

京都大学	正員	○深川良一
山口県庁	正員	日高整二
京都大学	正員	太田秀樹

1. はじめに

飽和砂の異方圧密時の変形特性と、応力履歴の変形・強度特性に及ぼす影響を調べるために、異方圧密($\epsilon_3 = \text{const.}$)・ K_0 圧密($\epsilon_3 = 0$)された試料に対して拘束圧一定の排水せん断試験を行なった。その結果、従来言われているように強度特性は応力履歴の影響をほとんど受けていないが、変形特性(特に体積変化)は大きな影響を受けることがわかった。

2. 実験方法

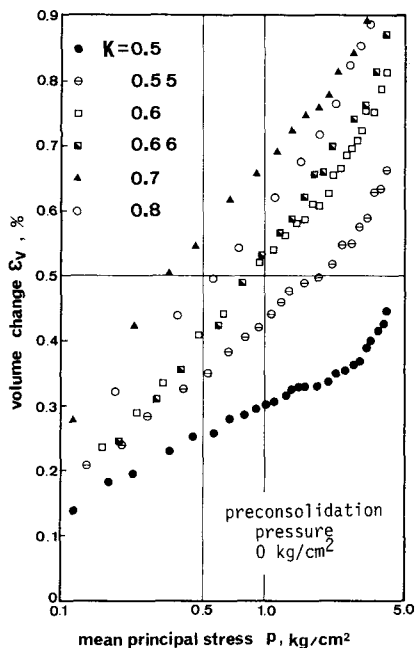
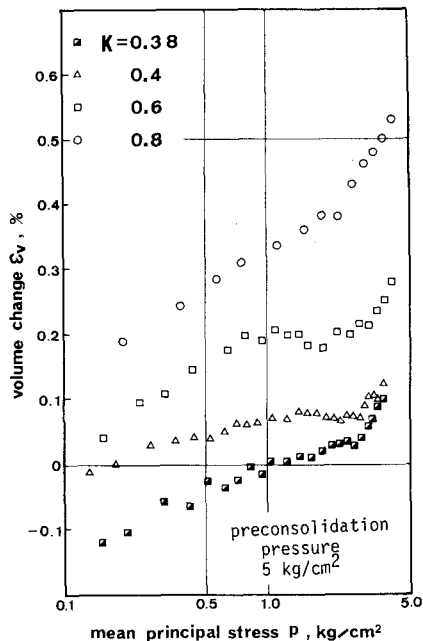
実験に用いた装置はGEONOR型三軸装置を通常用いられているタイプのものである。試料は豊浦標準砂を用いた。比重 $G_s = 2.64$ 、 $D_{10} = 0.16 \text{ mm}$ 、 $D_{60} = 0.21 \text{ mm}$ である。供試体諸量は供試体径 3.55 cm 、供試体長さ $20 \pm 0.05 \text{ cm}$ 、開げき比 0.699 ± 0.016 であり、medium denseといえる。

異方圧密試験($\epsilon_3 = \text{const.}$)、 K_0 圧密試験($\epsilon_3 = 0$)においては、排水量補正、端面摩擦、供試体の成型などに十分の注意を払った。詳細は文献(1)を参照されたい。

3. 異方圧密時の変形特性

図-1に主応力比 $K (= \sigma_3)$ を種々変えて行なった異方圧密試験時の $\log P \sim e_v$ 関係を示した。この実験では通常行われるひずみの計算に用いる基準状態を決定するための初期圧密も、あるいは先行圧密も行われていない。ここに $P = \frac{1}{2}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ 、 $e_v = e_1 + 2e_3$ である。図-1より主応力比 K が大きくなるほど体積変化が生じやすい(この場合収縮しやすい)ことがわかる。この K の如何にかかわらず $\log P \sim e_v$ 曲線が平行な曲線群となるが、または全部重なってこれば異方圧密時の体積変化は圧密のみによると判断できるが(2)図-1から明らかたように平行でもなく重なりもしないのびダイレイタンシーによる体積変化も同時に考慮する必要があるのかもしれない。

図-2には先行圧密荷重 σ_3 を 5 kg/cm^2 にした後 0 kg/cm^2 に戻し異方圧密試験と同様に行なった場合の $\log P \sim e_v$ 関係を示した。 $K = 0.4$ 、 0.6 において供試体は中途一収縮から膨張に転ずる傾向を示しており、先行圧密の顕著な影響と見ることが出来る。図-1と比較するならばこのことは砂の詰まり具合の相違に起因していると思われるが、例えば砂の静止土圧係数(K_0 値)を決定するに際して、従来の(3)(4)質土については無視しうるとされてきた応力履歴についてもその影

図-1. 先行圧密のない場合の異方圧密時 $\log P \sim e_v$ 関係図-2. 先行圧密のある場合の異方圧密時 $\log P \sim e_v$ 関係

響を考慮すべきであることと示唆しているものと思われる。

4. 拘束圧一定排水せん断時の変形強度特性

平均主応力 $P = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ までは異方圧密した後拘束圧一定の条件で行なったひずみ制御排水せん断試験の結果を図-3に示した。さらに K_0 圧密された試料に対するせん断試験の結果も図中に示してある。ここに $\delta = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3)$ $\gamma = \sigma_1 - \sigma_3$ である。

図-3より排水せん断時の変形特性に及ぼす応力履歴の影響は $\delta \sim \gamma$ 関係よりも $P \sim \epsilon_v$, $\delta \sim \epsilon_v$ 関係により顕著に現れていることがわかる。 $P \sim \gamma$ 関係では $K = 0.5, 0.6$ において γ_{max} の値が逆転しているにもかかわらず $P \sim \epsilon_v$, $\delta \sim \epsilon_v$ 曲線と K とは整合性を保っていることから、せん断試験時の $P \sim \epsilon_v$, $\gamma \sim \epsilon_v$ 関係は応力履歴に強く依存すると考えられるかもしれない。

$P \sim \gamma$ 関係において K_0 圧密試験時の主応力比 K は必ずしも一定とはなりませんが、 K_0 圧密時の変形特性や K_0 圧密後のせん断試験時変形特性は異方圧密試験の結果に類似していることがわかる。したがって正確なく室内実験において) 砂の K_0 値の推定を目的としたいならば、

異方圧密試験より K_0 圧密試験における変形・強度特性を類似することが可能であると思われる。

せん断強度に関しては先行圧密荷重、ひずみの計算に用いる基準状態の取り方、端面摩擦など実験条件を種々考慮したが、せん断強度との間に有意な傾向を認めることができず、 $P \sim \gamma$ 平面上で $(P, \gamma)_{max}$ はほぼ原点を通る一定直線上に分布した。

5. おわりに

砂質土に対する三軸試験はメンブレンミスフィット補正、供試体の成型方法など多くの困難な問題を抱えており、そのためデータの再現性はまだまだ不十分であると思われる。今後こうした実験上の基本的な問題を考慮しながら精度の良いデータの集積をほかにしていきたいと考えている。

6. 参考文献

- (1) 金氏・深川・日高・太田(1979); 室内実験による砂の K_0 値の推定, 第14回土質工学研究発表会
- (2) 諸戸(1972); 砂の弾性的な変形特性, 土質工学会論文報告集, Vol.12, No.3, pp65~74
- (3) 山内・安原(1974); 粘性土の静正土圧係数に関する一考察, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.2, pp113~118
- (4) 湯合(1976); 砂の静正土圧係数, 土質工学会論文報告集, Vol.16, No.2, pp105~111

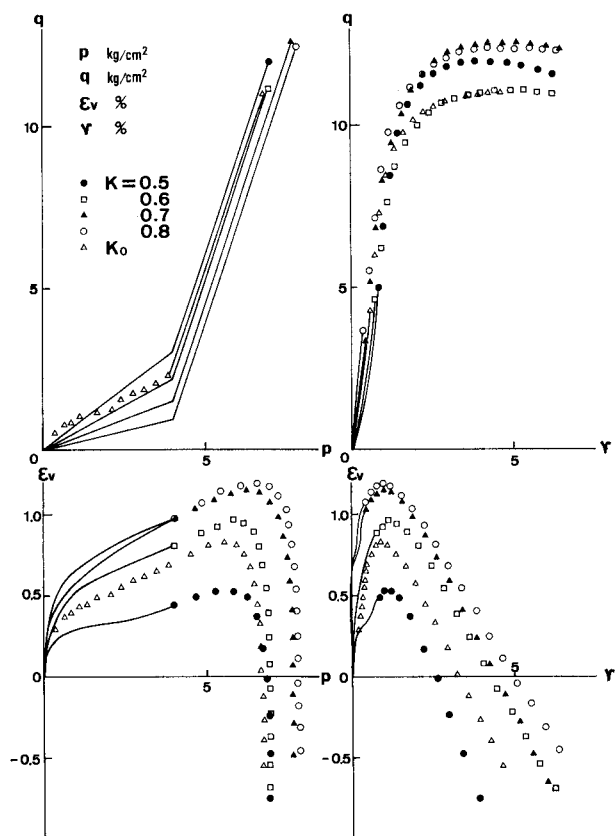


図-3. 異方圧密後, K_0 圧密後の拘束圧一定排水せん断試験時の応力-ひずみ関係