

宮崎大学工学部 正真 藤 本 廣

1. まえがき

不飽和土のセン断抵抗に関する研究を進めるに当って基本的な問題となることは、有効応力 σ' の表示をどのようにするかということであろう。このことは換言すれば、間隙空気圧 U_a と間隙水圧 U_w とが少なくなるとされている間隙圧 U の計測をどうするかということになる。このためのアプローチとして、これまで種々の考え方が試みられている。すなわち、(1)間隙圧 U を、 $U = U_a - \chi(U_a - U_w) \dots \dots (1)$ で表わす Bishop の考え方に基づいて U_a と U_w を分離計測する方法¹⁾、(2)供試体下端の U_a のみを no flow type の間隙圧計^{2),3)}を利用するか、土圧計⁴⁾を利用して計測する方法などがとられている。この場合、いずれにしても、計測される U_a あるいは U_w は、供試体に生ずる破壊領域の間隙圧と等しいという大前提が必要である。しかし、この前提条件は、飽和土にあっては間隙水の連続性が一般認められるにしても、不飽和粘土の場合には気相(間隙空気)の不連続性が容易に想像されることから簡単に満足されないのではないかと筆者は考えている。このような見地から筆者は、より効果的な間隙圧の計測方法の開発も勿論重要であるが、現段階では、高飽和粘土では $\sigma' = \sigma - U_w$ として通常の計測方法による U_w の値を採用し、低飽和粘土では $\sigma' = \sigma - U_a$ として、間隙圧の計測に比べれば比較的信頼度が高いと思われる体積変化 $(\Delta V/V_0)$ の計測値を利用して、 $\Delta V/V_0$ に対応する ΔU_a と

$$\Delta U_a = P_0 (-\Delta V/V_0) / \{ (\Delta V/V_0) + n_0 (1 - S_{r0} + H S_{r0}) \} \dots \dots (2)$$

で算定する方法がやはり最も妥当ではないかと考えている。上式中、 P_0 は大気圧とし、 n_0 は供試体の初期間隙率、 S_{r0} は初期飽和度、 H は Henry の 空気溶解率である。

本文では、粘土の締固め特性に対する上述の考え方の適応性とセン断抵抗成分の変動について考察する。

2. 実験方法

体積変化の計測装置は ΔV の変化に対応する三軸室⁶⁾内の水の出入を水銀恒圧装置と連動させた B. I. C. 型のもので、間隙圧計測装置は N. G. I. 型である。図-1 は完全飽和の豊浦砂による予備実験結果の一例で、通常の計測方法による $\Delta V/V_0$ と B. I. C. 型で

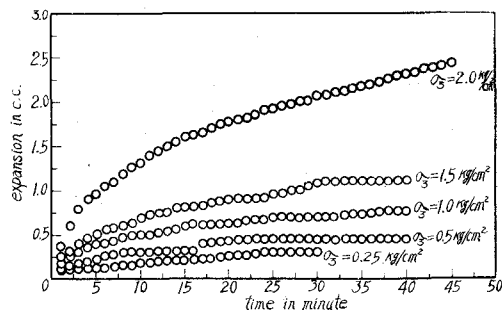
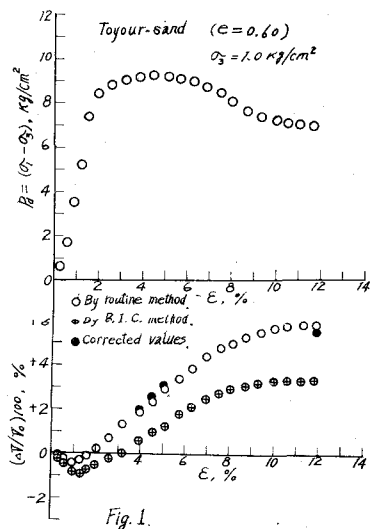


Fig. 2.

Table 1. Physical properties and clay mineral of soil samples.

	Gs	Grading			Clay mineral	Consistency			Compaction characters			
		>50 ^μ	5-50 ^μ	<5 ^μ		LL	PL	Activity	O.M.C.	max. d _s	σ ₁ O.M.C.	max. C
KANPaku-kaolin	2.69	0 [*]	8.0 [*]	92.0 [*]	kaolinite	52.8 [*]	25.6 [*]	0.28	31.0 [*]	1.420 [*]	93.3 [*]	0.90
Bentinite	2.40	0	7.0	93.0	Montmorillonite	468.5	431.8	4.64	54.0	1.018	95.8	1.36
IKELUCHI-clay	2.72	18.3	45.1	36.6	Allophane	58.4	34.4	0.94	23.5	1.580	88.7	0.72
ABURATSU-backfill soil	2.67	53.9	21.7	24.4	?	47.8	21.5	0.88	20.6	1.656	90.0	0.61

計測した $\Delta V/V_0$ とを示してある。ただしこの図は、セル圧 σ_3 と所定値に上昇した直後に軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) を増加した例で、二種の $\Delta V/V_0$ の差は計測系統の σ_3 による膨張に起因する。図-2 にこの膨張の実測量を示してある。図-2 によれば、 σ_3 が 1.5 kg/cm^2 以下なら約30分で膨張は終わっている。これらのデータから実験に使用した良I.C.型の体積変化計測装置は、時間に対応する膨張量だけ補正するか、または膨張が停止してから試験を開始すれば充分な精度で ΔV を計測しうることがわかる。供試体の寸法は径34mm、高さ78mm(平均)で、 ΔV が 8 cm^3 まで計測できる。

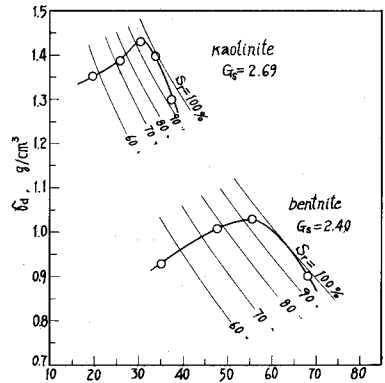
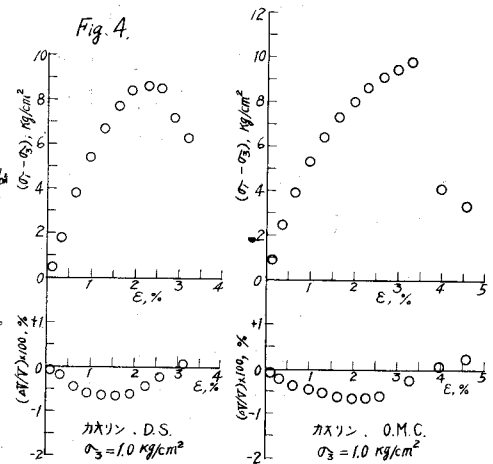


Fig. 3

本実験には表-1に示した4種類の試料を使用した。供試体は図-3に例示した韓国産の曲線の乾燥側(D.S.)、最適含水状態(O.M.C.)および湿潤側(W.S.)でそれぞれ3種類用意した。各試料とも、D.S.とO.M.C.の供試体については体積変化と、W.S.の供試体については体積変化と同隙水圧を計測した。いずれも非排水条件で、 σ_3 は $0.25, 0.5, 1.0, 1.5$ および 2.0 kg/cm^2 である。実験中の水温は三軸セル内の温度計で記録される。カオリンとベントナイトの供試体の間隙比(e)と飽和度(S_r)は次とおりである。

Fig. 4



カオリン. D.S. ($e = 0.96 \sim 1.03$, $S_r = 0.59 \sim 0.62$)

O.M.C. ($e = 0.86 \sim 0.94$, $S_r = 0.81 \sim 0.87$)

W.S. ($e = 0.95 \sim 0.99$, $S_r = 0.74 \sim 1.00$)

ベントナイト. D.S. ($e = 1.26 \sim 1.66$, $S_r = 0.51 \sim 0.61$)

O.M.C. ($e = 1.37 \sim 1.41$, $S_r = 0.94 \sim 0.95$)

W.S. ($e = 1.73 \sim 1.82$, $S_r = 0.95 \sim 0.97$)

3. 実験結果の考察

3-1. 体積変化性状

図-4, 5にカオリンの応力・ひずみ曲線とそれに対応する $\Delta V/V_0$ ならびに U_w の変化を示す。これらからグレイソンレー指数 $Q = d(\Delta V/V_0)/d\varepsilon$ を求めて σ_3 に対してプロットすると図-6となる。これらの図から、カオリンのD.S., O.M.C.の供試体の体積変化性状は過圧密粘土のそれに近く、ベントナイトのD.S., O.M.C., W.S. およびカオリンのW.S.は正規圧密粘土の体積変化性状に近似していることがわかる。カオリンのD.S.とO.

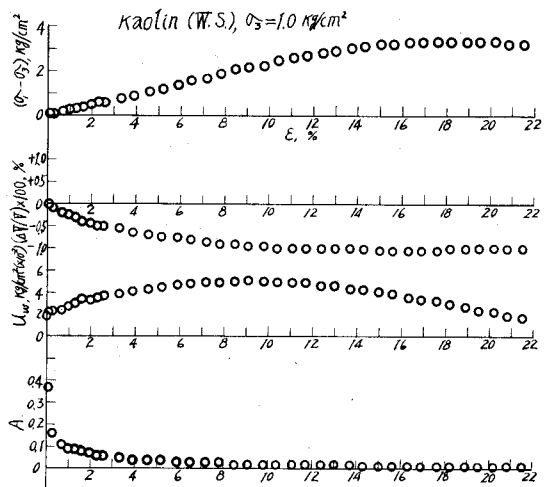


Fig. 5

M.C.が非排水条件下で図示のような体積変化を見せるのは明らかに間隙空気の圧縮によるもので、W.

S_rのD_iがゼロに近いのはS_rが100%に近くて非排水条件ということに起因するものと考えられる。ベントナイトのD.S.とO.M.C.がともに負のD_iを示しているのは、カオリンと同程度の飽和度であっても骨格構造の相違によって間隙の絶対量がカオリンよりも大であるということに起因していると考えられる。たとえば、兩試料のD.S.の間隙比からそれぞれの間隙量と計算し、同一S_rの下で空気間隙量V_aを求めると、ベントナイトはカオリンのV_aの約20%増となる。つまり、飽和土では

eによって一義的に体積変化性状が定まるが、不飽和土では同じeでもS_rの相違によって体積変化性状が異なってくることになる。

3-2. 間隙圧

図-7はカオリンとベントナイトの $\Delta V/V_0$ から式(2)によって計算した間隙空気圧を σ_3 に対してプロットしたものである。計算にあって P_0 は大気圧とし、 $H=0.02$ とした。W.S.のuは実測値である。 $-\Delta V_{max}$ は間隙最小のとき、 $(\sigma_3 - \sigma_3)_{ult}$ は破壊時、 $(\sigma_3 - \sigma_3)_{ult}$ は究極応力に対応する。これらの図からカオリンの場合D.S., O.M.C.のuの変動と $\Delta V/V_0$ の変動とはよく対応していることが認められる。しかし、ベントナイトのO.M.C.ではuが σ_3 以上となって説明がつけ難い。このO.M.C.のS_rは94~95%である。このような例は文献(2)でも報告されている。つまり、飽和度が90%以上で、しかもD_iが負値となる場合には式(2)の適応性に疑問があるようである。S_r>90%では、 $\alpha = \alpha - u_w$ として直接にu_wを計測すべきであろう。カオリンのO.M.C.の飽和度は81~87%である。

3-3. セン断抵抗成分の変動

軸圧段階における不飽和粘土のセン断抵抗成分、つまり、cohesion componentとfriction componentの変動を検討するためには、筆者が提案した特殊応力緩和

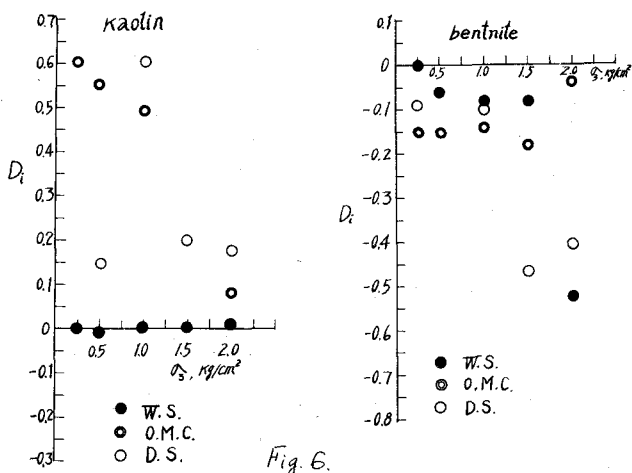


Fig. 6.

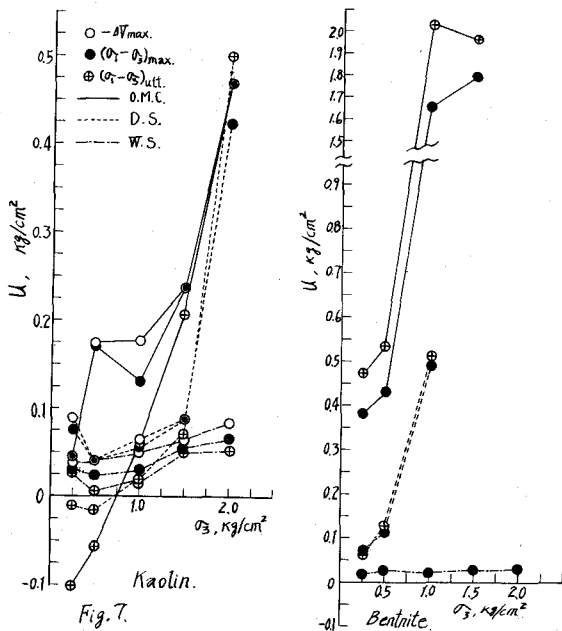


Fig. 7.

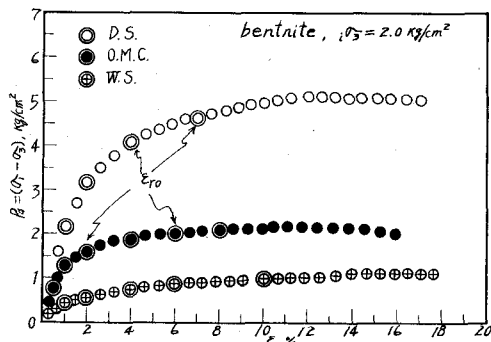
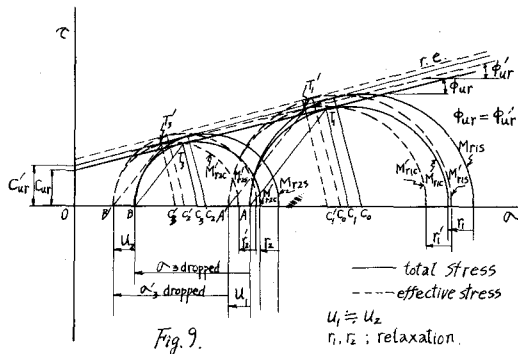


Fig. 8



7) 験と応用すると効果的である。実験方法の詳細は省略するが、この実験は、図8に示すように供試体の任意のヒズミ段階(図8の2重丸印)Eを初期ヒズミ ϵ_{r0} (一定)として、第1段階の緩和を行なわれ、その緩和の停止時、あるいは途中の適当な時間にセル圧力を低下させて、第2段階の緩和を継続させる。かくして求められる2組のモル円(図9、図10の M_{r1c} と M_{r2c})の包絡線(relaxation envelope)の傾斜角 ϕ_{ur} と軸のインターセプト C_{ur} とSchmertmannのCPSテストにらって Cohesion component, friction component とは、その軸圧段階における変動を検討するものである。この実験で重要なことは、図9に示したように、 σ_h の低下時にも孔隙圧(u_a)の変動が無視できる位に小さいとすれば、 $\phi_{ur} = \phi_{ur}'$ となることである。すなわち、この方法によれば、全応力表示の応力円から、有効応力表示のせん断抵抗角 ϕ_{ur}' が求められることになる。(証明略) 図10、図11はこの方法によったベントナイトの実験結果である。これより、cohesion componentは E_p の20~30%で殆んど一定値となり、friction componentは破壊に到達するまで増大していくことが認められる。 $S_r=100\%$ に近いW.S.の試料では C_{ur} , ϕ_{ur} とも大きな変動が認められない。これは非排水条件ということに起因するものであろう。

4. まとめ

本文の結論として、(1)締め固めた不飽和粘土の有効応力は、 $S_r > 90\%$ では直接に u_{a0} の計測により、また、 $S_r < 90\%$ では供試体の体積変化を計測して式(2)で u_a を求めることが妥当なようであること、(2)特殊な応力緩和の実験を応用することにより、全応力表示のMohr円から有効応力表示によるせん断抵抗角を求める可能性のあること、が確かめられた。本研究の前半は、岩崎大学43年度卒業生、川本中川両君の功に負うところが大きい。また、研究経費の一部は文部省利用研究費(災害、地すべり)によった。付記して謝意を表する。

参考文献

1) A.W. Bishop: The Measurement of Pore Pressure in the Triaxial Test, Pore Pressure and Suction in Soils (1961). 2) 山野、渡田: 不飽和粘土の膨縮について(和国土工学研究委員会)1967. 3) 川上、峰村: 不飽和粘土の粘土力学的性質(和国土工学研究委員会)1967. 4) 山田他3名: 不飽和土の孔隙空気圧の一測定法、(土木学会)1953. 5) A.W. Bishop: Some Factor Controlling the Pore Pressure set up during the Construction of Earth Dam, 4th ICSMFE (1957). 6) Bishop & Henkel: The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 7) 藤井: 粘土の膨れと収縮に関する研究(43年度土質学会研究発表会). 8) J.H. Schmertmann: An Experimental Study of the Development of Cohesion & Friction with Axial Strain of Saturated Clayey Soils, G.C.S.S.C. 5/1964.

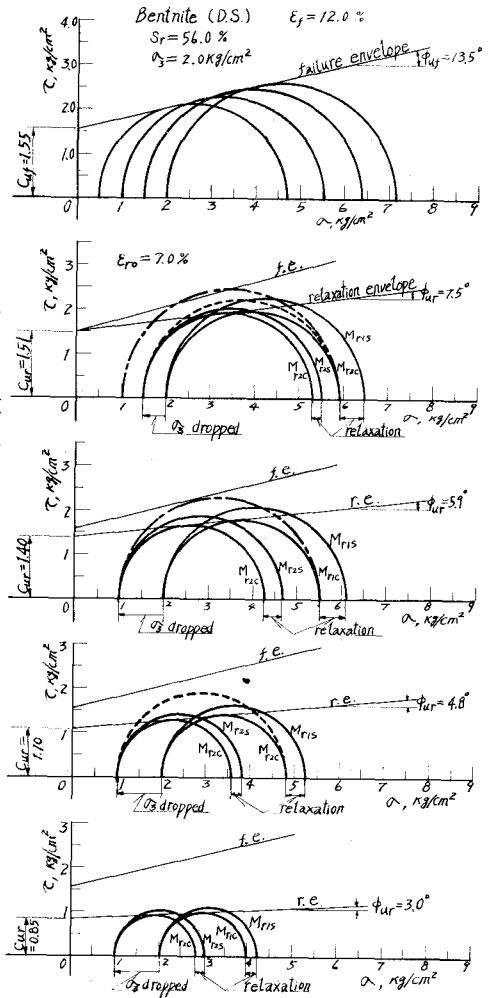


Fig. 10.

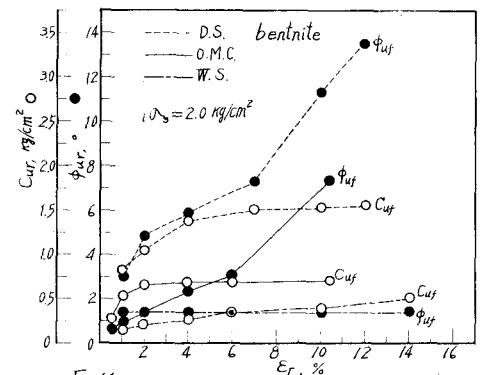


Fig. 11.