

眉山砂の力学的特性と斜面安定解析

佐賀大学理工学部

正会員

鬼塚 克忠

"

学生会員

洪 振舜

"

学生会員

○菊川 敬生

1. まえがき

雲仙普賢岳の東部に位置する眉山では、1792年の大崩壊以後も小規模ではあるが土石流が、頻繁に発生している。しかも、現在、なお続いている普賢岳の噴火活動により、再び眉山山体の大崩壊が起きる危険性が考えられるが、地震動や火山活動の影響が大きく関わってくるためその予測が困難である。本研究では、200年前の眉山大崩壊後、溪岸および溪床に堆積した土について安定性の検討を行った。物理・力学特性、主に強度特性を調べ、模型斜面について遠心力載荷試験を実施した。溪岸堆積土の破壊状況とその挙動について観察し斜面の安定性を検討した。

2. 試料および実験方法

2. 1 試料：実験に用いた試料は眉山第

3 溪で採取し、現地で現場密度も測定した。採取試料は、溪岸および溪床に堆積した土と、第3溪の砂防ダムの隅に堆積していた細粒土（赤灰色および青灰色）の4種類である。表-1に試料の性質を示す。溪岸および溪床堆積土の物理性質は同様である。また、図-1には他地域の土石流の粒度分布¹⁾と比較しているが、眉山堆積土は岐阜洞谷の溪岸堆積土と類似していることは、興味深い。実験は溪岸堆積土についてのみ実施し、一面せん断試験および遠心力載荷試験に用いた試料

は、4.76mmふるいの通過分を粒度調整したもので、現場の含水比($w=6.0\%$)と密度になるように静的に締固めた。

2. 2 実験方法：圧密定圧一面せん断試験を実施した。拘束圧は、常圧および低圧であり、低圧下での実験は、実際の堆積土の土かぶり圧を考慮して実施した。低圧域は、 $\sigma_v=0.02 \sim 0.16(\text{kgf/cm}^2)$ 、常圧域は、 $\sigma_v=0.20 \sim 1.60(\text{kgf/cm}^2)$ である。遠心力載荷試験の実験装置については既に報告²⁾

している。模型斜面は、6~7層に分けて一層ずつ均一に締固めた後、任意の勾配に斜面を切り出した。また、各層ごとにカオリンを敷いてすべり面が観察し易くした。

表-1 試料の性質

		溪岸堆積土	溪床堆積土	赤灰細粒土	青灰細粒土
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.713	2.720	2.612	2.646
粒 度 分 布	レキ分(%)	58	63	0	6
	砂分(%)	32	32	18	46
	シルト分(%)	7	3	76	41
	粘土分(%)	3	2	6	7
液性限界： w_L (%)		NP	NP	NP	NP
塑性限界： w_P (%)		NP	NP	NP	NP
透水係数： $k(\text{cm/s})$		2.43×10^{-3}	—	—	—
現場湿潤密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$		1.698	—	—	—

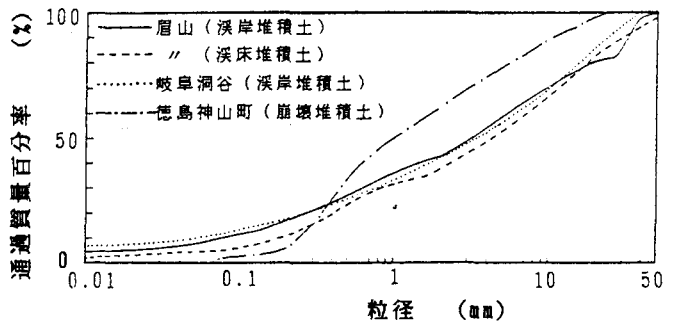


図-1 溪床堆積土と溪岸堆積土の粒度分布

3. 実験結果及び考察

3. 1 一面せん断試験：せん断応力-せん断変位-垂直変位の関係を図-2に示す。 $\Delta H-D$ の関係より、垂直荷重が小さくなると膨張のダイレイタンスーが顕著である、これは眉山第一溪の砂³⁾の場合と同様である。実験結果より得られた強度定数は、低圧・常圧下での有意な差は見られず粘着力は、 $c_0=1.49(\text{tf/m}^2)$ 、

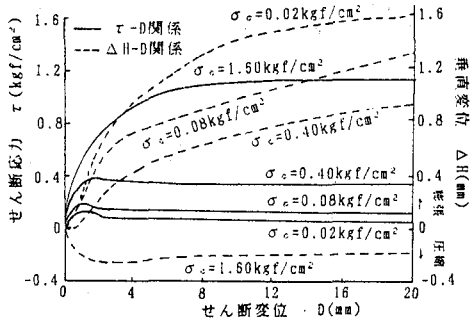


図-2 せん断応力-せん断変位
- 垂直変位の関係

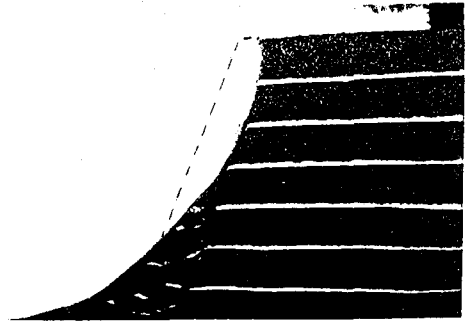


写真-1 斜面破壊状況(勾配70°)

内部摩擦角は、 $\phi_a = 30.3^\circ$ となった。

3.2 遠心力載荷試験: 斜面勾配 $90^\circ, 80^\circ, 70^\circ, 60^\circ$ で実施した。斜面勾配が大きい $90^\circ, 80^\circ$ については、すべり破壊と言うよりも肩が剥がれ落ちた崩落で、明確なすべり面は現れていなかった。斜面勾配が小さい 60° は、遠心加速度 $180G$ でも破壊は起こらなかった。斜面勾配 70° での破壊状況を写真-1に示す。破壊形状は、のり先付近で崩れていて、のり面から浅い部分にすべり面が観察できた。また、すべり面が円弧状であったので安定計算には、一面せん断試験より得られた強度定数を基に、分割法を用いた。それが図-3に示した破壊すべり面と臨界円の比較である。すべり面と臨界円とは、その発生位置に若干の違いが生じていて、安全率も1よりかなり小さくなった。理由としては、一面せん断試験と遠心力載荷試験で発現される強度定数の不一致、締固め密度の不均一、遠心力載荷中の圧縮による密度増加等が挙げられる。ここでは、すべり面の安全率を1と仮定した時の強度定数を逆算法により求める。間隙水圧は、考慮していないので最も単純な条件で計算した。計算結果は、 c と ϕ の関数で図-4に示す。一面せん断試験の強度定数 c_0 、 ϕ_0 を各々代入すると、 $c_0 = 1.49(\text{tf}/\text{m}^2)$ の時、 $\phi = 43.7^\circ$ であり、 $\phi_0 = 30.3^\circ$ の時、 $c = 2.13(\text{tf}/\text{m}^2)$ となった。この結果、一面せん断試験の強度定数と斜面破壊時の強度特性に有意な差があることが分かる。一つの理由として、斜面のすべり方向と一面せん断試験によるせん断方向の相違による影響、すなわち強度異方性の影響と考えられる。

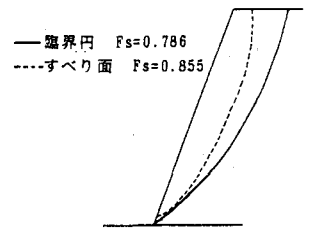


図-3 破壊すべり面と
臨界円の比較

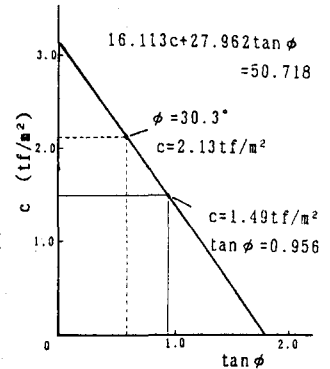


図-4 逆算法による
 c - $\tan \phi$ の関係

4. あとがき

一面せん断試験より得られた強度定数によりすべり面と臨界円について安全率を求め、有意な差が認められた。今回は不飽和土による検討にとどまったが、実際の土石流は降雨が誘因となって発生する。そのため降雨条件下での検討も必要である。

なお、この研究は科学研究費、総合研究A(山口伊佐夫)の補助を受けて実施されたものである。最後に、ご協力頂いた本学部助手吉武茂樹氏に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土質工学会: 土砂災害の予知と対策, pp.254, 1985.
- 2) 吉武他: 遠心載荷装置によるまき土斜面の破壊実験, 土木学会西部支部研究発表会, PP.384-385, 1990.
- 3) 棚橋: 眉山溪床堆積砂の土質工学的諸特性の把握, 平成2年度科学研究費補助金・総合研究・研究成果報告書, pp-53~66, 1991.