

## 締固め不飽和土の圧密実験 (第2報)

鳥山 眺<sup>\*</sup> 司

Koushi TORIYAMA

Experimental Study of Consolidation of Compacted  
Partially Saturated Soils(II)

### 1. ま え が き

締固め不飽和土の非排水条件での間隙圧と圧縮応力の関係および間隙圧の消散過程はフィルダム、道路、その他の高盛土の施工時の安定解析に大きな影響を与える。さらに近年、フィルダムの盛土の施工が短期間で進められるようになり、施工管理のためにも締固め不飽和土の間隙圧の状態の解明が重要となっている。

飽和土の圧密理論および圧密特性の実験は Terzaghi による圧密理論の発表以来、土質力学の中心的テーマとして非常に多くの研究がなされてきた。しかし、締固め不飽和土の間隙圧、圧密特性についてはわずかな研究がなされたのみで、最近ではほとんどなされていない。これは不飽和土であるため、間隙水と間隙空気存在が含水比、締固めの程度で変化し、これらの有する圧力、即ち間隙水圧  $u_w$  と間隙空気圧  $u_a$  が異なり、しかもその変動が種々の要素の影響を受けること、また締固めによって、先行圧密に類似した圧密特性を示し、さらに圧密過程では間隙水と間隙空気の排出を考えねばならないなど、締固め不飽和土の圧密特性と理論が飽和土に比べて非常に複雑なものとなることによる。また、締固め土の圧密や間隙圧の測定例も少なく、測定データのばらつきも飽和土のものに比べて大きく、このため、締固め土の圧密特性の研究は近年ほとんど行われていない。

前報<sup>1)</sup>では実験装置の特徴とそれによる基本的な実験結果を示したが、ここでは締固め不飽和土の非排水状態での間隙圧と圧縮応力の関係およびその後の間隙圧の消散過程を砂質土と粘性土で実験し、非排水状態での間隙圧係数と圧縮応力の関係、間隙圧の推定式の検討、圧密過程を Terzaghi の圧密理論と比較して、不飽和土の圧密特性を明らかにしようとするものである。

### 2. 試料土と実験方法

実験に用いた試料土は松江市忌部町産の風化の進んだまさ土と京都市伏見区産の藤ノ森粘土である。これらの物理的性質を表-1に示す。

まさ土は砂質土であり、かつてはフィルダムの遮水材料として利用されることはなかった。しかし最近のフィルダムの設計が力学的安定に重点がおかれるようになり、高含水比の粘性土よりも、まさ土のように含水比が低く、重機械による転圧によってよく締固められて、単位体積重さが大きく、せん断強さや変形係数が大きく、透水係数が  $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$  程度が確保できる土が遮水材料として用いられる傾向が強い。このため、ここでは透水係数が  $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$  以下となる忌部まさ土を用いた。また従来から用いられている粘性土の例として藤ノ森粘土を用いた。

別に行なった透水試験結果より、まさ土の透水係数  $k$  は締固め含水比によって変化し、 $k=1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$  の範囲内にあり、藤ノ森粘土の  $k$  は  $2 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$  の範囲内にあった。また圧密圧力

表-1: 試料土の物理的性質

	まさ土	藤ノ森粘土
液性限界 (%)	N. P.	42.18
塑性限界 (%)	N. P.	25.54
塑性指数 (%)		16.64
砂分 (%)	77.4	9.9
シルト分 (%)	16.9	77.3
粘土分 (%)	5.7	12.8
土粒子の比重	2.687	2.714
最適含水比 (%)	15.40	24.23
最大乾燥重さ ( $\text{g/mm}^3$ )	1.744	1.534

\* 農業施設工学研究室

を 1.0 から 6.0kg/cm<sup>2</sup> まで増加した場合、k は1/2～1/5 程度に減少した。

実験は非排水状態で生じる間隙圧と周圧の関係および圧密排水過程での間隙圧と時間の関係への締固め含水比の影響を求めることを主目的とした。このため、最適含水比  $w_{opt}$  の乾燥側数%から湿潤側数%の範囲内で試料土の含水比を調整して、ビニール袋に密閉して1週間以上置いた後、実験に用いた。

試料土は標準締固め法によって直径10cm、高さ12.7cm に締固め、そのまま供試体とした。表-2に試験前の供試体諸元を示す。

実験に用いた圧密装置は前報<sup>1)</sup>と同じ二重セル式三軸セルである。実験は非排水状態で周圧（圧縮応力） $\sigma_3$  を30分ごとに 1.0kg/cm<sup>2</sup> ずつ増加させて、体積圧縮量  $\Delta V$ 、軸変位  $\Delta d$ 、間隙水圧  $u_w$ 、間隙空気圧  $u_a$  を測定する。 $\sigma_3$  が 7.0kg/cm<sup>2</sup> になると非排水状態で約20時間置く。その後、供試体上部からの排水バルブを開いて圧密排水を行なう。圧密中には  $u_w$ 、 $u_a$ 、 $\Delta V$ 、 $\Delta d$  の他に排出された水量  $\Delta V_w$  と空気量  $\Delta V_a$  を測定した。最適含水比  $w_{opt}$  の湿潤側供試体では間隙空気は排水初期にかなり出てくるが、圧密の進行とともに減少し、圧密後半部分では間隙空気は全く排出されず、間隙水のみが排出されてくる。これは Barden<sup>2)</sup> や鳥山・沢田<sup>3)</sup> の  $w_{opt}$  の湿潤側の締固め不飽和土の圧密方程式で、間隙水と間隙空気が圧密中、同じ割合で排出されるという仮定と、かなり異なった傾向である。

### 3. 非排水状態

非排水状態で周圧  $\sigma_3$  を作用させると、間隙空気が圧縮され、かつ間隙水中に溶解するため、 $\sigma_3$  の一部は間

隙圧となり、残りが有効応力となる。不飽和土では間隙水圧  $u_w$  と間隙空気圧  $u_a$  が異なるが、今回の実験からは  $u_w$  と  $u_a$  の間に大きな差が測定されなかったため、ここでは  $u_w$  のみを示す。 $u_w$  と  $u_a$  に大きな差が

表-2 供試体諸元  
まさ土

番号	w(%)	$\gamma_a$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr(%)
No. 1	17.00	1.762	0.525	87.0
2	20.36	1.700	0.581	94.6
3	18.59	1.703	0.578	86.4
4	16.18	1.759	0.528	82.3
5	18.73	1.723	0.550	91.5
6	19.71	1.701	0.580	91.3
7	16.49	1.741	0.543	81.6
9	16.73	1.749	0.536	83.9
10	17.72	1.725	0.558	85.3
11	18.88	1.716	0.566	89.6
12	15.99	1.760	0.527	81.5
13	15.37	1.750	0.535	77.2
14	12.63	1.710	0.571	59.4
15	11.59	1.694	0.586	53.1
16	9.59	1.640	0.640	40.3
(藤ノ森粘土)				
17	19.78	1.506	0.802	66.9
18	22.57	1.507	0.801	76.5
19	22.93	1.509	0.800	77.8
20	25.64	1.514	0.793	87.8
21	25.85	1.502	0.807	86.9
22	27.23	1.482	0.830	89.0
23	30.28	1.430	0.898	91.5

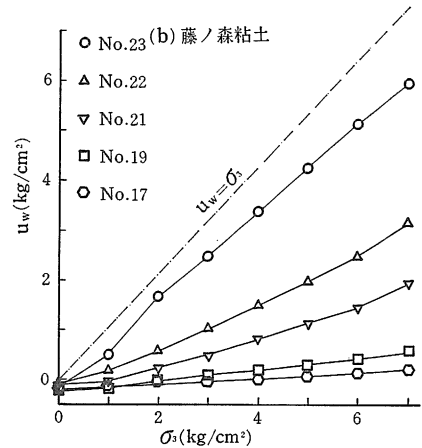
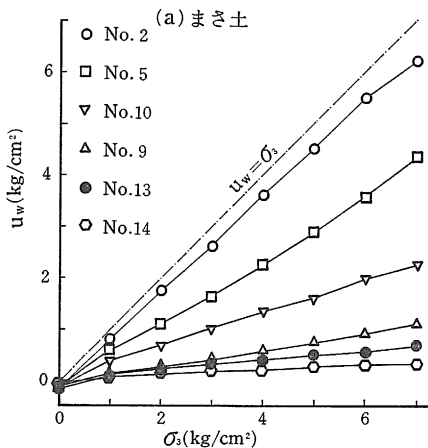


図-1：非排水状態での周圧と間隙水圧の関係

生じなかった原因としては、(1)実験に用いた含水比の範囲、即ち最適含水比  $w_{opt}$  の数% 乾燥側ではまだ大きなサクションが生じていない場合、(2)間隙水圧を測定するポーラス・ストーンは pF 2.7 のものを用いたが、これでは不十分で、間隙水圧の測定系内に空気が侵入し、正確な間隙水圧が測定できない場合、が考えられる。本実験での原因は確定できないが(2)の場合の可能性の方が強いように思われる。この場合  $u_w$  は  $u_a$  に近い値となる。

非排水状態で30分ごとに周圧  $\sigma_3$  を  $1.0\text{kg/cm}^2$  ずつ増加した場合の  $\sigma_3$  と  $u_w$  の関係を図-1に示す。図中の1点鎖線は完全飽和の場合の  $u_w = \sigma_3$  を示す。不飽和のためサクションが作用しており、 $\sigma_3 = 0$  で  $u_w < 0$  となっているが、 $\sigma_3$  の増加とともに  $u_w$  は増加している。この図より、各供試体の  $\sigma_3$  と間隙圧係数  $B_w = \Delta u_w / \Delta \sigma_3$  をプロットすると図-2となる。まさ土では締固め含水比が  $w_{opt}$  よりかなり乾燥側では、 $B_w$  は小さく、 $\sigma_3$  の増加とともに減少する傾向にあり、また  $w$  の増加とともに  $B_w$  も大きくなり、1.0 に近づいてい

る。藤ノ森粘土では  $w$  の小さい場合は、 $B_w$  は  $\sigma_3$  に対してほぼ一定値をとり、 $w$  が大きくなると、 $B_w$  は  $\sigma_3$  の増加とともに大きくなる傾向を示し、さらに  $w$  が大きくなると  $B_w$  は 1.0 に近い値をとる。

周圧  $\sigma_3$  が  $1.0$  から  $2.0\text{kg/cm}^2$  に増加する場合と  $5.0$  から  $6.0\text{kg/cm}^2$  に増加する場合の締固め含水比  $w$  と  $B_w$  の関係を図-3に示す。表-1より、まさ土の  $w_{opt} = 15.4\%$ 、藤ノ森粘土の  $w_{opt} = 24.2\%$  であるが、両試料土とも  $w_{opt}$  の湿潤側になると  $w$  の増加とともに  $B_w$  が大きくなっている。特にまさ土では  $w_{opt}$  の湿潤側での含水比の増加による  $B_w$  の増加が顕著である。このことは、まさ土をフィルダムの遮水材料として用いた場合、1~2%の含水比の増加によって非常に大きな間隙水圧が発生する可能性を示している。これに対して藤ノ森粘土の  $w$  による  $B_w$  の増加はゆるやかであり、含水比の変動の  $B_w$  への影響はまさ土よりかなり小さい。非排水状態での  $\sigma_3 - u_w$  を有効応力  $\sigma'_3$  とみなした場合の各圧力段階での平均有効応力  $\sigma'_3$  と体積変化量  $\Delta V$  から求めた体積圧縮係数  $m_v$  の関係を図-4に示

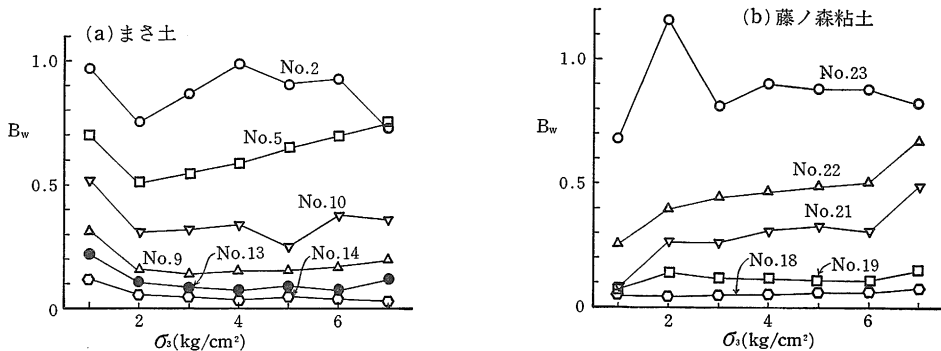


図-2：周圧と間隙圧係数  $B_w = \Delta u_w / \sigma_3$  の関係

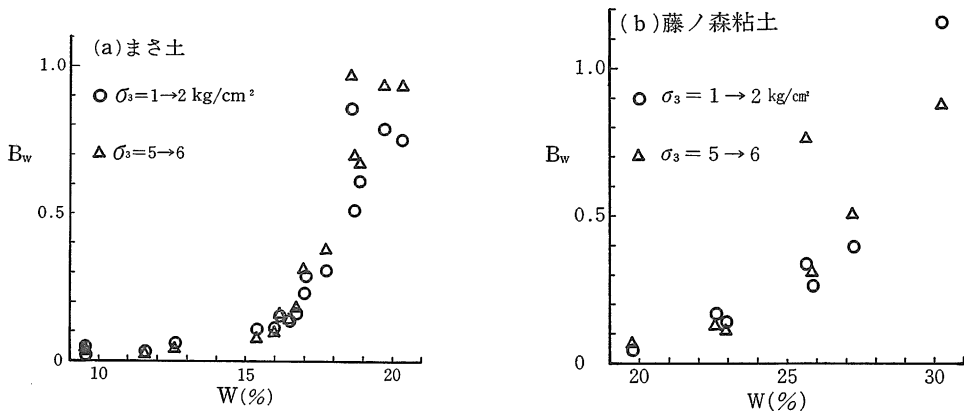


図-3：間隙圧係数と締固め含水比の関係

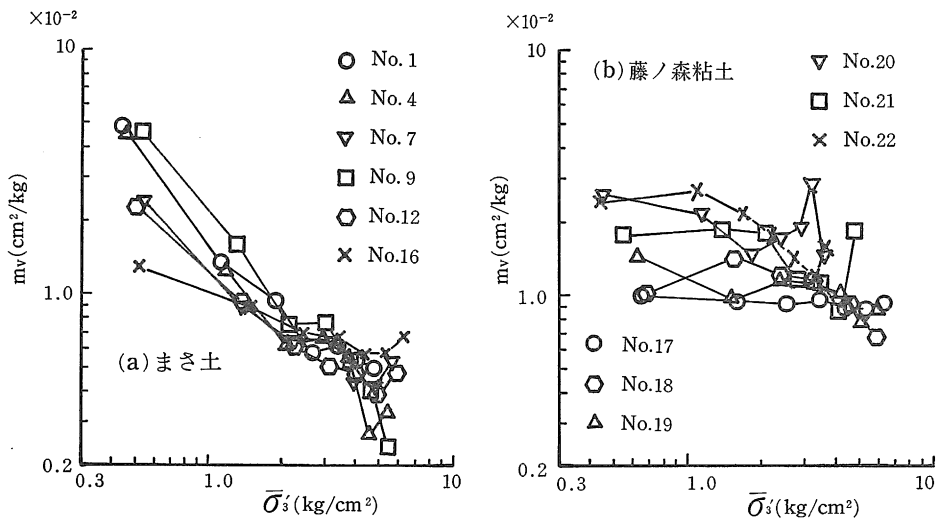


図-4：体積圧縮係数と平均有効応力の関係

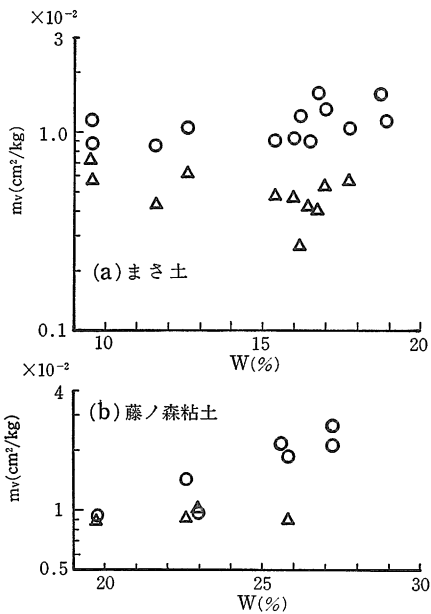


図-5 体積圧縮係数と含水比の関係  
 (○： $\sigma'_3=1.0 \rightarrow 2.0$ ,  $\Delta$ ： $\sigma'_3=4.0 \rightarrow 5.0$ kg/cm<sup>2</sup>)

$$m_v = \frac{1}{\Delta \sigma'_3} \frac{\Delta V}{V}$$

す。まさ土では  $\sigma'_3$  の増加とともに  $m_v$  は減少しており、平均的には

$$m_v = m_{v0} \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{30}} \right)^{-\alpha} = 1.4 \times 10^{-2} \sigma'^{-0.69} \text{ (cm}^2/\text{kg)}$$

ここに  $\sigma'_{30} = 1.0$ kg/cm<sup>2</sup>

で表わされる。これに対して藤ノ森粘土では  $m_v$  は  $\sigma'_3$  に無関係に、 $m_v = (1.0 \sim 2.0) \times 10^{-2}$ cm<sup>2</sup>/kg となって

いる。

体積圧縮係数  $m_v$  と締固め含水比  $w$  の関係を  $\sigma'_3 = 1.0 \sim 2.0$ kg/cm<sup>2</sup> の場合を○印で、 $\sigma'_3 = 4.0 \sim 5.0$ kg/cm<sup>2</sup> の場合を△印で図-5に示す。まさ土では締固め含水比に対して  $m_v$  はほぼ一定値を保っているが、藤ノ森粘土では  $w$  の増加とともに  $m_v$  は大きくなる傾向を示した。なお、 $w$  が  $w_{opt}$  の3~4%以上湿潤側になると、 $u_w$  が大きくなり、 $\sigma'_3$  はほとんど増加しないため、まさ土では  $w > 19\%$ 、藤ノ森粘土では  $w > 28\%$ での  $m_v$  を求めることができなかった。

#### 4. 圧密過程

締固め含水比  $w$  によって、間隙圧の消散は2つに大別できる。(1)  $w$  が  $w_{opt}$  よりやや乾燥側から  $w_{opt}$  の湿潤側では、間隙圧の消散は排水バルブを開いた後、徐々に進み、Terzaghi の圧密曲線に近似した形となる。(2)  $w$  が  $w_{opt}$  よりかなり乾燥側で生じている間隙圧が小さい場合、排水バルブを開くとほとんど瞬間的に間隙圧が排出されて、 $u_a = 0$  となり、間隙水圧  $u_w$  もやや遅れて0となる。その後は体積変化が徐々に進む場合。(2)の場合は実際の盛土では荷重によって生じる間隙圧は小さく、かつ、間隙圧の消散は載荷と同時に生じるから、締固め不飽和土の圧密としては問題とならない。したがって、ここでは(1)の場合の圧密特性を示す。

図-6, 7にまさ土と藤ノ森粘土の間隙水圧についての圧密度  $U_w$  と時間  $t$  の関係を示す。ここに  $U_w$  は非排水状態での  $\sigma'_3 = 7.0$ kg/cm<sup>2</sup> のときの間隙水圧  $u_w$  を初期値  $u_{w0}$  として

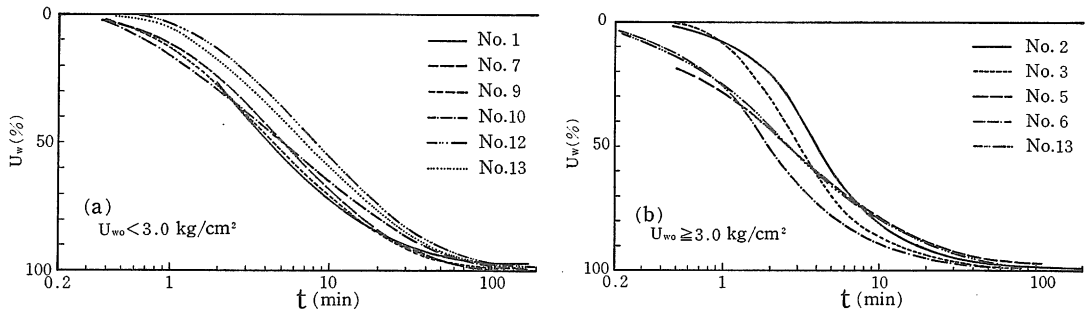


図-6：まさ土の圧密度-時間曲線

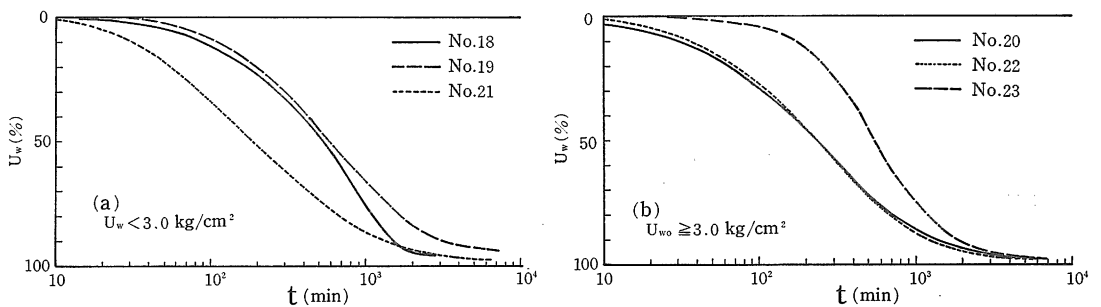


図-7：藤ノ森粘土の圧密度-時間曲線

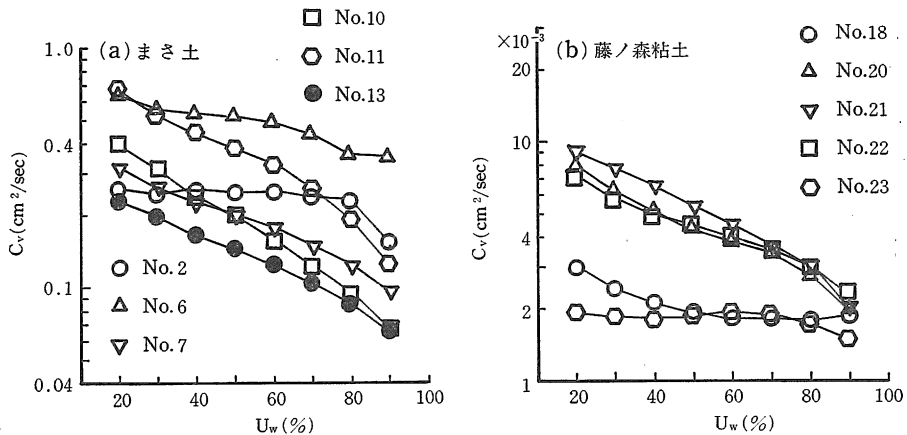


図-8：圧密度と圧密係数の関係

$$U_w = \frac{u_{w0} - u_w}{u_{w0}} \times 100 \quad (\%)$$

とした値であり、間隙水圧  $u_w$  は供試体の底面で測定した値である。図-6, 7の(a)は  $u_{w0} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$  の場合を、(b)は  $u_{w0} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$  の場合を示す。まさ土では  $u_{w0} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$  の場合に比べて  $u_{w0} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$  の場合の方が間隙圧の消散がゆるやかである。これに対して藤ノ森粘土では両者の差はほとんど無い。

不飽和土の圧密方程式は透水係数が飽和度によって変化するため非線形となり、したがって圧密係数  $c_v$  も飽和度の、故に間隙水圧の関数となる。不飽和土の圧密係数の決定方法はまだ無いので、ここでは図-6, 7の圧密度  $U_w$  が20~90%での時間  $t$  を求め、Terzaghiの圧密理論での不透水面での間隙水圧に対する圧密度  $U_w$  とtime factor  $T_v$  の関係より、各圧密度に対する圧密係数  $c_v$  を

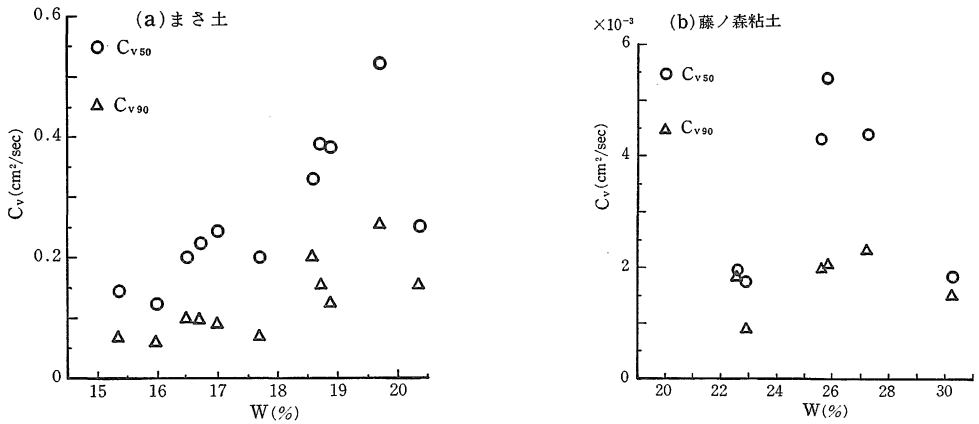


図-9：圧密度と締固め含水比の関係

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t}$$

で求めると  $U_w$  と  $c_v$  の関係は図-8のようになる。ここに  $H$  は供試体の高さである。まさ土の  $w=20.36\%$  の No. 2, 藤ノ森粘土の  $w=30.28\%$  の No. 23 は  $U_w$  が20~90%の範囲ではほぼ一定の  $c_v$  となっている。両試料土の含水比は  $w_{opt}$  より数%湿潤側でほとんど飽和状態であるため、初期間隙圧  $u_w$  が大きく、圧密は Terzaghi 理論に近い形で進んだものと考えられる。締固め不飽和土の一般状態である他の供試体では圧密の進行とともに  $c_v$  が減少し、 $U_w=20\%$  での  $c_v$  に比べて、 $U_w=90\%$  での  $c_v$  の値はほぼ1/3になっている。この主な原因は  $c_v = k/\gamma_w m_v$  のうちの透水係数  $k$  が圧密の進行にともなって減少することにあるものと思われる。

締固め含水比  $w$  と圧密度  $U_w=50\%$  での  $c_v = C_{v50}$  および  $U_w=90\%$  での  $c_v = C_{v90}$  の関係を図-9に示す。まさ土では  $w=20.36\%$  の供試体を除くと、 $c_v$  はほぼ  $w$  の増加とともに大きくなっている。これに対して藤ノ森粘土では  $w_{opt}$  のやや湿潤側で  $c_v$  は最大値となっている。

別に行なった透水試験結果より、締固め含水比により  $k$  は変化するが、圧密圧力  $\sigma'_s = 6.0 \text{ kg/cm}^2$  ではまさ土の  $k = 1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 、藤ノ森粘土では  $k = 5 \times 10^{-8} \sim 3 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$  程度である。また、図-4より有効応力  $\sigma'_s = 4.0 \sim 6.0 \text{ kg/cm}^2$  での  $m_v$  はまさ土で  $m_v = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ 、藤ノ森粘土で  $m_v = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$  とおくと、圧密係数  $c_v = k/\gamma_w m_v$  はまさ土と藤ノ森粘土では計算上、次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{まさ土 } C_v &= \frac{1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-6}}{1 \times 10^{-3} \times 5 \times 10^{-3}} \\ &= 2.0 \sim 0.2 (\text{cm}^2/\text{sec}) \end{aligned}$$

$$\text{藤ノ森粘土 } C_v = \frac{5 \times 10^{-8} \sim 3 \times 10^{-8}}{1 \times 10^{-3} \times 1 \times 10^{-2}}$$

$$= 5 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-3} (\text{cm}^2/\text{sec})$$

まさ土では締固め含水比  $w$  の増加とともに透水係数は減少するから、計算では  $c_v$  も  $w$  の増加とともに減少するはずである。しかるに、図-9より  $c_v$  は  $w$  の増加とともに大きくなっており、かつ、 $w$  が18~20%の範囲では実験よりの  $c_v$  は  $0.2 \sim 0.5 \text{ cm}^2/\text{sec}$  程度、計算よりの  $c_v$  も  $0.2 \sim 0.5 \text{ cm}^2/\text{sec}$  程度であって両者はほぼ一致している。これに対して、 $w=15 \sim 16\%$  程度では実験での  $c_v = 0.1 \sim 0.2 \text{ cm}^2/\text{sec}$  であるのに対して、計算では  $c_v = 1 \sim 2 \text{ cm}^2/\text{sec}$  となり、実験値は計算値の約1/10である。このことより、まさ土の最適含水比近くでは、不飽和のために透水係数は飽和の場合の約1/10程度となっており、 $w_{opt}$  の数%湿潤側ではほぼ飽和状態となり、透水係数も飽和土の値に近いものと考えられる。藤ノ森粘土では計算上の  $c_v$  が実験の  $c_v$  の2~3倍程度で大きな差は生じなかった。

### 5. Hilf の式の検討

非排水状態での間隙圧  $u$  と体積圧縮量  $\Delta V$  の関係式は Hilf によって次のように与えられた。

$$u = \frac{p_a \Delta V}{V_a + H V_w - \Delta V}$$

ここに  $p_a$  : 大気圧,  $V_a$  : 間隙中の気体状の空気の体積,  $V_w$  : 間隙中の水の体積,  $H$  : 空気の水中への溶解を表わす Henry の定数 ( $0.0198$ ;  $20^\circ\text{C}$ )

間隙率を  $n$ , 飽和度を  $S_{r0}$ , 体積ひずみを  $\varepsilon_v = \Delta V/V$  とすると上式は

$$u = \frac{p_a \varepsilon_v n}{(1 - S_{r0} + S_{r0} H) - \varepsilon_v}$$

圧縮応力  $\sigma_3$  と間隙圧  $u$  の関係を求めるには、上式において各  $\varepsilon_v$  に対する  $u$  を求め、また圧密試験より求めた  $\varepsilon_v \sim \sigma_3'$  関係より、各  $\varepsilon_v$  に対応する有効応力  $\sigma_3'$  を求め

$$\sigma_3 = u + \sigma_3'$$

として  $\sigma_3$  を求め、 $u \sim \sigma_3$  関係が描かれる。

非排水状態での  $\varepsilon_v \sim \sigma_3'$  と  $u_w \sim \sigma_3$  関係が得られ、かつ  $u_w$  が  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  程度以上生じた、まさ土の No.1, No.5 と藤ノ森粘土の No.21, No.22 の  $u_w \sim p$  関係を表-2 の供試体諸元での間隙率  $n=e/(1+e)$  と飽和度  $S_{r0}$  を用いて、Hilf の式で計算より求めた  $u_w \sim \sigma_3$

関係と実測値の比較を図-10に示す。いずれも計算値の方が大きな間隙圧が生じている。この原因が飽和度の測定誤差にあるものと仮定して  $S_{r0}$  を変えて、実測値に近い  $u_w \sim \sigma_3$  関係を求めた結果を図中に示す。4 供試体ともに飽和度  $S_{r0}$  を約10%小さく仮定すると、実測値と計算値がほぼ等しい  $u_w \sim \sigma_3$  の曲線となる。ただし、実測値では  $\sigma_3=0$  のとき、 $u_w < 0$  となっているが、計算では  $\sigma_3=0$  のとき  $u_w=0$  と仮定しているため、実測値と計算値は一致せず、平行な曲線となっている。

つぎに実測した  $u_w \sim \sigma_3$  関係と計算で求めた  $u_w \sim \varepsilon_v$  関係から、各  $\varepsilon_v$  に対応する  $u_w$  と  $\sigma_3$  を求め、さら

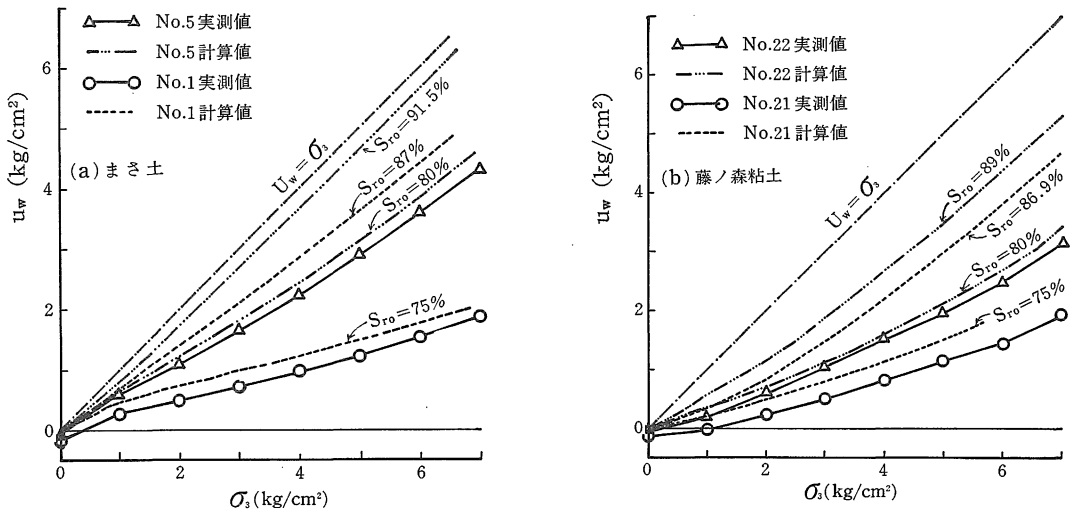


図-10：間隙圧と圧縮圧力（周圧）の実測値と Hilf の式での計算値の比較

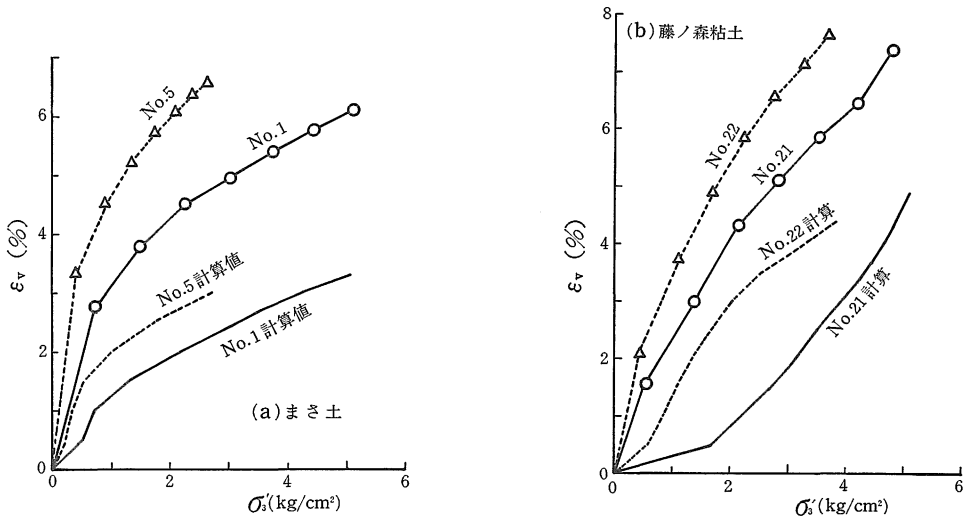


図-11：体積ひずみと有効応力の実測値と Hilf の式が  $u_w \sim \sigma_3$  関係を満すための計算での関係の比較

に  $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_w$  が求まる。この方法によって実測の  $u_w \sim \sigma_3$  関係と計算値が等しくなるために必要な  $\varepsilon_v \sim \sigma'_3$  関係を求めることができる。このようにして計算した  $\varepsilon_v \sim \sigma'_3$  関係と実測の  $\varepsilon_v \sim \sigma'_3$  関係を図-11に示す。まさ土 No. 1 と藤ノ森粘土の No. 21 計算値の初期部分の曲線が上に凹となっているが、これは実測の  $u_w \sim p$  関係では初期部分で  $u_w < 0$  となり、このため、 $u_w > 0$  となるのにかなりの  $\sigma'_3$  が必要となったためである。いずれの供試体の計算より求めた  $\varepsilon_v \sim \sigma'_3$  関係も実測値の約1/2の  $\varepsilon_v$  となっている。

計算値と実測値の差の原因としては大別して、実験方法に問題がある場合と計算式に問題点がある場合が考えられる。

締固め不飽和土を三軸セルにセットする場合、供試体とゴムスリーブの間にわずかの空気が残存する。さらに上部ポーラス・ストーンにも空気が残存している。これらの残存空気量は測定していないが、 $1 \sim 2\text{cm}^3$  以下と考えられる。図-10の飽和度の差10%に相当する空気量  $\Delta V_a$  は

$$\Delta V_a = \Delta S_r \cdot n V$$

まさ土の  $n = 0.35$ 、藤ノ森粘土の  $n = 0.45$ 、供試体の体積  $V = 1,000\text{cm}^3$  であるから

$$\Delta V_a = 0.1 \times (0.35 \sim 0.45) \times 1000 = 35 \sim 45\text{cm}^3$$

であり、推定残存空気量の10倍以上となる。故に残存空気量の  $u_w \sim \sigma_3$  関係への影響は小さいものと考えられる。

図-11の  $\sigma'_3 \sim \varepsilon_v$  の計算値と実測値を比較すると、実測値での載荷第1回目の  $\varepsilon_v$  がそれ以後の載荷段階に比べて、大きな  $\Delta \varepsilon_v$  を生じており、特にまさ土で顕著である。供試体を作製する場合、上端をストレート・エッジで成形するため、ゆるみが生じる。さらに供試体を三軸セルの試料台にセットし、上部のキャップを載せるときも、できるだけ力を加えないよう、静かに置いている。このため供試体と試料台やキャップの間がゆるい状態となったことも考えられる。これは第1回載荷で圧縮されるから、体積ひずみ  $\varepsilon_v$  が過大に生じる原因となりうる。第1回載荷の  $\varepsilon_v \sim \sigma'_3$  関係が第2回載荷の  $\varepsilon_v \sim \sigma'_3$  関係と同じこう配をもつと仮定すると、まさ土で約2%、藤ノ森粘土で約1%の  $\varepsilon_v$  が実測値では過大となる。これは体積変化  $\Delta V$  でそれぞれ  $20\text{cm}^3$ 、 $10\text{cm}^3$  になる。ただし、この体積変化が上下端のゆるみで生じると仮定すれば、これは鉛直変位で  $1.3 \sim 2.6\text{mm}$  の大きくなり、第1回載荷時に生じた鉛直変位よりも非常に大きな値となっており、ゆるみのみでは  $u_w \sim \sigma_3$  関係の実測値と計算値の差を説明できない。

飽和軟弱粘土では供試体に圧力を加えないよう、静かに取り扱う必要があるが、締固め土では上述のように、供試体に力を加えないよう取り扱うことは大きな体積ひずみの誤差を生じる可能性があり、試料台やキャップと供試体を密着させるため、どの程度の力を加えるべきかは今後の検討課題といえよう。試料台と供試体の間のゆるい部分や成形によるゆるみ部分の厚さは供試体高さに無関係であるから、薄い供試体ほどこの影響が大きくなり、体積ひずみ、即ち、体積圧縮係数  $m_v$  が過大になると考えられる。

以上の結果より、供試体とゴムスリーブ間の残存空気量と試料台やキャップの間のゆるい部分の影響が測定された  $u_w \sim \sigma_3$  関係と計算での  $u_w \sim \sigma_3$  関係の差の原因の一部と考えられるが、これ以外の原因も存在する。Hilf の計算式では  $u_a = u_w$  と仮定しているが、 $u_w$  はサクソンのため  $u_a$  より小さい。また、大気圧  $p_a = 1.0\text{kg/cm}^2$  と仮定して計算したが、厳密には  $p_a$  は日によって変化し、また実験では間隙空気に  $0.1\text{kg/cm}^2$  程度の負圧が生じている。このため、 $p_a = 1.0 + u_a$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) と仮定して計算した方が合理的とも考えられる。しかし、実際のフィルダムの設計で初期の  $u_a$  を仮定することは困難である。また、締固め当初の間隙空気圧を測定することもほとんどできない。

実験結果と Hilf の式の差の原因は実験方法と計算式の両者に求められる。故に、Hilf の式は非排水状態においても載荷重によって生じる間隙圧を過大に与えることになる。

## 6. あとがき

ここではまさ土と藤ノ森粘土を用いて、締固め不飽和土の非排水条件での間隙圧、圧縮特性と圧密特性の実験結果を示した。この結果より

(1) まさ土では最適含水比より2~3%以上、締固め含水比が大きくなると、非排水条件下で生じる間隙圧が急激に大きくなる。これに対して、粘性土は含水比の増加とともに生じる間隙圧も徐々に大きくなる。

(2) 間隙圧の消散は Terzaghi の圧密理論曲線に類似しているが、Terzaghi 理論に比べて間隙圧の消散は遅れる。

(3) 非排水状態で生じる間隙圧の Hilf の式は実際に生じる間隙圧より過大な値を与える。

今回の実験では間隙水圧と間隙空気圧の分離測定が不十分であった。このためには、pF 値のより大きなポーラス・セラミックを間隙水圧測定用として用いること、測定系内の脱気をより完全にすることが必要である。ま



た礫を含む締固め土の圧密特性の実験も行なったが、データが不十分のため、今後の研究課題となった。

なお、本実験は昭和58年度文部省科学研究費一般研究(C)の補助を受けました。また、実験においては昭和58年度農業施設工学研究室の専攻生の青木 順君、久家浩一君、吉岡正弘君の協力を得ました。記して深く感謝の意を表わします。

### 参 考 文 献

1. 鳥山昉司：島大農研報，**16**：125-129, 1982.
2. Barden, L.: *Geotechnique* **15**: 267-286, 1965.
3. Toriyama, K. and T. Sawada: *Soils and Foundations* **8-3**: 63-86, 1968.
4. Hilf, J. K.: *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* **3**: 234-240, 1948.

### Summary

In this paper, experimental results of the relation among compressive stress, pore pressure and volumetric strain at the undrained condition and the relation between pore pressure and consolidation time at the drained process of compacted partially saturated decomposed granite soil and Fujinomori clayey soil are shown. The applicability of Hilf's equation between pore pressure and compression stress at undrained condition is examined with experimental results. From these results, following results are obtained.

(1) In the case of sandy decomposed granite soil, the pore pressure by compressive stress at undrained condition is rapidly increased as the compacted moisture content is greater than two or three percents wet side of optimum moisture content. On the other hand, in the case of Fujinomori clayey soil, pore pressure increased gradually with the increment of compacted moisture content.

(2) The relation curves between pore pressure and drained time are similar with the curve of Terzaghi's consolidation theory, but the dissipation of pore pressure is delayed in comparison with the theory. The cause of this phenomenon is considered the decrease of permeability of soils with decrease of degree of saturation by dissipation of pore pressure.

(3) In comparison with pore pressure at undrained condition and Hilf's equation, this gives greater pore pressure than that. The part of this cause is on the method of experiment but Hilf's equation has also defect. From this, Hilf's equation gives excessive pore pressure at undrained condition.