾斜角

β : y 方向の傾斜角

q : $\tan^2 \alpha + \tan^2 \beta$

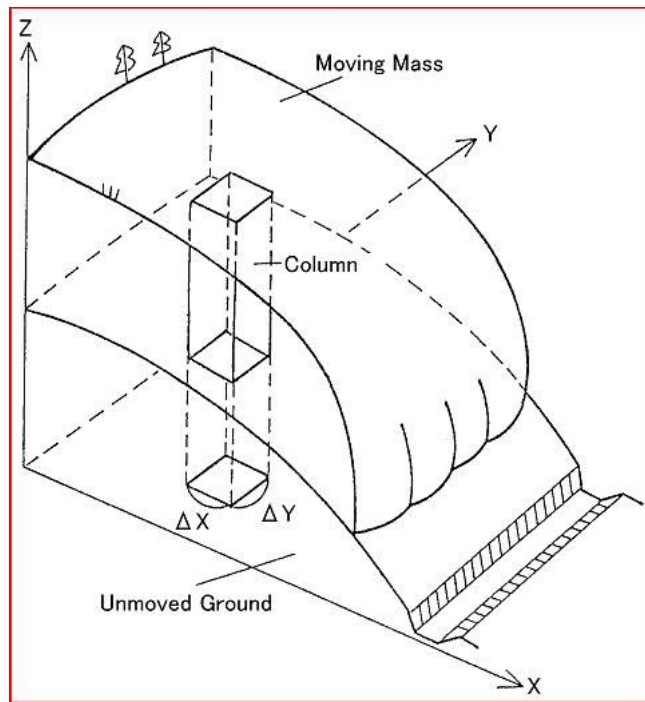


図 2.1 地すべりのモデル (Sassa, 1988)

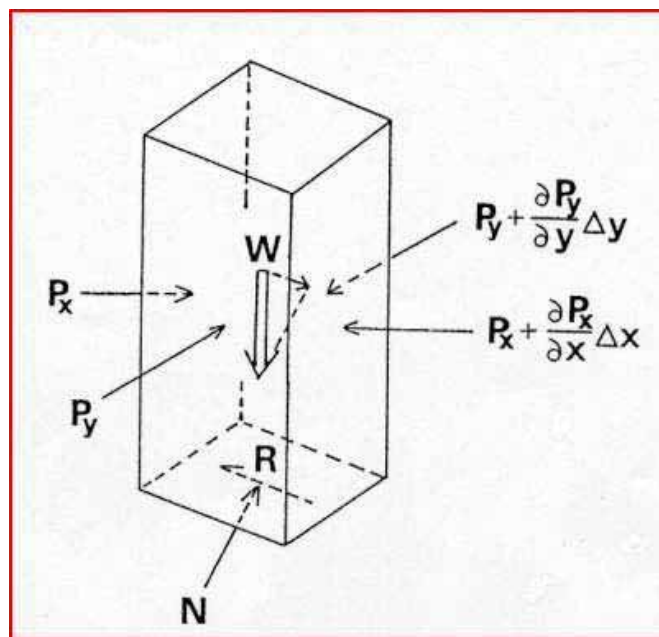


図 2.2 column に作用する力 (Sassa, 1988)

2.1.2 連続方程式の誘導

土塊の運動中の密度変化は、総土量に比べて小さいと考え、要素内への流入土量と流出土量が等しいとする。

図 2.3 では、column 内の流出流入を示す。 u は x 方向の速度、 v は y 方向、 w は z 方向の速度を表している。それぞれの速度は、メッシュの垂直面での出入りを表す速度である。2 つの面から差し引いた流入流出量は

$$\text{流入量} = u\Delta z\Delta y + v\Delta z\Delta x + w\Delta x\Delta y$$

$$\text{流出量} = (u + \frac{\partial u}{\partial x}\Delta x)\Delta z\Delta y + (v + \frac{\partial v}{\partial y}\Delta y)\Delta z\Delta x + (w + \frac{\partial w}{\partial z}\Delta z)\Delta x\Delta y$$

となる。流出量と流入量が等しいので、

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

これは連続式である。

注：流出(入)量＝速度×速度方向に直交する平面上の面積

この連続式を x, y 方向の流量 M, N で表すと

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \text{となる。}$$

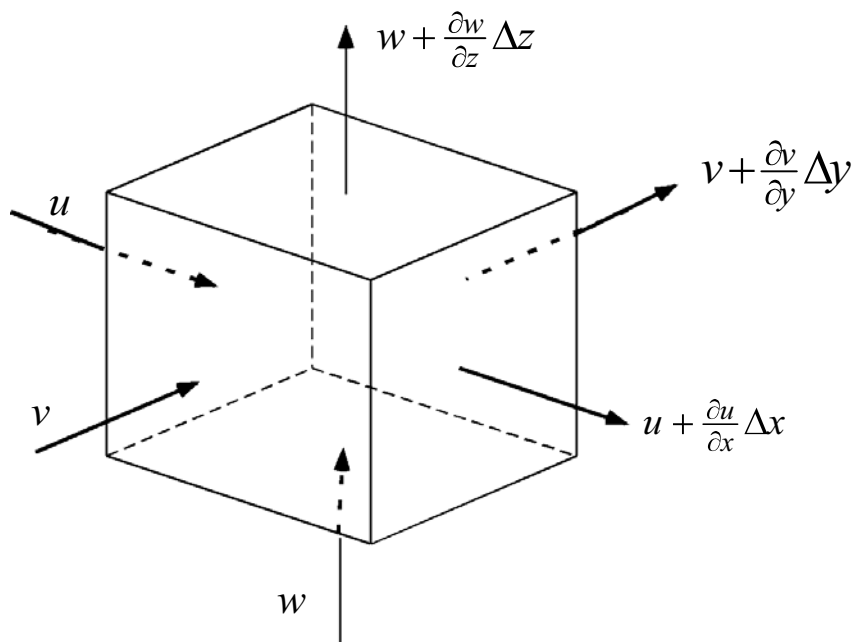


図 2.3 column 内の流入・流出量図 (Sassa, 1988)

2.1.3 すべり面見かけの摩擦係数変化モデルについて

シミュレーションには、長距離運動地すべりの主要原因であるすべりゾーンでの土の挙動(非排水状態における液状化減少、土粒子の破砕性による過剰間隙水圧の蓄積)を表せる運動中の摩擦係数変化モデル(Wang & Sassa, 2002)を使用する。このモデルは、縦横に拡散する流動性地すべり運動範囲のより正確な予測を可能にするものである。このモデルにより解析困難とされる長距離運動地すべりの再現を可能にする。

すべり面見かけの摩擦係数変化モデルは有効応力と全応力経路で考える。応力経路の中で、初期状態の地すべりは、破壊すると極端の場合、二つのタイプがある。A-typeでは全く過剰間隙水圧は発生しなくて、長距離運動はしない。B-typeでは、運動中、過剰間隙水圧が発生して、定常状態のせん断抵抗が減少する(図2.4)。この減少過程において、地すべりは加速運動になる。その後、土塊が薄くなるに連れて、見かけの摩擦係数($\tan \phi_a = \tau_{ss} / \sigma(h)$)が次第に大きくなる。ある臨界値 H_{cr} より小さくなると、非排水状態が保てなくなり、土の内部摩擦角が発生する。また、 Δu は運動中に発生した過剰間隙水圧である。

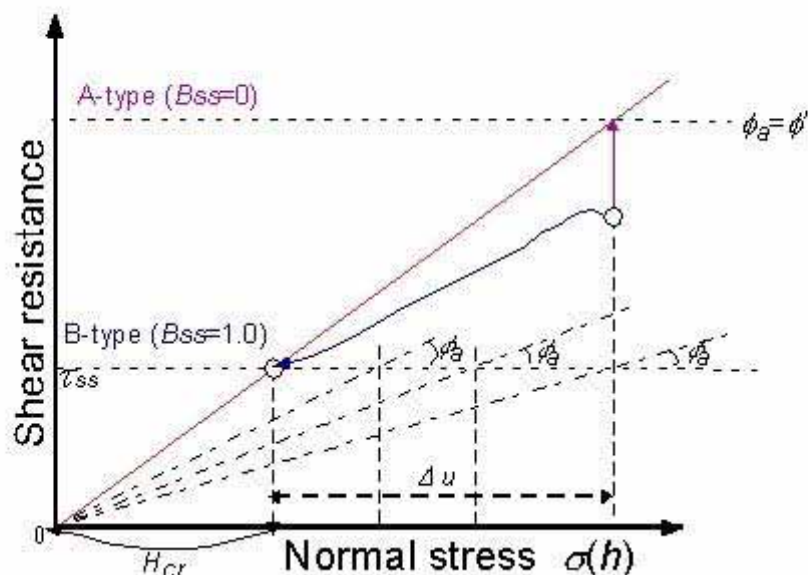


図 2.4 見かけの摩擦係数変化のグラフ(Wang & Sassa, 2002)

ϕ_a :すべり面の見かけの内部摩擦角

B_{ss} :過剰間隙水圧蓄積率(飽和状態で $B_{ss} = 1$)

第三章

別当崩れの運動シミュレーション

3.1 別当崩れの地質について

運動シミュレーションの実施にあたって一つ問題がある。別当崩れのボーリングデータがないため、すべり面標高、土質パラメーターの特定が難しいということだ。それらは、試算によって求めるが、あらかじめ別当崩れの地質を知っておくことで、おおよそのすべり面形状、土質パラメーターが分かる。そのため、この章で別当崩れの地質について触れておくことにする。

3.1.1 別当崩れの地質

別当崩れを含めて、白山周辺の地質は主に、白山火山噴出物、手取層群などである。別当崩れの地質は、図 3.1 から読み取ると、源頭部周辺は白山火山噴出物(緑の部分)、その下に手取層群(黄色の部分)、下部には 1934 年の崩壊堆積物(茶色の部分)がある。



崖錐堆積物	dt
"別当崩れ"岩屑なだれ堆積物	df
地すべり堆積物	ld
手取層群 砂岩、頁岩互層	Talt
溶岩、火砕岩	H ₃
火砕流堆積物	H _{4pf}

図 3.1 白山火山周辺地質図(太田ほか,2001)

2003年8月4日、別当崩れ内部にて地質調査を行った。内部は、図 3.2 のように大小さまざまな岩が存在しており、小規模な岩屑なだれが頻繁に起きている。写真中央付近には、黒い平滑な層があるのが確認できる。また、別当崩れの上部は溶岩、火砕岩であり、今回の調査でも上部から崩れて堆積したと思われる安山岩(図 3.3)、凝灰岩(図 3.4)の火山噴出物が確認できた。火山噴出物は、それは冷え固まる際クラッ

クができやすい。別当崩れは、そのクラックに雨水が浸透して崩れやすい状態になったと推定される。



図 3.2 別当崩れ内部の様子



図 3.3 風化した安山岩



図 3.4 凝灰岩

3.1.2 別当谷の地質

2003年8月6日、別当谷(図3.5)で地質調査を行った。地質の大半が手取層群からできていることを考えると、別当崩れの地質は別当谷と同じといえる。別当谷の地質は、砂岩、頁岩の互層からなる手取層群(図3.6)で、甚之助谷地すべりのすべり面と思われる層が確認できた。すべり面と思われる層は平面で、頁岩が風化して粘土化したものであった(図3.7)。

もしも、別当崩れと別当谷が、同じく手取層群の砂岩、頁岩互層であれば、別当崩れ内部で見られた黒く平滑な層は、頁岩の層理面であることが明らかになる。この仮説の裏付けとして、別当崩れ周辺の手取層群について以下に記述する。



図 3.5 別当谷入り口付近



図 3.6 手取層群(砂岩、頁岩の互層)



図 3.7 粘土化した頁岩層

3.1.3 手取層群の概要、層序

「手取層群は、富山、石川、福井、岐阜、長野、新潟県下に分布する中生代後期の主として非海成層の礫岩、砂岩、頁岩からなる地層で、大型の動植物化石を産する。白山周辺部の手取層群は、白山南部、岐阜県北部と福井県北部に分布する。本層群は、石川県南部の白峰地域では、白山西側の手取川上流域に分布する。白山周辺部の手取層群は、主に、礫岩、砂岩、泥岩からなり、下位より牛丸層、御手洗層、大谷山層、桑島層(大黒谷層)、アマゴ谷層、大倉層、別山谷層に区分される。この地域では、 30° 以下の緩い傾斜を持って分布し、大局的に標高にしたがって上位の地層が見られる(松川, 2003)。」

3.1.4 別当崩れの地質の推定

図 3.8 は白山周辺の地表面の地質図である。この図より、別当崩れの手取層群の土は、大黒谷層もしくは桑島層と思われる。両方の層は砂岩頁岩互層からできていることが特徴である。別当崩れは、どちらかの層だとにしても、別当谷のような砂岩頁岩互層からできている。

以上より別当崩れのすべり面は図 3.6 のような手取層群の平滑な頁岩層もしくは砂岩層であることが分かった。そして、豪雨の際に、流れ盤構造を持って、崩壊が発生したのだと考えられる。

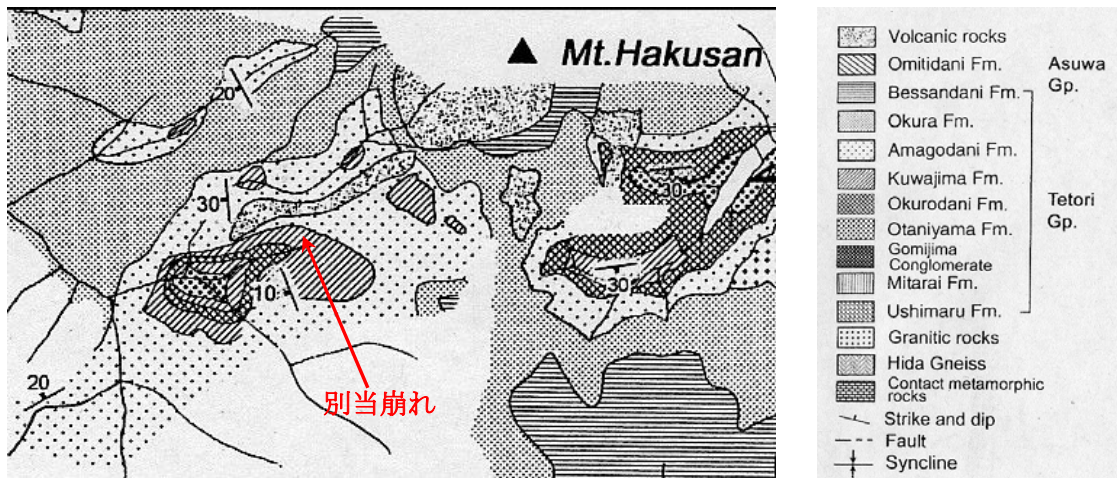


図 3.8 白山周辺の手取層群の地表面地質図(松川, 2003)

3.1 データの準備

運動シミュレーションの実施にあたって以下のデータが必要になる。しかし、別当崩れに関するデータは、ボーリングデータや 1934 年以前の詳細な地形図がないため、データを推定しなければならない。

- ① 崩壊前の地表面の標高(別当崩れが起こる前の地形データ)
- ② すべり面の標高
- ③ 流下経路、崩壊土砂及びすべり面の土質パラメーター

各メッシュの土塊の流量 M, N を計算することにより土塊厚さ h を求めることは第 2 章で説明した。計算には土塊厚さ h を使用するが、①崩壊前の地表面の標高と②すべり面の標高を入力することで土塊の厚さが分かる(図 3.9)。

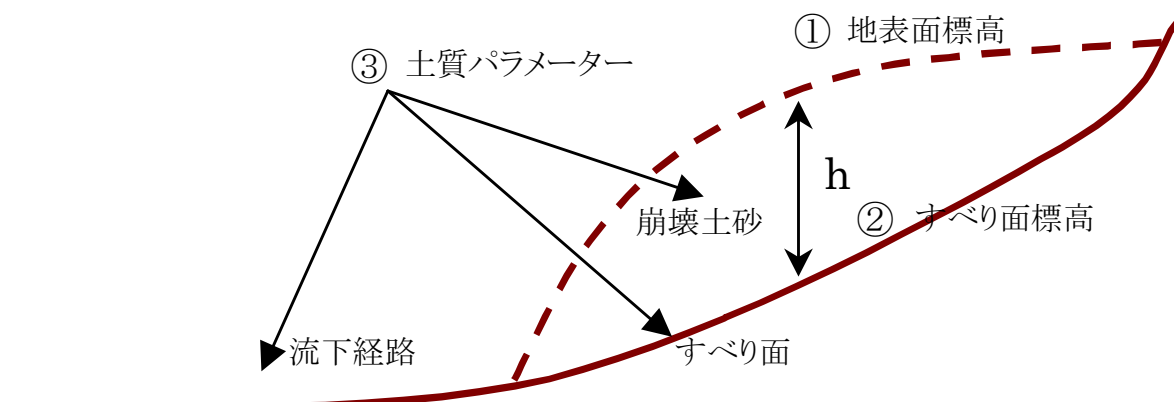


図 3.9 別当崩れ断面の模式図

① 崩壊前地表面の推定

シミュレーションは、1/25,000の地形図を縦25×横25mのメッシュに分割した地形上で行われる(図3.10)。メッシュとは縦と横方向に分割された各格子のこと。地形の初期値ともいえる崩壊前の各メッシュの標高が必要になる。しかし、1934年以前の1/25,000の地形図がないため、現在の地形図を用いた。別当崩れの部分は、図3.11のように両サイドの同等高線を滑らかに結んで崩壊前の地形を再現した。

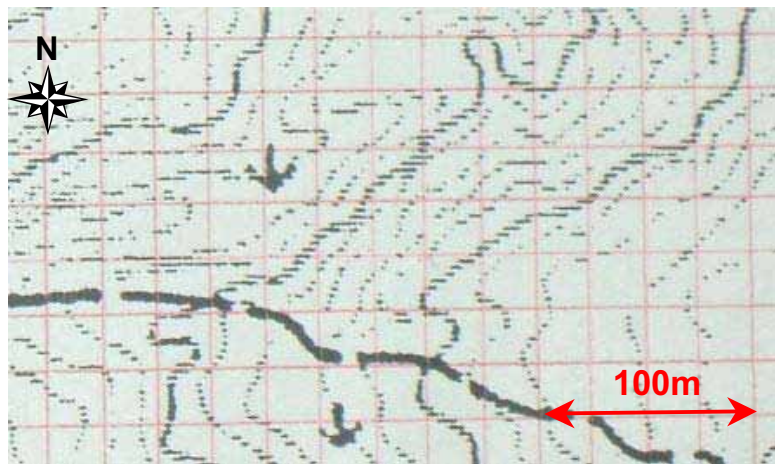


図 3.10 メッシュに分割された地形図

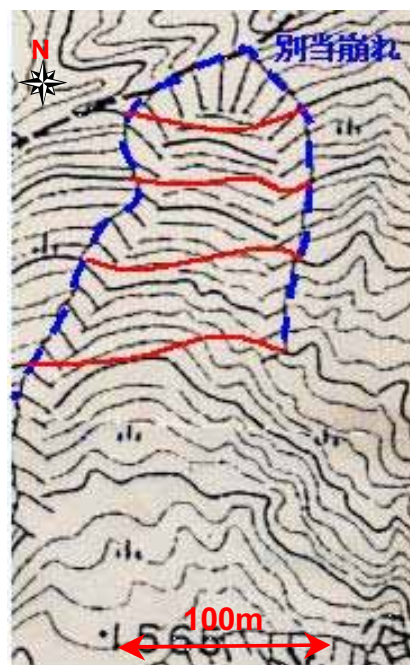


図 3.11 崩壊前地形の復元

② すべり面標高の推定

現地地形図では、すべり面は崩壊土砂の下にあって読み取ることができないので、以下のようにすべり面標高を推定した。

(i) 崩壊範囲の上部において、崩壊前の標高は現地地形標高より高く、下部では崩壊前の標高は現地地形の標高より低くなる(図 3.12)。

(ii) 崩壊範囲の上部では、すべり面は露出しており、現地地形標高と同じである。それ以下のすべり面は現地形(堆積物表面)より必ず低くなる(図 3.12)。

3.1 章より、すべり面が平面であることがわかり、(i)、(ii)に示す原則と合わせて、全崩壊部分のすべり面標高を、図 3.13 のようなグラフを用いて決定する。

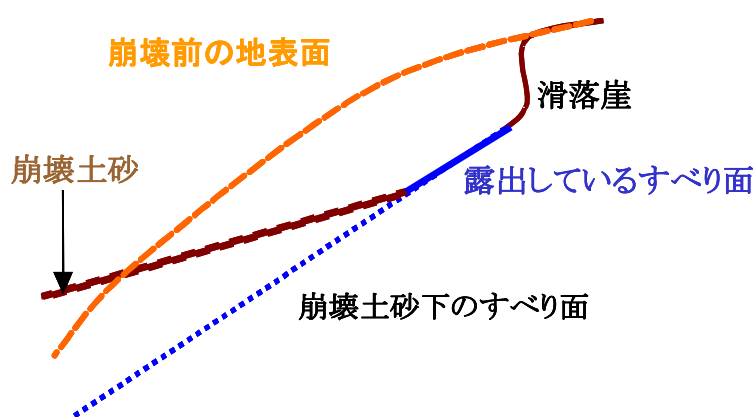


図 3.12 すべり面のイメージ図

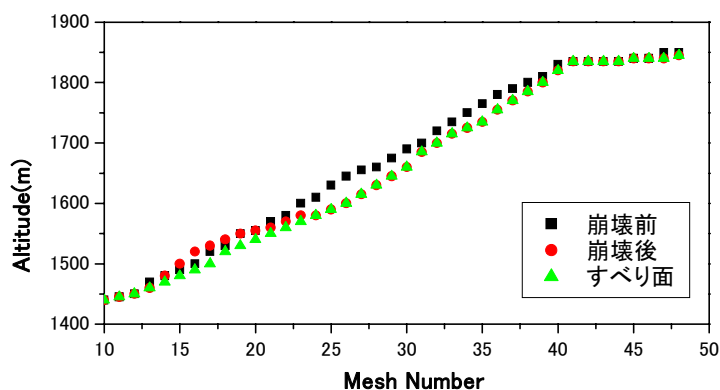


図 3.13 すべり面標高の復元

③ 流下経路、崩壊土砂及びすべり面の土質パラメーター

土質パラメーターについては、試算によって妥当なパラメーターを求める。しかし、3.1 章の地質調査や別当崩れが土石流であることなども考慮してパラメーターを設定する。図 3.14 は実際の入力画面である。

土質パラメータの設定

メッシュ格子点別に設定するパラメータ

- すべり面のみかけ摩擦係数 ($\tan \phi_a$) << データファイル読込
- 過剰間隙水圧蓄積率 (BSS) << データファイル読込
- 土圧係数 (K) << データファイル読込
- すべり面の有効摩擦係数 ($\tan \phi_s$) << データファイル読込
(定常時における)
- 土のせん断抵抗 (SRSS) (kPa) << データファイル読込

Mesh Y/X	1	2	3	4	5
1	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
2	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
3	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
4	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
5	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
6	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
7	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
8	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
9	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
10	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
11	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
12	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
13	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
14	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350

対象領域全体で設定するパラメータ

- 土塊の単位体積重量 (γ_t : kN/m³) 20.000
- 土塊内部の粘着項 (CH1) (kPa) 0.000
- 土塊内部の摩擦係数 ($\tan \phi_t$) 0.600
- すべり面の粘着項 (CH2) (kPa) 0.000

<< 複数メッシュエリアへのデータ代入欄

複数の範囲を選択した時に
次の値を一括代入できます ⇒ 0.000

<< 一括代入する

すべり面の見かけ摩擦係数について

全数値確定 キャンセル

図 3.14 土質パラメーターの入力画面

3.3 簡易的な谷地形で発生した斜面崩壊の運動シミュレーション

別当崩れが発生し、谷に堆積、そして、土石流に発展して、約 70km 下流の日本海まで達した。一般的な考えでは、崩壊土砂は流下する過程で少しずつ堆積していきながら、徐々に減速して、その後停止する。しかし、別当崩れの場合、流下過程で手取川河床の土砂を削り取りながら、体積を減らすことなく流下することで日本海まで達したのだと考えられる。

そこで、運動シミュレーションの実施の際、すべり面標高を手取川河床部に与えることによって、河床に移動可能な堆積物を設置することを考えた(図 3.15)。

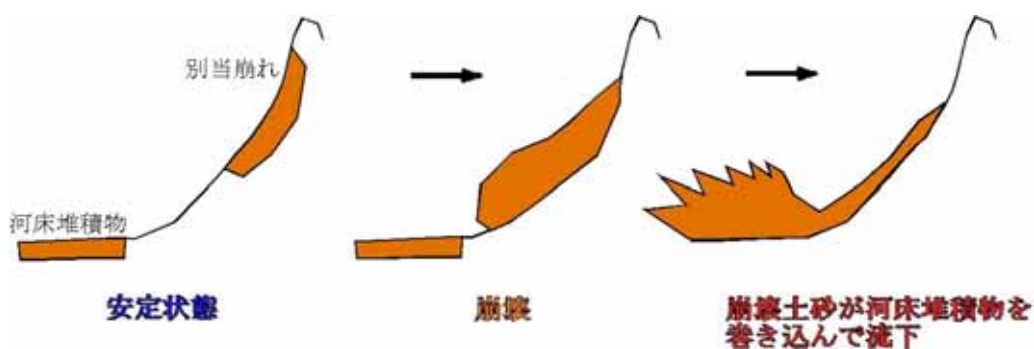


図 3.15 土石流のイメージ図

別当崩れのような谷地形で起こる斜面崩壊において、河床堆積物がある場合とない場合で、崩壊土砂の動きにどれだけ違いがあるかを検証するため、図 3.16 のような 2 パターンの簡易的な谷地形で運動シミュレーションを行った。

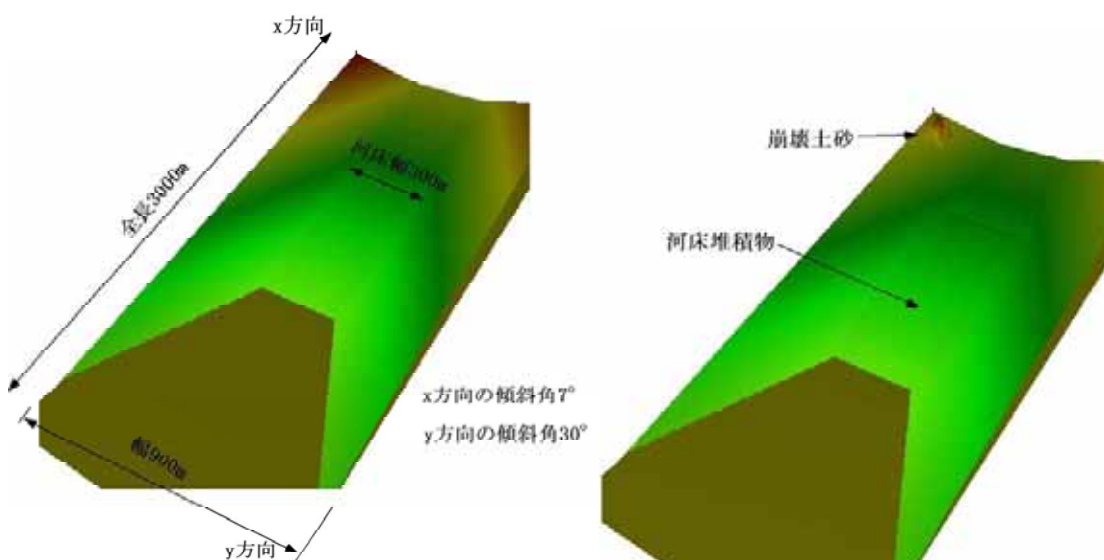


図 3.16 簡易的な谷地形(左:堆積物なし、右:厚さ 1.5m の堆積物がある場合)

表 3.17 は用いた土質パラメーターを示している。

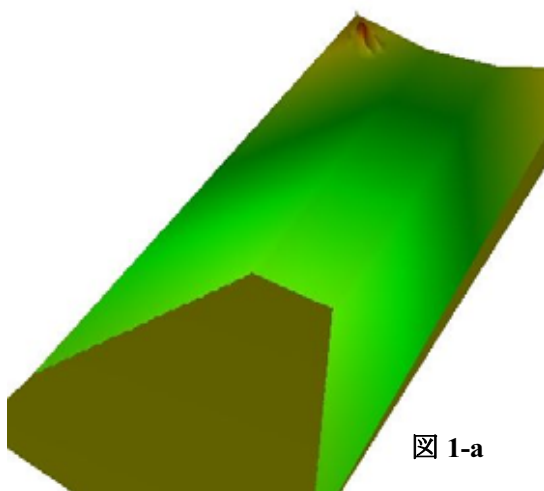
		値
<i>Bss</i>		0.95
土圧係数 <i>K</i>		0.65
定常状態のせん断抵抗 τ_{ss} (kPa)		7.5
すべり面の有効内部摩擦係数 ϕ'		0.7
すべり面の見かけ の摩擦係数 ϕ_a	河床	0.6
	その他の部分	0.2
γ_t (kN/m ³)		18
運動土塊の内部摩擦係数		0.65
粘着力(kPa)		0

表 3.17 用いた土質パラメーター

以下の図がシミュレーション結果である。すべり土塊厚さの高さを 5 倍にして表示している。また、図左上の“Step”は計算の回数、“Time”の単位は秒、“ U_{max} ”は *x* 方向の速度の最大値、“ V_{max} ”は *y* 方向の速度の最大値を示している。

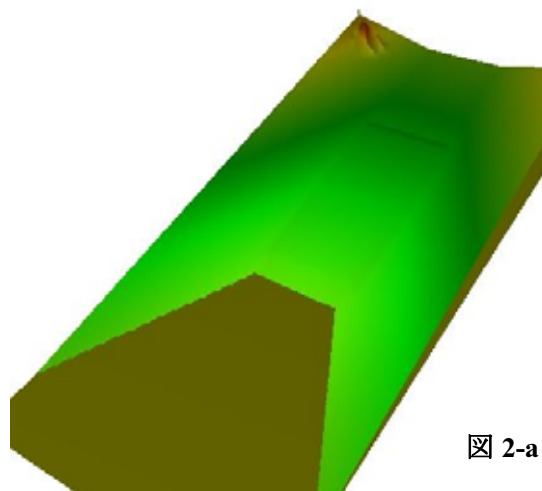
パターン①河床堆積物がない場合

Step : 1000 Time : 10.399
Umax : 5.0 m/s Vmax : 9.6 m/s



パターン②河床堆積物がある場合

Step : 1000 Time : 10.383
Umax : 5.0 m/s Vmax : 9.7 m/s



Step : 2000 Time : 15.714
Umax : 7.0 m/s Vmax : 13.5 m/s

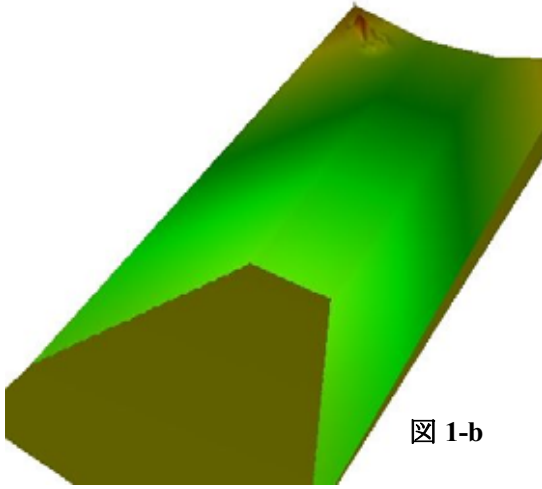


图 1-b

Step : 2000 Time : 15.680
Umax : 7.0 m/s Vmax : 13.6 m/s

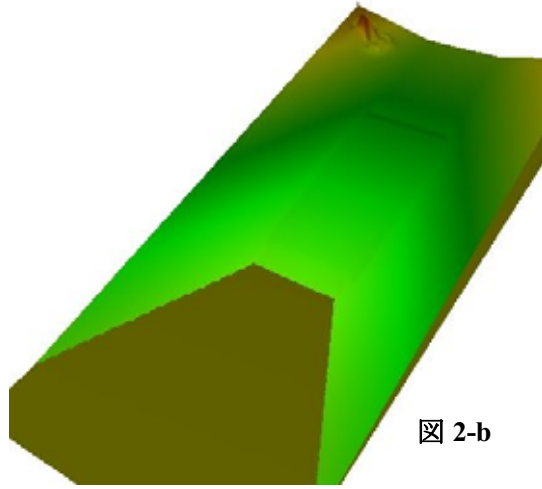


图 2-b

Step : 3000 Time : 20.714
Umax : 29.4 m/s Vmax : 16.4 m/s

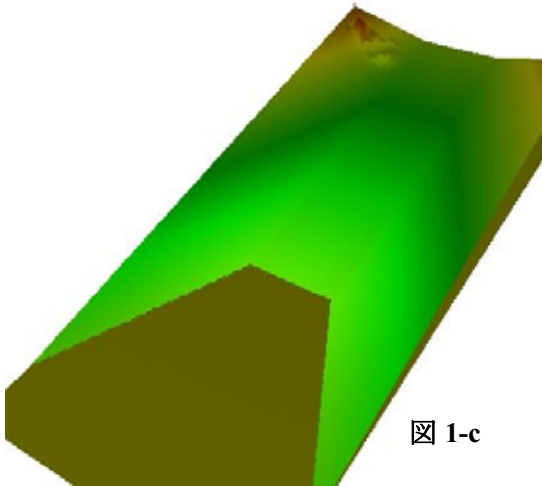


图 1-c

Step : 3000 Time : 20.680
Umax : 44.6 m/s Vmax : 16.9 m/s

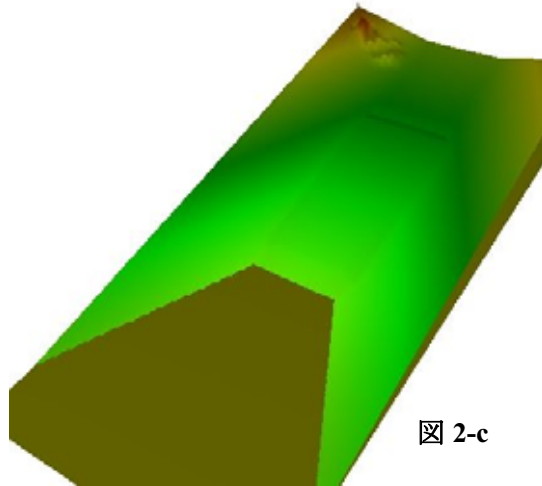


图 2-c

Step : 4000 Time : 25.714
Umax : 13.4 m/s Vmax : 22.0 m/s

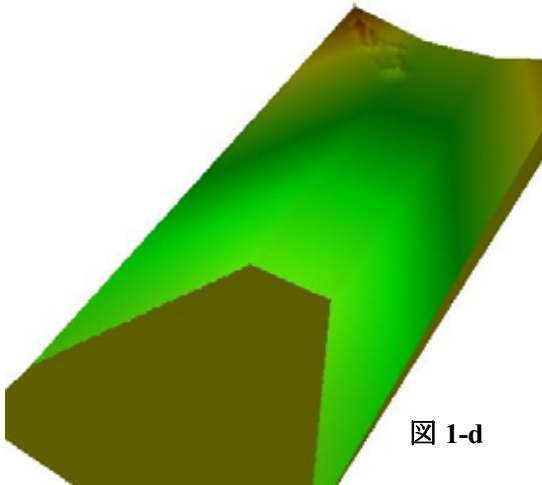


图 1-d

Step : 4000 Time : 25.680
Umax : 17.3 m/s Vmax : 23.1 m/s

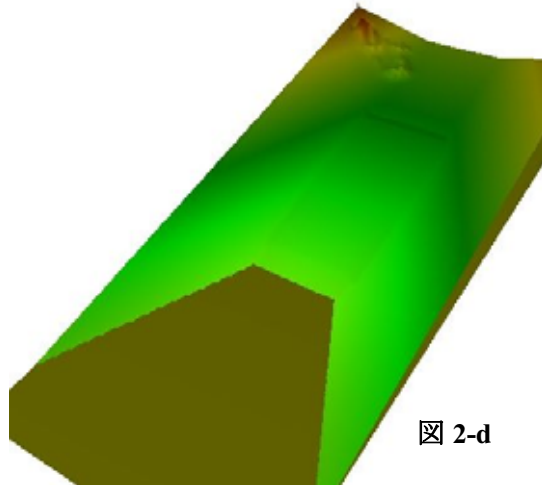


图 2-d

Step : 8000 Time : 45.714
Umax : 19.1 m/s Vmax : 6.7 m/s

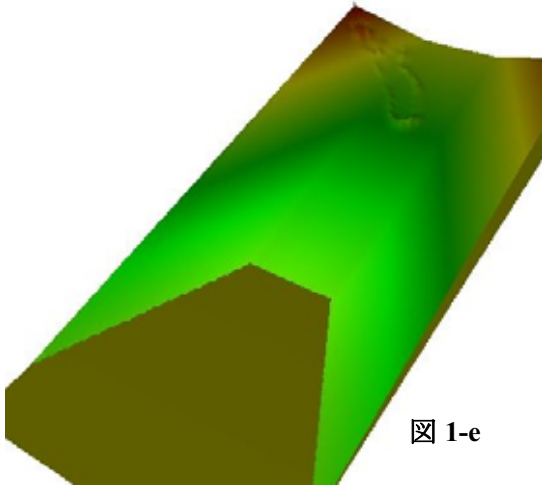


图 1-e

Step : 8000 Time : 45.680
Umax : 19.8 m/s Vmax : 15.8 m/s

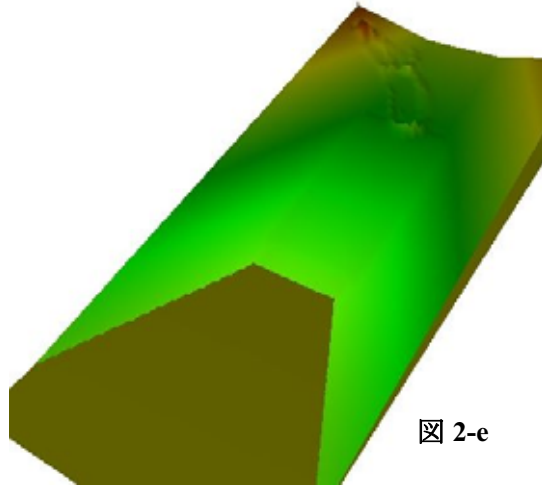


图 2-e

Step : 10000 Time : 55.744
Umax : 12.3 m/s Vmax : 4.3 m/s

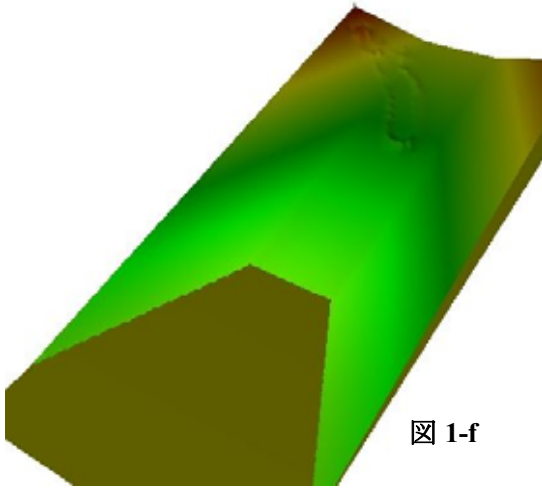


图 1-f

Step : 10000 Time : 55.680
Umax : 29.1 m/s Vmax : 33.4 m/s

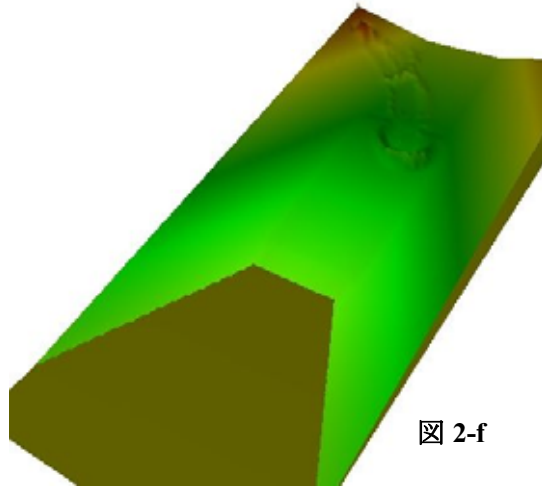


图 2-f

Step : 12000 Time : 89.642
Umax : 0.1 m/s Vmax : 0.1 m/s

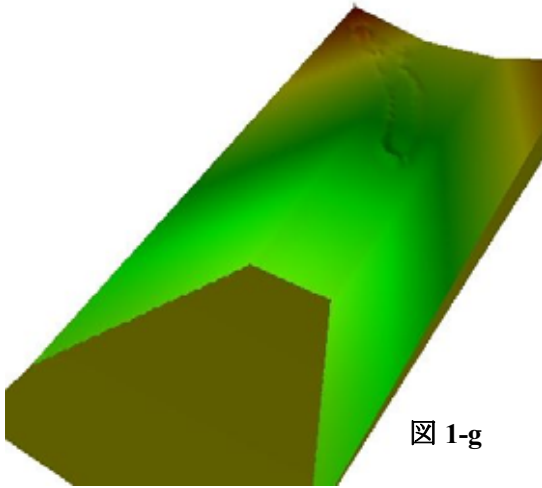


图 1-g

Step : 12000 Time : 65.680
Umax : 34.2 m/s Vmax : 121.0 m/s

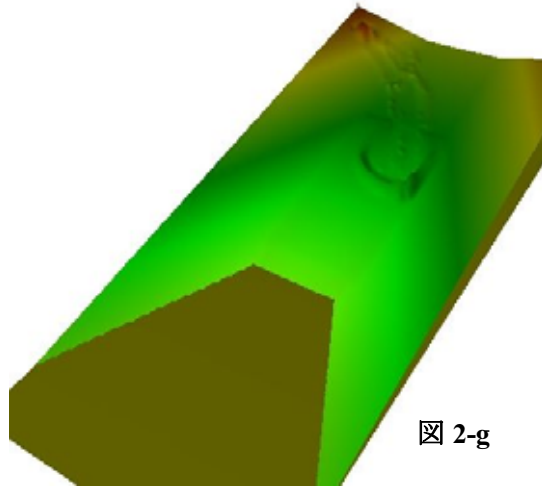


图 2-g

ここからの図は、パターン②河床堆積物がある場合の 12000Step 以降の結果である。

Step : 15000 Time : 80.680
Umax : 25.2 m/s Vmax : 9.5 m/s

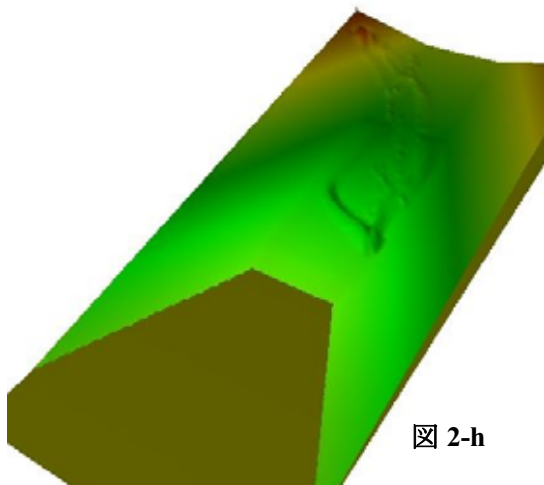


図 2-h

Step : 18000 Time : 95.680
Umax : 59.4 m/s Vmax : 79.5 m/s

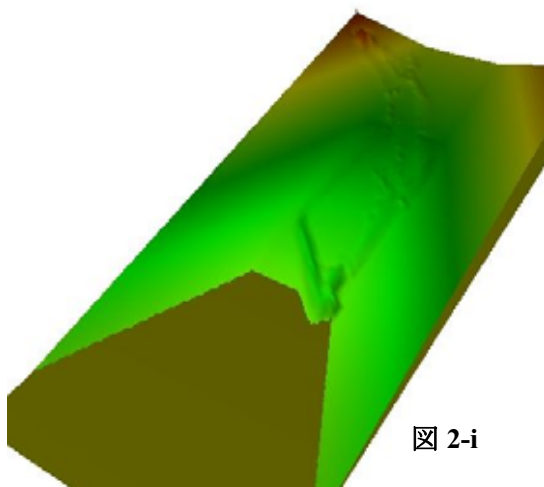


図 2-i

Step : 20000 Time : 105.680
Umax : 115.5 m/s Vmax : 109.7 m/s

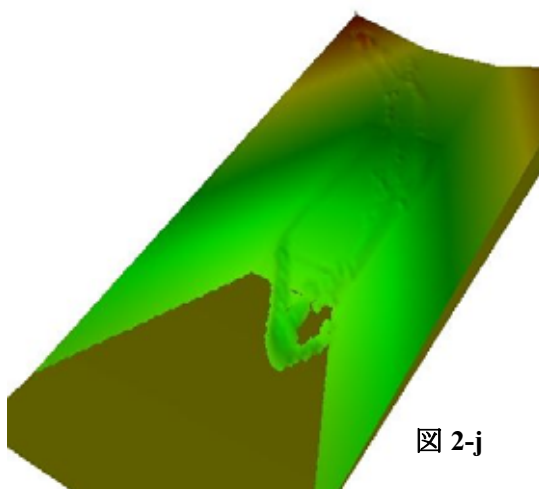


図 2-j

Step : 22000 Time : 118.686
Umax : 2.5 m/s Vmax : 2.4 m/s

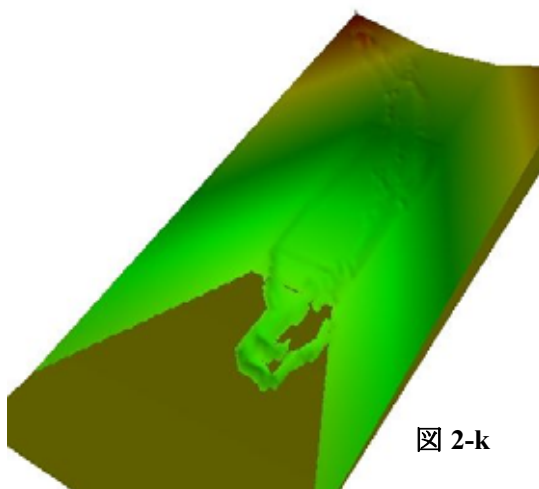


図 2-k

Step : 22500 Time : 142.946
Umax : 0.1 m/s Vmax : 0.1 m/s

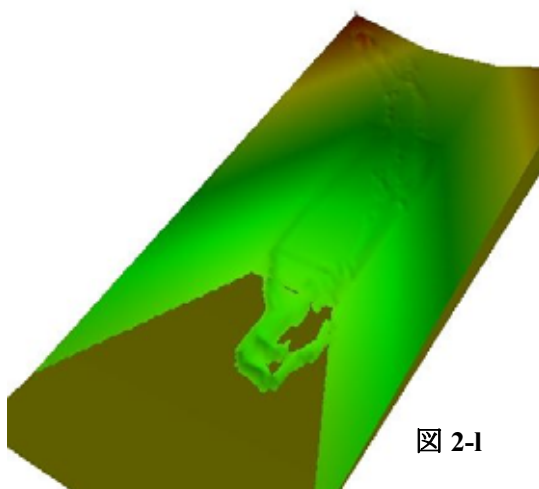


図 2-l

パターン①河床堆積物がない場合は 12000Step で運動停止し、パターン②河床堆積物がある場合は 22500Step で停止した。パターン①河床堆積物がない場合、パターン②河床堆積物がある場合ともに同じ土質パラメーターを用いたが、両者の流動距離、運動停止時の土塊分布に大きな差が見られた。パターン①河床堆積物がない場合では徐々に体積を減少させながら流下し、長距離運動することなく斜面中央付近で停止した。パターン②河床堆積物がある場合では河床幅いっぱいすべり土塊が広がっていく様子が見られる。そして、すべり土塊が河床堆積物部分に侵入する図 2-e 以降では、すべり土塊の先端部分の高さがおおきくなり、流下速度が速くなっていくことが特徴的である。最終的には、茶色の平地部分まで流下した。

このシミュレーションでは、別当崩れのように水分を多く含んだ状態の土質パラメーターを設定した。そのため、パターン②河床堆積物がある場合では、土塊の動きが波のようにも見える。土石流もイメージ的にはパターン②河床堆積物がある場合のような動きをするため、別当崩れの運動シミュレーションも、パターン②河床堆積物がある場合のように河床堆積物を置くことで土石流を再現できると思われる。

以上の結果より、別当崩れ運動シミュレーションでも、河床堆積物を設置することにした。

3.4 運動シミュレーション結果と運動機構についての考察

3.4.1 運動シミュレーションの実施について

運動シミュレーションは、縦 3.25km×横 5.825km(130×233mesh, 1mesh size=25m)の範囲で、別当崩れと最も被害の大きかった市ノ瀬集落間 4km の土石流の運動機構を明らかにする目的で実施した。また、試算によって崩壊土砂とすべり面、流下経路の土質パラメーターの決定とすべり面を推定することも目的としている。下図は地形図を基に崩壊前の地表面を再現したものである(図 3.18)。

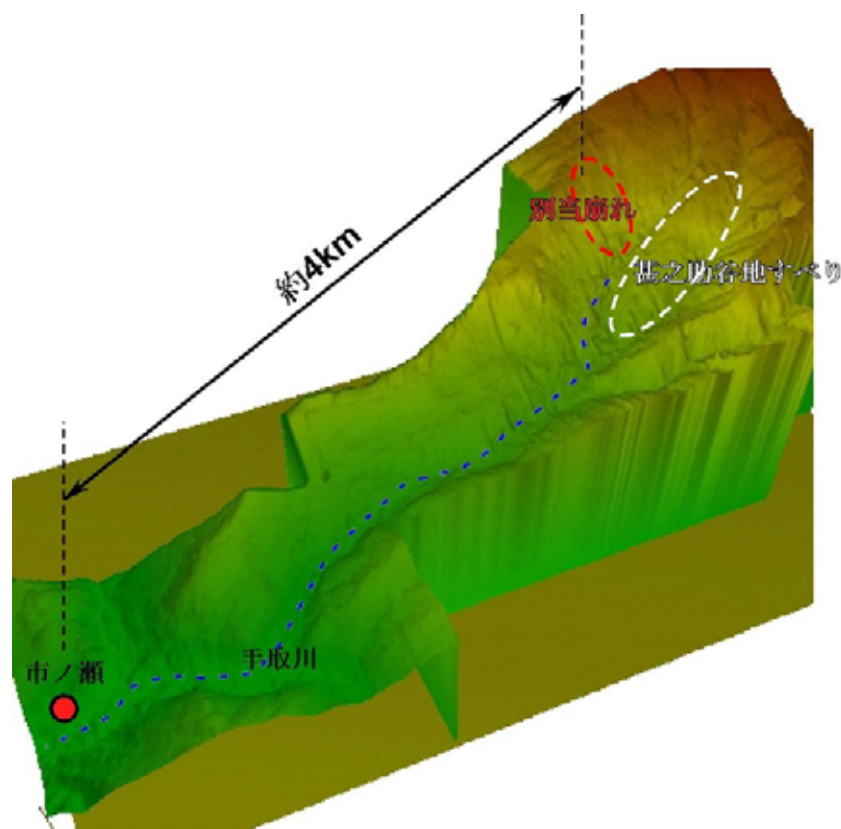


図 3.18 復元した崩壊前地形

3.3 章で述べたように、手取川の河床もすべり面として入力し、斜面崩壊が発生して、土石流になって市ノ瀬を通過するまでを再現する。

逆算目標は別当谷、手取川、市ノ瀬という順番で流下していき、途中で上図の地形の範囲外にすべり土塊が飛び出ないこと、市ノ瀬を通過する前に停止しないことである。具体的に運動シミュレーションは次のような手順で行う。①崩壊前地表面、すべり面標高の入力、②土質パラメーターを設定する、③運動シミュレーションの実施。1パターン終わったら、評価をして①または②に戻ってから、違うパターンでシミュレーションを繰り返し行う。

3.4.2 運動シミュレーションの結果

シミュレーションを実行する前におおよその土質パラメーターの値を設定した。Bssと土圧係数、内部摩擦係数は簡易谷地形の運動シミュレーションで用いた値と同一な値を使った。別当崩れが発生して、その後甚之助谷地すべりに激突するが、せん断抵抗の値が低いと尾根を飛び越えてしまうため、速度を落とすために180～220kPaという値を設定した。また、すべり面の摩擦係数も速度を抑えるために0.5～0.7に設定した。河床のせん断抵抗は、流下経路上で運動停止しないようにすることを考慮して、5～20kPaという低い値を設定した。 γ_t (土の単位体積重量)は土石流ということで、 $\gamma_t = \gamma_{sat}$ と考え、20kN/m³に設定した。表3.19の土質パラメーターが繰り返し試算によって求めた値である。また、河床部分のすべり面の見かけの摩擦係数を、別当崩れ部分より大きな値を設定して、計算開始直後の河床堆積物の流動化をなるべく防ぐように設定した。

表 3.19 別当崩れの土質パラメーター

		値
Bss		0.95
水平土圧係数 K		0.65
定常状態のせん断抵抗 τ_{ss} (kPa)	別当崩れ	200
	河床	8
	その他の部分	50
すべり面の有効内部摩擦係数 ϕ'		0.7
すべり面の見かけの摩擦係数 ϕ_a	河床	0.45
	その他の部分	0.25
γ_t (kN/m³)		20
運動土塊の内部摩擦係数		0.65
粘着力(kPa)		0

次頁に、表3.19の土質パラメーターを用いた、別当崩れの運動シミュレーション結果を示したが、図左上の U_{max} 、 V_{max} の値は局所的な値であり、計算上出力されるものですべり土塊全体の速度ではない。

また、河床堆積物が別当崩れからのすべり土塊がくる前に少し流下してしまうため、オーバーフローしないように、河床堆積物は市ノ瀬より先には設置しなかった。

次頁以降に示す図が、別当崩れ発生から350秒後までのシミュレーション結果である。

Step : 500 Time : 2.860
Umax : 15.2 m/s Vmax : 15.3 m/s

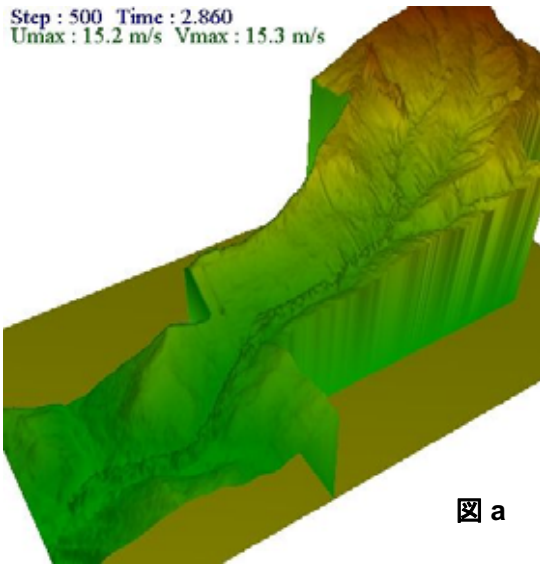


图 a

Step : 2000 Time : 10.360
Umax : 59.7 m/s Vmax : 100.3 m/s

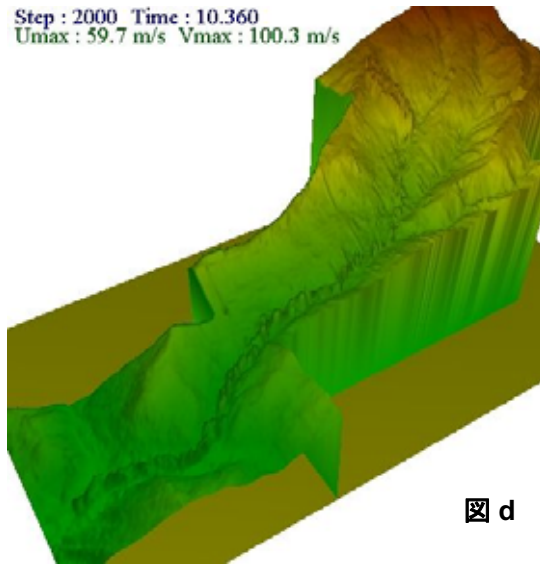


图 d

Step : 1000 Time : 5.360
Umax : 182.5 m/s Vmax : 42.0 m/s

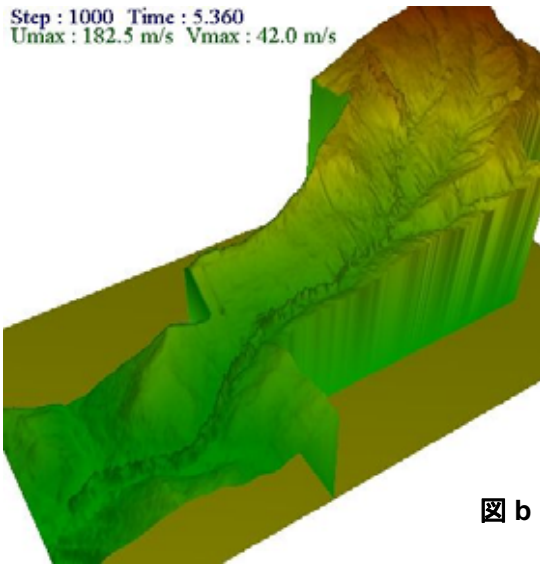


图 b

Step : 2500 Time : 12.860
Umax : 41.1 m/s Vmax : 111.8 m/s

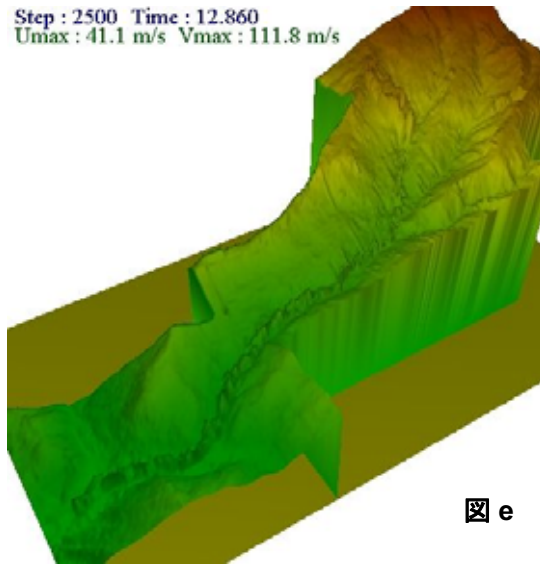


图 e

Step : 1500 Time : 7.860
Umax : 246.8 m/s Vmax : 73.5 m/s

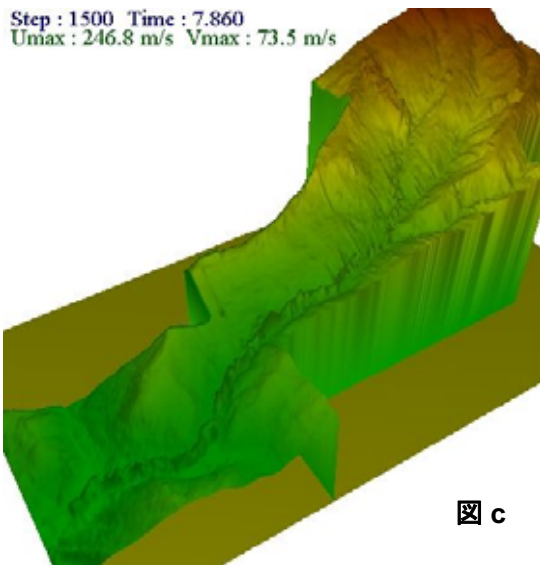


图 c

Step : 3000 Time : 15.360
Umax : 47.7 m/s Vmax : 143.4 m/s

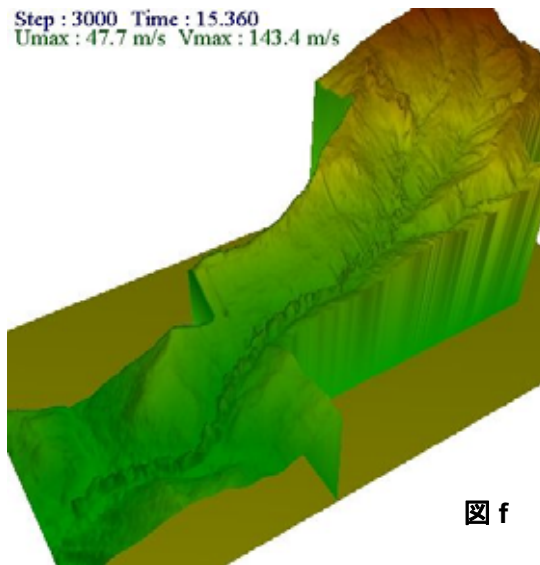


图 f

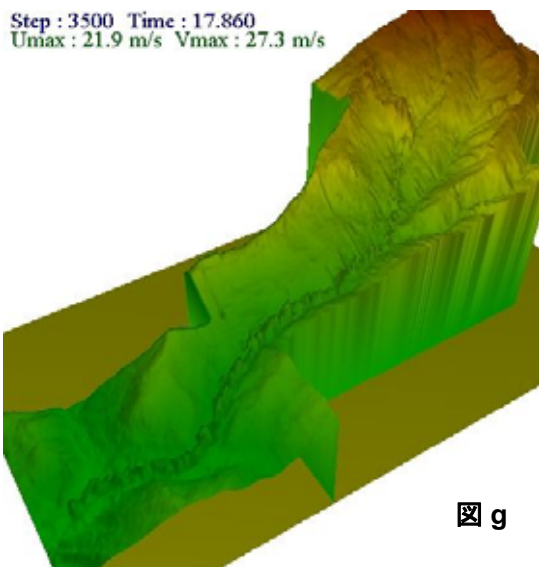


图 g

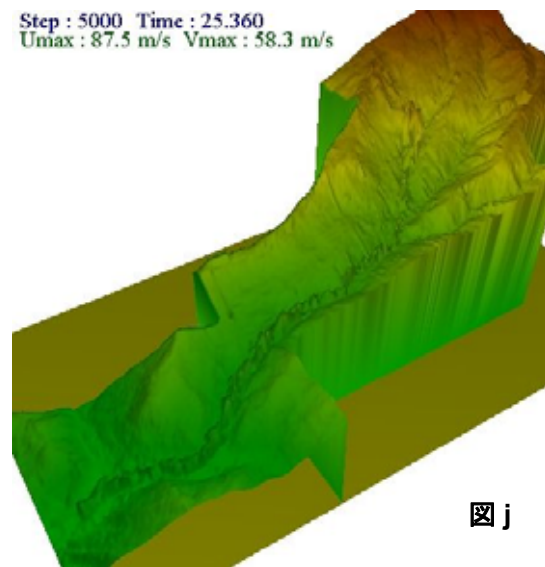


图 j

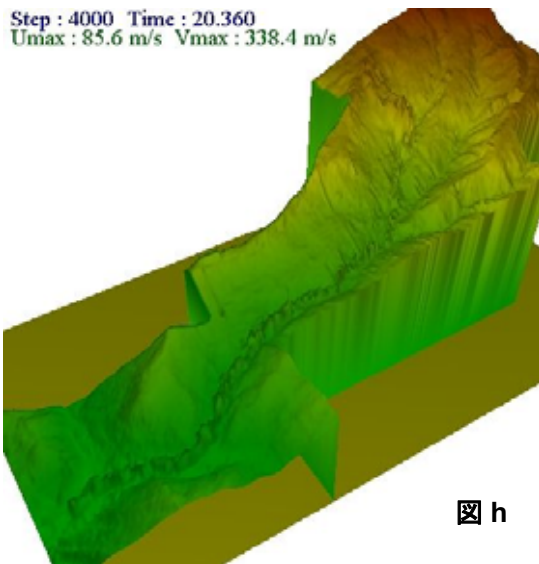


图 h

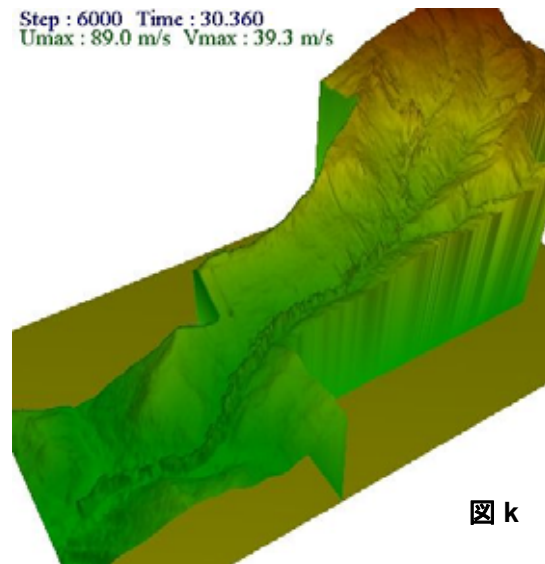


图 k

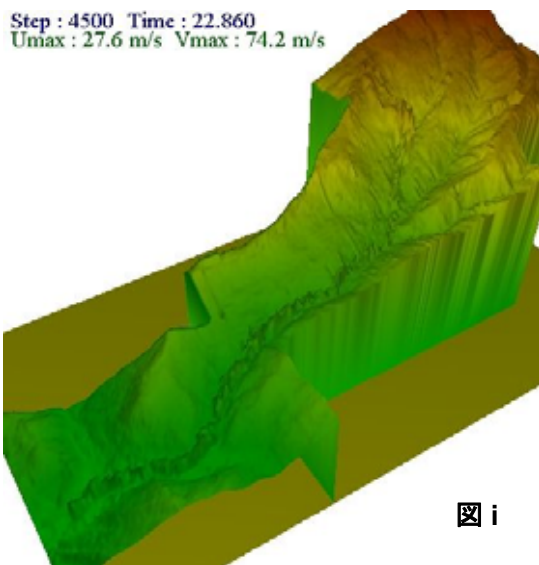


图 i

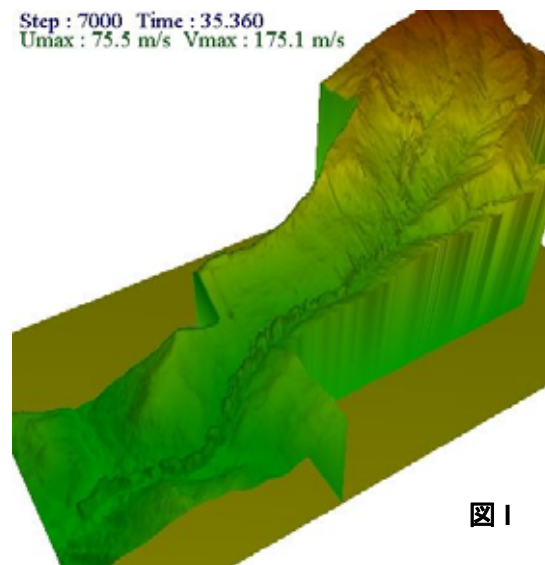


图 l

Step : 8000 Time : 40.360
Umax : 80.0 m/s Vmax : 138.7 m/s

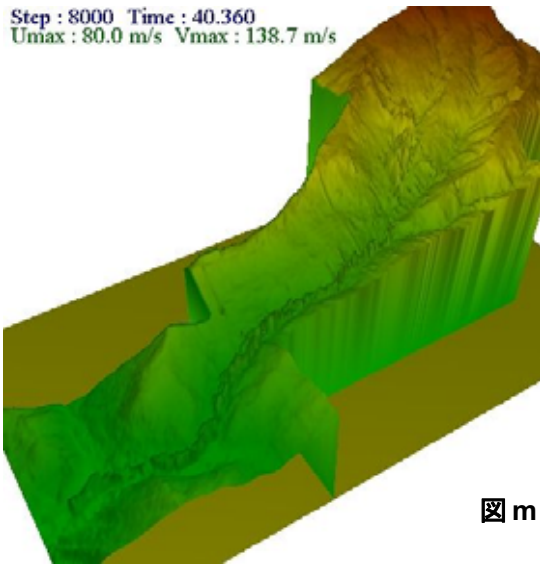


图 m

Step : 12000 Time : 60.360
Umax : 279.8 m/s Vmax : 103.4 m/s

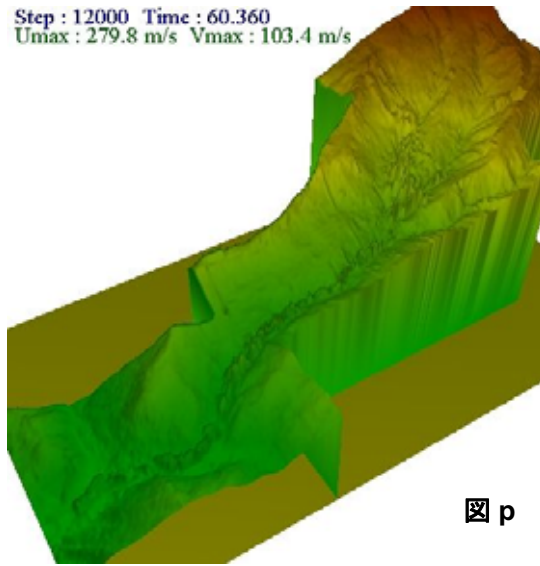


图 p

Step : 9000 Time : 45.360
Umax : 295.7 m/s Vmax : 58.7 m/s

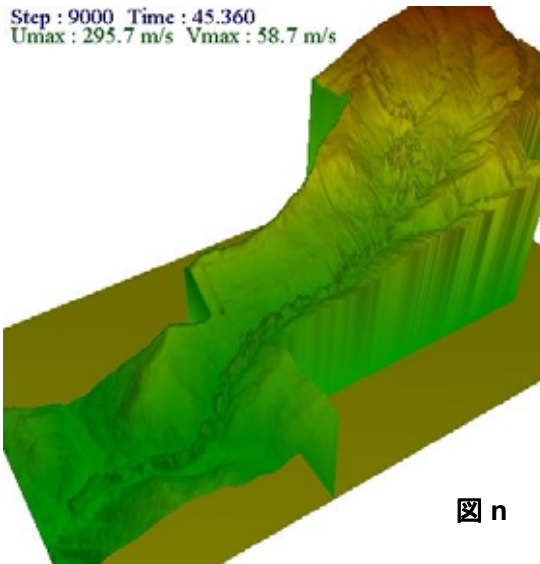


图 n

Step : 14000 Time : 70.360
Umax : 70.5 m/s Vmax : 421.7 m/s

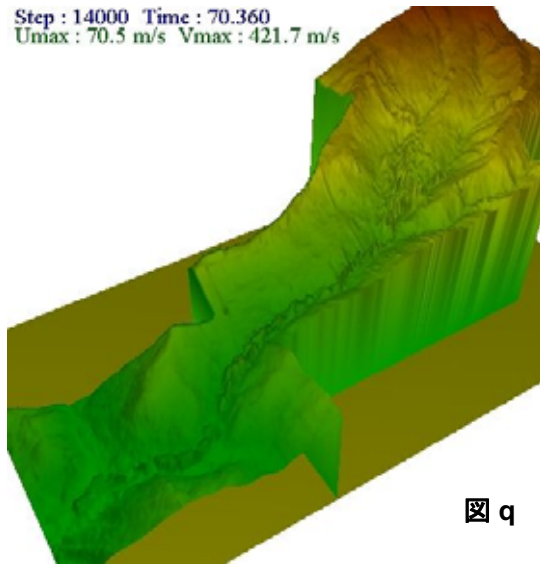


图 q

Step : 10000 Time : 50.360
Umax : 135.1 m/s Vmax : 135.9 m/s

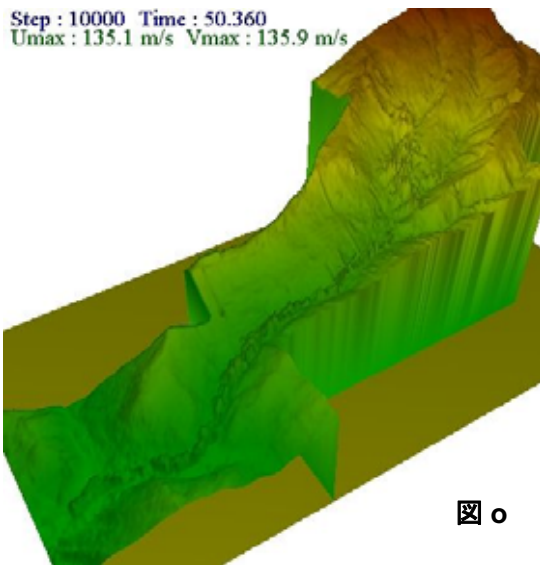


图 o

Step : 16000 Time : 80.360
Umax : 140.9 m/s Vmax : 131.2 m/s

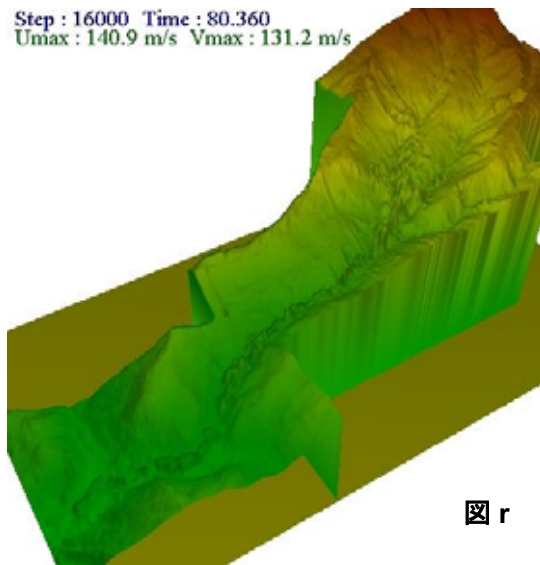


图 r

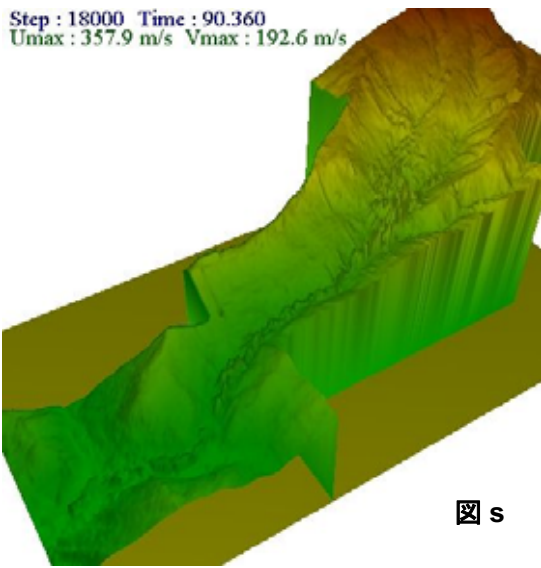


图 s

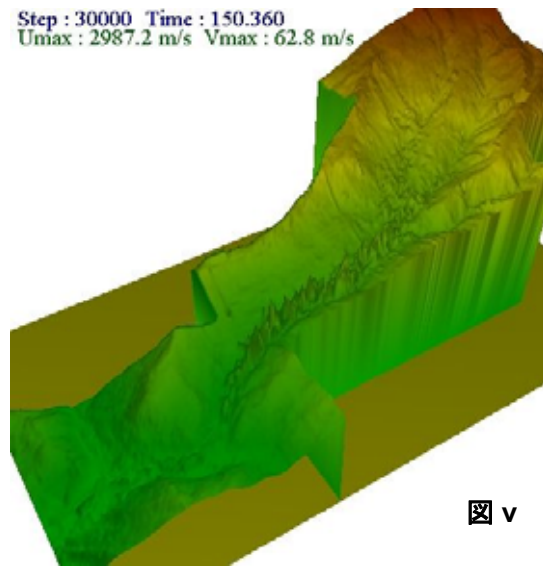


图 v

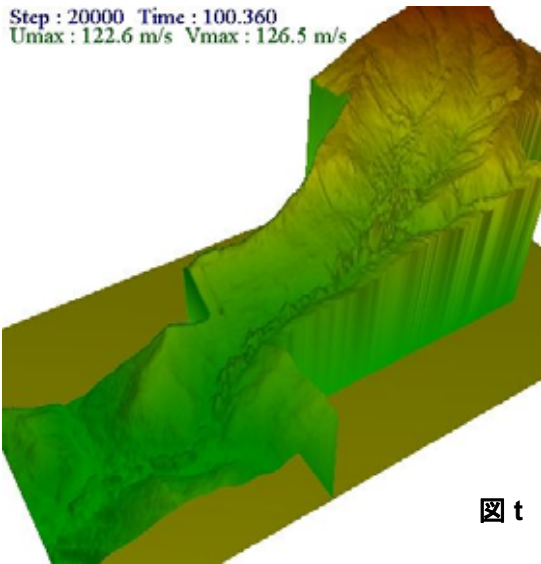


图 t

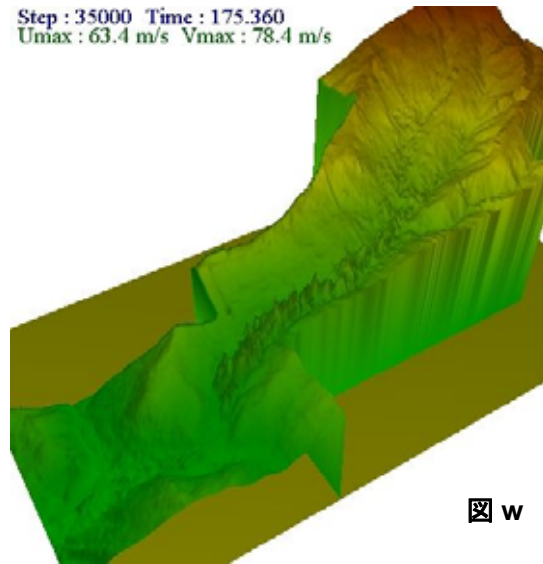


图 w

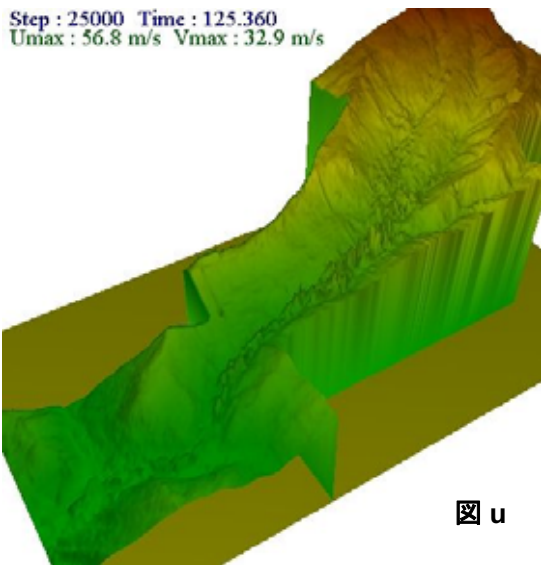


图 u

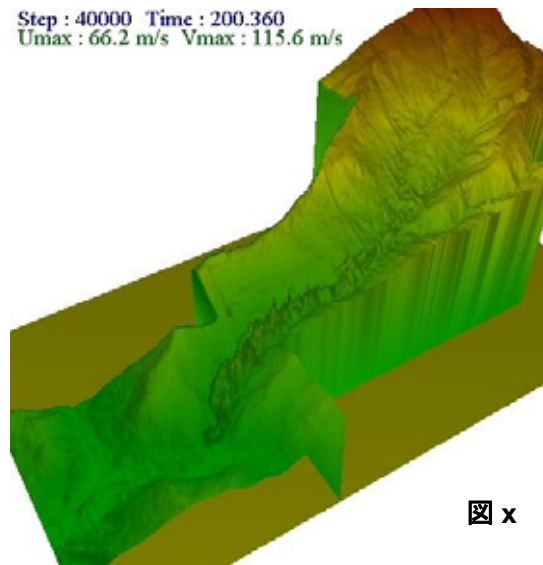


图 x

Step : 45000 Time : 225.360
Umax : 139.6 m/s Vmax : 80.0 m/s

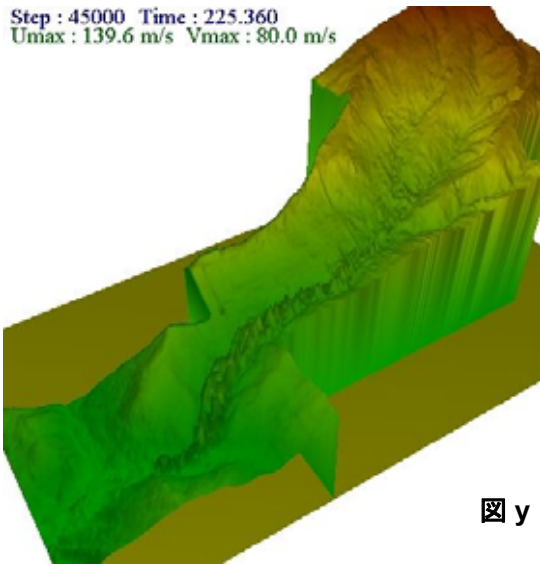


图 y

Step : 60000 Time : 300.360
Umax : 68.3 m/s Vmax : 64.8 m/s

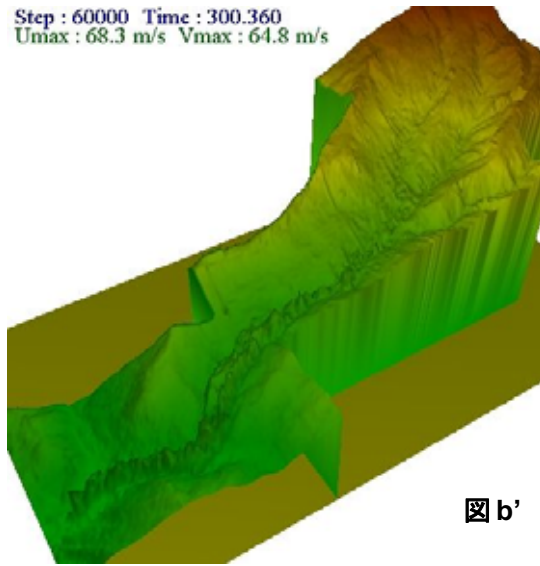


图 b'

Step : 50000 Time : 250.360
Umax : 80.0 m/s Vmax : 53.3 m/s

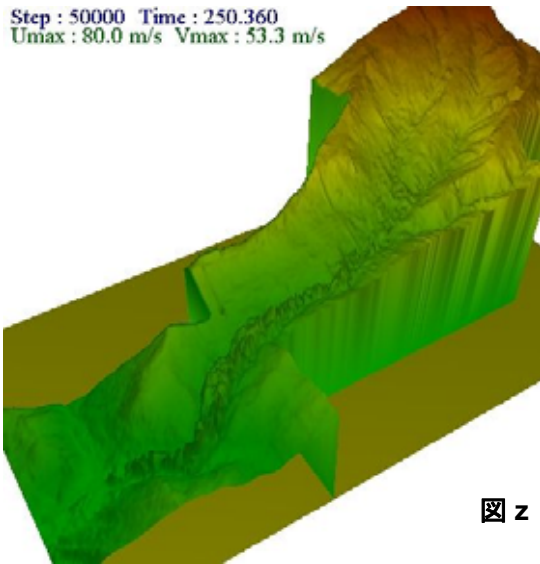


图 z

Step : 65000 Time : 325.360
Umax : 247.0 m/s Vmax : 24.5 m/s

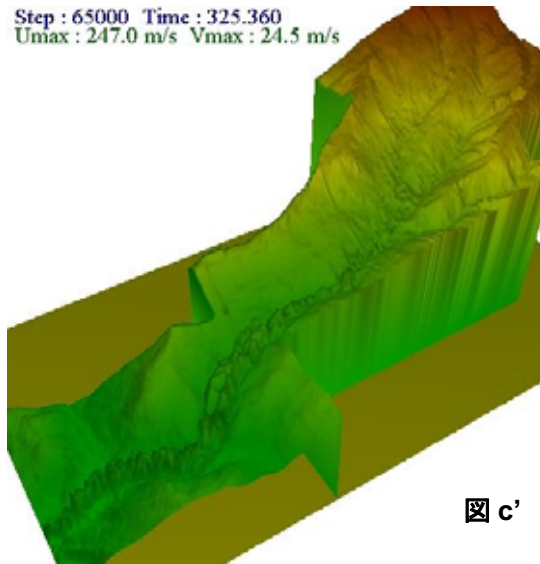


图 c'

Step : 55000 Time : 275.360
Umax : 61.7 m/s Vmax : 42.5 m/s

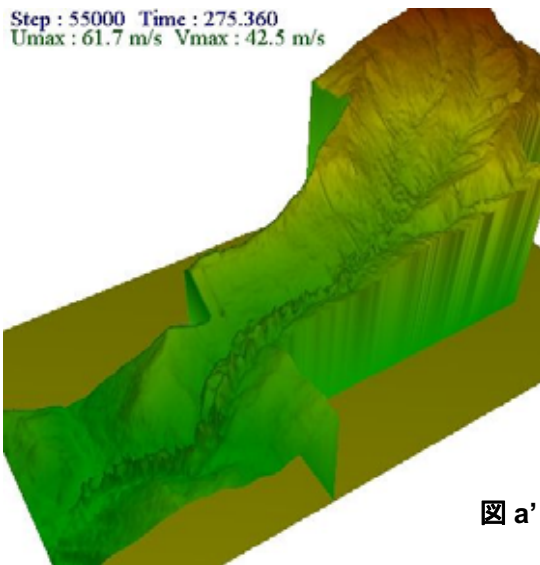


图 a'

Step : 70000 Time : 350.360
Umax : 55.0 m/s Vmax : 42.7 m/s

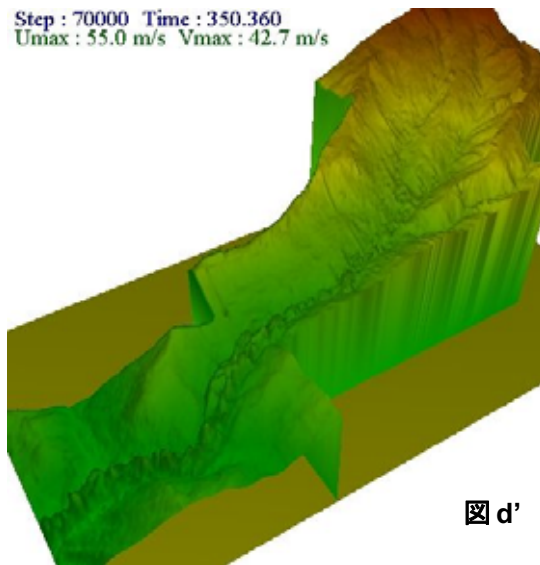


图 d'

3.4.3 結果(運動機構)についての考察

別当谷、手取川、市ノ瀬という流下経路に従い、途中で停止することなく市ノ瀬を通過した。流下途中で土塊の堆積が見られるが、河床堆積物を吸収することにより、すべり土塊の全体積を減少することなく流下していくという結果が得られた。また、別当谷に堆積した時の時間は、別当崩れが発生してから 20 秒後、市ノ瀬に到達したのが発生から 300 秒後であり、別当崩れ、市ノ瀬間を 4km とすると、この土石流の平均速度は約時速 50km となる。この値は土石流としては妥当な値といえる。

この土石流の一連の運動機構について、一つずつ考察していくことにする。まず、別当崩れ発生直後(500~3000Step)、すべり土塊は平滑なすべり面と平行に滑っているのが分かる。その後、甚之助谷地すべりに激突して、減速する(3500Step)。また別当谷、手取川に進入してからは(4000~40000Step)、河床堆積物の影響によって徐々に加速していき、土石流の先端部分のすべり土塊厚さが大きくなっているのがわかる。その後、市ノ瀬の手前で一度大きく蛇行して減速するが(45000~60000Step)、すぐに河床堆積物を巻き込みながら流下して、あっという間に市ノ瀬を通過していく(65000~70000Step)。その際、土石流は、谷底の幅いっぱいになり、村を全壊させてしまったというのも納得できる。また、別当崩れ崩壊地の下部に、堆積物を残すことができた。

別当崩れ、市ノ瀬間での運動シミュレーションを実施したが、市ノ瀬よりも下流でシミュレーションを実施したとしたら、今回の結果を考慮する限り、次第に土石流の規模が大きくなっていき、日本海まで流れ着くのが予想できる。

3.5 甚之助谷地すべりへの適用

3.4 章の逆解析によって求めた土質パラメーターを別当崩れの隣の甚之助谷地すべりに適用した。甚之助谷地すべりは現在活動中であり、ボーリングデータなどを基に奥野(2003)はすべり面の推定を行った。このデータを使って、甚之助谷地すべり(上部ブロック)の運動シミュレーションを行った。表 3.20 は用いた土質パラメーターである。カッコ内の値は別当崩れの運動シミュレーションで使った値である。甚之助谷地すべりの推定崩壊土砂量は上部ブロックだけで約2千万 m^3 (奥野, 2003)であり、別当崩れの2倍の量になる。そのため、別当崩れのパラメーターを直接使うと、範囲外にオーバーフローしてしまうことになる。河床部分とその他の部分のせん断抵抗を大きくすることにより、オーバーフローを防ぐことにした。

表 3.20 甚之助谷地すべりの土質パラメーター

		値
B_{ss}		0.95(0.95)
土圧係数 K		0.65(0.65)
定常状態のせん断抵抗力 τ_{ss} (kPa)	甚之助谷地すべり	200(200)
	河床	20(8)
	その他の部分	100(50)
すべり面の有効内部摩擦係数 ϕ'		0.7(0.7)
すべり面の見かけの摩擦係数 ϕ_a	河床	0.6(0.6)
	その他の部分	0.25(0.25)
γ_t (kN/m^3)		20(20)
運動土塊の内部摩擦係数		0.65(0.65)
粘着力(kPa)		0(0)

別当崩れの運動シミュレーションと同様に、甚之助谷地すべりの運動シミュレーションも河床堆積物を設置して土石流を再現した。次頁はすべり土塊厚さを5倍にして表示したシミュレーション結果である。

Step : 500 Time : 2.952
Umax : 13.5 m/s Vmax : 15.1 m/s

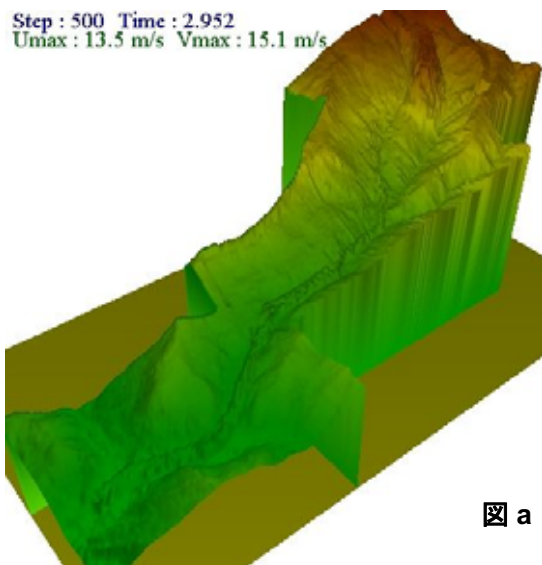


图 a

Step : 3000 Time : 15.452
Umax : 17.4 m/s Vmax : 24.0 m/s

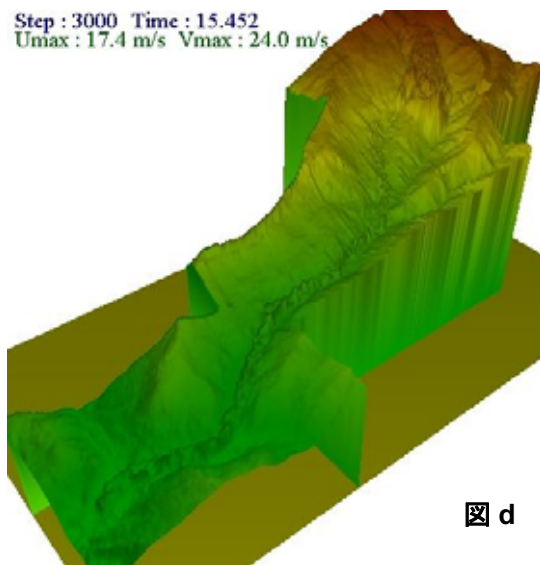


图 d

Step : 1000 Time : 5.452
Umax : 55.1 m/s Vmax : 17.4 m/s

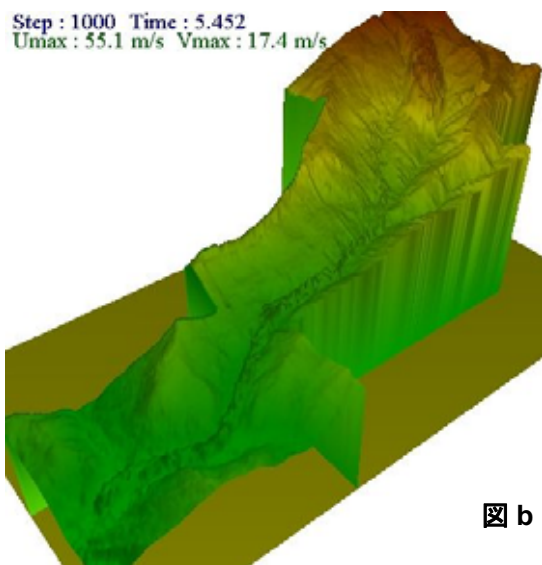


图 b

Step : 4000 Time : 20.452
Umax : 30.0 m/s Vmax : 26.6 m/s

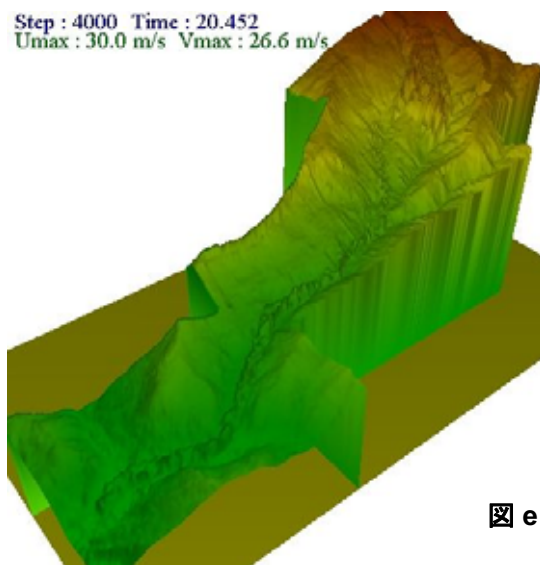


图 e

Step : 2000 Time : 10.452
Umax : 40.8 m/s Vmax : 21.4 m/s

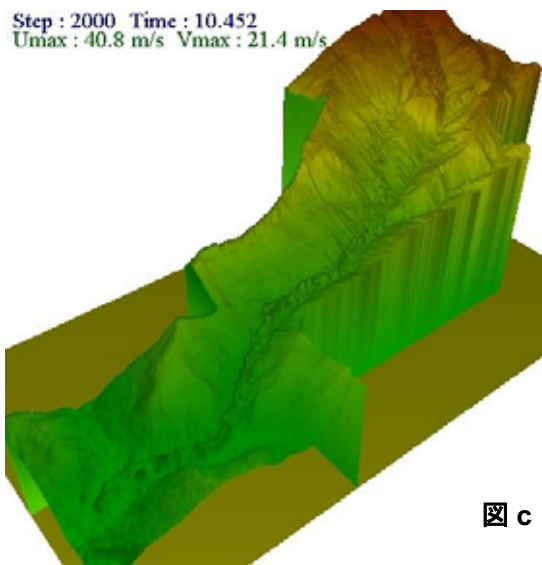


图 c

Step : 5000 Time : 25.452
Umax : 91.2 m/s Vmax : 38.6 m/s

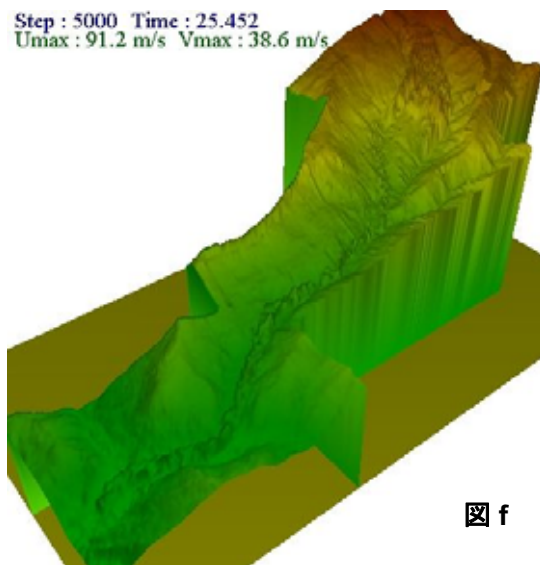


图 f

Step : 10000 Time : 50.452
Umax : 155.6 m/s Vmax : 484.7 m/s

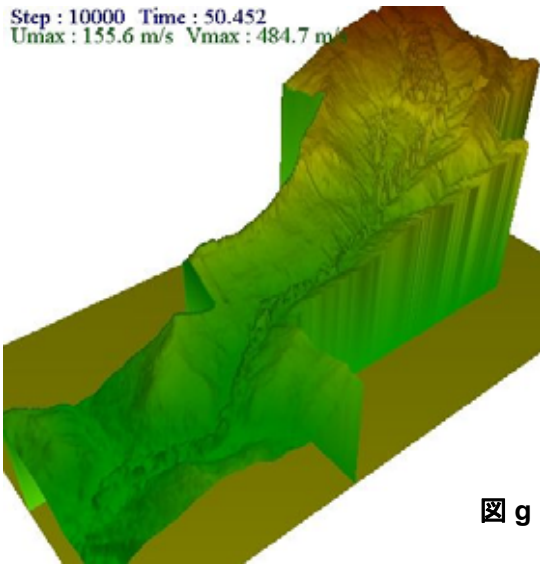


图 g

Step : 25000 Time : 125.452
Umax : 47.1 m/s Vmax : 96.4 m/s

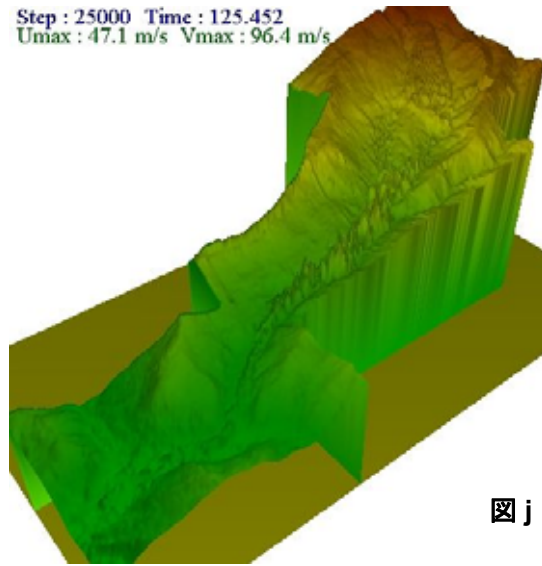


图 j

Step : 15000 Time : 75.452
Umax : 51.3 m/s Vmax : 95.4 m/s

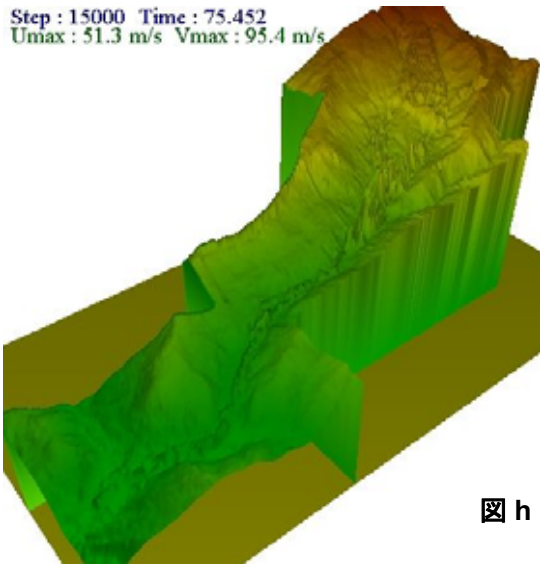


图 h

Step : 30000 Time : 150.452
Umax : 94.2 m/s Vmax : 48.7 m/s

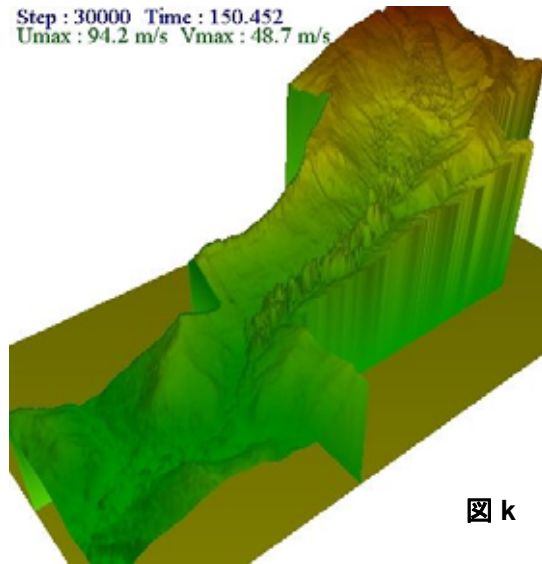


图 k

Step : 20000 Time : 100.452
Umax : 122.6 m/s Vmax : 234.7 m/s

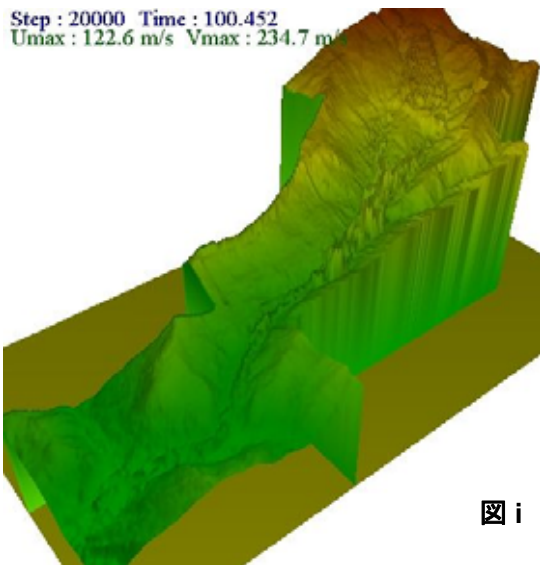


图 i

Step : 35000 Time : 175.452
Umax : 79.7 m/s Vmax : 65.6 m/s

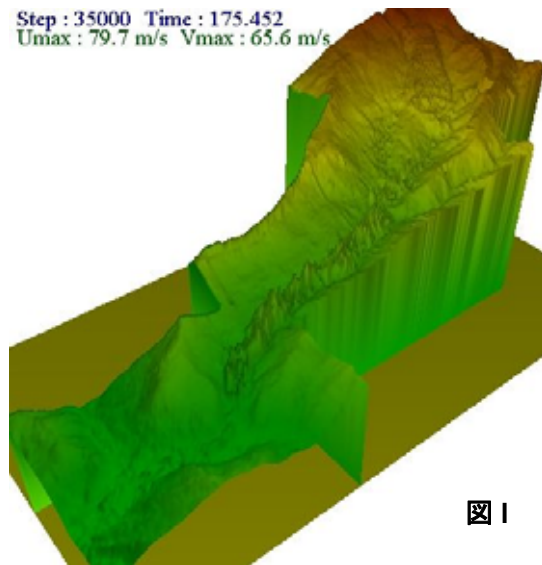


图 l

Step : 40000 Time : 200.452
Umax : 65.2 m/s Vmax : 53.6 m/s

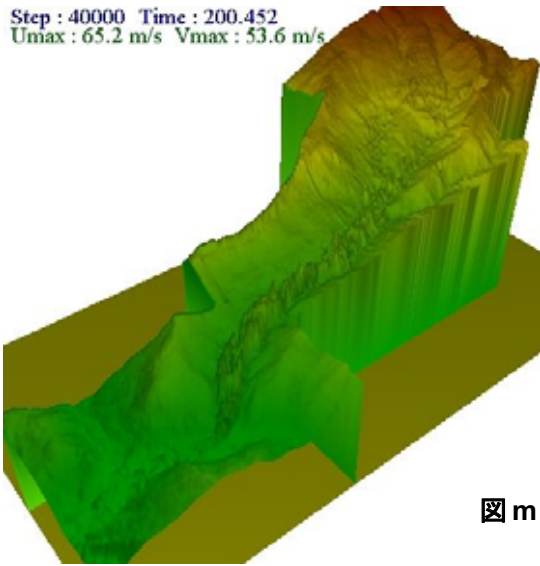


图 m

Step : 50000 Time : 250.452
Umax : 61.7 m/s Vmax : 24.1 m/s

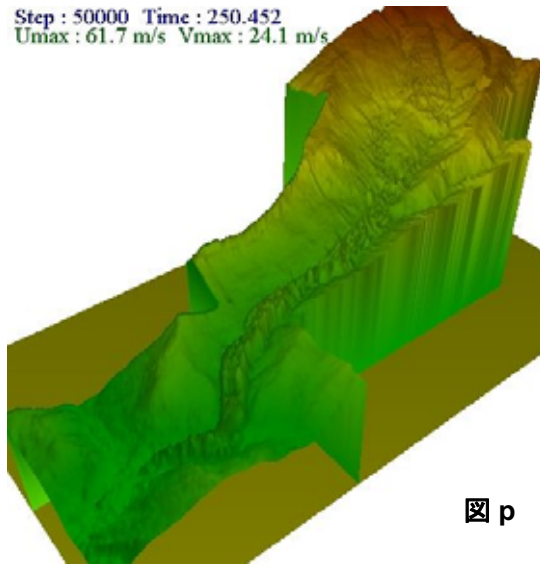


图 p

Step : 45000 Time : 225.452
Umax : 140.5 m/s Vmax : 88.9 m/s

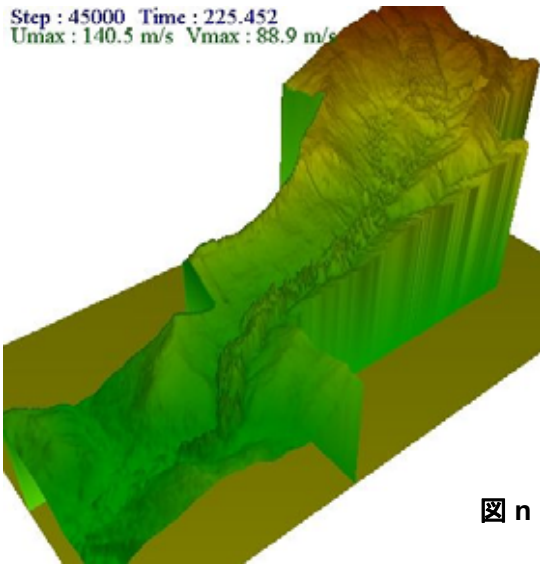


图 n

Step : 55000 Time : 275.452
Umax : 31.9 m/s Vmax : 40.3 m/s

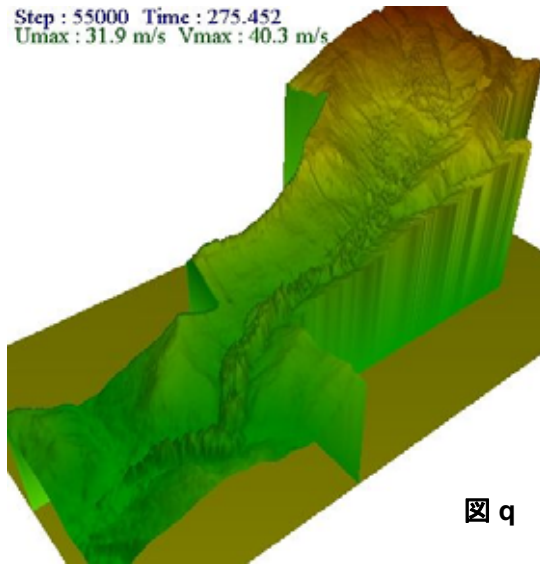


图 q

Step : 50000 Time : 250.452
Umax : 61.7 m/s Vmax : 24.1 m/s

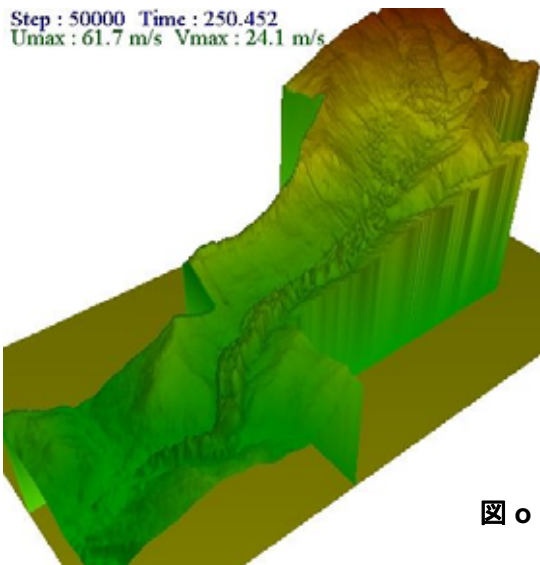


图 o

Step : 60000 Time : 300.452
Umax : 23.0 m/s Vmax : 28.8 m/s

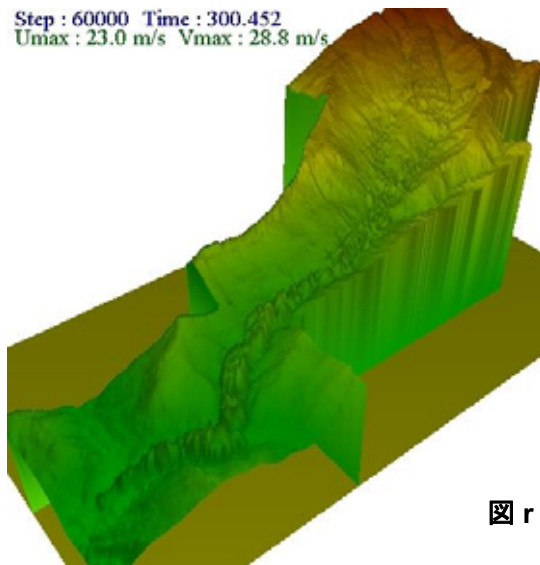


图 r

Step : 60000 Time : 300.452
Umax : 23.0 m/s Vmax : 28.8 m/s

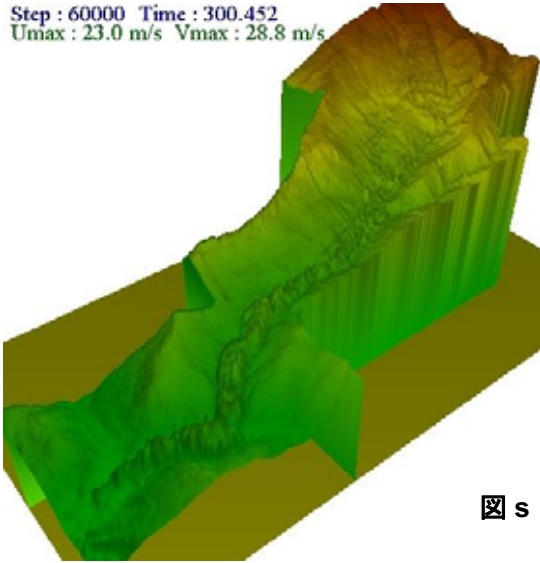


图 s

Step : 75000 Time : 375.452
Umax : 72.1 m/s Vmax : 23.8 m/s

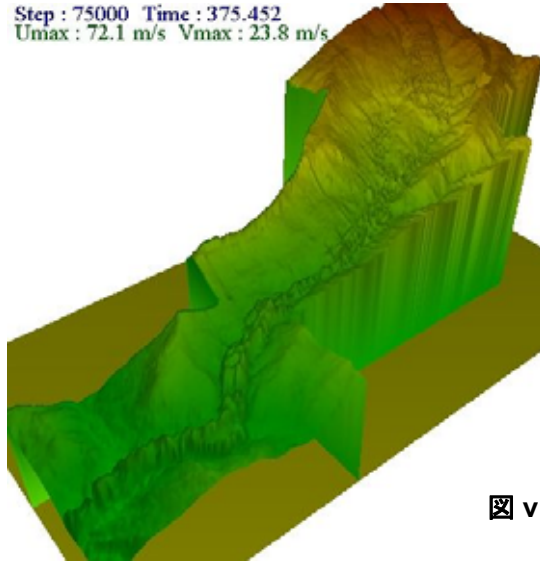


图 v

Step : 65000 Time : 325.452
Umax : 53.7 m/s Vmax : 164.1 m/s

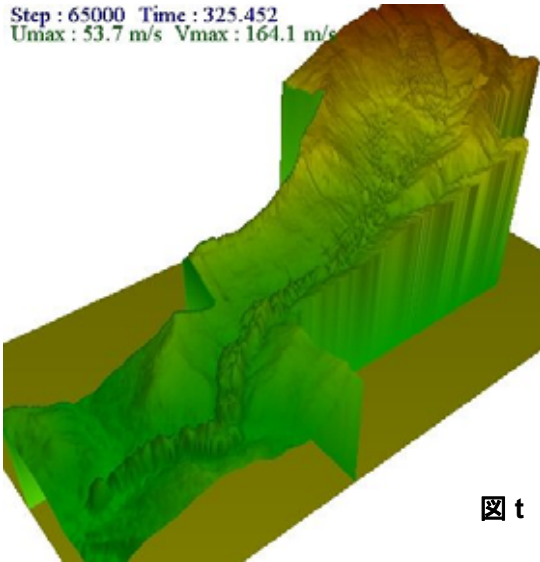


图 t

Step : 80000 Time : 400.452
Umax : 18.6 m/s Vmax : 18.1 m/s

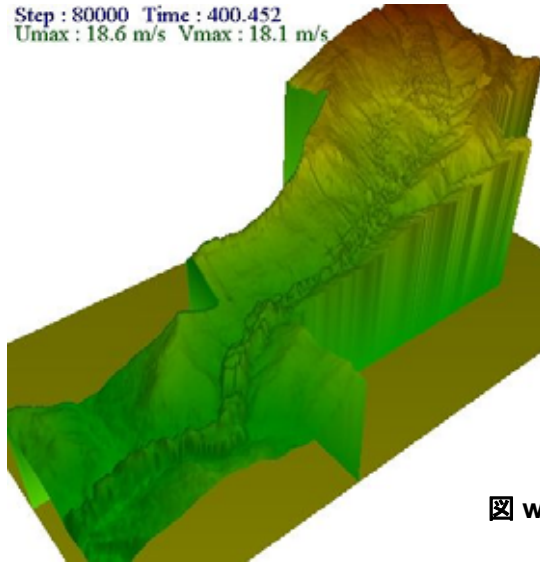


图 w

Step : 70000 Time : 350.452
Umax : 24.7 m/s Vmax : 26.8 m/s

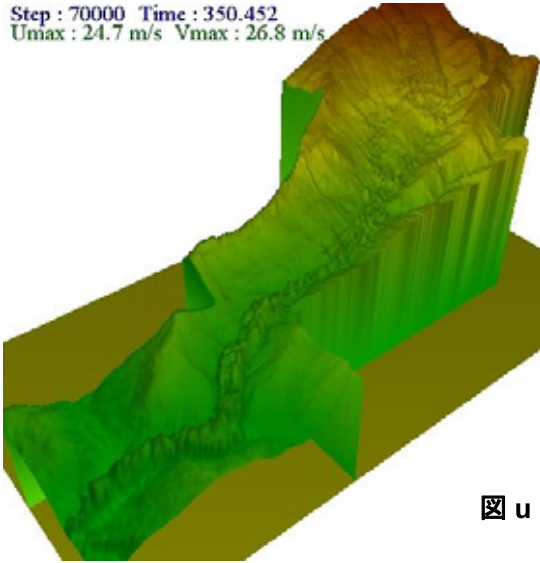


图 u

Step : 85000 Time : 425.452
Umax : 16.5 m/s Vmax : 11.4 m/s

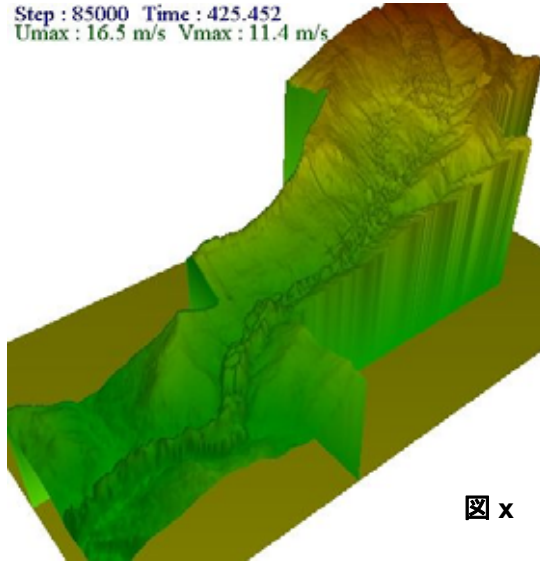


图 x

甚之助谷地すべりは別当崩れ以上の勢いで市ノ瀬を通過していった。流下経路を順に追っていくと、まず地すべりが発生して、すべり土塊は別当谷と甚之助谷に分かれて流下経路を取り、その後、二つの地すべりは合流して大きな地すべりになる。少しずつ堆積しながら、別当崩れと同じく手取川を流下経路として滑っていき、その後、減速しながら大きく蛇行して、市ノ瀬を通過する頃には加速運動になっている。別当崩れの運動シミュレーションよりも大きな値のせん断抵抗を使ったことを考慮しても、別当崩れを凌ぐ規模の地すべりだと考えられる。

流下経路がほとんど別当崩れと同じと考えると、別当谷、甚之助谷で発生する地すべりは、手取川を流下経路として、その流域に被害を及ぼうことが予想できる。再現範囲を手取ダムまで拡張して、運動シミュレーションを実施すれば、市ノ瀬より下流側では、すべり土塊は直線部分で加速して、蛇行するところでは減速して、を繰り返しながら手取ダムに進入することが予想できる。

以上の考察より、結果を総合的に見ると、別当崩れの運動シミュレーションで使用した土質パラメーターは甚之助谷地すべりにも適用でき、パラメーターの値の有用性が示されたといえる。

第四章

結 論

地すべりシミュレーションプログラムを用いて、別当崩れの運動シミュレーションを実施し、運動機構が実例に近い満足いく結果が得られた。また、逆解析により得られた土質パラメーターが甚之助谷地すべりに適用できたことも、大きな成果といえるだろう。今回は別当崩れ、市ノ瀬間の範囲で運動シミュレーションを実施したが、計算範囲をさらに下流側へ拡張していけば、運動シミュレーション結果を手取川流域のハザードマップ(危険予測地図)に適用できると思われる。

繰り返し地形データと土質パラメーターを変えて運動シミュレーションをしたが、すべり土塊の運動機構に大きな影響を与えるのは土質パラメーターよりも地形データの方だと感じた。すべり面形状を少し変えるだけで下流域の運動に大きな変化が見られた。これは、地形の形状によりすべり土塊の堆積量が変わってくるためだと考えられる。また、今回用いた地形図は 10m 幅の等高線で表されているもので、それを 25m メッシュで分割したことを考慮すると精度のいい再現地形ではなかったと考えられる。言い換えると、航空レーザー測量による 1m メッシュのデータがあれば、今回よりも精度の良いシミュレーションができるといえる。と言っても、やはり土質パラメーターも地すべりの運動機構に対して重要な要素であることは間違いない。せん断距離の小さい地すべりは、試料を採取して、室内試験をすれば土質パラメーターは求まるが、せん断距離の長い地すべりは、土質パラメーターを算出するために、更なる試験法の開発が必要である。そのため、別当崩れのような長距離運動地すべりの土質パラメーターの算出には、運動シミュレーションを用いた逆解析が有効である。

本研究は事例研究であり、それを次の未来に生かそうとすることで研究の意味が生まれる。今回の運動シミュレーションは、近い将来手取川流域で起こりうる土砂災害に対して、ハザードマップ作成という被害対策の足がかりになるものだろう。

参考文献

- 1) 守屋以智雄、小川弘司、青木賢人:日本地理学会秋季大会巡検案内書(第2班)
「白山西斜面の地すべり・崩壊と手取川沿いの地形」 PP1-10,2002
- 2) 大元栄作:地すべりの運動シミュレーションに関する事例研究ー福島県稗返し地
すべりと長野県眉山大崩壊を対象としてー p2,2002
- 3) 国土地理院 1/25,000 地形図(NJ-53-12-8-1、NJ-53-12-4-3)
- 4) 汪発武、佐々恭二:地すべり運動シミュレーションの理論基礎及び実現過程
PP1-34,2003
- 5) 松川正樹ほか:地質学雑誌 Vol.109 No.7 July 2003 「手取層群の主要分布域全
域の層序と堆積盆地の変遷」 PP385-392,2003
- 6) 国土交通省北陸地方整備局金沢河川国道事務所:甚之助谷地すべり
pp1-11,2003
- 7) 太田ほか:白山火山周辺地質図 2001
- 8) 気象庁:<http://www.data.kishou.go.jp/>

地すべり運動シミュレーションの 理論基礎及び実現過程

京都大学防災研究所

佐々恭二 教授

研究ノートより

金沢大学工学部 汪 発武 整理

2004年1月16日

前 書 き

Sassa(1988)によって地すべり運動のシミュレーションプログラムを開発した。

このプログラムは汪他が澄川地すべり及び福島県稗返し地すべり等の応用によって、有効性が証明されている。

このプログラムをより多くの研究者に理解してもらうために、佐々恭二教授から本プログラムを開発していた時の詳細な研究ノートを頂き、地すべり運動シミュレーションの理論基礎及び実現過程を整理した。

作業を進むに当たって、金沢大学工学部土木建設工学科平成 13 年度卒業生の大元栄作君、金沢大学大学院自然科学研究科環境基盤工学専攻博士前期課程 2 年生の奥野岳志君に手伝ってもらった。

文責は汪 発武が負う。

平成 16 年 1 月 16 日

参考文献：

Sassa, K. (1988): Geotechnical Model for the Motion of Landslides, Special Lecture, 5th International Symposium on Landslides, "Landslides", A.A.Balkema / Rotterdam, Vol.1, pp.37-55.

汪 発武

金沢大学工学部土木建設工学科地象工学講座

〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20

Tel: 076-234-4624

Fax: 076-234-4632

E-mail: wangfw@t.kanazawa-u.ac.jp

目 次

第一章 地すべり運動シミュレーションの理論基礎	
1.1 運動方程式	1
1.2 連続方程式	3
1.3 流量で表す連続式	4
1.4 運動方程式から運動量方程式の誘導	5
1.4.1 加速度項の積分	5
1.4.2 重力項の積分	7
1.4.3 圧力項の積分	12
1.4.4 せん断抵抗項の積分	13
1.5 まとめ：運動量方程式	16
第二章 基礎方程式の差分過程	18
2.1 連続式の差分	18
2.2 運動方程式 x 方向の差分	19
2.3 運動方程式 y 方向の差分	19
2.4 X 方向の計算手順	23
2.5 Y 方向の計算手順	24
付録 FLOWCHARTS	34

第一章 地すべり運動シミュレーションの理論基礎

本章では、地すべり運動シミュレーションの理論基礎となる地すべり運動土塊要素の運動方程式及び全体の連続方程式を誘導する。

1.1 運動方程式

Fig.1-1 には、地すべり運動の概念図を示されている。すべり土塊がすべり面の上をすべっている様子を表している。軸を x, y, z 方向と決め、 x, y 方向にメッシュを切り、あるメッシュでのすべり土塊の column を取り出す。Fig.1-2 は、column とそれに作用する力を示している。column に作用する力は、1) 自重 \bar{W} 、2) 上下面の反力 \bar{N} 、3) 上下面のせん断抵抗力 \bar{R} 、4) 側面に作用する水平土圧 \bar{P}_x, \bar{P}_y 。自重をすべり面方向成分 \bar{W}_p 、すべり面の垂直成分 \bar{W}_n に分解される。column の加速度を \bar{a} 、質量を m とすると、

$$\begin{aligned} \bar{W}_n + \frac{\partial \bar{N}}{\partial z} \Delta z &= 0 \\ m \cdot \bar{a} &= \bar{W}_p + \frac{\partial \bar{P}_x}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial \bar{P}_y}{\partial y} \Delta y + \frac{\partial \bar{R}}{\partial z} \Delta z \end{aligned} \quad (1)'$$

せん断抵抗力 \bar{R} の xy 平面への投影面積における単位面積当りの力(応力表示)を \bar{r} 、水平土圧 \bar{P}_x の yz 平面での単位面積当りの力を \bar{p}_{yz} 、水平土圧 \bar{P}_y の zx 平面での単位面積当りの力を \bar{p}_{xz} 、重力加速度成分のすべり面方向成分を \bar{g}_p 、密度を ρ とすると、

$$\bar{a} \rho \Delta x \Delta y \Delta z = \rho \bar{g}_p \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial \bar{p}_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial \bar{p}_y}{\partial y} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial \bar{r}}{\partial z} \Delta z \Delta x \Delta y$$

よって、

$$\bar{a} = \bar{g}_p + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}_x}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}_y}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{r}}{\partial z} \quad (1)$$

各ベクトルを x, y, z 方向に投影すると、各成分ごとに上式が成立するので、column の運動方程式は下のような式になる。

$$\bar{a}_x = \bar{g}_{px} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}_x}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{r}_x}{\partial z} \quad (2)$$

$$\bar{a}_y = \bar{g}_{py} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}_y}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{r}_y}{\partial z} \quad (3)$$

$$\bar{a}_z = \bar{g}_{pz} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{r}_z}{\partial z} \quad (4)$$

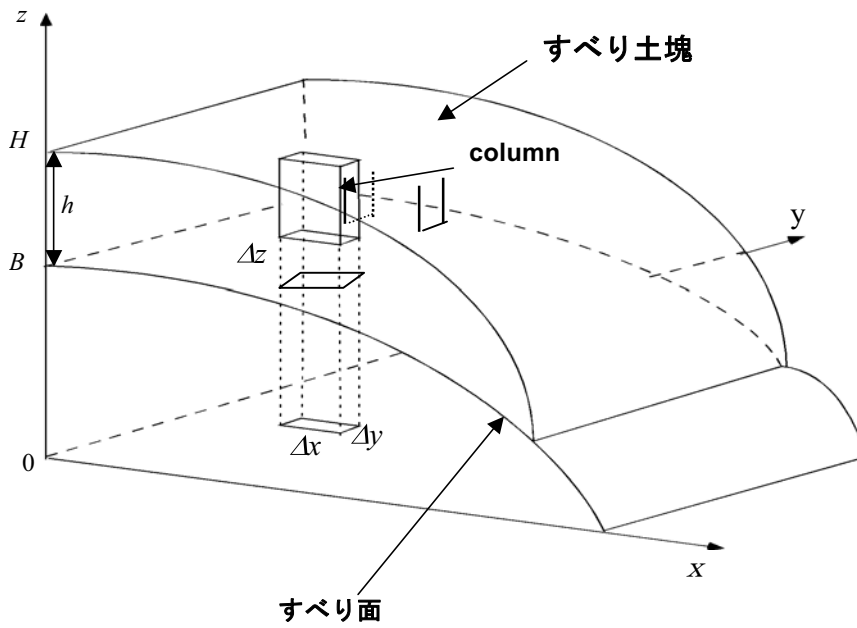


Fig. 1-1 地すべり運動イメージ図と地すべり土塊の column

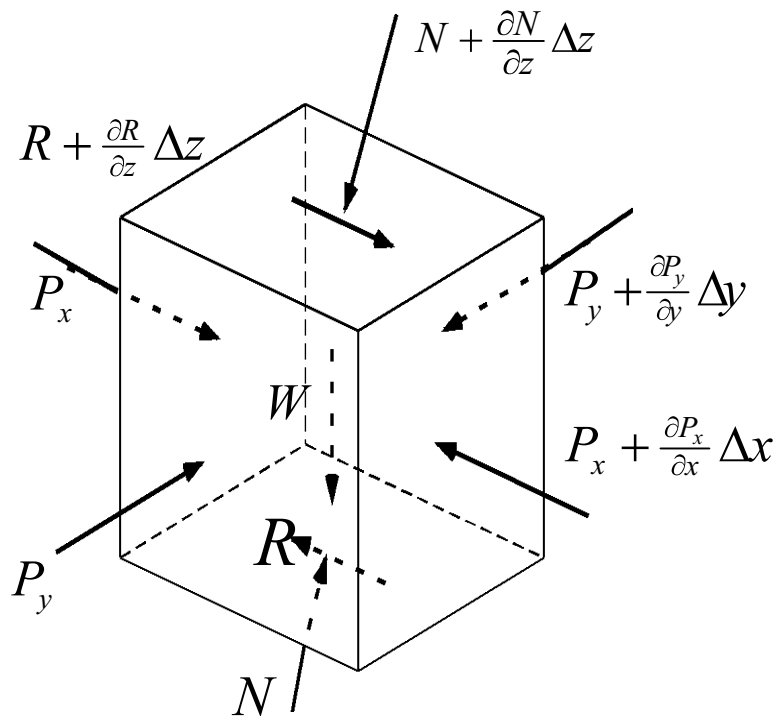


Fig. 1-2 column に作用する力

1.2 連続方程式

土塊運動中の密度変化は，総土量に比べて小さいと考えられるので，要素内への流入土量と流出土量が等しいとする。

Fig.1-3 では，column 内の流出流入を示す。 u は x 方向の速度， v は y 方向， w は z 方向の速度を表している。それぞれの速度は，メッシュの垂直面での出入りを表す速度である。2つの面から差し引いた流入流出量は

$$\text{流入量} = u\Delta z\Delta y + v\Delta z\Delta x + w\Delta x\Delta y$$

$$\text{流出量} = \left(u + \frac{\partial u}{\partial x}\Delta x\right)\Delta z\Delta y + \left(v + \frac{\partial v}{\partial y}\Delta y\right)\Delta z\Delta x + \left(w + \frac{\partial w}{\partial z}\Delta z\right)\Delta x\Delta y$$

となる。流出量と流入量が等しいので，

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (5)$$

これは連続式である。

注：流出（入）量＝速度×速度方向に直交する平面上の面積

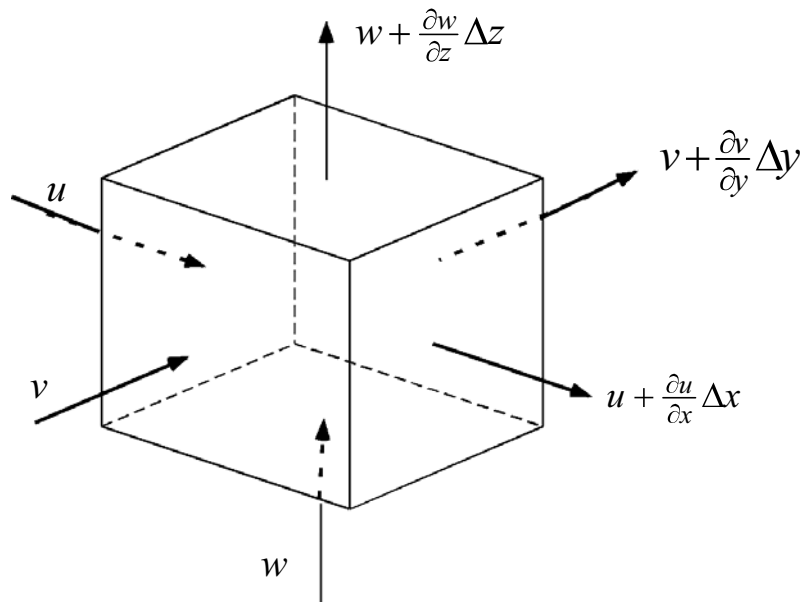


Fig.1-3 column 内の流入・流出量図

1.3 流量で表す連続式

まず、(5) 式を図 1-1 のすべり土塊の底面 $Z=B$ から地表面の高さ $Z=H$ まで積分する。

$$\int_B^H \frac{\partial f}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_B^H f(z) dz - f(H) \frac{dH}{dx} + f(B) \frac{dB}{dx} \quad (\text{注：部分積分の式}) \text{ を用いると}$$

$$\begin{aligned} & \int_B^H \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \int_B^H u dz - u \frac{\partial H}{\partial x} \Big|_{z=H} + u \frac{\partial B}{\partial x} \Big|_{z=B} + \frac{\partial}{\partial y} \int_B^H v dz - v \frac{\partial H}{\partial y} \Big|_{z=H} + v \frac{\partial B}{\partial y} \Big|_{z=B} + w \Big|_{z=H} - w \Big|_{z=B} \end{aligned} \quad (6)$$

となる。左辺は連続式であるので、0 となる。

また、 $u(B) = v(B) = w(B) = 0$ から、(6) 式は

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_B^H u dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_B^H v dz + \{ w \Big|_{z=H} - u \frac{\partial H}{\partial x} \Big|_{z=H} - v \frac{\partial H}{\partial y} \Big|_{z=H} \} = 0 \quad (7)$$

$$w \Big|_{z=H} - u \frac{\partial H}{\partial x} \Big|_{z=H} - v \frac{\partial H}{\partial y} \Big|_{z=H} = \frac{\partial H}{\partial t} \quad (7) ,$$

と簡略化できる。また高さ H は t, x, y の関数なので $dH = \frac{\partial H}{\partial t} dt + \frac{\partial H}{\partial x} dx + \frac{\partial H}{\partial y} dy$

と表せる。これを時間微分すると $\frac{dH}{dt} = \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} u + \frac{\partial H}{\partial y} v$

となる。 $w = \frac{dz}{dt} = \frac{dH}{dt}$ なので (7) 式の第 3 項は $\frac{\partial H}{\partial t}$ と表すことができる。

(運動範囲の予測に関して、速度の深さ方向の変化は重要ではないので、式を単純化するために、 u, v に関して、深さ方向の平均値 u_0, v_0 で近似する。)

$$\frac{\partial}{\partial x} (u_0 h) + \frac{\partial}{\partial y} (v_0 h) + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (h = H - B) \quad (8)$$

となる。 M は x 方向の単位幅流量で $u_0 h = M$ 、 N は y 方向の単位幅流量で、 $v_0 h = N$ と

表せる。(8) 式の 3 項は $\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial(H-B)}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t}$ となる。故に、

$$\frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (9)$$

よって、流量で表す連続方程式が導かれる。

1.4 運動方程式から運動量方程式の誘導

これから運動量式を誘導する。運動方程式 (1) (2) を $z=B$ から $z=H$ まで積分し、運動量式を求める。このとき、 a_z は a_x 、 a_y が決まれば、斜面形状より決定されるので、計算不要である。

1.4.1 加速度項の積分

加速度は次のように表せる。(オイラーの運動方程式)

オイラーの運動方程式の誘導

ニュートンの第二法則より

$$F = ma$$

一点 $P(x, y, z)$ に着目すると、この点の流速 (u, v, w) で Δt 時間後には点 $Q(x', y', z')$ へ移動する。

$x' = x + \Delta x$, $y' = y + \Delta y$, $z' = z + \Delta z$ は点 P での流速 u, v, w で点 Q に移動する。

$$\Delta x = u(x, y, z)\Delta t$$

$$\Delta y = v(x, y, z)\Delta t$$

$$\Delta z = w(x, y, z)\Delta t$$

(a)

$(t + \Delta t)$ での点 $Q(x', y', z')$ の流速は u, v, w を $\Delta x, \Delta y, \Delta z, \Delta t$ に関してテイラー展開する。

$$u(x', y', z', t') = u(x + \Delta x, y + \Delta y, z + \Delta z, t + \Delta t) = u(x, y, z, t) + \frac{\partial u}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial u}{\partial y} \Delta y + \frac{\partial u}{\partial z} \Delta z + \frac{\partial u}{\partial t} \Delta t$$

と書ける。さらに(a)の関係を代入すれば

$$u(x', y', z', t') = u(x, y, z, t) + \frac{\partial u}{\partial t} \Delta t + u \frac{\partial u}{\partial x} \Delta t + v \frac{\partial u}{\partial y} \Delta t + w \frac{\partial u}{\partial z} \Delta t$$

したがって、 x 方向への流体粒子の加速度は、 $\Delta t \rightarrow 0$ として

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{u(x', y', z', t') - u(x, y, z, t)}{\Delta t} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z}$$

$$a_x = \frac{Du}{Dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \quad (10)$$

$$\int_B^H a_x dz = \int_B^H \frac{Du}{Dt} dz = \int_B^H \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz \quad (11)$$

$$= \int_B^H \frac{\partial u}{\partial t} dz + \int_B^H \left(\frac{\partial(uu)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} \right) dz$$

$$= \int_B^H \frac{\partial u}{\partial t} dz + \int_B^H \left\{ u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + u \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} dz \quad (12)$$

連続の式 $\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$ を (12) 式に代入すると、

$$\int_B^H a_x dz = \int_B^H \frac{\partial u}{\partial t} dz + \int_B^H (u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z}) dz$$

公式 $\int_B^H \frac{\partial f}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_B^H f(z) dz - f(H) \frac{dH}{dx} + f(B) \frac{dB}{dx}$ に当てはめると

$$\begin{aligned} \int_B^H a_x dz &= \frac{\partial}{\partial t} \int_B^H u dz - u \frac{\partial H}{\partial t} \Big|_{z=H} + u \frac{\partial B}{\partial t} \Big|_{z=B} + \frac{\partial}{\partial x} \int_B^H u^2 dz - u^2 \frac{\partial H}{\partial x} \Big|_{z=H} \\ &+ u^2 \frac{dB}{dx} \Big|_{z=B} + \frac{\partial}{\partial y} \int_B^H uv dz - uv \frac{\partial H}{\partial y} \Big|_{z=H} + uv \frac{dB}{dy} \Big|_{z=B} + uw \Big|_{z=H} \end{aligned}$$

になる。また、 $u(B) = v(B) = w(B) = 0$,

$$\int_B^H a_x dz = \frac{\partial}{\partial t} \int_B^H u dz - u \frac{\partial H}{\partial t} \Big|_{z=H} + \frac{\partial}{\partial x} \int_B^H u^2 dz - u^2 \frac{\partial H}{\partial x} \Big|_{z=H} + \frac{\partial}{\partial y} \int_B^H uv dz - uv \frac{\partial H}{\partial y} \Big|_{z=H} + uw \Big|_{z=H}$$

$$\text{及び } uw = u \frac{\partial H}{\partial t} + u^2 \frac{\partial H}{\partial x} + uv \frac{\partial H}{\partial y} \quad (\text{式 (7')} \text{より})$$

$$\int_B^H a_x dz = \frac{\partial}{\partial t} (u_0 h) + \frac{\partial}{\partial x} (u_0 u_0 h) + \frac{\partial}{\partial y} (u_0 v_0 h) \quad \text{となる。 } u_0 h = M, v_0 h = N \text{ から (13) 式が}$$

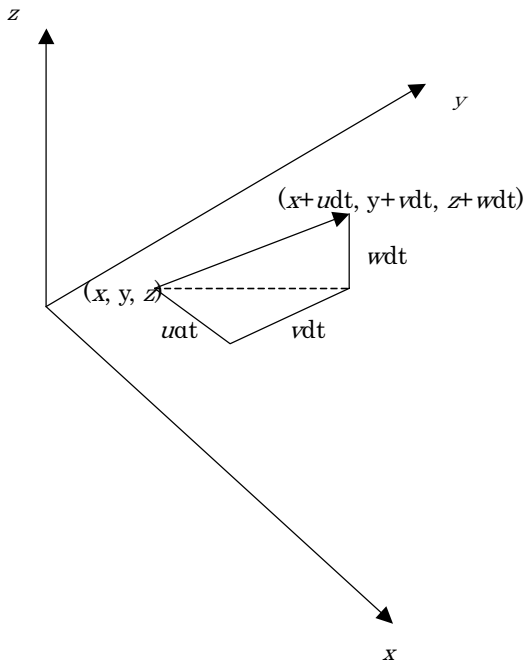
導き出される。 M は x 方向の単位幅流量、 N は y 方向の単位幅流量を示す。

$$\int_B^H a_x dz = \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y} (v_0 M) \quad (13)$$

$$y \text{ 方向に関しては、同様に、 } \int_B^H a_y dz = \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y} (v_0 N) \quad \text{も成立する。}$$

1.4.2 重力項の積分

参考 1



点 (x, y, z) で速度 u を持っていたものは dt 時間後には点 $(x + udt, y + vdt, z + wdt)$ に移っている。

その時

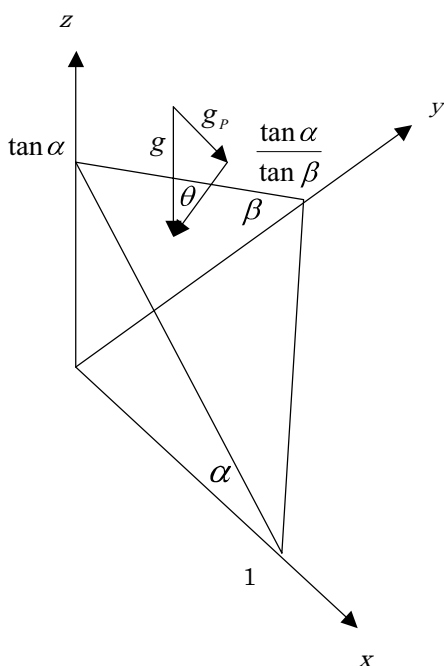
$$\Delta u = \frac{\partial u}{\partial x} u \Delta t + \frac{\partial u}{\partial y} v \Delta t + \frac{\partial u}{\partial z} w \Delta t + \frac{\partial u}{\partial t} \Delta t + O((\Delta t)^2)$$

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta u}{\Delta t} = \frac{Du}{Dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z}$$

通常力学では、質点が時間と共にどう動いて行くか調べる (Lagrange の方法) 方法をとっているが、流体力学では、空間上のある点において各時間毎に流れがどう変化するかを調べる (Euler の方法)。すなわち速度を場所と時間の関数として考える。現在の関数では図 1, 3 の立方体要素 (空間)

内の土塊の速度が時間と共にどう変化するかを調べるものである。

参考 2



重力の斜面に平行な成分 g_p は, $g_p = g \sin \theta$

θ は斜面の垂線と z 軸のなす角

すなわち斜面の方向余弦 (l_1, m_1, n_1) を用いて標準形で書くと

$$l_1 x + m_1 y + n_1 z - p = 0 \text{ ----- ①}$$

$n_1 = \cos \theta$ である。

① 式を求める。

斜面の一般形は $ax + by + cz + d = 0$

α, β を図のように決め, $x = 1$ とすると

$$z = \tan \alpha, y = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} \text{ で軸と交わる}$$

$$x = -\frac{d}{a} = 1, a = -d, y = -\frac{d}{b} = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta}, b = -\frac{\tan \beta}{\tan \alpha} d$$

$$z = -\frac{d}{c} = \tan \alpha, c = -\frac{d}{\tan \alpha}$$

$$n_1 = \cos \theta = \frac{c}{\sqrt{a^2 + b^2 + c^2}} = \frac{\frac{1}{\tan \alpha}}{\sqrt{1 + \frac{\tan^2 \beta}{\tan^2 \alpha} + \frac{1}{\tan^2 \alpha}}} = \frac{1}{\sqrt{\tan^2 \alpha + \tan^2 \beta + 1}} = \frac{1}{\sqrt{q+1}}$$

となる。ここで、 $\tan^2 \alpha + \tan^2 \beta = q$ と置く。

同様に $m_1 = \frac{\tan \beta}{\sqrt{q+1}}$, $l_1 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q+1}}$ が求められる。 g_p は以下のように書き換えることができる。

$$g_p = g \sin \theta = g \sqrt{1 - \cos^2 \theta} = g \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}} \quad \text{となる。}$$

「参考資料：代数学と幾何学、学術図書、p61」

参考3

斜面最大傾斜線の x, y 軸に関する方向余弦 l_2, m_2 を求める。

$$g_{px} = l_2 g_p, g_{py} = m_2 g_p$$

②直線の方向余弦(l_2, m_2, n_2)とする

①式の平面の垂直方向(l_1, m_1, n_1)と直交しているので、

$$l_1 l_2 + m_1 m_2 + n_1 n_2 = \frac{1}{\sqrt{q+1}} \{l_2 \tan \alpha + m_2 \tan \beta + n_2\} = 0 \quad (4)$$

③の直線の方向余弦(l_3, m_3, n_3)は

$$l_3 = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \beta}\right)^2}} = \frac{\tan \beta}{\sqrt{q}}, m_3 = \frac{-\frac{\tan \alpha}{\tan \beta}}{\sqrt{1 + \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \beta}\right)^2}} = -\frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}}, n_3 = 0$$

②と③は直交しているので

$$l_2 \frac{\tan \beta}{\sqrt{q}} - m_2 \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}} = 0 \quad (5)$$

$$l_2 = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} m_2 \text{ を④へ代入 } \frac{\tan^2 \alpha}{\tan \beta} m_2 + m_2 \tan \beta + n_2 = 0$$

$$n_2 = -\left(\frac{\tan^2 \alpha}{\tan \beta} + \tan \beta\right) m_2$$

$$\begin{aligned}
 l_2^2 + m_2^2 + n_2^2 &= \left\{ \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \beta} \right)^2 + 1 + \left(\frac{\tan^2 \alpha + \tan^2 \beta}{\tan \beta} \right)^2 \right\} m_2^2 \\
 &= \frac{1}{\tan^2 \beta} \left\{ \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta + (\tan^2 \alpha + \tan^2 \beta)^2 \right\} m_2^2 = 1
 \end{aligned}$$

$$m_2 = \frac{\tan \beta}{\sqrt{q+q^2}} = \frac{\tan \beta}{\sqrt{(1+q)q}}$$

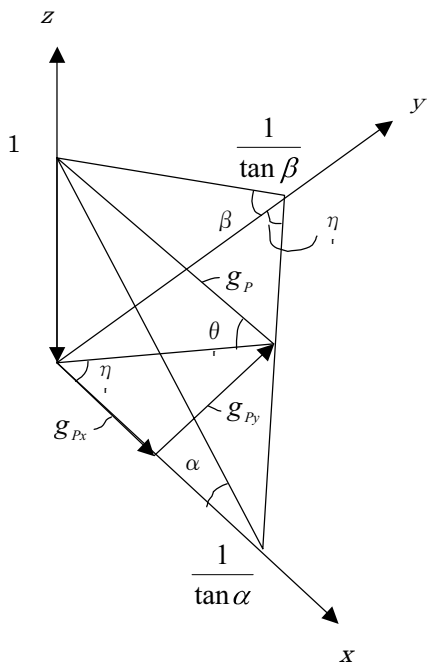
$$l_2 = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} m_2 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(1+q)q}}$$

$$n_2 = -\frac{q}{\tan \beta} \frac{\tan \beta}{\sqrt{(1+q)q}} = -\frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}}$$

$$g_{px} = l_2 g_p = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(1+q)q}} \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}} g = \frac{\tan \alpha}{q+1} g$$

$$g_{py} = m_2 g_p = \frac{\tan \beta}{\sqrt{(1+q)q}} \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}} g = \frac{\tan \beta}{q+1} g$$

参考3 別解



$$g_p = g \sin \theta \quad \sin \theta = \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}}$$

$$g_{px} = g_p \cos \theta \cdot \cos \eta \quad \cos \theta = \frac{1}{\sqrt{q+1}}$$

$$g_{py} = g_p \cos \theta \cdot \sin \eta$$

$$\cos \eta = \frac{\frac{1}{\tan \beta}}{\sqrt{\frac{1}{\tan^2 \alpha} + \frac{1}{\tan^2 \beta}}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}}$$

$$\sin \eta = \frac{\frac{1}{\tan \alpha}}{\sqrt{\frac{1}{\tan^2 \alpha} + \frac{1}{\tan^2 \beta}}} = \frac{\tan \beta}{\sqrt{q}}$$

$$g_{px} = g_p \frac{1}{\sqrt{q}\sqrt{q+1}} \tan \alpha = \frac{\tan \alpha}{q+1} g$$

$$g_{py} = g \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}} \frac{1}{\sqrt{q+1}} \frac{\tan \beta}{\sqrt{q}} = \frac{\tan \beta}{q+1} g$$

速度0の時のせん断抵抗

$$r_x = -|\vec{r}| \times \cos \theta \times \cos \eta = -|\vec{r}| \frac{1}{\sqrt{q+1}} \times \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}} = -|\vec{r}| \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}\sqrt{q+1}}$$

$$r_y = -|\vec{r}| \times \cos \theta \times \sin \eta = -|\vec{r}| \frac{1}{\sqrt{q+1}} \times \frac{\tan \beta}{\sqrt{q}} = -|\vec{r}| \frac{\tan \beta}{\sqrt{q}\sqrt{q+1}}$$

参考完了」

重力項を $z=B$ から $z=H$ まで積分する。 $q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta$ を利用して、

$$\int_B^H g_{px} dz = \int_B^H \frac{\tan \alpha}{q+1} g dz = \frac{gh \tan \alpha}{q+1} \quad (h = H - B)$$

$$\int_B^H g_{py} dz = \int_B^H \frac{\tan \beta}{q+1} g dz = \frac{gh \tan \beta}{q+1}$$

となる。

以下に重力の斜面方向 g_p の誘導を記す。

重力の斜面に平行な成分 g_p は、 $g_p = g \sin \theta$ となる。 Fig.1-4 を参照して、 θ は、斜面の垂線と z 軸のなす角である。すなわち、斜面の方向余弦 (l_1, m_1, n_1) を用いて標準形で書くと

$$l_1 x + m_1 y + n_1 z - p = 0 \tag{14}$$

となる。 $n_1 = \cos \theta$ であり (14) 式を求める。

斜面の一般形は $ax + by + cz + d = 0$,

α, β を Fig1-4 のように決める。

$x=1$ とすると $z = \tan \alpha, y = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta}$ で軸と交わり以下のように a, b, c, d が求まる。

$$x = -\frac{d}{a} = 1, a = -d, y = -\frac{d}{b} = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta}, b = -\frac{\tan \beta}{\tan \alpha} d$$

$$z = -\frac{d}{c} = \tan \alpha, c = -\frac{d}{\tan \alpha}$$

a, b, c, d が求まれば, $\cos\theta$ を求めることができる。

$$n_1 = \cos\theta = \frac{c}{\sqrt{a^2 + b^2 + c^2}} = \frac{1}{\sqrt{\tan^2\alpha + \tan^2\beta + 1}} = \frac{1}{\sqrt{q+1}}$$

となる。ここで, $\tan^2\alpha + \tan^2\beta = q$ と置く。

同様に $m_1 = \frac{\tan\beta}{\sqrt{q+1}}, l_1 = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{q+1}}$ が求められる。 g_p は以下のように書き換えることができる。

$$g_p = g \sin\theta = g \sqrt{1 - \cos^2\theta} = g \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{q+1}}$$

となる。

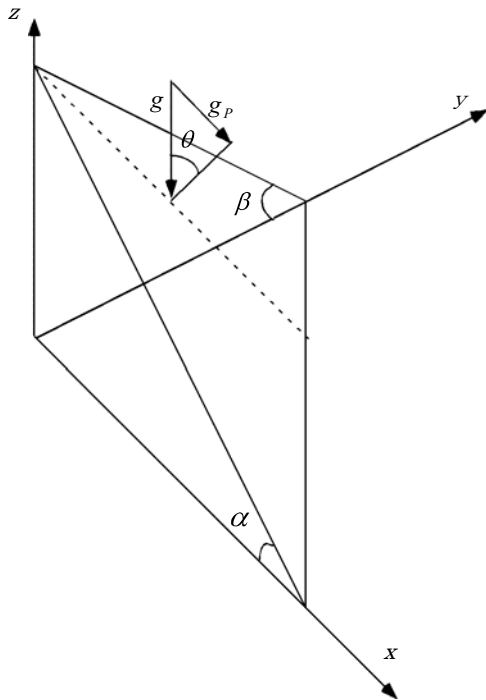


Fig.1-4 斜面方向の重力に関する図

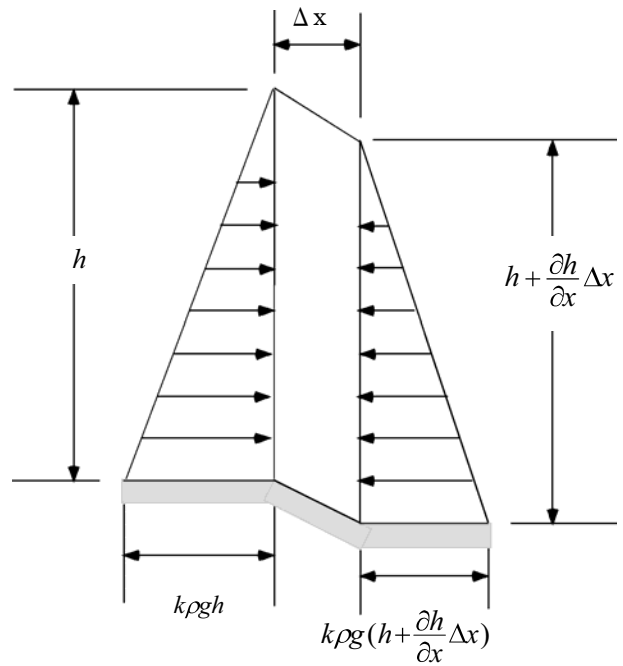


Fig.1-5 Column の前後にかかる土圧

1.4.3 圧力項の積分

圧力は、column の両側面に作用する水平土圧の差によって示される。水平土圧係数を K とすると側面にかかる圧力 $p_x = p_y = \rho g(H-z) \cdot K$ と書き表せる。

一次元圧縮状態にあると考えると、 ϕ_1 は移動土塊内の内部摩擦角で経験式 $K_0 = 1 - \sin \phi_1$ が成り立つ。(Fig.1-5)

移動土塊内部の内部摩擦角を ϕ_1 、すべり面の内部摩擦角を ϕ_2 とする。

岩盤内の水平土圧分布は全く異なり、また岩盤内の水平土圧は移動土塊に影響を及ぼさないの、積分範囲に岩盤以下が影響されないように水平土圧を以下で表して、 $z = B$ から $z = H$ まで積分する。

$h = H - B$ とする。

$$-\frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial p_x}{\partial x} dz = -\frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial}{\partial x} \rho g(1 - \sin \phi_1)(H - z) dz$$

以下は計算過程である。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial p_x}{\partial x} dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_B^H g(1 - \sin \phi_1)(H - z) dz + g(1 - \sin \phi_1)(H - B) \frac{\partial B}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left[g(1 - \sin \phi_1) \left(Hz - \frac{1}{2} z^2 \right) \right]_B^H + g(1 - \sin \phi_1)(H - B) \frac{\partial B}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{1}{2} g(1 - \sin \phi_1)(H - B)^2 \right\} + g(1 - \sin \phi_1)(H - B) \frac{\partial B}{\partial x} \\ &= g(1 - \sin \phi_1)(H - B) \frac{\partial(H - B)}{\partial x} + g(1 - \sin \phi_1)(H - B) \frac{\partial B}{\partial x} \\ &= g(1 - \sin \phi_1)(H - B) \frac{\partial H}{\partial x} = g(1 - \sin \phi_1) h \frac{\partial H}{\partial x} \end{aligned}$$

上式のような計算結果となり、整理すると、

$$x \text{ 方向は, } \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial P_x}{\partial x} dz = gh(1 - \sin \phi_1) \frac{\partial H}{\partial x} \quad (15)$$

$$y \text{ 方向は, } \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial P_y}{\partial y} dz = gh(1 - \sin \phi_1) \frac{\partial H}{\partial y} \quad (16)$$

が導き出された。

1.4.4 せん断抵抗項の積分

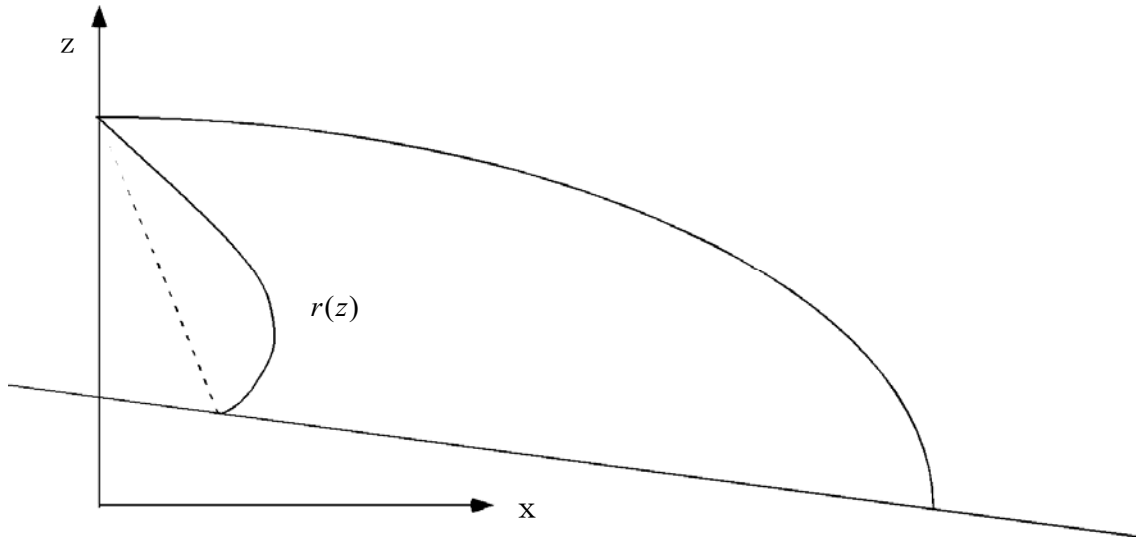


Fig.1-6 せん断抵抗力に関する図

$$\frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial r_x}{\partial z} dz, \quad \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial r_y}{\partial z} dz \text{ 項に関して:}$$

せん断抵抗力 r_x, r_y は z の関数になる。 $r_x(z)$ は,

$$\frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial \vec{r}_x}{\partial z} dz = \frac{1}{\rho} [\vec{r}_x(z)]_B^H = \frac{1}{\rho} \{ \vec{r}_x(H) - \vec{r}_x(B) \}$$

となり, 地表 $z=H$ では抵抗は0なので $r_x(H)=0$ より

$$\frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial r_x}{\partial z} dz = -\frac{1}{\rho} r_x(B)$$

$$r_y(y) \text{ も同様に } \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial \vec{r}_y}{\partial z} dz = -\frac{1}{\rho} \vec{r}_y(B) \text{ となる。}$$

すなわち, 移動土塊のせん断抵抗は, 土塊内のせん断抵抗分布の形によらず, その $z=B \sim H$ までの積分は移動土塊底面のせん断抵抗になる。

せん断抵抗力の大きさは, xy 平面への投影面積において単位面積あたり, 摩擦成分は $\rho g h \cos \theta \tan \phi_2$, 粘着項 ($c = \rho g h_c$ として, head で表す) は $\rho g h_c \times \frac{1}{\cos \theta}$ となり, 以下のようにせん断抵抗力が表わせる。

$$|\vec{r}| = \rho g h_c \frac{1}{\cos \theta} + \rho g h \cos \theta \tan \phi_2 = \rho g (h_c \sqrt{q+1} + h \frac{1}{\sqrt{q+1}} \tan \phi_2)$$

$$= \frac{\rho g}{\sqrt{q+1}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \quad (17)$$

(1) 速度 0 の場合

せん断抵抗力の方向は、最大傾斜方向に対して上向きになる。
 x 方向では、

$$\frac{1}{\rho} r_x(B) = -\frac{1}{\rho} |\vec{r}| \cos \theta \cos \eta \quad (18)$$

で表せる。 $\cos \theta = \frac{1}{\sqrt{q+1}}$ および $\cos \eta = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}}$ の関係及び (17) 式を (18) 式に代入する。

$$= \frac{-g}{\sqrt{q+1}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \times \frac{1}{\sqrt{q+1}} \times \frac{\tan \alpha}{\sqrt{q}}$$

上記の式が導かれ整理すると以下の式となる。

$$\frac{1}{\rho} r_x(B) = \frac{-g \tan \alpha}{(q+1)\sqrt{q}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}$$

y 方向も同様に以下の式が得られる。

$$\frac{1}{\rho} r_y(B) = -\frac{1}{\rho} |\vec{r}| \cos \theta \sin \eta = \frac{-g \tan \beta}{(q+1)\sqrt{q}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \quad (19)$$

(2) 運動中の場合では

せん断抵抗力の方向は、運動方向の逆向きに作用する。図 1-7 において運動方向の逆向きの方向余弦(l_4, m_4, n_4)は

$$l_4 = \frac{-u}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}}, m_4 = \frac{-v}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}}, n_4 = \frac{-w}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}}$$

ところで、斜面形状より、 w は u, v で与えられる。斜面の式は、 $l_1 x + m_1 y + n_1 z - p = 0$ であることから、以下の式が成り立つ。
$$\frac{1}{\sqrt{q+1}} (x \tan \alpha + y \tan \beta + z - \tan \alpha) = 0$$

点(x_1, y_1, z_1)と点($x_1 + u, y_1 + v, z_1 + w$)は共に同じ面内にあるので

$$x_1 \tan \alpha + y_1 \tan \beta + z_1 - \tan \alpha = 0$$

$$(x_1 + u) \tan \alpha + (y_1 + v) \tan \beta + (z_1 + w) - \tan \alpha = 0$$

上記の2式の差より， $u \tan \alpha + v \tan \beta + w = 0$ となる。したがって

$$w = -(u \tan \alpha + v \tan \beta) \quad (20)$$

が導かれる。

(17) (20) 式より， x 方向は

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} r_x(B) &= -\frac{1}{\rho} |\vec{r}| \times l_4 = \frac{g}{\sqrt{q+1}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \times \frac{-u}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}} \\ &= \frac{-gu}{\sqrt{(u^2 + v^2 + w^2)(q+1)}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \end{aligned}$$

となる。

y 方向は

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho} r_y(B) &= -\frac{1}{\rho} |\vec{r}| \times m_4 = \frac{g}{\sqrt{q+1}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \times \frac{-v}{\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}} \\ &= \frac{-gv}{\sqrt{(u^2 + v^2 + w^2)(q+1)}} \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\} \end{aligned}$$

が導き出される。

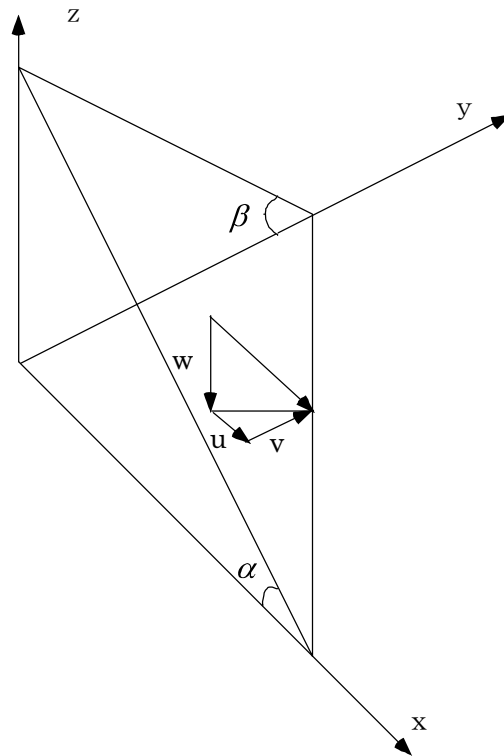


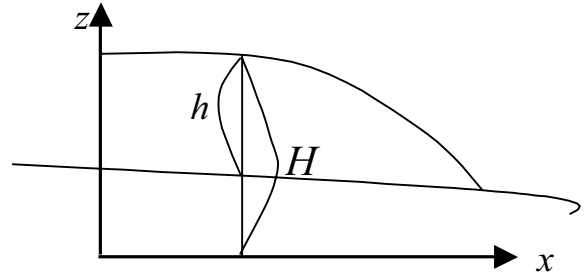
Fig. 1-7 斜面の式に用いる図

1.5 まとめ：運動量方程式

(2) と (3) 式を $z = B \sim H$ まで積分し、運動量方程式を求める。

$$\int_B^H a_x dz = \int_B^H g_{px} dz - \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial p_x}{\partial x} dz + \frac{1}{\rho} \int_B^z \frac{\partial r_x}{\partial z} dz$$

$$\int_B^H a_y dz = \int_B^H g_{py} dz - \frac{1}{\rho} \int_B^H \frac{\partial p_y}{\partial y} dz + \frac{1}{\rho} \int_B^z \frac{\partial r_y}{\partial z} dz$$



1.4 節の誘導を上式に代入することによって、下記の運動量方程式が導かれる。

x 方向の運動量方程式は

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 M) = \frac{gh \tan \alpha}{q+1} - gh(1 - \sin \phi_1) \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gu_0 \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}}{\sqrt{q+1} \sqrt{u_0^2 + v_0^2 + (u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)^2}}$$

y 方向の運動量方程式は

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 N) = \frac{gh \tan \beta}{q+1} - gh(1 - \sin \phi_1) \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gv_0 \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}}{\sqrt{q+1} \sqrt{u_0^2 + v_0^2 + (u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)^2}}$$

である。

但し $u_0 = v_0 = 0$ の時は、右辺第 3 項は

$$x \text{ 成分} : - \frac{g \tan \alpha \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}}{(q+1)\sqrt{q}}$$

$$y \text{ 成分} : - \frac{g \tan \beta \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}}{(q+1)\sqrt{q}} \quad \text{となる。}$$

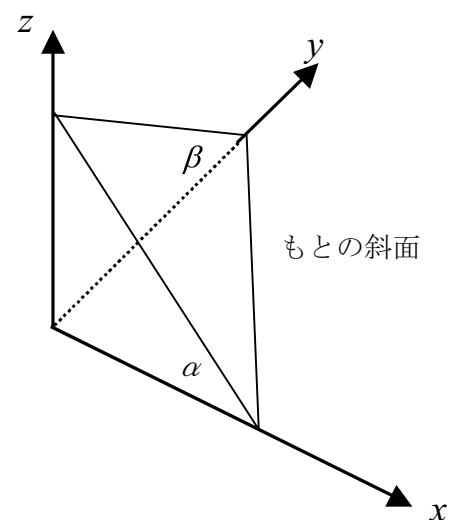
上式において、 u_0, v_0 : x, y 方向の断面平均流速；

M, N : x, y 方向の流量， $M = u_0 h$ ， $N = v_0 h$

ϕ_1, ϕ_2 : 運動土塊中及びすべり面の見かけの摩擦角；

α, β : $\tan \alpha = \frac{\Delta z}{\Delta x}$ ， $\tan \beta = \frac{\Delta z}{\Delta y}$ (もとの斜面と xz

平面， yz 平面での勾配)



$$q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta ;$$

h : 土塊深さ

H : 流動土塊表面の Elevation head (基準面 $(x-y)$ 平面からの高さ)

第二章 基礎方程式の差分過程

x 方向, y 方向それぞれに差分過程を用いて計算をする。分かりやすくするために Fig.2-1 で示したメッシュを用いる。メッシュ (I, J) の高さ $h(I, J)$ はメッシュの中央でとる。メッシュ (I, J) の流出入は, x 方向単位幅流量は $M(I, J), M(I+1, J)$, y 方向単位幅流量は $N(I, J), N(I, J+1)$ で表す。

2.1 連続式の差分

連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

である。

上式の連続式を差分過程に用いて表すと以下のように表せる。

$$\frac{h(I, J, K+1) - h(I, J, K)}{\Delta t} + \frac{M(I+1, J, K+1) - M(I, J, K+1)}{\Delta x} + \frac{N(I, J+1, K+1) - N(I, J, K+1)}{\Delta y} = 0$$

上記の式を W_1, W_2 を用いて簡略化すると

$$W_1 = \frac{1}{\Delta x} (M(I+1, J, K+1) - M(I, J, K+1))$$

$$W_2 = \frac{1}{\Delta y} (N(I, J+1, K+1) - N(I, J, K+1))$$

$$h(I, J, K+1) = h(I, J, K) - \Delta t (W_1 + W_2)$$

となる。 K は, 時間ステップ数を表している。

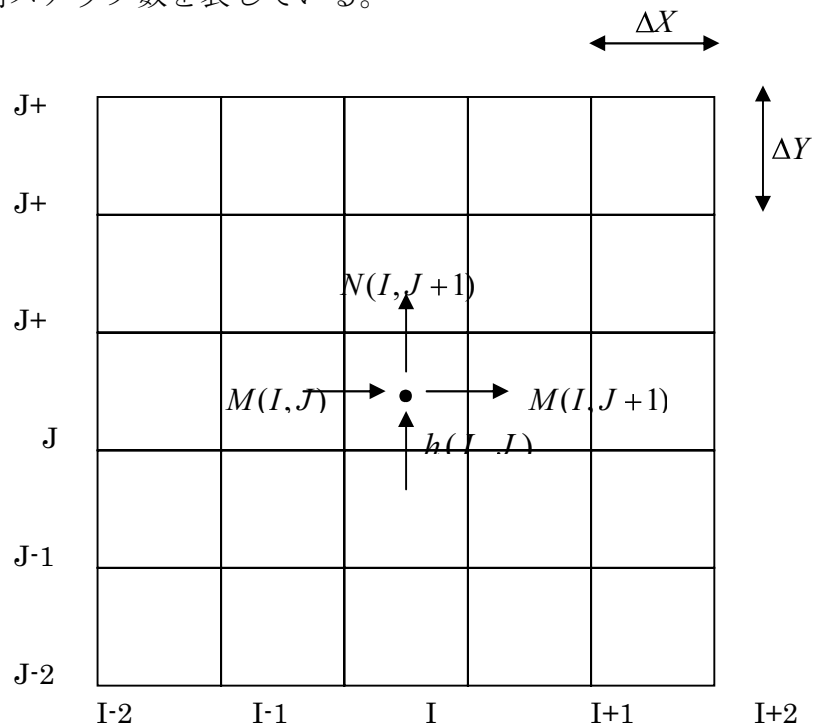


Fig.2-1 差分過程に用いるメッシュ
およびメッシュ (I, J) での流出入を表す x, y 方向単位幅流量の表示

2.2 運動方程式 x 方向の差分

x 方向の運動量式は,

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 M) = \frac{gh \tan \alpha}{q+1} - gh(1 - \sin \phi_1) \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gu_0 \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}}{\sqrt{q+1} \sqrt{u_0^2 + v_0^2} + (u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)^2}$$

と表せることから, 差分を行う。

$$A1 = \frac{g}{q+1} \tan \alpha$$

$$A2 = -g(1 - \sin \phi_1)$$

$$A3 = \frac{-gu_0}{\sqrt{q+1} \sqrt{u_0^2 + v_0^2} + (u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)^2}$$

$$A4 = h_c(q+1)$$

A1, A2, A3, A4 を用いて式を簡略化すると以下の式となる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 M) = A1 \cdot h - A2 \cdot h \frac{\partial H}{\partial x} - A3(A4 + h \tan \phi_2)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} (M(I, J, K+1) - M(I, J, K))$$

$$u = \frac{2M(I, J, 1)}{h(I-1, J) + h(I, J)}$$

$$v = \frac{2(N(I-1, J, 1) + N(I, J, 1) + N(I-1, J+1, 1) + N(I, J+1, 1))}{h(I-1, J-1, 1) + h(I, J-1, 1) + 2h(I-1, J, 1) + 2h(I, J, 1) + h(I-1, J+1, 1) + h(I, J+1, 1)}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(u_0 M) = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right)$$

$$= \frac{1}{\Delta x} \left\{ \frac{(M(I+1, J, 1) + M(I, J, 1))^2}{h(I-1, J, 1) + 2h(I, J, 1) + h(I+1, J, 1)} - \frac{(M(I, J, 1) + M(I-1, J, 1))^2}{h(I-2, J, 1) + 2h(I-1, J, 1) + h(I, J, 1)} \right\}$$

$$\frac{\partial}{\partial y}(v_0 M) = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N \cdot M}{h} \right)$$

$$= \frac{1}{\Delta y} \left\{ \frac{(M(I, J, 1) + M(I, J + 1, 1))(N(I, J + 1, 1) + N(I - 1, J + 1, 1))}{h(I - 1, J, 1) + h(I, J, 1) + h(I, J + 1, 1) + h(I - 1, J + 1, 1)} - \frac{(M(I, J, 1) + M(I, J - 1, 1))(N(I, J, 1) + N(I - 1, J, 1))}{h(I - 1, J - 1, 1) + h(I, J - 1, 1) + h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1)} \right.$$

$$A1 \cdot h = A1 \times \frac{1}{2} (h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1))$$

$$A2 \cdot h \frac{\partial H}{\partial x} = A2 \times \frac{1}{2} (h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1)) \times \frac{1}{\Delta x} (H(I, J, 1) - H(I - 1, J, 1))$$

$$= \frac{A2}{2\Delta x} (h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1))(H(I, J, 1) - H(I - 1, J, 1))$$

$$A3(A4 + h \cdot \tan \phi_2) = A3(A4 + \tan \phi_2 \cdot \frac{h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1)}{2})$$

$$\tan \alpha = \frac{1}{\Delta x} (Z(I - 1, J, 1) - Z(I, J, 1))$$

$$\tan \beta = \frac{1}{4\Delta y} \{ (Z(I - 1, J - 1, 1) - Z(I - 1, J, 1)) + (Z(I - 1, J, 1) - Z(I - 1, J + 1, 1)) + (Z(I, J - 1, 1) - Z(I, J, 1)) + (Z(I, J, 1) - Z(I, J + 1, 1)) \}$$

$$= \frac{1}{4\Delta y} \{ (Z(I - 1, J - 1, 1) + Z(I, J - 1, 1)) - (Z(I - 1, J + 1, 1) + Z(I, J + 1, 1)) \}$$

$$q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta$$

$$A1 = \frac{g}{q + 1} \tan \alpha$$

$$A2 = -g(1 - \sin \phi_1)$$

$$A31 = \sqrt{q + 1} \sqrt{u^2 + v^2 + (u \tan \alpha + v \tan \beta)^2}$$

$$A3 = \frac{-gu}{A31}$$

$$A4 = h_c(q + 1)$$

2.3 運動方程式 y 方向の差分

x 方向と同様に差分を行う。

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 N) = \frac{gh \tan \beta}{q+1} - gh(1 - \sin \phi_1) \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gv_0 \{h_c(q+1) + h \tan \phi_2\}}{\sqrt{q+1} \sqrt{u_0^2 + v_0^2 + (u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)^2}}$$

と表せることから、差分を行う。

$$TB = \frac{1}{\Delta y} (Z_{j-1}^i - Z_j^i)$$

$$TA = \frac{1}{4\Delta x} \{(Z_{j-1}^{i-1} + Z_j^{i-1}) - (Z_{j-1}^{i+1} + Z_j^{i+1})\}$$

$$Q = TA^2 + TB^2$$

$$B1 = \frac{g}{q+1} \tan \beta$$

$$B2 = -g(1 - \sin \phi_1)$$

$$B3 = \frac{-gv_0}{\sqrt{q+1} \sqrt{u_0^2 + v_0^2 + (u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)^2}}$$

$$B4 = h_c(q+1)$$

B1, B2, B3, B4 を用いて式を簡略化すると以下の式となる。

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X}(u_0 N) + \frac{\partial}{\partial Y}(v_0 N) = B1 \cdot h - B2 \cdot h \frac{\partial h}{\partial Y} - B3(B4 + h \tan \phi_2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} (N(I, J, K+1) - N(I, J, K))$$

$$v = \frac{2N(I, J, 1)}{H(I, J, 1) + H(I, J-1, 1)}$$

$$u = \frac{2(M(I, J, 1) + M(I, J-1, 1) + M(I+1, J, 1) + M(I+1, J-1, 1))}{H(I-1, J, 1) + H(I-1, J-1, 1) + 2H(I, J, 1) + 2H(I, J-1, 1) + H(I+1, J, 1) + H(I+1, J-1, 1)}$$

$$\frac{\partial}{\partial X}(u_0 N) = \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{N^2}{h} \right)$$

$$= \frac{1}{\Delta X} \left\{ \frac{(N(I+1, J, 1) + N(I, J, 1))^2}{H(I-1, J, 1) + 2H(I, J, 1) + H(I+1, J, 1)} - \frac{(N(I, J, 1) + N(I-1, J, 1))^2}{H(I-2, J, 1) + 2H(I-1, J, 1) + H(I, J, 1)} \right\}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial Y}(v_0 N) &= \frac{\partial}{\partial Y}\left(\frac{N \cdot M}{H}\right) \\ &= \frac{1}{\Delta Y} \left\{ \frac{N(I, J, 1) + M(I, J + 1, 1)(N(I, J + 1, 1) + N(I - 1, J + 1, 1))}{H(I - 1, J, 1) + H(I, J, 1) + H(I, J + 1, 1) + H(I - 1, J + 1, 1)} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{M(I, J, 1) + M(I, J - 1, 1)(N(I, J, 1) + N(I - 1, J, 1))}{H(I - 1, J - 1, 1) + H(I, J - 1, 1) + H(I, J, 1) + H(I - 1, J, 1)} \right\}\end{aligned}$$

$$B1 \cdot h = B1 \times \frac{1}{2} (H(I, J, 1) + H(I - 1, J, 1))$$

$$\begin{aligned}B2 \cdot h \frac{\partial H}{\partial X} &= B2 \times \frac{1}{2} (h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1)) \times \frac{1}{\Delta Y} (H(I, J, 1) - H(I - 1, J, 1)) \\ &= \frac{B2}{2\Delta X} (h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1))(H(I, J, 1) - H(I - 1, J, 1))\end{aligned}$$

$$B3(B4 + h \cdot \tan \phi_2) = B3(B4 + \tan \phi_2 \cdot \frac{h(I, J, 1) + h(I - 1, J, 1)}{2})$$

$$\tan \alpha = \frac{1}{\Delta x} (Z(I + 1, J, 1) - Z(I, J, 1))$$

$$\tan \beta = \frac{1}{\Delta y} (Z(I, J + 1, 1) - Z(I, J, 1))$$

$$B1 = \frac{g}{q + 1} \tan \alpha$$

$$B2 = -g(1 - \sin \phi_1)$$

$$B31 = \sqrt{q + 1} \sqrt{u^2 + v^2 + (u \tan \alpha + v \tan \beta)^2}$$

$$B3 = \frac{-gu}{A31}$$

$$B4 = h_c(q + 1)$$

2.4 x 方向の計算手順

$$TP = \tan \phi_2, \quad k_0 = 1 - \sin \phi_1, \quad CH = hc, \quad G = g$$

計算前の入力

$$TA = \frac{1}{\Delta x} (z_j^{i-1} - z_j^i)$$

$$TB = \frac{1}{4\Delta y} \{(z_{j-1}^{i-1} + z_{j-1}^i) - (z_{j+1}^{i-1} + z_{j+1}^i)\}$$

$$Q = TA^2 + TB^2$$

$$A1 = G * TA / (Q + 1)$$

$$A2 = -g * k_0$$

$$A4 = CH * (Q + 1)$$

$$U_j^i = 2M_j^i / (h_j^{i-1} + h_j^i)$$

$$V = 2(N_j^{i-1} + N_j^i + N_{j+1}^{i-1} + N_{j+1}^i) / (h_{j-1}^{i-1} + h_{j-1}^i + 2h_j^{i-1} + 2h_j^i + h_{j+1}^{i-1} + h_{j+1}^i)$$

$$A31 = (Q + 1)^{1/2} \{U_{i,j}^2 + V^2 + (U_{i,j} * TA + V * TB)^2\}^{1/2}$$

$$A3 = -G * U_{i,j} / A31$$

$$T1 = \frac{(M_j^{i+1} + M_j^i)^2}{h_j^{i-1} + 2h_j^i + h_j^{i+1}}$$

$$T2 = \frac{(M_j^i + M_j^{i-1})^2}{h_j^{i-2} + 2h_j^{i-1} + h_j^i}$$

$$T3 = (M_j^i + M_{j+1}^i)(N_{j+1}^i + N_{j+1}^{i-1})$$

$$T4 = h_j^{i-1} + h_j^i + h_{j+1}^i + h_{j+1}^{i-1}$$

$$T5 = (M_j^i + M_{j-1}^i)(N_j^i + N_{j-1}^i)$$

$$T6 = h_{j-1}^{i-1} + h_{j-1}^i + h_j^i + h_j^{i-1}$$

$$T7 = h_j^i + h_j^{i-1}$$

$$T8 = T7 * (H_j^i - H_j^{i-1})$$

$$T9 = A3 * (A4 + 1/2TP * T7)$$

$$TT1 = \frac{1}{\Delta x} (T1 - T2)$$

$$TT2 = \frac{1}{\Delta y} \left(\frac{T3}{T4} - \frac{T5}{T6} \right)$$

$$TT3 = 1/2A1 * T7$$

$$TT4 = \frac{1}{\Delta x} A2 * T8$$

$$A = M_j^i - \Delta t (TT1 + TT2) + \Delta t (TT3 + TT4)$$

$$B = \Delta t * T9$$

$$A > 0, A \geq B \quad M_{i,j}^{k+1} = A - B$$

$$A > 0, A < B \quad M_{i,j}^{k+1} = 0$$

$$A < 0, |A| < B \quad M_{i,j}^{k+1} = 0$$

$$A < 0, |A| \geq B \quad M_{i,j}^{k+1} = A + B$$

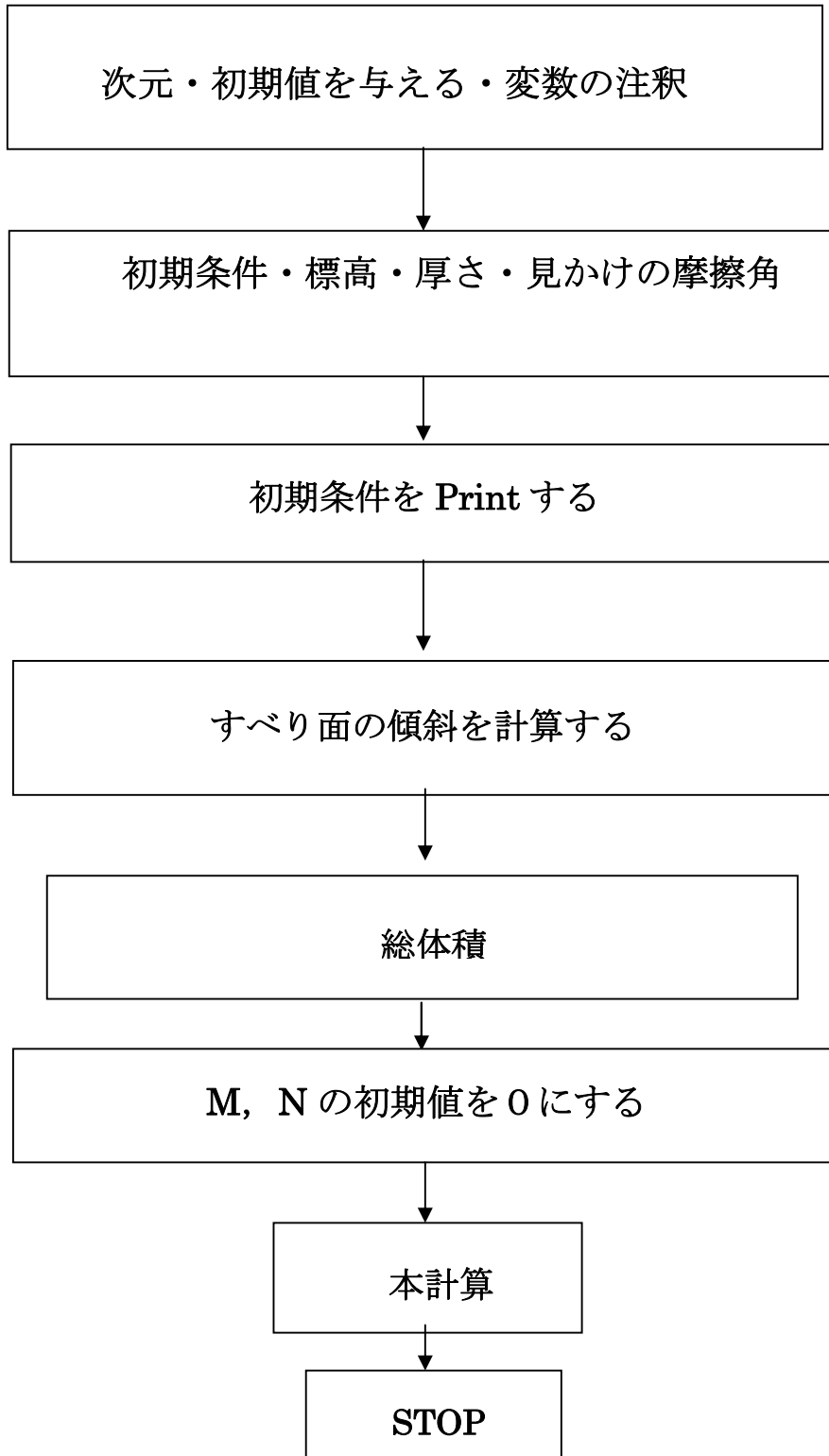
もし $(U_{i,j}^2 + V^2 < 0.1)$ ばら

$$T9 = -G * TA * (A4 + 1/2TP * T7) / \{(Q + 1) * Q^{1/2}\}$$

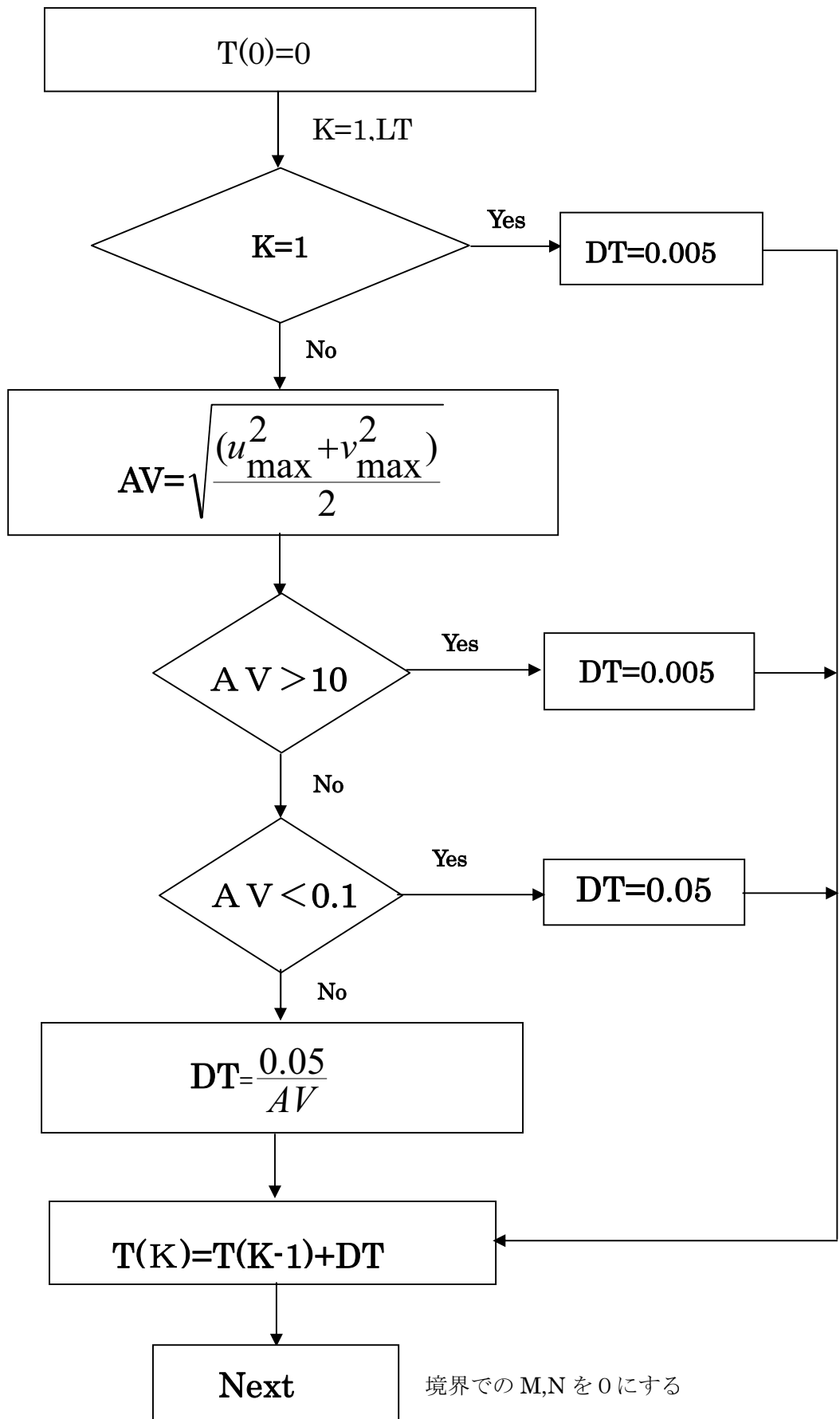
2.5 y 方向の計算手順 (x 方向の計算と完全同じ手順で行う)

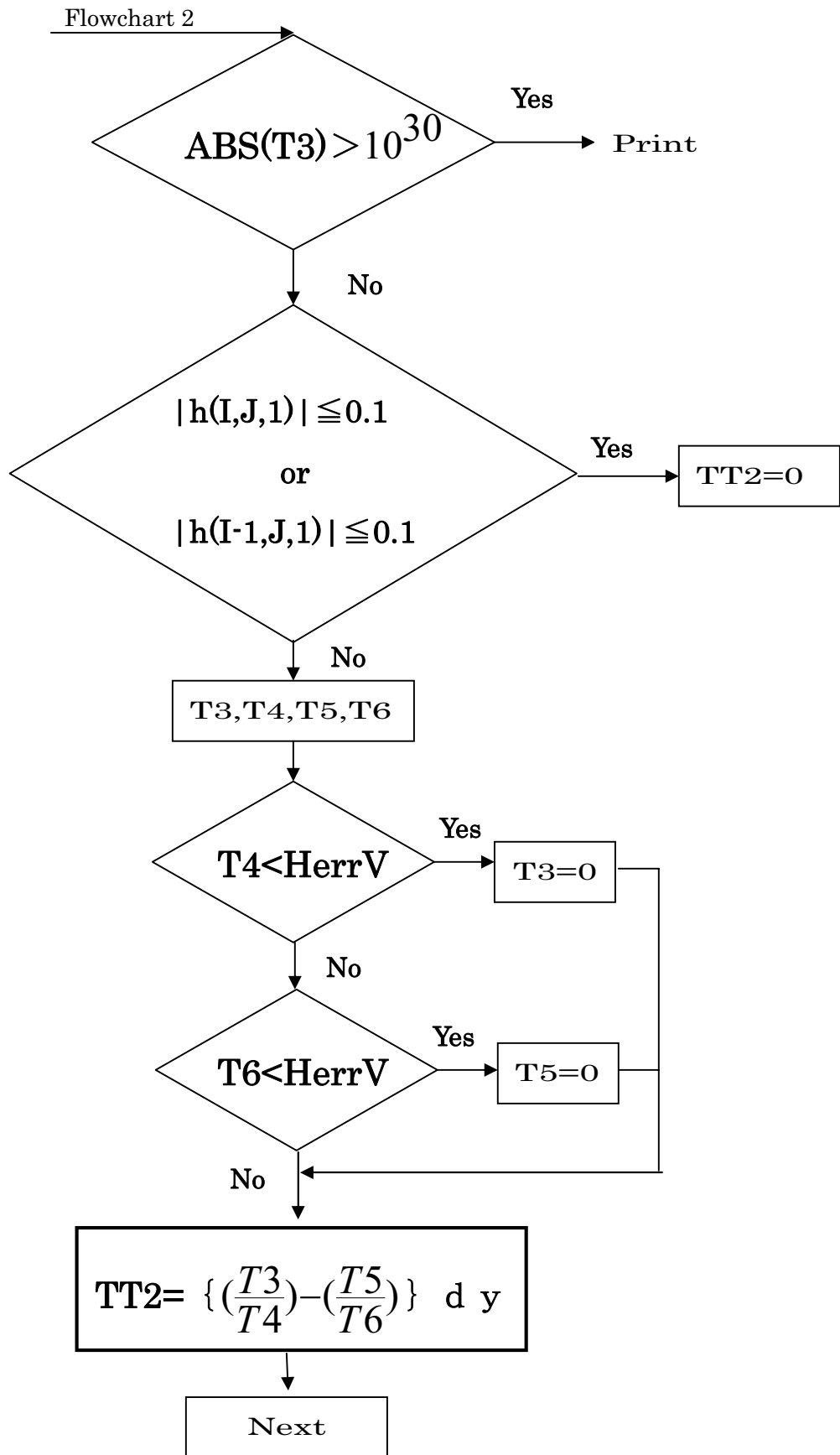
付録 FLOWCHARTS

初期条件・計算の準備

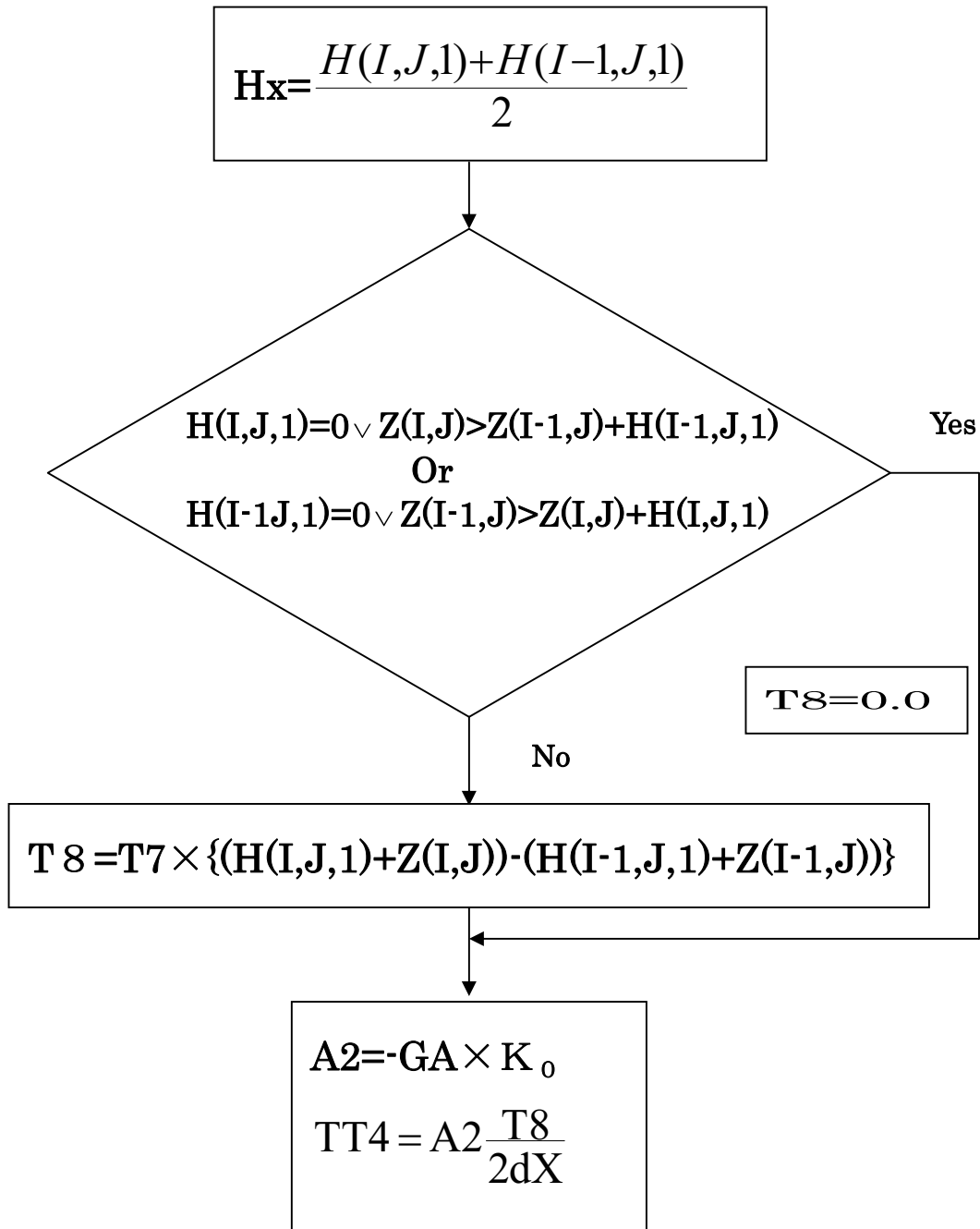


時間と間隔の設定

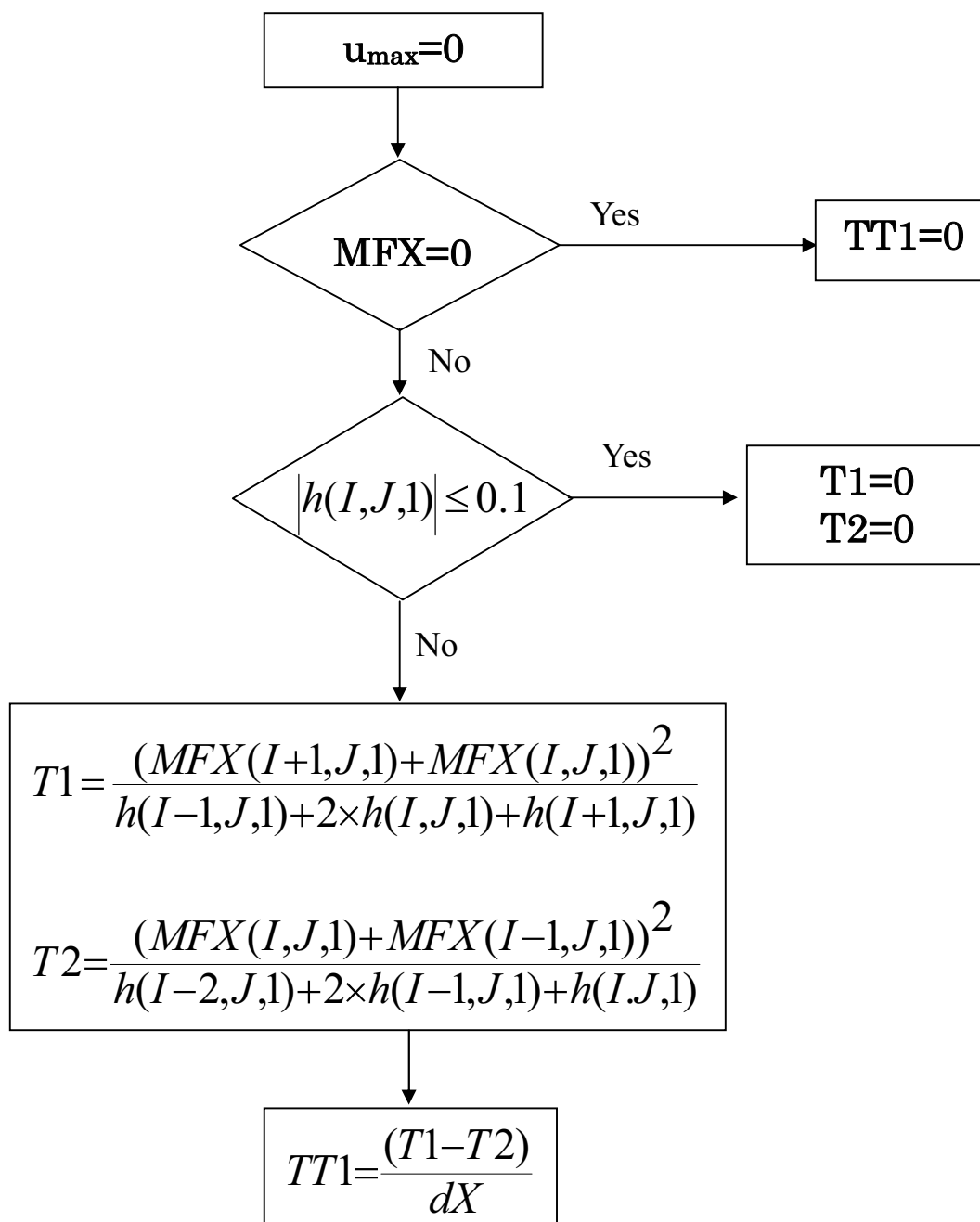




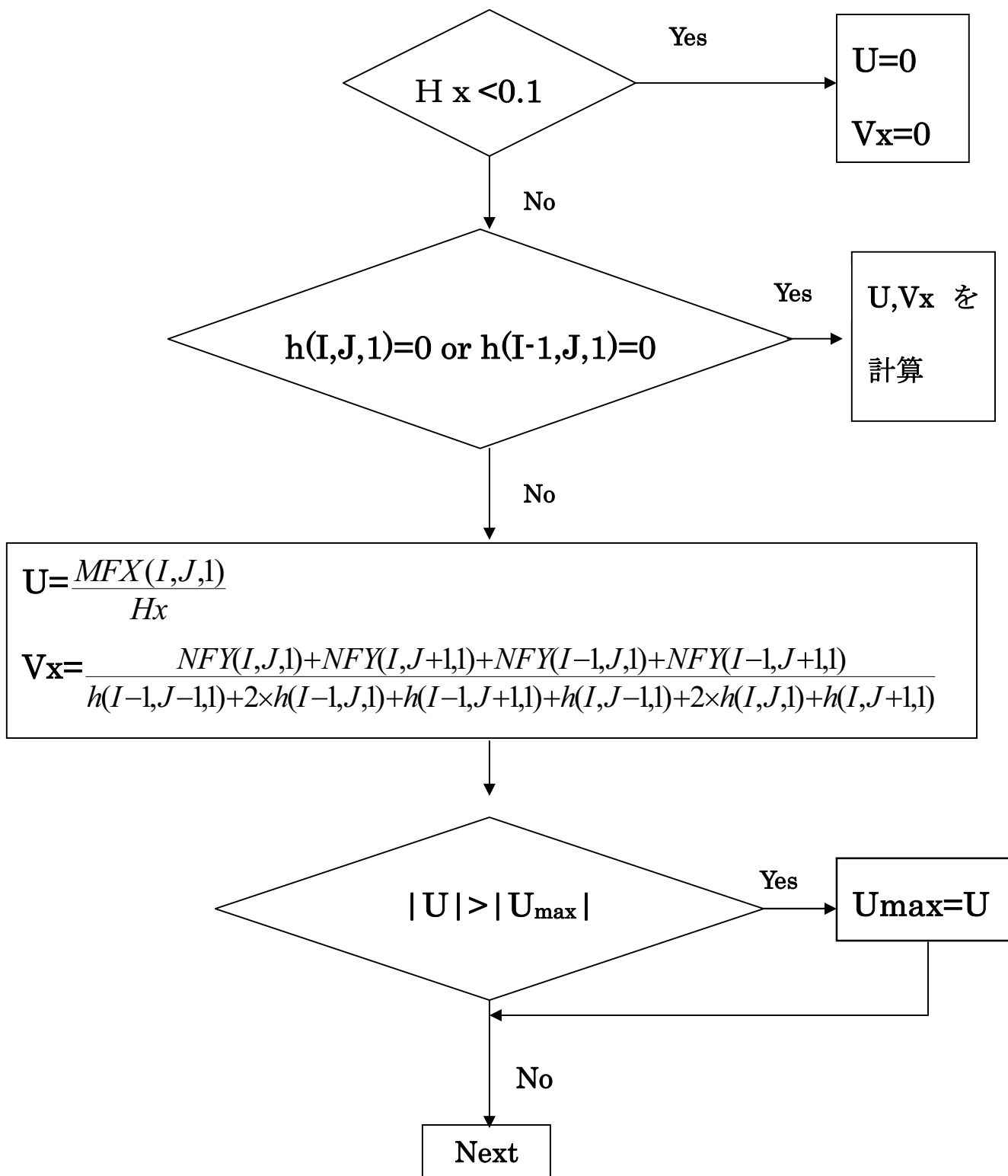
圧力項の計算



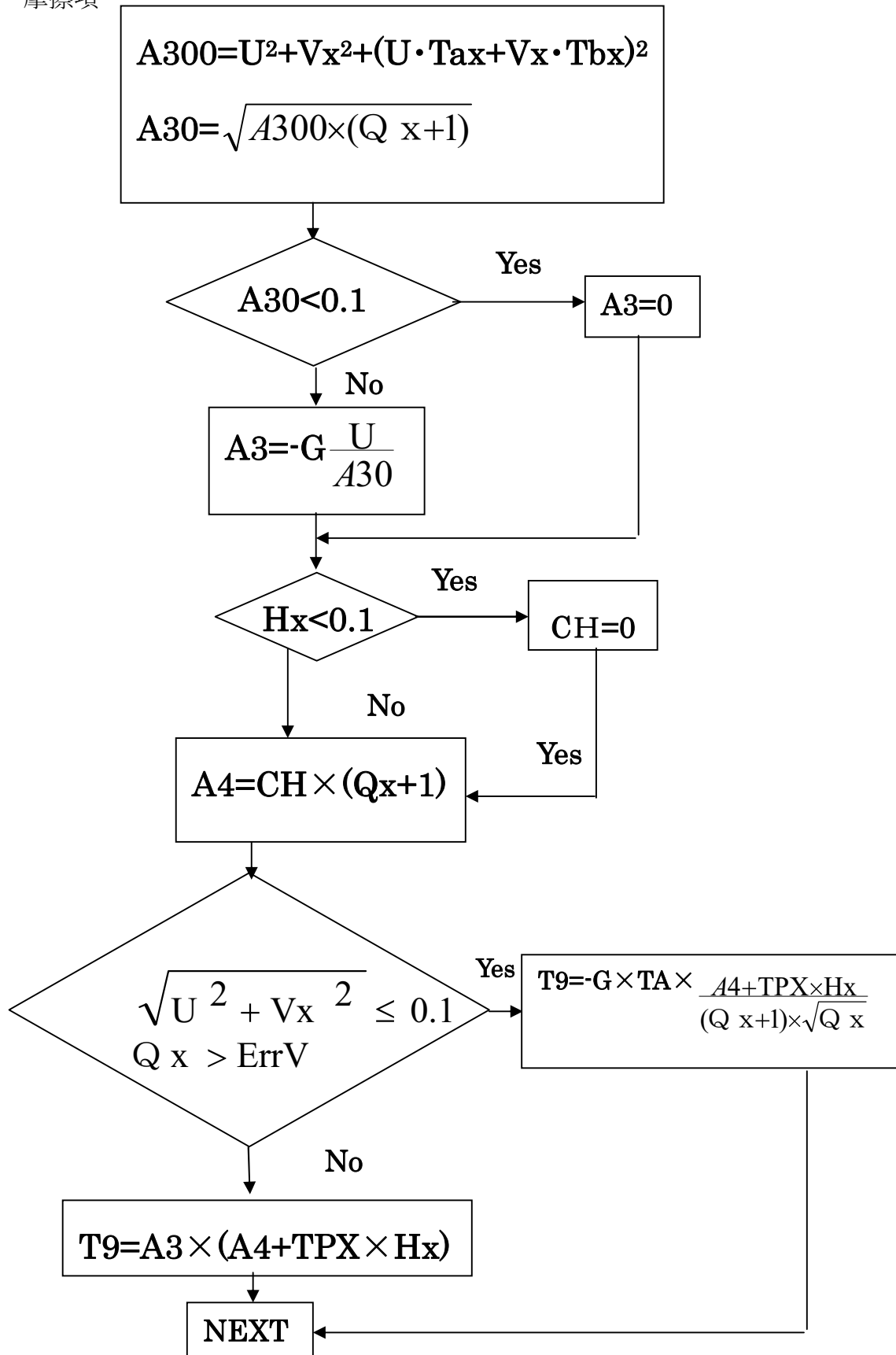
加速度項の計算



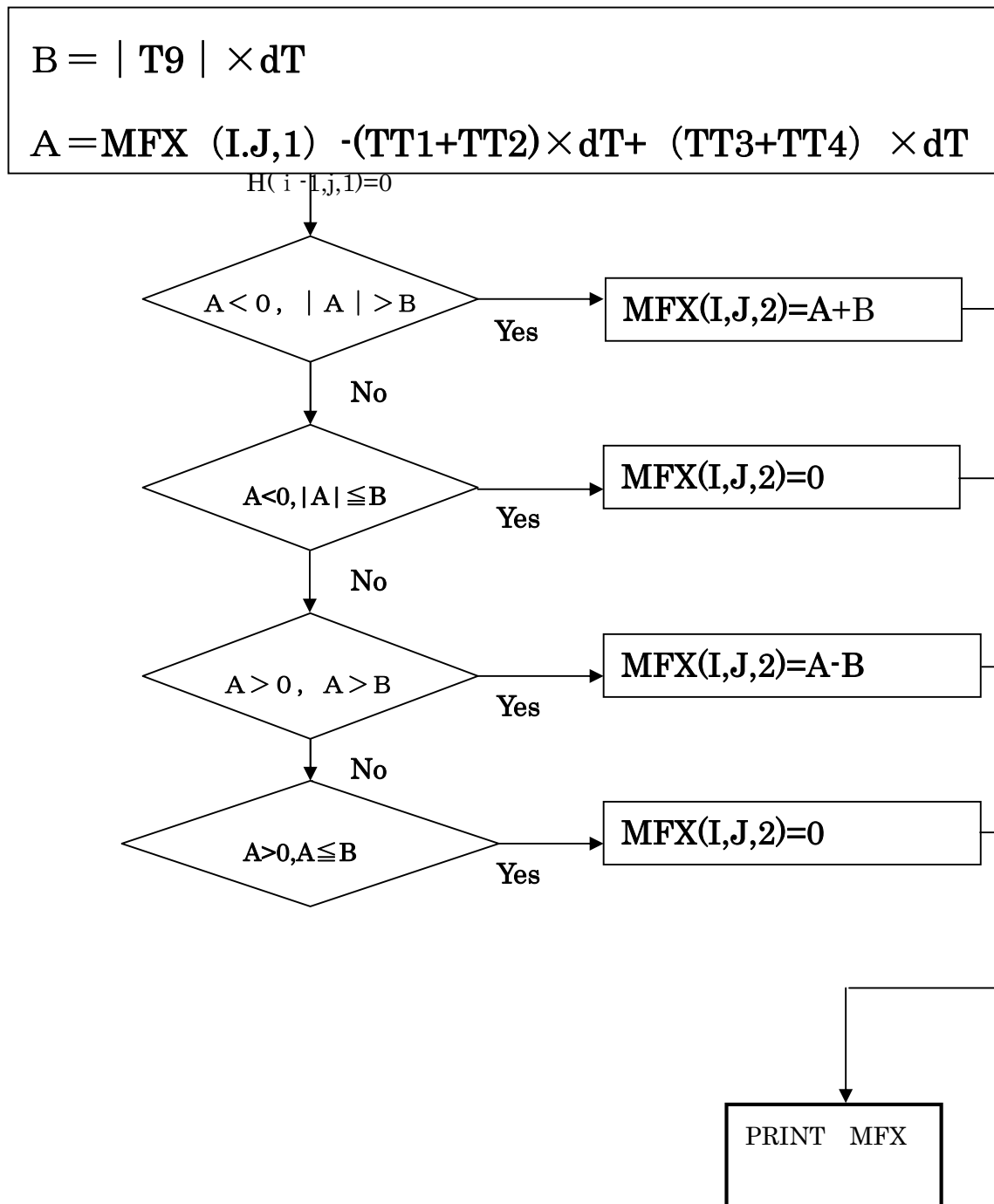
速度の計算



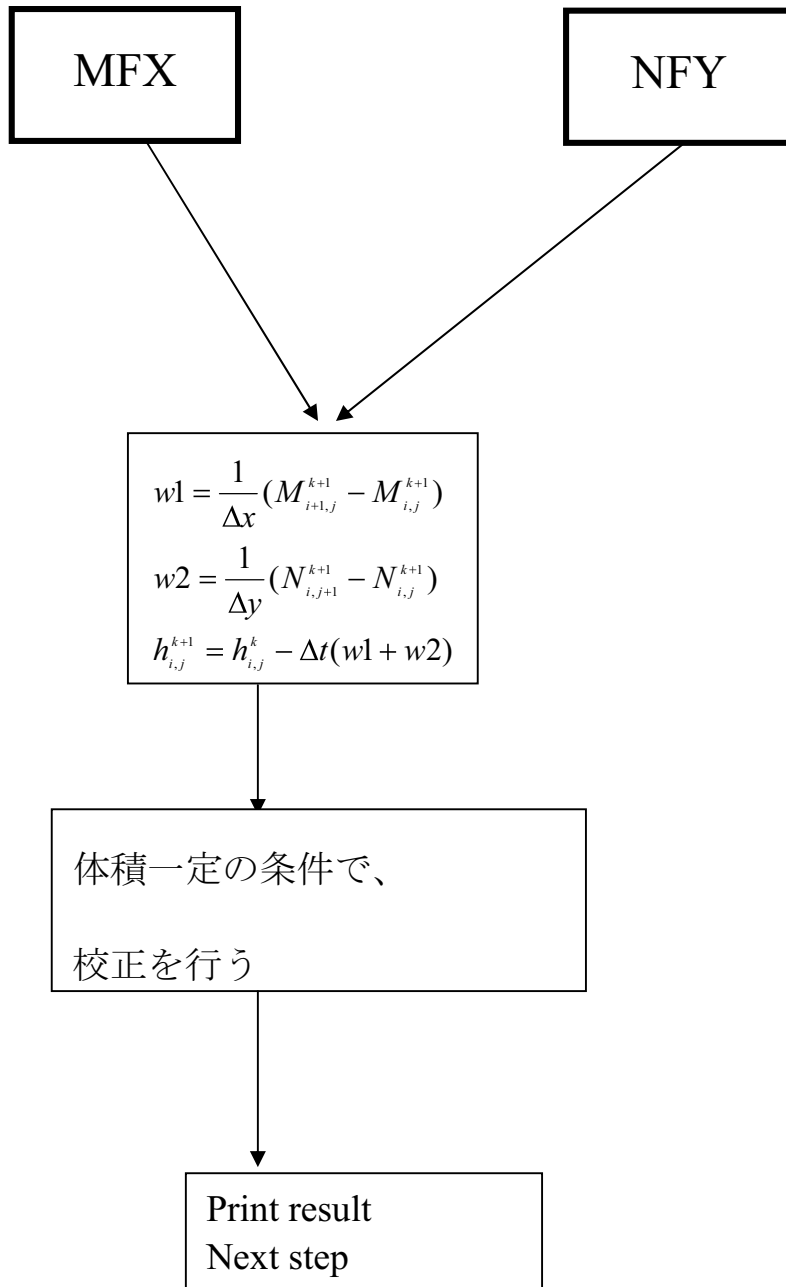
摩擦項



最終の運動方程式の計算



土塊厚さの計算



Main flowchart

