

最大主応力 (σ_1) を一定とした砂のせん断特性について

名古屋大学工学部 正会員 市原 松平
 名古屋大学工学部 正会員 松沢 宏
 名古屋大学大学院 学生員 〇竹野 政昭

1. まえがき

現在、三軸圧縮試験機を用いて土の強度定数を求めるには、側圧 σ_2 を一定とし、軸力 σ_1 を増加させるヒズミ制御式の普通の圧縮試験が一般におこなわれている。しかしながら、これは実験技術上の理由によるところが多分にあり、現場の応力経路と相似なかうとはいいいがたい。たとえば、自然状態からランキンの主動状態の応力に移行するときの地盤の破壊を考えれば、土の要素に作用する応力は平均主応力が減少するような経路をたどる。これをモールの円であらわせば図-1 のようになる。筆者らは、この主動土圧に対応する応力経路における砂のせん断特性を調べるため一連の実験をおこない、その結果を普通の圧縮試験結果と比較した。その一部を示す。

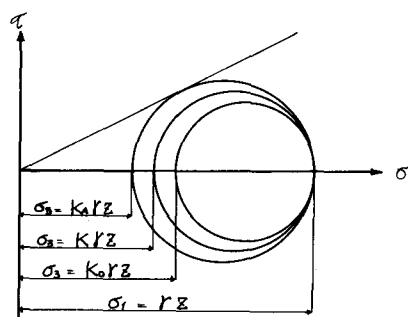


図-1 静止土圧状態から主動土圧状態へのモールの円の移行

2. 実験方法

装置にはノルウェー式の三軸圧縮試験機を使用した。また試料には飽和した豊浦標準砂を用いて圧密排水試験をおこなった。初期における圧密圧力 σ_{v2} は、1.3, 2.2, 3.5 kg/cm^2 の3段階とした。また、供試体の初期間隙比 e_{m0} は、0.66, 0.71, 0.77, 0.83 の4段階とした。まず所定の圧密圧力をかけたのち、側圧 σ_2 を0.1 kg/cm^2 ずつ一定の時間間隔で減少させると同時に、できるかぎり σ_1 が一定になるようにした。そして、 σ_1 を一定に保つことが困難となった時点で

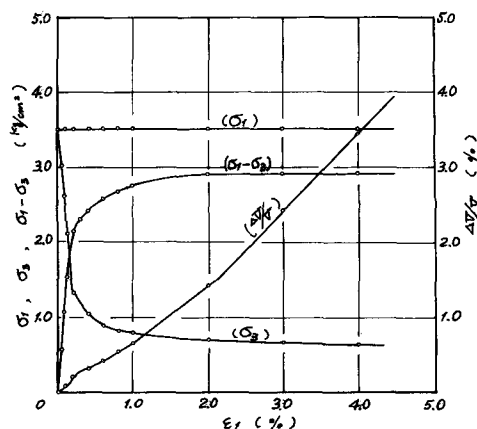


図-2 $e_m = 0.66$ の応力-ヒズミ曲線

実験を終了した。実験に当たって、各段階の荷重の増減はできるだけ静かに与えるように注意した。また試料は、蒸留水を加えて3〜6時間煮沸して十分に空気を排除したのち、蒸留水を満たした供試体成形用モールド内に、できるかぎり空気にさらさないように流し入れた。

3. 結果と考察

えられた応力-ヒズミ曲線の一例を図-2に示す。この図から σ_1 がほぼ一定に保たれていることがわかる。 $e_m = 0.66$ と 0.83 の応力-ヒズミ曲線における顕著な違いは、 $\epsilon_1 \sim 4\%$ 曲線の傾き、すなわち、ゲイレイタンシー指数 DI にあり、 $e_m = 0.66$ においては、 $e_m = 0.83$ のものに比較して $\epsilon_1 = 1.4 \sim 1.5\%$

で $0.2 \sim 0.3$ 、 $\varepsilon_1 = 1.5\%$ 以上では $0.4 \sim 0.5$ 程度大きくでている。図は示していないが、 $e_{in} = 0.71$ 、 0.77 の場合をも合わせ考えれば、一般に e_{in} が小さくなるほど同一軸ヒズミに対する主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、 $\frac{\phi}{\varepsilon_1}$ の値は大きくなっているようである。

次に、 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim (\frac{\phi}{\varepsilon_1})$ の関係を図-3に示す。ある点までは $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の増加と共に $\frac{\phi}{\varepsilon_1}$ の値もわずかずつ、ほぼ直線的に増大するが、それ以上では $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値は増大せず、 $\frac{\phi}{\varepsilon_1}$ が急激に増大する。図は示していないが、 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim (\varepsilon_1)$ 曲線においてもまったく同様の関係がえられた。 $\sigma_{i1} = 1.3 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\sigma_3 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{i1} = 2.2 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\sigma_3 = 0.5 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{i1} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\sigma_3 = 0.6 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ 程度で σ_1 を一定に保てなくなっている。すなわち、初期有効拘束圧 σ_{i1} が大きければ大きいほど σ_1 を一定に保てなくなる σ_3 の値は大きくなっている。 e_{in} の違いによって $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値は、 σ_{i1} が大きくなるほどわずかに大きくはなるが、それほど大きき差はあらわれていないようである。ただし、 $\sigma_{i1} = 2.2 \text{ kg/cm}^2$ の場合が多少大きく耳にあらわれていることは、応力-ヒズミ曲線の場合と同じである。

図-4は、各ヒズミにおいて發揮される摩擦抵抗角を示す。この図によれば、 $\varepsilon_1 = 1.0\%$ 程度までは軸ヒズミ ε_1 の増加と共にほぼ直線的に、しかも急激に ϕ の値も増加するが、それ以上の ε_1 ではゆるやかに増大する。同一の軸ヒズミで發揮される ϕ の値には e_{in} の違いによって、 $\varepsilon_1 = 0.25\%$ で約5度、 $\varepsilon_1 = 0.5\%$ で約3度、 $\varepsilon_1 = 1.0\%$ で約2.5度の差がみられるが、 $\varepsilon_1 = 2.0\%$ ではほとんど一致している。

図-5には、普通の圧縮試験(飽和砂と乾燥砂)および σ_1 を一定とした圧縮試験について、初期間けき比に対する内部摩擦角を示す。参考として、Cornforthによる伸張試験の結果も付記ある。データの一部には疑問の点も残っており、さらに検討を加える必要があるものと思われる。

参考文献 1). 市原松平, 松沢宏; 平面ひずみ状態と軸対称ひずみ状態における乾燥砂のせん断特性, 2). D. H. Corn-

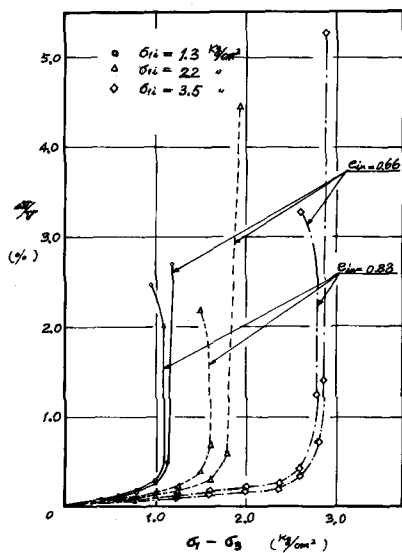


図-3

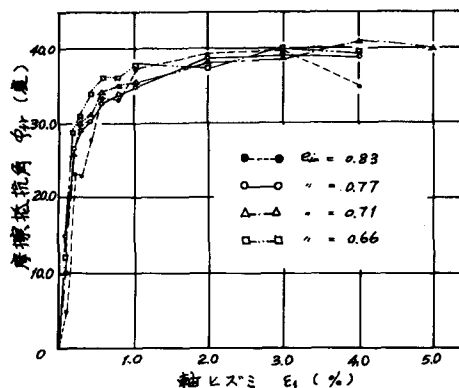


図-4

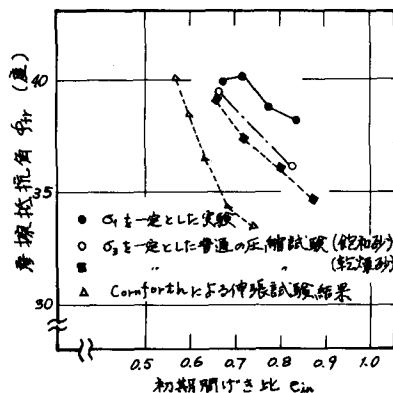


図-5

forth; Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of sand. Géotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 163-167