

III-55 平面ヒズミ条件のもとでの軟弱粘土のセリ断変形について

広島大学工学部 正 網干寿夫
建設省土木研究所 正 ○石橋正穂

1. まえがき

土のセリ断に関する要素としての研究の多くは、軸対称条件の場合が多い。これは土の破壊が Mohr-Coulomb の破壊規率に従う前提のもとに、応力条件が明確なこと、試験が容易なこと等があげられる。しかし、土の一般的なセリ断変形特性を調べるためには三主応力の異なるより一般的な条件で試験を行う必要がある。更に、実際の土構造物の場合、その要素が平面ヒズミの状態にあるものが多く、実際の地盤に対応する要素としての試験を行うことが望ましい。又、実際の地中の変形がその変形過程において、逐次主応力の方向が異なることや、信頼すべき応力、変位等の測定方法がなく、いまだ実際の地中の変形の様子は明らかなでない。本研究は、平面ヒズミ条件のもとでの軟弱粘土のセリ断特性を調べるとともに、帯状模型基礎地盤内の変形過程を調べたものである。

2. 試料及びその特性

実験に使用した試料は、福山沿岸埋立地より採取した粘土を完全に攪拌した後、420 μ フルイを通過したものを、大型圧密箱(160 cm ×60 cm ×30 cm)により圧力 0.5 kg/cm 2 のもとで3~4ヶ月間再圧密したものである。試料の特性は比重 2.68、液性限界 83%、塑性限界 29%である。

3. 実験装置及び方法

(a)三軸圧縮試験 平面ヒズミ条件での要素としての試験は、直方体の一對の平行面に直接加圧板をあて、この面の変位がないように圧力を調節するものである。図1に示すように通常の三軸圧縮装置に中間主応力用装置を取りつけたものである。図2に供試体部分の概略を示す。

供試体の形状は高さ8 cm ×6 cm ×長さ3 cm の直方体である。O $_2$ の面には、セニール膜、ゴム膜、剛性板よりなる加圧膜をあてる。この拘束面は柔らかいバネにより常に供試体と接した状態にある。側方の変位はストレインゲージを介して、10 $^{-3}$ mm まで測定が可能で、この側方の変位を零とするようにコ

図1 平面ヒズミ条件のもとでの圧縮試験装置

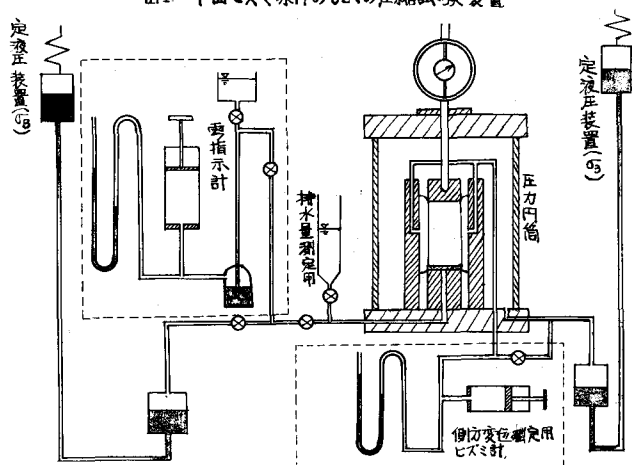
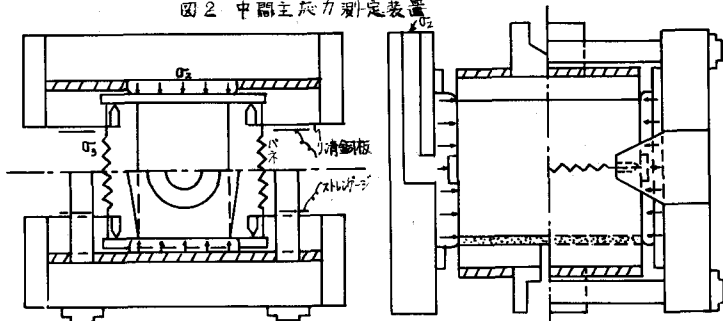


図2 中間主応力測定装置



ントロールシリンドターにより加圧するもので、その対応は極めて早い。実験は圧密非排水の状態で行う。約24時間の等方圧密の完了後、約0.5%のバックアレッシヤーをかける。軸ヒズミ速度は0.03%/分 で間キキ水圧は零指示計により測定する。

(b)帯状基礎模型実験 2.により圧密された粘土は巾10cm高さ25cm長さ152cmの直方体に成形され、その側面には地中の変位や歪分布を知るため標点を図3に示すように約25mmの間隔に埋込んだ。この両側面は透明なアクリライト板で固定され、又、平面ヒズミ条件を満足するために、補剛材をとりつけた。又、正規圧密の状態での挙動を知るためにも先行荷重の大きさに等しいサーチャージ0.5%を与え圧密完了後の場合も行った。載荷には二次元的にフレキシブルで等分布の載荷条件を満たすフーチングを用いた。以前行ってきた過圧密状態での場合は貫入速度0.25%の貫入速度制御、正規圧密状態のものについては応力制御方式をとった。

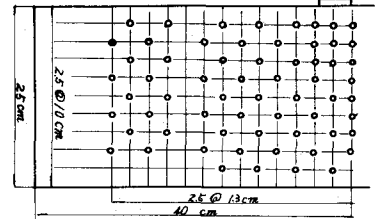
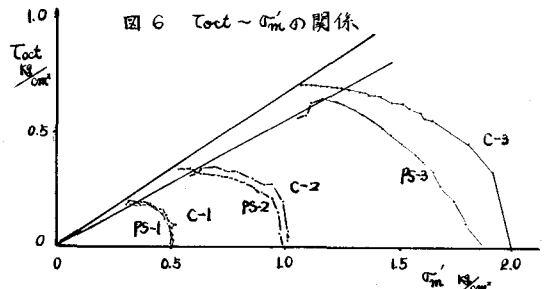
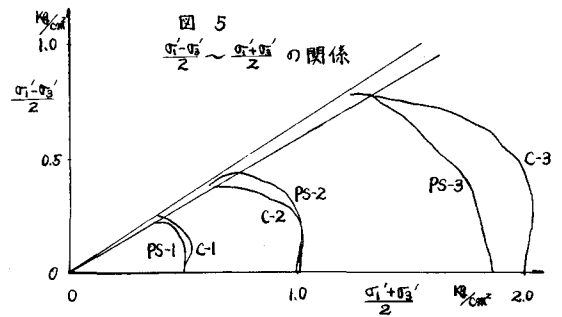
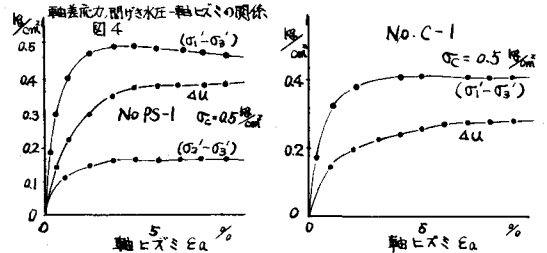
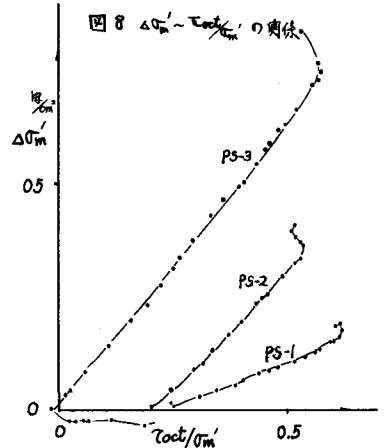
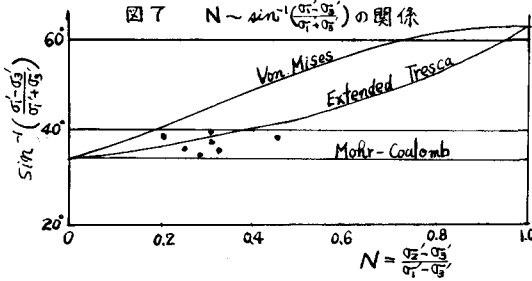


図3 標的埋設位置図

4. 実験結果

(a)三軸圧縮試験結果 図4 に軸差圧力、間キキ水圧と軸ヒズミの関係の一例を、図5には σ_2 の方向に平行で σ_1, σ_3 の方向と45°をなす面上の有効応力の径路を示す。平面ヒズミの場合と軸対称の場合も、その応力径路は近似しているが、平面ヒズミの場合は更に上方に伸びている。見かけのせん断抵抗角は、軸対称の場合 $\phi' = 34.8^\circ$ 、平面ヒズミの場合 $\phi' = 39.0^\circ$ となり、その正接は約16%平面ヒズミの場合が大きい。図6には正八面体応力による応力径路を示す。この径路も近似し軸対称の場合が上方に伸びている。そこで、図7には、軸対称圧縮の結果より得られる定数を用いて、破壊時の状態をMohr-Coulomb, Von Mises, Extended Trescaの名規準と比較したものである。これによれば破壊時の応力条件としては、Mohr-Coulombの規準とExtended Trescaの規準の間にあることが判る。Bishopは砂の破壊の問題を取り上げ、特にExtension試験でのExtended Trescaの規準の矛盾を示している。Mohr-Coulombの規準に従うとすれば、 ϕ' は増大し軸対称の場合より安全側にある。粘性土の破壊を論ずるためには、 $N = (\sigma_2' - \sigma_3') / (\sigma_1' - \sigma_3')$ のいろいろな値についての実験を





行わなければならない。全応力からみた圧密非排水せん断強度の増加割合 $\left\{ \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3} / \sigma_c \right\}$ と圧密圧力 (σ_c) の関係も、平面ヒズミの場合が軸対称の場合よりも、やや大きいことがわかった。図(8)には $(\Delta U - \Delta \sigma_{oct}) = \Delta \sigma'_m$ と τ_{oct}/σ'_m の関係を示す。明らかに直線的な関係が見い出され、非排水せん断時に生ずる間加キ水圧は八面体応力により規定されることがわかる。

(b)基礎模型実験結果 図(10),(11)は実験途中の鉛直、水平変位の例を示す。鉛直変位は載荷中央点が最大で各点の変位はこの基礎沈下量を1としたときの割合を示す。弾性的範囲を越えているため、特に層別沈下割合及び鉛直変位のない線の位置が異なる。

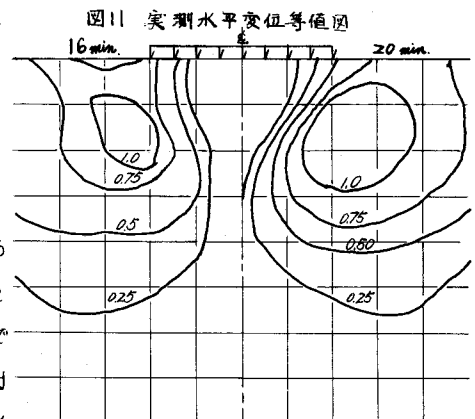
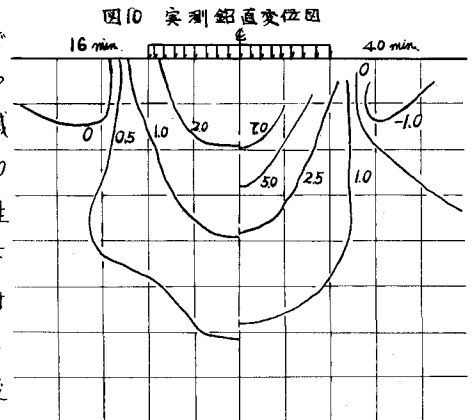
16分において浮上りの領域は $x = 7\text{cm}$ の位置より外側で浅い深さ ($z = 3.5\text{cm}$) にあるが、20分以降ではその領域はやや深く水平方向に伸びる傾向にある。水平変位の最大領域は大体 $x = 5 \sim 7.5\text{cm}$, $z = 2.5 \sim 5\text{cm}$ にあり、又20分頃から20~10%の領域が中央より外方に大きく広がる。これは塑性クサビにより外方に押しやられるもので、フーチング直下のみならず、 $x = 5 \sim 10\text{cm}$, $z = 2.5 \sim 5\text{cm}$ の領域の挙動は重要である。次にこの変位の実測値より、地中のヒズミを計算する。図(12)に示すように、標点1,2,3,4の水平変位を U_1, U_2, U_3, U_4 鉛直変位を V_1, V_2, V_3, V_4 とすると、これらの標点で囲まれた要素の各ヒズミ量は近似的に次式で示される。

$$\varepsilon_x = (U_2 - U_4) / l_0, \quad \varepsilon_z = (V_3 - V_1) / l_0$$

$$\gamma_{xz} = (V_2 - V_4) / l_0 - (U_3 - U_1) / l_0$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + \gamma_{xz}^2}$$

図(13),(14)は ε_x , ε_y , γ_{max} の一例を示す。16分における ε_{xmax} は中央線上の $z \approx 5\text{cm}$ にある本試料について $E \delta_u / 2 \approx 20\text{kg/cm}^2$ 程度であるから弾性論では $\varepsilon_{xmax} \approx 1.0\%$ 、実測値では2.4%となり大きく弾性範囲をこえている。 $\varepsilon_x = 0$ の線は荷重端よりかなり水平に伸びてはいるが、その位置の変化



は小さい。40～60分にかけて、フー
チンク直下 $\bar{x} \approx 7.5\text{cm}$ 及び $\bar{x} \approx 5.0$

～ 7.5cm 、 $\bar{x} \approx 2.5\text{cm}$ 付近に著しい増
加がみられることや、 ε_x について
クサビ内部における変化が、約20
分程度まで、クサビ外の変化より

も大きい。40～60分においては
クサビの内部より外側の変化が大きいことから変位の結
果と合せて、塑性クサビの発生、押込、側方流動、浮上り
の現象を表わしている。次に土の破壊と γ_{max} は、密接な関
係にあるはずである。16分では荷重端部に集中、その値も
72%に達し、要素の試験結果からも破壊しているとみなせ
る。しかし要素の分割の大きさ($2.5\text{cm} \times 2.5\text{cm}$)が大きくなり
スベリ線及びその形状との関係は判明しない。観察されたスベ
リ線は剛塑性論にいう、地表面までの必ずスベリ線の全体
にわたって同時に土のせん断抵抗がフルに動員される基礎
の沈下とともにスベリ線は発生していく。

以上より、地中の実測変位からそのスベリ線上でのセン
断ヒモミを求め、要素における応力と歪の関係からせん断
力を求め、スベリ線について積分することにより、基礎
の変位と荷重について、破壊に至るまでの過程を追求する
ことが可能である。なお、実測値と有限要素法による計算値との比較は文献(1)に述べてあるので本文
においては省略する。

5. あとがき

平面歪条件におけるせん断特性を調べることは、実際の地盤との対応から極めて重要である。従っ
て要素としての試験方法や、実際の地盤中での各圧力、変位の測定法の確立が急がれる。今後は K_0 圧密
の場合についても実験を行う予定である。おわりに本実験においては広大院生安部、川村、中ノ堂三
君の協力を得たので謝意を表す。

6. 参考文献

- (1) 細干、安部「軟弱地盤の基礎破壊における土中歪に関する研究」昭45年度土木学会中四支部講演概
要 (2) 網干、吉国、木村「部分的に地盤改良された軟弱地盤の基礎の破壊について」才24回土木学会年次
学術講演概要集 (3) A.W. Bishop「The strength of soils as Engineering Materials」Géotechnique
Vol.16, No.2 1966 (4) 輕部、原田「平面変形状態における粘土のせん断試験」才22回土木学会年
次学術講演概要集 D.J. Henkel, N.H. Wade「Plane strain tests on a Saturated Remolded clay,
Proc. of A.S.C.E. Vol.92 SM6 1966

図12

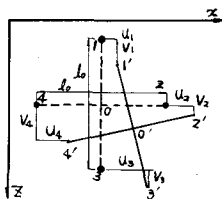


図13 弾性論及び実験による鉛直歪分布図

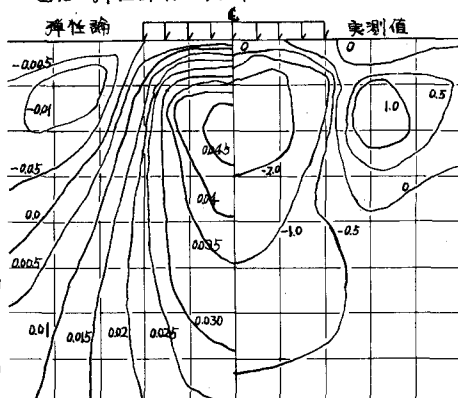


図14 水平歪分布図

図15 最大せん断歪分布図

