

名古屋大学 正会員 市原 松平  
 名古屋大学 正会員・松沢 宏  
 パシフィックコンサルタンツ 正会員 水谷 道

## 1. まえがき

室内の大型変位土圧実験装置内に模造して粘土を圧密し、十分に吸水膨張させたのちに、可動壁を粘土の方向に変位させた。可動壁に作用する、土圧合力とその着力点、ならびに粘土層内の植方側土圧を計測し、さらに、壁の変位によって生じる、粘土層内のひずみを観察した。実験装置については、すでに発表したが、内法寸法は長さ2.0m×幅2.0m×深さ0.75mの鋼鉄製（一部強化ガラスの觀察窓）である。側壁の1枚は1枚の可動壁（1枚の受圧板寸法は、幅1.0m×高さ0.5m）と2枚で、土圧合力の垂直成分 $P_n$ 、接線成分 $P_t$ 、ならびに合力の着力点の壁下端からの高さ $h$ を計測できるようになっている。

## 2. 使用した粘土と実験方法

名古屋港金城草履の浚渫場から採取して船上に用いた。この粘土の比重 $\gamma_0$ は2.63、 $LL = 79\%$ 、 $PL = 27.3\%$ である。なお、自然含水比は $W_s = 85.8\%$ である。

実験は2回（以下、Test-1とTest-2と略記する）行なったが、それと並んで、まず粘土に水を加えて練り固したのちに、図

-1 に示す状況に、粘土を土槽内に詰めた。

	Test-1	Test-2
粘土層の厚さ $D_b$ (cm)	55	50
含水比 $W_s$ (%)	86.1~98.5 (91.1)	81.9~92.3 (86.8)
湿潤単位体積重量 $\gamma_{t0}$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	1,45~1.50 (1.48)	1,48~1.52 (1.50)

表-1 ( ) 内は平均値

その後、各々の油圧ジャッキにより、剛性載荷板を通して、圧密荷重を載荷した。圧密は2段階（第一段階： $p_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、第二段階： $p_c = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ ）に分けて行なった。載荷板の沈下量と可動壁に作用する土圧合力の変化より、粘土が二次圧密の状態に入ると判断された時点で、圧密荷重を除去して、吸水膨張させた。圧密に要した日数は約45日、また吸水膨張には約15日をかけた。吸水膨張が終了した時点で、可動壁に、図-1に示す水平管の軸を中心とする回転による変位を行なった。

なお、粘土へ填充に走立てて、側壁摩擦を軽減するために、グリースを塗った、一片の長さが5cmの正方形のビニールシートを可動壁を除く、土槽側壁全面に、三方に貼り付けた。また、觀察窓の位置におけるビニールシートには、5cm×5cmの格子模様をペイントで描いてあり、壁の変位中に、この格子模様を写真に撮影した。格子

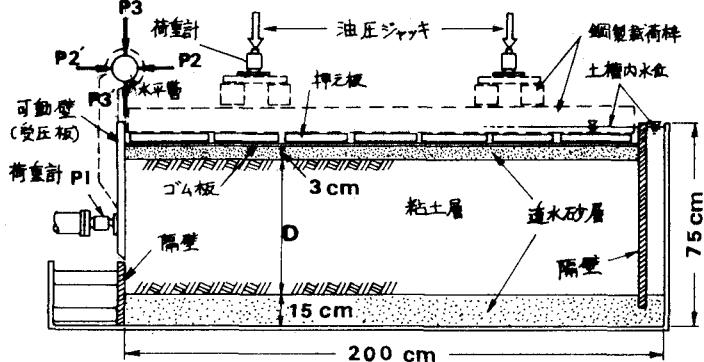


図-1

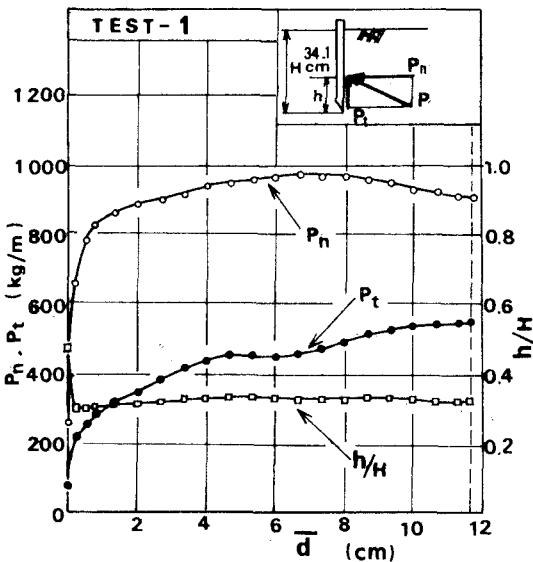


図-2

模様のペイントは土槽内の粘土に完全に付着していなかったことが、実験後に確認された。粘土内には、可動壁から  $20\text{ cm}$  離れた土槽中心線上に、最大計測正方が  $0.5\%$ 、有効径が  $75\text{ mm}$  の偏心作用型土圧計を 2 台、またマノメーター型の間げき水圧計のチップを数か所に埋設した。

### 3. 結果と考察

圧密終了時の  $P_0$  から求めた土圧係数は  $K = 0.55 \sim 0.61$ 、吸水膨張終了時に、 $K = 1.29$  程度であった。壁を上述の様式で変位させたところ、 $P_n$ 、 $P_h$ 、および  $\frac{h}{H}$  ( $H$ : 壁高) の値は図-2 に一例を示すような変化を示した。横軸の平均変位量  $\bar{d}$  は、壁高の中央高さに相当する壁面上の水平変位量である。 $P_n$  の値は壁が  $\bar{d} = 1\text{ cm}$  変位する間に、 $\bar{d} = 0\text{ cm}$  における  $250\text{ kg/cm}^2$  から、 $500\text{ kg/cm}^2$  まで急速に増加し、その後の変位に対して、 $P_n$  の増加は緩慢になり、 $\bar{d} > 1\text{ cm}$  では  $P_n$  は最大値 ( $P_n = 970\text{ kg/cm}^2$ ) を持った。このときの壁変位量を  $d_{max}$  とする。このように、やがて  $\bar{d} = \frac{1}{8}d_0$  程度の壁変位で  $(P_n)_{max}$  の 90% 近くの土圧が發揮される。また、 $\frac{h}{H}$  の値は、壁が変位しはじめるとき  $\frac{h}{H} = 0.55$  から  $0.33 \sim 0.35$  にたり、ほぼ一定値を保った。図-3 は、土槽内の粘土に対する行なった、現場ベースン断面試験と、土槽から採取した不擾乱試料の一輪圧縮試験結果である。これより、壁高の中央高さに相当する深さのせん断強度を用いて、Rankine, Sokolovski, それに、複合すべり面による裏込め土圧合力を求め、実測の  $(P_n)_{max}$  と比較してみる。表-2 に示す結果から明らかなこと、合力の値は、ベースン試験による主因の Rankine 土圧がよく合致している。図-4 は壁変位中ににおける土圧計のみの一例である。図-5 は粘土模様の変形から求めた、最大せん断ひずみの分布である。ひずみは、微小変形強度論により求めたために、精度はよくない。図中の数字は、最大せん断ひずみの換算値である。両図におけるすべり面は、Sokolovski によるすべり面である。これら両図より、(i) すべり面は計算から求めたすべり面の近くにある。(ii) すべり面付近の土圧、およびせん断ひずみは、他の部分より大きい。(iii) すべり面の位置は、 $\bar{d} \leq \frac{1}{2}d_0$  の範囲で、1 ずつ定まるようである。

### 4. あとがき

以上述べるに、粘土の壁の変位により、進行性破壊を起こすと考えられ、すべり面の位置は、壁が  $\bar{d} = \frac{1}{8}d_0$  程度変位するまでに決定されるようである。土圧合力は、 $\bar{d} = \frac{1}{8}d_0$  程度の壁変位で、最大土圧の 90% 近くが發揮される。この実験結果データ一整理に協力してくれた、本学修士 2 年の平野道雄君に感謝し、また、この研究は文部省科学研究費 (一般 C) によって行われたことと付記する。

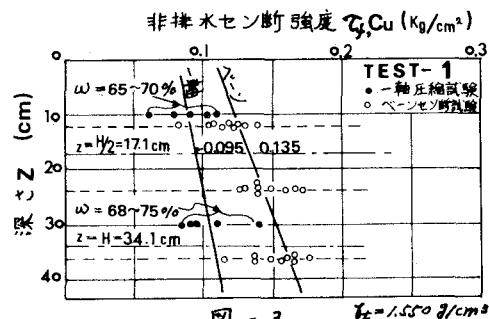
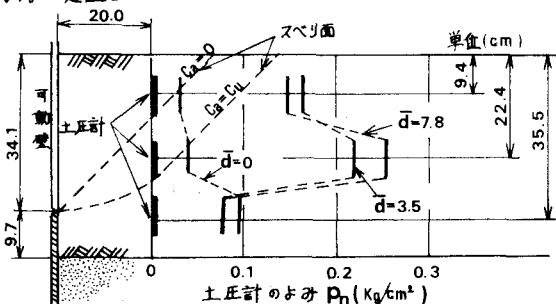


図-3  $T_g = 1.55 \text{ kg/cm}^2$

	計算値(%)	計算値(実測値)
Rankine	1010	1.047
Sokolovski	1272	1.318
複合すべり面	1272	1.318
Rankine	1010	0.766
Sokolovski	1272	0.755
複合すべり面	922	0.955

表-2



土圧計のよみ  $P_n (\text{kg}/\text{cm}^2)$

$\bar{d} = 2.0 \text{ cm}$

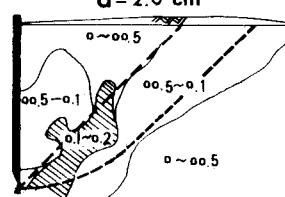


図-5 (a)

$\bar{d} = 4.0 \text{ cm}$

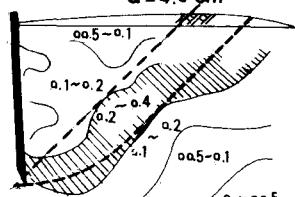


図-5 (b)

$\bar{d} = 8.0 \text{ cm}$

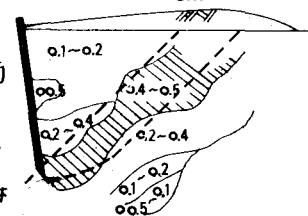


図-5 (c)

参考文献: 市原松次, 水谷 "地震時裏込め土圧装置" 第28回土木学会年次学術講演会講演集III, pp.376-377.