

集中豪雨による斜面崩壊

梶谷エンジニア(株) 佐藤 辰江

1.はじめに

平成10年8月下旬の集中豪雨(沿岸南部の旬間総雨量は約400~500mm)により、岩手県沿岸南部の主要地方道で、約250m区間で4箇所が崩壊し、災害復旧を目的とする調査・測量・設計業務を行った。

この業務では、安全管理を目的とする計器設置のほか、災害復旧工のための調査も行った。本論文は、崩壊ブロックのうち、規模の大きかった2箇所で行った斜面崩壊の機構解析について報告するものである。

2.地形地質

2.1.現道状況

被災地は岩手県沿岸南部の海岸部を通過する主要地方道である。道路面の標高はGH=5~15m、斜面頂部の標高はGH=30~55m(標高差は25~40m)である。斜面奥部には鉄道トンネルが道路とほぼ平行して貫いている(軌道標高はGH=15m前後)。

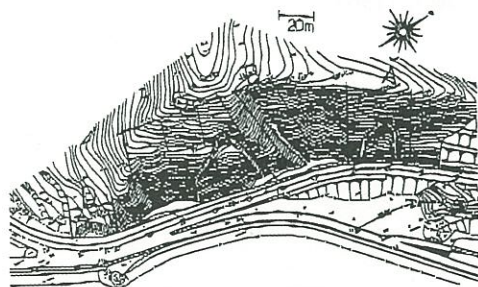


図-1 崩壊ブロック平面図

2.2.地形

地形は斜面頂部が平頂で、斜面頂部付近には明瞭な還急線が見られ、還急線より低標高側の斜面平均傾斜は30~40°である。還急線は今回の崩壊によって、その一部が高標高側に移りつつある。

2.3.地質

崩壊斜面の地質は、中生代白亜紀の輝緑凝灰岩からなる。崩壊斜面の近傍には、ほぼ同時期に貫入した花崗岩類が分布することから、斜面を構成する輝緑凝灰岩は、貫入に伴う初生的な変成・変質作用を受け、第四紀における風化作用で脆弱化したものと推定される。風化は、斜面頂部で25~30m、斜面で20~25m程度と厚い。

3.被災状況と崩壊機構

当該区間の変状範囲は終点側よりA~Dブロックに分けられ、各ブロックの変状状況および崩壊機構は表-1のようにまとめられる。その他の特記事項としては、

- ・被災日時は8/30夜(Aブロック)~31午後(Cブロック)でブロックにより時間差があった。
- ・構造物(擁壁)は、ほとんど変状がなかった。
- ・湧水は通常はない。
- ・以前被災・復旧した区間が近接してある。
- ・8/23~31間の総降水量は320mmだった(近傍の測候所による)ことが上げられる。

表-1 当該区間変状状況および崩壊機構

変状範囲名	規模	崩壊の特徴	特記事項	要因	誘因	変状拡大の有無等
A	崩壊幅:35m 崩壊高さ:30m	崩壊	崩壊前に多量の出水有 道路に土砂流出 上部に巣穴有 崩落した崖面はほぼクサビ状	地表まで連続する降雨浸透水の水道が出来ていた泥流状になりやすい土質 [泥流状崩壊]	花崗岩貫入に伴う初生的な変質あり 集中豪雨による異常な出水	崩壊部の上方・側方に亀裂を伴う不安定部が拡大 伸縮計1基設置(10/13)→設置後変動なし
B	崩壊幅:6m 崩壊高さ:5m	崩壊・泥流	0次谷の谷頭 常時は流水がない 上部に巣穴有			谷頭の浸食進行(崩壊)は将来も起こる
C	崩壊幅:55m 崩壊高さ:35m	崩壊	上部に一旦滑動・停止したブロック状土塊有 道路への倒木により、通行不能となる 鉄道トンネル(常時流水あり、ある程度排水孔となっている)に近接	強風化部の下位には良好岩(不透水層)が分布し、強風化部の間隙水圧が発生しやすい状況にあった [潜在弱線(節理)沿いの崩壊]		上方斜面にも亀裂が発生し、不安定部が拡大 移動土塊が残留し、降雨と連動する変動が見られた 伸縮計2基設置(9/6) →設置後約1月は降雨に連動する累積変動あり
D	崩壊幅:20m 崩壊高さ:20m	崩落 落石	崩壊崖より上位には亀裂はない 急峻な日道切土法面 崩積土量が少ない	斜面上にある小規模不安定層が、ゆるみやすい状況にあった[落石崩壊]		崩落崖は拡大する要素がある 豪雨時に一部拡大

表-2 斜面の地質構成

風化区分	N値	Nd値	Vp (km/s)	性状	岩級区分	層厚	色調
崩積土		Nd<5	0.25~0.4	強風化層が崩れルーズ土質試験結果：シルト（低液性限界）		< 6m	
(崩壊予備層)		Nd>50		(上方に亀裂を伴う)	DL	<12m	褐色
強風化層	N<10 N<20	Nd<10 Nd>10		礫(岩塊)混り砂質土~礫(岩塊)混り粘性土土質試験結果：シルト（低液性限界）	DL		灰~
風化層 (不動層)	N>50		0.6~0.9	砂質土~軟岩	DM~DH	<10m	褐灰
			1.5~1.7	軟岩	DH~CL	7~18m	灰~暗青灰
弱風化層 (不動層)	—	—	3.4~3.6		CM	—	—

ここで、変状ブロックのうち、Bブロックは、小規模な表層崩壊であったこと、Dブロックは斜面上部に残存する不安定土塊の小規模崩落であったことから、比較的変状規模が大きいAブロックおよびCブロックについてより詳細な検討を行った。

4.調査結果と安定度検討

4.1.調査項目の検討と調査結果

A、Cブロックともに、崩壊崖より上位で亀裂が見られ、不安定土塊が残存していると判断できた。この対策のため、機械ボーリング（標準貫入試験併用）、弾性波探査のほか、土質試験、伸縮計による動態観測を行った。その結果、崩壊対象と考えていた強風化層の層厚が当初の予想より厚い層厚であったため、強風化層を更に分類することが必要となった。このため簡易貫入試験を追加実施し、強風化層を細分化することにより崩壊予備層を確定させた。

調査結果は、表-2のようにまとめられる。

4.2.各ブロックの安定度検討

崩壊ブロックの下位にある構造物には変状が見られなかったことなどから、今回の変状は、比較的層厚の薄い（層厚約6m以下）強風化部分が崩壊したものであると判断した。対象ブロックは、急傾斜地の崩壊であるが、崩壊の安定度の検討について、便宜上スベリ崩壊として検討した。検討条件は以下の通りである。解析断面を図-2、図-3に示す。

(1) 崩壊の前の強風化部のC,φ

地すべりの安定解析に準じて、現況すべり形態を元にした逆算法により求めた。基本的にとり得るせん断抵抗角φを性状から推定し、粘着力Cを逆算して設定した。逆算時の安全率Fsは、現状地形では水位上昇時（降雨がない場合）ではFs≥1、水位上昇時にはFs<1となると判断できる（伸縮計の変動より）ことから、崩壊時（水位上昇時）の安全率は、Fs=0.98を目安にした。

(2) 崩壊土のC,φ

現況地形に残存する崩壊土は、崩壊後は強度が低下することをふまえ、φを固定し、Cが

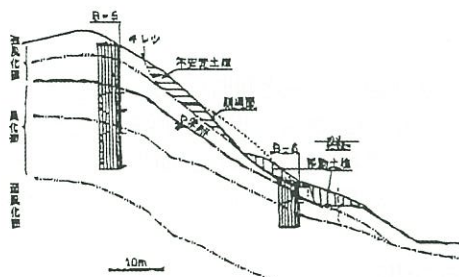


図-2 Aブロック代表断面図

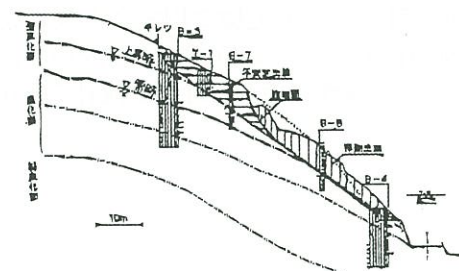


図-3 Cブロック代表断面図

崩壊前の50%まで低減したものと設定した（逆算による）。

(3) 地下水位

調査ボーリングに基づく水位を常時水位とし、強風化層の下部層の上面と、移動土塊の下面とを結んだ面を水位上昇時（崩壊発生時）の水位と推定した。

(4) 検討結果

現状（崩壊後）地形では、水位常時と比較して水位上昇時には安全率が4~7%低下する。計画安全率Fsp=1.15とした時、Aブロックの崩壊予備層の必要な抑止力は約5tf/m、Cブロックの崩壊予備層の必要な抑止力は約10tf/mとなる。

5.対策工

被災地は、主要地方道であり、長期の交通止めは回避する必要があるため、緊急対策として仮設道路と落石防護柵、警報器・回転灯（伸縮計と運動）を設置し、定期的なパトロールのもとに交通を確保した。

本復旧工は、施工費用や施工日数などを比較検討した結果、構造物よりも土工を主体とし

た工法が適していると判断し、切土工(排土工)案を採用した。さらに、崩壊の再発防止と周辺環境との調和を図るため、法面保護工を比較検討した結果、鋼製法枠(メッシュリング)案を提案した。

6.おわりに

調査項目は、機械ボーリングの他、弾性波探査を実施したものの、崩壊予備層と不動層の分類が難しく、結局、追加で実施した簡易貫入試験の結果とボーリングのコア性状を中心に分類した。弾性波探査は対策工検討では有

効であるが、今回のような比較的浅い崩壊の場合は、簡易貫入試験の方が崩壊層を確定する場合にはより適していると感じた。

災害業務では、被災状況からどれだけのことを素早く判断できるかで、その後の作業がスムーズにできるか否かが決まる。この業務で、私は災害現場の現場代理人を初体験した。当時、現場の状況が日々変化するのに対し、自分のみでは十分な対応ができず、非常にもどかしい思いをした現場であった。

幸いにもこの災害現場では二次災害は発生せず、現在、対策工が施工中である。