

# 不飽和カオリンの有効応力と力学定数

## EFFECTIVE STRESS AND SOIL CONSTANTS OF UNSATURATED KAOLINE

軽部大蔵\*・加藤正司\*\*・勝山潤一\*\*\*

By Daizo KARUBE, Shouji KATO and Jun'ichi KATSUYAMA

New concept of effective stress for unsaturated soil is proposed. It is assumed that the effective stress consists of two components. One is  $(\sigma - u_a)$ , which acts as if  $(\sigma - u_w)$  of saturated soil and when soil is saturated,  $u_a = u_w$  is assumed. Another one is suction. It controls not only water content but also soil constants such as  $c'$  and  $m_v$ . To prove above concept and to look into the relationship between suction and soil constants, drained (suction controlled) triaxial compression tests, including anisotropic consolidation and repeated loading, were performed on compacted Kaoline. When suction is kept constant, it seems that volume change and water content of sample are given only by the present stress state. Unified stress-strain equations were obtained using a factor  $\alpha$ , which is defined by the new effective stress.

### 1. ま え が き

飽和土には、外力（全応力）と間隙水圧が作用しているが、飽和土塊のひずみは、これら2つの応力成分のそれぞれに独立に支配されるわけではなく、2成分の差、つまり有効応力が飽和土の挙動を支配している。土が不飽和状態にあると、上の2成分に加えて間隙空気圧も作用するので、不飽和土の応力-ひずみ関係は一層複雑となる。しかし、1960年代には、不飽和土のひずみ等を支配する応力は、上記3成分のうちの2個ずつの差で作られる2組の項であることが明らかにされた。以来、今日に至るまで、この立場から不飽和土の力学的性質の研究が続けられている。著者の1人は、1978年の論文<sup>1)</sup>で、その前年までの研究史を概観した。したがって本来ならば、ここでそれ以後の研究にふれるべきであるが、論文の構成上、本文中の関係箇所を順次紹介することとした。

著者らは、ここ数年来、不飽和細粒土の三軸試験を続けてきたが、このたびその結果を系統的に説明すべく、

新しく有効応力仮説をたて、それに基づく応力-ひずみ関係の実験式を得た。本論文は、得られた結果のうち、特定のカオリンから一定の方法で作られた供試体の排水排気試験（サクション制御）の結果に限って述べるものである。

### 2. 試料・試験機・試験方法

#### (1) 供 試 体

供試体は一般に個体間のばらつきが少なく、扱いやすくなければならない。今回の実験ではさらに、供試体は不飽和土特有の性質を備えていなければならない。また構造的には等方であることが望ましい。これらの条件から、試料として市販の粉末カオリン ( $G_s=2.70$ ,  $I_L=37.0$ ,  $I_p=28.1$ , 粒径加積曲線は Fig.1 に示されている) を用い、これに加湿して、モールド内で締め固めて供試体に成形することとした。

締め固め方法を決定するために、次の予備試験<sup>2)</sup>を行った。試料の締め固め含水比を3種類に設定し、それぞれ10 cm 標準締め固めモールドに入れて、ミニチュアコンパクターで動的に、あるいは全断面ピストンを当てて静的に締め固めて、合計6種類のブロックサンプルを得た。これらから、さまざまな軸方向をもつ供試体を切り出し、一軸圧縮試験と一次元圧縮試験を行った。その結果、切

\* 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部土木工学科  
(〒657 神戸市灘区六甲台町)

\*\* 工修 (株) 鴻池組

\*\*\* 神戸大学大学院工学研究科修士課程在学

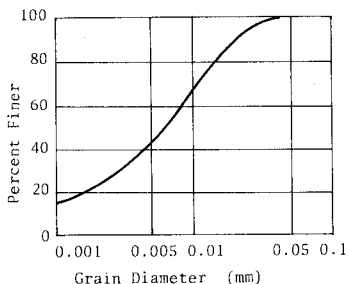


Fig. 1 Grain-size Distribution Curve.

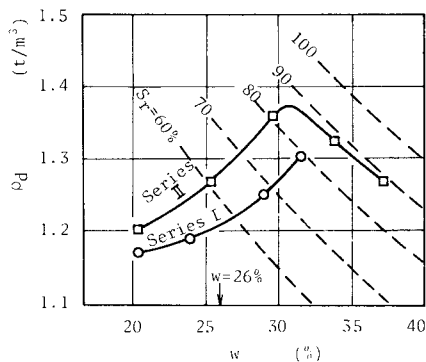


Fig. 2 Compaction Curves.

出し方向によって試験値が最も変動しにくかった締固め条件は「低含水比・静的締固め」と判明したが、供試体には打継面が残し、また脆かった。そこで第2位の等方性を示した「中含水比・動的締固め」を採用することとした（最も異方性が強かったのは、「高含水比・静的締固め」であった）。

締固め方法の詳細を定めるために、内径 35 mm、高さ 80 mm の 4 つ割りモールドを用いて改めて締固め試験を行った。加湿試料を 5 層に分けて入れ、各層について、断面積 1.23 cm<sup>2</sup> のミニチュアコンパクターで 40 N の力を 15 回加えた。締固め曲線は、Fig. 2 のシリーズ I のように得られた。含水比を高くすると団粒化したので、最適含水比は確認できなかったが、S<sub>r</sub>=80% 付近であると考えて、三軸試験用の供試体の目標含水比を 26% に設定した。以後、この方法で作られた供試体をシリーズ I<sup>(3),(4)</sup> とよぶことにする。

翌年には、試料の団粒化を防ぐ方法を発見した。すなわち、加湿用の水滴を細かくし、さらにコンパクターで締め固める前に全断面ピストンで軽く押えた。締固め曲線は、Fig. 2 のシリーズ II となり、最適含水比は 31% と求められた。三軸圧縮試験用の供試体の目標含水比は前年に合わせて 26% とした。以後、この方法で得られた供試体は、シリーズ II<sup>(5),(6)</sup> とよばれる。

(2) 試験機と試験方法

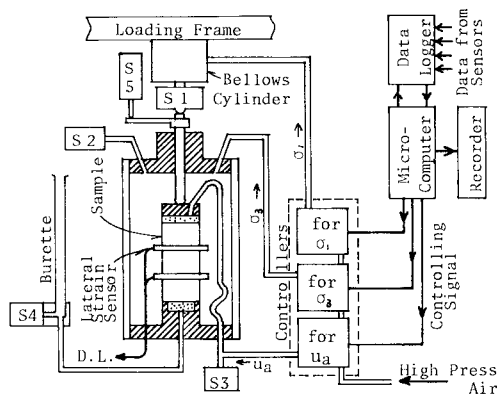


Fig. 3 Layout of Apparatus for Drained Test on Unsaturated Soil.

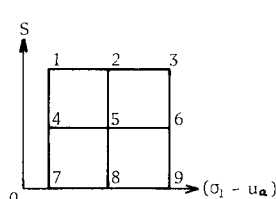


Fig. 4 Tested Stress Paths by Preceding Works.

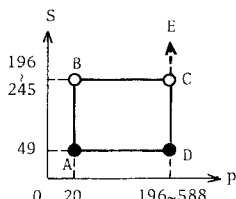


Fig. 5 Symbol of Stress Points (Unit: kPa).

試験はすべて排水排気状態の三軸圧縮試験である。解析の対象とする応力は、次の 3 成分とした：サクシオン (S) = 間隙空気圧 (U<sub>a</sub>) - 間隙水圧 (U<sub>w</sub>)、主応力差 (q) = 長軸応力 (σ<sub>1</sub>) - 半径応力 (σ<sub>3</sub>)、および次式で定義される平均垂直応力 p:

$$p = \sigma_3 + (q/3) - U_a \dots \dots \dots (1)$$

試験中に上の 3 成分を所定の値とするために、直接に制御した応力は、σ<sub>1</sub>、σ<sub>3</sub>、U<sub>a</sub> の 3 つであり、U<sub>w</sub> は、常にゼロ (大気圧) に保った。応力の変化のさせ方は、1 段階 8 時間の段階式応力制御法とした。変位等の測定項目は、側方 (直径) 変位、軸変位およびビューレットからの吸排水量とした。なお、供試体の水分は、ビューレット以外に間隙空気圧供給路へ拡散できるが、試験前後の供試体重量をみる限り、無視できた。

Fig. 3 は、シリーズ II の試験を行うために著者らが開発した自動制御試験機である。試験機に組み込まれた側方変位計<sup>(3),(4)</sup>と自動ビューレット<sup>(5),(6)</sup>は、著者ら独自の装置であるが、十分な実用性を有している。シリーズ I の試験には、図中の自動制御部 (マイコンとコントローラ) のかわりに、手動式のアレギュレーターが用いられた。

試験の種類は、次の 5 種類としたが、ほとんどの供試体について、2 種以上の試験が順次行われた。

- a) 等方応力試験 q をゼロとし、p-S 平面上に、

Table 1 Specimen Data and Test Performed.

Specimen No.	Specimen Data {Upper Line; Molded Lower Line; at A * e w (%) S <sub>r</sub> (%)}			**	Isotropic Stress Path & Following Shear Test	***			
	e	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	( $\frac{\epsilon_1}{\epsilon_3}$ ) / ( $\frac{\epsilon_2}{\epsilon_3}$ )					
Series I	1	1.215	26.11	58.02	2.6	ABCDABC→A.C.	○		
		1.210	26.48	59.11					
		1.278	27.11	57.27					
		1.256	27.24	58.55					
		1.244	27.16	58.97					
		1.229	27.08	59.50					
		1.189	26.05	59.19					
	2	1.181	26.41	60.36	0.3	ABCBA'BC	○		
		1.251	25.84	55.75					
		1.241	25.97	56.51					
		1.296	25.59	53.33					
		1.284	26.29	55.29					
		1.232	25.98	56.92					
Series II	3	1.219	26.56	58.81	0.9	ABC	○		
		1.218	25.92	57.44					
		1.210	26.41	58.94					
	4	1.211	25.61	57.09	1.1	ABCB'CE	○		
		1.205	26.34	59.03					
	5	1.205	25.59	57.30	0.9	AB→A.C.	○		
		1.196	26.28	59.33					
		1.205	26.53	59.46					
		1.196	26.68	60.22					
		1.244	25.68	55.74					
		1.234	25.76	56.37					
		1.192	26.51	60.05					
1.184		26.82	61.75						
1.157		26.71	62.35	0.8				ABCDABCD	○
1.139		26.96	63.92						
1.117		25.48	61.61						
6	1.103	25.76	63.07	0.8	ADCB	○			
	1.146	26.87	63.32						
7	1.131	27.10	64.69	1.2	ADCBA	○			
	1.051	24.40	62.68						
	1.036	24.64	64.24						
	1.139	25.54	60.57						
	1.123	26.09	62.69						
	1.163	26.44	61.38						
	1.145	26.82	63.24						
	1.121	25.45	61.31						
	1.107	26.00	63.42						
	1.052	25.25	64.84				0.7	ABC→A.C.	○
1.039	25.54	66.36							
8	1.088	27.20	67.53	0.4	ABC→A.C.	○			
	1.062	27.32	69.48						
9	1.040	26.17	67.95	1.0	Aniso-Consol. from A	○			
	1.029	26.29	68.97						
10	1.122	25.51	61.41	0.9	AB→Aniso-Consol.	○			
	1.109	25.99	63.30						
	1.170	25.08	57.85						
	1.152	25.74	60.31						

Notation \* A; Stress point (p=20, S=49 kPa),  
 \*\* Ratio of strains from molded state to state A,  
 \*\*\* Circle means failure stress was measured,  
 A.C. (preceded by →); Axial Compression.

さまざまな応力径路をとらせる。

- b) 異方圧密試験 S と (q/q<sub>r</sub>) を一定に保ち, p を増加させる。ただし, q<sub>r</sub> は, 各 p に対応する破壊時主応力差。
- c) p 一定軸圧縮試験 上記 a) または b) の後, S と p を一定に保ち, q を増加させる。
- d) σ<sub>3</sub> 一定軸圧縮試験 S と σ<sub>3</sub> を一定に保ち, q を増加させる。
- e) ストレスプローブ試験 一定の応力径路を経て, 一定の応力状態に達した供試体群に, それぞれ相異なる方向への応力変化を与える。詳細は, 続編に譲る。

### 3. 等方応力下の含水比とひずみ

Fig. 4 は, 等方応力あるいは一次元圧密状態にある不飽和土の応力状態を, 横軸に [鉛直応力-間隙空気圧] 縦軸にサクシオンをとって表わしている。まず, 供試体

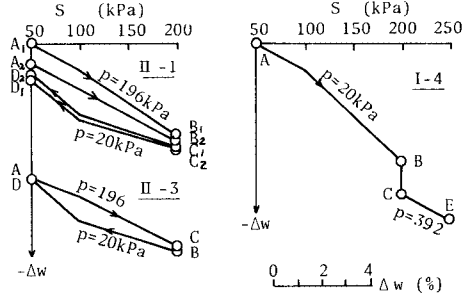


Fig. 6 Change in w with S (Examples).

の初期状態を点 1 に設定し, ここから応力を点番号が増大する方向に, さまざまな径路に沿って変化させ, 点 9 に到達したときの体積ひずみについては, 応力径路に影響されないことが確認されている<sup>7), 12)</sup>。次に, バーデンら<sup>7)</sup>は, 点 7 を出発点として 3 まで単調載荷する場合には, 先にサクシオンが増加する, 点 1 経由の方が点 9 経由より発生体積ひずみが小さいことを見出した。

これらの実験結果の特徴は, ひずみのかかなりの部分がサクシオンがゼロのところでは発生している。つまり典型的な不飽和状態とはいえない状態が主役となっていることである。そこで軽部<sup>8)</sup>は, サクシオンが 49 kPa より小さくならない径路, いわば Fig. 4 の点 4→1→3 あるいは 4→6→3 等の径路で等方単調載荷を行い, 体積ひずみについてはバーデンらと同じ結果を得, 加えて排水量は, 先にサクシオンが増加する径路の方が大きくなるとの結果を得た。

今回の等方応力試験の結果は, 次のとおりである。

#### (1) 供試体の初期状態と載荷径路

供試体の作成時の状態は, Table 1 の上段に示されている。三軸容器にセットされた供試体は, 排気非排水状態で 20 kPa の等方応力を数時間載荷され, 続いて U<sub>a</sub>=49, σ<sub>3</sub>=69 kPa が載荷されると同時に排水状態 (U<sub>w</sub>=0) とされた。つまり, (S, p, q)=(49, 20, 0) kPa の応力状態とされた。ただし, シリーズ II では試験機の機能上, q=3 kPa となった。以後, この応力状態を「A 点」という。A 点で 8 時間経過した時点の供試体の状態は, Table 1 の下段に示してある。表によれば, すべての供試体は作成時より圧縮し, また, I-3 以外の供試体は吸水した。その間の軸ひずみ ε<sub>1</sub> と半径ひずみ ε<sub>3</sub> を比較すると, 表に示すように, ε<sub>1</sub>/ε<sub>3</sub> の平均値は 1.1 となり, ほぼ等方的に挙動したといえる。その後, 供試体は A 点を起点として, 表に A~E で示されたさまざまな応力状態をたどられた。ただし, 記号は, Fig. 5 中の応力点を表わしている。これに応じる供試体の変位や含水比変化は, A 点を基準として百分率で表わすこととした。

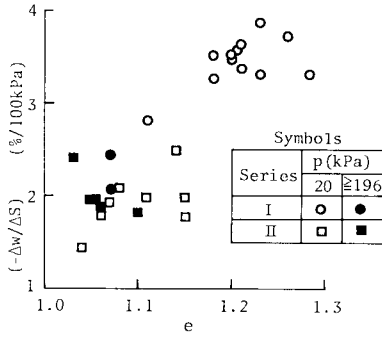


Fig. 7  $e$  influencing  $(-\Delta w/\Delta S)$ .

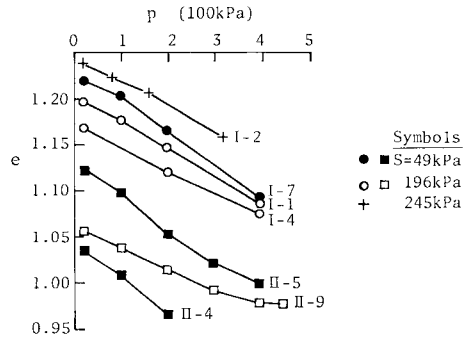


Fig. 10  $e$  vs  $p$  (Monotonic Loading).

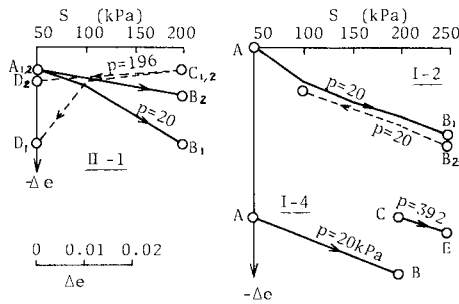


Fig. 8 Change in  $e$  with  $S$  (Examples).

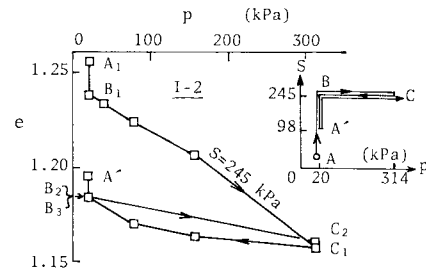


Fig. 11  $e$  vs  $p$  (repeated loading).

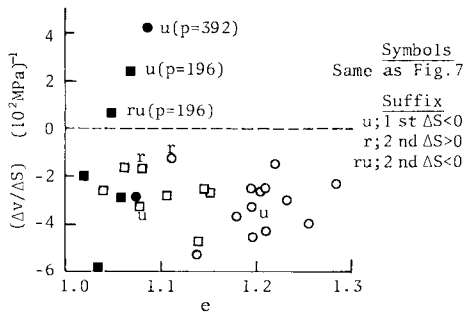


Fig. 9  $(\Delta v/\Delta S)$  plotted with  $e$ .

(2)  $S$  の変化に伴うひずみ等の特性

$S$  を変化させると含水比 ( $w$ ) が変化するが、両者の関係は、Fig. 6 に例示されるように弾性とみなせるようである。Fig. 7 は全供試体の  $(\Delta w/\Delta S)$  を間隙比 ( $e$ ) に対してプロットしたものである。 $p$  に無関係に、 $e$  が大きいほど排水しやすいことがわかる。

$S$  の変化は  $e$  にも影響する。Fig. 8 によれば、 $p=20$  kPa のもとでは、 $S \sim e$  関係は可逆的である (I-2) が、 $p=196$  kPa のときには、 $S$  を減少させても圧縮が起こる (II-1)。コラプスである。Fig. 9 は、 $S$  に関する体積圧縮率  $(\Delta v/\Delta S)$  を  $e$  に対してプロットしたものである。両者は無関係である。また、コラプス時を除けば、 $(\Delta v/\Delta S)$  は  $p$  にも影響されない。

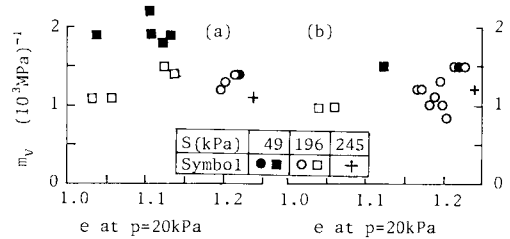


Fig. 12  $m_v$  plotted against  $e$ .

(a)  $p=20 \rightarrow 196$  kPa, (b)  $p=20 \rightarrow 392$  kPa

$S$  の変化に伴う縦横ひずみ比は、大きくばらついていたが、傾向として、①小さい  $p$  のもとでは等方的、②  $p$  が大きいときは、 $S$  の増加に対しては軸圧縮が、 $S$  の減少に対しては直径圧縮が、卓越していた。

(3)  $p$  の変化に伴うひずみ等の特性

$S$  を一定に保ち、 $p$  を処女荷荷 ( $A \rightarrow D$ ,  $B \rightarrow C$ ) したときの  $e \sim p$  関係は Fig. 10 に示されている。圧縮係数 ( $a_v$ ) は、 $S$  が小さいほど、また  $e$  が大きいほど大きくなることがわかる。Fig. 11 は、繰返し試験例である。

Fig. 12 (a) は、Fig. 10 の  $p=20$  から 196 kPa の区間における平均体積圧縮率 ( $m_v$ ) を表わしている。一方、(b) 図は、Fig. 10 の試験とは別に、 $p$  を 20 から 392 kPa まで比較的短時間のうちに荷荷した供試体の  $m_v$  である。これらの図に示した  $m_v$  が  $p$  と  $s$  にどのように影響されているかをまとめたのが Table 2 である。ただし、表

中の  $\bar{p}$  は、応力範囲の中央値を表わしている。この表は、後に 6. (3) で検討される。

次に、 $p$  の処女載荷に伴うひずみの異方性を調べたのが、Table 3 である。全般的に半径ひずみが大きい、この傾向は、 $s$  と  $p$  がともに小さい場合に顕著である。

$p$  が増加すると、排水も起こる。Fig. 13 (a) は、 $p$  の処女載荷に伴う  $w$  の減少過程を示している。 $s$  が小さい供試体は排水量が少ない。(b) 図は、繰返し試験例である。

(4) 応力径路の影響

不飽和土の場合、等方応力状態は  $s$  と  $p$  の 2 成分で記述されるから、任意の 2 つの応力状態の間には無数の応力径路が設定できる。応力径路がひずみ等に及ぼす影響を調べるために、Fig. 14 に示すループ試験を行った。供試体 II-1 と II-3 が、(a) 図に示すように、A 点から  $p$ ~ $s$  平面上を互いに逆回りさせられた。その間の  $e$  と  $w$  の変化が (b) 図と (c) 図に示されている。両図において、縦距差は、応力径路の違いの影響を表わすことになる。

両供試体とも、C 点までは  $s$  も  $p$  も単調増加しているが、C 点における  $e$  の減少量は、 $p$  が  $s$  に先立って増加した II-3 の方が大きく、逆に  $w$  の減少量は、 $s$  が先に増加した II-1 の方が大きい。この傾向は、A→B→C と載荷された他の 13 供試体と、A→D→C と載荷された他の 2 供試体を加えて総合的に比較することにより確認されている。次に、ループ 1 周後の残留量をみると、 $e$  については II-1 の方がわずかに多いのは、C→D 間のコラプスのためであろうか。一方、 $w$  はかなり弾性的である。II-1 の残留の原因は、A→B 間の  $e$  が C→D より大きいため、Fig. 7 に示した  $(-\Delta w / \Delta s)$  が、A→B 間の方が大きくなったためであろう。II-3 でもわずかに残留したのは、C→B 間で  $p$  が減少したにもかかわらず排水が起こったためである。同じ現象は、II-2 でもみられた。

(5) 等方応力下での力学的挙動の問題点

以上に述べた諸特性の大半は、常識に反しない。しかし、(3) の「 $s$  が小さい方が、 $p$  の増加に伴う排水量

Table 3 Average Strain Ratio ( $\Delta \epsilon_1 / \Delta \epsilon_3$ ) with First Loading.

Change in p	Series I		Series II	
	S=49	S=196	S=245	S=196
from 20 to 196	0.20 (1)	0.50 (3)	0.95 (1)	0.61 (5)
from 20 to 392	0.39 (1)	0.50 (9)	0.55 (1)	1.02 (1)
from 196 to 392	0.54 (1)	0.61 (3)	0.67 (1)	1.67 (1)
				0.63 (3)
				0.80 (2)
				0.99 (2)

Table 2 Value of  $m_v$ .

S (kPa)	$\times (10^{-4} \text{ kPa})^{-1}$	
	p (kPa)	(kPa)
49	1.9 (1)	1.5 (.79) (1)
	1.3 (0.68)	1.1 (.58) (78)

( ) ( ) Relative Values

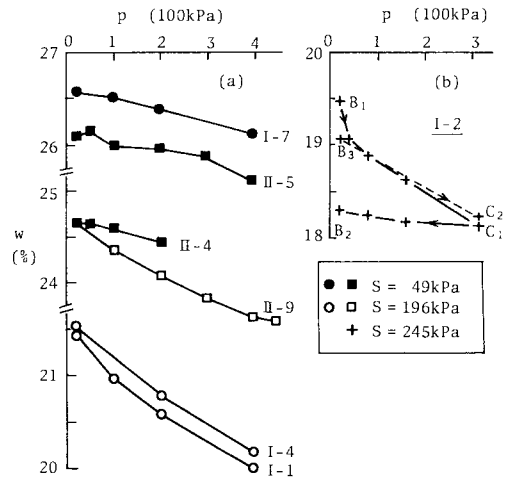


Fig. 13  $w$  vs  $p$  (a) Monotonic Loading, (b) Repeated Loading (Loading path is given in Fig. 11)

が小さい」ことと、(4) の「ループ試験において、C→B 間で排水が起こる」ことは注目されよう。(4) の原因は不明であるが、(3) については、一応次のように考えている。 $p$  が大きくなると土骨格が座屈して新しい粒子接点が生まれる。粒子接点はメニスカス水を要求するが、この場合、 $s$  が小さい方が接点当たりのメニスカス水量が多いので、吸水傾向が強くなる。したがって、通常の「圧縮=排水」という挙動が、より大きく相殺される。

4. 異方圧密特性

飽和土の応力-ひずみ関係が理論化されるうえで、異方圧密試験が果たした役割は大きい。しかし、不飽和土

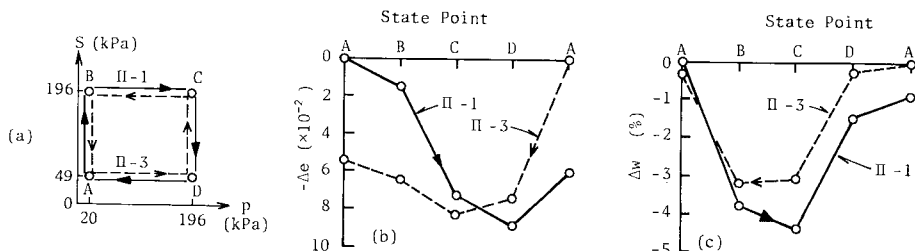


Fig. 14 Strains during Loop Test, (a) Stress Paths, (b) Change in Void Ratio, (c) Change in Water Content.

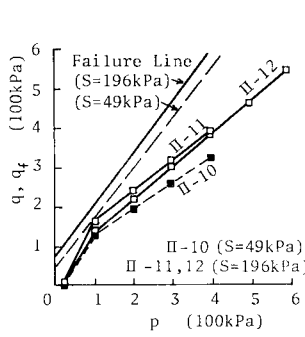


Fig. 15 Stress Paths in Anisotropic Consolidation.

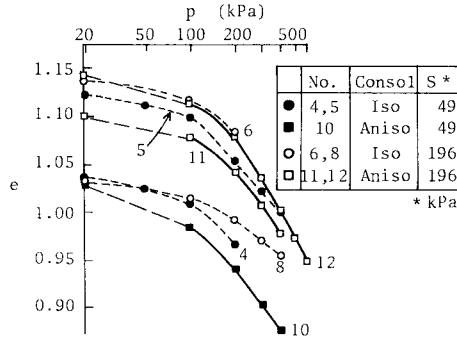


Fig. 16  $e-p$  curves from Consolidation Test (Series II).

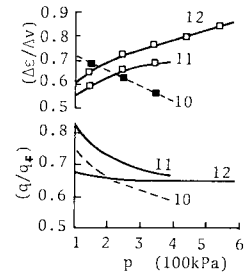


Fig. 17 Strain Ratio during Consolidation.

では、 $s$  を制御しつつ行われた異方圧密試験例はない。異方圧密とは、供試体を排水状態におき、 $(q/q_f)$  をを一定に保ちながら  $p$  を増加させる試験と定義できる。ただし、 $q_f$  は、任意の  $p$  に対応する破壊時の主応力差である。Fig. 15 は、3 個の異方圧密供試体の応力径路を、後述の軸圧縮試験から得られた破壊線 (Fig. 18 (a)) とともに示している。  $p=98$  kPa 以上が異方圧密範囲であり、 $(q/q_f)=(2/3)$  を目標値としたが、各試験とも破壊線が確立する前に行われたので、応力比は結果的に変動してしまった。

Fig. 16 は、異方圧密中の  $e \sim \log p$  関係を、これらに近い間隙比の等方圧密線とともに示している。供試体 II-8 (等方、 $s=196$  kPa) のほかは、 $C_e$  がほぼ等しいことがわかる。

Table 4 Failure Stress.

Specimen No.	Stress at Failure (kPa)			$(\Delta v / \Delta \epsilon)$ $P_f$	$q_f$ kPa	$(q_f / p_f)$	Remarks	
	$S_f$	$P_f$	$q_f$					
Series I	1	196	392	568-627 (588)	-32	556	1.42	*
	5	49	56	110	-6	104	1.86	$(\sigma_3 - u_a) = 20$ kPa
	6	196	78	157-176 (176)	+7	183	2.34	
	7	49	392	510-529 (529)	-53	476	1.215	*
	8	196	470	666-696 (675)	-28	647	1.35	Stress Probe Test at $q = 441$ kPa
	9	245	392	588-608 (598)	0	598	1.525	
Series II	4	49	196	289-299 (294)	-37	257	1.31	*
	5	49	392	392-490 (490)	-57	433	1.105	
	6	196	196	314-333 (328)	0	328	1.675	
	7	196	196	333-372 (358)	-14	344	1.755	Consolidated along A-D-C
	8	196	392	578-588 (588)	-91	497	1.27	*
	9	196	441	652-671 (652)	-56	596	1.35	
Series III	10	49	392	515-539 (539)	-44	495	1.26	Aniso. Consolidation
	11	196	392	510-529 (529)	0	529	1.35	

\*  $p$  was kept constant during axial compression

次に、せん断ひずみと体積ひずみの増分比  $(\Delta \epsilon / \Delta v)$  を検討する。正規圧密された飽和粘土では、異方圧密中のひずみ増分比は応力比で決まるとされている。今回の実験では、応力比が変動したという欠点はあるが、結果は、Fig. 17 (上半はひずみ比、下半は応力比) に示されている。  $s$  が小さい II-10 のひずみ比は、応力比と同じ動向を示しているが、  $s$  が大きい II-11, 12 では、ともに逆の動向を示している。

### 5. 軸圧縮強さと応力-ひずみ関係の実測値

フレンドラ<sup>9)</sup>は、次のせん断強度式を考えた；

$$\tau = c' + (\sigma - U_a) \tan \phi' + (U_a - U_w) \tan \phi^0 \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $\phi'$ 、 $\phi^0$ 、および  $c'$  は、強度定数。

彼らは、ビショップら<sup>10)</sup>の試験結果を解析して、上式が成立すると結論したが、解析図の精度は吟味されていない。なお、 $\tan \phi^0 = \chi \tan \phi'$  とおけば、式 (2) は、明らかにビショップの式 (式 (6)) に一致する。軽部ら<sup>1)</sup>は、三軸圧縮・伸張試験による破壊応力を  $(\sigma - U_a)$  に対してプロットし、サクシオンごとにポシュレフの破壊線を求めた結果、 $\phi_e$  は材料定数となり、 $c_e$  は  $S$  の関数となると結論した。しかし、三軸圧縮試験だけから  $\phi$  を求めると、 $\phi$  は  $S$  の増加に伴ってわずかに増大した。

#### (1) 破壊応力

破壊応力を求めた供試体は、Table 1 の最右欄に印を付けた 17 個であり、それらは、改めて Table 4 にまとめられている。表中、ストレスプローブ後のものは、履歴が複雑であるので解析の対象から外した。Table 4 の  $q_f$  欄の上段は、破壊が起こった段階と、その前段階の  $q$  である。下段 ( ) 内は、推定破壊応力である。推定の方法は、もし最終応力が 6 時間以上もちこたえられたものならば、それを破壊応力とし、6 時間未満ならば、それまでの各段階のひずみから外挿値を求めた。

Fig. 18 (a) は、 $p$  と推定  $q_f$  の関係を表わしている。

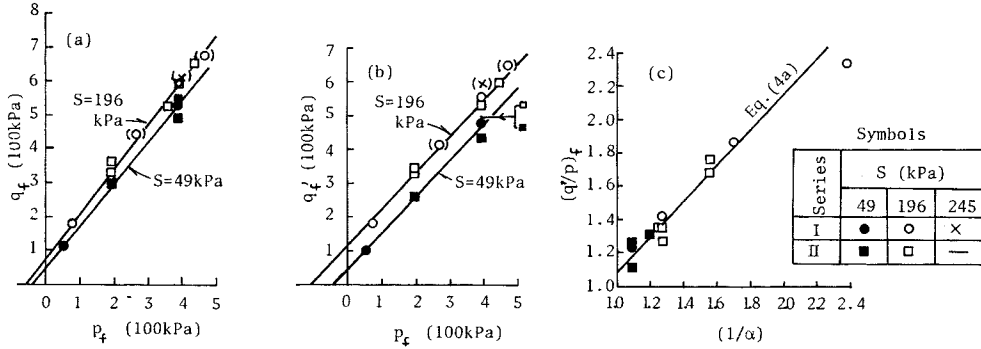


Fig. 18 (a) Observed Failure Stress, (b) Energy Corrected Failure Stress, (c)  $(q'/p)_f$  vs  $(1/\alpha)$

( ) で囲んだプロットは、ストレスプローブ後の破壊応力である。  $S=196$  kPa の破壊線は、  $S=49$  kPa のそれより  $q$  軸切片が大きだけでなく、勾配  $M$  も大きい。

Fig. 19 は、軸圧縮中の応力-ひずみ関係の測定例である。(b) 図からわかるように、多くの供試体は、破壊時に体積膨張している、このときのエネルギー式を考えると、まず、排水試験であるから、破壊時には弾性エネルギー増分と体積ひずみに伴う塑性仕事増分が無視できて

$$p\Delta v + q_r\Delta\epsilon = q'_r\Delta\epsilon$$

$$\therefore q'_r = q_r + p(\Delta v/\Delta\epsilon) \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 $q'_r$  は、ダイレイタンス補正後の主応力差とよばれている。この物理的意味は、土骨格の塑性仕事増分が  $\Delta\epsilon$  に比例すると仮定したときの観念上の主応力差であって、 $q_r$  より骨格のせん断特性を正確に反映していると考えられる。 $q'_r$  は、Table 4 のように求められた。 $q'_r \sim p_r$  のプロットは、Fig. 18 (b) のように分布したので、互いに平行な 2 本の直線をあてはめ、破壊線とした。したがって、

$$q'_r = M'[p + f(S)]$$

$$= M' \left[ 1 + \frac{f(S)}{p} \right] p = M' \left( \frac{1}{\alpha} \right) p \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $M'$  は、(b) 図の破壊線の勾配であり、 $f(S)$  は、破壊応力について、 $S$  を  $p$  に換算する関数であって、(b) 図の破壊線の横軸切片に等しい。これらの値は図上で、 $M'=1.08$ 、 $f(S)$  は、kPa 単位で、 $f(49)=39$ 、 $f(196)=108$  と読み取れる。また、 $\alpha$  は力学定数に及ぼすサクシヨンの影響を表わすパラメーターであって、式 (4) より、次のように定義される；

$$\left( \frac{1}{\alpha} \right) = \left[ 1 + \frac{f(S)}{p} \right] \dots\dots\dots (5)$$

これとは別に、式 (4) を  $p$  で割ると、

$$(q'_r/p) = M'(1/\alpha) \dots\dots\dots (4 \cdot a)$$

Fig. 18 (c) 中の実線は、上式を表わしている。一方、点群は破壊応力点であるが、これらは実線の近くに分布

している、式 (4) は成立していると判断される。

(2) ひずみの重ね合わせ

正規圧密粘土の間隙比は、応力径路によらず、現在の応力状態で決まるといわれている。一方、不飽和土のひずみ等は、3. (4) によれば、 $S \sim p$  面上の等方応力径路に影響された。しかし、それでもなお、 $S \sim p \sim q$  空間において  $S$  一定面上に拘束された  $p \sim q$  径路がひずみに影響するかどうかを検討する余地は残されている。

Fig. 20 (a) は、 $S=49$  kPa 面上の軸圧縮試験 (II-4, 5) と異方圧密試験 (II-10) の応力径路を表わしている。同様に、(e) 図は、 $S=196$  kPa 面上のそれらを表わしている。いずれの場合も、両試験の応力径路は、プロットの位置で交差している、交差点におけるひずみ等を、図 (b)~(d)、(f)~(h) のように比較した (ただし、

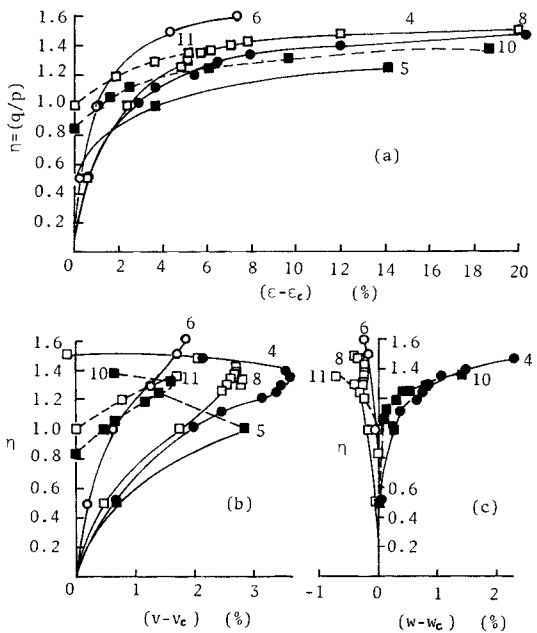


Fig. 19 Observed Strains during Shear (Series II) (a)  $\eta$  vs  $\epsilon$ , (b)  $\eta$  vs  $v$ , (c)  $\eta$  vs  $w$

図(e)~(h)では、異方圧密は2個行われたので、交差応力の中点の応力を仮想交差点とした。図中の折線は、異方圧密中の値であり、点は軸圧縮のものである。体積ひずみ(図(b),(f))と含水比(図(c),(g))については、径路依存性がみられないから、重ね合わせが成立するようである。

6. 有効応力仮説の提案

不飽和土を含む土一般を対象とした有効応力説はいくつか提案されているが、いずれも、ビショップの式  $\sigma' = (\sigma - U_a) + \chi(U_a - U_w) \dots \dots \dots (6)$

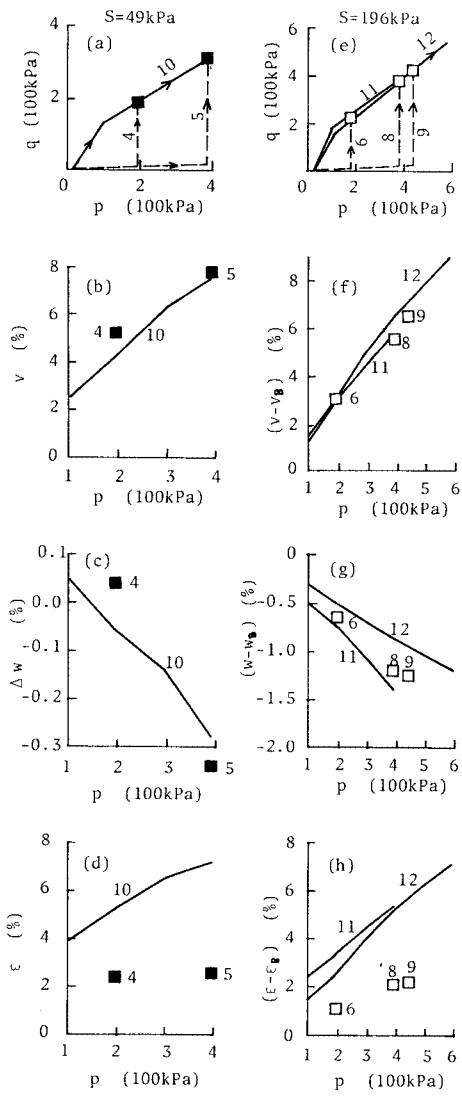


Fig. 20 Comparison with Strains in Anisotropic Consolidation and Axial Compression (a), (e) Stress Paths, (b), (f) Volumetric Strain, (c), (g) Water Content, (d), (h) Shear Strain. (Series II)

と同等であることが証明されており(たとえば、文献11)), その適用限界も明らかにされている<sup>12)</sup>。ただし、たとえば当初、式(6)中の $\chi$ を求めるには、「 $\phi'$ がサクシオンに影響されない」という仮定が必要であったが、後にブライト<sup>13)</sup>が、複数の供試体を互いに近いサクシオンや $p$ のもとで破壊させ、「その狭い応力範囲内では $\chi$ も $\phi'$ も不変」と仮定するだけで、それらを逆算する方法を提案するなど、係数の算定法については改良がはかられている。ここでは、次に説明する「複合有効応力仮説」を提案し、つづいて、それが有効応力としての要件を満たしているかを、前掲の実験結果により検討する。

(1) 複合有効応力仮説

有効応力は、次の2成分から成るものとする。

第1成分： $(\sigma - U_a)$

第2成分： $S = (U_a - U_w)$ , (サクシオン)

この成分は、含水比を直接に支配するのみならず、土質定数の値に影響する。また、両成分とも、飽和状態では、 $U_a = U_w$ とおかれる。

「複合有効応力説」を飽和土に適用すると、第1成分は、テルツァーギの有効応力説に一致し、第2成分は、ゼロという一定値となるので、土質定数が一定値をとることに帰する。

(2) 排水状態におけるせん断抵抗係数(M)

複合有効応力仮説に基づいて、せん断抵抗係数を定義する。式(3)と(4-a)から、 $q_r$ を消去すると、

$$q_r = \left[ M' \left( \frac{1}{\alpha} \right) - \left( \frac{\Delta v}{\Delta \epsilon} \right)_r \right] p \dots \dots \dots (7)$$

[ ]内は、せん断抵抗係数に等しいとおくと、

$$M = M' (1/\alpha) - (\Delta v / \Delta \epsilon)_r \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 $M$ は排水状態におけるせん断抵抗係数、 $M'$ はダイレイタンス補正後のせん断抵抗係数、 $\alpha$ は式(5)で定義される土質定数のパラメーターである。また、 $(\Delta v / \Delta \epsilon)_r$ は、ダイレイタンス係数であって、破壊時に体積変化しない、あるいは、収縮する場合はゼロとおかれる。ここで、ビショップの有効応力式(6)に基づくせん断抵抗角( $\phi'$ で表わすと、式(8)中の $M$ あるいは $M'$ の関係を検討すると、まず $M$ と $M'$ は $(\sigma - U_a)$ に基づいて定義されている点 $\phi'$ と根本的に違う。次に、 $M'$ は、ダイレイタンス補正後のせん断抵抗係数であるが、これは「サクシオンにかかわらず一定」と仮定されている。この点、上述のブライト<sup>13)</sup>も $\phi'$ をダイレイタンス補正しているが、彼は $\phi'$ を式(6)に基づいて定義しておきながら、補正計算は $\chi = 0$ と仮定して行っている。

(3) 等方応力状態における体積圧縮率

土の $e \sim \log p$ 関係が勾配 $-C_c$ の直線で表わされるならば、体積圧縮率 $m_v$ は、次式で与えられる；



$$m_v = \frac{0.434 C_c}{1+e} \frac{1}{p}$$

不飽和土では、 $p$ のかわりに、 $p+f(S)=(p/a)$ を用いるとすると、 $m_v$ は次のように書ける；

$$m_v = \frac{0.434 C_c a}{1+e} \frac{1}{p} \dots\dots\dots (9)$$

Table 5の各欄は、 $S$ と $p$ の組合せごとに $(a/p)$ を計算したものである。ただし、( )やく・>内の数値は、欄相互の相対値であり、 $e$ が大きく変動しない限り、 $m_v$ の理論値の相対値に等しい。一方、 $m_v$ の実測値と相対値は、Table 2に与えられている。したがって、両表の対応する欄の相対値が等しければ、理論値と実測値は一致するといえる。両表において、 $p$ を固定し、 $S$ の変化による相対値の変化をみると、両表は一致していることがわかる。しかし、 $S$ を固定し、 $p$ の変化による相対値の変化をみると、両表は一致していない。これは、Fig. 15の $e-\log p$ 関係の実測値が曲線であることからして、当然の不一致である。したがって、土の $m_v$ は、複合有効応力説によれば、一般に次のように記述される；

$$(m_{v1}/m_{v2}) = (\alpha_1/\alpha_2) \dots\dots\dots (9 \cdot a)$$

ただし、上式において、 $p$ は一定であり、 $S=S_1, S_2$ のときの $m_v$ と $\alpha$ を、それぞれ、 $(m_{v1}, \alpha_1), (m_{v2}, \alpha_2)$ と表わしている。

(4)  $p$ 一定軸圧縮過程におけるひずみ等

飽和土の $p$ 一定軸圧縮中のひずみは、 $\eta=q/p$ のみの関数となることが知られている。不飽和土では、前項と同様に、 $p$ のかわりに $p/a$ を用いるとすると、そのひずみ等を表わす関数は、 $\alpha\eta$ を含むこととなる。特にもし、それが $\alpha\eta$ のみから成っておれば、ビショップの有効応力が適用できることになる。関数型を求めるために、軸圧縮中の応力-ひずみ関係をいろいろな座標軸に対して描いてみた。Fig. 21は、それらのうちで最もばらつきが小さくなった場合を示している。各図を式で示すと、まず、せん断ひずみ式は；

$$(\epsilon - \epsilon_c) = \alpha^2 \cdot G_1(\alpha\eta) \dots\dots\dots (10)$$

ただし、 $G_1$ は、 $\alpha\eta$ のみの関数である。また、添字 $c$ は、軸圧縮過程の始点におけるひずみを表わす。

体積ひずみの図、Fig. 21 (b)は、ばらついているようにみえる。しかし、実測値のままでは、Fig. 19 (b)中の4, 5, 6, 8のようにばらついていたものが、統一化操作により、図幅の中央部にほとんど重なり合っていることからみて、次の式が成立していると思われる；

$$(v - v_c) = \alpha^2 \cdot G_2(\alpha\eta) \dots\dots\dots (11)$$

ただし、記号の説明は、式(10)に準ずる。

含水比変化は、Fig. 21 (c)に示すように、基本的にサクシオンに支配されるが、サクシオンが同じものは、

統一化操作によりほとんど重なり合うことがわかる。したがって、次のように式示できるであろう。

$$(w - w_c) = H(S) \cdot \alpha^2 \cdot G_3(\alpha\eta) \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 $H(S)$ は $S$ のみの関数であり、他の記号は式(10)に準ずる。

結局、ひずみ等を表わす関数は、 $\alpha\eta$ のみでなく $\alpha^2$ を

Table 5 Value of  $(a/p)$ .

S (kPa)	p (kPa)	
	108	206
49	6.8 (1)	4.1 (0.60) <1>
196	4.6 (.67)	3.2 (.46) <.77>

( ) < > Relative Values

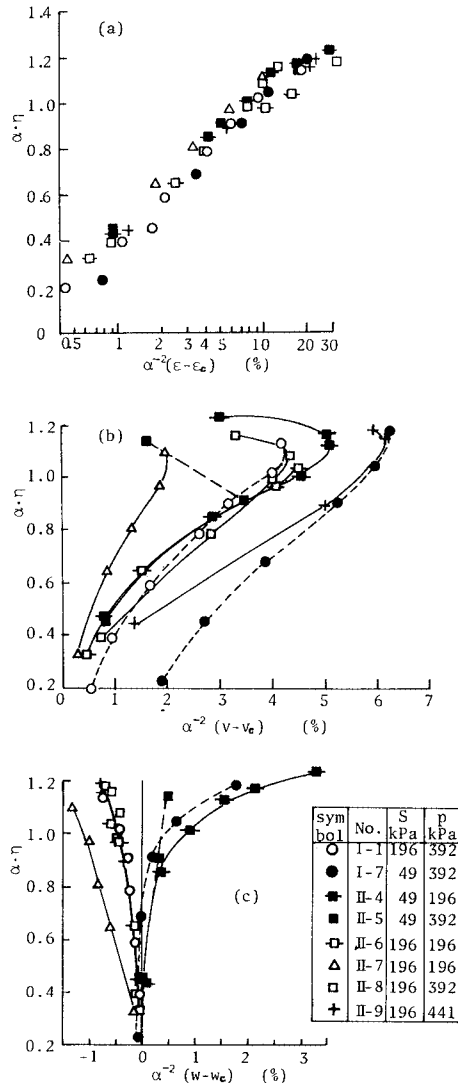


Fig. 21 Unified Stress-Strain Relationship (a) Shear Strain, (b) Volumetric Strain, (c) Water Content.

も含んでいるので、ビショップの有効応力式は適用できないことになる。

以上、複合応力仮説は、上述の検討範囲内では成立していること、また、力学定数のパラメーターとして、 $\alpha$ が重要な役割をもつことが示された。

### 7. 不飽和土の応力-ひずみ関係の概形

本章では、これまでに述べた解析から推測される定性的な応力-ひずみ関係を列記する。ただし、式の適用限界や、塑性論との関連については、ストレスプローブ試験を中心とした続編で検討する予定である。

#### (1) サクシオンが一定の場合

a) 体積ひずみ Fig.12 と式 (11) より、

$$v=[m_v p + \alpha^2 \cdot G_2(\alpha\eta)]_{\alpha_1}^{\alpha_2} \dots\dots\dots(13)$$

ただし、 $m_v$  は、式(9・a)により、 $\alpha$ に反比例する。 $G_2$ は、 $\alpha\eta$ のみの関数。

b) せん断ひずみ  $\epsilon$ には、応力径路依存性がある (Fig.20 (d), (h)). 特別の場合として、 $S$ と $p$ が一定の場合は、式(10)が成立する。

c) 含水比変化 Fig.13 および式(12)より、

$$\Delta w=[-m_w p + H(S) \cdot \alpha^2 \cdot G_3(\alpha\eta)]_{\alpha_1}^{\alpha_2} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 $m_w=[-\Delta(\Delta w)/\Delta p]$ であり、 $S$ とともに増大する。また、 $H$ は $S$ のみの関数で、 $S$ が小さいときは正、 $S$ が大きいときは負となる。

#### (2) サクシオンが変化する場合

この論文では、 $S$ は等方応力下でのみ変化させられているから、実験式も等方応力下のものに限られる。

a) 体積ひずみ 塑性状態では、

$$\Delta v=m_v \Delta p + [b - J(p)] \Delta S \dots\dots\dots(15)$$

ただし、 $b$ は正の係数で一定値、 $J$ は $p$ の増加関数である。上式において、[ ]内は、 $p$ が小さい範囲内では正となるので、 $(\partial v/\partial S)$ は正となるが、 $p$ が大きくなると[ ]内は負となり、 $S$ の減少に伴って圧縮が起こる。つまり、式(15)は、コラプスを表現できる。

弾性状態にあるときは、

$$\Delta v=m'_v \Delta p + b \Delta S \dots\dots\dots(16)$$

ただし、 $m'_v$ は弾性状態における体積圧縮率で、 $S$ の関数である。

b) 含水比変化 下式が常に成立する、

$$\Delta w=[-m_w p - K(e) S]_{\alpha_1}^{\alpha_2} \dots\dots\dots(17)$$

ただし、 $K$ は、Fig.7に示される $e$ の増加関数である。

### 8. ま と め

不飽和土の力学的性質を式で表わすために、締固め方法がわずかに異なる2シリーズの供試体を三軸圧縮状態下で、さまざまな径路に沿って試験した。試験結果を式示するにあたり、「複合有効応力」を提案し、これによって応力-ひずみ関係を定性的に記述した。

本文中、2.(1)の予備試験の部分は、松尾義弘氏(現・東洋建設)が、また、シリーズIの実験は、堤 肇氏(現・鴻池組)と稲継利昭氏(現・復建調査設計)が行ったものである。

最後ではあるが、本研究の遂行にあたり、常にご指導を賜った神戸大学 谷本喜一教授、および適切な助言を受けた同僚の田中泰雄氏に深謝を表する。

#### 参 考 文 献

- 1) 軽部大蔵・苗村康造・森田 登・岩崎哲雄：不飽和土の力学的性質に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，No.269, pp.105~119, 1978.
- 2) 松尾義弘：不飽和土用三軸試験機の基本設計と締固め土の構造異方性の特性，神戸大学卒業研究，1983.
- 3) 堤 肇：不飽和細粒土のストレス・プローブ試験，神戸大学修士論文，1984.
- 4) 堤 肇・軽部大蔵：不飽和カオリンのストレス・プローブ試験，第19回土質工学研究発表会，No.160, 1984.
- 5) 加藤正司：不飽和土の有効応力と力学定数，神戸大学修士論文，1985.
- 6) 加藤正司・勝山潤一・軽部大蔵：不飽和土の有効応力と力学定数，第20回土質工学研究発表会，No.172, 1985.
- 7) Barden, L., Mador, A. O. and Sides, G. R. : Volume change characteristics of unsaturated clay, Proc. ASCE, Vol.95, SM.1, pp.33~51, 1969.
- 8) Karube, D. : Effect of suction on soil behaviour, Proc. ARC-SMFE, pp.30~35, 1983.
- 9) Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A. : Shear strength of unsaturated soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.15, No.3, pp.313~321, 1978.
- 10) Bishop, A.W., Alpan, I., Blight, G.E. and Donald, I.B. : Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils, Proc. Colorado Conference, pp.503~532, 1960.
- 11) Blight, G.E. : Aspects of capillary model for unsaturated soils, Proc. ARC-SMFE, pp.3~7, 1983.
- 12) Jennings, J.E. and Burland, J.B. : Limitation to use of effective stress in partly saturated soils, Géotechnique, Vol.12, No.2, pp.125~144, 1962.
- 13) Blight, G.E. : Effective stress evaluation for unsaturated soils, Proc. ASCE, Vol.93, SM.2, pp.125~148, 1967. (1985.10.21・受付)