

Ⅲ-28 活動していない地すべりのすべり面強さの算定について

(株)芙蓉調査設計事務所 正会員 須賀 幸一
正会員 山田 公雄
○武智 賢樹

1. はじめに

一般的に地すべりのすべり面強度は、地すべりの活動形態から現況の安全率を設定し、逆算法により求められていることが多い。道路建設事業においては、この現況安全率は、「活動している地すべり」の場合 $F_s = 0.95 \sim 1.00$, 「活動していない地すべり」の場合 $F_s = 1.05 \sim 1.15$ が採用されているようである。現況安全率の設定は地すべり対策費に大きく関わる問題であり、例えば、現況安全率を 1.05 とするのか、1.15 とするのかでその対策工費に差異がある。また、地すべり活動の定性的評価から設定される安全率には主観的判断の入る要素が多い。当事例は、土質試験によりすべり面強度を求め、地すべりの現況安全率評価を行なったものである。

2. 地形・地質

当地は伊予郡砥部町に位置した、崖錐堆積腹斜面である。斜面の勾配は、末端部で $45 \sim 50^\circ$ 、中腹域で 25° 、上方斜面で 35° となっている。この斜面の河川から尾根までの地形を見ると、およそ標高 250m 付近に地形の変換点がある。

基盤岩は四国外帯の三波川帯の構成岩である、緑色片岩、珪質片岩、黒色片岩と、それに貫入する第三系石鎚層群の安山岩類からなる。安山岩、及び安山岩接触部周辺の結晶片岩類は、貫入後の熱水変質作用を受け、プロピライト化していたり、変質を被ったりしている。基盤岩の片理面は、斜面に対して流れ盤となっており、岩盤すべりを生じやすい地質構造といえる。

斜面に堆積する崖錐は、主に、緑色片岩を主体とした結晶片岩と、安山岩の礫で構成される粘性土質の礫からなり、しばしば緑色片岩の巨大な転石(十数 m に及ぶ)を挟んでいる。崖錐の層厚は優に 30 数 m に及ぶ。崖錐層の大まかな土質は、崖錐堆積域(斜面)の末端部で巨礫混じりの礫質土、斜面上方(頭部)で緑色片岩の風化岩が主体となっている。

斜面末端部では崖錐の下位に、当地には分布しない花崗岩や砂岩円礫、讃岐岩質安山岩円礫を含む旧河床砂礫を伴っている。このことは旧河川流路が現河川流路よりもっと右岸の山側を流下しており、斜面崩壊により流路変更が行われたことを示唆している。

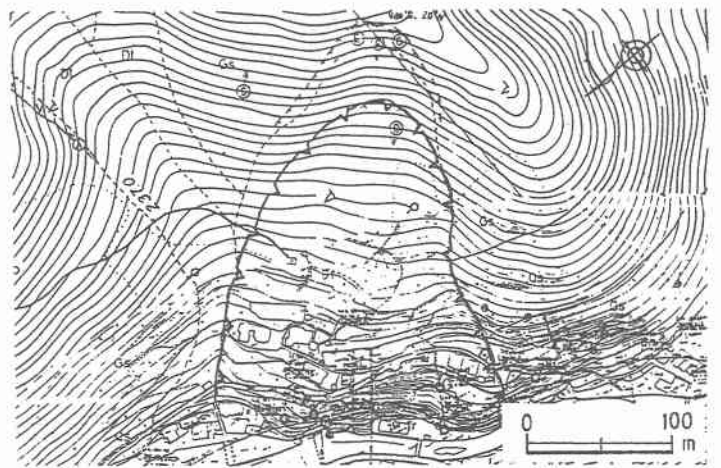


図1. 平面図

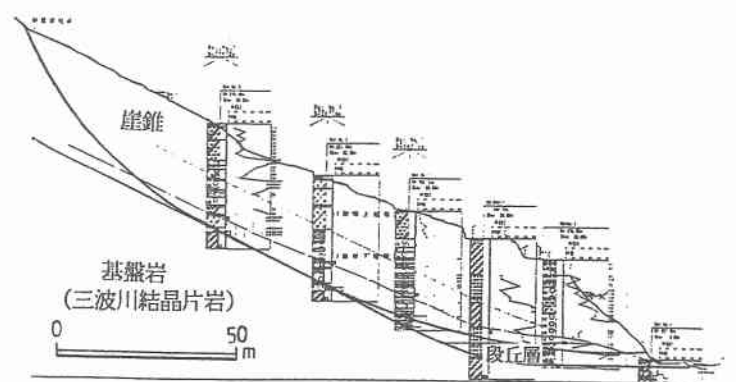


図2. 地質断面図

3. 土質試験結果

試料はボーリングでコア採取されたもので、傾斜計たわみ図のせん断面と判断される深度付近の粘性土質土を用いた。三軸圧縮（ $\overline{CU}$ ）試験及びリングせん断試験には、425 μm 篩通過分試料を液性限界以上の高含水で練り返し、再圧密した供試体を作成した。また土を構成している粘土鉱物組成を知るために、X 線回折も実施した。表 1. に試験結果を示す。

有効応力基準のピーク強度 ϕ' は、凡そ $26^{\circ} \sim 31^{\circ}$ の値が得られている。一方、残留強度では $\phi_r = 14.0^{\circ} \sim 23.0^{\circ}$ であるが一試料を除けば $14 \sim 18^{\circ}$ と小さな値を示す。X 線回折では、せん断面付近の粘土層は、地すべりの粘土に多いクロライトが主成分となっていることがわかる。すべり面粘土はクロライト、タルク、モンモリロナイトが主成分になっていると強度低下が大きい¹⁾といわれている。X 線回折の結果、すべり面粘土の主分はクロライトであり、副鉱物としてタルクも含まれるため、強度低下が大きいと考えられる。

4. 土質試験値と逆算による強度定数

土質試験によって得られた強度定数を用いて、斜面の安全率を算出した。計算には試験結果の平均値を用い、 $C' = 0 \text{ tf/m}$, $\phi' = 27.5^{\circ}$ とした。その結果、現況安全率は $F_s = 1.117$ という値が得られた。孔内傾斜計観測による変位量は、月当たり $0.2\text{mm} \sim 0.4\text{mm}$ （表 3.）となっており、非常に緩慢な活動を示している。地すべり形態分類²⁾、地すべり危険度判定³⁾などの定性的評価から設定される当地斜面の現況安全率は $F_s = 1.05 \sim 1.10$ である。これから、土質試験値による安全率を参考とし、現況斜面の安全率として、 $F_s = 1.10$ を採用した。

5. おわりに

地すべり対策において、現況安全率をどう設定するかは、対策における経済性に与える影響が大きい。活動していない地すべりのすべり面強さ、現況安全率評価として、ボーリングコアを用いた力学試験値の強度定数を用いることは、定性的評価に客観性を加え、有意な手法であるといえる。

参考文献

- 1) 渡正亮, 小橋澄治: 地すべり・斜面崩壊の予知と対策, 1984
- 2) 八木則夫: 安定解析のための強度定数, 地すべりの地盤工学的諸問題に関するシンポジウム論文集, 1996
- 3) 社) 日本道路協会: 道路土工, のり面工・斜面安定工指針, 1984

表 1. 土質試験結果

試 料 名		BV4-1	H9-No.1A	H9-No.1B	H9-No.3
採 取 深 度		25.80~26.00	28.05~28.30	28.30~28.45	30.40~31.10
三軸試験 ($\overline{CU}$)	$C'(\text{kgf/cm}^2)$	0	0	0	0
	$\phi'(^{\circ})$	26.0	29.1	31.4	23.4*
リング せん断	$C'(\text{kgf/cm}^2)$	0	0	0	0
	$\phi'(^{\circ})$	—	26.8	29.4	21.4
試 験	$Cr(\text{kgf/cm}^2)$	0	0	0	0
	$\phi_r(^{\circ})$	16.1	18.5	23.0	14.0
X 線 回 折		①クロライト ②タルク	①クロライト ②イライト		①クロライト ②タルク

表 2. 土質試験による現況安全率 F_s

地下水位	H.W.L
安全率 F_s	1.117

表 3. 孔内傾斜計変位量

孔 番	変位量(mm/月)	観測期間(月)
No.5'	0.32	8
BV4-1	0.24	30
No.1	0.39	5
No.2	0.38	5
No.3	0.41	5