

塑性ポテンシャルと静止土圧係数

東海大学大学院 学生会員 ○池谷 真希
 新日本開発工業 非会員 赤石 勝
 金沢工業大学 非会員 外崎 明
 東海大学 正会員 杉山 太宏

1. まえがき

地盤の弾塑性解析では、載荷前地盤内の初期応力状態の設定が計算結果に影響する。静止土圧状態から地盤内応力変化に対応したひずみが計算されるため、初期応力状態を決める静止土圧係数は、計算上重要な土質定数の一つである。代表的な弾塑性構成式のカムクレイモデルでは、実際の測定値より大きな静止土圧係数 K_0 値を与えることが知られている¹⁻³⁾。

この報告では、正規圧密粘土の異方三軸圧縮 CD 試験で発生する軸ひずみと体積ひずみの関係ならびに K_0 値に關係する塑性ポテンシャルの適用性を検討する。

2. 応力ひずみ時間関係

2.1. 非関連粘塑性流動則と塑性ポテンシャル

Dafalias らは、消散エネルギーを式(1)のように表し、降伏関数 F として式(2)を提案している³⁾。

$$p * dv_p + q * d\epsilon_p$$

$$= p \sqrt{dv_p^2 + (M * d\epsilon_p)^2 + 2 * \gamma * dv_p * d\epsilon_p} \quad (1)$$

$$F = q^2 - 2\gamma pq + \gamma^2 pp_i + M^2(p^2 - pp_i) = 0 \quad (2)$$

γ は異方圧密時の応力比に關係する定数であり、 $\gamma=0$ とした F は、修正カムクレイの降伏関数になる。

この論文の検討では、三軸 CD 試験の軸ひずみと体積ひずみの關係の検討に、式(2)に類似した形の式(3)で表す塑性ポテンシャル Q を採用する。

$$Q = q^2 - 2\gamma_p pq + \gamma_p^2 pp_i + M^2(p^2 - pp_i) = 0 \quad (3)$$

γ_p は K_0 値から決定する定数である。

2.2. K_0 値と塑性ポテンシャル Q の定数 γ_p

体積ひずみ増分 dv 、偏差ひずみ増分 $d\epsilon$ とすれば、一次元圧縮条件は式(4)で表わされる。

$$\frac{d\epsilon}{dv} = \frac{2}{3} * \frac{(d\epsilon_A - d\epsilon_R)}{(d\epsilon_A + 2 * d\epsilon_R)} = \frac{2}{3} \quad (4)$$

$d\epsilon_A$ は軸方向ひずみ増分、 $d\epsilon_R$ は半径方向ひずみ増分

である。この論文では、弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分のそれぞれで式(4)の關係が成立するものと仮定して K_0 値を検討する。等方弾性体としてのポアソン比 ν と静止土圧係数 K_0 の關係は $\nu = K_0/(1+K_0)$ を用いて、塑性ひずみ増分も K_0 値に対応する必要があることを前提とする。オリジナルカムクレイと式(3)の Q から一次元圧縮条件式を求めると、それぞれ式(5)と(6)が得られる。

$$\frac{d\epsilon_p}{dv_p} = \frac{1}{M - \eta_0} = \frac{2}{3} \Rightarrow \eta_0 = M - 1.5 \quad (5)$$

$$\frac{d\epsilon_p}{dv_p} = \frac{2(\eta_0 - \gamma_p)}{M^2 - \eta_0^2} = \frac{2}{3}$$

$$\Rightarrow \eta_0^2 + 3\eta_0 - M^2 = 0 \quad (\gamma_p = 0) \quad (6)$$

$\gamma_p=0$ の場合は修正カムクレイの K_0 値を与える。しかし、 K_0 値が既知で塑性ひずみ増分比 $d\epsilon_p/dv_p$ が一次元圧縮条件を満足するには、 Q の定数 γ_p を式(5)から決定する。

$$\gamma_p = \frac{\eta_0^2 + 3\eta_0 - M^2}{3} \quad (7)$$

Atkinson は式(4)の一次元圧縮条件を用いたオリジナルカムクレイの K_0 値決定法を提案している¹⁾。その計算例として、 $\lambda=0.08$ 、 $\kappa=0.05$ 、 $M=0.94$ 、 $\nu=0.25$ による K_0 値が 0.76 と与えられる。これに対して式(5)、(6)による K_0 値は表-1 のように計算される。Atkinson の塑性ひずみ成分によるオリジナルカムクレイの $K_0=0.76$ とは異なる。 $\nu=0.25$ ならば、等方弾性体としての $K_0=1/3(=\nu/(1-\nu))$ の筈であるが、ポアソン比の仮定が K_0 値に及ぼす影響に関する記述は文献には示されていない¹⁾。弾性ひずみ成分に関する K_0 値、ポアソン比の仮定と、塑性ひずみ成分によるそれとの整合性が必要である。

表-1 計算結果

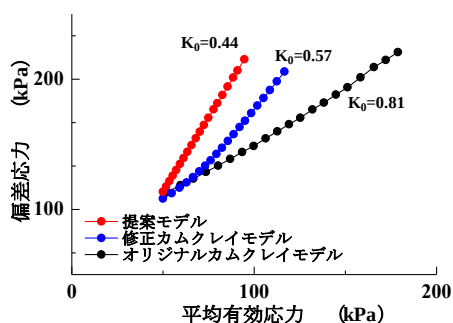
	η_0	K_0
オリジナルカムクレイ	-0.56	1.89
修正カムクレイ	0.27	0.77

キーワード：塑性ポテンシャル、静止土圧係数、弾塑性解析

連絡先：〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 4-1-1 TEL：0463-58-1211 E-mail：maki.i.0543@gmail.com

表-2 物性試験の結果

試料	Gs	ω_L (%)	ω_p (%)	粘土(%)	シルト(%)	砂分(%)
H	2.66	121	69	18	72	10

図-1 K_0 圧密時の有効応力経路 (再現計算)

3. 試料および実験方法

液性限界以上の含水比で練り返し、再構成した粘性土試料を用いた。試料の物理的性質は表-2 に示した。 K_0 圧密試験では、軸方向荷重増分 98kPa に等しい大きさの水平方向応力増分を載荷し、水平方向のひずみがゼロになるように水平応力増分を制御した。三軸異方圧密試験では、鉛直方向応力 $\sigma_{y0}=98$ kPa で K_0 圧密後、応力増分比 $dK (=d\sigma_x/d\sigma_y)$ が、1, 0.8, 0.6, 0.5, 0.4, 0.35, 0.25 となるように 20 分間隔で載荷し、体積ひずみ v と軸ひずみ ε_A の関係を調べた。

4. 実験ならびに計算結果と考察

4.1. K_0 圧密試験と土質定数

K_0 圧密試験から、 $K_0=0.44$, $\lambda=0.205$, $\kappa=0.04$, $e_0=1.615$, K_0 圧密試験後の非排水せん断試験から $M=1.47$ を求めた。式(5)と(6)から K_0 値を求めるとオリジナルカムクレイは 1.03, 修正カムクレイは 0.57 となり、いずれも実測値よりも過大になった。また、式(7)から K_0 条件を満足する Q の定数 γ_p を計算すると 0.44 となる。

ひずみ制御で行った一次元圧縮の再現計算結果から得られた有効応力経路を図-1 に示した。 Q の定数 $\gamma_p=0.44$ とすれば、一次元圧縮後も静止土係数 K_0 値は一定である。カムクレイでは、 Q の不具合により載荷前の K_0 値より過大になることが明らかである。

4.2. 三軸異方圧密試験のひずみ比と塑性ポテンシャル

三軸異方圧密試験から得られた軸ひずみ・体積ひずみ関係と計算結果の比較を図-2 に示した。実測 K_0 値から決定した塑性ポテンシャル Q の定数 $\gamma_p=0.44$ を用いた計算結果は、異方圧密時の応力比の異なる軸ひずみ・体積ひずみ関係の測定結果に近いことを確認できる。

図-2 の軸ひずみ・体積ひずみの比と異方圧密終了時

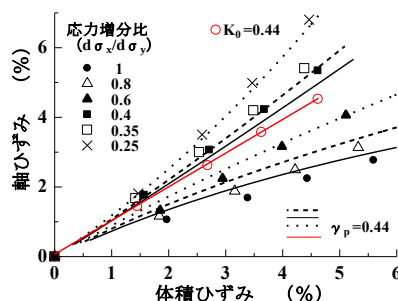


図-2 軸ひずみと体積ひずみの関係

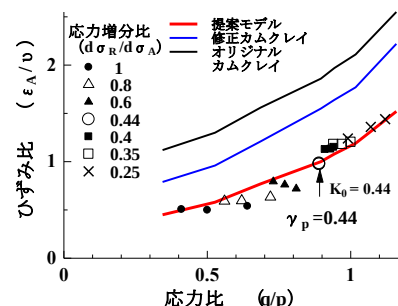


図-3 ひずみ比と応力比の関係

の応力比に関する計算結果が図-3 である。式(3)の塑性ポテンシャル Q の定数 $\gamma_p=0.44$ とした赤実線の計算結果は、実測値とよく合っている。 K_0 値から決定する定数 γ_p での提案式(7)は、三軸異方圧密粘土の軸ひずみ・体積ひずみ関係の予測に利用可能である。黒実線と青実線で示すカムクレイモデルは、異方圧密時の応力比変化の軸ひずみ・体積ひずみ関係を適切に表現できていないことが分かる。

5. むすび

弾塑性有限要素解析の載荷前の初期応力状態に関係する塑性ポテンシャルについて検討した。得られた結果は次のようである。

- 1) 式(3)の塑性ポテンシャル Q を採用して計算される応力状態を実測 K_0 値に一致させるには、 Q に含まれる定数 γ_p を式(7)から決定する必要がある。
- 2) 実測 K_0 値に対応する一致する塑性ポテンシャル Q を三軸異方圧密試験に適用した計算結果は、応力比 $\eta(=q/p)=0.3\sim 1.2$ の実験結果に近い。

参考文献

- 1) Atkinson, J.H. : Foundations and slopes, McGraw-Hill, pp.107,1981.
- 2) Naylor, D. J. and Pande, G.N. : Finite element in geo-mechanical engineering, Pineridge Press Ltd., 1981.
- 3) Dafalias Y. F. and M. Akaishi : A simple anisotropic clay plasticity model, Mechanics Research Communications, Vol. 29, pp. 241-245, 2002.