

# 破碎性土の定常状態と液状化強度

兵動正幸<sup>1</sup>・荒牧憲隆<sup>2</sup>・岡林 巧<sup>3</sup>・中田幸男<sup>4</sup>・村田秀一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科 (〒755 山口県宇部市常盤台 2557)

<sup>2</sup>学生会員 工修 山口大学大学院 博士後期課程

<sup>3</sup>正会員 工修 鹿児島工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒899-51 鹿児島県始良郡隼人町真孝 1460-1)

<sup>4</sup>正会員 工博 山口大学助手 工学部社会建設工学科

<sup>5</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科

破碎性土であるまさ土としらすを対象にこれらの圧縮特性に着目して、非排水単調および繰返し三軸圧縮試験を行った。単調せん断試験結果から、*steady state* 線を求め、密度、初期拘束圧の違いにより生じた収縮性あるいは膨張性の挙動の違いについて考察した。さらに、非排水繰返し三軸試験結果を初期密度、拘束圧の違いによりまとめた。その結果、しらすにおいて、繰返しせん断強度が初期拘束圧に依存するという静的結果とも対応する結果が得られた。最後に単調せん断による変相点応力と繰返しせん断強度を対応させ、両者に試料、初期密度、初期拘束圧によらない関係が得られ、静的せん断と繰返しせん断挙動の対応が可能となった。

**Key Words :** *crushable soils, decomposed granite soil, shirasu, monotonic shear, cyclic shear, steady state, liquefaction*

## 1. まえがき

1995年兵庫県南部地震において、まさ土により埋立てられたポートアイランド、六甲アイランドの人工島を初め多くの埋立て地盤が液状化をきたし、護岸構造物など港湾施設に壊滅的被害を与えた。まさ土は、西日本を中心に広く分布する風化残積土であり、これまで良質な盛土材、埋立材として活用されてきただけに、多方面に大きな衝撃を与えた。これまでの砂の液状化の研究は、新潟地震以来、主として海浜や河口付近に堆積する粒子の堅固な砂を対象に検討が行われてきた。しかし、都市近郊には埋立て地が多く、まさ土など風化した破碎性の粒子からなる土により埋立てられている場合も多いことから、今後の地震により同様な被害を蒙ることも危惧される。わが国には他にも多くの火山性の脆弱な粒子からなる土<sup>1),2)</sup>が分布しており、中でもしらすは、南九州に広域に分布し、厚い台地を形成していることから、豪雨による斜面崩壊を引き起こしている反面、これも埋立材や裏込

め材<sup>3)</sup>として活用されている。このような状況において、今後予想される都市部の地震に対して、このような破碎性土の液状化特性を調べていくことは急務であると考えられる。

著者らは、以前より、このような脆弱な粒子からなる破碎性土の静的・動的せん断特性を調べるために、まさ土<sup>4)</sup>、しらす<sup>5),6)</sup>、カーボネイト砂<sup>7),8)</sup>を対象に単調ならびに繰返し三軸試験を行ってきた。その結果、破碎性土のせん断挙動の解釈に当たっては、初期密度のみならず、拘束圧の変化に起因する圧縮性の影響を取り入れる必要があることが判明した。

本研究は、これら破碎性土の粒子破碎を伴う圧縮特性に着目し、拘束圧や初期間隙比をパラメータとして、それらの静的非排水せん断特性および液状化特性を調べ、静的および動的せん断特性の統一的評価ならびに両者の関連性についての検討を行ったものである。

## 2. 試料および実験方法

### (1) 試料の物理的性質

本研究では、破砕性土として、まさ土およびしらすを対象に実験を行い、それぞれの力学特性を調べると共に両者のせん断特性の相関性について検討を行った。実験に用いたまさ土は、広島県東広島市および山口県宇部市でそれぞれ採取したもの（以後それぞれ、広島まさ土、宇部まさ土と呼ぶ）で、いずれも広島型花崗岩の風化した土であり、広島型まさ土<sup>9)</sup>と称されるものである。しらすは、鹿児島県始良郡の地山より採取した1次しらすである。また、比較のために、豊浦標準砂についても一部の実験を行った。

これらの試料の粒度分布を図-1に示す。両まさ土、しらすとも豊浦砂に比べかなり均等係数が高いのが特徴的である。しらすの細粒分含有率(0.074mm以下)は、約35%とかなり高いが、しらすの細粒分は活性(粘性)を持つものではなく、粗粒成分と同一の非活性組成から成るものである<sup>5),6),10)</sup>。まさ土も20%程度の細粒分を含んでいたが、実験の効率上、細粒分と粗粒分を除去した0.074mm~2.0mmに粒度調整した試料を用いた。しらすについては、2.0mm以上の粗粒分のみを除去して用いた。

表-1には、各試料の物理的性質を示している。しらすは、軽石成分を含み、粒子内間隙を包含するため、土粒子比重がかなり小さい値となっている。最大・最小間隙比については、しらすの細粒分が非活性であることから、団粒構造にならないと判断し、便宜的に地盤工学会基準の方法を用いて求めた。最大・最小間隙比は、両まさ土、しらすとも豊浦砂に比べ大きいものとなっている。特に最大間隙比は、豊浦砂に比べ非常に大きいものとなっている。なお、まさ土は場所により風化の程度を異にし、その工学的性質が複雑な土として知られていることから、本研究では強熱減量試験を実施し、その強熱減量 $L_i$ も併記することにより風化の程度を表す指標とした<sup>9)</sup>。この結果から、広島まさ土の方が宇部まさ土に比べ強熱減量値 $L_i$ が若干大きく現れ、風化がやや進んでいるものと判断される。

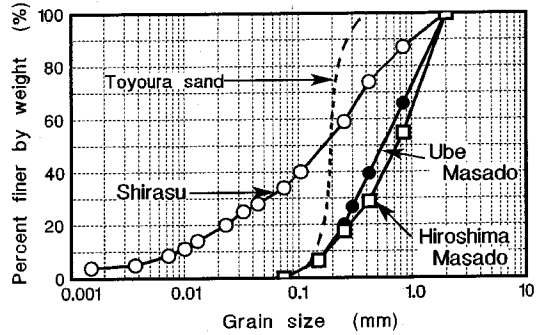


図-1 各試料の粒度分布

表-1 各試料の物理的性質

	$G_s$	$e_{max}$	$e_{min}$	$U_c$	$L_i$ (%)
Ube Masado	2.615	1.243	0.728	4.772	2.690
Hiroshima Masado	2.610	1.394	0.784	5.819	3.731
Shirasu	2.489	1.494	0.775	29.50	—
Toyouura sand	2.643	0.973	0.635	1.200	—

### (2) 実験方法

三軸供試体は直径5cm、高さ11cmの円柱形であり、以下の方法により作成した。細粒分を除去したまさ土については、空中落下法により作成した。同一の高さより落下し作成したところ、両試料の初期相対密度( $D_{ri}$ )は、広島まさ土で $D_{ri}=60\%$ 、宇部まさ土で $D_{ri}=50\%$ となったが、両者で初期間隙比がほぼ等しいものを作成することができた。また、しらすについては、細粒分や比重の異なる軽石成分を多く含むため、空中落下や水中落下法では密度の管理や均質な供試体の作成が困難であったため以下の方法<sup>4)</sup>によった。すなわち、乾燥した試料を漏斗を用いて、まずできるだけ低い位置からモールド内にゆる詰め状態で充填した後、次に木槌でモールド側壁に打撃を加え、所定の密度を作成するものである。しらすの初期相対密度( $D_{ri}$ )は、50% (緩詰め) と90% (密詰め) の2種類とした。

次に、飽和供試体を作成するために、三軸室にセットされた供試体内に炭酸ガス( $CO_2$ )を注入し、脱気水を通水し、背圧100kPaを与えて、B値0.96以上を確認した。その後、所定の拘束圧で等方圧密を行い、非排水で単調および繰返しせん断試験を行

った。三軸単調せん断試験では、側圧一定下で、ひずみ速度 0.1%/min のひずみ制御により圧縮および伸張载荷を行った。一方、繰返し三軸せん断試験では、空圧载荷式の試験機を用い、周波数 0.1Hz で荷重制御で正弦波载荷を行った。なお、供試体両端面の摩擦除去のために供試体径より大きめの直径 6 cm のステンレス製で、中央に直径 3 mm のポーラスストーンが埋め込まれたペダスタルを用い、これにシリコングリースを薄く塗布した上にゴムスリーブを張り付けた。本論文で用いる応力パラメータ  $p$  および  $q$  はそれぞれ平均有効主応力  $p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$  および軸差応力  $q = \sigma_a - \sigma_r$  である。なお、本文では、圧密終了時の平均有効主応力は  $\sigma'_c$  として初期有効拘束圧と呼び、繰返しせん断試験における繰返し軸差応力振幅は  $\sigma_d$  と表している。

### 3. 等方圧縮特性

図-2は、2種類のまさ土、しらすおよび豊浦砂の三軸等方圧縮試験の結果を示すものである。図中には、本研究で静的および繰返しせん断試験を行った際に適用した拘束圧の範囲も併記している。まさ土およびしらすに対する試験は、各せん断試験の初期相対密度と同じ初期条件で行ったものである。豊浦砂のみが初期相対密度  $Dri=40\%$  で行った結果だけ掲げられている。図の  $e - \log p$  曲線において、変曲点の部分を圧密降伏応力  $p_y$  とみなし、矢印で示した粒子の堅固な豊浦標準砂では、ゆる詰めであるにもかかわらず、平均有効主応力  $p$  の変化に伴う空隙比の変化は、6MPa を越える高圧域に至るまでほとんどなく、常圧においては、圧縮性はほとんど無視できるものと考えられる。このことが、これまでの砂の液状化の研究において、応力比  $\sigma_d/2\sigma'_c$  で表される液状化強度が拘束圧の影響を受けないとされてきた由縁である<sup>11)</sup>。一方、破碎性土であるまさ土およびしらすは、常圧で降伏点が見れ、特にまさ土はせん断試験で適用した拘束圧域以下に圧密降伏応力  $p_y$  が存在し、それ以上の拘束圧下では、大きな空隙比の変化が認められる。しらすも同様で、密詰め試料

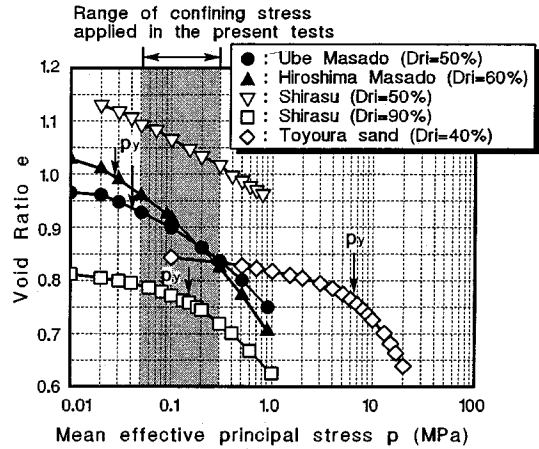


図-2 三軸等方圧縮試験結果

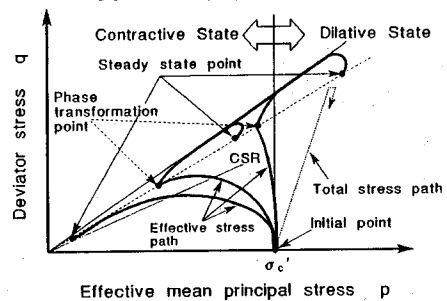
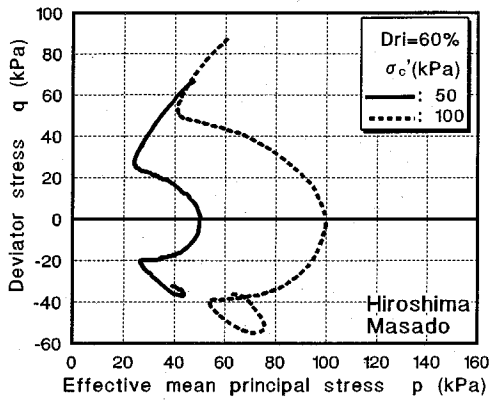


図-3 非排水静的挙動における有効応力径路の概念図

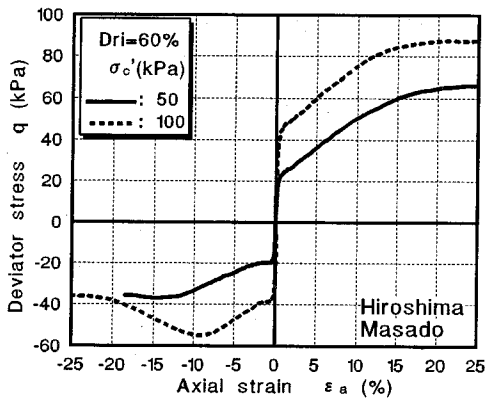
( $Dri=90\%$ ) では、せん断試験の拘束圧域内に圧密降伏応力が存在し、緩詰め ( $Dri=50\%$ ) では、顕著な降伏点は見られないが、拘束圧の増加に伴う空隙比の顕著な低下が認められる。このように、まさ土やしらすは低拘束圧域で降伏し、粒子が非常に脆弱なため圧縮性の卓越する土であることがわかる。

### 4. 非排水単調せん断特性

図-3に飽和砂の非排水単調せん断試験による有効応力径路の概念を示す。図のそれぞれの有効応力径路は、排水せん断における負および正のダイレイタンスの発現状況に対応するものである。一般に、緩い砂は、下部の曲線で示されるような収縮性 (*Contractive*) の挙動を示し、終局において軸差応力  $q$  は変化せず、軸ひずみのみが進行する定常状態 (*Steady State*)<sup>12)-16)</sup> に至るとされている。また、比較的密な砂でも、上側の曲線で表されるように変相

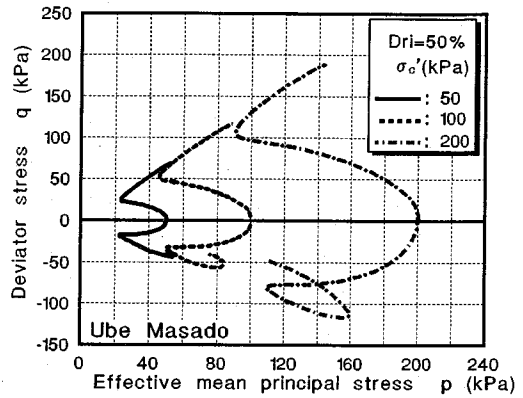


(a) 有効応力径路

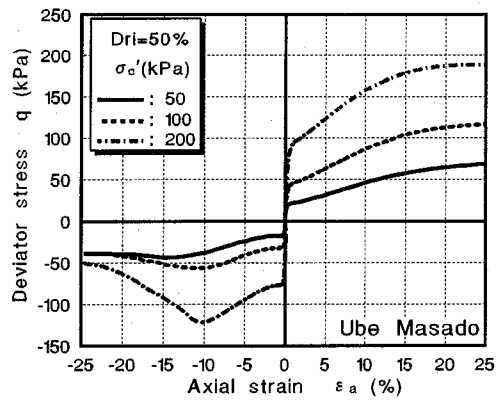


(b) 軸差応力～軸ひずみ関係

図-4 広島まさ土の単調載荷試験結果



(a) 有効応力径路

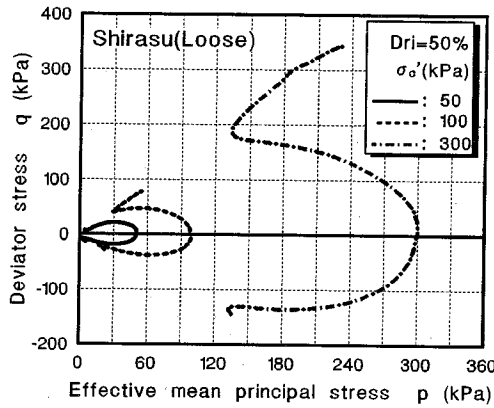


(b) 軸差応力～軸ひずみ関係

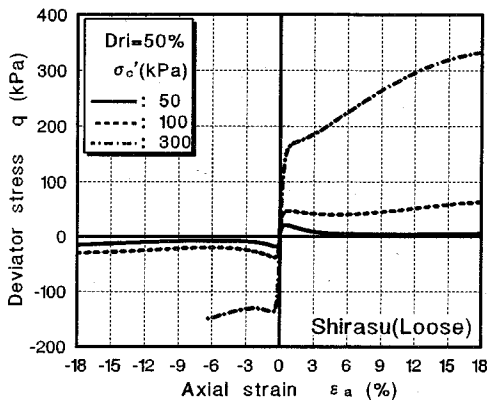
図-5 宇部まさ土の単調載荷試験結果

応力状態<sup>17)</sup>に達した後、膨張性 (*Dilative*) の挙動を示し、最終的に初期の平均有効主応力以上あるいは以下の有効応力の回復の後、*Steady State* に至るとされている。この図で、有効応力が、初期の平均有効主応力より低い状態を収縮側、高い状態を膨張側と呼ぶことにする。すなわち、初期状態を基準とした場合、せん断により収縮側 (*Contractive State*) は負のダイレイタンスーと軟化もしくは部分的軟化を引き起こす領域であるのに対し、膨張側 (*Dilative State*) は、正のダイレイタンスーと硬化の卓越する領域と見なすことができる。広島・宇部まさ土、およびしらすの非排水単調せん断特性に及ぼす拘束圧の影響を見るため、種々の拘束圧で等方圧密後、非排水単調載荷圧縮および伸張試験を行った。それぞれの圧密時の平均有効主応力 $\sigma'_c$ は、広島まさ土で $\sigma'_c = 50, 100\text{kPa}$ 、宇部まさ土で $\sigma'_c = 50, 100, 200\text{kPa}$ 、

しらすは密詰め・緩詰めともに $\sigma'_c = 50, 100, 300\text{kPa}$ であった。図-4(a), (b)に広島まさ土の図-5(a), (b)に宇部まさ土の有効応力径路、軸差応力～軸ひずみ関係をそれぞれ示す。これらの図より、両まさ土共に比較的類似のせん断挙動を示していることが分かる。図-4(a), 図-5(a)において、いずれのまさ土も有効応力径路は、圧縮・伸張側ともに明瞭な変相点を経た後膨張挙動に転じているが、ほとんどの結果が収縮側において終局点に至っていることが観察される。また、図-4(b), 図-5(b)より、軸ひずみは、変相応力に達するまでせん断初期にはほとんど発生せず、変相点以降急激に増加し、圧縮・伸張とも軸ひずみ20%を越えたあたりから軸差応力の増加がなく、変形のみが進行する *Steady State* 状態となっている様子がうかがえる。これらは、拘束圧の増加に対して、強度の規則的増加は認められるが、全

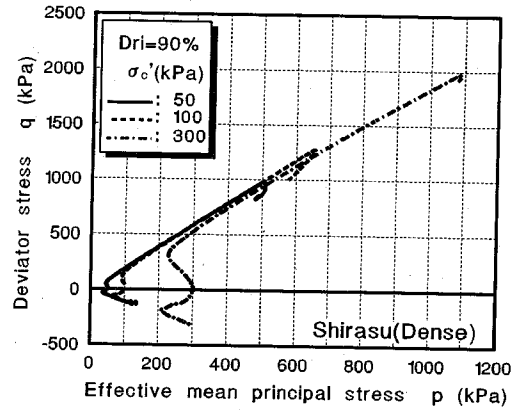


(a) 有効応力径路

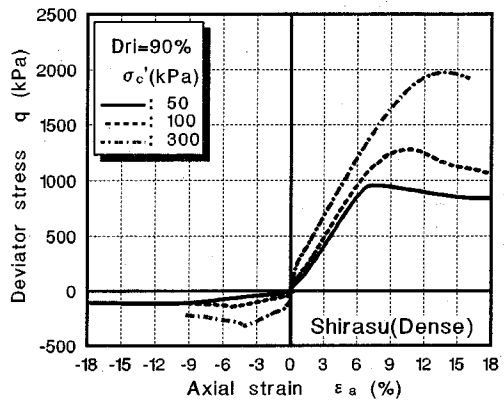


(b) 軸差応力～軸ひずみ関係

図-6 緩詰めしらすの単調載荷試験結果



(a) 有効応力径路



(b) 軸差応力～軸ひずみ関係

図-7 密詰めしらすの単調載荷試験結果

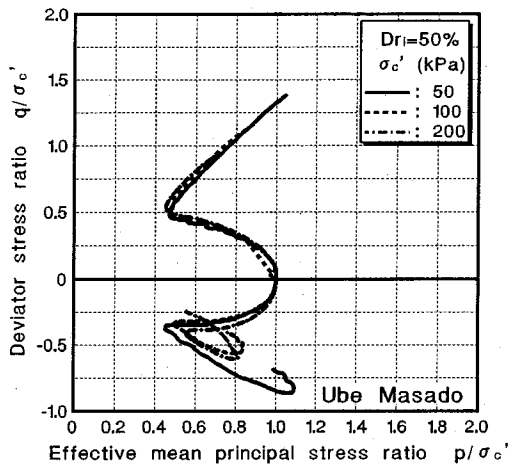
体的挙動に大差は見られない。

図-6(a), (b)に緩詰めしらす ( $Dri=50\%$ )、図-7(a), (b)に密詰めしらす ( $Dri=90\%$ ) の有効応力径路および軸差応力～軸ひずみ関係をそれぞれ掲げた。図-6の緩詰めしらすのせん断挙動に着目すると、圧縮・伸張側とも初期拘束圧  $\sigma'_c=50, 100\text{kPa}$  では、ひずみ軟化挙動<sup>13),18)</sup>が現れていることが観察される。特に、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$  においては軟化挙動あるいは収縮挙動が著しく、明瞭な変相点は現れることなく、*Steady State* に至っている。 $\sigma'_c=100\text{kPa}$  では、わずかなひずみ軟化挙動の後変相点が現れ、その後ひずみ硬化挙動に転じ、初期圧密点より左側の収縮側で *Steady State* となる挙動を示している。 $\sigma'_c=300\text{kPa}$  の軸ひずみの発現においては、ひずみ軟化挙動は生じず変相点を迎えた後、ひずみ硬化挙動に至っている。このように、緩詰めしらすでは、初期拘束圧の違いに

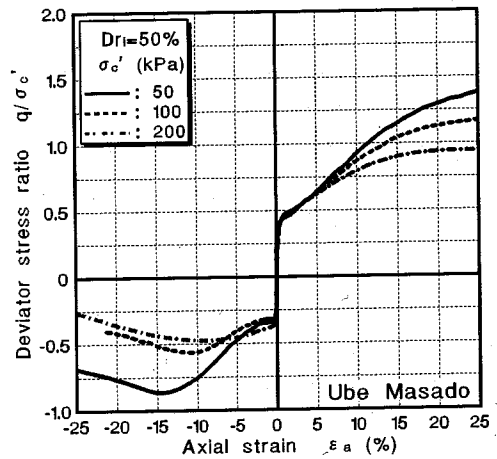
より、大きく挙動が異なることが明らかとなった。

図-7の密詰めしらすは、いずれの拘束圧においても、軟化挙動は示さず変相点を経て大きく硬化の挙動を示した後、最終的に *Steady State* に至っている。

これらの結果から、初期有効拘束圧の影響をより明確に見るために、それぞれの軸差応力  $q$  と平均有効主応力  $p$  を初期有効拘束圧  $\sigma'_c$  で正規化した有効応力径路、軸差応力比・軸ひずみ関係をまさ土およびしらすについて図-8～10に示す。図-8の字部まさ土の正規化された有効応力径路と軸差応力比・軸ひずみ関係から、圧縮・伸張とも初期有効拘束圧  $\sigma'_c$  によらず変相応力状態までの挙動は、ほぼ同じであるが、変相点後の軸差応力比・軸ひずみ関係が拘束圧により異なっており、*Steady State* における軸差応力比が、拘束圧が低いほど高くなっていることが認められる。図-9に緩詰めしらすの図-10に密詰めし

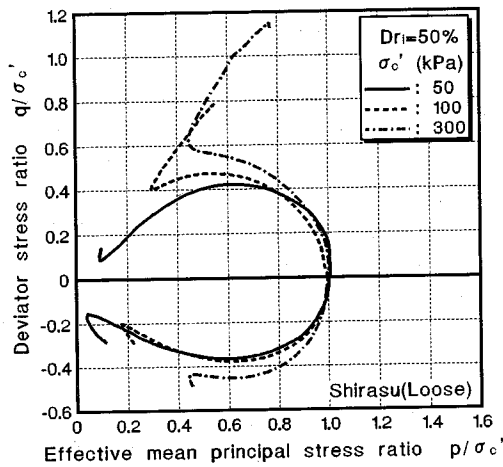


(a) 正規化した有効応力径路

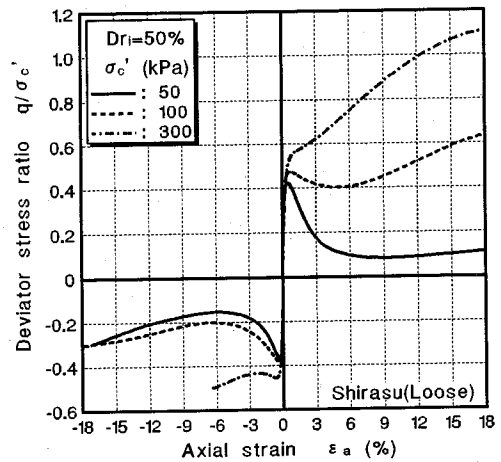


(b) 正規化した軸差応力比～軸ひずみ関係

図-8 宇部まさ土の正規化した有効応力径路・軸差応力～軸ひずみ関係

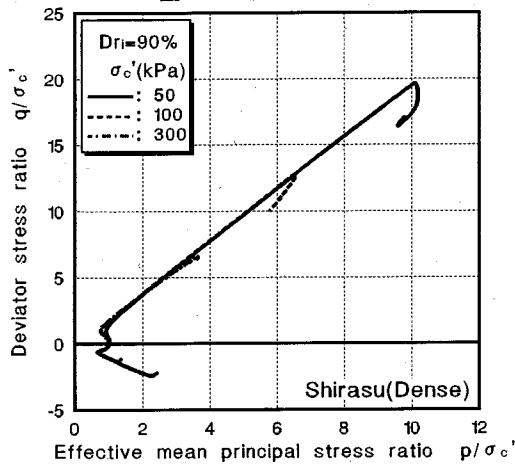


(a) 正規化した有効応力径路

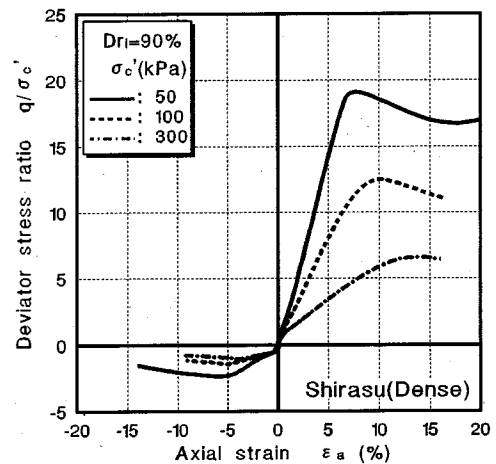


(b) 正規化した軸差応力比～軸ひずみ関係

図-9 緩詰めしらすの正規化した有効応力径路・軸差応力～軸ひずみ関係



(a) 正規化した有効応力径路



(b) 正規化した軸差応力比～軸ひずみ関係

図-10 密詰めしらすの正規化した有効応力径路・軸差応力～軸ひずみ関係

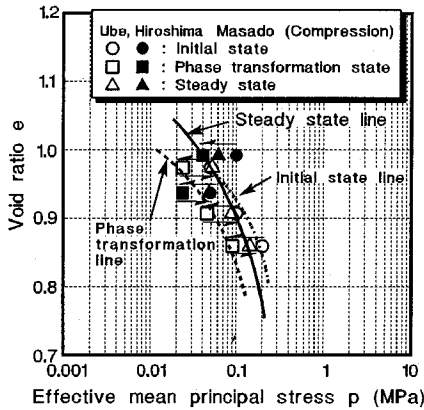


図-1.1 広島・宇部まさ土の *Steady State Line*

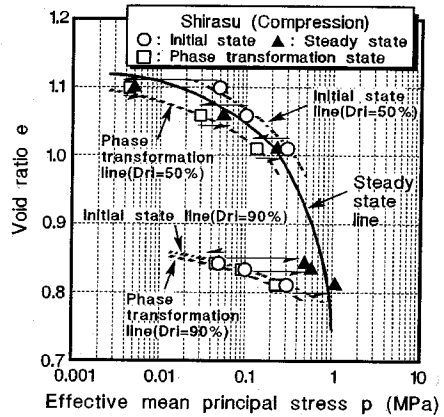


図-1.2 しらすの *Steady State Line*

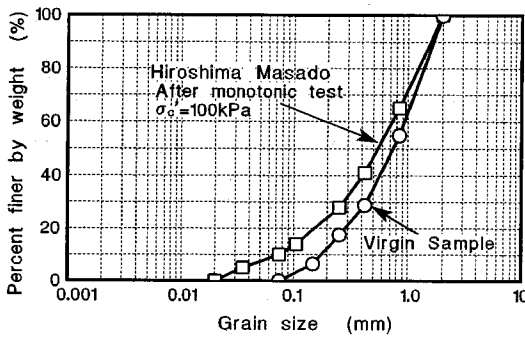


図-1.3 まさ土の試験前後の粒度分布

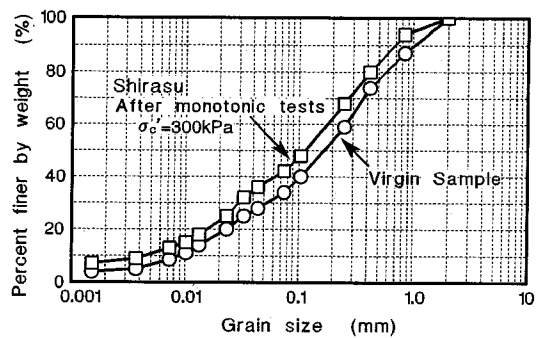


図-1.4 しらすの試験前後の粒度分布

しらすの正規化された有効応力径路と軸差応力比～軸ひずみ関係をそれぞれ示す。図-9の緩詰めしらすの挙動は、低い拘束圧下での収縮あるいは軟化挙動から拘束圧の増加に伴い膨張あるいは硬化挙動に移して行く様子が観察される。それに伴い、変相点および *Steady State* における軸差応力比も拘束圧が高いほど大きくなっている。図-10から、密詰めしらすについては、変相点での軸差応力比にはほとんど差はないが、*Steady State* に至る軸差応力比は、拘束圧が低いほど大きなものとなっている。このような密詰めしらすの拘束圧依存の挙動は、緩詰めしらすとは逆の傾向を示すものであるが、まさ土とは同様の傾向を示している。これらの挙動の相違は、図-2に掲げた圧縮特性曲線における降伏点 $p_y$ とせん断開始時の初期有効拘束圧 $\sigma'_c$ の位置関係や、粒子表面形状などに起因しているものと考えられる。

図-1.1および図-1.2に、まさ土およびしらす

の一連の圧縮せん断における非排水せん断過程における初期状態(圧密終了時)、変相状態および *Steady State* 時の間隙比 $e$ と平均有効主応力 $p$ の関係を示す供試体は、圧縮せん断においては、端面摩擦除去を行ったため、かなり大きな軸ひずみに至るまではほぼ様な形状で変形を示し、*Steady State* での信頼性も高いものと判断した。一方、伸張試験においても同様な結果は得られたが、ひずみの小さい変相点付近までのデータの信頼性は高いと考えられるが、変形が大きくなるとネッキング的破壊を起こしたため、伸張試験における大変形域におけるデータの信頼性は低いと考え、伸張側での *Steady State* の特定は敢えて行わなかった。これらの図から、*Steady State Line* は、初期間隙比や初期拘束圧の違いに拘わらず、一本の曲線で表されることが分かる。特にしらすについては、図のように大きく湾曲した曲線状の *Steady State Line* が得られる結果となった。また、広島および

び宇部まさ土は採取場所が異なることから別個にまとめるべきかもしれないが、互いに同種のまさ土で、せん断挙動も類似であったことから、同一図上にプロットした結果、概ね同一の近似が可能であることが明らかとなった。まさ土および緩詰めしらすの初期状態の平均有効拘束圧は、*Steady State Line* より右側に位置しており、非排水せん断によって全体的に収縮挙動が卓越したことが示されている。これらの試料においては、図-2の圧密降伏点を実験に適用した拘束圧域以下に存在していたため、比較的低い拘束圧域でも粒子破碎を伴う圧縮性の卓越した状態であったものと考えられる。これは、破碎性材料であるまさ土やしらすの大きな特徴の一つであり、常圧においても破碎性土のせん断挙動は、Castro<sup>16)</sup>が警鐘する *Liquefaction* を起こす側にあり、不安定な軟化挙動あるいは収縮挙動をとる可能性が高いことを示唆しているものと考えられる。

まさ土およびしらすのせん断試験後の粒子破碎を調べるためにせん断試験後に粒度試験を行った。図-13、14に示されるように、所定の拘束圧でせん断試験を行った後の粒度曲線は、初期のもの比べて若干左方に位置しており、より細粒分の通過百分率が増加していることが認められる。この粒子破碎は、粒子そのものが完全に粉碎されるものではなく、主として粒子同志の接触部の欠損程度であると考えられるが、特にしらすは角張った粒子形状から成り、せん断時のインターロッキング効果などに影響を及ぼすものと推察される。

## 5. 非排水繰返しせん断特性

まさ土およびしらすの非排水繰返し三軸試験を静的せん断試験と同様、種々の初期有効拘束圧下で行った。図-15(a),(b),(c)は、初期有効拘束圧  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  における宇部まさ土、緩詰めしらすおよび密詰めしらすの代表的な軸差応力~軸ひずみ関係を示す。まさ土については、広島および宇部まさ土ともに静的せん断同様の動的においても類似の挙動となったので、代表的に宇部まさ土の結果のみを図-

15(a)に掲げた。図から、まさ土においては、変相点まではほとんど軸ひずみの増加は見られないが、変相点以降の繰返しによりひずみが急増し、液状化に至っている様子が観察される。また、ひずみの発達は伸張側に卓越し、異方性を示しているが、圧縮側にもかなりのひずみが生じていることがわかる。

図-15(b)の緩詰めしらすにおいても、顕著なひずみの発達は、変相点以降に集中しており、その後急激なひずみ増加に伴い、液状化に至っている様子が確認される。さらに、この緩詰めしらすにおいては、伸張側に劣らず、圧縮側でのひずみ増加が著しく生じており、比較的等方的な性状を表している。このような繰返しせん断挙動は、図-12において明らかとなった初期状態が *Steady State Line* の右側にある場合の挙動の特徴であり、*Flow Deformation* (流動変形)<sup>13),18)</sup>を起こす可能性が懸念されるものである。まさ土よりも緩詰めしらすの場合に顕著にこの傾向が現れたのは、図-11、12の対比で明らかのように、緩詰めしらすの方がまさ土より、初期状態が *Steady state* 曲線よりもさらに右側に位置し、収縮的挙動がより顕著であるからと考えられる。粒子の堅固な砂では超緩詰めの場合を除いてこのような初期状態はほとんどないと考えられるが、破碎土においては、このように容易にあり得ることと推察される。

次に、対応する有効応力径路を宇部まさ土、緩詰めしらすおよび密詰めしらすの順に図-16(a)~(c)に示した。一方、図-16(a),(b)のまさ土としらすは少ない回数で有効応力0の完全液状化に至っており、図-16の応力・ひずみ関係を裏付ける結果となっている。一方、図-16(c)の密詰めしらすは、有効応力は徐々に減少するものの、最終的に有効応力は完全には0にならず、密詰め砂特有の *Cyclic Mobility*<sup>15)</sup>を呈している。

軸ひずみ両振幅  $DA=5\%$ の発生を液状化と定義し、まさ土、緩詰めおよび密詰めしらすの液状化に至るに必要な繰返し応力比  $\sigma_d/2\sigma'_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を図-17~19にそれぞれ示した。図中、いずれの試料についても初期有効拘束圧をパラメータとして表している。各図には比較のために、 $Dr=50,70$ ,



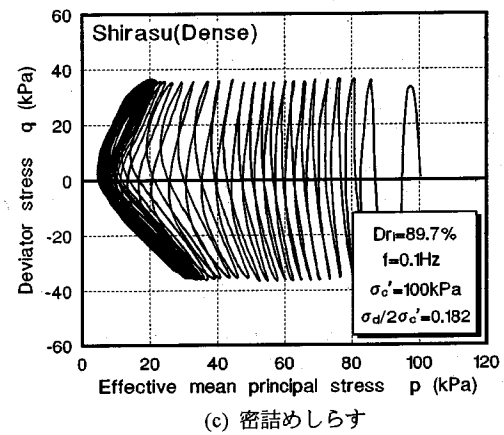
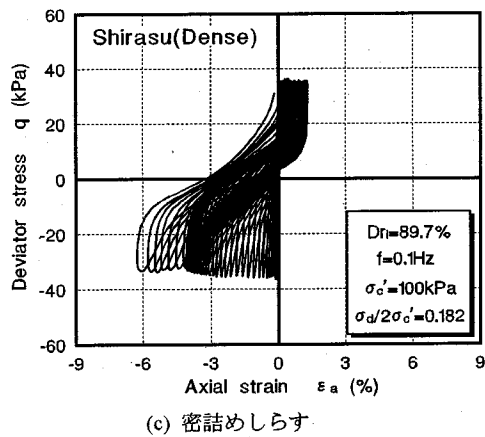
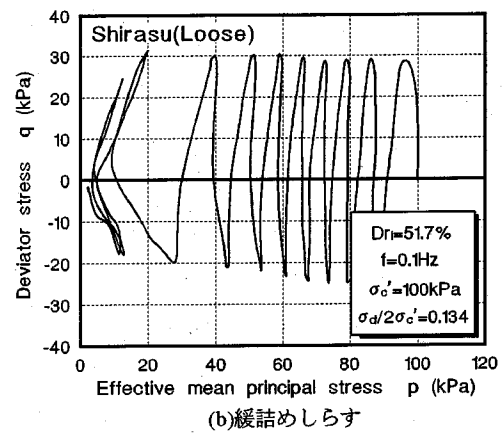
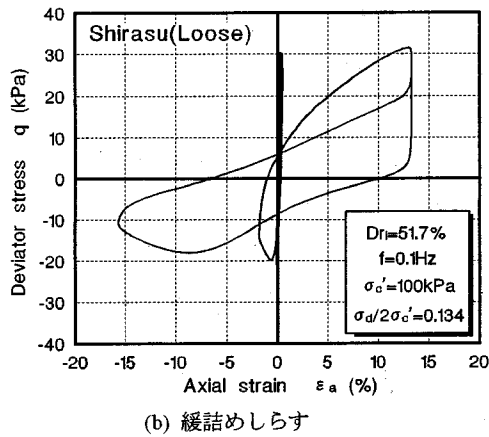
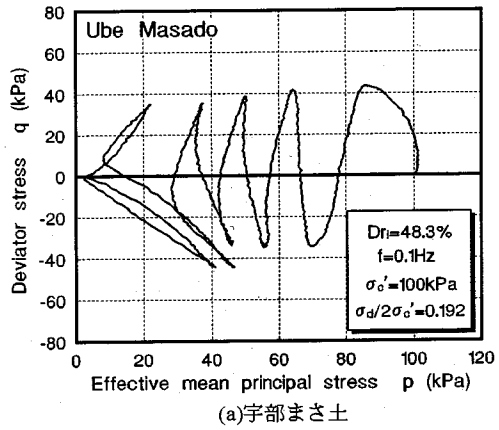
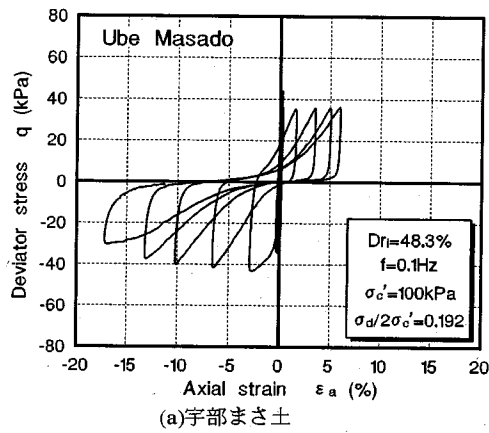


図-15 軸差応力～軸ひずみ関係(繰返し三軸試験結果)

図-16 有効応力径路(繰返し三軸試験結果)

90%の豊浦砂の結果を破線で示した。なお、この相対密度の範囲における豊浦砂は、拘束圧の影響をうけないことは石原らの研究<sup>19),20)</sup>により明らかになっている。図-17には、広島・宇部まさ土の繰返しせん断強度を掲げているが、広島まさ土の方が宇部

まさ土より若干高い繰返しせん断強度を示している。また、広島・宇部まさ土とも、拘束圧の影響を受けずそれぞれ一義的な曲線を描いているが、これは、静的せん断挙動とも同じ傾向を表すものであり、図-11に見られたように、各初期拘束圧の状態が、

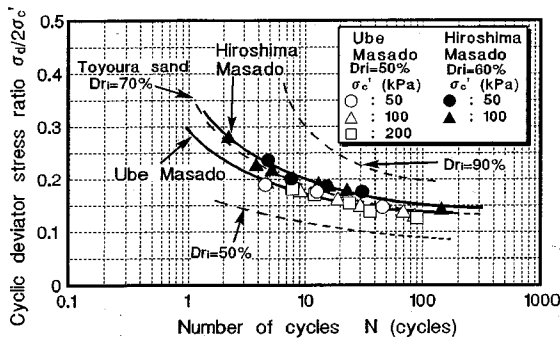


図-17 広島・宇部まさ土の液状化強度曲線

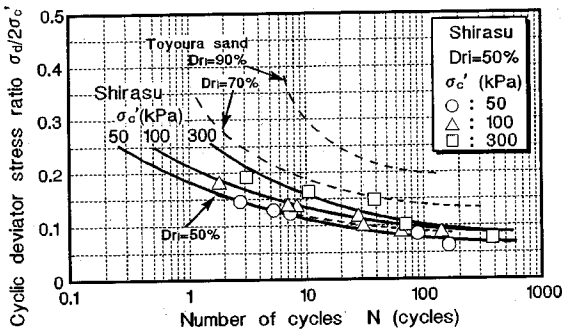


図-18 緩詰めしらすの液状化強度曲線

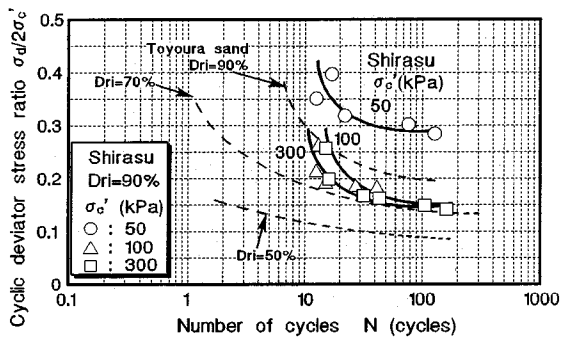


図-19 密詰めしらすの液状化強度曲線

*Steady State Line* とほぼ平行な初期状態線上にある場合の挙動と考えられる。一方、しらすは図-18, 19に示すとおり、顕著な拘束圧依存の傾向が現れており、緩詰めしらすは、拘束圧の増加に伴い繰返しせん断強度も増加する傾向が確認できる。逆に密詰めしらすは、拘束圧の増加とともに繰返しせん断強度が低下しており、これらの傾向も静的せん断挙動と同一である。拘束圧の変化に伴うしらすの繰返しせん断挙動の相違については前報<sup>5)</sup>に示した。

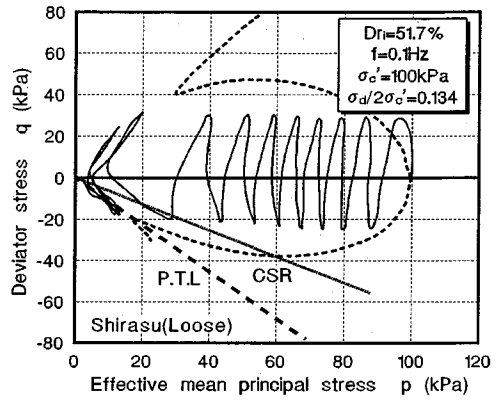


図-20 単調および繰返しせん断による有効応力径路

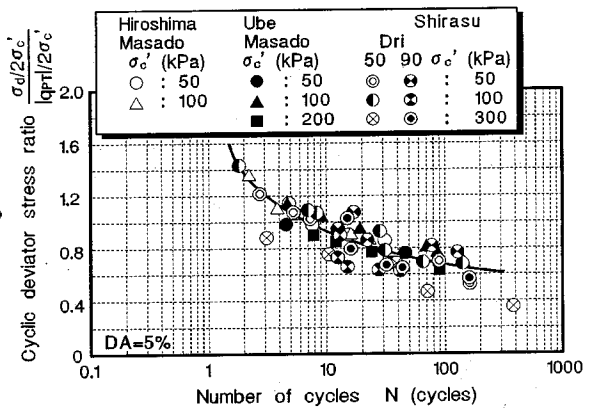


図-21 変相点応力比で正規化された繰返しせん断応力比

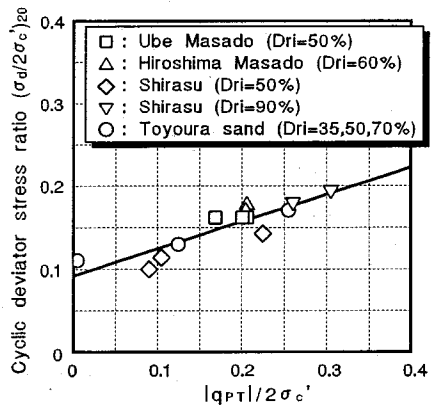


図-22 繰返しせん断応力比と変相点応力比の関係

## 6. 単調および繰返しせん断特性の対応

非排水単調および繰返しせん断挙動の関係<sup>21),22)</sup>を

調べるために、単調および繰返しせん断試験による有効応力径路を重ねて描いてみた。図-20は、初期相対密度  $D_{ri}=50\%$  のしらすについて初期有効拘束圧  $\sigma'_c=100\text{kPa}$  の非排水単調および繰返しせん断試験から得られた代表的な有効応力径路である。この図から、単調載荷試験の伸張側の有効応力径路のピークと原点を結んだ *CSR Line* に繰返し三軸の有効応力径路が達したときに急激な有効応力の低下に伴う *Flow* を起こしている様子が分かる。その後、単調試験の伸張側の変相線に繰返し試験の有効応力径路が達した後に、液状化に至っている様子が確認できる。非常に緩い状態を除いて一般には、*CSR Line* は存在しないことが多く、また圧縮側に比べ伸張側の方が弱いので、繰返しせん断の有効応力径路が、単調せん断の伸張側の変相応力状態に至った時点より供試体は液状化を起こすこととなる。このように繰返しせん断破壊は、伸張単調せん断により得られる変相応力に依存していることが推察される。そこで、単調せん断の有効応力径路における伸張側の変相点での軸差応力を  $q_{PT}$  とし、これで繰返しせん断応力比  $\sigma_d/2\sigma'_c$  を正規化することを試みた。図-21は、繰返しせん断破壊時の応力比  $\sigma_d/2\sigma'_c$  を静的な変相点応力比  $q_{PT}/2\sigma'_c$  で除した値を縦軸にとり、繰返し回数  $N$  との関係で表したものである。図には、まさ土、しらすの各初期拘束圧の結果が示されているが、図のように若干のばらつきはあるものの、試料、初期相対密度、初期有効拘束圧によらず、両者にはほぼ一義的な関係が存在する。これにより、繰返しせん断強度は、伸張側の単調載荷の有効応力径路上の静的な変相点でのせん断応力  $q_{PT}$  が既知であれば概略値が推定できることが示唆される。さらに、図の繰返し強度曲線における繰返し回数 20 回に対する繰返し応力比  $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{20}$  と静的せん断強度比  $q_{PT}/2\sigma'_c$  の関係を図-22にまとめた。この図には、さらに豊浦砂の  $D_{ri}=30, 50, 70\%$  の結果も記した。図のように、繰返しせん断強度は、変相点における応力比と、試料、初期相対密度、初期有効拘束圧によらずほぼ一義的な関係を持つことが示されている。この図は、単調せん断試験より変相点応力  $q_{PT}$  が求められると、繰返しせん断強度をかなり精度よく評価することが

可能であることを示唆している。

## 7. 結 論

本研究では、しらすとまさ土を対象に、これらの粒子破碎を伴う圧縮特性に着目し、静的および繰返しせん断挙動について検討を行ったものである。得られた結果を要約すると以下の通りである。

(1) 等方圧縮下において、豊浦砂は高圧域に至るまで空隙比の変化はほとんどないが、しらすやまさ土は、常圧で降伏点が現れ、顕著な空隙比の低下が認められた。

(2) 広島・宇部まさ土の静的非排水せん断挙動において、いずれのまさ土も圧縮・伸張側ともに変相点を経た後膨張挙動に転じるが、収縮側において *Steady State* に至った。また、この *Steady State* における軸差応力比は、拘束圧が低いほど高くなった。

(3) 緩詰めしらすの静的非排水せん断挙動は、拘束圧の増加とともにひずみ軟化型の挙動から硬化型の挙動へと推移した。変相点および *Steady State* での軸差応力比も拘束圧の増加に伴い増加した。

(4) 密詰めしらすにおける静的非排水せん断挙動は、いずれの拘束圧においてもひずみ軟化挙動を示さず、変相点を経て大きく硬化の挙動を示した後、最終的に膨張側で *Steady State* に至った。

(5) まさ土・しらすの *Steady State Line* は、初期空隙比、初期拘束圧によらずそれぞれ一本の曲線で表された。

(6) 非排水繰返しせん断において、広島・宇部まさ土および緩詰めしらすは、変相点に達した時点でひずみが急増し液状化に至った。密詰めしらすでは、繰返し初期からひずみが徐々に発生し、*Cyclic Mobility* を呈した。

(7) 広島・宇部まさ土は、拘束圧によらない一義的な繰返しせん断強度を示した。緩詰めしらすでは、拘束圧の増加と共に繰返しせん断強度は増加したが、密詰めしらすの場合、逆に減少する傾向を示した。

(8) 試料、初期相対密度、初期拘束圧によらず破壊時の繰返しせん断応力比  $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{20}$  と静的変相点応力比  $q_{PT}/2\sigma'_c$  の間にユニークな関係が存在し、

静的および動的せん断特性の結合が可能であることが示唆された。

## 参考文献

- 1) Ishihara, K. and Harada, K. : Cyclic behavior of partially saturated collapsible soils subjected to water permeation, *Ground failures under seismic conditions*, ASCE, Geotechnical Special Publication, No.44, pp.34-50, 1996.
- 2) 三浦清一, 八木一善 : 火山性粗粒土の動的力学特性に及ぼす応力履歴の影響, 火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集, pp.229-236, 1995.
- 3) 梅原靖文, 善功企, 浜田浩二 : 港湾工事材料としてのシラスの工学的性質 (その5) 振動三軸試験による動的性質, 港湾技研資料, No.211, pp.79-101, 1975.
- 4) 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一, 山本陽一, 丸山浩史 : まさ土の液状化特性に及ぼす拘束圧の影響, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.841-842, 1991.
- 5) 岡林巧, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一 : 乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.97-106, 1994.
- 6) 岡林巧, 村田秀一, 兵動正幸, 山本陽一, 岸本洋 : しらすの液状化特性について, 地盤と建設, Vol.9, No.1, pp.81-91, 1991.
- 7) Hyodo, M., Hyde, A.F.L. and Konami, T. : Cyclic shear behavior of crushable carbonate sand. *BOSS'94*, pp.205-216, 1994.
- 8) 伊藤雅之, 兵動正幸, 村田秀一, 荒牧憲隆, 徳原裕輝 : カーボネイト砂の非排水単調および繰返しせん断強度特性, 第30回土質工学研究発表会講演集, pp.865-866, 1995.
- 9) 村田秀一, 兵動正幸, 安福規之 : 風化度に着目した乱さないまさ土の圧縮・せん断特性, 土木学会論文集, No.382/III-7, pp.131-140, 1987.
- 10) 兵動正幸, 山内豊聡, 坂井晃 : しらすの液状化におよぼす粒度分布の影響, 第15回土質工学研究発表会講演概要集, pp.581-584, 1980.
- 11) Ishihara, K. : Liquefaction and flow deformation failure during earthquakes, *Géotechnique* Vol.43, No.3, pp.351-415, 1994.
- 12) Vaid, Y.P., Chung, E.K.F. and Kuerbis, R.H. : Preshearing and Undrained Response of Sand, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.49-61, 1989.
- 13) Vaid, Y.P. and Chern, J.C. : Cyclic and monotonic undrained response of saturated sand, *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, ASCE convention, pp.120-147, 1985.
- 14) Poulos, S.J., Castro, G. and France, J.W. : Liquefaction evaluation procedure, *Proc. ASCE*, Vol.11, No. GT6, pp.772-792, 1985.
- 15) Castro, G. : Liquefaction and cyclic mobility of saturated sand, *Proc. ASCE*, Vol.101, No. GT6, pp.551-569, 1975.
- 16) Castro, G. and Poulos, S.J. : Factors affecting liquefaction and cyclic mobility, *Proc. ASCE*, Vol.103, No. GT6, pp.501-516, 1977.
- 17) Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S. : Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stress, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.1, pp.29-44, 1975.
- 18) Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N. and Murata, H. : Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.19-32, 1994.
- 19) 石原研而, 菊池喜昭, 堤康一 : 低拘束圧下における砂の繰返し変形挙動, 第18回土質工学研究発表会講演集, pp.353-354, 1983.
- 20) 柚木祐二, 石原研而, 関元治, 米田吉博 : 密な砂の繰返し三軸せん断挙動に与える初期有効拘束圧の影響, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp.1649-1652, 1982.
- 21) Mohamad, R. and Dorby, R. : Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand, *Proc. ASCE*, Vol.112, No. GT10, pp.941-958, 1986.
- 22) Guzman, A.A., Leonards, G.A. and Chameau, J.L. : Undrained monotonic and cyclic strength of sands, *Proc. ASCE*, Vol.114, No.10, pp.1089-1109, 1988.

(1996.2.8 受付)

## STEADY STATE AND LIQUEFACTION STRENGTHS OF CRUSHABLE SOILS

Masayuki HYODO, Noritaka ARAMAKI, Takumi OKABAYASHI,  
Yukio NAKATA and Hidekazu MURATA

A series of monotonic and cyclic triaxial tests was performed on two decomposed granite soils and a volcanic soil "Shirasu" which are typical crushable soils in Japan. Both contractive and dilative monotonic shear behaviour were observed depending on the confining stress and initial relative density. The cyclic shear strengths were also dependent on the confining stress. The monotonic and cyclic shear behaviour were compared each other to find the mutual relationship. It was found that there is a unique relationship between the cyclic shear stress to cause liquefaction and the monotonic shear strength of phase transformation independent of the difference of soils, initial densities and confining stresses which is useful for estimating the cyclic strength by the static strength.