

平成27年7月豪雨により発生した池ヶ谷堰堤右岸部山腹崩壊地の復旧概要

協和設計株式会社 防災グループ

○西岡 孝尚 中澤 圭一 南部 啓太

国土交通省四国地方整備局 四国山地砂防事務所 大谷 正彦 有田 由高 郷田 正博 井上 博義

1. はじめに

平成26年8月豪雨により発生した愛媛県東温市の重信川上流麓谷川池ヶ谷の山腹崩壊は、土量1万m³を超えるいわゆる初生的な大規模崩壊である。筆者らは令和元年度において、最新の測量結果をもとに崩壊の規模やメカニズムなどの性状を明らかにするとともに、今後の復旧方法を検討した。本稿はその概要を紹介するものである。

2. 大規模崩壊の性状

2.1 崩壊発生経緯

平成16年度の池ヶ谷堰堤竣工後、約10年を経て、平成26年8月豪雨で大規模な崩壊が発生した。その後、現地確認と監視を継続していたところ、平成27年7月台風11号の降雨で2度目の崩壊が発生した。以降、土砂流出防止の応急対策を行って、さらに監視を継続し、平成29年度より恒久対策の工事を開始している。

2.2 空中写真判読と地質踏査

概査として昭和50年と平成22年の空中写真を判読した。その結果、明瞭な地すべり地形や崩壊地形、さらに異常な地形は認められず、発生した崩壊は初生的な崩壊と解釈される。特異な事象として池ヶ谷堰堤の築造が挙げられるが、竣工後の平成22年の空中写真では目立った変状はなく、因果関係は認められない。

踏査で確認した崩壊地の地質を図-1に示す。地質凡例を表-1に示す。



写真-1 崩壊地の全景

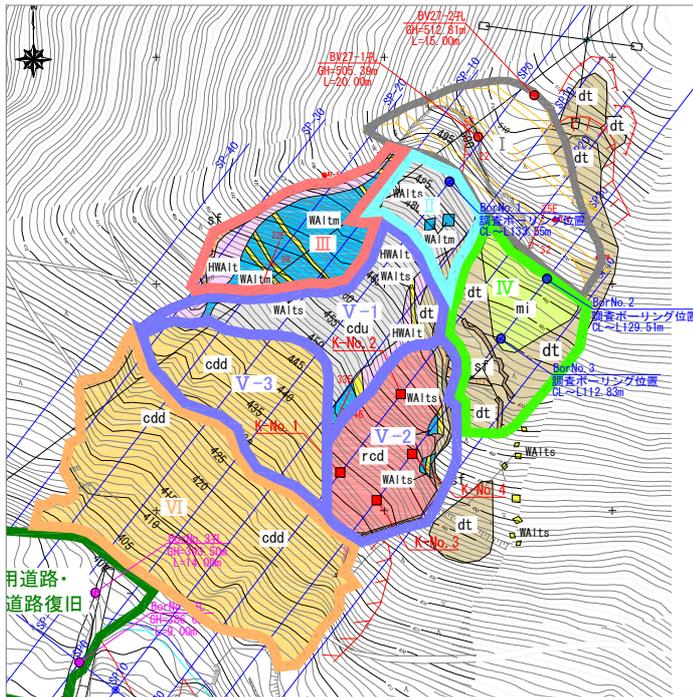


図-1 崩壊地の地質とブロック区分

表-1 地質凡例

| | | | |
|-----|--------------|-------|--------------|
| 被覆層 | 工事掘削ズリ | mi | 切土掘削の土や岩塊 |
| | 崩壊堆積物上部 | cdu | 不安定な崩積土 |
| | 崩壊堆積物下部 | cdd | 安息角で堆積する崩積土 |
| | 残留崩壊堆積物 | rcd | 斜面上に残留する崩壊土砂 |
| | 表層土 | sf | 土壌化したもの |
| | 崩積土 | dt | 崩壊前の崖堆積物 |
| 基盤岩 | 強風化岩 | HWAIt | DH級相当 |
| | 風化砂泥互層(泥岩優勢) | WAltm | CL級相当 |
| | 風化砂泥互層(砂岩優勢) | WAlts | CL級相当 |

表-3 ブロック毎の対策工

| ブロック区分と対策工の凡例 | | |
|---------------|-----|-----------------------------|
| 区 分 | 記号 | 対 策 工 |
| 上部斜面 | I | 法枠工+鉄筋挿入工(対策済み) |
| 上部斜面直下 | II | 法枠工+鉄筋挿入工(+斜面整形工) |
| 中間部 | III | 法枠工(+斜面整形工) |
| 中央部 | V-1 | クモの巣ネット工法(+斜面整形工) |
| | V-2 | クモの巣ネット工法(+斜面整形工) |
| | V-3 | 排土工+山腹緑化工 |
| 上部側側部 | IV | アンカー工+法枠工/鉄筋挿入工+法枠工(+斜面整形工) |
| 下方斜面部 | VI | 排土工+山腹緑化工 |
| | | 工用道路+管理用道路復旧 |

2.3 3次元差分解析

崩壊前、1次崩壊、2次崩壊それぞれのLPデータから3次元地形を再現し、前後の差分から形態を把握した。その結果、1次崩壊は下流側の主崩壊と上流側部の2つの崩壊が複合するものであることが分かった。いずれも中央が最も深く崩れ、前者で7~8m、後方で4m程度の崩壊深である。2次崩壊は、標高490~500mの頭部が拡大したもので、その規模は小さい。すなわち、1次崩壊は浅層部が広く崩れ、2次崩壊は源頭部が深くえぐれ、発生した土砂が斜面を流下する過程で1次の崩壊面を侵食していったことが分かった。崩壊土量は、1次崩壊が約11,000m³、2

次崩壊が約3,000m³で、計約14,000m³である。一方、崩壊前と現況の差分は約16,000m³で、土量変化率1.14で、崩壊後の土砂流出を考慮すると礫質土の土量変化率1.20と矛盾しない。

2.4 3次元安定解析

地質調査結果を用いて3次元地質モデルを作成し、3次元差分解析から発生した崩壊の安定を3次元で確認した¹⁾。地表面付近まで地下水位が上昇したと想定すると、発生した崩壊のすべり面強度は表-2の通り推定される。図-2は、1次崩壊の主崩壊と2次崩壊のバランス図である。●は滑動力が抵抗力を上回る箇所、その程度を大きさで示している。●はその逆で抵抗力が滑動力を上回る箇所である。

表-2 発生した崩壊のすべり面強度の推定

| すべり | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | 内部摩擦角 φ (deg) | 粘着力 c (kN/m ²) |
|-----------|----------------------------------|------------------|-------------------------------|
| 1次崩壊・主要部 | 19 | 35 | 22.6 |
| 1次崩壊・上流側部 | | | 18.6 |
| 2次崩壊 | 19 | 35 | 23.4 |

安定解析の結果、すべり面は一定の粘着力を有し、1次崩壊は、崖堆積物や風化残積土および土砂～礫状の風化岩の崩壊であることが裏付けられる。2次崩壊は、1次崩壊で不安定となった頭部が拡大したもので、規模は異なるがメカニズムに大きな違いはない。図-2のように、すべり周縁部は粘着力が効いて抵抗力が優勢である。すべりの範囲が狭いと周縁部の抵抗力の影響が大きくなる²⁾が、2次崩壊は幅が狭いので深い部分に高い水圧が作用して発生した可能性が高い。2次崩壊部やその周辺に水みちがあるとこのような現象が起きると考える。解析結果から崩壊が深い中心部で滑動力が大きく、中央に抑止対策を計画することが効果的であると結論づけた。

2.5 ブロック区分

地質特性と3次元差分解析および安定解析結果に基づき、崩壊地を6つのブロックに区分した(図-1に併記)。標高490~510mの崩壊地頭部(1ブロック:以下、ブロックは省略)は、切土工と法枠工+鉄筋挿入工で対策中である。直下の上部中央(II)は強風化した砂泥互層が見られ、下流側部の上部(III)は軟岩相当の亀裂質岩が露出している。上流側部(IV)は最大層厚約8mの落ち残り土塊で古い段差地形が見られる。中央部(V)には崩壊土や崩壊堆積物の残留土塊が分布する。Vブロックはさらに3つに区分でき、V-1は中央の滑動域で落ち残りの強風化岩が約2mの層厚で分布する。V-2は崩壊堆積物が残留する箇所、不安定土層(Nc≤20)が層厚約1.5mで分布する。V-3は1次崩壊で崩れた侵食域の上に2次崩壊の崩積土が堆積し、下部(VI)には厚い崩積土が分布する。

3. 対策工の概要

対策工は、表-3に示すように、ブロック毎に今後発生が予想される崩壊の規模を推定して立案し、安定解析でその規模を定めた。II・IIIはIの対策工との連続性を考慮した。落ち残り土塊であるIVはアンカー工で抑止することとした。V-1・2は施工性を考慮し、鉄筋挿入工とワイヤー部材からなる、無足場で施工できる工法とした。V-3・VIは堆積域に該当し、安息勾配以下で礫質土が堆積するため、安定度は高い。よって、表層約1mの不安定な土層を砂防堰堤の堆砂敷へ欠き落とし、山腹緑化工により恒久的な安定を図ることとした。

崩壊地脚部に分布する厚い堆積土は無人化工法で排土し、砂防堰堤堆砂敷へ一旦仮置きする計画である。不透過型堰堤のため平常時堆砂勾配まで土砂を貯留できる。工事用道路は堰堤の管理用道路を復元し、順次、堆砂敷の土砂を搬出する計画である。道路の復元は一定の切土が生じるが、3次元安定解析で復元後のすべりを解析した。その結果、大規模なすべりの安全率は高く、小規模な表層崩壊を除き、一定の安定が確保できると考えられる。

4. おわりに

池ヶ谷大規模崩壊地では、これらの復旧計画を順次、実施予定である。今後、進捗を確認し、その効果や施工性について、次年度以降、再度、報告したいと思う。

参考文献

- 1) 中村浩之・他(1985): Hovland法による地すべり3次元安定解析手法, 土木研究所資料, No.2265
- 2) 太田英将・林義隆(2001): 周縁部摩擦力を考慮した地すべりの3次元安定解析, 地すべり・Vol.38.No.3・p95-100

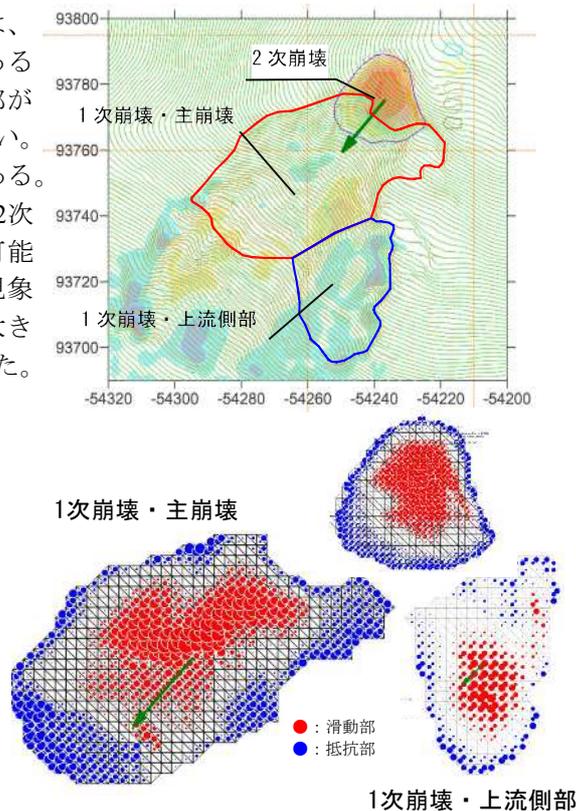


図-2 安定解析バランス図