

Research Report of the Research Institute
of Industrial Safety, RIIS-RR-87, 1987.
UDC 624.131.4 : 624.131.21 : 624.131.37

中空ねじり試験機を用いた自動単純せん断試験法 による砂の変形・強度特性*

堀井宣幸**

Simple Shear Testing Method Using Torsional Shear Apparatus and Strength-Deformation Characteristics of Sand in Torsional Simple Shear.*

by Noriyuki HORII**

Abstract ; Many field problems involve the simple shear condition as typically observed in such an element B in Fig. 1. The simple shear test is one of the plane strain shear test in which, as different from the plane strain compression test, both strain increments ϵ_t and ϵ_r equal to zero.

In this paper, the method for simple shear simulation using a hollow cylindrical specimen and the torsional simple shear behavior of sand are described. Drained tests at a controlled axial stress were performed auto-matically by means of a servo-system consisting of a personal-computer (PC 9801) and pneumatic-controlling system.

A hollow cylindrical specimen has dimensions of a height of 20 cm, an outer diameter of 10 cm and an inner diameter of 6 cm. Tested sand is Toyoura sand and its physical properties are $G_s = 2.64$, $D_{50} = 0.16$ mm and $U_c = 1.46$.

The main results obtained are summarized as follows :

- (1) Simple shear testing method using torsional shear apparatus can simulate a simple shear deformation with a high degree of accuracy.
- (2) The major part of principal stress rotation takes place only at the early stage of shearing where γ_{at} is less than 1%. At relatively large strain, however, the rotation is very small.
- (3) The strength and deformation properties of Toyoura sand at relatively large strain in torsional simple shear (TSS) are very similar to those by a plane strain compression (PSC) test in which the directions of principal stress with respect to the fabric of specimen and value of σ'_3 are similar to those at failure in TSS test.

Keywords ; Sand, Torsion, Simple shear test, Anisotropy, Shear strength, Drained shear

1. 緒言

斜面や盛土などの土構造物の安定や地盤の支持力解析において必要となる土の変形・強度特性(土質力学特性)を室内実験により求める場合、現場での応力、

ひずみ条件を忠実に再現できる試験方法を採用することが望ましい。Fig. 1 に斜面内の代表的な要素の変形形態を示したが、斜面の安定解析や地盤の支持力解析で考慮するすべり面内の土要素の破壊(せん断)モードは、単純せん断変形が主体であると考えられる(Fig. 1

* 第 22 回土質工学研究発表会において一部発表

** 土木建築研究部 Construction Safety Research Division

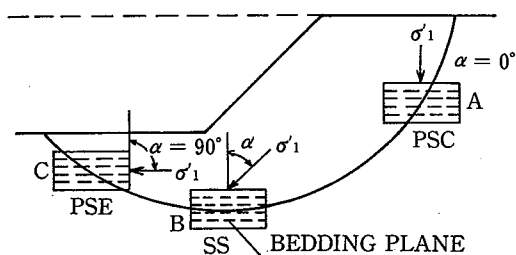


Fig. 1 Three representative soil elements in a soil mass deforming.

平面ひずみ状態で変形する地盤内の3つの代表的要素

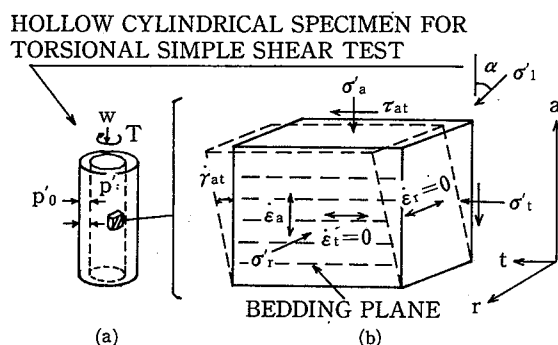


Fig. 2 Simple shear deformation in torsional shear.

中空ねじりせん断における単純せん断変形

のB)。したがって、現場での土構造物の変形、沈下(破壊)の予測あるいは支持力の推定などには、単純せん断試験により求められた応力—ひずみ特性を用いるのが合理的であろう。単純せん断変形の定義は、Fig. 2(b)の座標系で表すと、 r (半径)、および t (円周) 方向のひずみ増分がゼロ ($\dot{\epsilon}_r=0$, $\dot{\epsilon}_t=0$) のまま σ'_a 作用面が回転しないという条件でせん断ひずみ増分 γ_{at} が変化する変形状態をいい、とくに σ'_a 一定の場合には等圧(排水)単純せん断変形¹⁾という。従来、単純せん断試験機として、SGI 型²⁾、NGI 型³⁾およびケンブリッジ型単純せん断試験機⁴⁾などがあるが、境界での応力やひずみの測定が難しく、また供試体内部のひずみの非一様性が問題となっている⁵⁾。本報告は、中空ねじりせん断試験機⁶⁾を用いた自動単純せん断試験システムの開発^{7),8)}および、このシステムを用いて行った砂の排水単純せん断試験結果について述べたものである。

2. ねじり単純せん断試験システム

2.1 実験装置の概要

本試験装置の概況を photo. 1 に、基本構成を Fig. 3 に示す。中空供試体の寸法は内径 60 mm、外径 100 mm、高さ 200 mm である。軸圧、内・外側圧は、パー

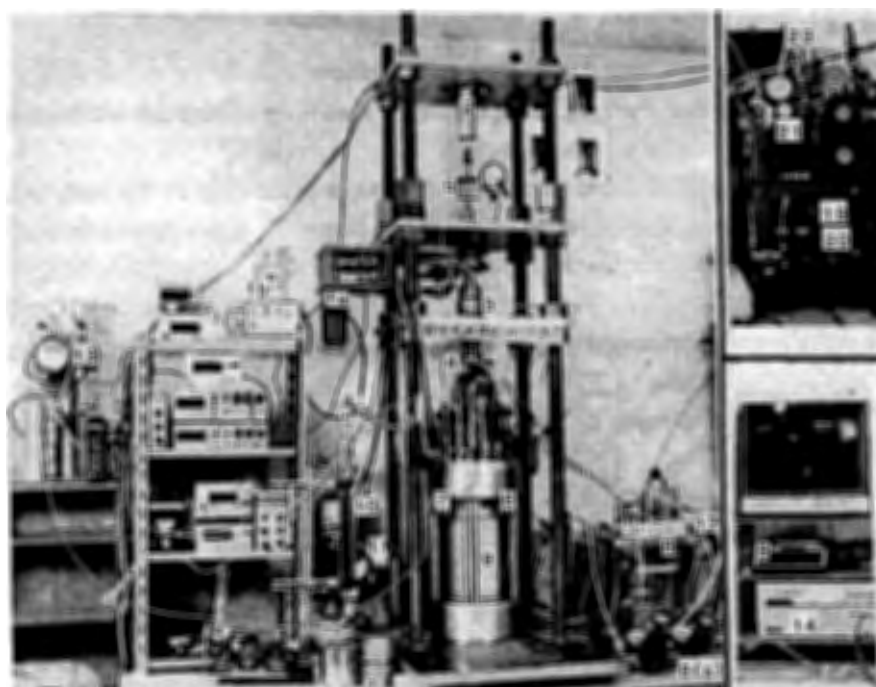


Photo 1 General view of torsional shear apparatus.

単純せん断試験の概要

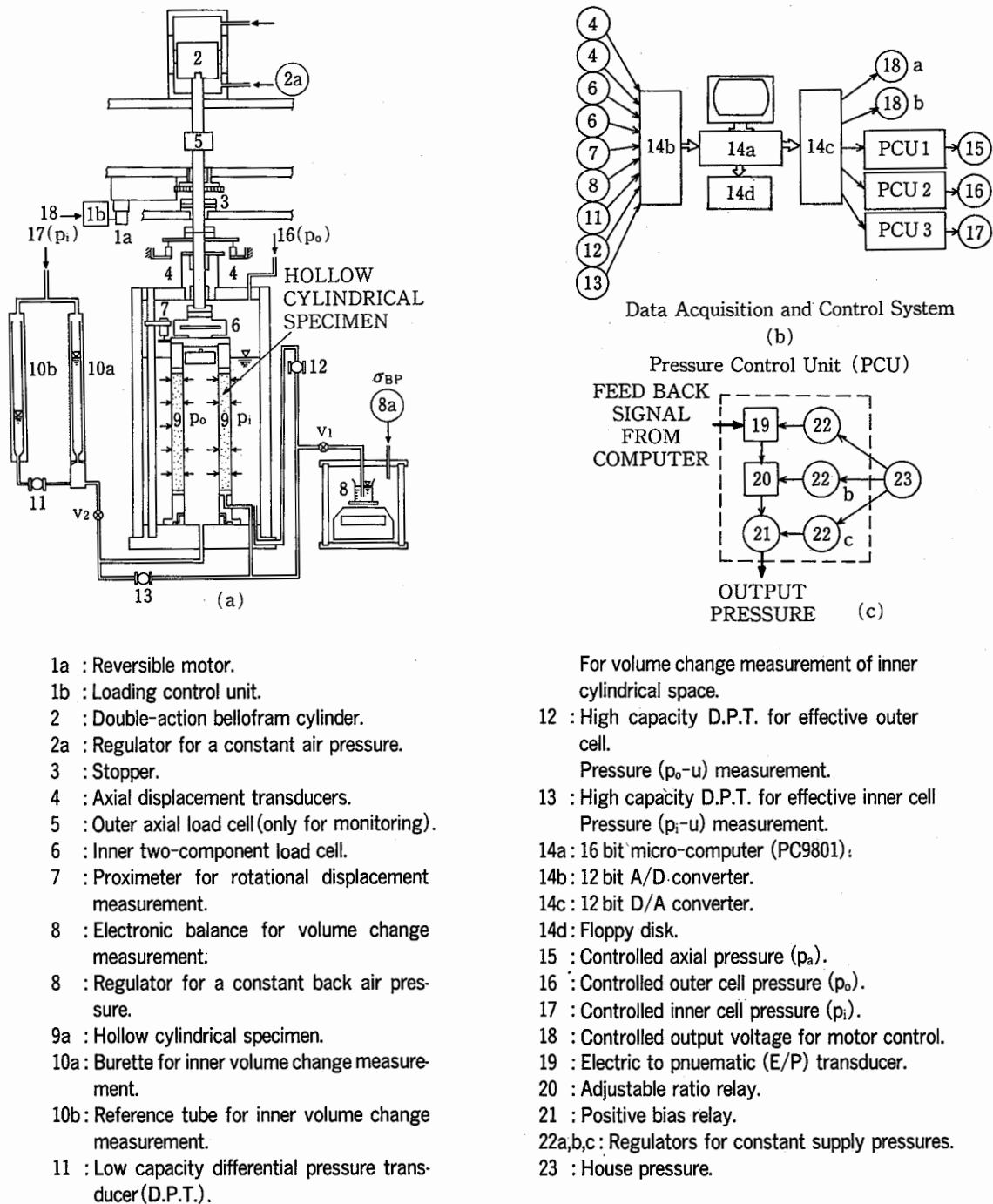


Fig. 3 Schematic diagram of torsional shear apparatus.

単純せん断試験システムの基本構成

ソナル・コンピュータ (PC-9801) からの命令で圧力制御装置によってそれぞれ独立して制御される。トルクは速度制御可能なリバーシブル・モーターにより、ボールスプライン軸を介して供試体に加えられる。軸力、

トルクの測定はセル内に取り付けた2方向ロードセルで行っているため、ロッドと軸受けとの間の摩擦の影響は除去されており供試体に作用する荷重を直接測定できる。有効内・外側圧は高容量差圧計により直接計

測しているため、非常に高い精度が確保されている。この試験システムでは、低容量差圧計によりビューレット (10 a) の水位変化を測定し、供試体の内空体積変化を算定している。ビューレットには流速による圧力変化の影響を除くため特別の工夫がされている⁹⁾。供試体の体積変化は電子天秤で測定しており 1 mg の精度で安定して計測できる。これらの計測データは、RS 232 C 経由でコンピュータのメモリーに入力される体積変化を除いて、すべて 12 bit A/D 変換器により高い精度でメモリーに入力している。パーソナル・コンピュータはこれらの計測データをもとに、12 bit D/A 変換器を

介して、モーターの ON/OFF、回転方向の反転、圧力制御装置 (PCU) の制御を行っている。

2.2 計測・制御プログラム

Fig. 4 に計測・制御プログラムのメインフローおよび、軸圧、内・外側圧制御ルーチンを示した。メインプログラムは、基本的には、1) データのサンプリング、2) 応力、ひずみの計算、3) 軸圧、内・外側圧の制御、4) 計測データのディスクへの出力の4つのプロセスより構成される。内・外側圧制御ルーチン⑤は、円周方向ひずみ ϵ_t 、半径方向ひずみ ϵ_r の絶対値が 0.002% より大きくなると起動され、内・外側圧を増減することにより、 ϵ_r 、 ϵ_t の絶対値が 0.01% 以下になるよう制御する。ここに、INCPRE は最小制御圧力であり、E/P 変換器の精度、供試体の密度 (間隙比) および側圧を考慮し、0.001~0.01 kgf/cm² としている。最大制御回数 (MAXITER) は通常は 20 回としているが、数回の繰り返して、許容値内に制御されているようである。軸圧制御ルーチン④は、軸圧が許容値 ± 0.005 kgf/cm² 内にあるように圧力を制御する。ここに、 σ'_a 、 σ'_{a0} はそれぞれ現在の軸圧、初期設定軸圧であり、 A_s 、 A_B はそれぞれ供試体、ペロフラム・シリンダー上室の断面

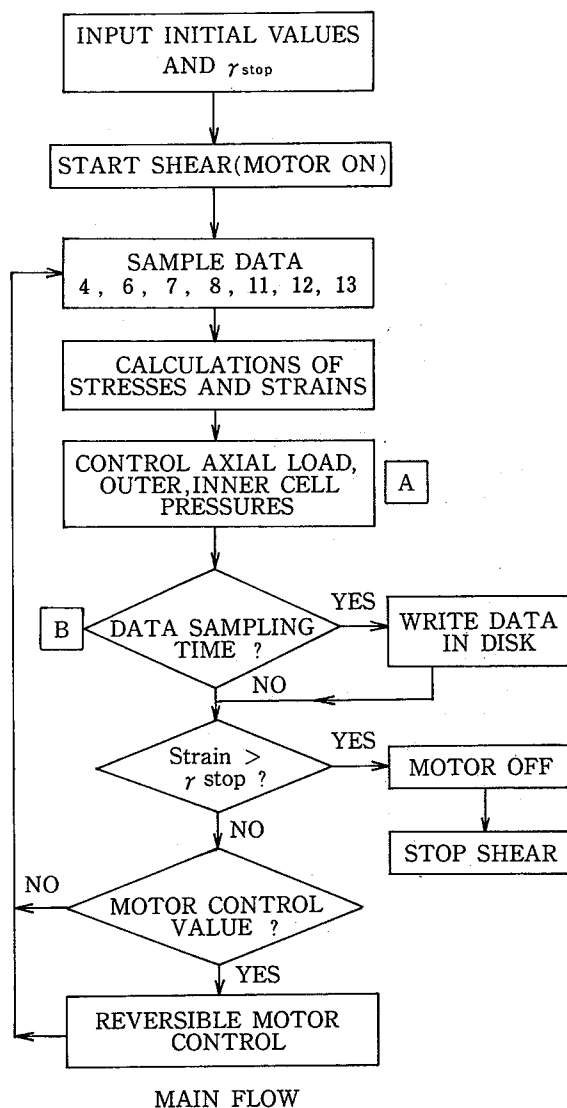


Fig. 4(a) Main flow and sub-flows of control program.

計測・制御プログラムのフローダイアグラム

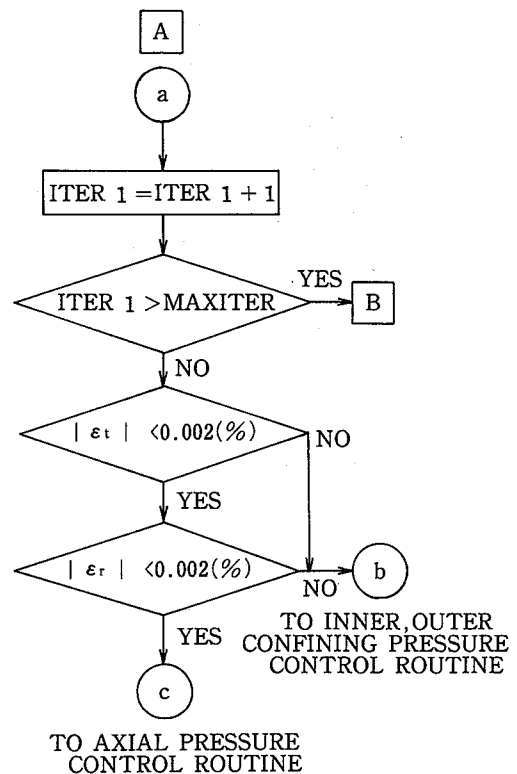


Fig. 4 (b)

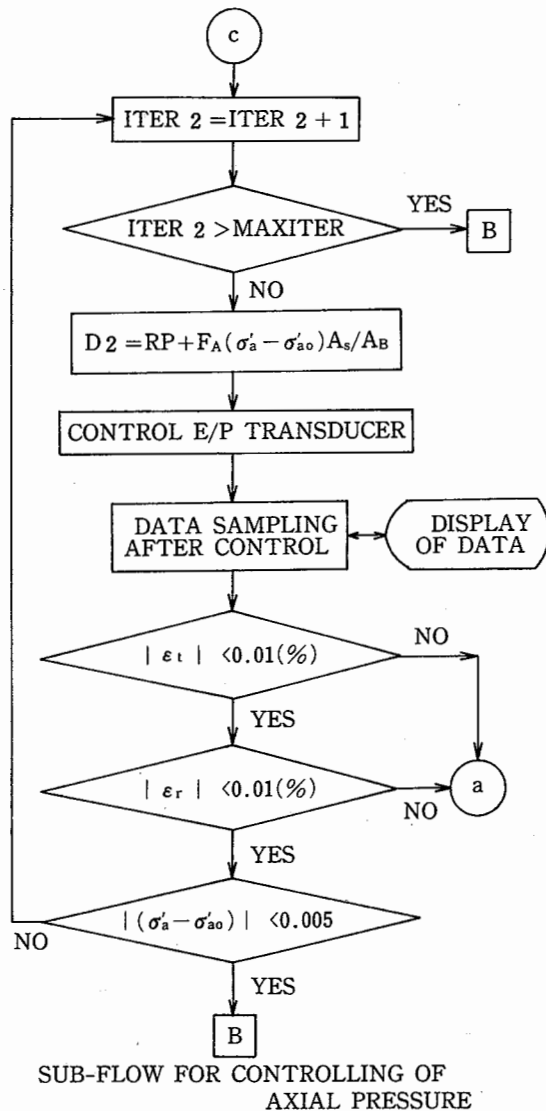


Fig. 4 (c)

積である。 F_A は制御係数であり、試行錯誤の結果 F_A の値は0.8としている。データのサンプリング間隔は10秒、圧力制御間隔は約1秒である。

3. 応力・ひずみの算定

本試験で採用した応力、ひずみの定義をTable. 1に示し、Fig. 2 (a)に座標系とその作用方向を示した。ここに、 P_i , P_o は内、外側圧、 R_i , R_o は供試体の現在の内、外半径、 W , T は軸荷重、トルク、 ΔH , H は供試体の軸方向変位、初期高さ、 U_o , U_i は供試体の内、外半径の変位および θ (rad)は供試体の回転角度である。

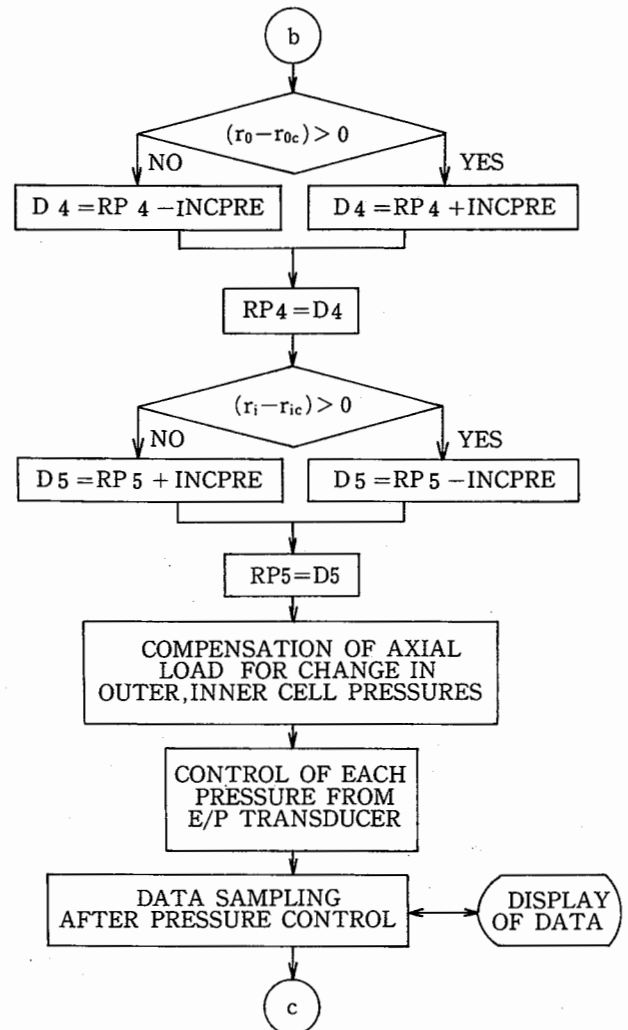


Fig. 4 (d)

4. 試料および試験方法

実験に用いた砂は、豊浦標準砂($G_s=2.64$, $D_{50}=0.16$ mm, $U_c=1.46$, $e_{\max}=0.977$, $e_{\min}=0.605$)である。空中落下法により作製した供試体は、所定の圧密圧力で異方圧密($\sigma'_{a0}=1.0$ kgf/cm², $\sigma'_{r0}=K_0 \cdot \sigma'_{a0}$, $K_0=0.52 e_{0.05}$)したのち、ひずみ制御方式(せん断速度 $\dot{\gamma}_{at}=0.02\%/min$)で排水ねじりせん断試験を行った。実験に用いた供試体の間隙比 $e_{0.05}$ (等方圧密応力が0.05 kgf/cm²の時の間隙比)は、0.658~0.798である。供試体の両端面は8枚のステンレス製の刃(高さ1.5 mm, 厚さ1.0 mm)を埋め込んだポーラスストーンで固定しており、供試体とポーラスストーンの間にすべりが生

Table 1 Calculation method of stresses and strains.

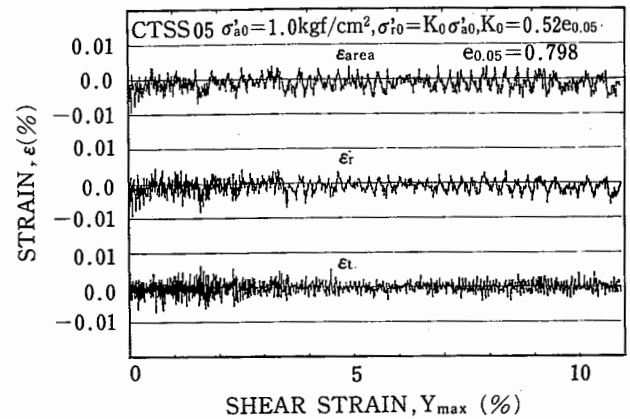
応力、ひずみの計算式

$$\begin{aligned}\sigma'_a &= \frac{W}{\pi(R_o^2 - R_i^2)} + \frac{(P_o R_o^2 - P_i R_i^2)}{(R_o^2 - R_i^2)} \\ \sigma'_r &= \frac{R_o R_o - P_i R_i}{R_o + R_i}, \quad \epsilon_a = -\frac{\Delta H}{H} \\ \sigma'_t &= \frac{P_o R_o - P_i R_i}{R_o - R_i}, \quad \epsilon_r = -\frac{U_o - U_i}{R_o - R_i} \\ \tau_{at} &= \frac{3T}{2\pi(R_o^3 - R_i^3)}, \quad \epsilon_t = -\frac{U_o + U_i}{R_o + R_i} \\ \gamma_{at} &= \frac{2\theta(R_o^3 - R_i^3)}{3H(R_o^2 - R_i^2)}\end{aligned}$$

じないようにしている。

5. 試験結果および考察

行った実験の概要（応力条件、間隙比等）を Table 2 に示す。供試体は外部からの水の浸入を防止するため円筒状のゴム（以下、メンブレンという）で覆われている。このため、供試体にはメンブレンによる力が作用する。したがって、実験中の応力の算定ではメンブレン力の補正を行っている¹⁰⁾。またせん断変形時の有効拘束圧の変化に伴い供試体にメンブレンが貫入するため、せん断中にその量を算定し補正する必要がある。

Fig. 5 Variations of ϵ_r , ϵ_t and ϵ_{area} during TSS test.試験中の ϵ_r , ϵ_t および ϵ_{area} の変動

ここで示す全ての実験結果に対して、これらの補正を行っている。

5.1 単純せん断変形の達成度

Fig. 5 は、実験番号 CTSS05 の試験結果であり、 $e_{0.05} = 0.798$ の供試体を初期応力比 $K_0 = \sigma'_r / \sigma'_a$, $K_0 = 0.52 e_{0.05}$ で異方圧密したのち、排水ねじりせん断した結果である。同図より ϵ_r , ϵ_t , $\epsilon_{area} (= \epsilon_r + \epsilon_t)$ の変動幅は試験中すべて $\pm 0.01\%$ 以内にあり、非常に精度よく制御されており、単純せん断条件はほぼ達成されて

Table 2 List of TSS test results.

ねじり単純せん断試験結果一覧

SIMPLE SHEAR TESTS SERIES

TEST NO.	DRAINAGE CONDITION	INITIAL CONDITION	$e_{0.3}$	ϕ_{max} (deg)	K	G	$\left(\frac{\tau_{at}}{\sigma'_a}\right)_f$
CTSS01	ACD	$\sigma'_{ao} = 1.0$ $\sigma'_{ro} = 0.42$	0.843	35.7	3.26	227	0.695
CTSS02	ACD	$\sigma'_{ao} = 1.0$ $\sigma'_{ro} = 0.38$	0.706	40.6	3.19	200	0.740
CTSS03	ACD	$\sigma'_{ao} = 1.0$ $\sigma'_{ro} = 0.38$	0.706	40.9	3.07	310	0.810
CTSS04	ACD	$\sigma'_{ao} = 1.0$ $\sigma'_{ro} = 0.40$	0.752	38.1	3.08	270	0.765
CTSS05	ACD	$\sigma'_{ao} = 1.0$ $\sigma'_{ro} = 0.40$	0.795	37.4	3.07	230	0.680
CTSS06	ACD	$\sigma'_{ao} = 1.0$ $\sigma'_{ro} = 0.38$	0.657	44.0	3.09	250	0.850

ACD: Anisotropically Consolidated Drained
 $e_{0.3}$: Void Ratio at $\sigma'_r = 0.3$; Unit: kgf/cm²

$$K = \frac{\sigma'_1 / \sigma'_3}{(-d\epsilon_3 / d\epsilon_1)}$$

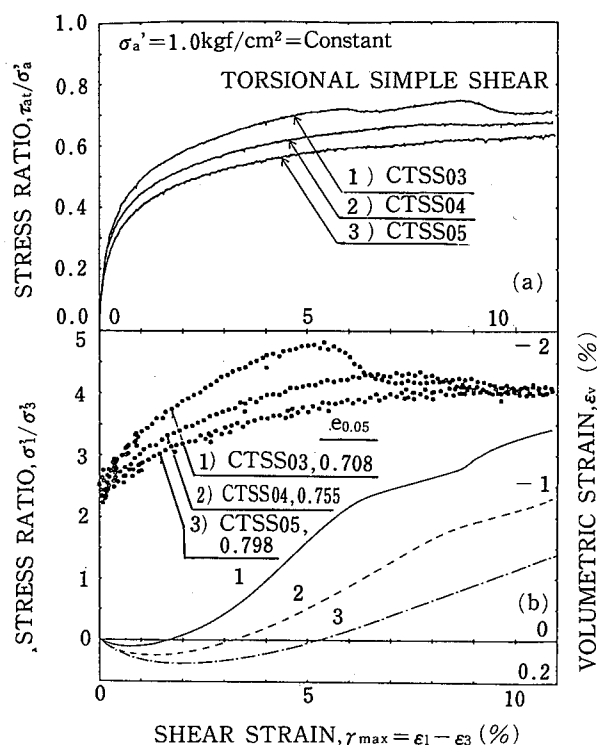


Fig. 6 Relationships between τ_{at}/σ'_a , σ'_1/σ'_3 , e_v and γ_{max} .
応力比, 体積ひずみ～せん断ひずみ関係

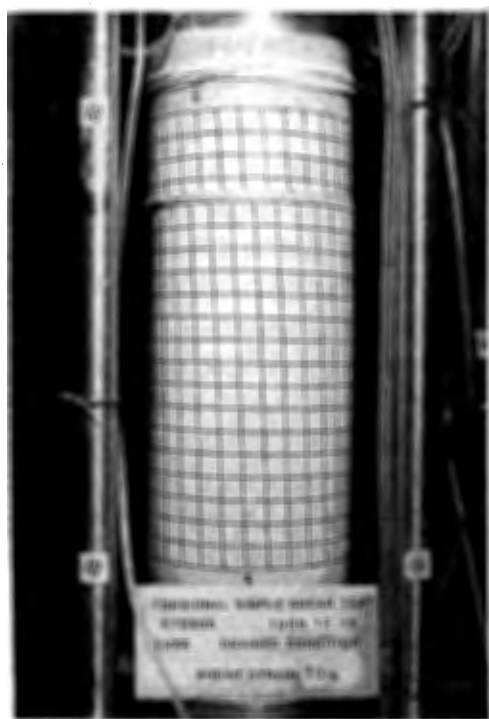


Photo 2 Specimen after test standing at a partial vacuum.
負圧で自立している試験後の供試体

いると考えられる。

5.2 単純せん断における変形・強度

実験番号 CTSS 03, CTSS 04 および CTSS 05 ($e_{0.05}$ はそれぞれ 0.708, 0.755, 0.798) の 3 個の単純せん断試験の応力比 (τ_{at}/σ'_a), 主応力比 R (σ'_1/σ'_3), および体積ひずみ (e_v) ～せん断ひずみ (γ_{at}) 関係を Fig. 6 に示した。同図より, 密な供試体では明確なピークが認められる, これは密度の大きいものほど, 明瞭なすべり層 (Shear band) が入り, この Shear band にひずみが集中し, ひずみ軟化傾向を示すためと考えられる。一方密度の低い供試体では, 複数の Shear band が発生するためひずみが一ヶ所に集中せず, 軟化傾向は小さくなる。変相点 (最大体積圧縮時点) における応力比は, 密度によらずほぼ一定値をとり, $\sigma'_1/\sigma'_3 = K$ ($-d\epsilon_3/d\epsilon_1$) で整理すれば¹¹⁾, K は 3.07～3.26 の範囲にある¹²⁾。また, せん断ひずみが大きくなるにしたがい, 一定の応力比に収束する傾向がみられるが, 体積ひずみは依然として負の増加傾向を示しており, まだ残留状態には至っていないようである。Photo.2 は密な供試体 ($e_{0.05} = 0.658$) の Shear band を示しており, Shear band は堆積面 (水平面) とほぼ同じ方向に入っていることがわかる。Fig. 7 は単純せん断変形時の応力比～せん断ひずみ関係と平面ひずみ圧縮試験結果¹³⁾を比較したもので, 密度, ピーク時の中間主応力係数 b ($= (\sigma'_2 -$

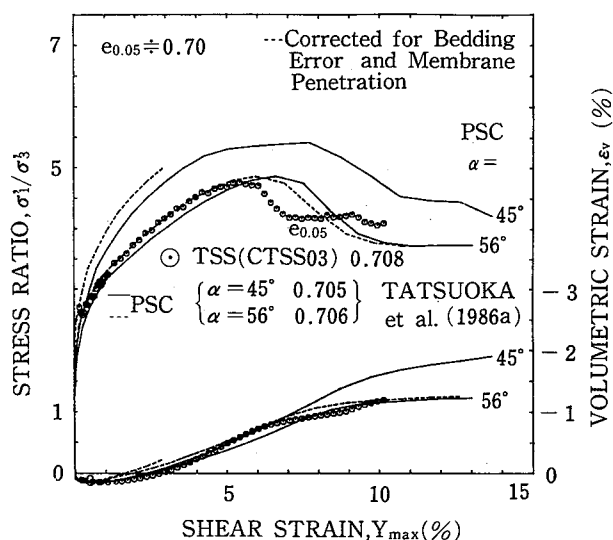


Fig. 7 Comparison of stress-strain curves between PSC and TSS.

平面ひずみ圧縮 (PSC) とねじり単純せん断 (TSS) での応力～ひずみ曲線の比較

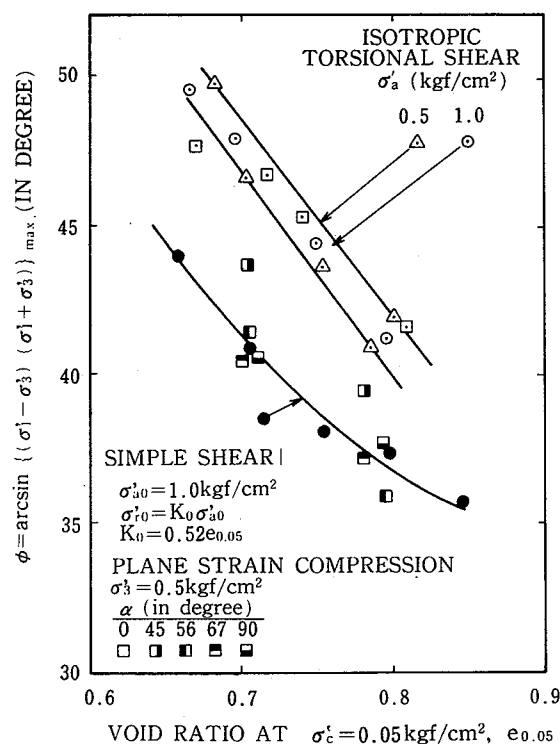


Fig. 8 Relationship between ϕ and $e_{0.05}$.
せん断強度と間隙比の関係

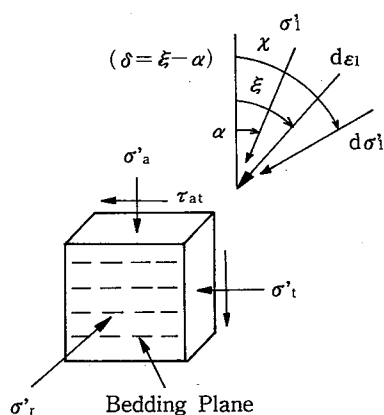


Fig. 9 Definition of α , ξ and χ of a soil element.
 α , ξ および χ の定義

$\sigma'_3)/(\sigma'_1 - \sigma'_3)\}$, α (最大主応力軸と鉛直軸とのなす角度), σ'_3 がほぼ等しい ($b=0.22\sim 0.26$, $\alpha=56^\circ$, $\sigma'_3=0.5 \text{ kgf/cm}^2$) 平面ひずみ圧縮試験データを図示している。同図よりピーク時のせん断ひずみは若干違っているが、内部摩擦角 ϕ_d はほぼ等しい値となっている。Fig. 8 は等方ねじりせん断試験⁹⁾, $\sigma'_3=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の平面ひずみ圧縮試験¹³⁾ および単純せん断試験における, $e_{0.05}$ と ϕ_d との関係を示している。これによると単純せん断試験による ϕ_d は等方ねじりせん断試験による ϕ_d より

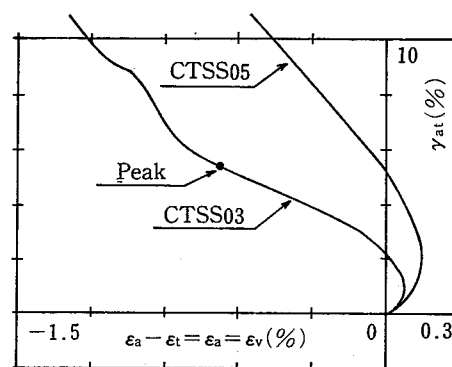


Fig. 10 Strain path in simple shear.
単純せん断におけるひずみ径路

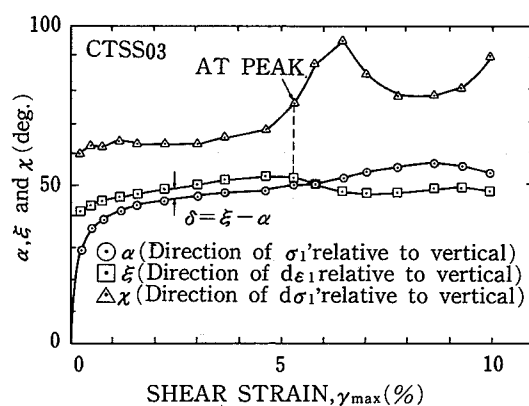


Fig. 11 Relationships between α , ξ , χ and γ_{at} (dense specimen).
 α , ξ および χ と γ_{at} の関係 (密な供試体)

いずれも小さい値を示しており、むしろ単純せん断試験におけるピーク時の α (50° 前後) が等しい平面ひずみ圧縮試験による ϕ_d にほぼ等しいことがわかる。

5.3 せん断に伴う主応力方向、主ひずみ増分および主応力増分方向の変化

Fig. 9 に供試体の一要素の応力状態および鉛直方向に対する最大主応力 σ'_1 の方向 α , 最大主ひずみ増分 $d\varepsilon_1$ の方向 ξ と最大主応力増分 $d\sigma_1$ の方向 χ の定義を示した。Fig. 10 に CTSS 03 と CTSS 05 におけるひずみ径路を示した。単純せん断の場合、円周方向ひずみ ε_t と半径方向ひずみ ε_r は共にゼロであり、軸ひずみ ε_a と体積ひずみ ε_v は同値となるため、Fig. 10 は ε_v とせん断ひずみ γ_{at} の関係でもある。Fig. 11, Fig. 12 にそれぞれ密、ゆるい砂の α , ξ , χ と γ_{max} の関係を示した。両図から、主応力増分方向 χ と主ひずみ増分方向 ξ の差は、小さいひずみ領域では大きいことがわかる。また、ピーク付近より χ は急に増加する傾向がみられるが、これは Shear band が発生し供試体の中で応力が

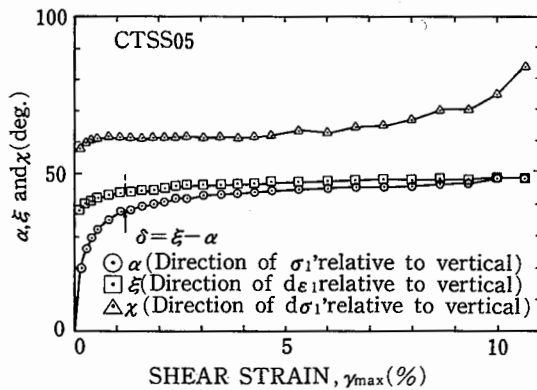


Fig. 12 Relationships between α , ξ , χ and γ_{at} (loose specimen).

α , ξ および χ と γ_{at} の関係 (ゆるい供試体)

不均一になるためと思われる。ゆるい砂でははっきりした Shear band が発生しないため χ の値はあまり変動しないが $\gamma_{max}=10\%$ より急に増加しようとしている様子がうかがえる。これは目視できない Shear band が多数発達しているためと考えられる。Stroud¹⁴⁾ は単純せん断試験機 (SSA, Mk. 7) を用いた実験で、密な砂において同様な結果を報告している。しかし、ゆるい砂では同じ試験条件であっても $(\chi - \xi)$ の値の変動が大きいことが示されている。Fig. 13 に主応力方向と主ひずみ増分方向の差 $\delta (= \xi - \alpha)$ とその時動員された内部摩擦角 $\phi_{mob} \{ = \sin^{-1}(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3) \}$ との関係を図示したが、せん断の進行と共に δ がゼロに近づく傾向を示している。密な砂ではピーク時に δ はほぼゼロになるが、その後の軟化過程において δ は負の値になることが Fig. 11, Fig. 13 に示されている。CTSS 04 の試験でも同様な傾向がみられ、これもやはり Shear

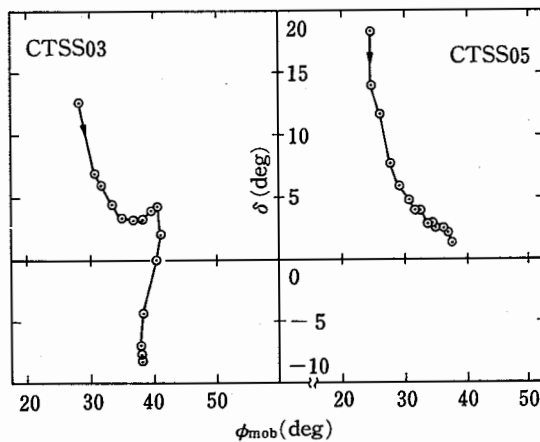


Fig. 13 Relationships between δ ($\xi - \alpha$) and ϕ_{mob} .
 δ ($\xi - \alpha$) と ϕ_{mob} の関係

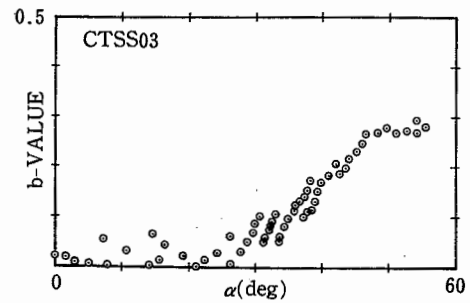


Fig. 14 Relationship between b-value and α .
b 値と α の関係

band の発生による応力およびひずみの不均一性による影響と思われる。一方、ゆるい砂においては δ はせん断中常に正である。 $e_{0.3} \approx 0.7 \sim 0.8$ の試験では、主応力方向と主ひずみ増分方向が一致する時の $\alpha (= \xi)$ の値は 50° 前後であるが、密な砂では α はさらに増加する。

5.4 中間主応力 σ'_2 の変動

中間主応力の影響を調べるため、一般に中間主応力係数 $b \{ = (\sigma'_2 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 - \sigma'_3) \}$ がよく用いられる。通常の単純せん断試験機において中間主応力 σ'_2 を求めることが非常に困難であるため信頼できるデータは少ない。今回の試験法では境界における応力状態が明確であるため主応力を容易に計算できる。Fig. 14 に密な砂 (CTSS 03) の b 値と主応力方向の回転角 α との関係を示した。供試体の内、外側圧を独立に制御しているためデータは多少変動しているが一定の傾向はみられる。Fig. 11 と照らし合わせてみると b 値はひずみの進行と共に増加していることが分かる。しかし、主応力方向が約 25° 回転するまで b 値はほとんどゼロに近いという特徴を持っている。ピーク時における b 値は $0.25 \sim 0.28$ であり、軟化過程においても b 値は変化しない。龍岡ら¹³⁾ は平面ひずみ圧縮 (PSC) 試験においてピーク時の b 値は密度に関係なく $0.22 \sim 0.26$ の範囲にあることを示しており、単純せん断で得られた値とよく一致している。今回の一連の実験データでも b 値はゆるい砂ほど若干大きいとその差は非常に小さいことが示されている。平滑化した $b - \alpha$ 関係を Fig. 15 に示したが、ピークまでは砂の密度に関係なく狭い領域に収まっていることが分かる。通常のねじり試験 (内、外側圧が等しく一定に保持) では $b = 0.5$ と一定値となる。また、内、外側圧が等しい状態で側圧を制御しても $b = \sin^2 \alpha$ という制約条件を受ける (Fig. 15)。すなわち内、外側圧を独立に制御しないと単純せん断変形は得られ

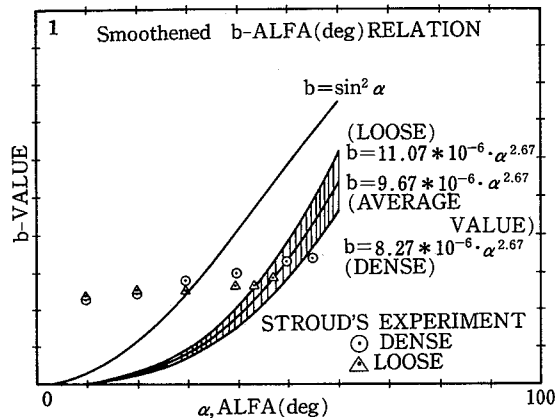


Fig. 15 Relationship between b-value and α .
b 値と α の関係

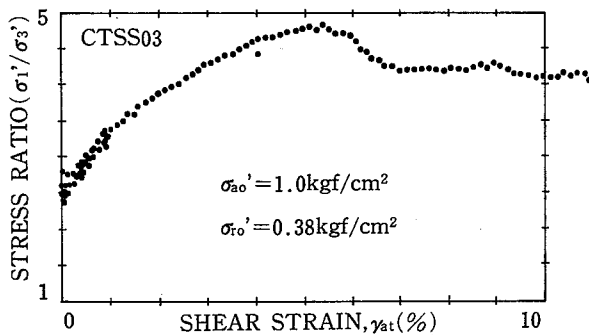


Fig. 16 Relationship between σ'_1/σ'_3 and γ_{at} .
主応力比とせん断ひずみの関係

ないことになる。Fig. 15 に Stroud の実験データ (ゆるい砂と密な砂) も図示したが、密度に影響されない点を除いて、全体的な傾向は全く違っている。これは、せん断開始時点では α と b はともにゼロであるが、Stroud の実験ではこの条件が満たされていないこと。さらに、側方応力の測定が非常に困難であることなどに原因があると思われる。

5.5 主応力方向の回転とその影響

空中落下法あるいは多重ふるい落下法により作成した供試体は構造異方性 (水平面を堆積面とする) を有することはよく知られている。龍岡ら¹³⁾、小田ら¹⁵⁾は、PSC において主応力方向と堆積面の方向が異なることによる砂の強度異方性について報告している。ここでは単純せん断変形における主応力方向 α の連続的回転について述べる。Fig. 16, Fig. 17 にそれぞれ CTSS 03 の主応力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3) \sim \gamma_{at}$ 、 $(\sigma'_1/\sigma'_3) \sim \alpha$ の関係を示した。Fig. 11 から γ_{at} が 0.2% に達するまでに α は最大回転角の 60% も回転しており、さらに、 $\gamma_{at}=1\%$ で

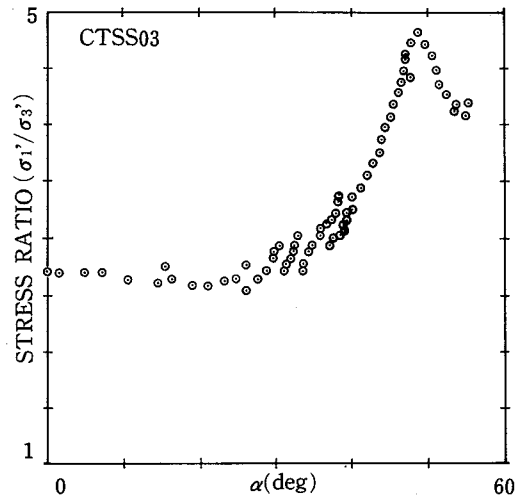


Fig. 17 Relationship between σ'_1/σ'_3 and α .
主応力比と主応力方向の関係

は α はすでに 80% も回転していることがわかる。 γ_{at} が 1% までは (σ'_1/σ'_3) 値に多少ばらつきがみられる (Fig. 16, Fig. 17)。このような現象は Fig. 14 にもみられ、これはせん断初期において供試体の内、外側圧、軸圧の制御が完全には行われていないためと考えられる。しかし、初期せん断速度を非常に遅く ($\dot{\gamma}_{at}=0.002\%/min$) しても全ての実験データにおいて同じ傾向がみられた。また、Fig. 16, Fig. 17 から、 (σ'_1/σ'_3) はせん断初期に減少し、その後増加する傾向を示すが、 α が約 80% 回転しても (σ'_1/σ'_3) は最大値のわずか 30% しか増加していないことがわかる。すなわち、主応力方向の回転の大部分は (σ'_1/σ'_3) 、 γ_{at} が小さい間に生じ、大レベルのせん断ひずみが生じる時には α はあまり回転していない。このような傾向は Stroud の実験データにもみられる。次に主応力方向の連続的回転が生じない平面ひずみ圧縮 (PSC) 試験と単純せん断 (TSS) 試験の比較を行う。Fig. 18 に (σ'_1/σ'_3) および $\alpha \sim$ 最大せん断ひずみ $\gamma_{max} (= \epsilon_1 - \epsilon_3)$ 関係を三次元空間に示した。単純せん断試験において

$$\gamma_{max} = \sqrt{(\epsilon_a^2/4 + \gamma_{at}^2)}$$

となるため $\gamma_{at}=10\%$ で γ_{max} と γ_{at} の誤差は密な、ゆるい砂の場合それぞれ 1%, 0.3% となる。最大主応力方向と供試体の堆積方向を種々変えた PSC のデータは文献 (13) より引用した。PSC の場合せん断中の α (σ'_1 方向と堆積面の法線とのなす角度) は一定であるが、 α が大きいほど構造異方性の影響を受け最大応力比が低下する。 $\alpha=67^\circ$ 付近に谷間があり、また $\alpha>67^\circ$ にお

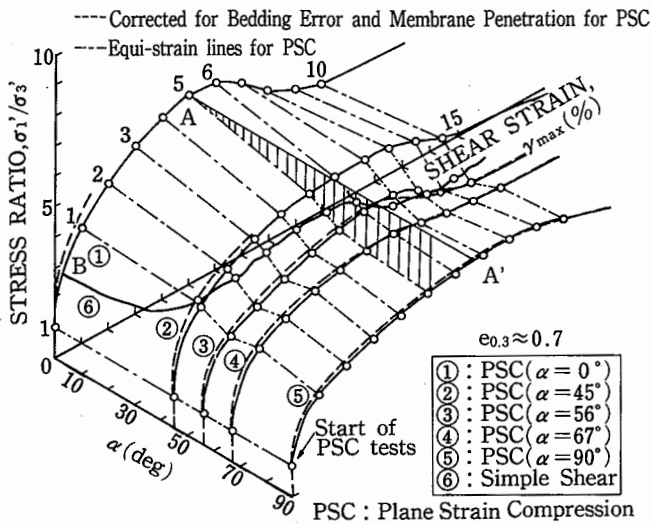


Fig. 18 Comparison of σ'_1/σ'_3 , $\gamma_{\max} = \epsilon_1 - \epsilon_3$ and α relation between TSS and PSC for dense specimens.

主応力比, 最大せん断ひずみおよび主応力方向の関係 (TSS と PSC の比較)

いて応力比が増加する。図中の曲線⑥は CTSS 03 のものである。この図からもわかるように主応力方向は (σ'_1/σ'_3) と $\gamma_{\max}$ が小さい間に大きく回転して、PSC で作られる曲面上谷間に向かって移動した後、最大内部摩擦角 $\phi_{\max}$ が発揮される。したがって、 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ における b 値および α を考慮すれば、PSC と同様な内部摩擦角 $\phi_{\max}$ が得られる。同図に PSC に対する等ひずみ線も示した。 α が回転しているにもかかわらず単純せん断のひずみ状態はピークまで PSC の等ひずみ線上に載っている。また、構造異方性の度合を表すため α -軸に平衡な AA' を引いた。 $\gamma_{\max} = 5\%$ の等ひずみ線と AA' の鉛直距離が構造異方性の度合を表現している。仮に $\sigma'_1/\sigma'_3 \sim \gamma_{\max} \sim \alpha$ 関係が主応力方向の連続的回転の影響を受けないのならば砂の構成式の定式化が簡明になるが、TSS, PSC における供試体の変形の一様性を確認しながらこのことをさらに検討する必要がある。

小田, 小西¹⁶⁾は単純せん断変形において α と τ_{at}/σ'_a の間に次の様な式を半理論的に導いた。

$$\tau_{at}/\sigma'_a = \kappa \cdot \tan \alpha \quad (1)$$

ここで κ は実験条件に依らない材料定数で $\kappa = \sin \phi_{cv}$, ϕ_{cv} は constant volume 状態における内部摩擦角である^{17), 18)}。Fig. 19 に $\alpha \sim \tau_{at}/\sigma'_a$ 関係を示した。pre-peak 状態まで密度に関係なくユニークな曲線になることがわかる。ここで κ を厳密に調べるため $\kappa \sim \phi_{mob}$ の関係を Fig. 20, Fig. 21 に斜線でデータの範囲を示した。これらの図より厳密に言えばせん断中 κ は一定で

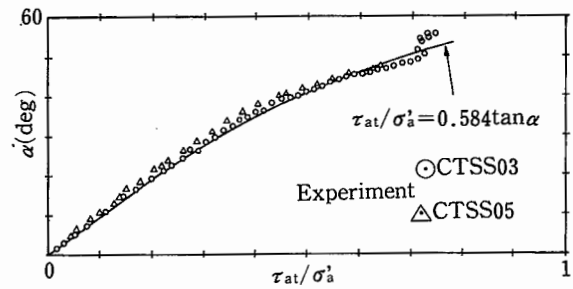


Fig. 19 Relationship between τ_{at}/σ'_a and α .
応力比と主応力方向の関係

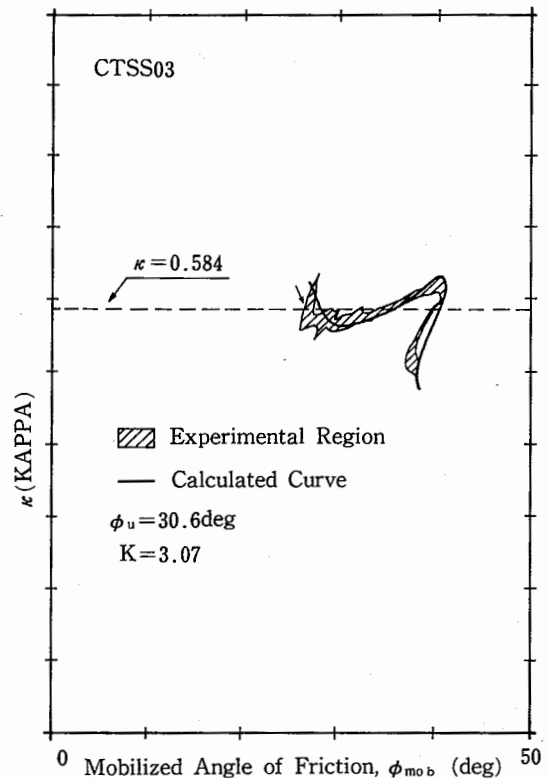


Fig. 20 Relationship between κ and ϕ_{mob} (dense specimen).

κ と ϕ_{mob} の関係 (密な供試体)

はないことがわかる。特に post-peak 状態において κ は急激に減少している。龍岡¹⁹⁾はモールの応力円およびひずみ増分円を用いて幾何学的条件より κ を式(2)のように表した。

$$\kappa = \sin \phi_{mob} \{1 - \sin(\nu - 2\delta)\} / \{1 - \sin \phi_{mob} \cdot \sin(\nu - 2\delta)\} \quad (2)$$

ここで、 ν , R , K はそれぞれダイレクタンシー角, 主応力比および Rowe のダイレクタンシー係数¹¹⁾で、次のように表わされるものである。

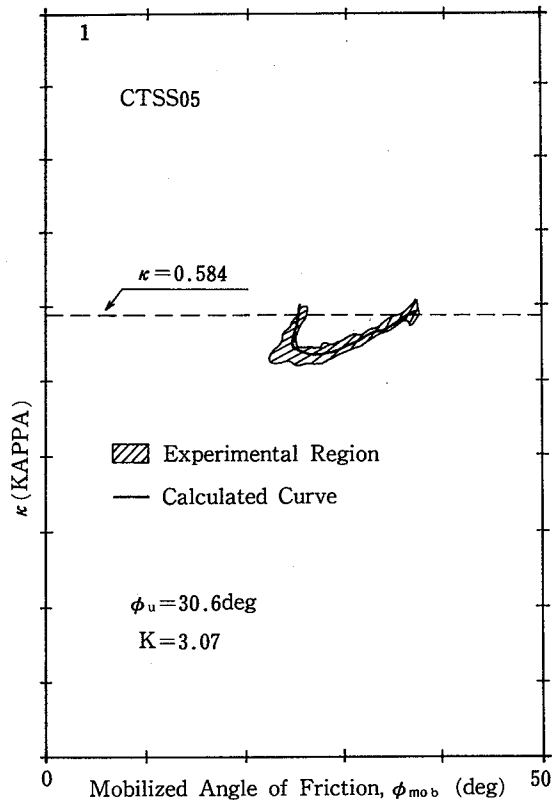


Fig. 21 Relationship between κ and ϕ_{mob} (loose specimen).

κ と ϕ_{mob} の関係 (ゆるい供試体)

$$\left. \begin{aligned} \nu &= \sin^{-1} \{ (R-K)/(R+K) \} \\ R &= \sigma'_1 / \sigma'_3 \\ K &= R / (-d\varepsilon_3 / d\varepsilon_1) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Fig. 22 にストレス～ダイレタンシー関係を示した。その勾配より $k=3.07$ となった。またゆるい砂では若干大きくなる。式(2)の妥当性を調べるため Fig. 14 に示した $\delta \sim \phi_{mob}$ 関係と κ を用いて式(2)を計算し、その結果を Fig. 20, Fig. 21 に実線で示した。ゆるい、密の両砂において実験データとよく対応しており、 κ は材料定数ではないことがわかる。しかし、式(2)を用いて κ をその都度計算することは不可能である。Fig. 19 には非常にゆるい供試体 (CTSS01) の ϕ を ϕ_{cv} とみなし、 $\kappa=0.584$ として計算した α と τ_{at}/σ'_a 関係を図示した。pre-peak 状態まで実験データとよく対応しており、 κ の平均値の近似値として $\kappa = \sin \phi_{cv}$ を用いることができる。

6. 結言

中空ねじりせん断試験機を用いた自動単純せん断試

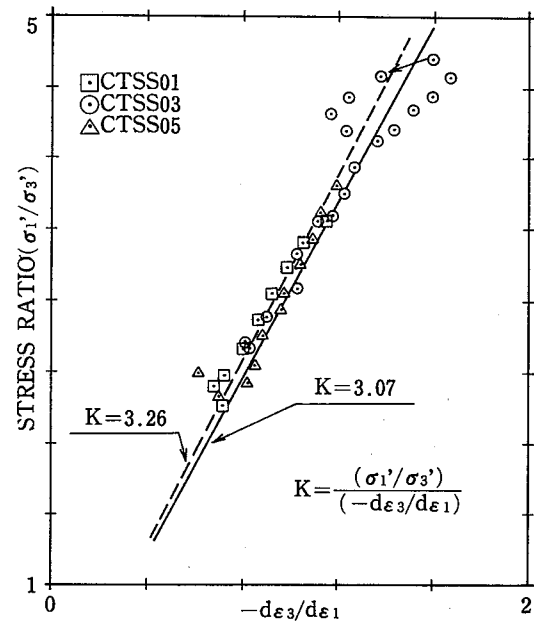


Fig. 22 Stress-dilatancy relation.

ストレス～ダイレタンシー関係

験システムの開発、およびこのシステムを用いて砂の排水単純せん断試験を行った。結果は以下のように要約される。

- 1) 中空供試体を用いた本システムは高い精度で単純せん断試験を行えることが確認できた。
- 2) 密な供試体ほど、明確なすべり層 (Shear band) が発生しやすく、ひずみ軟化傾向を示す。一方、ゆるい供試体では複数の Shear band が発生し、ひずみが一ヶ所に集中せず軟化傾向は小さくなる。
- 3) 単純せん断試験における ϕ_d は、 b 値、 α 、 σ'_3 を考慮することにより平面ひずみ圧縮試験での ϕ_d と比較しうる。
- 4) 主応力方向と主ひずみ増分方向はピーク付近で一致するが主応力増分方向はせん断初期から両者と一致しない。
- 5) 単純せん断において b 値は密度にほぼ関係なく主応力方向とユニークな関係にある。
- 6) 主応力方向の回転の大部分は主応力比が小さくまたひずみも小さい間に生じ、大ひずみレベルにおいて主応力方向はあまり回転しない。
- 7) 小田、小西の式における κ は材料定数ではなくせん断中の主応力方向、主ひずみ増分方向およびダイレタンシー角の関数である。また、平均的 κ の近似値として $\kappa = \sin \phi_{cv}$ を用いることができる。

<謝辞>

本研究は、筆者が昭和61年5月1日から昭和62年3月31日まで東京大学生産技術研究所第五部龍岡研究室に国内留学した際に行ったものである。研究を進めるにあたり終始適切な御指導を戴きました龍岡助教授、プラダン助手、佐藤技官ならびに国内留学実現に御尽力下さった関係各位に衷心より感謝いたします。

(昭和63年3月31日受付)

参考文献

- 1) 龍岡文夫, 軽部大蔵: 講座「土の構成式入門 4. 力学挙動と経験式」, 土と基礎, pp. 79-87 (1983)
- 2) Kjellman, W.: "Testing the shear strength of clay in Sweden", Geotechnique 2, No. 3, pp. 225-235 (1951)
- 3) Bjerrum, L. & Landva, A.: "Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian quick clay", Geotechnique 16, No. 1, pp. 1-20 (1966)
- 4) Cole, E. R.: "The Behavior of Soils in the Simple Shear Apparatus", Ph. D. Thesis, Cambridge university (1967)
- 5) Saada, A. S. and Townsend F. C.: "State of Art : Laboratory Strength Testing of Soils", Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, pp. 7-77 (1980)
- 6) Tatsuoka, F., Sonoda, S., Hara, K., Fukushima, S. and Pradhan, T. B. S.: "Failure and Deformation of Sand in Torsional Shear", SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 26, No. 4, pp. 79-97 (1986)
- 7) 堀井宣幸, プラダン, T. B. S., 龍岡文夫, : 「中空ねじりによる砂の自動単純せん断試験」第22回土質工学会研究発表会, pp. 363-366 (1987)
- 8) Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F. and Horii, N.: "Simple Shear Testing on Sand in a Torsional Shear Apparatus", SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 28 (submitted) (1988)
- 9) Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F. and Molenkamp, F.: "Accuracy of Automated Volume Change Measurement by Means of Differential Pressure Transducer", SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 26, No. 4, pp. 150-158 (1986)
- 10) 後藤聰: 「小型および中型せん断装置を用いた砂の変形—強度に関する研究」, 東京大学修論 (1985)
- 11) Rowe, P. W.: "The Stress Dilatancy Relation for Static equilibrium of an assembly particles in contact", Proc., Roy. Soc., London, Series A, Vol. 269, pp. 500-527 (1962)
- 12) プラダン, T. B. S., 堀井宣幸, 龍岡文夫, : 「ねじり単純せん断試験における砂の変形特性」, 第22回土質工学会研究発表会, pp. 355-358 (1987)
- 13) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: "Strength and Deformation Characteristics of Sand in Plane Strain Compression at Extremely Low Pressures", SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 26, No. 1, pp. 65-84 (1986)
- 14) Stroud, M. A.: "The Behaviour of Sand at Low Stress Level in The Simple-Shear Apparatus", Ph.D. Thesis, Cambridge University. (1974)
- 15) Oda, M. and Konishi, J. (1978): "Experimental Study of Anisotropic Shear Strength of Sand by Plane Strain Test", SOILS AND FOUNDATIONS, vol. 18, No. 1
- 16) Oda, M. and Konishi, J. (1974): "Rotation of Principal Stresses in Granular Material during Simple Shear", SOILS AND FOUNDATIONS, vol. 14, No. 4, pp. 39-53 (1974)
- 17) Oda, M.: "On the Relation $\tau/\sigma_N = \kappa \cdot \tan \psi$ in the Simple Shear Test", SOILS AND FOUNDATIONS, vol. 15, No. 4, pp. 35-41 (1975)
- 18) 落合英俊: 「直接せん断試験における砂の挙動」, SOILS AND FOUNDATIONS, vol. 15, No. 4, pp. 93-100 (1975)
- 19) Tatsuoka, F. (1985): "On The Angles of Interface Friction for Cohesionless Soils", SOILS AND FOUNDATIONS, vol. 25, No. 4, pp. 135-141