

# 水面ですべる斜面崩壊の発生条件とそれが満たされる原因

京大農学部 ○佐々恭二、武居有恒

1. 序 筆者等は地下水面ですべる現象に関してモデル実験でのその存在の検証と剛性率測定からの説明を行って来た。今回ベーンテストによる砂の排水セメント断強度測定の結果が可能となったので、これを用いて水面ですべりの発生機構、発生条件及びその原因について新ためて考察した。

## 2. モデル砂層内でのベーン試験の結果

水面ですべる斜面崩壊のモデル実験に用いたものと同じ装置、同じ豊浦砂を用いてモデル砂層を作り、1)注水なし 2)水面が砂層内にある場合 3)水面が砂層の上まで来た時のセメント断強度分布の測定を行った。砂層はモデル実験と異なり、水面を固定に保つたため水平にして試験を行った(図1)。

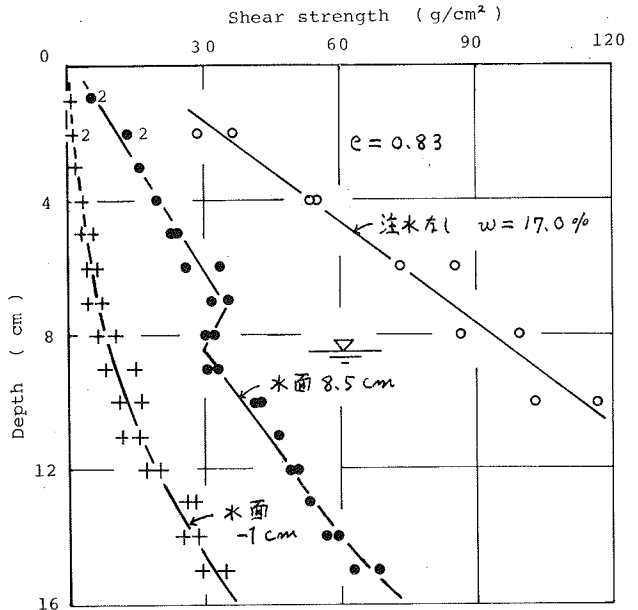


図1 水面上昇に伴う砂層内のセメント断強度分布の変化

3. 水面ですべりの発生条件 図1より水面が砂層内にある時、水面でセメント断強度が極小値を取ることかわかる。

この時のセメント断強度分布を用いて砂層内の安全率を次式で算出する。

$$F_s(z) = S(z) / \gamma_1 z \sin \theta, \quad z \geq z_1 \quad \text{--- ①}$$

$$F_s(z) = S(z) / \{ \gamma_1 z_1 + \gamma_2 (z - z_1) \} \sin \theta, \quad z > z_1 \quad \text{--- ②}$$

水面 ( $z = z_1$ ) 以上の湿潤密度  $\gamma_1$ 、水面以下の湿潤密度  $\gamma_2$  は図1の場合 各々  $1.86 \text{ g/cm}^3$ ,  $1.91 \text{ g/cm}^3$ 。斜面傾斜角  $\theta$  はモデル実験と同じ  $30^\circ$  として計算すると図2の結果が得られた。この図より地下水面の所で安全率の最小値が生じることかわかる。水面で安全率が最小になる為のセメント断強度の条件を求めると、 $F_s(z) > F_s(z_1)$ ,  $F_s(z) > F_s(z_1)$  方の

$$\text{で ①, ② より } S(z) > \frac{z}{z_1} S(z_1), \quad z_1 > z > 0 \quad \text{--- ③}$$

$$S(z) > S(z_1) + \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \frac{S(z_1)}{z_1} (z - z_1) = \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \frac{S(z_1)}{z_1} (z - \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{\gamma_2} z_1), \quad z > z_1 \quad \text{--- ④}$$

## 4. 水面ですべり発生条件が満たされる原因

水面以上のセメント断強度はクーロン法に不飽和状態で生じる毛管水によるサクションの影響を導入すると次式で表わされる (Bishop, Atchison<sup>4)</sup>)。  $S = c + (\sigma + \sigma'') \tan \phi$ ,  $\sigma'' = -u_a + x(u_a - u_w) > 0 \quad \text{--- ⑤}$

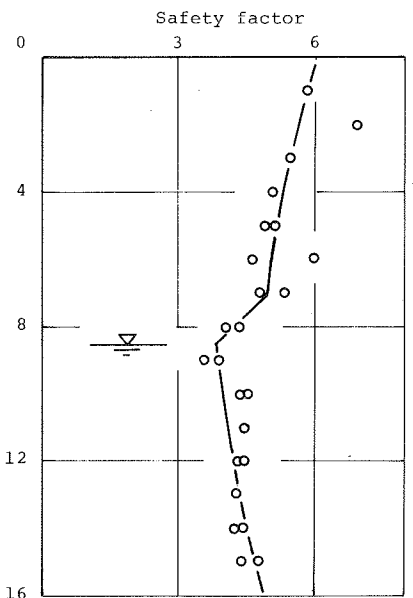


図2 図1の水面8.5cmの時のセメント断強度を用いて算出した安全率分布

$u_a, u_w$  は各々間ゲキ空気圧及び間ゲキ水圧

水面では飽和と考へるので  $u_w = 0$ 、及び  $\sigma(z) = \frac{z}{z_1} \sigma(z_1)$  が

$z_1 > z > 0$  で成立する(と仮定)  $S(z) - \frac{z}{z_1} S(z_1) = (1 - \frac{z}{z_1}) c + \sigma' \tan \phi > 0$

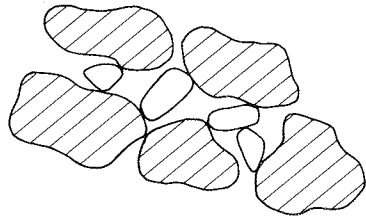
(したがって条件③は毛管水のマクニヨンによる有効応力指数により常に満足された。次に条件④が  $z_1$  の値にかかわらず成立する砂層ではどのようなセシ断強度分布に在るか、完全に浸水した状態を例に検討する。完全に浸水した状態におけるセシ断強度分布  $S_{sub}(z)$  を  $S_{sub}(z) = a_m z^{d_m} \dots \textcircled{5}$   $a_m, d_m$ : 近似に必要な任意の区間  $z_{m1} > z > z_{m2}$  の定数  $z$  で近似すると地下水面が砂層内に在る時、水面直下のセシ断強度は  $S(z) = S_{sub}(z) + b \dots \textcircled{6}$

$b = \{\sigma_1 - (\sigma_2 - \gamma_w)\} \cos \theta \tan \phi$  ④又は水面下の近傍において  $\frac{dS(z)}{dz} > \frac{\gamma_2}{\sigma_1} \frac{S(z)}{z} \dots \textcircled{7}$  と書ける。⑥を⑦へ代入すると  $d_m > \frac{\gamma_2}{\sigma_1}$

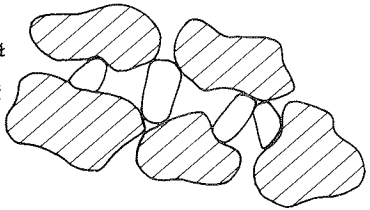
$\dots \textcircled{8}$  を得る。  $\gamma_2 > \sigma_1$  なので条件④を満足する場合には完全に浸水した時のセシ断強度分布は⑤、⑥まで表わされる指数関数に在ることとなる。図1の水面-1cmの場合はその全ての区間(計算できないうちを除く)で⑤、⑥までの条件を満足している。この強度の指数関数的増加は同一砂、同一間ゲキ比でも深さと共にクローン式が示す直線的増加以上の強度増加が生じることを意味する。

この原因として図3に示す如く、同一砂、同一間ゲキ比でも Interlocking の有効度により、強度に差が生じることが考へられる。すなわち比較的大き方拘束圧の下でつき固めによるくり返し変形を受けた下層ほど(B)のように Interlocking の有効度が高く、拘束圧の小さく表層では低く在ると考へられる。そこでつき固め無しに砂を水中に堆積させたものが図4+印であり、強度はほぼ直線的に増加し、数値的にもクローン式と合致する(別図5)。次にこの砂層にかきまぜによりくり返し変形を与えると図4○印の如く、指数関数的強度増加を示す。これは上記の推定を裏付けるものである。クローン式と異なる指数関数的強度増加が条件④が満足される原因であると思へる。

引用文献 1) 佐々: 新砂防 No 90 2) 佐々、武居: 京大農学部紀要 No 108 3) 佐々、武居: 砂質... 昭54年砂防学会 4) Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, 1961



(A)



(B)

図3 同一粒子、同一間ゲキ比の砂が取り得る二つの構造  
A) インターロッキングの有効度が低い状態  
B) インターロッキングの有効度が高い状態

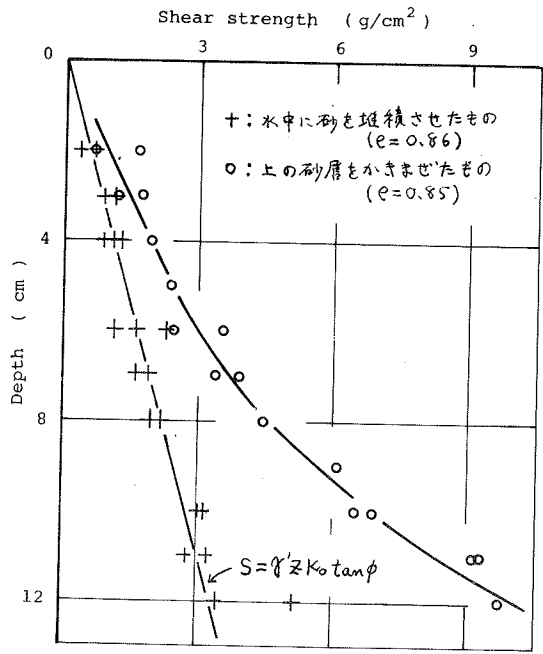


図4 拘束圧のかかった状態でのくり返し変形によるインターロッキングの有効度の変化