

芝浦工業大学 正員 ○ 園田 誠史
正員 茂江 昌志

1. まえがき 構築物の許容地耐力は支持力と沈下量を考慮したものであり、砂質系の地盤においては一般に沈下量に依存しており、シルト・粘土・腐植土層等の軟弱な地盤に對比してあまり大きなものではなかった。近年は構築物の大型化に伴って沈下に対する配慮が重要視されるようになって来た。粘性土からなる地盤においては、不攪乱試料の採取により圧縮性や強度特性を容易に求め得られるが、一方砂質土からなる地盤においては不攪乱試料の採取方法が研究開発されて来ているが難易なものであり、直接的に圧縮性を求めることは困難を伴うものである。現在までに載荷試験や貫入試験によって砂質土の圧縮性について多くの研究がなされている。Schultze¹⁾とMoussa²⁾は砂の圧縮性に影響する主な要因として、砂の粒子形状、粒度分布、密度、間隙水、先行荷重、細粒土分の含有率にあるとして、圧縮試験を行なった。乾燥砂においては、応力と歪の関係で両対数目盛において直線関係にあるとして次式を示し、乾燥砂の圧縮性は相対密度にも支配されるものであるとしている。

$$E = a \cdot p^b \quad (1) \quad E_s = \frac{1}{m \cdot v} = v \cdot p^w \quad (2) \quad a = \frac{1}{v(1-w)}, \quad b = 1-w \quad (3) \quad v = \frac{1}{a \cdot E}, \quad w = 1-b \quad (4) \quad \text{ここで } E: \text{歪, } P: \text{応力, } E_s: \text{変形係数, } m, v: \text{体積圧縮係数, } a, b, v, w: \text{パラメーター.}$$

細粒土を含む砂質土の性質は、細粒土分の含有率が10%程度までは砂の特性を示し、10%以上の含有においては細粒土の特性に移行する性質³⁾があるが、細粒土含有率と圧縮性を定量的に解明されていない。本研究は細粒度の含有率を変化させて供試体を作成し K_0 圧縮試験により圧縮特性を求め検討を行なった。

2. K_0 圧縮試験について 供試体を使用した試料は利根川砂と沖積粘土である。砂の粒度分布はFig-1に示すごとくであり、粘土は $w=120\%$, $w_L=90.8\%$, $I_p=56.2$ のものである。細粒土の含有率を0%~15%に調整し、突固め法により供試体を作成した。又密度においてD.M.L.の3段階に差異を設けたものを用いた。 K_0 状態が保たれる様に制御された三軸室内において、垂直方向の載荷重の増加に伴って一軸方向の圧縮のみが生じる装置を用いて実験を行なった。

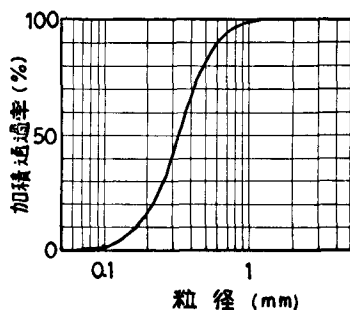


Fig-1 砂の粒度加積曲線

3. 実験結果について Fig-2(a)~(d)は K_0 圧縮試験における圧縮応力 σ_1 と軸歪 ϵ の関係を両対数により示した。Fig-2(a)は細粒土含有率 m が0%, (b)は5%, (c)は10%, (d)は15%のものである。細粒土 m が0~10%のものは線形に、15%のものは曲線になったが15%のものを応力1~2%に限り線形と見なし、式(1)を適用しパラメーター a , b を求めた。細粒土分 m と a , b の関係はFig-3(a)に、 m と b についてはFig-3(b)に示した。

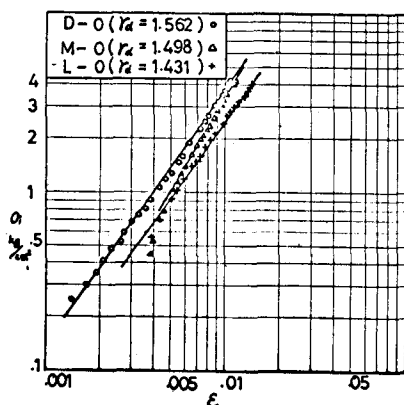


Fig-2(a) $\sigma_1 \sim \epsilon$ ($m: 0\%$)

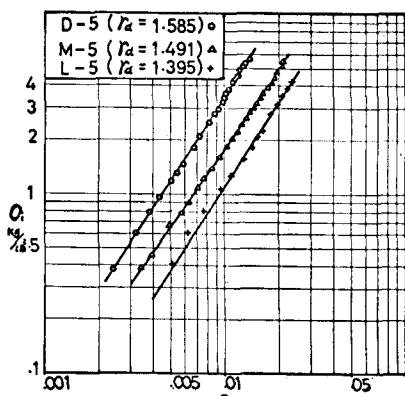


Fig-2(b) $\sigma_1 \sim \epsilon$ ($m: 5\%$)

a は密度が小さい程、細粒土分 m が大きい程大きくなる。また k は細粒土分 m が 0~10% の範囲までは密度の違いにかかわらず値はほぼ 0.65~0.7 の範囲にあり、 m 15% のものだけが 0.9 と大きい傾向を示した。次に三軸せん断試験によって等圧圧密とせん断の歪とに分け、ここではせん断部分だけの関係を探めた。せん断部分は式(2)の様な関係が得られるとみなし、 $E_{50} = v' \cdot \sigma'_v$ (2) とする。せん断試験の $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ と ε から変形係数 E_{50} を求め、それと拘束圧 σ'_3 の関係を求めたのが Fig-4 である。図より式(2)のパラメーター v', w' を求め、細粒土分 m との関係を示したのが Fig-5 (a), (b) である。 v' の値は密度が大きい程、細粒土分 m が小さい程大きな値を示す。 w' の値は細粒土分が 0~10% までは大きく変わらず 0.45~0.50 の値をとり、15% のもので 0.3 位に小さくなる。式(3)、式(4) から a と v' 、 k と w' の関係から K_0 圧密も三軸せん断試験の結果と同じ傾向が認められた。

4. 結論 K_0 圧密試験および三軸せん断試験により次のことが明らかになった。純粋な砂の場合の変形式(1)、(2)は細粒土含有率 0~10% の範囲にまで拡大適用しうると考えられる。パラメーター a, k, v', w' は密度・細粒土含有率により変化するものの密度・細粒土含有率により整理しうると考えられる。10% 以上のものについての砂の変形式を部分的に適用するか、または違うものを適用されるべきと考える。10~15% を境に変形特性に差異があることは我々が先に述べた K_0 値と類似したものである。

謝辞 本研究にあたり東京都立大学の小泉忠則教授、建設省建築研究所の伊藤幸朗郎氏の貴重な御指導と助言に感謝いたします。

参考文献 1) E. Schultze & A. Mousa; "Factors Affecting the Compressibility of Sand" Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Vol. I (1961). 2) 渡江 匡田; 粘性土と含砂土の圧縮性について 第 13 回土質工学研究発表会, 1966~864 (1977)。

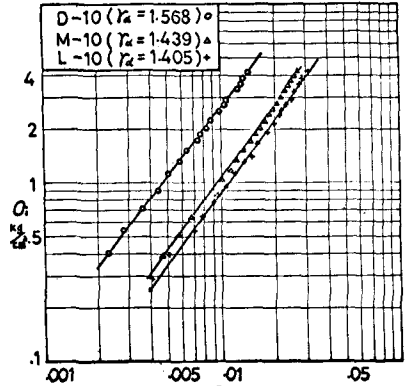


Fig-2(c) $\sigma'_3 \sim \varepsilon$ (m: 10%)

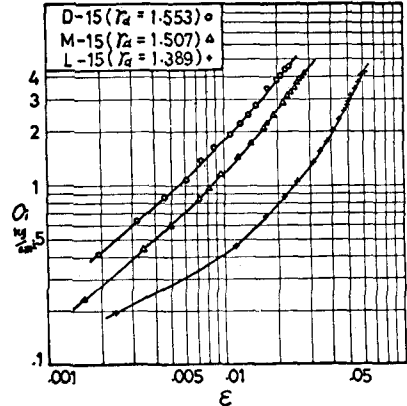


Fig-2(d) $\sigma'_3 \sim \varepsilon$ (m: 15%)

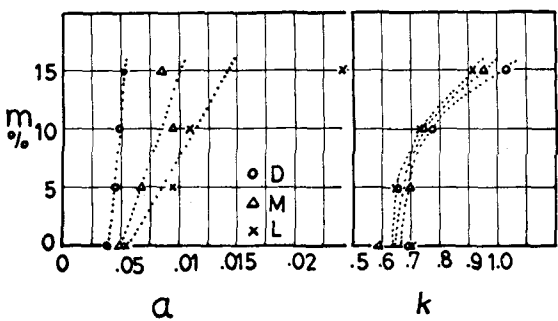


Fig-3 (a) $m \sim a$ (b) $m \sim k$

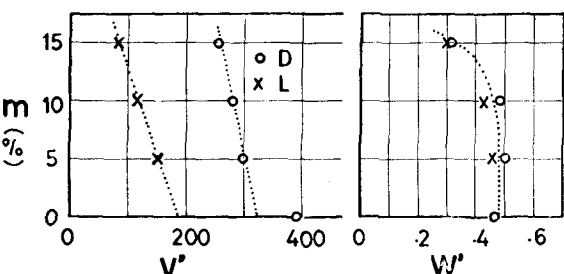


Fig 5 (a) $m \sim v'$ (b) $m \sim w'$

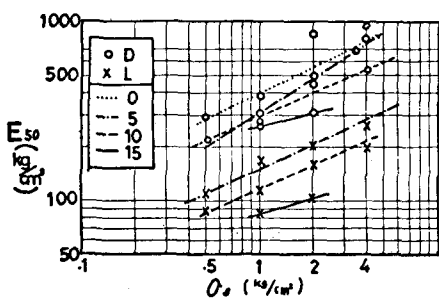


Fig-4 $E_{50} \sim \sigma'_3$