III-92　過圧密粘土のK₀値について

山梨大学工学部　正員　村上 幸利

1. まえがき

静止土圧係数K_0は，水平方向ヒズミが零の状態で堆積している土の一点における水平方向と鉛直方向の有効応力の比でもって定義される。非粘性土の静止土圧係数については，ヤーキー（Jáky）によって土の内部摩擦角ϕと関連づけた$K_0 = 1-\sin\phi$なる式が提案されており，このϕとして三軸圧縮試験から求めた土の有効内部摩擦角ϕ'を用いると良い近似でもって評価されうることが知られている。また，正規圧密状態の粘性土の場合は，ヤーキーの式を少し変形した$K_0 = 0.95-\sin\phi'$なる式がよく合うとされている。[1] ところが，過圧密状態での粘性土の静止土圧係数は，過圧密の度合でもって大きく変化し，過圧密比が大きい場合には1以上になりうる。[2] それゆえ，もはや非粘性土や正規圧密粘性土のように比較的簡単な関係式からK_0値を算定することはできない。ここでは，この過圧密状態における粘性土の静止土圧係数を理論的に求める方法について考える。

2. 算定式の誘導

最初，K_0状態にある土中の一点での要素が，鉛直有効応力σ_V'，水平有効応力σ_H'（$=K_0\sigma_V'$）で釣合っているとする。いま，鉛直有効応力に$\Delta\sigma_V'$の変化があり，この応力変化中も依然K_0状態が維持されるとすると，応力変化後の鉛直，水平有効応力は，それぞれ，$\overline{\sigma_V'} = \sigma_V' - \Delta\sigma_V'$，$\overline{\sigma_H'} = \overline{K_0}(\sigma_V' - \Delta\sigma_V')$となる。（$\Delta$は膨張方向を正）　ただし，$\overline{K_0} = K_0 + dK_0$である。この応力変化を等方成分と偏差成分に分けると，

$$\text{等方成分：}\quad \Delta\sigma_m' = (\Delta\sigma_V')_i = (\Delta\sigma_H')_i = K_0\Delta\sigma_V' - \sigma_V' dK_0$$

$$\text{偏差成分：}\quad \Delta\tau_d = \Delta\sigma_V' + \sigma_V' dK_0 - K_0\Delta\sigma_V'$$

等方過圧密過程においては，粘性土の応力－間隙比関係は，$e = e_0 - \kappa\cdot\ln\frac{\sigma_m'}{(\sigma_m')_0}$で与えられるので，

$$\varepsilon_{vol} = \frac{de}{1+e} = \frac{-\kappa}{1+e}\frac{d\sigma_m'}{\sigma_m'} = \frac{\kappa}{1+e}\frac{\Delta\sigma_m'}{\sigma_m'} \qquad \text{式(1)}$$

となる。ここに，ε_{vol}は等方応力変化時の体積ヒズミ（膨張方向正），eは間隙比である。それゆえ，この時の鉛直，水平ヒズミ$(\varepsilon_V)_i$，$(\varepsilon_H)_i$は，

$$(\varepsilon_V)_i = (\varepsilon_H)_i = \frac{\kappa}{3(1+e)}\frac{\Delta\sigma_m'}{\sigma_m'} \qquad \text{式(2)}$$

土のセン断による体積ヒズミ，すなわち，ダイレイタンシーdが，いま，

$$d = f(n, \tau_d/\sigma_m') \qquad \text{式(3)}$$

で与えられると仮定する。ただし，nは過圧密比であり，近似的に一応力増分中では一定とする。このダイレイタンシーdの鉛直，水平成分をそれぞれ，d_V, d_Hとすると，$d = d_V + 2d_H$であり，$S = d_H/d_V$とおくと，

$$d = (1+2S)d_V = \frac{1+2S}{S}d_H$$

前述したように，いま，応力変化はK_0状態で生じているので，

$$\begin{aligned}
\varepsilon_H = 0 &= \left(\frac{\partial\varepsilon_H}{\partial\sigma_m'}\right)_{\Delta\tau_d=0} d\sigma_m' + \left(\frac{\partial\varepsilon_H}{\partial\tau_d}\right)_{\Delta\sigma_m'=0} d\tau_d \\
&= \frac{\kappa}{1+e}\cdot\frac{K_0\Delta\sigma_V' - \sigma_V' dK_0}{(1+2K_0)\cdot\sigma_V'} + \frac{S}{1+2S}\frac{\partial}{\partial\tau_d}f(n, \tau_d/\sigma_m')_{\Delta\sigma_m'=0} d\tau_d \\
&\quad + \frac{d\tau_d}{(1+2S)^2}\frac{\partial S}{\partial\tau_d}f(n, \tau_d/\sigma_m')_{\Delta\sigma_m'=0} \qquad \text{式(4)}
\end{aligned}$$

一方，鉛直ヒズミについては，

$$\begin{aligned}
\varepsilon_V &= \left(\frac{\partial\varepsilon_V}{\partial\sigma_m'}\right)_{\Delta\tau_d=0} d\sigma_m' + \left(\frac{\partial\varepsilon_V}{\partial\tau_d}\right)_{\Delta\sigma_m'=0} d\tau_d \\
&= \frac{\kappa}{1+e}\cdot\frac{K_0\Delta\sigma_V' - \sigma_V' dK_0}{(1+2K_0)\cdot\sigma_V'} + \frac{1}{1+2S}\frac{\partial}{\partial\tau_d}f(n, \tau_d/\sigma_m')_{\Delta\sigma_m'=0} d\tau_d - \frac{2\,d\tau_d}{(1+2S)^2}\frac{\partial S}{\partial\tau_d}f(n, \tau_d/\sigma_m')_{\Delta\sigma_m'=0}
\end{aligned}$$

$$= \frac{3\kappa}{1+e}\cdot\frac{K_o\Delta\sigma_v' - \sigma_v' dK_o}{(1+2K_o)\cdot\sigma_v'} + \frac{\partial}{\partial\tau_d} f(n, \tau_d/\sigma_m')_{\Delta\sigma_m'=0}\, d\tau_d \qquad 式(5)$$

関数fの形を $f(n, \tau_d/\sigma_m') = \beta(n)(\tau_d - \tau_{do})/\sigma_m'$ （τ_{do} は ダイレイタンシーが始まる時の τ_d）と仮定する。この時，$\tau_d \geqq \tau_{do}$ に対しては，

$$\frac{\partial}{\partial\tau_d} f(n, \tau_d/\sigma_m')_{\Delta\sigma_m'=0}\, d\tau_d = \frac{\beta(n)}{\sigma_m'} d\tau_d = \frac{\beta(n)}{\sigma_m'}\Delta\tau_d \qquad 式(6)$$

$\tau_{do} \fallingdotseq 0$ とするならば，

$$\varepsilon_v = \frac{3}{(1+2K_o)\sigma_v'}\left\{(K_o\Delta\sigma_v' - \sigma_v' dK_o)\cdot\frac{\kappa}{1+e} + (\Delta\sigma_v' + \sigma_v' dK_o - K_o\Delta\sigma_v')\beta(n)\right\}$$

ここで，$(m_v)_s = \varepsilon_v/\Delta\sigma_v'$ とおくと，

$$dK_o = \frac{\frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_v'}\left(K_o\cdot\frac{\kappa}{1+e} - K_o\beta + \beta\right) - \frac{1+2K_o}{3}(m_v)_s\Delta\sigma_v'}{\frac{\kappa}{1+e} - \beta} \qquad 式(7)$$

$(m_v)_s$ は K_o 試験より求まる土質パラメータであり，近似的には，oedometer 試験による膨張時の体積圧縮係数である。以上の結果より，過圧密状態における粘性土の K_o 値は，ある応力状態（一般には正規圧密時の）での K_o 値がわかっていれば，式(7) で一軸，三軸圧密試験，三軸セン断試験より決定される κ，β，$(m_v)_s$ を用いることにより算定されることになる。

3. Davis らの実験結果との比較

Davis らは，カオリン試料を用いて次のような K_o試験を行なった。[3] まず，$\sigma_v' = 81.4$ (psi)，$\sigma_H' = 45.8$ (psi) の応力状態をつくり，K_o 状態を保ったまま σ_v' を減じ，$\sigma_v' = 5.0$ (psi)，$\sigma_H' = 8.2$ (psi) の過圧密状態まで試料を膨張させる。その後，再びK_o状態を保ったまま，σ_v' を増加させ，$\sigma_v' = 30.5$ (psi) の 時，$\sigma_H' = 18.5$ (psi) の値を得た。ここで，非排水セン断試験等を行ない，間隙圧係数 $A = 0.27$，体積圧縮係数 $m_v = 0.00051$ (psi^{-1}) を得た。これらのデータをもとに，式(7) によるK_o値の理論解を求め，実測値と比較する。しかし，この比較は，ここに与えられた土質係数の測定時点を考えるならば，再圧密過程 $\sigma_v' = 5.0 \rightarrow 30.5$ (psi)（$n = 8.1 \rightarrow 2.6$）に限られる。しかも，Davis らのデータ中には e，κ 値が与えられていないので，$e \fallingdotseq 1.2$，$\kappa = 0.05$ とした。[4] $\beta(n)$ と A との関係については，少し考察を試みるならば，近似的に $\beta(n) \fallingdotseq \frac{\kappa}{1+e}\{A(n) - \frac{1}{3}\}$ が導かれるので，これを用いた。ただし，$\beta(n)$はこの再圧密過程中で漸次変化するものだが，$A(n)$ が与えられていないので，$\sigma_v' = 30.5$ (psi) の時点での A で代表せざるを得なかった。

これらの土質係数をもとに，式(7) によりK_o 値を計算した結果，$\sigma_v' = 30.5$ (psi) 時点の K_o 値は，0.544（$= 16.6/30.5$）となった。これは，実測値 $K_o = 0.607$（$= 18.5/30.5$）に比して，約9割の値である。

4. おわりに

3．では，式(7) がかなりの精度で過圧密粘性土の K_o 値を評価しうることがわかった。ただ，この種の試験データの不足より，満足のいく比較が行なえていないので結論的なことを云うことはできない。それゆえ，今後，さらにこの式の適用性について検討していかねばならない。また，式(7) は，ある応力状態時での K_o 値がわかっていないと無力であり，実際の過圧密地盤のK_o値算定に適用させる場合，たとえば，その地盤を構成している粘性土の正規圧密時でのK_o値をまず算定し，さらに，その地盤の履歴を知らねばならないという問題が残される。今後，いういった点についても検討を加えていきたい。

（参考文献） (1) Brooker, E.W. 他 (1965) "Earth Pressures at Rest Related to Stress History", Canadian Geotech vol.2 (2) Skempton, A.W. (1961) "Horizontal Stresses in an Over-consolidated Eocene Clay", Proc. 5th ICSM vol.1 (3) Davis, E.H. 他 (1963) "Triaxial Testing and Three-dimensional Settlement Analysis" 4th Austra.-N.Z conf. (4) Schofield A.N. 他 (1968) "Critical State Soil Mechanics"