

シラス層の安定性について

宮崎大学工学部

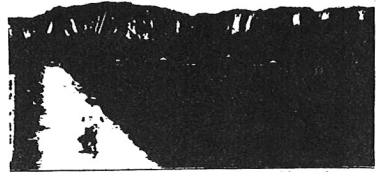
藤 本 廣

1. まえがき

昨年、第3回災害科学総合シンポジウムにおいて、筆者は、41年7月初旬の豪雨による鹿児島県南部に宮崎県下のシラス層災害の実態と、工事災害も含めて層の崩壊タイプと7種類に分類し、これらについての問題点を極めて定性的でしかも現象論的なものであったが一応指摘しておいた。

7種類のタイプというものは次の通りである。

- (1) シラス台地の山腹崩壊、 字奥-1, -2, -3, およびα-4.
- (2) 切土斜面の崩壊、 字奥-5, およびα-6.
- (3) 盛土斜面の崩壊、 字奥-7.
- (4) 斜面浸蝕、 字奥-8.
- (5) 台地の陥没性崩壊、 字奥-9.
- (6) 石積、擁壁の崩壊、 字奥-10.
- (7) 切土工事中の崩壊事故、 字奥-11, およびα-12.



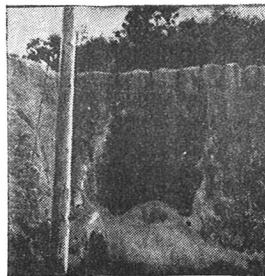
字奥-1. 鹿児島県根占地方の山腹崩壊



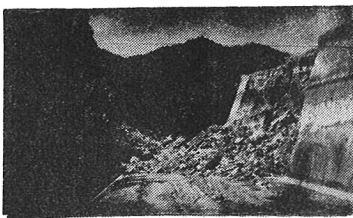
字奥-2. 根占町市川内の山腹崩壊



字奥-4. 鹿児島市内シラス層の崩壊例 (a)



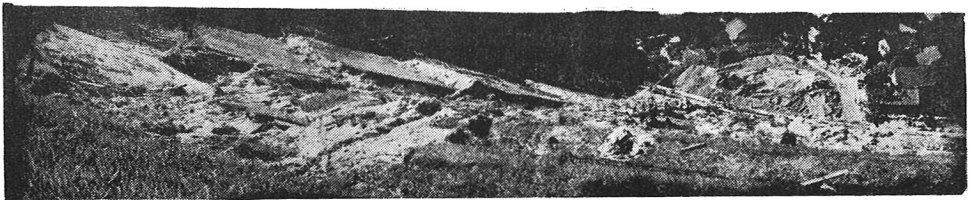
字奥-3. 鹿児島市内シラス層の崩壊例 (b)



字奥-5. 鹿児島県姪郡町農道切土の崩壊例



字奥-6. 宮崎県南郷町四家、国道10号線切土の崩壊例



字奥-7. 鹿児島市城山の盛土斜面の崩壊例



写真-8、切土斜面の次蝕例
(宮崎県高城町四家、国道10号線)



写真-9、切土斜面の陥没性崩壊例
(鹿児島県姶野町農道)



写真-10、ブロック擁壁の崩壊例
(鹿児島市内)

上記7種類に分類し、写真に例示した崩壊タイプのそれぞれの問題点については文献1)を参照された。ここでは、一般の斜面の力学的安定解析の対象となる上記(1)、(2)、(3)および(7)の分類に属するものうち、特に写真-3、-4ならびに写真-6で示した崩壊が、同じ系統の写真-5に例示したものに比較してかなり特異な崩壊性状を示している。土質力学的に興味あるものと思われるので、この点について行った若干の考察結果を報告する。

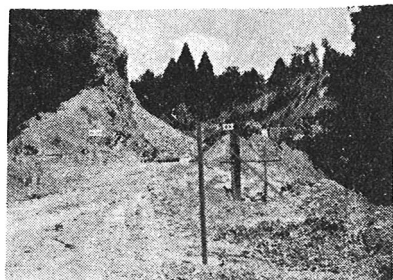


写真-11、切土工事中の崩壊例(姶野町)

2. シラス層の切土斜面の安定性

一般に均質な土層からなる有限長斜面の安定解析は、想定した平面または円形あるいは複合すべり面上で、全応力表示の土のせん断強さ $s = c + \alpha \tan \phi$ が有効応力表示のせん断強さ $s = c' + (\alpha - u) \tan \phi'$ の何れかをを用いて、安全率を次式の何れかで計算してその斜面が安定か否かが検討される。

$$F_m = \frac{\text{すべりに抵抗する力のモーメント}}{\text{すべりを起すおとす力のモーメント}} \quad \text{----- (1)}$$

$$F_s = \frac{\text{すべり面上のせん断抵抗の和}}{\text{すべり面上のせん断応力の和}} \quad \text{----- (2)}$$

一方、斜面が安定を保ちうる限界高さという概念規定で平面すべり面を想定して、その面上での力の釣合いかう求めた次式を用いることも多い。

$$H_c = 4c \sin \beta \cos \phi / \gamma [1 - \cos (\beta - \phi)] \quad \text{----- (3)}$$

切工面が鉛直の場合には斜面の傾斜角 β を 90° 度として次式が用いられる。

$$H_c = 4c \tan (45^\circ + \phi/2) / \gamma \quad \text{----- (4)}$$



写真-12、切土工事中の崩壊例
(鹿児島市内)

ところで、字真-3は、平常時は(3)式あるいは(4)式で計算される限界高さ以内であつて安定を保つていた斜面が、降雨によつて飽和状態となり密度を増し、同時に強度定数の低下と間隙水圧の発生により急に限界高さが减小した爲に崩壊した典型的な例である。崩壊形状は(3)〜(4)式の想定すべり面に近い。これに対し、字真-3、-4、あるいは字真-6では層全体にわたつて天端から発生したすべり面はみられな。こつう字真-4の層面は殆んど垂直に近いものであ

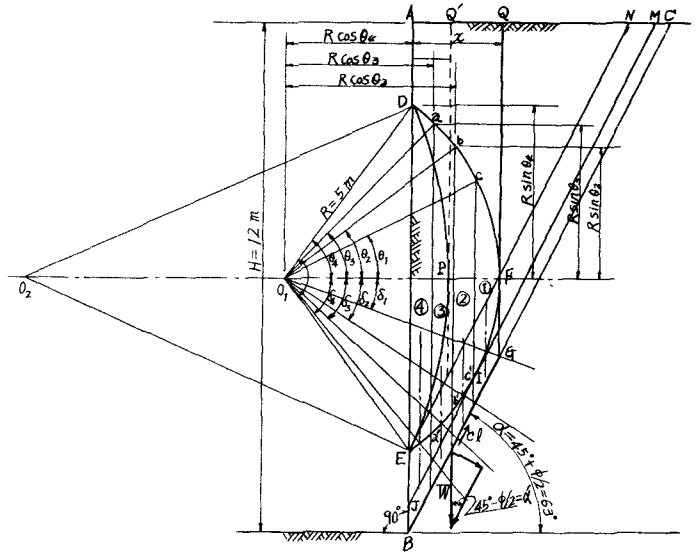


図-1

る。つまりこのことは、斜面が飽和状態となつても層全体としては(3)〜(4)式でチェックされるとこの安定を保ちうる限界高さ以内であつたものと見てよからう。しかるに局部的にある曲面に沿つた崩落をみせていることは、單に(1)〜(4)式によつて安定計算を行なうだけでは危険であることを物語つてゐる。時に鉛直面では通常斜面内の円形すべり面による検討を行なわれないので注意を要する事象である。こつうな予想されぬ危険な崩落(字真-3の地味では人命が失はれてゐる)が起生する原因は、勿論、層上部からの流下雨水により下層が洗堀され、その爲に上層部を支えきれずに崩落するということもありうるが、それ以外にもシラス層が持つせん断抵抗性にも一因があると思われる面がある。

すなわち、乱したシラスについてゐたが、筆者がこれまでに進んできた研究によると、シラスのせん断試験で求められる見かけの粘着抵抗は通常の粘土のそれとは本質的に異なり、粒子相互のインターロッキングとせん断時のグレイタンシーに伴はう変位によるものであることが判つてゐる。一方、一般に、(1)〜(4)式で斜面の安定をチェックする場合には粘着抵抗が想定されたすべり面全体にわたつて有効に効くものとして計算されている。したがつて安定計算における粘着抵抗の影響は極めて大きくなり、この爲に一般に(1)〜(3)式によるチェックでは安全であるという結論に到達する傾向がシラス層の場合特に多く現われるようである。さらにシラスの引張り強度も測定した例をみると、それは殆んど無視すべき程度のものゝある。これ等の點を考慮に入れてシラス層の安定性を考えると、従来の(1)〜(4)式の誘導過程で想定されたすべり面以外の破壊現象が別に存在するのではないかと予想されるのである。その一つの表示が字真(3)、-4や字真-6にみられる崩壊ではないかと考えられる。以下に、こつうな見地からの安定計算例を挙げて説明する。計算に採用したシラス層の工学的性質は次通りである。田家シラス($w=63.8\%$, $\rho_s=1.81 \text{ t/m}^3$, $\rho_d=0.721 \text{ t/m}^3$, $e=2.32$, $S_r=65.9\%$, $G_s=2.39$, $C_d=0.3 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi_d=36^\circ$)、層高 $H=12 \text{ m}$ 。

今、図1に示す鉛直法面の安定性を検討する。想定すべり面をBと通って水平と $(45^\circ + \phi/2)$ の傾きとなる面BCとする。飽和時の見かけ密度は $\delta = \delta_d + (\text{孔隙を満ちる水の重量}) = 1.421 \text{ t/m}^3$ となる。危険側を考へて(4)式により限界高さを求めると、 $H_c = 16.6 \text{ m} > H = 12 \text{ m}$ 、で安定である。

すべり面BCにおける安全率を求めると、 L をすべり面長とすれば、 $F_s = (cL + \delta A \sin \alpha') / \delta A \cos \alpha'$ 、但し孔隙水圧は考慮しない。上式で F_s を計算すると $F_s = 1.400$ 、となる。

次に実際に近い崩壊面として円弧すべり面(中心 O_1 、半径 $R = 5 \text{ m}$)を図のように仮定すると、この場合(1)式の方法で安全率を求める式は次のようになる。但し分割法による。

$$F_m = \frac{cL + R^2 \delta \tan \phi \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{2\theta_1}{180} \pi - \sin 2\theta_1 \right) \sin \delta_1 + \sum_{i=2}^n \left[\frac{1}{2} (\sin 2\theta_{i-1} - \sin 2\theta_i) + \sin(\theta_i - \theta_{i-1}) \right] \sin \delta_i \right\}}{R^2 \delta \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{2\theta_1}{180} \pi - \sin 2\theta_1 \right) \cos \delta_1 + \sum_{i=2}^n \left[\frac{1}{2} (\sin 2\theta_{i-1} - \sin 2\theta_i) + \sin(\theta_i - \theta_{i-1}) \right] \cos \delta_i \right\}} \quad \text{----- (5)}$$

(5)式によると、 $F_m = 2.87$ となる。 $R = 10 \text{ m}$ の場合も安全である。以上の計算では C_d が大きくなりすぎている。

さらに、前述のようにシラスの C_d の特性を考慮し、一方、層の下方にある柱自重によるせん断応力が大きくなることを考えから、図のように $\overline{BQ}$ の平面すべり面と円弧 $DabcFQ$ との複合すべり面を考える。この場合 C_d は $\overline{BQ}$ の部分にのみ作用するとし、 $DabcFQ$ の部分には全く抵抗がないものとする。すると安全率 F_s は $F_s = 1.36$ となる。

また同じような考え方で、唯、層の自重として図の ABQ 部の断面を考えると、 $F_s = 1.07$ となる。したがって図1で α 、つまり ABQ の中のとおり方いかんによつては $F_s \leq 1$ なる場合が存在するようである。 H および α' を一定とした場合、 ABQ の面積は $(Hx - \frac{x^2}{2} \cot \alpha')$ であるから、 F_s を求める式は

$$F_s = \frac{cx \csc \alpha' + \delta x (H - \frac{x^2}{2} \cot \alpha') \sin \alpha'}{\delta x (H - \frac{x^2}{2} \cot \alpha') \cos \alpha'} \quad \text{----- (6)}$$

となり、これより、 $F_s \leq 1$ として、 x を求めると

$$x = \frac{2H(\sin \alpha' \csc \alpha') + c \csc \alpha'}{\cos \alpha' (1 - \cot \alpha')} \quad \text{----- (7)}$$

となる。(7)式で求めた x が図1の AC 以内にあれば、この層は問題にしているような崩落を発生するとみて差支あるまい。

3. おまけ

シラス層が垂直でも安全であるという経験的な一般の説は、あくまでも斜面の浸蝕過程にだけ適用しうるもので、崩壊という力学的な現象に対しては全く意味をなさない。さらにまた、従来安定計算のみで安全であるという結果が得られても、シラス特有の物性に基づく崩壊の危険性が常に存在するということがこれまで説明で明らかになった。終りに本研究は文部省科学研究費(特定1)による「シラス地帯の防災に関する研究」の一環であることと付記して関係各位に謝意を表する。

文献 1) 考坂、藤本：シラス層災害問題について、第3回災害科学総合シンポジウム論文集 1966-11、PP.66~67

2) 藤本：シラスのせん断特性について「土と基礎」Vol.13, No.2, Feb. 1965, PP.56~64.

3) 藤本、他3名：粘土形状を考慮に入れた砂のダイレイション効果について(粘土のシラスのせん断特性に関する研究 第2報)第1回土壌工学研究発表会論集 1966-11, PP.145~153

4) 上田 他 2名：層位置試験によるシラスの強度について、第3回災害科学総合シンポジウム論文集 1966-11, PP.64~65

5) 久保、藤本：埋填災害によるシラス層斜面の土壌浸蝕について「土と基礎」Vol.13, April 1965, PP.33~46