

九州大学 正 員 山内豊聡
九州大学 学生員 ○福田直三

1. まえがき 土の力学的挙動の理解に対し、微視的手法たともば電子顕微鏡¹⁾、X線²⁾、偏光顕微鏡³⁾などにより土構造から知ろうとする方法がある。またコロイド化学の導入(Lambe, 1953⁴⁾)を加わり具体的な土構造が把握される土の挙動の説明が可能となりつつある。土構造と土性との関係は、これまで圧密や締固めなど多く論じられているが、本試験では土構造が静止土圧係数におよぼす影響について、ボアソン比を媒質として考察した。⁵⁾ また土構造表示はX線回折の peak ratio の方法による。

2. 土構造モデルとボアソン比 2.1 土の異方性を考慮した静止土圧係数 一般化したHoakeの法則に対し地盤の変形係数を水平、鉛直両方向に E_x, E_z として異方性を導入すると、水平方向のひずみは次式となる。

$$\epsilon_x = (1 - \mu) \sigma_x / E_x - \mu \sigma_z / E_z \quad (1)$$

ただし、 μ : ボアソン比, σ_x, σ_z : 水平、鉛直両方向の地中応力。いま、静止土圧の定義より $\epsilon_x = 0$ とすると静止土圧係数は次のように示される。

$$K_0 = \sigma_x / \sigma_z = \mu / (1 - \mu) \cdot (E_x / E_z) \quad (2)$$

一般に固体のボアソン比は一定値をとるが、土は土構造によりボアソン比および変形係数が異なり、静止土圧係数も変化することが考えられる。

2.2 2次元および3次元変形のボアソン比の比較 一般にボアソン比は、一軸圧縮状態で以下のように定義されている。

$$\mu = (dV/V) / (dh/h) = \epsilon_r / \epsilon_h \quad (3)$$

同様に2次元変形の場合(図-1参照)、幅方向と高さ方向のひずみの比としてのボアソン比 μ^* は次式となる。

$$\mu^* = (db/b) / (dh/h) = \epsilon_b / \epsilon_h \quad (4)$$

μ と μ^* の関係は変形後の体積ひずみの比較から求める。

$$dV/V = (1 - 2\mu) \cdot (dh/h) \quad (5)$$

$$dA/A = (1 - \mu^*) \cdot (dh/h) \quad (6)$$

つまり同じ体積ひずみに対し $2\mu = \mu^*$ とおくことで、2次元変形を3次元変形に変換できる。この議論は2次元の土構造モデルを3次元に拡張するときにも用いる。

2.3 土構造の幾何学的関係とボアソン比 筆者らは土構造を図-2のように菱形モデルに仮定し、その変形とボアソン比の関係を考察した。その際粘土粒子は板状、粒子配列はedge-to-face、結合状態は結合の破壊に至るまではヒンジ状、その後新たな平衡状態に達するまではスリップする。図中 x, z および θ の関係は、 $x = 2l \sin \theta, z = 2l \cos \theta$ 。 θ の微小変化により、 $dx = 2l \cos \theta d\theta, dz = -2l \sin \theta d\theta$ となる。この関係から、2次元モデルのボアソン比 μ^* は次のようになる。

$$\mu^* = |\epsilon_x / \epsilon_z| = (dx/x) / (dz/z) = \cot^2 \theta = 2\mu \quad (7)$$

$$\text{式(2)へ代入し } K_0 = \cot^2 \theta / (2 - \cot^2 \theta) \cdot (E_x / E_z) \leq \cot^2 \theta / (2 - \cot^2 \theta) \quad (8)$$

θ と K_0, μ の関係を図-3に示す。ここで $\theta = 45^\circ$ とランダム、 $\theta = 90^\circ$ と水平方向に完全配向した状態とする。

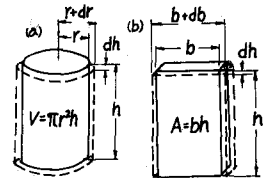
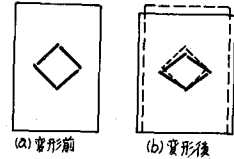
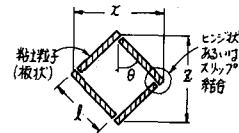


図-1 軸および平面ひずみの変形状態



(a) 変形前 (b) 変形後



(c) 土構造の変形モデル

図-2 土構造モデルの変形機構

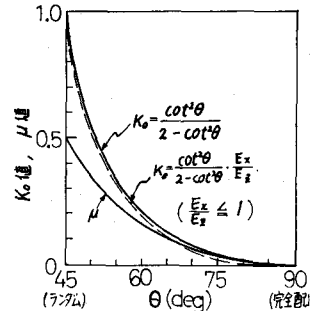


図-3 $K_0, \mu \sim \theta$ の関係

3. 試験 3.1 試料 試料は市販カオリンを用い、その物理的性質は、 $G_s = 2.733$, $w_L = 46.2\%$, $L_p = 18.2$ (純水)で、主成分は石炭とパイロフィライトでカオリナイトは含まれていない。試験は純水で脱気飽和し行なった。

3.2 試験方法 方法は1) 任意の土構造を得るための一次元先行圧密、2) 静止土圧係数の試験、3) X線回折による土構造の観察の3つに大別される。静止土圧係数は1)の試料より水平、鉛直両方向(それぞれH, V方向)に切出し標準圧密したときに得られる両者の圧密降伏応力の比 P_{yV} / P_{yH} とする。

X線用の試料は1)の試料をH, V方向に約 $2.0 \times 2.0 \times 0.5$ (単位cm)に切出し、 60°C に熔融させたポリエチレングリコール中に10日間浸漬し、その後3日間室温まで冷却硬化させ、表面を研磨することにより作製する。

3.3 X線回折による土構造表示 図-4に示すX線回折ピークより

$$\left. \begin{aligned} FI_h &= 2H_v / (H_v + H_h) \\ FI_a &= 2H_v W_v / (H_v W_v + H_h W_h) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

として構造指数なるものを仮定する。ただし、 FI_h , FI_a : ピーク高さ、面積による構造指数、 H_v , H_h , W_v , W_h : 図-4を参照。式(9)は土構造がランダムなら1, 水平、鉛直両方向に完全配向ならそれぞれ0, 2の値をとる。

用いたピークはパイロフィライト(002)と(006)である。

4. 結果と考察 一次元先行圧密荷重 P_0 , 圧密降伏応力 P_{yV} , P_{yH} と K_0 の関係を図-5に、また FI 値と圧密荷重の関係を図-6(a), (b)に示す。両図より K_0 値と FI 値の関係は図-7となる。つまり P_0 を $0.2 \sim 9.2 \text{ Kg/cm}^2$ と増加すると K_0 値は $1 \sim 0.37$, 同時に FI 値も $1 \sim 0.4$ と減少する。故に K_0 値と FI 値の関係が明らかとなり、土構造がランダム ($FI=1$) に近ければ $K_0=1$, 水平方向に完全配向 ($FI=0$) すれば $K_0=0$ となる傾向を示しており、これは図-3の証明となっている。また図中平均値より計算したボアソン比を図-7に示すごとく $0.5 \sim 0.3$ まで変化する。ただし破線は推定値である。

5. あとがき 静止土圧係数は、これまで内部摩擦角 ϕ , 過圧密比 n , 塑性指数 I_p などの関数として表わされているが、粘性土の場合は特に土構造の配向性も考える必要性があると言える。X線回折にあたり、本学採鉱学教室向山広教授の多大なる御協力を得られたことを付記し謝意を表します。

参考文献 1)松尾, 嘉門(1973): 粘性土の構造の表示法に関する考察, 第8回工質工学研究発表会, pp.93-96など, 2)風間, 吉中, 久保(1973): 圧密過程におけるカオリンの構造変化, 第8回工質工学研究発表会, pp.97-100など, 3)Morgenstern, Tchalenko(1967): The Optical Determination of Preferred Orientation in Clays and Its Application to the Study of Microstructure in Consolidated Kaolin, I, II, Proc. Royal Soc. London, Series A, 300, pp. 218-234, 235-250など, 4) Lambe(1953): The Structure of Inorganic Soil, Proc. ASCE, SM79, pp. 1-49, 5)山内, 福田(1975): 粘土の堆積構造からみた静止土圧係数について, 九大工学集報, 第48巻, 第2号, 印刷中, 6)山内, 安原(1974): 粘性土の静止土圧に関する一考察, 土質工学論文報告集, vol. 14, No. 2, pp. 113-118 など。

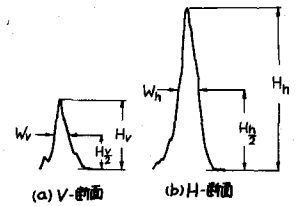


図-4 反射ピークの測定

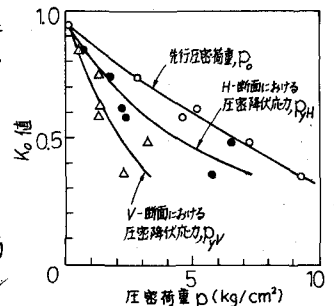


図-5 $K_0 \sim P$ の関係

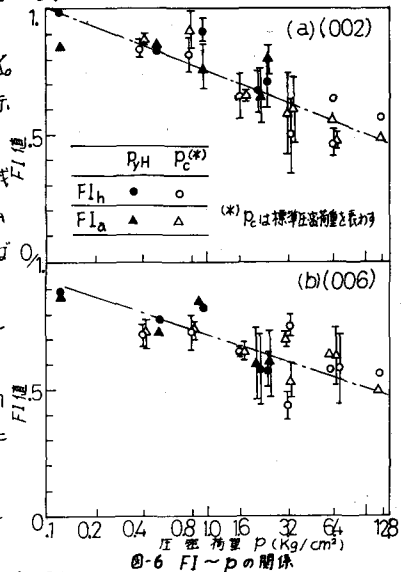


図-6 $FI \sim P$ の関係

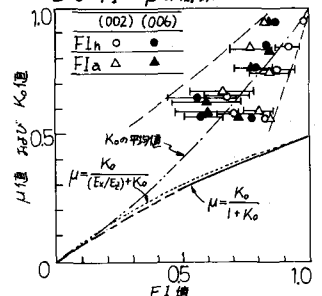


図-7 $K_0, \mu \sim FI$ の関係