研 究 速 報
UDC 624.131：620.175.22

土のねじり単純せん断試験(V)
―砂の平面ひずみねじり単純せん断試験(その2)―

Stress-Sterain Behaviour of Soil by Tosional Simple Shear Test (V)
―Plane Strain Torsional Simple Shear Test on Sand―

福 島 伸 二*・龍 岡 文 夫*
Sinji FUKUSHIMA and Fumio TATSUOKA

1. ま え が き

前報告(IV)[1]では平面ひずみねじり単純せん断試験，つまり主応力が回転している条件での平面ひずみ試験におけるせん断中の3つの主応力と変化，主応力方向，主ひずみ増分方向そして主応力増分方向の変化などについて述べてきた．これらは砂の応力-ひずみ関係の統一的な記述のために必要な情報であるが，今報告ではさらに主応力方向が回転している平面ひずみ条件下における中間主応力の変化特性と供試体の破壊時におけるすべり線の発生状況を観察した結果について述べたい．

2. せん断中の中間主応力変化特性

平面ひずみねじり単純せん断試験における中間主応力(σ_2)は，前号(IV)[1]の図3(a)，(b)に示したように排水条件ではせん断中常に増加し続けていることがわかる．このことはせん断中供試体は常に水平方向に膨張しようとする傾向をもつことを示している．このような中間主応力の変化を調べるために図10(a)，(b)にせん断中の中間主応力係数 $b=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$ と Mohr の応力円の中心に対する σ_2 の大きさを表す σ_2/s (ここで $s=\sigma_1+\sigma_3)/2$ を示している．これより b 値，σ_2/s の値共にせん断中増加を続けるが，最終的に一定値になることがわかる．次にいろいろな密度について行った実験における最終的な b 値，σ_2/s の値を密度についてプロットしたのが図11である．これより排水試験では b，σ_2/s の最終的な値は密度により差があり，

ゆるい供試体　$b\fallingdotseq 0.5$　$\sigma_2/s\fallingdotseq 1.0$

密な供試体　$b\fallingdotseq 0.53$　$\sigma_2/s\fallingdotseq 1.1$

であり，密な砂ほど大きな値を示している．一方，非排水試験では供試体の密度にほとんど関係なく

$b\fallingdotseq 0.4$　$\sigma_2/s\fallingdotseq 0.8$

で排水試験における値よりやや小さくなっている．前号(IV)[1]に示した(1)～(3)式を用いてせん断中の b 値，σ_2/s 値を理論的に求めると次のようになる．

$$b=\frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{(\sigma_1-\sigma_3)}=\frac{\tan^2\psi}{1+\tan^2\psi} \qquad (9)$$

$$\frac{\sigma_2}{s}=2\frac{1+\varkappa(\tan^2\psi-1)}{2+\varkappa(\tan^2\psi-1)} \qquad (10)$$

これから，b 値は，主応力の回転角(ψ)のみの関数に，σ_2/s は ψ と Oda の式における係数($\varkappa$)のみの関数になっている．図12に排水試験のせん新中の応力比(τ_{at}/σ_a)

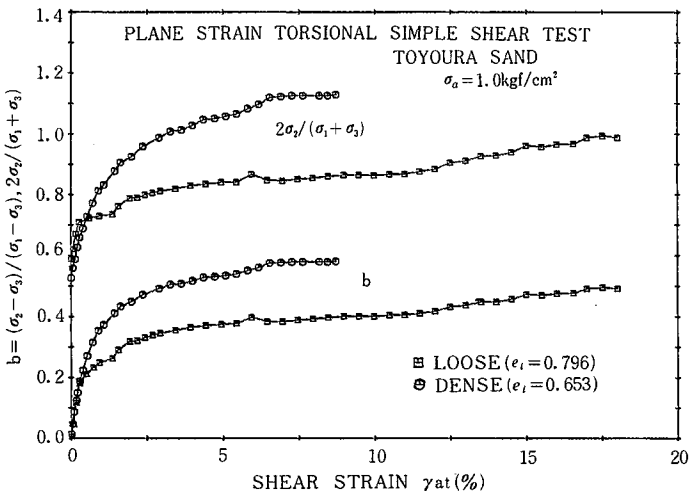


図10(a)　せん断中の中間主応力の変化特性(排水試験)

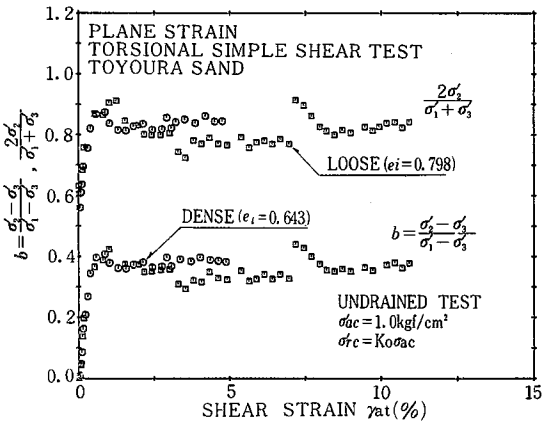


図10(b)　せん断中の中間主応力の変化特性(非排水試験)

* 東京大学生産技術研究所　第5部

と体積ひずみ（ε_v）の変化を示してあるが，大きなせん断変形では体積変化が小さくなるが，もし$d\varepsilon_v \to 0$となれば$\xi \to 45°$になる．ここで主応力方向と，主ひずみ増分方向は大きなせん断変形ではかなり一致してくるから$\xi = \psi \to 45°$とおき，上式に代入すると，$b \to 0.5$，$\sigma_2/s \to 1.0$になる．実験結果は密度により差があるがこれに近い値である．非排水試験では$\xi = 45°$であるがξとψの差がややあるため，（$\psi < 45°$），これらの値より弱干小さめの値になっている．次に他の研究の結果と比較するために，表-1に主応力制御型（間接せん断型）の平面ひずみ試験（Cornforth, D. H. (1964)[2]）と単純せん断型（直接せん断型）の平面ひずみ試験（Stroud, M. A (1971)[4]）値 Budhu, M. (1979)[5]における最終的に一定値になるb値σ_2/s値を示してある．この表からわかるように，b値σ_2/s値共に主応力制御型の平面ひずみ試験の方が単純せん断型のものよりも小さいことがわかる．この相違は砂の違いより供試体の変形の自由度の相違にあるように考えられる．つまり主応力制御型の場合には供試体の変形の拘束はσ_2方向のみであるのに対して，単純せん断型では水平2方向の変形が拘束され鉛直方向のみ変形が許されている．すなわち，図13に示したように単純せん断試験では，σ_2が作用する面内で引張ひずみ（$d\varepsilon_3 < 0$）の方向と変形が拘束されている方向（水平方向$d\varepsilon_t = 0$）は角度をなすが，主応力制御型の平面ひずみ試験ではこの面内には変形が拘束されている方向はなく変形の自由度は大きい．このため単純せん断試験ではσ_2方向による膨張しようとする傾向が大きくなりσ_2が大きくなるように考えられる．しかし，この問題はさらに詳しく検討する必要がある．また，同じ単純せん断試験でもねじり単純せん断の方がCambridge型の単純せん断よりもσ_2/sの値大きい．これは砂の相違もあるが，主に応力状態の相違にあるように考えられる．つまり，ねじり単純せん断はせん断中常に水平2方向の垂直応力は等しい（$\sigma_r = \sigma_t = \sigma_2$）がCambridge型ではこれら2者は等しくなくおそらく，せん断方向の水平垂直応力（σ_x）の方が中間主応力（$\sigma_y = \sigma_2$）

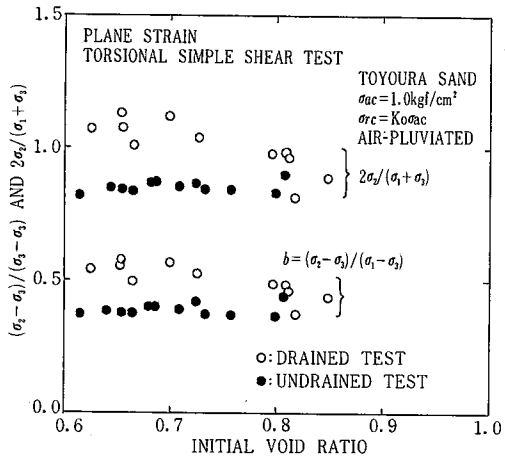


図11　破壊時におけるb，σ_2/s

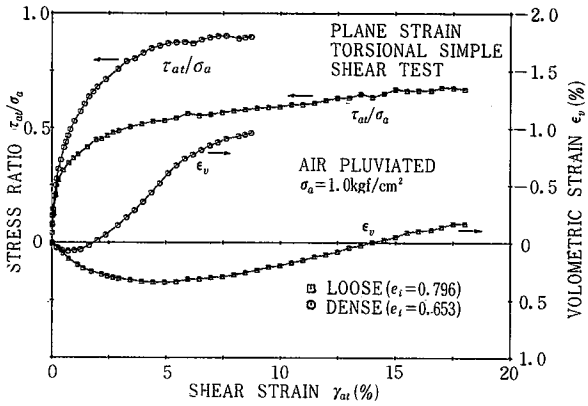


図12　せん断中の応力比（τ_{at}/σ_a）と体積ひずみ（ε_v）

表-1　各種平面ひずみ試験法における破壊時のb，σ_2/s

DRAINED TEST

TEST TYPE	SAND	e_i	$b=\frac{\sigma_2-\sigma_3}{\sigma_1-\sigma_3}$	$\frac{2\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_3}$	REFERENCES
PSC	BRASTED SAND	0.475 ~ 0.792	—	0.58 ~ 0.72	Cornforth, D. H. (1964)
PSC	TOYOURA SAND	0.56 ~ 0.88	0.25	0.55 ~ 0.64	Ichihara. M. & Matsuzawa, H. (1970)
DSS (Box Type)	LEIGHTON BUZZARD SAND	0.55 ~ 0.78	—	0.74	Stroud, M. A. (1971)
DSS (Disc Type)			—	0.74	Budhu, M. (1979)
PS−TSS	TOYOURA SAND	0.63 ~ 0.84	0.55 ~ 0.49	1.1 ~ 0.9	This Investigation

PSC：PLANE STRAIN COMPRESSION
DSS：DIRECT SIMPLE SHEAR

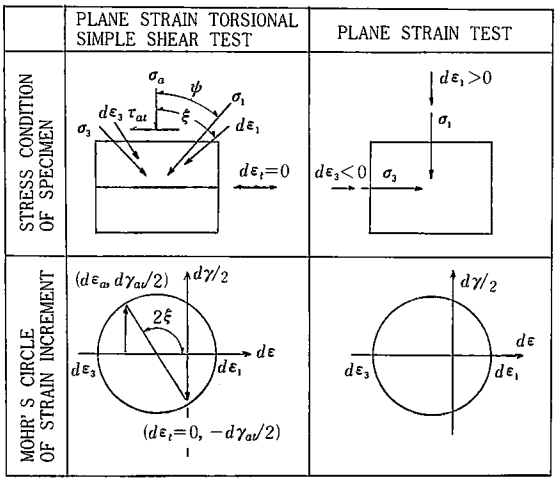


図13　供試体の変形の自由度（σ_2 の作用面内）

より大きくなっているためではないかと考えられる（前報告（I），図1）．

3．供試体の破壊状態

供試体が破壊するときの状態は供試体がせん断開始時から変形しつづけてきた結果である．要素試験であれば供試体はせん断開始時から破壊に至るまで一様な変形をしていなければならないから，もし供試体がせん断の途中要素として一様な変形をしていれば破壊時も要素として一様な破壊型式をとるものと考えられる．したがって，供試体の破壊型式を調べることはせん断中の供試体の変形の一様性を考える上で必要である．ここでは供試体の破壊の結果すべり線が現れるものとして次のことを目的としてすべり線の現れ方を観察した．

1）　最終的に供試体が破壊するときどのようにすべり線が現れるか．

2）　供試体の破壊はどのような条件で発生するか．

図14にすべり線を観察した結果を示してある．この図からねじり単純せん断試験において供試体が破壊する場合には

（1）　すべり線は螺線状に複数本現れる．

（2）　すべり線は1組しか現れない．

（3）　すべり線が現れると，そこのみ変形が進みそれ以外では変形がほとんど進まない．

（4）　密な供試体ほどすべり線数は少ないようである．

などの特色があることがわかる．もし変形が1カ所に集中してしまうような破壊型式をとると，1本のすべり線しか現れないが，ここでは，複数本のすべり線が現れていることから供試体の変形の一様性は良いことがわかる．このことはねじり単純せん断試験において応力-ひずみ曲線が密な砂でも明確なピークが現れにくいことと関係があるようである．つまり三軸試験では一般に供試体の高さ・直径比（h/d）が2の供試体が用いられるが，特に密な供試体の場合1本のすべり線が現れるとそこに変形が集中してしまい斜めに分離するように破壊するためせん断応力は著しく低下し応力-ひずみ曲線は鋭いピークをもつことになる．このような供試体の破壊型式は供試体のある寸法法により決まるようである．この寸法比としてはすべり線は（$\sigma_1-\sigma_3$）応力面内に現れるので供試体の（$\sigma_1-\sigma_3$）応力面内における（高さ）/（長さ）をとるべきであろう．この比が，小さいほど供試体にすべり線が多く現れる破壊型式をとるものと考えられる．このように供試体の寸法比により破壊型式を分類すると表-2のようになろう．次にすべり線が1組しか現れない理由について考えてみる．もし等方性供試体を一様な変形を与えながらせん断を行えば交差する2組のすべり線網が現れるはずである．たとえば，Mohr-Coulomb の破壊規

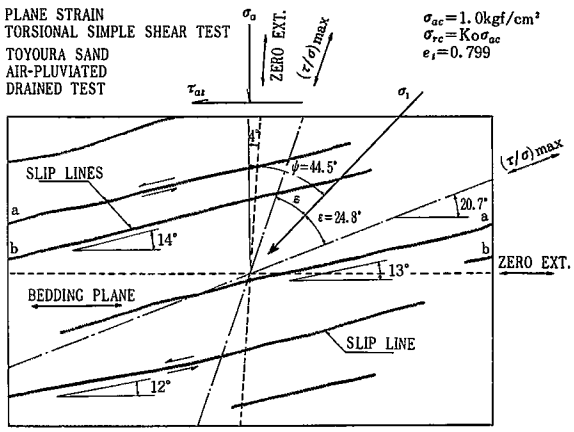


図14（a）　供試体に現れたすべり線（ゆるい砂）

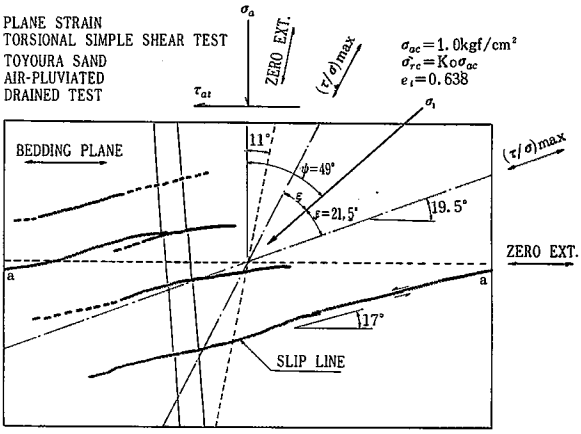
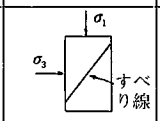
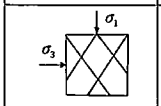
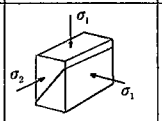
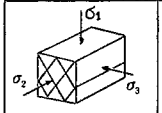
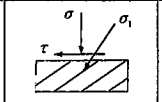
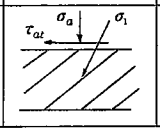


図14（b）　供試体に現れたすべり線（密な砂）

研究速報

表-2　各種試験法における供試体の寸法比と破壊型式

	破壊型式	寸法比	すべり線数	応力・ひずみ曲線
三軸圧縮		h/d≒2.0	1本（1組）	最大値が現れやすい
		h/d≒1.0	複数（2組）	現れにくい
平面ひずみ圧縮		h/d≒2.0	1本（1組）	現れやすい
		h/d≒1.0	複数（2組）	現れにくい
単純せん断		h/d≒0.3	複数（1組）	現れにくい
単純せん断ねじり		h/d→0	複数（1組）	現れにくい

h/d：($\sigma_1-\sigma_3$)応力面内の供試体の(高さ/長さ)
(注) 供試体作製時の堆積面は水平

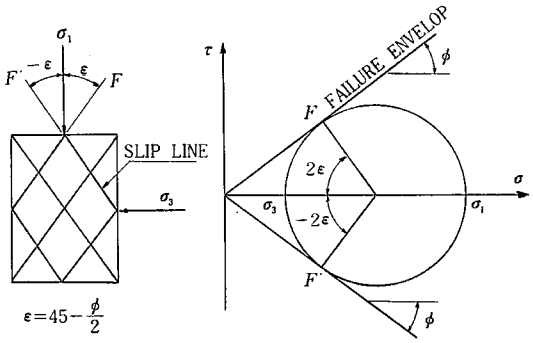


図15　Mohr-Coulombの破壊規準におけるすべり線の現れ方（等方性供試体）

準に従う材料であれば図15のように（$\sigma_1-\sigma_3$）応力面内においえ最大主応力方向に対して，すべり線は2つの組があることがわかる．しかし，ねじり単純試験ではすべり線は必らず1組しか現れない．これはBudhu, M.(1979)の行った単純せん断試験の結果と同じである．このようにすべり線が1組しか現れない理由として，1つに供試体の作製時の砂粒子の堆積構造の異方性（ここでは鉛直方向と水平方向で変形性が異なり水平方向に変形

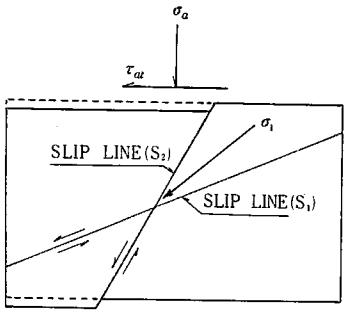


図16　すべり線と幾可学的条件

しやすい）が考えられる．つまり異方性供試体の場合

（1）　破壊は最も弱い方向に生じやすい．

（2）　このため交差する2組のすべり線は現れにくい．

このように考えるとσ_1の方向に対して水平方向により近いすべり線の組しか現れないことが説明できる．この他の理由として供試体の幾可学的な形状によりすべり線が限定されてしまうことも考えられる．たとえば，σ_1方向に対してもう1組のすべり線が現れるとすると，図16に示したようにσ_1方向に対して水平に近いすべり線（s_1）より鉛直に近いすべり線（S_2）の方が幾可学的に現れにくいことがわかる．

4. 結　論

砂の平面ひずみねじり単純せん断試験では，

（1）　供試体破壊時の中間主応力は排水試験の方が非排水試験のものより大きい．

（2）　破壊時の中間主応力は主応力制御型の平面ひずみ試験における値よりかなり大きい．

（3）　供試体に現れるすべり線は複数で1組である．

（4）　供試体の水平面はすべり面ではない．

（1982年4月16日受理）

参考文献

1) 福島，龍岡（1981）：土のねじり単純せん断試験（IV）—砂の平面ひずみねじり単純せん断試験（その1），生産研究，vol. 33，No. 10
2) Cornforth, D.H. (1964)：Some Experimentals on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand, Geotechnique, vol. 14. No.2, pp.143～167
3) 市原，松沢(1970)：平面ひずみ状態と軸対称ひずみ状態における乾燥砂のせん断特性，土木学会論文報告集，第173号，pp.47～59
4) Stroud, M.A. (1971)：The Behaviour of Sand at Low Stress Levels in the Simple-Shear Apparatus, Ph.D. Thesis, Cambridge. Univ.
5) Budhu, M. (1979)：Simple shear Deformation of Sand, Ph.D. Thesis, Cambridge Univ.