■山瀬地すべり変動の発生機構と対策工

Landslide mechanism and mitigation works in Yamase Landslide Area

林 信雄* Nobuo HAYASHI／西日本技術開発株式会社 West Japan Engineering Consultants, Inc

西園幸久 Yukihiisa NISHIZONO／西日本技術開発株式会社 West Japan Engineering Consultants, Inc

後田弘孝 Hiroataka USHIRODA／西日本技術開発株式会社 West Japan Engineering Consultants, Inc

山本征男 Yukio YAMAMOTO／宮崎県 児湯農林振興局 Koyu agriculture and forestry development bureau, Miyazaki Prefecture

竹本俊夫 Toshio TAKEMOTO／宮崎県 児湯農林振興局 Koyu agriculture and forestry development bureau, Miyazaki Prefecture

山本知治 Tomoharu YAMAMOTO／宮崎県 児湯農林振興局 Koyu agriculture and forestry development bureau, Miyazaki Prefecture

キーワード：豪雨災害，地すべり機構，地下水経路，集水井，自動計測・警報システム

Key words：disaster caused by localized heavy rain, landslide mechanism, groundwater flow path, drainage well, a warning system of automatic measurement

1. はじめに

山瀬地すべりは，宮崎県中央部最西端，九州山地に源を発する一ツ瀬川支流の板谷川の上流部に位置している。板谷川の右岸側では，尾根沿いに明瞭な馬蹄形状の段差（旧滑落崖）が約2 kmに及んで連続しており，その直下方には平坦地が広がり典型的な地すべり地形を呈している¹⁾。この大規模な地すべりの中央には，地すべりブロックを2分する溪流（山瀬谷）が形成されており，これを挟んで東側を東側ブロック，西側を西側ブロックと呼ぶことにする（図－1）。

西側ブロックでは，2004年9月の台風18号に伴う集中豪雨のため，末端で斜面崩壊が発生した（図－2）。崩壊規模は，幅30～80m，深さ5～15mであり，4万～5万m³の崩壊土砂が土石流となって斜面を流下した。この土石流は，民家1軒を直撃（写真－1）するとともに，国道219号橋下を通過して板谷川まで達し河川を堰き止めたため，上下流の民家9軒が浸水した。このように，多大な被害が発生したものの人的被害がなかったことは幸いであった。

図－1 山瀬地すべりの位置図

図－2 西側ブロックと末端崩壊地の斜め空中写真（○：写真－1に示す民家の位置）

* 連絡著者／corresponding author
〒810-0004 福岡市中央区渡辺通1丁目1番1号 電気ビルササセコ別館9階 調査解析部
Denki-Bldg. Sunselco Annex 9F, 1-1-1 Watanabe-dori, Chuo-ku, Fukuoka

写真-1 民家直撃の写真

その後、この崩壊斜面後方に開口亀裂や小崩壊などの変状が確認されたことから、災害申請を行い、機構調査を実施することとなった。当地すべりは、規模が大きいかつ変状が著しいことから、自動監視及び警報システムを構築するとともに、緊急対策工を先行し、その後恒久対策工を実施した。本報告は、地すべり挙動の機構解析、対策工の計画と施工及びその効果を検討したものである。

2. 機構調査（図-4 参照）

西側ブロックは、長さ600～800m、幅600mに及ぶ地すべりブロックであり、旧滑落崖の下方に2段の平坦地（上部平坦地、下部平坦地）と急斜面（上部急斜面、下部急斜面）より構成されている。上部平坦地は幅300m、下部平坦地は幅200mの規模を持ち、平均斜面勾配は約30°である。調査のための主測線（図-4 ラインN）を旧滑落崖中央とその下方にある上部平坦地を通る方向に設定した。これを基準に、100m間隔のグリッド配置を行い、グリッドの交点及び必要な地点で調査ボーリングを25孔、弾性波探査を2測線、電気探査を3測線実施した。

3. 地すべり活動の推移

西側ブロックでは、2004年9月の斜面崩壊後、大きな降雨のたびに図-4に示す位置に開口亀裂や表層崩壊が

多数発生した。図-3には、各年毎の変状、降雨量及び調査・対策工と共に時系列で示している。

以下にその後の推移について4つの期間に分けて述べる。

3.1 2004年9月～10月（図-3 I 参照）

2004年9月の斜面崩壊後、下部平坦地に多数の開口亀裂が発生したことに加え、下部急斜面では新しい小崩壊が発生し、下部平坦地の不安定化が進行した。また、下部平坦地には民家が存在していたが、その土間に開口亀裂が発生したことから、緊急に避難することとなった。この時点では、下部平坦地を頭部とする崩壊が懸念されたため、ここに伸縮計を4基配置することとした（図-4に示すS-2, 3, 5, 6）。

3.2 2005年7月～9月（図-3 II 参照）

7月に430mmと9月に760mmの2回の累積雨量を観測した。これに伴い上部急斜面に開口亀裂が進行し、約300m連続するものとなった（写真-2、開口亀裂①）。一方、2004年の斜面崩壊地からは、褐色化した濁水が発生し、図-4の流量観測点①での流量は約10,000ℓ/minに達した（写真-3）。

伸縮計（S-4）は開口亀裂①に、2005年7月に設置したが、これらの降雨時に最大13.6mm/hを記録し、管理基準値2mm/hを大きく越えたことから、下流の住民を避難させ、国道を通行止めするに至った。また、大規模崩壊の発生に備えて、崩壊土砂を50万m³、100万m³、200万m³の3段階に想定し、被害及び対応策を検討したが、幸い崩壊には至らなかった。

3.3 2006年7月（図-3 III 参照）

2006年7月には、986mmの累積雨量を観測した。これにより、開口亀裂①はさらに連続し、明瞭な段差亀裂へと進行した。また、この段差亀裂のさらに上部の斜面にも、断続的ではあるが、新しい開口亀裂②が形成された。また、上部平坦地付近でも中規模崩壊（図-4）が発生し、上部平坦地を分割する沢が形成された。なお、上部平坦地の谷側には、鉄塔（図-4）が敷設されていたが、鉄塔ルートの見直しを行い、山頂の尾根沿いに移設が行われた。

図-3 降雨と斜面変状の推移

3.4 2007年7月 (図-3Ⅳ参照)

2007年7月には、909mmの累積雨量を観測した。上記段差亀裂は、地すべり頭部に連続する明瞭な滑落崖となり、ここに設置した伸縮計 (S-4) は2005年7月から2008年3月の約3年で、総変位量は約1.6mに達している (写真-4, 5)。一方、その上部斜面の開口亀裂②も段差を伴い連続するようになった。このように、当初は下部平坦地を頭部とする小さな崩壊を懸念していたが、時間とともに開口亀裂は、後方の高標高部へと移り、さらに大きな地すべりに発展する可能性を示し始めた。

4. 地すべりと地質・地質構造

本調査地の地質は、新生代古第三紀の四万十層群²⁾に

属しており、砂岩・頁岩からなる。地層の走向は、北東-南西方向で、北へ50~60°傾斜しているため、西側ブロックは層理面が斜面に対し受け盤構造となっている。地表踏査、調査ボーリング、各種探査や試験を実施したが、そのうちボーリング調査から得られた模式柱状図と代表コア写真を図-5に示す。これにより、西側ブロックの地質は下位から上位へ大きく下記の3層に分けられる。

- ・土砂主体層 (地すべり・崩壊堆積物)
- ・岩塊主体層 (クリープ~破壊的な形状の岩塊集積体)
- ・岩盤 (不動岩盤)

図-6に地質断面図 (N測線) を示し、各層について説明する。

図-4 西側ブロック変状発生箇所及び機構調査配置

(1) 土砂主体層 (地すべり・崩壊堆積物)

粘土を基質として砂岩・頁岩の角礫が混在した堆積物 (コア形状 1) であり, 部分的に粘土卓越部, 角礫卓越部が認められる。角礫は, 径 1~100cm で濁汰が悪く, 砂岩・頁岩礫の配列に定向性は認められず, ランダムな方向を示しているため, 地すべりや崩壊によって形成されたものと考えられる。なお, 今回のすべり面は土砂主体層の下面付近で発生している。地すべりの規模は, 幅 200m, 長さ 300m, 深さ 20~30m である。

(2) 岩塊主体層 (クリープ~破壊的な形状の岩塊集積体)

径 50cm~10m の不規則な形状で比較的堅硬な岩塊の集積体よりなっている。岩塊主体層は一見岩盤と誤認されがちだが, 以下の特徴から岩盤がゆっくりとした変形運動 (クリープ) により破壊されたものと考えられる。

- ① 頁岩や砂岩の岩盤状の構造 (コア形状 2) が残存しているが, 地層傾斜が 5~20° と本来の傾斜 50~60° より低角度になっている。
- ② 不規則な割れ目を伴っている。
- ③ 岩塊基質は岩盤が破壊した, 角礫サイズ (コア形状

写真-2 開口亀裂①状況 (2005年7月)

写真-3 崩壊地内からの濁水 (2005年9月)

3) のほか, 不動岩盤との境界に明瞭な粘土 (コア形状 4) が存在する部分がある。

(3) 岩盤 (不動岩盤)

頁岩を主体とする新鮮な岩盤であり, 地層は 50~60° で山側へ傾斜している。

5. 地すべり発生機構

地すべり運動は, 2004年の斜面崩壊が引き金となって

写真-4 開口亀裂のシート布設 (2005年7月)

写真-5 開口亀裂から滑落崖への進行 (2008年3月)

図-5 模式柱状図とコア形状スケッチ

図-6 地質断面図 (N測線)

いるが、その後、大きな降雨のたびに地表に変状が現われ、地すべり計器にも変動が捉えられた。地すべり計測は全体で伸縮計7基、パイプ歪計14孔、孔内傾斜計8孔、地下水位計17孔により行った (図-4 参照)。

5.1 降雨による計器の挙動

地すべり運動と降雨、地下水との関連性を典型的な例として2005年1月～7月の降雨時観測記録に基づいて考察する (図-7 参照)。

(1) 地下水位

No.1孔とNo.7孔は下部平坦地に位置するが、異なった水位変化が認められる。すなわち、No.1孔は降雨に敏感に反応し、降雨量の大きさに整合的に5～20mの上昇が認められる。一方、No.7孔は、小さな降雨では反応を示さないが7月のように累積降雨量が大きくなると反応し、その上昇は著しく、約30mの上昇が認められる。この地下水位変化から、下部平坦地地下には、地下水を貯留する複雑な構造が形成されていると考えられる。

(2) 地すべり計の変動

伸縮計 (S-4, S-6) は、No.1孔の地下水位上昇と整合して変位を示しており、7月の降雨では100～200mmの変位が発生している。孔内傾斜計 (No.7孔)、パイプ歪計 (No.1孔) も同様であり、7月の降雨ではNo.7孔の深度29mで300mm、No.1孔の深度21mでは計測不能 (スケールオーバー) に至っている。

以上から、地下水位の上昇が地すべりを誘発させていると考えられる。

5.2 発生機構

西側ブロックは、過去に大規模な地すべりや崩壊によって形成された斜面であり、2段の平坦地や急斜面が形成されている。この急斜面では、湧水箇所が多く存在しており (図-6 参照)、地形的にも明瞭な集水地形を有することから、地下水位が高く、かつ豊富であったと想定される。このような状況から、2004年の斜面崩壊は地下水位の上昇や表層飽和によって発生したものと考えられる。地すべりは、2004年の斜面崩壊後、上部急斜面

に上下2段に並んで開口亀裂などの変状が明瞭に現れていることから、図-9に示すような2つの地すべり範囲を想定した。1つは、開口亀裂①を頭部としたA地すべりであり、他方はその上部斜面の開口亀裂②を頭部としたBすべりである。なお、開口亀裂②より上部の斜面では、地表に開口亀裂はなく計器にも変動は認められない。

すべり面については、地中に設置したパイプ歪計や孔内傾斜計にそれぞれ明瞭な変位が確認されており、これらはほとんどが、地すべり堆積物の土砂主体層中ないし、その下位にある岩塊主体層との境界付近に認められた。これにより、図-10に示すようなすべり面が存在し、AとBの地すべりは、下流側で同一のすべり面を有していると考えられる。また、当初、下部平坦地付近に小さな開口亀裂が発生し、ここを頭部とする小崩壊が懸念されたが、2005年からはAすべりと一体となったすべりへ移行したと考えられる。

以上の検討に基づき、地すべりの素因は以下のように考えられる。

- ①過去の大規模地すべりにより、土砂主体層 (地すべり・崩壊堆積物) や岩塊主体層 (クリープ～破壊的な形状の岩塊) が厚く存在し、特に土砂主体層には、粘土分が多く軟らかい部分があったこと。
- ②この土砂主体層が急斜面上に分布していたこと。
- ③集水地形を呈していること。

地すべりの誘因は以下が挙げられる。

- ①2004年の斜面崩壊の発生によるそれより上部の斜面のすべり安全率の低下。
- ②地下水変動に伴う間隙水圧の上昇。

なお、現況の安全率は、変位状況からAすべりを $F_s=0.95$ 、Bすべりを $F_s=0.98$ と設定された³⁾。

6. 対策工法の検討と効果

6.1 基本方針

すでに述べたように、この地すべりは大規模で活動が地下水位の上昇と大きく係わっていることから、対策工

図ー 7 降雨と地すべりの挙動 (2005年 1 月～7 月)

は、地下水排除工（集水井，ボーリング暗きょ工）を基本とした。

集水井の計画に際しては，下部平坦地下の貯水構造と地下水の経路を把握するため，高密度電気探査により降雨前後の電気抵抗の経時変化を測定した。その結果から得られた比抵抗分布を図－8 に示している。それより，地下水は上部平坦地から図－8 の矢印のように，大きく 2 つの水みちに分かれて流れており，No. 1 孔と No. 7 孔では水みちの経路や深度が異なっていることが判明した。

集水井はこの水みちに，すべり面全体の地下水位低下を考慮して図－9 のように 11 基配置する計画とした。

6.2 緊急対策工

地すべりは，調査期間中にも活動が著しくなったことから，恒久対策工を施工する前に図－9 の中で示す位置で，ボーリング暗きょ工，ディープウェル（強制排水工）による緊急対策工を実施し，地すべり活動を抑制させることとした。

緊急対策工は，2005 年度に 3 回に分けて実施した。下部平坦地の地下水位上昇が著しいことから，ここに入ってくる地下水を防ぐために，下部平坦地の山側斜面からボーリング暗きょ工を配置した。さらに，それだけでは下部平坦地の地下水位上昇が抑えられなかったことから，

図-8 比抵抗変化3次元図

図-9 2つの地すべり範囲と対策工配置図
(O測線は図-9 参照)

下部平坦地から揚水井戸を掘削し、ポンプによって強制排水させるディープウェルを5基配置することとした。しかし、2005年9月の降雨時には、ディープウェルが3基施工されていたが、地下水位 (No.1, No.7孔) は、約10~30m上昇し、伸縮計 (S-4) の変位も200~600

mmに達し、地表では開口亀裂が拡大していき、効果は限定的であった。

6.3 恒久対策工 (集水井)

集水井に関しては、伸縮計などの自動計測、警報システムを基に安全管理を行い、施工することとした。但し、2006年7月の豪雨時には施工中の集水井に大きな変形が生じることとなり、工事を一時中断するに至った(写真-6)。

その後、H鋼による補強を行い施工を開始したが、最終的に変位が著しいNo.3とNo.8集水井については、排水ボーリング完了後、ぐり石にて埋め戻すこととした。

また、集水井施工中に地質観察を行い、想定した深度にすべり面粘土を確認することができた(写真-7)。

2007年7月には、累積で916mmの雨量を観測した。この時点では、集水井11基が完成していたが、このうち4基の集水井内からの集水ボーリングが未施工であった。この降雨時に集水井からの排水量を測定したところ、全体で、13,000 l/minの排水量があり(写真-8)、対策工の効果を確認できた。なお、集水井からの湧水量は全て山瀬谷に排水したが、この時の山瀬谷の流量27,000 l/min (図-4, 流量観測点②) の約半分が対策工によるものであり、降雨後のすみやかな排水が可能になったと言える。

6.4 地下水位低下の評価

図-11に対策工の施工に伴う各ボーリング孔の地下水

図-10 O測線機構解析断面図 (No.3集水井のすべり面を写真-7に示す)

写真-6 集水井 (No.3) の変形

写真-7 集水井No.3すべり面拡大写真 (26~27m, E方向)

位と伸縮計 (S-4) の変動を降雨量記録と共に示している。

2005年度の緊急対策工では、地下水位の低下はわずかであった。2006年度から恒久対策工を開始し、集水井からの集水ボーリングを施工した9月頃からは、地下水位が大きく低下し、伸縮計 (S-4) の動きも軽微なものとなった。さらに前記のように、2007年7月の累積降雨 (909mm) では、地下水位の上昇は最大で8 m程度に押さえることができた。

集水井は、2008年1月に11基完成に至っている。

その後、大きな降雨と遭遇していないため、現地点は対策工の効果を検証中であるが、累積雨量300mm程度では、地下水の上昇がほとんどなく、変位も認められない状況にある。

7. まとめ

- ①西側ブロックは、過去に大規模な地すべりや崩壊によって形成された斜面であり、旧滑落崖の下方に2段の平坦地と急斜面が形成されている。

写真-8 集水井 (No.1) の集水ボーリングの排水状況

- ②地質は下位から岩盤 (不動岩盤), 岩塊主体層, 土砂主体層からなるが、今回の地すべりは土砂主体層の下面付近で発生している。地すべりの規模は幅200 m, 長さ300m, 深さ20~30mである。
- ③地すべりの挙動は降雨による地下水位の上昇と密接に関係しており、地表の開口亀裂の位置と地すべり

図-11 対策工の施工に伴う水位及び変位量の変化

計器の変動状況から、2つのすべり面を想定した。

- ④ 今回の地すべりは、2004年の斜面崩壊が引き金となっているが、過去に再移動した堆積物内に、古くからの水みちがあり、多量の降雨がこの水みちを通り、地下水位の上昇をもたらし、再活動したものと考えられる。
- ⑤ 当地すべりは、降雨のたびに大きな変位が生じていたが、集水井の施工により山体からのスムーズな排水が可能となり、地下水位も大きく低下し、地すべりを極く軽微な変動にまで押さえることが可能となった。

特に300mm程度の累積降雨量では、地下水位の上昇はほとんど認められない。

- ⑥ 当斜面については、今後も安定性の確保や対策工の維持管理のため、斜面全体の計測管理を実施していきたい。

謝辞

宮崎県自然環境課, 児湯農林振興局, 西都土木事務所,

西米良村役場からは、土砂災害に関する資料・情報を提供して頂いた。また、「地すべり検討委員会」のメンバーの方からは、多大なるご指導・ご助言を頂いた。ここに記して深く感謝の意を表します。

地すべり検討委員会の構成

- 委員長 中村三郎 (防衛大学名誉教授)
 委員 谷口義信 (宮崎大学名誉教授)
 委員 松浦純生 (森林総合研究所水土保全研究領域長)
 委員 飯干利廣 (宮崎県自然環境課課長)
 委員 三好享二 (宮崎県児湯農林振興局技術次長)

参考文献

- 九州活構造研究会編 (1995年): 九州の活構造, 財団法人東京大学出版会, pp. 396.
- 地質調査所 1/20万地質図延岡 (1981年)
- 地すべり災害復旧技術研究会 (2006年): 災害復旧事業における地すべり対策の手引き, 社団法人全国防災協会, pp. 44.
(原稿受付2009年6月8日, 原稿受理2009年7月31日)