

軟弱地盤の基礎破壊に於ける土中歪に関する研究

広島大学工学部 正員 網干寿夫

広島大学工学部 学生員 安部豊秀

1. まえがき

軟弱粘土地盤上に、部分的な荷重が加わると、地盤は圧縮変形、及びせん断変形を生ずる。荷重が小さい範囲では前者が主であるが、荷重が大きくなるとせん断変形が卓越して地盤の支持力の問題となる。部分的な荷重によって、圧縮問題及び支持力の問題に於いて二次元ないし三次元のせん断変形を生ずる。二次元ないし三次元の変形に対して、多くの研究がなされているにも拘らず現在尚その挙動を十分解明されるに至っていない。そこで本研究では、連続基礎の表面載荷模型実験を行なって、土中内部の変形状態を測定し、又土のせん断特性を三軸圧縮試験によって決定し、有限要素法を用いて、平面及び弾塑性解析を行ない、土中の変形状態を求め、実験との比較検討を行なう事を目的とした。

2. 実験方法

試料用粘土は、福山沖海底で採取したもので、420 μ フルイにかけて通過したものを当実験室に於いて図1に示す圧密箱で再圧密したものである。圧密された粘土は、巾10cm、高さ25cm、長さ152cmの直方体に成形し、その両側面に透明なアクリライト板を重ね合わせ、しかも平面ひずみ条件を満たすため、アクリライト板に「実験中たいわが生じない様に補剛板を取付けた。又正規圧密状態での挙動を知るため、先行荷重の大きさに相当するウーჯ (0.5 kg/cm^2) を与え、圧密終了後、帯状基礎の載荷試験を行った。アクリライト板で拘束した粘土側表面には、土中のひずみ分布を知るために、少量の標点を約2.5mm間隔で埋設した。図2 載荷には二次元的にフレキシブルで等分布荷重の条件を満たすフーテンクを利用し、載荷方向は垂直とした。載荷方法は応力制御方式で行なった。標点の移動量の取り方は写真判定により、精度としては約0.04mm位であった。

試料の特性は、液性限界83%、塑性限界29%、比重2.67であった。

試料の特性は、液性限界83%、塑性限界29%、比重2.67であった。

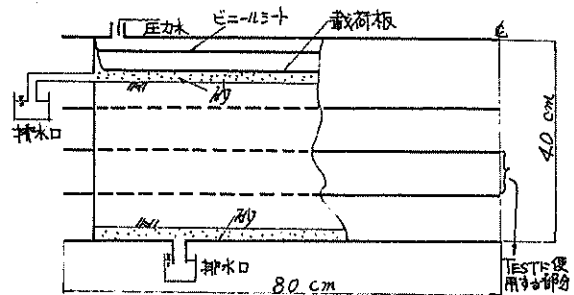


図 1

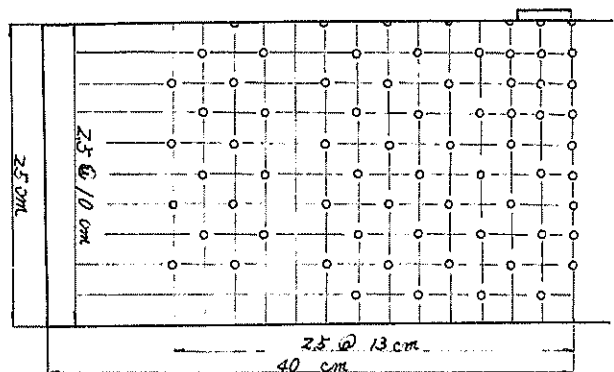


図 2

3. 土のせん断特性

土のせん断特性とは、応力を加えてから破壊に至るまでの過程に於ける応力-ひずみ関係をさすが、この関係を統一的に示すことは現在の所まだ困難である。従ってここでは、当実験室に於いて行なわれた平面ひずみ条件下での三軸圧縮試験から得られた代表的な応力-ひずみ関係を図3に示す。これによると、ある応力間隔毎に直線が結ばれる折線として近似される。又一般化したフックの法則により一点の応力状態 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ によって各軸方向に生ずるひずみ成分は

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

で表わされる。ここで平面ひずみ条件とすると、 $\varepsilon_y = 0$ 、従って $\nu = (\sigma_z + \sigma_x) / \sigma_y$ となる。この時のポアソン比と軸ひずみの関係を図4に示す。以上により各応力段階に於ける要素のヤング係数 E とポアソン比 ν は表1に示す様に漸次変える事が出来る。

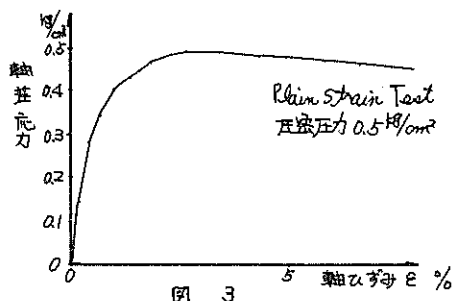


図 3

4. 有限要素法による解析

有限要素法の基本的概念は、構造物は個々の要素の集合であり、各要素は各節点で結合されているものとする。この解析過程は、次の三つの部分に分けられる。まず構造物をモデル化し、次に要素の特性を計算すること、すなわち、要素の剛性マトリックスを計算することである。最後に個々の要素の剛性マトリックスを加え合わせて、構造物全体の剛性マトリックス $[K]$ を作製することである。そして、節点に作用する外力 $[R]$ とそれによる変位 $[r]$ との間には、 $[r] = [K]^{-1} \cdot [R]$ が成立して与えられる荷重による変形量が計算できる。

有限要素法は、弾性体の微小変形を考えたものであるが、本解析では地盤を三角形要素に分割し基礎地盤の弾塑性解析のため σ - ε - τ 式を用いた。即ち、荷重を段階的に与えることによって、求められた各応力増分 $(\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy})$ を加算して、その合計値から、大、小主応力、最大せん断応力を計算して、各要素の塑性化の判別を行ない、

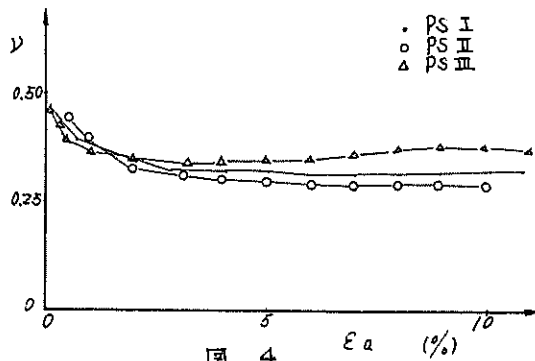


図 4

$$\begin{cases} \sigma_x(i) = \sigma_x(i-1) + \Delta\sigma_x(i) \\ \sigma_y(i) = \sigma_y(i-1) + \Delta\sigma_y(i) \\ \tau_{xy}(i) = \tau_{xy}(i-1) + \Delta\tau_{xy}(i) \end{cases}$$

(i は σ - ε の回数)

これにより、各要素のヤング係数とポアソン比の修正を漸次行なってゆく。又帯状基礎

$(\sigma_x - \sigma_y) \text{ kg/cm}^2$	0~0.3	0.3~0.4	0.40~0.43	0.45~0.50	0.50以上
$E \text{ kg/cm}^2$	60	20	10	2.2	0.45
ν	0.45	0.38	0.35	0.35	0.35

表 1

を対称にしているため平面ひずみ問題として考えている。3. で決めた土のせん断特性を用い、として地盤の境界条件は図6で示すものとして、有限要素法の計算を行なった。

5 結果

土中ひずみを求めるには、土中に埋設された標点の変位量から求める。節々各変位を鉛直成分(V)と水平成分(U)に分割することによってひずみを計算した。図5に示す様に、標点1, 2, 3, 4の水平変位を U_1, U_2, U_3, U_4 とし、鉛直変位を V_1, V_2, V_3, V_4 とすると、これらの標点を囲み込んだ要素のひずみは近似的に次式で示される。

$$\epsilon_x = (U_2 - U_4) / l_0 \quad (\epsilon_x \text{は水平ひずみ})$$

$$\epsilon_z = (V_3 - V_1) / l_0 \quad (\epsilon_z \text{は垂直ひずみ})$$

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

(γ_{xz} はせん断ひずみ, $\theta_z(z)$ はx(y)軸に関する回転角)

$$\gamma_{max} = \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xz}^2} \quad (\gamma_{max} \text{は最大せん断ひずみ})$$

図8～図10は実験値と有限要素法によって得られた結果を、 γ_{max} について $0.1, 1.5, 1.8 \text{ kg/cm}^2$ の各段階での比較を行っている。又以前当実験室において過圧密状態でひずみ制御(0.5 mm/min)で行なわれた載荷試験の破壊状況と有限要素法で得られた塑性域の比較は荷重の二段階において比較したものが図11～図12である。図7は有限要素法を用いる場合のモデル図を示している。

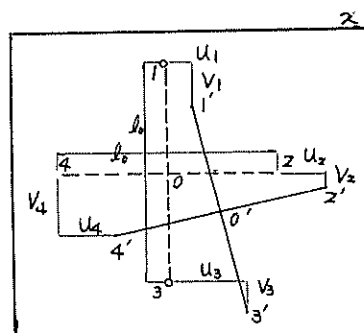
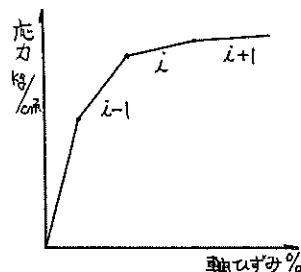


図 5

6 考察

各荷重段階における γ_{max} 分布を観察してみると部分的には近似しているが実験で得た γ_{max} 分布は要素の大きさが大きく(3.5 x 2.5 cm)詳細には表現できず有限要素法との類似度はよくない。このことと数値的に実験で得たものが大きくなっているがこれは「フーチング」の強制押し込み及び有限要素法では土の塑性化を弾性係数の低下で示す簡単な方法でなし算出した数値を単純に重ね合わせて行くことによるものと思われる。荷重段階1.5, 1.8 kg/cm²における双方の γ_{max} 分布を観察してみると、ある大き

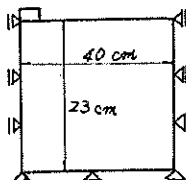


図 6

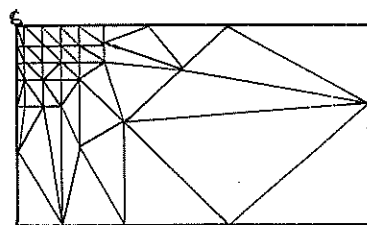


図 7

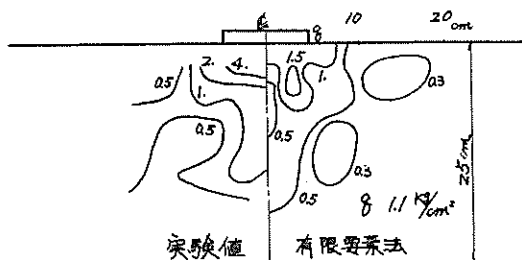


図 8

1 広島大学修士論文 1969, 1970

