

飽和砂の変形に関する2, 3の考察

東北大 土木 学生員 ○河 合 秀 次

東北大 土木 学生員 吉 田 敬 一

§1. ま え が き

土のような粒状体特有の現象として、せん断に伴う体積変化があるが、この *dilatancy* の性質を調べるため、特に圧縮側に着目して、平均主応力一定の三軸圧縮試験を行なった。また、この際生ずる、せん断歪を双曲線表示で表した。

§2. 実験装置及び実験方法

(1) 実験装置は通常の三軸試験機で、供試体上下端にはゴム膜(装置に接触する方の面にグリスを塗、てある)を貼り、マサツによる拘束を少なくしてある。

(2) 供試体への応力経路は図1に示してある。

(3) 砂は名取川砂で、比重2.66, 均等係数2.00, また初期間ゲキ比(供試体作製時) e_0 は 0.65 (最密), 0.75, 0.85, 0.95 (最もユルイ) の4段階であるが、本報告には、スペースの関係で、0.65, 0.95 の場合のみを記載する。

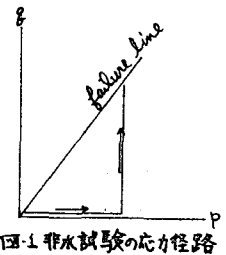


図1 非水試験の応力経路

§3. 実験結果及び考察

§3-1 体積歪特性

体積歪 v を応力比 p で整理すると、図2, 図3 のようになる。 v の正は圧縮側である。

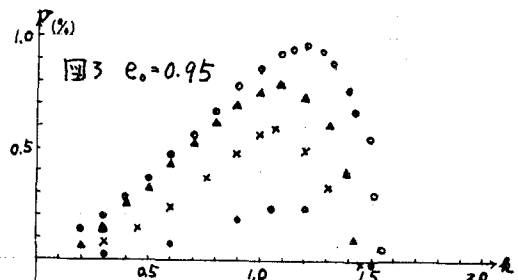
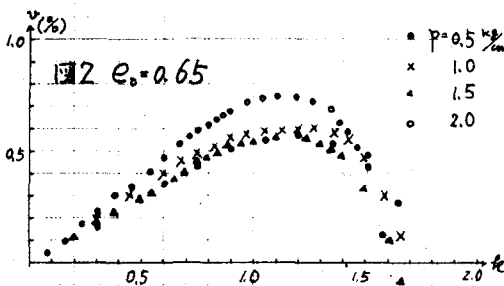


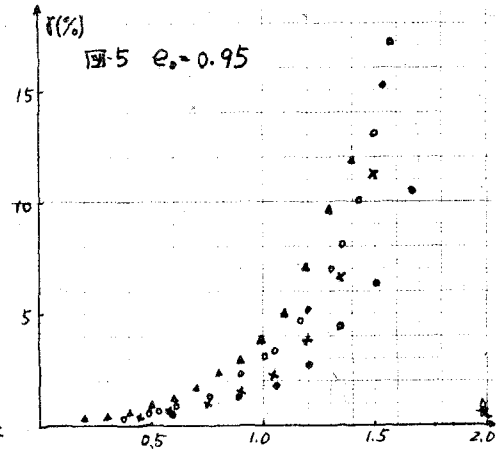
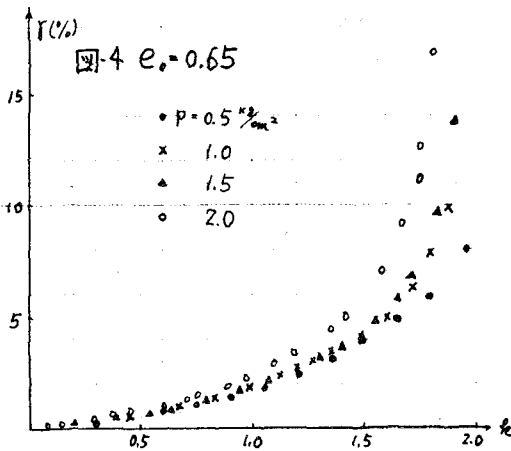
図2 から、密な砂では dv/dp は、ほぼ p には無関係で、 $v = f_d(p)$ と表わせるようである。これは、村山・ハ本¹⁾ が、膨張側について述べている事が圧縮側にも当てはまることを意味する。

一方、図3 から、ユルい砂では、 $v = f_d(p, p)$ となっている。これは初期間ゲキ比だけでなく、相対密度、供試体の作り方などにも関係あるようで、²⁾ 今後、検討する必要があると思う。

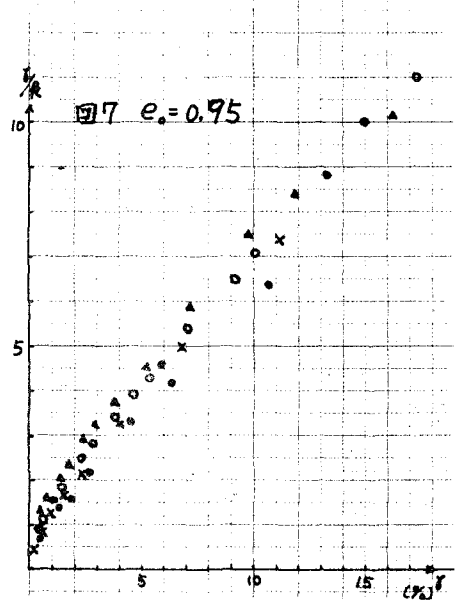
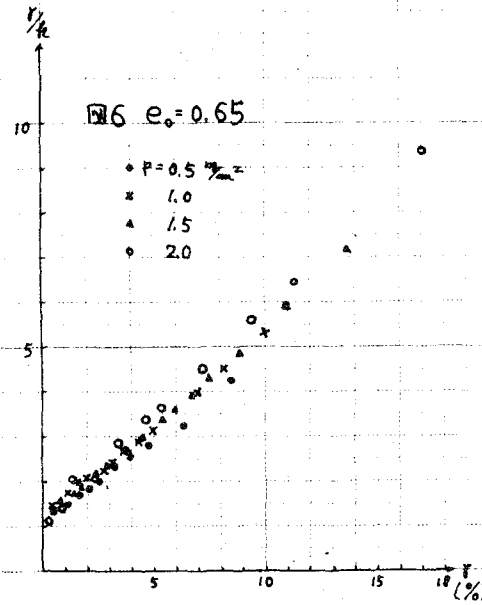
§3-2 セン断歪特性

密な砂のせん断歪を図4、ユルい砂のせん断歪を図5に示した。これから、密な砂では(特に $p \leq 1.0$ 程度では)、 γ には p の影響は少なく、ほぼ p のみにより、決まると言える。

しかしユルい砂では、体積歪と同様、 p にも関係してくるようである。



また、Kondnerの双曲線表示³⁾との一致を見るために、 $\frac{r}{e}$ と r との関係プロットしたものが、それぞれ図6、図7である。



これから、 $\left\{ \begin{array}{l} \text{密な場合 } \frac{r}{e} = 1.1 + 0.43r \\ \text{ユルな場合 } \frac{r}{e} = 0.8 + 0.63r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = \frac{r}{1.1 + 0.43r} \\ e = \frac{r}{0.8 + 0.63r} \end{array} \right\} \text{と整理される。}$

◎ notation

$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
 $q = \sigma_1 - \sigma_3$
 $e = q/p$
 $U = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$
 $I = \epsilon_1 - \epsilon_3$

◎ 参考文献

- 1) 村山・川本「砂質土の変形特性について」土と基礎 1965 vol 13 NO. 2
- 2) 諸戸・河合「砂の不安定性の一評価法」第9回災害科学総合シンポジウム論文集(1972. 仙台)
- 3) Kondner "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE* vol 89 (1963) p.115~143