

セメント混合砂の3主応力制御試験結果とその 統一的解釈

松岡 元*・孫 徳安**・譽田孝宏***

粘着成分を有する摩擦性材料の代表試料として、3種類のセメント混合砂を選んで、平均主応力一定条件下で種々の3主応力制御試験（平面ひずみ試験を含む）、三軸圧縮試験および三軸伸張試験を実施した。得られた実験結果を“拡張された空間滑動面”（Extended SMP）に基づいて整理したところ、砂や粘土に対する従来の空間滑動面（SMP）上の整理と同様の唯一的な応力・ひずみ特性が得られたので、3主応力下のセメント混合砂のせん断挙動を統一的に解釈することを試みる。

Key Words : cemented sand, drained shear, stress path, true triaxial test

1. 序 論

土質工学の分野では、セメントを砂地盤や粘土地盤に混合するセメント処理工法が液状化対策や土圧低減、支持力増大などの効果を期待して広範囲に用いられている^{1),2)}。セメント処理工法の設計に必要なセメント混合土の力学特性に関しては、一軸圧縮強度とセメント配合比および養生日数の関係などについて昔からよく調べられており、近年セメント混合土の静的および動的力学特性についても研究が行われつつある^{3),4)}。しかし、これまでの研究のほとんどは、通常の三軸試験機による三軸圧縮条件 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) 下の力学特性に限られているようである。著者らはすでに三軸圧縮条件および三軸伸張条件 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) 下のセメント混合砂の力学挙動を実験的に調べ、“拡張された空間滑動面”（Extended SMP；以下拡張 SMP と略称）に基づいてその変形・強度特性を統一的に解釈している⁵⁾。

そこで、本論文では相異なる3主応力 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) 下のセメント混合砂の変形・強度特性についても同様の観点から解明するため、3種類のセメント混合砂に対して、剛板載荷型の3主応力制御試験機を用いて、平均主応力一定条件のもとで種々の応力経路下の試験を実施した。上記の試験で得られた実験結果を拡張SMPの概念に基づいて整理することにより、相異なる3主応力下の変形・強度特性についても統一的に解釈できることを示す。ここでは、有効圧密応力をセメント混合砂の一軸圧縮強度以上となるように設定した。

2. 実験方法

実験に用いた試料の混合重量比はTable 1に示す通りである。

このような混合重量比の試料をソイルミキサーで十分混ぜた後、一辺の長さが約10 cmの立方体剛製型枠に1/3ずつできるだけ均一に棒で突いて充填した。その後、水分を蒸発させないようにして2日間放置し、型枠をはずした。脱型した供試体をポリエチレン袋に入れ、恒温室 ($20 \pm 1^\circ$) 内で水分一定にして約3ヶ月間養生した。養生後、供試体の各面を包丁で平滑かつ平行に成形して、一辺の長さが約10 cmの立方体を作製し、試験に供した。供試体の試験前の密度はC-I種、C-II種は $1.80 \pm 0.01 \text{ g/cm}^3$ で、C-III種は $1.85 \pm 0.01 \text{ g/cm}^3$ であった。

試験に用いた3主応力制御試験機は、Fig.1に示すように3主応力とも剛板で載荷する方式の試験機である。3主応力ともベロフラムシリンダーのピストンの先に固定された載荷板を介して供試体に加えらる。供試体と載荷板間の摩擦を軽減させるため、水平2方向については載荷板、ベロフラムシリンダーなどの載荷装置をすべてボールプッシュで支持させ、鉛直方向については上部載荷板と、下部載荷板およびベロフラムシリンダーをそれぞれ浮動式にして、その重量をカウンターウェイトにより平衡させている。また隣接載荷板どうしの接触を避けるために、載荷板間に適当な隙間を設けている。この試験機の詳細な説明は文献6), 7)を参照されたい。ただし、セメント混合砂の強度は砂よりも高いので、破壊荷重まで載荷できるように最大主応力 σ_1 方向 (Fig.1(b)の縦方向) の加圧シリンダーを断面積の大きいものに代えた。また、これと平衡をとるために加圧シリンダーの反対側に新たにおもりをつけた。なお、コンプレッサーによる空気圧力 (最大圧力 800 kPa) が不足するときには、窒素ガスボンベを圧力源とした。

* 正会員 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科

(〒466 名古屋市昭和区御器所町)

** 学生会員 工修 名古屋工業大学大学院生
博士後期課程 社会開発工学専攻

*** 学生会員 名古屋工業大学大学院生
博士前期課程 社会開発工学専攻

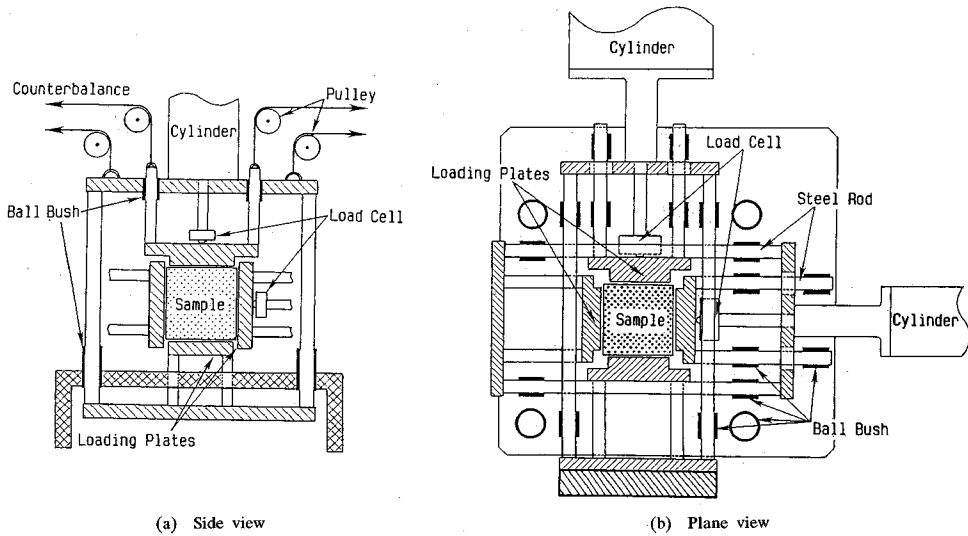


Fig.1 Outline of true triaxial apparatus.

Table 1 Component ratios of cemented Toyoura sand by weight.

Component ratio Material	sand	cement	water	clay powder
C-I	15	1	3	0
C-II	15	1	3	1.5
C-III	30	1	6	1.5

Note : Sand is Toyoura sand($G_s=2.65$, $D_{50}=0.2\text{mm}$, $U_c=1.3$, $e_{\text{max}}=0.95$ and $e_{\text{min}}=0.58$) and cement is Portland cement.

試験時には、まず平均有効主応力 $\sigma_m=800\text{ kPa}$ になるまで、20, 50, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800 kPa の順に等方圧密した。等方圧密後、3種類の試料とも $\sigma_m=800\text{ kPa}$ (一定) の下で、 $\theta (= \arctan\sqrt{3}(\sigma_2 - \sigma_3)/((\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 - \sigma_3)); \pi$ 面 (主応力空間で原点を通り空間対角線に垂直な面) 上の主応力ベクトルの σ_1 軸からなす角度) がそれぞれ、 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の放射状応力経路に沿ったせん断試験を実施した (Fig.2 (a) 参照)。また、C-I 種セメント混合砂に対して $\sigma_m=800\text{ kPa}$ の下で、Fig.2 (b) に示す応力経路 OAC, OAD, OAF および OBE のような折れ線状応力経路に沿ったせん断試験を実施した。さらに、C-III 種セメント混合砂に対して $\sigma_m=800\text{ kPa}$ の下での平面ひずみ試験 ($\epsilon_2=0$) も実施した。なお、立方体形供試体に対する3主応力制御試験のほかには円柱形供試体に対する三軸圧縮試験も行って、両者の三軸圧縮条件 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3, \theta=0^\circ$) 下の応力~ひずみ関係を比較し、試験機の違い、供試体

の形状・寸法などによる影響を調べた。

応力の載荷方法としては、3主応力方向のロードセルのストレインメーターの数値を見ながら、約10ステップ程度で破壊に至るようあらかじめ計算された値まで加圧するようにした。また、3主応力方向のひずみ速度のうち、最大のひずみ速度が $1.0 \times 10^{-5}/\text{min}$ 以下になった後に、次の段階の応力を載荷した。なお、3方向の変形はダイヤルゲージで測定している。

平面ひずみ試験については、 σ_1 は約10ステップ程度で破壊に至るようあらかじめ計算された応力増分にしたがって載荷するが、 σ_2, σ_3 は $\sigma_m=800\text{ kPa}$ と $\epsilon_2=0$ を満足するように調節した。ただし、実際には $\epsilon_2=0$ を達成することは本試験機では不可能なので $|\epsilon_2| < 0.01\%$ の精度で行った。

3. 実験結果と考察

Figs.3, 4, 5 は、それぞれ C-I 種、C-II 種および C-III 種のセメント混合砂の $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の放射状応力経路に沿ったせん断試験結果を粘着成分を考慮した主応力比 $((\hat{\sigma}_1/\hat{\sigma}_3) = (\sigma_1 + \sigma_0)/(\sigma_3 + \sigma_0))$ ~ 主ひずみ ($\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$) ~ 体積ひずみ (ϵ_v) 関係で整理したものである。なお、 $\sigma_0 (= c \cdot \cot\phi)$ は粘着成分を表すパラメーターであるが、 σ_0 の値は Fig.6 に示すように破壊時のモールの応力円の包絡線と σ 軸の交点より求めている。同図中の破壊時のモールの応力円は、通常の円柱形供試体に対する排水三軸圧縮試験と排水三軸伸張試験から得られたものである。図中の一軸圧縮強度は $\dot{\epsilon}_1=0.12\%/h$ という遅いせん断速度のもとで得られたものであり、排水条件を満たしていると考えられる。同図より、C-I 種に対しては $\sigma_0=350\text{ kPa}$ 、C-II 種に対しては $\sigma_0=300\text{ kPa}$

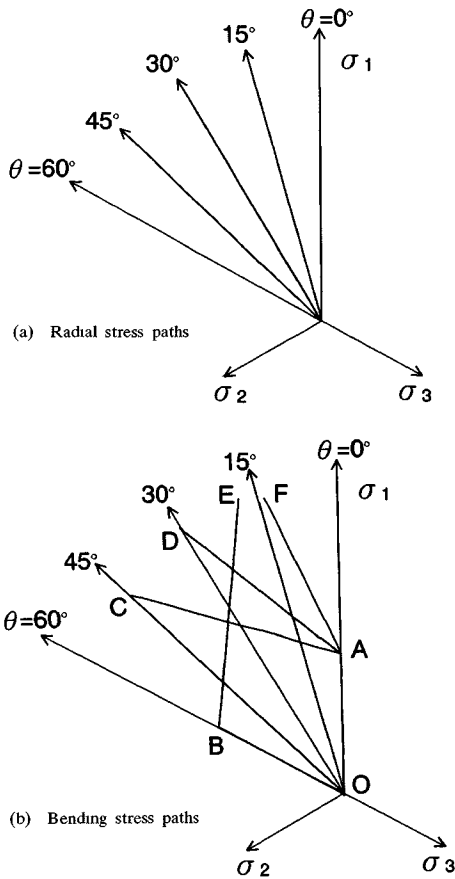


Fig.2 Stress paths in π -plane.

と決定した。また C-III種については、混合重量比と密度より $\sigma_0=250$ kPa と推定した。Figs.3, 4, 5 からわかるように、3種類の供試体とも最大主ひずみ ϵ_1 は常に圧縮ひずみとなり、最小ひずみ ϵ_3 は常に膨張ひずみとなるが、中間主ひずみ ϵ_2 は応力経路によって圧縮側か膨張側に変化するのが見られる。例えば、 $\theta=15^\circ$ の場合 ϵ_2 はせん断初期ではほとんどゼロであるが、破壊付近になって膨張側に移行する。また $\theta=30^\circ$ の場合、中間主応力 σ_2 は常に一定であるのに、 ϵ_2 は常に圧縮側にある。このことから、本実験で用いたセメント混合砂の平面ひずみ試験 ($\epsilon_2=0$) の応力経路はせん断初期では $\theta=15^\circ$ に近く、破壊付近では $\theta=15^\circ\sim 30^\circ$ の範囲にあると推測される。Fig.7 は C-III種の $\sigma_m=800$ kPa 一定条件下の平面ひずみ試験の、実測された π 面上の応力経路を表したものである。同図より σ_m 一定条件下の平面ひずみ試験の θ は推測の通り $15^\circ\sim 23^\circ$ の間にあること、またせん断の進行につれて θ は次第に大きくなるのが見られる。また、Fig.8 は同じ平面ひずみ試験結果を主応力比 ($\hat{\sigma}_1/\hat{\sigma}_3$)~主ひずみ (ϵ_1, ϵ_3)~体積ひずみ (ϵ_v) 関係で整理したものである。同図より、平面ひずみ条件下のセメント混合砂の強度 (破壊時の $\hat{\sigma}_1/\hat{\sigma}_3$) は三

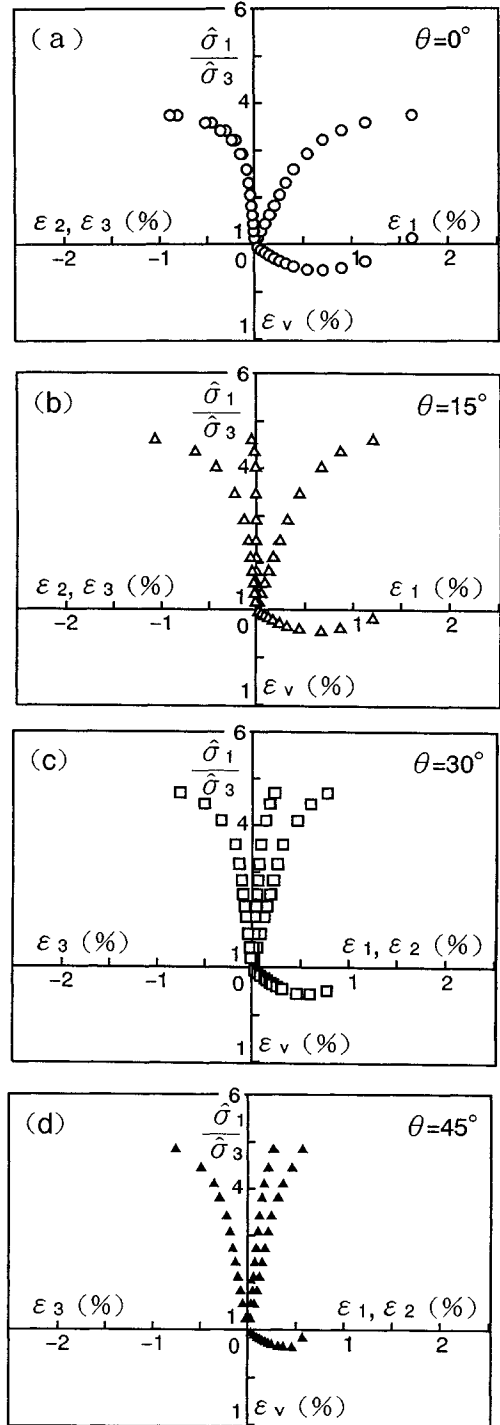


Fig.3 Principal strains vs. principal stress ratio and volumetric strain in true triaxial tests on cemented sand C-I ($\sigma_m=800$ kPa).

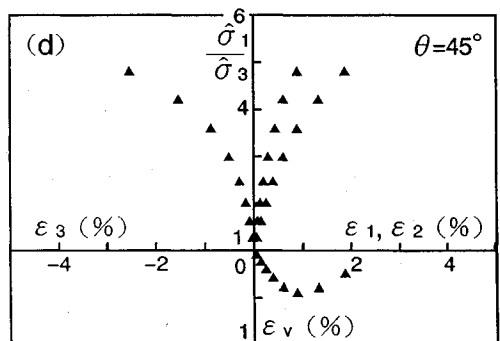
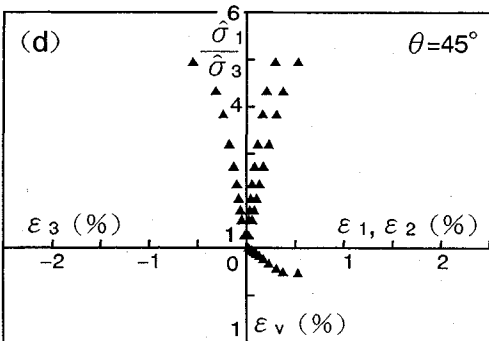
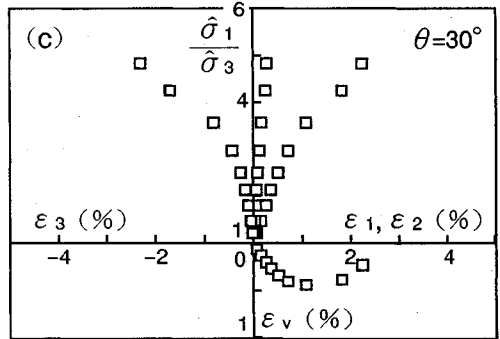
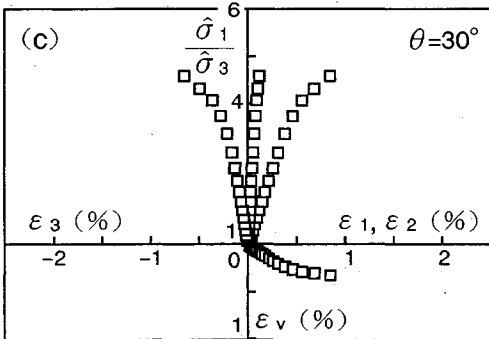
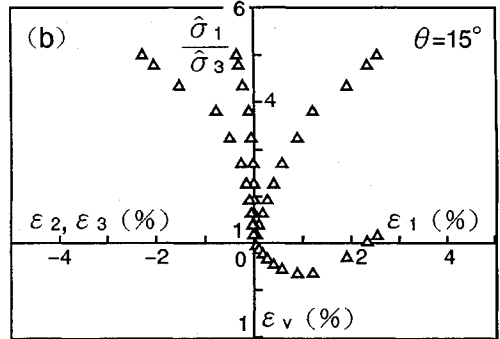
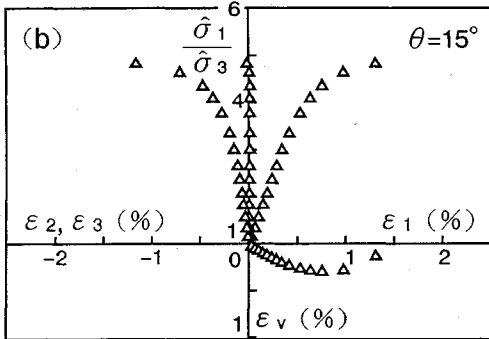
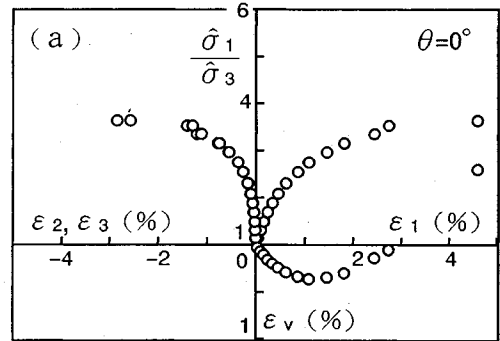
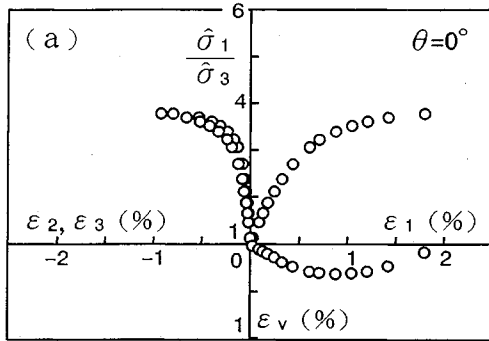


Fig.4 Principal strains vs. principal stress ratio and volumetric strain in true triaxial tests on cemented sand C-II ($\sigma_m = 800$ kPa).

Fig.5 Principal strains vs. principal stress ratio and volumetric strain in true triaxial tests on cemented sand C-III ($\sigma_m = 800$ kPa).

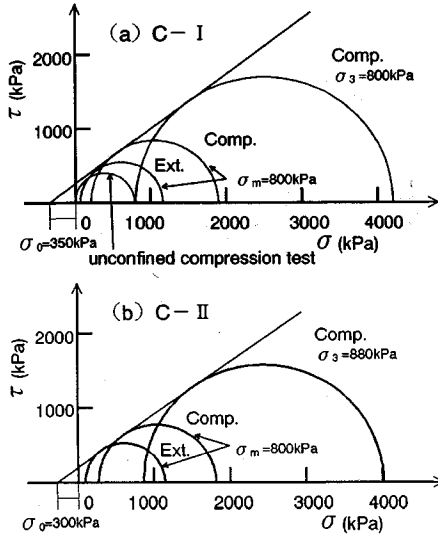


Fig.6 Estimation of σ_0 from Mohr's stress circles at failure.

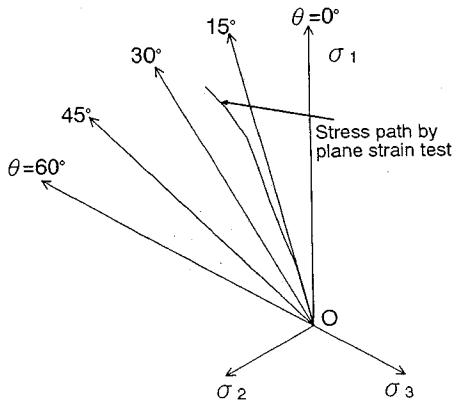


Fig.7 Stress path of plane strain test on cemented sand C-III represented in π -plane.

軸圧縮条件下のもの (Fig.5 (a) 参照) より高いこと、平面ひずみ条件下の破壊時の最大主ひずみ (ϵ_1) は三軸圧縮条件下のものより小さいことが見られる。

さらに、Figs.3, 4, 5, 8より3種類の供試体とも $\sigma_m = 800$ kPa一定条件下でせん断初期では体積圧縮し、破壊付近では体積膨張 (正のダイレイタンス) の傾向を示すのがわかる。またC-III種 (Fig.5) はC-I種 (Fig.3) やC-II種 (Fig.4) と比べて体積圧縮しやすく、体積膨張しやすい傾向がうかがわれるが、これはC-III種がC-I種、C-II種よりセメント含有率が低いということを反映していると想像される。

ここで、三軸圧縮条件 ($\theta = 0^\circ$) 下の3主応力制御試験結果 (約 $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ の立方体の不飽和供試体 ($S_r \approx 60\%$)) と通常の円柱形供試体に対する三軸圧縮試験結果 (直径 5 cm 、高さ 10 cm の円柱形の飽和供試体) が比較できるかどうかを検討するため、Fig.9に

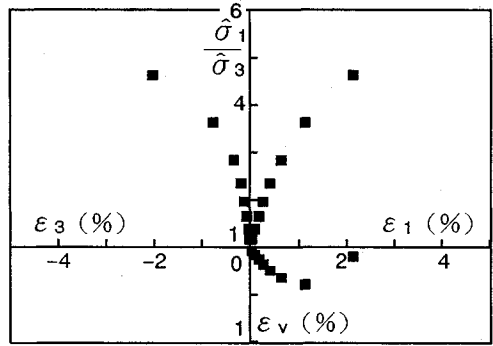


Fig.8 Principal strains vs. principal stress ratio and volumetric strain in plane strain test on cemented sand C-III ($\sigma_m = 800$ kPa).

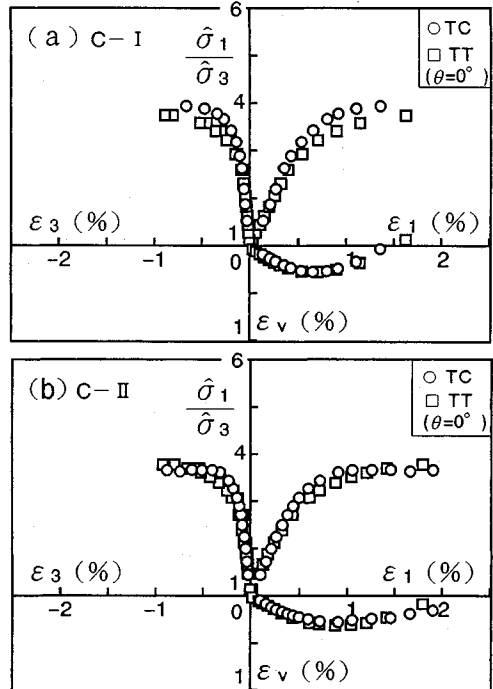


Fig.9 Comparison of true triaxial test results (TT) with triaxial compression test results (TC) ($\sigma_m = 800$ kPa).

両者の応力～ひずみ曲線を直接比較するとともに、Fig.10に通常用いている不飽和供試体と、新たに水中脱気して飽和させた供試体についての三軸圧縮条件 ($\theta = 0^\circ$) 下の3主応力制御試験結果を比較して、不飽和の影響を調べた。

Fig.9 (a), (b)より、立方体形供試体に対する3主応力制御試験機による三軸圧縮 ($\theta = 0^\circ$) 試験結果 (TT) と、通常の円柱形供試体に対する三軸圧縮試験結果 (TC) の主応力比 ($\hat{\sigma}_1/\hat{\sigma}_3$)～主ひずみ (ϵ_1, ϵ_3)～体積ひずみ (ϵ_v) 関係はほぼ一致するのが見られる。これより供試体の形状と寸法 (前者は約 $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ の立方体形、後者は直径 5 cm 、高さ 10 cm の円柱形)、

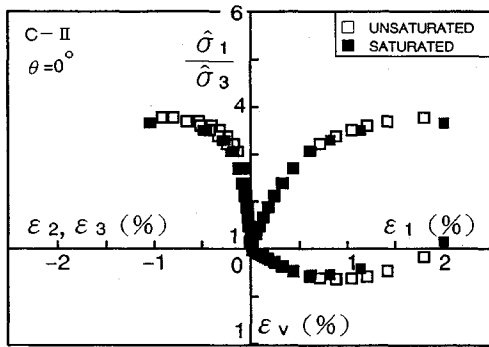


Fig.10 Principal strains vs. principal stress ratio and volumetric strain in true triaxial tests on saturated and unsaturated cemented sand C-II ($\sigma_m=800$ kPa).

供試体の飽和度（前者は $S_r \approx 60\%$ ，後者は $S_r \approx 100\%$ ），加圧境界条件（前者は3方向とも剛板載荷，後者は軸方向：剛板載荷，側方向：メンブレンを介して加圧），加圧制御方法（前者は3方向とも応力制御，後者は軸方向：ひずみ制御，半径方向：応力制御）の差異にもかかわらず，両者の試験結果はほぼ一致しており，興味深い。

この要因の中で，不飽和の影響を調べるため，Fig.10に通常用いている不飽和供試体と新たに水中脱気して飽和させた供試体についての3主応力制御試験機による三軸圧縮 ($\theta=0^\circ$) の試験結果の主応力比 ($\hat{\sigma}_1/\hat{\sigma}_3$) ~ 主ひずみ (ϵ_1, ϵ_3) ~ 体積ひずみ (ϵ_v) 関係を比較している。これより，水中脱気していない不飽和供試体と水中脱気した飽和供試体の応力 ~ ひずみ曲線がよく一致しているのが見られ，セメント混合砂の場合不飽和によるサクシヨンの影響があまり効かないのではないかと想像される。

以上より，三軸圧縮条件 ($\theta=0^\circ$) 下の3主応力制御試験結果（不飽和立方体形供試体使用）と，通常の三軸圧縮試験結果（飽和円柱形供試体使用）はほぼ同じであることがわかった。

Fig.11は主応力空間 ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) と主ひずみ増分空間 ($d\epsilon_1, d\epsilon_2, d\epsilon_3$) を重ね合わせたものであり，矢印は σ_m と θ 一定の放射状応力経路の3主応力制御試験 ($\theta=15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$) の実測ひずみ増分ベクトルを π 面に投影したものを表している。ここに π 面上のひずみ増分ベクトルと σ_1 方向 ($d\epsilon_1$ 方向) のなす角 ζ は次式で計算される。

$$\tan \zeta = \sqrt{3} \frac{d\epsilon_2 - d\epsilon_3}{(d\epsilon_1 - d\epsilon_2) + (d\epsilon_1 - d\epsilon_3)} \dots\dots\dots (1)$$

なお，図中のベクトルの大きさは主ひずみ増分ベクトルの π 面上の成分 ($d\epsilon$) $_\pi$ ($=\sqrt{3} \cdot (d\gamma_{oct}/2)$) と主応力増分ベクトルの π 面上の成分 ($d\sigma$) $_\pi$ ($=\sqrt{3} \cdot d\tau_{oct}$) との比 (($d\epsilon$) $_\pi$ / ($d\sigma$) $_\pi$) ($= (d\gamma_{oct}/2) / d\tau_{oct}$) を表している。同図によれば， $\theta=15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ ではひずみ増分ベクトルの方向と応力増分ベクトルの方向とのずれは，せん断初

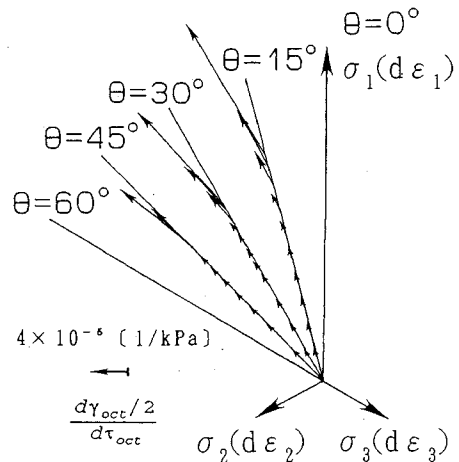


Fig.11 Directions of strain increment vector in π -plane along radial stress paths by true triaxial tests on cemented sand C-I ($\sigma_m=800$ kPa).

期時にはほとんどないが，せん断・垂直応力比の増大につれて次第に大きくなっている ($\zeta > \theta$)。これはセメント混合砂の変形異方性（いわゆる誘導異方性）のためと考えられる。この実験事実は砂や粘土のような粒状体の3主応力制御試験結果^{8),9)}とほぼ一致しているが， $\zeta = \theta$ といわれている金属の性質¹⁰⁾とは異なっている。

Fig.12は， σ_m 一定条件下での折れ線状応力経路 OAC, OAD, OAF および OBE に沿った3主応力制御試験によって実測された主ひずみ増分ベクトルを π 面に投影したものである。同図より，以下の結論が得られる。

- (1) 放射状応力経路せん断時には $\zeta \geq \theta$ であるが，折れ線状応力経路せん断時においてはそうでない場合もある。例えば，応力経路 OBE の BE 部分をみると，最後の一点を除いて $\zeta < \theta$ となっている。
- (2) 応力経路の回転の角度が大きいくほど，ひずみ増分ベクトルと応力増分ベクトルのなす角度が大きい。例えば，応力経路 OAC の AC 部分でのひずみ増分ベクトルと応力増分ベクトルとのなす角度は，応力経路 OAF の AF 部分でのそれよりも大きいことがわかる。
- (3) 同じ応力状態でも応力経路によってひずみ増分ベクトルの方向が異なる。例えば，図中の G 点のひずみ増分ベクトルの方向は明らかに応力経路 (OAD と OBE) によって異なる。このことから，セメント混合砂についても，いわゆるひずみ増分方向の応力経路依存性が認められる。

4. 拡張 SMP に基づいた試験結果の統一的理解

従来の空間滑動面 (SMP) の概念を (c, ϕ) 材料に

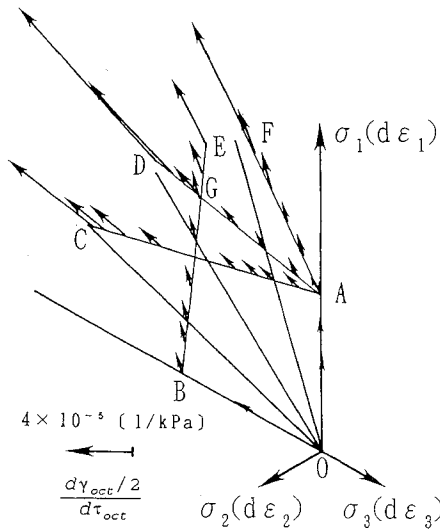


Fig.12 Directions of strain increment vector in π -plane along bending stress paths by true triaxial tests on cemented sand C-I ($\sigma_m=800$ kPa).

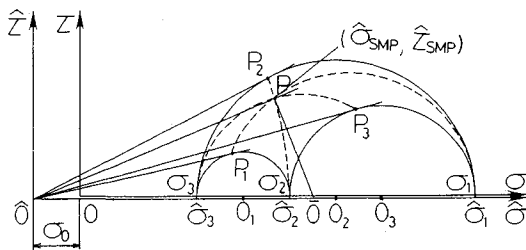


Fig.13 Normal and shear stresses ($\hat{\sigma}_{SMP}$, $\hat{\tau}_{SMP}$) on Extended SMP in Mohr's plane.

対しても拡張するために、Fig.13に示すように τ 軸を $\sigma_0 (=c \cdot \cot\phi)$ だけ平行移動した $\hat{\tau} \sim \hat{\sigma}$ 軸と考えれば、従来の SMP と同じ定式化が可能となる。式は次の通りである⁵⁾。

$$\hat{\sigma}_i = \sigma_i + \sigma_0 \quad (i=1, 2 \text{ and } 3) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \hat{f}_1 &= \hat{\sigma}_1 + \hat{\sigma}_2 + \hat{\sigma}_3 \\ \hat{f}_2 &= \hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2 + \hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3 + \hat{\sigma}_3\hat{\sigma}_1 \\ \hat{f}_3 &= \hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

$$\hat{a}_i = \sqrt{\frac{\hat{f}_3}{\hat{\sigma}_i\hat{f}_2}} \quad (i=1, 2 \text{ and } 3) \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\hat{\sigma}_{SMP} = \hat{\sigma}_1\hat{a}_1^2 + \hat{\sigma}_2\hat{a}_2^2 + \hat{\sigma}_3\hat{a}_3^2 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\hat{\tau}_{SMP} = \sqrt{(\hat{\sigma}_1 - \hat{\sigma}_2)^2 \hat{a}_1^2 \hat{a}_2^2 + (\hat{\sigma}_2 - \hat{\sigma}_3)^2 \hat{a}_2^2 \hat{a}_3^2 + (\hat{\sigma}_3 - \hat{\sigma}_1)^2 \hat{a}_3^2 \hat{a}_1^2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$d\hat{\epsilon}_{SMP}^* = d\epsilon_1\hat{a}_1 + d\epsilon_2\hat{a}_2 + d\epsilon_3\hat{a}_3 \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$d\hat{\gamma}_{SMP}^* = \sqrt{(d\epsilon_1\hat{a}_2 - d\epsilon_2\hat{a}_1)^2 + (d\epsilon_2\hat{a}_3 - d\epsilon_3\hat{a}_2)^2 + (d\epsilon_3\hat{a}_1 - d\epsilon_1\hat{a}_3)^2} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 σ_i は主応力であり、 $\hat{\sigma}_i$, \hat{f}_1 , \hat{f}_2 , \hat{f}_3 , \hat{a}_i は新しい $\hat{\tau} \sim \hat{\sigma}$ 座標系における主応力、応力の第1, 第2,

第3不変量、拡張 SMP の方向余弦である。また $\hat{\sigma}_{SMP}$, $\hat{\tau}_{SMP}$ は拡張 SMP 上の垂直応力とせん断応力であり、 $d\hat{\epsilon}_{SMP}^*$, $d\hat{\gamma}_{SMP}^*$ は主ひずみ増分空間での主ひずみ増分ベクトルの拡張 SMP に垂直な成分と平行な成分である。

Fig.14 は、3種類のセメント混合砂の $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の放射状応力経路に沿う3主応力制御試験結果を拡張 SMP の概念に基づいて整理したものである。これらの図より、拡張 SMP 上の整理によれば、同一種類のセメント混合砂については放射状応力経路 (σ_m 一定) の違いにかかわらず、 $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim \hat{f}_{SMP} \sim \hat{\epsilon}_{SMP}^*$ 関係 (Fig.14 (a), (b), (c) 参照) および $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim d\hat{\epsilon}_{SMP}^*/d\hat{\gamma}_{SMP}^*$ 関係 (Fig.14 (d), (e), (f) 参照) のプロットがほぼ同じ線上に整理されるのが見られる。Fig.14に見られる特性は、砂や正規圧密粘土について従来の SMP 上で整理したときの特徴^{9), 11), 12)}と同じものである。ただし、Fig.14において $\theta=45^\circ$ の実験結果のプロット (\blacktriangle 印) は他のプロットよりやや高いのが見られるが、これは $\theta=45^\circ$ では σ_1 方向と σ_2 方向の載荷板が共に内方に移動し互いに干渉し合う (いわゆるコーナー・エフェクト) ためと考えられる。

Fig.15 は、C-I 種セメント混合砂の $\sigma_m=800$ kPa の下での、折れ線状応力経路 OAC, OAD, OAF, OBE に沿う3主応力制御試験結果を拡張 SMP 上で整理したものである。同図より拡張 SMP 上で整理すれば、同一種類のセメント混合砂については、 σ_m 一定の単調載荷 (拡張 SMP 上のせん断・垂直応力比が単調増加する) せん断試験結果が応力経路の違いにもかかわらず、ほぼ同じ線上に整理されるのがみられる。すなわち、 $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim \hat{f}_{SMP} \sim \hat{\epsilon}_{SMP}^*$ 関係のプロットがほぼ同じ曲線上に整理されており (Fig.15 (a) 参照)、また $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim d\hat{\epsilon}_{SMP}^*/d\hat{\gamma}_{SMP}^*$ 関係のプロットもほぼ同じ直線上に整理されるのがわかる (Fig.15 (b) 参照)。ただし、Fig.15 (a) の応力経路 OAC については、破壊近くのプロット (\blacktriangle 印) がやや高いのが見られるが、これはこの部分の θ が 45° に近い (Fig.2 (b) 参照) ので前述したコーナー・エフェクトの影響のためと考えられる。

以上、Figs.14, 15 より σ_m 一定条件下では応力経路のいかんにかかわらず、セメント混合砂の実験結果を $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim \hat{f}_{SMP} \sim \hat{\epsilon}_{SMP}^*$ 関係と $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim d\hat{\epsilon}_{SMP}^*/d\hat{\gamma}_{SMP}^*$ 関係で唯一的に整理できることがわかった。したがって、従来の砂や正規圧密粘土に対する SMP の考え方と同様にして定式化が可能となる。

最後に、3主応力制御試験より得られたセメント混合砂の強度特性と拡張 SMP に基づく破壊規準を比較する。もし拡張 SMP 上のせん断・垂直応力比 $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP}$ がある一定値に達した時に粘着成分を有する摩擦性材料が破壊するとすれば、次式の破壊規準を得る⁵⁾。

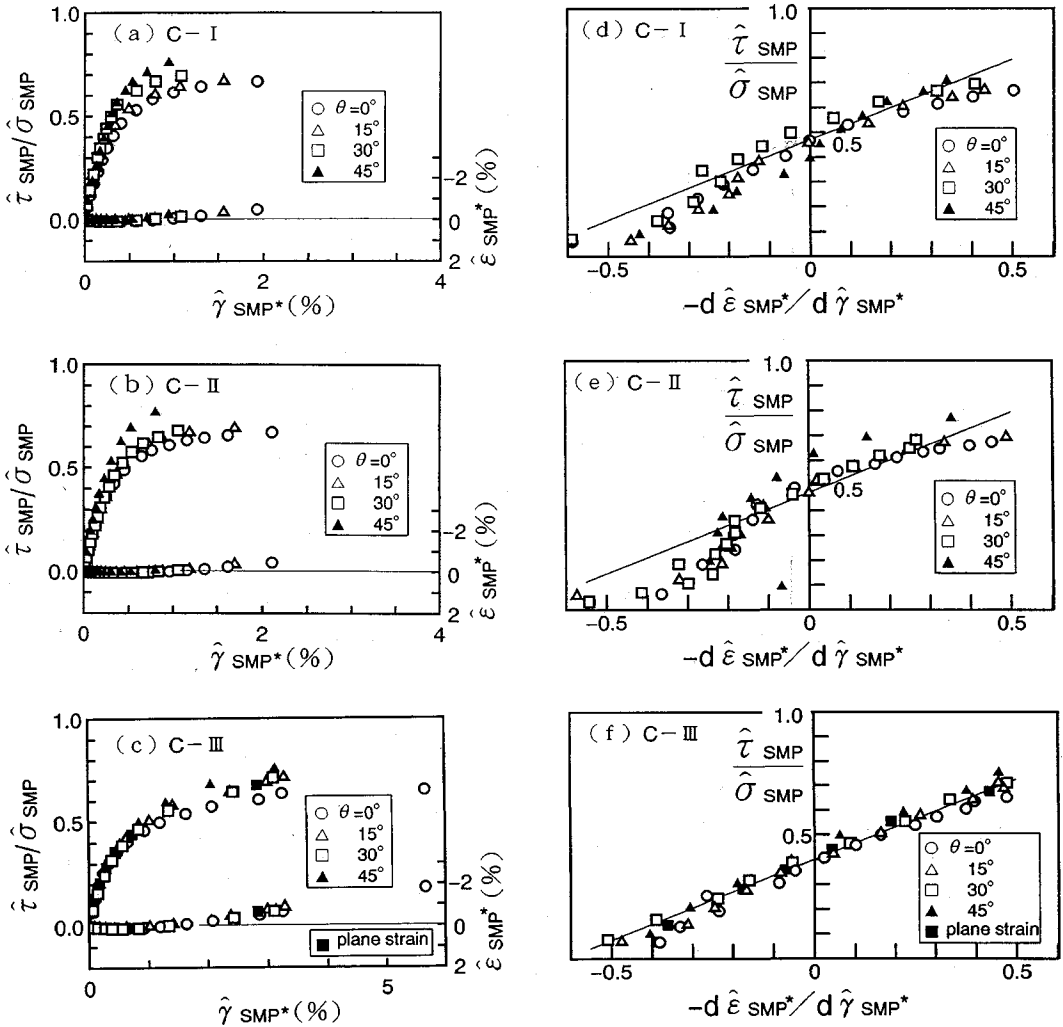


Fig.14 Arrangement of stress-strain relationships on Extended SMP from results of true triaxial tests along radial stress paths ($\sigma_m=800$ kPa).

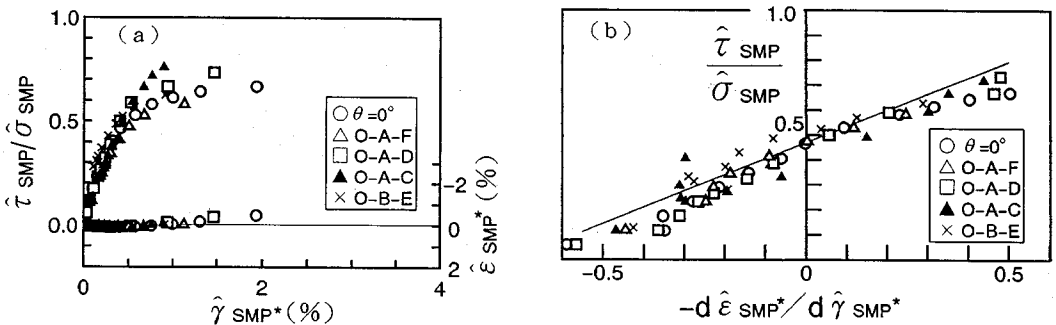


Fig.15 Arrangement of stress-strain relationships on Extended SMP from results of true triaxial tests on cemented sand C- I along bending stress paths ($\sigma_m=800$ kPa).

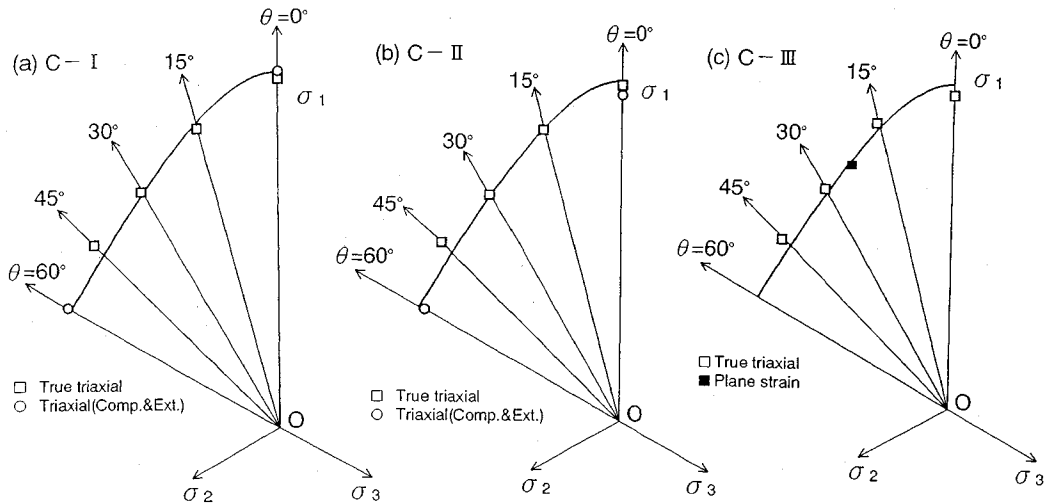


Fig.16 Comparison of Extended SMP failure criterion with stress states at failure in π -plane obtained by true triaxial, plane strain, triaxial compression and extension tests ($\sigma_m=800$ kPa).

$$\frac{\hat{\tau}_{SMP}}{\hat{\sigma}_{SMP}} = \sqrt{\frac{\hat{J}_2 - 9\hat{J}_3}{9\hat{J}_3}}$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2}{4(\sigma_1 + \sigma_0)(\sigma_2 + \sigma_0)} + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)^2}{4(\sigma_2 + \sigma_0)(\sigma_3 + \sigma_0)}} *$$

$$* \frac{(\sigma_3 - \sigma_1)^2}{4(\sigma_3 + \sigma_0)(\sigma_1 + \sigma_0)} = \text{const.} \dots \dots \dots (9)$$

ただし、 \hat{J}_1 , \hat{J}_2 , \hat{J}_3 は式 (3) で表される。

Fig.16 は、式 (9) に基づく破壊強度の予測線 (実線、C-I種： $\sigma_0=350$ kPa, $\phi=36^\circ$; C-II種： $\sigma_0=300$ kPa, $\phi=36^\circ$; C-III種： $\sigma_0=250$ kPa, $\phi=36^\circ$, $(\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP})_f = 2\sqrt{2}/3 \cdot \tan 36^\circ = 0.68$) と破壊時の実測応力状態 (□印は3主応力制御試験結果, ○印は三軸圧縮・三軸伸張試験結果, ■印は平面ひずみ試験結果を示す) を π 面上で示したものである。同図より、拡張 SMP に基づいた破壊規準は実測値とかなりよい一致を示しているといえよう。なお、 $\theta=45^\circ$ の実測値が予測値より少し大きいのは、前に指摘した隣接荷板どうしの相互干渉によるものと考えられる。セメント混合砂の強度の予測には2つのパラメーター (ϕ と σ_0 , あるいは c と ϕ) を必要とするが、これらは三軸圧縮試験だけから決めることが可能である (Fig.6 参照)。すでに、砂や正規圧密粘土のような摩擦性材料 ($\sigma_0=0$) の強度特性を従来の SMP に基づいた破壊規準によってよく説明できることを示しているが¹³⁾、今回セメント混合砂のような粘着成分を有する摩擦性材料 ($\sigma_0>0$) の強度特性についても、拡張 SMP に基づいた破壊規準によって同様に説明できることは極めて興味深いことである。

5. 結 論

本研究で得られた主な結論を要約すれば以下の通りで

ある。

(1) セメント混合重量比数パーセント(1/30~1/15)のセメント混合砂 (密度 1.8~1.9 g/cm³) は、平均有効主応力 $\sigma_m=800$ kPa 一定の条件下でせん断されると、せん断初期に負のダイレイタンスー特性 (体積圧縮) を示し、破壊付近で正のダイレイタンスー特性 (体積膨張) を示す。

(2) σ_m 一定条件下の応力経路に沿う3主応力制御試験において、 π 面上のひずみ増分ベクトル方向と応力ベクトル方向のずれは、砂や粘土の場合と同様に認められる。放射状応力経路の場合は常に $\zeta \geq \theta$ (θ : π 面上の主応力ベクトルの σ_1 軸からなす角度; ζ : π 面上のひずみ増分ベクトルの $d\epsilon_1$ 軸からなす角度) となるのに対して、折れ線状応力経路の場合は経路によって $\zeta < \theta$ となる場合がある。

(3) 全く同じ3次元応力状態であっても、応力経路の違いによってひずみ増分ベクトル方向に違いが認められたので、セメント混合砂についてもひずみ増分方向の応力経路依存性が確認された。

(4) σ_m 一定条件下では応力経路のいかんにかかわらず、拡張 SMP の概念に基づいてセメント混合砂の3主応力制御試験結果は統一的に整理される。すなわち、 $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim \hat{J}_{SMP} \sim \hat{\epsilon}_{SMP}$ 関係と $\hat{\tau}_{SMP}/\hat{\sigma}_{SMP} \sim -d\hat{\epsilon}_{SMP}/d\hat{J}_{SMP}$ 関係が唯一的に同じ線上にプロットされる。したがって、このユニークな関係からセメント混合砂の構成式を立てることができる。

(5) 拡張 SMP に基づいた破壊規準は、3主応力下のセメント混合砂の強度の実測値をよく説明できる。このことと結論 (4) より拡張 SMP によって3次元応力下のセメント混合砂の変形・強度特性を統一的に解釈できる。

謝辞 立方体剛製型枠をお貸しいただき御助言いただいた本学岡島達雄教授, 実験に協力いただいた本学卒業生田中哲平, 柴田頼之両君に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 寺師昌明: 地盤改良, 土と基礎, Vol. 37, No. 12, pp. 74~77, 1989.
- 2) 善 功企: 液状化対策としての事前混合処理工法の開発, 土と基礎, Vol. 38, No. 6, pp. 27~32, 1990.
- 3) Dupas, J.M. and PecKer, A.: Static and dynamic properties on sand-cement, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, No.3, pp.419~436, 1979.
- 4) Clough, G.W. et al.: Cemented sand under static loading, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, No.6, pp.799~817, 1981.
- 5) 松岡 元・孫 徳安: 粘着成分を有する摩擦性材料の変形・強度特性の統一的解釈, 土木学会論文集, 第 463 号, III-22, pp.163~172, 1993.
- 6) 松岡 元・中井照夫: 剛板載荷型およびセル型三主応力制御試験について, 土と基礎, Vol. 31, No. 7, pp. 9~15, 1983.
- 7) Matsuoka, H. et al.: A constitutive equation for sands and its application to analyses of rotational stress path and liquefaction resistance, Soils and Foundations, Vol.25, No.1, pp.27~42, 1985.
- 8) 宮森建樹: 多軸応力状態における砂のせん断強さと変形特性, 土木学会論文報告集, 第 255 号, pp. 81~91, 1976.
- 9) Nakai, T. et al.: True triaxial tests on normal consolidated clay and analysis of the observed shear behavior using elastoplastic constitutive models. Soils and Foundations, Vol.26, No.4, pp.67~78, 1986.
- 10) Hundy, B.B. and Green, A.P.: A determination of plastic stress-strain relation, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol.3, pp.16~21, 1954.
- 11) Matsuoka, H. and Nakai, T.: Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses, Proc. of Japan Society of Civil Engineers, No.232, pp.59~70, 1974.
- 12) 中井照夫・松岡 元: 3主応力下のせん断挙動に関する統一的解釈, 土木学会論文集, 第 303 号, pp. 65~77, 1980.
- 13) Matsuoka, H. and Nakai, T.: A new failure criterion for soils in three-dimensional stresses, Proc. of IUTAM symp. on deformation and failure of granular materials, Delft, pp.253~263, 1982.

(1992. 12. 2 受付)

A UNIFIED CONSTITUTIVE LAW FOR CEMENTED SANDS BY TRUE TRIAXIAL TESTS

Hajime MATSUOKA, De'an SUN and Takahiro KONDA

This paper presents a series of the results of true triaxial tests, triaxial compression tests and triaxial extension tests on cemented sands along radial stress paths and "bending" stress paths in π -plane under a constant mean effective principal stress ($\sigma_m=800$ kPa). A plane strain test is also performed on a cemented sand under the same constant mean effective principal stress. These test results are uniquely arranged on "Extended Spatially Mobilized Plane" (Extended SMP) with a parameter of $\sigma_0(=c \cdot \cot\phi)$, and the strength of the cemented sands under three-dimensional stress conditions are well predicted by "Extended SMP" failure criterion. Hence, a unified constitutive equation including failure criterion for cemented sands is easily derived on the basis of the concept of "Extended SMP"