

福山大学 工学部 正員 西原 晃

京都大学 工学部 正員 太田 秀樹

基礎地盤コンサルタント 正員 森田 悠紀雄

1. はじめに

K_0 圧密粘土の平面ひずみ状態における非排水せん断強さと最大主応力方向の関係を弾塑性構成式から導き、これを特性線場の理論や慣用安定解析法に適用した例を示す。

2. K_0 圧密粘土の非排水せん断強さ

用いた構成式は関口・太田(9th ICSMFE, Sec. 9, 1977)によって提案された弾塑性構成式である。関口・太田のモデルでは、降伏関数は

$$f = M \ln \frac{p}{p_0} + D \eta^*$$

で定義される。 M ・ D は土質定数で p は平均有効主応力である。添字0は K_0 圧密終了時の値であることを示す。 η^* はせん断ひずみ γ によって増加するスカラー量で

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{S_{ij} - S_{ij0}}{p - p_0} \right) \left(\frac{S_{ij} - S_{ij0}}{p - p_0} \right)} \quad S_{ij}: \text{偏差応力テンソル}$$

である。平面ひずみ条件下の非排水せん断破壊は、a)非排水条件(体積ひずみがゼロ)、b)破壊条件(せん断ひずみが無限大)、c)平面ひずみ条件(中間主ひずみがゼロ)の3条件によって表される。降伏条件から導かれた応力・ひずみ増分関係を用いると、上記3条件はそれぞれ次のように表される。

$$a) \text{非排水条件: } \frac{M}{\lambda} \ln \frac{p}{p_0} + D \eta^* = 0, \quad b) \text{破壊条件: } M - \sqrt{\frac{3}{2}} S_{ij} S_{ij} = 0, \quad c) \text{平面ひずみ条件: } \sigma_2' = \frac{K_0}{1+K_0} (\sigma_1' + \sigma_3')$$

これらの条件式を連立させて解くと、非排水せん断強さ C_u と破壊時の最大主応力方向 θ の関係が表-1上段の式(1)のように求められる(山下・西原・太田・畠; 第16回工質工学研究発表会, 1981)。式(1)は3つの土質定数(M ・ λ ・ K_0)と K_0 圧密時の有効上載圧 p_0 および過圧密比(OCR)をパラメータとし、 C_u が最大主応力方向 θ によってどのように変化するかを示している。式(1)に示されるように、 K_0 圧密粘土の非排水せん断強さは粘土ごとに唯一決まるものではなく、最大主応力方向によって無限個の値をとり得るものであり、圧縮・伸張試験や直接せん断によって求められる値はその中の特殊な例にすぎない。たとえば、各種せん断試験による正規圧密粘土の非排水せん断強さを求めると表-1下段に示す諸式のようになる。Ladd(8th ICSMFE, Vol. 4.2, 1973)によって報告されている一連の実験結果と計算値と対比して表に示しているが、両者はよく合っている。

3. 特性線場の理論への適用

表-1の上段に示した C_u と θ の関係式(1)を破壊条件とし、これを全応力の釣合式に代入すると特性線場の理論が新たに展開される。これは粘着力だけをもつ材料に対する理論を、その粘着力が最大主応力方向によって変化

表-1 主な理論式とその適用例

	$\frac{C_u}{\sigma_c'} = \frac{OCR^\lambda (1+2K_0) \text{Mexp}(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta - \sinh\beta \cos 2\theta)} \quad (1)$	$\frac{\tau}{\sigma_c'} = \frac{OCR^\lambda (1+2K_0) \text{Mexp}(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\sqrt{\cosh^2\beta - \sinh^2\beta \cos^2 2\theta} - \sinh\beta \sin 2\theta)} \quad (2)$	
	$M = \frac{6 \sin \phi^*}{3 - \sin \phi^*}, \quad \lambda = 1 - C_s/C_c, \quad \eta_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}, \quad \beta = \frac{\sqrt{3}\eta_0 \lambda}{2M}$		
Type of test	Reduced equation for specified test on normally consolidated clay	Blue marine clay $p_1=20$ $\phi^*=33^\circ$ $K_0=0.5$ measured/predicted	
	Ko-consolidated Plane strain Comp. KoPUC $\frac{C_u}{\sigma_c'} = \frac{(1+2K_0) \text{Mexp}(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta - \sinh\beta)}$	0.34	0.347
	Ko-consolidated Triaxial Comp. KoUC $\frac{C_u}{\sigma_c'} = \frac{1+2K_0}{6} \text{Mexp}\left(\frac{\lambda \eta_0}{M} - \lambda\right)$	0.33	0.318
	Shear Box Test SBT $\frac{\tau}{\sigma_c'} = \frac{(1+2K_0) \text{Mexp}(-\lambda)}{3\sqrt{3}}$	—	0.239
	Direct Simple Shear DSS $\frac{\tau}{\sigma_c'} = \frac{(1+2K_0) \text{Mexp}(-\lambda)}{3\sqrt{3} \cosh\beta}$	0.20	0.224
	Ko-consolidated Plane strain Ext. KoPUE $\frac{C_u}{\sigma_c'} = \frac{(1+2K_0) \text{Mexp}(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta + \sinh\beta)}$	0.19	0.165
	Ko-consolidated Triaxial Ext. KoUE $\frac{C_u}{\sigma_c'} = \frac{1+2K_0}{6} \text{Mexp}\left(-\frac{\lambda \eta_0}{M}\right)$	0.155	0.135
	Field Vane FV $\frac{\tau_v}{\sigma_c'} = \frac{1+2K_0}{3\sqrt{3}} \sqrt{\frac{MP}{\lambda \beta} \left(\frac{p}{p_0} \right)^2 - \left(1 - \frac{p}{p_0} \right)^2 \eta_0^2}$	0.19	0.182

する場合へと拡張したものである。その結果、傾き ω をもつすべり線上で発揮される非排水せん断抵抗 τ が表-1上段の式(2)のように導かれる(畠・太田・西原; 第17回工質工学研究発表会, 1982)。図-1は、地盤からいろいろな角度で切出した供試体に対して単純せん断試験を行った結果(Bjerrum; 8th ICSMFE, 1973)と式(2)による計算結果を比較したものである。計算結果は実験結果とよく対応していることがわかる。

粘性線場の理論の応用例として、異方圧密地盤の支持力係数を K_0 値の関数として計算した結果を図-2に示す。この支持力係数に一面せん断強さをかけ合せる と支持力が求められる。表-2はKinner and Ladd(8th ICSMFE, 1973)が過圧密粘土を用いて行った支持力実験の結果と、図-2に示す支持力係数を用いて計算した結果を比較したものである。

4. 慣用安定解析法への応用

式(2)は任意の方向のすべり線に沿うせん断強さを表しており、仮定したすべり線を用いる慣用的な安定解析法に容易に応用することができる。たとえば、図-3に示すような円弧すべりに対して、すべり線の傾き ω からせん断抵抗 τ を計算し、すべり線に沿うせん断抵抗の平均値を求めると(a)図の太線ようになる。この理論曲線は、塑性指数PIからBjerrum and Simons(ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960)の報告例に従って $\phi'(M)$, Massarch(7th Eur. Conf. on SMFE, 1979)の式 $K_0 = 0.44 + 0.42 PI/100$ によって K_0 を求めて計算したもので、目安程度の概略値を示すものである。同図には、数多くのバーン・軸・直接せん断試験による実測 C_u の大体の範囲をあらわして示している。仮に理論値が正しいとすれば、理論値は実際の破壊例に対して安全率1.0を与えるはずである。したがって、各種せん断試験による実測の C_u と理論 C_u の比は、それぞれの試験結果を用いて安定計算を行った場合の安全率を与えることになる。(a)図の結果を用いて、各種せん断試験による破壊時安全率を予想すると(b)図に示す幅ようになる。

同図中のプロットは報告されている盛土破壊例の破壊時安全率を示しているが、実際の破壊例の安全率は、安定計算に用いたそれぞれの試験方法の予想幅の中にプロットされていることがわかる。

5. おわりに

弾塑性構成式を用いて導いた、 K_0 圧密粘土の非排水せん断強さの推定式を実測値と対比させながら検証した。ここで導いた理論式は、 K_0 圧密地盤の非排水条件下での破壊問題の解析において有効な手段となりうるものであり、構成式応用の新しい側面を示すものと言える。

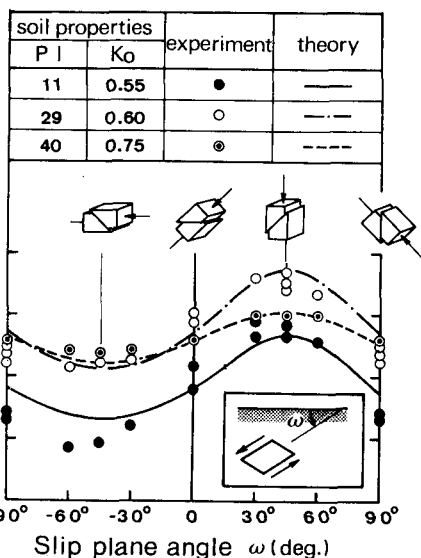


図-1 非排水せん断強さとすべり線角度

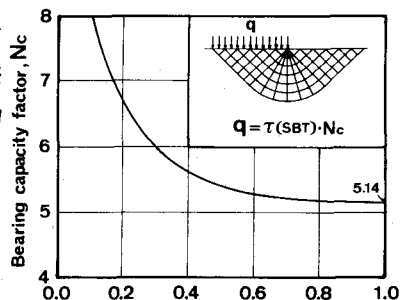


図-2 K_0 圧密地盤の支持力係数

表-2 支持力実験への応用

過圧密比	極限支持力 q/σ'_c		計算値 実験値
	実験値	計算値	
1	1.34	1.25	0.96
2	2.43	2.29	0.94
4	4.20	4.05	0.97

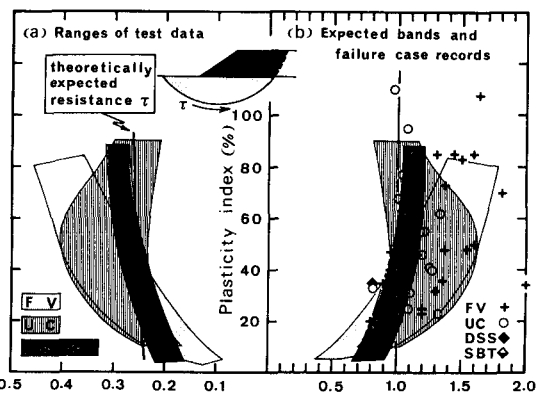


図-3 盛土の安定解析への応用例