

# くり返しせん断履歴をうけた飽和粘性土の 強度に関する実験的研究

大原 資生\*・山本 哲朗\*・生田 裕彦\*\*

Experimental Study on Shear Strength of Saturated Cohesive  
Soil after Cyclic Shear Strain

Sukeo O-HARA, Tetsuro YAMAMOTO and Hirohiko IKUTA

## Abstract

Usually, as earth structures are subjected to earthquake motion, strength of soil decreases by the cyclic loading and structures become unstable.

In this study, we define that shear strength of the foundations immediately after earthquake is dynamic shear strength ( $\tau_{dsf}$ ), and investigate the relation between dynamic shear strength, cyclic shear strain amplitude ( $\gamma_d$ ) and number of cycles( $n$ ). In this experiments, the simple shear test apparatus is mainly used, then the results of several sorts of soil samples are compared and examined. Besides, excess pore water pressure during shear tests is measured and dynamic characteristics of the cohesive soils is investigated in view of this behaviour.

## 1. 緒 言

近年、地震時の地盤や土構造物を対象として行われた研究は増えており、粘性土の動的強度に関する報告も多く見られるようになった<sup>1), 2)</sup>。

しかしながら、これら土構造物等は地震時に安定性が減少するため、仮に振動中に破壊をまぬがれたとしても、その後破壊することが考えられる。したがって、この点に関する研究は、耐震工学上必要である。

本研究では、このような状態の地盤を想定して、地震動を受けた後の土が有する静的強度を検討した。実験には主として単純せん断試験機を用い、5種類の供試体(宇部粘土1日圧密供試体、カオリン粘土1日圧密供試体、有明不攪乱粘土供試体、宇部粘土14日間圧密供試体および豊浦砂供試体)について所定のせん断ひずみを所定の回数だけくり返し与え、その後の静的せん断強度を測定した。

この結果、くり返しせん断試験時のせん断ひずみレベルが大きき、そのくり返し回数も多いほどくり返し効果が大きいためその後のせん断強度は低下するが、

逆に、微小なくり返しせん断ひずみを受けた土は、かえって強度が増加することがわかった。このことは、くり返しせん断には粒子構造を攪乱して強度を低下させる要素だけでなく、粒子構造を安定な形に変化させる要素も含まれることを意味していると考えられる。

また、土のせん断強度が過剰間隙水圧に影響されることは従来の研究によって明らかにされている<sup>3), 4)</sup>が、本研究でもこの点に着目して土の挙動を検討する。

## 2. 実験装置および実験方法

今回の実験に使用したせん断装置は単純せん断試験機と三軸圧縮試験機で、それらについては前論文<sup>4)</sup>においても紹介しているので、ここでは簡単に説明する。

単純せん断試験機のせん断箱部分を Fig. 1 に、変位伝達装置を Fig. 2 に示す。せん断箱は Kjellman 型で、供試体(直径 7.5 cm, 高さ約 2.0 cm) はゴムスリーブで包まれ、その外側に厚さ 2 mm のプラスチックリングが鉛直圧力に応じて 15~17 枚積み重ねられている。

Fig. 2 には定ひずみ速度発生装置と動ひずみ発生装置を一緒に示している。定ひずみ速度発生装置は、静

\* 土木工学科

\*\* (株)建設技術研究所

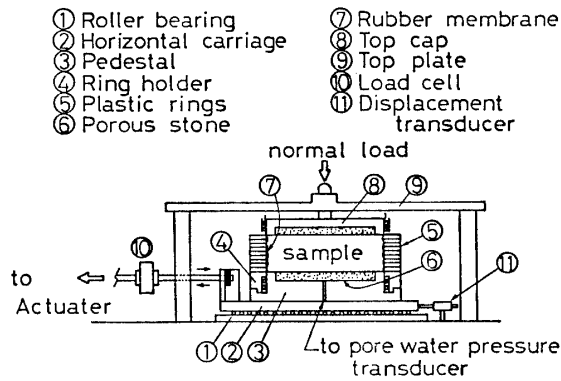


Fig. 1 Mechanism of simple shear test apparatus.

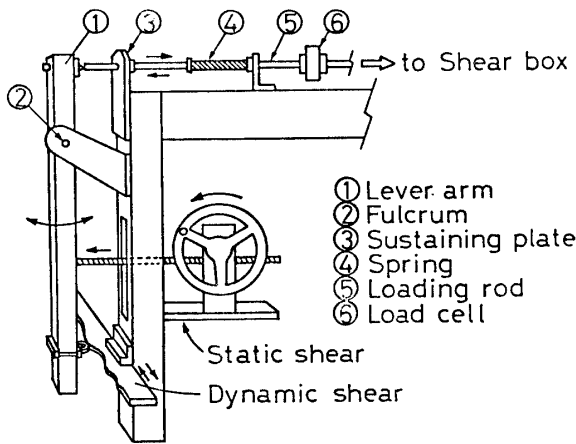


Fig. 2 Mechanism of displacement transmitting system and actuator.

的せん断試験時に使用する装置で、ハンドルを一定回転数でまわすとロッドが一定速度で押し出され、この移動量がレバーの回転を通じて供試体底面に伝えられる。このとき、供試体の上面は固定されているため、

単純せん断が可能となる。静的せん断速度は 1.0 mm/min (約5.0%/min) とした。

一方、動的せん断ひずみは、図中の波形塩ビ板を左右に押し引きすることによって与える方法と、偏心ローラーをモーターで回転して与える方法の2種類の方法を採用した。

本実験では圧密後の供試体に対して、所定のくり返しせん断ひずみ振幅 ( $\gamma_a=0.2\sim 12\%$ ) を周期2秒で所定の回数 ( $n=10, 30, 50, 100$ 回) だけ与え、その後過剰間隙水圧が残留している状態で静的試験を行い、せん断強度を求めた。

なお、せん断試験中のせん断ひずみ、せん断応力、過剰間隙水圧は、それぞれ変位計、ロードセル、間隙水圧計で測定し、ペンオシログラフに記録された。

### 3. 試料および供試体の作製方法

本実験では、圧密試料として空気乾燥状態の粉末状宇部粘土、粉末状カオリン粘土を、不攪乱試料として

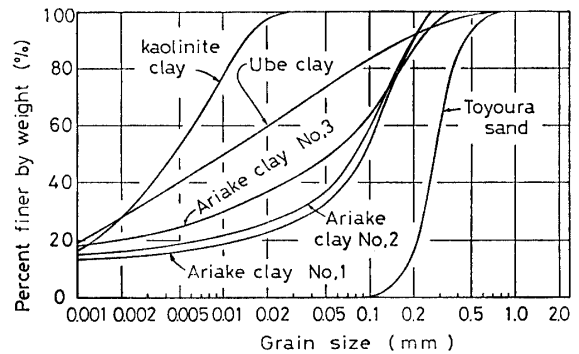


Fig. 3 Grain size distribution curves.

Table 1 Physical properties

Sample		Ube clay	Kaolinite clay	Toyouira sand
Specific gravity	$G_s$	2.666	2.685	2.63
Liquid limit	$W_l(\%)$	57.6	38.6	NP
Plastic limit	$W_p(\%)$	23.5	24.6	
Plasticity index	$I_p$	34.1	14.0	
Average grain diameter	$D_{50}$	0.010 mm	0.0047 mm	0.27 mm

Table 2 Physical properties of Ariake clay

Sample		No. 1	No. 2	No. 3
Specific gravity		2.667	2.663	2.679
Liquid limit	(%)		54.6	55.4
Plastic limit	(%)		34.5	29.5
Water content	(%)	64.7	66.2	61.4
Density	(g/cm <sup>3</sup> )	1.557	1.591	1.589
Degree of saturation	(%)	94.2	98.9	95.6
Depth	(m)	0.40~1.25	1.70~2.55	5.90~6.75

佐賀県の有明干拓地で採取した粘土（以下有明粘土とよぶ）を使用した。また、比較のため豊浦砂を用いた。

これらの試料の粒径加積曲線を Fig. 3 に、物理諸定数を Table 1, Table 2 に示す。

有明粘土は、3本のシンウォールチューブに入っているものを用いたが、試料採取地点とその深さのちがによって粒度分布や物理定数が多少異なっている。

供試体の作製方法は試料によって若干異なるが、いずれも圧密後の寸法が直径 7.5 cm, 高さ約 2.0 cm の円板状である。

まず、宇部粘土およびカオリン粘土の1日圧密供試体は、それぞれ気乾試料に含水比が90%, 58%になるように脱気水を加え、一昼夜放置した後十分脱気してせん断箱に3層に分けて詰め、両面排水状態で約23時間圧密した。

一方、14日間圧密宇部粘土および有明不攪乱粘土は、それぞれ  $K_0$  圧密装置、シンウォールチューブから押し出した試料を所定の大きさに形成し、その後せん断箱内で1時間再圧密した。

これらの供試体の間隙比を Table 3~5 に示す。

また、豊浦砂供試体も飽和状態になるように作製し、圧密後の相対密度は、平均値が  $D_r = 56.9\%$ であった。

Table 3 Void ratio of Ube clay

Normal stress $\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Void ratio $e$	
	Consolidated for 1 day	Consolidated for 14 days
0.5	1.338	1.231
1.0	1.160	1.124
1.5	1.015	0.992
2.0	0.978	0.921

Table 4 Void ratio of kaolinite clay

Normal stress $\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.5	1.0	1.5	2.0
Void ratio $e$	0.987	0.926	0.887	0.842

Table 5 Void ratio of Ariake clay

Normal stress $\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Void ratio $e$
0.25	1.697 (1.625~1.768)
0.5	1.699 (1.503~1.981)
1.0	1.815 (1.404~2.774)
1.5	1.811 (1.360~2.479)
2.0	1.420 (1.221~1.635)

(注カッコ内は間隙比の範囲を示す)

#### 4. 静的試験の結果および考察

動的試験に先立ち静的単純せん断試験を行って、この装置による供試体の静的強度と破壊ひずみを決定した。また、この結果と三軸圧縮試験の結果を比較するため、三軸試験機を用いて粘土の破壊線を求めた。

Fig. 4 は、静的単純せん断試験から得られた宇部粘土の応力~ひずみ曲線である。図中、実線は1日圧密供試体の結果を、破線は14日間圧密供試体の結果を示

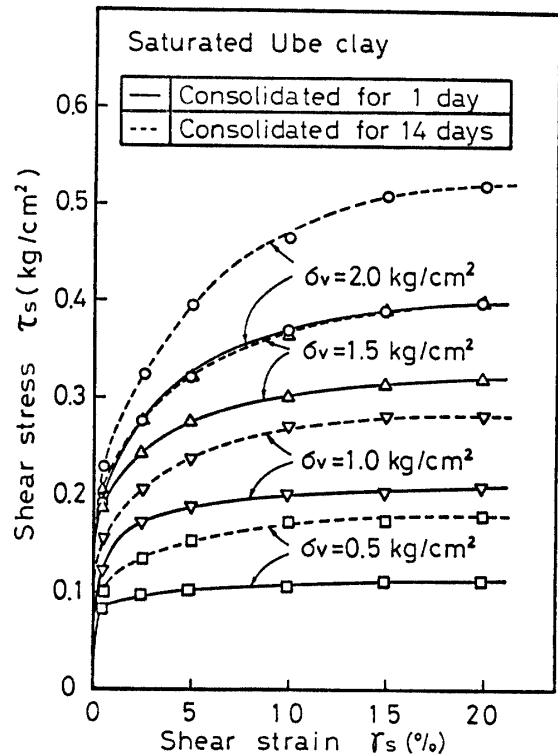


Fig. 4 Stress-strain curves for simple shear test.

している。両者とも、せん断応力は、せん断ひずみが15%のときほぼ一定になっていることから、この時点で供試体は破壊したとみなし、よって静的せん断強度 ( $\tau_{sf}$ ) は、せん断ひずみが15%生じたときのせん断応力の値と定義した。

Fig. 5 (a) は、Fig. 4 の結果から Coulomb の破壊包絡線を全応力および有効応力表示したものである。

通常、粘性土は圧密時間によってシキソトロピーやセメンテーションの効果が異なるため、せん断強度にもちがいが生じるといわれているが、本研究においてもこの傾向は認められた。図によると、14日間圧密粘土の粘着力は1日圧密粘土の値の約3倍になっているのに対して、内部摩擦角は約1°大きくなっているだけである。したがって、シキソトロピーやセメンテー

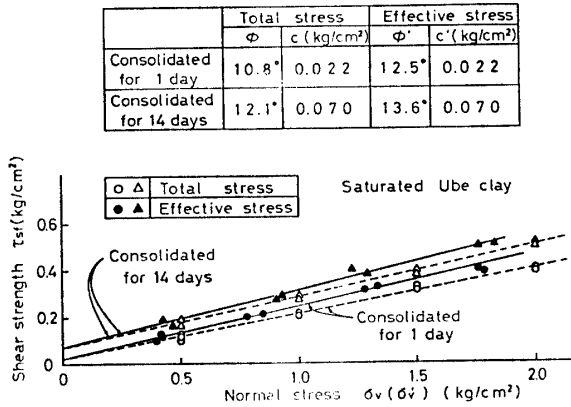


Fig. 5 (a) Mohr-Coulomb diagram at failure for simple shear test.

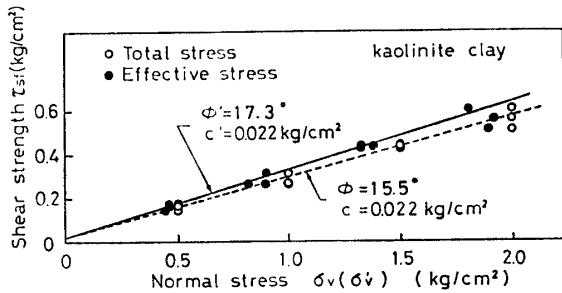


Fig. 5 (b) Mohr-Coulomb diagram at failure for simple shear test.

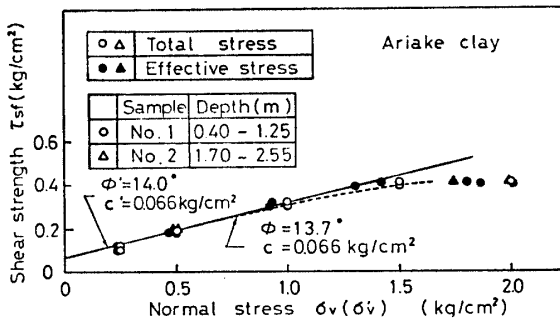


Fig. 5 (c) Mohr-Coulomb diagram at failure for simple shear test.

ションなどの影響は、粘着力の増加として現われているといえる。

同ように、Figs. 5 (b), (c) は、カオリン粘土および有明粘土の破壊線を示す。これより、カオリン粘土の内部摩擦角は、他の試料より幾分大きいことがわかる。一方、有明粘土の破壊線は、鉛直圧力が 1.5 kg/cm<sup>2</sup> 以上のとき水平に近づいているが、これは供試体の不完全飽和が原因と考えられる。

単純せん断試験時の供試体に生じる応力・変形状態が、理想化した地震時地盤内の土要素のそれとよく似ていることから、動的強度の測定に単純せん断試験機

を使用することは都合がよい。

しかしながら、この試験から得られる非排水強度は、従来多く使用されてきた三軸試験による値と一致しない。そこで、単純せん断試験結果をモール円表示して、三軸試験結果と対応させる試みがなされている<sup>5)</sup>。

Fig. 6 は、単純せん断試験中の供試体の応力状態を示している。すなわち、図中の点 A, B を通る円は  $K_0$  圧密状態のモール円であり、点 A, H, C を通る円はせん断が開始されたときのモール円である。

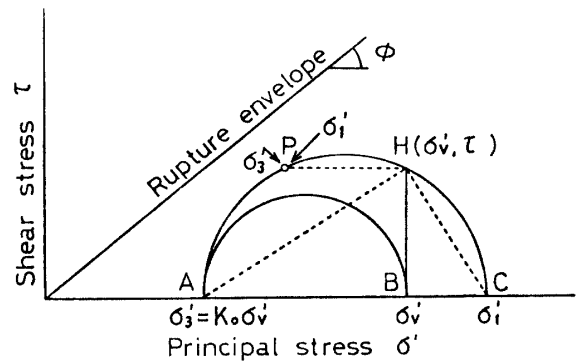


Fig. 6 Mohr diagram for simple shear test.

この図は、せん断中鉛直圧力 ( $\sigma'_v$ ) が一定であれば、最小主応力 ( $\sigma'_3$ ) は与えられたせん断応力とは無関係に一定値を示すという実験結果に基づいて描かれた。

これより、最大主応力 ( $\sigma'_1$ ) および最小主応力 ( $\sigma'_3$ ) は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \{(1-K_0)\sigma_v'^2 + \tau^2\} / (1-K_0)\sigma_v' \\ \sigma'_3 &= K_0\sigma_v' \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、 $\sigma'_v = \sigma'_v - u$

$K_0$  : 静止土圧係数、 $u$  : 過剰間隙水圧

Fig. 7 は、宇部粘土について (1) 式と Brooker の式<sup>6)</sup> ((2) 式として示す) より求めた  $K_0$  を用いて単純せん断試験結果をモール円表示し、破壊線を求めたものと三軸圧縮試験結果を一緒に示している。

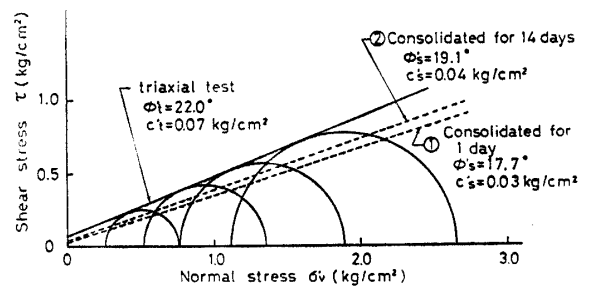


Fig. 7 Mohr-Coulomb diagram for simple shear test and triaxial test.

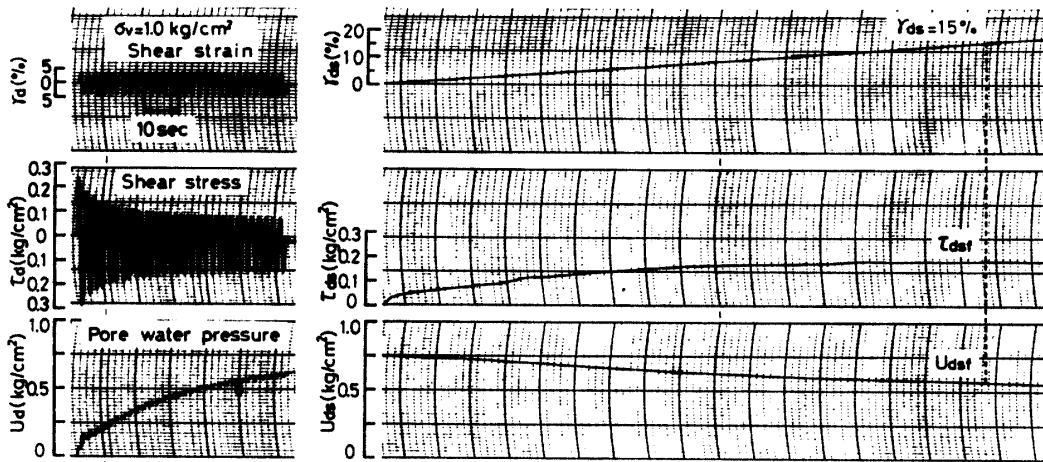


Fig. 8 Typical record of simple shear test.

Brooker の式

$$K_0 \cong 0.95 - \sin \phi' \quad (2)$$

$\phi'$ : 有効内部摩擦角

このように、単純せん断試験結果をモール円表示して求めた破壊線は、その内部摩擦角および粘着力が三軸圧縮試験結果よりやや小さくなっている。したがって、ここで用いた Brooker の式および (1) 式は検討の余地があると思われる。

### 5. 動的履歴試験の結果および考察

前述のように、本実験ではくり返しせん断試験後に静的せん断試験を行っており、Fig. 8 は、このときの記録波形の一例である。

記録線は上から順にせん断ひずみ、せん断応力、過剰間隙水圧を示し、前半は約 4% のせん断ひずみを周期 2 秒でくり返し 30 回与えたときの挙動を、後半はその直後の静的せん断時の変化を示している。

ここで注目すべきことは、くり返しせん断時に一旦上昇した過剰間隙水圧が、その後の静的試験中に減少していることである。

この場合も静的強度の定義と同ように、せん断強度は、静的せん断ひずみが 15% に達したときのせん断応力とし、これを動的履歴強度 ( $\tau_{dsf}$ ) と定める。

以下試料ごとにこの強度特性について述べる。

Fig. 9(a) は、宇部粘土 1 日圧密供試体のせん断強度とくり返しせん断ひずみ振幅 ( $\gamma_d$ ) の関係を示す。縦軸は鉛直圧力の影響を除外するため、普通の静的試験から得られた静的強度 ( $\tau_{sf}$ ) に対する動的履歴強度の比 (せん断強度比  $\tau_{dsf}/\tau_{sf}$ ) として表わしている。

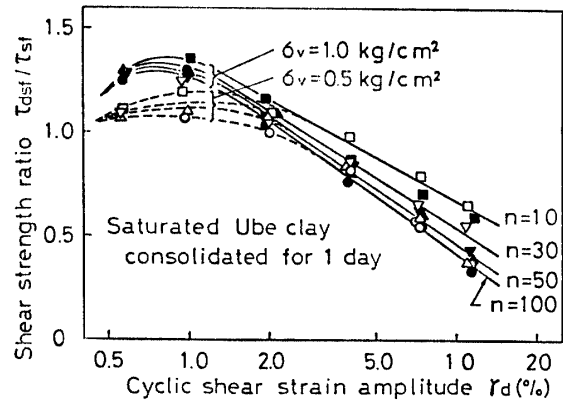


Fig. 9(a) Relationship between  $\tau_{dsf}/\tau_{sf}$  and  $\gamma_d$ .

せん断ひずみ履歴を受けた後の供試体のせん断強度は、くり返しせん断ひずみ振幅が大きく、また、そのくり返し回数が多いほど低下している。しかし、 $\gamma_d$  が 2~3% 以下のときせん断強度比が 1 以上になっていることからわかるように、微小ひずみをくり返し与えられた供試体のせん断強度は増加している。すなわち、供試体に 2~3% 以上のくり返しせん断ひずみを与えると、いわゆるくり返し効果によって土が軟弱化するため強度は低下するが、それ以下のひずみを加えればかえって供試体は強くなる。このような強度の増加は、くり返しせん断履歴によって土粒子構造が安定になったことを意味しており、一種のひずみ硬化現象と考えられる。

また、 $\gamma_d$  が 3% 以上では、鉛直圧力が異なっても関係曲線はくり返し回数ごとに 1 本の線で表わされるが、微小ひずみ領域に近づくにつれて、各曲線は鉛直圧力によって別々に示される。すなわち、圧密圧力の大きい供試体の方がせん断強度比も大きくなり、各曲線の差は  $\gamma_d = 1.0\%$  を中心として大きいことがわかる。

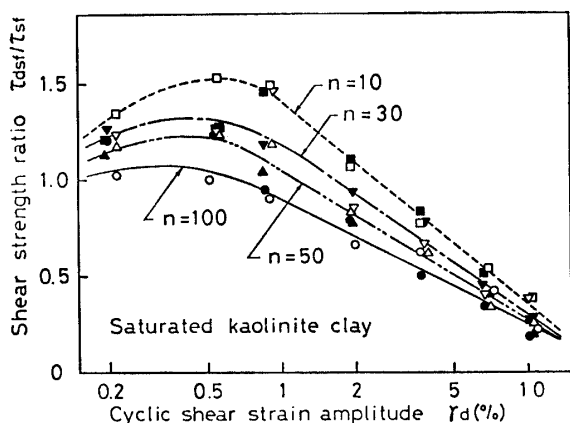


Fig. 9(b) Relationship between  $\tau_{dsf}/\tau_{sf}$  and  $\gamma_d$ .

この原因として、過剰間隙水圧の挙動のちがいがなどが考えられるが、後に実験結果を示して検討する。

Fig. 9 (b) は、カオリン粘土の  $\tau_{dsf}/\tau_{sf} \sim \gamma_d$  関係を示す。この関係は宇部粘土の結果とほとんど同じになっているが、 $\gamma_d$  の増加につれて各線が集中するという傾向が異なる。このことは、粘土によってくり返し効果が出やすいひずみの大きさが異なることを暗示している。そして、カオリン粘土ではこのひずみがほぼ1%と考えられる。ところが、カオリン粘土では  $\gamma_d=1\%$  のときせん断強度が最大になっており、ひずみ硬化も大きいことがわかる。したがって、この試料では、 $\gamma_d=1\%$  のときひずみ硬化およびくり返し効果が同時に起こりやすくなっていると考えられる。

このように、対象となる粘土やひずみレベルによって挙動のしかたは多少異なるが、一般に、くり返し回数が少なければひずみ硬化が、そして多ければくり返し効果が出やすくなるということが結論される。

以上のように、粘土によって異なる挙動を説明するため、豊浦砂について同様の実験を行い結果を Fig. 9 (c) に示した。これより動的履歴強度とくり返しせん断ひずみ振幅の関係は、カオリン粘土の関係曲線と似ていることがわかる。砂質土では粒子間に粘着力がないため、振動が加わると過剰間隙水圧が発生しやすい。このことを考慮すると、カオリン粘土と宇部粘土の強度変化に見られる違いは、過剰間隙水圧の発生のみが原因と考えられる。この点についても後述する。

また、地震時の土の性質を知るためには現場の土の挙動を調べることが望ましく、本研究では有明不攪乱粘土に対して同様なせん断試験を行った。

$\tau_{dsf}/\tau_{sf} \sim \gamma_d$  関係を Fig. 9 (d) に示す。これによると、動的履歴強度は  $\gamma_d$  が6~10%以上のとき静的強度より小さくなっており、このひずみは圧密粘土の

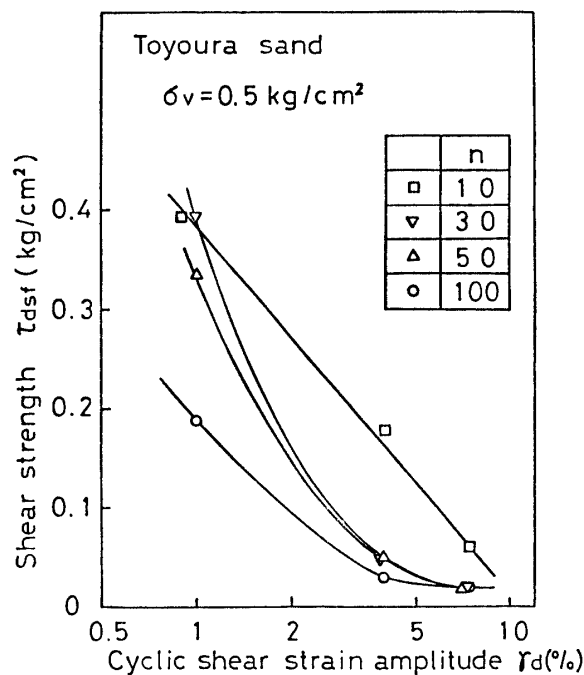


Fig. 9(c) Relationship between  $\tau_{dsf}$  and  $\gamma_d$ .

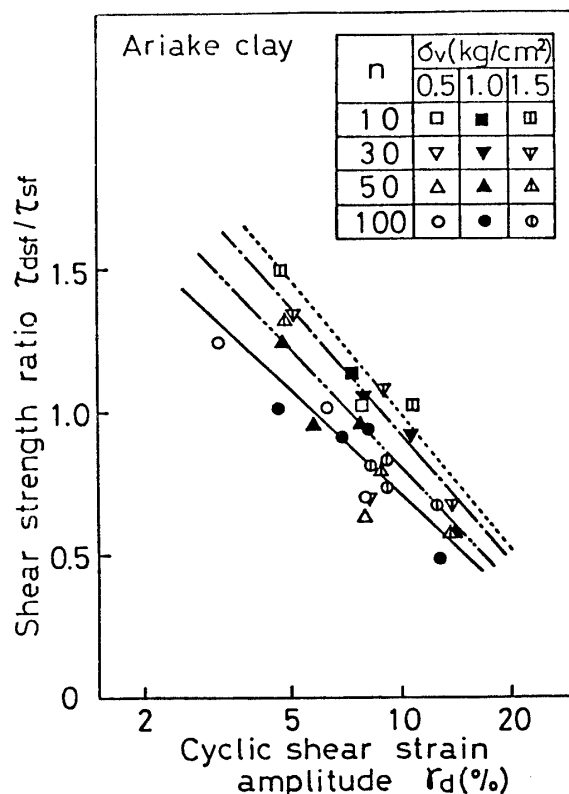


Fig. 9(d) Relationship between  $\tau_{dsf}/\tau_{sf}$  and  $\gamma_d$ .

値よりかなり大きい。この一因として、セメンテーションによる粒子間結合の強化が挙げられ、さらに、土粒子構造は長期間にわたる応力履歴によって、振動に対して安定な形になっていると考えられる。

また、この試料は、細砂を多く含むことと飽和度が低いことが原因となって、強度低下割合とひずみ硬化現象が大きく出ている。

次に、圧密試料と不攪乱試料のちがいおよびその原因を明らかにするため、宇部粘土を実験室で14日間圧密した試料について試験した結果を Fig. 9 (e) に示す。

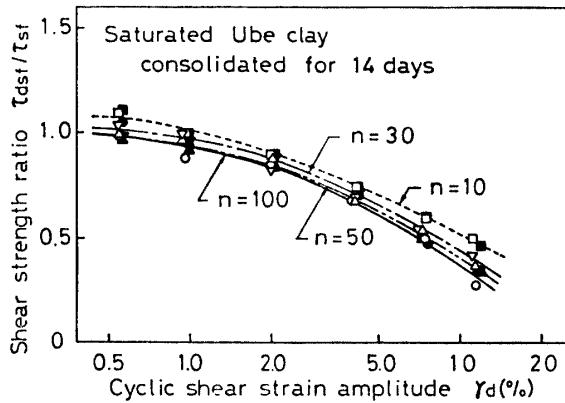


Fig. 9(e) Relationship between  $\tau_{dsf}/\tau_{sf}$  and  $\gamma_d$ .

せん断強度比は、 $\gamma_d$  の増加につれゆるやかに低下しており、砂の挙動と対称的である。また、1日圧密粘土に見られるような極端な強度増加はなく、ひずみ硬化現象は起こりにくいと考えられる。

このように、動的せん断履歴を与えることによって土の強度が変化することが理解された。Fig. 8 の記録波形に見られるように、くり返しせん断試験中のせん断抵抗はくり返し回数の増加とともに減少しているが、本研究では、この過程でのせん断抵抗の減少がその後の強度におよぼす影響を検討しているので、次にこの結果を示す。

Fig. 10 は、宇部粘土1日圧密供試体について振動中のせん断抵抗と  $\gamma_d$  の関係を示しており、各曲線のくり返し回数は同じである。くり返しせん断時のせん断抵抗の減少は、 $\gamma_d$  が大きいほど急になり、特にくり返し回数が少ないとき顕著である。すなわちこれがくり返し効果である。

せん断抵抗は、Fig. 9 と同様に静的強度で正規化し、応力比 ( $\tau_d/\tau_{sf}$ ) として表わしている。この応力比は、供試体に2%以上のせん断ひずみ振幅を1回加えたとき1.0を上まわっているが、これは静的試験より動的試験の方がせん断速度が速いために生じる現象で、速度効果といわれるものである。

また、 $n=3$  以上の各曲線には、 $\gamma_d=1\sim2\%$  のとき極大値が現われているが、このことは、それ以上のひずみが作用したとき、供試体のせん断抵抗が減少しやすいことを説明している。換言すると、 $\gamma_d=1\sim2\%$  は、

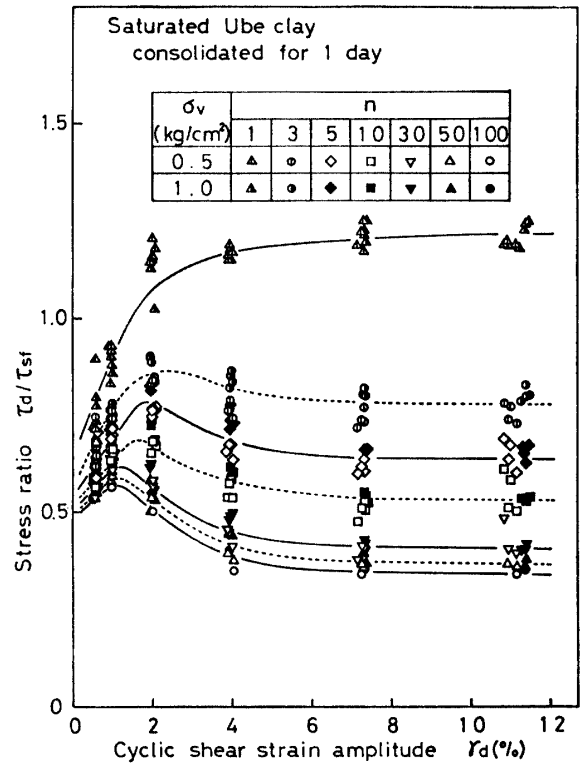


Fig. 10 Relationship between  $\tau_d/\tau_{sf}$  and  $\gamma_d$ .

くり返し効果を受けにくくなる境界値である。この結果は、Fig. 9 (a) において最大値が生じるひずみの範囲で一致しており、くり返し効果が強度低下をもたらすという従来の報告は妥当であると考えられる。

ここまで、せん断抵抗およびせん断強度の変化を中心に述べてきた。以後は、この過程で発生する過剰間隙水圧の挙動に着目して考察を加える。

過剰間隙水圧の発生のはかたは試料によって異なるが、くり返しせん断ひずみ振幅およびそのくり返し回数との関係は傾向が同じであるので、宇部粘土1日圧密供試体の試験結果を例にとって Fig. 11 にその挙動を示した。

図の前半は、くり返しせん断試験中に過剰間隙水圧

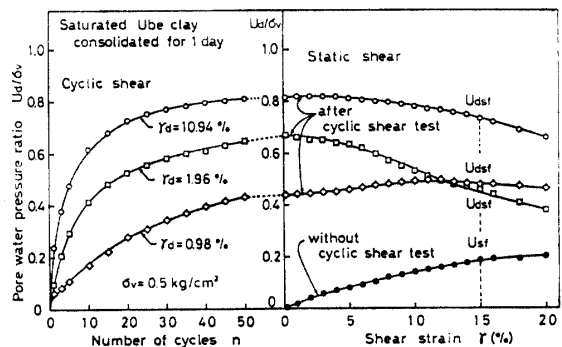


Fig. 11 Behavior of excess pore water pressure.

が上昇するようすを示している。過剰間隙水圧はひずみが与えられると同時に発生し、 $\gamma_d$  が大きいほど急速に、しかも大きく生じている。

後半は、動的履歴試験時の過剰間隙水圧の変化と、普通の静的試験で発生する過剰間隙水圧(図中の黒丸)を一緒に示している。くり返しせん断試験後の静的試験では、 $\gamma_d$  によって一旦上昇した過剰間隙水圧が減少しており、普通の静的試験の結果と異なる。

粘土に関する実験では、このときの過剰間隙水圧の減少量とせん断強度の間に明確な関係が得られなかったため、豊浦砂を用いて実験した。

Fig. 12 は縦軸にくり返しせん断試験終了時の過剰間隙水圧 ( $U_{df}$ ) と破壊時の過剰間隙水圧 ( $U_{dsf}$ ) との差をとり、 $\gamma_d$  との関係調べている。この関係は、Fig. 9(c) の関係曲線と類似していることに着目し、Fig. 13 に示す関係を得た。

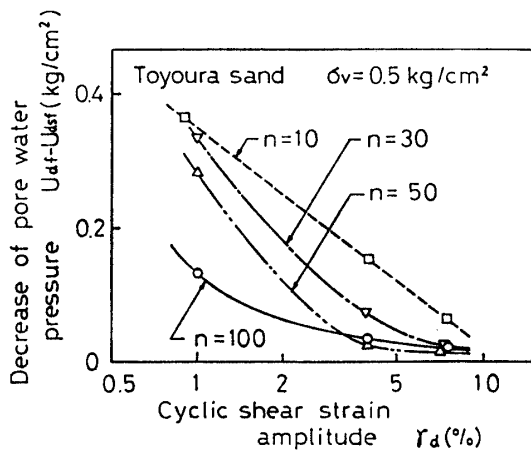


Fig. 12 Relationship between  $U_{df}-U_{dsf}$  and  $\gamma_d$ .

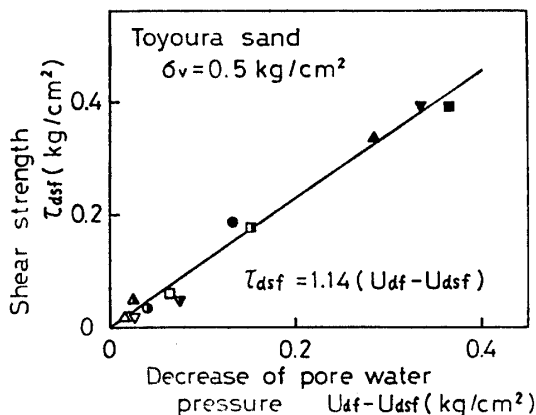


Fig. 13 Relationship between  $\tau_{dsf}$  and  $U_{df}-U_{dsf}$ .

すなわち、過剰間隙水圧の低下量とせん断強度は比例している。しかしながら、粘土に対してこの関係が得られなかったのは、粘着力が過剰間隙水圧の増加、減少を拘束しているためと考えられる。

また、豊浦砂の実験から、このような過剰間隙水圧の減少はダイレイタンスー特性に起因するものであることが明らかにされた。

Fig. 14 (a) は、宇部粘土1日圧密供試体について、くり返しせん断試験直後の過剰間隙水圧とくり返しせん断ひずみ振幅の関係を示している。

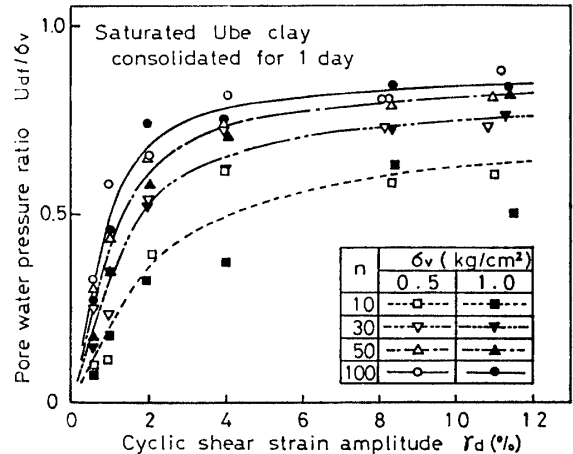


Fig. 14 (a) Relationship between  $U_{df}/\sigma_v$  and  $\gamma_d$ .

この図を詳しく調べると、小ひずみ領域で鉛直圧力が大きいとき、過剰間隙水圧は発生しにくくなっている。すなわち、圧密圧力が大きいと粒子結合が強くなるため、ダイレイタンスーが生じにくいと考えられる。したがって、Fig. 9 (a) において、 $\tau_{dsf}/\tau_{ssf} \sim \gamma_d$  曲線は  $\gamma_d$  が小さい範囲で一致せず、鉛直圧力が大きいときの方が強度も大きくなった原因として、ダイレイタンスー特性のちがいが考えられる。しかしながら、この考えに基づくならば、強度は過剰間隙水圧の発生によって常に低下するはずであるが、実際には増加も認められているため、新たにひずみ硬化などによる土粒子構造の変化を問題にする必要がある。

一方、 $\gamma_d$  が大きくなると、わずかな間隙水圧比のちがいは打ち消されるため、さきの  $\tau_{dsf}/\tau_{ssf} \sim \gamma_d$  関係は、くり返し回数ごとに1本の線でまとめられる。

同様に、Fig. 14 (b) は宇部粘土14日間圧密供試体の結果を示している。(a) 図と比較すると、小ひずみ領域で過剰間隙水圧の発生がやや抑えられているだけで、それ以外はほぼ同一である。

このことから、長期圧密粘土に見られるような振動時の安定性の増大には、過剰間隙水圧の挙動のちがいによるものはほとんど含まれず、大部分は粘着力の増加が原因と考えられる。

また、Fig. 14 (c) はカオリン粘土について同ような関係を求めたものである。カオリン粘土では過剰間隙水圧が発生しやすく、各曲線は接近している。すな



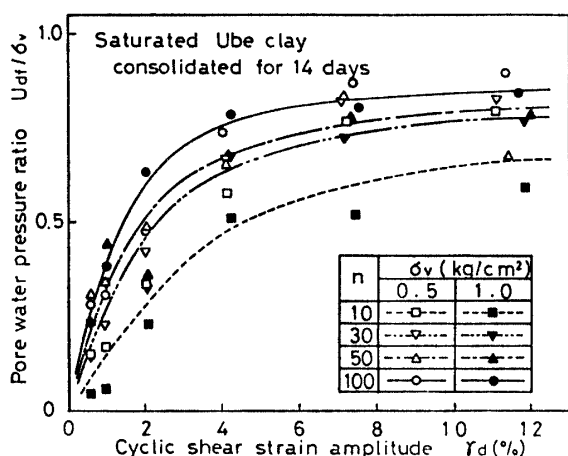


Fig. 14(b) Relationship between  $U_{df}/\sigma_v$  and  $\gamma_d$ .

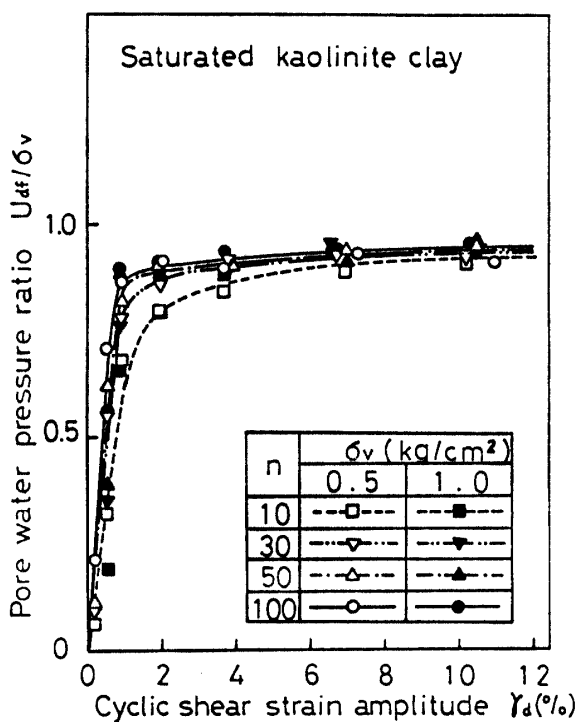


Fig. 14(c) Relationship between  $U_{df}/\sigma_v$  and  $\gamma_d$ .

わち、この時各供試体はほぼ同じ状態にあると考えられるが、Fig. 9 (b) に示すように、その後の強度は明らかに異なっている。このことから、せん断強度は過剰間隙水圧の発生量には現われない他の要素に支配されており、この要素としては攪乱の程度などが考えられる。

以上述べてきたように、振動を受けた土は過剰間隙水圧の発生によってせん断抵抗が減少し、そのせん断強度は  $r_d$  と  $n$  によって変化している。

この強度変化を引き起こす要因としては、くり返し効果とひずみ硬化が挙げられたが、つぎに応力経路を用いてこれらを評価する。

応力経路は次式により求めた。

$$\left. \begin{aligned} p' &= (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 = \{(1 - K_0^2)\sigma_v'^2 + \tau^2\}/2(1 - K_0)\sigma_v' \\ q' &= (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 = \{(1 - K_0^2)\sigma_v'^2 + \tau^2\}/2(1 - K_0)\sigma_v' \end{aligned} \right\} (3)$$

Fig. 15 は宇部粘土 1 日圧密供試体の応力経路の一例である。図中、白ぬきおよび黒ぬりの記号は、それぞれくり返しせん断試験時とその後の静的試験時の結果で、黒ぬりの 2 重記号が破壊点である。また、一点鎖線は、普通の静的試験から得られる破壊線を示す。

各曲線は、動的試験時に原点に向かって移動し、その後の静的試験ではこれと逆方向に移動している。すなわち、前者はくり返し効果に、後者はひずみ硬化に起因する変化である。そして、動的履歴強度はこの 2 つの要素に支配されていると考えられる。

Fig. 15 は、 $\gamma_d$  が約 2% のときの結果であるが、くり返しせん断履歴をうけた上の静的せん断応力経路は、静的破壊線を大きく越えており、強度増加の可能性が高いことを意味する。結局、この供試体では、くり返し効果による強度の減少よりひずみ硬化による強度増加の方が大きいため、Fig. 9 (a) に示すように動的履歴強度 ( $\tau_{df}$ ) は静的強度を上まわり、くり返しせん断

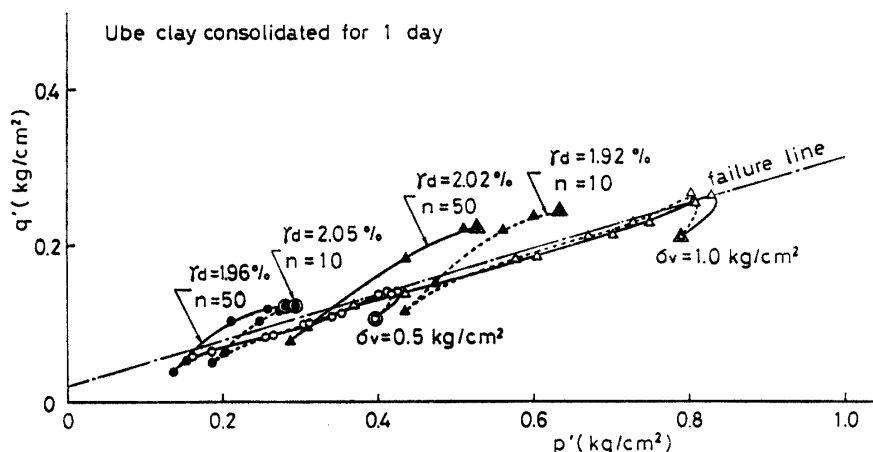


Fig. 15 Effective stress paths.

断ひずみ履歴によって強度が増加することが理解される。

また、ここには図を示さないが試料ごとの応力経路を比較した結果、カオリン粘土ではくり返し効果およびひずみ硬化が出やすく、長期圧密粘土ではその逆になっていることがわかった。これらの結果もまた、カオリン粘土の粒子結合が振動に対して比較的弱く、一方、長期圧密粘土は強いことを裏づけている。

## 6. 結 語

単純せん断試験機を用いて粘性土の静的強度および動的履歴強度を測定した結果、以下の点が明らかになった。

(1) 長期圧密粘土は、シキソトロピーやセメンテーションなどの影響によって粘着力が増加している。

(2) 単純せん断試験中の最小主応力は変化しないという仮定に基づき、Brookerの式を用いて単純せん断試験結果をモール円表示すると、内部摩擦角は三軸圧縮試験から得られた値より小さくなる。このため、ここで用いた仮定式とBrookerの式は検討の余地を残す。

(3) くり返しせん断試験後のせん断強度(動的履歴強度： $\tau_{asf}$ )は、くり返しせん断ひずみ振幅が大きいほど、また、そのくり返し回数が多いほど低下するが、ひずみ振幅が小さいときは、かえってくり返しせん断ひずみを受けないものより増加する。この傾向は試料とひずみレベルによって異なるが、くり返しせん断中の試料にくり返し効果だけでなく、ひずみ硬化も生じているためと結論される。

(4) 不攪乱試料は、永年にわたる応力・ひずみ履

歴とセメンテーションによって粒子構造が振動に対して安定になっており、6~10%以上のくり返しせん断ひずみ振幅を与えなければ強度低下が認められない。また、一般に粘着力が大きい土ほど、くり返し効果、ひずみ硬化が生じにくく、振動の影響を受けにくい。

(5) 粘性土には、せん断速度のちがいによって速度効果が認められる。すなわち、せん断速度が速いとき、せん断抵抗は大きくなる。

(6) くり返しせん断中のせん断抵抗は、くり返し回数の増加につれて減少する。この現象は、過剰間隙水圧の上昇で説明される。

最後に、本実験を行うにあたり助力をいただいた小串利勝、中山隆秀両君に謝意を表す。

## 参 考 文 献

- 1) K.L. Lee: "Cyclic strength of sensitive clay of eastern Canada" *Canadian Geotechnical Journal*, **16**, (1979)
- 2) W.N. Houston and H.G. Herrmann: "Undrained cyclic strength of marine soils" *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **106**, No. GT6 (1980)
- 3) 松井 保, 小原秀夫, 伊藤富雄: 「飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響」 *土木学会論文報告集*, **257**, (1977)
- 4) 大原資生, 松田博: 「飽和粘土の動的強度について」 *土木学会論文報告集*, **274**, (1978)
- 5) M. Oda: "On the relation  $\tau/\sigma_N = \kappa \tan \phi$  in the simple shear test" *Soils and Foundations*, **15**, No. 4, (1975)
- 6) E.W. Brooker and H.O. Ireland: "Earth pressures at rest related to stress history" *Canadian Geotechnical Journal*, **2**, (1965)

(昭和56年3月25日 受理)