

長崎大学工学部 正員 落合英俊

同 杉本雄二

同 滝口正雄

1. まえがき

土の応力と変形の関係は土力学における最も基本的な課題であり、一般的に成立する理論の確立とともに、実験的にその変形特性を正確に把握し、それに基づく近似的な表示を行なうことが工学的立場から必要である。

砂を三軸状態で圧縮変形させると、軸圧縮比（最大主圧縮比） ε_1 、体積圧縮比 ε_v とともに側方圧縮比（最小主圧縮比） ε_3 が変化するが、この圧縮変形に伴う側方圧縮比の変化はせん断圧縮比およびそれに起因するダイレイタンスーなど砂の変形特性を知る上できわめて重要である。また実際問題においては、例えば地下壁や地中埋設物に働く静止土圧等に関係し、さらに近似的な変形解析を行なう際のポアソン比の評価にも必要である。

ところで砂のポアソン比 ν （主圧縮比 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ）は多くの実験データに基づくと、応力状態により変化する。一方、圧縮変形に伴う側方圧縮比の変化に關する静止土圧係数 K_0 は多くの場合、破壊時の有効応力による内部摩擦角 ϕ との関数と見做されている。弾性論によれば K_0 と ν の間に $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ なる関係があり、 ν と K_0 とが変化する。ところで砂は必ずしも弾性論に従うような材料ではないが、圧縮変形に伴うポアソン比 ν も変化するが K_0 も変化するに必ずしも等しい。本文では側方一定試験での ε_3 の実測および K_0 試験を対比し、三軸状態での砂の圧縮変形に伴う ε_3 、 K_0 の変化について実験的に検討した。なお試験技術の問題もあり、データ数は少ないので、現状では定量的な表示は行なわず、その一般的な特性について論ずることとする。

2. 試験および試験方法

試験用土量 $q = 2.636$ 、均等係数 $C_u = 3.65$ 、粒径 $D = 2.0 \sim 0.075 \text{ mm}$ の気乾状態の人工砂である。試験は西日本工業大学に設置されている三軸圧縮試験機（その概要については文献(1)を参照）を用い、側方一定試験と K_0 試験を行なった。載荷方法は応力制御方式により段階的に載荷し、載荷時間の変形がほぼ応力の増減がほぼ定まるまでとし、約10～15分である。なお試験体寸法は直径約6.0 cm、高さ約6.0 cmの円筒形である。また試験機の図で側方圧縮比 ε_3 は膨張の場合についてのみ測定した。

3. 試験結果および考察

垂直応力 σ_1 および主圧縮比 ε_1 をそれぞれ圧縮正とし、以下に示す σ_1 、 ε_1 と ε_3 をそれぞれ10～15分後の値とする。

3.1 側方圧縮比（最小主圧縮比） ε_3 の変化について

三軸状態で砂に圧力変化するときは、応力 σ_1 が小さい場合には側方変位はほとんど生じず、軸圧縮比 ε_1 と体積圧縮比 ε_v が比例する初期圧縮変形過程⁽²⁾が存在し、非常にゆるい状態の粒状土の圧縮変形を考へる際には問題となる。しかし応力が増大するとせん断変形が卓越し、ダイレイタンスーを顕著となり、側方への膨張が始まる。図-1は軸圧縮比 ε_1 と側方圧縮比 ε_3 の変化を示す一例である。一般に ε_1 と ε_3 の間に直線関係は保たない。このことは、ポアソン比 ν を主圧縮比 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ として考へるとすれば、ポアソン比 ν の変形の進行に伴い、すなわち応力状態により、変化することを示している。図-2は破壊以前の応力状態での主圧縮比 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ と軸圧縮比 ε_1 の関係を示している。 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ と ε_1 の間に非線形関係は保たない、 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ は ε_1 の増加と共に

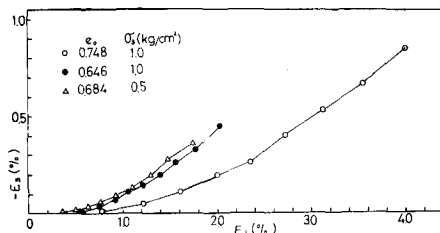
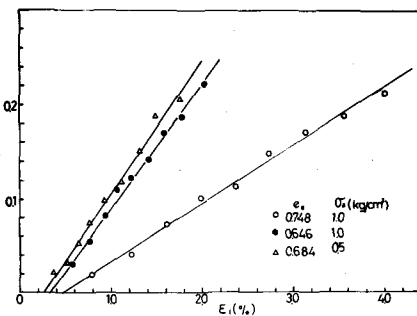
図-1. σ_1 の増大による ε_1 、 ε_3 の変化図-2. σ_1 の増大による $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ 、 ε_1 の変化

图-3 K₀状态下的 σ_1 增加对 σ_3 的变化

3.2 静止土圧係数 K_0 の変化について

静止土圧係数 K_0 については Terzaghi 以来多数の実験結果が示され、また Jaky ははじめ種々の理論式を提案されてゐるが、粘着力のない砂質土では、多くの実験結果は最も簡単な Jaky の式によつて十分に近似できることを示してゐる⁽³⁾。Jaky の式 $K_0 = 1 - \sin \phi$ は材料、密度によつて異なるとも直線破壊時の有効応力による内部摩擦角 ϕ によつて、最も簡単な形を表してゐることは顯明なことであるが、 K_0 の値は材料及び密度が定まれば、成力条件下無側圧は定数となるのである。以下に述べたものによつて主応力比 $-E_1/E_2$ は軸応力比 E_1 が増加するにつれて成力 σ_1 の増加とともに変化することであり、 K_0 の値も成力条件によつて変化するものと考へられる。図-3 は K_0 状態における最大主成力 σ_1 の増加に伴ひ、最小主成力 σ_2 の変化を示してあり、 $\sigma_2/\sigma_1 = K_0$ は σ_1 の増加とともに変化することばかりである。このことは K_0 を表示した成力条件が必要であることを示すものである。なお又、破砕時 ($\dot{\epsilon} = 1.0 \text{ g/cm}^2$) の K_0 は $e_0 = 0.686$ と 0.53 , $e_0 = 0.726$ と 0.00 であり、盛土に対するほどその値は小さくなる。この傾向はさきで述べた成力状態において成立し、この点では Jaky の式は一般時は傾向を説明するものであると見えてくる。

(2) M は最大主成力 σ_1 の増加による軸と主 E_1 の変化に伴ひ、最小主成力 σ_2 および $\sigma_2/\sigma_1 = K_0$ の値に示してゐる。 σ_2 は E_1 の増加とともにほぼ同比例的に増加し、この傾向は側圧一定条件下の主応力比 $-E_1/E_2$ と E_1 の関係(図-2)に類似しており、 K_0 状態での最小主成力 σ_2 が主応力比 $-E_1/E_2$ に比例することを示してゐる。 E_1 の増加に伴ひ、 K_0 の値には、双曲載荷から次の載荷段階が大きく変化した後、以後の載荷に対してはほぼ直線的に、次第に減少する。双曲載荷次第に減少する傾向は、正規圧密粘土土に対する載荷時間と K_0 の関係を示してゐることから推察される。つまり、粘土の性質から、砂の変形は時間の要素は小さく、外力により支配されると考へられ、

4. まとゆ)

4. まとめ 三軸状態での砂の側方圧縮 ε_3 , K_0 値は軸圧 σ_1 の変化と経時履歴が、ある一定の傾向にはあった。軸圧 σ_1 の変化には応力変化によるものであるから、今後さらなる実験データを集積し、砂の応力と変形、応力の定量的な関係を明らかにする。最後に、今回の実験に際し、種々の便宜と御教示をいただいた西日本工業大学安部一哉講師に感謝の意を表します。

文献 1) 安部・山内：78回土質工学研究発表会講演集、昭48年

一或請師長感謝，意亦表示可。
 (2) 山丹：青磁：八工學集報，第4卷，第3号，88年
 (3) Broms, M.: Proc. 4th. Conf. S.M.F.E., Budapest, 1971. (4) Tschbotarioff, G.P.: Soil Mech. Foundations, and Earth Structures, McGraw-Hill, 文獻

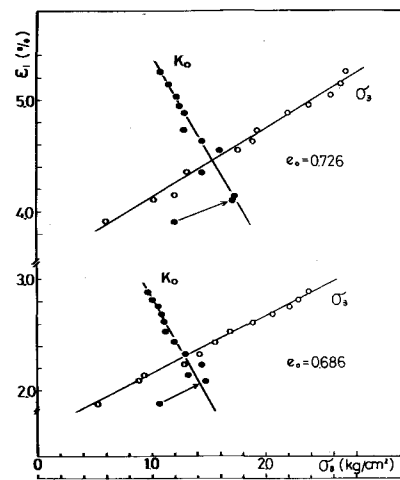


図-4. K_0 状態での Σ_a 変化に対する $\sqrt{3}$, K_0 の変化