

北海道大学工学部 正員 ○ 土 岐 祥 介
、 、 北 郷 繁
北海道南税局 、 田 村 祥 一

まわがき；地盤内の応力変化は、一般に室内実験における応力経路と一致していない。通常行なわれる σ_3 -一定試験あるいは主応力比 σ_1/σ_3 を規正して行なう三軸圧縮試験より得られる結果が、実際とどのように対応しているか論議のあるところである。この報告は、 σ_3 -一定および σ_1 -一定試験における軸ヒズミを比較したもので、 σ_3 -一定試験より得られた1,2の結果もあわせて報告する。

実験方法；この実験は直径50mm、高さ120mmの供試体を用い、初期
面ゲキ比 ϵ_0 を3種に変え、最大拘束圧20MPaで行なわれた。供試体側方
変形の測定には主としてストレインゲージ型変位計を使用した。キヤ

プレートスタルには、シリコングリースを塗布したメンブレーンを敷き端面マサツの軽減を計った。図-1に端面マサツの測定結果を示す。砂とステンレス製プレートスタル間のマサツ係数 μ が約0.29であるのに対し、メンブレーンを敷いたものでは約0.11で効果がみとめられた。試料は気乾した豊浦砂を用いた。

結果と考察、特定の応力経路に対する応力～ヒズミ関係の研究はいくつか報告されているが、今回の実験をもとにして、在一定条件における両者の関係を求めてみる。

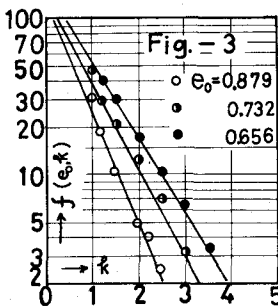
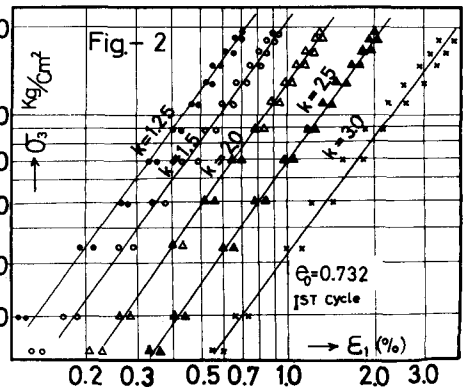
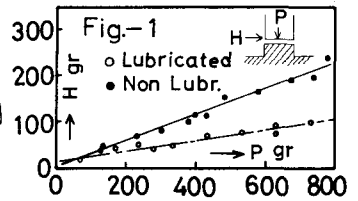
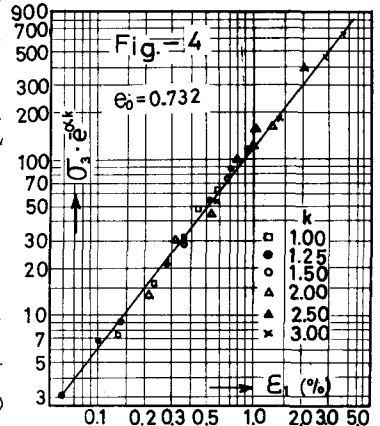


図-2は $e_0=0.732$ の供試体の k -一定試験における軸ヒズミ ε_1 と σ_1 の関係をプロットしたものである。 $\varepsilon_1 \sim \sigma_1$ の関係は k をパラメータとすると平行な直線群とみなせ、(1)式で表わされる。

$$\vec{\sigma}_3 = f(e_0, k) \cdot \varepsilon_1^B \quad (1)$$

ここで、 $f(e_0, k)$ は初期間デキ比と主応力比の函数、 β は e_0 によりわずかに変る定数である。 $f(e_0, k)$ は図-2 の $E_1=1$ におけるものに相当し、図-3 に示すように片対数紙上で k と直線関係にある。 S, α を定数として $f(e_0, k)$ は (2) 式で表わされ、(3) 式を得る。



$$f(e_0, k) = \delta \exp. (ak) \quad (2)$$

$$\sigma_3 = \delta \exp \cdot (\alpha R) \cdot \varepsilon_1^\beta \quad (3)$$

k -一定試験における(3)式の適合性をみるため図-3より求めた α 、 δ を用いて $\sigma_3 \exp(-\alpha k)$ と ε_1 を両対数紙上にプロットしたのが図-4である。他の e_0 についても同様な関係が見られ、 k -一定試験における応力とヒズミの関係は(3)式で大よそ近似できるものと思われる。応力径路に無関係にヒズミが決まるなら、 σ_3 -一定試験においても(3)式の関係が成立するはずである。図-5, 6に示すようにヒズミ自体の相違は小さいが、応力の増加に対する傾向がわずかに違っている。 k が小さい範囲では k -一定試験、 k の大きなところでは σ_3 -一定試験による ε_1 の変化が大い。図は示されていないが、 k -一定試験および σ_3 -一定試験による変形係数 E_R 、 E_0 を同一 σ_3 のもので比較すると、 k の小さなところでは、 $E_R \leq E_0$ 、 k の大きなところでは、 $E_R > E_0$ の関係にあり、これは図-5, 6の傾向と一致するものである。ポアソン比 μ においても、 σ_3 -一定試験の μ は σ_3 の増加とともに減少するのに対し、 k -一定試験では σ_3 の増加と無関係にほぼ一定値を示し、試験法による相違がみられた。砂の変形挙動は応力径路のとり方によって変わり、応力状態の変化量を知るだけでは、その間の変形量の正確な予測は期待できないと思われる。

σ_3 -一定試験において繰り返し載荷を行なうと、応力～ヒズミの関係は直線的となる。以前に σ_3 の荷重をうけたものは、再載荷時に σ_3 まで直線的な応力～ヒズミ関係を示し、その後応力曲線に漸近する。この点 σ_3 は繰り返し載荷をうける砂の変形特性をbilinearで表わすさいの目安となる。図-7は破壊荷重の約70%に相当する σ_3 を5回載荷したさい、 $\sigma_3/4$ 、 $\sigma_3/5$ サイクルの σ_3 を求めて得られたものである。 e_0 、 σ_3 により異なるが、繰り返し載荷を受ける砂は、前荷重の70～80%附近までほとんど弾性的に挙動すると考えられる。繰り返し載荷をうけると砂の変形係数 E_R は初期接線係数よりも大きくなる。 E_0/E_R は今回の実験において約0.8であった。この変形係数の増加は間ゲキ比の変化と構造の変化によるものである。このうち間ゲキ比の変化による成分は、初期間ゲキ比を種々に変えた一連の試験と繰り返し載荷中に生じた間ゲキ比の変化により推定することができる。 $\sigma_3/5$ サイクルまでに生じたこの成分を $(E'_1 - E_1)$ 、 E_R の全増分を $(E_v - E_1)$ とおくと図-8に示すように間ゲキ比の変化による成分は小さい。残りを構造変化によるものとする、変形特性は粒子構造に大きく依存しているといえよう。

むすび； k -一定試験における応力～ヒズミの実験式を求め、 σ_3 -一定試験と若干傾向の異なることを示した。この実験は本学昭和46年度卒業生星野茂君の助力によるところが大きい。記して謝意を表する。

