

表層傾斜計の地中挿入深および崩壊深との関係

応用地質株式会社 ○今野 信一, 根本 雅夫, 石川 貴規
 山口大学 中田 幸男, 太田 遥子
 西日本高速道路エンジニアリング中国株式会社 川波 敏博, 平井 健太

1. はじめに

山口県内の道路建設現場の切土斜面において、法面の不安定化が懸念されたことから、表層傾斜計による監視をおこなった。

本件、表層傾斜計の開発検証も目的として観測を実施しており、同一の傾斜センサを用いて製造された地中挿入深 1.0m (クリノポール：以下「機器 A」) と 0.8m (クリノポール NEO：以下「機器 B」) の 2 種類の表層傾斜計を約 0.5m の離隔で併設した。

観測期間中、表層傾斜計設置箇所を中心に、幅約 7m、深さ約 0.7m の小ブロックで岩盤のせり出しが確認され、いずれの表層傾斜計も岩盤の挙動をとらえることができたが、挿入深の違いによりセンサの示す測定値に大きな差異が生じた。

本発表では観測結果を報告し、表層傾斜計における斜面監視の留意事項を示す。

の流れ盤構造となっているが、断層や褶曲もみられ、複雑な構造となっている。

機器 A および機器 B は、幅約 7m の馬蹄形変状箇所内に約 0.5m の離隔で設置した (写真-1)。



写真-1 表層傾斜計設置箇所

2. 表層傾斜計の仕様

観測に使用した表層傾斜計の仕様を表-1に示す。

表-1 機器仕様一覧表

項目	仕様	
	機器 A	機器 B
測定項目	2 軸角度 (X 軸、Y 軸)、温度	
分解能	0.001°	
通信方式	LTE-Cat. M1	コントローラ：LTE-Cat. M1 センサー部：Bluetooth® Long Range
貫入部寸法	φ 25×1,000mm	φ 25×800mm
概観		 コントローラ センサー部

3. 現地状況

対象法面は、勾配1:0.8~1:1.0の切土のり面で、過去に法面崩壊した箇所において土砂を除去し整形して現況を呈している。分布地質は中世界白亜系関門層群の安山岩・礫岩・砂岩・頁岩互層からなり強風化している。地質構造は大局的には北に緩傾斜しており、法面に対し低角度

4. 観測結果

観測結果を図-1に示す。

当該箇所では継続して変動がみられたが、とくに顕著な変動がみられたのは、2023年6月30日から7月1日にかけての累積雨量296.5mm (最大時間雨量98.5mm)¹⁾を記録した際で、機器 B では法面下方方向へ25.6° の傾斜を観測した。変動はその後さらに継続し、現地確認を実施した2023年12月4日時点では28.0° となった。一方、機器 A では7月1日時点で0.8° とほとんど傾斜は認められず、12月4日時点においても0.8° と累積変動はみられなかった。

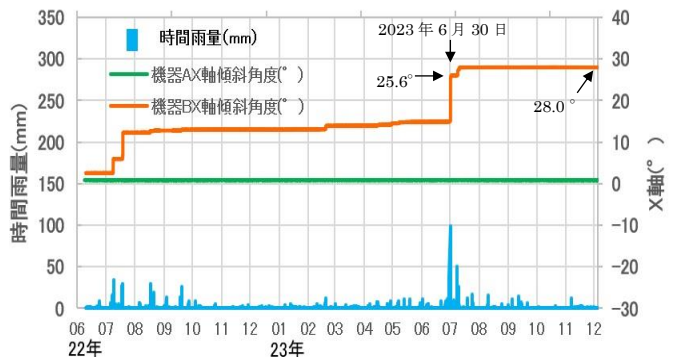


図-1 観測結果

5. 現地確認結果

現地確認を実施した2023年12月4日の変状状況と各機器の状況は以下であった。

- ・幅約7mの範囲の変状が進行した（写真-2）。
- ・変状起点側部は断層に規制されており（写真-5）、断層から機器B付近までは深さ0.45mの開口亀裂がみられ、その前部が道路側へトップリング状に変形（機器A地表部で約30°，機器B地表部で約35°）した（写真-3）。
- ・2023年6月30日から7月1日にかけての短時間降雨により、機器Bの傾斜は約25.6°となったが、隣接する機器Aではほとんど変動がみられなかった（図-2）。
- ・機器撤去時に計器を確認したところ、地表部と先端部のセンサ間のパイプに屈曲の位置（地表部からの深さ）と角度に大きな差がみられた（写真-4）。



写真-2 変状状況(左:平面、右:断面)



写真-3 変状状況(左:機器A、右:機器B)



図-2 観測結果



写真-4 変状状況(左:機器A、右:機器B)

前述パイプの変形形状と計器設置位置、すべり面分布状況（写真-5）から、機器Bは法面変状の挙動を捉えられたが、機器Aは捉えられなかったと考えられる（図-3）。



写真-5 計器設置状況とすべり面の分布

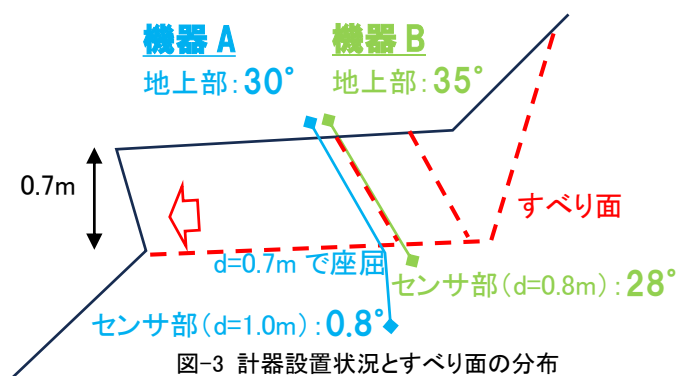


図-3 計器設置状況とすべり面の分布

6. まとめ

機器Bのセンサがすべり面付近に位置するのにに対し、機器Aのセンサはすべり面より約0.3m下方に位置することで杭効果が生じ、地表面でみられた変動とセンサ変動値とで異なる値になった（図-3）。

このことから、表層傾斜計は設置位置、設置深度と崩壊規模の違いにより、その観測データが異なることが分かり、法面監視に表層傾斜計を適用する場合、崩壊機構を十分に考慮した機器配置検討が重要であることが示唆された。

謝辞

本検証にあたり、国土交通省 中国地方整備局 山陰西部国道事務所サイトにサイトを提供いただいた。ここに記し、深く謝意を表します。

《引用・参考文献》

- 1) 気象庁アメダス：観測地点「豊田」（最終閲覧日 2024. 5. 14），
<https://www.jma.go.jp/jma/index.html>.

不同変位が認められる鉄塔における地盤変状調査事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○峯田 祥太郎, 奈良 啓示

1. はじめに

本稿は地すべり等を原因とした不同変位が認められる鉄塔において、変位の原因を推定することを目的として調査を実施した。通常の地すべり調査と異なる目的、調査地点で調査を実施したので、事例を紹介する。



写真-1 鉄塔部材の変形の例

2. 調査地の概要

(1)地形状況

鉄塔は南西-北東方向へ延びる尾根沿いに位置し、鉄塔より北東側に採石場によるのり面が形成される。また、西側に自然斜面が最大傾斜を成す。なお、採石場ののり面は平成14～19年に形成された。

(2)調査経緯

表-1に調査経緯を示す。調査対象の鉄塔は昭和46年に建設された。

表-1 調査経緯

年月	変状状況	調査および対策
H24.5	部材の湾曲を発見	
H29.2	部材変形が急速進展していることを確認	変状調査（現地踏査）の実施 変位測定の実施
H29.3～	鉄塔基礎が沈下	脚間補強の実施
R2～	孔内傾斜計ガイド管が変形	本稿調査の実施

(3)鉄塔部材の変形状況

写真-1のように部材の変形が認められる。

また、D脚を基準として脚間変位・脚沈下量を測定しており、以下の結果となる(図-1)。

脚間変位：ABで+15mm、CDで+19mm、DBで+36mm 拡大

脚沈下量：Aで若干の浮き上がり、B・Cで沈下

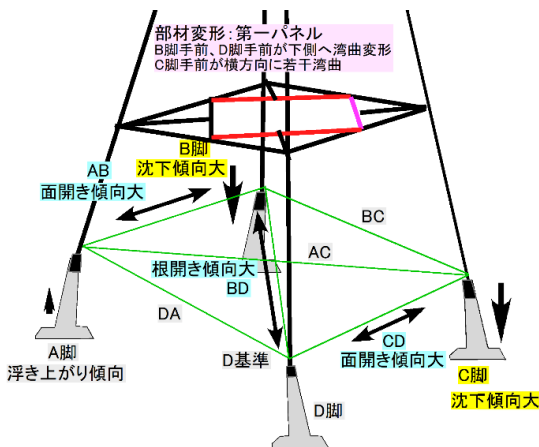


図-1 鉄塔部材の変形状況

3. 調査方法

地形状況および部材の変形状況より①最大傾斜角方向の地すべりおよび②採石場方向の地すべりが推定される(図-2)。それぞれに対応する調査位置において調査ボーリングおよび孔内傾斜計観測を実施した。併せて移動杭測定および地盤伸縮計観測を実施した。

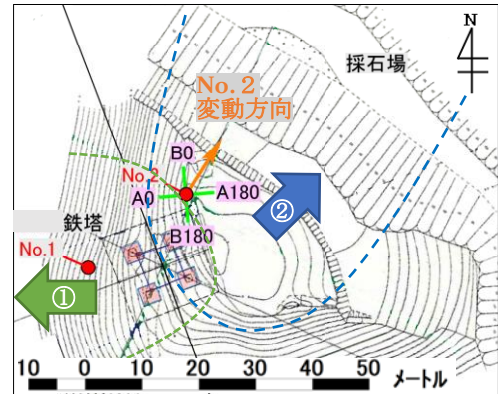


図-2 調査平面図

4. 調査結果

(1)調査ボーリング結果

崖錐堆積物や盛土が表層1.5m付近まで認められた。岩盤は塩基性片岩と泥質片岩が認められ、珪質片岩を挟む。No.2地点では破砕したコアが確認されており、GL-12mまでD級を主体とする。

(2)孔内傾斜計観測結果

R3.6月にNo.2孔において孔内傾斜計プローブが挿入不可能となった(図-3)。そのため孔内をカメラで確認したところ、傾斜計ガイド管がGL-13m付近で曲がっていることを確認した(写真-2)。曲がりの状況より地すべりは採石場方向へ移動していることが想定された。また、No.1孔では、変動が確認されていないため、地すべりブロック頭部はNo.1とNo.2の間を通ると考えた。

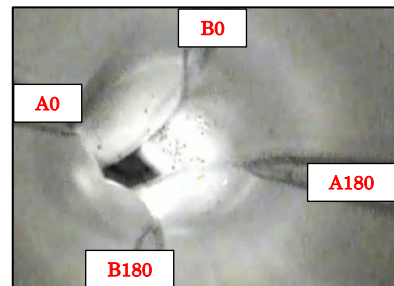


写真-2 No.2孔ガイド管変形状況(GL-13m付近)

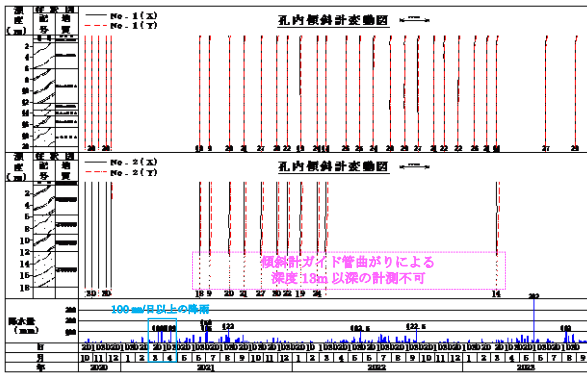


図-3 孔内傾斜計観測結果

(3)移動杭測定結果(図-4)

【想定地すべりブロック横断方向】 F1~6

- ・F1、2は変動が認められない。
- ・F3~6はおおむね北方向への若干の累積傾向が認められる。
- ・F3~5は初期値より沈下傾向が認められる。

【鉄塔基礎】 F7~10

- ・F7 (A脚)、F10(D脚)は変動が認められない。
- ・F8 (B脚)、F9(C脚)はおおむね北方向への若干の累積傾向が認められる。
- ・F8 (B脚)、F9(C脚)は初期値を比較すると沈下傾向を示す。

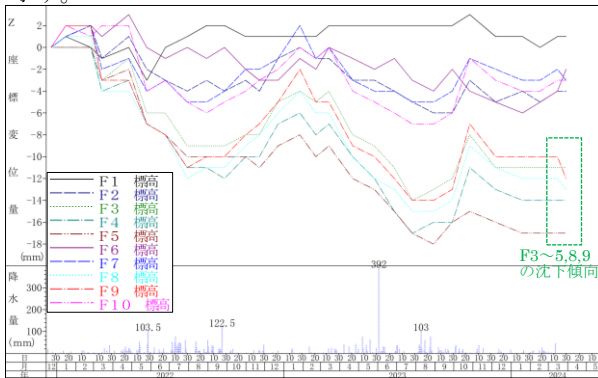


図-4 移動杭観測結果(標高の変動)

(4)地盤伸縮計観測結果(図-5)

100mm/日以上の大雨后に引張方向に変動が認められる。変動量は小さく、2~4ヶ月間緩慢な変動が認められる。累積傾向を持つため、地すべりによる変動と考えられる。観測開始からの変動量は約2.3~3.0mmとなる。

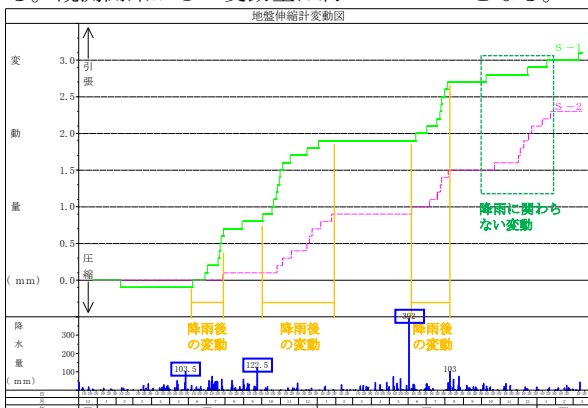


図-5 地盤伸縮計観測結果

4. 地すべりのブロックについて

移動杭測定の結果より地すべりブロックを推定した(図-6、7)。

F1、2、7 (A脚)、10 (D脚) は変動がないため地すべり範囲外となりおおむね北方向へ変動する F3~6、8、9 は範囲内となる。境界はF2とF3の間、F7(A脚)とF8(B脚)の間、F9(C脚)とF10(D脚)の間を通ると想定される。F6は沈下量が小さいため、地すべりブロックの境界に位置すると考えられる。

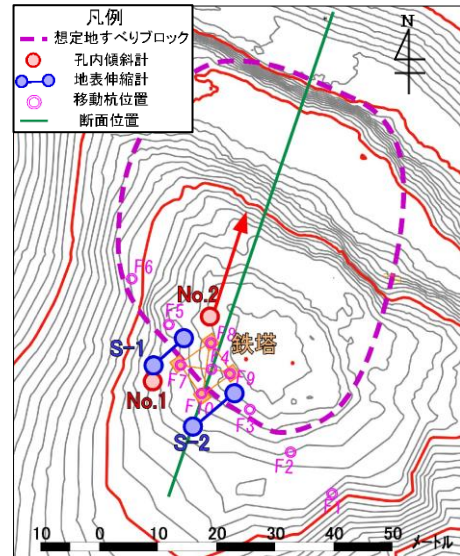


図-6 地すべりブロック頭部の範囲

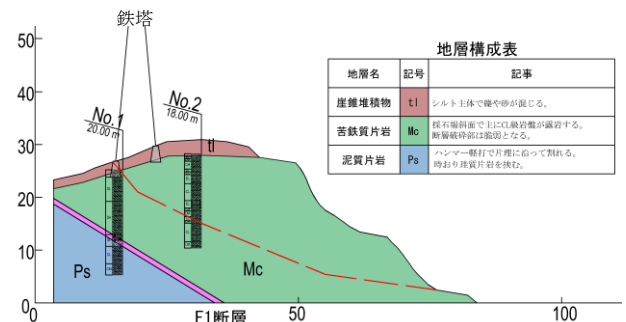


図-7 主側線断面図

5. おわりに

本稿では脚間測定・脚沈下量の測定データより不同変位の原因となる地すべりの存在を2パターン予想した。孔内傾斜計観測において曲がり認められたため、北側の地すべりが鉄塔基礎の不同変位の原因と推定した。その後実施した移動杭測定においても、同様の変動傾向が示唆される結果となった。このため不同変位が認められる鉄塔においては脚間測定・脚沈下量の測定が調査において有用なデータの1つになると考えられる。

崩壊斜面内部の地すべり調査事例

日本地研株式会社 松尾 遼

1. はじめに

本調査地は山口県北東部の山間部に位置しており、「平成 24 年梅雨前線豪雨」に伴い、高さ 100m 以上に達する斜面崩壊が発生した。斜面の下方には旧県道及び二級河川「宇佐川」が位置し、崩壊が拡大することで河川閉塞の恐れがあったため、以降対策が進められている。



写真-1 崩壊斜面全景 (R5.5 撮影)

2. 調査概要

(1) 被災当初の調査状況

被災直後の踏査結果から、当地の地質は周防帯の珪質片岩であった¹⁾。崩壊斜面頂部には複数の滑落崖が認められ、崩壊地内には径数 m 程の岩塊を含む緩み土塊が存在した。このことから、滑落崖付近の緩み土塊が要因となって斜面崩壊を招いたと考えられた。

この崩壊地は断続的な滑動を示し、不安定土塊周辺での調査は危険を伴うため、ボーリング調査は滑落崖の後方 (BP-1) で実施され、斜面内部の地質分布やすべり面は地表踏査や弾性波探査に基づいて推定された。

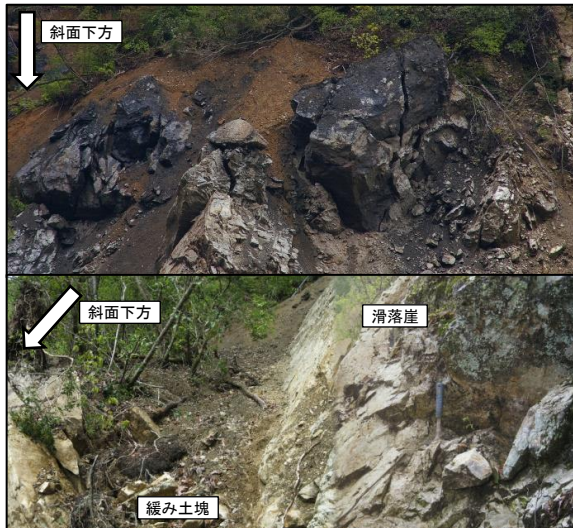


写真-2 被災直後の斜面内部状況 (既往調査)

(2) 本業務の調査内容

排土工が全 9 段中第 5 法面まで完了し、平坦面が造成された。排土工によって一定の安定性が確保されたことから、下方斜面の地すべり滑動を検討するため、法尻 (R4-1) と崖側縁部 (R4-2) の 2 地点で調査ボーリングを実施した。また、掘削時にポアホールカメラ観測を併せて実施し孔内状況を観測した。

3. 調査結果

当初の想定で弾性波探査 (はぎとり法) から R4-1 は GL-6m、R4-2 は GL-11m 程で不動岩盤層に達すると考えられた。しかし、想定以上に地盤の緩みや多亀裂質の岩盤が認められ、R4-2 は開口部が複数確認された。ポアホールでも幅 20~40mm の開口部を確認し、解析の結果 R4-2 の総開口量は 110mm であった。

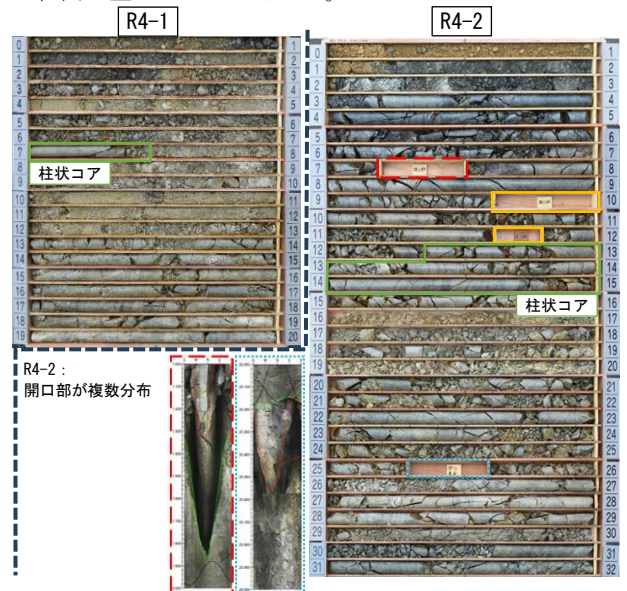


写真-3 コア写真及びポアホール観測写真

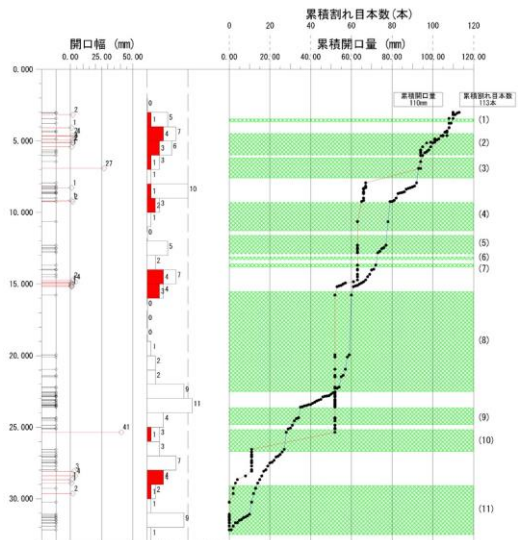


図-1 R4-2 岩盤状態図

4. 考察

当初の推定すべり面は踏査結果とはざとり法解析を用いた弾性波探査結果（実線部）に沿って設定された。一方で、高密度解析（色塗部）では更に深部まで低速度域が分布していた。このことから、既往業務では緩み土塊の分布域を「不明確」とし、ボーリング調査の実施を提案していた。

本調査の結果、はざとり法で推定されたすべり面より深部まで緩み土塊の分布を確認し、推定すべり面は高密度解析結果に近い結果となった。一方で、当初の推定すべり面付近には両地点ともに比較的新鮮硬質な岩質コアが採取されており、緩み土塊中に分布する岩塊の影響を反映したと想定される。

本調査地は応力開放によって緩んだ岩盤を素因とする地すべりであり、その地盤特性が弾性波探査結果に反映されたと考えられる。

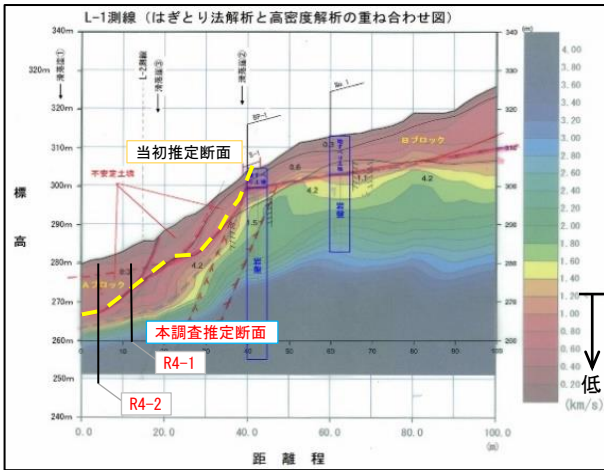


図-2 既往の弾性波探査結果

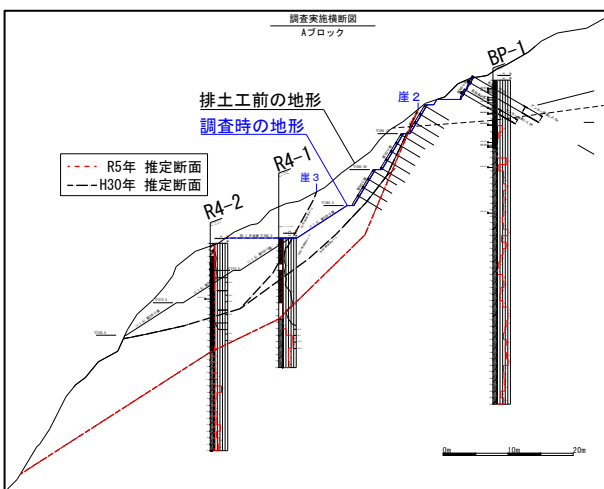


図-3 調査結果断面図

5. まとめ

本調査の推定すべり面は動態観測で累積性的の変動が認められた深度（R4-1：GL-12.5m、R4-2：GL-16.8m）に設定した。本観測では観測期間中の降雨量が少なく滑動性が顕著でなかったことや上部排土工の施工で安定性が増加したことから、その変動量は「変位C」²⁾とブロックの滑動性が低いとされ、すべり面が「潜在」していると考

えた。

当初の推定すべり面では、切土後の安全率が $F_s=1.159$ となり、鉄筋挿入工で補強することで計画安全率 $p, F_s=1.200$ を達成すると見積もられた。本調査で検討したすべり面で安定計算を行った場合、安全率は $F_s=1.084$ となり、追加対策の検討が必要であるとの考えに至った。

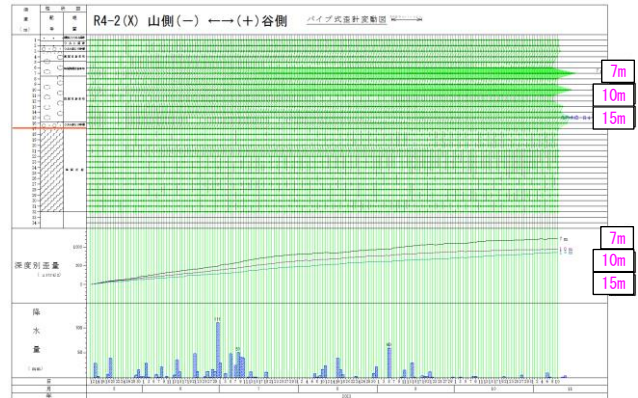


図-4 R4-2パイプ歪計変動図

現在の対策工の計画は、以前の調査結果を基に斜面頂部から排土工+吹付法枠工が計画されている。

調査地には自動観測システムが構築されており、斜面の動態観測は継続的に実施されている。今後の観測結果や排土工の進捗を踏まえて、対策工を再検討するよう提案した。

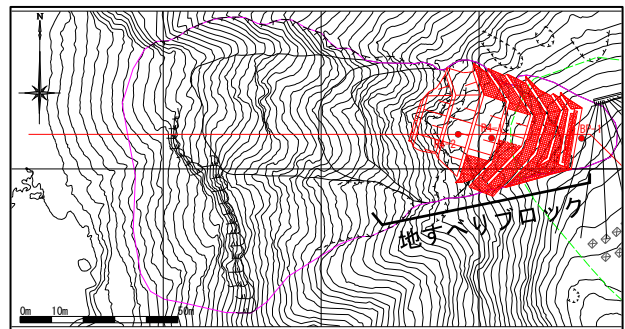


図-5 調査地平面図

6. おわりに

当初、本調査地では弾性波探査と BP-1 孔の調査結果から地質分布が推定されていた。本調査は空洞の有無や多亀裂質な岩盤層の分布等、詳細な地盤情報を得ることができ、現位置でボーリング調査を行う重要性を実感する結果であった。

《引用・参考文献》

- 1) 山口県地質図 第3版 (15万分の1) (2012) : 山口地学会.
- 2) 地すべり観測便覧 (2012) : 社団法人斜面防災対策技術協会, p. 405.

地すべり対策箇所における動態観測事例

川崎地質株式会社 ○松本 郁, 山地 孝昌, 園田 篤史, 小長谷 陸

1. はじめに

対象法面は H17 年に竣工した林道に面し, H17 年, H22 年に小規模な法面崩壊が発生していたが, H23 年 9 月の台風 15 号の降雨をきっかけに大きな地すべりが発生した(図-1). H24 年から調査が開始され, H25 年以降は対策工施工により地すべりは収束したが, H30 年 7 月豪雨によって地すべりが再発した. 再発範囲特定のためボーリング調査, 動態観測等を実施したところ, 過去に設定されたブロックとは変位方向が異なる地すべりブロックが形成されていることが判明した. この地すべりブロックに対して H31 年から地すべり動態観測, 対策工の設計を行っている.

経緯を表-1 にまとめる. 本事例では再滑動したブロックの施工前～施工後の観測結果について紹介する.



図-1 被害状況(H24 撮影)

表-1 調査年表

年	月	地すべり状況等	調査	観測	対策工
H17 (2005年)	-	林道竣工 崩壊発生			植生基材吹付工
H22 (2010年)	7月	法面崩壊が発生			
H23 (2011年)	9月	台風15号による集中 豪雨で地すべり発生			
H24 (2012年)	-	3月初旬に県道通行止 め	現地踏査 調査ボーリング	地すべり観測(4月 以降)	
H25 (2013年)	-	1月末に県道通行止め 解除		1月下旬に地すべ り変位収束, 翌月 にほぼ停止	上部・下部・BV-1ブ ロックに対しアンカ ー工等が施工される
H30 (2018年)	7月	H30年7月豪雨でこれ までのブロックとは 異なる範囲で変位が 確認される			
H31 (R1) (2019年)	1月 ～3月		現地踏査	地すべり観測	
	6月 ～9月	豊水期の降雨で変位 拡大		地すべり観測	6月～9月, 12月～翌年3 月にかけて押え盛土工 が施工される
R2 (2020年)	-	3月頃に変位が沈静化 する		地すべり観測	
R3 (2021年)	6月 ～9月	明瞭な変位なし(H30- 3のみ)		施工のため観測孔 撤去	アンカー工, カゴ枠工 施工
R4 (2022年)	6月 ～9月	明瞭な変位なし	観測孔再設置	地すべり観測	
R5 (2023年)	6月 ～9月	明瞭な変位なし		地すべり観測	

2. 地すべりの素因と誘因

【素因】

既往地すべりブロックの地すべり変位で末端部の強度が低下していた. また, 変位方向が既往地すべりと異なり, 既往の対策工では十分な抑止効果が発揮されなかった.

【誘因】

H30 年 7 月豪雨時の雨量は H23 年地すべり発生時の 4 倍

の雨量であった. この影響で既往対策工検討時には顕在化していなかった地すべり(H30 ブロック)が顕在化した(図-2).

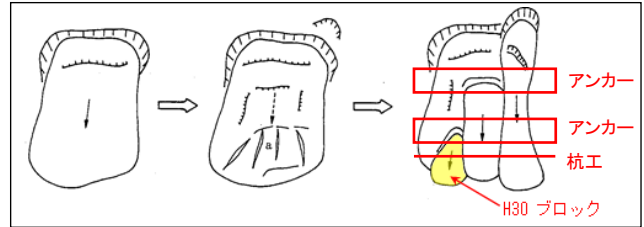


図-2 地すべりブロックの分化模式図

3. 調査内容

地すべりが再滑動した直後に地すべり機構解析及び対策工検討を行うため, ボーリングと動態観測を行った. 施工後は対策工の効果判定のため, 観測孔を再設置し, 動態観測を行った.

観測内容としては, 挿入式孔内傾斜計, 自記水位計を使用し, H31 (R1) 年～R5 年の多雨期(6～10 月)の期間を中心に観測を実施した.

観測孔は H31 (R1) 年～R2 年は H30-1, H30-2, H30-3 の 3 孔で実施した. R2 年以降は H30-1, H30-2 は施工のため撤去されたため, R4 年に代替孔として R4-1, R4-2 を設置して観測を実施した(図-3).

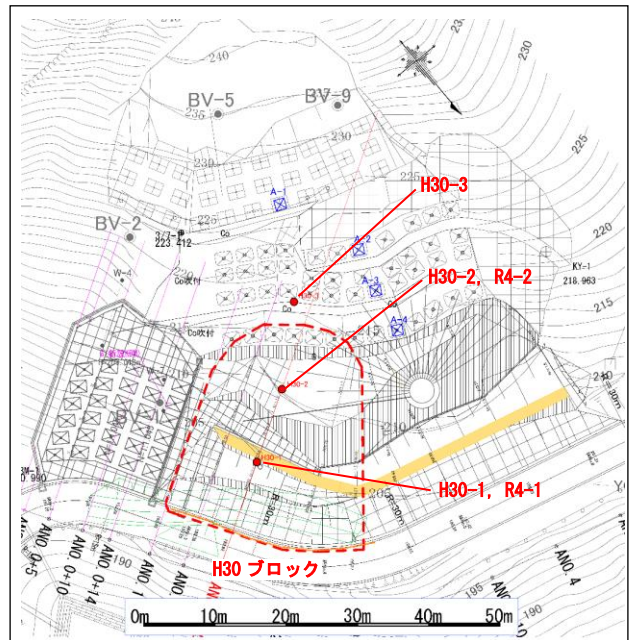


図-3 観測孔位置図

4. 観測結果

施工前と施工後の変動量, 変動種別¹⁾を比較したグラフを図-4 に示す.

- ・施工前(H31 (R1) 年～R2 年)

<H31 (R1) 年>

H30 ブロック内に位置する H30-1, H30-2 では日雨量 90mm/日以上を観測した際に、地下水位の上昇と変動 a 相当の谷側への顕著な累積変動が確認された。

また、末端部の既設法枠から土砂が流出したことで、地すべり変動が促進されたため、応急対策として押え盛土工を実施した。観測結果にもとづき、対策工としてアンカー工、カゴ枠工等の詳細設計を実施した。

<R2 年>

H30-1, H30-2 では地下水位は高い状態にあったが、変動量は低下し、変動 c 相当であった。H31 年と比較すると変動量が低下していることから、押え盛土工の施工により地すべりに対する抑止効果が確認できた。R2 年 12 月頃から対策工の施工が実施された。

・施工後 (R4~R5 年)

孔内傾斜計観測の結果、観測期間中に明瞭な変位は確認されなかった。また地下水位観測の結果、過年度と比較すると降雨が 90mm/日以上の際も地下水位が低下傾向にあることが確認された。

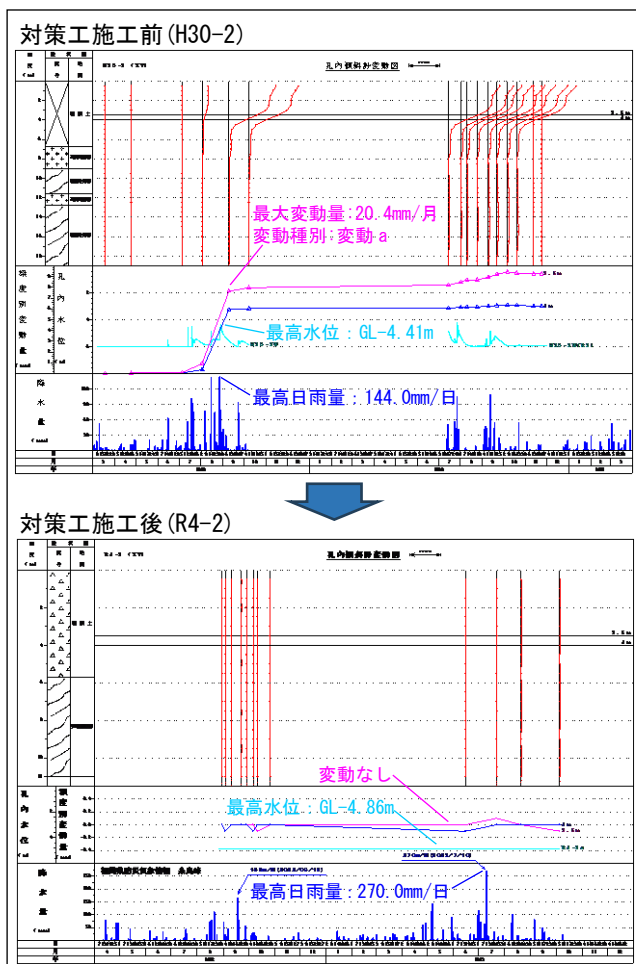


図-4 施工前～施工後の観測グラフ

5. まとめ

【孔内傾斜計観測結果】

施工前～施工後の変動量一覧表を表-2 に示す。地すべりブロック内に位置する H30-1, H30-2 では H31 (R1) 年に

変動 a 相当の変位が確認されていたが、押え盛土工施工後は変動 c 相当の変位に低下している。図-5 に調査位置断面図を示す。地すべり末端部が法枠工破損に加え背面の土砂流出により欠損した状態になっていたため、押え盛土工は効果的であったと考えられる。また、施工後は施工前より降雨が多かったにもかかわらず明瞭な変位が認められなかったことからアンカー工による効果が確認できたといえる。

表-2 累積変動量一覧表

観測孔	累積変動量 (mm/月)				
	H31 (R1)	押え盛土工施工	R2	R4	R5
H30-1 (R4-1)	11.2 変動a		0.6 変動c	0.4 変動c未滿	0.4 変動c未滿
H30-2 (R4-2)	20.4 変動a		1.6 変動c	変動なし	変動なし
H30-3	変動なし		変動なし	変動なし	変動なし

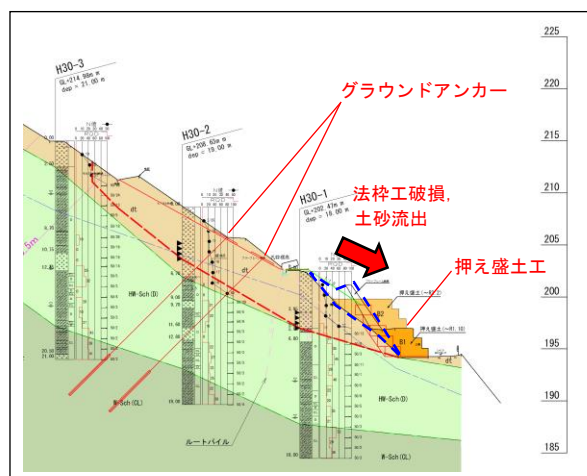


図-5 調査地断面図

【地下水位観測結果】

施工前～施工後の最高水位一覧表を表-3 に示す。施工前は 90 mm/日以上降雨で地下水位の上昇が確認されていた。既設対策工として法面末端部には吹付法枠工が設置されており、地下水の供給が想像以上に多かったため地すべりが再滑動したと考えた。そのため、末端部の復旧時にはかご枠工を採用することで、排水機能を確保できる構造とした。施工後は 90 mm/日以上降雨でも、明瞭な地下水位の上昇が確認されなかったことから、かご枠工による効果が確認できたといえる。

表-3 最高地下水位一覧表

観測孔	最高地下水位 (GL-.m)				
	H31 (R1)	押え盛土工施工	R2	R4	R5
H30-1 (R4-1)	2.06		2.78	4.30	3.17
H30-2 (R4-2)	4.41		4.25	4.85	4.86
H30-3	6.50		6.50	4.73	2.99

青字：対策工施工後に水位低下

《引用・参考文献》

1) 国土交通省砂防部：地すべり防止技術指針解説 P29. 平成 29 年 1 月

地すべり地における砂防堰堤のための地質調査事例

中央開発株式会社 ○片山 翔, 神崎 裕, 田邊 裕明

1. はじめに

土木構造物施工時においては、調査段階で確認されている地質リスクとなる地質状況に対する検討が不十分なために施工に大きな影響を及ぼす可能性がある。そのため、調査段階において設計上の安全側を考慮した検討を行うことが重要である。

本事例の対象は、砂防堰堤新設のための地質調査である。計画地に地すべり地形が存在するとされていることから、当初より設計施工への影響が懸念されており、調査の結果、地すべりにより埋積した河床堆積物の可能性がある礫層が確認された。調査結果を考慮すると、地すべりが存在する可能性は低いと想定されたが、設計上の安全側を考慮し、地すべりを仮定した検討を行い、設計施工への影響を評価した。

2. 地形地質概要

調査地は、丘陵地帯の末端部に位置し、北部には一級河川が西方向に流下する。地質は、新第三紀の礫岩を挟在するシルト岩が主に分布する。堰堤計画地は向斜軸部に位置し、地層の走向は向斜軸延長方向と一致する。また、左岸側には地すべり地形が存在するとされ、堰堤左岸袖部は上記地すべり地形の末端部に位置する。

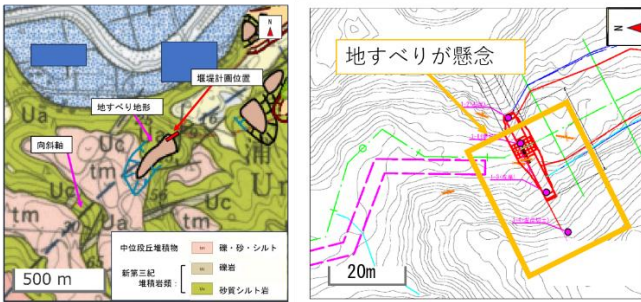


図-1 調査地域の地質図¹⁾, 調査位置図

3. ボーリング調査結果

調査地には新第三紀のシルト岩が主に分布し、左岸側斜面は段丘堆積物が被覆する。シルト岩は左岸側で流れ盤構造、右岸側で受盤構造をなす。また、地すべりが懸念される左岸側では、現河床と同標高付近にシルト岩に挟在する礫層が確認された。この礫層については以下の2つの可能性が想定される(表-1)。

- ①：シルト岩に挟在する礫岩層
- ②：地すべりにより埋積した旧河床堆積物

上記の礫層を除き、シルト岩中に地すべり性の破碎等は認められないため、②のような地すべりが存在する可能性は低い。しかし、①礫岩とした場合も、シルト岩と不整合で接していることや、連続性が不明である点を考慮すると、堰堤計画地向斜軸部に位置するため、地質構造的に不自然ではないが、根拠に乏しい。

そのため、今回は設計上の安全側を考慮し、地すべりが存在すると仮定し、安定性について検討することとした。

4. 崩壊形状の設定

地すべりが存在すると仮定した場合の安定性について検討するため、机上検討、調査結果より、以下の2つの崩壊形状を推定した(図-2)。なお、どちらも直線的な滑動を示す岩盤すべりである

- ①大規模すべり：防災科研の地すべり地形分布図²⁾より設定した。岩盤すべりとしてはすべり面角度が緩く、コアにも破碎は認められないことから、実際にこのような地すべりが存在するとは考えにくい。
- ②末端部すべり：地形ボーリングコアに地すべり性の破碎は認められず、地形にも表れていないため、こちらも実際に存在するかどうかは不明である。

表-1 想定される地質状況

項目	① 礫層をシルト岩に挟在する礫岩層とする場合	② 礫層を埋積した旧河床堆積物とする場合(地すべりがあるとする場合)
地質状況	・層厚1.65m程度でシルト岩に挟在する。 ・受盤構造を呈し、シルト岩の傾斜方向と斜交する。向斜軸付近のため、傾斜方向がばらばらしている可能性がある。	・礫層の上にシルト岩(崩壊ブロック)が乗りあげるように分布する。 ・斜面末端部はやや孕み出すような地形状況だが、地すべり性の変状は認められない。 また、ボーリングコアに破碎、スリッケンサイドは認められない。
調査・検討結果	・1-3孔で確認された玉石と、礫岩及び中位堆積物含まれる礫の比較をしたが、玉石混り土砂が礫岩であると断定はできなかった。	・地表地質踏査においては地すべり性の変状等は確認されなかった。 ・ボーリングコアには脆弱部いくつか存在するものの、地すべりを示すような状況は認められない
地質断面図		
評価	・地質状況としては不自然ではないが、礫岩と断定する根拠に乏しい	・地質断面図のように、旧河道を埋積するような地すべりが存在すると可能性は低い

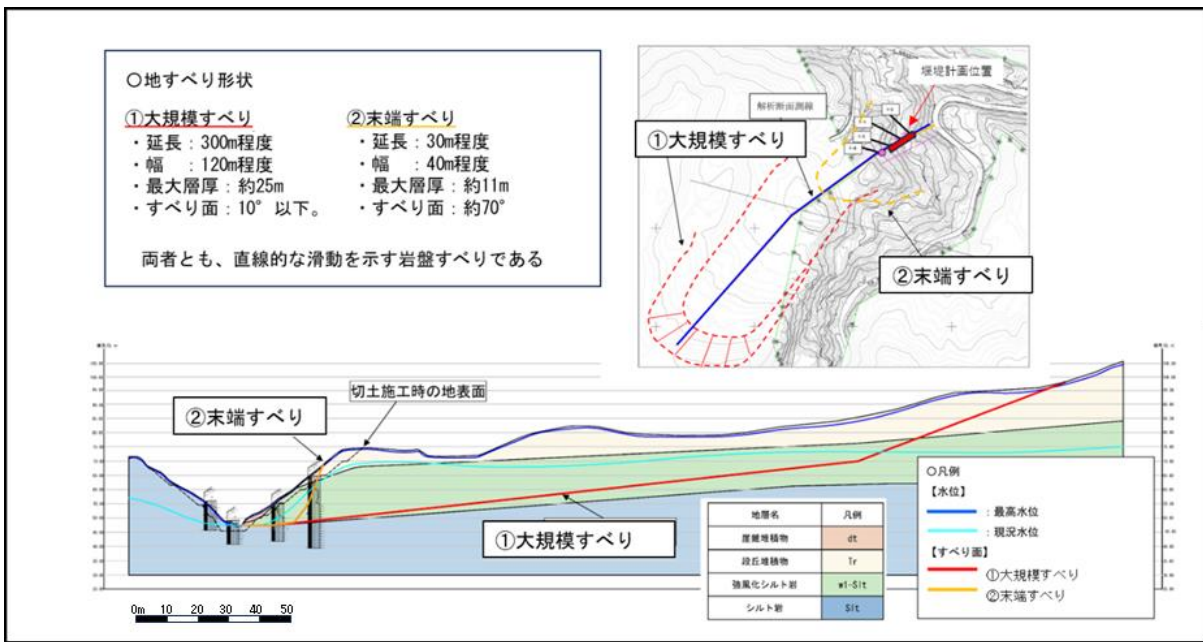


図-2 推定した地すべり形状と安定解析断面

5. 斜面安定解析

施工時の斜面の安定性評価のため、図-2に示した、①大規模すべり、②末端すべりについて、現況及び切土施工時の安全率を計算した。解析に用いた各緒言の設定根拠は以下のとおりである。

①地層区分：機械ボーリング結果より設定した。なお、調査結果が末端部しかないこと、切土施工時の応力開放、スレーキングを考慮し、想定すべり面より上位の岩盤層はすべて強風化シルト岩とした。

②地下水位条件：安全側を考慮し、地表付近の水位とした。

③地盤定数：地層毎にN値より設定。強風化シルト岩については粘性土相当で設定した。

④切土勾配：ボーリング調査結果を考慮し、軟岩の標準勾配である1:1.2³⁾の勾配とした。

安定解析結果を表-2に示す。

安定解析の結果、①、②ともに現況安全率と施工時安全率ともに $F_s=1.200$ を大きく上回る結果となった。また、①については現況、施工後安全率がほとんど変化せず、②では施工後安全率の方が高い結果となった

表-2 斜面安定解析結果

対象	ケース	安全率 F_s	差分
①大規模すべり	現況	1.600	0.009
	切土施工後	1.609	
②末端すべり	現況	1.411	0.247
	切土施工後	1.647	

※ (施工後安全率-施工前安全率)

6. 地すべりを仮定した場合の安定性評価

地表地質踏査では、地すべりを示唆するような変状は認められず、地すべりを仮定した場合の斜面安定解析では、十分安全側を考慮した諸元でも、現状、施工時にいて十分安定している結果となった。上記より、地すべりが仮に存在したとしても施工時に不安定化する可能性は低いと言える。ただし、対象斜面が流れ盤構造をなし、スレーキング特性を持つことを考慮すると、施工時の表層崩壊が懸念されるため、施工の際は、吹付工等の法面保護工を併用し、逆巻きで施工していくことが望ましい。また、左岸側のボーリング孔は孔内傾斜計観測孔仕上げとしているため、施工時の動態観測による安定性の検討も可能である。

7. まとめ

本業務では、調査で確認された礫層に対して、設計上の安全側を考慮し、地すべりと仮定した場合の調査解析を実施し、施工時の影響について評価した。本事例のように、地すべりの有無が不明確な場合や、対象構造物に対して、想定される地すべりが大規模である場合は、事業費等の兼ね合いから、広域的な地すべり調査を実施することは難しい。そのため、今回のように簡易的に地すべりの安定性を評価するのも有効であると考えられる。

《引用・参考文献》

- 産業技術総合研究所 (1994) (に加筆) : 5万分の1 地質図幅「高田東部」。
- 防災科学技術研究所 (2015) : 1:50000 地すべり地形分布図。
- 日本道路協会 (2009) : 道路土工-切土工・斜面安定工指針, pp397-403.

既存アンカーの効果を検討した地すべり安定解析手法

株式会社エイト日本技術開発 宮 翔太

1. はじめに

岡山県北部の道路法面において設置されたアンカーに破損が発見され、法面調査を実施した。調査の結果、アンカーや法枠等に破損が確認されるとともに、地すべり滑動が確認された。既存アンカーは緊張力が増加し部分的に破断しているものの、多くは過緊張の状態では地すべりに対して抵抗力を発揮していた。これらを踏まえ、既存アンカーの効果を検討した地すべり安定解析と対策設計を行ったので報告する。

2. 調査結果

(1) ボーリング調査結果

当地では4箇所においてボーリング調査を実施しており、代表箇所として最も地すべり深度の深い調査箇所のコア写真を写真-1に示す。当地では流紋岩～流紋岩質凝灰岩が確認され、岩質自体は硬質だが亀裂が発達しており、表層付近では風化により亀裂面を中心に褐色化の進行が見られた。



写真-1 代表箇所のコア写真

(2) リフトオフ試験結果

当地では5箇所においてリフトオフ試験を実施しており、現状の残存引張力の把握を行った。

リフトオフ試験結果から荷重-頭部変位量グラフを整理し、表-1に示す残存引張力とアンカー健全度の目安に従って評価を行った。結果として5箇所中3箇所はリフトオフせず「健全度 E」、1箇所は「健全度 C」で設計アンカ

一力を大きく超え過緊張状態であることが分かった。1箇所のみ「健全度 A」と評価したが、直上のアンカー頭部が脱落しており、1度過緊張状態になった後にすでに抜け落ちが生じ現在の値となっている可能性もある。

表-1 残存引張力とアンカー健全度の目安¹⁾

残存引張力の範囲	健全度	状態	対処例
0.9 T ₀ 1.1 T ₀	E	破断の恐れあり	緊急対策を実施
	D	危険な状態になる恐れあり	対策を実施
	C	許容値を超えている	
許容アンカー力 (T ₀)	B		経過観察により対策の必要性を検討
設計アンカー力 (T _d)	A	健全	
	A	健全	
定着時緊張力 (P _d)	0.8 P _d	B	経過観察により対策の必要性を検討
	0.5 P _d	C	対策を実施
	0.1 P _d	D	

3. 安定解析方法

通常、道路土工 切土工・斜面安定工指針に基づいて行われる地すべり安定解析には「修正フェレニウス法」が用いられるが、通常安定解析手法では既存アンカー工の残存緊張力があるにも関わらず、その効果値が算定できないという問題が生じる。

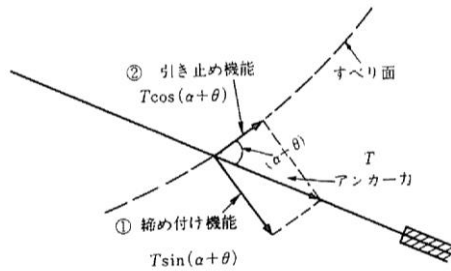
このためアンカー工の効果を検討する場合には、図-1に示すとおり、地すべり安定解析式の分子側（地すべり抵抗力）にアンカー工の効果を加算した解析式が用いられる。アンカー工の機能の中には「締め付け機能」、「引き止め機能」の2種類があり、図-2に示すようなメカニズムで両機能が同時に作用している。

以上を踏まえ、本検討では、調査結果等から解析に必要なパラメータを設定するとともに、既設アンカー工の効果を算定した。

$$F_s = \frac{\sum c \cdot l + \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sum T [\cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \text{アンカー工効果} \quad (\text{参 8-1})$$

ここに、 F_s ：安全率
 c ：粘着力 (kN/m²)
 l ：分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
 W ：分割片の重量 (kN/m)
 u ：間隙水圧 (kN/m²)
 b ：分割片の幅 (m)
 α ：分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)
 ϕ ：せん断抵抗角 (度)
 T ：アンカー力 (単位断面あたり) (kN/m)
 θ ：アンカー tendon と水平面とのなす角 (度)

図-1 アンカー工の効果²⁾



参図 8-10 グラウンドアンカー工の2つの機能³⁾

図-2 アンカー工の機能³⁾

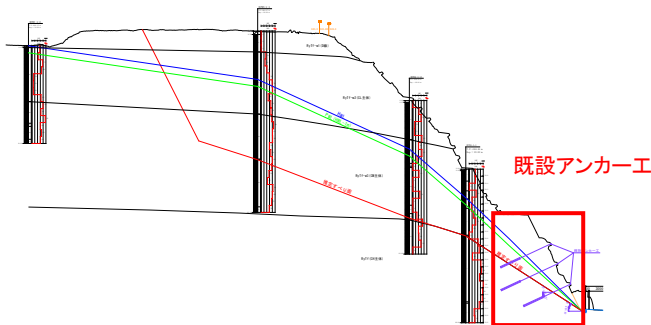


図-3 解析断面図

4. 既設アンカー工効果算定

当地では既設アンカー工が41本、2種類の規格が施工済みとなっている。表-2に当地の既設アンカーにおける計画内容を示す。

リフトオフ試験を行った際、ほとんどのアンカーが試験荷重の限界値 (0.9Tys) まで載荷してもリフトオフしない状態であったため、正確な残存引張力は不明となった。このため、本検討においては、確認できた0.9Tysを残存引張力に設定して解析を実施する方針とした。

表-2 既設アンカー計画内容一覧表

	法面左側	法面右側
設計アンカー力 Td(kN/本)	71.3	164.0
アンカー規格	φ12.5mm×1	φ12.5mm×2
降伏荷重 Tys(kN)	156.0	312.0
リフトオフ試験値 0.9Tys(kN)	140.4	280.8
配置間隔 a(m)	3.0	4.0
アンカー傾角 θ(度)	25.0	22.0
すべり面角度 α(度)	32.9	32.9
全アンカー本数 n(本)	30	11
抜けているアンカー本数 n'(本)	7	0
効力のあるアンカー本数 N(本)	23	11

表-2に示したリフトオフ試験値から推定されるアンカー工緊張力 T (kN/本)、すべり面とアンカー工がなす角度 α (度)、アンカー工と水平面がなす角度 θ (度) を用い、法面左側および右側における既設アンカー工の①締め付け効果、②引き止め効果を算定した。

ここで、上記のパラメータから算出される既設アンカー工の効果は、左側法面23本+右側法面11=計34本分の値

となる。すべり安定解析では奥行1m 単位で行われるため、地すべり幅で除することで既設アンカー効果 P (kN/m) とした。

5. 検討結果

現況安全率 Fso=0.98とし、対策検討に必要な抑止力については、既設アンカー工の健全性が失われていることから将来的に切断・撤去が必要と考え、既設アンカー工の効果を減じた上で計画安全率 PFs=1.20を満足する抑止力を算出した。

地すべり抵抗力 S'

$$=S (\text{地すべり抵抗力}) - P (\text{既設アンカー効果})$$

$$=7751.37-96.74$$

$$=7654.63$$

$$\text{安全率 } F_s' = S' / T = 7654.63 / 7909.54 = 0.967$$

$$\text{抑止力 } Pr = PF_s \times T - S'$$

$$= 1.20 \times 7909.54 - 7654.63 = 1836.9 \text{ (kN/m)}$$

設計検討については、この抑止力に対して抑制工、抑止工の検討を行う方針とした。

6. 考察

本検討では、調査結果等を踏まえ、既存アンカーの効果を見込んだことにより、実際に必要な抑止力に対して適切な対策工を検討することができた。

今後このような、既設構造物が存在する現場における解析検討についての事例が増えてくると考えられ、残存する効果をどのように評価し設定するかが課題となる。実状に合った適切な検討を実施するために、技術者がデータをどのように活用し評価すべきか更なる検討が必要である。

《引用・参考文献》

- 1) グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (2012) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 206
- 2) 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (2009) : 社団法人日本道路協会, pp. 290-291
- 3) 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (2009) : 社団法人日本道路協会, pp. 292

令和5年6月豪雨による地すべりの発生機構と対策事例

株式会社エイト日本技術開発 ○遠藤 雅宏, 種平 一成

1. はじめに

令和5年7月上旬、道路山側の法面において地すべりが発生した。当地すべりは、8月の伸縮計変動量が約800mm/月を記録するなど非常に活発であり、道路沿いでは地すべりの押し出しに起因すると考えられる小崩壊や落石が続き、7月下旬、大規模な末端崩壊により道路が閉塞し、通行止めとなった。早急な道路復旧を図るべく、調査・観測を実施した事例を紹介する。

2. 地形・地質概要

当被災箇所は、標高240~270mの尾根先端の東側斜面に位置し、道路との比高は約60mである。斜面の傾斜は40度前後と比較的急峻で、道路沿いは1:0.5~0.6程度の切土法面であった。

地質は、四万十帯の泥岩優勢層が分布し、地層の走向傾斜は変化に富み一定ではない。当地の泥質岩は、岩質は硬いが、潜在亀裂が多く、砕けやすい特徴がある。

3. 調査結果

(1) 踏査による地すべり範囲の推定

道路から水平距離約65m地点において、延長26mの滑落崖が確認され、頭部とした(図-1)。発見時の滑落崖は、最大高2mであったが、2週間後には6mに拡大した(写真-1)。西側(左側)は、段差約3m、幅1~2mの開口亀裂が続き、東側(右側)は、亀裂や谷沿いに移動土塊による押し出しが確認され、これらを側部とした。また、道路沿いの切土法面では、岩盤の破碎、地下水の滲み出し、押し出しによる崩壊が確認され、末端部とした。なお、道路面には変状は認められなかった。

(2) LP 差分解析結果による地すべり範囲の推定

当地では被災前のLPデータが存在したため、被災後に再度計測を実施し、差分解析を行った(図-2)。図-2より、頭部や右側部では約5mの大きな沈下が認められ、左側部の下方から末端においては、約2mの隆起が確認された。本解析結果より、地すべり範囲が明確化されると共に、全体の変動状況を把握することができた。

(3) ボーリング調査結果

① 地すべりブロック内

地すべりブロック内で実施したBor-1及びBor-2では、深度10m程度まで砂岩・泥岩が破碎した土砂状コア(D級)が確認された。これ以深は、亀裂や礫状部を挟むが、概ね新鮮な岩盤(CL級主体)が確認された。

② 地すべりブロック背後

滑落崖の背後で実施したBor-3では、深度7mまで強化岩(DH級)分布し、深度7~12mは、地すべりブロック内では確認されなかった強強化泥岩が確認された。これ以深は、概ね新鮮な泥岩(CL級主体)が確認された。

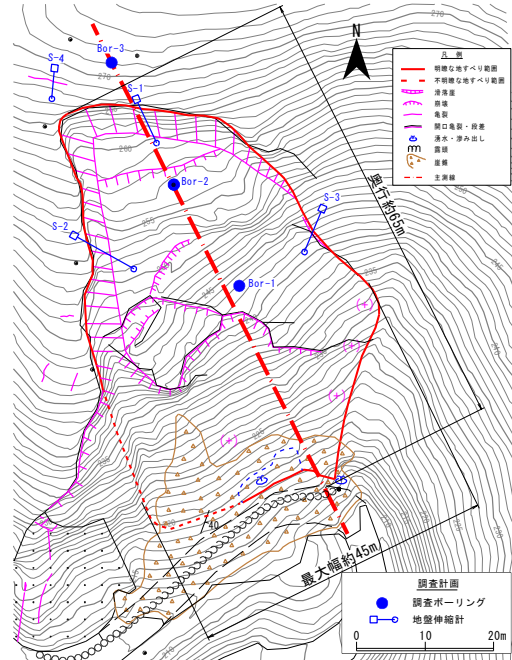


図-1 踏査平面図



写真-1 頭部滑落崖の状況
(左:発見当初, 右:2週間後)

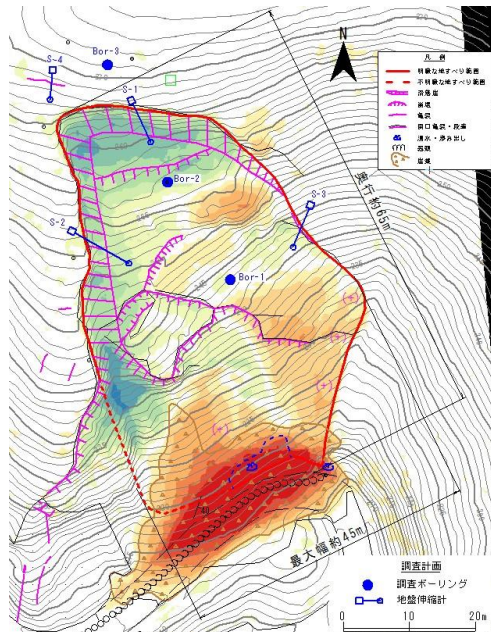


図-2 差分解析図(R5.4.11~R5.7.26)

4. 観測結果

(1) 伸縮計観測結果

地すべり頭部と右側部に設置した S-1 及び S-2 では、8 月中旬の豪雨（143mm/日）により、約 240mm/日の大規模な変動が記録された（図-3）。それ以降も、降雨に伴い顕著な変動が認められた。左側部に設置した S-3 では、S-1 や S-2 と比較すると、総移動量がやや小さい傾向が見られた。また、滑落崖背後の小亀裂に設置した S-4 では、目立った変動は認められなかった。

(2) パイプ歪計観測結果

地すべりブロックで実施した Bor-1 及び Bor-2 では、3 月の降雨（247 mm/月）により、約 2,000 μ /月の顕著な変動が確認された。また、背後斜面の Bor-3 では目立った変動は確認されなかった。

(3) 水位観測結果

孔内水位は、3 月の降雨により、Bor-1 で約 2.5m の水位変動が確認された。また、尾根付近の Bor-3 では、約 5m の顕著な水位上昇が確認された。これにより、背後（東側に続く山地）から地下水が供給され、地すべり地に流入していると推察された。

5. 解析結果

(1) 解析測線の設定

当地すべりは、右側部において引張りによる変状が認められる一方、左側部は圧縮やずれの傾向を示している。この違いは、S-3（左側部）より S-2（右側部）のほうが月変動量が 1.3~1.7 倍大きいなど、伸縮計の変動量からも確認できる。他にも、地すべりが大きく変動した際に、伸縮計 S-3 の塩ビ管が左側に屈曲し、移動杭が左側に移動していた事や、左側部において押し出し崩壊や岩盤の破砕が顕著であったことから、当地すべりは上から下の移動に加えて、上から見て右から左に向かって移動していると考えられた。以上より、図-1 のように解析側線を設定した。

(2) すべり面の設定

ボーリングコアの土砂部と岩盤の境界及びパイプ歪計で顕著な変動が確認された深度より図-4 のようにすべり面を設定した。

6. 地すべりの発生機構

元来地下水の供給が豊富であった当該斜面において、台風に伴う記録的豪雨（日雨量が観測史上2位）があり、過剰な地下水が供給され、地すべりが発生したと考えられる。そして、その後の降雨により、地すべりが活発化し、移動土塊の攪乱が進行したと考えられる。

現況安全率は、降雨に伴って地すべりが滑動する状況であるため、 $F_s=0.98$ と設定した。

7. 対策工検討

当地すべりの対策工としては、地すべりの原因となった過剰な地下水上昇を抑制するため、地下水排除工（横ボーリング工）を計画した。また、頭部荷重を軽減する

ため、排土工を計画し、計画安全率（ $P.F_s=1.12$ ）に対する不足をアンカー工で補うこととした。さらに、残置する地すべり土塊は、表層が攪乱され脆弱となっているため、鉄筋挿入工により補強する計画とした（図-5）。

8. おわりに

地すべり災害時においては、踏査やボーリング調査、観測を行い、地すべりの発生機構を速やかに把握することが重要と考えられる。当現場では、地すべりの活発化によってボーリング調査が実施できない期間が生じたため、踏査や LP 差分解析により、地すべり範囲と変動状況を明らかにし、その後の調査・観測を速やかに進めることができた。今後も様々な現場で経験を積み、状況に応じて適切な判断が行えるように研鑽を積んでいきたい。

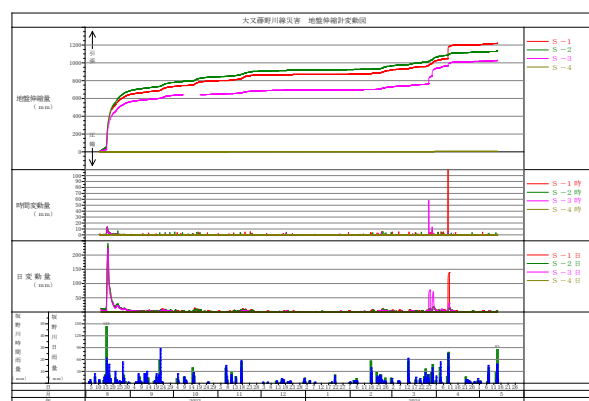


図-3 地盤伸縮計変動図

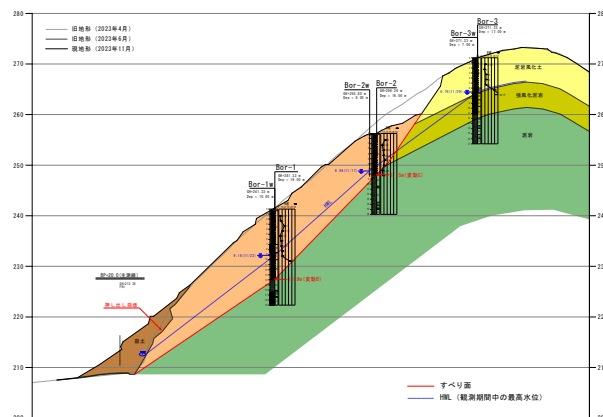


図-4 地質断面図

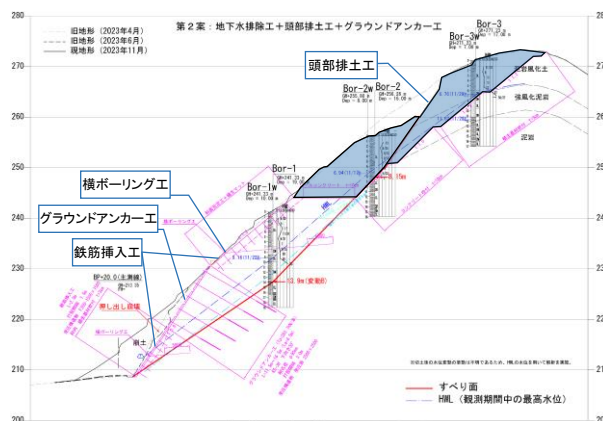


図-5 対策工断面図

【CO33】

地すべりブロック末端部における変状原因の究明と対策工検討事例

中央開発株式会社 ○神田淳, 栗原朋之, 西村修一, 田中風羽, 上原大二郎

1. はじめに

一般に地すべりブロック末端部では、地すべりの活動に伴って、土塊の押し出しなどによる変状が発生しやすい。調査地では、擁壁基礎部から湧水しており、末端部に位置する歩道や擁壁に沈下や目地の開きといった変状が確認されており、「地すべり活動による変状」、「降雨浸透による擁壁背面の水位上昇による変状」、「埋設管の漏水による土砂流出による変状」のいずれかの原因で発生したと推測された。

本調査では地すべり活動との関連性を疑い、斜面の微地形解析、パイプ式歪計、湧水の水質分析、地下水観測孔と地下水モニタリングや降雨との関連性などの多角的な視点から変状要因を抽出して、原因の特定を行うとともに、変状部において将来的に発生の恐れが想定される斜面崩壊に対する対策工法の検討を行ったものである。

2. 調査地の概要

図-1は既往調査より得られた踏査結果である。当初は、No.2～No.3の間にあるBブロックの活動により末端部にあるNo.1付近で変状が発生したと考えられていた。過年度からNo.1～No.3の3箇所までパイプ式歪計と地下水観測を実施していた。

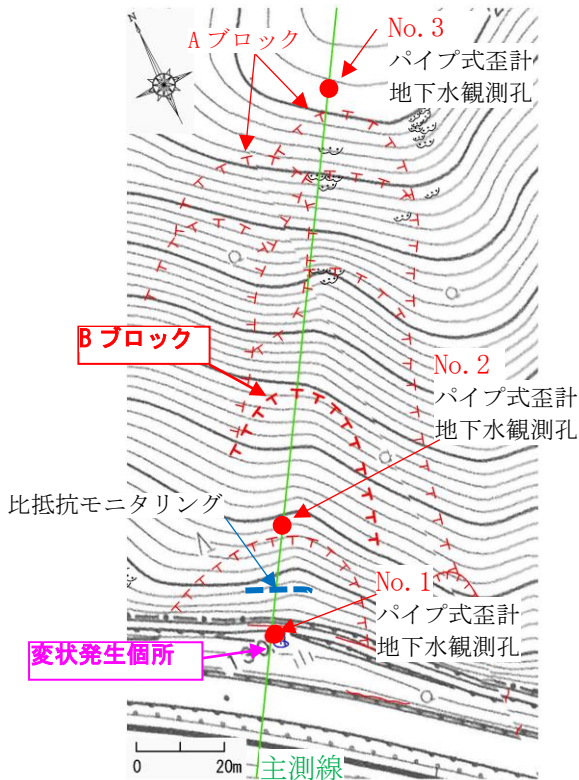


図-1 平面図

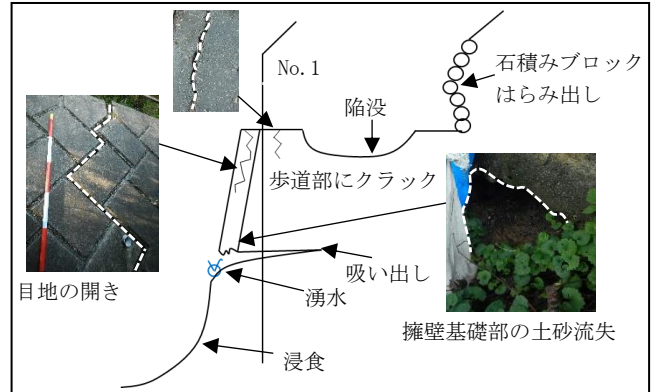


図-2 地すべり末端部における変状の概要図

変状は、ブロック積擁壁の押し出し、擁壁基礎部および裏込めの土砂の流失、歩道部に複数クラックと沈下が確認されていた(図-2)。

既往調査によると地すべりブロックは、滑落崖の高さが1～2m、最大は約6mであった。複数ある側方部の滑落崖では、φ20～30cmの杉が根曲がりしているものの、それよりも幅の小さい木では、根曲がり確認されなかったため、現在の地すべり活動は沈静化していると考えられた。

地質は三波川帯の結晶片岩と泥質片岩が分布し、地表には約7～10mの崩積土が堆積している。基盤岩の片理面は、斜面に対して受け盤構造をなしている(図-3)。

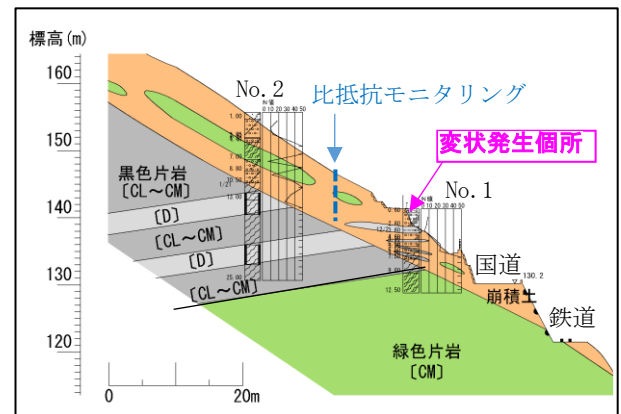


図-3 変状部の想定地質断面図

3. 変状要因の抽出

(1) 動態観測結果と降雨との相関性

パイプ式歪計の観測では、3地点とも全深度で、地すべり活動に関する変位は殆ど確認されなかった。

地下水観測では、No.2で年間の累計降水量と比例して水位低下傾向であること、No.1, No.3では降雨による水位変動が見られないことを確認した。また、変状部に近傍に位置するNo.1では、降雨と季節変動に関係なく、不自然な水位変動を繰り返しており、湧水と同程度の深度であった。

(2) 比抵抗モニタリングによる地下水探査

降雨と地下水位の相関性が見られないことから地下水位データを補完する目的で No.1~No.2 の間で比抵抗モニタリングを9月~12月に設置した(図-3)。その結果、降雨後少なくとも地表からGL-6m以浅(探査深度可能)に地下水位が存在していないこと、崩積土の透水性が高いことが判明した。したがって、「降雨浸透による擁壁背面の水位上昇による変状」は、可能性が低く、湧水との関係が疑わしいことを確認した。

(3) 微地形判読と地表踏査結果の評価

擁壁背面の水位上昇による変状ではないこと、動態観測では地すべり活動が確認されなかったことから、対象斜面の地形を詳細に把握するため、UAV レーザー測量による微地形判読を行った。その結果、既往調査では地すべりブロックの滑落崖とされていたものは、遷急線と侵食前線と判読された。これらの結果から、既往調査で変状箇所の背面の地すべりブロックとされていたものは、斜面の侵食によって形成されたものと考えられる(図-4)。このことから「地すべり活動による変状」ではなく、大半は浸食に伴う変状と判断した。

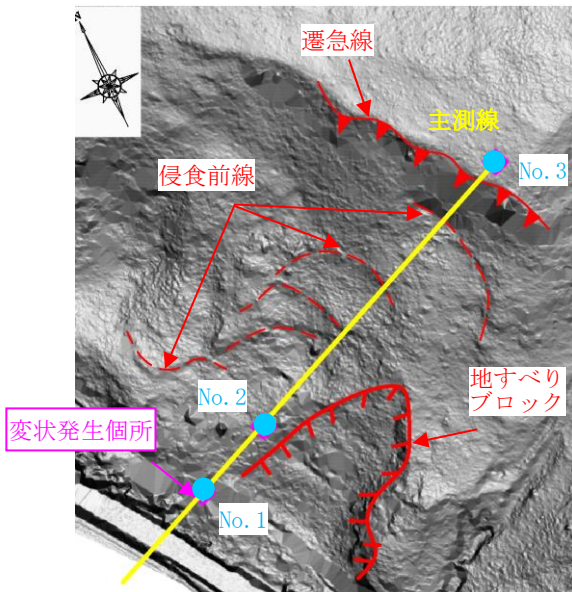


図-4 微地形判読結果

(4) 変状部における湧水の水質分析

変状部では、擁壁基礎部から湧水が確認されていたが、地表踏査では同標高で湧水を確認できなかった。比抵抗モニタリングの結果においても湧水と地下水の関係が不確実であった。また、埋設図面は無いが、歩道部に水道管が通っている可能性が考えられたため、残留塩素測定を行った。その結果、変状箇所の湧水および No.1 から残留塩素が検出され、水道水が漏水している可能性が高いと判断した。

(5) 変状要因の考察

以上の観点から変状は、擁壁背面の歩道直下に埋設する水道管からの漏水によって、擁壁基礎周辺部の土砂洗掘と流出が引き起こされ、擁壁基礎底面の支持力を失っ

たことで、擁壁及び歩道部に変状が発生したと推測した。

4.対策工の検討

調査の結果、変状原因は、地すべり活動によるものではないと判断された。しかし、斜面末端には鉄道と国道が通り、将来的に斜面崩壊の可能性が懸念されるため、斜面对策工の検討を行った(図-5)。

基盤岩の粘着力 c および内部摩擦角 ϕ は、既往調査結果に基づき設定した。崩積土は、既に変状が発生しているすべり面①の安全率を $F_s=0.98^{(1)}$ 、現時点で変状が確認されていないすべり面②の安全率を $F_s=1.00^{(1)}$ とした場合の $c-\tan\phi$ 関係図を用いて、逆計算により設定を行った。すべり面③は対策工仕様検討のための必要抑止力算出のため設定した。

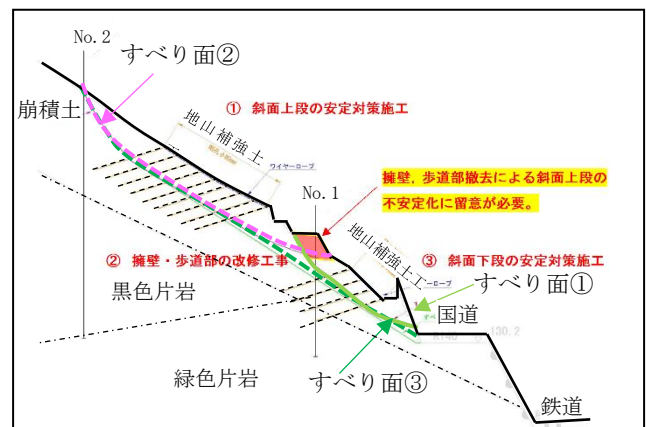


図-5 斜面安定化対策

対策工は、保安林や民有地のため、極力自然を残せる工法として、樹木伐採や大型機械が不要な地山補強土工であるノンフレーム工法を提案した。なお、対策工適用にあたっては、擁壁及び歩道部の改修において土砂撤去が必要となるが、上部すべり面の末端部の土塊が無くなることで土の重量による抑止効果が低減し、すべり破壊を誘発する可能性がある。そのため、施工手順として、変状部の上方斜面の安定対策を行い、次に擁壁・歩道の改修工事、最後に下方斜面の安定対策を行う施工計画を提案した。

5.おわりに

本調査は、地すべりブロック末端部で発生した変状について地すべり活動との関連性を疑い、各種観測調査、降雨との相関性、微地形判読、地表踏査、水質分析による多角的な視点から調査を行い、変状原因を明らかにした。

今回の業務では、変状を地すべり調査の観測結果のみで判断するのではなく、降雨や湧水などあらゆる環境条件を整理して、地すべりの発生メカニズムと変状の関係性を分析した技術者として貴重な現場であった。

《引用・参考文献》

- 1) 道路土工・切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)

地すべり崩壊斜面による崩壊予測手法の適用事例

ニタコンサルタント株式会社 ○辻 敦矢, 橋本 昌夫, 荒井 健助

1. はじめに

地すべり活動や道路工事等により変位が発生した斜面に対して、地盤伸縮計による動態観測を行うことが多い。地盤伸縮計では、変動状況を監視するだけでなく、変動量から崩壊時刻を予測する手法が提案されている。一方で崩壊に至るまでの観測データが得られる事例は少ない。

本稿では、地盤伸縮計2箇所と縦型伸縮計1箇所において崩壊に至るまでの観測データが得られた事例を用いて、実崩壊時間と崩壊予測法によって算出された崩壊予測時間との比較を行った。

2. 地質概要

調査箇所である徳島県の地質構造は、中央構造線、御荷鉾構造線、仏像構造線等のほぼ東西に延びる構造線(大断層)により分断され、整然とした帯状構造を呈している。それらは、プレート運動の関わりで形成された変成岩や付加体とその関連地質体で構成され、北から領家帯、三波川帯(御荷部緑色岩類を含む)、秩父累帯、四万十帯に区分されている。

今回の調査箇所は、A地区が四万十帯、B地区およびC地区が三波川帯に属している。

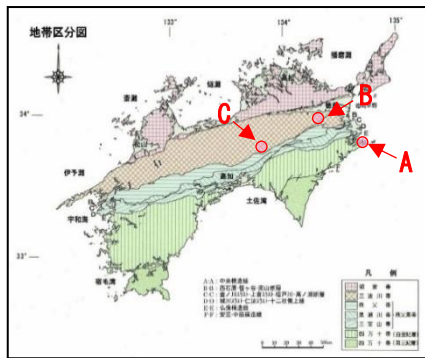


図-1 四国の地帯区分図¹⁾

3. 実崩壊時刻と崩壊予測時刻の比較

崩壊予測手法については、さまざまな手法が提案されているが、実務においては3次クリープに移行すると現場対応等ができない場合が多いため、2次クリープの段階で崩壊予測を行う事が多い。そのため、本稿では参考文献²⁾に準拠し、2次クリープからの概略予測法を適用した。

$$\log_{10} tr = 2.33 - 0.916 \cdot \log_{10} \epsilon \pm 0.59 \dots \text{(式-1)}$$

tr: クリープ破壊時間
 ϵ : ひずみ速度 (10⁻⁴/分)

2 地点に打設された杭間に対してひずみ速度は次式により求められる。

$$\epsilon = (\Delta l / l) / \Delta t \dots \text{(式-2)}$$

l: 杭間の距離(mm)
 Δl : Δt で変化した移動量(mm)
 Δt : Δl の移動に要した時間(分)

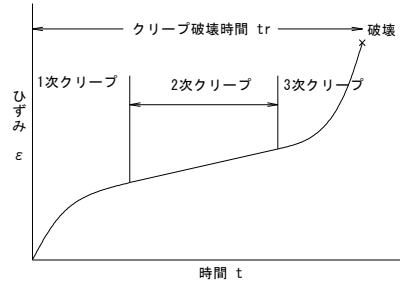


図-2 クリープ曲線モード図³⁾

(1) A地区

豪雨災害により道路に亀裂が生じたため、地盤伸縮計を設置した。観測開始時から変動が確認され、11月1日以降、徐々に変位速度が加速しており、11月29日の豪雨を受けて変位速度が急上昇した。

2次クリープ区間は10月21日16時から10月31日8時に設定し、その時間に移動した量は1.4mmである。

これらの条件で崩壊予測した結果、最短崩壊予測時間は93日16時間後となった。

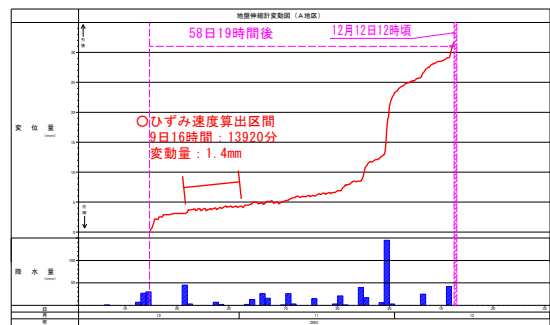


図-3 A地区の地盤伸縮計変動図⁴⁾

(2) B地区

トンネル側道(旧道)の道路改良工事中に地すべり活動が確認されたため、ブロック頭部の滑落崖に地盤伸縮計を設置した。その後、豪雨を受けて6月30日に変位速度が加速し、4日後の7月3日18時頃に斜面が崩壊した。

2次クリープ区間は6月25日15時から6月29日10時に設定し、その時間に移動した量は3.6mmである。

これらの条件で崩壊予測した結果、最短崩壊予測時間は27日後となった。

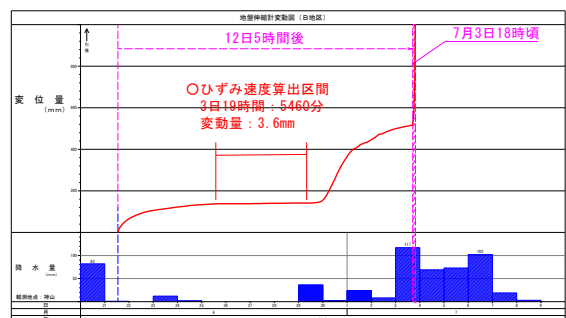


図-4 B地区の地盤伸縮計変動図⁵⁾

(3) C 地区

地すべりブロック末端部の孔内傾斜計観測孔が地すべり活動による孔曲がり観測不能となった。そのため、縦型伸縮計を設置し、変動量の監視を行った。その後、渇水期においても変位は累積し、令和2年4月17日に地すべりブロック末端部斜面が崩壊した。

2次クリープ区間は1月以降に変位速度がやや加速しているため、12月4日8時から12月31日9時に設定した。当該期間に移動した量は9.5mmである。

これらの条件で崩壊予測した結果、最短崩壊予測時間は195日17時間後となった。

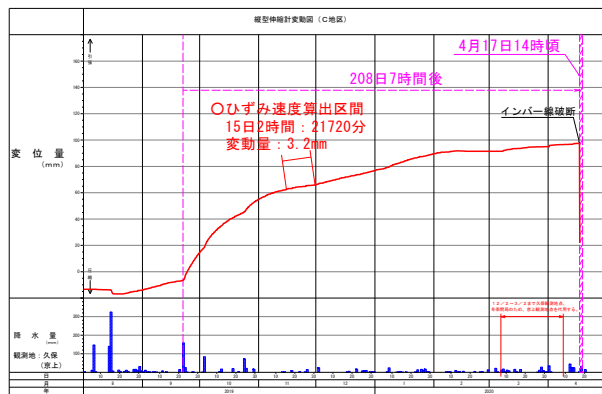


図-5 C地区の縦型伸縮計変動図⁶⁾

表-1に算出条件、崩壊予測時間（最短値）および実崩壊時間を示す。

表-1 崩壊予測結果一覧表

	A地区	B地区	C地区
杭間距離: l (mm)	5000	8000	16000 [*]
移動量: Δl (mm)	1.4	3.6	3.2
時間: Δt	232時間	91時間	362時間
ひずみ速度: ϵ (10 ⁻⁴ /分)	0.00020	0.00078	0.00009
崩壊予測時間(最短値): t_r	93日16時間後	27日後	195日17時間後
実崩壊時間	58日19時間	12日5時間	208日7時間
差	-34日21時間	-14日19時間	+12日14時間

^{*}縦型伸縮計の杭間距離は、ワイヤーの固定点から機械までの距離である。

各地区の崩壊予測時間と実崩壊時間との比較結果は、C地区は崩壊予測時間内で実際に崩壊したが、A地区とB地区では崩壊予測時間より早く崩壊した。

4. まとめ

各地区の現地状況や観測結果から崩壊予測時間と実崩壊時間の差異について述べる。

A地区およびB地区のケースでは、1次クリープと2次クリープが確認されるが、降雨の影響で急速に変位速度が加速している。本稿で使用している崩壊予測式では、クリープによるひずみ速度から破壊時間を求めており、降雨の影響で急速に変位速度が大きくなったため、予測時間より早く崩壊したと考えられる。また、機器の設置時は、既に1次クリープの途中であったため、実崩壊時間が短くなっていた可能性も考えられる。

C地区のケースでは、2次クリープのひずみ速度から崩壊予測時間を算出した結果、実崩壊時間は崩壊予測時間の範囲内であった。この結果から2次クリープの崩壊予測式は縦型伸縮計においても適用できる可能性がある。一方、沈下等による圧縮変位によりひずみ速度が小さくなると崩壊斜面予測時間が長く算出される可能性が考えられる。

今回の事例から2次クリープの概略予測法では、クリープにより崩壊に至る場合は、概ね予測時間範囲内で算出されるが、降雨等の気象条件や変位量の信憑性（正確性）等により崩壊予測時間と実崩壊時間に差異が生じることを確認することができた。

5. おわりに

2次クリープの概略予測法では、式や結果の解釈、気象条件、地質構造などにより、適合している場合とあまり適合していない場合がある⁷⁾。

本稿では一般に地盤伸縮計で使用する崩壊予測法を縦型伸縮計で得られた崩壊事例に適用して実崩壊時間との比較を行うことができた。

今回は崩壊後の事例において崩壊予測を行ったが、実務では地すべり活動が進行中に崩壊予測を行うものである。そのため、使用する崩壊手法について理解しておくことと留意点を把握しておくことが重要である。そうすれば、崩壊予測手法は地すべり活動の現状を把握する1つの方法として有効であると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 四国地方土木地質図編纂委員会編：四国地方土木地質図(1998)、加筆
- 2) 地すべり防止技術指針及び同解説(H20.4)：国土交通省砂防部、独立行政法人土木研究所、p. 76
- 3) 斉藤迪孝・上沢弘(1966):「斜面崩壊時期の予知」地すべり, vol.22, No.2,
- 4) 気象庁アメダス：観測地点「蒲生田」
<https://www.data.jma.go.jp/stats/etrn/index>
(確認日:2024. 5. 31)
- 5) 徳島県水防情報 神山(国)観測所
<https://www.kasen.pref.tokushima.lg.jp/>
(確認日:2018.7.10)
- 6) 徳島県水防情報 久保観測所(欠測時は同HPの京上観測所を参考)
<https://www.kasen.pref.tokushima.lg.jp/>
(確認日:2020.4.21)
- 7) 斉藤迪孝(1987):「斜面崩壊時刻予測のためのクリープ曲線の適用について—崩壊予測の批判に答えて—」地すべり, vol.24, No.1,

地すべりにおける地形差分解析の活用事例

(株) みすず総合コンサルタント ○井上 賢治, 阿部 健
長野県姫川砂防事務所 丸山 尊、小橋 茂和、山下 亨

1. はじめに

近年、航空レーザー測量の普及により高精度な地形データ(LPデータ)が入手しやすくなってきている。地すべり調査におけるボーリング、移動杭、物理探査といった従来の調査手法は点や線の情報が主体であるが、経年のLPデータを差分解析することにより広域の土砂移動の傾向を面的に且つ簡易に推定することができる。本発表では地すべり機構解析において従来手法に加えて差分解析を活用した事例を紹介する。

2. 調査地の概要

調査対象である外沢地すべりは、長野県小谷村の豪雪地帯にある姫川に面した幅200mの大規模な地すべりである。鮮新統の火山噴出物(主として凝灰角礫岩)を基盤とする風化岩すべりでCブロックを本体とし最大層厚は50m、末端にE・Dブロックの浅いすべりが発生し、Bブロックは本体内部の浅いすべりと考えられている。末端部の安山岩堅岩と左サイドの断層が地すべり滑動を規制している(図-1)。

地すべりは過去に大規模な滑動を繰り返しており大正時代には姫川を堰き止めた記録がある。近年では平成22年に活発化し抑止杭が地表に突出する被害を受けた(図-3、写真-1)。令和2年に事業が再開され調査ボーリング13箇所・解析・地下水排除工を主体とした対策工設計が行われた。本調査では地すべりの継続観測と地すべりにより流出した孔のリボーリング、機構解析・対策工の再検討を行った。

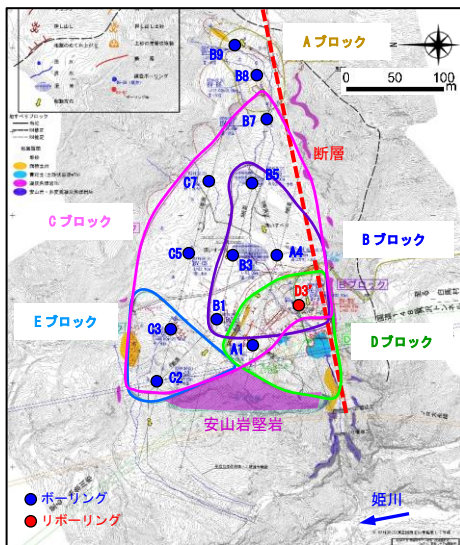


図-1 調査位置図

3. 調査方法

調査項目は地下水位観測・パイプ歪計観測(13孔)、移

動杭観測(16箇所)であり令和2年から継続観測されている。これに差分解析を加えて地すべり機構解析を行った。

4. 調査結果

(1) パイプ歪計観測

融雪期(3~5月)に各孔とも地下水位の上昇に伴い準確定~確定を含む顕著な変動を示す。夏季降雨時の変動は融雪期に比べて小さく豪雪の素因が大きい。

Eブロックを除く全てのブロックで動きがありCブロックは全域で活発である(図-2)。特に地すべり左末端の動きが大きく融雪期に観測孔が流出し今回リボーリングを行った。Cブロックのすべり面コンターをみると左末端の方向に等高線の谷があり、この方向への動きを示唆する。地下水は基本的にコンター方向からブロック内へ流入するため対策工はこれに従った配置とした。

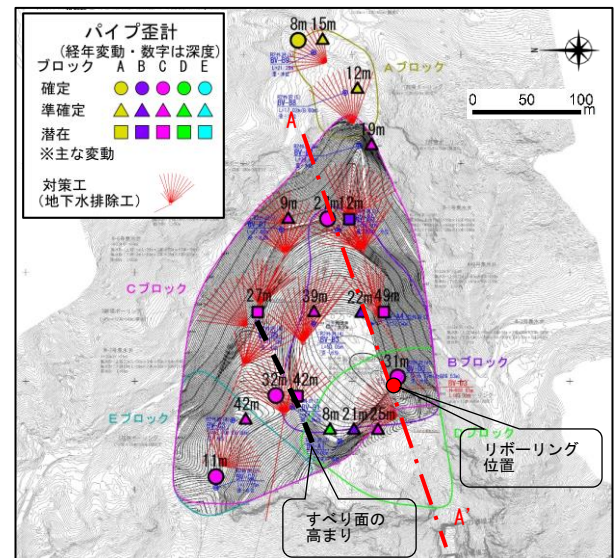


図-2 パイプ歪計変動箇所とCブロックすべり面コンター図

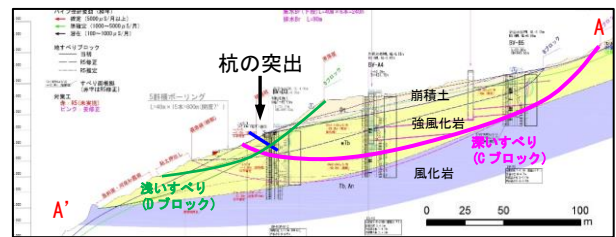


図-3 断面図



写真-1 杭の傾倒
地表に突出し谷側に傾倒している

(2) 移動杭観測

Dブロックの変動が特に活発でR2~3は年間4m以上、R3~4はそれ以上（観測孔流出）の変動がある。他のブロックも年間1~4cm、多いときは10cm程度の変動がある。変動時期は融雪期が主体であり、融雪の多かったR3~4（最積雪深221cm）は特に変動が大きい。鉛直方向は全体に沈下方向に変動している（図-4）。

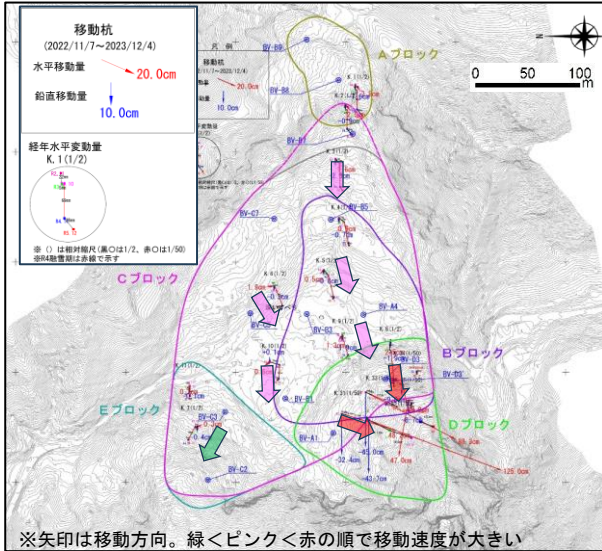


図-4 移動杭観測結果

(3) 差分解析

長野県では平成24年度と令和3年度に航空レーザー測量が県内ほぼ全域で実施されている（林務部は山間部中心）。今回はこれを用いて鉛直方向の差分解析を行った（表-1）。両者の時間差は8年である。杭の突出があったのは初期データ（H24）の3年前である。

表-1 差分解析使用図面

図面	撮影時期	精度
H24長野県林務部LP	2013/9	0.3m以内
R3長野県建設部LP	2021/11	0.3m以内

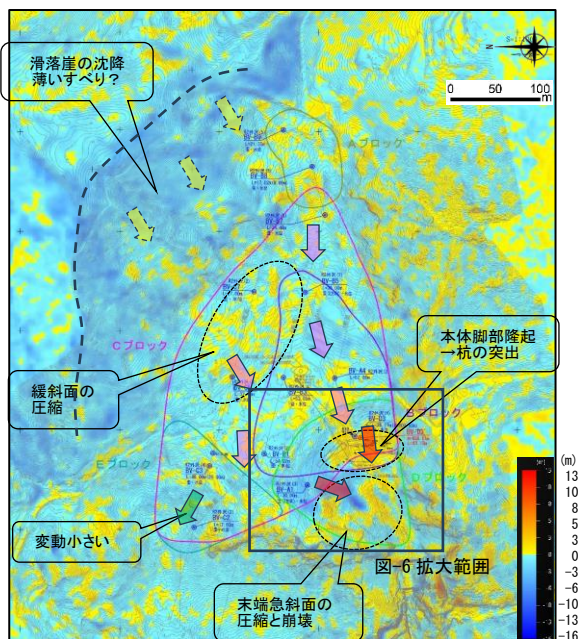
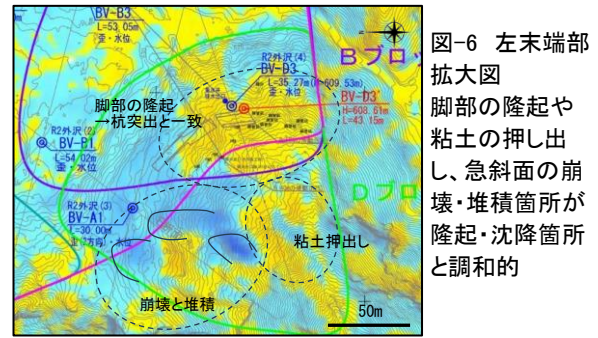


図-5 差分解析結果（矢印は地表の移動方向）



差分解析結果はB・Cブロック左脚部の隆起、Cブロック背後の沈降、Dブロック末端急斜面の圧縮と崩壊が顕著であり、Eブロック側末端は隆起が少なく圧縮は小さいと言える。左脚部の隆起域は杭の突出箇所と一致し脚部の跳ね上げが考えられる（図-6）。全体として移動杭と同様に近年はDブロック側への土砂移動が顕著なことを示す。Cブロック背後の沈降は滑落崖と一致し、薄いすべりが予想される（図-5）。

(4) 地すべり移動の変遷

滑落崖が差分解析の沈降帯と一致すること、滑落崖と地すべり堆の形状が一致することから図-7に示す地すべり移動の変遷を推定した。地すべりは① 南西方向に移動した後、②断層の尾根にぶつかり西へ向きを変え、③その後末端で岩盤に規制されて左右、④特にDブロック側に出口を絞られて抜け出す機構が考えられる。よって現在は左末端の変動速度が著しく大きくなっている。

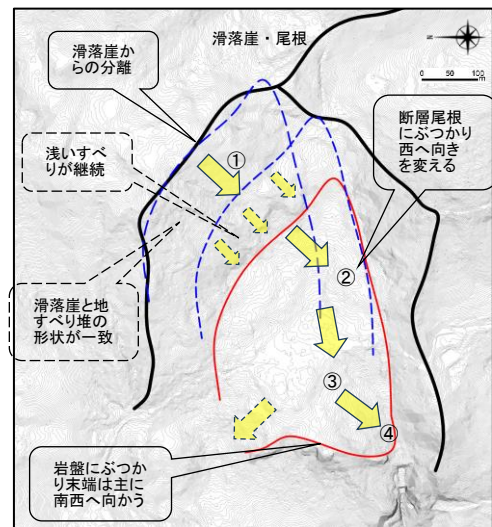


図-7 地すべり移動の変遷の推定

5. まとめ

実測値として重要な従来調査手法をベースに差分解析を加えることで隆起・沈降箇所の面的な分布が広範囲で明らかとなり、個々の観測結果が示す地すべりの移動方向やブロック毎の活動度を説明するのに整合的な結果が得られた。差分解析は地すべり機構を総括する手法として、また地すべりの経時的なモニタリング手法として比較的容易に広範囲を解析できる点で特に有効と考える。

課題としては測量精度が同等であること、有意な変動を得るための測量精度を閾値としたデータ解析、植生による影響の緩和（落葉時期に合わせる）等が挙げられる。