

琉球大学学術リポジトリ

地質弱面をすべり面とする斜面崩壊に関する一考察

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学農学部 公開日: 2008-02-08 キーワード (Ja): 斜面崩壊, 地質弱面, 残留係数, 島尻層群泥岩 キーワード (En): slope failure, geological weak plane, residual factor, Shimajiri mudstone 作成者: 宜保, 清一, 中村, 真也, 金城, 志保, Gibo, Seiichi, Nakamura, Shinya, Kinjo, Shiho メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/3420

地質弱面をすべり面とする斜面崩壊に関する一考察

宜保 清一*・中村 真也**・金城 志保***

Seiichi GIBO, Shinya NAKAMURA and Shiho KINJO :
Consideration on slope-failure along geological weak
plane

キーワード：斜面崩壊, 地質弱面, 残留係数, 島尻層群泥岩

Key words : slope failure, geological weak plane, residual factor,
Shimajiri mudstone

Summary

The occurrence mechanism of the slope failure generated along the geological weak plane was considered using the stability analysis in which the residual factor R was incorporated.

Assuming that either peak strength or the residual strength was mobilized on the slip surface, $F_s=3.27$ for the former and $F_s=0.16$ for the latter were obtained. However, the situation of the failure could not be explained in these values. The failure can be explained in the progressive failure, because residual factor R slightly increases from 0.727 to 0.737 with the change from $F_s=1.01$ to $F_s=0.98$. The evaluation of the stability of the unstable slope with the geological weak plane becomes possible by utilizing shear strength of the sample near the weak plane and assumed the residual factor R .

緒 言

多数の小断層や節理等の地質弱面が発達している斜面では、農地造成や道路建設等に伴う切土に際し弱面を素因とする小崩壊が多発している^{1~7)}。不安定斜面について安定問題を考える場合、一般に現

* 琉球大学農学部

** 鹿児島大学大学院連合農学研究科

*** 琉球大学大学院農学研究科

琉球大学農学部学術報告 47 : 75~81 (2000)

況安全率 F_s を仮定し、すべり面の平均強度定数の粘着力を $\bar{c}' = h$ (kPa) (h : すべり面最大深さ (m)) として内部摩擦角 $\bar{\phi}'$ を決めるいわゆる逆算法によって解析が行われ、仮設抑止工および対策工の規模が決定されている^{8~10)}。しかし、逆算法は、経験に基づくもので、非常に簡便である反面、すべり面付近土の強度特性が勘案されていないという欠点がある。安定解析の精度を高めるためには、土質強度を活用して斜面安定度評価を行う必要がある^{14~17)}。

斜面崩壊は、その地質および土質特性に起因して発生するもので、小断層や節理などの地質弱面の存在とその強度特性が重要となる。本研究では、小崩壊事例をモデルとして地質弱面と強度特性を勘案し安定解析を行い、崩壊発生について検討した。

モデルとした小崩壊とその概況

モデルとした小崩壊は、沖縄県中頭郡西原町の切土のり面で発生したものである。切土のり面全体は、小高い丘陵地を掘削・排土し、宅地の造成を進めていく中で成形されたもので、地質的には島尻層群泥岩からなる。一般に、崩壊は雨水の浸透が原因で発生するが、本事例では、降雨および地下水が無く、崩壊時に水の影響はなかった。切土のり面の崩壊箇所は、その前面が掘削により除去され、横方向応力が解放されて不安定化が進み、1日経過して崩壊に至った。すべり面は褐色部と青灰色部からなり、前者の褐色面は、崩壊以前から岩盤中に存在していた地質弱面で、風化により青灰色泥岩が褐色に変色したものである。したがって、この斜面は潜在的なすべり面である地質弱面を内在した不安定岩体からなり、地質弱面がすべり面に転化して崩壊に至ったことが分かる。後者の青灰色面は崩壊に伴い形成された新しい破壊面である。これは、すべり面に転化した地質弱面が不連続に存在していたことを示すもので、崩壊では青灰色泥岩が骨格部分として関与したと考えられる。この青灰色泥岩は、排土・切土に伴う岩盤内応力の減少により岩体の体積が膨張し、不安定岩体内において幾分緩み(破碎し)、強度が低下していたことが推察される。

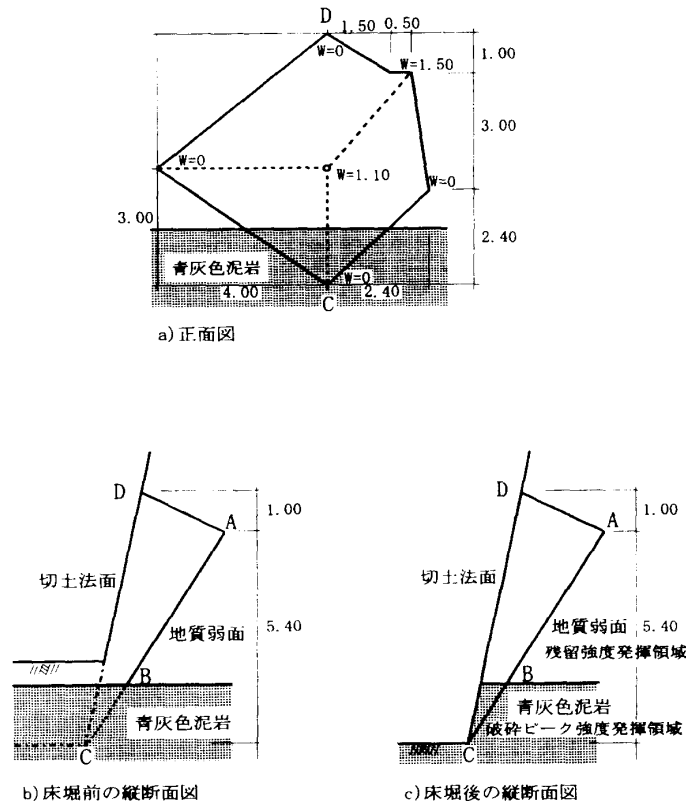
以上のように、本崩壊は地質特性および土質工学特性に起因して発生したもので、地質弱面の存在とその強度特性、破碎青灰色泥岩の強度特性が重要となる。

土質強度特性を活用した崩壊発生機構の解析

1. すべり面で発揮される強度

図-1(a, b, c)に、崩壊の正面図および縦断面図を示す。図-1aは崩壊の正面図で、図-1bは床掘前の縦断面図である。図-1cは、崩落直前の不安定岩体の最大縦断面(図-1aにおけるD-C断面)で、三角形A-C-Dで近似できる。すべり面A-B-Cのうち、A-Bは褐色の地質弱面が転化したもので、B-Cは、青灰色破碎泥岩のせん断破壊面である。崩壊時には、地質弱面の示す残留強度と青灰色破碎泥岩の有するピーク強度が同時に動員され、滑動に抗する。

安定解析においては、地質弱面で発揮される残留強度定数、および青灰色泥岩のピーク強度定数が必要である。そこで、残留強度定数およびピーク強度定数として、既往の研究で得られた数値を用いる^{2,4,18,19)}。島尻層群泥岩の地すべり・崩壊試料の示す残留強度定数は、粘着力が $c_r=0$ 、せん断抵抗角が $\phi_r=10\sim 20^\circ$ の範囲にある。 $\phi_r \leq 10^\circ$ のような低い数値は、残留時にせん断破壊面が鏡肌を呈するような地すべり・崩壊試料で発揮されるものであり、 $\phi_r=20^\circ$ のような高い数値は、せん断面の発達の良い試料で得られるものである。ここでは、中間的な試料を想定し残留強度定数を $c_r=0$ 、 $\phi_r=15^\circ$ とする。また、ピーク強度定数については、のり面の前面が掘削により除去されて横方向応力が解放され、岩体内に幾分緩みが生じたとして、破碎泥岩のピーク強度定数 $c'_p=50\text{kPa}$ 、 $\phi'_p=35^\circ$ を充てる。



図一 崩壊の床堀前後の縦断面図と正面図

2. すべり面の状況および土質強度特性を勘案した安定解析手法

すべり面は、A-Bの地質弱面と、B-Cの青灰色破碎泥岩からなり、残留強度とピーク強度が崩壊時に同時に動員される。このような崩壊形態の場合、通常安定解析では崩壊の説明が困難であり、「残留係数を導入した安定解析法」¹⁷⁾が有効である。

すべり面は地質弱面と青灰色破碎泥岩からなり、すべり面の平均強度 $\bar{\tau}$ は残留強度 τ_r とピーク強度 τ_p との合力で与えられる。

$$\bar{\tau} = R \cdot \tau_r + (1-R) \cdot \tau_p \dots\dots\dots (1)$$

ここで、Rは残留係数²⁰⁾である。

通常、逆算法による安定計算には次式が用いられる。

$$F_s = \frac{c' \cdot \sum l + \sum (N-U) \cdot \tan \phi'}{\sum T} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 c' および ϕ' はすべり面の土の強度定数、 F_s は安全率である。

(2)式を次のように書き換え、

$$F_s = \frac{\sum T}{\sum l} = c' + \frac{\sum (N-U)}{\sum l} \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots (3)$$

すべり面に作用する平均有効垂直応力 $\bar{\sigma}_n$ および $\bar{\tau}$ を以下のように定義する。

$$\frac{\sum (N-U)}{\sum l} = \bar{\sigma}_n \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$F_s \cdot \frac{\sum T}{\sum l} = \bar{\tau} \quad \dots\dots\dots (5)$$

それゆえ、(3)式は(6)式のように書き改められる。

$$\bar{\tau} = \bar{c}' + \bar{\sigma}_n \cdot \tan \bar{\phi}' \quad \dots\dots\dots (6)$$

次式の残留およびピーク強度のモール・クーロン式

$$\tau_r = c_r + \bar{\sigma}_n \cdot \tan \phi_r \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\tau_l = c'_l + \bar{\sigma}_n \cdot \tan \phi'_l \quad \dots\dots\dots (8)$$

を(1)式に代入して(6)式と対応させれば、 \bar{c}' 、 $\tan \bar{\phi}'$ の式が得られる。

$$\bar{c}' = R \cdot c_r + (1-R) \cdot c'_l \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\tan \bar{\phi}' = R \cdot \tan \phi_r + (1-R) \cdot \tan \phi'_l \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここでは、崩壊したという事実に基づき、崩壊直前 ($F_s=1.01$) と崩壊時 ($F_s=0.98$) の状態について解析を行い、その間のすべり面状況の変化を捉えて崩壊の発生機構を明らかにする。図-1cのすべり面では、A-Bの地質弱面が残留強度面となり定数が $c_r=0$ 、 $\phi_r=15^\circ$ 、B-Cの青灰色破碎泥岩がピーク強度面となり定数が $c'_l=50$ kPa、 $\phi'_l=35^\circ$ であるので、崩壊の発生は B-Cの青灰色破碎泥岩の破壊によってもたらされる。

① 崩壊直前の状態、 $F_s=1.01$ ：

まず、(9)および(10)式において $F_s=1.01$ とする。

次に、逆算式を求めて、

$$c' = -10.52 \tan \phi' + 17.70 \quad \dots\dots\dots (11)$$

すべり面に作用する有効垂直応力 $\bar{\sigma}_n=10.52$ kPa および平均強度 $\bar{c}'=17.70$ kPa を得る。次に、残留強度(定数： $c_r=0$ 、 $\phi_r=15^\circ$) およびピーク強度 ($c'_l=50$ kPa、 $\phi'_l=35^\circ$) をそれぞれ(7)および(8)式に代入して $\tau_r=2.82$ kPa、 $\tau_l=57.36$ kPa を求める。 \bar{c}' 、 τ_r および τ_l の値を(1)式に代入すれば $R=0.727$ が得られ、(9)および(10)式によってすべり面平均強度定数 $c'=13.6$ kPa、 $\phi'=21.1^\circ$ が算定できる。

② 崩壊時の状態、 $F_s=0.98$ ：

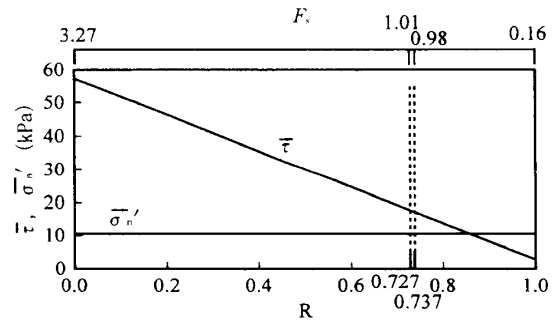
(9)および(10)式において $F_s=0.98$ として逆算式を求め、 $\bar{\sigma}_n=10.52$ kPa、 $\bar{c}'=17.17$ kPa を得る。①と同様に計算し、 \bar{c}' 、 τ_r および τ_l の値と(1)式より $R=0.727$ が得られ、すべり面平均強度定数は、 $\bar{c}'=13.2$ kPa、 $\bar{\phi}'=20.9^\circ$ となった。

表-1に崩壊発生前と発生時の残留係数とすべり面平均強度を示す。残留係数の $R=0.727$ から $R=0.737$ への微増は、すべり面全体の中で高い強度の青灰色

表-1 崩壊発生前後の残留係数とすべり面平均強度の低下

斜面の状況	安全率	残留係数	すべり面平均強度	
	F_s	R	\bar{c}' (kPa)	$\bar{\phi}'$ ($^\circ$)
崩壊発生前	1.01	0.727	13.6	21.1
崩壊発生時	0.98	0.737	13.2	20.9

破碎泥岩のB-C領域が進行的なクリーブ破壊によって蝕まれ、A-Bの残留強度面が広がったことを意味する。図一2は、進行性破壊に伴って変化する残留係数R、平均強度 \bar{c} 、平均有効応力 $\bar{\sigma}_n$ および安全率 F_s の関係を示したものである。崩壊に至るまでに $\bar{\sigma}_n$ に変化はなく滑動力は一定であるが、青灰色泥岩の部分が破壊の進行によって減少して \bar{c} が低下し、 $R=0.737$ で $F_s=0.98$ となり崩壊が発生したことが分かる。



図一2 残留係数Rの変化と平均強度 \bar{c} 、平均有効垂直応力 $\bar{\sigma}_n$ および安全率 F_s

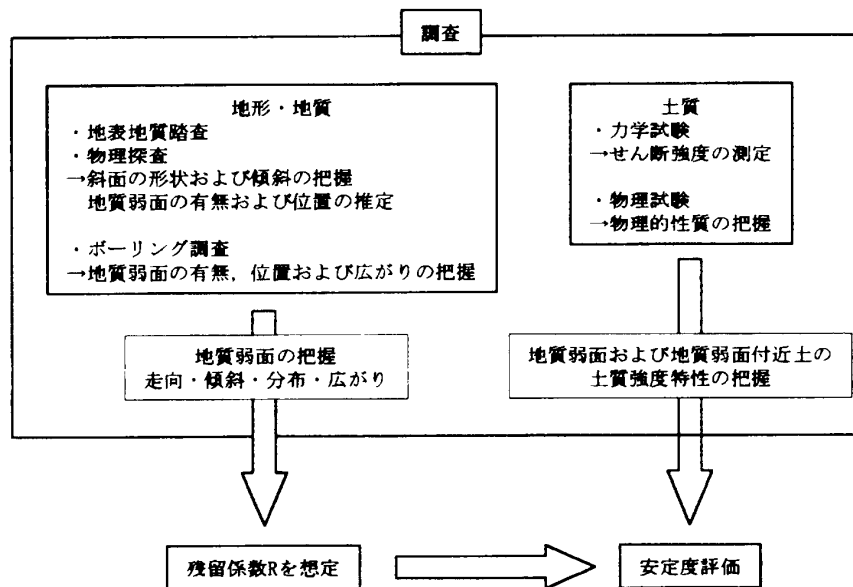
地質弱面を内在する不安定斜面の安定度評価

表一2は、図一1cの断面に対して、安全率 F_s を未知として安定計算を行った結果の比較である。すべり面全域に破碎ピーク強度が動員されるとした場合、 $F_s=3.77$ となり、 $F_s \gg 1.00$ となったことは、残留強度を発揮する不連続面等の弱面の存在が崩壊発生の必要条件であることを意味する。また、すべ

表一2 土質強度を活用した安定計算結果の比較

安全率算定手法	すべり面平均強度		残留係数 R	安全率 F_s
	\bar{c} (kPa)	$\bar{\phi}$ (°)		
すべり面の平均強度として残留強度を適用	(0)	(15.0)	1.00	0.16
〃 破碎ピーク強度を適用	(50)	(35.0)	0.00	3.27
「残留係数を導入した安定解析法」 ¹⁷⁾ による	12.5	20.6	(0.75)	0.94

(()内の数字は適用した値)



図一3 残留係数に基づいた安定度評価

り面全域に残留強度の動員を想定した場合、 $F_s=0.16$ となり、切土の1日後まで安定状態にあったことを説明できない。地形・地質調査によって地質弱面の広がり把握でき、 $R=0.75$ と想定されたとした場合、 $F_s=0.94$ となって斜面の状況とはほぼ合致し、切土を行う前に仮設抑止工を施す必要があると判断される。図-3は、地質弱面を内在する不安定斜面の残留係数に基づいた安定度評価の手順を示したものである。地質弱面の内在状況を精度の高い調査により把握できると、 R の想定が可能であるので、弱面付近試料の強度定数を測定することによって斜面の安定度を推定できる。

結 言

地質弱面がすべり面に転化した斜面崩壊について、残留係数を導入して安定解析を行った。得られた知見は以下に示すとおりである。

- ① すべり面全域で破碎ピーク強度または残留強度のいずれかが動員されたと想定して、それぞれ $F_s=3.27$ 、 $F_s=0.16$ を得たが、これらの数値では崩壊の状況を説明できない。
- ② 崩壊は、その直前 ($F_s=1.01$) から発生時 ($F_s=0.98$) への移行過程で残留係数 R が0.727から0.737へと微増していることから、進行性破壊に因るものと説明できる。
- ③ 地質弱面を内在する不安定斜面において、弱面の内在状況を把握して残留係数 R を想定し、弱面付近試料の強度定数を活用することにより安定度評価が可能になる。

引用文献

1. Skempton, A. W. 1977 Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo, 3: 261-270
2. 宜保清一, 小波蔵政良, 吉沢光三 1981 那覇市真地団地内地すべり性崩壊の発生要因と平均せん断強度定数の決定, 地すべり, 18(2): 11-18
3. 新城俊也, 金城善美, 幸地茂修, 米蔵敏博 1983 島尻層群地帯における切土斜面の設計の現状と問題点, 土と基礎, 31(1): 3-18
4. 宜保清一, 佐々木慶三, 吉沢光三, 伊田茂 1986 沖縄, 北丘ハイツ地内泥岩地すべりににおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定, 地すべり, 23(3): 15-20
5. 村上幸利, 西宮克彦, 五味貞夫 1996 斜面掘削・捨土工に伴って発生した土砂崩落について, 地すべり, 33(2): 40-45
6. 山本哲朗, 瀬原洋一, 中森克己, 森岡研三 1997 三郡変成帯に発生した地すべりの特徴と対策, 土と基礎, 45(6): 17-19
7. 宜保清一, 趙廷寧, 辛島光彦, 佐々木慶三, 吉沢光三 1998 沖縄北部国頭マージ地帯における崩壊, 琉球大学農学部学術報告, 45: 157-166
8. 山上拓男, 植田康宏 1984 地すべり地強度定数の新しい逆算法 (I) - 基本概念 -, 地すべり, 21(2): 16-21
9. 山上拓男, 植田康宏 1984 地すべり地強度定数 c , ϕ の新しい逆算法 (II) - 簡便 (分割) 法に基づく逆算法 -, 地すべり, 21(3): 24-31
10. 山上拓男, 植田康宏 1984 地すべり地強度定数 c , ϕ の新しい逆算法 (III) - Bishop法に基づく逆算法 -, 地すべり, 21(4): 10-17
11. (財) 高速道路調査会 1985 地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書, 日本道路公団: 11-17
12. (社) 農業土木学会 1989 農林水産省構造改善局土地改良事業計画設計基準-農地地すべり防止

- 対策一，(社)農業土木学会：65-74
13. (社)日本河川協会 1997 建設省河川砂防技術基準(案)同解説—計画編—，山海堂：199
 14. 宜保清一，武居有恒，小波蔵政良 1984 平均すべり面強度定数の算定方法について，地すべり，**20**(4)：1-6
 15. Skempton, A. W. 1985 Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata and the Laboratory, *Geotechnique*, **35**(1)：3-18
 16. 宜保清一 1987 地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方，土と基礎，**35**(11)：27-32
 17. 宜保清一 1994 残留係数を導入した安定解析—沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用—，地すべり，**33**(2)：46-50
 18. 周亜明，宜保清一，江頭和彦，翁長謙良，丸山健吉 1996 沖縄，島尻層群泥岩地帯の地すべりにおける破碎泥岩と軟化泥岩の強度特性—浦添地すべりと山川地すべりの対比—，地すべり，**32**(4)：26-33
 19. 宜保清一，中村真也，周亜明 2000 移動量の大きい泥岩地すべりにおけるすべり面の強度—沖縄，仲順地すべりを事例として—，土と基礎，**48**(8)：9-12
 20. Skempton, A. W. 1964 Long Term Stability of Clay Slopes, *Geotechnique*, **14**(2)：77-102