

地すべり形態に応じたすべり面平均強度定数の合理的決定 Rational determination of average shear strength parameters along the slip surface of various types of landslides

中村 真也*, 木村 匠**, ヴィタナ ブッディ シワンタ**, 宜保 清一*

Shinya NAKAMURA, Sho KIMURA, Shriwantha Buddhi VITHANA, Seiichi GIBO

1. はじめに

合理的な地すべり防止対策を行うためには、すべり面付近土・岩の強度を把握し、適切なすべり面平均強度定数(平均粘着力 \bar{c} , 平均内部摩擦角 $\bar{\phi}$)を決定することが重要である。しかしながら、通常 \bar{c} , $\bar{\phi}$ については、地すべりの垂直層厚より \bar{c} を仮定し、安全率 F_s を1.00もしくはこれに近い値として $\bar{\phi}$ を算定式を用いて逆算している(農業土木学会, 2004; Tiwari et al., 2005; 国土交通省砂防部・土木研究所, 2008)。

沖縄、島尻層群泥岩分布地域の地すべりは、調査、試験、解析等を基に4つに類型区分され、それぞれにおいて移動量、すべり面状況およびすべり面に関与する強度が異なることの指摘がある(宜保ら, 2008, 2009)。斜面の変状、ボーリングコア等を基にすべり面の状況を把握し、せん断強度測定試験結果を適切に適用することで、すべり面平均強度定数を合理的に決定することができる。本報では、島尻層群泥岩分布地域の地すべりについて、すべり形態、すべり面状況を勘案し、三軸圧縮(CU)試験やリングせん断試験で得られたせん断強度の適切適用による安定解析研究を行い、その合理性について論じた。

2. せん断強度と安定解析

2.1 移動量の大きい安里地すべり

平成18年6月10日に沖縄本島中部の中城村で発生した本地すべりは、斜面下方部に既往地すべりを擁する準初生地すべりである(宜保ら, 2009)。地すべり発生の誘因は、519mm(5月1日から6月9日、北中城村安谷屋)の長雨と95mm(6月10日)の豪雨である。

本体すべりブロック上方部の移動泥岩層は、ボーリングコア(Bv-3)より、破碎され攪乱状態(N値10~20)にあり、深度13.35mに鏡肌を呈するすべり面が確認された。同様な鏡肌面はBv-2, 4, 5においても確認された。末端部のボーリングコア(Bv-6)においても、13m付近まで激しく破碎され粘土化が進んでいた(完全軟化状態)。リングせん断試験(宜保, 1994)により完全軟化強度 $\phi_{sf} = 27.8^\circ$ および残留強度 $\phi_r = 10.8^\circ$ が、三軸圧縮試験(CU)(地盤工学会, 2000)により破碎泥岩のピーク強度 $c_f = 12.1\text{kN/m}^2 \sim 52.8\text{kN/m}^2$, $\phi_f = 29.9^\circ \sim 33.0^\circ$ が得られた。

図-2に $c - \tan \phi$ 図を示す。地下水位は実測最高水位とした。すべりブロック中腹部・上方部のすべり面は鏡肌を呈する程発達し、一方、末端部のすべり面付近土が完全軟化状態になっていたことから、前者に残留強度を、後者に完全軟化強度の関与を想定した。「残留係数を導入した安定解析法」(宜保,

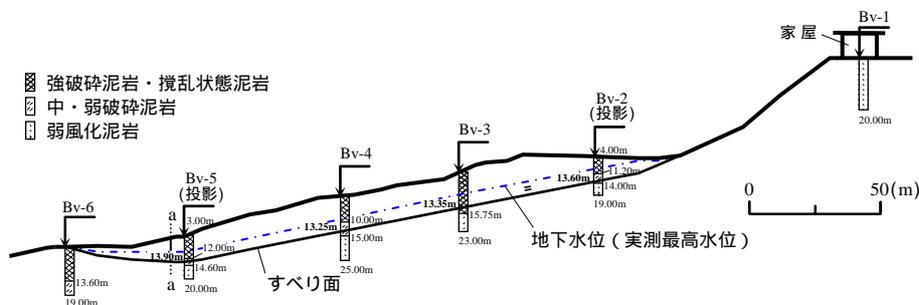


図-1 安里地すべりの縦断面図
The cross section of Asato landslide

*琉球大学農学部 Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus

**鹿児島大学大学院連合農学研究科 The United Graduate school of Agricultural Sciences, Kagoshima University

キーワード: 土の静力学的性質, 残留強度, ピーク強度, 完全軟化強度, 安定解析

1996) により, 残留係数 $R = 0.92$, $\bar{c} = 0.0 \text{ kN/m}^2$, $\bar{\phi} = 12.3^\circ$ が得られた (図 - 2)。 $\bar{\phi} = 12.3^\circ$ は, 残留強度 ($\phi_r = 10.8^\circ$) にかかなり近く, 鏡肌面が広範囲で認められたことと合致する。垂直層厚から \bar{c} を仮定した場合, $\bar{c} = 15.8 \text{ kN/m}^2$, $\bar{\phi} = 6.8^\circ$ が得られた。 $\bar{c} = 15.8 \text{ kN/m}^2$ は, すべり面の大部分が鏡肌面を形成し, 一部に完全軟化状態が存在していること (土質力学的に $c=0$ となる) と合致しない。

2.2 移動量の小さい森川地すべり

本地すべりは, 沖縄本島中部の沖縄自動車道上り車線西原 IC 出口に面する切土斜面で発生した初生地すべりである。平成 19 年 8 月 11 日の集中降雨 194mm (浦添市当山) を誘因として発生し, その後の 182mm の連続降雨 (12 月 19 日から 25 日) と 118mm (12 月 21 日) の集中降雨により変状が拡大した。地すべりの移動量は 0.5 ~ 1.0m と小さく, 特になすべりブロック末端部では泥岩の破砕弱体化が進んでいない (図 - 3, Bv-4)。すべり面は, ポーリングコアの観察と Bv-1 および Bv-3 におけるひずみ観測によって確認され, Bv-2 では中・強破砕泥岩ゾーン中の深さ 10.25m に位置した (図 - 3)。本地域の地すべりとしては比較的緩慢な移動形態は, 層理面と切土のり面の関係が受け盤であることに起因していると考えられ, 内在していた地質弱面に面的広がりが乏しかったことを暗示している。すべり面および破砕泥岩ゾーンの採取試料のせん断試験結果として, リングせん断試験により $\phi_{sf} = 29.9^\circ$ および $\phi_r = 10.7^\circ$ が得られた。三軸圧縮試験 (CU) により得られた破砕泥岩のピーク強度は, 破砕の状態に応じて異なり $c_f = 11.1 \text{ kN/m}^2 \sim 57.0 \text{ kN/m}^2$, $\phi_f = 29.0^\circ \sim 42.9^\circ$ を示した。

図 - 4 に $c - \tan$ 図を示す。地下水位はひずみが観測された時の水位 (実測最高水位) を充てた。すべり面では, 破砕ピーク強度と, すべり面に転化した地質弱面の残留強度が同時に動員される。本地すべりは, 応力解放に伴う地質弱面の拡大を契機としてすべり面ゾーン (破砕泥岩ゾーン) が形成され, 破砕の進展に伴って地すべり変状が顕在化したものである。すべり面ゾーンには弱破砕泥岩も併存していることから, 破砕ピーク強度として高めの $c_f = 57.0 \text{ kN/m}^2$, $\phi_f = 42.9^\circ$ を採用した。破砕ピーク強度および残留強度を適用し, $R = 0.61$, $\bar{c} = 22.5 \text{ kN/m}^2$, $\bar{\phi} = 25.7^\circ$ を算定した (図 - 4)。一方, 垂直層厚から \bar{c} を仮定した場合, $\bar{c} = 11.6 \text{ kN/m}^2$, $\bar{\phi} = 32.8^\circ$ が得られた。 $\bar{c} = 11.6 \text{ kN/m}^2$ は, 強破砕泥岩のピーク強度の測定下限値と同等であり, すべり面付近に併存する弱破砕泥岩の有する比較的高めのピーク強度が反映されていない。

参考文献

宜保(1994): 地すべり, 31(3), pp.24-30. 宜保(1996): 地すべり, 33(2), pp.46-50. 宜保ら(2009): 日本地すべり学会誌, 46(3), 22-29. 宜保ら(2008): 日本地すべり学会誌, 45(1), pp.27-34. 地盤工学会(2000): (社)地盤工学会, p.441-545. 国土交通省砂防部・土木研究所(2008): (社)全国治水砂防協会, pp.56-57. 農業土木学会(2004): (社)農業土木学会, pp.172-181. Tiwari, B. et al. (2005): *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 131(9), pp.1071-1079.

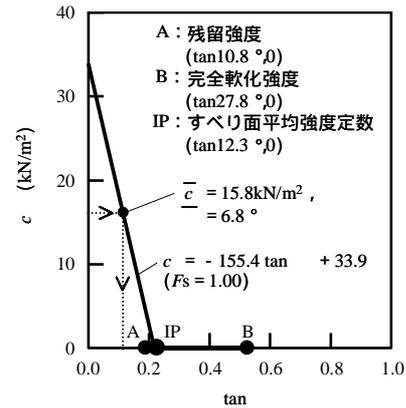


図 - 2 安里地すべりの $c - \tan$ 図

The $c - \tan$ diagram from the stability analysis of Asato landslide

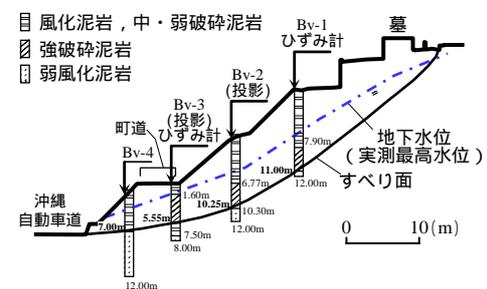


図 - 3 森川地すべりの縦断面図

The cross section of Morikawa landslide

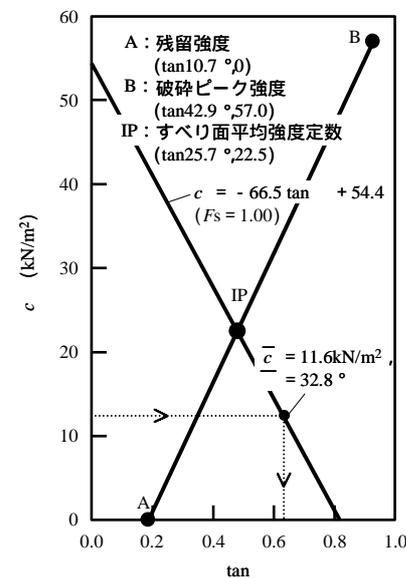


図 - 4 森川地すべりの $c - \tan$ 図

The $c - \tan$ diagram from the stability analysis of Morikawa landslide