

九州大学 正会員 内田 一郎
 学生員 李 昌基
 学生員 山田 淳二

1. はじめに

現在、地盤のせん断破壊に対する安定計算は、地盤を等方的であるものとして、鉛直方向のせん断強度により行われている。しかし、実際には、安定計算で安全率が1.0以上であっても破壊する恐れが少なくない。この原因のひとつに、地盤強度がその方向によって変化していること、すなわち、土の強度異方性があげられる。従来の研究においても粘性土に異方性があることはすでに知られている。本報告では、不攪乱の有明粘土について間キ圧測定、非圧縮非排水三軸試験（UU試験）を行ない、強度及び圧縮変形における異方性を調べた。さらに、その実験結果を用いて、現在行われている方法と異方性を考慮した方法とで想定斜面の安定計算を行ない異方性が安全率に及ぼす影響について検討した。

2. 試料と試験方法

試料の不攪乱粘土は、佐賀大理工学部構内において、地下約3mの有明粘土に塩化ビニール管（直径10.6cm、長さ25cm、厚さ3.2mm）を押し込み採取した。その物理的性質は、 $G_s = 2.56$ 、 $w_L = 89.6\%$ 、 $w_p = 43.9\%$ であった。採取した試料は、1.0 kg/cm²、2.0 kg/cm²、4.0 kg/cm²の荷重で各々14日、21日、28日間圧密した。

実際の降伏応力は1.14 kg/cm²、2.12 kg/cm²、4.25 kg/cm²であったが、以下それぞれ $p_y = 1.0$ kg/cm²、 $p_y = 2.0$ kg/cm²、 $p_y = 4.0$ kg/cm²と呼ぶことにする。供試体は、その軸と水平方向のなす角が0°、30°、60°、90°となるように切り出し、成形した。直径は3.5cm、長さは7.5cmである。

試験方法は、標準三軸圧縮試験機を用いて非圧縮非排水状態で実施し、各供試体に対して側圧 σ_3 を0.5 kg/cm²、1.0 kg/cm²、1.5 kg/cm²、2.0 kg/cm²とした。また圧縮速度は約0.2%/minとし、供試体下部においてストレインゲージ型圧力変換器を用いて間キ圧を測定した。

3. 試験結果と考察

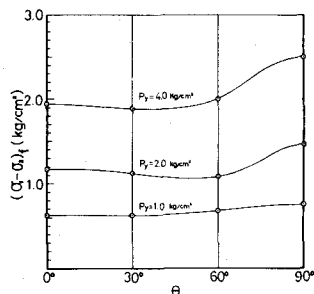
表-1に試験結果の強度定数（ C 、 ϕ ）を示す。 $p_y = 1.0$ kg/cm²の C 、 ϕ は割愛した。定数（ C 、 ϕ ）は、最大軸差応力時（ $\varepsilon = \text{Peak}$ ）および軸比 $\varepsilon = 7.0\%$ の場合について最小自乗法により求めた。 C 、 ϕ と θ の関係については、はっきりとした傾向はつかいがたいが、全体的には90°~60°の場合が0°~30°の場合よりも C 、 ϕ と大きな値を示している。

図-1は、側圧 σ_3 が1.0 kg/cm²の場合の最大圧縮応力（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ） f と切り出し角 θ の関係の一例であるが、（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ） f は90°でいちばん大きく、以下60°、30°の順に小さくなっている。他の σ_3 においても、99%のバラツキはあるが同様の傾向を示し、 C 、 ϕ ではあまり明確にあらわれなかった θ の影響をかなりはっきりとつかむことができる。軸比 $\varepsilon = 7\%$ 時の圧縮応力（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ） f は、各 p_y 、各 σ_3 とも0°、30°、60°、90°の順に大きかった。

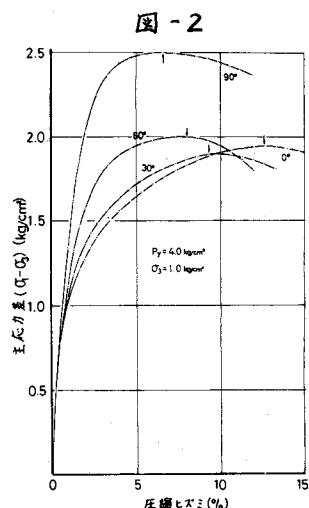
表-1

p_y	ε	θ	C	ϕ
4.0 kg/cm ²	Peak	90°	1.074 kg/cm ²	3°02'
		60°	0.766	5°57'
		30°	0.780	4°06'
		0°	0.833	4°06'
		0°	0.833	4°06'
	7.0 %	90°	1.055	3°18'
		60°	0.763	5°52'
		30°	0.748	4°33'
		0°	0.769	3°29'
		0°	0.769	3°29'
2.0 kg/cm ²	Peak	90°	0.460	4°47'
		60°	0.468	3°55'
		30°	0.422	3°58'
		0°	0.466	3°43'
		0°	0.466	3°43'
	7.0 %	90°	0.456	5°00'
		60°	0.435	4°36'
		30°	0.411	3°31'
		0°	0.398	3°03'
		0°	0.398	3°03'

図-1



また図-2は $P_y = 4.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における各切り出し角度の応力-ひずみ曲線を示したものであるが、角度によって Peak の出方がちがっていて $90^\circ, 60^\circ, 30^\circ, 0^\circ$ の順に Peak 時のひずみは大きくなる。すなわち、 90° は 5~7% で最大軸差応力を示すが 0° ではその約2倍の 13~15% で Peak が出る。この傾向は圧密時の荷重が大きい場合ほどはっきりしてくる。



4. 斜面の安定計算と考察

安定計算は短期安定の場合を考へ、面下土圧を考慮しない簡便分割法を用いた。想定した斜面形状、破壊面を図-3に示す。上載荷重は $P_y = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ に相当する地盤では $\sigma_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$, $P_y = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ では $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ とした。安定解析は試験結果を考慮して次のとおりについて行なった。

① 現在行なわれている方法

$\theta = 90^\circ$ の供試体における最大圧縮強度より求めた C, ϕ を使用する。

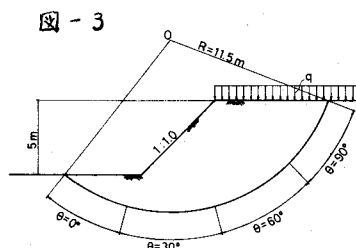
② 強度異方性を考慮した方法

各角度の供試体における最大圧縮強度より求めた C, ϕ を使用する。

③ 強度異方性およびひずみ異方性を考慮した方法

各角度の供試体における軸ひずみ $\epsilon = 7\%$ 時の圧縮強度より求めた C, ϕ を使用する。ここで $\epsilon = 7\%$ 時の圧縮強度からの C, ϕ を用いるのは $\theta = 90^\circ$ の供試体かほぼ $\epsilon = 7\%$ で最大圧縮強度をえるためである。

異方性を考慮した方法においては、各供試体のせん断断面が水平方向に対して 60° の角度をもつとして、破壊面を図-3のように圧分し、それぞれの C, ϕ を使用した。



安定計算の結果を表-2に示す。強度異方性を考慮した場合の安全率は考慮しない場合より小さい値を示し、ひずみ異方性をも考慮した場合はさらに小さくなっている。 $P_y = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ では 0.2, $P_y = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ では 0.1 減少しているが、安全率の低下は圧密荷重が大きくなるほど著しいと言えよう。

表-2

P_y	使用した値	F_s
4.0 kg/cm ²	$E = \text{Peak } \theta = 90^\circ \text{ の } C, \phi$	1.17
	$E = \text{Peak の } C, \phi$	1.01
	$E = 7\% \text{ の } C, \phi$	0.98
2.0 kg/cm ²	$E = \text{Peak } \theta = 90^\circ \text{ の } C, \phi$	1.19
	$E = \text{Peak の } C, \phi$	1.15
	$E = 7\% \text{ の } C, \phi$	1.09

5. おわりに

現在斜面の安定計算における安全率の基準値は 1.25~1.30 がとられているが、異方性を考慮した場合、実際の安全率は基準値よりも小さくなり 1.0 に近づく。本報告においては供試体の数が少ないなどのために C, ϕ の異方性が明確になかったことを考えると、安全率はさらに小さくなることが予想され、異方性を導入した安定解析が望まれる。最後に本報告に際し数多くの助言をいただいた本校博士課程の林重徳氏に對しまして感謝の意を表します。

参考文献

- 林重徳：「土の応力変形特性について」 昭和48.49年度土木学会西部支那研究発表会論文集
 K.Y. Lo: "Stability of Slopes in Anisotropic Soils" ASCE Vol. 91, No. SM4, 1965