【5】

鳥海山麓に分布する泥岩の風化特性と地すべり

奥山ボーリング㈱　　○中野史明，藤井登，宮澤駿太郎，鈴木聡

1.　はじめに

秋田県南部に位置する鳥海山の北麓で，河道を閉塞する地すべりが発生した．この地域に分布する新第三紀の泥岩はスレーキングなどにより深部まで脆弱化しており，このことが地すべり発生の素因であると推察される．本発表では，調査地の地形や地質構造の特徴や，採取されたボーリングコアの風化特性について調査し，深層まで脆弱化した要因と地すべり発生の関連性について考察した結果を報告する．

2.　地すべり地の概要

(1) 地すべり地の概要

地すべりは下部と上部に区分される（図-1，図-2）．下部すべりは幅約120m，長さ約100m，上部すべりは幅約85m，長さ約 40mの規模である．この地すべりにより移動土塊が下方の河川に到達し，河川断面の50%から100%埋塞した．

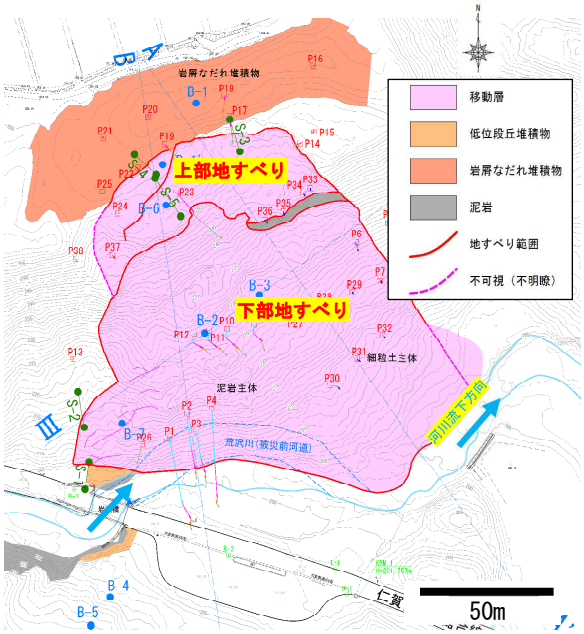

図-1　地すべり地の平面図[1)]

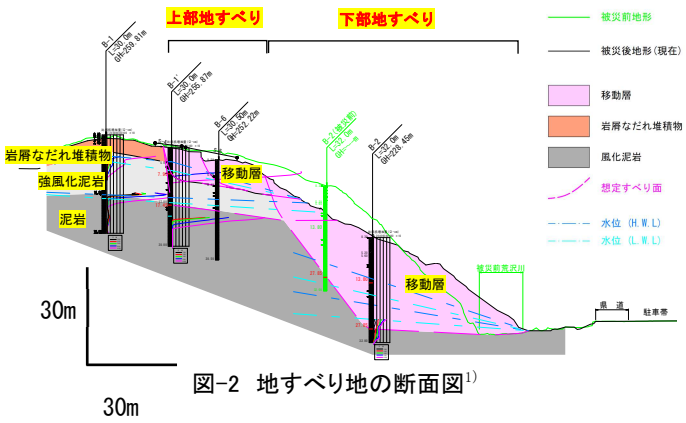

図-2　地すべり地の断面図[1)]

(2) 地形・地質概要

防災科学技術研究所の地すべり地形分布図データベース[2)]によると，被災地周囲は地すべり地形が密集するエリアとなっており，今回の被災地も地すべり地形の末端部に該当する．図-3に示す地すべり地の赤色立体図によると，地すべり頭部から側方にかけて滑落崖が明瞭にみられ，すべり地内の表層部はすべり地外の表層部に比較して不規則な凹凸や下方に垂れ下がったような微地形が顕著に発達する．

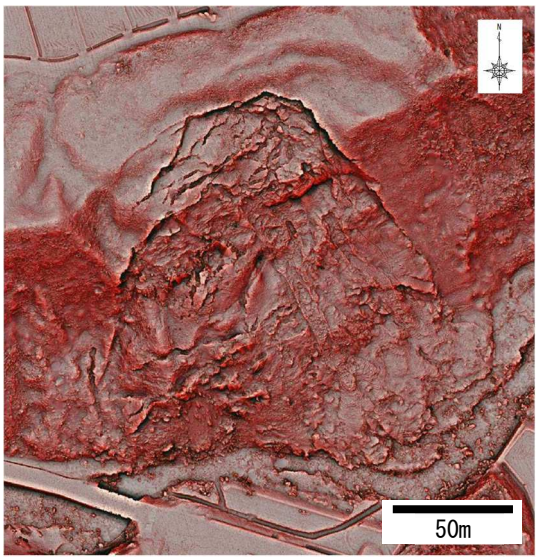

図-3　地すべり地の赤色立体図[1)]

地質は，新第三紀鮮新世から第四紀更新世前期の暗灰色の塊状な泥岩やシルト岩から成る天徳寺層である．その上位には，写真-1に示す第四紀更新世中期の鳥海火山噴出物である由利原岩屑なだれ堆積物が分布し[3)]，本地すべりの上部に緩い沢地形を覆うような分布形態を確認できる．

写真-1　地すべり頭部に分布する岩屑なだれ堆積物

また，当地の東方1kmには背斜軸の存在が推定されており，当該箇所は背斜構造の背斜翼部に位置する[3)]．

3. 地すべり泥岩の物性

(1) 泥岩露頭の状況

現在，上部すべりでは頭部排土工が施工中であり，排土した切土法面には泥岩の露頭が確認できる．切土間もない露頭の新鮮部は暗灰色を呈する一方，写真-2に示すような細粒化を示す部分も多く認められる．

写真-2 スレーキングにより細粒化した泥岩

4. 泥岩の物性

(1) 試験方法

上部すべりで実施した機械ボーリングのコアを用いて，以下の試験を実施した．針貫入試験（JGS 3432）は10cm 単位で行い，一軸圧縮強度の推定と鉛直方向の強度分布特性を把握した．さらに，強度と吸水量増加率との関係を把握するため4つに強度区分し，各々のコアについて岩の乾湿繰返し試験（JHS 111-2006）を行った．これらの試験より，強度と崩壊性に関する定量データを得た．また，スレーキングを発生させる素因を究明するため，風化し一軸圧縮強度が0.12MN/m^{2}のコア（A）と，新鮮で一軸圧縮強度が1.5MN/m^{2}のコア（D）を用いてX線回折による造岩鉱物の同定を実施した．

(2) 試験結果

ボーリングコアの深度方向と針貫入試験で得られた一軸圧縮試験結果の関係を図-4に示す．深度4.5m までは，一軸圧縮強度が極めて小さくゼロに近い値である．この部分の岩相はすべり面上部の移動土塊と一致している．深度4.5m 以深では，深度と一軸圧縮強度が正の相関性を示し，深度12.0m 以深では約0.5～2.0MN/m^{2}となる．

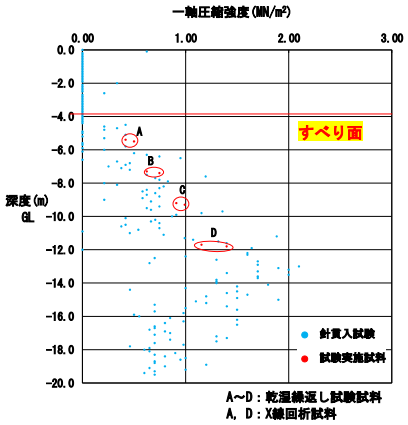

図-4 ボーリングコアの深度と一軸圧縮強度の関係

吸水率増加率は深度及び一軸圧縮強度とは負の相関性を示し，深度5.7～7.4m（A と B）では180%以上だが，深度9.2mでは128%である．深度11.8m（D）では25%程度となる（図-5）．

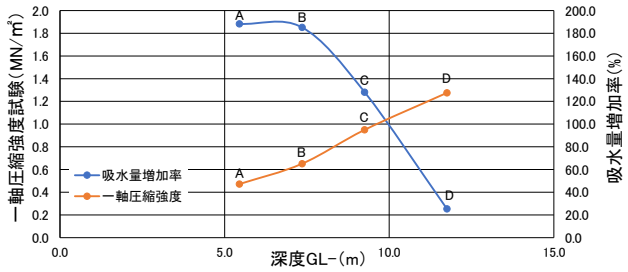

図-5 ボーリングコア深度及び一軸圧縮強度と吸水率増加率の関係

また，粉末X線回折のプロファイルを図-6に示す．分析した結果，風化部（A）及び新鮮部（D）もスレーキングの素因となる膨張性粘土鉱物であるスメクタイトのピークが明瞭に認められる．

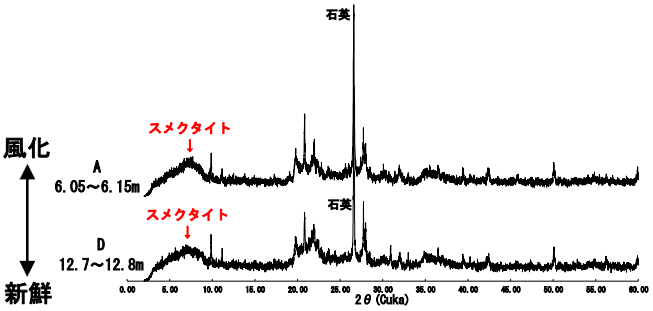

図-6 粉末X線回折結果

5. まとめ

当該箇所の天徳寺層の泥岩はスメクタイトを含み，深部までスレーキングによる強度低下が進行している．スレーキングの程度は表層部に近いほど顕著で，泥岩新鮮部の深度まで徐々にスレーキングが進行している．また，当該地域において背斜構造が認められることで，地層中に潜在的な引張亀裂が存在したことがスレーキング促進の要因となっている可能性がある．さらに，岩屑なだれ堆積物が地すべり頭部の凹地形を埋めたような形態で堆積している．この岩屑なだれ堆積物は岩塊や礫を多く含むことから透水係数が高く，地すべり地内へ水が供給しやすい特徴を有する．以上のことが地すべり発生の要因となった可能性がある．

本報告に際し，秋田県由利地域振興局から当該箇所の資料を提供いただいた．ここに感謝の意を表する．

《引用・参考文献》

1) 秋田県 由利地域振興局(2019)，一級河川荒沢川地すべり災害資料

2) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所，J-SHIS マップ，https://www．j-shis．bosai．go．jp/map/ （閲覧日 2022年6月3日）

3) 大沢穠(1988)，5万分の1地質図幅「矢島」，地質調査所

【6】

平成 30 年 7 月豪雨による地すべり発生箇所の解析事例

中央開発（株）　　青木　拓

1. はじめに

対象地は、平成30年7月豪雨による地すべり発生箇所である。当地では、地すべり特性把握を目的とした各種調査が被災直後から行われており、現在も動態観測を実施中である。本論文では、地すべり解析及び対策工検討内容について報告する。

2. 調査地概要

地すべり発生箇所は、丘陵地の北側斜面であり、丘陵尾根部から末端部にかけては家屋や神社が分布する。

当地では、平成30年7月5日から7月7日の大雨（期間中の累積雨量：502.0mm）（図-1）により、7月6日の夕方から夜の間に地すべりが発生し、住宅地内の複数地点に段差地形が発生したほか、土砂の流出、斜面末端部の法枠工に変状が生じた（写真-1、写真-2）。

調査地の地質は、古第三紀の砂岩、泥岩および礫岩からなり、一部に炭層を挟む。なお当地では、戦前から高度経済成長期にかけて採炭が盛んに行われてきた。

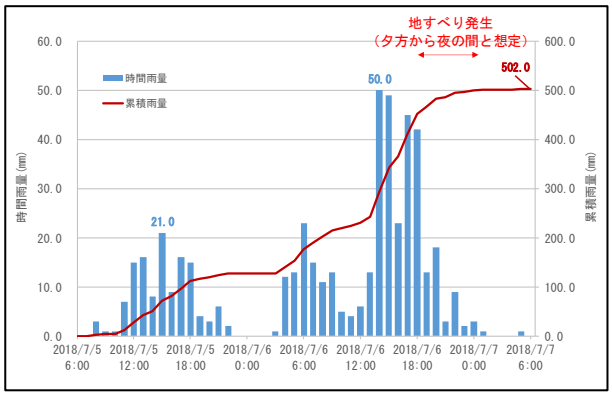

図-1　被災時の降雨状況[1)]

写真-1　段差地形

写真-2　法枠工変状状況

3. 地すべり調査

当地では、これまでに表-1に示す地すべりに関する各種調査が実施されている。

ボーリング調査の結果、地すべりブロック内の地質は上位から表土、崩積土、砂岩・泥岩（DH～CL 級）であることを確認した。崩積土は礫状から粘土状を示し、N 値は50未満である。また砂岩・泥岩の DH～CL 級（風化部）は、原岩構造を残しており N 値は50以上を示す。コア観察に基づく弱部は、崩積土と砂岩・泥岩の DH～CL 級の境界付近（深度4.5～1.0m）である。

ボーリング地点では、挿入式孔内傾斜計観測及び地下水位観測を実施しており、このうち地下水位観測の結果によると、地下水位は大雨時には地表付近まで上昇することが確認されている。

表-1　地すべり調査実施内容

調査概要	調査内容	実施ポイント
地形調査	・空中写真判読 ・地形図判読 ・現地踏査	適切な資料を用いた地すべりブロック設定
地質調査	・地表地質踏査 ・ボーリング調査	
すべり面調査	・挿入式孔内傾斜計観測	変位量や変位方向に着目した移動方向把握
地表変動調査	・地盤伸縮計観測 ・土間コン開き計測	
地下水調査	・自記水位計観測	
土質試験等	・標準貫入試験	

4. 調査結果整理時のポイント

各種調査結果の取りまとめにあたり、地すべりブロックの設定と地すべりブロックの移動方向が要点であると考えた。結果整理時のポイントについて以下に示す。

(1) 地すべり地形判読に基づく地すべりブロック設定

地形判読を行うため、調査地が樹木に覆われていない昭和50年撮影の空中写真と、令和2年度に作成された砂防基盤地図を使用した。地形判読により地すべりブロックは、複数の小ブロックを包括する幅75m、長さ115m の A ブロックと、A ブロックに隣接する幅25m、長さ35m の J ブロックからなると評価した(図-2)。また、地すべりブロック末端部は、地形の特徴から河川の攻撃斜面であった可能性があることを確認した。

(2) 挿入式孔内傾斜計観測結果に基づく移動方向把握

A ブロックの移動方向は、当初は頭部滑落崖に対して直交方向と想定していたが、現地踏査による亀裂分布等の確認から、再検討する必要があると判断した。そこで、移動方向を評価するため、挿入式孔内傾斜計の2軸方向の変位量から合成変位量を算出し、その時に求まる実際の変位方向を求めた。その結果、A ブロックの移動方向は、小ブロックの滑落崖に対して直交方向であると評価した(図-2)。J ブロックについても同様の評価を行い、ブロック内の段差地形や亀裂の延長方向と直行する方向を移動方向とした。

また、一部観測孔の想定すべり面深度（深度4.5～0.5m）では、降雨後に潜在変動（0.5～2mm/月）から準確定変動（2～10mm/月）を確認した。

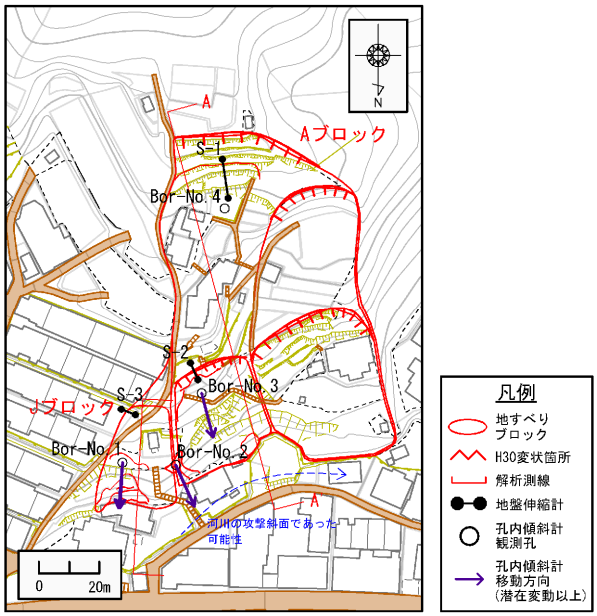

図-2 調査位置平面図

5. 地すべり解析と対策工検討

当地の地すべりは、丘陵が発達する中、河川の営力による攻撃斜面の形成や岩盤の風化といった素因や、降雨による地盤中の地下水位上昇等の誘因によって初生的なすべりが発生し、その後複数回の崩壊を繰り返すことで、現在のブロックが形成されたと推察される（図-3）。

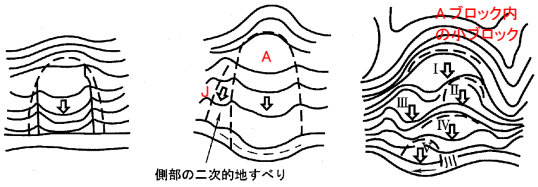

図-3 地すべり地形分類[2)]

現在の地すべりブロックには、地形や地質の観点から風化岩地すべり～崩積土地すべりの要素が認められるが、本地すべりは崩積土と風化岩の境界付近に想定すべり面を設定したことから、崩積土地すべりとして整理した。

すべり面の形状は、想定すべり面や地質の分布が斜面に対して調和的であることから、層状すべり面とした（図-4）。

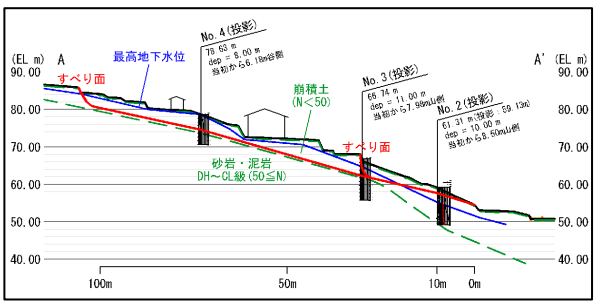

図-4 地質断面図（A ブロック解析測線）

上記解析結果を基にした対策工法は、水抜きボーリング工による抑制工と抑止工の組み合わせとした。このうち抑止工については、A ブロックと J ブロックでそれぞれ3案比較を行い、両ブロックともアンカー工を採用した（図-5）。特に、A ブロックにおけるアンカー工の採用は、小ブロックの抑止を考慮した場合に他工法よりも優位であることが要因の一つであった。比較対象は、下記のとおりである。

A ブロック：①アンカー工、②鋼管杭工、③頭部排土工併用アンカー工

J ブロック：①アンカー工、②鋼管杭工、③鉄筋挿入工

なお、鋼管杭工を適用した場合、施工箇所が狭隘なため資機材搬入が難しいことや、鋼管杭を地すべりブロック末端部に設置したのみでは受動破壊の発生が懸念された。頭部排土工併用アンカー工や鉄筋挿入工は、アンカー工よりも経済性に劣ると評価された。

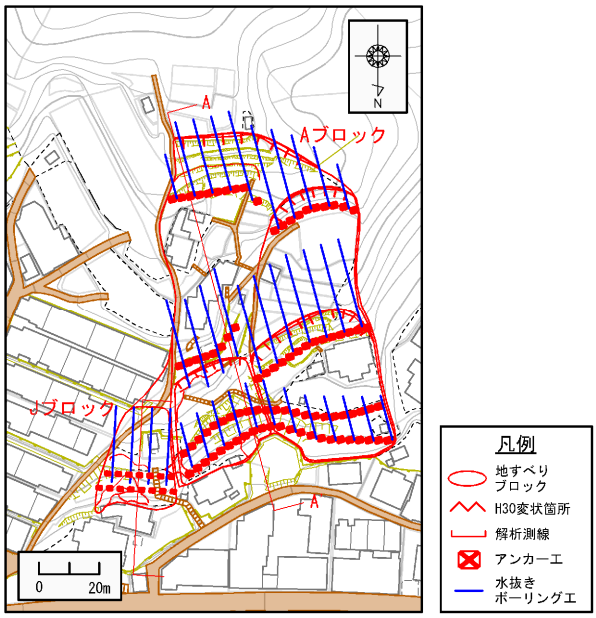

図-5 解析結果を基に設定した対策工

6. おわりに

当地では、地すべり対策事業の実施が予定されている。今後は更なる地質調査や詳細設計、その後に対策工事が行われることとなる。その際には、住民説明会等で現地状況を分かりやすく示すための3次元モデル作成や、生産性向上や人手不足を考慮した設計、施工が望まれる。

《引用・参考文献》

1) 国土交通省：水文水質データベース http://www1.river.go.jp（確認日：2021.12.10.）

2) 国土交通省砂防部 独立行政法人土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説，p135，2008.

【7】

道路事業における土石流対策に関する一考察（その３）

中央復建コンサルタンツ（株）　　本山　普士

1. はじめに

道路事業における土石流対策は、砂防・治山事業と異なり、積極的な発生土砂の抑制や捕捉が難しい。一方では、最低限の防災対策として道路本線への氾濫被害を防止する必要がある。その１の報告[1)]では、既設路線の「道路と渓流の位置関係」と「横過部の構造」に着目した渓流の分類を行い、その分類に適した土石流対策案を紹介した。その２の報告[2)]では、横過地点より上流側に対策工が設置されている場合の対策工形式やそれら対策施設の現況についてとりまとめ、対策工の管理方法と管理のための日々の点検のポイント等について述べた。本報告では、道路事業での土石流対策箇所の実際から適した対策方法とその実例を示し、対策にあたっての考え方や調査すべき点などについて述べる。

2. 道路事業における土石流対策の基本

道路事業における土石流対策の基本は、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」（以下、道路土工指針）[3)]に示される。要約すると、以下のとおりである。

・土石流の発生が予測される渓流を横断する場合は、道路構造で対応できるかを検討する。
・道路面と渓床の高低を比較する。
・道路面が渓床より高い場合は、原則として十分なクリアランスを持つ橋梁やカルバートで横断する。
・道路面が渓床よりも低い時は覆工で通過する
・道路構造で対応しきれない場合には、砂防堰堤等により土石流を制御することを考えなければならないが、その場合、砂防事業、治山事業等の他事業と十分に調整を行う。
・構造物により土石流に対処することが困難な場合には通行規制のみによって対処する場合もある。

3. 横過部対策の実際と目指すべき方向性

道路土工指針[3)]では、土石流は基本的に「流下させる（流下できる）」ものと考えて、道路構造物をスルージングさせることが最も適切な対策とされている。ただし、道路面よりも渓流が低い位置にあり、かつ有効な流下断面を確保できること、もしくは安全に上越しできることが有効なスルージングの前提である。その１[1)]・その２[2)]報告におけるモデル路線では、下越し構造となる箇所は全体の 75%に達するものの、横過地点直上流に落差や勾配の急変点があったり、管渠断面が小さかったりと、土石流の流下に適した構造となる箇所は少ないことが示されている。つまり、多くの渓流においては、大規模な構造物の改築を行わない限りは、単純なスルージングで解決を図ることは難しいと見て差支えない。

一方で、止むを得ず捕捉を前提とした構造物を設置すると、捕捉施設の管理（端的に言うと堆積土砂・塵芥の除去）が半永久的に続くこととなる。その維持管理は、長期的に見ると決して安価、かつ容易ではないことが推察される。

管理手間を減らすとなると、次のような方針で構造物を計画する必要がある。

①メンテナンスフリーに近い管理形態
②メンテナンスが必要であったとしても、その頻度が少ない形態
③道路本線に近接した維持管理作業が容易な形態

①については、あくまでスルージング化を図るか、もしくは流出物を発生させないことが重要である。

②については、管理頻度の減少に着目して、砂防事業でいうところの透過型構造物を使用することが解決策の１つとして挙げられる。すなわち、中小出水による移動土砂はスルージングさせ、頻度が少ないと想定される土石流発生時には確実に巨礫・流木等を捕捉することができる構造とするものである。一般的に道路の排水として考えられる計画規模(超過確率年)は、土石流の計画規模よりも十分に小さいため、最も理にかなった考え方であると思われる。なお、道路土工指針[3)]には透過型構造を推奨する旨の記述も認められる。

③については、維持管理作業はやむを得ないとしても、道路際での作業や対象範囲を狭くすることにより作業性の向上を図り、比較的容易かつ速やかに機能回復を行うものである。

4. 目指すべき方向性に沿った対策事例の紹介

第3章の①に相当し、渓床不安定土砂を抑制することにより土砂流出に防備した事例と、第3章の②に相当し、その１[1)]・その２[2)]報告に示す「函渠等の閉塞軽減」に資する構造物の配置を行った事例の２例について示す。

渓床不安定土砂の発生を抑制する事例として、渓床不安定土砂の分布範囲を「ふとんかご」によって覆った例を示す(写真-1参照)。対策渓流は、渓流河道の勾配が緩く、不安定土砂の分布範囲が狭小であった。加えて、当該渓流の上流側において治山事業が実施されており、源頭部から事業分界点までは治山事業によって完全に整備される計画であった。このような事業間の連携により、当該道路事業で対象とする流出量を大幅に少なくすることができたために実施できた対策である。

写真-1 不安定土砂の発生抑制を図った例

函渠等の閉塞軽減に資する事例として、函渠呑口直上流に鋼製スリットを設置した例を示す(写真-2、3参照)。事例の渓流では、中流域で他事業による整備が見込まれたため、他事業での対象流出量と道路事業での流出量をそれぞれ計上し、道路事業での流出量のみ捕捉できる容量を考慮してスリット高さを設定した。巨礫・流木はスリットにより土石流から分離され、水のみが流下するものと考え、下流の函渠は清水流量を対象として断面を決定した。維持管理時には、現道を片側交互通行とした上でラフテレーンクレーンを設置し、クレーンの動作範囲内で土砂の搬出ができるよう、透過部を可能な限り道路に近接させた。

写真-2 閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例(その1)

写真-3 閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例(その2)

5. 道路防災としての対策と調査に関する考察

防災対策施設の整備にあたっては対象とする災害とその規模を定める必要がある。土石流に対しては、道路土工指針[3]に示される「流出量」がこれに当たる。

点検要領[4]や道路防災点検の手引き[5]によると、道路防災点検にかかる種々の様式では、渓流から発生する流出量を記載する項目はない。しかし、空き容量(未満砂高)を有した既存施設の有無が安定度調査表における評点の１つの材料となっている。しかし、その空き容量(未満砂高)が流域からの流出量に対して有効であるかどうかの判断は、現段階では実施されていない。

１つの考えとして、渓流の評価あたっては、空き容量の変化よりも、渓流の規模に見合った対策であるかどうかを判断することを目的として「流出量に対する空き容量(未満砂高)」の評価を行うべきと考える。そのためには渓流の調査が必要となる。流出量の調査は、道路土工指針[3]に示される程度の内容で、安定度調査の段階か、少なくとも防災カルテ作成段階で実施しておくことが望ましい。近年はＬＰデータを用いた解析・分析も盛んに行われているため、この技術を活用して流出量を推定することも考えられる。

なお、事業によっては「予め空き容量を有さない施設を配置することにより、当該事業の施設効果を得ている」場合もある。つまり、空き容量(未満砂高)の存在は、必ずしも渓流の安全性を担保するものではない、と考えられる。しかし「防災」の観点から、各事業間において手法は異なるにせよ恒久的に到達すべき目標はほぼ同じであると思われるため、事業間の相違を理解した上で、他事業における効果を最大限尊重し、それを前提とした「道路事業として対処すべき事象・量」を適切に見積り、道路事業としての整備目標とすることが望まれる。

6. おわりに

道路における土石流対策は「横過地点を土石流が無害で通過すること」が基本であるが、大規模な改築を伴わず理想的な横過形態を得ることは難しい。このため、部分的な流出量の捕捉等を考える必要がある。一方で、現在の道路防災点検では流出量の把握は行っていない。このため、渓流調査によってこれを把握するか、ＬＰデータ等を用いた解析によりこれらを把握し、現況評価および対策計画の一助とする必要がある。また、事業間連携を進め、道路事業として対処すべき事象と対象量を絞り込むことにより、道路事業の管理形態に沿った対策を実施することが望ましいと考える。

《引用・参考文献》

1) 本山　普士ほか、:「道路事業における土石流対策の一考察」、全地連技術フォーラム2016論文集、論文No.131、2016.8.
http://www.web-gis.jp/e-Forum/2016/PDF-131.pdf
(確認日:2017.6.12.)

2) 本山　普士:「道路事業における土石流対策の一考察(その２)」、全地連技術フォーラム2017論文集、論文No.011、2017.8.
https://www.zenchiren.or.jp/e-Forum/2017/PDF/2017-A3-011.pdf
(確認日:2022.7.18.)

3) 日本道路協会:道路土工－切土工・斜面安定工指針、pp.439～456, 2013.3.

4) (一社)全国地質調査業協会連合会:「道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪編)」、pp.113～123、2022.3.

5) 国土交通省道路局:「点検要領」、平成18年9月29日付け事務連絡の参考資料、pp.109～115、2006.9.

【8】

激甚化した道路斜面災害での災害レジリエンス（対応力）

(株)東建ジオテック　　○　太田　博之，清水　史也，愛甲　健太

1. はじめに

近年，気候変動の影響によって，豪雨による土砂災害が激甚化している．山口県においても平成30年7月豪雨（西日本豪雨）の土砂災害で甚大な被害が生じた．本稿では平成30年7月豪雨により発生した大規模な国道斜面災害の復旧における，災害レジリエンス（対応力）について紹介するとともに今後の災害レジリエンスのあり方と地質技術者の役割について考察する．

2. 災害レジリエンスとは

災害レジリエンスのモデルは一般的に図-1のように模式化されている．災害により被害が発生し，機能の一部あるいは全部が喪失する．そこから機能回復しようとするプロセスが開始される．この災害を乗り越えるプロセスが災害レジリエンスである．

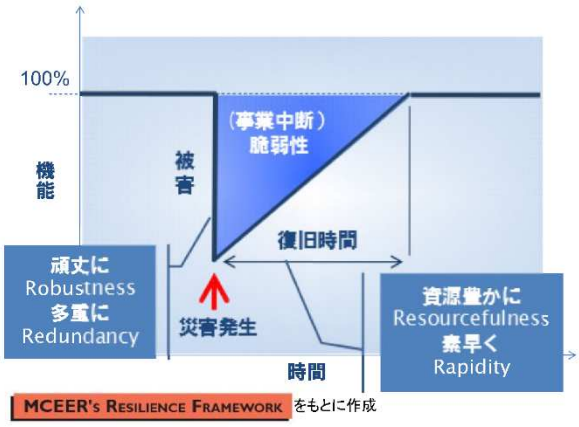

図-1　災害レジリエンスの定義[1)]

3. 道路斜面の崩壊状況

道路斜面の崩壊状況は写真-1に示すとおりであるが，その概要を以下に示す．

①発生した崩壊は国道山側の自然斜面の岩盤崩壊である．

②斜面尻には落石対策工として落石防護棚工（ロックキーパー）が設置されていたが，崩土は落石防護棚を乗り越え，また損傷させながら道路に堆積し，国道は通行不能となった．

③崩壊幅は75.2m（道路部分）で，崩壊頭部は道路面から約70m と非常に高い．崩壊斜面の勾配は45° 程度であり，斜面長は100m を超える，極めて大規模な崩壊である．

④崩壊頭部（最上部）は幅約10m と崩壊末端部に比べ非常に狭くなるが，両サイドに滑落段差がそれぞれ7～8m程度連続している．

⑤崩壊斜面内（主に上部）には風化し亀裂の発達した玖珂層群の泥質岩が露出しているが，全体に破砕質で粘土化した部分も見られる．また，周辺に比べ硬質な部分が岩塊状に点在している．

⑥崩壊斜面は末端部を除き自然斜面であったが，その大部分は杉の植林地であり，そのため崩壊による倒木が非常に多い．

⑦崩壊斜面内に堆積している崩土は非常に不安定で，まとまった降雨等の誘因が作用すれば，崩土が崩壊する可能性が高く，道路面に堆積した崩土は取り除きにくい状況となっている．

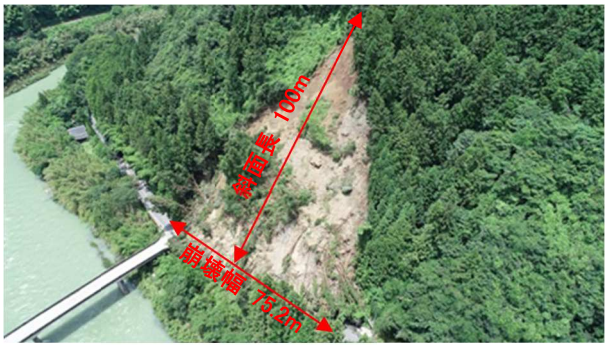

写真-1　斜面崩壊状況

4. 崩壊の特徴と崩壊発生機構

(1) 崩壊の特徴

今回発生した崩壊を総合的に判断すれば、第一崩壊から第二次および第三次崩壊へと、三回にわたって後方波及した特徴が推察され（写真-2参照）、このため、本来比較的小規模であったものが、甚大な災害に発展したものと考えられる。

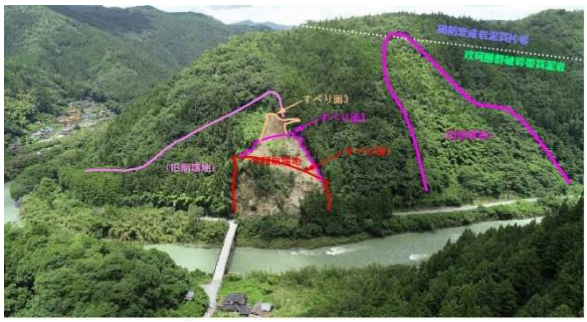

写真-2　写真判読による崩壊の進行状況

(2) 崩壊発生機構

今回の崩壊の発生機構は以下のように推察される。

崩壊発生斜面は断層破砕帯の軟質層を主体とする斜面で、地質的にも地質構造的にも不安定な斜面であった。その不安定な斜面に、今回記録的ともいえる降雨により、多量の地表水・地下水が地質的集水域から岩塊混じり砂礫状の地層を中心に浸透・流入し、岩塊混じり砂礫状の地層では

過剰間隙水圧が発生し、軟弱層は強度低下し、岩塊混じり砂礫状の地層を頭部滑落崖として崩壊が発生した。崩壊はまず斜面下方側の岩塊混じり砂礫状の地層を頭部とした崩壊が発生し、順次上方に崩壊が波及したものと推察される。

5. 応急対策(道路機能の一部回復)

斜面崩壊により,国道（交通量：約3,000台/日）が全面通行止めとなった．迂回路はあるものの,道路利用者にとっては不便であったため，早期の交通開放（片側交互通行）に向けて応急対策を検討する必要があった。

対策としてまず,道路に堆積している崩土および倒木をある程度除去し,仮設防護柵を道路中央に設置し，片側交互通行とする案を検討したが,崩壊斜面内にある非常に不安定な崩土が斜面下側の崩土および倒木の除去に伴い,崩壊する恐れがあったため,取止めとした。

そこで,不安定崩土の崩壊を引き起こさないように（斜面下側の崩土および倒木の撤去を行わない）川側に仮桟橋を設置し,片側交互通行する案とした．

上記,応急対策を実施し,災害発生から通行止め解除までに要した期間は約2ケ月で比較的早期に道路機能の一部を回復することができた（片側交互通行）．

6. 本復旧対策

本復旧対策については比較検討を行い，法面対策についてはアンカー工＋吹付枠工とした．路側に設置されていたロックキーパが倒壊した（と思われる）箇所は落石防護柵を併用した重力式擁壁を設置することとしたが，崩壊斜面周辺（特に終点側崩壊頭部）には落石防護柵では対抗できない大きな転石が分布していたため，静的破砕剤を併用し，人力で転石破砕することにした．

本復旧対策の施工に際しては以下のことが問題となった．

①崩壊斜面高が高く，斜面勾配も急なため，斜面上部までパイロット道路を設置することが困難で，通常のバックホウで掘削・整形できない箇所がある．

②崩壊斜面内の崩土（N値3～4主体）およびその直下に分布する強風化破砕質泥岩（N値7～19主体）は非常に不安定な状態で，まとまった降雨があれば，崩壊する可能性が高かった．また，斜面内には風化し亀裂の発達した泥質岩が岩塊状に点在していた．このため，対策工施工時の安全性が懸念された．

①の問題に対しては高所法面掘削機(RCM)を使用することで迅速かつ安全な施工ができた．

②の問題に関しては図-2に示すように崩壊頭部付近および崩壊斜面内の5箇所に地盤傾斜計を設置し,斜面の変状をとらえた場合には斜面下部に設置した3箇所の警報器（回転灯）を回転させるとともに，サイレンを鳴らして斜面崩壊の危険を知らせる体制を整えることで安全に施工を行った．なお，この警戒体制は施工時の安全対策だけでなく,道路利用者への安全対策としても利用した．

災害発生から本復旧工事完了（規制を伴わない通行機能回復）までに要した期間は約2年半である．

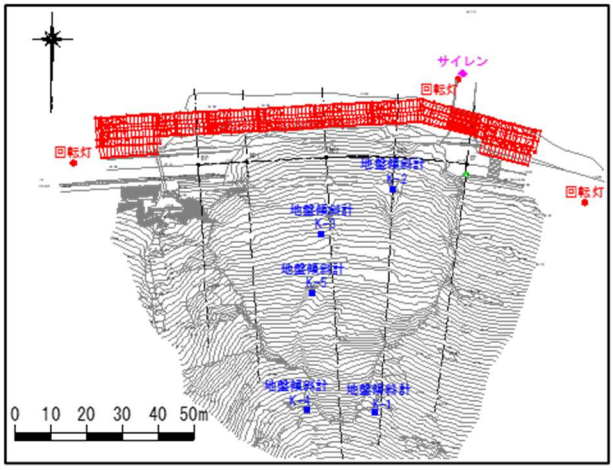

図-2 地盤傾斜計による警戒体制

7. おわりに

災害レジリエンスを向上させるには図-1で示したように2つの方法がある．一つは予防力の向上で，もう一つは回復力の向上である．

本稿では後者の回復力の向上について紹介したが，崩壊規模が大きかったことから，本復旧までには時間も費用も要した．前述のことを考慮すると，今後は予防力を向上させていく必要があると考える．

予防力を向上させる方法としては「道路防災点検」,「道路土工構造物点検」等を適切な頻度で行い，危険箇所を抽出し，予防対策を実施することである．

ただし，道路防災点検の安定度評価には課題も多い．

例えば，今回斜面崩壊した箇所の斜面尻には落石対策工として落石防護棚工が設置されていたが，想定外の斜面崩壊であったため，既設対策工の効果が発揮されなかった．つまり，既設対策工の効果を評価するときの想定と実際の災害形態・規模等が異なっていた．

したがって，点検時には既設対策工の効果の前提となる災害の形態・規模をどう想定するかが重要であり，課題といえる．

この課題の解決に地形・地質を適切に評価することのできる地質技術者の役割は大きく，点検時にいかに危険箇所を抽出して，予防対策を実施できるかが道路災害レジリエンスの向上につながると考える．

《引用・参考文献》

1)林春男：災害レジリエンスと防災科学技術,京都大学防災研究所年報 第 59 号 A ,p.35,2016