

締固めた不飽和粘性土の三軸圧縮条件下における 応力緩和とその応用*

STUDIES ON THE STRESS RELAXATION OF COMPACTED UNSATURATED
COHESIVE SOILS UNDER TRIAXIAL COMPRESSION AND ITS APPLICATION
TO ENGINEERING PRACTICE

藤 本 廣**
By Hiroshi Fujimoto

1. ま え が き

土質工学上の実際問題で、応力緩和というレオロジカルな現象が重要な一因をなしていると考えられるものの中に粘性土の土圧の経時変化がある。この問題は、構造物に対する土圧の作用機構の点から、(1) 粘性土中のトンネル土圧と、(2) 擁壁などに作用する水平方向土圧とに分けられるが、現在までのところ、前者に対しては村山・松岡の研究^{1),2)}があるのみで、後者に対しては D. W. Taylor の定性的な示唆程度の説明³⁾と S. Vidmar の室内実験による現象論的な報告⁴⁾があるにすぎない。

一方、応力緩和を含めた粘土の基礎的なレオロジ的性質については、すでに村山・柴田の一連の研究^{5)~8)}があるが、このほかにも、Tan Tjong-Kie⁹⁾, S.S. Vialov¹⁰⁾, R.L. Kondner¹¹⁾ あるいは J. Folque¹²⁾ なども一応、応力緩和についての実験結果を報告している。しかしながら、これらの研究で締固めた不飽和粘性土を対象としているものは R.L. Kondner と J. Folque の研究のみで、ほかはすべて飽和粘土についての実験によるものである。

ところで、締固めた不飽和粘性土の応力-変形関係については、その有効応力表示の困難性という問題点はあるが、それはともかくとして、実験的には不飽和粘性土の応力-変形特性が過圧密粘土のそれに類似しているということは一般に認められている事実であり¹³⁾、著者もその点をせん断時の体積変化性状の面から確かめている¹⁴⁾。したがって、締固めた不飽和粘性土の応力緩和特性が乱さない飽和正規圧密粘土のそれとはかなり異なるものであろうということは容易に想像され、盛土材料な

どとしての粘性土のレオロジ的性質を解明するうえからも、その基礎的研究の必要性はいうまでもあるまい。

このような観点から、著者もこの数年来粘土の応力緩和機構についての理論的考察や^{15)~17)}、一軸圧縮条件下における締固めた不飽和粘性土の基礎的な緩和特性に関する研究結果¹⁸⁾を報告してきたが、その後、逐次、三軸圧縮条件下における緩和性状や、特殊な応力緩和実験による実際問題への応用性などについても研究を進めてきた^{19)~23)}。特に、応用面については、前記 Taylor の示唆に基づいて擁壁に作用する粘性土の水平方向土圧の経時変化機構と、特殊な緩和実験による不飽和粘性土の変形過程におけるせん断抵抗成分の変動とについて理論的ならびに実験的考察を行なった。

本文では、三軸圧縮条件下におけるこれら一連の研究結果を、文献 18) の続報としてまとめて報告することにした。

2. 試料と実験方法

試料として、文献 18) で説明したように、粘性土の応力緩和性状に対する粘土鉱物学的組成の影響が無視できないことを考慮して、この実験でも栃木県産の関白カオリン、市販のベントナイト、宮崎県産の池内粘土ならびに油津港岸壁の裏込め土の計 4 種の粘土を採用した。それらの物性を Table 1 に、粒度曲線と締固め曲線とをそれぞれ Fig. 1 と Fig. 2 に示す。

供試体は、カオリンとベントナイトおよび油津裏込め土については各試料の締固め曲線の乾燥側(記号: DS)、最適含水状態(記号: OMC)ならびに湿潤側(記号: WS)の 3 種類、池内粘土については乾燥密度一定で飽和度のみが変化するようにして 3 種類、計 12 種類とし、いずれもあらかじめ計算した所要量の気乾試料と蒸留水を混合して静的に締固めて整形した。Table 2 は供試体作製規準である。整形した供試体は含水比が変動しない

* 土木学会第 20 回, 第 21 回, 第 22 回年次学術講演会ならびに昭和 42 年度土木学会西部支部研究発表会で部分的に発表。

** 正会員 工博 宮崎大学教授 工学部土木工学教室

Table 1 Physical properties and clay minerals of soil samples.

	Specific gravity	Grading			Clay mineral	Consistency		Activity	Compaction characteristics			
		>74 μ (%)	5~74 μ (%)	<5 μ (%)		LL (%)	PI (%)		OMC (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)	S_r at OMC (%)	e_{min}
KANPAKU-Kaolin	2.69	0	8.0	92.0	Kaolinite	52.8	25.6	0.28	31.0	1.420	93.3	0.90
Bentonite	2.40	0	7.0	93.0		Montmorillonite	468.5		431.8	4.64	54.0	1.018
IKEUCHI-Clay	2.72	13.0	50.4	36.6	Montmorillonite (Allophane)	58.4	34.4	0.94	23.5	1.580	88.7	0.72
ABURATSU back-fill soil	2.67	47.0	28.6	24.4	(?)	47.8	21.5	0.88	20.6	1.656	90.0	0.61

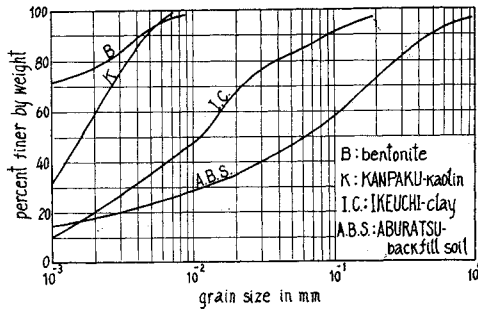


Fig. 1 Grain size accumulation curves of soil samples.

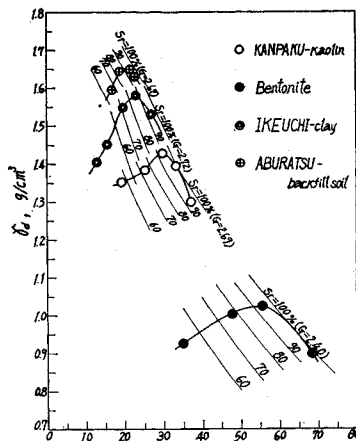


Fig. 2 Compaction curves of soil samples.

Table 2 Criteria for preparing specimens.

Soil samples	Stages of compaction	Water contents w (%)	Dry density γ_d (g/cm ³)	Degree of saturation S_r (%)
Kaolinite	DS	25.0 \pm 1.0	1.370 \pm 0.01	70.0 \pm 1.0
	OMC	31.0 \pm 1.0	1.420 \pm 0.01	93.0 \pm 1.0
	WS	35.0 \pm 1.0	1.360 \pm 0.01	96.0 \pm 1.0
Bentonite	DS	34.0 \pm 1.0	0.990 \pm 0.01	57.0 \pm 1.0
	OMC	51.0 \pm 1.0	1.010 \pm 0.01	90.0 \pm 1.0
	WS	66.0 \pm 1.0	0.880 \pm 0.01	93.0 \pm 1.0
ABURATSU back-fill soil	DS	17.0 \pm 1.0	1.600 \pm 0.01	70.0 \pm 1.0
	OMC	21.0 \pm 1.0	1.660 \pm 0.01	90.0 \pm 1.0
	WS	24.0 \pm 1.0	1.600 \pm 0.01	95.0 \pm 1.0
IKEUCHI Clay	γ_{dmax}	20.8	1.575 \pm 0.01	78.0 \pm 1.0
	"	22.8	1.575 \pm 0.01	85.0 \pm 1.0
	"	26.7	1.575 \pm 0.01	100.0 \pm 1.0

ようにゴムスリーブで包んで湿気箱に 48 時間静置した後実験に使用した。供試体の寸法は高さが平均 70.0 mm で直径の平均は 33.4 mm であった。

実験装置 (三軸圧縮試験兼用レオメータ) は文献 18) で既述したので詳細は省略するが、その後、載荷装置を圧縮速度が 0.013~1.67 mm/min の範囲内で無段変速できるように改良してある。Fig. 3 に装置の概要を示す。

実験はすべて非排水条件の下で以下に示す 5 種類のテストシリーズについて行なった。

(1) テストシリーズ-A

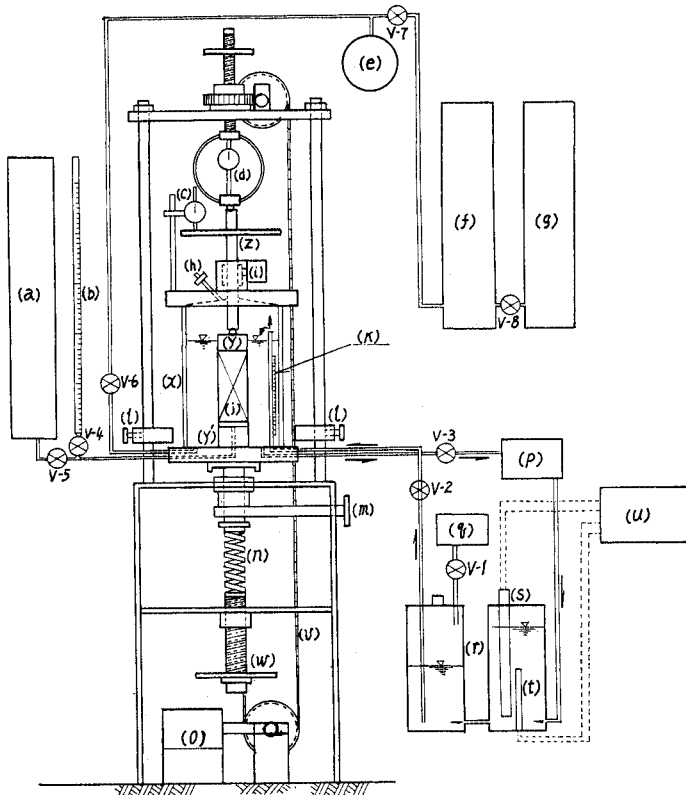
これは、三軸圧縮条件下における応力緩和性状に液圧 (最小主応力) σ_3 と飽和度 S_r とがいかなる影響をおよぼすかを検討するための基礎的な緩和実験である。緩和中、液圧は一定 ($\sigma_3=0.5, 1.0, 1.5$ および 2.0 kg/cm^2 の 4 種) とし、一定ひずみ $\epsilon_0=1.0\pm 0.3\%$ を瞬間的に供試体を与えて軸差応力 $P_d(t)=\sigma_{1(t)}-\sigma_3$ の経時変化を計測する。

(2) テストシリーズ-B

一般に応力緩和の理論は、時間 $t=0$ なる初期条件の下で、瞬間的に供試体与えた一定ひずみ ϵ_0 に応じて生じた応力の経時変化という現象に対して考えられているものである。しかし、実際問題として ϵ_0 が時間 $t=0$ で与えられるということはほとんどないと考えられる。そこで、 ϵ_0 を与えるひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と緩和性状との相関性を実験的に検討する目的で次の方法を採用した。すなわち、緩和中の液圧は一定とし、 $\sigma_3=0$ と $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ の下で、 ϵ_0 を $\dot{\epsilon}=0.66\%/min$ と $2.40\%/min$ の 2 種のひずみ速度で与え、ひずみが $\epsilon_0=1.0\%$ に達したら変形を一定に保ち軸差応力 $P_d(t)=\sigma_{1(t)}-\sigma_3$ の経時変化を計測する。

(3) テストシリーズ-C

これは、緩和中の液圧変動に伴う緩和現象の変化を検討する目的で採用した方法である。すなわち、初めに $\sigma_3=2.0 \text{ kg/cm}^2$ の下で一定ひずみ $\epsilon_0=1.0\%$ を瞬間的に供試体与えて緩和を計測する。計測開始後、時間



- (a) Apparatus for measuring pore water pressure
- (b) Burette for measuring volume change of saturated specimen
- (c) Dial gauge for measuring strain
- (d) Load cell or proving ring
- (e) Pressure gauge or Hg-manometer
- (f) Apparatus for measuring volume change of unsaturated sample
- (g) Apparatus for controlling cell pressure
- (h) Air release valve
- (i) Apparatus for rotating piston bush
- (j) Soil specimen
- (k) Thermometer
- (l) Fitting metal for controlling strain
- (m) Control lever for giving strain
- (n) Spring
- (o) Governor and motor
- (p) Rotary pump
- (q) Air compressor
- (r) Pressure tank
- (s) Thermo-stat
- (t) Heater
- (u) Relay switch board
- (v) Loading chain
- (w) Spring control handle
- (x) Triaxial cell
- (y) Loading cap
- (z) Pedestal
- (V-1~V-8) Valve

Fig. 3 Diagrammatic layout of the apparatus.

$t=1, 10, 50$ および 150 分で σ_3 を 2.0 kg/cm^2 から 0.5 kg/cm^2 ずつ低下させ、その間の緩和を継続して記録する。

(4) テストシリーズ-D

テストシリーズ-C の σ_3 低下に対して、これは σ_3 を上昇させるもので、初めに $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ の下で瞬間的に一定ひずみ $\epsilon_0=1.0\%$ を供試体に与えて緩和を計測する。計測開始後、時間 $t=10$ 分の時点で σ_3 を 0.5 kg/cm^2 から 1.5 kg/cm^2 に上昇させ、その後は緩和が終局状態に達するまで計測を継続する。

(5) テストシリーズ-E

これはテストシリーズ-B とCとを組合せた特殊な実験で、通常の三軸圧縮試験で求められる応力-ひずみ曲線のピーク以前の種々な変形段階におけるひずみを一定ひずみとして、それに対応する緩和性状と σ_3 低下に伴う緩和性状変動との相関性を検討するためのものである。すなわち、まず、所定の液圧 (カオリンで $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$, ベントナイトで $\sigma_3=2.0 \text{ kg/cm}^2$, 油津裏込め土で $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$) の下でひずみ速度 $\dot{\epsilon}=0.66\%/min$ によって非排水三軸圧縮試験を行なって応力-ひずみ曲線を求め、その応力-ひずみ曲線上の適当なひずみ段階を数点選定する。次に、同一物性の新しい供試体に、三軸試験の場合と同一条件の下で先に選定した各変形段階のひずみを一定ひずみ ϵ_{p0} として与え、これに伴う軸差応力の緩和を計測する。さらに、この緩和途中の適当な時点で液圧 σ_3 を 0.5 kg/cm^2 だけ低下させ、この σ_3 低下に対応する緩和現象の変動を継続して測定する。この場合、変形段階の高いところ (破壊ひずみ ϵ_f に近い ϵ_{p0}) では、供試体が σ_3 の低下に伴ってそのまま破壊することがある。そのような場合には、再度同一物性の新しい供試体を用いて破壊が起こらない程度に σ_3 の低下率を下げ緩和が継続するようにして再実験する。ところで、このテストシリーズの目的は先述したとおりであるが、その実験データの解析に、7.(1) で後述するように J.H. Schmertmann の提案している CFS テストあるいは IDS テスト^{24)~26)} の解析手段を援用すれば、多くても2本の供試体をもって不飽和粘性土の変形過程に

おけるせん断抵抗成分の変動を追求しうる可能性のあることが確かめられている。

以上のテストシリーズについては、すべて、実験中の供試体温度を付属の恒温水循環装置により $30 \pm 0.1^\circ\text{C}$ に保って温度変化の影響を取り除くようにした。

3. 基礎的な応力緩和性状と最小主応力 (液圧 σ_3) との関係

実験で計測される軸差応力 $P_d(t)=\sigma_1(t)-\sigma_3$ の経時変化は、村山・柴田の式⁹⁾と結果的には同形であるが著者が力学模型によらないで別途に誘導した次式²³⁾で表わさ

れる。

すなわち、

$$P_{d(t=0)} = E_{r1} \cdot \epsilon_0 > P_{d(t)} \geq \frac{E_{r1} \cdot E_{r2}}{E_{r1} + E_{r2}} \left[\epsilon_0 \left(1 + \frac{2 E_{r1}}{\bar{B} E_{r2}} \right) + \frac{\sigma_0}{E_{r2}} \left(1 - \frac{2}{\bar{B}} \right) \right] \dots\dots\dots (1)$$

なる条件の下で、

$$P_{d(t)} \approx \frac{E_{r1} \cdot E_{r2}}{E_{r1} + E_{r2}} \left[1 - \frac{E_{r1}}{\bar{B} E_{r2}} \ln(B_3 \cdot t) \right] \epsilon_0 \dots\dots\dots (2)$$

また緩和が終局状態に達したときの残留軸差応力 P_{dc} は

$$P_{dc} = P_{d(t \rightarrow \infty)} = \frac{E_{r1} \cdot E_{r2}}{E_{r1} + E_{r2}} \epsilon_0 \dots\dots\dots (3)$$

以上の式で、 \bar{B} と B_3 はレオロジー定数、 E_{r1} は初期瞬間弾性率、 E_{r2} は著者が粘土骨格の構造弾性率と称しているもので、村山・柴田が提案した力学モデル中のVoigt要素のスプリングの弾性率に相当する。 σ_0 は下限降伏値である。

かくして、テストシリーズ-A によって求められた応力緩和曲線の代表例を示すと Fig. 4 (a), (b) のごとくである。Fig. 4 (a) はカオリンとベントナイトの $P_{d(t)}$ の経時変化を示し、Fig. 4 (b) は油津裏込め土の緩和弾性率、つまり

$$E_{dr(t)} = \frac{P_{d(t)}}{\epsilon_0} \dots\dots\dots (4)$$

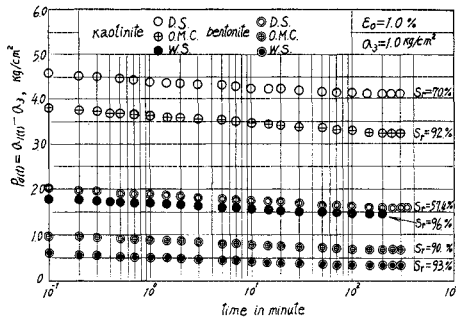


Fig. 4 (a) Relaxation curves of kaolinite and bentonite by means of test series-A.

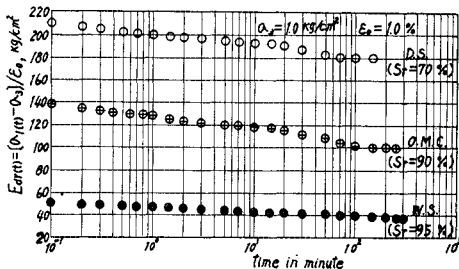


Fig. 4 (b) Relaxation curves of ABURATSU-back-fill soil by means of test series-A.

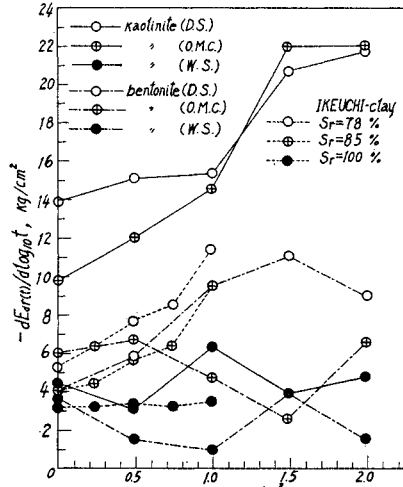


Fig. 5 Relation between relaxation spectrum and cell pressure σ_3 by means of test series-A.

の経時変化を示したものである。いずれも $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合のもので、飽和度 S_r をパラメータとしてある。これより、 σ_3 一定の三軸圧縮条件下の緩和も、既報¹⁸⁾の一軸圧縮条件下の場合と同様に条件式 (1) の範囲内では、式 (2) で示されるように軸差応力が時間の対数に対して直線的に緩和することが確認される。また、この範囲における緩和曲線の勾配、すなわち、軸差応力の緩和速度と緩和弾性率の緩和速度（緩和スペクトル）とはそれぞれ次式で表わされることになる²³⁾。

$$\frac{dP_{d(t)}}{d \log_{10} t} = \frac{2.303 E_{r1}^2}{\bar{B} (E_{r1} + E_{r2})} \epsilon_0 \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{dE_{dr(t)}}{d \log_{10} t} = \frac{d \left[\frac{P_{d(t)}}{\epsilon_0} \right]}{d \log_{10} t} = \frac{2.303 E_{r1}^2}{\bar{B} (E_{r1} + E_{r2})} \dots\dots\dots (6)$$

図-5 は、テストシリーズ-A によるカオリンとベントナイトならびに池内粘土の緩和スペクトルと σ_3 との関係に飽和度 S_r をパラメータとしてプロットしたものである。この図から一般的傾向として、緩和スペクトルの値は S_r が低いほど、そして σ_3 が大きくなるほど増大し、一方、飽和状態に近い供試体では、緩和スペクトルは σ_3 にほとんど影響されないという傾向が認められる。これらの一般的傾向は、先に著者が提案した粘土の応力緩和機構についての微視的説明^{15)~18), 23)}、すなわち、粘土の応力緩和とは、ひずみ一定の条件下で単位変形機構*に作用する有効応力成分によって蓄積されたひずみエネルギーが粘土粒子の結合エネルギー以上になると粘土粒子のずれ (slipping or leaping) をじゃっ起し、そのずれに伴って吸着水層の粘性抵抗のためにひず

* 著者は以前に吸着水層を介した粘土粒子の平面部と縁端部との接触点を単位変形機構として提唱している^{15)~18), 23)}。

みエネルギーが熱エネルギーとして消散していく過程である、という仮説を前提とすれば次のように説明することができる。すなわち、低飽和度で低密度の供試体の骨格構造は一般に σ_3 によって等方圧縮されやすく、そのために骨格構造に変化を生じて単位変形機構における粘土粒子間距離が小さくなり、活性化される単位変形機構の数が σ_3 の増大に応じて増える可能性がある。したがって、低飽和度、低密度の供試体では、結局、 σ_3 の増大に伴って単位時間当りの有効応力成分の熱エネルギーとしての消散率が高くなると考えられるので、その結果応力の緩和速度、つまり緩和スペクトルが σ_3 の増大に応じて大きくなるものと推測される。

これに対して、高密度でしかも飽和状態に近い供試体が非排水条件下にある場合には、 σ_3 の等方圧縮による体積変化はほとんど無視できるくらいに微小となり、骨格構造に変化が生じないと同時に σ_3 が増大しても間げき水圧が高くなるのみで有効応力には変化が生じないので、結局、応力の緩和速度あるいは緩和スペクトルには σ_3 が影響しないということになる。

Fig. 6 は、テストシリーズ-A によって求められたカオリンとベントナイトならびに池内粘土の軸差応力の緩和率、つまり、初期軸差応力 P_{d0} に対する応力緩和量 ($P_{d0} - P_{dc}$) の百分率と σ_3 との関係を示したものである。ただし P_{dc} は緩和が終局状態に達したときの残留軸差応力である。図から、応力緩和率は σ_3 が増大するにつれて低くなり、さらに、同一 σ_3 の下では密度が一定なら飽和度が高い供試体ほど緩和率が高くなるといった傾向が認められる。前者の傾向は、Fig. 5 で推察したように、低飽和度で低密度の供試体ほどその骨格構造の圧縮性によって σ_3 の影響を受けて緩和速度は速くなる

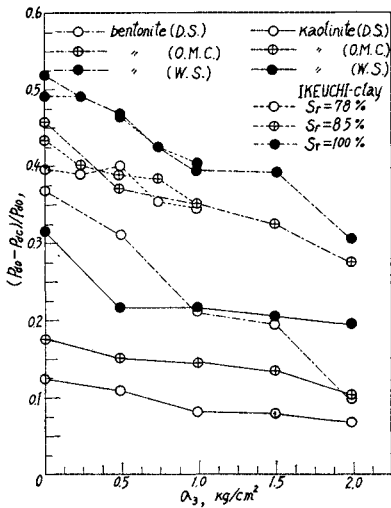


Fig. 6 Relation between relaxation ratio of stress and cell pressure σ_3 by means of test series-A.

が、それに伴って粘土粒子間の拘束も同時に強くなるために単位変形機構における粘土粒子がずれたのちの再結合が比較的短時間でなされるのではないかと推測される。したがって、全体的にみた場合、緩和速度は速いが比較的短時間で緩和が終局状態に達して、結果的には σ_3 の増大に起因する P_{d0} の増加割合よりも P_{dc} の増加割合の方が大きくなるからではないかと考えられる。

4. 初期定ひずみを有限なひずみ速度で与えた場合の応力緩和

Fig. 7 は、テストシリーズ-B による軸差応力の緩和

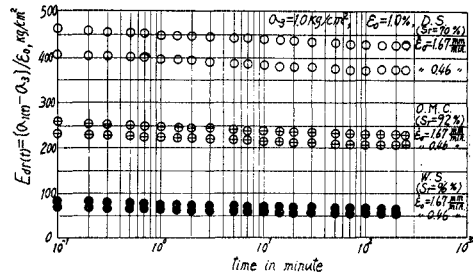


Fig. 7 Relaxation curves of kaolinite by means of test series-B.

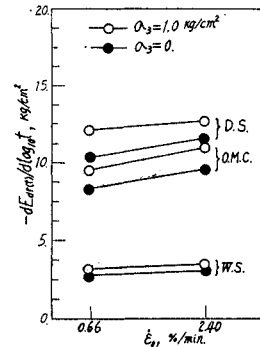


Fig. 8 (a) Relation between relaxation spectrum and initial strain rate of kaolinite by means of test series-B.

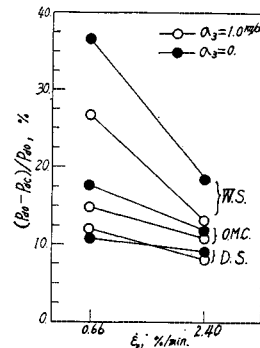


Fig. 8 (b) Relation between relaxation ratio of stress and initial strain rate of kaolinite by means of test series-B.

曲線で、代表例としてカオリンの $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合を示してある。これにより、初期の一定ひずみ ϵ_0 を瞬時的 (時間 $t=0$) にでなく、有限なひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0$ (平均 $0.66\%/min$ と $2.40\%/min$) で与えても応力緩和現象の起こることが確認される。

Fig. 8 (a) と **Fig. 8 (b)** は、テストシリーズ-B によって求められたカオリンの緩和スペクトルと $\dot{\epsilon}_0$ との関係ならびに軸差応力の緩和率と $\dot{\epsilon}_0$ との関係をそれぞれ示したものである。**Fig. 8 (a)** から、緩和スペクトルは $\dot{\epsilon}_0$ が大きくなるほどわずかながら大きくなり、同じ $\dot{\epsilon}_0$ の場合には σ_3 が大なるほど、また飽和度が低いものほど大きくなる傾向のあることが一応認められる。一方、**Fig. 8 (b)** から、軸差応力の緩和率は $\dot{\epsilon}_0$ が大きくなるほど低く、同じ $\dot{\epsilon}_0$ の場合には飽和度が低いものほど低いという傾向が認められる。

Fig. 8 (a) の傾向は、Boltzmann の粘弾性体の記憶現象に関する基礎方程式²⁷⁾によって次のように説明することができる。すなわち、いま、供試体が時間 $t=0$ から連続的にひずみ $\epsilon(t_r)$ を与えられるとすると、時間 $t=t$ における軸差応力は、緩和弾性率を E_{dr} とすれば重量原理により次式で表わされる。

$$P_d(t) = E_{dr} \epsilon(t) - \int_0^t f(t-t_r) \epsilon(t_r) dt_r \dots\dots (7)$$

上式で、 f は記憶関数と称され、 $f(t-t_r)$ は $(t-t_r)$ の単調減少関数で以前に受けた変形の影響の現在における残留程度を示す正の関数である。ところで、テストシリーズ-B の実験では、一定ひずみ $\epsilon_0=1.0\%$ は時間 $t=0$ から一定のひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0$ でもって供試体に与えられる。したがって $t \geq 0$ に対して $\epsilon(t) = \dot{\epsilon}_0 t$ ならびに $\epsilon(t_r) = \dot{\epsilon}_0 t_r$ であるから、これらを式 (7) に代入すれば、

$$P_d(t) = \left[E_{dr} t - \int_0^t f(t-t_r) t_r dt_r \right] \dot{\epsilon}_0 \dots\dots (8)$$

となる。上式によれば $P_d(t)$ は $\dot{\epsilon}_0$ が大なるほど大きくなる。一方、活性化する単位変形機構の数は初期応力の大小に応じて増減すると考えられるので、その結果、有効応力成分によって単位変形機構に蓄積されたひずみエネルギーが粘土粒子のずれに伴って熱エネルギーとして単位時間に消散する割合、つまり緩和速度は結局 $\dot{\epsilon}_0$ が大なるほど速くなるものと推察される。

5. 最小主応力 (液圧 σ_3) の変動を伴う場合の応力緩和

(1) σ_3 を緩和中に低下させた場合

Fig. 9 はテストシリーズ-C によるカオリンの緩和曲線で、図中に矢印で示した σ_3 の数値は、

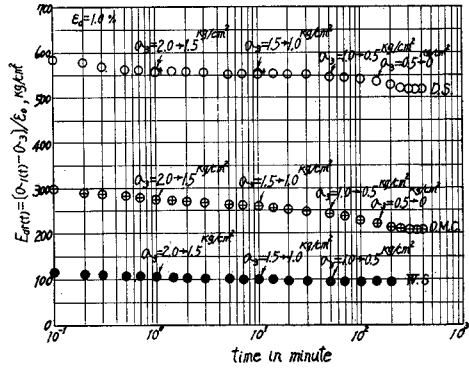


Fig. 9 Relaxation curves of kaolinite by means of test series-C.

その時点における σ_3 の低下量を表わしたものである。これより、 σ_3 低下の各段階においても緩和が依然として継続されることが認められたが、その際、図中に上向きの矢印で示したように、 σ_3 低下の瞬間に軸差応力 $P_d(t) = \sigma_1(t) - \sigma_3$ の観測値がいったんわずかに増大した後、あらためて緩和が定常的に継続するという現象が認められた。しかも、このような現象は低飽和度の供試体ほど著しいという傾向を示していた。この σ_3 の変化に対応した $P_d(t)$ の瞬間的な変動は、まったく逆の現象として後述のテストシリーズ-D (σ_3 増加) の実験においても認められた。このような現象は、 σ_3 の増減に応じた不飽和土の体積変化にも一部起因するであろうが、それ以上に、供試体の外的条件の変動に対応する内部応力の平衡状態の維持ということに、より重要な原因があるようである。この点については次節で詳細に考察する。

(2) σ_3 を緩和中に増大させた場合

Fig. 10 はテストシリーズ-D による緩和曲線の代表例で、カオリンのものである。これは、はじめ $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ の下で $\epsilon_0=1.0\%$ を瞬時的に与えた後の緩和段階で、時間が 10 分経過したときに σ_3 を 0.5 kg/cm^2 か

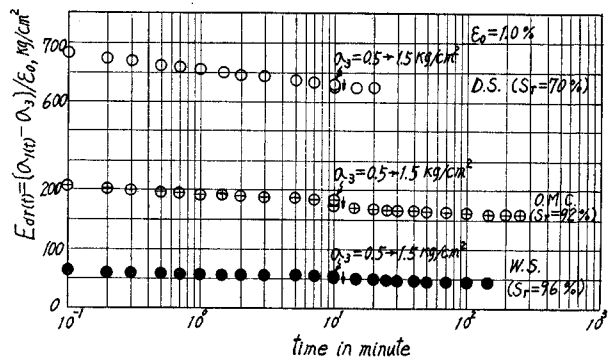


Fig. 10 Relaxation curves of kaolinite by means of test series-D.

ら 1.5 kg/cm² に上昇させた場合のものである。図中、下向きの矢印は、テストシリーズ-C の場合とは逆に、 σ_3 の上昇に伴って瞬間的に $P_d(t)$ がいったんわずかに低下したことを示している。

ここで、上述のような緩和中の σ_3 の増減に応じた軸差応力 $P_d(t)$ の変動について若干の考察をしてみる。いま、一定のひずみ条件の下で、液圧 σ_{3c} の第1段階の緩和途中における供試体の軸方向主応力を $\sigma_{1(t)c} = P_d(t)c + \sigma_{3c}$ とし、 $\pm \Delta\sigma_3$ なる液圧の増減に対応して $\sigma_{1(t)c}$ が $\sigma_{1(t)s} = P_d(t)s + (\sigma_{3c} \pm \Delta\sigma_3)$ に変化したとすると、第2段階の緩和開始時における軸差応力 $P_d(t)s$ は次式で示すようになる。

$$P_d(t)s = [\sigma_{1(t)s} - \sigma_{3c}] \mp \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (9)$$

一方、 σ_3 が変化する前の軸差応力は $P_d(t)c = \sigma_{1(t)c} - \sigma_{3c}$ であるから、 $P_d(t)c$ と $P_d(t)s$ との間には

$$P_d(t)s - P_d(t)c = \Delta P_d(t) = [\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}] \mp \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (10)$$

なる差による変化が生ずることになる。上式で、 $-\Delta\sigma_3$ は σ_3 増大 (テストシリーズ-D) の場合に相当し、 $+\Delta\sigma_3$ は σ_3 低下 (テストシリーズ-C) の場合に対応する。ところで、式 (10) において、 σ_3 低下の場合には $\sigma_{1(t)c}$ が第1段階の緩和終局時の軸方向主応力であるから、 σ_3 低下による第2段階の緩和開始時における軸方向主応力 $\sigma_{1(t)s}$ は $\sigma_{1(t)c}$ より常に小さく、したがって、 $[\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}]$ は常に負の値をとる。すなわち、 $\Delta P_d(t)$ は次式で表わされることになる。

$$\Delta P_d(t) = [\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}] \mp \Delta\sigma_3 = -\Delta\sigma_{1(t)} \mp \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (11)$$

上式によれば、テストシリーズ-C の場合、 σ_3 の低下に応じて $P_d(t)s$ が必ず増大するとはかぎらず、 $P_d(t)s$ が増大するのは $[\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}] = -\Delta\sigma_{1(t)}$ の絶対値より $\Delta\sigma_3$ が大なるとき、つまり、

$$|\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}| = |\Delta\sigma_{1(t)}| < \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (12)$$

という関係が成立するときだけである、ことがわかる。

逆にテストシリーズ-D の場合のように σ_3 を増大させたときには、

$$|\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}| = |\Delta\sigma_{1(t)}| > \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (13)$$

なる関係にあるときだけ $P_d(t)s$ が減少することになる。さらに、

$$|\sigma_{1(t)s} - \sigma_{1(t)c}| = |\Delta\sigma_{1(t)}| = \Delta\sigma_3 \dots\dots\dots (14)$$

なる関係にあるときには、 σ_3 が増減しても $P_d(t)s$ には変化が生じないということになる。

以上の σ_3 と $P_d(t)$ との変動関係の条件は、試験機の載荷ラムの直径と供試体の直径とが同等でないかぎり $\sigma_{1(t)s}$ が σ_3 の変動に直接対応して変化するので、あらかじめ σ_3 の増減に対応する $P_d(t)$ の変化量を予測することは不可能である。両者の

直径が等しい場合には、 $\sigma_{1(t)}$ が σ_3 と無関係に直接計測できるので $P_d(t)$ の変化量は $\Delta\sigma_3$ に等しくなる。

6. 圧縮変形過程のひずみを初期定ひずみとした場合の応力緩和

テストシリーズ-Bの実験によって応力緩和の現象は、初期一定ひずみ ϵ_0 を瞬間的 (時間 $t=0$) に与えずに有限なひずみ速度で与えても起こるといふ事実が確認されたので、ここでは、テストシリーズ-E、すなわち、通常のひずみ制御方式による非排水三軸圧縮試験での変形過程におけるひずみを初期一定ひずみ ϵ_{r0} とした場合の緩和特性について考察する。

Fig. 11 は、テストシリーズ-E の予備試験として行なったカオリンの非排水三軸圧縮試験による応力-ひずみ曲線である。図中、二重丸印で示した測定点が上述の変形過程におけるひずみ段階を示したもので、それに対応するひずみが初期一定ひずみ ϵ_{r0} となる。

Fig. 12 はこの実験で求められた緩和曲線の代表例で、 ϵ_{r0} をパラメータにしてある。図中の白丸は第1段

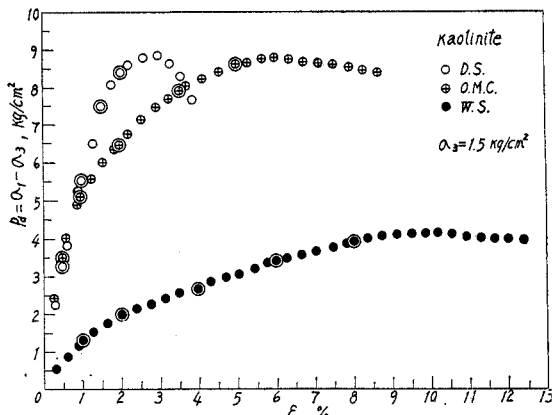


Fig. 11 Stress-strain curves of kaolinite by means of conventional undrained triaxial compression test for test series-E.

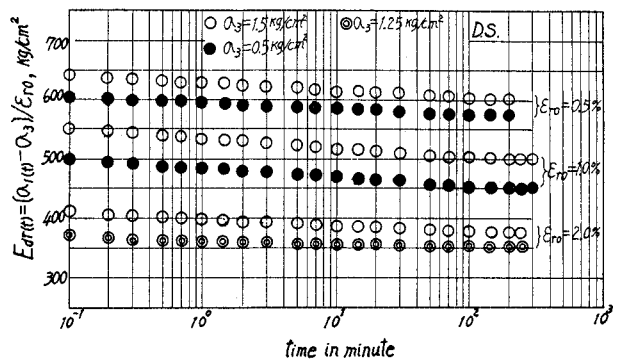


Fig. 12 Relaxation curves of kaolinite by means of test series-E.

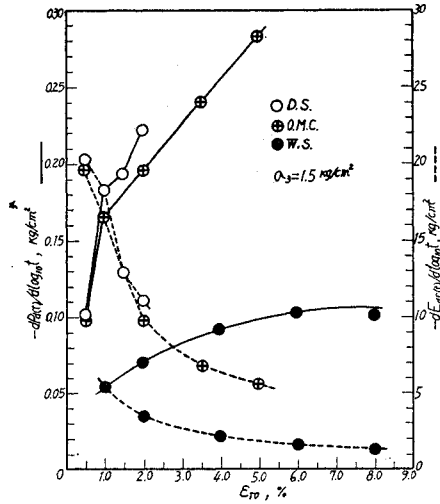


Fig. 13 Relation between the rate of stress relaxation and the relaxation spectrum and the initial strain by means of test series-E of kaolinite.

階の $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の下における緩和を示し、黒丸あるいは二重丸の点は σ_3 を低下させた後の第2段階の緩和を示す。

Fig. 13 は Fig. 12 に例示したカオリンの第1段階における緩和曲線の応力緩和速度 $[-dP_d(t)/d \log_10 t]$ ならびに緩和スペクトル $[dE_{dr}(t)/d \log_10 t]$ と ϵ_{r0} との関係を示したものである。これより、テストシリーズ-A の場合と同様に、応力緩和速度は ϵ_{r0} が大なるほど大きく、緩和スペクトルはその逆の傾向を示すことと、同一 ϵ_{r0} の下では飽和度の高い試料の緩和スペクトルが最小であるという傾向が認められる。

なお、図示はしなかったが、応力の緩和率と ϵ_{r0} との間には特記すべき相関性は認められなかった。

7. 三軸圧縮応力緩和の応用

土質工学上の実際面と応力緩和現象との関連性については、1. で述べたように種々の興味ある問題があるが、ここでは、(1) 強度定数測定に関するテストシリーズ-E の応用と、(2) 擁壁などに作用する粘性土の水平方向土圧の経時変化、とについての考察結果を説明する。

(1) 強度定数測定への応用

テストシリーズ-E の実験方法は、J.H. Schmertmann^{24)~26)} が提案した CFS テストあるいは IDS テストに類似の方法として、三軸圧縮条件下の変形過程における粘性土のせん断抵抗成分の変動を追跡するとともに、さらにその結果から、現行の少なくとも 3~4 本の同一物性の供試体を必要とする三軸圧縮試験に対し、多

くても 2 本の供試体でもって粘性土の強度定数を安全側の値として推定しうる可能性のあることが確かめられた。以下にその考察結果の概要を説明する。

Fig. 14~17 は、それぞれ、カオリンとベントナイトの DS ならびに WS 試料について、テストシリーズ-E によって求めた一連の応力変動の状態をモールの応力図で示したものである。これらの図で、たとえば、Fig. 14 は Fig. 11 に示したカオリン (DS 試料) の $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の下における応力-ひずみ曲線 (破壊時のひずみは $\epsilon_f = 3.0\%$ である) に対応するもので、図で failure line と記入した実線は非排水三軸圧縮のルーチンテストによる破壊時のモール円の包絡線である。また、図中の応力図 (a) は $\epsilon_{r0} = 2.0\%$ 、(b) は $\epsilon_{r0} = 1.5\%$ 、(c) は $\epsilon_{r0} = 1.0\%$ 、および (d) は $\epsilon_{r0} = 0.5\%$ の一定ひずみで

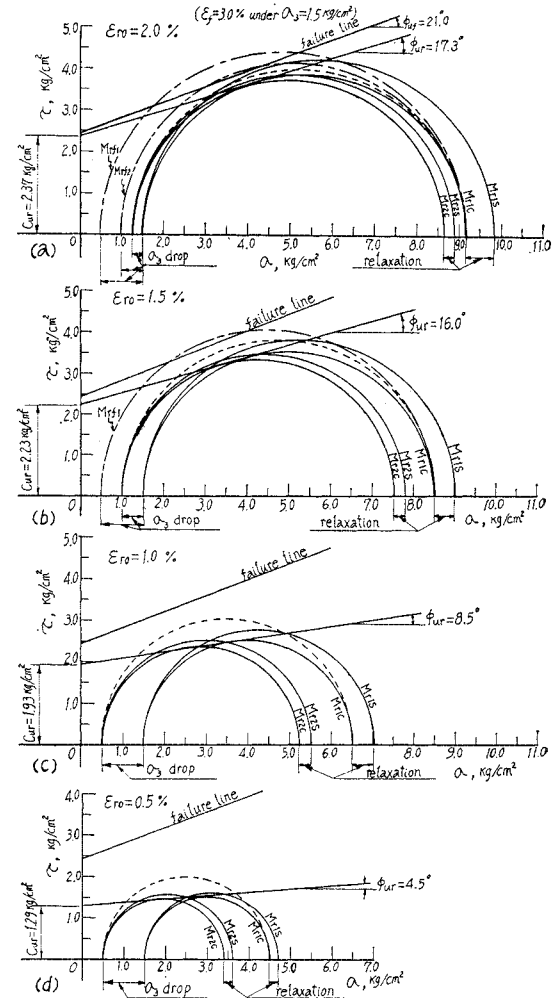


Fig. 14 Stress variation represented by Mohr's stress diagram in process of relaxation with σ_3 dropping of kaolinite by means of test series-E. (DS)

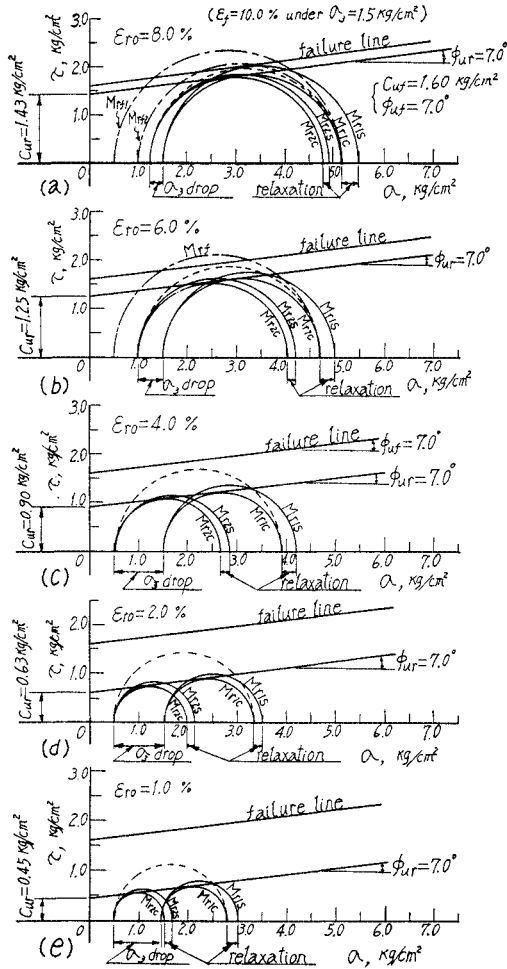


Fig. 15 Stress variation represented by Mohr's stress diagram in process of relaxation with σ_3 dropping of kaolinile by means of test series-E. (WS)

行なった緩和実験によるものである。モール円 M_{r1s} は上記の ϵ_{r0} の下における第1段階 ($\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$) の緩和開始時の初期軸差応力 P_{d01} を, M_{r1c} は同じく第1段階の緩和終局時における残存軸差応力 P_{dc1} を, M_{r2s} は σ_3 低下後の第2段階の緩和開始時の軸差応力 P_{d02} を, そして M_{r2c} は第2段階の緩和終局時における残存軸差応力 P_{dc2} をそれぞれ表わす。図の (a) で M_{rf1} と M_{rf2} とは, それぞれ第1段階の緩和終局時の σ_3 低下に伴う破壊時の軸差応力 P_{arf1} と P_{arf2} とを表わす。すなわち, この場合, σ_3 の低下量が 1.0 kg/cm^2 および 0.5 kg/cm^2 の両方ともに破壊状態に達したので, σ_3 の低下量を 0.25 kg/cm^2 におとして3本目の供試体で $\epsilon_{r0} = 2.0\%$ のひずみ段階における実験を終わっている。なおモール円 M_{r1c} と M_{r2c} との包絡線の傾斜角と τ 軸のインターセプトはそれぞれ ϕ_{ur} と C_{ur}

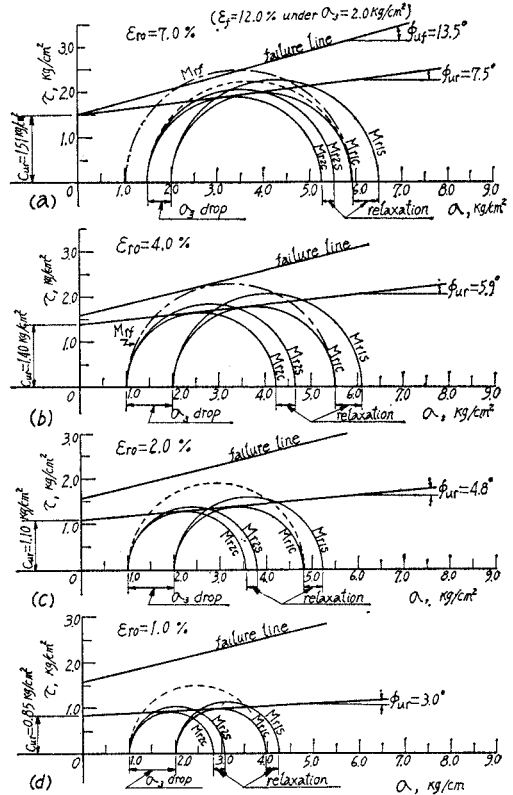


Fig. 16 Stress variation represented by Mohr's stress diagram in process of relaxation with σ_3 dropping of bentonite by means of test series-E. (DS)

とで示してある。

かくして, これらの図から求められた ϕ_{ur} と C_{ur} とを ϵ_{r0} に対してプロットすると Fig. 18 (a), (b) のようになる。Fig. 18 (a) はカオリン, Fig. 18 (b) はベントナイトのものである。図で, ϕ_{uf} , C_{uf} と記入した点は, ルーチンテストによる破壊時のせん断抵抗角と見かけの粘着力とをそれぞれ示す。これらの図から, ① DS と OMC の ϕ_{ur} は ϵ_{r0} の増大に応じて大きくなり, 最終的には ϕ_{uf} に近づく。② WS の ϕ_{ur} は ϵ_{r0} とは無関係に ϕ_{uf} とほとんど等しい値を示す。③ C_{ur} の値はすべて $\epsilon_{r0} = 0.5 \epsilon_f$ 前後のひずみ段階までは ϵ_{r0} の増大に応じて大きくなるが, ϵ_{r0} がその段階を越えると C_{uf} にほぼ等しくなる, という一般的傾向が認められる。以上の ϕ_{ur} と C_{ur} とを Schmertmann の方法²⁴⁾によって求めた計算値 (ϕ_{uc} と C_{uc}) と比較すると Fig. 19 (a), (b) のようになる。

ところで, 上記の ϕ_{ur} と C_{ur} とは全応力表示によるものであるが, 供試体の変形過程では,

$$\tau = C_{ur} + \sigma \tan \phi_{ur} \dots \dots \dots (15)$$

なる関係を常に満足するはずである。しかし, それらの

値は、供試体が上限降伏値に達する 前の変形段階 (ϵ_{r0}) における緩和終局時の応力状態を表わすモール円 (M_{r1c} と M_{r2c}) の包絡線から求めたものであるから、ルーチンテストによる単純な圧縮変形過程の応力状態を表わすモール円から求められるものとは一応区別されるべきものと考えられる。したがって、今後、特に緩和終局時のモール円 (M_{r1c} と M_{r2c}) から求められる ϕ_{ur} と C_{ur}

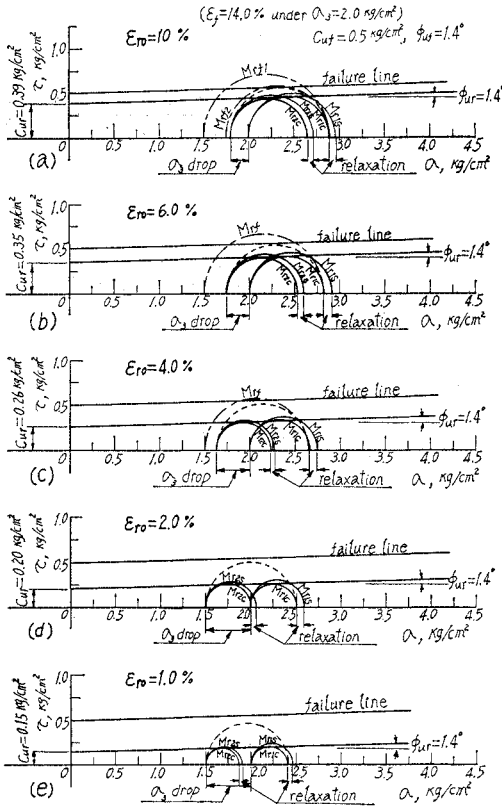


Fig. 17 Stress variation represented by Mohr's stress diagram in process of relaxation with σ_3 dropping of bentonite by means of test series-E. (WS)

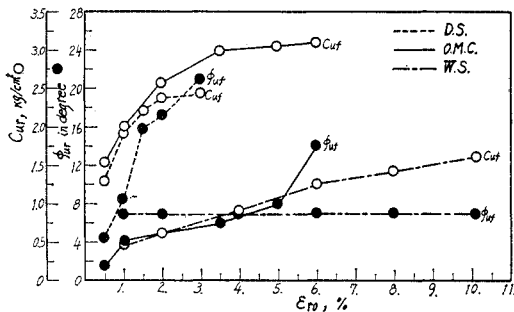


Fig. 18 (a) Relation between the apparent physical components (C_{ur} and ϕ_{ur}) and the initial constant strain (ϵ_{r0}) of kaolinite by means of test series-E.

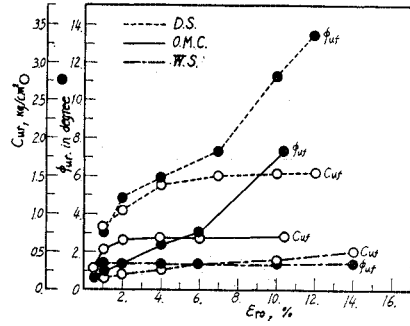


Fig. 18 (b) Relation between the apparent physical components (C_{ur} and ϕ_{ur}) and the initial constant strain (ϵ_{r0}) of bentonite by means of test series-E.

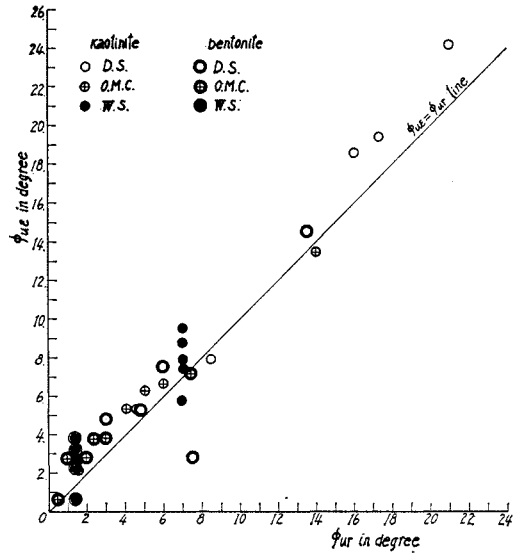


Fig. 19 (a) Relation between ϕ_{ue} and ϕ_{ur} .

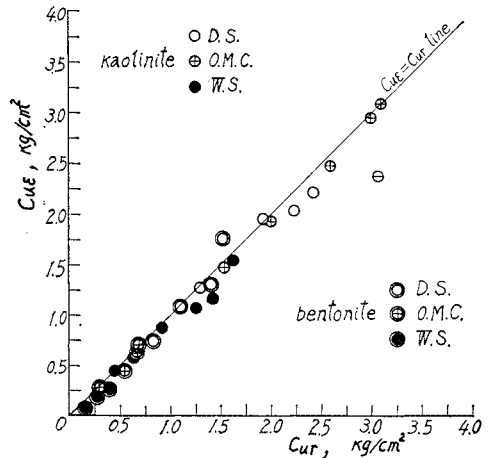


Fig. 19 (b) Relation between C_{ue} and C_{ur} .

とをそれぞれ ϕ_{urc} と C_{urc} の記号で示し、前者を“見かけの緩和内部摩擦角” (apparent internal friction angle by stress relaxation), または“見かけの緩和せん断抵抗角” (apparent angle of shearing resistance by stress relaxation), 後者を“見かけの緩和粘着抵抗成分” (apparent cohesion component by stress relaxation) と称することにし、さらに、 $\sigma \tan \phi_{ur}$ を $\sigma \tan \phi_{urc}$ として、それを“見かけの緩和摩擦抵抗成分” (apparent friction component by stress relaxation) と称することを提案したい。なお、緩和開始時のモール円 (M_{r1s} と M_{r2s}) から求められる ϕ_{ur} と C_{ur} とをそれぞれ ϕ_{ur0} と C_{ur0} で示すことにすれば、緩和途中の任意時間における ϕ_{ur} と C_{ur} とをそれぞれ $\phi_{ur(t)}$ と $C_{ur(t)}$ でもって示すことが考えられるので、そのときのせん断抵抗 $\tau(t)$ は次式で表わされることになる。

$$\tau(t) = C_{ur(t)} + \sigma(t) \tan \phi_{ur(t)} \dots \dots \dots (16)$$

以上の見解に基づいてテストシリーズ-E の実験方法を活用すれば、それは単に応力緩和の特殊な実験であるだけでなく、定ひずみ ϵ_{rs} と σ_3 の低下量とを適当に選定することによって、多くても 2本の供試体でもって粘性土の強度定数を安全側の値として推定することが可能となる。

(2) 擁壁などに作用する粘性土土圧の時間的变化

粘性土土圧の経時変化については、まえばきですでにふれたように、トンネル覆工に作用する土圧を対象とした村山・松岡の研究²⁾を別とすれば、水平方向の土圧に関しては D.W. Taylor の示唆³⁾と S. Vidmar の実験⁴⁾があるにすぎない。すなわち、Taylor は擁壁に作用する粘性土土圧の経時変化に着目し、その現象が擁壁の変位に伴って生じた粘性土中のせん断応力の応力緩和に起因することを指摘しているが、それ以上の定量的な解明は行なっていない。また、Vidmar は模型可動壁による実験で、主動と受働の両状態とについて粘性土土圧の時間的变化を検討し、その現象がやはり応力緩和に起因することを指摘しているが、その経時変化機構の理論的な解明にはふれていない。そこで本文では、この経時変化機構について、著者が理論的に検討した結果を既述の緩和実験から得られた資料とともに提示する。

いま、地表面が水平で弾性平衡の状態にある粘性土を支持していた剛性擁壁が、なんらかの原因によって主動的に変位し、その変位に伴って粘性土中にすべりを起こす極限状態以前の段階で、地表面から深さ z_c の点でせん断ひずみ (ϵ_{rs}) が発生し、そのひずみに対応してその点におけるせん断応力 (τ) に変化が生じた場合を想定する。この想定の下でその際壁体の変位をいったん停止させたすると、その時点から粘性土中にせん断ひずみ

ϵ_{rs} 一定という条件下でせん断応力 τ の応力緩和現象が起こることになる。

すなわち、壁体の変位が停止した時点 $t=0$ とすると、その時点における深さ z_c の点で水平面と θ_c なる一定の傾きをなす面上のせん断応力 $\tau(t=0)$ は次式で示される。

$$\tau(t=0) = \frac{\sigma_1(t=0) - \sigma_3(t=0)}{2} \sin 2\theta_c = \frac{P_d(t=0)}{2} \sin 2\theta_c \dots \dots \dots (17)$$

上式で、 $\sigma_1(t=0)$ は、粘性土の密度を γ とすれば一定深さ z_c の点においては $\sigma_1(t=0) = \gamma z_c$ で表わされ、一定値となる。時間 $t=0$ 以後の任意時間 $t=t$ におけるせん断応力 $\tau(t)$ は、

$$\tau(t) = \frac{\sigma_1(t=0) - \sigma_3(t)}{2} \sin 2\theta_c = \frac{P_d(t)}{2} \sin 2\theta_c \dots \dots \dots (18)$$

で示されるが、この $\tau(t)$ は壁体の変位停止時 ($t=0$) から式 (2) にしたがって緩和し、相当時間経過後には式 (3) で示される終局応力に至って緩和が終わることになる。すなわち、式 (2) と式 (3) は次のように書き直される。

$$\tau(t) = \frac{E_{r1} \cdot E_{r2}}{E_{r1} + E_{r2}} \left[1 - \frac{E_{r1}}{B E_{r2}} \ln(B_3 t) \right] \epsilon_{rs} \dots \dots (19)$$

$$\tau(t \rightarrow \infty) = \frac{E_{r1} \cdot E_{r2}}{E_{r1} + E_{r2}} \cdot \epsilon_{rs} \dots \dots \dots (20)$$

ところで、この緩和過程では、粘性土は式 (18) の平衡を保っているわけであるから、 $\sigma_1(t=0) = \gamma z_c$ と θ_c とが一定という条件下では、式 (18) の $\tau(t)$ の緩和量に相当する分だけ $\sigma_3(t)$ が増加しなければならない。これはつまり、主動土圧強度 $\sigma_3(t)$ が $\tau(t)$ の緩和に応じて増大することを意味している。受働状態に対しては次のように考えられる。

すなわち、壁体が裏込め粘性土の方へ変位する受働土圧状態では $\sigma_3(t) > \sigma_1(t=0) = \gamma z_c$ となるので、式 (18) は

$$\tau(t) = \frac{\sigma_3(t) - \sigma_1(t=0)}{2} \sin 2\theta_c \dots \dots \dots (21)$$

となる。したがって、 $\tau(t)$ の緩和過程で上式が平衡を保つためには、 $\sigma_1(t=0)$ と θ_c とが一定であるかぎり $\sigma_3(t)$ が $\tau(t)$ の緩和量に相当する分だけ $\sigma_3(t=0)$ から減少しなければならない。つまり、せん断応力 $\tau(t)$ の緩和に伴って、主動状態の場合とは逆に受働土圧強度 $\sigma_3(t)$ が減少することになる。

以上のことを三軸圧縮条件下の応力緩和実験に適用させるには次のように考えればよい。すなわち、緩和実験時に観測される軸差応力 $P_d(t) = \sigma_1(t) - \sigma_3c$ は、 σ_3c が実験中一定に保たれているから、いま、主応力比 σ_3c/σ_1 を考えれば、 $\sigma_1(t) > \sigma_3c$ の条件ではその比は主動状態の土圧係数に相当することになる。そこで本文では、上記の

主応力比を便宜上“見かけの主働土圧係数”と称することにして、これを $K_a(t)$ で示せば、

$$K_a(t) = \frac{\sigma_{3c}}{\sigma_1(t)} = \frac{\sigma_{3c}}{P_d(t) + \sigma_{3c}} \dots\dots\dots(22)$$

となる。これより、軸差応力 $P_d(t)$ が経時的に緩和減少すれば、 σ_{3c} が一定であるから $t=0$ の時点から $K_a(t)$

は経時的に増大することになる。

受働状態の場合には、見かけの受働土圧係数は上記 $K_a(t)$ の逆数と考えて、

$$K_p(t) = \frac{P_d(t) + \sigma_{3c}}{\sigma_{3c}} \dots\dots\dots(23)$$

とすれば、 σ_{3c} が一定の条件下では $K_p(t)$ は軸差応力 $P_d(t)$ の緩和に応じて $t=0$ の時点から経時的に減少することになる。

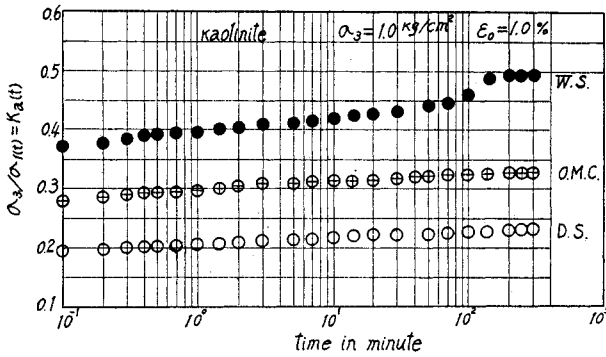


Fig. 20 (a) Variation of the principal stress ratio $K_a(t)$ with elapsed time under active state by means of test series-A.

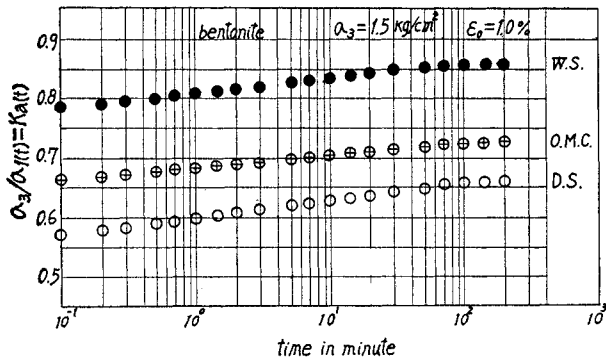


Fig. 20 (b) Variation of the principal stress ratio $K_a(t)$ with elapsed time under active state by means of test series-A.

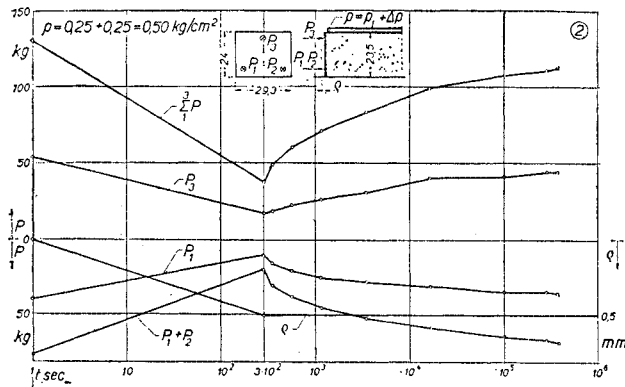


Fig. 21 (a) Variation of the lateral earth pressure with elapsed time in case of wall plate was translationally moved in the outside direction and after stopped. By S. Vidmar, 1963.

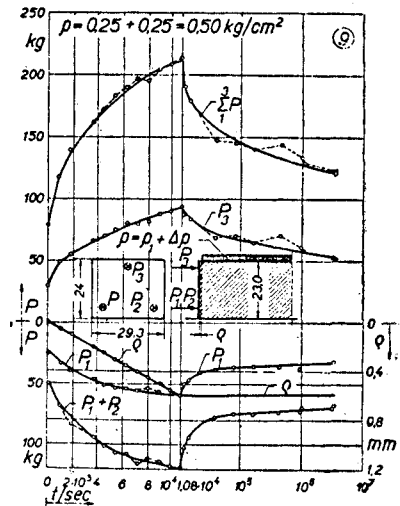


Fig. 21 (b) Variation of the lateral earth pressure with elapsed time in case of wall plate was translationally moved against the back-ground and after stopped. By S. Vidmar, 1963.

後の主働土圧力の経時変化を示し、(b)は剛性壁体を裏込め土に向かって平行に変位させた場合の受働土圧力の経時変化を示している。いずれも P が土圧力、 ρ が壁体の変位量を示している。これより、前者では主働土圧の増加が、後者では受働土圧の減少が確認される。この実験における壁体の変位速度は $0.034 \sim 0.102$ mm/min である。この変位速度は本文のテストシリーズ-B のひずみ速度よりかなり遅いが、それでも土圧の経時変化が起こっていることは興味深い。

8. む す び

以上の、締め固めた不飽和粘性土の三軸圧縮条件下における応力緩和特性と、その実際問題への応用についての考察結果を要約すると次のようになる。

(1) 不飽和粘性土の三軸圧縮条件下における軸差応力の緩和曲線も、一軸圧縮条件下におけると同様に、村山・柴田あるいは著者が提案した理論式でよく説明できる。

(2) 緩和スペクトルは低飽和度の試料ほど側圧 σ_3 の影響を受けやすい。

(3) 軸差応力の緩和率は飽和度が高くなるほど大となり、 σ_3 が大きくなるほど小さくなる。

(4) 応力の緩和現象は有限なひずみ速度で与えた初期ひずみの下でも観測される。この場合、緩和スペクトルはひずみ速度が大なるほど大きくなり、緩和率は逆に小さくなる。

(5) 応力緩和が進行している途中で σ_3 を増減させると、その σ_3 の変動に伴ってさらに軸差応力の緩和が継続する。この場合の緩和特性の変動は飽和度が低いものほど著しい。

(6) ひずみ制御方式による非排水三軸圧縮試験で求められる軸差応力-ひずみ曲線のあるひずみ段階を一定の初期ひずみ ϵ_{p0} とした場合も応力緩和の現象が観測される。この場合、緩和速度は ϵ_{p0} が大なるほど大きく、緩和スペクトルは逆に小さくなる。軸差応力の緩和率と ϵ_{p0} との間には特記すべき相関関係は認められないが、緩和の絶対量は ϵ_{p0} が大なるほど大きくなる。

(7) 上記の実験(テストシリーズ-E)で得られた σ_3 低下前の第1段階の緩和終局時の応力状態を示すモール円と、 σ_3 低下後の第2段階の緩和終局時の応力状態を示すモール円とで求められる包絡線を利用すれば、多くても2本の供試体で変形に伴うせん断抵抗成分の変動が追跡され、それよりさらに、破壊時の強度定数を安全側の値でもって予測しうる可能性がある。

(8) 擁壁などに作用する粘性土の水平方向土圧の経時変化は、壁体の変位と停止に伴う粘性土中のせん断応

力の応力緩和に起因するものである。この場合、主働土圧は経時的に増大し、受働土圧は経時的に減少する。また、土圧の経時変化率は応力緩和率に直接対応するので、低飽和度より高飽和度の粘性土ほど土圧の経時変化率は大となる。

この研究を進めるにあたっては、宮崎大学土木工学科卒業生の鬼塚克忠、三浦龍、高松隆一、猿渡智基、安部悠紀雄ならびに戸口田克雄の諸氏に実験の一部をそれぞれ手伝っていただいた。また九州大学の内田一郎教授と山内豊聡教授ならびに京都大学の村山朔郎教授と柴田徹教授からは終始適切なご指導とご討議を寄せていただいた。なお、研究経費の一部は文部省科学研究費(昭和39~40年度の各個研究ならびに昭和41~42年度の特定研究—災害科学—)の援助による。以上付記して関係各位に深甚なる謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 村山朔郎：粘性土中のトンネル土圧について、第18回土木学会年次学術講演会講演概要集(Ⅲ)、pp. 57~58、昭和38年5月。
- 2) 村山・松岡：粘性土の応力緩和によるトンネル土圧、土木学会論文報告集、第168号、pp. 37~44、昭和44年8月。
- 3) Taylor, D.W.: *Fundamentals of Soil Mechanics*. (J. Wiley & Sons), pp. 522~524, 1956.
- 4) Vidmar, S.: *Relaxation Effect on the Earth Pressure of Cohesive Soils*, Proc. of I.C.S.M. & F.E. (Budapest), Hungarian Academy of Science, pp. 103~117, 1963.
- 5) 村山・柴田：粘土のレオロジー的特性について、土木学会論文集、第40号、昭和31年12月。
- 6) 村山・柴田：粘土の応力緩和について、土木学会論文集、第74号、pp. 54~58、昭和36年5月。
- 7) 村山朔郎：粘土のレオロジー特性の確率論的考察、材料、第14巻第139号、pp. 282~288、昭和40年4月。
- 8) Murayama, S. & Shibata, T.: *Flow and Stress Relaxation of Clays, Rheology and Soil Mechanics*, I.U. T.A.M. (Springer Verlag), pp. 99~129, 1966.
- 9) Discussion by Tan Tjong-Kie: to the Soil Properties and Their Measurement, Proc. of 4th I.C.S.M. & F.E., Vol. III, pp. 87~89, 1958.
- 10) Vialov, S.S. & A.M. Skibitsky: *Problems of the Rheology of Soils*, Proc. of 5th I.C.S.M. & F.E., Vol. I, pp. 387~390, 1961.
- 11) Kondner, R.L. & A.R. Stallknecht: *Stress Relaxation in Soil Compaction*, Proc. of H.R.B., Vol. 40, pp. 617~629, 1961.
- 12) Folque, J.: *Rheological Properties of Compacted Unsaturated Soils*, Proc. of 5th I.C.S.M. & F.E., Vol. I, pp. 113~116, 1961.
- 13) 山口柏樹：土質力学(技報堂)、pp. 211、昭和44年9月。
- 14) 藤本 広：縮固めた不飽和粘土のせん断特性について、第23回土木学会年次学術講演会講演概要集(Ⅲ)、pp. 71~74、昭和43年10月。
- 15) 内田・藤本：粘土の応力緩和機構についての考察、材料、第12巻第116号、pp. 16~20、昭和38年5月。
- 16) Fujimoto, H.: *The Molecular or Particular Theory on*

- the Stress Relaxation of Clay and its Application to Model Analysis, 宮崎大学工学部研究報告, No. 12, pp. 17~27, 昭和 40 年 3 月.
- 17) Fujimoto, H. : The Theoretical Research on the Stress Relaxation of Clay by Thermodynamics and Statistical Mechanics, Rheology and Soil Mechanics, I.U. T.A.M., pp. 130~141, 1966.
- 18) 藤本 広 : 締固めた不飽和土の一軸圧縮条件下の応力緩和に関する実験的考察, 土木学会論文報告集, 第 119 号, pp. 19~27, 昭和 40 年 7 月.
- 19) 藤本 広 : 三軸圧縮条件下における不飽和土の応力緩和とその応用について, 第 20 回土木学会年次学術講演会講演概要集 (Ⅲ), pp. 28-1~2, 昭和 40 年 5 月.
- 20) 藤本 広 : 粘土の応力緩和の応用性について, 第 21 回土木学会年次学術講演会講演概要集 (Ⅲ), pp. 40-1~2, 昭和 41 年 5 月.
- 21) 藤本 広 : 締固めた粘性土の強度特性と土圧に関するレオロジー的考察, 第 22 回土木学会年次学術講演会講演概要集 (Ⅲ), pp. 89-1~4, 昭和 42 年 5 月.
- 22) 藤本 広 : 粘土の応力緩和に関する研究, 昭和 42 年度, 土木学会 西部支部研究発表会論文集, pp. 269~272, 昭和 43 年 2 月.
- 23) Fujimoto, H. : Studies on the Stress Relaxation of Compacted Cohesive Soils and Its Application to Engineering Practice, Memoirs of Faculty of Engineering, No. 6, Miyazaki Univ., pp. 53~164, 1969.
- 24) Schmertmann, J.H. & Others : An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain in Saturated Cohesive Soils, Shear Strength of Cohesive Soils, A.S.C.E., (Univ. of Colorado), pp. 643~694, 1960.
- 25) Schmertmann, J.H. : Comparisons of One and Two-Specimen CFS Test, Proc. of A.S.C.E., Vol. 88, No. SM-6, Dec. pp. 169~205, 1962.
- 26) Schmertmann, J.H. : Generalizing and Measuring the Hvorslev Effective Components of Shear Resistance, Laboratory Shear Testing of Soils, A.S.T.M., S.T.P. No. 361, pp. 147~158, 1964.
- 27) 神戸・中川 : レオロジー (みすず書房), pp. 372~373, 昭和 37 年. (1971.6.7・受付)
-