

第7章

不攪乱砂質土の非排水単調せん断特性

7.1 はじめに

再構成試料で室内力学試験を行い、その結果を現実の地盤の評価に適用する上で、再構成試料と不攪乱試料の土粒子構造に起因する力学特性の相違が問題となる。比較的大ひずみ領域での挙動が中心となる砂質土の液状化問題においても、繰返しせん断特性は再構成供試体の強度は不攪乱供試体の強度よりもかなり小さくなること、不攪乱試料の乱れの程度が大きくなるほど強度が低下することが明らかにされている (Seed, 1979, Yoshimi et al., 1984, Ishihara, 1985)。また、再構成供試体の作成方法によっても繰返し強度特性は影響を受けることが指摘されている。そこで、砂質土の非排水単調せん断特性についても再構成試料と不攪乱試料の違い、あるいは再構成供試体の作成方法による粒子構造の違いの影響を調べる必要がある。

Been et al. (1991) は、Erksak 砂と豊浦砂の非排水三軸単調せん断試験において湿潤堆積法と水中落下法の2つの方法で作成した再構成供試体の挙動を観察し、準定常状態は粒子構造に影響され、極限定常状態は影響されずにユニークに定まるとしている。北沢ら (1994) は早川河口砂 ($D_{50} = 0.17\text{mm}$, $Fs = 2.1\%$) について非排水三軸圧縮せん断試験を行ったところ、ブロックサンプリングによる不攪乱試料と攪乱試料の極限定常状態は一致した。一方、Verdugo (1989, 1992) は4種類の砂に対してそれぞれ不攪乱供試体と再構成供試体の非排水三軸圧縮試験を行った結果、不攪乱供試体の極限定常状態における強度は再構成供試体よりも大きくなると結論した。この結果については後で詳しく検討する。また、Verdugo (1992) および Zlatovic (1994) は、豊浦砂、細粒分を混ぜた豊浦砂、および細粒分を含む数種類の砂質土の再構成供試体を対象として非排水三軸圧縮試験を行った。この中で、湿潤堆積法、乾

乾燥堆積法、水中堆積法の3通りの方法を用いてもっとも緩い状態の供試体を作成し、そのせん断特性を比較している。その結果、極限定常状態は供試体作成方法によらずにほぼ同一になるのに対し、準定常状態は供試体作成方法によって大きく影響されると結論づけた。すなわち、準定常状態におけるせん断強度は湿潤堆積法による供試体がもっとも強く、水中堆積法によるものがもっとも弱くなるとした。しかしながら、特に細粒分を多く含む試料の場合には各作成方法によって作られる供試体の初期密度は著しく異なり、湿潤堆積法がもっとも密な初期密度を与え、水中堆積法がもっとも緩い初期密度を与える。従って準定常状態が初期密度によっても影響されるならば、せん断特性の違いが供試体の土粒子構造の違いに起因しているとは言い切れない。

このように、非排水大変形挙動における攪乱・不攪乱の違い、また初期の粒子構造の影響などは十分に解明されているとは言えない。そこで、本研究では7ヶ所の地点から不攪乱砂質土を採取し三軸せん断試験を行ってその挙動を観察するとともに同じ砂質土の攪乱試料を用いて、乾燥堆積法・水中堆積法によって再構成供試体を作成し、その非排水せん断挙動を比較検討した。さらに、Verdugo(1989,1992)の研究から4つの試料に関する実験結果を引用し、合計11種類の試料に関する実験結果から不攪乱供試体と攪乱供試体の非排水せん断挙動の相違とその要因について考察した。

7.2 せん断試験結果

7.2.1 川岸町砂

初期有効拘束圧 $30 \sim 500 \text{ kPa}$ の低圧域では不攪乱試料と乾燥堆積法による再構成試料を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。また、初期有効拘束圧 $1000 \sim 4000 \text{ kPa}$ の高圧域では不攪乱供試体と乾燥堆積供試体に加えて水中堆積法による再構成試料を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。比較的密度のそろっている代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図7.1~7.3に掲げた。

まず、初期等方圧状態から変相点にいたるせん断挙動を検討すると、間隙水圧の発生量、変相点での内部摩擦角とともに供試体の種類によらずにほぼ同一である。低圧域では攪乱供試体と不攪乱供試体の挙動にばらつきが見られるが、供試体間隙比のばらつきを考慮すると有意の相違があるとは言えない。つぎに、変相点以後の極限定常状態にいたる大変形せん断挙動を見てみる。低拘束圧条件のせん断試験では定常状態に至っていないものもあるが、応力-ひずみ曲線はかなり水平に近づいており、せん断試験の最終状態を定常状態としてもあまり誤差は生じないものと思われる。初期拘束圧 1000 kPa 以上の高拘束圧条件での大変形

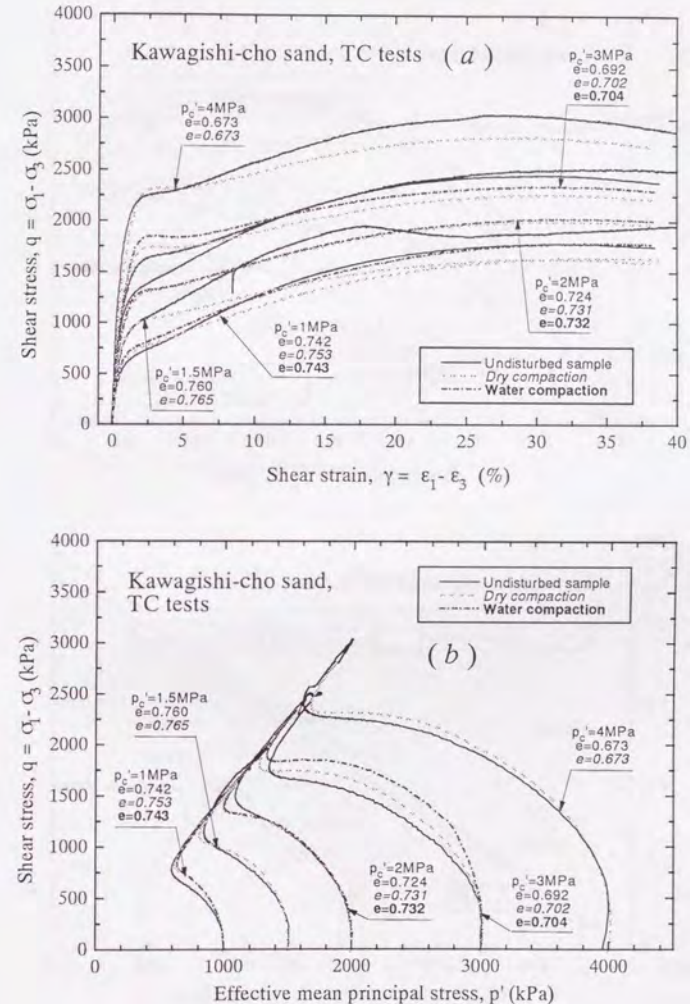


図 7.1 川岸町砂の三軸圧縮試験 (高圧部)

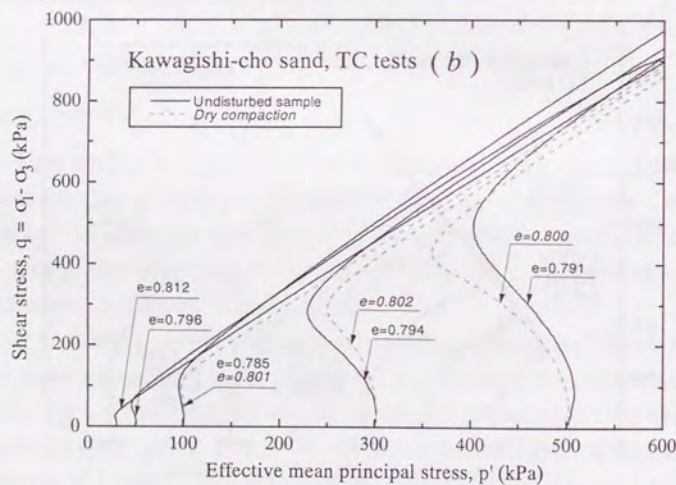
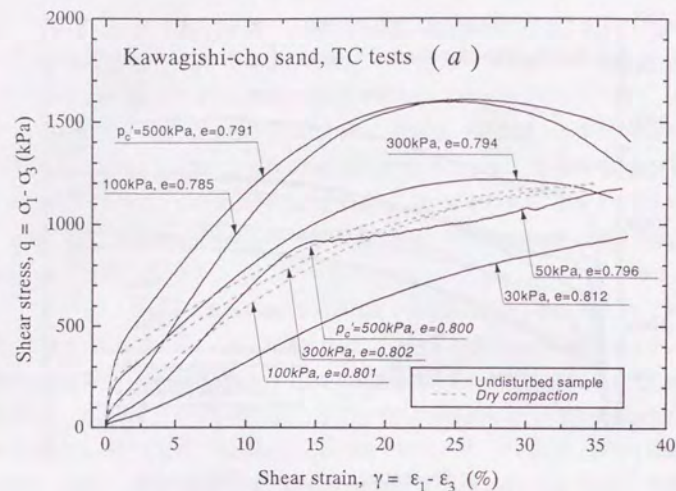


図 7.2 川岸町砂の三軸圧縮試験 (低圧部)

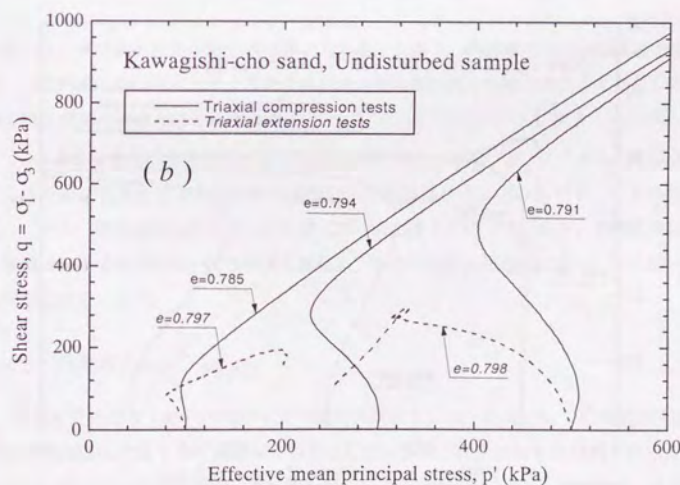
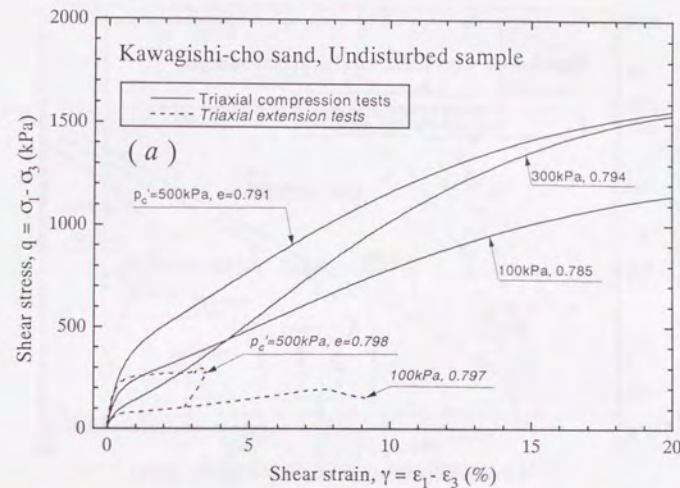


図 7.3 不攪乱川岸町砂の三軸圧縮・伸張試験

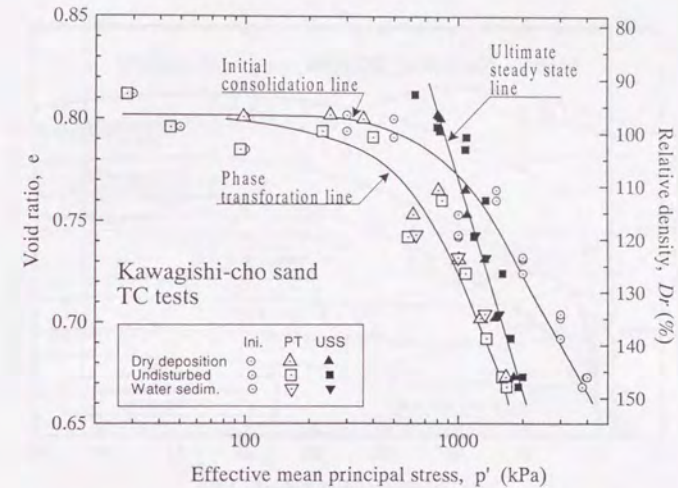
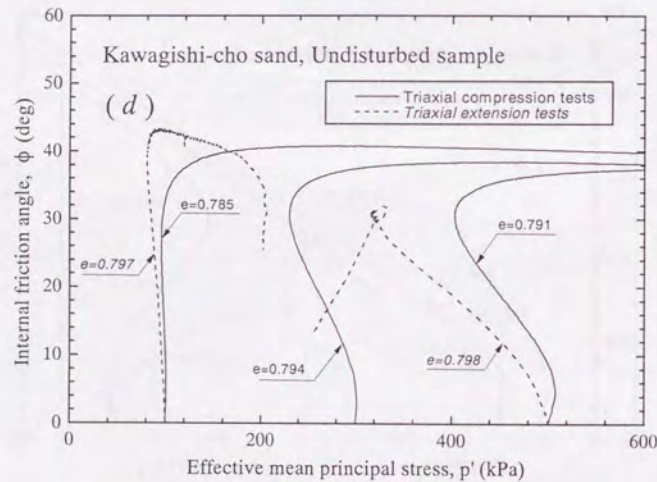
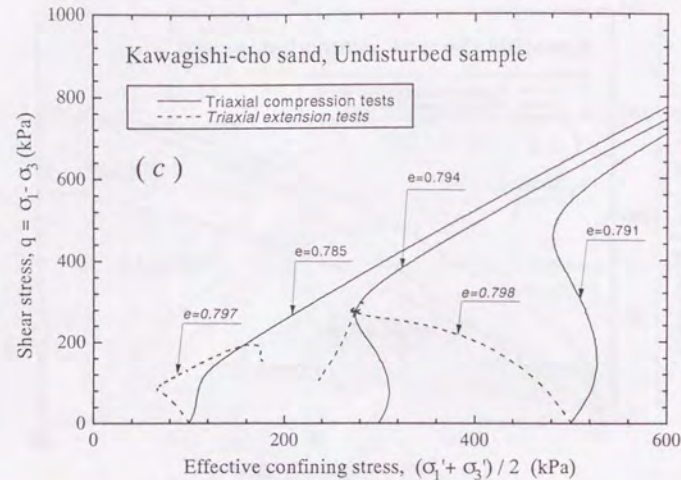


図 7.4 川岸町砂の非排水せん断特性

条件では、不攪乱供試体が攪乱供試体よりも若干大きく、内部摩擦角はほぼ同じである。一方、初期拘束圧が小さくなると不攪乱供試体と攪乱供試体の強度さが大きくなり、内部摩擦角も攪乱供試体の方が若干小さくなる。

このようなせん断強度特性を $e - \log p'$ 関係にまとめたのが図 7.4 である。変相点については低圧部から高圧部まで供試体の種類による相違はほとんどみられず、一本の曲線上にのっている。極限定常状態についてもほぼ同一の曲線上にのっているが、不攪乱供試体の定常状態は乾燥堆積供試体・水中堆積供試体よりもやや上側に分布しており、この傾向は低拘束圧ほど顕著である。

7.2.2 茂原砂 No.1

初期有効拘束圧 100~3500kPa で不攪乱供試体を、50~3500kPa で乾燥堆積供試体を、1000~3000kPa で水中堆積供試体を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図 7.5・7.6 に掲げた。また、初期状態、変相点、極限定常状態を $e - \log p'$ 平面上にプロットして図 7.7 に示した。

乾燥堆積試料と水中堆積試料の挙動を比べてみると両者はほとんど同等である。一方、

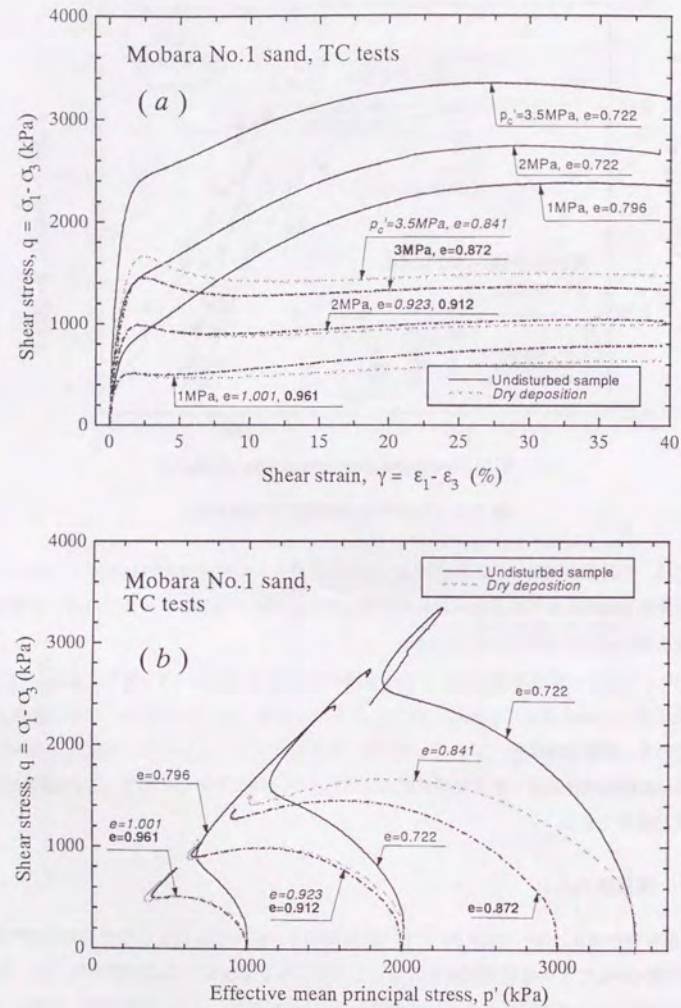


図 7.5 茂原砂 (No.1) の三軸圧縮試験 (高圧部)

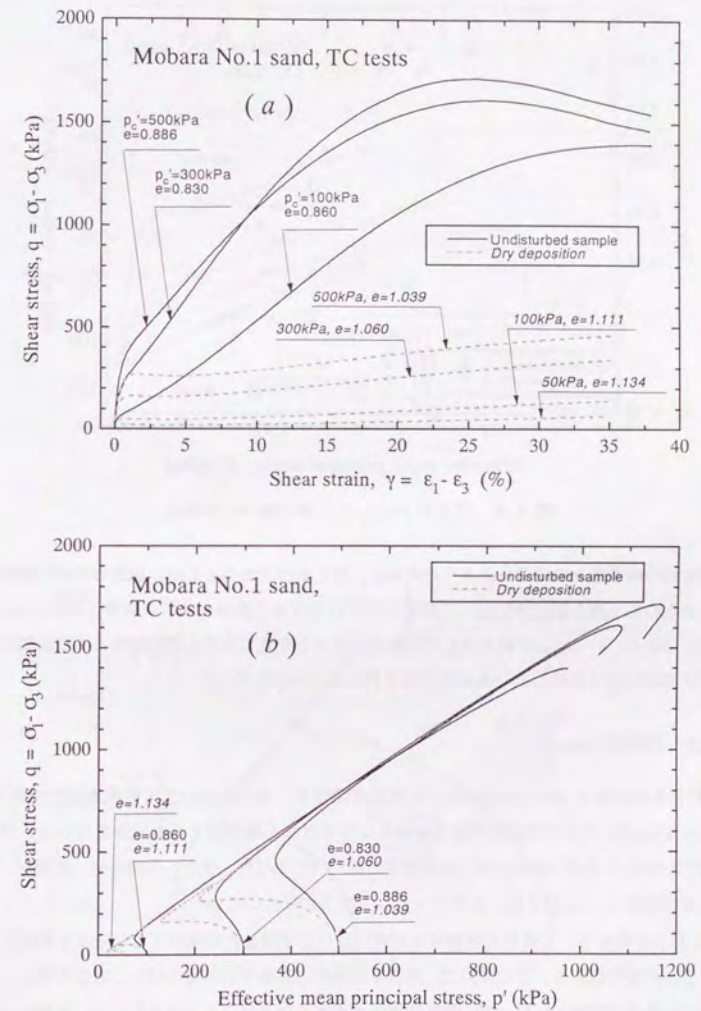


図 7.6 茂原砂 (No.1) の三軸圧縮試験 (低圧部)

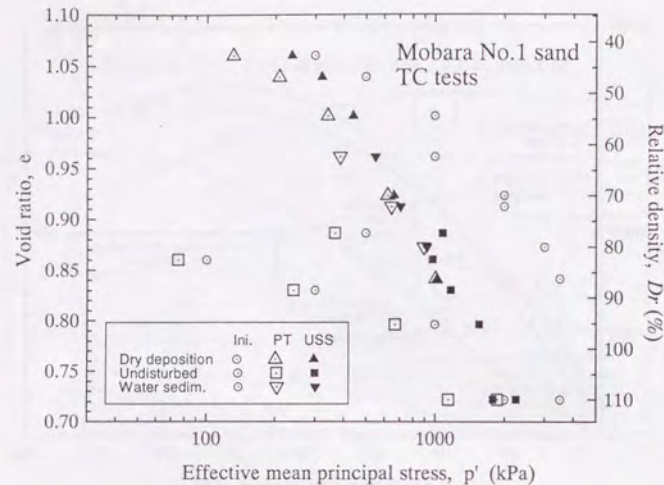


図 7.7 茂原砂 (No.1) の三軸圧縮せん断特性

不攪乱試料の挙動との関係を見ようとすると、攪乱試料はもっとも緩い状態の再構成供試体としたために不攪乱供試体に比べて間隙比がかなり大きく直接の比較の対象とはならない。しかしながら、 $e - \log p'$ 平面上の定常状態のプロットを見てみると攪乱試料と不攪乱試料の定常状態線はほぼ連続した一本の線で表されることがわかる。

7.2.3 茂原砂 No.2

初期有効拘束圧 100~3500kPa で不攪乱供試体を、50~3500kPa で乾燥堆積供試体を、1000~3000kPa で水中堆積供試体を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図 7.8・7.9 に掲げた。また、初期状態、変相点、極限定常状態を $e - \log p'$ 平面上にプロットして図 7.10 に示した。

これらの図から、全体的に再構成供試体に比べて不攪乱供試体が大きな強度を発揮していることが見て取れる。この傾向は、高拘束圧条件の試験では密度のばらつきが大きいこともあってあまり明瞭ではないが、初期拘束圧が小さくなるにつれて顕著になる。変相点での間隙水圧比の大きさも特に初期拘束圧が小さい場合には明らかに攪乱供試体の方が大きくなっている。しかしながら内部摩擦角は供試体の種類によらずほぼ同一である。 $e - \log p'$

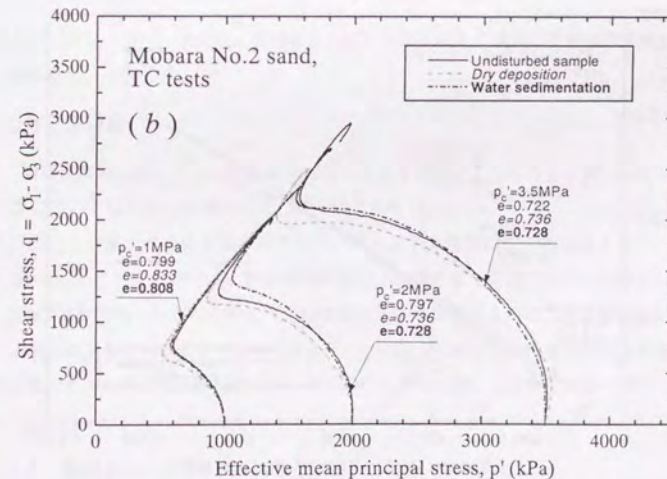
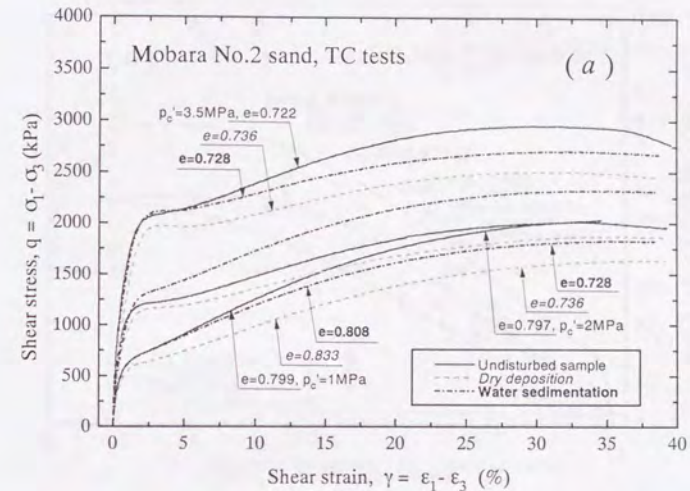


図 7.8 茂原砂 (No.2) の三軸圧縮試験 (高圧部)

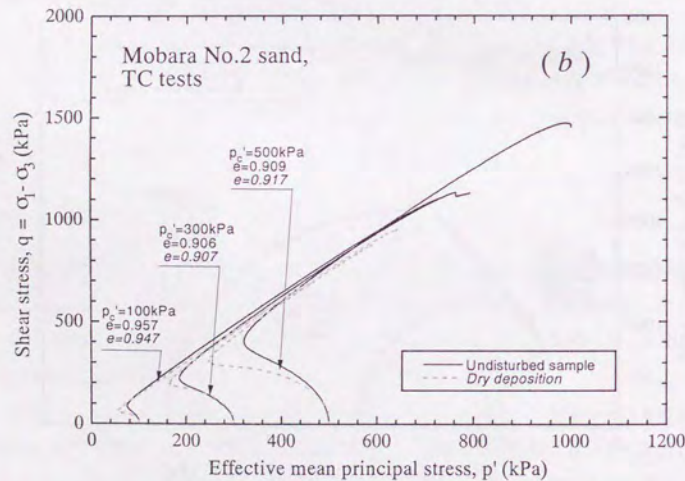
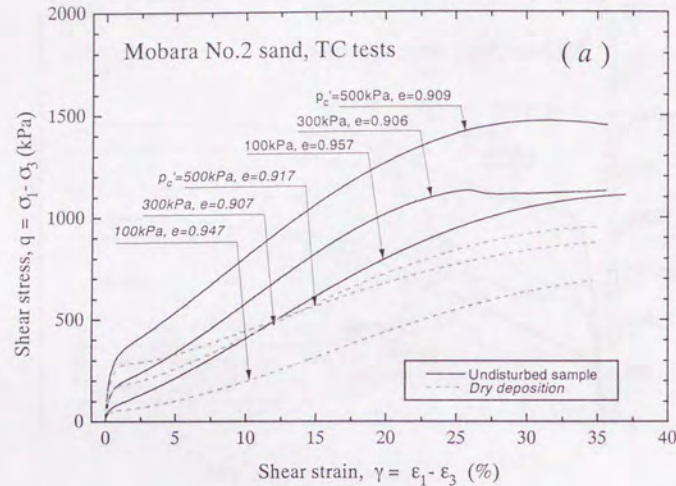


図 7.9 茂原砂 (No.2) の三軸圧縮試験 (低圧部)

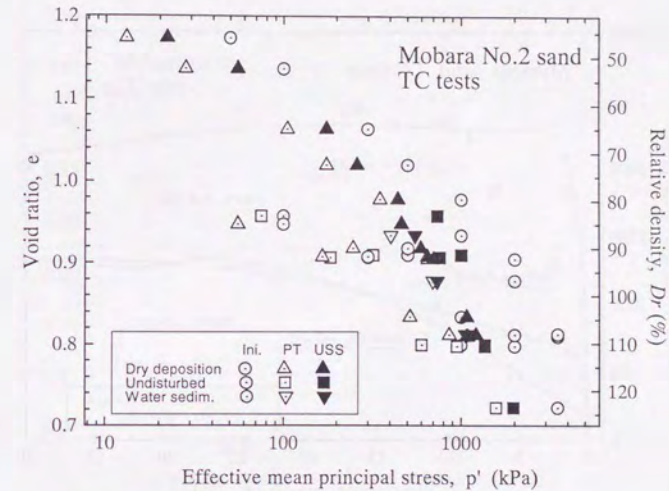


図 7.10 茂原砂 (No.2) の三軸圧縮せん断特性

面上のプロットでは、変相点、極限定常状態ともに不攪乱供試体の方が再構成供試体よりも上側となる。

7.2.4 美浜砂

初期高拘束圧域を中心に不攪乱供試体と乾燥堆積法によるもっとも緩い状態の再構成供試体についてせん断試験を行った。美浜砂はボーリング孔からのサンプリングであったために試料の分量がきわめて限られていた。そのため実験数は十分とは言えない。初期拘束圧 1000kPa の不攪乱供試体と乾燥堆積供試体の試験結果を比較すると、間隙比は 0.898 と 0.912 で比較的近いにもかかわらず、再構成供試体の方がはるかに大きな間隙水圧を発生して強度が低下していることがわかる。また、 $e - \log p'$ 平面上での極限定常状態線も、不攪乱供試体のものの方が攪乱供試体よりも明らかに上方に位置し、大きな強度を発揮していることがわかる。

7.2.5 釧路町砂

初期有効拘束圧 50～3500kPa で不攪乱供試体を、100～3000kPa で乾燥堆積供試体を、1000～3000kPa で水中堆積供試体を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。また、

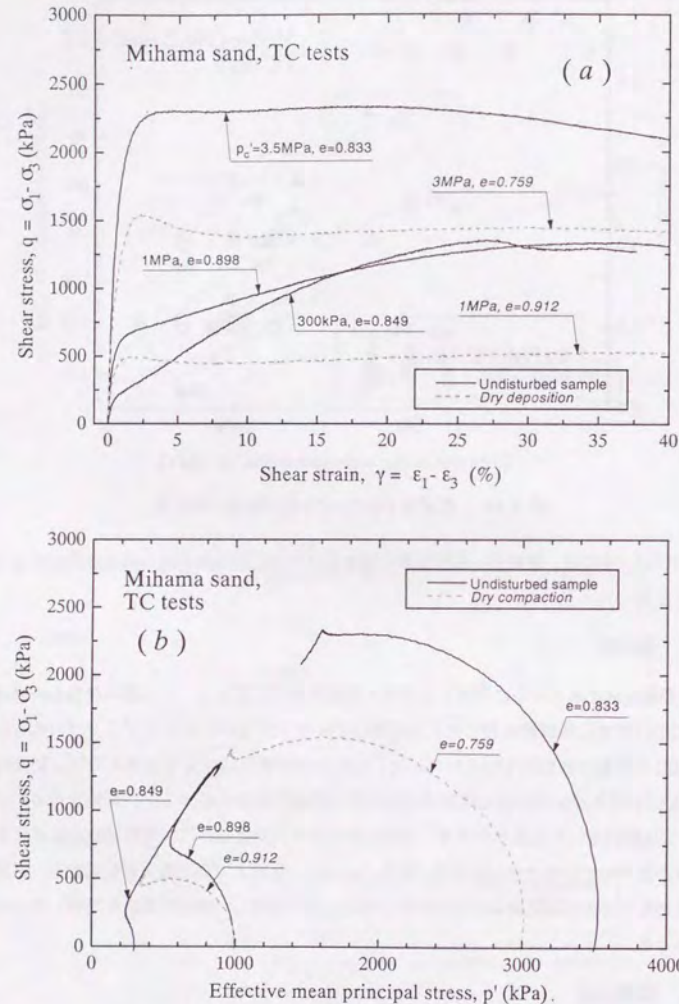


図 7.11 美浜砂の三軸圧縮試験

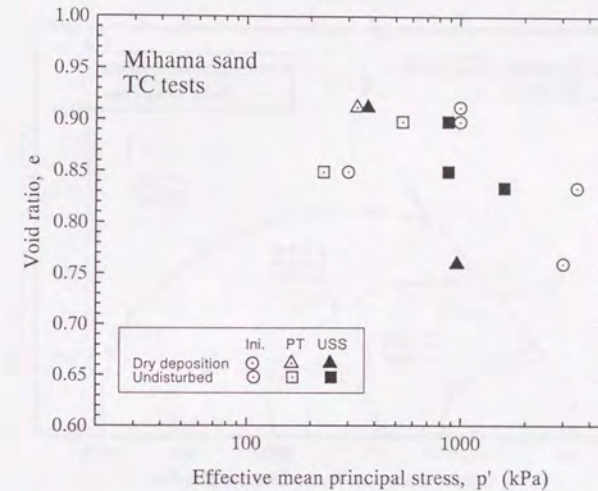


図 7.12 美浜砂の三軸圧縮せん断特性

初期有効拘束圧 50~500kPa で不攪乱供試体を、100~500kPa で乾燥堆積供試体を対象として非排水三軸伸張せん断試験を行った。代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図 7.13~7.15 に掲げた。また、初期状態、変相点、極限定常状態を $e - \log p'$ 平面上にプロットして図 7.16・7.17 に示した。ただし、伸張試験では変相状態以降に供試体のひずみ分布の不均一が著しくなり、極限定常状態の観測は不可能であった。

これらの試験結果を考察すると、三軸圧縮試験においても三軸伸張試験においても、また、初期拘束圧の低圧部分においても高圧部分においても、不攪乱試料と再構成試料のせん断特性に相違はないと言える。

7.2.6 関宿砂

初期有効拘束圧 1000~3500kPa で不攪乱供試体と乾燥堆積供試体および水中堆積供試体を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図 7.18 に掲げた。また、初期状態、変相点、極限定常状態を $e - \log p'$ 平面上にプロットして図 7.19 に示した。

これらの試験結果を考察すると、不攪乱試料は再構成試料と比較して若干圧縮的な挙動

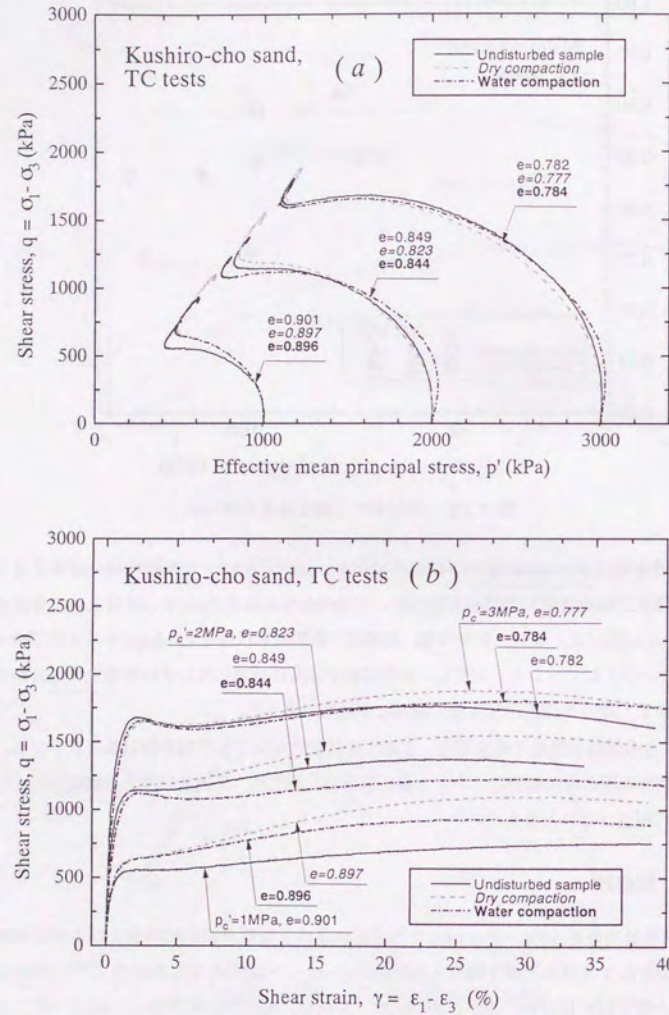


図 7.13 釧路町砂の三軸圧縮試験 (高圧部)

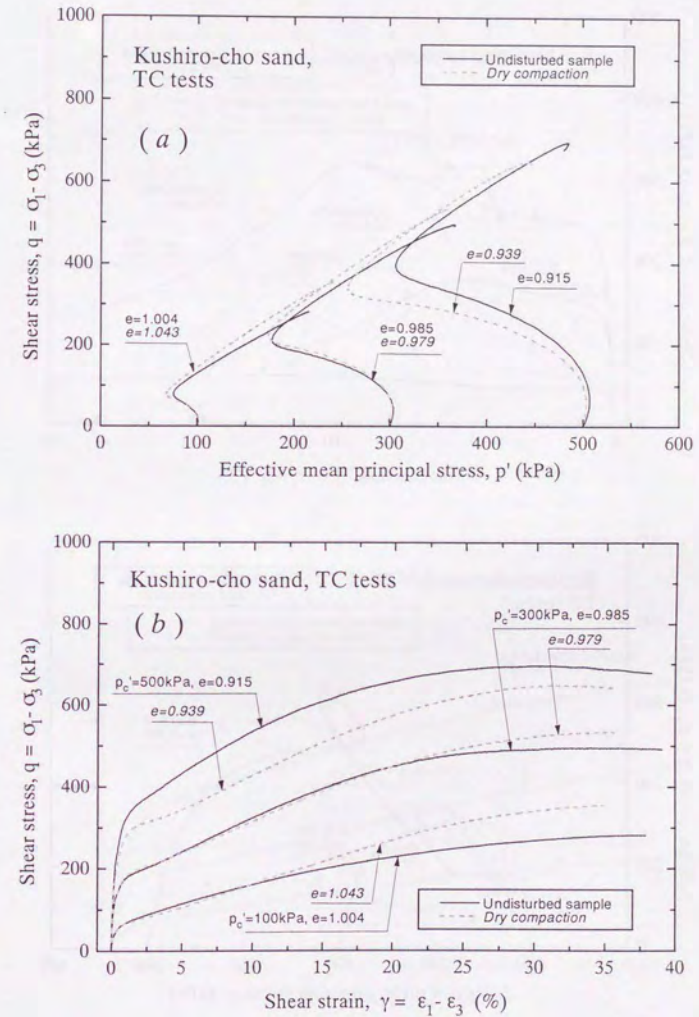


図 7.14 釧路町砂の三軸圧縮試験 (低圧部)

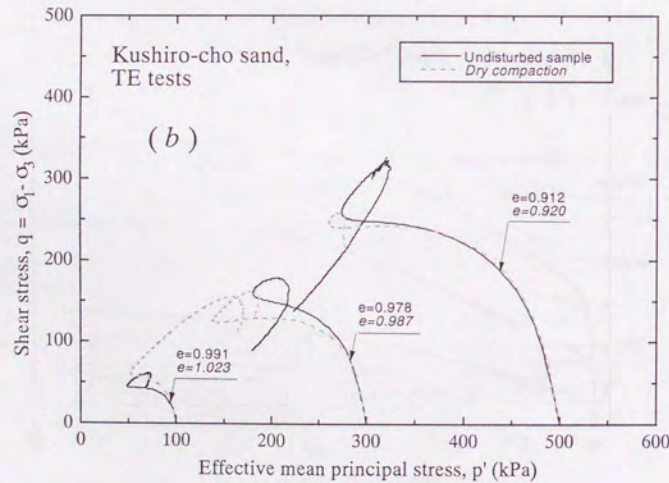
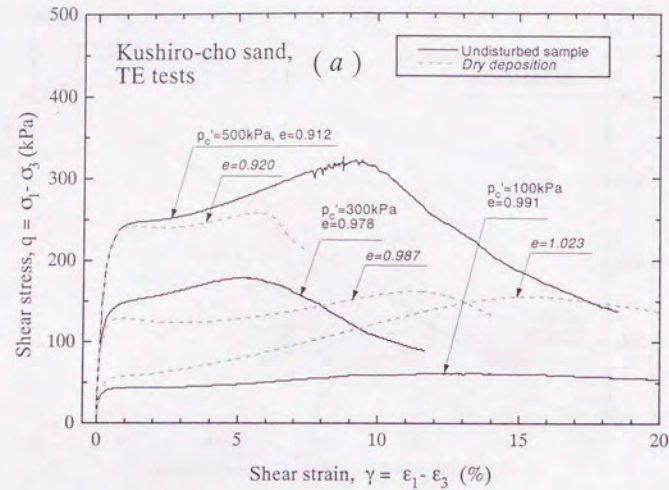


図 7.15 釧路町砂の三軸伸張試験

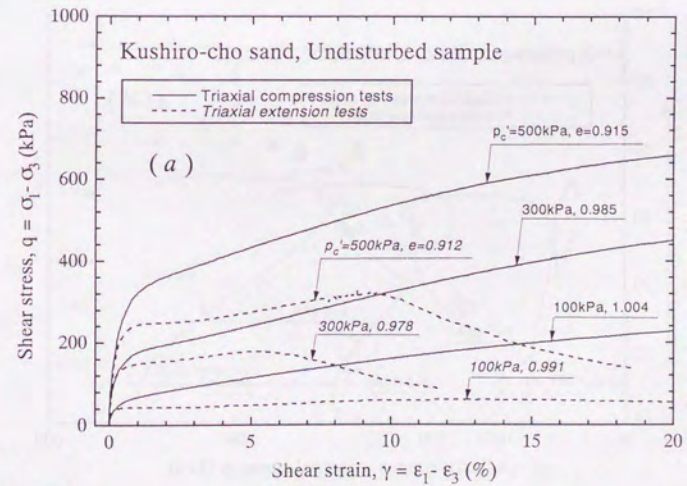
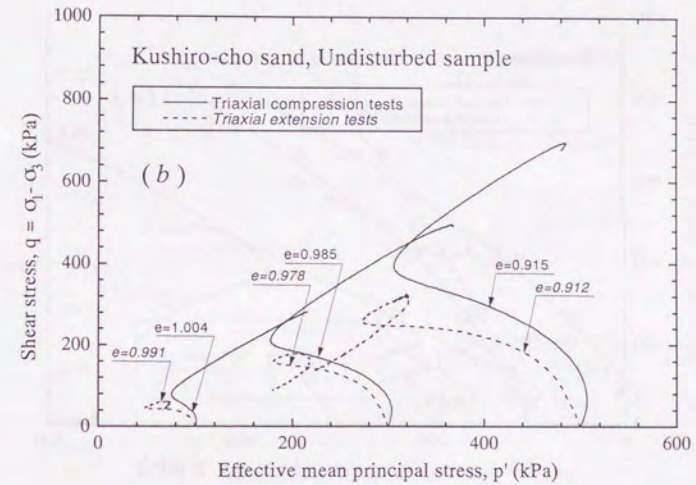


図 7.16 釧路町砂の三軸圧縮・伸張試験

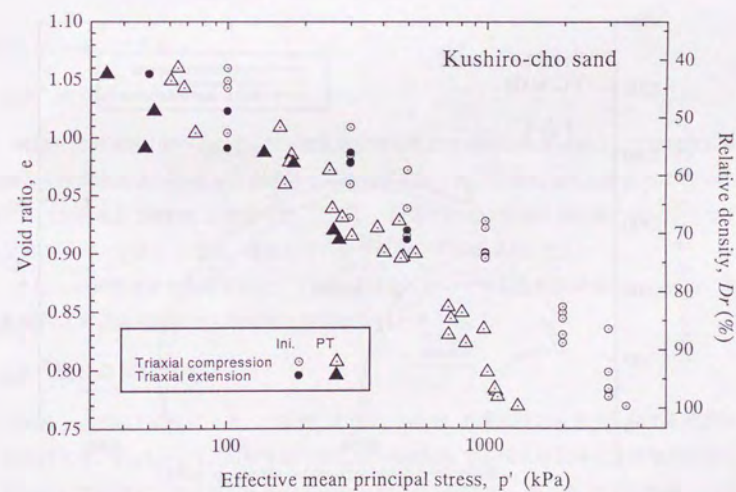
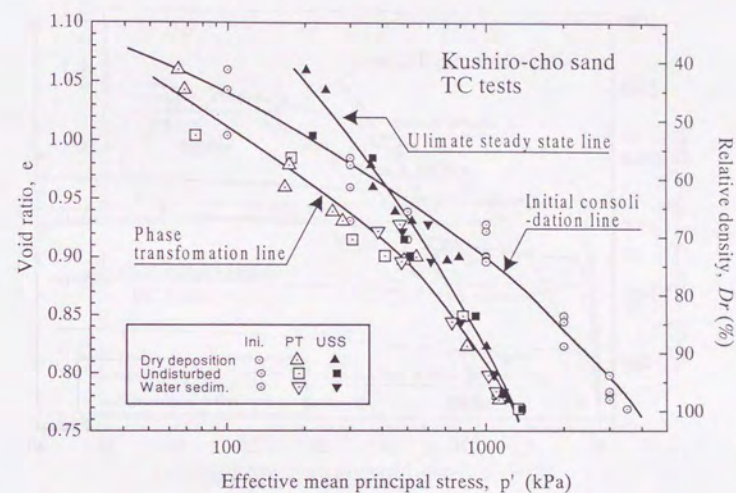
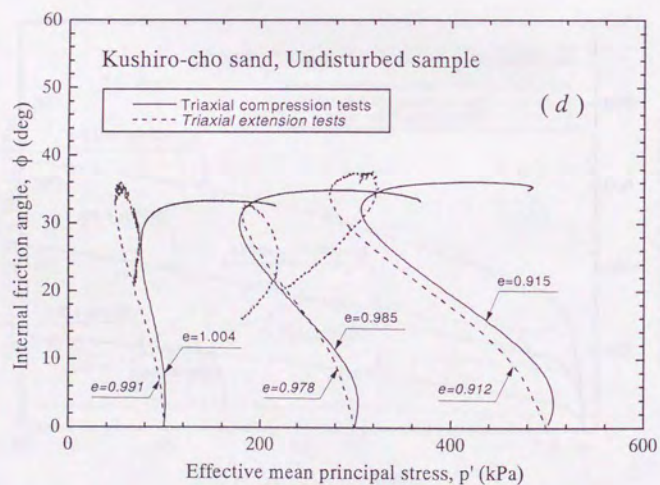
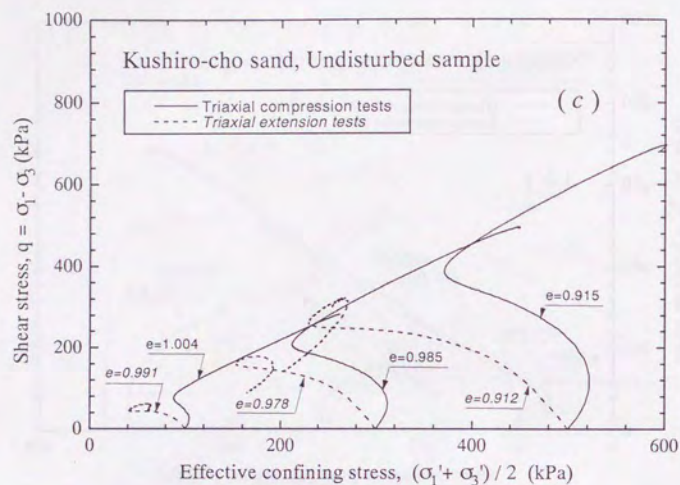


図 7.17 釧路町砂の三軸圧縮・伸張せん断特性

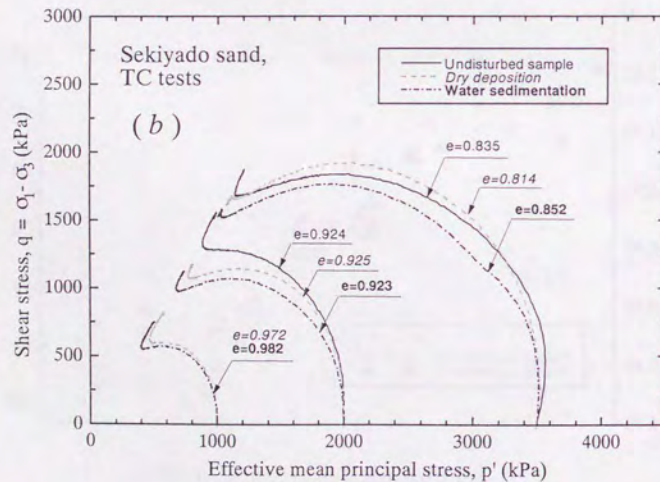
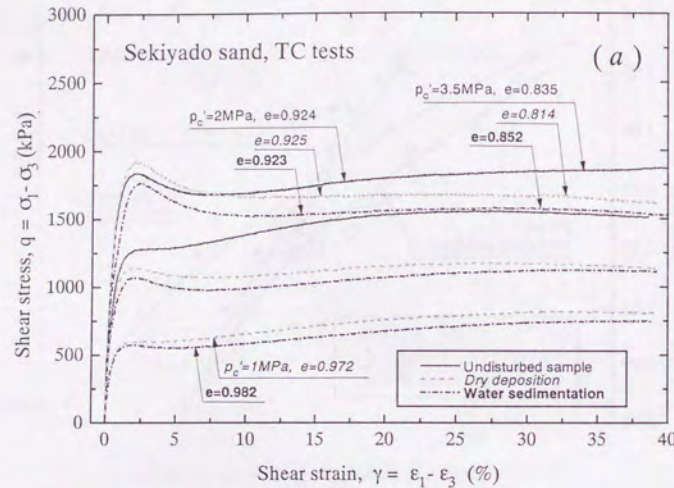


図 7.18 関宿砂の三軸圧縮試験

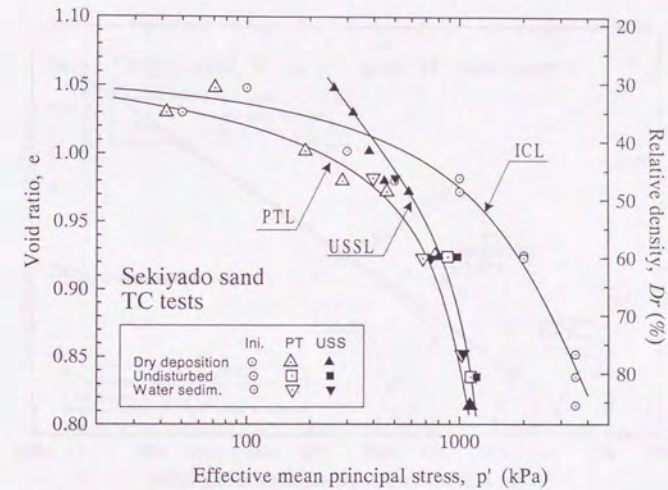


図 7.19 関宿砂の三軸圧縮せん断特性

を示していると言える。

7.2.7 大形砂

初期有効拘束圧 100～400kPa で不攪乱供試体と乾燥堆積供試体を対象として非排水三軸圧縮せん断試験および非排水三軸伸張せん断試験を行った。代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図 7.20・7.21に掲げた。ただし、伸張試験では変相状態以降に供試体のひずみ分布の不均一が著しくなり、極限定常状態の観測は不可能であった。

これらの試験結果を考察すると、三軸圧縮試験においても三軸伸張試験においても、不攪乱試料と再構成試料のせん断特性に相違はないと言える。

7.2.8 既往の試験結果

Verdugo(1989,1992) による、千葉砂、清洲砂、小坂砂、木津川砂の非排水三軸圧縮試験結果を検討する。Verdugo は、初期有効拘束圧 30～600kPa で不攪乱供試体と湿潤堆積供試体を対象として非排水三軸圧縮せん断試験を行った。代表的なせん断応力-ひずみ曲線と応力経路を図 7.22～7.24に掲げた。また、初期状態、変相点、極限定常状態を $e - \log p'$ 平面上にプロットして図 7.25～7.27に示した。

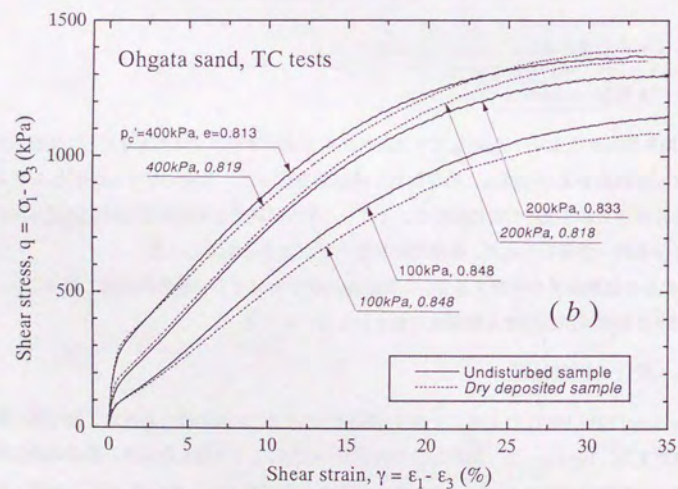
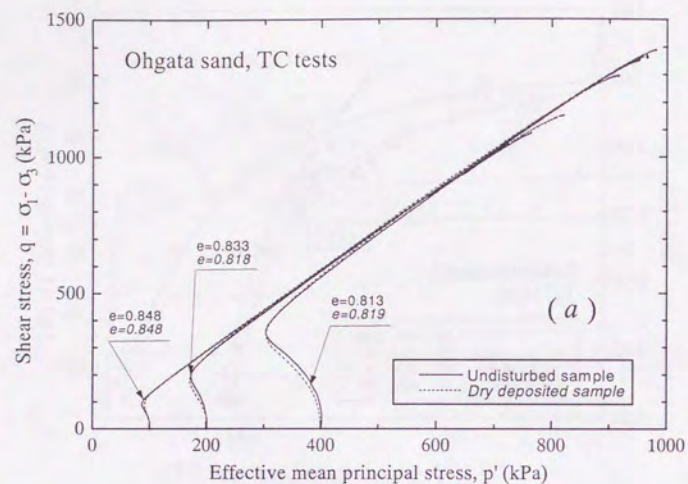


図 7.20 大形砂の三軸圧縮試験

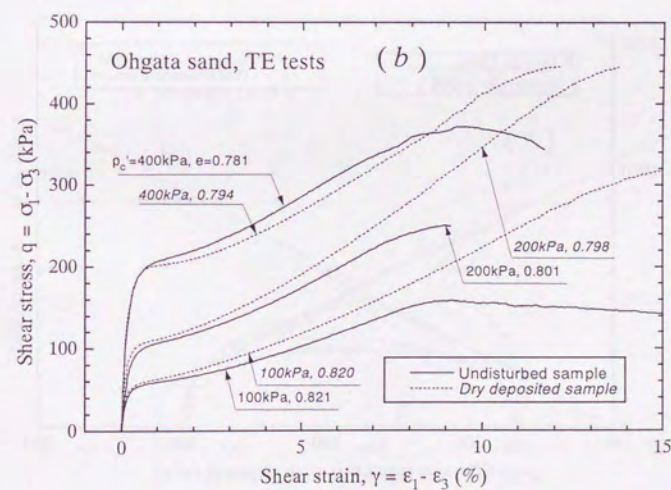
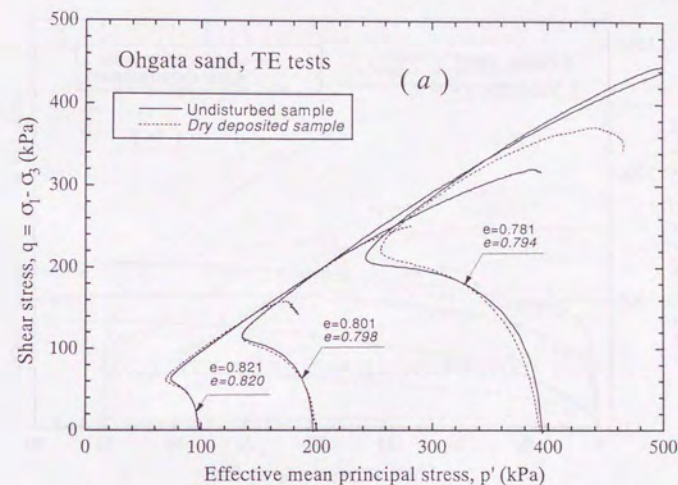


図 7.21 大形砂の三軸伸張試験

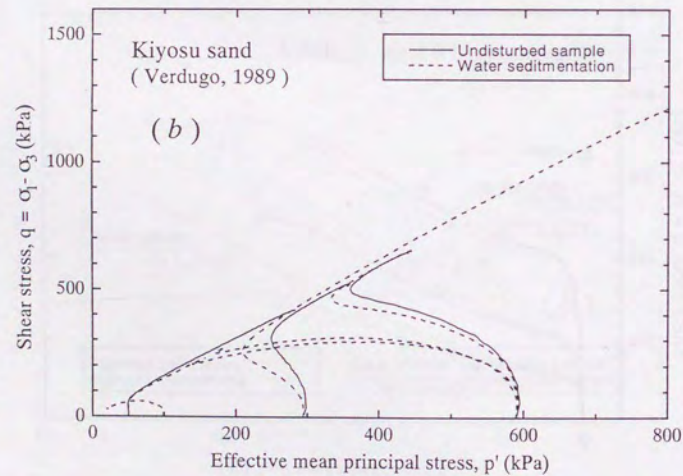
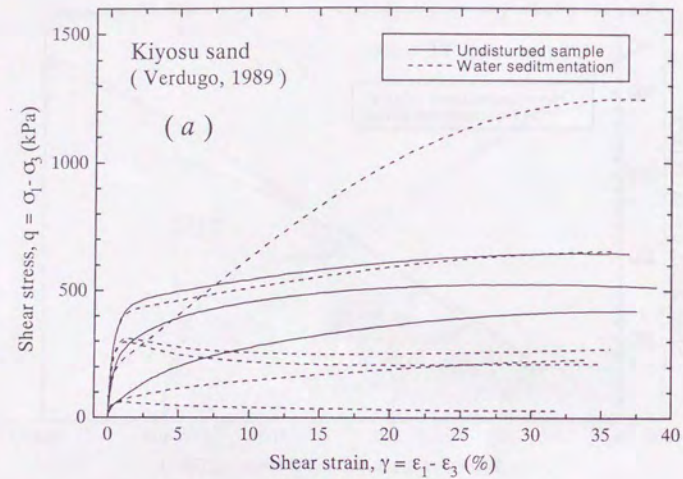


図 7.22 清洲砂の三軸圧縮試験 (data by Verdugo, 1989, 1992)

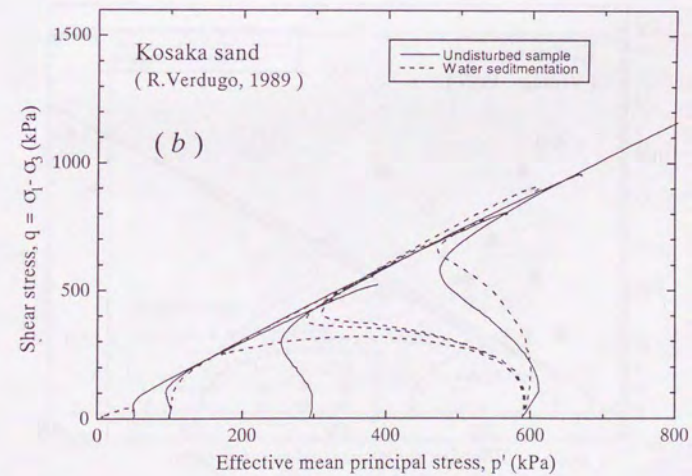
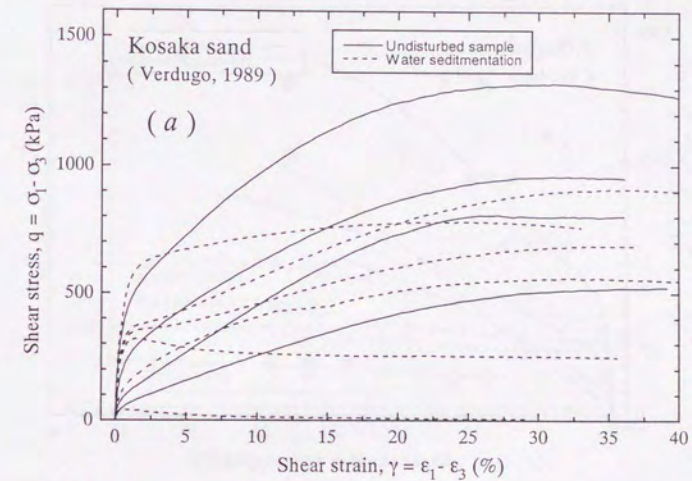


図 7.23 小坂砂の三軸圧縮試験 (data by Verdugo, 1989, 1992)

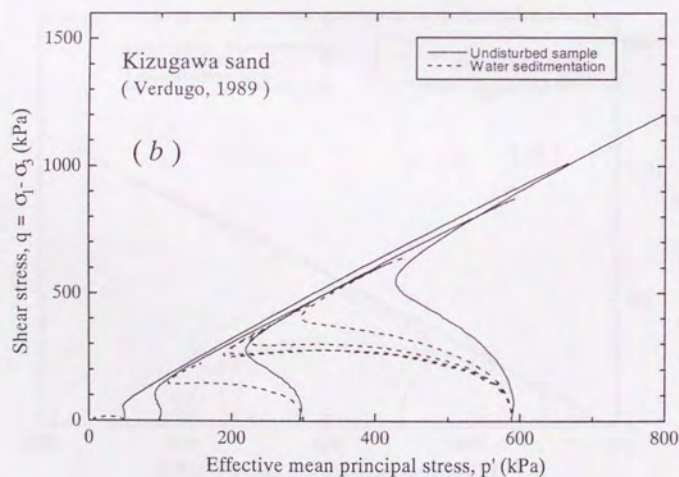
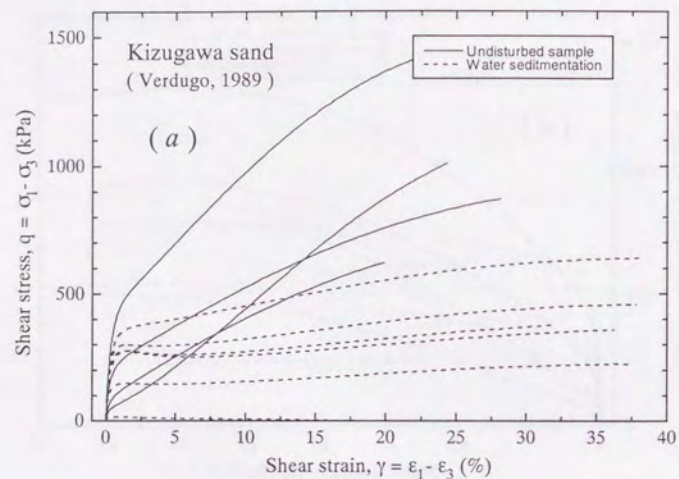


図 7.24 木津川砂の三軸圧縮試験 (data by Verdugo, 1989, 1992)

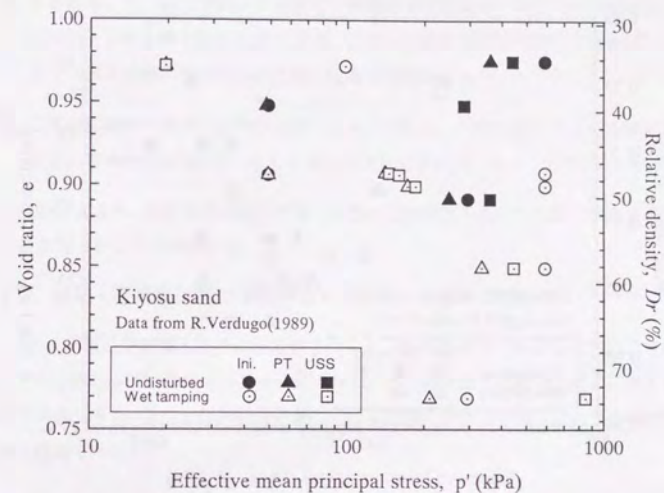


図 7.25 清洲砂の三軸圧縮特性 (data by Verdugo, 1989, 1992)

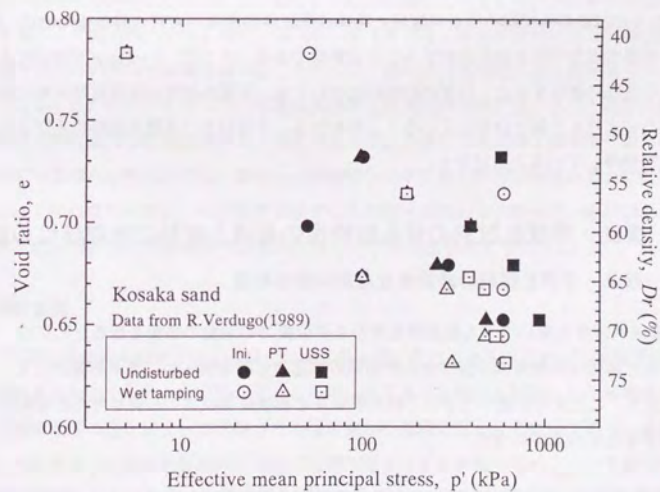


図 7.26 小坂砂の三軸圧縮特性 (data by Verdugo, 1989, 1992)

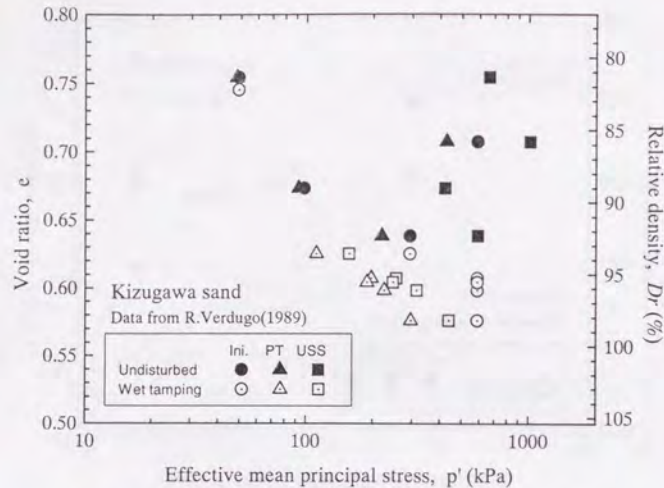


図 7.27 木津川砂の三軸圧縮特性 (data by Verdugo, 1989, 1992)

これらの試験結果では不攪乱供試体と再構成供試体の密度が大きく異なるために、応力-ひずみ曲線や応力経路を直接比較することは無理である。そこで、 $e - \log p'$ 平面上における極限定常状態に着目すると、いずれの試料においても、不攪乱試料の極限定常状態は再構成試料のものよりも上側に分布していることがわかる。すなわち、不攪乱試料の方がより大きな強度を発揮していることになる。

7.3 攪乱・不攪乱試料のせん断特性の相違と試料の物理特性の相関

7.3.1 攪乱・不攪乱試料の非排水せん断特性の相違

再構成供試体を用いたせん断試験結果から原位置での地盤の挙動を知るためには、不攪乱供試体と再構成供試体の非排水せん断挙動の相違の要因を明らかにする必要がある。そのためにまず、これまでに述べてきた不攪乱供試体と再構成供試体の非排水せん断挙動の比較を総括すると次のようになる。

1. 非排水単調三軸圧縮せん断および非排水単調三軸伸張せん断において、再構成試料は不攪乱試料に比べて圧縮的挙動を示し、より大きな間隙水圧を発生する傾向がある。

7.3 攪乱・不攪乱試料のせん断特性の相違と試料の物理特性の相関

2. その結果、 $e - \log p'$ 平面上において、極限定常状態線は不攪乱試料のものの方が再構成試料よりも上側(右側)に存在する。また、初期密度がほぼ同じであれば、変相状態点も不攪乱試料のものの方が右側に位置する傾向がある。

3. これらの傾向の程度は試料の種類によって異なり、不攪乱供試体と再構成供試体でそのせん断挙動の相違がはっきりと現れる試料もあれば、ほとんど差のない試料もある。

これらの事実より、再構成供試体の非排水単調せん断特性を用いて地盤の挙動を評価することは安全側であることがわかる。

7.3.2 攪乱・不攪乱試料の非排水せん断挙動の相違の要因

次に、不攪乱供試体と再構成供試体でこのような相違が生じる原因について考察してみる。その原因として、2つの項目が考えられる。1つは土粒子の配列・結合に関する微視的な粒子構造であり、2つめは供試体内部における物質の分布の不均一という比較的巨視的な構造の問題である。

微視的要因

土の間隙比が同じであっても、土粒子の配列構造によって土の力学的挙動が異なるものとなることが知られている。特に、第4章・第5章では、砂の非排水単調せん断挙動に与える最大主応力の方向の影響を調べることにより、砂の構造異方性がせん断挙動を大きく支配していることが明らかになった。不攪乱供試体と再構成供試体では、当然土粒子の配列構造が異なるので異方性の度合いやその性質が異なり、これが両者のせん断挙動の違いの原因となっていることが考えられる。また、土が堆積してからせん断が開始されるまでの圧密時間によって年代効果が現れ、土の強度が増すことが知られている。従って、年代効果によって不攪乱試料の非排水挙動がより膨張的となっていることも考えられる。

巨視的要因

不攪乱供試体を観察すると、多くの場合原位置における水平面に沿って縞模様が存在し、成層構造をなしていることがわかる。これは、自然界の比較的長期間にわたる堆積過程における堆積環境の変化によって供給される堆積物が不連続に変化するためである。また、埋め立て地盤のように比較的短期間に堆積する場合であっても水中に埋め立て土を投入する場合には、1回投入するごとに沈降過程で分級が生じ、顕著な成層構造を形成することが普通である。そして、不攪乱試料を採取する際の堀削現場での観察によれば、地表面にクラックが

生じてボーリングした部分直下などの特別に激しく攪乱される部分以外では、地盤が液状化してもこのような成層構造は消失しないことがわかっている。さらに、室内せん断試験において極限定常状態に達するような大変形状態においても不攪乱供試体の成層構造は保存されている。一方、再構成供試体では、供試体内に物質が均等に分布しており、不攪乱供試体に見られるような構造は存在しない。

不攪乱供試体に見られる物質の不均一な具体例として、粒度分布の不均一が挙げられる。すなわち、供試体全体としての粒度分布が不攪乱試料と攪乱試料で全く同一であっても、不攪乱供試体の成層構造の一層一層を見ると分級作用のために粒度がよりそろっており、結果として、粒度分布がよりユニフォームな土としての挙動を示すことが考えられる。

7.4 不攪乱砂のせん断挙動に与える主応力方向と中間主応力の大きさの影響

第5章において、乾燥堆積法により作成した豊浦砂の中空供試体を用いて、砂の非排水単調せん断挙動に与える主応力方向と中間主応力の大きさの影響を詳しく調べた。その結果、これらの応力条件がせん断挙動を非常に大きく支配していることがわかったが、土の種類や土粒子の配列構造とこれらの応力条件のせん断挙動に及ぼす影響の関係については不明である。とくに、土の構造異方性に関する主応力方向の影響は不攪乱砂と攪乱供試体では大きく異なることが考えられるので、原位置での土のせん断挙動を予測するためには、不攪乱試料についてせん断試験を行い、これらの応力条件の影響がどの程度存在するのか把握する必要がある。しかしながら、不攪乱試料から中空供試体を整形することは著しく困難である。そこで、色々な傾きの堆積面を持つ中実円柱供試体を採用し、これについて三軸圧縮せん断試験および三軸伸張せん断試験を行うこととする。

不攪乱試料の採取は前述の新潟市大形本町で行った。サンプルの種類は、

1. 通常のサンプリングと同様にサンプラーを鉛直に立てて採取したもの。供試体中心軸は土の堆積面に対して垂直。
2. サンプラーを鉛直方向に対して45°傾けて採取したもの。供試体中心軸は土の堆積面に対して45°の角度をなす。
3. サンプラーを横倒しとして、水平方向に土を採取したもの。供試体中心軸は土の堆積面に対して平行となる。

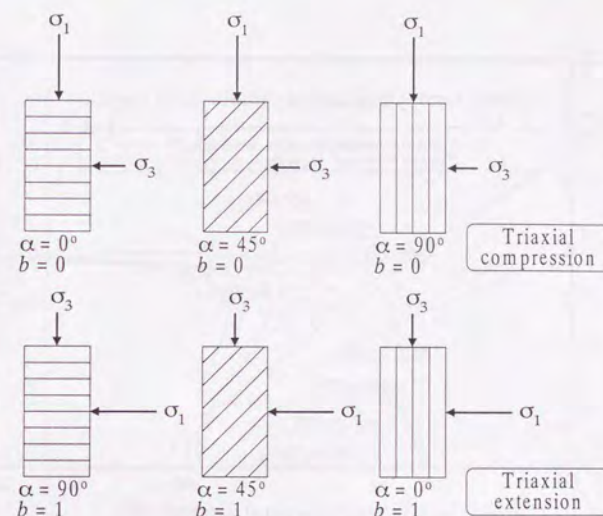


図 7.28 三軸試験における主応力方向と中間主応力係数の組み合わせ

の3種類である。これらの3種類の堆積面方向を持つ供試体に対してそれぞれ三軸圧縮試験と三軸伸張試験を行うことにより、6種類の最大主応力方向角 α と中間主応力係数 b の組み合わせ条件下で非排水三軸せん断試験を行った(図7.28)。

一連の三軸せん断試験によって得られた試験結果を図7.29に示す。三軸圧縮試験($b=0$)、三軸伸張試験($b=1$)のいずれにおいても、最大主応力 σ_1 が土の堆積面の鉛直方向からなす角度 α が大きくなるほどせん断挙動が収縮的となり、大きな間隙水圧が発生している。これは、乾燥堆積法によって作成した豊浦砂の再構成供試体に関する実験結果と一致するものである。一方、主応力方向 α が等しい三軸圧縮試験と三軸伸張試験の組み合わせの試験結果を比較すると、せん断挙動に及ぼす中間主応力係数 b の影響は明確でなく、中間主応力の大きさはあまりせん断挙動に影響しないように見える。この点は再構成供試体に関する実験結果では明らかな中間主応力の大きさの影響が見られることと対照的である。

三軸円柱供試体の対称軸に対して垂直以外の土の堆積面方向を持つ供試体では、土の構造が軸対称でないためにせん断変形が軸対称とならず、供試体の形が正しい円柱形を保つ保証がないなどの問題点もある。しかしながら、 $\alpha=0^\circ, b=1$ という応力条件や $\alpha=90^\circ, b=0$ という応力条件でのせん断試験は、中空ねじりせん断試験では応力の不均一による制限から

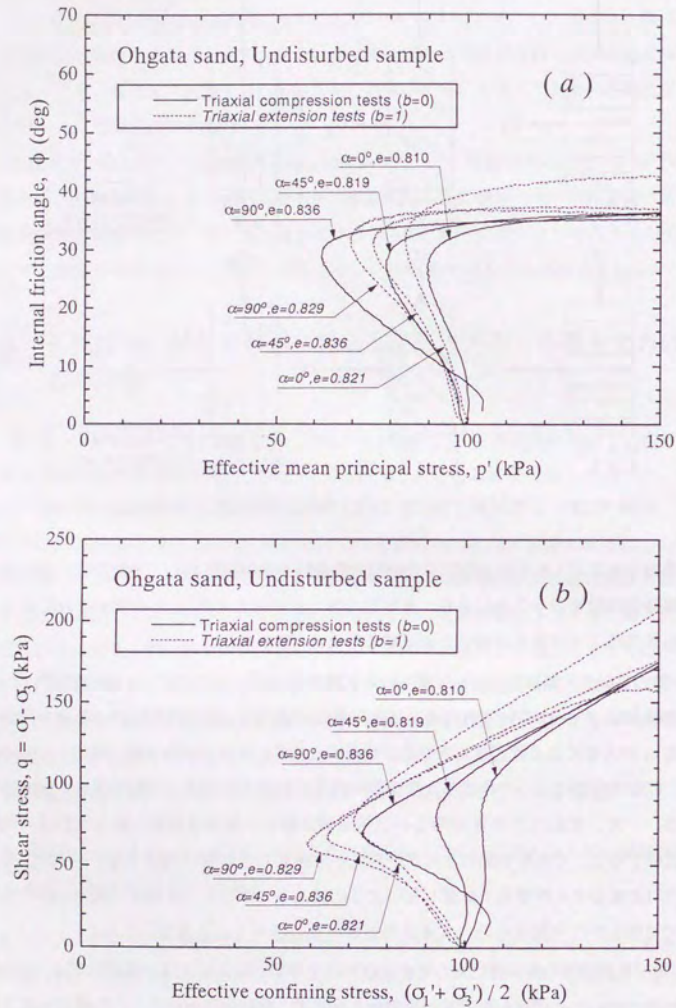
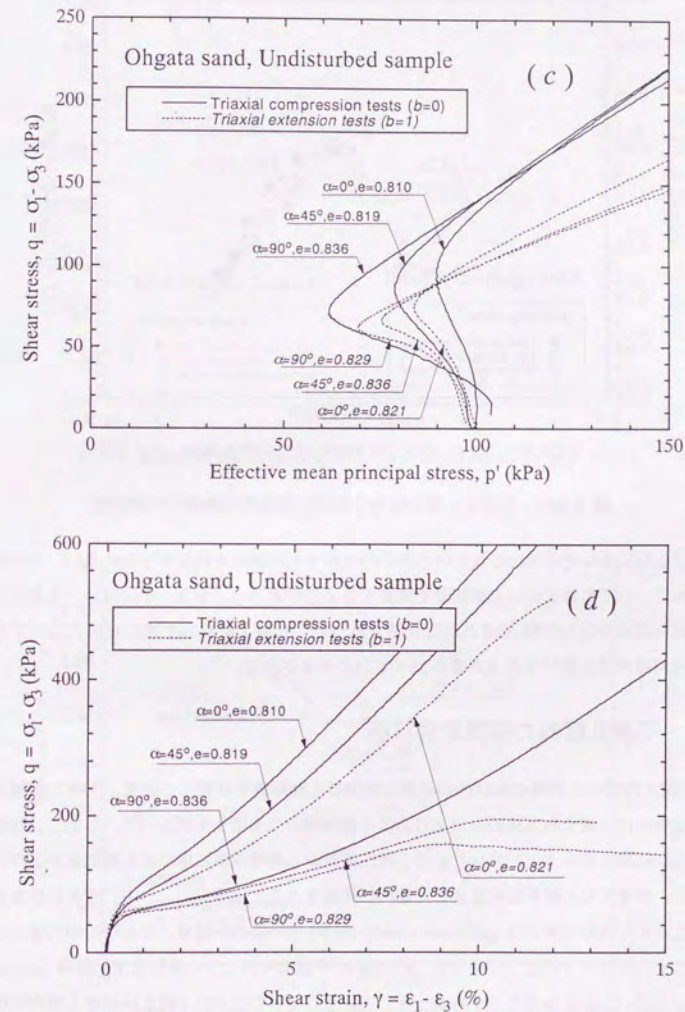


図 7.29 不攪乱試料のせん断特性に及ぼす応力条件の影響



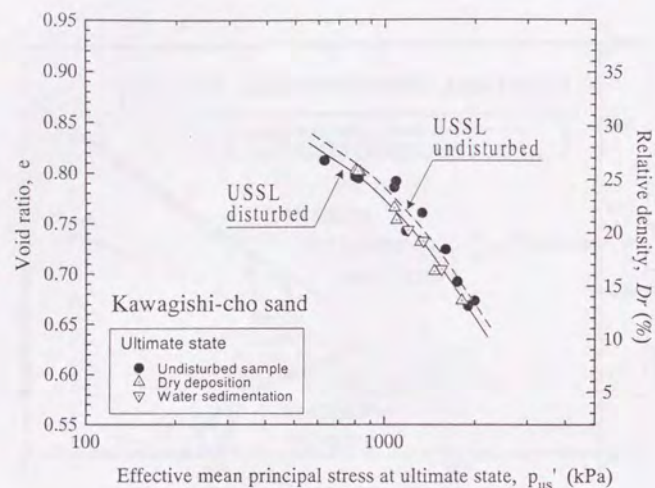


図 7.30 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (川岸町砂)

実施できないものであり、これらの応力条件でのせん断特性を検証するためには、今後攪乱供試体についても同様のせん断試験を実施する必要がある。また、今回用いた大形砂の不攪乱試料は相対密度が約 50% とかなり密であった。今後より緩い不攪乱試料について応力条件が非排水せん断に与える影響を調べていく必要がある。

7.5 不攪乱試料の極限定常状態

不攪乱供試体と再構成供試体の非排水単調せん断挙動を比較した結果、不攪乱供試体のせん断挙動は再構成供試体のものよりも若干膨張的となることがわかった。しかし、初期密度および初期圧密拘束圧が同レベルの不攪乱供試体と再構成供試体のせん断試験が少ないことから、両者のせん断挙動の差を定量的に評価することは難しい。一方、土を非排水せん断したときの極限定常状態 (ultimate steady state) での応力状態は、せん断初期拘束圧によらずに土の密度のみによって決まり、 $e - \log p'$ 平面上のひとつの極限定常状態線 (ultimate steady state line) となることがわかっている。そこで、ここでは不攪乱供試体と再構成供試体の $e - \log p'$ 平面上での極限定常状態線の位置を比較する。

図 7.30~7.40 にあらためて各試料の不攪乱供試体と再構成供試体の $e - \log p'$ 平面上で

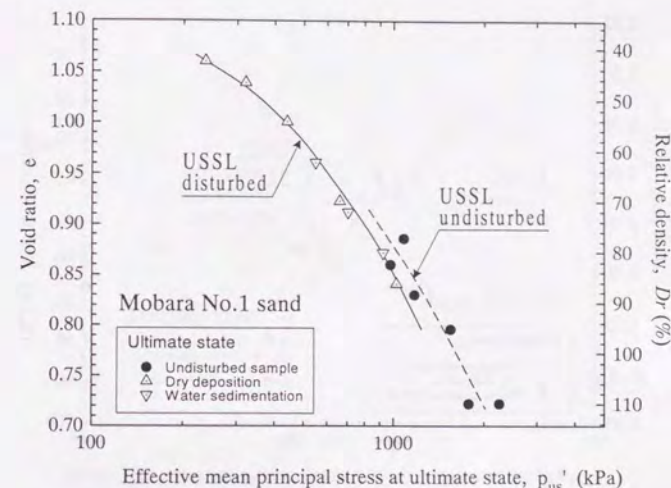


図 7.31 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (茂原砂 No.1)

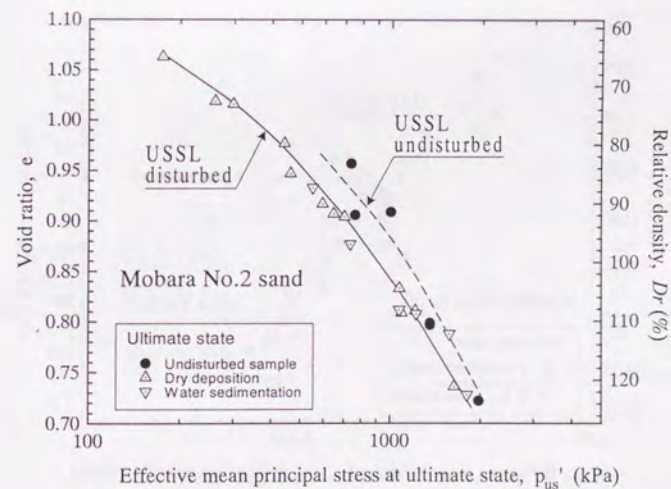


図 7.32 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (茂原砂 No.2)

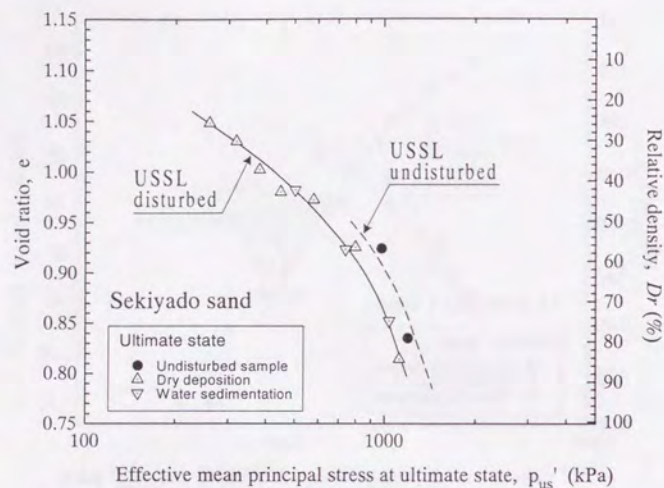


図 7.33 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (関宿砂)

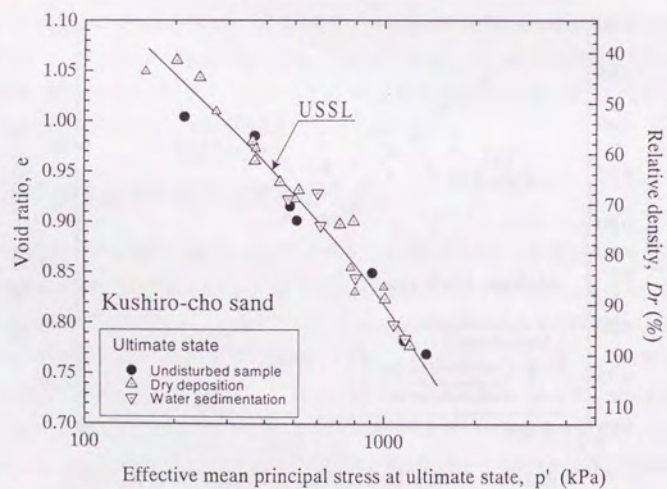


図 7.34 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (釧路町砂)

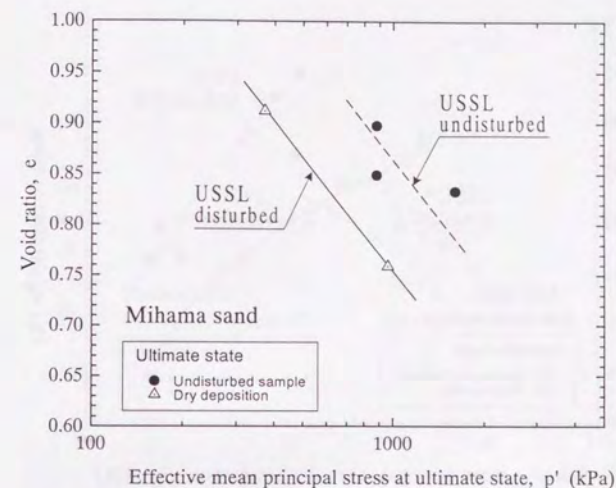


図 7.35 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (美浜砂)

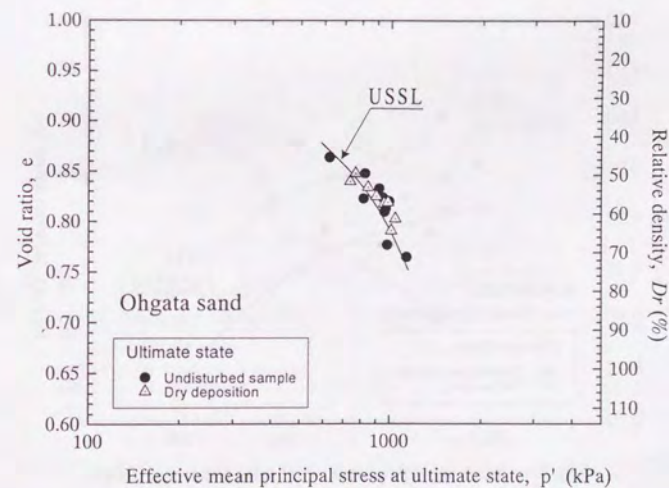


図 7.36 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (大形砂)

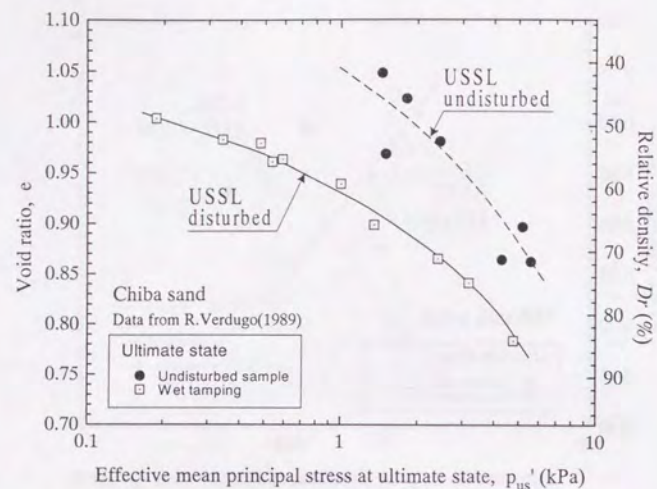


図 7.37 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (千葉砂 Verdugo, 1989, 1992)

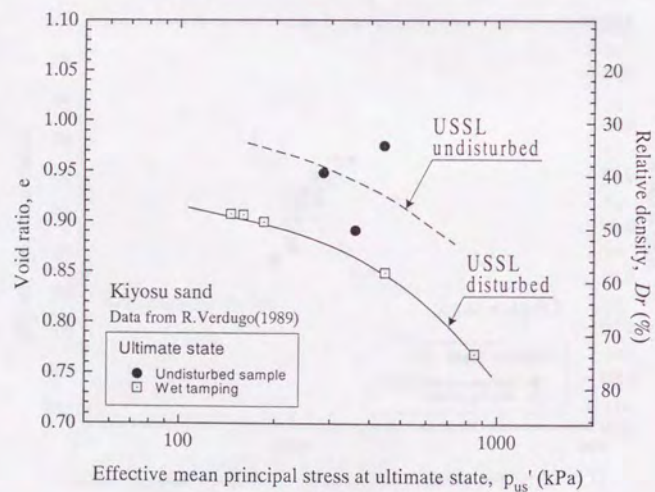


図 7.38 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (清洲砂 Verdugo, 1989, 1992)

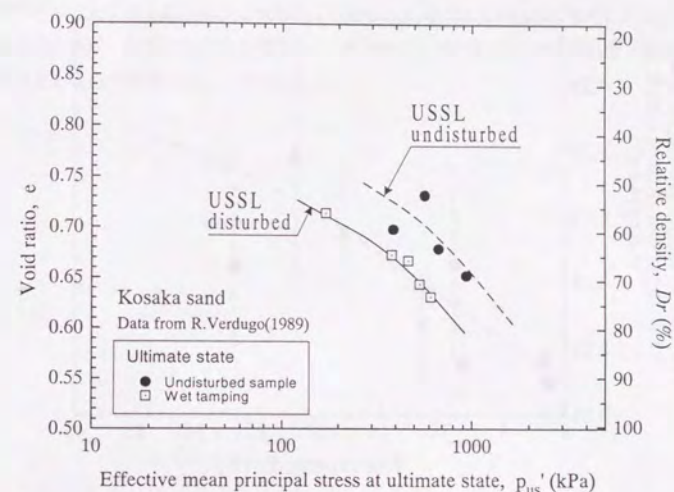


図 7.39 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (小坂砂 Verdugo, 1989, 1992)

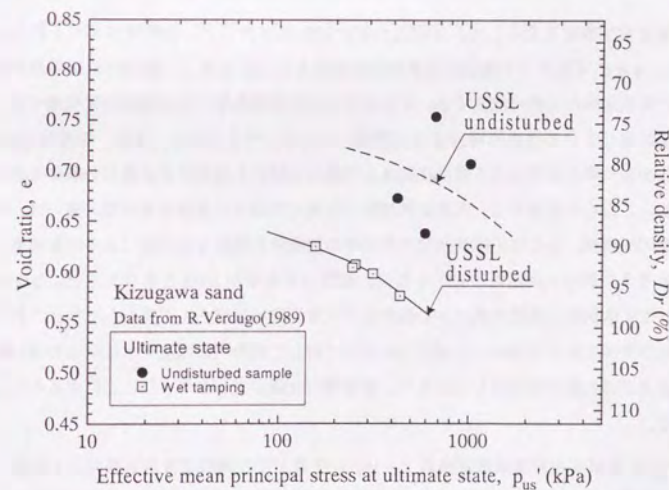


図 7.40 不攪乱・攪乱試料の極限定常状態の比較 (木津川砂 Verdugo, 1989, 1992)

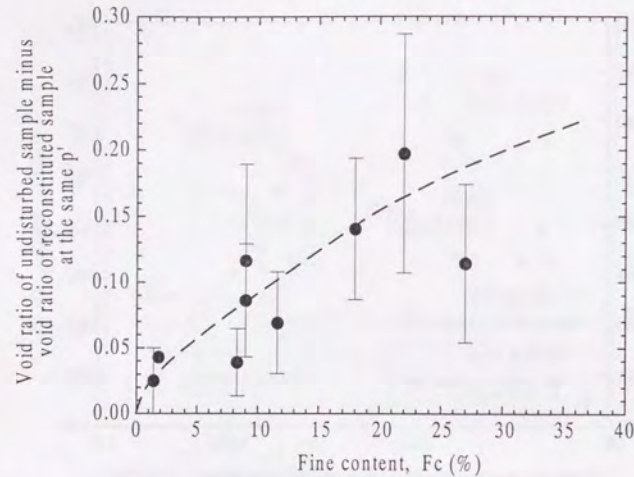


図 7.41 攪乱による極限定常状態への影響と細粒分含有率との関係

の極限定常状態線を図示した。不攪乱供試体は各供試体ごとに物理特性が若干異なるため、 $e - \log p'$ 平面上での極限定常状態は帯状の分布となるが、一般的には再構成供試体の極限定常状態線の上側に位置する。きわめて大きな変形条件下での極限定常状態では、試料が初期に有している微視的構造はほぼ消滅していると考えられる。また、粒度分布がよく、細粒分を多く含む試料ほど不攪乱供試体と再構成供試体の極限定常状態の分離が大きい傾向がある。これらの事実から、不攪乱供試体と再構成供試体の極限定常状態の違いは、供試体の巨視的な構造、とくに不攪乱試料の堆積時の粗粒分と細粒分の分級による成層構造によるものと考えられる。釧路町砂については、細粒分含有率が5.9%とやや大きいにもかかわらず、不攪乱供試体と再構成供試体の極限定常状態の違いはほとんど見られない。これは、他の試料がすべて水中で堆積した試料であるのに対して釧路町砂は地下水位以上の浅い部分での下水道工事の際の埋め戻し土であり、堆積時の分級が生じなかったことによるものと考えられる。

不攪乱供試体と再構成供試体の $e - \log p'$ 平面上での極限定常状態線の上下距離、すなわち、限界状態において同じ p'_{us} を発揮する不攪乱供試体と再構成供試体の間隙比の違いを、試料の細粒分 (粒径 $74\mu\text{m}$ 以下) 含有率に対してプロットして図 7.41 を得た。ただし、

釧路町砂については上記のような特殊性を考慮してこのプロットからははずしてある。この相関を用いれば、再構成供試体の非排水せん断挙動と試料の細粒分含有率から不攪乱供試体の極限定常状態を推定することができる。

第8章

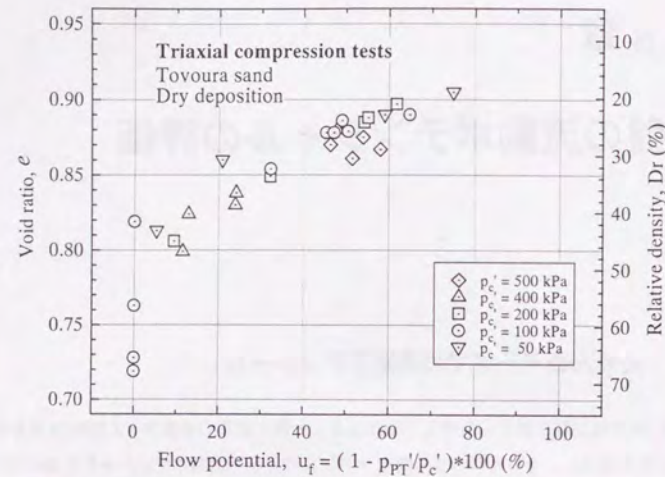
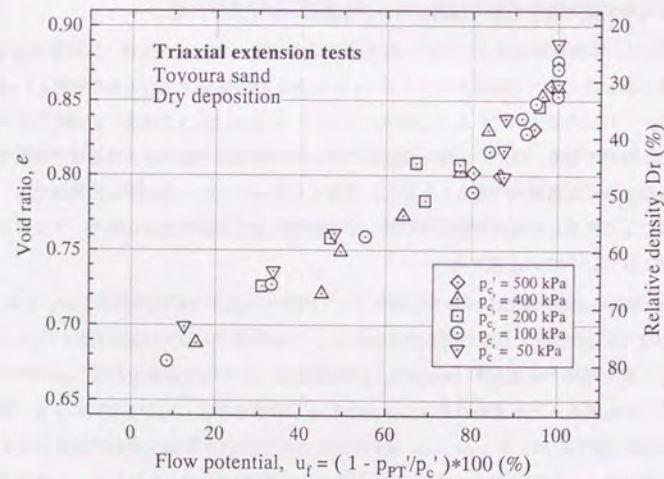
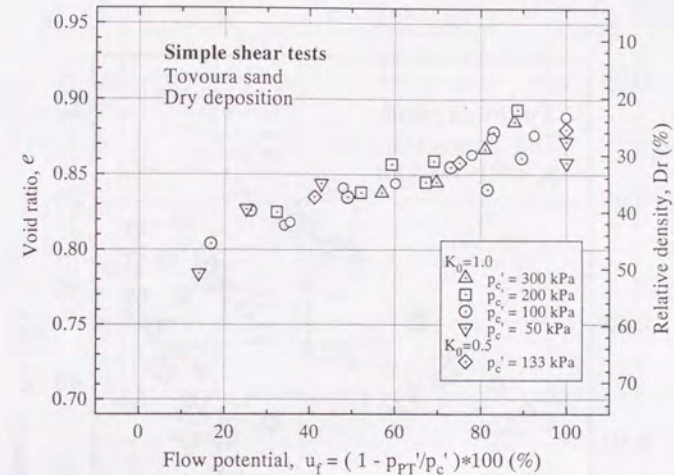
地盤の流動ポテンシャルの評価

8.1 各せん断モードでの流動ポテンシャル

第4章では三軸圧縮せん断時と三軸伸張せん断時では砂の非排水せん断特性が大きく異なることを指摘し、それぞれのせん断モードにおける砂の流動ポテンシャルを求めた。第5章では砂の流動ポテンシャルに与えるせん断応力条件、すなわち、主応力方向と中間主応力の大きさの影響を詳細に調べた。また、第6章では地盤の中で最も一般的に現れると考えられる単調せん断状態での砂の流動ポテンシャルについて考察した。

そこで、乾燥堆積法により作成した豊浦砂供試体を三軸圧縮せん断・三軸伸張せん断・単調せん断したときの流動ポテンシャル u_f と密度との関係をまとめたものが図8.1～図8.4である。これらの図における各せん断モードのデータ点のばらつきは主に初期有効拘束圧の差によるものである。特に、三軸圧縮試験においては初期応力が大きくなるほど流動ポテンシャルが大きくなる傾向がある。しかし、少なくとも $p'_c = 50 \sim 500 \text{ kPa}$ の範囲では、乾燥堆積法により作成した豊浦砂供試体に関しては初期拘束圧の影響はせん断モードによる影響に比べて非常に小さいと言える。

この図から非排水単調ひずみせん断によって間隙水圧比が100%(流動ポテンシャル $u_f = 100$) となり完全流動化に達する密度を読みとると、三軸圧縮せん断では相対密度が約 $Dr=10\%$ 、単調せん断では相対密度が約 $Dr=20\%$ 、三軸伸張せん断では相対密度が約 $Dr=30\%$ となっており、せん断モードが流動ポテンシャルに大きな影響を与えていることがわかる。間隙水圧比が50%(流動ポテンシャル $u_f = 50$) となり圧縮的挙動と膨張的挙動の境界となる砂の密度を調べると、三軸圧縮せん断ではおよそ $Dr=25\%$ であるのに対して、三軸伸張せん断ではおよそ $Dr=55\%$ のかなり密な状態となる。

図 8.1 三軸圧縮せん断での豊浦砂 (乾燥堆積法) の流動ポテンシャル (u_f)図 8.2 三軸伸張せん断での豊浦砂 (乾燥堆積法) の流動ポテンシャル (u_f)図 8.3 単純せん断での豊浦砂 (乾燥堆積法) の流動ポテンシャル (u_f)

8.2 N 値と流動ポテンシャルの関係

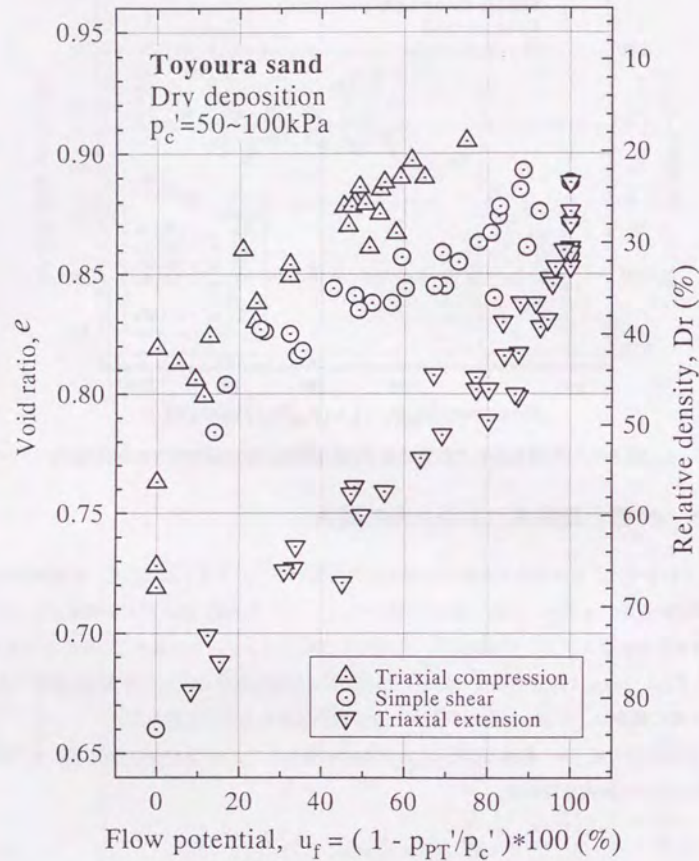
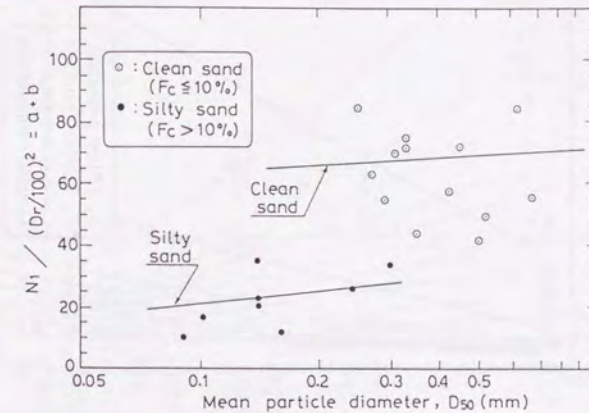
これまでに、色々な応力条件における砂の流動ポテンシャルと砂の密度・初期拘束圧の関係が明らかになった。広範な地盤の流動予測を行うためには、標準貫入試験をはじめとする現場でのサウンディング調査結果から地盤の流動ポテンシャルを知ることが必要になる。そこで、Ishihara(1993)を参考として、土の密度と初期拘束圧の条件を標準貫入試験におけるN値に換算し、N値と流動ポテンシャルの関係を求めることを試みる。

土の相対密度 Dr ・有効上載圧 σ'_v とN値の関係として、Skempton(1986)によって提案された次の経験式を用いる。

$$N = \left(a + \frac{b}{98 \sigma'_v [\text{kPa}]} \right) \left(\frac{Dr}{100} \right)^2 \quad (8.1)$$

ここに、 a 、 b は主に土の粒径によって決まる定数である(図8.5)。ここでは、Ishihara(1993)にならって豊浦砂に関する定数を $a = 33$ 、 $b = 37$ とする。また、静止土圧係数を $K_0 = 0.5$ と仮定すれば、

$$\sigma'_v = \frac{3}{2} p'_c \quad (8.2)$$

図 8.4 各せん断モードでの豊浦砂 (乾燥堆積法) の流動ポテンシャル (u_f)図 8.5 $N_1 / (Dr/100)^2 = a + b$ と土の平均粒径との関係

である。したがって、式 (8.1)(8.2) を用いればあるひとつの等流動ポテンシャルに関する砂の密度-初期拘束圧関係を、N 値-上載圧 σ'_v 関係に変換できる。すなわち、図 6.14 等に示した $e-p'_c$ 平面上での等流動ポテンシャル線を $N-\sigma'_v$ 平面上に変換することができる。このようにして、湿潤締固めを行った豊浦砂の三軸圧縮条件での流動ポテンシャル (図 2.23)、乾燥締固めを行った豊浦砂の三軸圧縮および伸張条件での流動ポテンシャル (図 4.10・図 4.19)、乾燥締固めを行った豊浦砂の単純せん断条件での流動ポテンシャル (図 6.14) のそれぞれを $N-\sigma'_v$ 平面上に表示し、図 8.6(a) から図 8.9(a) に示した。

さらに、有効上載圧 σ'_v を N 値測定箇所の地表面からの深さ z に変換しておくことと便利である。地盤が水で飽和していると仮定し、土の単位体積重量を γ 、水の単位体積重量を γ_w 、地表面から地下水面までの深さを h_w とすれば、

$$z = \frac{\sigma'_v - \gamma_w h_w}{\gamma - \gamma_w} \quad (8.3)$$

である。 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 (17.6 \text{ kN/m}^3)$ 、 $\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3 (9.8 \text{ kN/m}^3)$ 、 $h_w = 1.5 \text{ (m)}$ と仮定して σ'_v を深さ z に変換することにより、 $N-z$ 平面上の流動ポテンシャル線を図 8.6(b) から図 8.9(b) に示した。

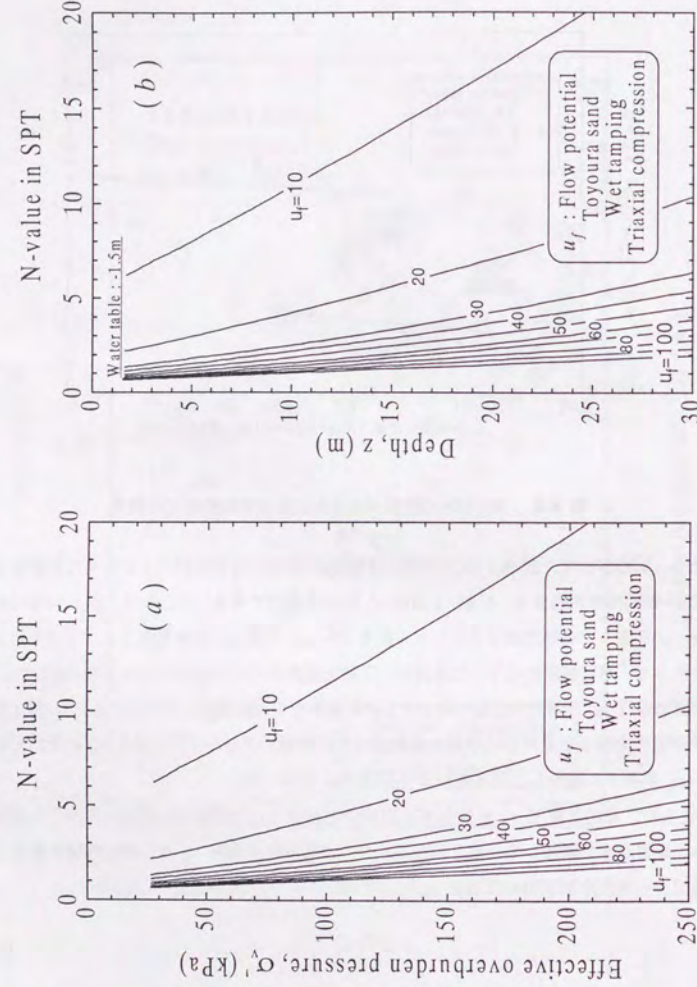


図 8.6 N 値と砂の流動ポテンシャルの相関 (豊浦砂・湿潤堆積法・三軸圧縮)

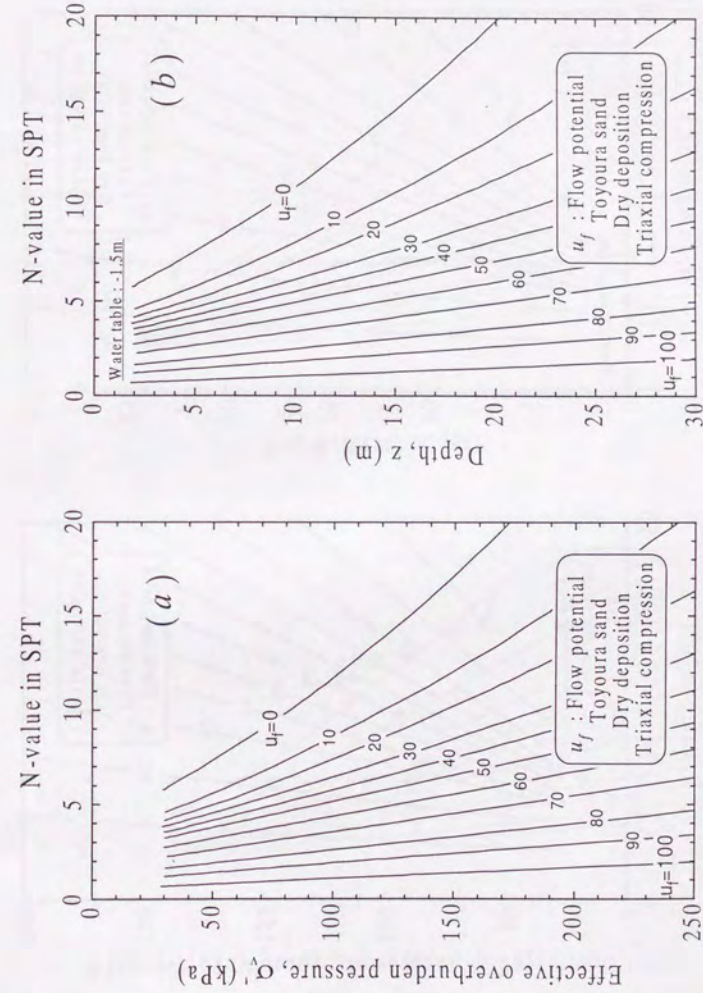


図 8.7 N 値と砂の流動ポテンシャルの相関 (豊浦砂・乾燥堆積法・三軸圧縮)

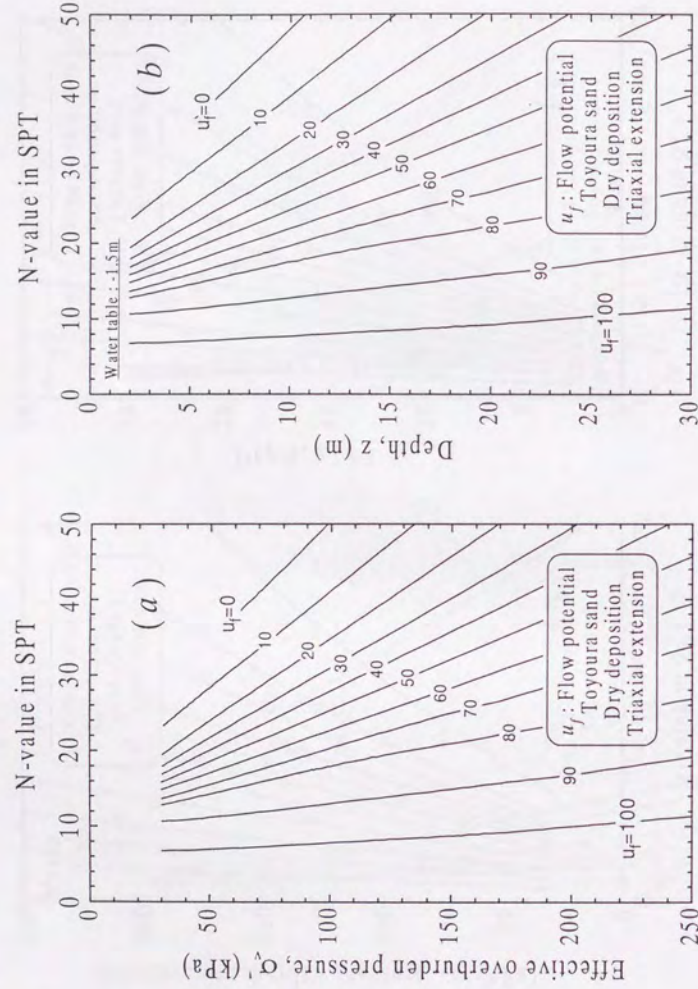


図 8.8 N 値と砂の流動ポテンシャルの相関 (豊浦砂・乾燥堆積法・三軸伸張)

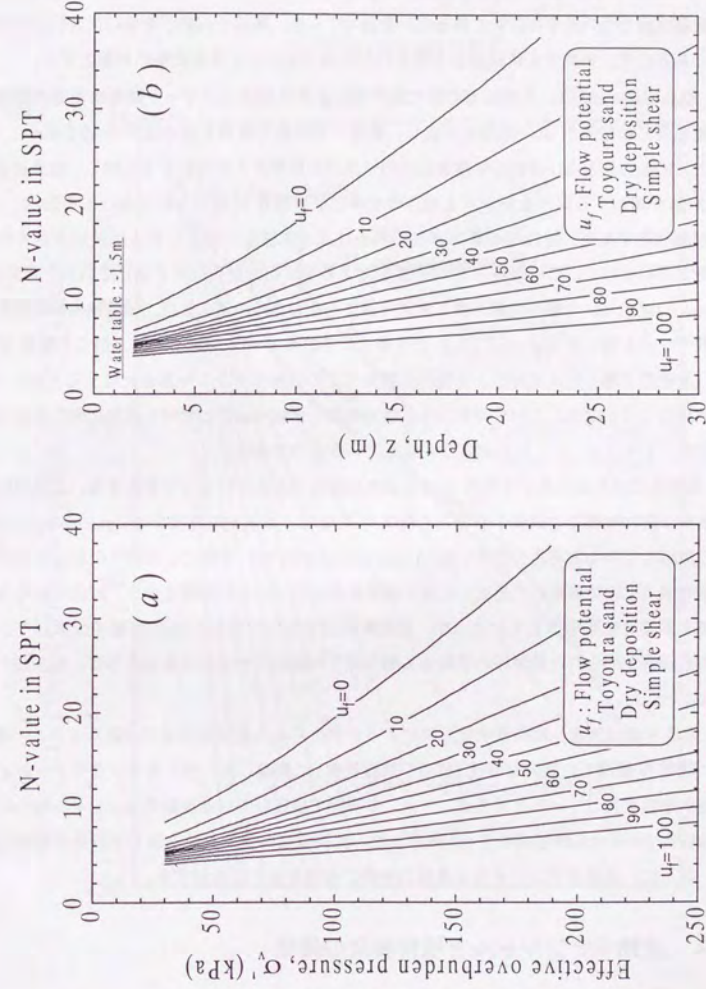


図 8.9 N 値と砂の流動ポテンシャルの相関 (豊浦砂・乾燥堆積法・単純せん断)

上記のようにして得られた N 値と砂の流動ポテンシャルの関係が、実際の地震時の液状化被害状況とどのような関係にあるのかを調べてみる。単純せん断が地盤の代表的な変形形態であるので、単純せん断試験から得られた流動ポテンシャルを比較の対象とする。

Kishida(1966) は、新潟地震の際に液状化による鉄筋コンクリート建築物基礎の被害と基礎底面における N 値の相関を調査し、被害・無被害の境界となる限界 N 値を提示した。また、Koizumi(1966) は新潟地震前後の同一地点の標準貫入試験結果を比較し、地震によって N 値が増加する場合と減少する場合の境界となる限界 N 値が存在することを提示した。土が液状化すると、地震後の間隙水圧の消散によって密度が増加し貫入抵抗が大きくなると考えられるので、この限界 N 値は地震動による液状化の発生条件を示していると言える。Ohsaki(1969) は、十勝沖地震の際に液状化被害を生じた八戸市の製紙工場敷地内の標準貫入試験データを用いて Koizumi(1966) と同様にして限界 N 値を提示した。これらの限界 N 値と、本研究で得られた豊浦砂の単純せん断条件での流動ポテンシャルを比較すると図 8.10・図 8.11 のようになる。これらの図から、新潟地震や十勝沖地震における液状化発生条件は流動ポテンシャル $u_f = 0$ におおそ対応しているようである。

液状化の発生条件を示す限界 N 値は当然地震動の大きさによって変化する。上記の新潟地震や十勝沖地震での調査から得られた限界 N 値は、地表面加速度が 150gal~200gal の地震に対応していると考えられる。Seed and Idris(1971) は、地震による液状化被害の有無と各調査地点での地震動の大きさ・正規化標準貫入抵抗 N_1 との相関を調べ、 N 値に与える上載圧の影響を勘案することによって、地震動の大きさに対応した限界 N 値を提案した。これを本研究で得られた豊浦砂の単純せん断条件での流動ポテンシャルとともに、図 8.12・図 8.13 に示した。

限界 N 値は繰返し載荷液状化試験によって求められる液状化強度に対応している。従って、限界 N 値は土の動的な特性(繰返し強度特性)に関連した、サイクリックモビリティの発生条件を表していると言える。一方、本研究で提案している流動ポテンシャルは土の静的な特性(単調せん断強度特性)に関連した、流動破壊の発生条件を表していると考えられる。以下に、流動ポテンシャルと地盤の挙動の相関をさらに検討する。

8.3 流動ポテンシャルと残留強度の関係

土が大きくせん断変形して流動が生じたときの定常状態における最大せん断応力傾角面に働くせん断応力を残留強度と定義し、 S_{us} と記す(図 2.4)。残留状態における内部摩擦角を ϕ_s 、偏差応力を q_s とすれば、モールの応力円(図 8.14)を参照して、残留強度 S_{us} は次

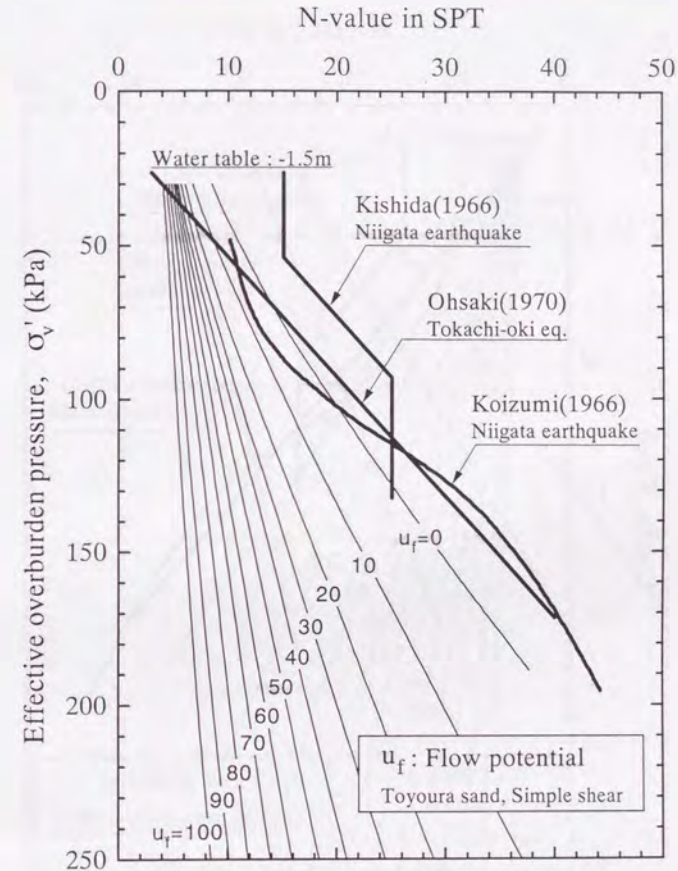


図 8.10 液状化限界 N 値と砂の単純せん断状態での流動ポテンシャル

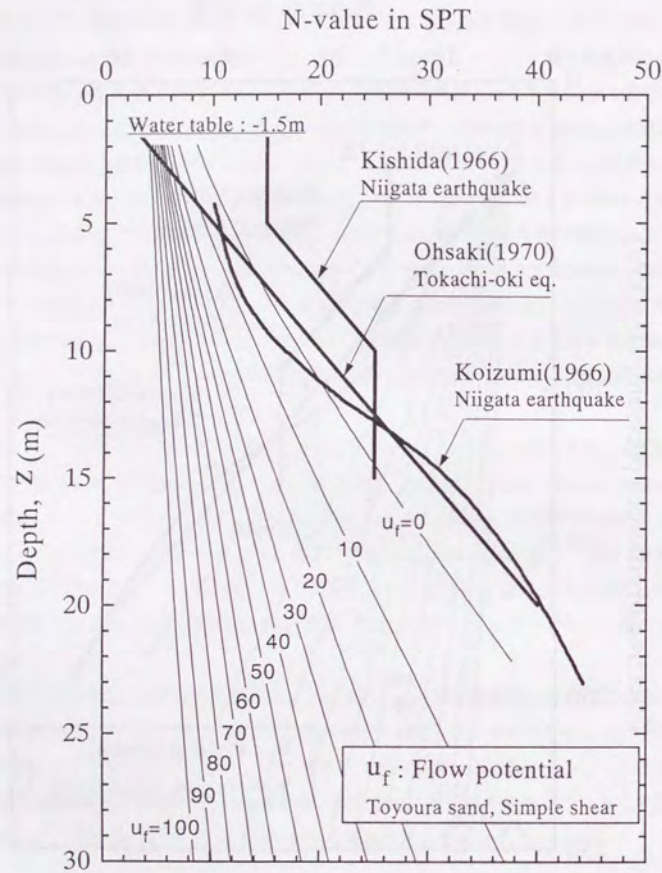


図 8.11 液状化限界 N 値と砂の単純せん断状態での流動ポテンシャル

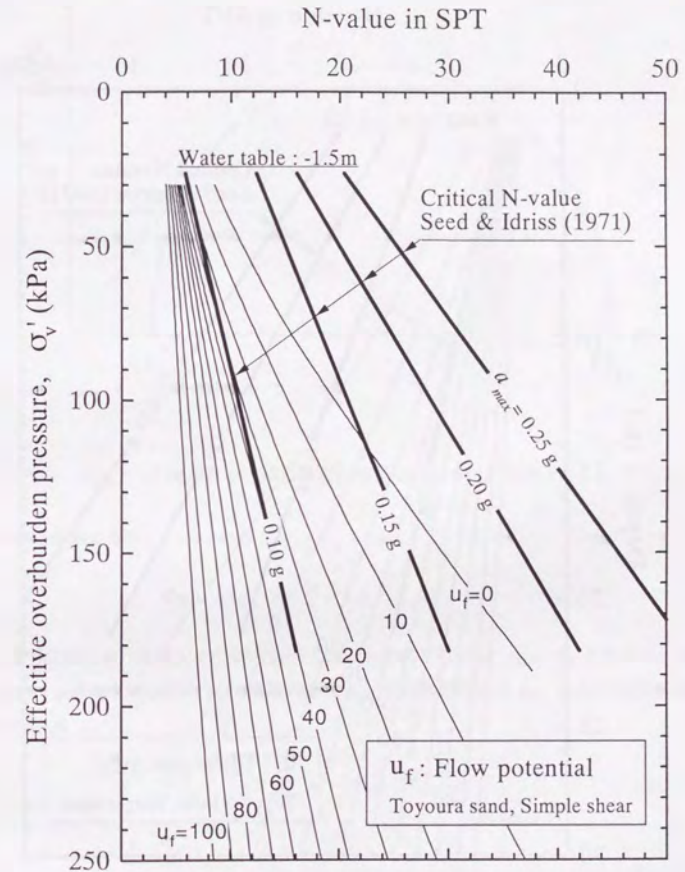


図 8.12 液状化限界 N 値と砂の単純せん断状態での流動ポテンシャル

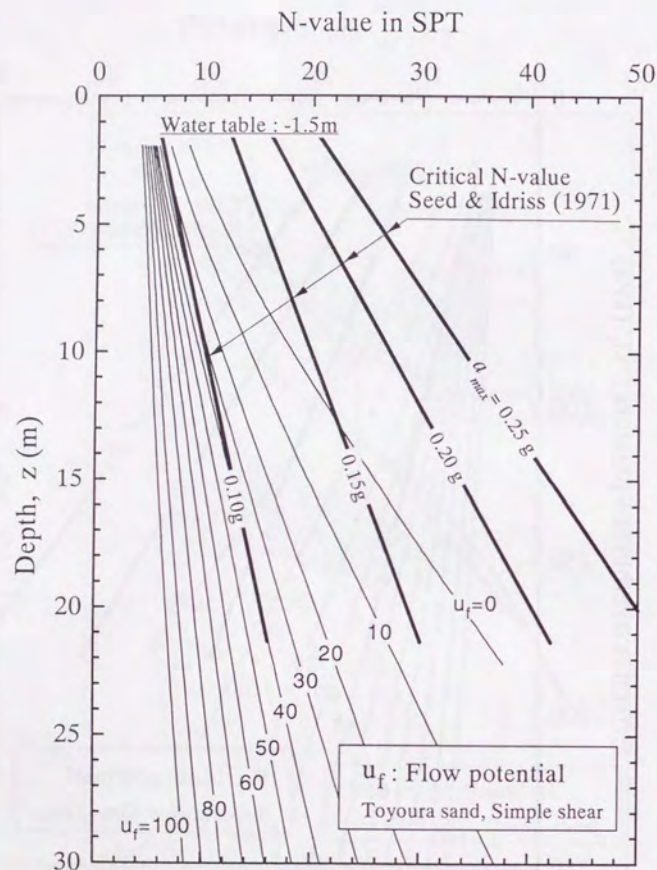


図 8.13 液状化限界 N 値と砂の単純せん断状態での流動ポテンシャル

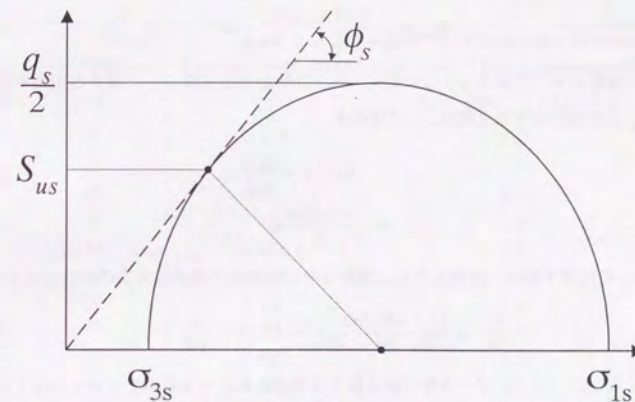


図 8.14 残留強度状態でのモールの応力円

のように計算される。

$$S_{us} = \frac{q_s}{2} \cos \phi_s \quad (8.4)$$

残留状態における最大・中間・最小主応力をそれぞれ σ_{1s} 、 σ_{2s} 、 σ_{3s} とすれば、残留状態における平均有効主応力 p'_s 、偏差応力を q_s 、中間主応力係数 b_s 、および内部摩擦角 ϕ_s はそれぞれ

$$p'_s = \frac{\sigma'_{1s} + \sigma'_{2s} + \sigma'_{3s}}{3} \quad (8.5)$$

$$q_s = \sigma'_{1s} - \sigma'_{3s} \quad (8.6)$$

$$b_s = \frac{\sigma'_{2s} - \sigma'_{3s}}{\sigma'_{1s} - \sigma'_{3s}} \quad (8.7)$$

$$\sin \phi_s = \frac{\sigma'_{1s} - \sigma'_{3s}}{\sigma'_{1s} + \sigma'_{3s}} \quad (8.8)$$

と書ける。これら 4 つの式から σ_{1s} 、 σ_{2s} 、 σ_{3s} を消去して

$$q_s = \frac{6 \sin \phi_s}{3 + (2b_s - 1) \sin \phi_s} p'_s \quad (8.9)$$

式(8.9)を式(8.4)に代入することにより、残留強度 S_{us} は次のように計算される。

$$S_{us} = \frac{3 \sin \phi_s \cos \phi_s}{3 + (2b_s - 1) \sin \phi_s} p'_s \quad (8.10)$$

いま、流動ポテンシャル u_f の定義式、および静止土圧係数 K_0 に関する初期平均有効主応力 p'_c と初期鉛直有効上載圧 σ'_v の関係式

$$u_f = 100 \left(1 - \frac{p'_s}{p'_c} \right) \quad (8.11)$$

$$p'_c = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_v \quad (8.12)$$

を式(8.10)に適用すれば、残留応力比と流動ポテンシャルの関係式が次のようにもとまる。

$$\frac{S_{us}}{\sigma'_v} = \frac{(1 + 2K_0) \sin \phi_s \cos \phi_s}{3 + (2b_s - 1) \sin \phi_s} \left(1 - \frac{u_f}{100} \right) \quad (8.13)$$

従って、もし K_0 、 ϕ_s 、 b_s が一定値であるならば残留応力比と流動ポテンシャルは1対1に対応している。そこで、図8.6～図8.13に示した等流動ポテンシャル線は等残留応力比線であるともいえる。

残留応力が発揮される代表的な事例として、無限斜面のすべりを考えてみる。地下水面が地表にあり、傾斜角が θ である無限斜面のすべり面の応力比は

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cos \theta \sin \theta \quad (8.14)$$

ここに、 γ_{sat} と γ_w はそれぞれ飽和した土と水の単位体積重量である。したがって、残留強度が発揮されている斜面の残留傾斜角 θ_s は次のように計算される。

$$\theta_s = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(2 \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \frac{S_{us}}{\sigma'_v} \right) \quad (8.15)$$

式(8.13)・(8.15)より、残留状態にある無限斜面の傾斜角度と土の流動ポテンシャルは1対1に対応していることがわかる。もし、流動ポテンシャル u_f を持つ土から構成されている無限斜面が流動すると、傾斜角が式(8.13)・(8.15)によって計算される残留傾斜角となるまで変形が進行するものと考えられる。土の流動ポテンシャルが100であれば残留強度はゼロであり、斜面は完全に水平となるまで流動する。もっとも、土のせん断ひずみの増大にともなうダイレタンシーによる強度の回復が生じるので、上記のような残留強度(変相状態でのせん断強度)に基づいた地盤の変形予測は、生じうる変形の最大値を与えるものである。

無限斜面の変形は単純せん断状態にある。そこで、第6章に述べた豊浦砂の非排水単純せん断試験の結果を参照して、流動ポテンシャルと残留強度の関係を具体的に計算してみ

表 8.1 残留応力比と残留傾斜角 (豊浦砂、単純せん断)

| Flow potential u_f | Residual stress ratio $\frac{S_u}{\sigma'_v}$ | Residual infinite slope inclination with water table at ground surface $\theta_s = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(0.89 \frac{S_{us}}{\sigma'_v} \right)$ |
|-------------------------|--|--|
| 0 | 0.335 | 8.7° |
| 10 | 0.302 | 7.8° |
| 20 | 0.268 | 6.9° |
| 30 | 0.235 | 6.0° |
| 40 | 0.201 | 5.2° |
| 50 | 0.168 | 4.3° |
| 60 | 0.134 | 3.4° |
| 70 | 0.101 | 2.6° |
| 80 | 0.067 | 1.7° |
| 90 | 0.034 | 0.9° |
| 100 | 0.0 | 0.0° |

る。6.3節に述べたように、変相状態以後の大変形状態における中間主応力係数は砂の密度や初期拘束圧によらず、0.25 となる。また、6.6節に述べたように、変相状態における豊浦砂の内部摩擦角もほぼ一定であり、およそ 33° である。初期静止土圧係数 0.5 を仮定する。 $K_0 = 0.5$ 、 $\phi'_s = 33^\circ$ 、 $b_s = 0.25$ を式(8.13)に代入すると、

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0.335 \left(1 - \frac{u_f}{100} \right) \quad (8.16)$$

となる。これを用いて0から100までの流動ポテンシャルに対する残留応力比を計算し、表8.1に示した。また、 $\gamma_{sat} = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、 $\gamma_w = 1.0 \text{ tf/m}^3$ として式(8.15)を用いて地下水面が地表にある無限斜面の残留傾斜角を計算し、同様に表8.1に示した。

一連の残留応力比の計算において、残留状態(変相状態)は静的な初期せん断荷重の影響を受けないことを仮定している。さらに、等方圧密状態からせん断した場合に残留状態が現れない $u_f > 50\%$ の部分についても、大きな初期せん断荷重のもとでの残留強度が等方状態からせん断したときの変相状態でのせん断抵抗に等しいと仮定している ($p'_s = p'_{PT}$)。これらの仮定については今後さらに検証・修正してゆく必要がある。

8.4 N値を用いた地盤の流動予測

もし、地盤の中から全く乱さない試料を採取してそのままの状態で試験装置にセットして現位置での応力条件を完全に再現するようなせん断試験を行うことができれば、非排水単調ひずみせん断試験から直接に流動ポテンシャル（最大過剰間隙水圧比）を測定することができる。しかし、現実にはそのようなことは不可能であるし、たとえある程度満足できる状態で不攪乱試料の室内試験ができたとしても、三次元的な広がりを持つ地盤や土構造物のあらゆる部分についてそのような試験を行うことは到底現実的ではない。

実際には、標準貫入試験やコーン貫入試験のような現位置サウンディング結果から流動ポテンシャルを推定することとなる。8.2節において、標準貫入試験のN値から砂の流動ポテンシャルを求める方法を示した。また、8.3節において、流動ポテンシャルと砂の残留強度の関係を示した。そこで、N値から砂の流動ポテンシャルを介して地盤の流動特性を予測する方法をまとめておく。

8.4.1 N値から流動ポテンシャルを求める

簡便法

広い傾斜砂質地盤の流動予測を簡易に行う場合には、豊浦砂のような代表的な砂の単純せん断試験結果から導かれたN値と流動ポテンシャルの関係（例えば図8.9）を用いて流動ポテンシャルを得る。

N値と流動ポテンシャルの関係は変形時の主応力の方向や中間主応力の大きさによって大きな影響を受ける。従って、簡易な予測の場合であっても、構造物基礎近傍など、せん断応力ひずみ条件が単純せん断状態からかけ離れている場合には、三軸圧縮・伸張状態での流動ポテンシャル（図8.7・図8.8）や流動ポテンシャルに対する応力条件の影響（図5.32～5.38、図8.4など）を参照して適切な流動ポテンシャルを把握しなければならない。

室内力学試験による方法

対象となる土質のせん断特性に即した流動ポテンシャルを求める場合には、室内試験によって土の密度と流動ポテンシャルの相関を調べる。

試料は現位置から採取した攪乱試料である。供試体の作成は乾燥堆積法・湿潤堆積法・水中堆積法のいずれを用いても結果にあまり差はない。再構成供試体と不攪乱試料との挙動の差もあまりないが、必要ならば、細粒分含有率を用いて試料の攪乱の影響を補正する（図7.41）。可能ならば不攪乱試料を用いたせん断試験を行い、試料の攪乱の影響を補正する。こ

の場合、不攪乱試料の品質はもちろん高い方が望ましいが、試料のミクロな構造の影響は小さい。

供試体の密度は現位置の密度の範囲を十分にカバーするものとし、おおむね5点以上の密度条件でせん断試験を行う。なるべく流動ポテンシャル $u_f = 0 \sim 100$ をカバーする広い密度条件範囲で数多く試験を行った方がばらつきの少ないよい結果が得られる。

初期圧密有効圧は現位置での代表的な拘束圧レベルの等方圧とする。初期圧密有効圧 $p'_c = 50 \sim 300 \text{ kPa}$ 程度では初期圧密有効圧がせん断挙動に及ぼす影響は小さいが、必要ならばいくつかの初期圧密有効圧レベルでのせん断試験を行って、流動ポテンシャルに及ぼす初期圧密有効圧の影響を把握する。

試験の種類は非排水単調ひずみ制御三軸せん断試験である。三軸圧縮せん断試験と三軸伸張せん断試験の両方を行う必要がある。可能ならば単純せん断試験をあわせて行うことが望ましい。せん断試験結果から、「簡便法」の場合と同様に現位置の応力条件に即した流動ポテンシャルを把握する。単純せん断試験ができない場合には三軸圧縮と三軸伸張の中間として単純せん断挙動を予測できる（図8.1～図8.4）。

以上のようにして得られた土の密度と流動ポテンシャルの関係と、土の密度とN値の関係（例えば式8.1）を組み合わせるとN値と流動ポテンシャルの関係を得る。

8.4.2 流動ポテンシャルと地盤の流動特性の関係

明らかに、流動ポテンシャルが大きいほど、地震時に大規模な流動が発生して大きな被害をもたらす。ここでは、流動ポテンシャルの大きさと地盤の流動規模の関係について考察する。

完全流動 (Complete flow, Flow with zero-residual strength)

流動ポテンシャルが $u_f = 100$ である時、完全流動が生じる。著しい土の軟化と共に間隙水圧が100%まで上昇し、残留強度ゼロの状態では流動する。重力による静的せん断荷重がゼロとなるまで流動は継続する。斜面の流動の場合には、斜面が完全に水平となるまで地盤は流動する。

限定流動 (Limited flow)

重力による静的せん断荷重が土の残留強度（準定常状態におけるせん断抵抗）よりも大きい場合には流動が発生し、ひとたび流動が発生すると動的な載荷が終了した後も重力による

静的せん断荷重によって流動が継続する。このような流動変形が生じてでも残留強度がゼロとしない状態を限定流動という。変形にともなって生じる正のダイレタンシーによって土のせん断抵抗が重力による静的せん断荷重と等しくなるまで増加するか、または変形にともなって重力による静的せん断荷重が残留強度と等しくなるまで減少することによって限定流動は停止する。

流動の発生条件は、重力による静的せん断荷重を τ_{static} 、土の残留強度を S_{us} としたとき、

$$\tau_{static} > S_{us} \quad (8.17)$$

である。これを式 (8.13) へ代入すると、流動の発生条件は次のようになる。

$$u_f > 100 \left(1 - \frac{3 + (2b_s - 1) \sin \phi_s}{(1 + 2K_0) \sin \phi_s \cos \phi_s} \frac{\tau_{static}}{\sigma'_v} \right) \quad (8.18)$$

ここで、静的せん断荷重 τ_{static} のもとでの限界流動ポテンシャル u_{fcrit} を

$$u_{fcrit} = 100 \left(1 - \frac{3 + (2b_s - 1) \sin \phi_s}{(1 + 2K_0) \sin \phi_s \cos \phi_s} \frac{\tau_{static}}{\sigma'_v} \right) \quad (8.19)$$

と定義すれば、限定流動の発生条件は、

$$u_{fcrit} < u_f < 100 \quad (8.20)$$

となる。

単純せん断試験で得られた豊浦砂の変相状態における内部摩擦角と中間主応力係数 $\phi'_s = 33^\circ$ 、 $b_s = 0.25$ を用い、初期静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ を仮定すると、限界流動ポテンシャルは

$$u_{fcrit} = 100 \left(1 - 3.0 \frac{\tau_{static}}{\sigma'_v} \right) \quad (8.21)$$

となる。

サイクリックモビリティ (Cyclic mobility)

流動は生じないが、動的な繰返し載荷と共にひずみ振幅が大きくなったり一方向へのひずみの蓄積が進んだりして、構造物に被害を与える程度にまで変形が進行する状態をサイクリックモビリティと呼ぶ。サイクリックモビリティの発生条件は動的な繰返し載荷に対する土の変形特性によって決定されるものであり、静的な単調ひずみ載荷特性から求められる流動ポテンシャルとは直接的な関連はない。サイクリックモビリティの発生条件は、従

来の繰返し載荷液化試験から求められる液化強度や地震時の現地調査による被害・無被害の境界条件によって知ることができる (例えば図 8.12・8.13)。

サイクリックモビリティは、繰返し載荷によって応力空間における応力点が破壊面 (failure surface) またはコラプス面 (collapse surface) に到達する事により発生する。従って、流動の発生条件である式 (8.18) が満たされていても、地震動の大きさが小さくサイクリックモビリティの発生条件が満たされない場合には流動は発生しない。すなわち、サイクリックモビリティの発生は、流動発生の必要条件である。

8.4.3 限界 N 値

以上のように、8.4.1節の方法により N 値と流動ポテンシャル u_f の関係が、また、8.4.2節の方法により流動ポテンシャル u_f と地盤流動状態の関係がわかった。そこで、この2つの関係を組み合わせることにより、N 値から地盤の流動特性を知ることができる。具体的には、完全流動・限定流動が生じうる N 値の最大値、すなわち完全流動に関する限界 N 値と限定流動に関する限界 N 値が、それぞれ完全流動に関する流動ポテンシャル $u_f = 100$ に対応する N 値、および限定流動に関する限界流動ポテンシャル $u_f = u_{fcrit}$ に対応する N 値として決定される。N 値-深度 (z) 平面または N 値-有効上載圧 (σ'_v) 平面では、完全流動に関する限界 N 値と限定流動に関する限界 N 値は $u_f = 100$ および $u_f = u_{fcrit}$ に対応する等流動ポテンシャル線として表現される。また、サイクリックモビリティに関する限界 N 値は従来の土の動的性質に基づいた液化発生に関する限界 N 値となる。図 8.15に、N 値-深度 (z) 平面での限界 N 値線を模式的に表示した。

8.5 まとめ

まず、既往の研究による土の密度と標準貫入試験における貫入抵抗 N 値との間の経験式を用いて、本研究の実験で明らかになった各応力条件下での流動ポテンシャルと N 値の相関を得た。次に、流動ポテンシャルと残留強度の関係を考察し、地盤の流動特性と流動ポテンシャルの間の関係を考察した。

これらの関係を総合することにより、完全流動発生条件を表す限界 N 値が N 値-深度 (z) 平面または N 値-有効上載圧 (σ'_v) 平面上での $u_f = 100$ の等ポテンシャル線で表された。また、限定流動発生条件を表す限界 N 値が N 値-深度 (z) 平面または N 値-有効上載圧 (σ'_v) 平面上での静的なせん断荷重に関連した限界流動ポテンシャル線で表されることを示した。

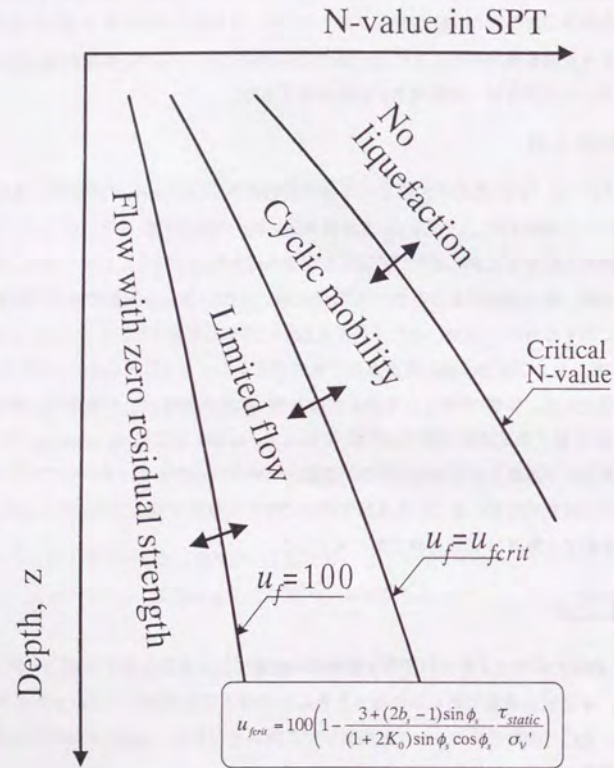


図 8.15 液状化(サイクリックモビリティ)・限定流動・完全流動に関する限界 N 値

第9章

結論

沖積平野のゆるい砂地盤は地震時にしばしば液状化・流動化して、盛土の崩壊、傾斜地盤の側方変位などの大きな災害を発生させる。このような流動する地盤の挙動は静的な重力に支配された一方向への大きなせん断変形である。そこで、砂の流動挙動を把握するために砂の非排水単調ひずみ載荷せん断試験が行われる。

流動(flow)とは、土の不安定な変形に引き続く定常状態の発現であると定義できる。従って、土を非排水単調ひずみ載荷せん断したときのピーク強度後の不安定な軟化過程に引き続いて現れる定常状態(残留状態)における過剰間隙水圧の大きさや残留強度を知ることが、流動挙動の評価の上で最も重要な事項となる。

従来、三軸圧縮せん断試験結果から砂質地盤の流動特性を評価することが試みられてきた。しかし、三軸圧縮せん断試験から得られる大せん断ひずみ条件下でのせん断強度は非常に大きなものとなり、現実の地盤流動被害を説明したり予測したりすることが著しく困難であった。そこで、本研究では三軸圧縮条件のみならずより一般的な応力条件のもとでの砂の非排水せん断特性を実験的に検証し、砂地盤の流動に関する力学特性を正しく評価することを試みた。既往の実験結果を参照して砂の非排水せん断挙動を表す用語等を定義するとともに、砂を等圧圧密状態から非排水せん断したときの最大過剰間隙水圧比 u_f を流動ポテンシャルと定義し、砂の流動の評価に用いることとした。

まず、豊浦標準砂の非排水三軸圧縮試験と非排水三軸伸張試験を実施したところ、次のような事実が明らかになった。

1. 三軸伸張試験では三軸圧縮試験に比べて砂のせん断挙動ははるかに圧縮的となり、大きな間隙水圧を生じて残留強度は著しく小さくなった。

2. 三軸圧縮試験では間隙比を $e=0.93$ (相対密度 $Dr=12\%$) にまで緩くしなければ完全流動 ($u_f = 100$) に達しないのに対して、三軸伸張試験では $e=0.85$ (相対密度 $Dr=33\%$) でも完全流動に達した。また、等方圧密状態からせん断したときの流動・非流動の境界である $u_f = 50$ となる密度は三軸圧縮試験では $e=0.88$ (相対密度 $Dr=25\%$) 程度であるのに対して三軸伸張試験では $e=0.75$ (相対密度 $Dr=60\%$) であった。
3. $e-p'$ 平面上の準定常状態は、三軸圧縮状態ではいかなる初期状態からせん断を開始してもほぼひとつの曲線となるのに対して、三軸伸張状態では初期圧密線の位置によって別々の準定常状態線が現れた。このことは、一般的な応力条件でのせん断では準定常状態は密度によって一意に定まらないことを示している。
4. 三軸圧縮状態では初期圧密拘束圧が大きいくほど残留強度が低下する傾向があるが、三軸伸張状態ではせん断挙動に与える初期圧密拘束圧の大きさの影響はあまり見られなかった。
5. 三軸圧縮状態では砂の密度の変化に対して非排水挙動の変化が非常に敏感であるのに対して、三軸伸張状態ではそれほど敏感ではないことがわかった。

三軸圧縮せん断と三軸伸張せん断では、土の構造に対する最大主応力角と中間主応力の大きさという2つの応力条件に関して両極端の応力条件にある。上記のような三軸圧縮せん断と三軸伸張せん断における砂の非排水せん断挙動の大きな相違は、これらの応力条件が砂の非排水せん断挙動に大きく影響していることを示唆している。そこで、乾燥堆積法により作成した豊浦砂の供試体に対して、中空ねじりせん断試験機を用いて最大主応力が砂の堆積面の法線方向からなす角度 α と中間主応力係数 b に関する様々な組み合わせ条件のもとで非排水せん断試験を行い、この2つの応力条件が砂のせん断特性に与える影響を詳細に調べた。その結果、次のことがわかった。

1. 最大主応力が砂の堆積面の法線方向からなす角度 α と中間主応力係数 b は砂の非排水せん断挙動に非常に大きな影響を持っている。 α が大きくなるほど、また b が大きくなるほど砂のせん断挙動はより圧縮的となって大きな間隙水圧を生じ激しく軟化した。
2. 相対密度が約 25% の場合、三軸圧縮状態 ($\alpha = 0^\circ, b = 0$) では非排水せん断にともなう約 50% の最大過剰間隙水圧が発生するのに対して、その他の大部分の α と b の組み合わせ条件下では完全液化が生じた。

3. 相対密度が約 40% の場合、三軸圧縮状態 ($\alpha = 0^\circ, b = 0$) のせん断では全く過剰間隙水圧が発生せず ($u_f = 0$)、きわめて強固なせん断挙動を示すのに対して、三軸圧縮状態 ($\alpha = 90^\circ, b = 1$) では 90% 以上の過剰間隙水圧を生じ、大きな流動挙動を示した。

このように、砂の流動特性はせん断時の応力条件の影響を大きく受けるので、砂地盤の流動を予測するためには地盤の応力条件を把握し、的確な判断をすることが重要である。とくに、三軸圧縮試験結果を用いて地盤の流動挙動を評価することは著しく危険側の判断となることに注意しなければならない。

十分に広い傾斜地盤の非排水側方流動を考えると、その地盤の変形は単純せん断状態になっている。そこで、単純せん断状態での砂の流動特性を調べることは非常に有用である。乾燥堆積法により作成した豊浦砂の供試体に対して、中空ねじりせん断試験機を用いて一連の単純せん断試験を行い、次のようなせん断特性を得た。

1. 非排水単純せん断にともない、主応力角度と中間主応力の大きさは変化するが、変相状態およびそれ以後の大変相状態においては、初期条件 (圧密応力の大きさ、圧密応力比、砂の密度) によらずに、 $\alpha = 40^\circ \sim 45^\circ, b = 0.25$ となる。
2. 砂の非排水単純せん断時の強度特性は、応力条件が $\alpha = 45^\circ, b = 0.25$ に固定されたせん断とほぼ同一である。
3. 砂の非排水単純せん断特性は、三軸圧縮と三軸伸張のほぼ中間に位置する。

これまで、主に乾燥堆積法によって作成した豊浦砂の供試体を用いた実験を行ってきた。しかし、砂の非排水せん断挙動に与える応力条件の影響は、供試体の構造によって左右されるものと思われる。従って、現位置の構造を保存している不攪乱供試体や色々な方法で作成した再構成供試体についてせん断試験を行い、せん断挙動の差を検討する必要がある。本研究では 11 種類の砂について不攪乱供試体、乾燥体積供試体、水中堆積供試体の三軸せん断試験を行い、次の結果を得た。

1. 乾燥堆積供試体と水中堆積供試体の非排水せん断挙動にはあまり差がない。
2. 不攪乱供試体と攪乱供試体 (乾燥堆積供試体、水中堆積供試体) の非排水せん断挙動を比較すると、両者はほぼ同じかまたは不攪乱供試体の方がすこし強固な挙動を示す。
3. 不攪乱供試体と攪乱供試体の非排水せん断挙動の差は、不攪乱供試体に見られる粗粒分と細粒分の分級などの巨視的な構造によるものと推測される。細粒分が多い試料ほど不攪乱供試体は攪乱供試体に比べて膨張的挙動を示す。

最後に、標準貫入試験による N 値から砂の流動ポテンシャル u_f を求める方法を示した上で、流動ポテンシャルと砂の残留強度との関係を考察し、次のような地盤の流動特性の判断基準を提案した。

1. まず、従来の砂の繰返しせん断特性に基づいた判断基準により、液状化(サイクリックモビリティ)が生じるかどうかを判定する。液状化を生じるときには以下の方法で地盤の流動特性を予測する。
2. 流動ポテンシャルが $u_f = 100$ である場合には完全流動を生じる。間隙水圧の上昇によって地盤の有効応力は完全に失われ、液体状の挙動を示す。斜面地盤であれば、地表面が完全に水平になるまで流動が継続する。
3. 地盤に作用している重力による静的なせん断荷重とちょうど同じせん断抵抗を与える限界流動ポテンシャルを u_{fcrit} とする。このとき、 $u_{fcrit} < u_f < 100$ であれば限定流動を生じる。静的なせん断荷重と砂のせん断抵抗が釣り合うまで流動が継続する。
4. $u_f < u_{fcrit}$ のとき地盤の変形はサイクリックモビリティによるものとなり、流動は生じない。繰返しせん断荷重の停止と共に地盤の変形も終了する。

参考文献

- [1] 足立雅樹, 安原一哉, 佐藤研一. 砂に粘土を混合した土のせん断特性 (その2). 第29回土質工学研究発表会, pp. 405-406, 盛岡, 1994.
- [2] A. Alarcon-Guzman, G. A. Leonards, and Chameau J. L. Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 10, pp. 1089-1109, 1988.
- [3] K. Been and M. G. Jefferies. A state parameter for sands. *Geotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 99-112, 1985.
- [4] K. Been, M. G. Jefferies, and J. Hachey. The critical state of sands. *Geotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 365-381, 1991.
- [5] B. B. Broms and A. O. Casbarian. Effects of rotation of the principal stress axes and of the intermediate principal stress on the shear strength. In *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 179-183, Montreal, 1965.
- [6] A. Casagrande. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, pp. 13-32, 1936.
- [7] A. Casagrande. Notes on the design of earth dams. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, pp. 405-429, 1950.
- [8] A. Casagrande. On liquefaction phenomena. *Geotechnique*, Vol. 21, No. 3, pp. 197-202, 1971.
- [9] A. Casagrande. *Liquefaction and cyclic deformation of sands, A critical review*. No. 88 in Harvard Soil Mechanics Series. Pierce Hall, Cambridge, Massachusetts,

- 1979.
- [10] G. Castro. *Liquefaction of sands*. No. 81 in Harvard Soil Mechanics Series. Pierce Hall, Cambridge, Massachusetts, 1969.
 - [11] G. Castro. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT6, pp. 551-569, 1975.
 - [12] G. Castro and S. J. Poulos. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT6, pp. 501-516, 1977.
 - [13] J. L. Chameau and K. Sutterer. Influence of fines in liquefaction potential and steady state. In *Proceedings of Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 5, pp. 183-184, New Delhi, India, 1994.
 - [14] Yie-ruey Chen and B. L. Kutter. Velacs ii preliminary comparisons of solid and hollow cylinder triaxial tests. 1994.
 - [15] J. M. Duncan and C. Y. Chang. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653, 1970.
 - [16] C. E. Fear and P. K. Robertson. Estimating the undrained strength of sand : a theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp. 859-870, 1995.
 - [17] S. Fukushima and F. Tatsuoka. Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 4, pp. 30-48, 1984.
 - [18] V. N. Georgiannou, J. B. Burland, and D. W. Hight. The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. *Geotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 431-449, 1990.
 - [19] V. N. Georgiannou, D. W. Hight, and J. B. Burland. Undrained behaviour of natural and model clayey sands. *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 3, pp. 17-29, 1991.

- [20] W. H. Gu, N. R. Morgenstern, and P. K. Robertson. Progressive failure of lower san fernando dam. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 333-349, 1993.
- [21] Wei-hua Gu. *Liquefaction and post-earthquake deformation analysis*. PhD thesis, University of Alberta, 1992.
- [22] M. Gutierrez, K. Ishihara, and I. Towhata. Flow theory for sand during rotation of principal stress direction. *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 4, pp. 121-132, 1991.
- [23] D. W. Hight, A. Gens, and M. J. Symes. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. *Geotechnique*, Vol. 33, No. 4, pp. 355-383, 1983.
- [24] M. Hyodo, H. Tanimizu, N. Yasuhuku, and H. Murata. Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp. 19-32, 1994.
- [25] 石原研而, 三木博史, 細見寛. 応力・ひずみ履歴と砂の構造との関係. 第13回土質工学研究発表会, pp. 433-436, 名古屋市, 1978.
- [26] K. Ishihara. Stability of natural deposits during earthquakes. In *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 321-376, San Francisco, 1985.
- [27] K. Ishihara. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415, 1993.
- [28] K. Ishihara. Evaluation of residual strength of sandy soils. In *Proceedings of Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 5, pp. 175-181, New Delhi, India, 1994.
- [29] K. Ishihara, F. Tatsuoka, and S. Yasuda. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44, 1975.
- [30] K. Ishihara, R. Verdugo, and A. A. Acacio. Characterization of cyclic behavior of sand and post-seismic analyses. In *Proceedings of the Ninth Asian Regional Confer-*

- ence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 45-68, Bangkok, Thailand, 1991.
- [31] K. Ishihara and Y. Yamada. Liquefaction tests using a true triaxial apparatus. In *Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 235-238, Stockholm, 1981.
- [32] K. Ishihara, S. Yasuda, and Y. Yoshida. Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 3, pp. 69-80, 1990.
- [33] 井藤嘉教. 砂の非排水三軸圧縮・伸張せん断特性. 卒業論文, 千葉工業大学, 1996.
- [34] 地震予知総合研究振興会. 地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究. 1988.
- [35] 加藤進. 異方圧密飽和砂の非排水せん断特性に関する研究. 博士論文, 東京大学, 1996.
- [36] O. Kazaoka, T. Kusuda, K. Kamura, H. Nirei, K. Ishihara, Y. Yoshida, M. Sato, K. Saito, A. Kagawa, and M. Morisaki. The relations among n blows of standard penetration test, nsu values of swedish weight sounding test and grain size of sedimentary beds. In *Proceedings of the 2nd symposium on geo-environments*, pp. 261-266, 1992.
- [37] 建設省土木研究所. 土木研究所試料第 3275 号; 釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査. 建設省土木研究所, 1994.
- [38] H. Kishida. Damage to reinforced concrete buildings in niigata city with special reference to foundation engineering. *Soils and Foundations*, Vol. 6, No. 1, pp. 71-88, 1966.
- [39] 北沢浩二, 萩原敏行, 日下部治, 大内正敏. 密な自然堆積砂の非排水せん断挙動について. 第 29 回土質工学研究発表会, pp. 379-380, 盛岡, 1994.
- [40] H. Ko and R. F. Scott. Deformation of sand in shear. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 93, No. SM5, pp. 283-310, 1967.
- [41] H. Ko and R. F. Scott. A new soil testing apparatus. *Geotechnique*, Vol. 17, No. 1, pp. 40-57, 1967.

- [42] H. Ko and R. F. Scott. Deformation of sand at failure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 94, No. SM4, pp. 883-898, 1968.
- [43] Y. Koizumi. Change in density of sand subsoil caused by the niigata earthquake. *Soils and Foundations*, Vol. 6, No. 2, pp. 38-44, 1966.
- [44] J. M. Konrad. Minimum undrained strength of two sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116, No. 6, pp. 932-947, 1990.
- [45] J. M. Konrad. Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116, No. 6, pp. 948-963, 1990.
- [46] J. M. Konrad. Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Geotechnique*, Vol. 43, No. 1, pp. 69-89, 1993.
- [47] J. M. Konrad and B. D. Watts. Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, No. 5, pp. 783-794, 1995.
- [48] 古関潤一. 釧路沖地震による被災マンホールの公開開削. 土と基礎, Vol. 42, No. 1, p. 51, 1994.
- [49] R. Kuerbis and Y. P. Vaid. Sand sample preparation — the slurry deposition method. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 4, pp. 107-118, 1988.
- [50] R. Kuerbis and Y. P. Vaid. Undrained behaviour of clean and silty sands. In *Proceedings of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 91-100, Rio de Janeiro, 1989.
- [51] C. C. Ladd and Foott R. New design procedure for stability of soft clays. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786, 1974.
- [52] P. V. Lade and Hernandez S. B. Membrane penetration effects in undrained tests. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT2, pp. 109-125, 1977.
- [53] P. V. Lade, P. A. Bopp, and J. F. Peters. Instability of dilating sand. *Mechanics of Materials*, Vol. 16, pp. 249-264, 1993.

- [54] P. V. Lade and J. M. Duncan. Cubical triaxial test on cohesionless soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 99, No. SM10, pp. 793-812, 1973.
- [55] P. V. Lade and D. Pradel. Instability and plastic flow of soils. i: Experimental observations. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116, No. 11, pp. 2532-2550, 1990.
- [56] W. K. Lam and F. Tatsuoka. Effects of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristics of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 1, pp. 89-106, 1988.
- [57] P. I. Lewin, Y. Yamada, and K. Ishihara. Correlating drained and undrained 3d tests on loose sand. In *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, pp. 419-429, 1982.
- [58] 松岡元. せん断時の土の応力-ひずみ関係について. 京都大学防災研究所年報, Vol. 15, No. B, pp. 499-511, 1972.
- [59] H. Matsuoka. Dilatancy characteristics of soil. *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, pp. 13-24, 1974.
- [60] H. Matsuoka. A microscopic study on shear mechanism of granular materials. *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 1, pp. 29-43, 1974.
- [61] H. Matsuoka. Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane. *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 2, pp. 47-61, 1974.
- [62] 松崎久倫. 不攪乱砂の非排水せん断強度特性. 卒業論文, 東京大学, 1995.
- [63] 水野恭男, 末松直幹, 奥山一典. 細粒分を含む砂地盤におけるサンドコンパクションバイル工法的设计法. 土と基礎, Vol. 35, No. 5, pp. 21-26, 1987.
- [64] R. Mohamad and R. Dorby. Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 112, No. 10, pp. 941-958, 1986.

- [65] 森伸一郎. 大正12年関東地震の液状化跡の発掘と現場公開. 土と基礎, Vol. 41, No. 5, p. 57, 1993.
- [66] 森尾敏, 日下部伸, 安福規之, 兵動正幸. 弾塑性構成式に基づく異方性砂の非排水挙動の評価. 土木学会論文集, Vol. III-29, No. 505, pp. 287-296, 1994.
- [67] 森尾敏, 日下部伸, 安福規之, 兵動正幸. 飽和砂の非排水三軸圧縮および伸張挙動の解析的検討. 第29回土質工学研究発表会, pp. 517-520, 盛岡, 1994.
- [68] 中田幸男, 山本修三, 安福則之, 村田秀一, 兵藤正幸. 自動制御・計測可能な中空ねじりせん断試験装置の試作とひずみ制御試験への適用. 土木学会論文集, Vol. III-29, No. 505, pp. 329-332, 1994.
- [69] 中田幸男, 安福則之, 村田秀一, 兵藤正幸, 永島剛圭. 主応力方向固定条件下における異方性砂の非排水・排水せん断挙動. 土木学会論文集, Vol. III-30, No. 511, pp. 209-220, 1995.
- [70] 中田幸男. 主応力方向固定動下における異方性砂の変形および強度特性に関する研究. 博士論文, 山口大学, 1995.
- [71] D. Negussey and M.S. Islam. Uniqueness of steady state and liquefaction potential. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 1, pp. 132-139, 1994.
- [72] Y. Ohsaki. Niigata earthquakes, 1964 building damage and soil condition. *Soils and Foundations*, Vol. 6, No. 2, pp. 14-37, 1966.
- [73] Y. Ohsaki. Effects of sand compaction on liquefaction during the tokachioki earthquake. *Soils and Foundations*, Vol. 10, No. 2, pp. 112-128, 1970.
- [74] V. S. Pillai and P. M. Byrne. Effect of overburden pressure on liquefaction resistance of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 1, pp. 53-60, 1994.
- [75] S. J. Poulos. The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-562, 1981.
- [76] S. J. Poulos, G. Castro, and J. France. Liquefaction evaluation procedure. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 111, No. 6, pp. 772-792, 1985.

- [77] D. Pradel, K. Ishihara, and Gutierrez M. Yielding and flow of sand under principal stress axes rotation. *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 1, pp. 87-99, 1990.
- [78] D. Pradel and P. V. Lade. Instability and plastic flow of soils. ii: Analytical investigation. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116, No. 11, pp. 2551-2566, 1990.
- [79] B.S. Pradhan. *The behavior of sand subjected to monotonic and cyclic loadings*. PhD thesis, Kyoto University, 1989.
- [80] T. B. S. Pradhan, F. Tatsuoka, and N. Horii. Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 95-112, 1988.
- [81] T. B. S. Pradhan, F. Tatsuoka, and N. Horii. Strength and deformation characteristics of sand in a torsional simple shear. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 3, pp. 131-148, 1988.
- [82] M. F. Riemer. *The effects of testing conditions on the constitutive behavior of loose, saturated sands under monotonic loading*. PhD thesis, University of California at Berkeley, 1992.
- [83] P. K. Robertson. Design considerations for liquefaction. In *Proceedings of Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 5, pp. 185-188, New Delhi, India, 1994.
- [84] P. K. Robertson, D. C. Sego, and N. R. Morgenstern. State-boundary surface for very loose sand and its practical implications. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 5, pp. 321-334, 1994.
- [85] K. H. Roscoe, A. N. Schofield, and Wroth M. A. On the yielding of soils. *Geotechnique*, Vol. 8, No. 1, pp. 22-53, 1958.
- [86] S. Sasitharan, P. K. Robertson, D. C. Sego, and N. R. Morgenstern. Collapse behavior of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, No. 4, pp. 569-577, 1993.
- [87] 佐藤剛司, 朴春植, 金有性, 龍岡文夫. 室内圧縮試験用高容量微小繰返し載荷装置. 第27回土質工学研究発表会, No. 1, pp. 11-14, 高知, 1992.

- [88] A. Schofield and P. Wroth. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, 1968.
- [89] H. B. Seed. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-254, 1979.
- [90] H. B. Seed and I. M. Idriss. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273, 1971.
- [91] H. B. Seed, I. M. Idriss, and I. Arango. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482, 1983.
- [92] H. B. Seed and K. L. Lee. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-133, 1966.
- [93] S. Shibuya. *Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotation*. PhD thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London, 1985.
- [94] S. Shibuya and D. W. Hight. A bounding surface for granular material. *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 4, pp. 123-136, 1987.
- [95] S. Shibuya and D. W. Hight. On the stress path in simple shear. *Geotechnique*, Vol. 37, No. 4, pp. 511-515, 1987.
- [96] J. A. Sladen, D'Hollander R. D., and J. Krahn. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, No. 4, pp. 564-578, 1985.
- [97] M. J. P. R. Symes, A. Gens, and D. W. Hight. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Geotechnique*, Vol. 34, No. 1, pp. 11-27, 1984.
- [98] M. J. P. R. Symes, S. Shibuya, D. W. Hight, and A. Gens. Liquefaction with cyclic principal stress rotation. In *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4, pp. 1919-1922, 1985.

- [99] M. J. Symes, A. Gens, and D. W. Hight. Drained principal stress rotation in saturated sand. *Geotechnique*, Vol. 38, No. 1, pp. 59-81, 1988.
- [100] M. J. Symes, A. Gens, and D. W. Hight. Discussion (drained principal stress rotation in saturated sand). *Geotechnique*, Vol. 39, No. 3, pp. 549-552, 1989.
- [101] 竹下貞雄, 玉田恵一, 長野敏則. 水で飽和された非常にゆるい砂の挙動. 第29回土質工学研究発表会, pp. 383-384, 盛岡, 1994.
- [102] 龍岡文夫. ディスカッション. 土質工学会論文報告集, Vol. 15, No. 3, pp. 93-95, 1975.
- [103] F. Tatsuoka. A simple method for automatic measurement of volume change in laboratory tests. *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 3, pp. 104-106, 1981.
- [104] F. Tatsuoka and K. Ishihara. Stress path and dilatancy performance of a sand. In *Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 419-424, Moscow, 1973.
- [105] F. Tatsuoka and K. Ishihara. Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction. *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, pp. 51-65, 1974.
- [106] F. Tatsuoka and K. Ishihara. Yielding of sand in triaxial compression. *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 2, pp. 63-76, 1974.
- [107] F. Tatsuoka, M. Sakamoto, T. Kawamura, and S. Fukushima. 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.
- [108] F. Tatsuoka, T. Sato, C. Park, Y. Kim, J. Mukabi, and Y. Kohata. Measurements of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 17, No. 1, pp. 80-94, 1994.
- [109] F. Tatsuoka, S. Sonoda, K. Hara, S. Fukushima, and B.S. Pradhan. Failure and deformation of sand in torsional shear. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 79-97, 1986.
- [110] K. Tokimatsu and K. Nakamura. A liquefaction test without membrane penetration effects. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 127-138, 1986.

- [111] K. Tokimatsu and K. Nakamura. A simplified correction for membrane compliance in liquefaction test. *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 4, pp. 111-122, 1987.
- [112] 東畑郁生. 砂の繰返しせん断変形特性に及ぼす主応力軸回転の影響. 博士論文, 東京大学, 1981.
- [113] 豊田浩史. 液状化地盤の側方流動模型実験と動的予測手法の開発. 博士論文, 東京大学, 1995.
- [114] 津田和夏希. 不攪乱砂の非排水せん断挙動. 修士論文, 東京大学, 1994.
- [115] 内田陽介. 単純せん断試験による砂の非排水流動変形特性. 卒業論文, 東京大学, 1996.
- [116] 上原修二. 砂質土の非排水圧縮および伸張せん断. 卒業論文, 東京大学, 1994.
- [117] 上原修二, 石原研而, 吉嶺充俊. 砂質土の非排水圧縮および伸張せん断. 第29回土質工学研究発表会, pp. 391-394, 盛岡, 1994.
- [118] Y. P. Vaid and J. C. Chern. Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. In Vijay Khosla, editor, *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, ASCE convention, pp. 120-147, Detroit, Michigan, 1985.
- [119] Y. P. Vaid, E. K. F. Chung, and R. Kuerbis. Preshearing and undrained response of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 4, pp. 49-61, 1989.
- [120] Y. P. Vaid, E. K. F. Chung, and R. H. Kuerbis. Stress path and steady state. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 1, pp. 1-7, 1990.
- [121] Y. P. Vaid, A. Sayao, E. Hou, and D. Negussey. Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder torsional apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 5, pp. 601-616, 1990.
- [122] Y. P. Vaid and S. Sivathayalan. Static and cyclic liquefaction potential of Fraser delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 281-289, 1996.
- [123] Y. P. Vaid and J. Thomas. Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 2, pp. 163-173, 1995.

- [124] R. L. Verdugo. *Characterization of sandy soil behavior under large deformation*. PhD thesis, University of Tokyo, 1992.
- [125] R. Verdugo and K. Ishihara. The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 81-92, 1996.
- [126] 山田恭央. 三次元応力状態におけるゆるい砂の変形特性. 博士論文, 東京大学, 1979.
- [127] Y. Yamada and K. Ishihara. Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions. *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 2, pp. 79-94, 1979.
- [128] Y. Yamada and K. Ishihara. Undrained deformation characteristics of loose sand under three-dimensional stress conditions. *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 1, pp. 97-107, 1981.
- [129] Y. Yamada and K. Ishihara. Yielding of loose sand in three-dimensional stress conditions. *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 3, pp. 15-31, 1982.
- [130] Y. Yamada and K. Ishihara. Undrained deformation characteristics of sand in multi-directional shear. *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 1, pp. 61-79, 1983.
- [131] 山下正良, 斎藤和夫, 稲直美, 小西彰. 1993 年釧路沖地震における住宅地およびライフラインの被害. 土と基礎, Vol. 41, No. 6, pp. 21-26, 1993.
- [132] 山内理雅. ねじり単純せん断時の砂質土の非排水挙動. 卒業論文, 東京大学, 1994.
- [133] 安田進, 永瀬英生, 柳畑亨, 甲斐飛鳥. 超緩詰め状態における砂の非排水せん断特性に与える拘束圧の影響. 第 29 回土質工学研究発表会, pp. 381-382, 盛岡, 1994.
- [134] S. Yasuda, K. Saito, K. Iwasaki, and I. Morimoto. Prediction of liquefaction potential using the cptu. In *Proceedings of Discussion Session on Influence of Local Condition on Seismic Response, Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 131-134, Rio de Janeiro, 1989.
- [135] 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 中田幸男, 永島剛圭. 主応力回転下における中密な異方性砂の非排水せん断挙動と限界有効応力比. 第 29 回土質工学研究発表会, No. 1, pp. 413-414, 盛岡, 1994.

- [136] 安福規之, 村田秀一, 中田幸男, 永島剛圭, 吉村正芳. 堆積面に注目した異方性砂の主応力方向固定非排水せん断挙動. 第 29 回土質工学研究発表会, No. 1, pp. 419-422, 盛岡, 1994.
- [137] Y. Yoshimi, O. Tokimatsu, K. and Kaneko, Y. Makihara. Undrained cyclic shear strength of a dense niigata sand. *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 4, pp. 131-145, 1984.
- [138] 吉嶺充俊. 砂質土の力学的挙動に及ぼす拘束圧の影響. 修士論文, 東京大学, 1992.
- [139] 吉嶺充俊, 石原研而, 津田和歌希. 不攪乱砂の大ひずみ時の強度特性. 土木学会第 48 回年次学術講演会, No. 3, pp. 308-309, 1993.
- [140] 吉嶺充俊, 石原研而, 山内理雅. 中空ねじりせん断試験における砂の非排水大変形挙動. 第 29 回土質工学研究発表会, No. 1, pp. 389-390, 盛岡, 1994.
- [141] 吉嶺充俊, 石原研而, W. Vargas. 主応力方向と中間主応力の大きさが砂の非排水せん断特性に与える影響. 第 30 回土質工学研究発表会, No. 1, pp. 501-504, 1995.
- [142] 吉嶺充俊, 石原研而, 松崎久倫. 不攪乱砂の非排水せん断特性における異方性. 土木学会第 50 回年次学術講演会, No. 3A, pp. 308-309, 1995.
- [143] 吉嶺充俊, 石原研而, 内田陽介. 砂地盤の流動ポテンシャル. 土木学会第 51 回年次学術講演会, No. 3, 1996.
- [144] M. Yoshimine and K. Ishihara. Flow potential of sand. In *Proceedings of the Sixth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction*, 1996.
- [145] S. Zlatovic. *Residual strength of silty soils*. PhD thesis, University of Tokyo, 1994.

謝辞

本研究は、石原研而教授(東京理科大学理工学部、もと東京大学工学部)のご指導のもとに、平成2年度から平成5年度までの間に行った実験結果をとりまとめたものです。また、論文審査におきましては、東畑郁生教授(東京大学大学院工学系研究科)、龍岡文夫教授(東京大学大学院工学系研究科)、磯部雅彦教授(東京大学大学院工学系研究科)、小長井一男助教授(東京大学生産技術研究所)、古関潤一助教授(東京大学生産技術研究所)から懇切丁寧なご指導をいただきました。ここに学位論文を完成できたことを感謝いたします。

私が砂の非排水単調せん断に関する研究を始めたのは平成4年4月に博士課程へ進学してからであります。それ以前から Ramon Verdugo 博士(Norwegian Geotechnical Institute, もと東京大学大学院)が精力的に砂の非排水三軸圧縮せん断試験を進めておられました。第2章で検討しましたように、この実験データ(Verdugo, 1992)は砂の非排水せん断挙動を理解するために大変有用でありました。また、第4章(表4.1のうち、実験番号にrのつくもの)および第7章(千葉砂・清洲砂・小坂砂・木津川砂)において実験データを引用させていただきました。

平成4年当時、石原教授は Rankine Lecture の準備を進められておりましたが、室内三軸圧縮試験で観察される砂の非排水せん断挙動が非常に強固であるためにその現場への適用に苦慮されていたようであります。そこでまず先生は砂の粒度分布や粒子構造の影響に着目され、Sonja Zlatovic 博士(University of Zagreb, もと東京大学大学院)には細粒分の影響の調査を指示されておりましたし、私には不攪乱供試体のせん断試験を勧めてくださいました。第7章に示しました不攪乱供試体のせん断試験のうち、津田和夏希氏(三井建設株式会社、もと東京大学大学院)には、川岸町砂・関宿砂・茂原砂・釧路町砂に関する多くの実験を行っていただきました(津田, 1994)。津田氏には暴風雨の中での川岸町砂のサンプリング、降雪の中での茂原砂のサンプリング、そして空っ風吹きすさぶ関宿砂のサンプリングも手伝っていただきました。また、松崎久倫氏(首都高速道路公団、もと東京大学工学部)には大形砂の実験を行っていただき、深夜に及んだ新潟市大形小学校近くでのサンプリングも

手伝っていただきました(松崎,1995)。川岸町砂のサンプリングに際しては新潟大学積雪地域災害研究センターの青木教授および株式会社興和の柴田東氏、関宿砂のサンプリングに際しては飛鳥建設株式会社の森伸一郎氏、茂原砂・美浜砂のサンプリングに際しては千葉県環境地質研究所の風岡修氏、大形砂のサンプリングに際しては東京電機大学の安田進教授、釧路町砂のサンプリングに際しては東京大学生産技術研究所の古関潤一助教授(当時建設省土木研究所)にご助力いただきました。

平成5年4月には助手に採用していただきました。このころになりますと石原教授はせん断モードの影響に注目され、三軸伸張試験および中空ねじり試験での砂の非排水挙動を調べるように指示されました。三軸伸張試験についてはもっぱら上原修二氏(運輸省港湾局、もと東京大学工学部)に担当していただき、豊浦砂の三軸圧縮・伸張試験(表4.1・表4.2のうち、実験番号にuのつくもの)、川岸町砂と釧路町砂の三軸圧縮試験(低圧部)・三軸伸張試験を行っていただきました(上原,1994)。中空ねじりせん断試験についてはまず操作の容易な単純せん断試験を行うこととし、特に大変形挙動を観察する目的から供試体高さは10cmと低いものを用いました。この一連の単純せん断試験(表6.2)では、山内理雅氏(東京大学大学院)に共同研究者として実験を手伝っていただきました(山内,1994)。

これらの実験と平行して、さらに複雑な応力制御に耐えうる中空ねじりせん断試験装置の開発に取り組みました。この応力制御装置の開発には1年間近くかかりましたが、平成6年の後半には実用的なレベルに到達しましたので、平成6年9月から平成7年1月にかけて本研究の目玉である主応力方向・中間主応力一定せん断試験を実施しました。William Vargas氏(東京大学大学院)には、主応力方向・中間主応力一定せん断試験(表5.1~5.6)、および単純せん断試験の一部(表6.1のうち、実験番号が数字だけのもの)について実験を手伝っていただきました。

平成7年3月には石原教授が退官されました。この時期論文をまとめるにあたり、より広範囲の密度条件での乾燥堆積法による豊浦砂の三軸圧縮・伸張試験データの必要性が感じられましたので、井藤嘉教氏(株式会社興和、もと千葉工業大学)に実験をお願いしました(井藤,1996)。井藤氏は練習も含めると100本以上かと思われる実験量をこなし、大変に有用で信頼性のあるデータを大量に提供していただきました(表4.1・表4.2のうち、実験番号が数字だけのもの)。また、三軸試験と中空ねじり試験を比較しある程度定量的な検討を行うためには高さ20cmの中空供試体による単純せん断試験データの必要性が感じられましたので、内田陽介氏(松下電器株式会社、もと東京大学工学部)と一緒に再び単純せん断試験を行いました(表6.1のうち、実験番号にaのつくもの)。内田氏は大変に立派な卒業研究発

表を行いましたので、指導者としても大いに面目をほどこしました。

また、本年6月にワークショップにおいて本研究の一部を発表したところ、そのセッションの座長をつとめておられたW.D.L.Finn教授(University of British Columbia)に高く評価していただきましたので大いに力づけられました。

本研究全般を通じ周郷啓一技官には終始実験・研究の遂行にご協力いただきました。秘書の平野文子様、朝妻尚子様、猪俣靖子様、駒井祥代様にはいろいろな事務手続きをお願いいたしました。豊田浩史博士(長岡技術科学大学、もと東京大学大学院)は私とは同期生で、学生時代からのよき相談相手であります。現在東京大学大学院博士課程のJorge Meneses氏、Krishna Prasad氏、Abbas Ghalandarzadeh氏からは本研究に関して有益なご意見をいただきました。そのほか本研究の期間中、原田健二博士(不動建設株式会社、もと東京大学工学部助手)をはじめとする東京大学土質研究室の教職員・研究員・留学生・卒業生のみなさまにお世話になっております。

両親には、私の研究生活のために常に最大限の配慮をいただきました。末筆ながら感謝申し上げます。

平成8年8月15日

吉嶺 充俊

