

過圧密粘土の受働土圧

名古屋大学工学部土圧研究施設 正員 市原松平
 “ “ “ “ 松沢 宏
 名古屋大学大学院 学生員 水谷 進

1 まえがき

受働土圧測定装置を用いて、過圧密粘土の受働土圧を測定した。受働土圧に関しては Rowe や James らによって乾燥砂を用いて種々の実験が行なわれているが、粘土を用いた実験は長期間の圧密が必要なこともあり全く行なわれていないのが現状である。しかし、矢板壁などの施工場所は粘土地盤が多く、粘土の受働土圧に関して信頼できる測定値を得ることは重要である。実験では繰り返した粘土を土槽内で圧密し、圧密終了後に吸水膨張をさせ、その後壁を変位させた。また圧密中および吸水膨張中においても可動壁に作用する土圧および粘土層内の横方向土圧の変化を測定した。なお実験装置については、すでに発表した¹⁾。

2 実験方法

実験に使用した粘土は名古屋港金城埠頭の浚渫現場より採取したもので、その物理的性質を表-1

に示す。まず、この粘土試料に水を加え完全に練り返して土槽内に充填し、4本の油圧ジャッキによって圧密荷重を載荷した。充填時の粘土層の厚さDは50cm、含水比wは85.1~98.5%、湿潤単位体積重量 γ_{sat} は1.45~1.50 g/cm^3 であった。図-1は圧密中の土槽の横断面図である。粘土層からの排水は上下の透水砂槽を通して行ない、粘土層の表面に置いた載荷枠は剛であり、不等沈下を生じない仕組みになっているので、両面排水による理想的な一次元圧密に近い条件になっている。圧密は第1段階(圧密荷重 $P_{c1}=80\sim129 \text{ g/cm}^2$)、第2段階($P_{c2}=288 \text{ g/cm}^2$)に分けて行なった。圧密の第2段階で沈下量と可動壁に作用する土圧合力の変化から判断して、二次圧密状態に至った時点で圧密荷重を除去し、平衡状態になるまで吸水膨張させた。また、圧密および吸水膨張中において、可動壁に作用する土圧合力の壁面に垂直な成分 P_n と接線成分 P_t および合力の着点 R/H 、さらに粘土層内の横方向土圧の変化などを測定した(図-2参照)。圧密および吸水膨張の所要時間、沈下量、

土粒子の比重 G_s	2.61~2.64
粘土分(<5 μ)	65.0~85.0 %
液性限界 w_L	78.0~91.2(平均79.0) %
塑性限界 w_p	37.1~38.0(平均37.3) %
塑性指数 I_p	40.9~43.2(平均41.7) %
自然含水比	70.9~85.3 %

表-1

	所要時間(hr)	沈下量と膨張量(cm)
圧密 第1段階	476.5	4.8
“ 第2段階	598	3.2
吸水膨張	333	1.1

表-2

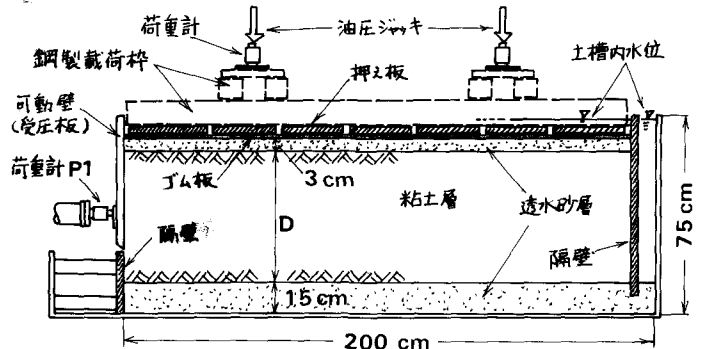


図-1

膨張量を表-2に示す。

以上のように作られた過圧密平衡状態の粘土地盤 ($w=70.5\%$, $\delta_x=1.552\%$, 壁高 $H=34.1\text{cm}$) に対して可動壁を水平管を中心にして粘土側へ回転変位させ、各変位的位置における変動土圧を測定した。壁の変位速度は回転角で 0.38 deg/min であった。可動壁の変位を停止させたのち、土圧の減少(土圧回復)を70時間にかけて測定した。

土圧回復の測定の終了後、壁変位によって乱されながら粘土層内の粘土を用いて一軸圧縮試験と原位置ベーン断試験を行なった。両試験から求めた C_u の値は、粘土層表面より深さ $\frac{H}{2}$ の点で、一軸では $C_u=95\text{ kg/cm}^2$ 、ベーンでは $C_u=121\text{ kg/cm}^2$ であった。

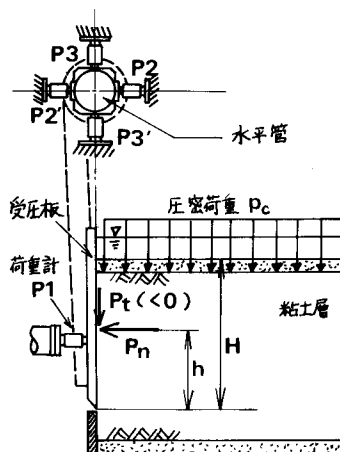


図-2

3 実験結果

圧密の第2段階において測定された P_n , P_t , h/H の変化を図-3に示す。圧密の進行とともに P_n は減少し、 P_t は増加した。 P_n の減少は過剰間げき水圧の散逸によるもので、Tschebotariouff らによって測定されたものと同様の結果であった。また、第2段階においては、 P_n の減少と沈下量の増加の割合が時間的によく合致していたが、第1段階では、 P_n の減少は沈下量の増加よりかなりの時間的な遅れがあった。これは、第1段階のような軟弱な状態では、圧密の進行とともに体積圧縮係数 m_v が大きく変化するためではないかと思われる。

壁変位時における平均壁変位量(壁の中央高さ $\frac{H}{2}$ における水平変位量) \bar{d} と P_n , P_t , h/H の関係を図-4に示す。 P_n は壁変位とともに増大し、 $\bar{d}=8.0\text{ cm}$ 付近で最大となった。このとき、 $P_n=900\sim 970\text{ kg/m}$ 、 $P_t=440\sim 450\text{ kg/m}$ 、 $h/H=0.33\sim 0.35$ であった。一軸圧縮試験とベーン断試験より求めた C_u を用いて複合すべり面法と Sokolovski 法によって変動土圧を計算し実験値と比較した。その結果、一軸圧縮試験の C_u を用いたときの計算値は両方法ともに $P_n=923\text{ kg/m}$ 、 $h/H=0.48$ となり、 P_n は実験値とよく一致した。なお壁変位を停止してから70時間を経過したときの P_n は $420\sim 430\text{ kg/m}$ であって、変位中における P_n の最大値の約45%まで減少した。

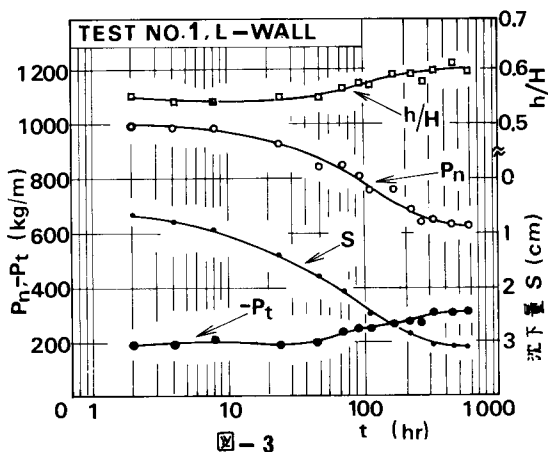


図-3

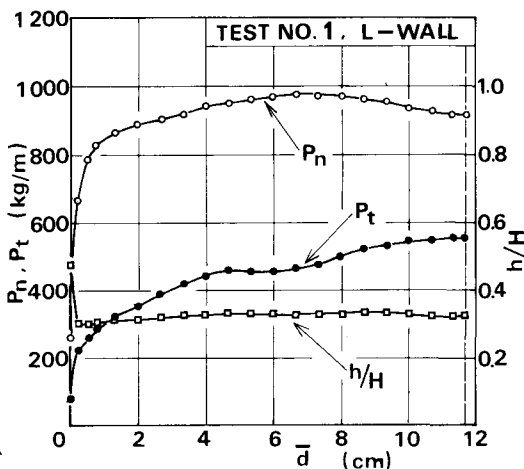


図-4

参考文献

- 1) 市原, 松沢, 水谷: 地震時変動土圧装置、第28回年次講演会 II-181