

粘土の非排水繰返しせん断特性に  
関する研究

平成7年3月

杉山 太宏

山口大学大学院工学研究科



# 目 次

## 第1章 序 論

1. 1	研究の背景	1- 1
1. 2	本研究の目的と内容	1- 3
1. 3	既往の研究	1- 5
1. 3. 1	粘土の繰返しせん断特性に関する研究	1- 5
1. 3. 2	粘土の静的せん断特性に関する研究	1-10
	参考文献	1-12

## 第2章 試料・実験方法・試験条件

2. 1	概 説	2- 1
2. 2	試料の物理的性質	2- 2
2. 3	試験装置の概要	2- 5
2. 3. 1	繰返し三軸圧縮試験機	2- 5
2. 3. 2	三軸圧縮試験機	2- 6
2. 4	実験方法	2- 8
2. 4. 1	予備圧密	2- 8
2. 4. 2	繰返し非排水三軸圧縮試験	2- 8
2. 4. 3	非排水三軸圧縮試験	2-10
2. 5	試験条件	2-10
2. 5. 1	繰返し載荷の試験条件	2-10
2. 5. 2	単調載荷の試験条件	2-14
2. 6	本章の要約	2-16
	参考文献	2-16

### 第3章 粘土の非排水せん断挙動

3.1	概説	3-1
3.2	単調載荷での非排水せん断挙動	3-2
3.2.1	不攪乱と再構成	3-2
3.2.2	過圧密粘土の非排水せん断挙動	3-5
3.2.3	初期せん断を受ける粘土の非排水せん断挙動	3-11
3.2.4	限界状態と強度定数	3-16
3.3	繰返し載荷での非排水せん断挙動	3-22
3.3.1	試験結果の例	3-22
3.3.2	試験結果の整理法	3-22
3.4	本章の要約	3-25
	参考文献	3-27

### 第4章 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす諸要因

4.1	概説	4-1
4.2	周波数の影響	4-3
4.3	粘土の物理特性の影響	4-8
4.4	圧密履歴の影響	4-13
4.4.1	過圧密の影響	4-13
4.4.2	拘束圧の影響	4-19
4.5	本章の要約	4-25
	参考文献	4-27

### 第5章 初期せん断を受ける粘土の非排水繰返しせん断特性

5.1	概説	5-1
5.2	正規圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動	5-3
5.3	過圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動	5-8

5. 4	間隙水圧と軸ひずみに及ぼす初期せん断の影響	5-11
5. 4. 1	間隙水圧および軸ひずみと繰返し回数との関係	5-11
5. 4. 2	軸ひずみと有効応力比との関係	5-16
5. 5	非排水繰返しせん断強度特性	5-20
5. 6	本章の要約	5-27
	参考文献	5-29

## 第6章 繰返しせん断時のひずみおよび間隙水圧のモデル化

6. 1	概説	6-1
6. 2	粘土の非排水繰返しせん断強度の評価	6-3
6. 2. 1	静的せん断強度と繰返しせん断強度の対応	6-3
6. 2. 2	破壊の定義	6-6
6. 3	せん断ひずみおよび間隙水圧の評価	6-12
6. 3. 1	せん断ひずみと間隙水圧の定量化	6-12
6. 3. 2	予測手法と予測結果	6-18
6. 4	繰返し三軸圧縮試験結果の土構造物の安定計算への適用	6-25
6. 4. 1	解析対象事例	6-26
6. 4. 2	震度法円弧すべり計算法および計算結果	6-30
6. 5	繰返し載荷後の再圧縮特性の評価	6-38
6. 6	本章の要約	6-43
	参考文献	6-45

## 第7章 結論

謝辞



# 第 1 章 序 論

## 1. 1 研究の背景

わが国は、世界でも有数の地震国であり、近年も釧路沖地震や北海道南西沖地震が発生し多くの犠牲者を出している。マスメディアは、被害の状況を盛んに報道するとともに、砂地盤の液状化現象に着目し、その発生機構を簡単な模型により紹介していたことは記憶に新しい。今日では地震と液状化の関係、すなわち地震による砂地盤の危険性が広く認識されている。

1964年の新潟地震を契機に砂質土地盤の液状化の問題や地震応答解析手法ならびに解析上必要となる各種の動的変形特性に関する研究が盛んに行われてきた。吉見は<sup>1)</sup>その著書の中で、新潟地震以降の15年間を”液状化研究の黄金時代”と表現しているが、この成果を各機関がまとめ、示方書及び耐震設計指針<sup>2)-6)</sup>などが策定されたことにより、地盤や構造物の耐震設計技術においては先進的な立場にある。ところが、これらの設計指針においては、砂地盤の液状化に主眼が置かれ(勿論、砂地盤の液状化に留意した検討は重要であるが)、軟弱な粘土地盤に関しては、耐震上問題があることが指摘されているにも拘らずその具体的な方法はなんら明記されていない。この理由の一つとして、砂地盤では液状化という噴砂を伴った破壊現象を示すのに対し、粘土地盤では破壊状態が確認されにくいことや、日本の沖積粘土はその堆積環境から上層部に緩い砂を載せていることが多いため、より印象的な砂の液状化問題に注目が集まり、砂の研究に重点が置かれたことによるものと考えられる。また、粘土には砂が有さない粘着力があるために、液状化によって破壊に至るといふ現象は考えにくいという先入観から、粘土を対象としたこれまでの実験データが砂に比べ少ないことも理由の一つと思われる。例えば、粘土地盤が破壊していたとしても、これが被災原因の一つであると断定できない場合もあったのではないかと考えられる。すなわち、粘土の耐震設計法確立のために必要となる詳細な調査ならびに実験データが、現時点において不足していることが一番の大きな理由ではないか、と想像される。

これまでの液状化の評価方法は、主に水平地盤の側方応力を対象としたもので、垂直応力ならびに初期せん断応力が作用するような条件にある構造物や盛土の基礎地盤を対象としたものではない。したがって、この評価方法により、粘土地盤上の構造物が砂地

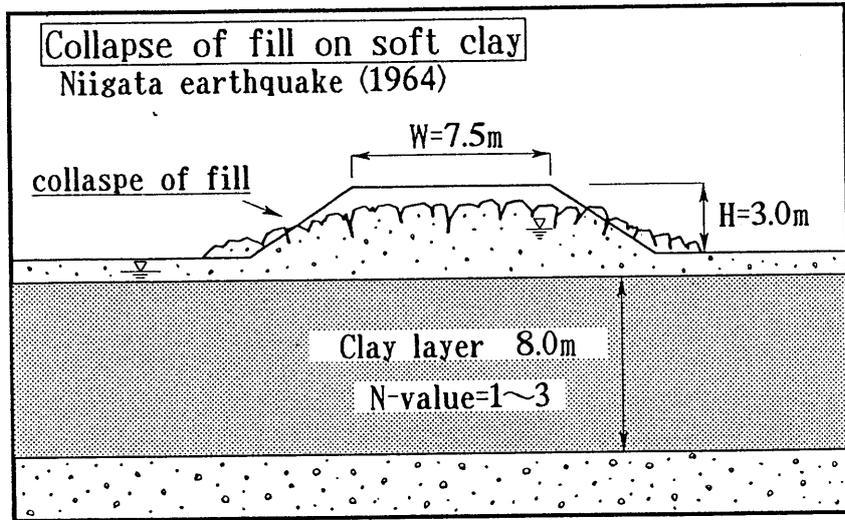


図 1 - 1 新潟地震における最上川大宮地区堤防盛土の被害事例<sup>1)</sup>

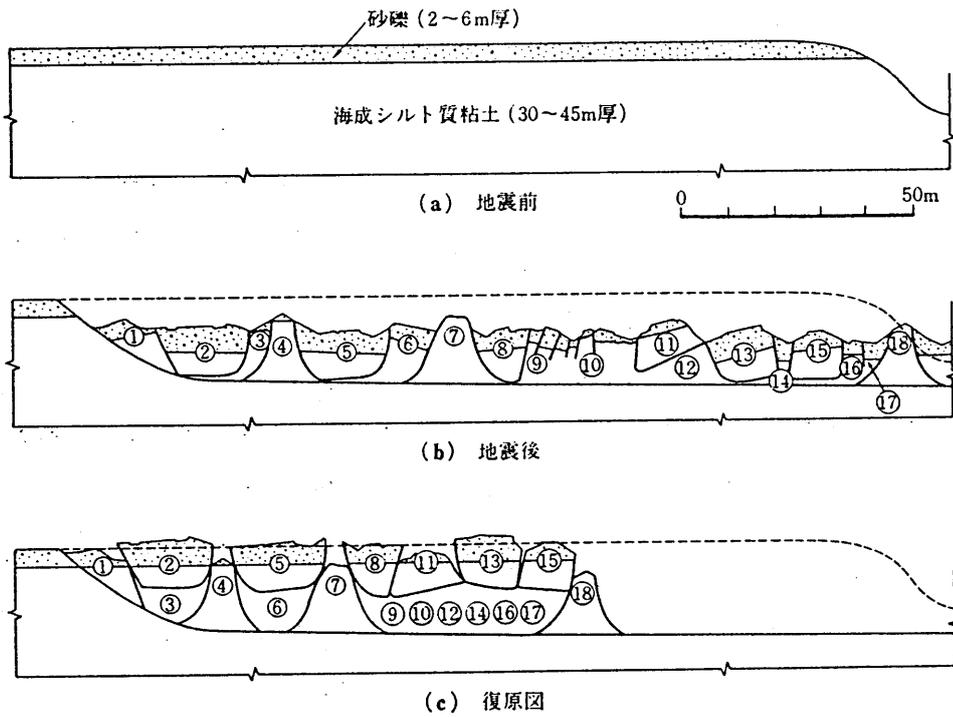


図 1 - 2 アラスカ地震におけるターナゲインハイツ沿岸の崩壊 (文献6)より引用)

盤上よりも安定した状態にあるという判定を下すようなことは、非常に危険なことと言わざるを得ない。粘土地盤の震災例としてこれまでに、1964年のアラスカ地震ではクイッククレイ上にあった台地が長さ2400m、幅約 300mにわたり大規模な滑り崩壊を起こし<sup>7)</sup>、1985年のメキシコ地震においては、粘土地盤そのものあるいは粘土層を含む地盤において変形の増幅を伴う大きな揺れのために構造物などに甚大な被害を及ぼしたことが報告されている<sup>8)・9)</sup>。国内においても 1964年の新潟地震、1968年の十勝沖地震、1978年の宮城県沖地震ならびに1983年の日本海中部地震などにおいて粘土地盤上の道路・鉄道盛土の被害が多数報告されており<sup>10)・11)</sup>、その被害状況は、軟弱な粘土層厚が厚いほど甚大なものとなっているようである(図1-1、2)。また、粘土地盤上に築造された盛土の交通荷重による沈下現象などは重要な問題として古くから取り上げられており<sup>12)~16)</sup>、本質的なメカニズムの解明を見ないまま今や慢性的問題になりつつある。その他にも、波浪による影響として、例えば、ミシシッピデルタの海底斜面の地すべり<sup>17)</sup>あるいは北海油田の開発に伴う海底粘土地盤上に建設される石油掘削プラットフォームの沈下の事例<sup>18)</sup>や対応<sup>19)・20)</sup>、防波堤の安定性の検討<sup>21)</sup>などが挙げられる。このように、粘性土の動的問題は、これまで必ずしも砂の液状化のようにドラスティックな問題として取り上げられてはいないが、今後ますます顕在化してくるものと予想されると同時に、統一的な設計指針の確立が望まれる。

## 1. 2 本研究の目的と内容

本研究では、以上の背景を踏まえ基礎的研究という立場から、粘土の非排水繰返しせん断特性に与える物理特性(塑性指数)、初期応力状態(有効拘束圧、過圧密比、初期せん断応力、応力履歴)、外的荷重条件(繰返し回数、周波数)の影響について実験的に検討することを主目的としている。特に初期せん断応力の影響については、粘土の動的問題が支持力問題に帰着すると考え、砂の挙動と比較しながら詳細に検討を行う。また、非排水繰返し三軸試験とともに静的非排水三軸試験を実施し、繰返しせん断特性について両者の対応をはかる。さらに、様々な初期応力条件下にある粘土の非排水繰返しせん断挙動を統一的に評価できる予測手法を提案しその妥当性を示す。この予測手法を組み込んだ安定計算を行い、地震による盛土の実被害事例とモデルケースに応用することにより実際問題への適用を試みる。

本論文は、本章を含めて以下の7つの章から構成されている。

第 1 章 序 論

第 2 章 試料・実験方法・実験条件

第 3 章 粘土の非排水せん断挙動

第 4 章 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす諸要因

第 5 章 初期せん断を受ける粘土の非排水繰返しせん断特性

第 6 章 繰返しせん断時のひずみおよび間隙水圧のモデル化

第 7 章 結 論

本章では、粘土に関する従来の諸研究を概観し、研究の現状と問題点を整理するとともに、本研究の背景、位置づけならびに検討課題や着眼点を明確に示す。

第 2 章では、実験に用いた数種の粘土の物理特性を示して、その特徴を明確にする。次に、本研究が粘土の繰返しせん断特性の基礎的把握を行うことを目的にしていることから、用いた三軸試験機と実験方法及び試験条件について述べる。

第 3 章では、まず、圧縮および伸張領域における粘土の静的非排水せん断挙動に与える拘束圧、初期せん断応力、過圧密比の影響について述べる。また、繰返しせん断挙動を軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴や応力～ひずみ関係及び有効応力径路を示しながら、粘土において生じる特徴的な挙動について解説する。

第 4 章では、等方正規圧密ならびに過圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動を軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴や応力～ひずみ関係及び有効応力径路を示すことにより検討する。また、繰返し応力の影響を明らかにするために、種々の大きさから成る繰返し応力を与えた実験結果について、残留間隙水圧及び軸ひずみ両振幅と繰返し回数との関係で整理を行う。さらに、周波数の違い、不攪乱試料と再構成試料、塑性指数 $I_p$ および拘束圧の違いが軸ひずみ両振幅と有効応力比の関係や繰返しせん断強度に及ぼす影響について説明する。

第 5 章では、まず、異方正規圧密および異方過圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動を軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴や応力～ひずみ関係及び有効応力径路を示すことにより検討した後、残留間隙水圧とピーク軸ひずみに及ぼす初期せん断の影響を繰返し回数との関係で表すことにより明らかにする。次に、繰返し载荷により残留し発達していくせん断ひずみを定量化するため、繰返し応力各サイクルピーク時の有効応力比と対応するせん断ひずみとの関係について整理を行う。さらに、強度の規定を行い、それを繰

返し回数または初期せん断応力比との関係で表すことにより、異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度特性を明らかにする。ここでは、異方圧密された豊浦標準砂の結果と対比することによって、粘土が砂に比べ動的に安定であるか否かについて明らかにする。

第 6 章では、まず、繰返しせん断強度と静的せん断強度を対応づけることによって、過圧密比、初期せん断応力比によらない繰返し強度線が得られることを示す。有効応力径路に基づく破壊の定義を行い、繰返し強度を繰返し回数、初期せん断応力比と過圧密比の関数形で定式化することを試みる。そして、第 4 章、第 5 章で得られた知見に基づく、ひずみと間隙水圧の定量化を行った後、非排水繰返しせん断により発生する等方及び異方正規圧密粘土と等方及び異方過圧密粘土の残留間隙水圧ならびにピーク軸ひずみの予測を行い、実験結果と比較することによって提案する予測手法の妥当性を論じる。さらに、実際問題への応用として、提案モデルを組み込んだ円弧すべり解析法を作成する。これを地震により崩壊した粘土地盤上の盛土に応用し、安定解析を行うことによってその妥当性について検討する。また、繰返しせん断停止後の再圧縮量が提案した間隙水圧予測式によって、任意の繰返し回数、繰返し応力、初期せん断応力、過圧密比について推定できることを示す。

第 7 章は、以上の結果を要約して結論とする。

### 1. 3 既往の研究

#### 1. 3. 1 粘土の繰返しせん断特性に関する研究

1966年Seed & Chan<sup>2)</sup>は地震時における構造物基礎粘土地盤の安定性を評価するため、いくつかの粘土に対し非排水繰返し三軸試験を行い繰返しせん断特性についての研究を行った。構造物下の応力状態を再現するため粘土に初期せん断応力を作用させ、この状態で繰返しせん断応力を所定の回数加え、発生するひずみに対し両者を加え合わせた応力を動的強度と定義した。この方法で得られた動的強度と静的強度との大きさを対比させ両者の違いについて調べている。そして、粘土の動的強度は、初期せん断応力の大きさ、繰返し回数、載荷方法、載荷速度に影響され、拘束圧に比例的であること等を示した。この研究を契機に粘土を対象にした繰返しせん断特性に関する研究が行われるようになった。

以下では、次の点に着目し既往の研究成果と現状について概観する。

- (1) 物理特性と繰返しせん断特性に着目した研究
- (2) 初期応力状態ならびに外的荷重条件と繰返しせん断特性に関する研究
- (3) 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断特性に関する研究
- (4) 繰返しせん断による間隙水圧・軸ひずみの評価に関する研究
- (5) 繰返しせん断試験結果の土構造物の安定計算への適用に関する研究
- (6) 繰返し履歴後の圧縮・せん断特性に関する研究

(1) 物理特性と繰返しせん断特性に着目した研究

物理特性のうち液性限界と塑性指数は、特に粘性土の特徴的要素として位置づけられ、この大小により圧縮性、ダイレイタンス、体積変化率、透水性ならびに乾燥強さを表す指標となる。特に塑性指数は、古くから粘土の強度特性や変形特性と関連づけられている。Ishihara & Yasuda<sup>23)</sup>、大根田ら<sup>24)</sup>・<sup>25)</sup>、松尾ら<sup>26)</sup>は繰返しせん断強度と静的強度との比に対する塑性指数との関係を種々の粘性土に対して調べ、ばらつきはあるものの塑性指数の高い粘土ほど強度比が大きくなることを示している。兵動ら<sup>27)</sup>は、塑性指数の異なる3種類の再構成した粘土で有効拘束圧で正規化した繰返しせん断強度と塑性指数の関係について調べ、Ishiharaらや大根田らと同様の結果を得ている。また、繰返し回数と軸ひずみならびに間隙水圧の関係は、塑性指数の大きなものほどその発生が遅くなることを示している。

(2) 初期応力状態ならびに外的荷重条件と繰返しせん断特性に関する研究

つぎに、初期応力状態に関して、Seedら<sup>22)</sup>、大根田ら<sup>28)</sup>、大原ら<sup>29)</sup>は正規圧密粘土では有効拘束圧と繰返しせん断強度が比例関係にあることを示している。一方、兵動ら<sup>30)</sup>・<sup>31)</sup>は、過圧密粘土ではこの比例関係は見い出されず、拘束圧が等しい場合には過圧密比が大きいほど繰返しせん断強度は大きくなること、また過圧密比と繰返しせん断強度は両対数軸上において直線で表されることを示した。

外的荷重条件については、主に粘土特有の載荷速度依存性に着目した研究が多く行われている。これらはいずれも急速載荷の場合に静的強度が大きくなるのと同様に、載荷周波数が高くなるほど繰返しせん断強度も大きくなることを示したものが多い。大根田ら<sup>24)</sup>・<sup>25)</sup>・<sup>28)</sup>は、4種類の粘土に対し周波数を種々に変化させた繰返し単純せん断試験を行い、繰返しせん断強度は載荷周波数が1/10になると約10%減少すること、繰返し強度と周期の間には片対数上で直線的減少傾向があり、この傾向は繰返し回数によらず

一定であることを示した。Procter & Kaffaf<sup>32)</sup> は、1/120Hzと 0.1Hzの周波数における繰返し強度を比較し、前者の方が後者に比べ約30%程度低下することを示したうえで、この理由として粘土のクリープ効果を挙げている。山本ら<sup>33)</sup> は周波数を0.1Hz~0.01Hzまで4種類に変化させた実験を行い、周波数と繰返しせん断強度は直線的には増加せずある範囲を有しながら変化することを示している。また、松井ら<sup>34)</sup> は、非排水繰返しせん断を受けた粘土の間隙水圧は、繰返し回数とともに増加し、同じ繰返し回数に対しては載荷速度が遅いほど、また同じ載荷時間に対しては載荷速度が速いほど大きく発生することを示した。従って、載荷速度が異なる場合の過剰間隙水圧は、繰返し回数によっても載荷時間によっても一義的に表すことができないとしている。

このような粘土の載荷速度依存性は、供試体内部のひずみや間隙水圧の不均一性に一因があると考えられると同時に、粘土供試体の要素性に着目すれば試験精度を著しく低下させることが予想される。伊藤ら<sup>35)</sup> は、超小型間隙水圧計を粘土供試体の中央部に埋め込み繰返し試験を行い、供試体中央部の間隙水圧は、最終的には拘束圧に等しいまで上昇することを明らかにし、飽和粘土の間隙水圧挙動は飽和砂と定性的には同じで飽和粘土も液状化するとした。兵動ら<sup>31)</sup> は、周波数の異なる供試体の破壊直後の含水比を5層に分け測定しそのばらつきに着目して、要素性に重点をおいた試験を行うには0.02 Hz以下の周波数を採用すべきであるとしている。また松井ら<sup>36)</sup> は、供試体中央部の軸ひずみを測定し、周波数が 0.5Hzと0.05Hzのいずれにおいても、供試体中央部の軸ひずみの方が供試体全体の軸ひずみより大きな値をとり、特に圧縮側においてその傾向が強いことを明らかにした。

### (3) 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断特性に関する研究

つぎに、異方圧密粘土の繰返しせん断特性に関しては、初期せん断応力の影響が粘土の繰返しせん断強度に対し重要な要因であることを多くの研究者が述べている<sup>22), 23)</sup>。小川ら<sup>37)</sup> は、ひずみ基準に着目し異方圧密粘土の降伏に与える塑性ひずみ、軸ひずみ振幅の影響について繰返し回数と関係を調べ検討を行った。その結果、降伏回数はいずれのひずみを規準にしても、ほぼ同じ載荷回数で表されることを明らかにした。O-hara & Matsuda<sup>38)</sup> は、粘土の繰返しせん断強度は初期せん断の増加にともない増大すること、間隙水圧は初期せん断応力の作用により発達を抑えられ有効拘束圧とは等しくならぬことを示した。長谷川ら<sup>39)</sup> は、初期せん断が作用すると異方性の土粒子構造により、

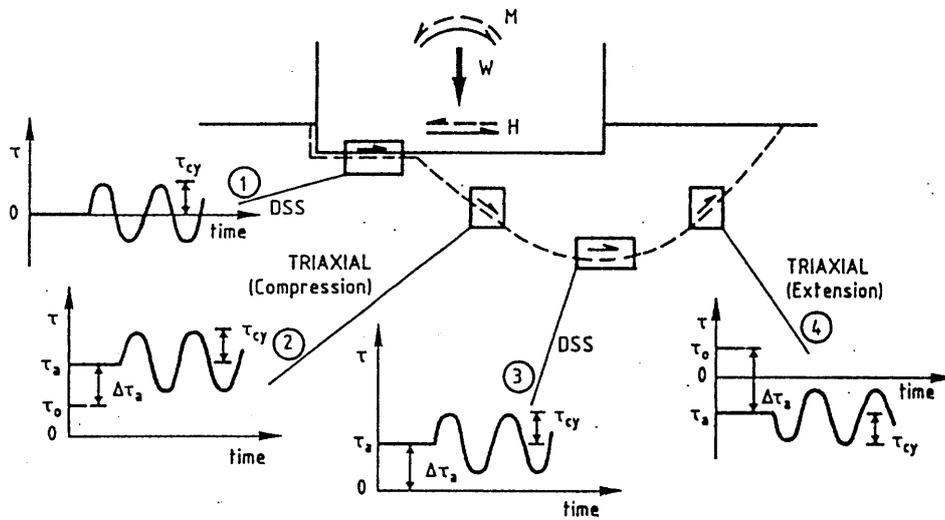


図 1 - 3 破壊面内での応力の概念図 (文献<sup>20)</sup>・<sup>21)</sup>より引用)

1 サイクル目の軸ひずみが大きくなり、ひずみ増分と繰返し回数との関係を利用すると破壊を定義するひずみ規準が明瞭になることを明らかにした。Andersenら<sup>19)</sup>・<sup>20)</sup>は、破壊面に沿った初期応力状態の異なる要素に対し図 1 - 3 のような簡略化した応力状態を想定した。繰返し三軸及び単純せん断試験を行うにあたっては、この初期応力状態の違いを考慮し、初期せん断応力と繰返しせん断応力を様々に組み合わせる必要があるとした。この試験結果から繰返し荷重に対する基礎地盤の支持力を評価する簡便な手法を提案している。また、兵動ら<sup>40)</sup>・<sup>41)</sup>・<sup>42)</sup>は、構造物の基礎となる粘土地盤を想定し、再構成粘土に種々の初期せん断応力を作用させて、繰返し応力比と初期せん断応力比の関係を調べ同条件の飽和砂の挙動<sup>43)</sup>と比較した。その結果、初期せん断応力比が高くなるほど粘土の繰返し応力比は低下していき飽和砂の挙動とは逆の結果になることを示し、構造物下にある粘土の危険性を指摘した。

#### (4) 繰返しせん断による間隙水圧・軸ひずみの評価に関する研究

繰返しせん断により発生する過剰間隙水圧ならびに軸ひずみの大きさを調べたものとして、松井ら<sup>34)</sup>は、粘土の平均主応力一定繰返し載荷試験を行い、クリープ挙動の予

測に対する Singh・Mitchell<sup>44)</sup>の方法を参考に過剰間隙水圧挙動の推定式を導いている。Andersenら<sup>20)</sup>は、いくつかのひずみレベルで規定した強度線の重ね合わせによる簡単なひずみ振幅の予測手法を提案し、海洋プラットフォームの安定設計に適用している。西ら<sup>45)</sup>、Malekら<sup>46)</sup>は、繰返し載荷により発生する最大間隙水圧を評価する予測式を提案している。Malekらは波浪により静的及び非排水繰返し荷重を受けるテンションレグプラットフォーム下の粘土基礎地盤の挙動を把握するために、非排水繰返し単純せん断試験を行い発生する間隙水圧が最終的にある値に収束することを示し、この時の有効応力径路から幾何学的に破壊時の間隙水圧を評価できるとした。また、兵動ら<sup>31)、42)、47)</sup>は、せん断を受ける飽和砂の予測モデル<sup>43)、48)</sup>を応用しさらに改良を加え<sup>49)、50)</sup>、正規圧密と過圧密粘土の間隙水圧およびひずみが一貫した手法により同一の予測モデル推定できることを示している。

#### (5) 繰返しせん断試験結果の土構造物の安定計算への適用に関する研究

繰返しせん断試験により得られた強度特性を土構造物の地震時安定解析法にいかに取り込んだらよいか重要な問題である。動的強度を利用した地震時の安定計算方法には未だ確立されたものがないが、代表的なものとしてSeedら<sup>22)</sup>や石原<sup>51)</sup>の方法がある。石原の方法はSeedらの考え方を若干簡略化したもので、静的強度を用いた円弧すべり法により得られる安全率の逆数が、想定されるすべり面での初期せん断応力比と仮定することにより、条件に対応する繰返しせん断強度を三軸試験から求めて震度法による安定計算を行うものである。この方法を地震被災事例に適用し、静的強度等から得られた安全率と比較することが松尾ら<sup>26)、52)</sup>、古賀ら<sup>53)</sup>、谷口ら<sup>54)</sup>、初倉ら<sup>55)</sup>により行われており、いずれも被害状況とよく合う(安全率が1に近い)ことが示されている。一方、藤井ら<sup>56)</sup>は石原の方法を応用し初期せん断応力を種々に変化させた試験により得られた繰返しせん断強度<sup>40)、41)</sup>を利用する安定計算方法を提案している。これは、予めすべり面を想定することなく初期せん断応力比と繰返しせん断応力比の組み合わせにより計算を行うもので、新潟地震による被害事例に適用しその有用性を示している。また、佐々木<sup>10)</sup>らは、地震により発生した粘性土地盤上の被害程度に関する既応資料が不足していることを憂慮し、過去の地震による133箇所の盛土の被害事例を収集整理している。この中から特に軟弱な粘土層を基礎地盤とした盛土の17事例について安定計算を行い、得られた結果と被害の程度とを関係づけている。

### (6) 繰返し履歴後の圧縮・せん断特性に関する研究

これは、飽和した粘土が繰返しせん断履歴を与えられた後に、どのような圧縮、せん断挙動を示すのかを調べるものである。Azzouzら<sup>57)</sup>は、繰返し応力履歴を受けた粘土の静的せん断挙動は応力解放による過圧密粘土に類似したストレスパスを示し、その程度は履歴の大きいものほど顕著になることを示した。Andersenら<sup>58)</sup>、安原ら<sup>59)</sup>は、非排水繰返しせん断後の排水により、正規圧密粘土は強度が増加し、過圧密粘土では逆に強度が低下すると述べている。また、安原ら<sup>60)</sup>、松井ら<sup>61)</sup>は、繰返し载荷中の過剰間隙水圧がわかると载荷直後のせん断強度が予測できることを示し、繰返し载荷の影響は強度よりもむしろ変形特性に大きく影響するとしている。

繰返しせん断によって粘土供試体内に蓄積した間隙水圧は、排水させることによって消散していき、粘土供試体は体積変化を生じる。この現象は地震後に生じる粘土地盤の沈下や、波浪による海洋構造物基礎地盤の沈下問題に適用される。Yasuharaら<sup>62)</sup>、O-haraら<sup>63)</sup>は、非排水繰返しせん断後の再圧密によって生じるひずみは、過剰間隙水圧と一義的な関係があることを示し、この予測式を提案している。さらに、Yasuharaら<sup>64)</sup>は、過圧密粘土の再圧縮ひずみは生じた間隙水圧比が同じであれば正規圧密粘土のそれとほとんど変わらず、間隙水圧比によって一義的に決まることを示している。

### 1. 3. 2 粘土の静的せん断特性に関する研究

ここでは、静的せん断特性影響を与える要因として特に、塑性指数、载荷速度および過圧密履歴に着目しせん断強度との関係について調べられた研究結果について述べる。

まず塑性指数 $I_p$ について、Mitchell<sup>64)</sup>は、正規圧密粘土の内部摩擦角 $\phi'$ 値は活性が高く塑性指数の高い粘土ほど低下することを示した。一方、土田ら<sup>65)</sup>は、 $\phi'$ と $I_p$ の間に顕著な関係は見い出せず、さらに伸張時の $\phi'$ は圧縮時に比べ $8\sim 12^\circ$ 大きくなることを示した。粘土の非排水せん断強度と塑性指数の関連性については、はじめSkempton<sup>66)</sup>により行われた。この関係を海性粘土の原位置ベーンせん断強度と有効上載圧の比で表し定式化している。しかし、柴田<sup>67)</sup>は三軸圧縮試験から求めた強度増加率 $C_u/p$ と $I_p$ との間に、ユニークな関係は見出し難いとしている。

つぎに载荷速度に関して、Bjerrum<sup>68)</sup>は正規圧密粘土の静的非排水強度はひずみ速度の対数に対して直線的に増加することを示した。また、網干ら<sup>69)</sup>は静的非排水三軸圧縮試験から、粘土供試体端面付近の間隙水圧は中央部より高いが、端面に作用する摩擦

を軽減することによりその差は小さくなり、さらに、ひずみ速度を小さくすると間隙水圧はより均一になると述べている。また、荒井ら<sup>70)</sup>は、ひずみ速度0.1%/minで単調せん断を行えば粘土供試体内の不均一な間隙水圧が均一化する時間があることを明らかにした。

Roscoeら<sup>71)</sup>は、Weald clayに対する $OCR \leq 8$ の三軸試験結果<sup>72)</sup>の最終点は、 $p \sim q$ 面上のある応力比の直線上にすべてが存在すること、さらに、含水比 $w$ と平均有効主応力 $p$ の関係も、過圧密比や拘束圧の違いによらず一義的な曲線関係が存在し、その曲線は正規圧密曲線と平行であることを示した。Schofieldら<sup>73)</sup>は、この状態を結ぶ線を限界状態線とし、 $p \sim q$ 、 $e \sim \log p$ 面上で土の応力履歴や排水条件によらない直線で表されるとした。一方、Andersenら<sup>74)</sup>は、 $OCR \leq 10$ のドラメン粘土に対して三軸圧縮伸張試験を行い、軸ひずみ10%で規定された過圧密試料圧縮伸張の有効応力径路の破壊崩絡線は、正規圧密の勾配に等しく、さらに粘着項を有する直線で表されることを示している。

Mitachiら<sup>75), 76), 77)</sup>、Mayne<sup>78)</sup>は、過圧密履歴を受けた粘土試料の $S_u/p_o$ と過圧密比 $OCR$ の関係を次式で表した。

$$\frac{(S_u/p_o)_o}{(S_u/p_o)_N} = OCR^\Lambda \quad (1-1)$$

ここに $\Lambda$ は定数で、0、 $N$ は過圧密および正規圧密条件を表し、 $\Lambda$ を予測することができれば、正規圧密粘土の非排水せん断強度を求めることにより、任意の過圧密比の非排水せん断強度を推定可能なため、 $\Lambda$ は次のような定式化がなされた<sup>75)</sup>。

$$\Lambda = 1 - \frac{C_{si}}{C_{ci}} = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (1-2)$$

ここに、 $C_{ci}$ 、 $C_{si}$ は等方応力条件下の圧縮、膨張指数であり、 $\lambda$ 、 $\kappa$ はそれぞれ等方圧密、等方膨張線の傾きである。しかし、 $C_{si}$ が過圧密比にある程度依存していること、 $C_{ci}$ 、 $C_{si}$ を得るためには、圧密応力の異なるいくつかの等方圧密膨張試験を行う必要があることから、式(1-2)をそのまま用いるには問題があるとしている。そこで、これに代わる方法として粘土のダイレイタンス特性を応力比の関数で表し<sup>76)</sup>、これに修正カムクレイ理論を適用して次式を与えている<sup>77)</sup>。

$$\Lambda = -\ln\left(\frac{S_u}{p_o} \cdot \frac{2}{M}\right) / \ln 2 \quad (1-3)$$

参 考 文 献

- 1) 吉見吉昭：砂地盤の液状化、技報堂出版、1980.
- 2) 日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説、V耐震設計編、1990.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、改訂版、1989.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988.
- 5) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説、基礎構造物抗土圧構造物、1986.
- 6) 日本瓦斯協会：L N G地下式貯槽指針、1979.
- 7) Walker, B. et al.: Planet Earth - EARTHQUAKE, Time-Life Books, 1982.
- 8) Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A. and Lysmer, J.: Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the Earthquake of September 19, 1985, Report No. UCB/EERC-87/15, Univ. of California, Berkeley, 1987.
- 9) Mendoza, M.J. and Auvinet, G.: The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Behaviour of building foundations in Mexico City, Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 4, pp. 835-852, 1988.
- 10) 佐々木 康・谷口栄一・松尾 修・館山 悟：土構造物の地震被害事例、土木研究所資料、第1576号、1980
- 11) 古賀泰之・伊藤良弘・島津多賀夫：地震による盛土の被災・復旧事例調査報告書、土木研究所資料、第2716号、1989
- 12) 長井健・畑又佐男・松崎幸一・岡本憲三：交通荷重による盛土の振動と沈下について、第7回土質工学研究発表会講演集、pp. 241-244, 1972.
- 13) Yamanouchi, T. and Yasuhara, K.: Settlement of clay subgrades of low bank roads after opening to traffic, Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Vol. 1, pp. 115-119, 1979.
- 14) 久楽勝行・三木博史・真下陽一・関一雄：軟弱地盤の低盛土道路の沈下とその対策、土木技術資料, 22-8, pp. 13-17, 1980.
- 15) Hyde, A.F.L. and Brown, S.F.: The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading, Geotechnique, Vol. 26, No. 1, pp. 173-184, 1976.
- 16) Raymond, G.P., Gaskin, P.N. and Addo-Abedi, F.Y. : Repeated compressive loading of Leda clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, No. 1, pp. 1-10, 1979.
- 17) Henkel, D.J.: The role of waves in causing submarine landslides, Geotechnique, Vol. 20, No. 1, pp. 75-80, 1970.
- 18) Eide, O., Andersen, K.H. and Lunne, T.: Observed foundation behavior of concrete gravity platforms installed in the North Sea, 1973-1978, Proc. Int. Conf. on the Behaviour of Off-shore Structures, Vol. 2, pp. 435-456, 1979.
- 19) Andersen, K.H., Kleven, A. and Heien, D.: Cyclic soil data for design of gravity structures, Proc. ASCE, Vol. 114, No. GT5, pp. 517-539, 1988.
- 20) Andersen, K.H. and Lauritzsen, R.: Bearing capacity for foundations with

- cyclic loads, Proc. ASCE, Vol.114, No.GT5, pp.540-555, 1988.
- 21) Yasuhara, K., Satoh, K. and Hyodo, M.: Wave-induced pore pressure and deformation in seabed clay, Proc. GEO-COAST91, pp.667-672, 1991.
- 22) Seed, H.B. and Chan, C.K.: Clay Strength under Earthquake Loading Conditions, Proc. ASCE, SM2, pp.53-78, 1966.
- 23) Ishihara, K. and Yasuda, S.: Cyclic Strengths of Undisturbed Cohesive Soils of Western Tokyo, Proc. of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp.57-66, 1980.
- 24) 大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章: 振動単純せん断試験による粘性土の繰返し強度特性について, 港湾技術研究所報告, 第23巻, 第4号, pp.71-94, 1984.
- 25) 梅原靖文・大根田秀明・樋口嘉章: 粘性土の動的強度特性に関する周期の影響, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp.1715-1716, 1982.
- 26) 松尾 修・唐沢安秋・古賀泰之: 粘土の動的強度特性に関する繰返し三軸試験報告書, 土木研究所資料, 第2160号, 1985.
- 27) 兵動正幸・安福規之・村田秀一・河田頼治・杉山太宏: 塑性指数の異なる粘性土の非排水繰返しせん断挙動について, 第28回土質工学研究発表会, pp.1021-1022, 1993.
- 28) Oneda, H., Umehara, Y. and Higuchi, Y.: Cyclic Strength of Marine Clays under Simple Shear Conditions, 第6回地震工学シンポジウム講演集, pp.669-672, 1982.
- 29) 大原資生・藤井信夫: 粘性土の動的性質について, 土木学会第40回年次学術講演会概要集, pp.146-147, 1974.
- 30) 山本陽一・兵動正幸・杉山太宏・河田頼治: 過圧密された五日市粘土の非排水せん断繰返し強度について, 土木学会第44回中国四国支部講演集, pp.376-377, 1992.
- 31) 兵動正幸・杉山太宏・山本陽一・河田頼治: 繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価, 土木学会論文集, 第487号, pp.79-88, 1994, 3
- 32) Procter, D.C. and Khaffaf, J.H.: Cyclic Triaxial Tests on Remoulded Clays, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, No. 10, pp. 1431-1445, 1984.
- 33) 山本陽一・兵動正幸・村田秀一・安福規之・杉山太宏: 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす載荷周波数の影響, 第27回土質工学研究発表会, pp.903-906, 1992.
- 34) 松井 保・小原秀夫・伊藤富雄: 飽和粘土の力学特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文集, 第257号, pp.41-51, 1977.
- 35) 伊藤富雄・松井 保・田中伸佳: 繰返し載荷時における飽和粘土の間隙水圧挙動について, 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.641-644, 1979.
- 36) 松井 保・阿部信晴・山下: 飽和粘土の繰返しせん断挙動に及ぼす載荷速度の影響, 土木学会第36回年次学術講演会概要集, pp.60-61, 1981.
- 37) 小川正二・山口晴幸・稲葉茂: 初期圧密状態の異なる飽和粘土の動的性質, 第9回土質工学研究発表会講演集, pp.343-346, 1974.
- 38) O-hara, S. and Matsuda, H.: Dynamic Shear Strength of Saturated Clay,

- Soils and Foundations, Vol.18, No. 1, pp.91-97, 1978.
- 39)長谷川高士・内田一徳・立石卓彦：初期せん断を受けた土の動的強度，農業土木学会論文集，第94号，pp.61-71、1981.
- 40)山本陽一・兵動正幸・杉山太宏・河田頼治：異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度について，土木学会第47回年次学術講演会概要集，pp.186-187、1992.
- 41)Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behaviour of clay with initial static shear stress, Proc. 6th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Bath, U.K., pp.299-313, 1993.6
- 42)Hyodo, M., Sugiyama, M., Yasufuku, N. and Murata, H.: Prediction of pore pressure and deformation of anisotropically consolidated clay during cyclic loading, Int. Conf. on Soft Soil Engineering, Guangzhou, China, 1993.11
- 43)Hyodo, M., Murata, H., Yasuhuku, N. and Fujii, T.: Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 44)Singh, A. and Mitchell, J.K.: General Stress Strain Time Function for Soils, Proc. ASCE, Vol.94, SM1, pp.21-46, 1968.
- 45)西 好一・江刺靖行・深沢：初期せん断応力を受けた飽和粘土の動的挙動，第17回土質工学研究発表会講演集，pp.1729-1732, 1982.
- 46)Malek, A.M., Azzouz, A.S., Baligh, M.M. and Germaine, J.T.: Behavior of Foundation Clays Supporting Compliant Offshore Structures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No. 5, pp.615-636, 1989.
- 47)杉山太宏・兵動正幸・河田頼治・山本陽一・村田秀一：繰返しせん断を受ける異方過圧密粘土の軸ひずみおよび間隙水圧の評価，土木学会第48回年次学術講演会概要集，pp.520-521、1993.
- 48)兵動正幸・村田秀一・藤井照久：初期せん断を受ける飽和砂の繰返しせん断変形の評価，第24回土質工学研究発表会講演集，pp.801-804, 1989.
- 49)兵動正幸・山本陽一・村田秀一・安福規之・杉山太宏：繰返しせん断を受ける粘土の間隙水圧及び変形の評価：第26回土質工学研究発表会講演集，pp.787-789, 1991
- 50)Hyodo, M., Yasuhara, K. and Hirao, K.: Prediction of Clay Behaviour in Undrained and Partially Drained Cyclic Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol.32, No.4, pp.117-127, 1992.
- 51)石原研而：土構造物の耐震設計法と現状の問題点、土と基礎、Vol.28, No.8, 1980.
- 52)松尾 修・古賀泰之：震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察（その2）、土木学会第41回年次学術講演会概要集，pp.27-28, 1986.
- 53)古賀泰之・松尾 修・唐沢安秋：日本海中部地震における被災盛土の安定解析、土木技術資料、28-2、1986.
- 54)谷口栄一・久保田哲也・桑原徹郎：長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊、土と基礎、Vol.33, No.11, pp.59-66, 1985.
- 55)初倉克幹・安田 進・榊 裕介：長野県西部地震での被災例に基づいた斜面崩壊予知手法の検討、土と基礎、Vol.33, No.11, pp.41-46, 1985.

- 56) 藤井照久・兵動正幸・杉山太宏・河田頼治：初期せん断応力下における粘性土地盤の地震時安定解析、第28回土質工学研究発表会講演集，pp.1031-1032，1993.
- 57) Azzouz, A. S., Malek, A. M. and Baligh, M. M. : Cyclic Behavior of Clays in Undrained Simple Shear, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp.637-657, 1989.
- 58) Andersen, K.H., Brown, S.F., Foss, I., Pool, J.H. and Rosenbrand, W.F. : Effect of Cyclic Loading on Clay Behavior, Proc. of the Conference on Design and Construction of Offshore Structures, Institution of Civil Engineers, London, England, pp.75-79, 1976.
- 59) 安原一哉, Andersen, K. H. and Berre, T. : 排水を伴う非排水繰返し三軸試験における異方圧密攪乱粘土の挙動, 土木学会論文集, 第436号, pp.1-8, 1991.
- 60) 安原一哉・平尾和年：繰返し荷重を受けた飽和粘土の非排水せん断特性：土木学会論文集, 第364号, pp.113-122, 1985.
- 61) 松井 保・阿部信晴・徳田 進・宮西誉人：繰返し載荷履歴を受けた飽和粘土の静的せん断特性について：第23回土質工学研究発表会講演集, pp.771-772, 1988.
- 62) Yasuhara, K. and Andersen, K. H. : Recompression of Normally Consolidated Clay after Cyclic Loading, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1, pp.83-94, 1991.
- 63) O-hara, S. and Matsuda, H. : Study on the Settlement of Saturated Clay Layer Induced by Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp.103-113, 1988.
- 64) Mitchell, J. K. : Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons, Inc, pp. 284, 1976.
- 65) 土田 孝・佐藤・小林正樹：乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について, 港湾技研資料, No.444, pp. 3-27, 1983.
- 66) Skempton, A. W. : Discussion on "The Planning and Design of the New Hong Kong Air Port", Proc. ICE, 7, pp.305-307, 1957.
- 67) 柴田 徹：飽和土の強度増加率  $C_u/p$  について, 第20回土質工学シンポジウム昭和50年度発表論文集, pp.129-137, 1975.
- 68) Bjerrum, L. : Embankment on Soft Ground, ASCE, Speciality Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Proc. Vol.2, pp.1-54, 1972.
- 69) 網干寿夫・吉国 洋：飽和粘土の三軸試験における間げき水圧分布について, 土木学会第36回年次学術講演会概要集, pp.212-213, 1981.
- 70) 荒井克彦・町原秀夫・羽柴章司：三軸圧縮試験供試体内間隙水圧分布の測定, 第21回土質工学研究発表会概要集, pp.377-378, 1986.
- 71) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : On Yielding of Soiles, Geotechnique, Vol.8, No.1, pp.22-53, 1958.
- 72) Gilbert, G. D. : Shere Strength Properties of Weald Clay, Ph. D. Thesis, London, 1954.

- 73) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill Book Company, New York, 1968.
- 74) Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F. and Rosenbrand, W. F. : Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen Clay, Proc. ASCE, Vol. 106, No. GT5, pp. 499-529, 1980.
- 75) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remoulded Clay due to Swelling, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 45-58, 1976.
- 76) Mitachi, T. and Kitago, S. : The Influence of Stress History and Stress System on the Stress-Strain-Strength Properties of Saturated Clay, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 45-61, 1979.
- 77) Mitachi, T. and Kitago, S. : Undrained Triaxial and Plane Strain Behavior of Saturated Remolded Clay, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 1, pp. 13-28, 1980.
- 78) Mayne, P. W. : Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, Proc. ASCE, Vol. 100, GT7, pp. 1219-1242, 1980.

## 第 2 章 試料・実験方法・試験条件

### 2. 1 概 説

一般に、地震や波浪といった地盤に作用する繰返し外力を室内試験により再現する場合には、不規則波をサイン波などの規則波に置き換え、非排水条件を仮定した繰返し載荷試験が行われている。これは外力の作用中には非排水状態が保たれ、過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少により変形が発達するという前提に基づいたものである。一方、砂地盤の実際の挙動は部分排水条件であるとし、載荷中に排水を伴った実験も行われている<sup>1)・2)</sup>。本研究で対象とするような粘土の透水性は砂に比べかなり低い。また、粘土が地震などの繰返し外力そのものにより破壊に至ることを前提にしており、繰返し外力が作用している間はその透水性とあいまって非排水状態が保たれると考えられる。そこで、三軸試験機により非排水条件での繰返し載荷試験ならびに単調載荷試験を行い、粘土の繰返しせん断特性について調べている。

土の繰返し非排水三軸試験試験方法は、飽和砂を対象とした 2 回にわたる全国一斉試験結果に基づき平成元年に基準化され、液状化特性の研究のみならず、砂地盤の液状化の可能性の判定や、各種設計業務に広く用いられている。この基準の対象は主に飽和した砂質土であるが、飽和した粘性土にも準用できるとした上で、粘性土に適用する場合には、基準の方法以外に間隙水圧の測定方法、載荷周波数の影響、破壊の定義について検討が必要となる場合がある<sup>3)</sup>ことが述べられている。現時点では粘性土に関する統一された試験方法が確立していないものの、今年度、土質工学会主催の粘性土の動的性質に関する研究委員会によって全国一斉試験が行われており、試験方法の基準化も近い将来実現されるものと思われる。

本章は、行なった実験の内容について用いた試料、試験装置および方法、試験条件をまとめて明記するものである。以下、節に従って本章の概要を述べる。まず、第 2 節において実験に供した 3 種類の粘土の物理的性質をそれぞれ示し、第 3 節では、使用した繰返し三軸試験機ならびに静的三軸試験機についてその特徴を述べる。次に、第 4 節では、予備圧密方法、繰返し非排水三軸試験及び静的非排水三軸試験方法について説明した後、第 5 節において本研究で行ったすべての試験条件を示すことにより検討条件との対応を明確にする。最後に第 6 節において、本章での要約を述べる。

2. 2 試料の物理的性質

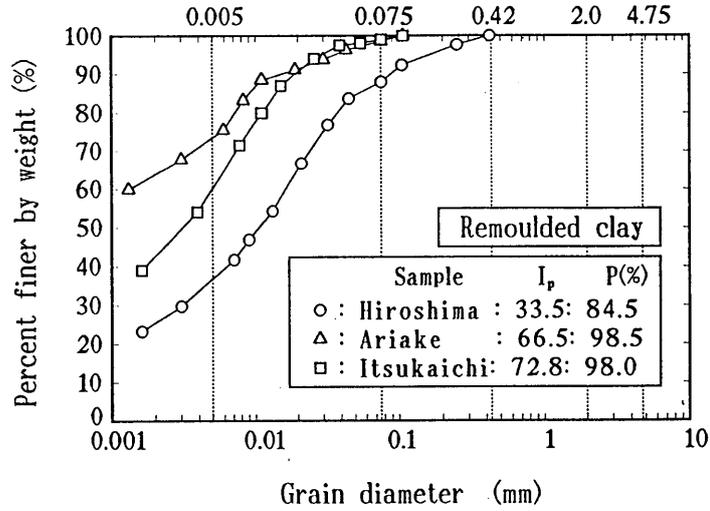
本研究で用いた粘土は、広島県広島市五日市町より採取された五日市粘土、五日市粘土 B、広島県宇品市で採取された宇品粘土（以後広島粘土と称す）、ならびに佐賀県有明海より採取された有明粘土の 4 種類でいずれも沖積海成粘土である。このうち五日市粘土と広島粘土は、固定ピストン式シンウォールサンプラーによって注意深く採取された不攪乱試料(Undisturbed sample)と、その後粒度調整された再構成試料(Remoulded sample)を用い、また、五日市粘土 B は不攪乱試料のみを、有明粘土についてはあらかじめ粒度調整された再構成試料のみを用いて試験に供している。

表 2 - 1 は、各粘土の物理試験結果から得られた物性値を示したものである。本研究の主な目的は、前述したように粘土の繰返しせん断特性を様々な応力条件下で調べることであり、そのためには同一試料により試験を行い比較する必要がある。そこで、試料量が豊富で初期状態を調整できる再構成した五日市粘土を全般を通して利用した。この粘土は塑性指数  $I_p = 73$  を示し、土質記号 CH に分類される高塑性粘土で日本の海成粘土の中でも高塑性の部類に属される。表中に示したように不攪乱の五日市粘土 B と広島粘土は、それぞれ近傍の 2 箇所 のボーリングにより同深度から採取したもので、各深度での物性はほぼ等しい値を示している。広島粘土の 1-3、2-1 試料は、液塑性限界の測定できない NP 試料であるためこれを粘土と呼称するのは適切でないが、便宜的に低塑性な粘土として取り扱った。なお、五日市粘土不攪乱試料の物性について個々には調べていないが、一様な粘土層の中心部より採取されている。

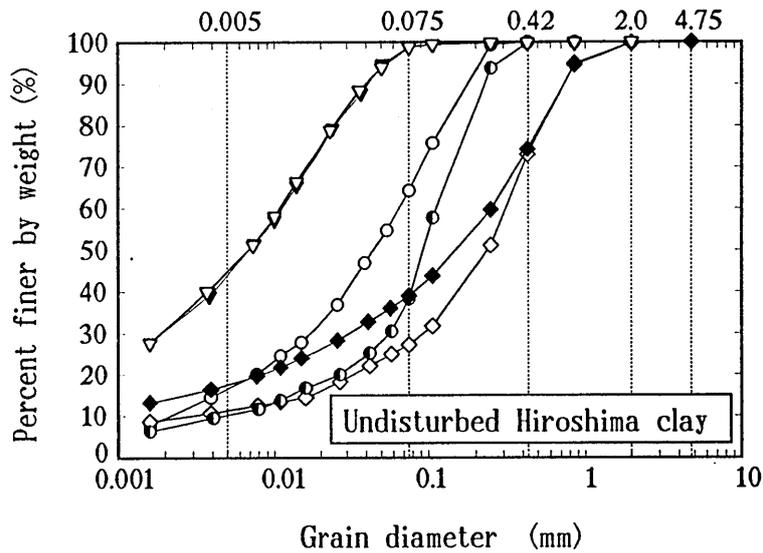
表 2 - 1 試料の物性値

試料名	比重 $G_s$	液性限界 $W_L$ (%)	塑性限界 $W_P$ (%)	塑性指数 $I_p$	試料状態	採取深度 -G. L. (m)
五日市粘土	2.532	124.2	51.4	72.8	再構成	————
五日市粘土 B	2.505	99.1	37.7	61.4	不攪乱	18.0~18.8
〃 B	2.521	99.0	40.3	58.7	不攪乱	18.0~18.8
有明粘土	2.652	108.8	42.3	66.5	再構成	————
広島粘土	2.613	62.1	28.6	33.5	再構成	————
〃 1-1	2.670	44.1	19.7	24.4	不攪乱	3.5~4.3
〃 1-2	2.640	93.1	37.8	56.5	〃	12.5~13.3
〃 1-3	2.652	24.3	----	N P	〃	21.5~22.5
〃 2-1	2.639	----	----	N P	〃	3.5~4.3
〃 2-2	2.607	94.1	37.6	56.5	〃	12.5~13.3
〃 2-3	2.655	44.9	17.8	27.1	〃	21.5~22.5

図 2 - 1 (a)、(b)は、広島粘土不攪乱試料と各再構成試料の粒径加積曲線を示したものである。塑性指数が50以上の試料では、75 $\mu$ m以下の細粒分含有率Pが97%以上で、砂分を殆ど含まない均質な粘土であることがわかる。



( a ) 再構成試料



( b ) 不攪乱試料 ( 広島粘土 )

図 2 - 1 各粘土の粒径加積曲線

図 2 - 2 には、等方三軸圧密試験によって得られた有明粘土と五日市粘土の  $e \sim \log p$  曲線を示した。両試料の圧縮除荷による曲線の傾向はほぼ同じで再構成試料の圧密降伏応力  $p_y$  はいずれも  $p_y = 50 \text{ kPa}$  である。

本研究では粘土の種類が多くまた、検討条件も多岐にわたるためこれらを整理して表 2 - 2 に示した。

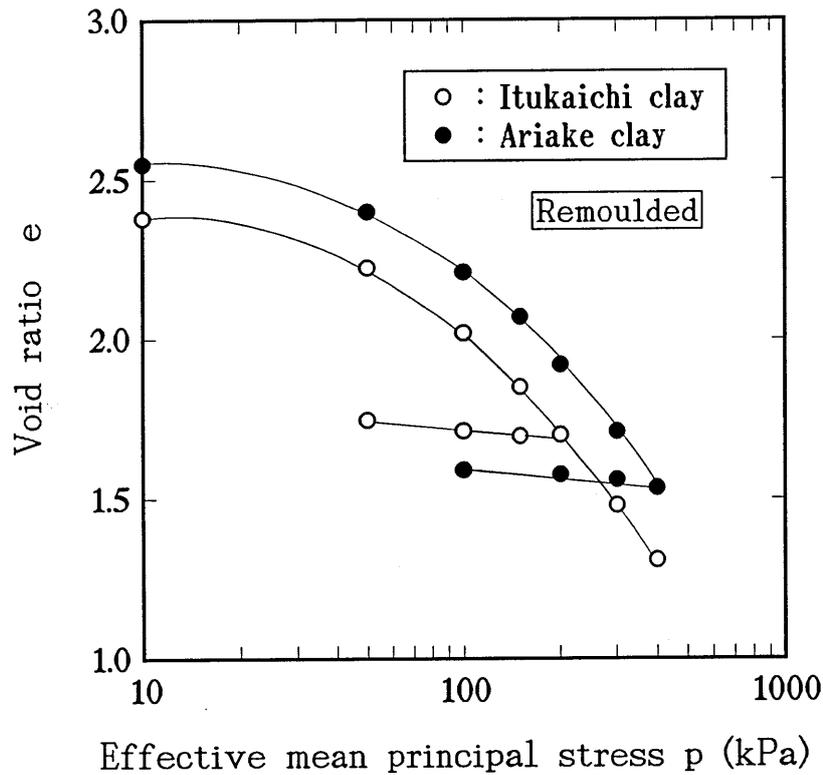


図 2 - 2 五日市粘土と有明粘土の  $e \sim \log p$  曲線 (再構成試料)

表 2 - 2 検討条件と対象とした粘土の一覧表

検 討 条 件		五 日 市		五 日 市 B	有 明	広 島	
		再構成	不攪乱	不攪乱	再構成	再構成	不攪乱
応力状態	正 規 圧 密	○	○	○	○	○	
	過 圧 密	○		○※	○	○	
	異 方 圧 密	○				○	
	異 方 過 圧 密	○					
周 波 数		○	○		○		
塑 性 指 数		○			○	○	○

※ 疑似過圧密

## 2. 3 試験装置の概要

### 2. 3. 1 繰返し三軸圧縮試験機

本研究で対象とする粘土の非排水繰返しせん断特性を調べるために用いた試験装置は、空圧制御式繰返し三軸試験機であり、その配管系統図を図 2 - 3 に示す。この試験機の載荷システムは、まず、ファンクションジェネレータで発生させた所定の正弦波電気信号を電空圧変換器により正弦波空気圧に変換、バイヤスリレーで上部と下部のバランスをとった後に、ペロフラムシリンダー各室に伝えられピストンが上下する。ここで、ファンクションジェネレータからの電気信号の位相を、上部と下部の電空圧変換器で逆転させることによって、位相差 180度の正弦波荷重を上部及び下部ペロフラムシリンダーでそれぞれ独立載荷される。このようにして発生した繰返し荷重が、一定荷重振幅のもと 0.001~0.5Hzの周波数で載荷可能である。

この他の、本試験機の特徴及び軸荷重、軸変位、間隙水圧の測定器については以下に挙げる通りである。

- (1) 三軸セルは、側液を上部ペDESTALまでとして、側圧を空圧載荷することによりロードセル(MAX.100kgf)と変位計を三軸セルに内蔵している。

- (2) 側圧の空圧载荷によりピストンの軸受けは、リニアモーションベアリングとエアベアリングを併用して、摩擦を低減した。
- (3) 側圧供給弁に脱着式の真空装置を取り付け、側圧の真空载荷が可能である。
- (4) ペロフラムシリンダーは、シリンダーロッドのオイルシールの除去、フッ素系潤滑剤によるペロフラムの潤滑、シリンダーの内面研磨等による摩擦低減対策を施した。
- (5) 軸変位の計測は、繰返し変形試験などひずみレベル  $10^{-2}$  以下の試験においては非接触型変位計 (MAX. 10mm) または、高感度型微小変位計 (MAX. 5mm) を使用し、それ以上のひずみレベルの試験に対しては、高感度型変位計 (MAX. 50mm) を用いて行った。前者によれば  $10^{-6}$  ひずみまで計測可能である。

以上述べた空圧制御式繰返し三軸試験機により、荷重ならびに周波数を制御することによって一定荷重振幅のもと繰返し载荷が行われる。

### 2. 3. 2 三軸圧縮試験機<sup>3)</sup>

静的試験を行ったひずみ制御式三軸試験機の配管系統図を図2-4に示す。この試験機は、一般的なタイプの三軸試験機であるが、軸荷重を下部ペDESTALに取り付けた水中ロードセルによって測定するため、軸圧の摩擦による影響を除いている。また、軸変位はピストンとセル上部の間の接触型変位計で測定し、間隙水圧は下部ペDESTALのポーラスストーンを通じセル下部に設置した間隙水圧計により測定される。せん断中、軸荷重、軸変位、間隙水圧の測定値はいずれもデジタルひずみ測定器に読み込まれ瞬時にアウトプットされる。排水は、上部ペDESTALから二重管ビューレットへ行われる。また、ひずみ速度は0.001~1mm/minの間で制御可能である。

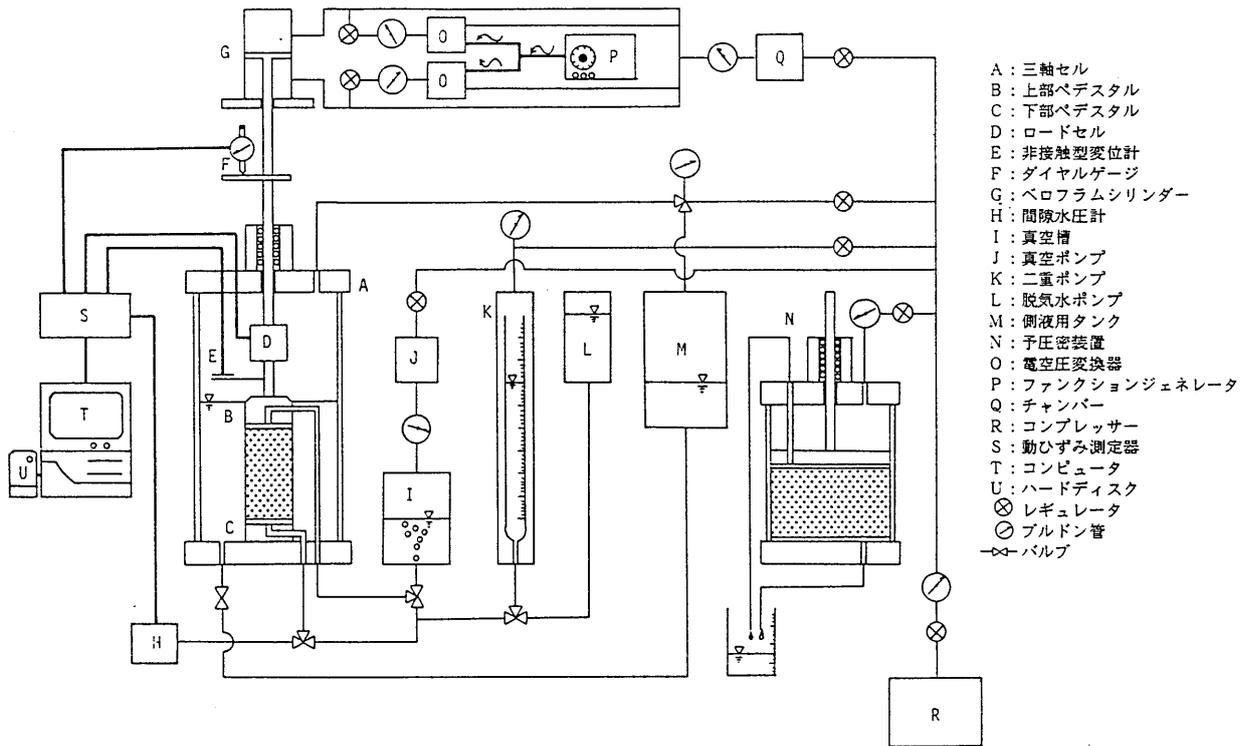


図 2 - 3 空圧制御式繰返し三軸試験装置の配管系統図

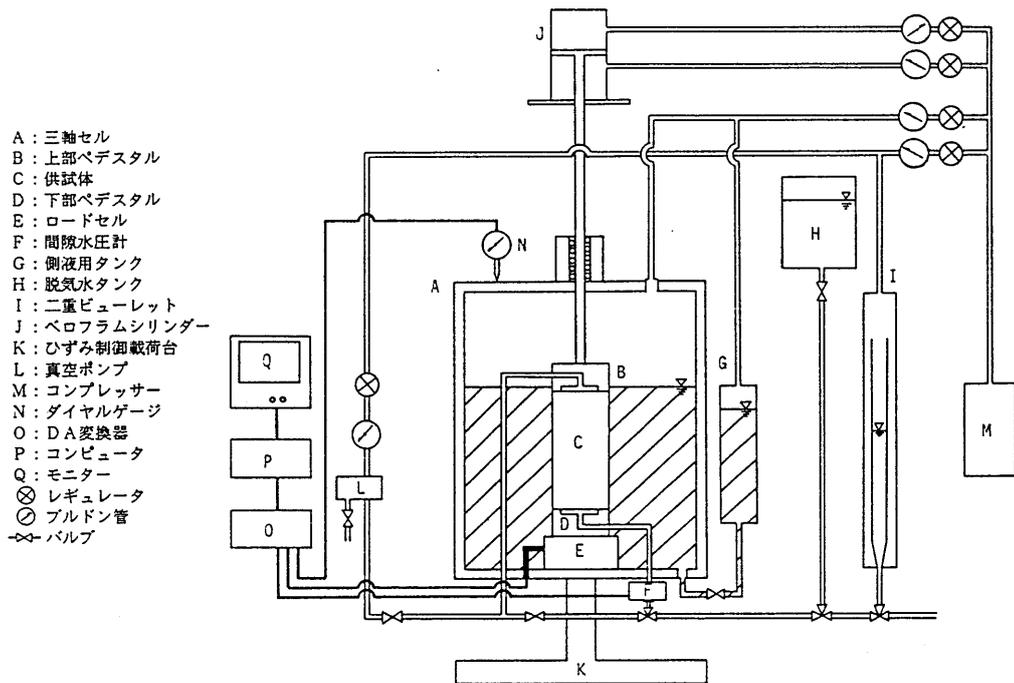


図 2 - 4 ひずみ制御式三軸試験装置の配管系統図

## 2. 4 実験方法

### 2. 4. 1 予備圧密

#### (1) 予備圧密装置

本研究に使用した予備圧密装置は、鉛直圧を負荷することにより一次元圧密を行う。

#### (2) 再構成試料の作成方法

- ①得られた粘土試料を、大型容器内で液性限界の二倍以上の含水比で十分練り返したのちに、 $420\mu\text{m}$ ふるいを用いて裏濾しを行う。このふるい通過試料を含水比が $W=260\%$ になるよう調整しさらに練り返す。
- ②予備圧密装置のセルは、内部にあらかじめシリコン離型剤を塗布しておく。
- ③上部及び下部ポーラスストーンの上にセルの内径よりもやや小さめの濾紙を置き脱気水で十分飽和させておく。
- ④セル上端下約 3cm まで、含水比調整した試料を気飽ができないようにゆっくりとセル内に投入する。
- ⑤鉛直圧密応力 $\sigma_{vc} = 10, 20\text{kPa}$ をそれぞれ 1 日ずつ段階的に載荷した後、 $\sigma_{vc} = 50\text{kPa}$ で 2 週間圧密を行う。
- ⑥圧密終了後、七等分に切り出した粘土ブロックを直ちにパラフィンでシールを施し保存する。

### 2. 4. 2 繰返し非排水三軸圧縮試験

#### (1) 供試体作成方法

- ①供試体をトリマーの上に立て、ワイヤーソーとストレートエッジで周面を削り取り直径 5cm を有する円柱にする。削り取った試料から初期含水比を測定する。
- ②円柱形試料をマイターボックスに入れ、両端をマイターボックスの端面に沿って高さ 10cm になるように切り取る。
- ③供試体の高さ、直径、質量を計る。

#### (2) 供試体セット

- ①あらかじめ、間隙水圧計及び排水経路は十分に飽和させておく。
- ②図 2-5 に示すように供試体の上下端面に濾紙、テフロンシート、ポーラスストーン、の順番に取り付けた後、側面にペーパードレーンを巻き付けそのまま下部ベDESTAL に設置する。

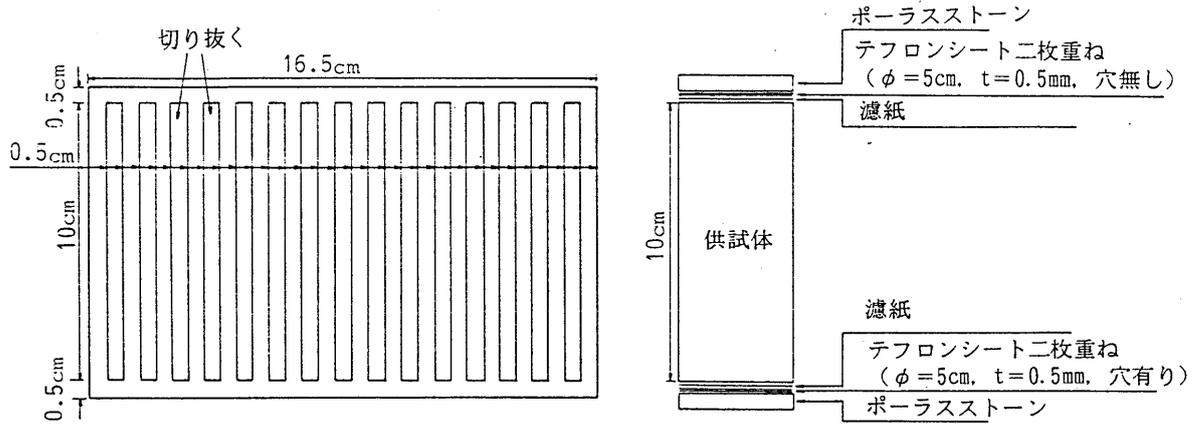


図 2 - 5 ペーパードレーン及び供試体の寸法図

③ ゴムスリーブ拡大器にゴムスリーブを張り、枝管を吸いゴムスリーブを内壁に密着させたまま供試体にかぶせる。

(3) 圧密過程

- ① 供試体をセットした後、下部より脱気水を注入しゴムスリーブと供試体の間の空気を取り除く。(フラッシング)
- ② 三軸セルをセットした後、下部のバルブを閉じ上部より真空(10kPa)で負圧をかけて余分な水、空気を取り除く。
- ③ セル内に側液を満たしてから、10kPaの負圧を正圧に置換する。
- ④ 上部より背圧100kPaを与えて間隙水圧が落ち着くまで1時間放置した後に、非排水状態で側圧を50kPa上昇させB値を測定する。この時、B値が0.96以上のもののみに対して実験を継続する。
- ⑤ 試験条件に示す所定の圧密応力になるよう段階的に圧密を行う。この時、間隙水圧が落ち着くのを確認した後に(一次圧密終了)次の圧密ステップに入る。このステップを繰り返し、最終的に24時間圧密を行う。

(4) 繰返しせん断過程

- ① 上部のバルブを閉じ非排水状態にする。
- ② 所定の周波数の正弦波軸荷重を側圧一定、荷重振幅一定のもとで圧縮側から繰返し載荷する。また、試験を精度良く行うために波形の対称性 $P_c/P_E$ を5%以内に、変動性 $P_c+P_E$ を10%以内に収めるように注意する。ここで、 $P_c$ 及び $P_E$ はそれぞれ、初期せん断応力 $q_s$ を中心とする圧縮側、伸張側の荷重である。
- ③ 繰返しせん断中、軸荷重、軸変位、間隙水圧はマイクロコンピュータによってリア

ルタイムに測定記憶される。

- ④ 軸ひずみ両振幅で20%以上、残留軸ひずみで15%以上生じたら速やかに繰返し載荷を停止する。

(5) 再圧密過程

- ① 繰返し載荷停止後、載荷前の荷重状態を保ったまま1時間放置し、載荷停止後に発生する間隙水圧を測定する。
- ② 上部のバルブを開き排水させ、過剰間隙水圧消散に伴う体積変化量を測定する。この時、0, 6, 15, 30sec, 1, 2, 5, 10min, 1, 2, 4hrの時間間隔で間隙水圧、体積変化量をそれぞれ読み取る。
- ③ 供試体を試験機から取り出し、試料の乾燥重量を計る。

2. 4. 3 非排水三軸圧縮試験<sup>1)</sup>

(1) 供試体作成方法, (2) 供試体セット, (3) 圧密過程は2. 4. 2と同じである。

(4) せん断過程

- ① 上部のバルブを閉じ非排水状態にする。
- ② 所定のひずみ速度で側圧一定のもとせん断を行う。せん断中は、軸荷重、軸変位、間隙水圧をリアルタイムに測定する。
- ③ 圧縮せん断でひずみが30%以上、伸張せん断でひずみが20%以上生じた時点でせん断を終了する。
- ④ 供試体を試験機から取り出し、試料の乾燥重量を計る。

2. 5 試験条件

2. 5. 1 繰返し載荷の試験条件

本研究においては、粘土の非排水繰返しせん断特性を明らかにするため周波数、拘束圧、過圧密比、初期せん断応力を種々に変化させた合計127本の非排水繰返し圧縮試験を行っている。各試料の繰返し試験条件をそれぞれ表2-3～表2-9に示す。各試験では、ひずみが15%以上発生するよう繰返し荷重を設定したが、中には1000回以上繰返し載荷しても所定のひずみにまで至らなかったものもある。表中には、これらも合わせて示している。(HS07, HR04, HRS332)

表 2-3 非排水繰返し三軸試験条件 (五日市粘土再構成正規圧密試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{3c}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
HN05	100	100	1	0	58.9	0.1	109.7	2.690	2.130
HN01	100	100	1	0	58.2	0.1	109.7	2.716	2.128
HN02	100	100	1	0	64.3	0.05	109.7	2.777	2.184
HN06	100	100	1	0	85.6	0.02	111.0	2.756	2.177
HN07	100	100	1	0	74.2	0.02	104.4	2.638	2.116
HN08	100	100	1	0	66.5	0.02	106.3	2.636	2.117
HN03	100	100	1	0	58.3	0.02	109.4	2.713	2.152
HN09	100	100	1	0	52.3	0.02	103.1	2.571	2.103
HN04	100	100	1	0	59.6	0.01	109.1	2.762	2.194
HN11	200	200	1	0	138.8	0.02	98.9	2.454	1.737
HN12	200	200	1	0	112.8	0.02	97.2	2.422	1.726
HN14	200	200	1	0	98.8	0.02	98.5	2.446	1.728
HN13	200	200	1	0	94.2	0.02	97.3	2.412	1.700
HS01	200	180	1	60	159.2	0.02	95.0	2.348	1.658
HS02	200	180	1	60	123.8	0.02	94.0	2.306	1.661
HS04	200	180	1	60	99.0	0.02	91.2	2.239	1.588
HS05	200	160	1	120	121.4	0.02	88.2	2.192	1.577
HS06	200	160	1	120	99.0	0.02	90.8	2.238	1.568
HS14	200	160	1	120	81.8	0.02	89.0	2.198	1.563
HS07	200	160	1	120	72.2	0.02	89.4	2.201	1.555
HS10	200	140	1	180	122.6	0.02	88.2	2.152	1.501
HS08	200	140	1	180	99.0	0.02	87.9	2.171	1.509
HS09	200	140	1	180	76.2	0.02	90.3	2.216	1.512
HS11	200	120	1	240	94.8	0.02	88.7	2.173	1.439
HS12	200	120	1	240	60.4	0.02	89.4	2.197	1.485
HS13	200	120	1	240	48.8	0.02	90.7	2.209	1.477

表 2-4 非排水繰返し三軸試験条件 (五日市粘土再構成過圧密試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{3c}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
HR16	160	160	1.25	0	125.3	0.02	96.0	2.353	1.675
HR03	100	100	1.25	0	90.6	0.02	103.5	2.581	2.010
HR02	100	100	1.25	0	76.9	0.02	102.6	2.530	1.974
HR01	100	100	1.25	0	62.1	0.02	105.7	2.632	2.023
HR04	100	100	1.25	0	52.6	0.02	102.9	2.566	2.016
HR17	133	133	1.5	0	126.0	0.02	96.0	2.372	1.690
HR05	100	100	1.5	0	100.0	0.02	103.9	2.591	1.979
HR07	100	100	1.5	0	88.1	0.02	98.9	2.464	1.848
HR06	100	100	1.5	0	79.0	0.02	103.8	2.581	1.948
HR08	100	100	1.5	0	72.4	0.02	98.4	2.422	1.823
HR12	100	100	2	0	125.6	0.02	96.5	2.384	1.732
HR09	100	100	2	0	94.6	0.02	96.6	2.385	1.714
HR11	100	100	2	0	83.8	0.02	97.3	2.407	1.736
HR10	100	100	2	0	78.5	0.02	96.3	2.370	1.701
HR15	50	50	4	0	97.5	0.02	96.4	2.376	1.753
HR13	50	50	4	0	78.6	0.02	97.0	2.387	1.757
HR14	50	50	4	0	72.7	0.02	96.6	2.377	1.756
HR18	50	50	4	0	64.5	0.02	95.4	2.354	1.748

表 2 - 5 非排水繰返し三軸試験条件 (五日市粘土再構成過圧密初期せん断試験)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
HRS14	100	80	1	60	83.0	0.02	80.3	2.013	1.666
HRS13	100	80	1	60	64.3	0.02	78.8	1.974	1.621
HRS15	100	80	1	60	50.1	0.02	80.2	2.000	1.656
HRS23	100	80	1.5	60	86.6	0.02	75.3	1.900	1.603
HRS24	100	80	1.5	60	64.0	0.02	80.4	2.004	1.585
HRS25	100	80	1.5	60	53.2	0.02	79.4	1.967	1.571
HRS30	100	90	2	30	92.4	0.02	78.1	1.920	1.458
HRS32	100	90	2	30	80.3	0.02	75.2	1.877	1.468
HRS31	100	90	2	30	69.2	0.02	75.2	1.867	1.461
HRS331	100	80	2	60	153.7	0.02	79.9	1.992	1.532
HRS34	100	80	2	60	94.6	0.02	79.8	1.995	1.509
HRS35	100	80	2	60	84.5	0.02	80.4	1.981	1.512
HRS332	100	80	2	60	55.6	0.02	80.0	1.995	1.503
HRS37	100	70	2	90	84.8	0.02	84.7	2.150	1.578
HRS36	100	70	2	90	72.5	0.02	84.8	2.174	1.584
HRS38	100	70	2	90	54.0	0.02	84.8	2.092	1.520
HRS39	100	60	2	120	72.2	0.02	77.0	1.925	1.495
HRS40	100	60	2	120	58.2	0.02	76.6	1.937	1.517
HRS41	100	60	2	120	47.0	0.02	85.0	2.095	1.520
HRS43	50	40	4	60	82.9	0.02	75.4	1.874	1.481
HRS44	50	40	4	60	66.5	0.02	79.1	1.964	1.516
HRS45	50	40	4	60	51.3	0.02	76.6	1.955	1.507

表 2 - 6 非排水繰返し三軸試験条件 (五日市粘土不攪乱試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
DN01	200	200	1	0	165.8	0.1	103.7	2.532	1.733
DN02	200	200	1	0	146.6	0.1	102.5	2.521	1.738
DN04	200	200	1	0	132.8	0.1	114.8	2.806	1.751
DN06	200	200	1	0	117.0	0.1	134.1	3.353	2.279
DN03	200	200	1	0	102.0	0.1	101.0	2.478	1.732
DN05	200	200	1	0	84.4	0.1	110.3	2.728	1.881
DN07	200	200	1	0	178.8	0.05	132.5	3.300	2.143
DN08	200	200	1	0	119.0	0.05	122.2	2.997	2.017
DN09	200	200	1	0	96.6	0.05	127.9	3.166	2.101
DN12	200	200	1	0	148.6	0.02	129.5	3.190	2.123
DN10	200	200	1	0	121.0	0.02	124.7	3.100	2.069
DN11	200	200	1	0	95.6	0.02	127.1	3.167	2.118
DN13	200	200	1	0	150.8	0.01	129.2	3.218	2.162
DN14	200	200	1	0	120.2	0.01	133.6	3.273	2.113
DN15	200	200	1	0	101.8	0.01	103.9	2.556	1.880

表 2-7 非排水繰返し三軸試験条件 (有明粘土再構成試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
AC04	100	100	1	0	79.6	0.1	93.0	2.525	2.156
AC03	100	100	1	0	67.2	0.1	94.0	2.491	2.170
AC02	100	100	1	0	58.2	0.1	92.7	2.507	2.133
AC01	100	100	1	0	50.6	0.1	91.2	2.498	2.124
AC06	100	100	1	0	73.2	0.01	92.3	2.442	2.094
AC07	100	100	1	0	63.6	0.01	93.0	2.474	2.104
AC05	100	100	1	0	57.4	0.01	93.0	2.480	2.113
AC08	100	100	1	0	58.0	0.02	93.8	2.527	2.151
2C04	100	100	2	0	100.0	0.02	92.6	2.498	1.933
2C06	100	100	2	0	86.5	0.02	89.2	2.420	1.910
2C08	100	100	2	0	78.3	0.02	92.0	2.455	1.941
2C07	100	100	2	0	72.5	0.02	93.5	2.500	1.974

表 2-8 非排水繰返し三軸試験条件 (広島粘土再構成試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
PS01	100	100	1	0	65.2	0.02	58.9	1.546	1.321
PS02	100	100	1	0	56.5	0.02	57.5	1.503	1.263
PS03	100	100	1	0	50.7	0.02	59.7	1.552	1.230
PS10	100	100	1	0	44.5	0.02	59.2	1.534	1.311
PS04	150	150	1	0	108.2	0.02	60.2	1.571	1.233
PS06	150	150	1	0	72.2	0.02	58.8	1.536	1.238
PS05	150	150	1	0	65.0	0.02	60.3	1.567	1.226
PS07	200	200	1	0	118.0	0.02	57.8	1.510	1.167
PS09	200	200	1	0	103.2	0.02	58.6	1.551	1.197
PS08	200	200	1	0	80.6	0.02	58.3	1.553	1.177
POS02	100	100	2	0	95.1	0.02	59.4	1.533	1.187
POS01	100	100	2	0	77.1	0.02	58.2	1.516	1.245
POS03	100	100	2	0	58.2	0.02	58.7	1.533	1.204
HSH04	200	160	1	120	107.8	0.02	55.2	1.437	1.097
HSH06	200	160	1	120	93.0	0.02	53.8	1.387	1.059
HSH05	200	160	1	120	77.4	0.02	55.5	1.448	1.108
HSH01	200	120	1	240	82.0	0.02	53.4	1.401	1.075
HSH02	200	120	1	240	71.4	0.02	52.9	1.377	1.059
HSH03	200	120	1	240	63.4	0.02	52.7	1.400	1.084

表 2-9 非排水繰返し三軸試験条件 (広島粘土不攪乱試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	f (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
1-1(1)	100	100	1	0	79.4	0.02	61.4	1.668	1.449
1-1(3)	100	100	1	0	66.0	0.02	52.3	1.410	1.280
1-1(2)	100	100	1	0	47.3	0.02	57.5	1.557	1.375
1-2(2)	150	150	1	0	103.1	0.02	77.0	2.050	1.699
1-3(1)	200	200	1	0	116.0	0.02	30.1	0.813	0.729
1-3(3)	200	200	1	0	83.6	0.02	—	—	—
1-3(4)	200	200	1	0	94.6	0.02	29.2	0.824	0.738
2-1(4)	100	100	1	0	69.2	0.02	48.1	1.289	1.176
2-1(3)	100	100	1	0	55.4	0.02	55.9	1.495	1.357
2-2(1)	150	150	1	0	108.8	0.02	79.3	2.084	1.799
2-2(3)	150	150	1	0	98.3	0.02	78.0	2.103	1.856
2-2(2)	150	150	1	0	92.9	0.02	78.7	2.086	1.838
2-3(1)	150	150	1	0	102.5	0.02	30.3	0.832	0.745
2-3(1)	150	150	1	0	86.3	0.02	32.1	0.908	0.810
2-3(1)	150	150	1	0	83.0	0.02	40.2	1.109	0.877

2. 5. 2 単調載荷の試験条件

ひずみ速度の違いが粘性土のせん断強さに与える影響については、古くから指摘されており<sup>4)</sup>、その設定には慎重に期さなければならない。基準には、粘土分の多い試料で 0.05%/min を目安とすることが唱われているが、最近の研究によれば、ひずみ速度が 0.1%/min の場合供試体内の不均一な間隙水圧が均一化するのに必要な時間があること<sup>5)</sup>、ひずみ速度が 0.1%/min 以下であれば破壊時の間隙水圧に与える拘束圧、ひずみ速度の影響はほとんど見られない<sup>6)</sup>ことが報告されている。そこで、本研究ではひずみ速度をすべての試験で 0.1%/min とし、繰返し試験との対応を計るため拘束圧、過圧密比、初期せん断応力を種々に変化させた計 45 本の試験を行った。

表 2-10 ~ 表 2-13 にそれぞれ各試料に対する静的試験条件を示す。なお、有明粘土は、繰返し試験のみで静的試験は行っていない。

表 2-10 静的非排水三軸試験条件 (五日市粘土 B 不攪乱試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR $p_v/p_c$	$q_s$ (kPa)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$	Mode
DM04C	300	300	1	0	119.3	2.937	1.740	Comp.
DM04E	300	300	1	0	118.4	2.865	1.757	Ext.
DM05C	250	250	1	0	118.3	2.899	1.864	Comp.
DM05E	250	250	1	0	116.7	2.860	2.003	Ext.
DM02C	80	80	1.3	0	106.1	2.604	2.422	Comp.
DM02E	80	80	1.3	0	109.4	2.699	2.528	Ext.
DM01C	50	50	2.1	0	96.6	2.371	2.154	Comp.
DM01E	50	50	2.1	0	106.4	2.641	2.547	Ext.
DM03C	25	25	4.2	0	109.1	2.674	2.642	Comp.
DM03E	25	25	4.2	0	107.3	2.645	2.604	Ext.

表 2-11 静的非排水三軸試験条件 (広島粘土再構成試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$	Mode
PS01C	100	100	1	0	57.7	1.529	1.331	Comp.
PS01E	100	100	1	0	58.3	1.505	1.303	Ext.
PS02C	200	200	1	0	58.5	1.491	1.157	Comp.
PS02E	200	200	1	0	58.3	1.545	1.198	Ext.
PS03C	400	400	1	0	58.0	1.532	1.048	Comp.

表 2 - 1 2 静的非排水三軸試験条件 (五日市粘土再構成試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$	Mode
HN04C	50	50	1	0	107.2	2.688	2.471	Comp.
HN01C	100	100	1	0	106.6	2.610	2.094	Comp.
HN02E	100	100	1	0	106.7	2.614	2.151	Ext.
HN03C	200	200	1	0	105.9	2.632	1.837	Comp.
HN05E	200	200	1	0	103.1	2.568	1.819	Ext.
HN07C	400	400	1	0	98.2	2.408	1.493	Comp.
HR01C	160	160	1.25	0	97.3	2.412	1.733	Comp.
HR05E	160	160	1.25	0	94.2	2.356	1.736	Ext.
HR02C	133	133	1.5	0	96.1	2.363	1.695	Comp.
HR09E	133	133	1.5	0	89.0	2.221	1.671	Ext.
HR03C	100	100	2	0	96.6	2.390	1.760	Comp.
HR07E	100	100	2	0	95.6	2.382	1.775	Ext.
HR04C	50	50	4	0	97.0	2.378	1.757	Comp.
HR08E	50	50	4	0	96.5	2.403	1.833	Ext.
HS01C	200	180	1	60	92.5	2.311	1.669	Comp.
HS05E	200	180	1	60	89.3	2.216	1.650	Ext.
HS02C	200	160	1	120	89.2	2.207	1.613	Comp.
HS06E	200	160	1	120	90.3	2.228	1.599	Ext.
HS03C	200	140	1	180	88.0	2.161	1.566	Comp.
HS07E	200	140	1	180	90.3	2.241	1.562	Ext.
HS04C	200	120	1	240	89.6	2.210	1.529	Comp.
HS09E	200	120	1	240	90.9	2.246	1.510	Ext.
HRS061C	100	80	1	60	77.8	1.937	1.514	Comp.
HRS061E	100	80	1	60	74.8	1.858	1.623	Ext.
HRS062C	100	80	2	60	76.2	1.931	1.434	Comp.
HRS062E	100	80	2	60	76.6	1.926	1.506	Ext.
HRS063C	50	40	4	60	77.9	1.985	1.545	Comp.
HRS063E	50	40	4	60	74.4	1.886	1.416	Ext.

表 2 - 1 3 静的非排水三軸試験条件 (五日市粘土不攪乱試料)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{zc}'$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$	Mode
DN01C	200	200	1	0	115.8	2.828	1.967	Comp.
DN02E	200	200	1	0	117.7	2.764	1.980	Ext.

## 2. 6 本章の要約

本研究が実験に基づいた基礎的研究であることを受け、本章では試験に供した粘土試料（五日市粘土、五日市粘土 B、広島粘土、有明粘土）の物理特性を示しその特徴を明らかにした。また、使用した試験装置の特徴ならびに試験方法について説明した。さらに、各試料毎に行ったすべての試験条件を示すことにより、検討条件との対応を明確にした。

## 参 考 文 献

- 1)梅原靖文・善 功企・浜田浩二：排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度、港湾技術研究所報告、第20巻、第1号(Vol.20, No.1), 1981.
- 2)Lee, K.L. and Focht, J.A.: Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, ASCE, Vol.101, No.GT1, pp.1-18, 1975.
- 3)土質試験の方法と解説, 土質工学会, pp.331~334, 1990.
- 4)Biot, M.A.:Effect of Certain Discontinuities on the Pressure Distribution in a Loaded Soil, pp.367, 1935.
- 5)荒井克彦・町原秀夫・羽柴章司：三軸圧縮試験供試体内間隙水圧分布の測定、第21回土質工学研究発表会概要集, pp.377~378, 1986.
- 6)永津忠治・江藤義孝・川畑清一郎：ひずみ速度を変化させた有明粘土の三軸圧縮試験結果, 第21回土質工学研究発表会概要集, pp.381~382, 1986.

## 第 3 章 粘土の非排水せん断挙動

### 3. 1 概 説

本研究では、粘土の非排水繰返しせん断特性を明らかにすることを主な目的としているが、繰返しせん断特性についてさらに理解を深めるためにも静的せん断特性を把握しておくことが不可欠であると考ええる。既往の研究においても繰返しせん断強度と静的強度を対応付け報告している例も多い<sup>1)</sup>。また、粘土の静的せん断に関する研究は専ら圧縮せん断に対して行われており、伸張領域における粘土のせん断特性には不明な点が多く残されている。そこで、まず伸張領域を含めた粘土の非排水静的せん断特性を明らかにするために、拘束圧、初期せん断応力、過圧密比を種々に変化させた試料ならびにセメンテーションにより構造の発達した疑似過圧密粘土（不攪乱試料）によりひずみ制御非排水圧縮伸張三軸試験を行い、その結果を詳細に検討する。

次に、繰返し載荷試験によって得られた試験結果の一例を示し、繰返しによるせん断挙動の特徴を示すと同時に、次章から述べる繰返し試験結果の整理法について示す。

以下、節に従って本章の概要を述べる。まず、第 2 節では粘土の非排水せん断挙動に及ぼす拘束圧、初期せん断応力、過圧密比、ならびに疑似過圧密の影響をそれぞれ有効応力経路を始め軸差応力と軸ひずみの関係等を示すことにより検討する。また、粘土の非排水せん断特性を非排水せん断強度 $C_u$ と限界状態に着目して考察する。第 3 節では、繰返し載荷における等方正規圧密と初期せん断の試験結果の一例を時刻歴、応力ひずみ関係、有効応力経路を示すことにより比較し各条件での特徴について述べる。また、得られた結果の整理法について、繰返し回数、応力振幅、ひずみ量、水圧の規定方法を述べる。最後に、第 4 節において本章で得られた知見を要約し結論とする。

### 3. 2 単調載荷での非排水せん断挙動

#### 3. 2. 1 不攪乱と再構成

まずはじめに、粘土の基本的な非排水せん断特性を把握するため、等方応力状態下で正規圧密された五日市粘土再構成試料を用いて種々の有効圧密応力のもと行った圧縮及び伸張せん断試験の結果について考察する。図 3-1 は、行った試験から得られた軸差応力を有効圧密応力  $p_c$  で正規化した軸差応力比  $q/p_c$  と軸ひずみの関係を示したものである。圧縮せん断において軸差応力は軸ひずみ  $\varepsilon_s = 3\%$  付近まで急激に上昇した後に定常状態に達している。また、軸差応力のピークはいずれの拘束圧の場合もすべて  $\varepsilon_s \leq 10\%$  で生じている。これに対し伸張側の軸差応力は、載荷初期に急激な上昇を示した後も  $\varepsilon_s = 15\%$  付近まで緩やかに上昇している。また、圧密圧力  $p_c = 50, 100, 200 \text{ kPa}$  と増加するに伴い軸差応力比の最大値は減少しているのが分かる。一方、 $p_c = 200, 400 \text{ kPa}$  では同一の軸差応力比～軸ひずみ関係を有している。一般に、粘土は圧密降伏応力の 2～4 倍で正規圧密状態になるとされていること<sup>2)</sup>を考慮すれば、この結果は  $p_c < 200 \text{ kPa}$  の状態は過圧密領域にあることを示しているものと予想される。五日市粘土の圧密降伏応力は  $p_y = 50 \text{ kPa}$  であるので、この場合正規圧密状態になるためには、圧密降伏応力の 4 倍の圧密応力が必要ということになる。従って、 $p_c \geq 200 \text{ kPa}$  であれば軸差応力比は拘束圧に依存しないと言える。次に、図 3-2 の有効応力径路は、いずれの拘束圧においても収縮一方の挙動を示しており、軸差応力のピーク点を境に軟化に転じている。伸張せん断では軸差応力がピークに達した後にネッキングを生じており要素性は失われているものと考えられる。

図 3-3 は、有効応力比  $\eta (=q/p)$  と軸ひずみ  $\varepsilon_s$  の関係を示したもののだが、圧縮側において拘束圧の違いによる影響はないものの、伸張側では  $p_c = 100 \text{ kPa}$  と  $200 \text{ kPa}$  でかなりの違いが認められ、 $100 \text{ kPa}$  が過圧密領域にあることの影響と考えられる。図 3-4 は、間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon_s$  の関係を示したものである。図から、圧縮・伸張とも拘束圧の影響はなくほぼ同一の径路をたどることが分かる。また、圧縮せん断では載荷初期に間隙水圧の急激な上昇が認められるものの、 $\varepsilon_s \geq 15\%$  では定常な状態にある。一方、伸張せん断では載荷初期に間隙水圧は若干負の方向に発達するが、 $\varepsilon_s = -1\%$  を境にその後正の方向に転じ  $\varepsilon_s = -10\%$  以降は定常な状態に至っている。

以上、五日市粘土再構成試料に対する実験結果について考察してきたが、次に、再構

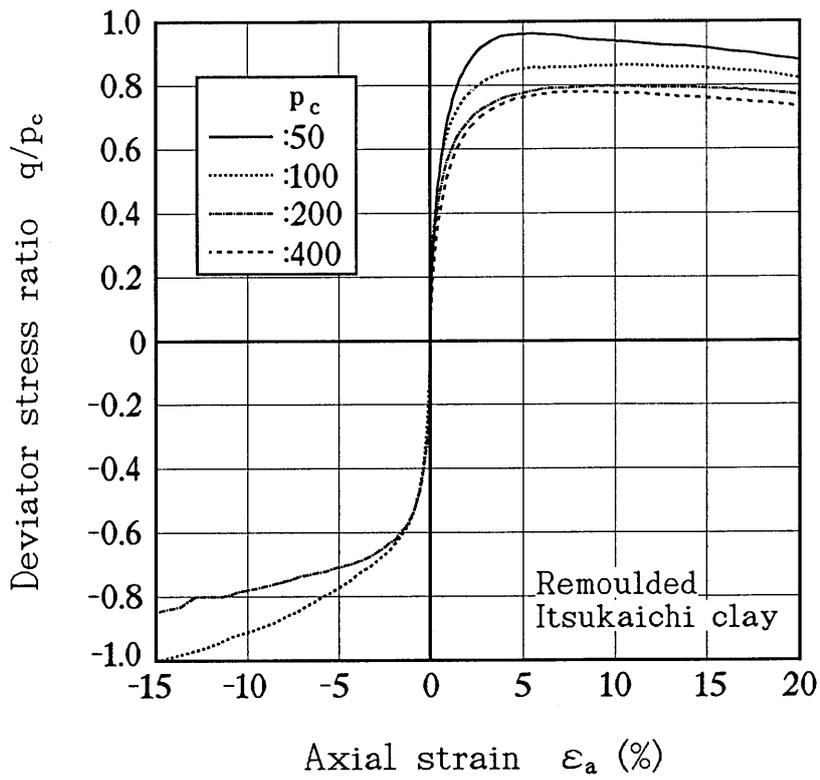


図 3 - 1 軸差応力比  $q/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

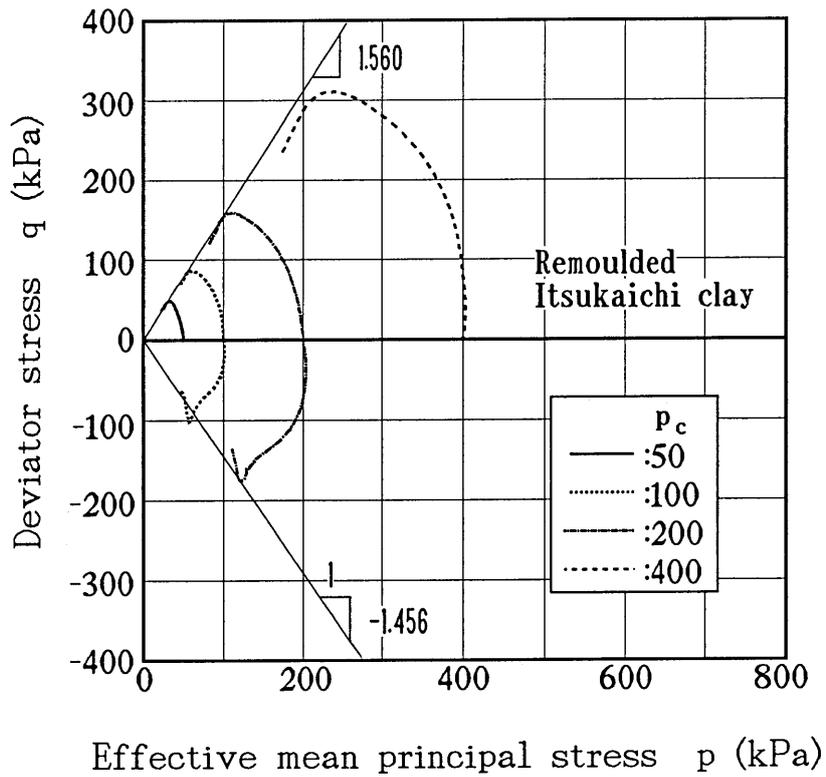


図 3 - 2 有効応力経路

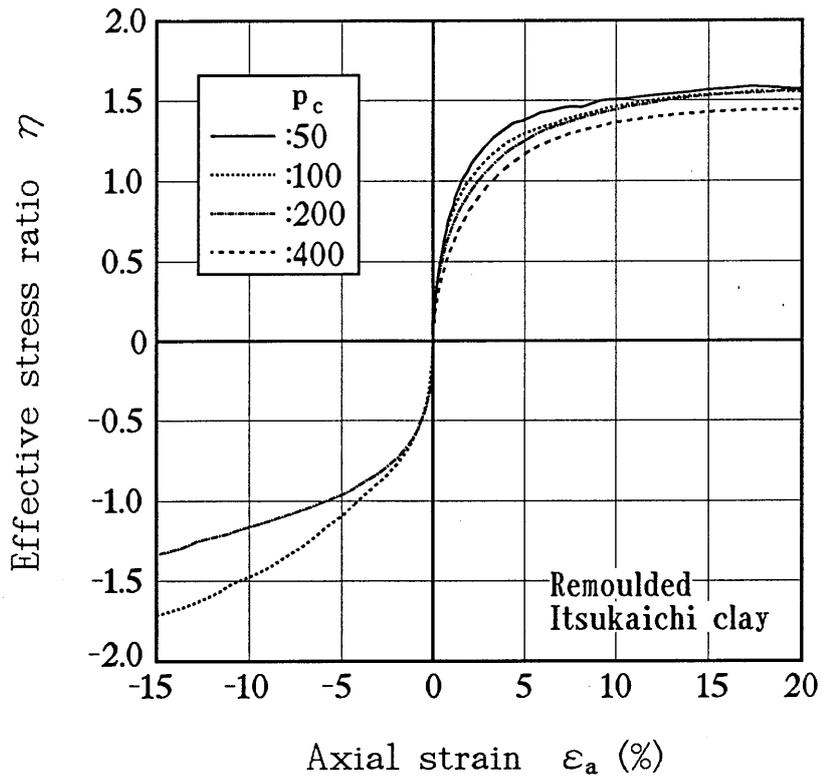


図 3 - 3 有効応力比  $\eta$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

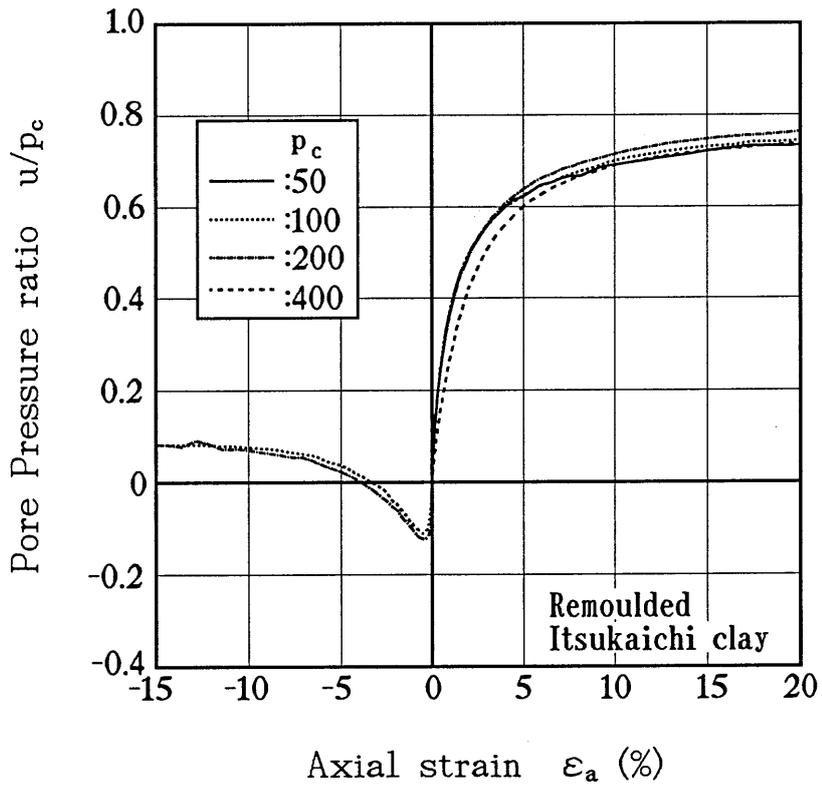


図 3 - 4 間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

成試料と不攪乱試料の比較を行う。

図 3 - 5 は、有効圧密応力  $p_c = 200 \text{ kPa}$  で正規圧密された、五日市粘土再構成及び不攪乱試料の軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係である。伸張側で不攪乱試料の方が、再構成試料よりも早く  $\varepsilon_a = -10\%$  で最大強度に達している他は、試料による違いは認められない。図 3 - 6 は、 $p-q$  面上に描いた同試料の有効応力径路である。図は、伸張側で不攪乱の方が再構成よりも若干コントラクティブな挙動を示している他は、両試料による違いがないことを示している。このことは、五日市粘土に関する限り再構成した粘土を利用しても正規圧密領域においては、不攪乱粘土すなわち実地盤のせん断挙動をシュミレート可能なことを示唆するものである。

### 3. 2. 2 過圧密粘土の非排水せん断挙動

ここでは、等方応力状態で圧縮及び伸張せん断を行った過圧密粘土の非排水三軸試験結果について述べる。圧密はいずれも、最大先行圧密応力  $p_m = 200 \text{ kPa}$  として所定の過圧密比になるよう、有効圧密応力  $p_c$  まで十分膨潤させることにより行った。

図 3 - 7 は、行った試験より得られた軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係を表したものである。両者の関係は、 $OCR \leq 2$  の過圧密粘土については過圧密比による違いがさほどないものの、総じて過圧密比の増大に伴い軸差応力は減少している。また、軸差応力は圧縮伸張とも  $\varepsilon_a = 10\%$  付近において最大値に達している。図 3 - 8 は、 $p-q$  面上に描いた有効応力径路である。 $OCR \leq 2$  の過圧密粘土は載荷初期にダイレイティブな挙動を示すが、その後コントラクティブな挙動へと変化し、限界状態に至っている。これに対し、 $OCR \geq 4$  の過圧密粘土の有効応力径路は、常にダイレイティブな挙動を示している。また、この結果からは、過圧密粘土の特徴である過圧密比の増加に伴い粘着力成分が発生する現象が見られなかった。図 3 - 9 は軸差応力  $q$ 、平均有効主応力  $p$  を有効圧密応力  $p_c$  で正規化した有効応力径路である。図から、過圧密比が高くなるに伴い軸差応力比  $q/p_c$  は増加すること、過圧密粘土の膨張傾向は全ての過圧密比で同じ径路をたどることが認められる。また、その膨張傾向は過圧密比の高いものほど顕著である。

図 3 - 10 は、間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係を示したものである。一般に、側圧一定の非排水三軸試験においてそのせん断により発生する間隙水圧は、次式に示すように偏差応力成分増加にともなう平均主応力成分とダイレイタンシー成分からなるとされている。

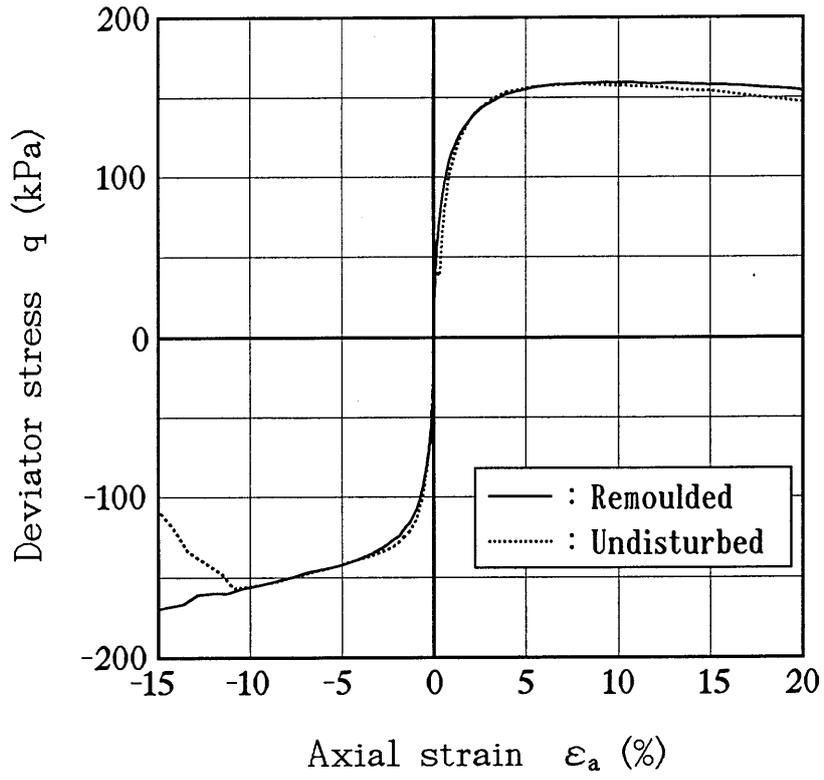


図 3 - 5 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

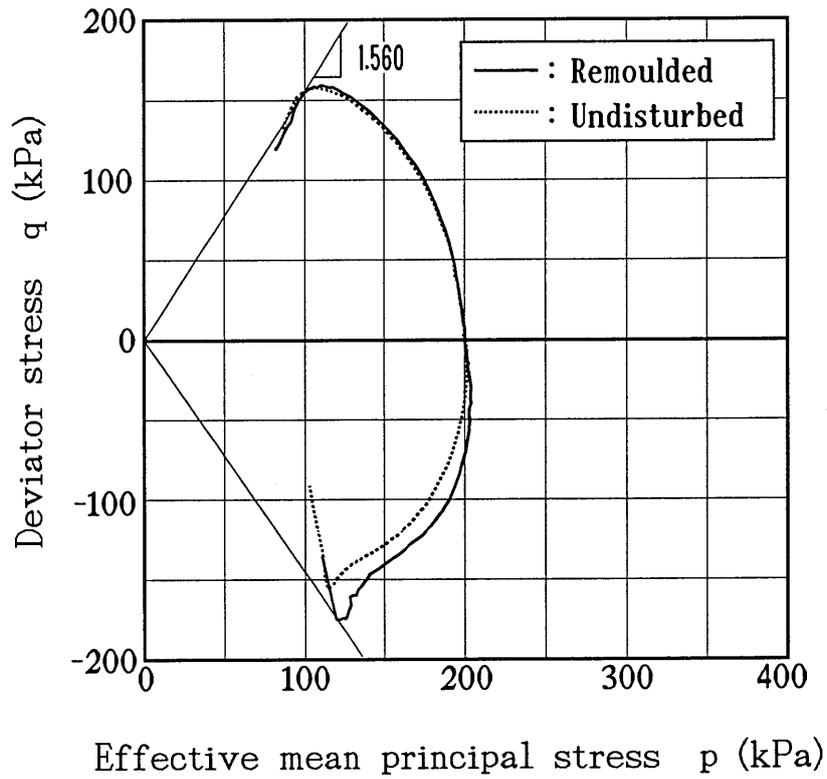


図 3 - 6 有効応力経路

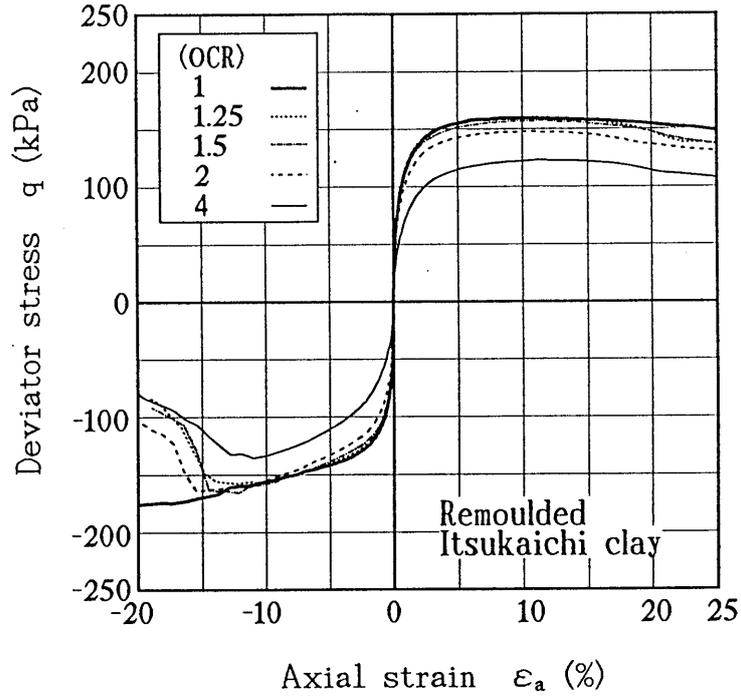


図 3 - 7 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

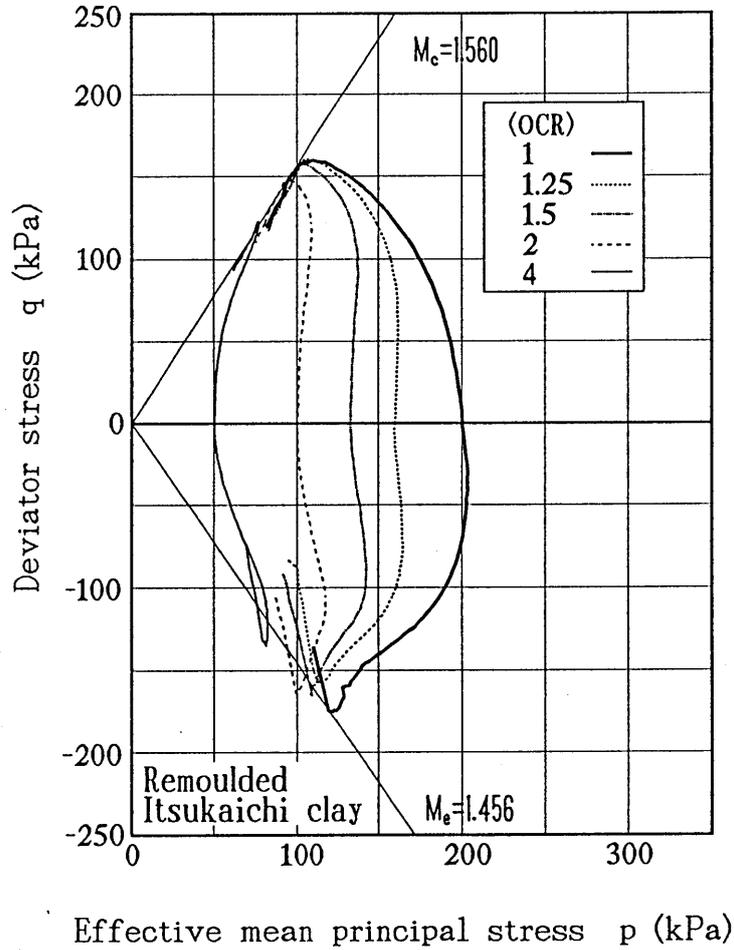


図 3 - 8 有効応力経路

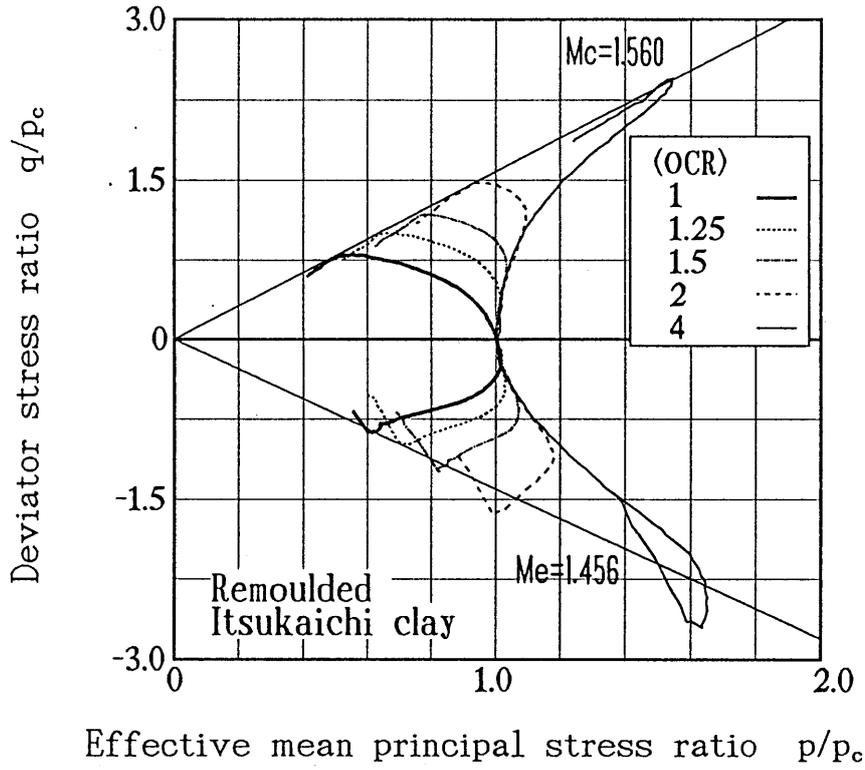


図 3 - 9 正規化された有効応力経路 ( $q/p_c \sim p/p_c$ )

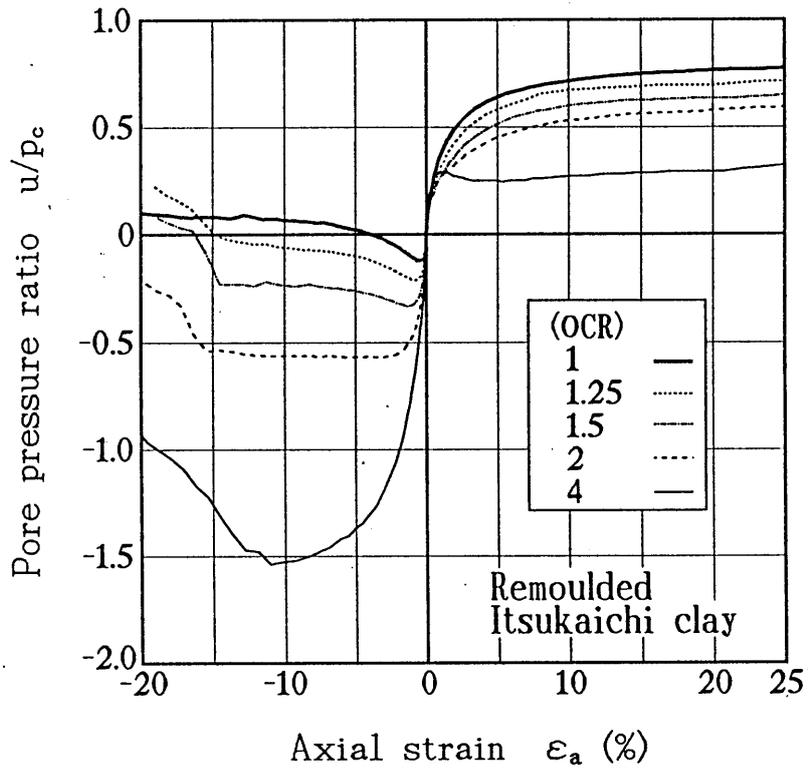


図 3 - 1 0 間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

$$\begin{aligned}
 u &= u_c + u_d & u_c : & \text{平均主応力成分} & (3-1) \\
 &= \frac{q}{3} + u_d & u_d : & \text{ダイレイタンシー成分}
 \end{aligned}$$

つまり、間隙水圧比  $u/p_c$  では純粹にせん断によるダイレイタンシー特性を表現できていないことになる。そこで、以上の仮定のもとに整理した間隙水圧比  $u_d/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon_v$  の関係を図 3-11 に示す。図から、圧縮及び伸張の間隙水圧比  $u_d/p_c$  は、その発生量またその傾向にほとんど違いがないことが認められる。正規圧密の場合、間隙水圧比  $u_d/p_c$  は軸ひずみの増加とともに単調に増加して行き  $\varepsilon_v = 15\%$  付近より定常な状態に至る。また、 $OCR \leq 2$  では載荷初期に負の間隙水圧を生じるものの、 $\varepsilon_v = 2\%$  以降その方向は正に転じて正規圧密的な挙動を示している。一方、 $OCR \geq 4$  の場合は常に負の間隙水圧が発生し、それが増加する傾向にある。図 3-12 は、有効応力比  $\eta$  と間隙水圧比  $u_d/p_c$  の関係をまとめたものであるが、過圧密比が高いものほど膨張傾向は顕著であり、正の間隙水圧比  $u_d/p_c$  の値は小さくなることが認められる。

この様に、 $OCR \leq 2$  の過圧密粘土の非排水せん断挙動は正規圧密のそれによく似ているが、 $OCR \geq 4$  の過圧密粘土の非排水せん断挙動は正規圧密または  $OCR \leq 2$  の過圧密粘土のそれと異なること、過圧密比が高くなるほど正のダイレイタンシー効果が顕著になることが明かとなった。

次に、図 3-13 は、セメンテーションや時間効果により構造の発達した疑似過圧密粘土の不攪乱試料（五日市粘土 B）を圧密降伏応力  $p_v$  よりも小さな 3 種類の圧密圧力で非排水せん断したときの有効応力経路を示したものである。強制的に過圧密にした再構成試料の結果と異なり、圧縮、伸張とも正規圧密での限界状態線を大きく飛び出し、特に伸張側においてその傾向が著しいことがわかる。

以上、等方応力状態における過圧密粘土のせん断挙動について調べた。しかし、実際の粘土地盤はその堆積環境から  $K_0$  状態にあるため、より厳密な試験手順として  $K_0$  圧密後せん断試験を行う必要がある。掘削により過圧密状態にある粘土斜面では、法尻に集中する過大なせん断応力によって破壊が生じ易いと言われており<sup>3)</sup>、過圧密粘土地盤の地盤内応力を推定するためには、有限要素法などが利用される。一般的な弾塑性解析では、過圧密粘土は弾性体として扱われるが、弾性体としての過圧密粘土地盤内応力の推定の妥当性は必ずしも十分吟味されていないようである。例えば、 $K_0$  条件下で除荷された過圧密粘土の静止土圧係数は、過圧密比の増加とともに増加する。これは、線形等方弾性

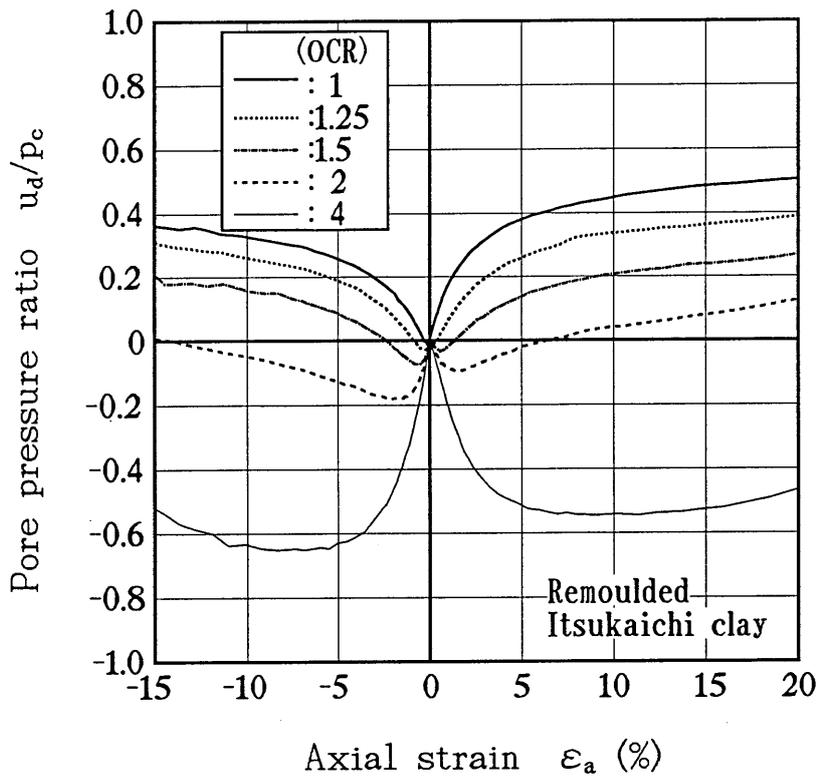


図 3 - 1 1 間隙水圧比  $u_d/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

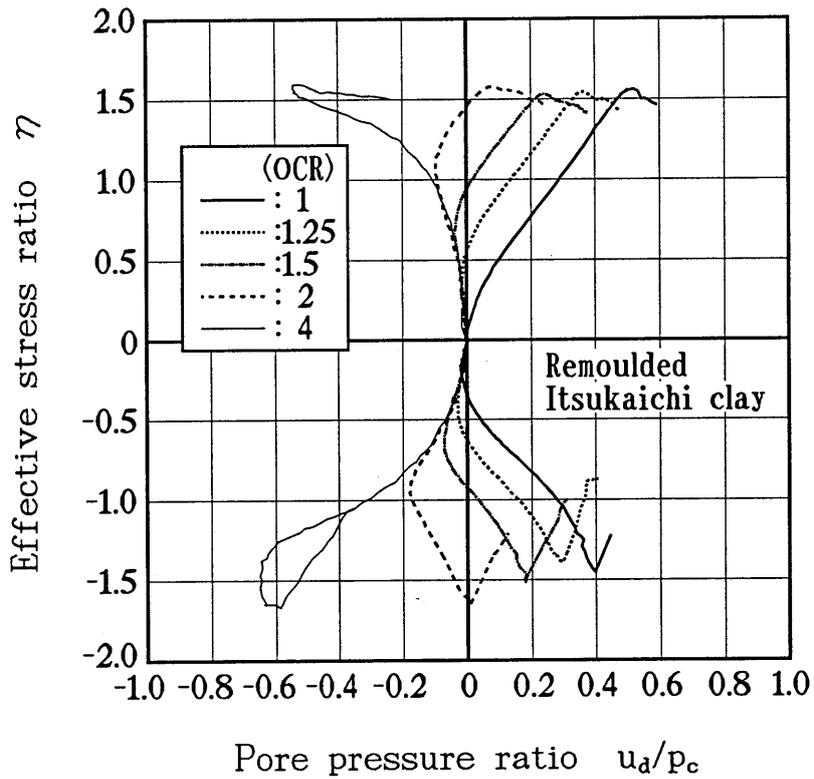


図 3 - 1 2 有効応力比  $\eta$  と間隙水圧比  $u_d/p_c$  の関係

体では説明のできない実験事実である。しかし、過圧密粘土の破壊前の変形はあまり大きくないので、地盤内応力も単純な弾性解析で予測できれば実用的である。このような観点から、過圧密粘土を等方弾性体あるいは直交異方弾性体とみなした場合の地盤内応力と変形挙動について検討がなされており、直交異方弾性体と仮定する方が、過圧密粘土の静止土圧係数と過圧密比の比例関係を説明できることが明らかにされている<sup>4)</sup>。

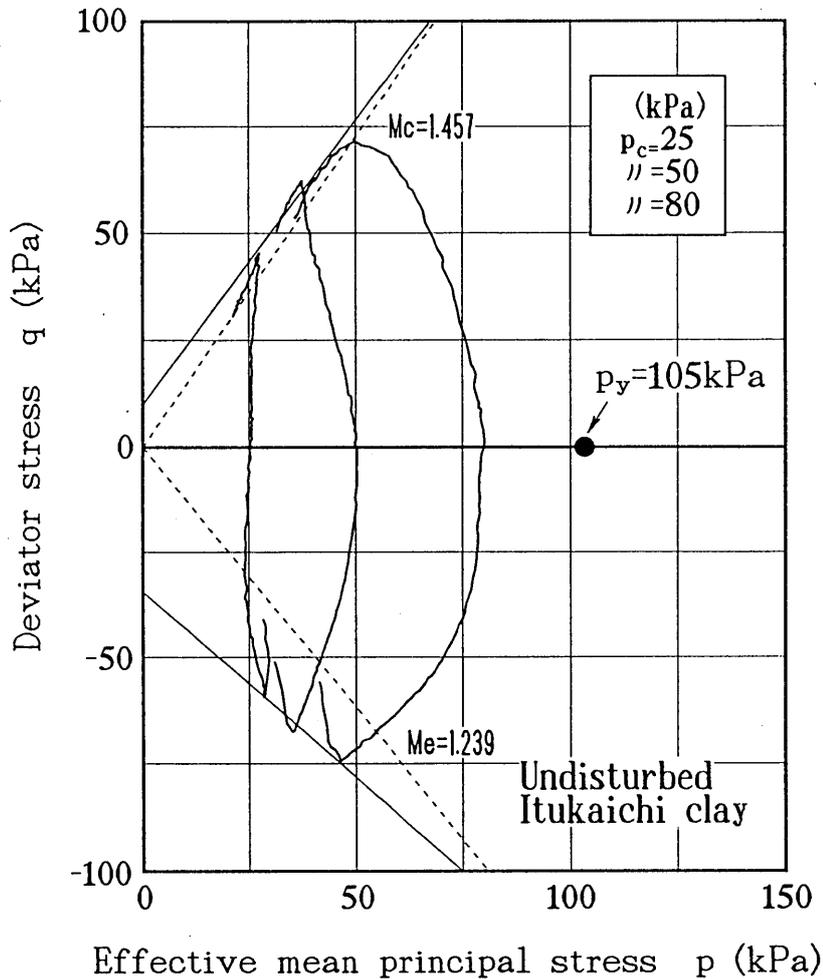


図 3 - 1 3 五日市粘土 B の有効応力経路

### 3. 2. 3 初期せん断を受ける粘土の非排水せん断挙動

ここでは、初期せん断を受ける正規圧密粘土の非排水三軸試験結果について述べる。供試体は、異方圧密後の平均有効主応力が  $p_c = 200 \text{ kPa}$  となるよう等方圧密した後、所定の初期せん断応力  $q_0$  に至るまで軸圧を増加させて異方圧密状態にした。

図 3 - 1 4 は、軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_s$  の関係を示したものである。圧縮側について

見ると、異方圧密された場合  $\varepsilon_s = 1 \sim 5\%$  の早い段階に軸差応力  $q$  は最大になりその後徐々に減少している。また、初期せん断応力比  $\eta_s (= q_s/p_c)$  の増加にともない軸差応力は大きな値となっているが、 $\eta_s = 0, 0.3$  では  $\varepsilon_s = 10\%$  以降、両者の関係に違いは見られない。伸張側では、初期せん断応力比が増大するほど、同じ大きさの軸差応力に対する軸ひずみの発生量は大きなものとなっているが、 $\varepsilon_s = -15\%$  では軸差応力は、初期せん断応力比の違いによらずほぼ等しい値になっている。図 3-15 は、 $p-q$  面上に描いた有効応力径路である。図から圧縮せん断では、初期せん断応力比が大きくなるほど上方に膨らんだ形になっており、破壊線までの距離が短くなることが分かる。また、伸張せん断では初期せん断応力比の高いものほど、よりコントラクティブな挙動になることを示している。図 3-16 は、有効応力比  $\eta$  と軸ひずみ  $\varepsilon_s$  の関係を示したものである。圧縮せん断では、载荷初期において初期せん断の高いものほど鋭い立ち上がりを示している。 $\varepsilon_s = 10\%$  以降は初期せん断応力比の違いによらず  $\eta$  は同じ値に収束している。ただし、定常な状態に至った時の有効応力比  $\eta$  は、正規圧密された場合と異方圧密された場合とでは、後者の方が若干小さな値となっている。一方、伸張側では初期せん断応力比の違いにより両者の関係は異なった形となるが、初期せん断応力比の高いものの方が有効応力比は小さくなる傾向が認められる。つぎに、図 3-17 は、間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon_s$  の関係を示したものである。また、図 3-18 はダイレイタンスー特性をより明確に把握するために、図 3-17 の関係を間隙水圧比  $u_d/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon_s$  の関係に再整理したものである。図 3-18 より、圧縮側において初期せん断応力比  $\eta_s (= q_s/p_c) = 0, 0.3$  では、発生する間隙水圧比  $u_d/p_c$  の変化は認められないが、それ以上の初期せん断応力比では、 $q_s$  の増加にともない発生する間隙水圧比  $u_d/p_c$  の量は減少している。これに対し伸張側では、データのばらつきはあるものの、初期せん断応力比の増加にともない発生する間隙水圧比の量は、増大していることが認められる。このような傾向を示す理由として、本研究においては初期せん断応力  $q_s$  を圧縮側に载荷しているために、圧縮せん断では初期せん断応力が高いほど、 $p-q$  面上での破壊線（限界状態線）までの距離が短くなるために負のダイレイタンスー特性は減少するのだと考えられる。逆に、伸張せん断では初期せん断応力が高くなるほど、 $p-q$  面上の破壊線までの距離は長くなるために、負のダイレイタンスー特性が卓越するのだと考えられる。図 3-19 は、有効応力比  $\eta$  と間隙水圧比  $u_d/p_c$  の関係を示したもののだが、初期せん断応力比  $\eta_s$  によりそれぞれ全く異なる径路を描く様子が伺える。

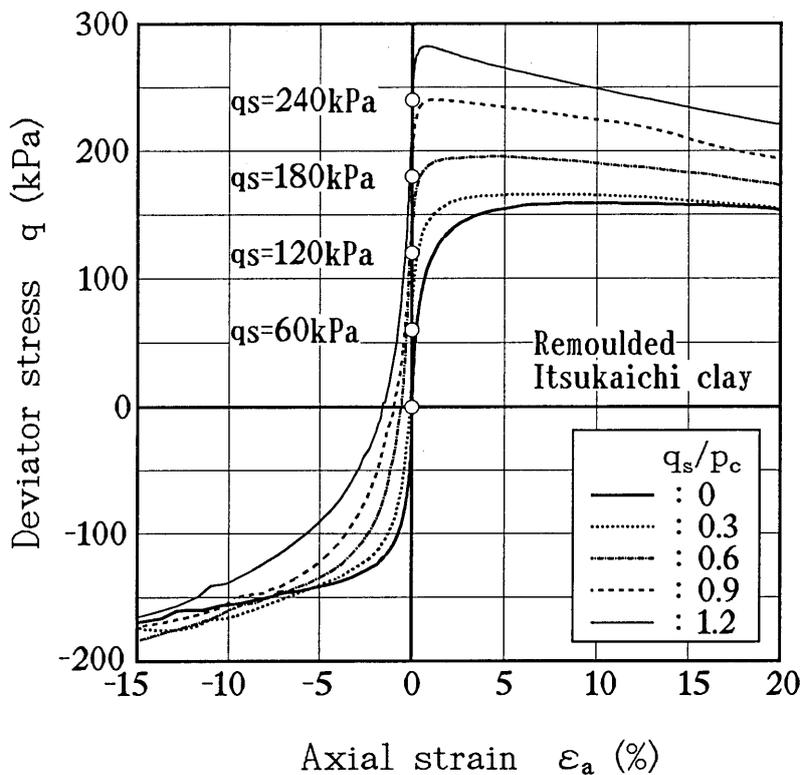


図 3 - 1 4 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係

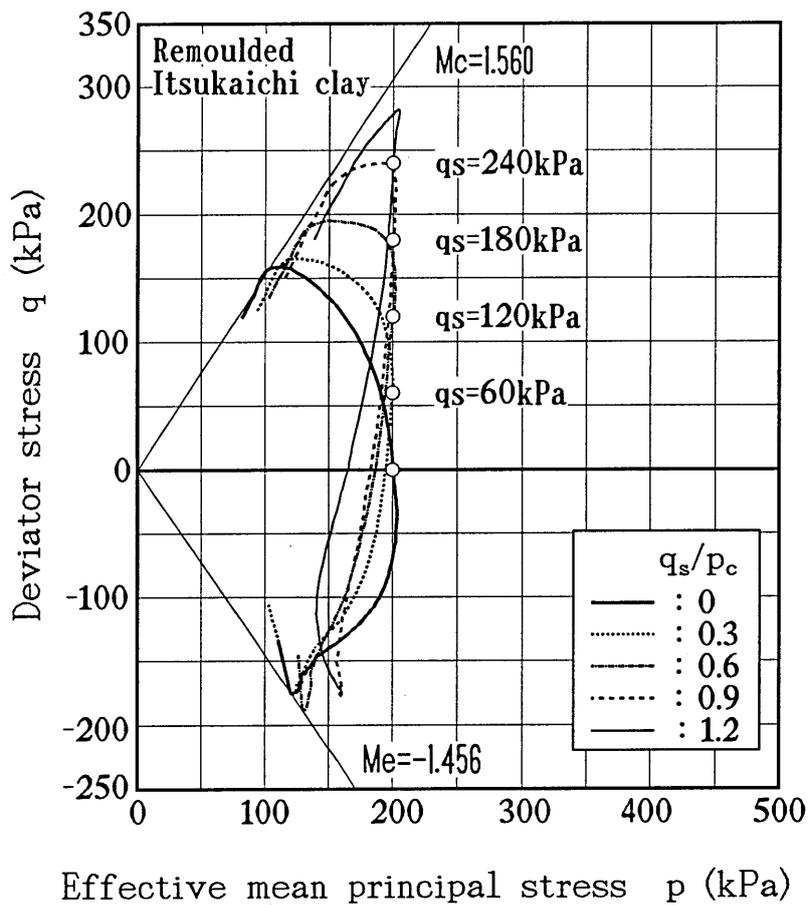


図 3 - 1 5 有効応力経路

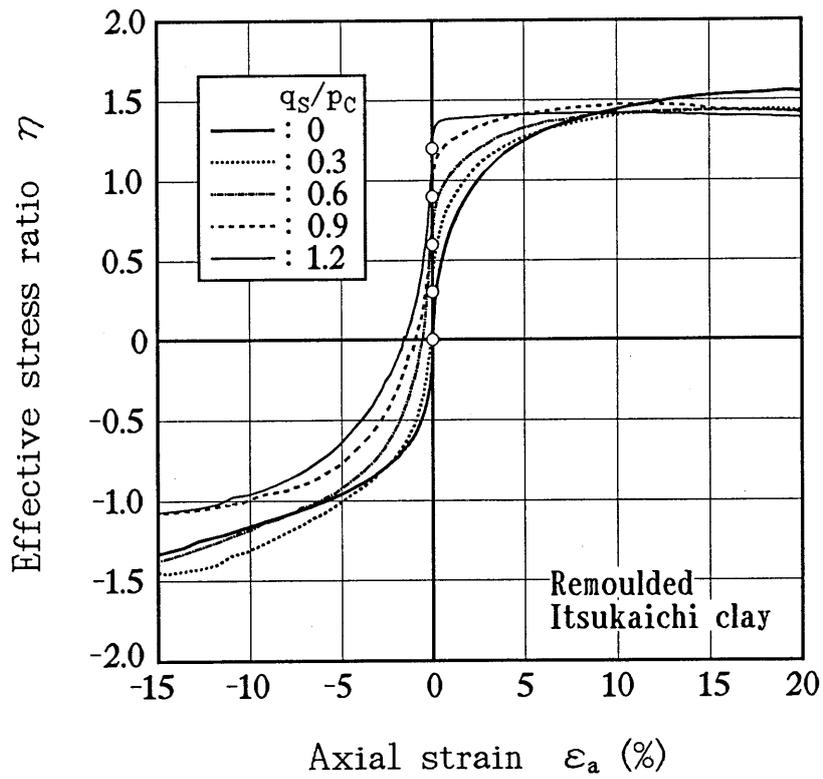


図 3 - 1 6 有効応力比  $\eta$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

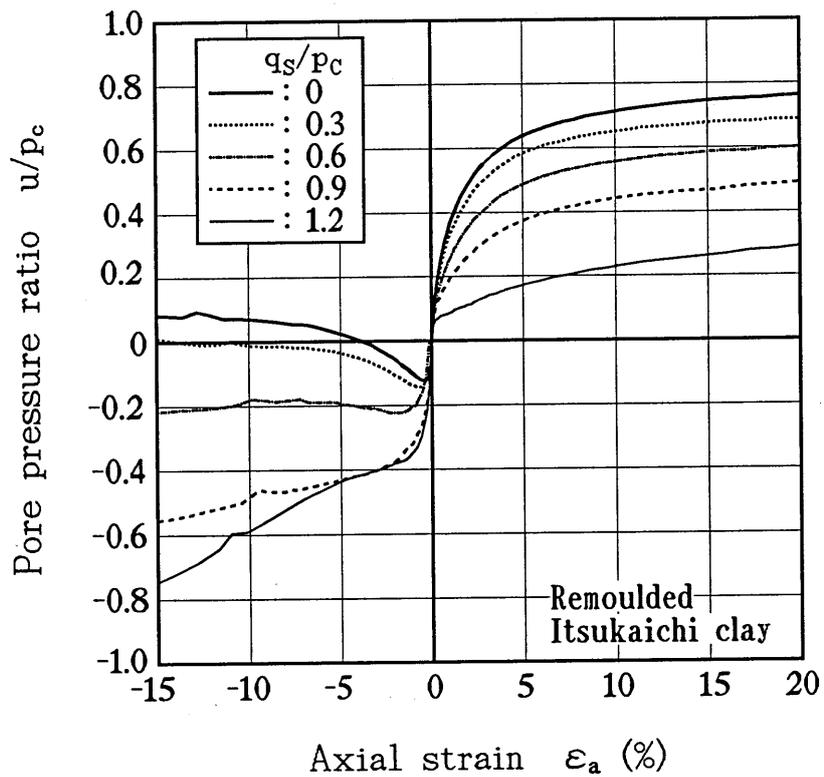


図 3 - 1 7 間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

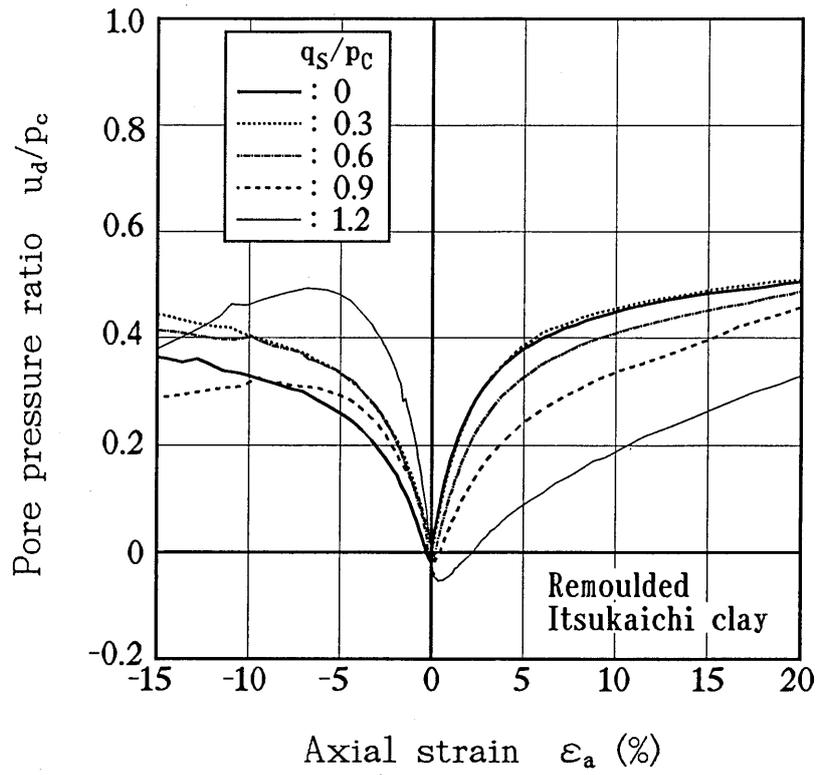


図 3 - 1 8 間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

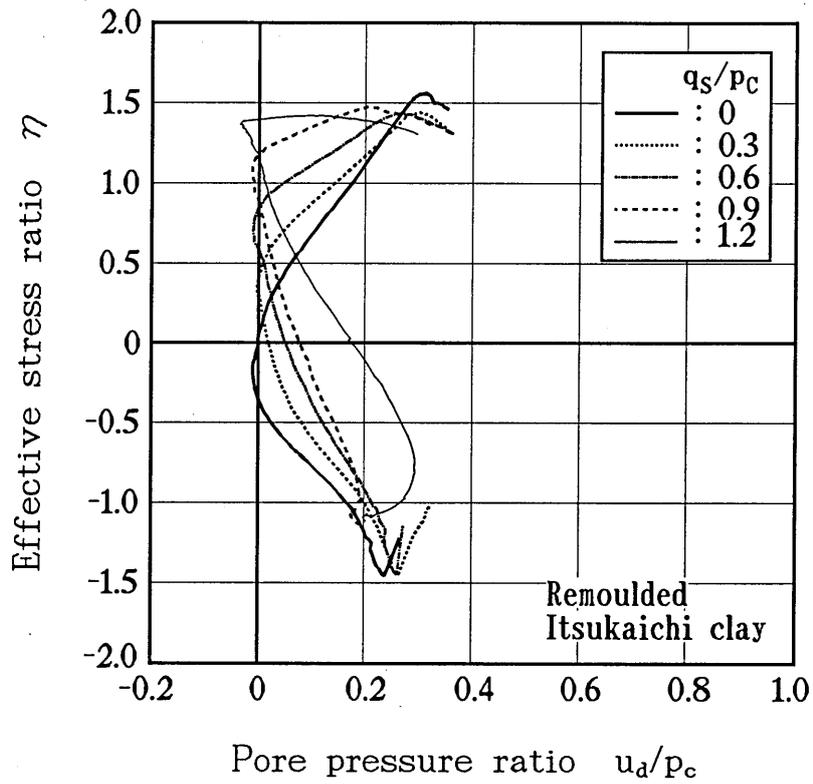


図 3 - 1 9 有効応力比  $\eta$  と間隙水圧比  $u/p_c$  の関係

3. 2. 4 限界状態と強度定数

ここでは、粘土の非排水せん断特性を非排水せん断強度 $C_u$ と限界状態に着目して考察を行う。ここで、非排水せん断強度は $C_u = (\sigma_1' - \sigma_3')_{max} / 2$ とし、限界状態の応力比 $M$ は有効応力比の最大値 $\eta_{max}$ で定義している。

図 3-20 は、等方応力状態下の正規圧密及び過圧密粘土の、非排水せん断強度 $C_u$ と有効圧密応力 $p_c$ の関係をまとめたものである。この図から等方正規圧密粘土の非排水せん断強度 $C_u$ は、有効圧密応力 $p_c$ との間に直線関係があり、強度増加率 $C_u/p_c$ は、圧縮伸張でそれぞれ0.389, -0.438である。この様に、五日市粘土の非排水せん断強度 $C_u$ は伸張せん断による値の方が圧縮せん断によるものより大きな値となっている。また、図から過圧密粘土の非排水せん断強度 $C_u$ は最大先行圧密応力 $p_m$ が等しい場合、圧縮伸張とも過圧密比の増加に伴い緩やかに減少することが認められる。図 3-21 は、非排水せん断強度比 $(C_u(OC)/p_c)/(C_u(NC)/p_c)$ と過圧密比OCRの関係を両対数上に示したものである。両者の関係は、圧縮伸張の違いによらない直線的増加傾向を示しており、Mitachiら<sup>3)</sup>、Laddら<sup>4)</sup>が行ったようにこの関係を次式により定式化した。

$$\frac{C_u(OC)/p_c}{C_u(NC)/p_c} = OCR^\Lambda \quad (3-2)$$

直線の勾配を表す $\Lambda$ は実験定数でありOC, NCはそれぞれ過圧密及び正規圧密条件を表している。式(3-2)を用いれば、比較的試験の簡単な正規圧密粘土とある過圧密比で圧密された粘土の2種類で非排水三軸試験を行うことにより、任意の過圧密比における非排水せん断強度 $C_u$ を推定することが可能である。

図 3-22 は、初期せん断応力 $q_s$ を受けた正規圧密粘土の非排水せん断強度比 $C_u/p_c$ と初期せん断応力比 $\eta_s (= q_s/p_c)$ の関係である。図から、圧縮側の非排水せん断強度比 $C_u/p_c$ は、初期せん断応力比の増加とともに増大しているのが分かる。また、 $\eta_s$ が0と0.3の $C_u/p_c$ には有為な差は認められないことから $\eta_s \leq 0.3$ の初期せん断応力比では、強度に及ぼす初期せん断の影響がほとんどないことが分かる。

伸張側の非排水せん断強度比 $C_u/p_c$ は、初期せん断応力比 $\eta_s$ の違いによらず一定である。このことから、異方圧密状態にある粘土は、その土粒子配列が異方圧密された方向に対し直角方向に積み重なりあうように変化して行くために圧縮せん断に対してより強い抵抗力を示す一方、伸張せん断に対しては、せん断とともに土粒子配列は圧密前の状態に戻って行くため、その抵抗力は異方圧密履歴によらないのだと考えることができる。

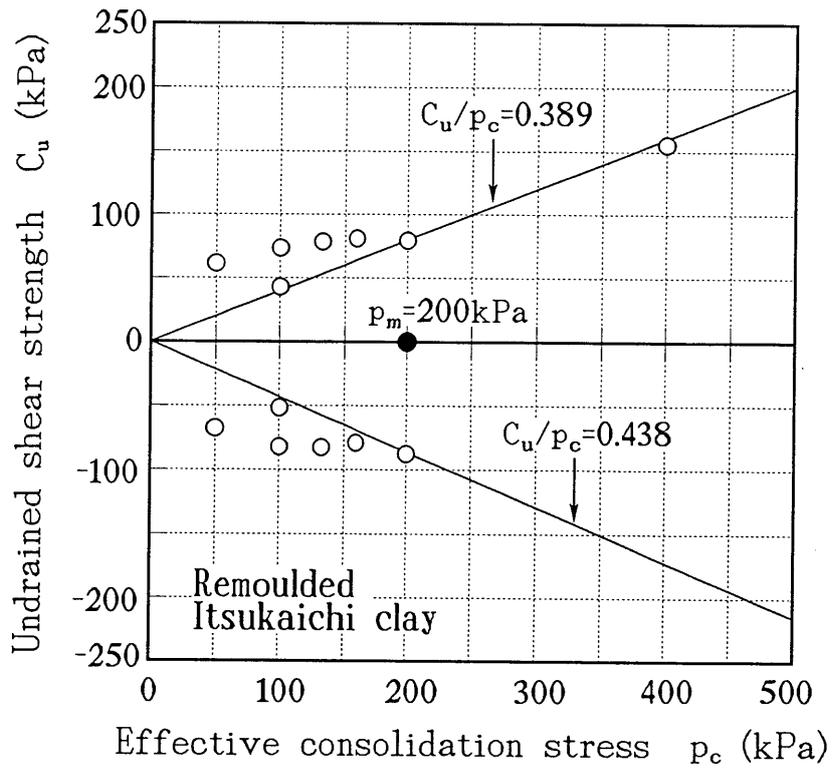


図 3 - 2 0 正規圧密および過圧密粘土の非排水せん断強度  $C_u$  と有効圧密圧力  $p_c$  の関係

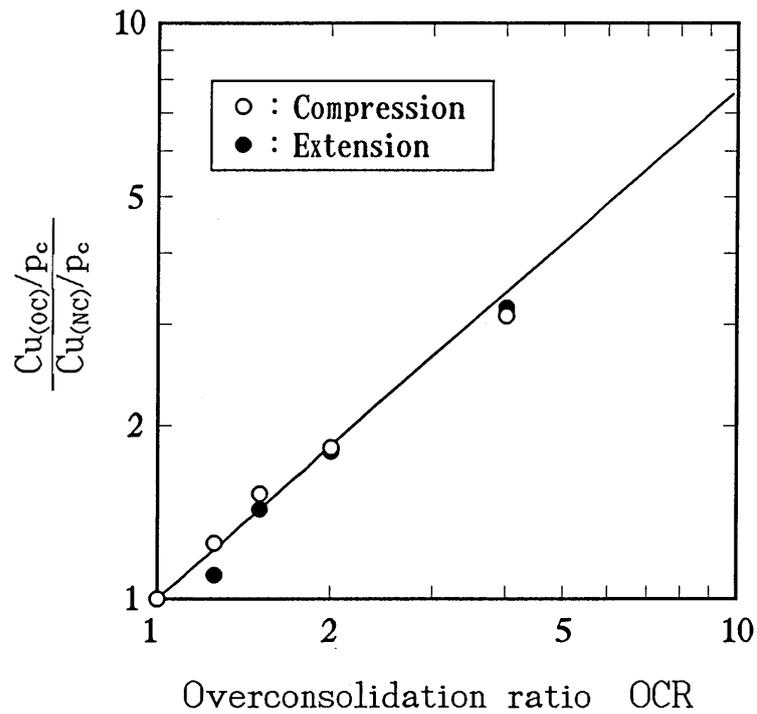


図 3 - 2 1 非排水せん断強度比  $(C_u(OC)/p_c) / (C_u(NC)/p_c)$  と過圧密比 OCR の関係

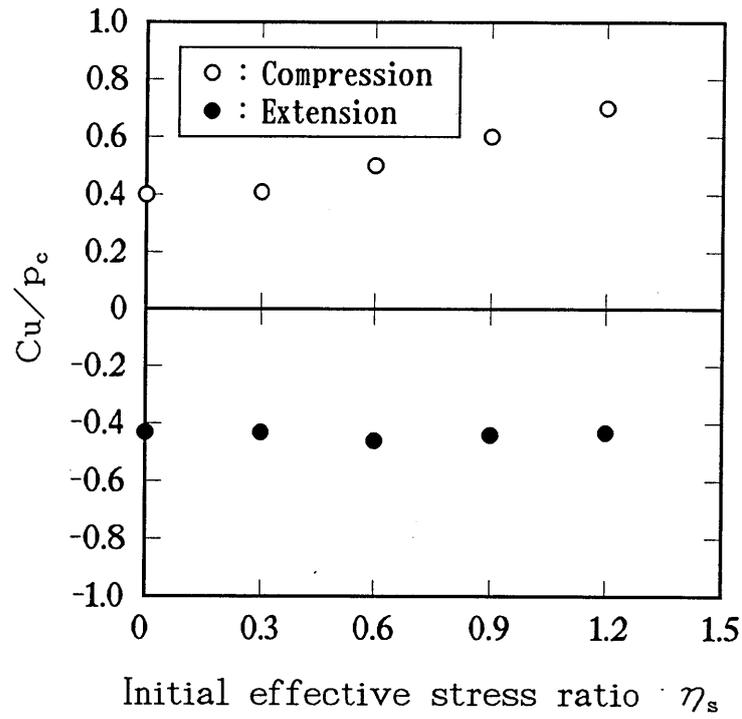


図 3 - 2 2 非排水せん断強度比 $Cu/p_c$ と初期せん断応力比 $\eta_s$ の関係

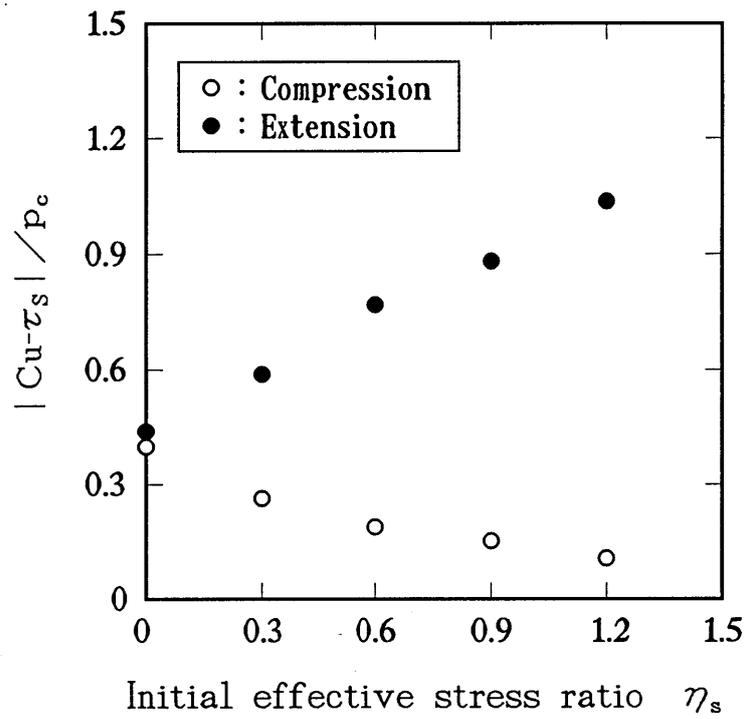


図 3 - 2 3  $|Cu-\tau_s|/p_c$ と初期せん断応力比 $\eta_s$ の関係

図 3 - 2 3 は、異方圧密後に最大せん断応力に達するまでに要したせん断応力比  $Cu - \tau_s / p_c$  と初期せん断応力比  $\eta_s (= q_s / p_c)$  の関係をまとめたものである。ここで、 $\tau_s = q_s / 2$  である。伸張側の  $Cu - \tau_s / p_c$  は、非排水せん断強度  $Cu$  が初期せん断応力によらず一定のため単調に増加する傾向にある。圧縮側の  $Cu - \tau_s / p_c$  は逆に初期せん断応力の増加とともに曲線的に減少する傾向にある。つまり、あらかじめ初期せん断等により異方圧密状態にある地盤に圧縮せん断が作用する場合、異方圧密応力比の高い地盤ほど危険な状態にあることになる。

次に、粘土の限界状態についての評価を試みる。図 3 - 2 4 は、等方応力状態で正規圧密及び過圧密された五日市粘土の、非排水三軸試験から得られた限界状態点を  $p - q$  面上にプロットしたものである。圧縮側の限界状態線 CSL は、正規圧密過圧密の違いによらず原点を通る 1 本の直線で表され、その応力比は  $M = 1.560$  である。一方、伸張側においては、 $OCR = 1.25, 1.5$  の結果は正規圧密の限界状態線付近に位置しているが、過圧密粘土の有効応力比  $\eta$  と軸ひずみ  $\epsilon_s$  の関係は過圧密比によりそれぞれ異なる径路を描き、有効応力比は過圧密比が高くなるほど大きな値になることを考慮すれば、過圧密粘土伸張側の限界状態線は、正規圧密と異なるのが妥当であると思われる。また、正規圧密  $p_c = 100 \text{ kPa}$  と  $200 \text{ kPa}$  では同一直線上に位置していないが、これは先に示されたように前者の応力状態が過圧密領域にあることから、その挙動が過圧密に近いと考えられる。以上のことから、伸張側の限界状態線は正規圧密と過圧密でそれぞれ異なる直線で表され、その勾配は共に等しいもの後者においてはさらに、粘着項を有した直線で表されることが分かる。Roscoeら<sup>7)</sup>は、Weald clay に対する  $OCR \leq 8$  の三軸試験結果から、圧縮側の限界状態線は  $p - q$  面上において排水条件、応力履歴によらない直線で表されることを示している。また、Andersenら<sup>8)</sup>は、 $OCR \leq 10$  の Drammen clay に対して三軸圧縮伸張試験を行い、軸ひずみ  $\epsilon_s = 10\%$  で規定された過圧密試料圧縮伸張の有効応力径路の破壊崩絡線は、正規圧密の勾配に等しく、さらに粘着項を有する直線で表されることを示している。この様に、本研究の結果は、両者の丁度中間的な結果を与えている。

図 3 - 2 5 は、等方 (INC) 及び異方圧密 (ANC) 状態で正規圧密された粘土の限界状態線を  $p - q$  面上に示した図である。圧縮側の限界状態線は等方と異方で異なっておりその応力比はそれぞれ  $M = 1.560, 1.441$  である。この様に、異方圧密された場合の  $M$  は多少小さくなるようである。また、伸張側の限界状態線は、 $\eta_s \leq 0.6$  では等方異方で違いは

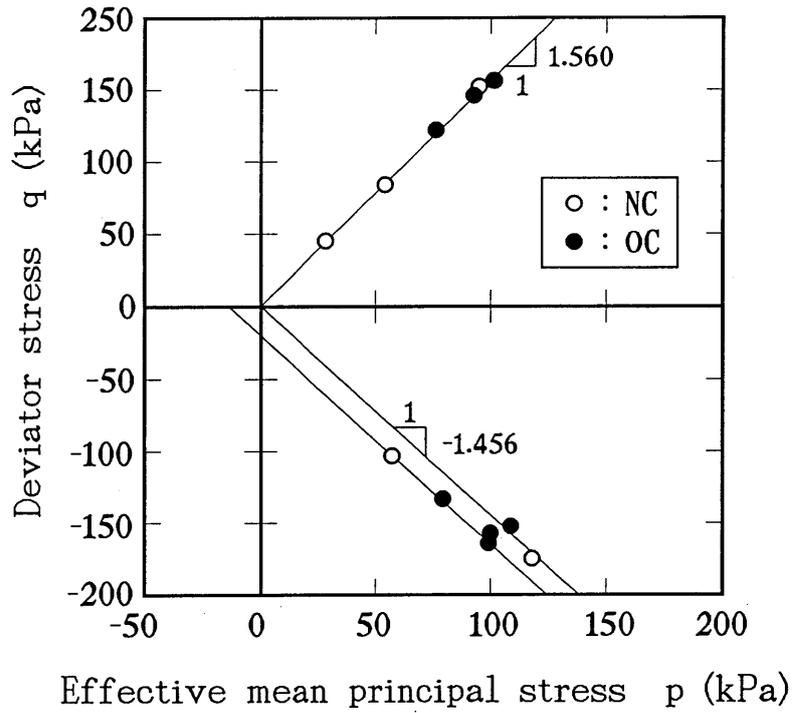


図 3 - 2 4 正規圧密および過圧密粘土の限界状態点

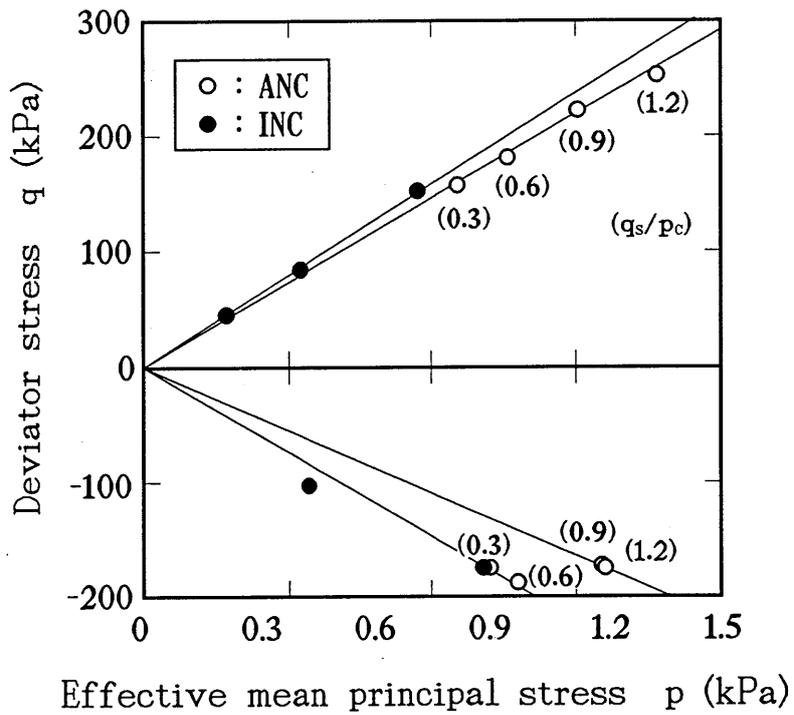


図 3 - 2 5 等方及び異方圧密粘土の限界状態点

認められないが、それ以上の初期せん断応力比  $\eta_s (=q_s/p_c)$  の  $M$  は等方のそれに比べかなり小さなものとなっている ( $\eta_s \leq 0.6 : M = -1.456$ ,  $\eta_s \geq 0.9 : M = -1.085$ )。

この様に、五日市粘土の限界状態線は応力履歴の影響を受け変化しており、その度合いは伸張側に強く現れている。

表 3 - 1 は、等方正規圧密された五日市粘土の強度定数の一覧である。ここで、内部摩擦角  $\phi'$  は次式の関係を利用し  $M$  から逆算することによって求めた。

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (\text{圧縮}) \quad ; \quad M_e = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad (\text{伸張}) \quad (3-3)$$

圧縮伸張の  $M$  はほぼ等しいが、伸張側の内部摩擦角  $\phi'$  は圧縮側のそれに比較してかなり高い値となっている。また、等方応力状態下では伸張側の非排水せん断強度の方が圧縮側より若干高めの値となっている。この様な傾向は、土田ら<sup>7)</sup>の行った非排水三軸試験結果においても見受けられる。

表 3 - 1 各粘土試料の強度定数

試料名	Mode	$C_u/p_c$	$M$	$\phi'$
五日市粘土 (再構成)	圧縮	0.389	1.560	38.2°
	伸張	0.438	1.456	74.0°
広島粘土 (再構成)	圧縮	0.448	1.456	35.5°
	伸張	0.448	1.413	67.3°
五日市粘土 B (不攪乱)	圧縮	0.363	1.457	35.5°
	伸張	0.330	1.239	51.2°

### 3. 3 繰返し載荷での非排水せん断挙動

#### 3. 3. 1 試験結果の例

等方及び異方圧密された供試体における繰返し三軸圧縮試験結果の一例を図 3-26 に示す。この図では、軸応力による断面補正は行っていないが、以後特に断らない限り断面補正はしないものとする。図 3-26 (a) の時刻歴から間隙水圧は繰返し載荷の進行とともに増加すること、その振幅はひずみが大きくなるに従い大きくなっていることがわかる。また、軸ひずみは水圧同様繰返し載荷の進行とともに振幅が大きくなるが、等方と異方圧密では発生仕方が異なる。等方圧密でのひずみは圧縮、伸張側にほぼ対称な状態でその振幅が進行しているのに対し、初期せん断を与えられた異方圧密の場合には、圧縮側（初期せん断応力の作用している側）に累積しながら進行していくことがわかる。また、(b) の応力～ひずみ関係では、等方、異方圧密とも繰返し載荷によりひずみ振幅が増大し、剛性が徐々に低下していく様子が観察される。さらに、(c) の有効応力経路からは、繰返し載荷に伴う有効応力の減少によりループが左方に進行し、それとともに 1 サイクルあたりの変化量が減少するが、砂において観察されるような有効応力がゼロになる、いわゆる液状化には至らないことがわかる。

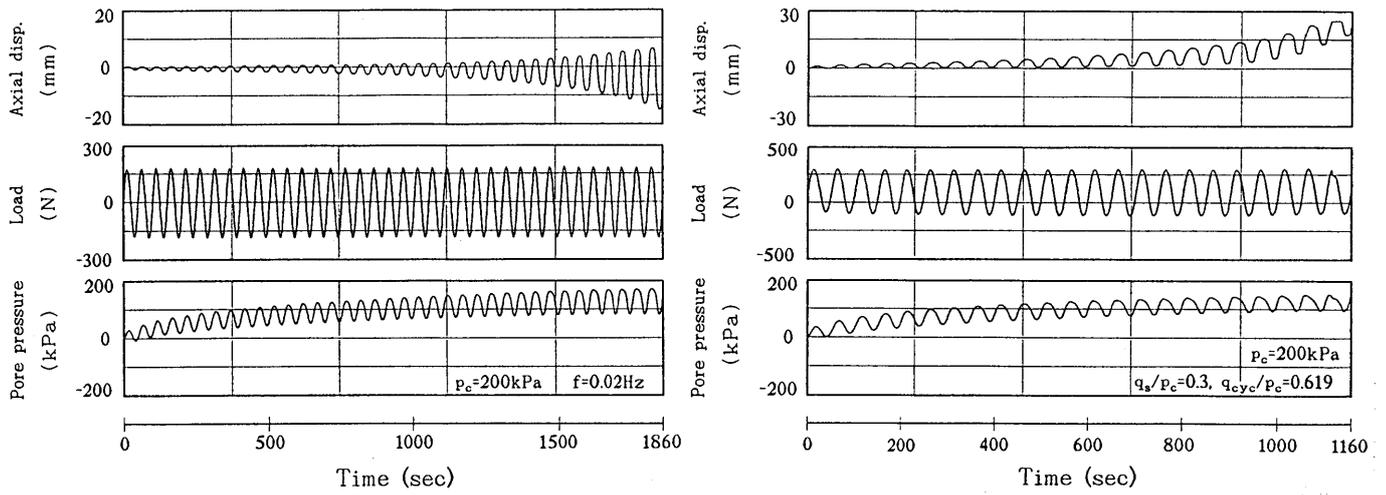
#### 3. 3. 2 試験結果の整理法

繰返し三軸圧縮試験においては、特有の整理方法、整理項目があるので以下に説明する。

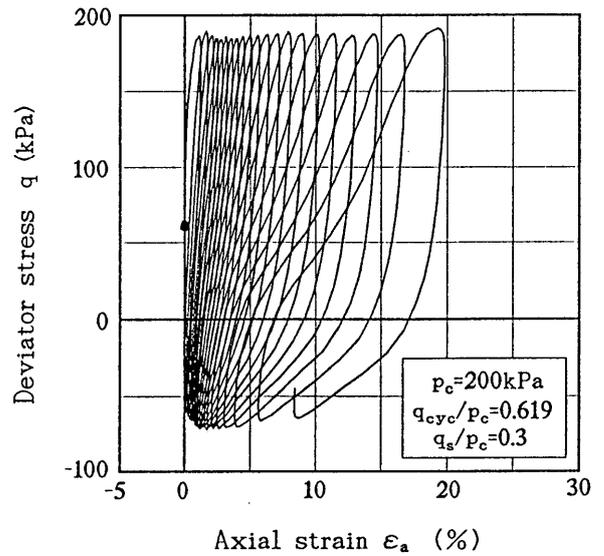
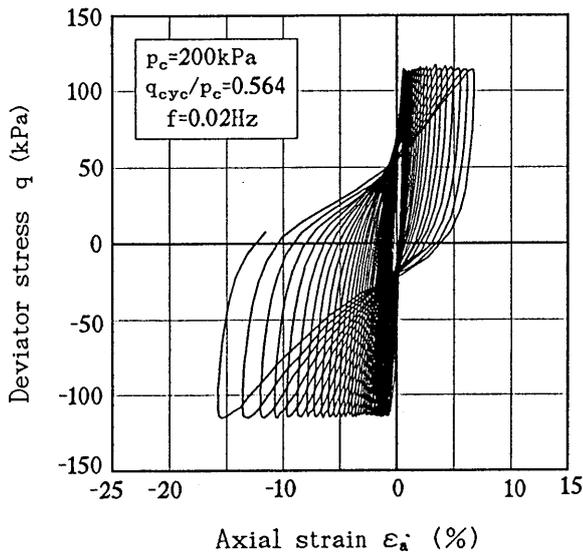
##### (a) ひずみ量の規定

繰返し強度は、一般にある大きさのひずみを規定し、そのひずみに至るに必要な繰返し応力と繰返し回数で評価される。図 3-27 (a)～(c) に、繰返し強度を規定する軸ひずみ両振幅  $DA$ 、残留軸ひずみ  $RS(\varepsilon_r)$  及びピーク軸ひずみ  $PS(\varepsilon_p)$  の概念を示す。軸ひずみ両振幅は、圧縮側と伸張側の繰返し応力のピーク点での軸ひずみの差で表される。残留軸ひずみは、繰返し応力が初期の軸差応力と等しくなる点の軸ひずみである。さらに、ピーク軸ひずみは、繰返し応力の圧縮側ピーク点での軸ひずみである。これらのひずみが、10 回以下の繰返し回数において生じる場合は、それぞれ次式により小数点以下まで計算される。

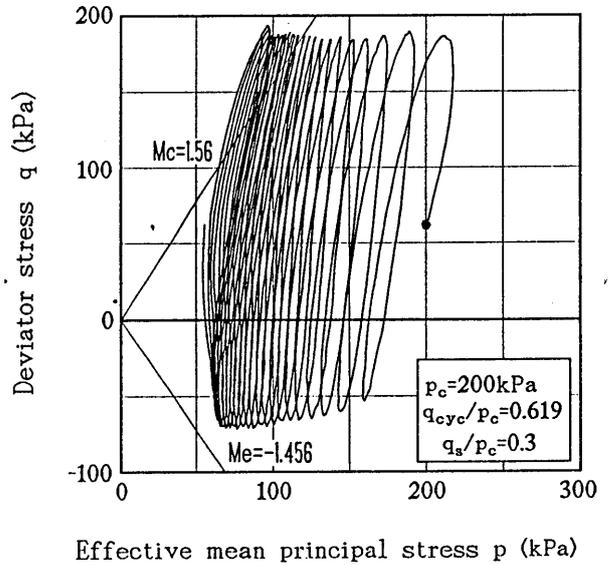
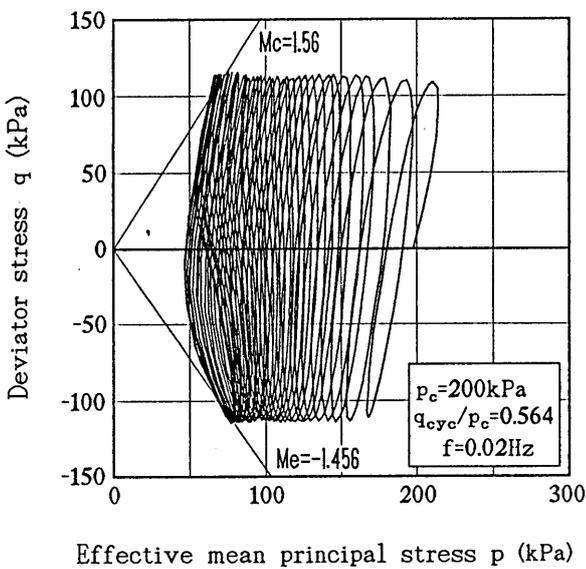
$$N_c = \frac{DA - DA(N_i)}{DA(N_i + 0.5) - DA(N_i)} \cdot 0.5 + N_i \quad (3-4)$$



( a ) 軸変位・軸荷重・間隙水圧の時刻歴

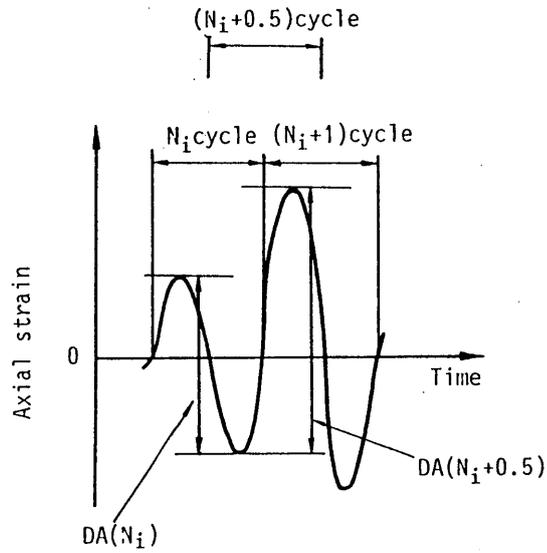


( b ) 軸差応力～軸ひずみ関係

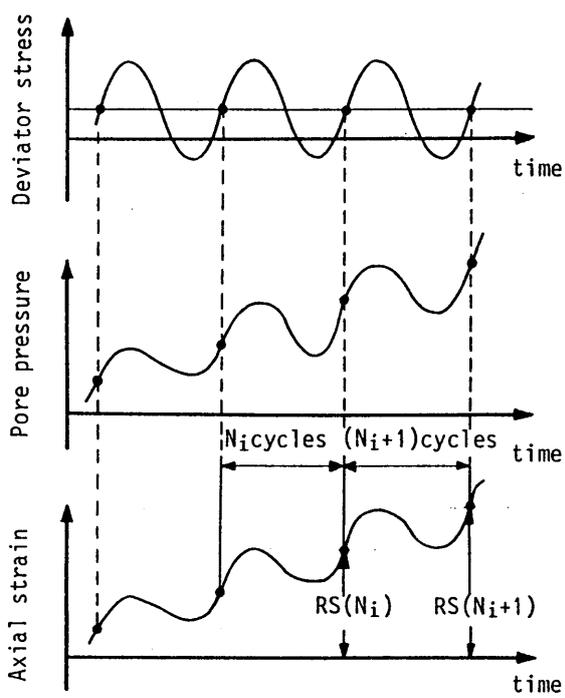


( c ) 有効応力経路

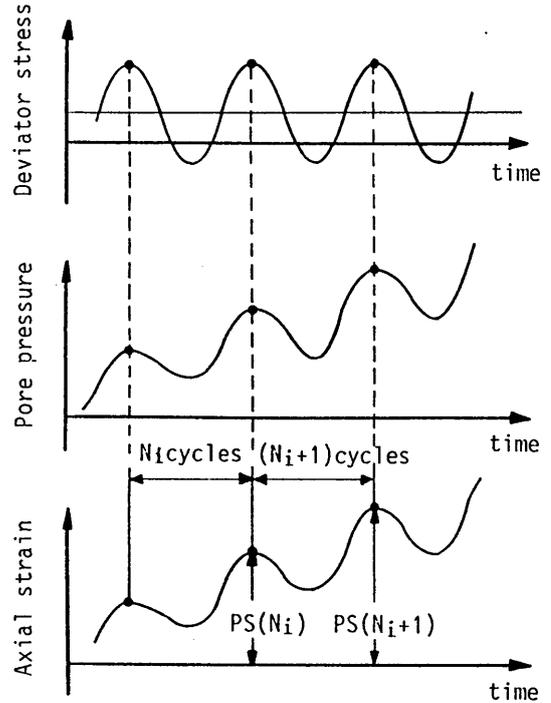
図 3 - 2 6 繰返し三軸圧縮試験結果の一例



(a) 軸ひずみ両振幅



(b) 残留ひずみ



(c) ピーク軸ひずみ

図 3 - 2 7 繰返し破壊を規定するひずみの概念

$$N_r = \frac{RS - RS(N_i)}{RS(N_i + 1) - RS(N_i)} + N_i \quad (3-5)$$

$$N_p = \frac{PS - PS(N_i)}{PS(N_i + 1) - PS(N_i)} + N_i \quad (3-6)$$

(b) 繰返し回数 (N)

繰返し回数 N は、制御に用いられる荷重あるいは変位の 1 周期を 1 回とし、N 周期を N 回とする。ただし、N は必ずしも整数である必要はない。

(c) 応力振幅

すべての試験は荷重制御試験であるので、試験中荷重振幅を一定に保つことを目標としているが、実際には多少の変動がおこる。荷重振幅については、振幅中心位置の移動は無視し、載荷から 10 波目までの全振幅の平均値で求めている。応力振幅については、基本的に繰返し載荷中の供試体断面積の変化を無視し、荷重振幅を圧密後の供試体断面積で割ることにより求めている。なお、荷重、応力振幅には両振幅と片振幅があるが、慣用的に片振幅を以下の整理に用いる。

(d) 間隙水圧の規定

軸ひずみと同様の定義がなされる。

### 3. 4 本章の要約

粘土の非排水せん断特性を把握するために、正規圧密及び過圧密された粘土に対し非排水三軸試験を実施した。正規圧密粘土については、拘束圧及び初期せん断応力を、過圧密粘土については、過圧密比を種々に変化させており、いずれもひずみ速度 0.1%/min で圧縮伸張せん断が加えられた。本章では、これらの試験結果に基づき検討を行い、以下に示す知見が得られた。

#### I. 等方正規圧密粘土の非排水せん断特性

- (1) 室内で再構成された粘土が正規圧密状態になるためには、その圧密降伏応力の 4 倍以上の圧密応力が必要である。
- (2) 正規圧密状態にある粘土の、軸差応力比  $q/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon_s$  の関係は拘束圧に依存しない。

#### II. 過圧密粘土の非排水せん断特性

- (1) 軸差応力は、圧縮伸張とも軸ひずみ  $\varepsilon_s = 10\%$  付近において最大値に達する。
- (2) 過圧密比が 2 以下の粘土は、載荷初期において正のダイレイタンスー特性を示すがひずみの増大とともに負のダイレイタンスー特性が卓越する。一方、過圧密比が 2 よりも大きくなると常に正のダイレイタンスー特性を示す。また、過圧密比が高くなるほど正のダイレイタンスー効果は顕著になる。
- (3) 非排水せん断強度比  $(C_u(OC)/p_c)/(C_u(NC)/p_c)$  と過圧密比 OCR の間には、両対数上で直線の増加傾向があり、五日市粘土では圧縮伸張の違いによらず一本の直線で表せる特徴がある。
- (4)  $p-q$  面上で圧縮側の限界状態線は、正規圧密と同じ原点を通る直線で表されるが、伸張側においては正規圧密とその勾配が等しく、粘着項を有する直線で表される。
- (5) セメンテーションにより構造の発達した疑似過圧密不攪乱粘土の有効応力経路は、再構成の粘土とは異なり圧縮、伸張とも正規圧密での限界状態線を大きく飛び出し特に伸張側においてその傾向が著しく現れる。

### Ⅲ. 異方圧密粘土の非排水せん断特性

- (1) 圧縮側の非排水せん断強度  $C_u$  は初期せん断応力比  $\eta_s (= q_s/p_c)$  の増加とともに増大する。伸張側においては、初期せん断応力比  $\eta_s$  の違いによらず  $C_u$  は一定である。
- (2) 圧縮せん断により発生する間隙水圧比  $u_d/p_c$  は初期せん断応力比  $\eta_s$  の増加にともない減少する。一方、伸張せん断により発生する間隙水圧比  $u_d/p_c$  は、初期せん断応力比  $\eta_s$  の増加にともない増大する。

参 考 文 献

- 1) 例えば Seed, H.B. and Chan, C.K.: Clay Strength under Earthquake Loading Conditions, Proc. ASCE, SM2, pp.53-78, 1966.
- 2) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男: 過圧密粘土の圧密特性、港湾技術研究所報告、Vol.12, No.1, pp.123-139, 1973.
- 3) 末岡 徹・村松正重・今村 聡・小林淳志: 掘削斜面安定に影響する洪積粘土の力学的特性、土と基礎、No.376, pp.37~44, 1985.
- 4) 赤石 勝・外崎 明・杉山太宏: 過圧密粘土の弾性係数と静止土圧、土木学会論文集、III-14、pp.283~286, 1990.
- 5) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remoulded Clay due to Swelling, Soil and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 45-58, 1976.
- 6) Ladd, C. C., et al.: Stress-Deformation and Strength Characteristics, Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.421-494, 1977.
- 7) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: On Yielding of Soiles, Geotechnique, Vol. 8, No. 1, pp. 22-53, 1958.
- 8) Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F. and Rosenbrand, W. F.: Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen clay, Proc. ASCE, Vol.106, No.GT5, pp. 499-529, 1980.
- 9) 土田 孝・佐藤・小林: 乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について、港湾技研資料, No.444, pp.3-27, 1983.



## 第 4 章 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす諸要因

### 4. 1 概 説

粘土の非排水繰返しせん断強度に及ぼす要因としては、大きく分けて物理特性（塑性指数、含水比）、応力状態（有効拘束圧、過圧密比、初期せん断応力、主応力比、応力履歴）、外荷重条件（繰返し回数、載荷速度、不規則性）、強度の基準（基準ひずみ量）の 4 項目が挙げられる。

粘土はその繰返しせん断挙動において顕著な周波数（速度）依存性を示すことが知られている<sup>1)・2)・3)</sup>。本研究で対象としている地震、波浪、交通荷重はいずれも異なる周期の繰返し外力であるため、広範囲の周波数における非排水繰返しせん断特性の評価が必要である。しかし、この問題は非常に重要であるにもかかわらず未解明の部分が多く残されているのが実状のようである。また、室内で要素試験を行う場合、粘土の時間依存特性が供試体内部のひずみ及び間隙水圧の不均一性として現れると、その測定精度を著しく低下させることが予想される<sup>4)・5)</sup>。

一般に自然の粘土地盤は、掘削、侵食や地下水位の変動等の応力履歴を受けることによってある程度の過圧密状態にあり、また長期の堆積による時間効果や繰返し応力履歴を受けた粘土地盤も、見かけ上過圧密状態になることが知られている。過圧密粘土のせん断特性に関する研究は、主として前者の応力履歴を受けたものに対して行われてきた。松井ら<sup>6)</sup>は、過圧密粘土を対象に繰返し三軸試験を行い、過剰間隙水圧とひずみに与える繰返し応力の影響を明らかにし、それらを過圧密比の関数として表した。Azzouz<sup>7)</sup>は、過圧密粘土に対して非排水繰返し単純せん断試験を行い、その変形挙動は正規圧密によく似ていること、載荷初期においては負の間隙水圧が発生しその値は過圧密比の増加とともに大きくなることを明らかにした。一方、時間効果や繰返し応力履歴を受け見かけ上過圧密状態にある粘土は疑似過圧密粘土と呼ばれ、近年盛んに研究が行われることによりその特性が次第に明らかにされつつある<sup>8)・11)</sup>。しかし、現在までのところこのような過圧密粘土の繰返しせん断特性に関する研究は例が少なく、今日もまだ未解明の部分が多く残されている。

本章では、粘土の非排水繰返しせん断特性に影響を与える要因について明らかにするために、水平地盤を想定した等方圧密状態にある粘土に対し、周波数ならびに載荷速度、

拘束圧、過圧密比を種々に変化させ、また塑性指数の異なる試料について行った非排水繰返し三軸試験結果に基づき詳細な検討を行う。

以下、節に従って本章の概要を述べる。まず、第 2 節では、非排水繰返しせん断挙動、繰返しせん断強度、繰返しせん断停止後の間隙水圧挙動、含水比に及ぼす載荷周波数の影響について考察を行い、粘土供試体の要素性について議論する。第 3 節では、塑性指数の違いが発生するひずみや間隙水圧に与える影響について考察を行い、塑性指数と繰返しせん断強度との関係について議論する。第 4 節では、圧密履歴の影響として過圧密比、拘束圧、不攪乱と再構成の影響について、軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴や応力～ひずみ関係及び有効応力径路を示すことにより検討する。また、残留間隙水圧と軸ひずみ両振幅に及ぼす圧密履歴の影響を、繰返し回数との関係で表すことにより明らかにする。最後に、第 5 節において、本章で得られた知見を要約し結論とする。

#### 4. 2 周波数の影響

一般に地震波の周期は0.1~1sec、波浪では1~100sec程度であると言われている。周波数（載荷速度）依存性を有する粘土では、周波数を幾つに設定し実験を行うか？ということが特に重要である。そこで、まず正規圧密粘土に対し繰返し載荷周波数を0.01Hzから0.1Hzまで4種類に変化させた実験を行い、繰返しせん断挙動に与える影響について調べる。

図4-1、図4-2は、繰返し応力比が $q_{cyc}/p_c=0.6$ とほぼ一定で、周波数が $f=0.1, 0.05, 0.02, 0.01$ Hzに異なる場合の五日市粘土不攪乱試料の残留間隙水圧比 $u_r/p_c$ 及び軸ひずみ両振幅 $DA$ の変化を繰返し回数に対して整理した結果である。これらを比較すると、周波数の違いにより結果は異なっているが、周波数が $f=0.1, 0.05$ Hzの場合と $f=0.02, 0.01$ Hzの場合のそれぞれの組み合わせにおいては軸ひずみ両振幅、残留間隙水圧比ともにほぼ同様な挙動を示しているのが認められる。そこで、周波数 $f=0.1, 0.05$ Hzを急速載荷、 $f=0.02, 0.01$ Hzを緩速載荷と2つに分けて呼ぶことにする。両者においては、急速載荷より緩速載荷の方が残留間隙水圧比、軸ひずみ両振幅とも早い回数で上昇しているのが分かる。松井ら<sup>2)</sup>は、周波数の高いものの方が同じ繰返し回数で間隙水圧、軸ひずみとも小さく現れる傾向にあることを示しているが、この結果は、ある程度の周波数の範囲を有しながら粘土の挙動が変化することを示している。

図4-3は、各サイクルにおけるひずみ両振幅 $DA$ と繰返し応力ピーク時の有効応力比 $\eta_p$ の関係を、繰返し応力比が $q_{cyc}/p_c=0.6$ とほぼ一定で周波数が $0.1, 0.05, 0.02, 0.01$ Hzと異なる場合について整理したものである。図は、圧縮、伸張とも両者の関係が周波数の違いによらず一義的に表されることを示している。このことは、周波数の違いにより粘土の間隙水圧、ひずみ挙動が変化しても、正規圧密粘土の有効応力比とひずみ両振幅の関係は変化しないことを意味しており、正規圧密粘土の挙動を統一的に把握するためには、この関係が非常に有効であると言えよう。

次に、図4-4は繰返し応力振幅がほぼ同じで、周波数が $0.1, 0.05, 0.02, 0.01$ Hzと異なる、五日市粘土再構成試料の繰返し第一波目の有効応力径路を重ね書きしたものである。図から、急速載荷の有効応力径路は全応力径路に沿うような形を示しており、間隙水圧の上昇が見られない。これに対し、緩速載荷の有効応力径路はせん断に伴う間隙水圧の発生が認められる。これから、急速載荷の場合、実際には発生しているであろう間

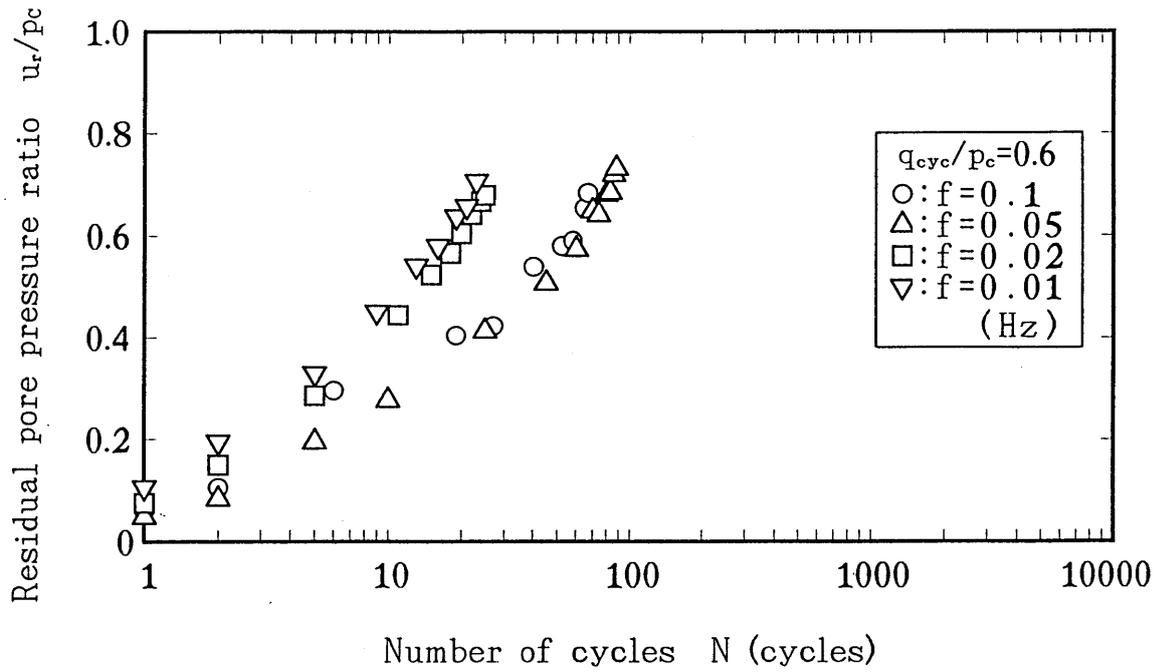


図 4 - 1 周波数の異なる残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係  
(五日市粘土不攪乱試料)

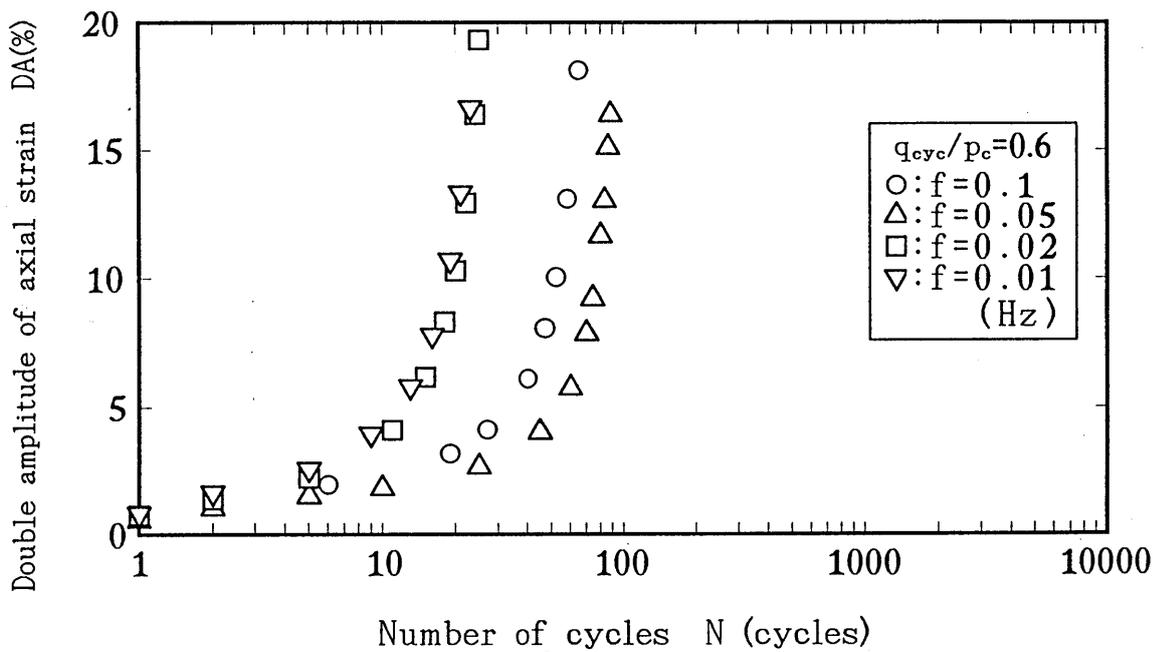


図 4 - 2 周波数の異なる軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し回数  $N$  の関係  
(五日市粘土不攪乱試料)

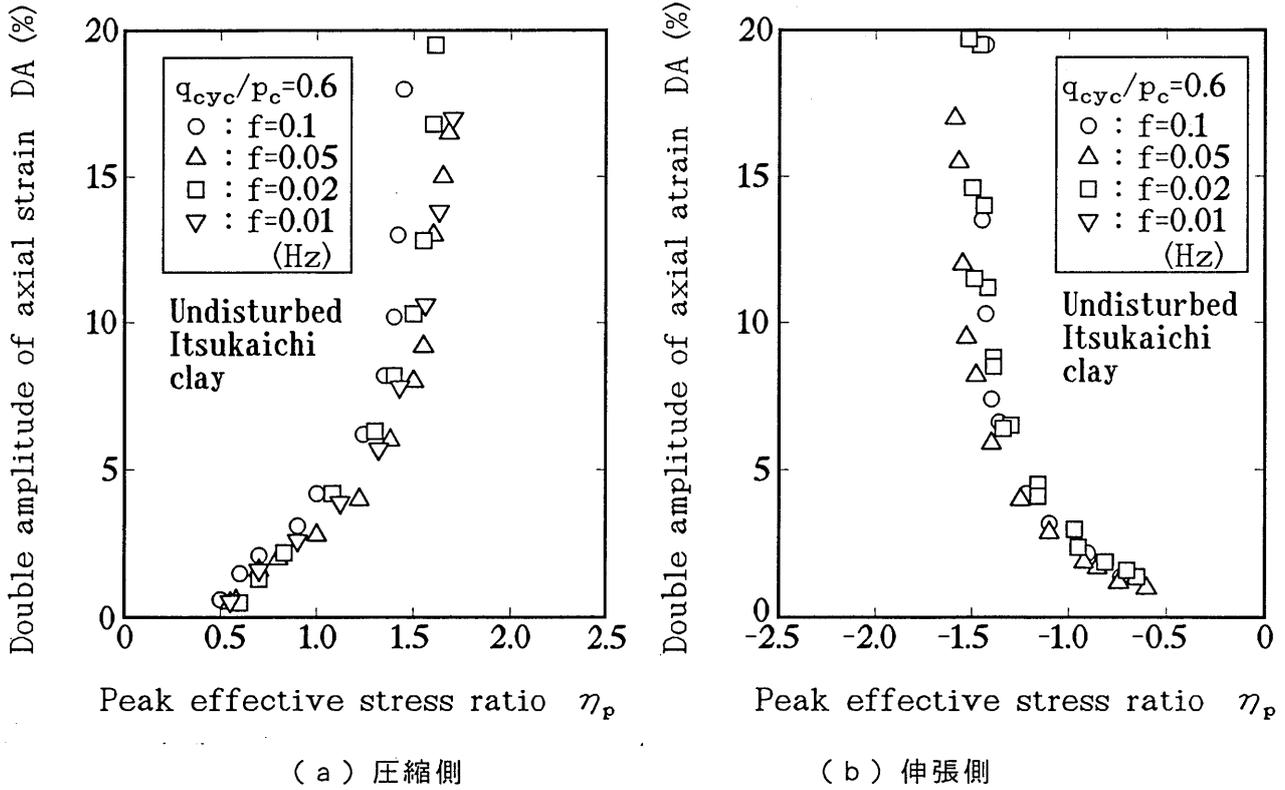


図 4 - 3 軸ひずみ両振幅 DA とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係  
(五日市粘土不攪乱試料)

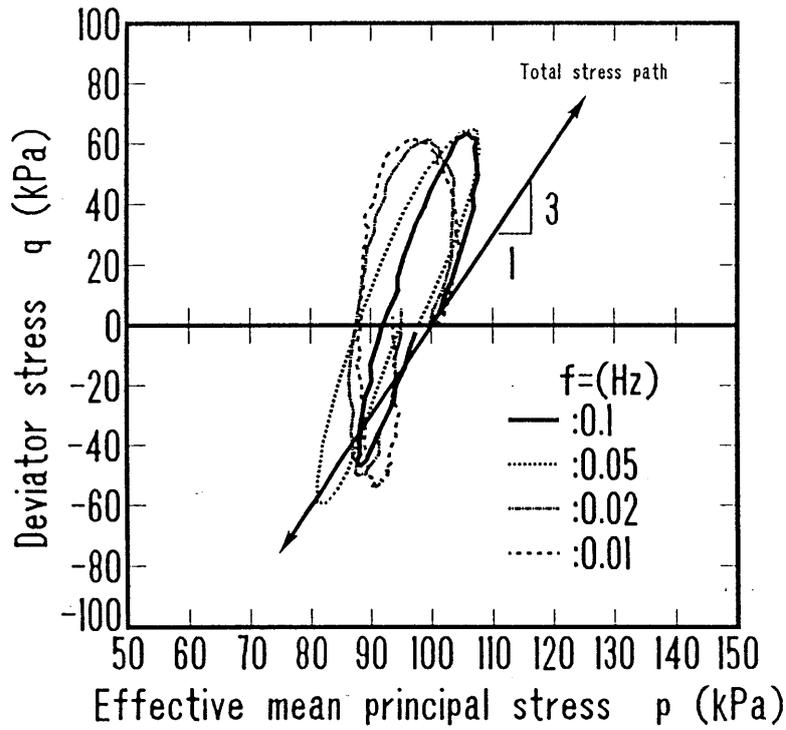


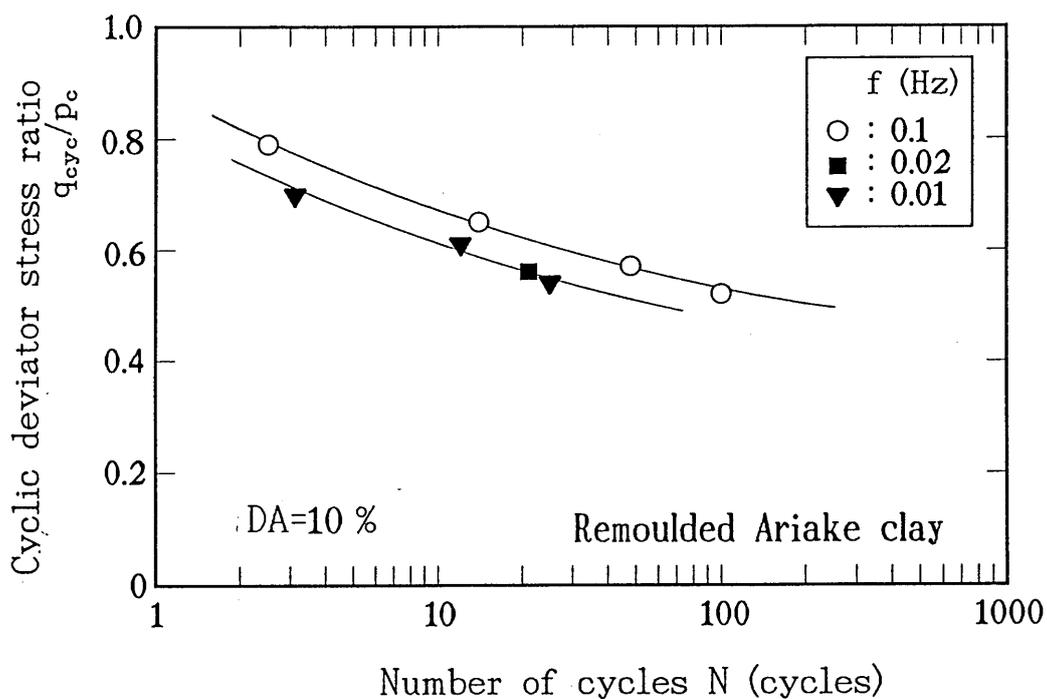
図 4 - 4 繰返し第一波目の有効応力径路  
(五日市粘土再構成試料,  $p_c = 100 \text{ kPa}$ )

隙水圧が、伝達の遅れにより正確に測定されていない可能性が考えられる。仮にこれが事実であれば、供試体内の間隙水圧分布は不均一で要素と見なせないことになる。一方、緩速載荷の場合は間隙水圧が伝達するに十分な時間があり、供試体内の間隙水圧分布は均質となり要素として取り扱うことが可能と考えられる。

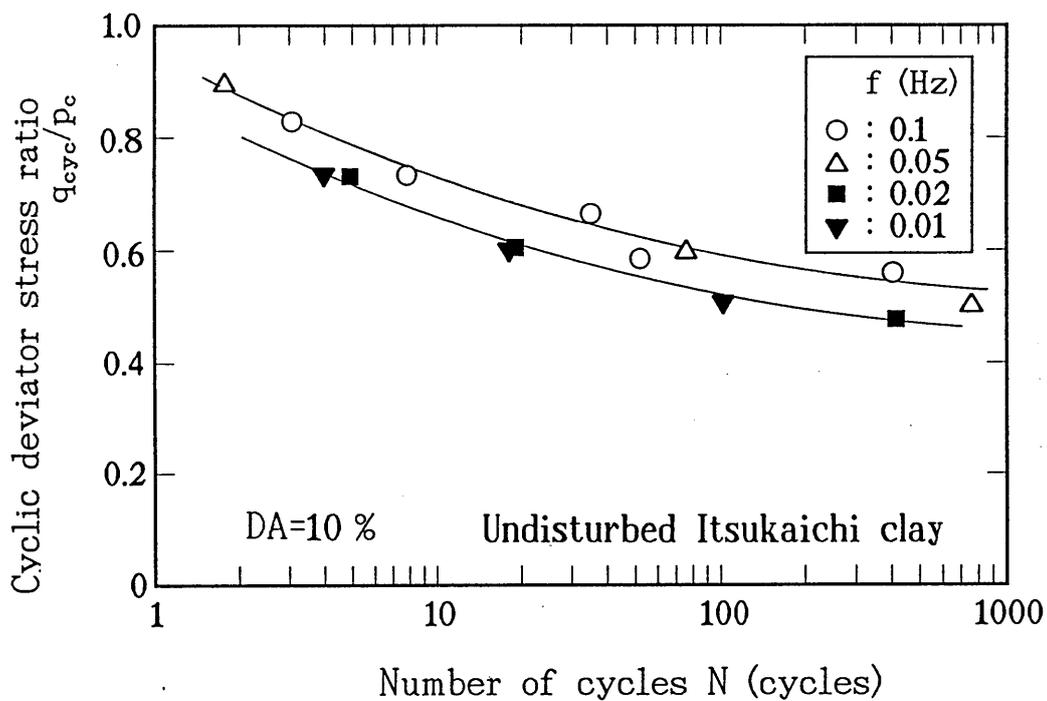
図 4-5 (a)、(b) は、軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  に至るに必要な繰返し応力比と繰返し回数  $N$  の関係を、有明粘土と五日市粘土に対して周波数別に示したものである。両図から、載荷周波数の高い方が強度は大きく現れることが、また周波数  $0.02\text{Hz}$  と  $0.01\text{Hz}$  では強度にほとんど違いのないことが認められる。

最後に、図 4-6 は、非排水繰返しせん断により破壊した五日市粘土を速やかに取り出し、5 層に分け含水比を測定したものである。図から周波数の大きなものほど供試体内でのばらつきが大きくなり、特に供試体端面の含水比が高くなる傾向を示している。含水比の分布が起きるということは破壊のモードが異なるということであり、間隙水圧と含水比の分布を同一レベルで論じることができないが、図 4-4 のストレスパスや図 4-6 の結果から、 $0.02\text{Hz}$  以下の周波数では速度効果の影響がより少なくなるものと思われる。

本研究は、粘土の繰返しせん断における基礎的な特性を把握することを目的にしており、そのためにはこれまで触れてきたように、まず要素性に重点を置き検討する必要があると考えた。以上の結果から、要素試験としての精度を高めるには、できるだけ低い周波数による方が良いと思われる。したがって、非排水繰返し三軸試験を行うにあたり要素性に重点をおけば、周波数  $f=0.02\text{Hz}$  以下の低周波数を用いるのが適切であると言えることができる。以下の繰返しせん断試験では、この  $0.02\text{Hz}$  を規準に試験を行っているが、勿論さらに遅い載荷周期を選択すれば、より要素性は満足される。しかし、空圧制御正弦波載荷による当試験機では、試験機上の制約もあって、安定した荷重を載荷でき要素性も満足され、さらに試験時間も適当な  $0.02\text{Hz}$  を採用した。また、塑性指数の小さな粘土ほど周波数の影響が大きくなることが調べられており<sup>12)</sup>、次項の塑性指数の異なる（五日市粘土よりも塑性指数の小さい）広島粘土に対してもこの周波数を適用した。



(a) 有明粘土再構成試料 ( $p_c = 100\text{kPa}$ )



(b) 五日市粘土不攪乱試料

図 4 - 5 軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係

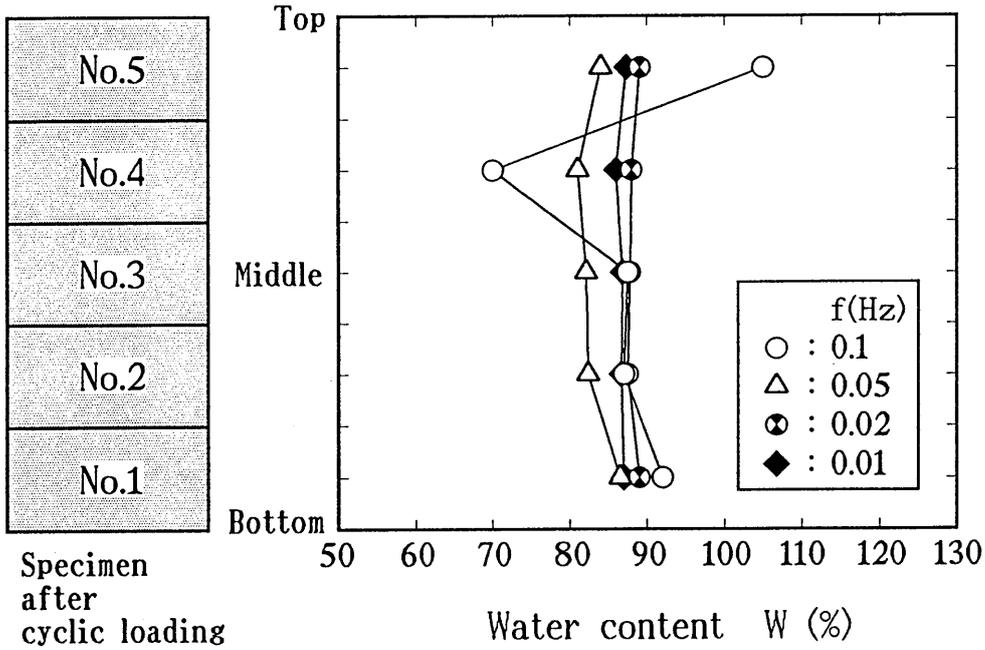
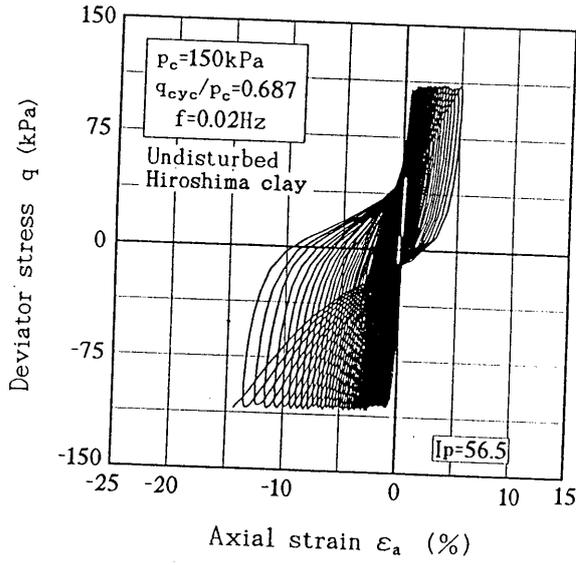


図 4 - 6 供試体内部の含水比分布 (五日市粘土再構成試料)

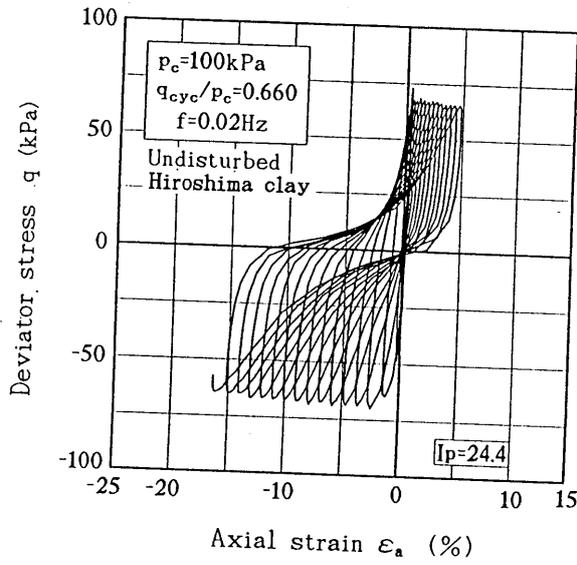
#### 4. 3 粘土の物理特性の影響

土の物理的性質による工学的分類として、粒度組成による三角座標を用いたものやコンソシテンシー限界による塑性図によって分類する方法が行われている。このうち塑性図に利用されている塑性指数と液性限界は、粘性土の特徴的要素として位置づけられ、この大小により圧縮性、ダイレイタンス、体積変化率、透水性ならびに乾燥強さを表す指標となる。特に塑性指数は、古くから粘土の強度特性や変形特性と関連づけられることが多い。そこで、この塑性指数に着目し、塑性指数の異なる粘土について行った試験結果から得られた知見について述べる。

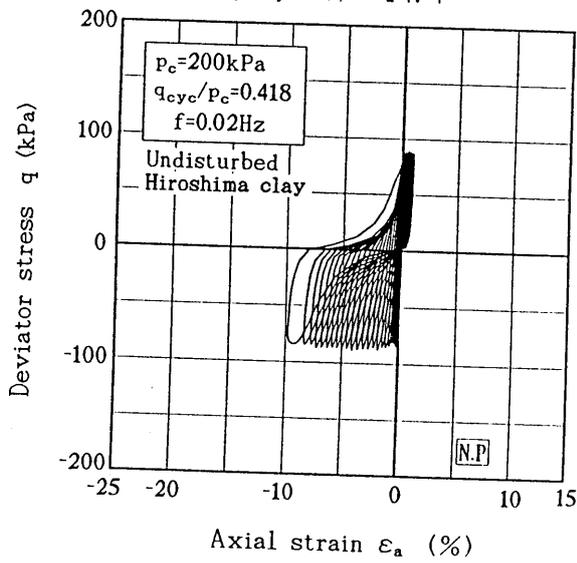
図 4 - 7 および図 4 - 8 は、塑性指数  $I_p$  が 56.5、24.4、NP の広島粘土不攪乱試料を用いた試験から得られた応力～ひずみ関係と有効応力経路をそれぞれ示したものである。有効拘束圧は、地中で受けていた土被り圧を加え、周波数は、供試体の要素性を満たすため  $f = 0.02 \text{ Hz}$  を作用させた。まず、図 4 - 7 の応力～ひずみ関係は、繰返し回数の増加に伴い徐々にせん断剛性が劣化し、両振幅ひずみが増加していく様子を示している。



(a)  $I_p = 56.5$

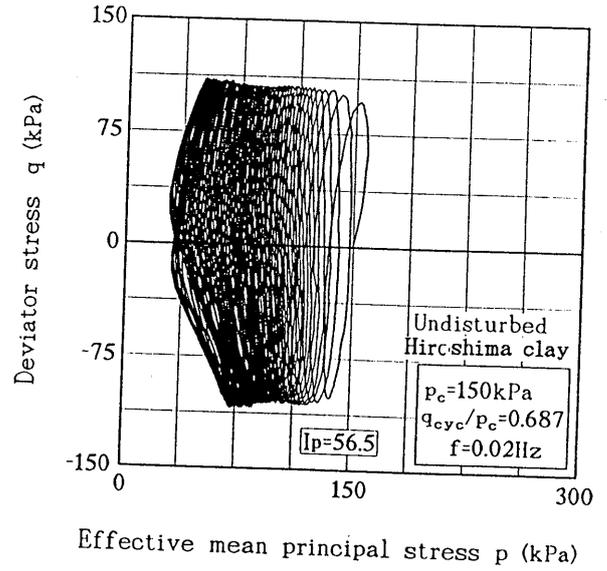


(b)  $I_p = 24.4$

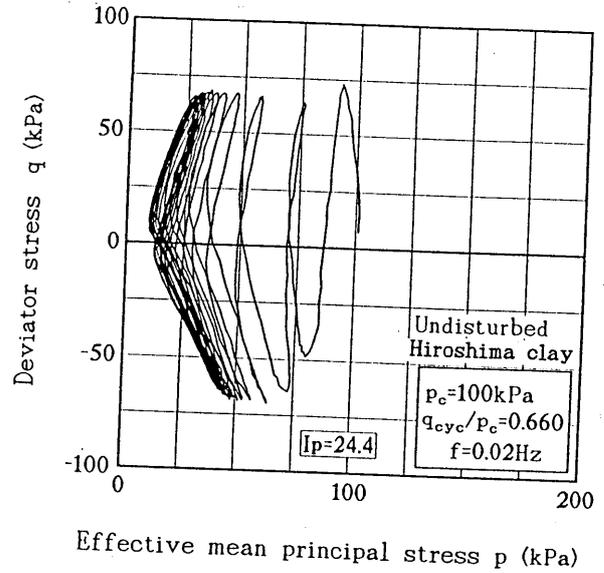


(c) NP

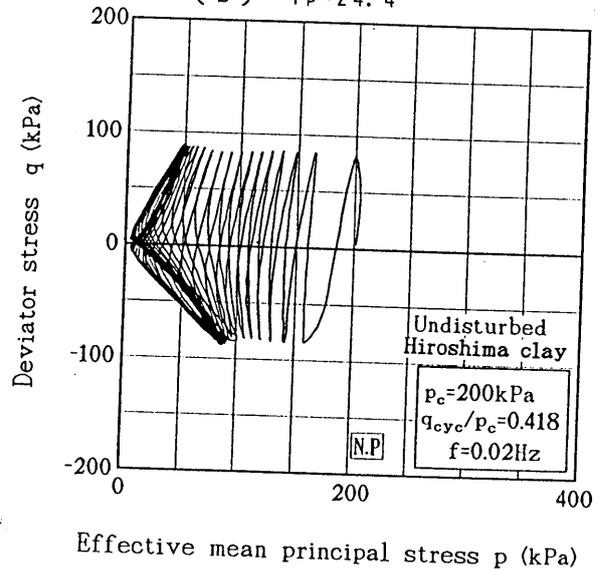
図 4 - 7 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係



(a)  $I_p = 56.5$



(b)  $I_p = 24.4$



(c) NP

図 4 - 8 有効応力経路

ひずみの発達、塑性指数が低いものほど伸張側へ大きく現れている。このことは塑性指数が低くなるほど圧縮せん断に強く、伸張せん断に弱い異方性の構造を持つことを示唆している。また、塑性指数の高い方がより滑らかな曲線を描くようである。図 4-8 の有効応力経路からは、いずれも繰返し回数の増加とともに有効応力が減少し左へ移動していくが、塑性指数の低いものほど有効応力の減少量は大きく、より原点に近づく傾向が認められる。NP 試料の有効応力経路は完全に原点まで到達しないものの、砂の液状化したときに観察される挙動と非常によく似ている。有効応力がゼロとならない理由として、細粒分含有率が純粋な砂に比べ大きいことが考えられる。

次に、図 4-9、図 4-10 は、有効圧密応力  $p_c = 200 \text{ kPa}$  で行った再構成試料による試験から残留間隙水圧比  $u_r/p_c$ 、ならびに軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し回数  $N$  との関係を塑性指数をパラメーターとして表したものである。両図とも同程度の繰返し応力比による実験結果をプロットしている。塑性指数が低いほど載荷当初からの間隙水圧の発生量が多く、最終的な値も、より初期有効拘束圧に近いところまで上昇している。また、軸ひずみは、塑性指数の低いほどより少ない繰返し回数でひずみが上昇していく傾向が認められる。

このように塑性指数の違いによって、繰返しせん断挙動の違いが現れることがわかった。そこで、繰返しせん断強度特性に与える影響について調べた結果を図 4-11 に示した。この図は、軸ひずみ両振幅  $DA = 10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を、塑性指数の異なる再構成した粘土と、比較のため兵動ら<sup>13)</sup> により行われた相対密度  $D_r = 50, 70, 90\%$  の豊浦砂について併せて示したものである。なお、有効圧密応力はいずれも  $100 \text{ kPa}$  である。粘土では塑性指数が高いほど強度線は上方に位置しており、これは繰返しせん断強度が大きくなることを意味する。このような結果は大根田ら<sup>12)</sup> によっても調べられている。彼らは、繰返しせん断強度と静的強度との比に対する塑性指数の関係を種々の粘土で調べ、また、他の研究者のデータを図 4-12 のように整理して、ばらつきはあるものの塑性指数が高いほど強度が大きくなることを結論づけている。一方、砂における強度線は相対密度が高いほど上方に位置し強度は大きくなるが、粘土に比べるといずれもかなり小さいことがわかる。

以上のことから、構造物等の存在しない粘土地盤においては、塑性指数の低い粘土すなわち、細粒分の少ない粘土の方が繰返し外力に対し不安定で、せん断強度は小さくなることが確認された。また、粘土と砂の強度を比較したところ粘土の方が 2～3 倍程度

の強度を有することから、砂地盤よりも安定した状態を示すことが推察された。

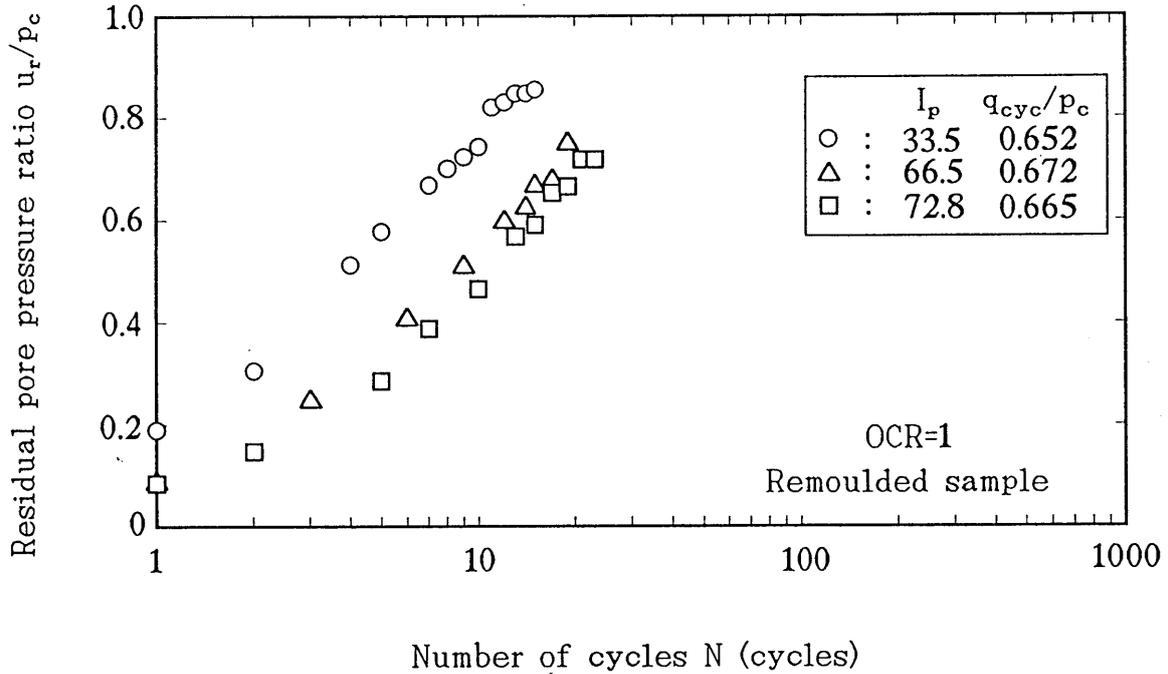


図 4 - 9 残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (再構成試料)

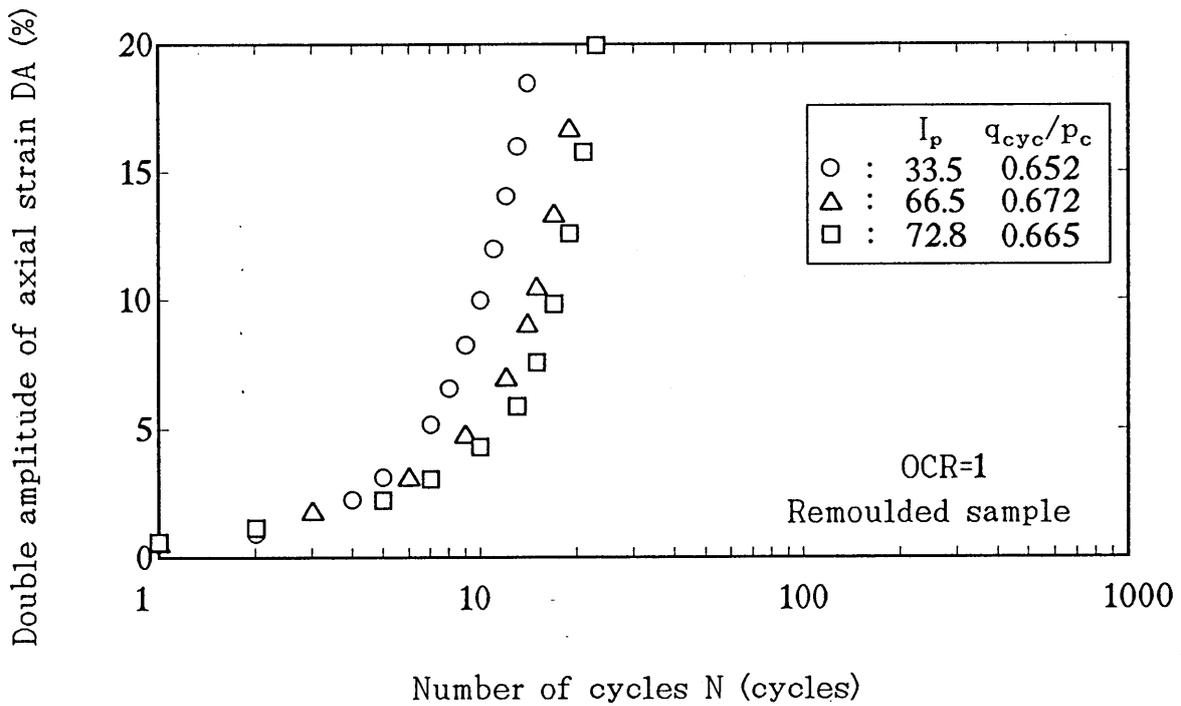


図 4 - 1 0 軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し回数  $N$  の関係 (再構成試料)

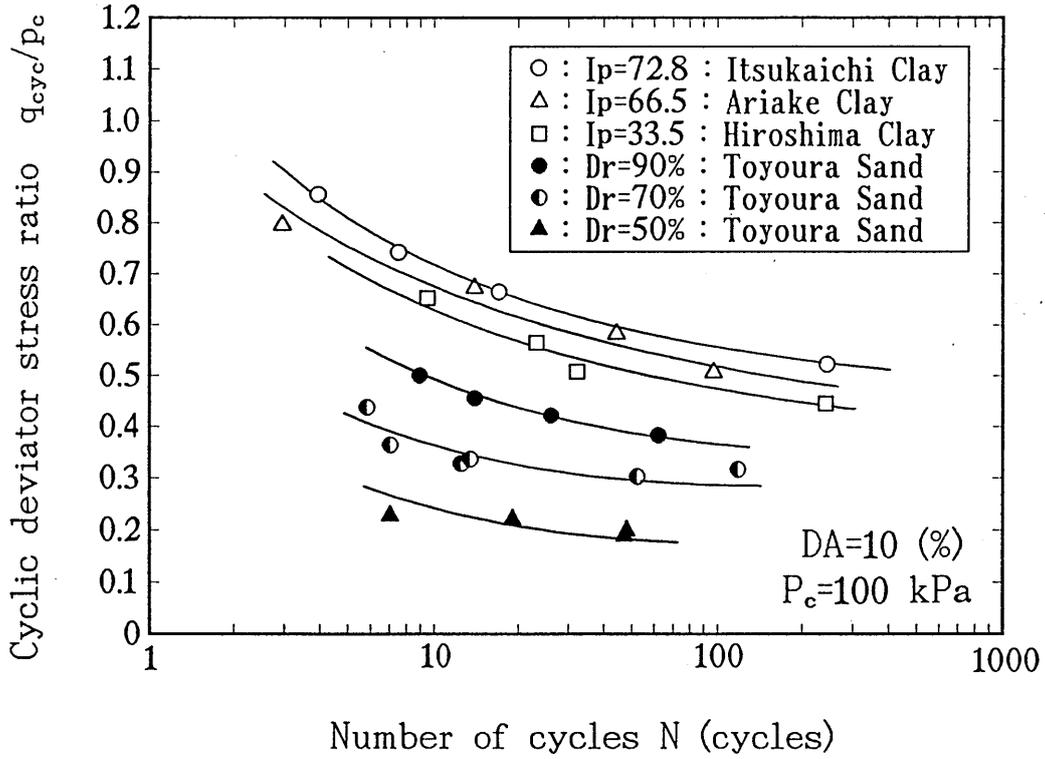


図 4 - 1 1 軸ひずみ両振幅DA=10%に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係

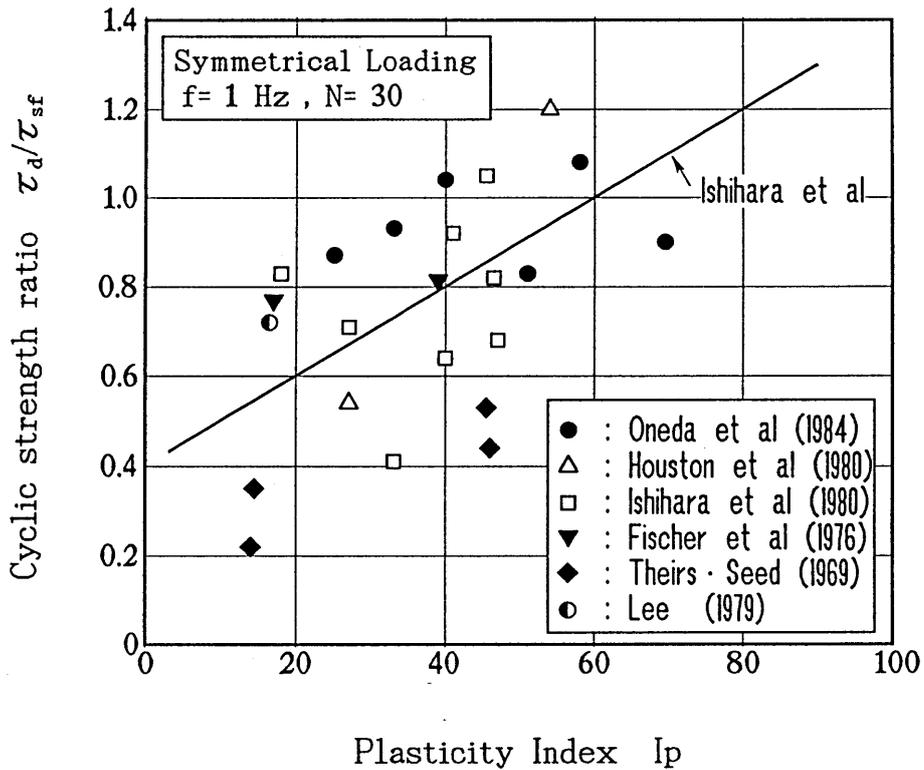


図 4 - 1 2 繰返し強度比と塑性指数の関係 (参考文献12)

#### 4. 4 圧密履歴の影響

##### 4. 4. 1 過圧密の影響

ここでは、五日市粘土と有明粘土再構成試料について行った正規圧密と過圧密粘土の繰返し三軸試験の結果<sup>14)</sup>について以下に述べる。

図 4-13 は繰返し三軸圧縮試験により得られた五日市正規圧密および過圧密粘土の典型的な軸変位、軸荷重、間隙水圧の経時変化を示したものである。図より正規圧密、過圧密ともに載荷直後からひずみ振幅1~2%の比較的大きな軸ひずみを生じ、さらに徐々に増加する傾向を示している。また、せん断中残留ひずみはほとんど生じることなく、両振幅軸ひずみの増加により破壊に至っている。次に、図 4-14、図 4-15 はそれぞれ試験より得られた応力~ひずみ関係、有効応力経路を示したものである。図 4-8 の粘土の応力~ひずみ曲線から、供試体が破壊とみなされる大変形に至ってもある程度の剛性を保ちながらさらに変形が発達していく様子が見える。また、図 4-9 の有効応力経路から正規圧密および過圧密粘土についてそれぞれ以下のような挙動の違いを観察することができる。まず、正規圧密された粘土の有効応力は、繰返し載荷初期から徐々に減少していきついに破壊状態に至るが、過圧密された粘土は繰返し載荷の初期に負の間隙水圧を生じるために有効応力が増加しており、この膨張傾向は過圧密比の大きなものほど顕著なものとなっている。しかし、その後有効応力は減少に転じ最終的に破壊に至っている。また、正規圧密、過圧密粘土とも最終的に砂の液状化のような間隙水圧が初期有効拘束圧に等しいまでは上昇せずに大変形に至っている。

このように、正規圧密粘土と過圧密粘土の挙動は載荷初期においてかなりの違いはあるもののその破壊形態は非常によく似ていることがわかる。

繰返し応力を受ける粘土の強度特性を知り、繰返し回数とともに発達するひずみと間隙水圧の予測を行うためにはその定量化が不可欠になってくる。ここでは、軸ひずみ両振幅と繰返し応力各サイクルピーク時の有効応力に着目してその関係について調べる。

図 4-16 は、正規圧密粘土の繰返し載荷試験より得られた各サイクルにおける圧縮側ピーク時の有効応力比  $\eta_p (=q_{cvc}/p)$  と軸ひずみ両振幅  $DA$  との関係を示したものである。図のプロットには、異なる繰返し応力や繰返し回数の実験結果が含まれているが、両者の間には繰返し応力の大きさや繰返し回数によらず、一義的な関係が存在することがわかる。

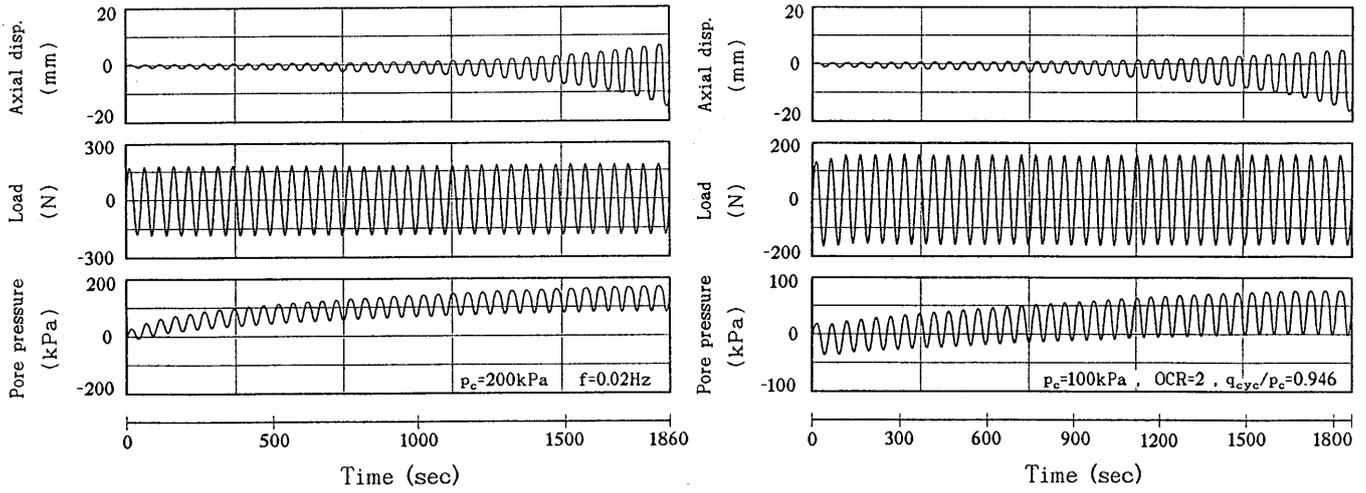


図 4 - 1 3 軸変位・軸荷重・間隙水圧の時刻歴 (五日市粘土再構成試料)

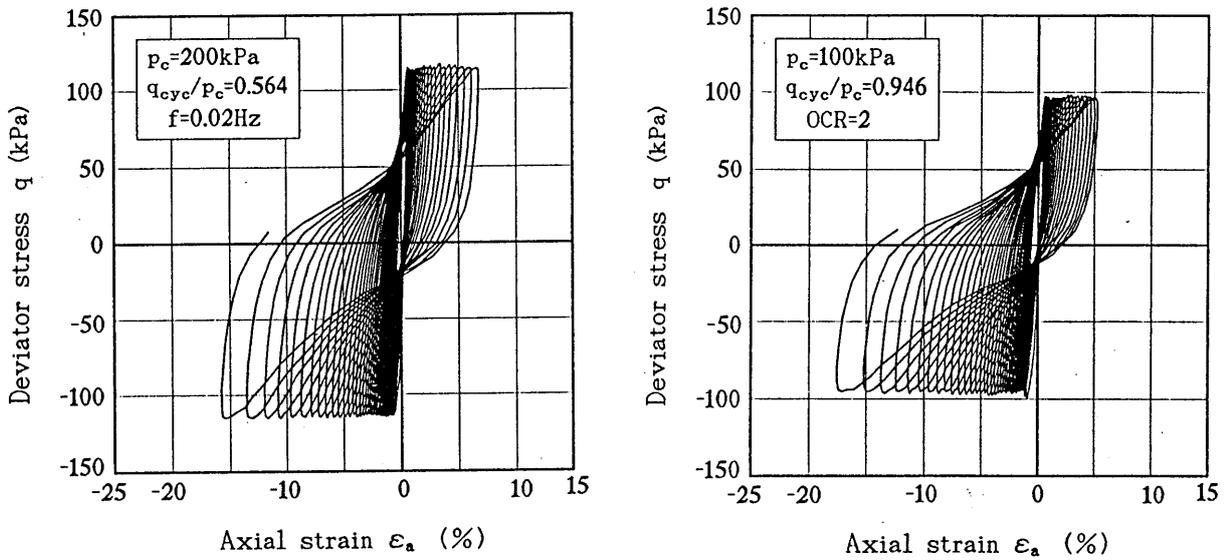


図 4 - 1 4 応力～ひずみ関係 (五日市粘土再構成試料)

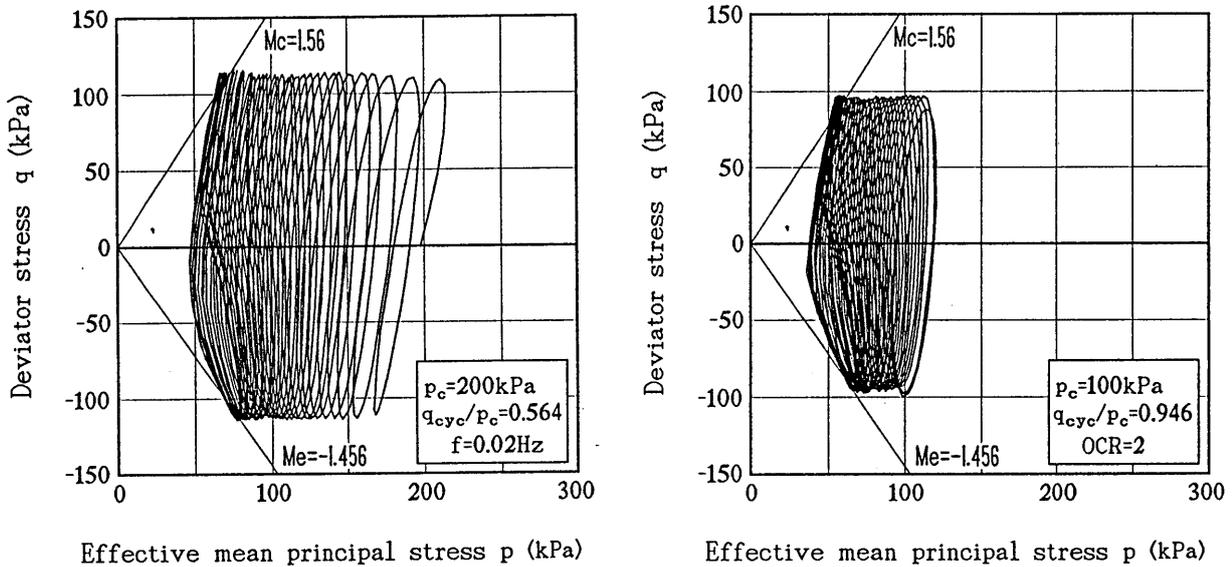
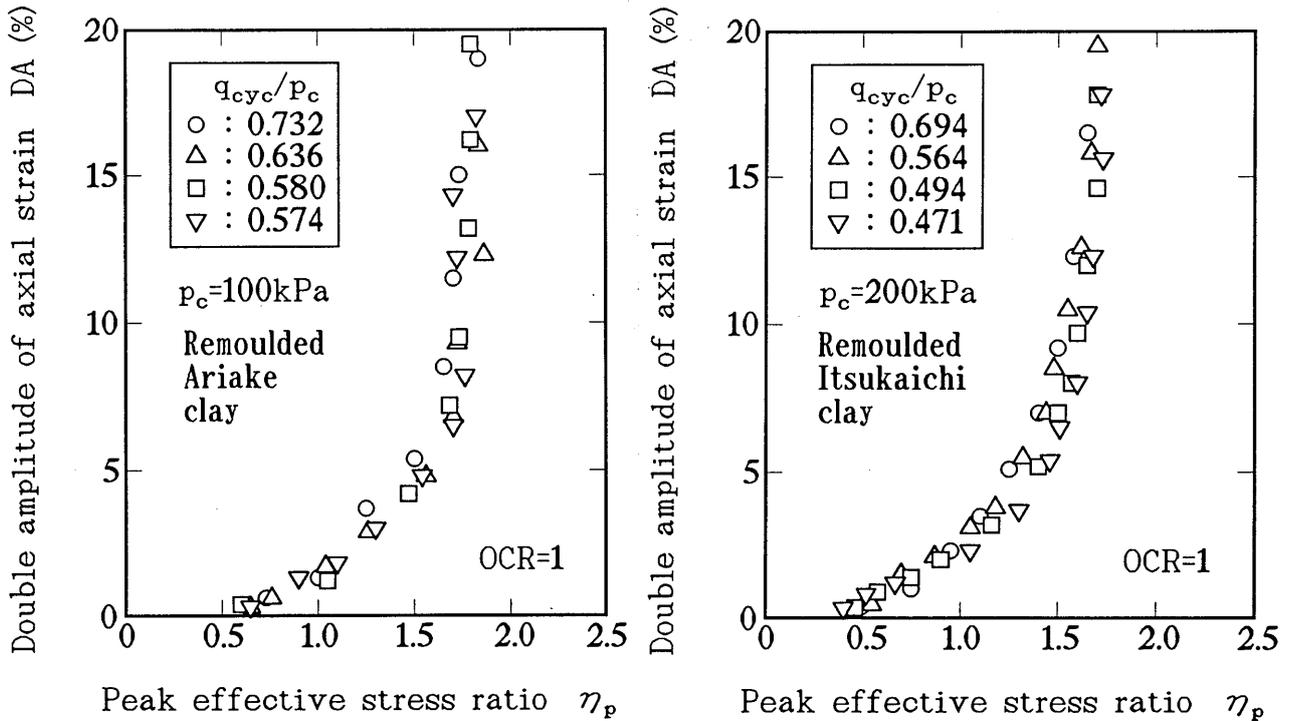


図 4 - 1 5 有効応力径路 (五日市粘土再構成試料)



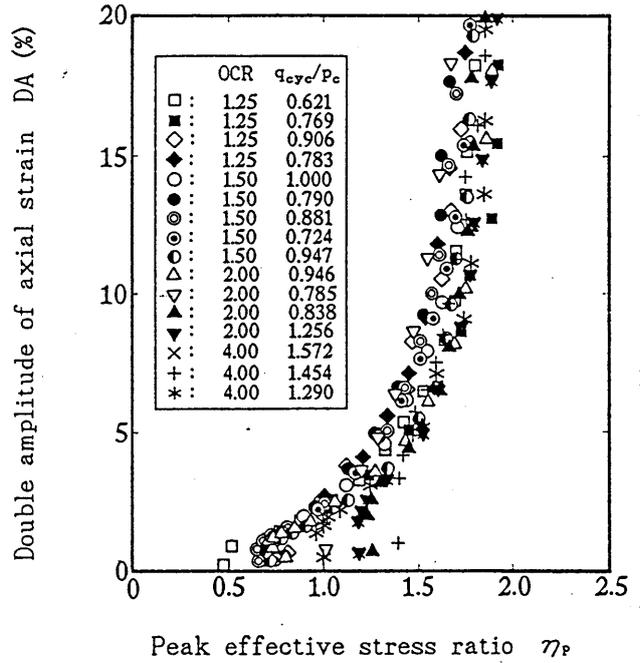
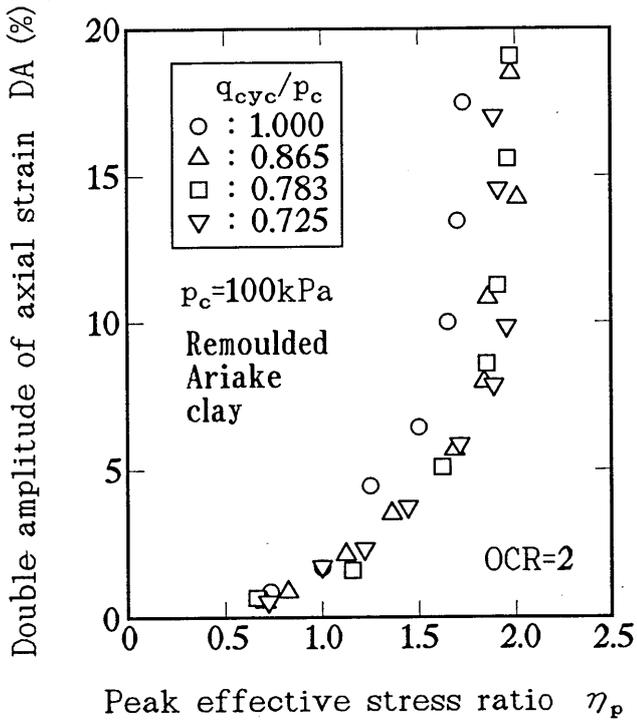
(a) 有明粘土

(b) 五日市粘土

図 4 - 1 6 軸ひずみ両振幅 DA とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係 (正規圧密粘土)

図 4 - 1 7 は過圧密粘土の繰返し載荷試験より得られた各サイクルにおける圧縮側ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  と軸ひずみ両振幅 DA との関係を保形圧密粘土の場合と同様の方法でまとめたものである。この図においては全体的にばらつきが大きく、また、繰返し応力が大きいほど立ち上がりが早くなる傾向も見られ、両者の間に正規圧密粘土の様な一義的な関係を見いだすことができない。そこで、図 4 - 1 8 に示すように、過圧密有明粘土の実験結果について破壊状態に至った有効応力経路の最後の 1 サイクルを繰返し応力の異なる各試験ごとに重ねて描き、図中にプロットで示したそれぞれの有効応力経路のピーク点を包絡する直線を圧縮側及び伸張側でそれぞれ引いてみた。

また、図 4 - 1 9 は五日市粘土の過圧密試料について同様の操作の中から最終的に破壊状態に至った時の圧縮、伸張の応力ピーク点を  $p$ - $q$  面上にプロットしたものである。両図より、過圧密粘土の繰返しせん断による圧縮および伸張の破壊包絡線は  $q$  軸上に切片を持ち  $p$  軸上の負の点  $p_r$  で交わる 2 本の直線で表すことが可能である。有明粘土については  $OCR=2$  のみであるが、五日市粘土については過圧密比が異なるにも拘らず、概ね一本の直線で表されるようである。つまり、この直線は過圧密特有の粘着力効果を兼ね備えた破壊条件を表現しているものと考えられる。



(a) 有明粘土

(b) 五日市粘土

図 4 - 1 7 軸ひずみ両振幅 DA とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係 (過圧密粘土)

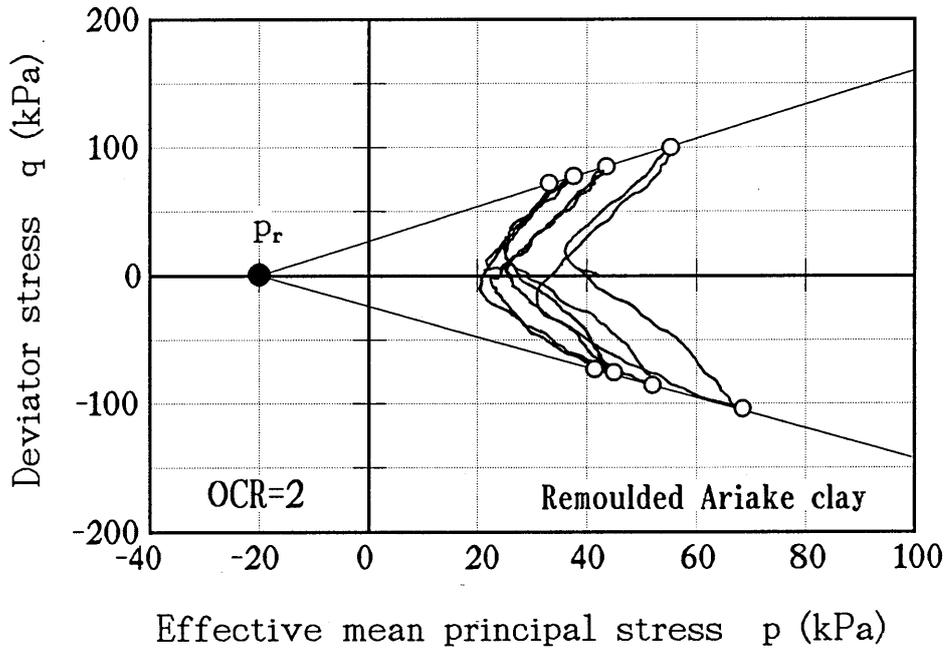


図 4 - 1 8 破壊時の有効応力径路 (有明粘土再構成試料)

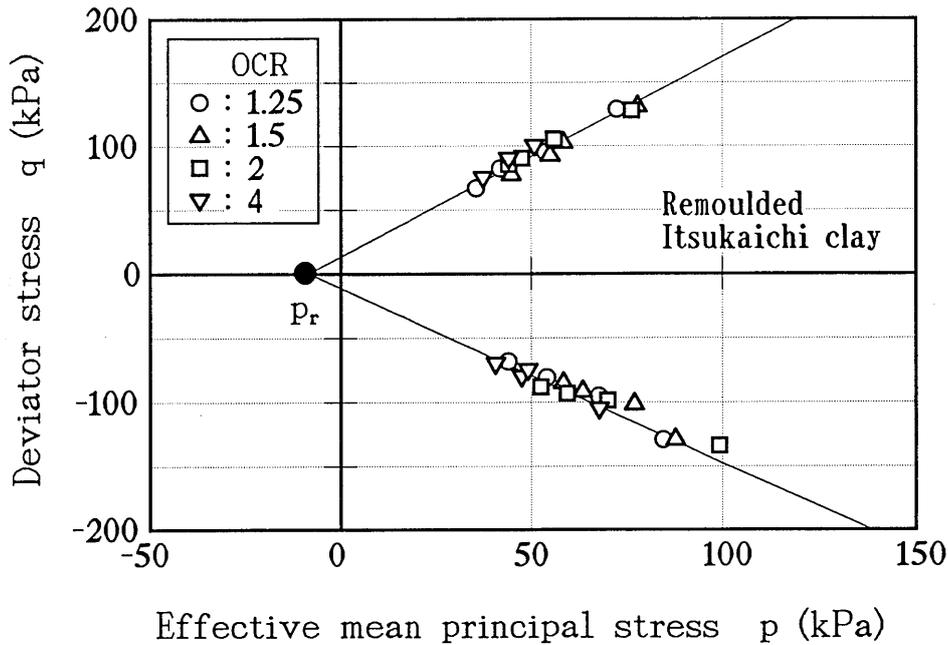
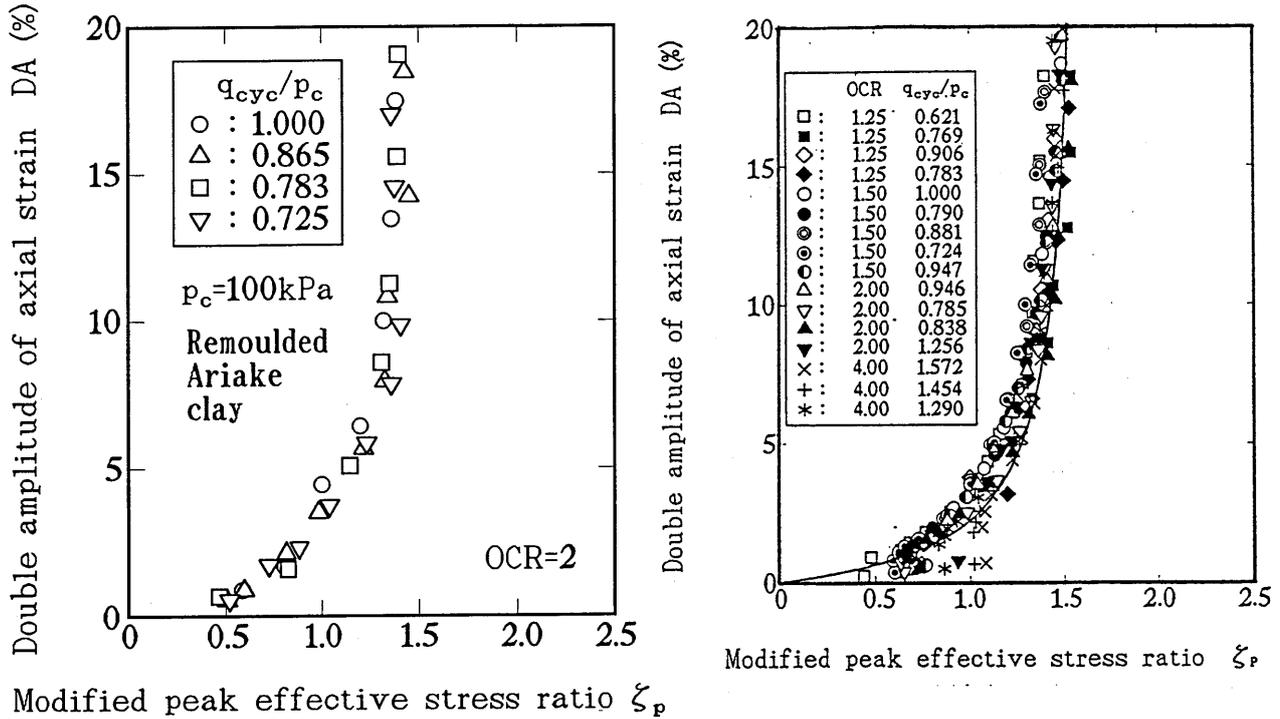


図 4 - 1 9 過圧密粘土の破壊線（五日市粘土再構成試料）

さて、ここでこの  $p_r$  から繰返し応力各サイクルのピーク点を結んだ直線の傾きを修正有効応力比  $\xi_p (= q_{cyc}/(p-p_r))$  と定義する。この  $\xi_p$  において、 $p_r = 0$  とすると当然のことではあるが先に述べた正規圧密粘土の  $\eta_p$  と等しくなる。すなわち、 $\xi_p$  が過圧密粘土のみならず正規圧密粘土においても適用可能なこと意味している。このように定義された過圧密粘土の圧縮側ピーク時の修正有効応力比  $\xi_p$  と軸ひずみ両振幅  $DA$  との関係を図 4 - 2 0 に示す。図から  $\eta_p$  との関係にみられたようなばらつきが無くなり、両者の間には繰返し応力の大きさや繰返し回数によらず一義的な関係が存在することが認められる。また、このような関係は伸張側においても同様な形で成り立つことが認められた。

次に、過圧密粘土の繰返しせん断強度特性に与える圧密履歴の影響について調べた。図 4 - 2 1 は、 $OCR = 1.5$  の試料における  $DA = 2, 5, 10, 15\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を示したものである。図中黒塗りのプロットは先行圧密応力  $p_m = 200\text{kPa}$  で圧密後、有効圧密応力  $p_c = 133\text{kPa}$  まで除荷した試験結果を、白抜きのプロットは、 $p_m = 150\text{kPa}$  で先行圧密した後  $p_c = 100\text{kPa}$  まで除荷した試験結果をそれぞれ示している。この図から、両者はひずみの大きさによらずいずれも同一の強度線で表され

応力履歴の影響は認められない。つまり、過圧密粘土の繰返しせん断強度は過圧密比のみに依存することがわかる。



(a) 有明粘土

(b) 五日市粘土

図 4 - 2 0 軸ひずみ両振幅DAとピーク修正有効応力比 $\zeta_p$ の関係 (過圧密粘土)

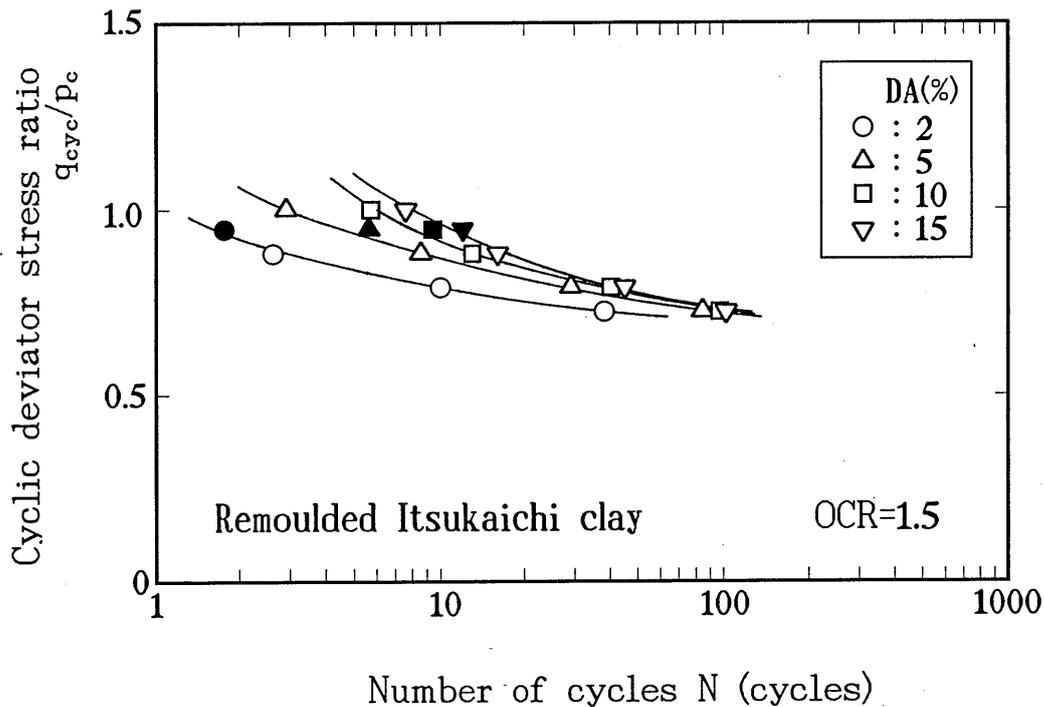


図 4 - 2 1 軸ひずみ両振幅DA=2, 5, 10, 15%に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (五日市粘土再構成試料)

図 4 - 2 2 は、五日市粘土の軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係を過圧密比をパラメーターとして示したものである。図から過圧密された粘土の繰返しせん断強度線は、正規圧密粘土のそれに比べかなり高くなっており、過圧密比の増加とともに増加することがわかる。また、過圧密比が大きいほど強度線の立ち上がりが顕著に現れ、少ない繰返し回数における強度の差がより大きなものとなることが認められる。

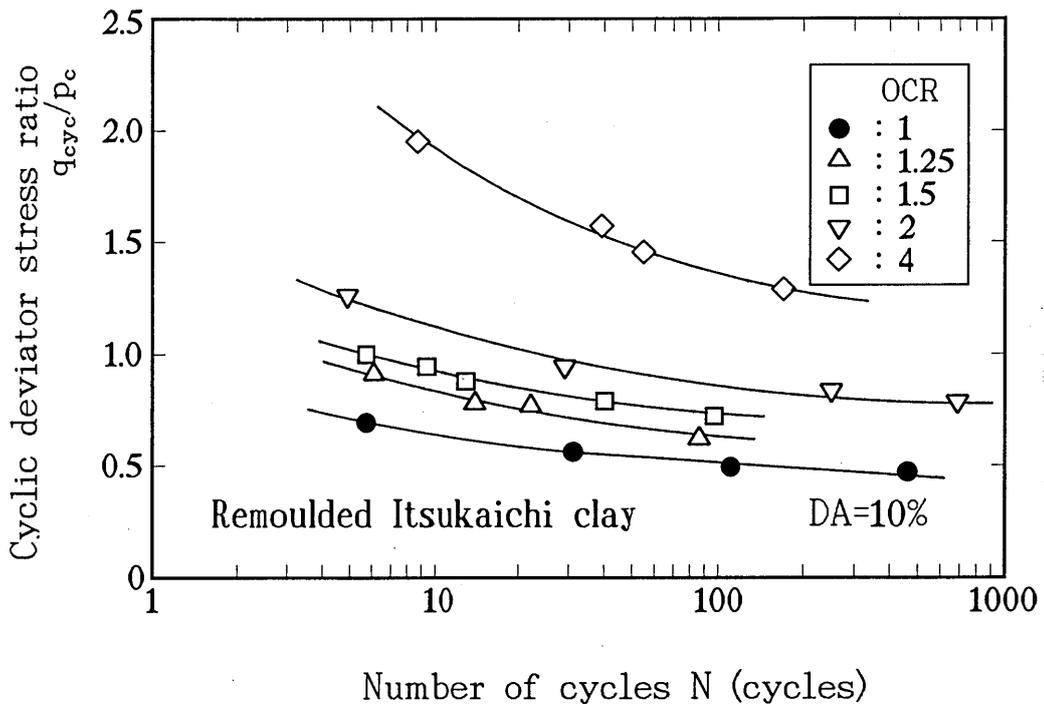


図 4 - 2 2 軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係 (五日市粘土再構成試料)

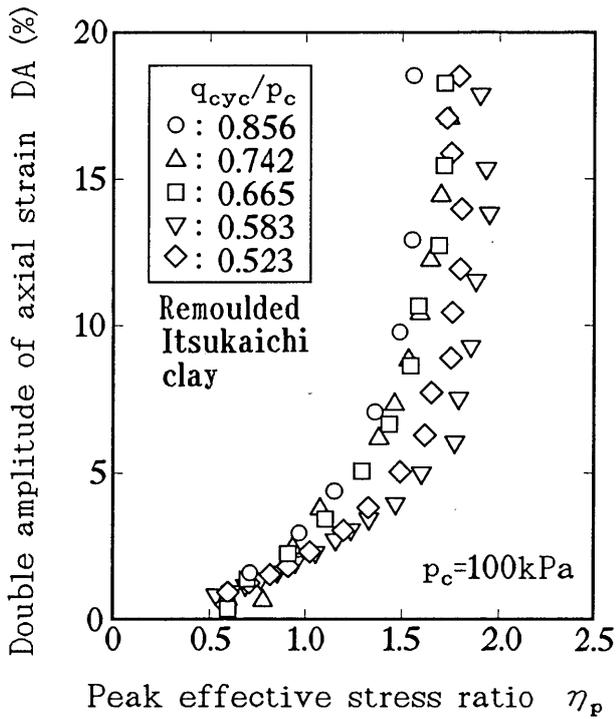
#### 4. 4. 2 拘束圧の影響

一般に、室内で再構成された正規圧密粘土は拘束圧の影響を受けないと言われているが、室内試験の精度を上げるためにも、拘束圧が粘土のせん断特性にどのような影響を与えるか詳細に調べておく必要があると思われる。ここでは、五日市粘土再構成試料を用い有効圧密応力 $p_c=100, 200\text{kPa}$ の2種類に変化させた試験について結果の検討を試みる。また、周波数は $f=0.02\text{Hz}$ を採用した。

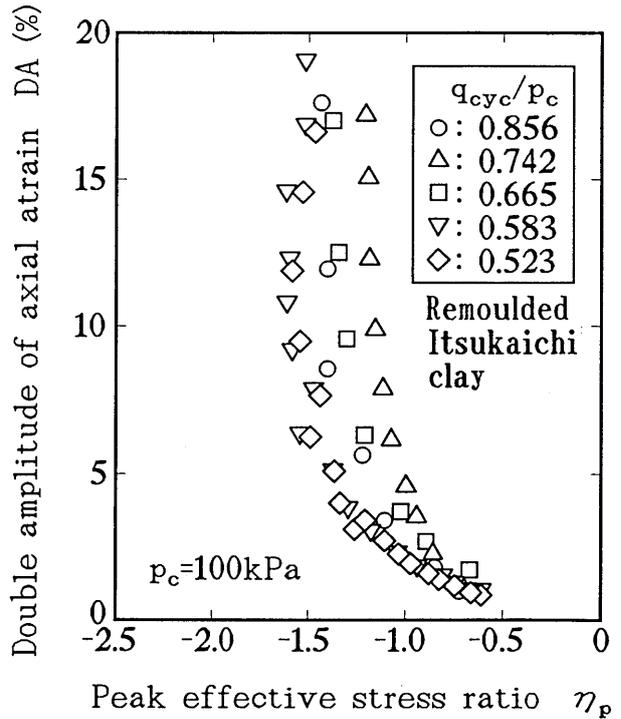
図 4-23 (a)、(b) は有効圧密応力  $p_c = 100 \text{ kPa}$  で試験を行った五日市粘土再構成試料の各サイクルにおける軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し応力ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  との関係をもそれぞれ圧縮、伸張側についてまとめたものである。図は、圧縮、伸張どちらにおいても繰返し応力比の小さなものほど、ピーク有効応力比が大きくなる傾向があり、両者の間に一義的な関係が成立しないことを示している。

図 4-24 (a)、(b) は有効圧密応力  $p_c = 200 \text{ kPa}$  で試験を行った同試料の各サイクルにおける軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し応力ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  との関係をもそれぞれ圧縮、伸張側についてまとめたものである。図のプロットには、異なる繰返し応力や繰返し回数の実験結果が含まれているが、圧縮、伸張のいずれも、両者の間には一義的な双曲線関係が存在していることが分かる。また、図 4-23 と図 4-24 の比較から、有効圧密応力  $p_c = 100 \text{ kPa}$  と  $200 \text{ kPa}$  では全く異なる挙動を示していることが認められる。正規圧密粘土は拘束圧や繰返し応力または周波数に依らず、一本の限界状態線を有すると考えれば、 $p_c = 200 \text{ kPa}$  の  $\eta_p - DA$  関係は正しく正規圧密粘土の挙動を示していると言えよう。これに対し、 $p_c = 100 \text{ kPa}$  の粘土における挙動はかなり不安定な状態にあると言えそうである。つまり、有効圧密応力  $p_c = 100 \text{ kPa}$  で圧密された粘土の場合は、正規圧密粘土の挙動とは言えそうにないように思われる。

次に、拘束圧が繰返しせん断強度に及ぼす影響について考察する。図 4-25 (a)、(b) は、それぞれ有効圧密応力  $p_c = 100 \text{ kPa}$ 、 $p_c = 200 \text{ kPa}$  で試験を行った同試料の、軸ひずみ両振幅  $DA = 2, 5, 10, 15\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を示したものである。図から、有効圧密応力  $p_c = 100 \text{ kPa}$ 、 $200 \text{ kPa}$  のいずれの場合も繰返し回数が  $N = 1000$  回付近で  $DA = 2, 5, 10, 15\%$  の繰返し応力比はほぼ等しい値に収束する傾向がある。この値を最小繰返し応力比  $(q_{cyc}/p_c)_{min}$  と定義すると  $p_c = 100 \text{ kPa}$  では  $(q_{cyc}/p_c)_{min} = 0.5$ 、 $p_c = 200 \text{ kPa}$  では  $(q_{cyc}/p_c)_{min} = 0.46$  となり  $p_c = 200 \text{ kPa}$  の方が  $100 \text{ kPa}$  のものより低い応力比になっている。図 4-26 は、軸ひずみ両振幅  $DA = 10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を拘束圧で比較したものである。図から、有効圧密応力  $p_c = 200 \text{ kPa}$  の方が  $100 \text{ kPa}$  より低い応力比を有しそれらの強度線がほぼ平行にあることが伺える。この様に低い拘束圧の方が高い繰返し強度を持ち得ることになれば、粘土の非排水繰返しせん断強度に拘束圧依存性があることになる。この様な繰返しせん断特性が現れるのは、 $e \sim \log p$  曲線において有効圧密応力  $p_c = 100 \text{ kPa}$  では過圧密領域に属し、 $p_c = 200 \text{ kPa}$  では正規圧密領域に属していると考えたと説明される。一般に粘土

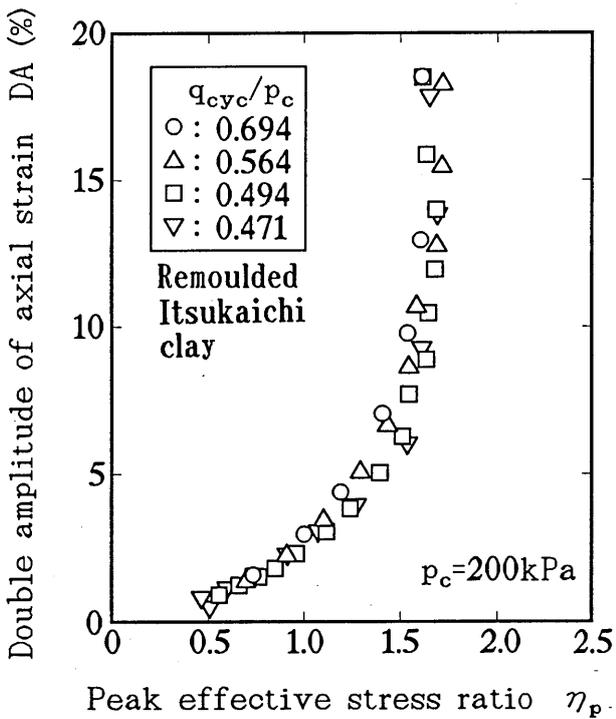


(a) 圧縮側

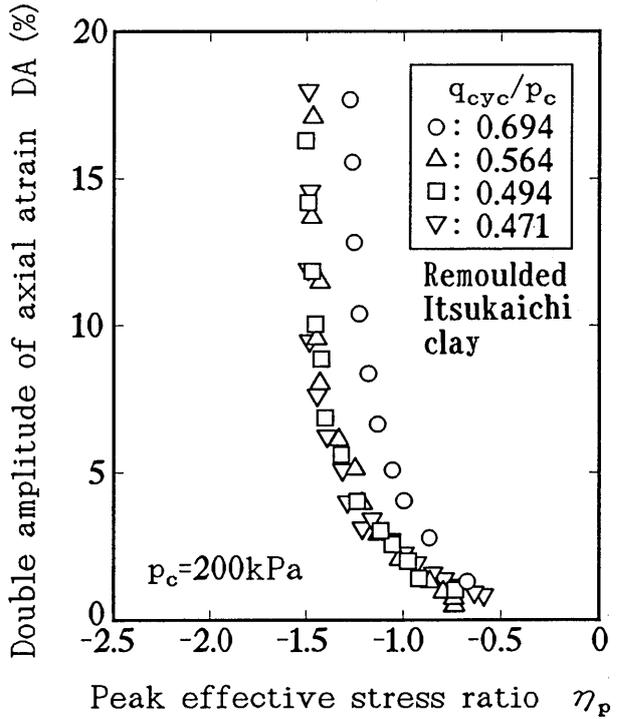


(b) 伸張側

図 4-23 軸ひずみ両振幅 DA とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係  
(五日市粘土再構成試料,  $p_c = 100 \text{ kPa}$ )

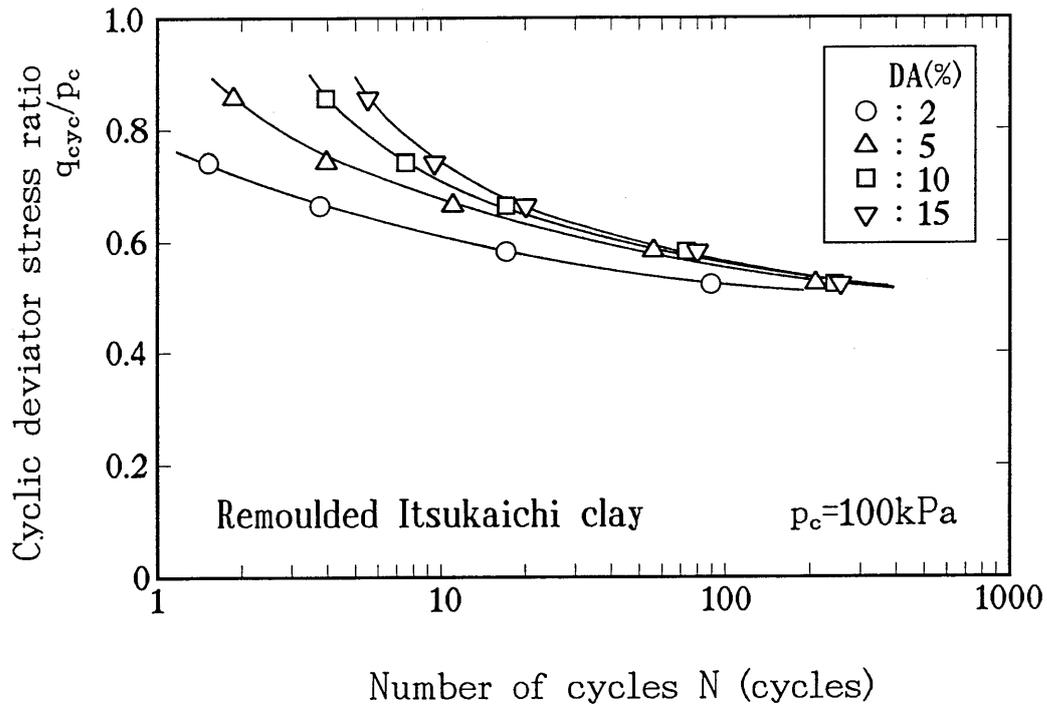


(a) 圧縮側

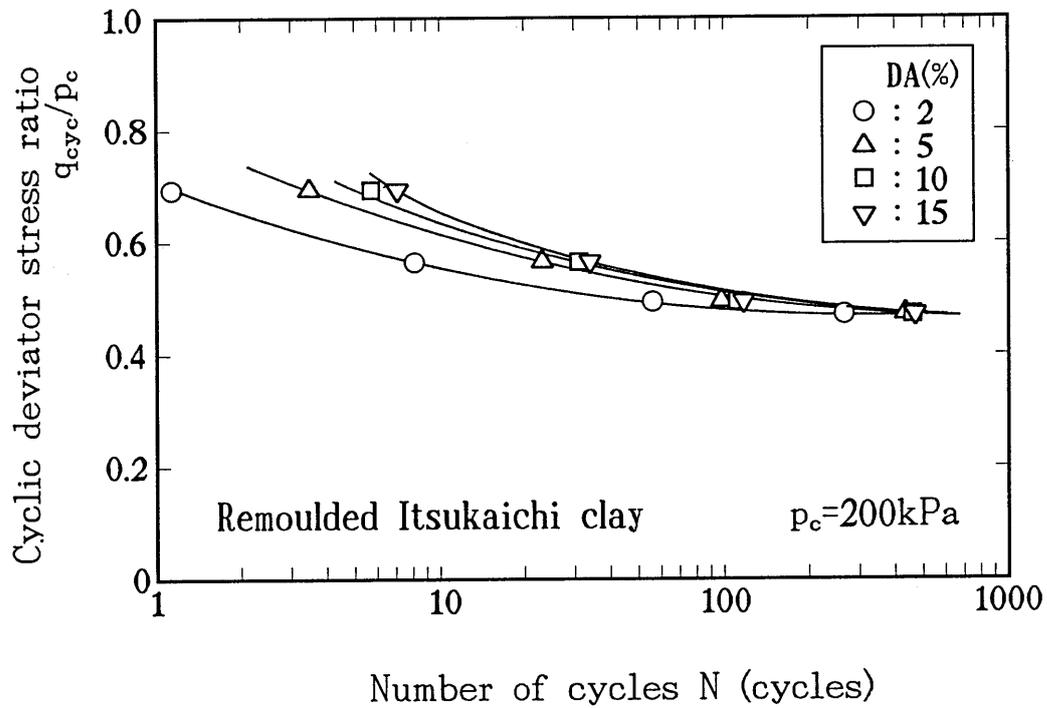


(b) 伸張側

図 4-24 軸ひずみ両振幅 DA とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係  
(五日市粘土再構成試料,  $p_c = 200 \text{ kPa}$ )



( a )  $p_c = 100\text{kPa}$



( b )  $p_c = 200\text{kPa}$

図 4 - 2 5 軸ひずみ両振幅  $DA=2, 5, 10, 15\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (五日市粘土再構成試料)

は圧密降伏応力の 2 ～ 4 倍で正規圧密状態になると言われている。五日市粘土再構成試料の圧密降伏応力は  $p_v = 50\text{kPa}$  であり、 $p_c = 100\text{kPa}$  でその 2 倍の応力を、 $p_c = 200\text{kPa}$  ではその 4 倍の応力まで圧密されているが、この粘土試料では圧密降伏応力の 4 倍以上の応力で圧密されなければ、正規圧密状態にはなり得ないと推察される。これらのことから、応力状態がわずかでも過圧密領域にある粘土はその挙動が極めて不安定であり、強度は高くなると言える。逆に、応力状態が正規圧密領域にある場合は、その繰返しせん断挙動に繰返し応力の大きさや繰返し回数に依らない一義的な関係があり、非排水繰返しせん断強度は拘束圧の大きさに依存しないと考えられる。したがって、正規圧密粘土の非排水繰返しせん断特性を把握するには、まずその応力状態が正規圧密状態にあることを十分確認した上で試験を行うことが不可欠である。

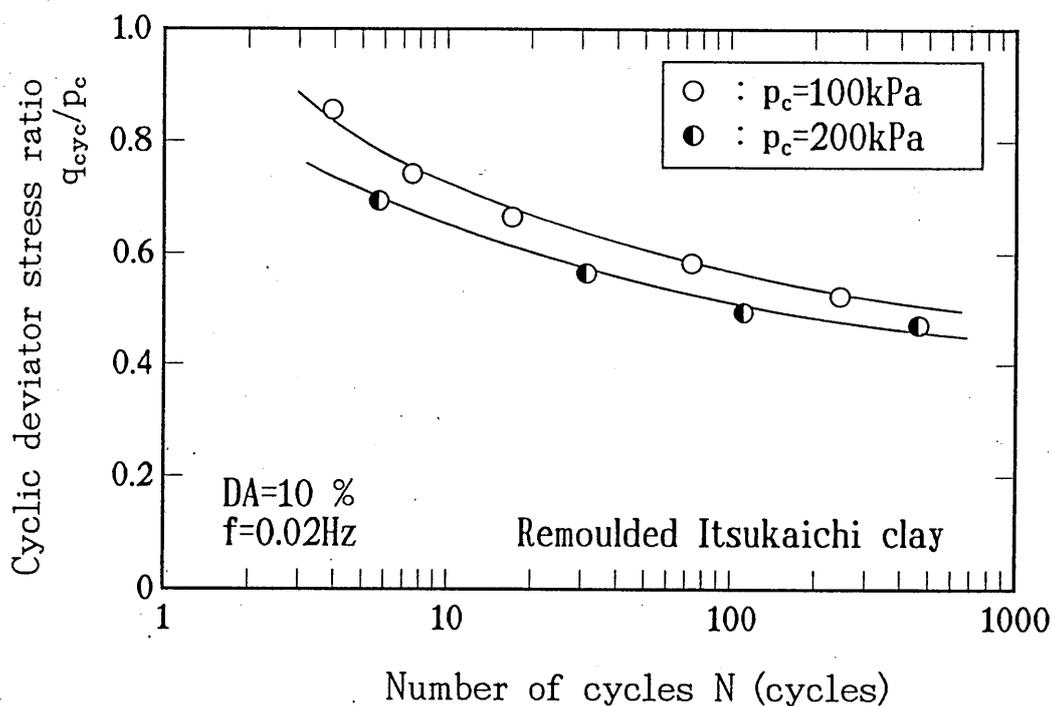


図 4 - 2 6 軸ひずみ両振幅  $DA = 10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (五日市粘土再構成試料)

前章における静的試験の結果から、正規圧密状態にある五日市粘土は、不攪乱と再構成によらずそのせん断特性に違いがないことが明らかになった。そこで、正規圧密状態における軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係を示した結果が図4-27である。どちらの場合も有効圧密応力は $p_c=200\text{kPa}$ である。図より、不攪乱試料と再構成試料で全く同じ繰返しせん断強度を有していることが分かる。不攪乱粘土は長年堆積されてできたものでありその構造に異方性や年代効果、セメンテーションなど多くの要因を含んでいると考えられるが、本実験結果に関する限り等方正規圧密状態下の非排水繰返しせん断強度は年代効果、セメンテーションを持たない再構成試料でもそれらを有する不攪乱試料でも同じであることを表している。この知見は五日市粘土に関する限り再構成試料を用いても原位置の強度を把握できることを意味している。

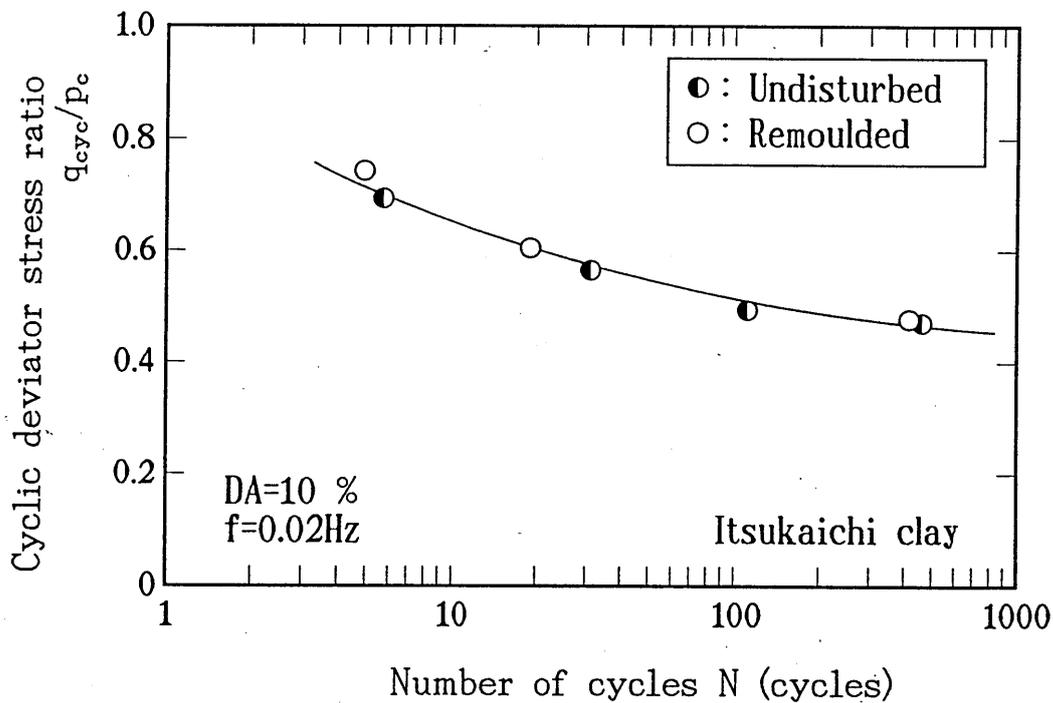


図4-27 軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係 (五日市粘土)

#### 4. 5 本章の要約

粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす载荷速度（周波数）、塑性指数、圧密履歴の影響を明らかにすることを目的に、水平地盤を想定した等方圧密状態で周波数、拘束圧、過圧密比を変化させた側圧一定、対称両振りの非排水繰返し三軸試験を行い、その結果に基づき詳細な検討を行った。以下に本章で得られた知見をまとめて示す。

##### I. 非排水繰返しせん断特性に及ぼす周波数の影響

- (1) 正規圧密粘土に対し 4 種類の周波数 ( $f=0.1, 0.05, 0.02, 0.01\text{Hz}$ ) で試験を行った。繰返し応力比が等しい場合、軸ひずみ両振幅  $DA$  ならびに残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  ともに急速载荷 ( $f=0.1, 0.05\text{Hz}$ ) と緩速载荷 ( $f=0.02, 0.01\text{Hz}$ ) でそれぞれ異なった挙動を示し、急速载荷より緩速载荷の方が残留間隙水圧比、軸ひずみ両振幅とも少ない繰返し回数で大きな上昇量となる。
- (2) 各サイクルにおける軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し応力ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  の間には、圧縮、伸張のどちら側においても繰返し応力の大きさや繰返し回数、周波数の違いによらない一義的な関係が存在する。
- (3) 粘土の非排水繰返し強度は、周波数の違いにより変化する領域としない領域とがあり、周波数の遅いものほど低くなる。一般に言われているように繰返し強度に与える周波数依存性が五日市粘土および有明粘土についても確認された。
- (4) 繰返し第一波目の有効応力経路の比較から、急速载荷 ( $f=0.1, 0.05$ ) では間隙水圧の発生が鈍く、全応力経路に沿うような経路を描き、さらに、繰返しせん断終了後の供試体内の含水比分布のばらつきは大きくなる。この周波数では、供試体内の間隙水圧分布は不均一である可能性があり、その要素性に重点をおけば、 $f=0.02\text{Hz}$  以下の低周波数を用いる必要がある。

##### II. 物理特性の影響

- (1) 塑性指数の異なる粘土の変形は、塑性指数が低いものほど伸張側へ大きく現れる。このことは塑性指数が低くなるほど圧縮せん断に強く、伸張せん断に弱い異方性の構造を持つことを示唆している。
- (2) 同程度の繰返し応力比における残留間隙水圧比ならびに軸ひずみ両振幅は、塑性指数が低いほど载荷当初からの間隙水圧の発生量が多く、最終的な値も、より初期有効拘束圧に近いところまで上昇する。また、軸ひずみは、より少ない繰返し

回数で上昇していく傾向がある。

### Ⅲ. 圧密履歴の影響

- (1) 過圧密粘土の有効応力径路は、載荷初期において正のダイレイタンスの発生により有効応力が一旦増加し、その後、徐々に減少して行き最終的に定常な曲線をたどる形になる。また、載荷初期における膨張傾向は過圧密比の高いものほど顕著である。
- (2) 正規圧密粘土の軸ひずみ両振幅とピーク有効応力比の間には、繰返しせん断応力の大きさや繰返し回数に関係なく一義的な関係が存在する。一方、過圧密粘土では粘着力の効果を取り入れた修正有効応力比を用いたところ、軸ひずみ両振幅との間に繰返し応力の大きさや繰返し回数に依らず一義的な関係が成立する。
- (3) 過圧密粘土の繰返しせん断強度は圧密経路には依存せず過圧密比に依存して変化し、過圧密比が高いほど強度は大きくなる。
- (4) 本研究で用いた五日市粘土の場合、不攪乱試料と再構成試料は互いにほぼ等しい非排水繰返しせん断強度を有する。

参 考 文 献

- 1) Procter, D.C. and Khaffaf, J.H.: Cyclic Triaxial Tests on Remoulded Clays, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, No. 10, pp. 1431-1445, 1984.
- 2) 松井 保・小原秀夫・伊藤富雄：飽和粘土の力学特性に及ぼす動的応力履歴の影響，土木学会論文集，第257号，pp.41-51，1977.
- 3) 山本陽一・兵動正幸・村田秀一・安福規之・杉山太宏：粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす載荷周波数の影響，第27回土質工学研究発表会，pp.903-906，1992.
- 4) 伊藤富雄・松井 保・田中伸佳：繰返し載荷時における飽和粘土の間隙水圧挙動について，第14回土質工学研究発表会講演集，pp.641-644，1979.
- 5) 松井 保・阿部信晴・山下：飽和粘土の繰返しせん断挙動に及ぼす載荷速度の影響，土木学会第36回年次学術講演会概要集，pp.60-61，1981.
- 6) Matsui, T., Ohara, H. and Ito, T.: Cyclic Stress-Strain History and Shear Characteristics of Clay, Proc. ASCE, Vol.106, No.GT10, pp.1101-1120, 1980.
- 7) Azzouz, A. S., Malek, A. M. and Baligh, M. M.: Cyclic Behavior of Clays in Undrained Simple Shear, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No.5, pp.637-657, 1989.
- 8) Andersen, K. H., Brown, S.F., Foss, I., Pool, J. H. and Rosenbrand, W. F.: Effect of Cyclic Loading on Clay Behavior, Proceedings of Conference on Design and Construction of Offshore Structures, Institution of Civil Engineers, London, England, pp.75-79, 1976.
- 9) Brown, S. F., Andersen, K. H. and McElvaney, J.: The Effect of Drainage on Cyclic Loading of Clay, Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Tokyo, pp.195-200, 1977.
- 10) Yasuhara, K. and Ue, S.: Increase in Undrained Shear Strength due to Secondary Compression, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.115-119, 1984.
- 11) 安原一哉, Andersen, K. H. and Berre, T.: 排水を伴う非排水繰返し三軸試験における異方圧密攪乱粘土の挙動，土木学会論文集，第436号，pp.1-8，1991.
- 12) 大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章：振動単純せん断試験による粘性土の繰返し強度特性について，港湾技術研究所報告，第23巻，第4号，pp.71-94，1984.
- 13) Hyodo, M., Murata, H., Yasuhuku, N. and Fujii, T.: Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 14) 兵動正幸・杉山太宏・山本陽一・河田頼治：繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価，土木学会論文集，第487号，pp.79-88，1994, 3



## 第 5 章 初期せん断を受ける粘土の非排水繰返しせん断特性

### 5. 1 概 説

第 1 章でも述べたように耐震設計問題について考える場合、そのほとんどが飽和砂の液状化に集中してきた。一般に地震が起きたとき、粘土は砂に比べ安定している、すなわち抵抗力が大きいと考えられている。しかしながら、1985年メキシコ地震において厚く堆積した粘土地盤上の構造物が大きな被害を受けたことがSeed<sup>1)</sup>やMendoza<sup>2)</sup>によって報告され、地震の増幅作用による大変形が、地震時における粘土地盤の挙動の特徴として位置づけられ認識されている。さらに国内においても、1964年の新潟地震や1978年の宮城県沖地震ならびに1983年の日本海中部地震では、粘土層を支持地盤とする多くの道路・鉄道盛土が粘土の破壊によって崩壊したことが報告されている<sup>3)・4)</sup>。

このような地震による被害事例から、地震時において粘土は本当に砂よりも安全なのか？という疑問が起こる。第 4 章においては、粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす周波数、拘束圧、塑性指数及び過圧密履歴の影響を明らかにしたが、これらはいずれも水平地盤を想定し行った等方圧密供試体による繰返し三軸試験であり、水平地盤の力学特性に相当するものであった。この条件では、粘土は砂よりも安定した挙動を示し、発生する水圧は砂のように初期有効拘束圧までは上昇しない。しかし、自然堆積粘土は長年にわたり一次元圧密を経験しているため、非排水せん断強度の異方性の影響が無視できない上に、実地盤においては構造物の基礎あるいは切盛土法面下の基礎地盤のようにあらかじめ初期せん断応力が作用している。したがって、このような異方応力状態の粘土の力学的メカニズムを明らかにすることが重要視される。Seedら<sup>5)</sup>は、地震時における構造物近傍の粘土地盤の安定性を評価するため、初期せん断応力を作用させたいくつかの粘土に対し非排水繰返し三軸試験を行い繰返しせん断特性について研究を行った。そして、粘土の動的強度は、初期せん断応力の大きさ、繰返し回数、載荷方法、載荷速度に影響され、拘束圧に比例的であること等を示した。一方、波浪を受ける重力式プラットホームでは、Andersenら<sup>6)・9)</sup>により粘土の繰返しせん断挙動について研究され、プラットホームの安定性を評価する設計法が提案されている。また、Malekら<sup>10)・11)</sup>も、波浪によるテンションレグプラットフォーム下の粘土地盤を想定した繰返し試験により、繰返し荷重を受ける粘土の挙動を予測する比較的簡単な手法を提案している。

粘土の動的問題に対しては砂の液状化ほど広くは研究されていないが、粘土地盤上へのさまざまな構造物を建設する機会が増加するのに伴い、多くの動的問題がますます顕在化してくるものと考えられる。

本章では、以上を踏まえ構造物基礎地盤の繰返し荷重を受ける土要素を想定し、異方正規圧密および異方過圧密粘土の非排水繰返しせん断特性を明らかにすることを目的に非排水繰返し三軸試験を行っている<sup>12) - 15)</sup>。試験は五日市粘土再構成試料に対して初期せん断応力と繰返しせん断応力ならびに過圧密比を種々に組み合わせている。また、塑性指数が低い広島粘土正規圧密再構成試料についても試験を行い、塑性指数の違いによるせん断強度特性について考察している。さらに、全体を通して兵動ら<sup>16), 17)</sup>により行われた豊浦砂での試験結果と対比することにより、初期せん断を受ける粘土と砂の繰返しせん断挙動の違いについて詳細な検討を行っている<sup>14)</sup>。

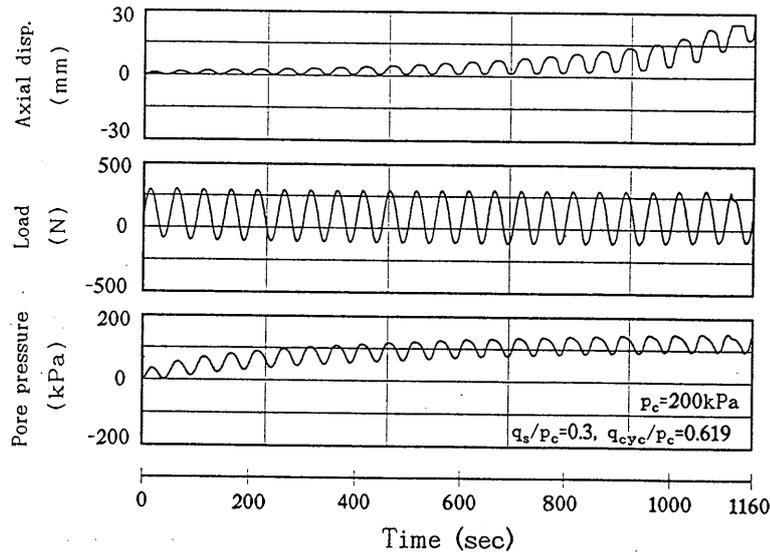
以下、節に沿って本章の概要を述べる。まず、第2節では異方正規圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動を軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴や応力～ひずみ関係及び有効応力径路を示すことによりその特徴について検討し、併せて相対密度70%の豊浦砂における試験結果との違いについて考察する。第3節では、過圧密状態にある水平地盤に静的に初期せん断応力が作用した状態を想定した異方過圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動を第2節と同じく軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴や応力～ひずみ関係及び有効応力径路を示すことにより検討する。第4節では、間隙水圧とピーク軸ひずみに及ぼす初期せん断の影響を繰返し回数との関係で表すことにより明らかにする。さらに、繰返し応力ピーク時の有効応力比を用いてひずみの定量化を行う。第5節では、強度の規定を行い、それを繰返し回数または初期せん断応力比との関係で表すことにより、異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度特性を明らかにする。また、豊浦砂との比較から初期せん断応力が作用し応力反転の無い繰返し応力を受ける場合には、砂よりもさらに不安定で危険な状態となることを示す。最後に第6節において本章で得られた知見を要約し結論とする。

## 5. 2 正規圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動

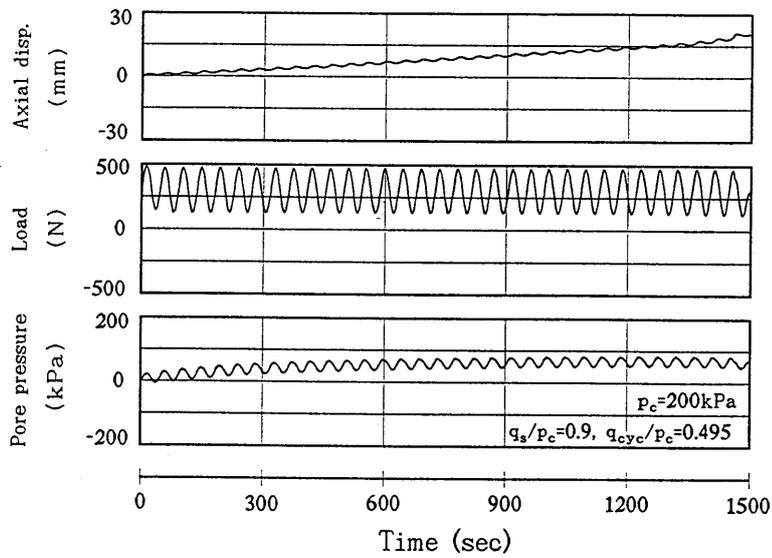
本項では、構造物近傍の粘土地盤を再現するために、正規圧密粘土に対し初期せん断応力と繰返し応力を様々に組み合わせ非排水繰返し三軸試験を行った結果について述べる。初期応力状態は、異方圧密後の供試体の有効圧密応力 $p_c$ が200kPaになるよう等方圧密した後、排水状態で初期軸差応力 $q_s$ のみを60~240kPaまで60kPaピッチで与え初期せん断応力比 $q_s/p_c$ が0.3~1.2になるよう異方圧密し、その後3から4種類の繰返し応力 $q_{cyc}$ を与えた。この条件により応力反転の有無による繰返しせん断挙動の違いについても調べている。なお、周波数は、粘土供試体の要素性を満足させるために全ての試験で、 $f=0.02\text{Hz}$ としている。

この様にして行われた、五日市粘土再構成試料に対する非排水繰返し三軸試験より得られた典型的な軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴、有効応力径路及び応力~ひずみ関係を、図5-1、図5-2、図5-3に示す。それぞれ図の(a)~(c)は、初期せん断応力比 $q_s/p_c=0.3, 0.6, 1.2$ に対応する結果である。また、有効応力径路には静的試験より求めた破壊線を合わせて描いている。まず図5-1の時刻歴から、初期せん断を受けた粘土の変形は、繰返し回数の増加に伴い初期せん断を受けた圧縮側に徐々に残留していく傾向を示している。いずれの初期せん断応力比においてもひずみの蓄積により変形は増大しているが、(a)の繰返し応力が伸張側に達し応力反転している場合には、比較的大きな両振幅ひずみが生じているのが認められる。初期せん断応力比の増加に伴い生じる両振幅ひずみの量は減少して行き、(c)の初期せん断応力比が1.2の場合にはその発生は認められない。すなわち、応力反転の有無により発生するひずみの形態が大きく異なり、両振幅ひずみを生じるには応力の反転が不可欠であるということが考えられる。また、等方応力状態で繰返しせん断を受けて破壊に至った粘土供試体は最終的にネッキングを生じるが、応力反転のない場合には図5-1(c)から分かるようにすべり破壊を生じている。つまり、斜面や構造物基礎地盤のようにあらかじめ初期せん断応力が作用している地盤が繰返しせん断を受けた場合、地盤の沈下やすべりとしてその影響が現れることを示唆している。

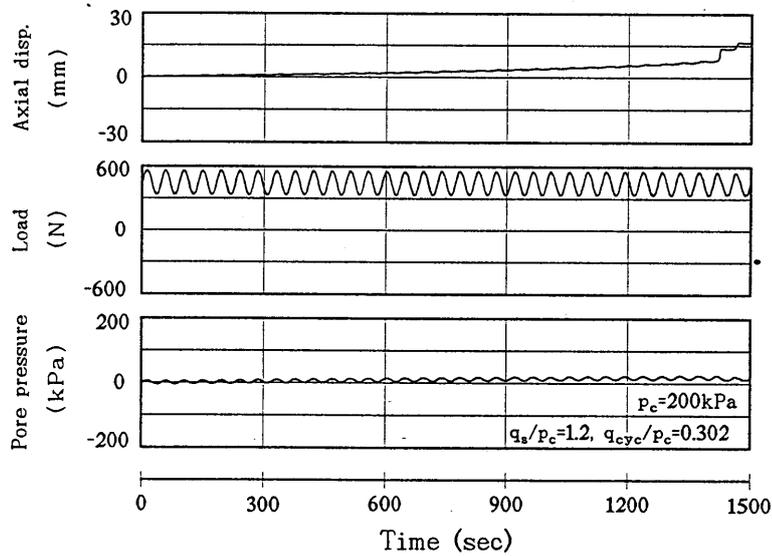
図5-2の有効応力径路は、(b)、(c)の応力反転のない場合には繰返し載荷開始と同時に、ほぼ同じ勾配を保ちながら繰返し回数の増加とともに左へ移動し、最終的に定常な状態に至るまで有効応力が連続的に減少していく様子を表している。



( a )  $q_s/p_c = 0.3$



( b )  $q_s/p_c = 0.9$



( c )  $q_s/p_c = 1.2$

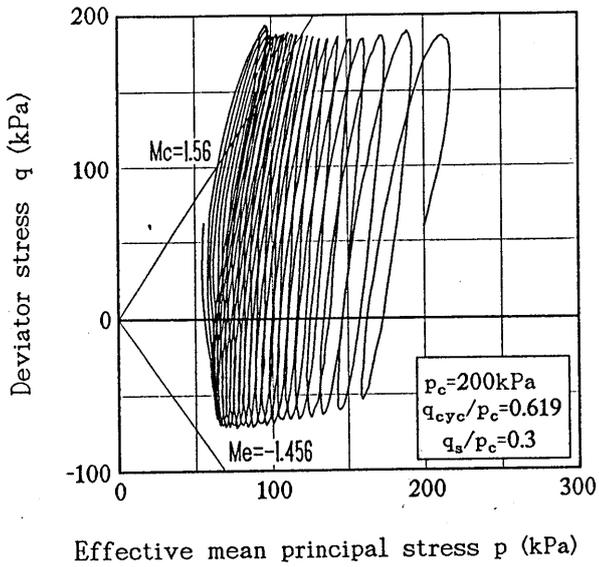
図 5 - 1 軸変位・軸荷重・間隙水圧の時刻歴

一方、(a) の応力反転がある場合には、等方応力状態下の粘土の有効応力経路に近い形態を示しているが、伸張側において定常状態に至った時の有効応力経路と静的破壊線は交差せずに離れた位置にある。これは、応力反転のない場合と同様、破壊のモードが圧縮側に依存していることを示している。また、いずれにおいても有効応力経路は圧縮側の静的試験より得られた限界状態線を大きく飛び出している。この現象は、Hydeら<sup>18)</sup>の実験によっても見いだされており、彼らは非排水条件のもと供試体が繰返しにより過圧密状態になったためであると説明している。

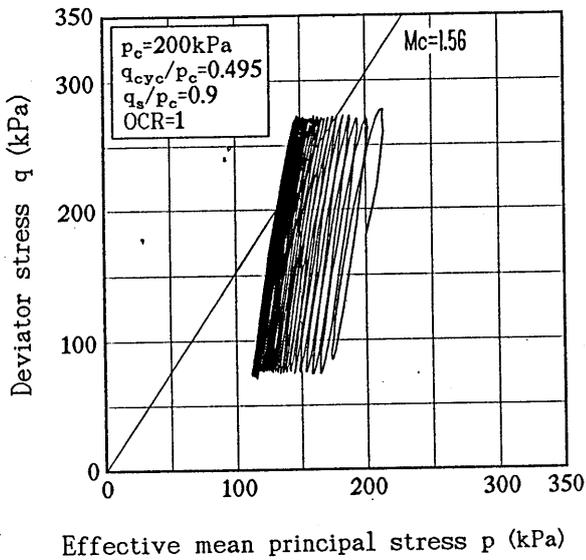
つぎに、図 5-3 は、軸差応力と軸ひずみの代表的な結果である。なお、図 5-4 には粘土と比較するために相対密度  $D_r = 70\%$  の豊浦砂について行われた異方圧密での繰返し三軸試験結果<sup>18)</sup>を示した。粘土では、応力反転の有無に拘らず供試体の劣化が圧縮側に連続的に進行していき、繰返し 1 サイクル毎のひずみ増分は、繰返し回数の増加とともに大きくなり、供試体は破壊に至ることが分かる。また、繰返し応力最大時におけるひずみと残留時点のひずみに有為な違いは認められない。さらに、繰返しによる粘土のひずみは、有効応力経路が限界状態線に達することが引き金になりその増加割合を増すことに気づく。特に、初期せん断応力比が 1.2 と高い場合には、流動的な変形を示しておりこれは同初期せん断応力比で行った他の供試体においても観察されている。

図 5-4 の豊浦砂では、初期せん断応力比が 0.1 と小さく応力反転している (a) では等方圧密において液状化したときに観察されるような、両振幅ひずみの発達により供試体は破壊に至っている。前章に示した等方圧密粘土では、繰返し当初より数パーセントのひずみが発生し、剛性を保ちながら両振幅ひずみが漸増していく傾向が見受けられたが、砂においてはひずみが漸増するというよりはむしろ突発的にひずみが急増している。これに対し応力反転のない (b), (c) では、繰返し 1 波目において比較的大きなひずみが発生するものの粘土とは逆に繰返し回数の増加とともに安定する方向、すなわちひずみ増分は減少していき、(c) のように繰返し応力よりも初期せん断応力が大きな条件では決して破壊には至らない。

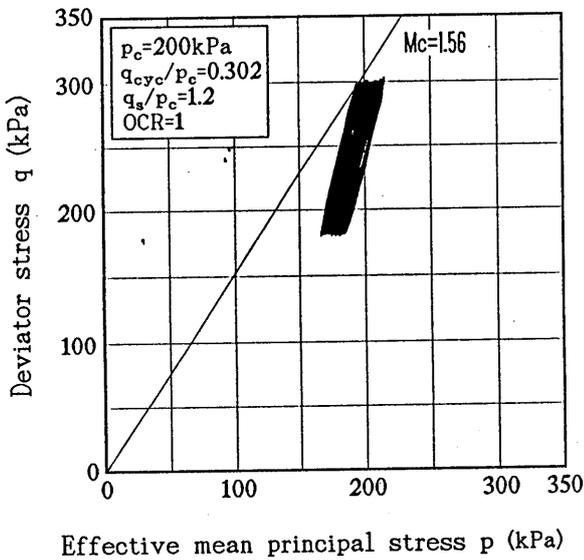
以上、初期せん断応力の異なる試験結果から主に応力反転の有無に着目し、時刻歴、有効応力経路ならびに応力～ひずみ関係について考察し、さらに豊浦砂の応力～ひずみ関係を示すことにより双方の挙動を比較した。その結果、応力反転のない繰返しせん断応力を受ける場合にはひずみの発達に大きな違いが見受けられ、粘土は砂よりも変形量が大きく不安定な状態となることが推察された。



(a)  $q_s/p_c = 0.3$

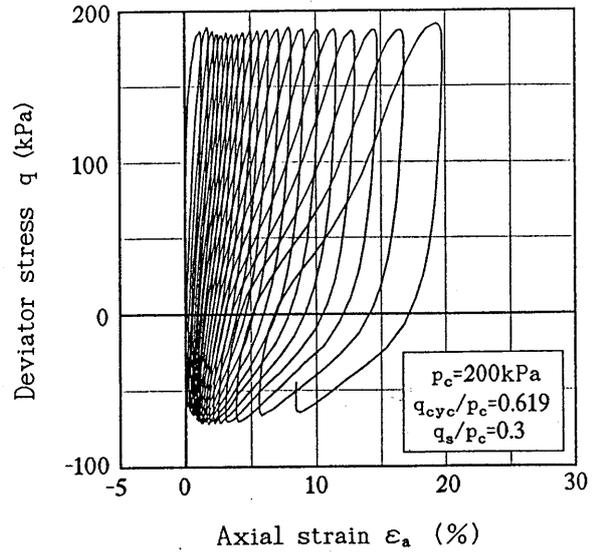


(b)  $q_s/p_c = 0.9$

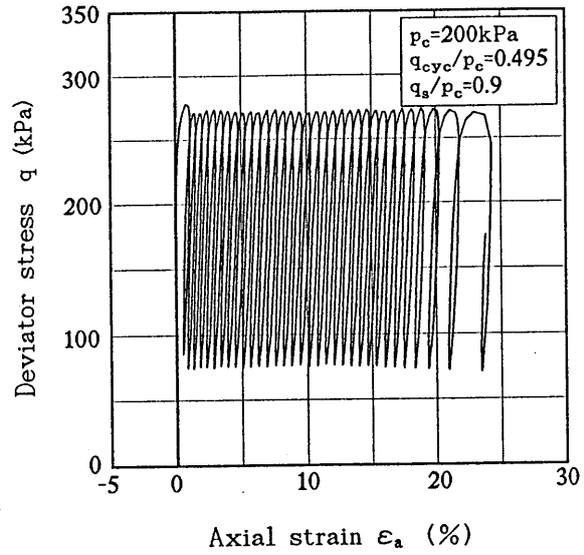


(c)  $q_s/p_c = 1.2$

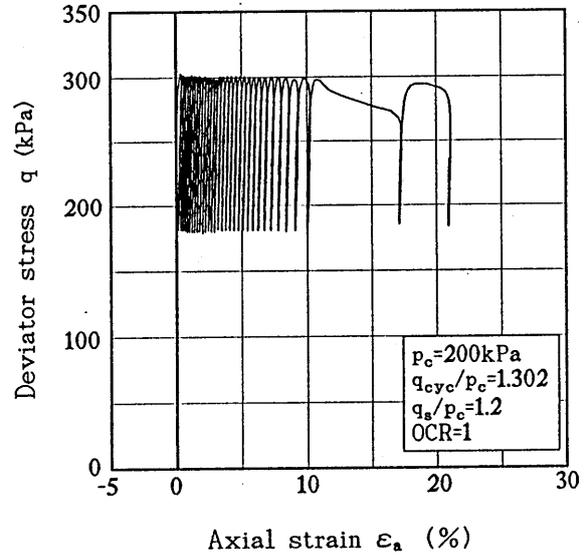
図 5 - 2 有効応力経路



(a)  $q_s/p_c = 0.3$

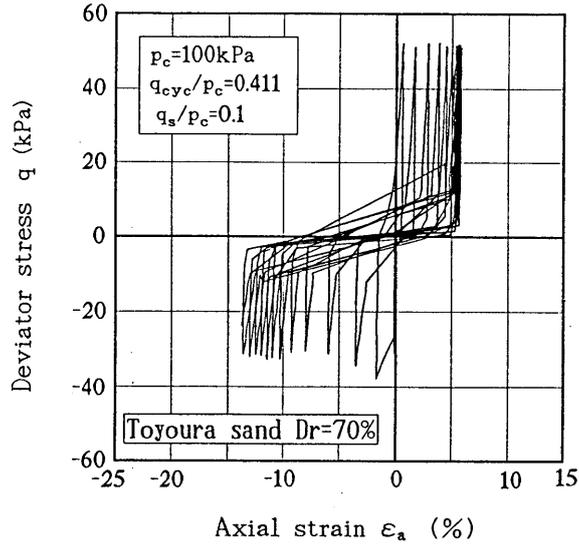


(b)  $q_s/p_c = 0.9$

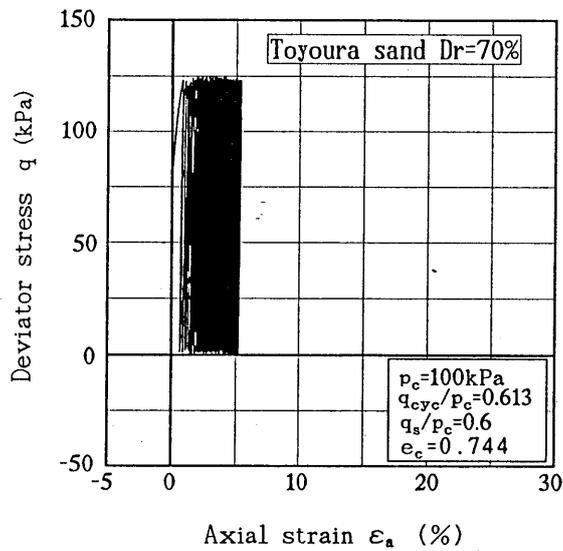


(c)  $q_s/p_c = 1.2$

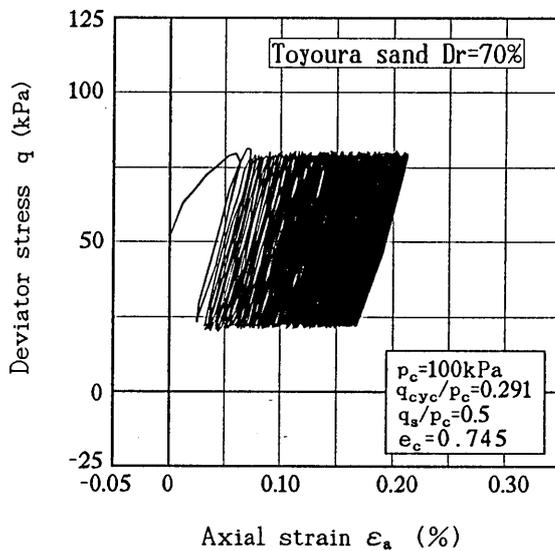
図 5 - 3 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係



( a )  $q_s/p_c = 0.1$  ( $q_{cyc} > q_s$ )



( b )  $q_s/p_c = 0.6$  ( $q_{cyc} = q_s$ )



( c )  $q_s/p_c = 0.5$  ( $q_{cyc} < q_s$ )

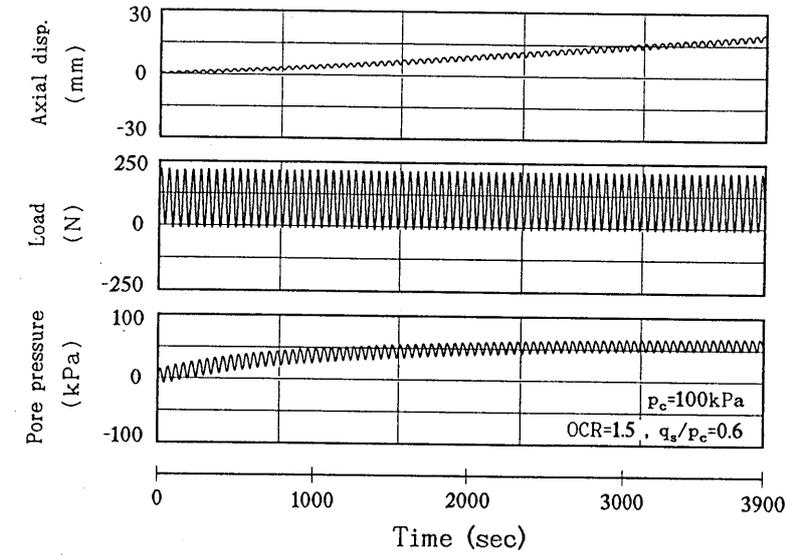
図 5 - 4 豊浦砂の軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係<sup>18)</sup>

### 5. 3 過圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動

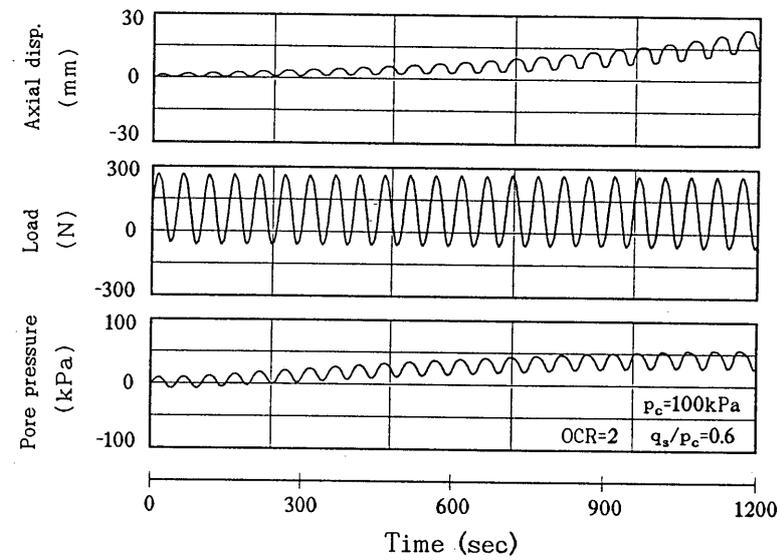
一般に、自然に堆積している粘土地盤は、長期の堆積による時間効果や侵食作用、地下水水位の変動ならびに地震等の繰返し外力を受けることによりある程度の過圧密状態にあると考えられる。そこで、過圧密履歴を受けた水平地盤に構造物などによる初期せん断応力が作用した状態を想定し、繰返し三軸試験を行った結果について考察する。まず圧密過程は、設定した過圧密比 $OCR(p_m/p_c)=1.5, 2, 4$ を得るため各先行圧密応力 $p_m$ まで24時間等方圧密した後、有効圧密応力 $p_c$ を100kPaまで除荷し十分に吸水膨張させる。その後、排水状態で初期せん断応力 $q_s$ が60kPaに至るまで、20kPaずつ3段階にわけて軸圧ならびに側圧を調整し平均有効応力を一定に保ちながら異方圧密した。なお試験機の制約上、 $OCR=4$ のみ $p_c=50kPa$ 、 $q_s=30kPa$ の初期応力状態としたが初期せん断応力比 $q_s/p_c$ は0.6に統一した。その後、3から4種類の繰返し応力与え試験を行った。また、正規圧密での試験結果と対応させるため $OCR=2$ については初期せん断応力比が0.3, 0.9, 1.2になるよう異方圧密した試料に対しても試験を行っている。なお、周波数は正規圧密同様 $f=0.02Hz$ としている。

ここでは、五日市粘土再構成試料を用いて初期せん断応力比 $q_s/p_c$ を0.6に固定し過圧密比 $OCR$ を1.5, 2, 4と変化させた非排水繰返し三軸試験の結果について述べる。

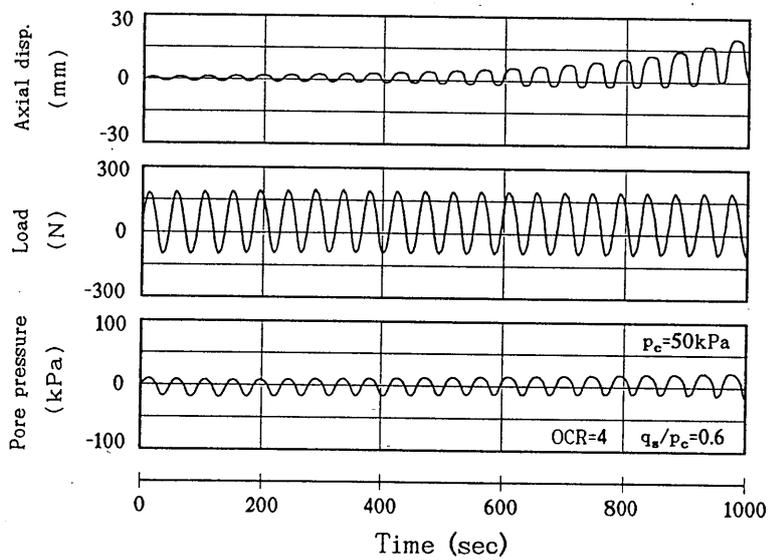
図5-5、図5-6、図5-7は、試験から得られた代表的な時刻歴、有効応力経路、応力～ひずみ関係をそれぞれ示したものである。各図において(a)～(c)は、過圧密比が1.5, 2, 4に対応している。まず、図5-5の時刻歴において軸変位はいずれも圧縮側へと残留していく傾向を示し、正規圧密粘土においても観察されたように応力反転の有無により両振幅ひずみの発生量に違いが認められる。また、繰返し载荷初期において負の間隙水圧が発生し、過圧密比が大きなものほどその発生量は大きくなっている。図5-6の有効応力経路からは、間隙水圧の時刻歴において観察された载荷初期における負の間隙水圧の発生をより明確に見ることができる。繰返し数波目まではほぼ同位置でループを描き、この傾向は過圧密比が大きいほど顕著に現れている。前節の正規圧密と比べるとこの点に大きな違いが見受けられる。しかし、繰返し回数の増加とともに有効応力経路は徐々に左に移動し、正規圧密でも見られたように限界状態線を大きく飛び出して破壊に至り定常なループを描いている。つぎに、図5-7の応力～ひずみ関係は、いずれも変形が圧縮側へと連続的に進行していき、応力反転の有無による正規圧密での



( a ) OCR = 1.5

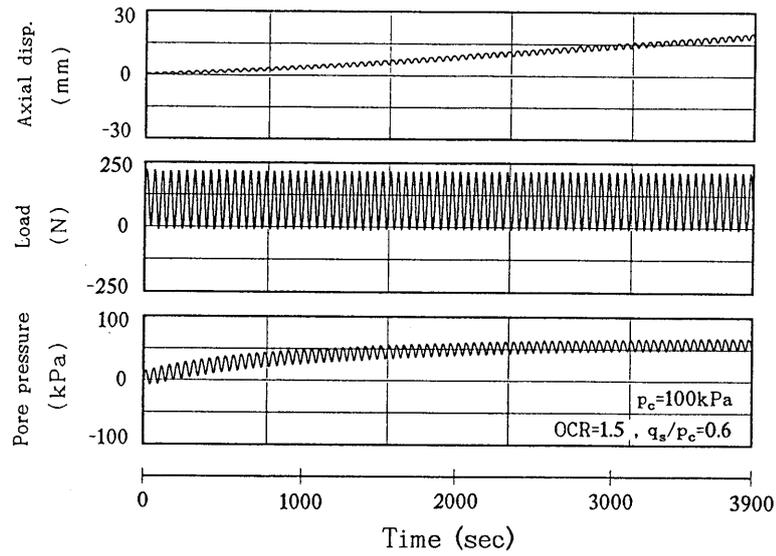


( b ) OCR = 2

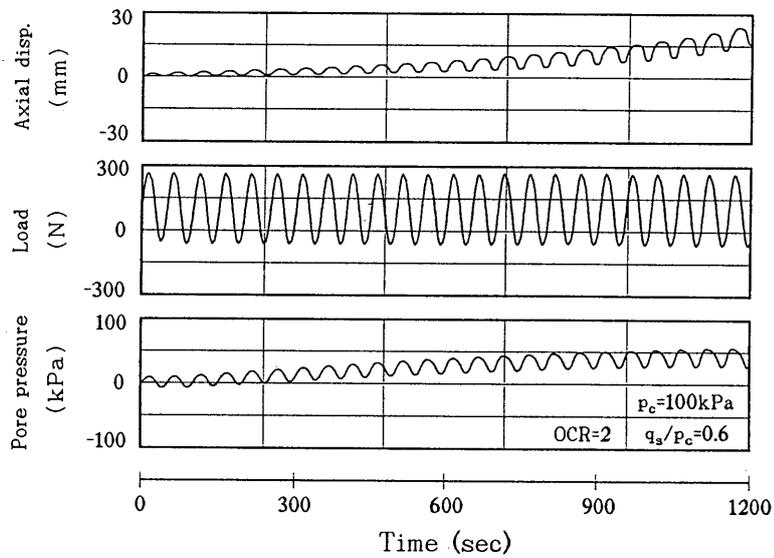


( c ) OCR = 4

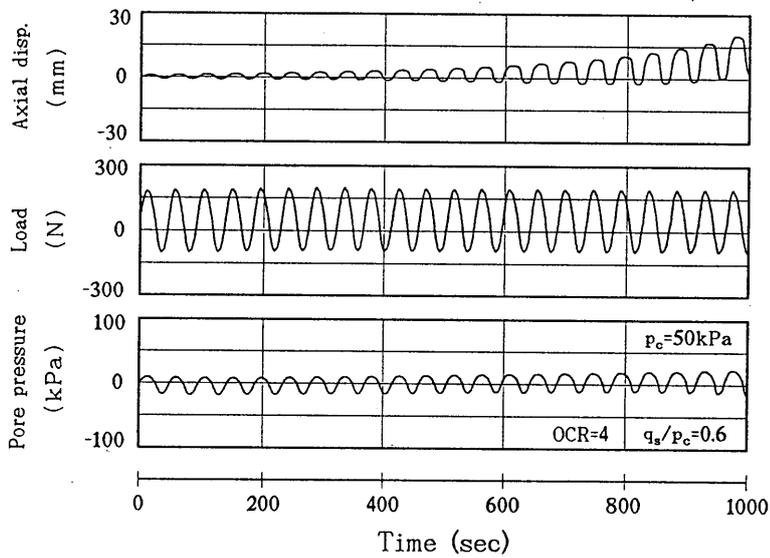
図 5 - 5 軸変位・軸荷重・間隙水圧の時刻歴



( a ) OCR = 1.5

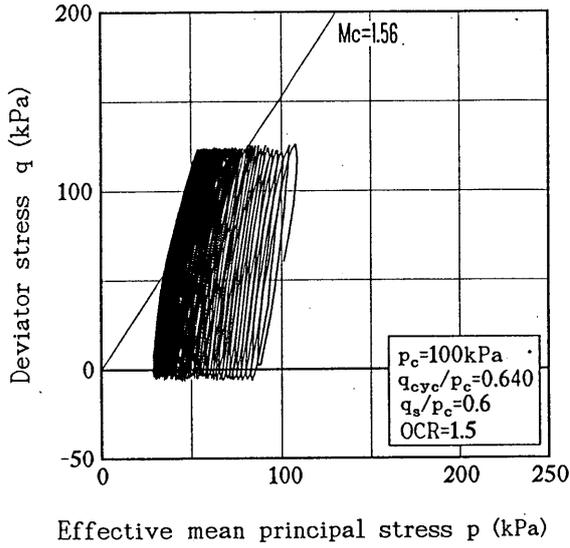


( b ) OCR = 2

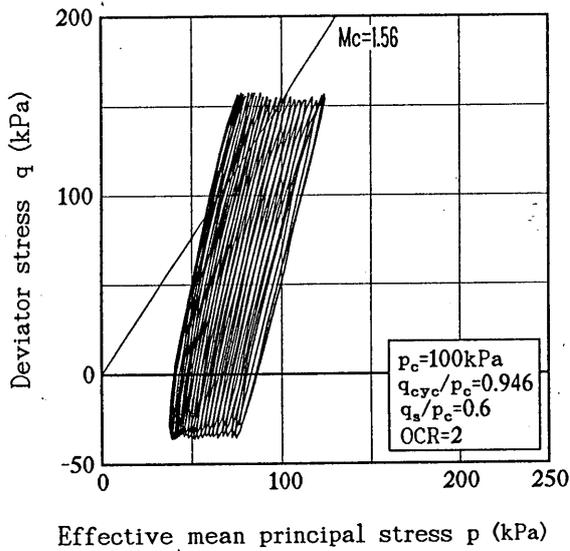


( c ) OCR = 4

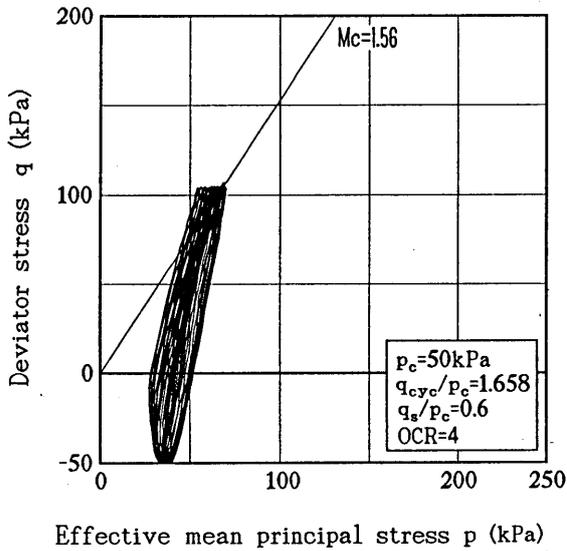
図 5 - 5 軸変位・軸荷重・間隙水圧の時刻歴



(a) OCR=1.5

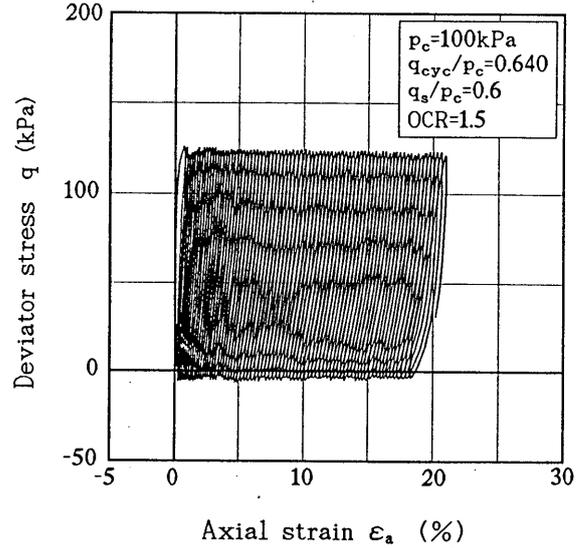


(b) OCR=2

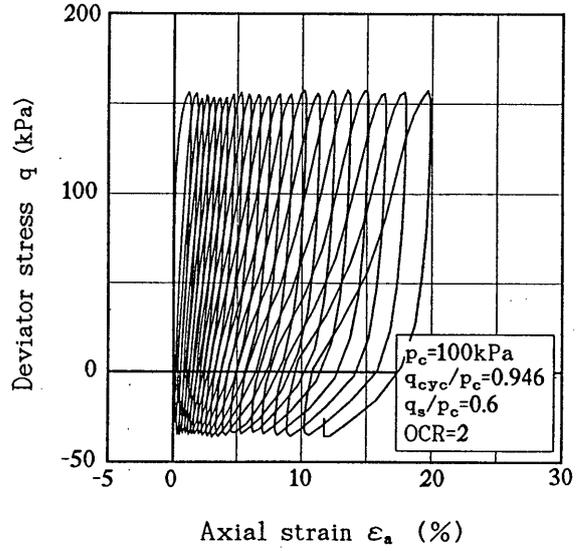


(c) OCR=4

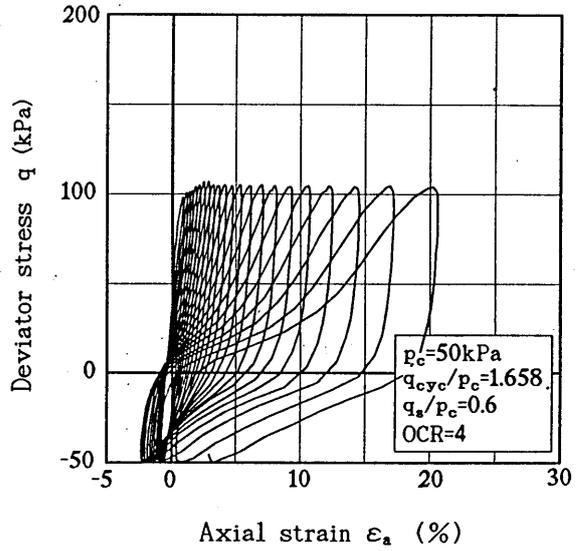
図 5 - 6 有効応力経路



(a) OCR=1.5



(b) OCR=2



(c) OCR=4

図 5 - 7 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

挙動とほとんど違いはなく、過圧密粘土としての特徴は特に見られない。また、過圧密比が大きくなるほど応力反転の度合いが増しているが、これは過圧密履歴が粘土の強度を増加させ、20%程度のひずみを発生させるにはより大きな繰返し応力（比）が必要となるためである。

このように、過圧密粘土の繰返しせん断挙動は正規圧密粘土と繰返し载荷初期において間隙水圧の発生量に違いはあるものの、その変形および破壊形態は非常によく似ている。これは、前章に示した等方圧密においても確認されている。すなわち、有効応力経路や応力～ひずみ関係に与える過圧密履歴の影響は载荷初期において顕著に現れるが、繰返し回数の増加による繰返し効果によってその影響は薄れていくものと考えられる。

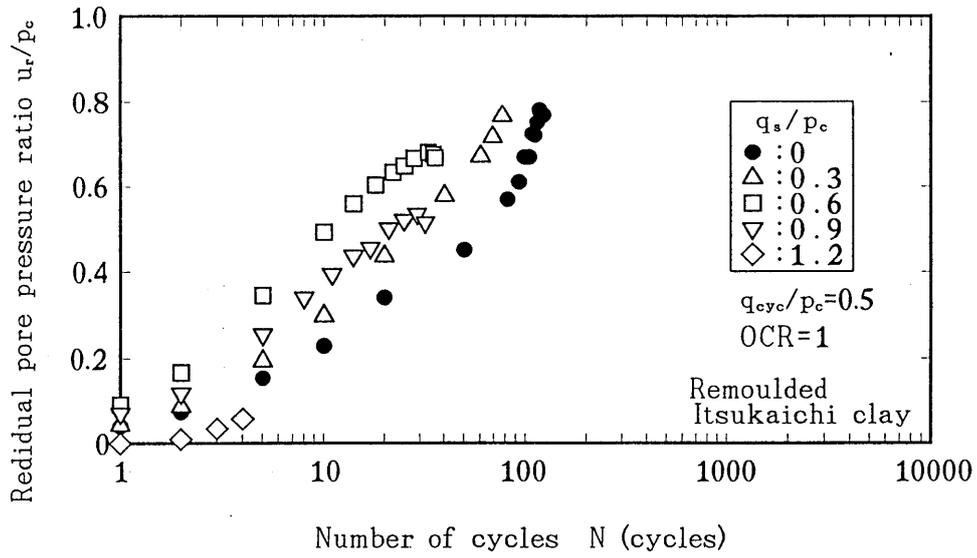
#### 5. 4 間隙水圧と軸ひずみに及ぼす初期せん断の影響

##### 5. 4. 1 間隙水圧および軸ひずみと繰返し回数の関係

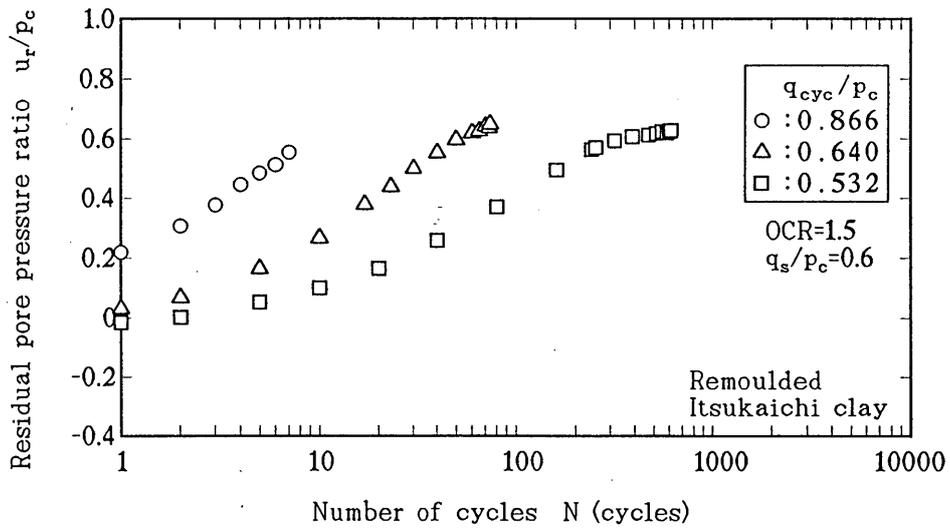
間隙水圧ならびに軸ひずみが、繰返し回数の増加に対しどのように発生し、初期せん断応力や過圧密比、および繰返し応力の違いによる影響を受けるのかについて検討する。なお、間隙水圧は残留時点での間隙水圧 $u_r$ を有効圧密圧力 $p_c$ で正規化した残留間隙水圧比 $u_r/p_c$ 、軸ひずみは圧縮側の繰返し応力ピーク時におけるピーク軸ひずみ $\varepsilon_p$ に対して評価を行う。

まずはじめに、正規圧密および過圧密粘土の残留間隙水圧比 $u_r/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係を図5-8(a)～(c)に示す。(a)は、初期せん断応力の違いが間隙水圧と軸ひずみの発生に及ぼす影響について明確に比較するため、繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ を0.5に固定し、初期せん断応力比 $q_s/p_c=0\sim 1.2$ で行った正規圧密粘土の結果である。また、比較のために等方圧密の結果も図中に示した。図から、初期せん断応力比 $q_s/p_c$ が大きくなるほど最終的な間隙水圧の発生量は少なくなり、 $q_s/p_c=1.2$ ではその傾向が著しい。これは、図5-2に示した有効応力経路からもわかるように、初期せん断応力が大きくなるにつれ、破壊に至るまでの移動量が少なくなることに起因している。また、同じ繰返し回数で比較すると、 $q_s/p_c=0.6$ までは初期せん断応力比が大きくなるほど間隙水圧の発生量は多いが、 $q_s/p_c=0.9, 1.2$ と増加するにつれ逆に少なくなっている。

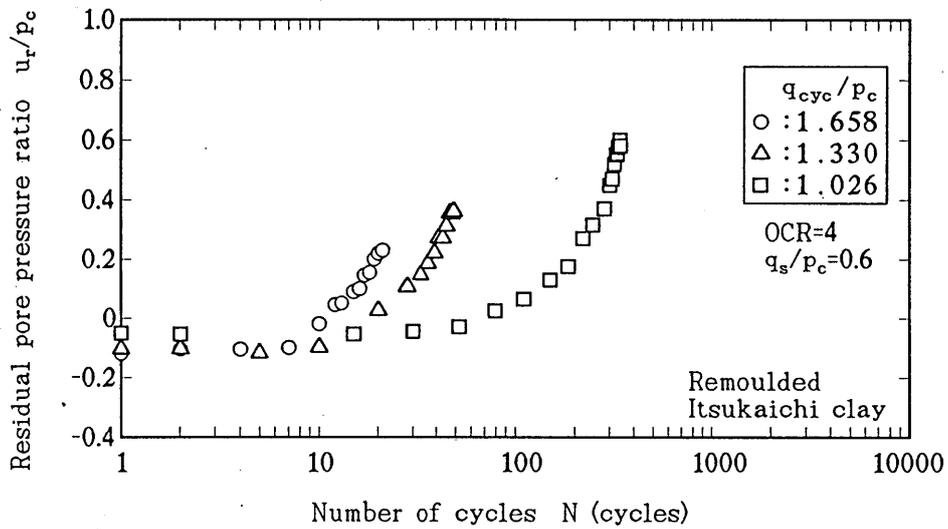
(b)、(c)は、逆に、それぞれ初期せん断応力比 $q_s/p_c$ を0.6に固定し、繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ の異なる過圧密粘土( $OCR=1.5, 4$ )の結果について示したものである。両図か



( a )  $OCR=1$ 、 $q_s/p_c=0.5$



( b )  $OCR=1.5$ 、 $q_s/p_c=0.6$



( c )  $OCR=4$ 、 $q_s/p_c=0.6$

図 5 - 8 正規圧密および過圧密粘土の残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係

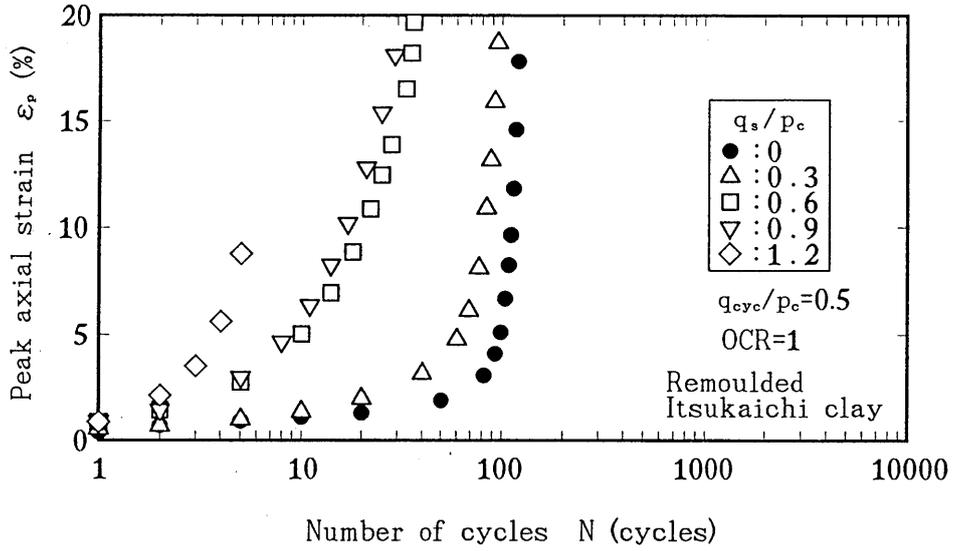
ら、繰返し応力比が大きいほど間隙水圧は早く上昇するが、最終的な水圧の発生量は少なくなることが認められる。載荷パターンの違いで比較すると、(b) の  $OCR=1.5$  で応力反転がさほど大きくない場合の間隙水圧は、繰返し回数の増加に対して緩やかに上昇して行き、やがて平衡状態に達している。一方、(c) の  $OCR=4$  で大きな応力反転を伴うときには、あるところから急激に上昇していく様子が見られる。

つぎに、図 5-9 (a) ~ (c) は、正規圧密および過圧密粘土のピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  と繰返し回数  $N$  の関係を示したものである。各図の条件は、いずれも図 5-8 に対応しており、(a) は繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  を 0.5 に固定し、初期せん断応力比を変化させた時のピーク軸ひずみと繰返し回数の関係を示している。図から、初期せん断応力比が高くなるほど少ない繰返し回数でひずみが増加していく傾向が認められる。しかし、初期せん断応力比が 0.3 と 0.6 の間と、0.9 と 1.2 の間においては大きく変化していることがわかる。また、 $q_s/p_c=0, 0.3$  の結果は応力反転を伴っているが、この場合、ひずみはあるところから急激な立ち上がりを示している。一方、その他の応力反転を伴わない場合においては明確な変曲点は認められず、繰返し回数の増加とともに単調に増加している。応力反転によるこのような傾向は (b), (c) の過圧密粘土においても観察される。

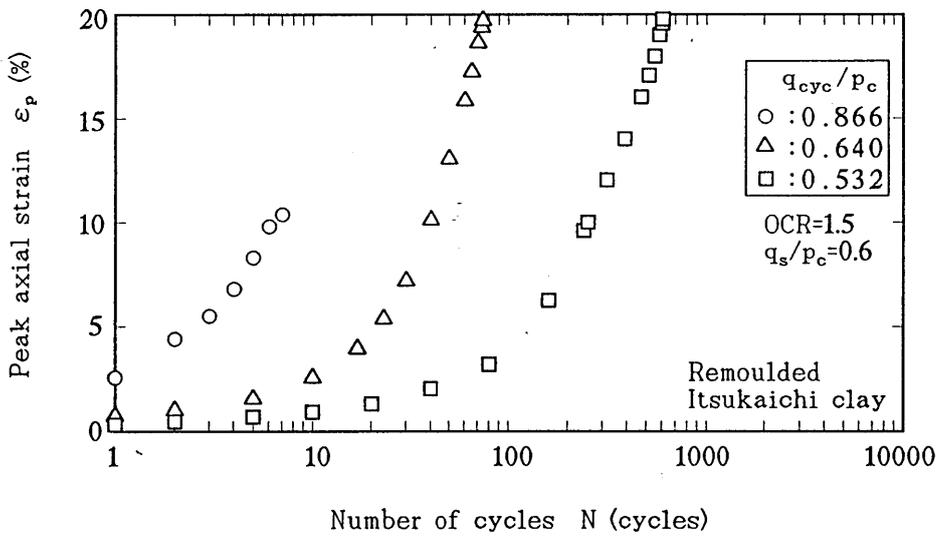
これらのことから、間隙水圧と軸ひずみの発生には、応力反転の有無や初期せん断応力比の大きさの違いが最も大きく影響を及ぼすようである。

正規圧密粘土と豊浦砂 (相対密度  $Dr=50\%, 70\%$ ) を比較するために、2 種類の初期せん断応力比  $q_s/p_c$  におけるピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  と繰返し回数  $N$  の関係を図 5-10 (a), (b) 示した。いずれも繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  が 0.5 付近ではほぼ同じ応力条件の結果を示している。 $q_s/p_c=0.3$  で応力反転を伴う (a) では、同じピーク軸ひずみを生じるのに粘土の方がより多くの繰返し回数を必要とすることがわかる。すなわち、この程度の初期せん断応力比では、粘土の方が砂よりも大きな抵抗力を有していると言えることができる。しかし、初期せん断応力比が増し応力反転を受けない (b) では ( $q_s/p_c=0.6$ )、逆に軸ひずみの上昇が早くなり順序が逆転している。また、 $Dr=70\%$  の砂では 300 回の繰返し載荷を行ってもわずか数パーセントのひずみが発生するのみで極端に変形量は減少している。

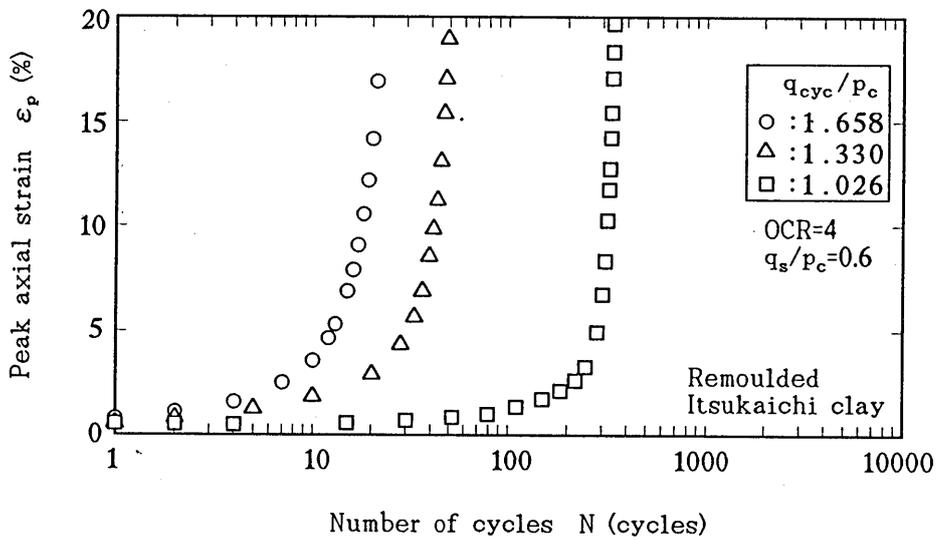
5. 2 節において粘土と豊浦砂の応力～ひずみ関係を比較したところ、粘土は砂よりも変形量が大きく不安定な状態となることが推察されたが、図 5-10 の結果はこの傾向をより明確にするものである。



(a) OCR = 1、 $q_s/p_c = 0.5$

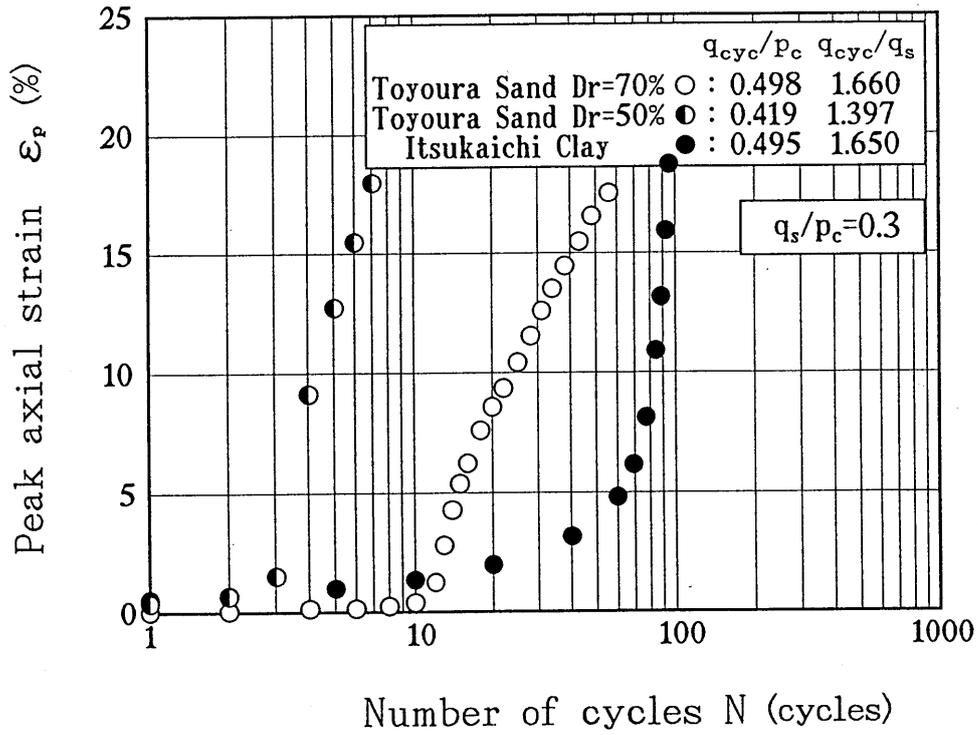


(b) OCR = 1.5、 $q_s/p_c = 0.6$

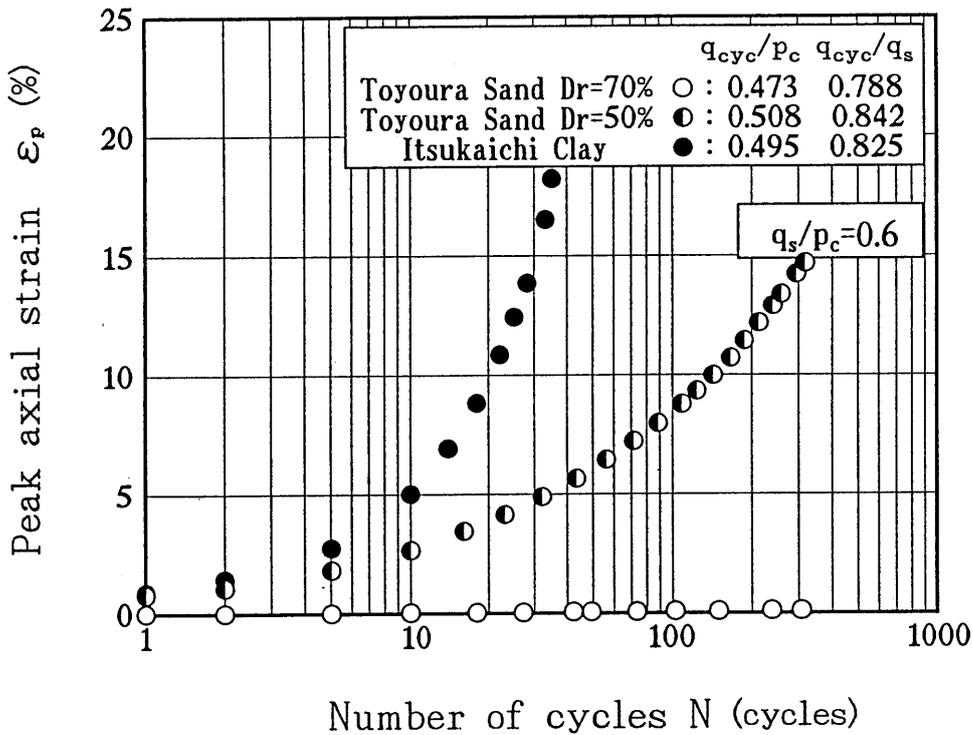


(c) OCR = 4、 $q_s/p_c = 0.6$

図 5 - 9 正規圧密および過圧密粘土のピーク軸ひずみ  $\epsilon_p$  と繰返し回数  $N$  の関係



(a)  $q_s/p_c = 0.3$ ,  $q_{cyc}/p_c = 0.5$



(b)  $q_s/p_c = 0.6$ ,  $q_s/p_c = 0.5$

図 5 - 1 0 正規圧密粘土と豊浦砂のピーク軸ひずみ  $\epsilon_p$  と繰返し回数  $N$  の関係

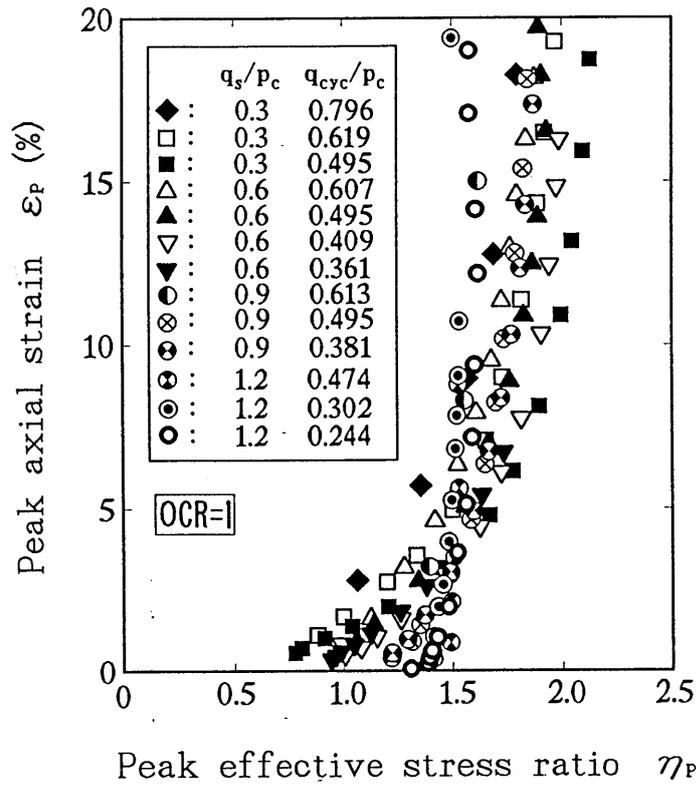
5. 4. 2 軸ひずみと有効応力比の関係

第 4 章において、等方正規圧密された粘土の軸ひずみ両振幅 DA と繰返し応力ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  の間には、繰返し応力の大きさや繰返し回数、周波数の違いによらない一義的な関係が存在することを明らかにした。また、等方応力状態で過圧密された粘土の軸ひずみ両振幅 DA と繰返し応力ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  の間には、正規圧密の場合とは異なり良好な対応関係は存在しないものの、過圧密特有の粘着力効果を考慮した修正有効応力比  $\zeta_p$  と軸ひずみ両振幅 DA の間には、繰返し応力の大きさや繰返し回数によらない一義的な対応関係が存在することが明らかとなった。ここでは、異方応力状態で正規圧密および過圧密された粘土のひずみと有効応力比の間にどのような関係が認められるのか検討を行う。

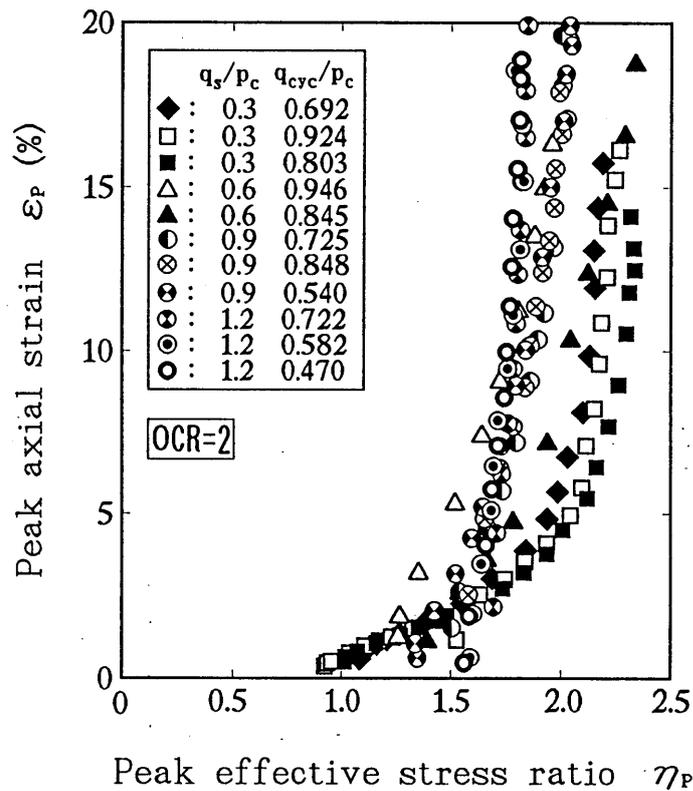
図 5-11 (a)、(b) は、各応力サイクル圧縮側ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  とピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  の関係を、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  と繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  をパラメーターとして正規圧密と過圧密粘土 (OCR=2) についてそれぞれ示したものである。図から繰返し応力比や初期せん断応力比が小さなものほど、 $\eta_p$  は大きな値を示し外側に膨らむ傾向が見受けられる。 $q_s/p_c=0.3$  の結果は、すべて応力反転している場合であり、このような状態では応力反転度の違いにより特性が変化するものと推察される。また、両者の関係には、正規圧密粘土においても繰返し応力比や初期せん断応力比の違いによりかなりばらつきが認められ一義的な関係は見いだせない。先に示したように初期せん断応力を受ける正規圧密および過圧密粘土の有効応力経路は、静的破壊線 ( $M_c=1.560$ ) を大きく飛び出す。つまり、異方応力状態にある粘土は、等方過圧密粘土と同じく繰返し応力履歴を受けることにより何らかの粘着力成分が成形されるものと考えられる。

そこで、等方過圧密粘土で行ったようにピーク時の修正有効応力比  $\zeta_p (=q_{cyc}/(p-p_r))$  を導入し、軸ひずみとの関係について再度整理する。

図 5-12 は、五日市粘土再構成試料に対し行った全ての試験において有効応力経路が最終的に破壊状態に至った時の圧縮側ピーク点を  $p-q$  面上にプロットしたものである。図から、各点を結ぶ包絡線は過圧密比の違いによらず  $q$  軸上に切片をもち  $p$  軸上の負の点  $p_r$  で交わる直線で表すことが可能である。したがって、この直線は異方圧密粘土の粘着力効果を表す破壊線に相当する。そこで、この  $p_r$  から繰返し応力各サイクルのピーク点を結んだ修正有効応力比  $\zeta_p$  と軸ひずみの関係を示したものが図 5-13 (a)、(b) である。いずれも図 5-11 の  $\eta_p \sim \varepsilon_p$  関係に見られたばらつきが解消され、初



(a) OCR=1



(b) OCR=2

図 5-11 ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  とピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  の関係

期せん断応力比や繰返し応力比の違いによらない一義的な関係が存在する。なお、この関係は、他の過圧密比(OCR=1.5, 4)でも見受けられ、次章において一本の双曲線で定式化することにより、軸ひずみの評価(予測)に利用される。

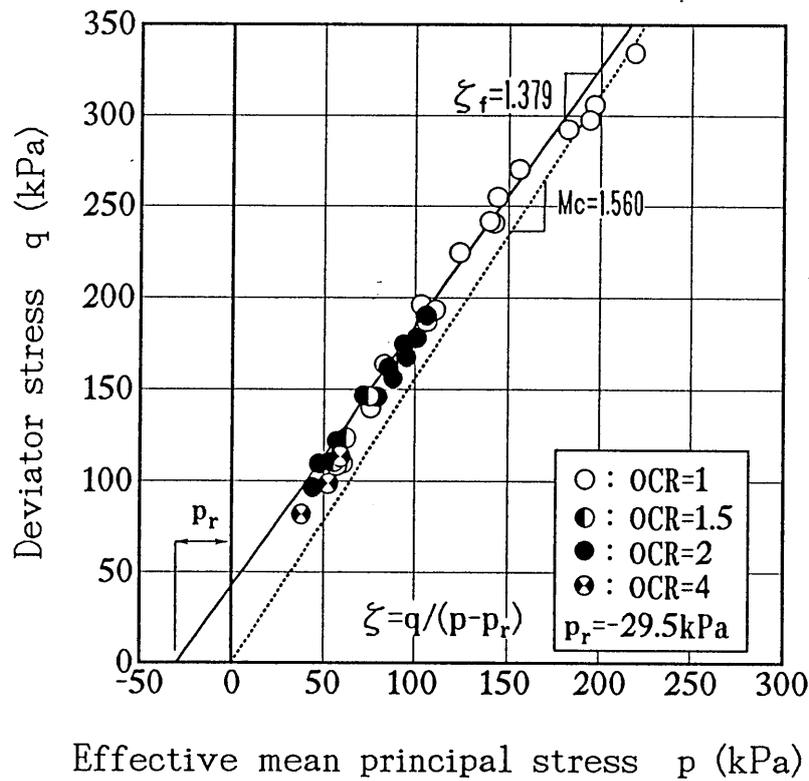
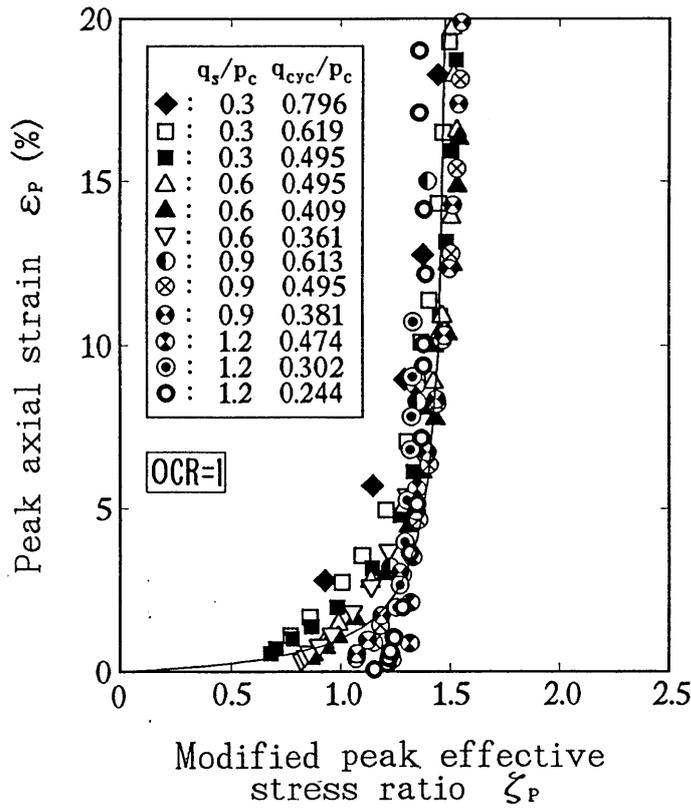
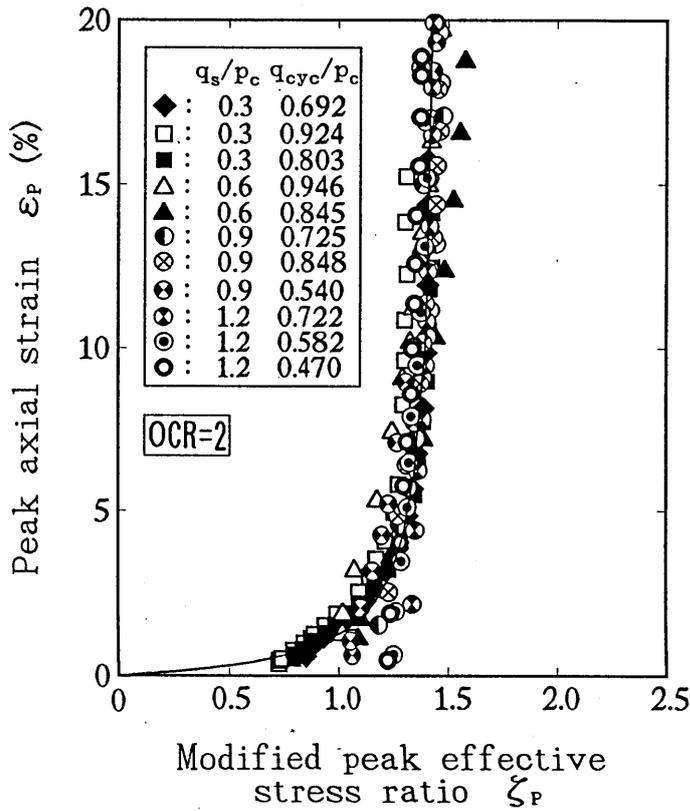


図 5 - 1 2 繰返しせん断履歴を受けた異方圧密粘土の破壊線



( a ) OCR=1



( b ) OCR=2

図 5 - 1 3 ピーク時の修正有効応力比  $\zeta_P$  とピーク軸ひずみ  $\epsilon_P$  の関係

## 5. 5 非排水繰返しせん断強度特性

一般に、繰返しせん断強度はある大きさの破壊ひずみを規定し、そのひずみに至るに必要な繰返し応力と繰返し回数の関係で評価される。異方圧密粘土のように軸ひずみの蓄積により破壊に達する場合は、ひずみの規定を繰返し応力サイクル終了時の軸ひずみ（残留軸ひずみ）や繰返し応力サイクルピーク時の軸ひずみ（ピーク軸ひずみ）で行うのが一般的である。ここでは、両者のうちピーク軸ひずみで規定される異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度特性を過圧密比ならびに初期せん断応力比をパラメーターとして評価する。

図 5 - 1 4 は、ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  が 10% に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を過圧密比  $OCR$  をパラメーターとして示したものである。図には、初期せん断応力比  $q_s/p_c = 0.6$  の結果（実線）と、比較のため等方圧密での結果（波線、 $DA = 10\%$ ）を併せて示した。図から、等方圧密と同様に過圧密比が高くなるほど繰返しせん断強度は増加し、さらに強度線の立ち上がりが顕著にみられる。異方圧密と等方圧密ではひずみの規定が異なるが、いずれの過圧密比においても異方圧密の強度線が下方に位置している。つぎに、図 5 - 1 5 は、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  をパラメーターに正規圧密（波線）と過圧密比  $OCR = 2$ （実線）の繰返し応力比と繰返し回数の関係を示したものである。図から、過圧密履歴を受けることによりいずれも強度は増加するが、初期せん断応力比の増加に伴い所定のひずみに至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  が低下していくことが認められる。

この様な強度の減少傾向をより分かりやすく見るために、図 5 - 1 6 に繰返し回数  $N = 20$  回でピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p = 10\%$  に至るに必要な各過圧密比における繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の関係を示した。図中には、ひずみの規定は異なるが等方圧密（ $q_s/p_c = 0$ ）の結果もプロットしている。図は、繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  が初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の増加に伴い緩やかな曲線を描きながら低下することを示しており、この低下の割合は過圧密比が高いものほど顕著であることがわかる。また、初期せん断応力比  $q_s/p_c = 0.6$  において繰返し回数  $N = 20$  回でピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p = 10\%$  に至るためには、過圧密比が高くなるほどより大きな応力反転が必要になることがわかる。以上のことから、初期せん断応力の増加は繰返しせん断強度を低下させ、逆に過圧密履歴はせん断強度を増加させる方向に作用することが明らかとなった。

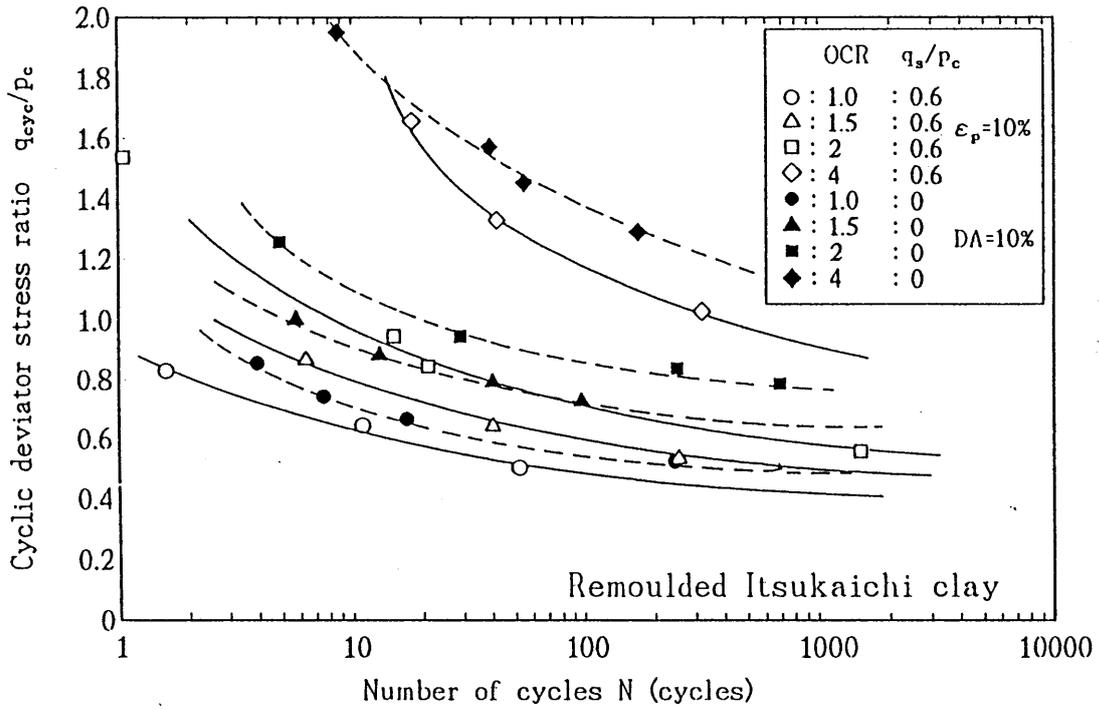


図 5 - 1 4 ピーク軸ひずみ  $\epsilon_p = 10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (等方、異方圧密)

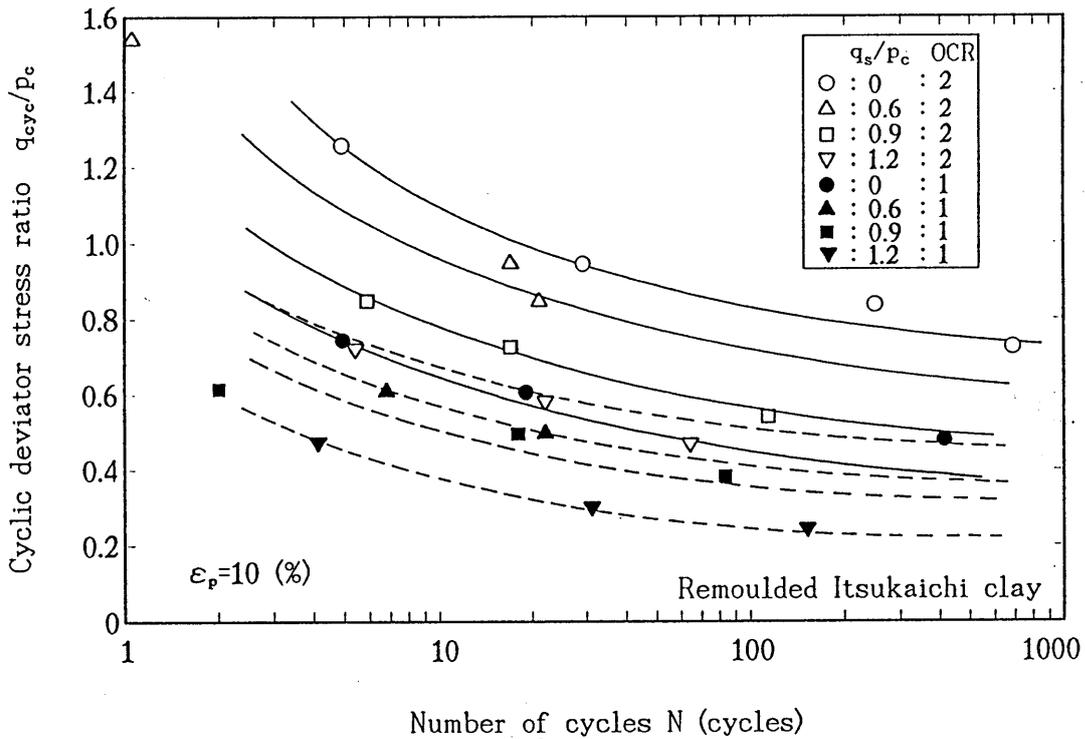


図 5 - 1 5 ピーク軸ひずみ  $\epsilon_p = 10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (正規圧密、過圧密)

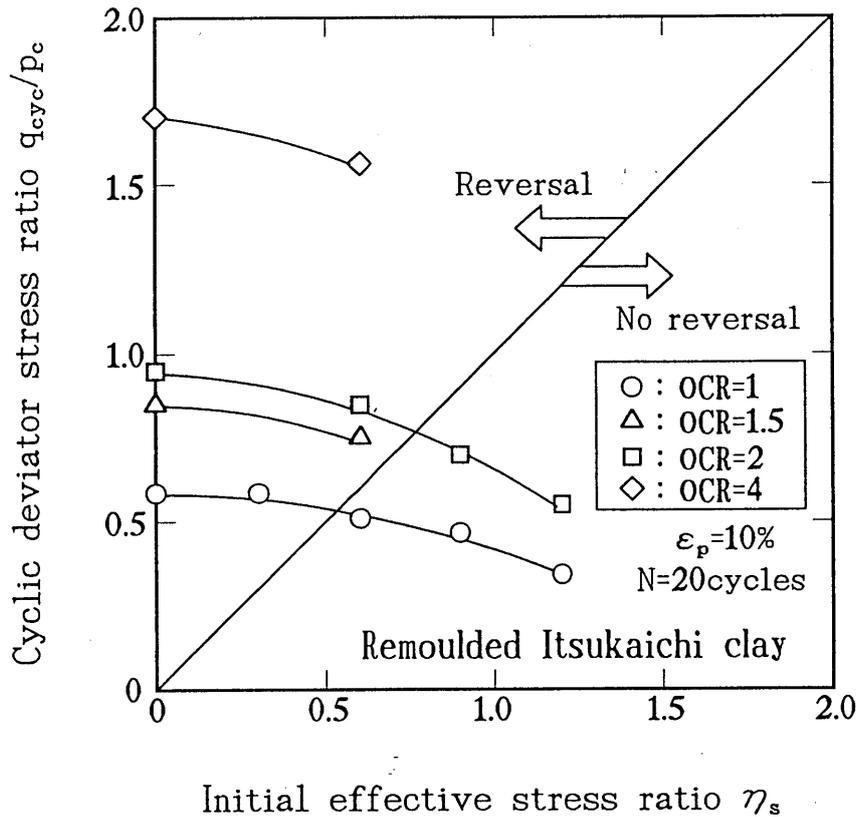


図 5 - 1 6 繰返し回数  $N=20$  回でピーク軸ひずみ  $\epsilon_p=10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の関係 (過圧密粘土)

これまでに、前項において粘土と豊浦砂の応力～ひずみ関係ならびにピーク軸ひずみと繰返し回数の関係を比較したところ、初期せん断応力の増加により粘土は砂よりも変形量が大きく不安定な状態となることが推察された。そこでここでは、初期せん断を受ける粘土と砂の繰返しせん断強度特性の違いについて考察する。図 5 - 1 7 は、図 5 - 1 6 と同じく繰返し回数  $N=20$  回でピーク軸ひずみ  $\epsilon_p=10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の関係を、正規圧密粘土 (五日市粘土  $Ip=72.8$ 、広島粘土) と豊浦砂 ( $Dr=50\%, 70\%$ ) について示したものである。水平地盤を想定した  $q_s/p_c=0$  の等方圧密状態では、粘土は砂の繰返し強度に比べ約 2 倍の大きさになっている。しかし、初期せん断応力比の増加とともに砂の強度は増加していき、 $q_s/p_c=0.3$  および  $0.5$  付近から両者は逆転している。特に、応力反転のない状態では、粘土の強度は

砂よりもはるかに低くなる。これは、砂が破壊の前に正のダイレイタンスーを起こし非排水せん断強度を増大させるのに対し、粘土では、critical stateに近づくにつれ強度を弱める特徴を有することに起因するものと思われる。また、塑性指数の異なる粘土については、低塑性な広島粘土の方が繰返し強度の低下割合は少なくなっている。砂を $I_p = 0$ と考えると、塑性指数が低下するのに伴い粘土の強度特性は、砂の強度特性が卓越してくるものと考えられる。この点に関しては、広島粘土よりもさらに低塑性な粘性土ならびに砂と粘土の中間的な性質を持つ試料により試験を行い確かめる必要がある。

このような結果を実地盤に対応させて考えると、初期せん断応力が大きく作用する粘土地盤ほど地震あるいは波浪などの繰返し外力に対する抵抗力が減少することになり、構造物や盛土の基礎地盤においては砂よりもむしろ粘土の方がより危険な状態で注意を要することを示唆したものと考えられる。

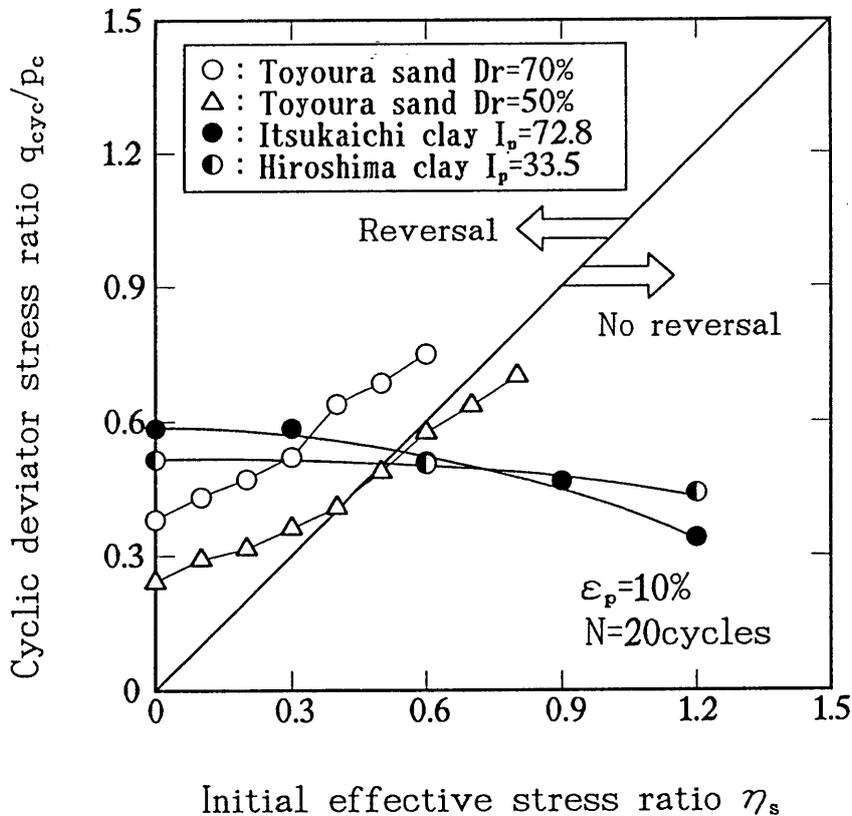


図 5 - 1 7 繰返し回数 $N=20$ 回でピーク軸ひずみ $\epsilon_p=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と初期せん断応力比 $q_s/p_c$ の関係 (正規圧密粘土、豊浦砂)

図 5 - 1 4 の過圧密をパラメーターにした初期せん断応力比と繰返し応力比の関係を、定量的に評価できれば都合がよい。そこで、図 5 - 1 4 の関係から index 試験と位置づけられる等方圧密状態での繰返しせん断応力比 ( $R_{(IC)} = q_{cyc}/p_{c(IC)}$ 、ICは等方圧密を意味する) に着目し、各初期せん断応力での繰返しせん断応力比 ( $R_{(AC)} = q_{cyc}/p_{c(AC)}$ 、ACは異方圧密を意味する) との比をとり整理した結果が図 5 - 1 8 である。なお、各過圧密比における  $R_{(IC)}$  は、それぞれに対応する等方過圧密粘土の値である。図から、 $R_{(AC)}/R_{(IC)}$  と  $q_s/p_c$  の関係は、過圧密比によらず一本の曲線上に表され、(5-1)式のように定式化することができる。

$$\frac{R_{(AC)}}{R_{(IC)}} = a (q_s/p_c)^2 + 1 \quad (5-1)$$

(5-1) 式をつぎのように書き換えることにより、異方圧密での繰返しせん断応力比  $R_{(IC)}$  は、等方圧密の  $R_{(IC)}$  と初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の関数として表すことが可能である。

$$R_{(AC)} = R_{(IC)} \{ a (q_s/p_c)^2 + 1 \} \quad (5-2)$$

ここで、 $a$  は実験定数であり、五日市粘土再構成試料では  $a = -0.301$  である。また、図中には示されていないが、同様の整理を広島粘土正規圧密再構成試料に対して行った結果、 $a = -0.128$  であった。

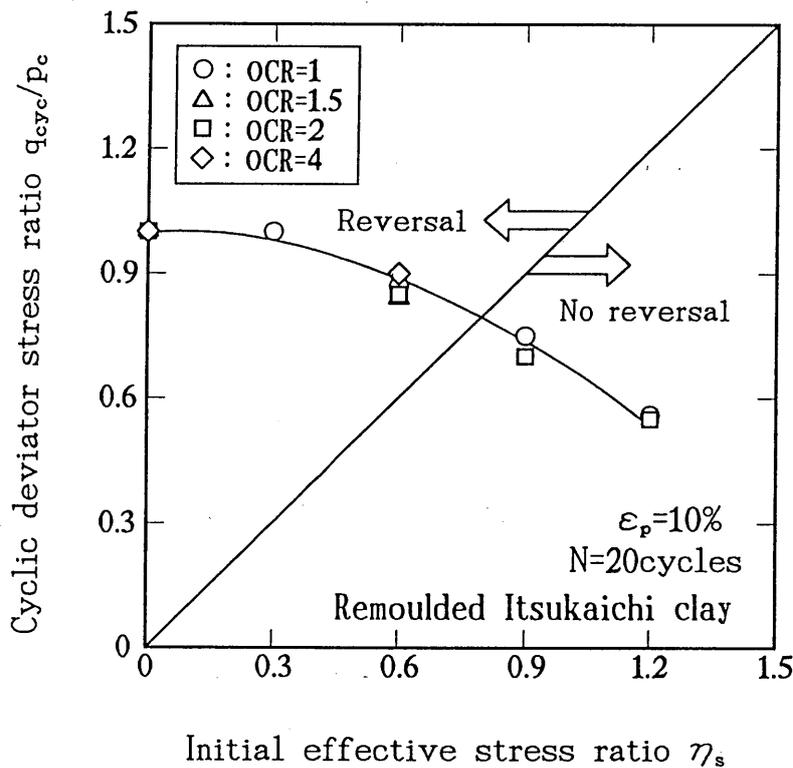


図 5 - 1 8 繰返し応力比  $R_{(AC)}/R_{(IC)}$  と初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の関係

以上、繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ を用いた非排水繰返しせん断強度特性について検討した。しかし、小川ら<sup>19)</sup>や大原ら<sup>20)</sup>の研究のように繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と初期せん断応力比 $q_s/p_c$ の和である最大繰返し応力比 $(q_{cyc} + q_s)/p_c$ を用いて、粘土の繰返し強度特性の評価を行った例も少なくない。そこで、最大繰返し応力比による繰返し強度特性について検討を行う。

図 5 - 1 9 は、五日市正規圧密粘土の $\varepsilon_p = 10\%$ に至るに必要な最大繰返し応力比 $(q_{cyc} + q_s)/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係を初期せん断応力比 $q_s/p_c$ をパラメータとして示したものである。図から、初期せん断応力比の増加に伴い最大繰返し応力比 $(q_{cyc} + q_s)/p_c$ は増加していることが分かる。また、初期せん断応力比毎の強度線は互いにほぼ平行な曲線を示している。

図 5 - 2 0 は、繰返し回数 $N = 5, 20, 100$ 回でピーク軸ひずみ $\varepsilon_p = 10\%$ に至るに必要な最大繰返し応力比 $(q_{cyc} + q_s)/p_c$ と初期せん断応力比 $q_s/p_c$ の関係を示したものである。この場合、繰返し応力比で整理した時のような減少傾向は示しておらず、初期せん断応力比 $q_s/p_c$ の増加に伴い直線的な増加傾向にあることが認められる。また、最大繰返し応力比 $(q_{cyc} + q_s)/p_c$ で整理した強度線は、初期せん断応力比毎にほぼ平行であるため、図中の直線の傾きは繰返し回数によらず一定であることを示している。図中には示していないが、砂におけるこの直線の勾配がより大きなものとなることは、図 5 - 1 7 の結果からも容易に推察される。

なお、次章ではこの最大繰返し応力比によって繰返し強度を評価し、軸ひずみ、間隙水圧の予測ならびに安定解析に利用する。

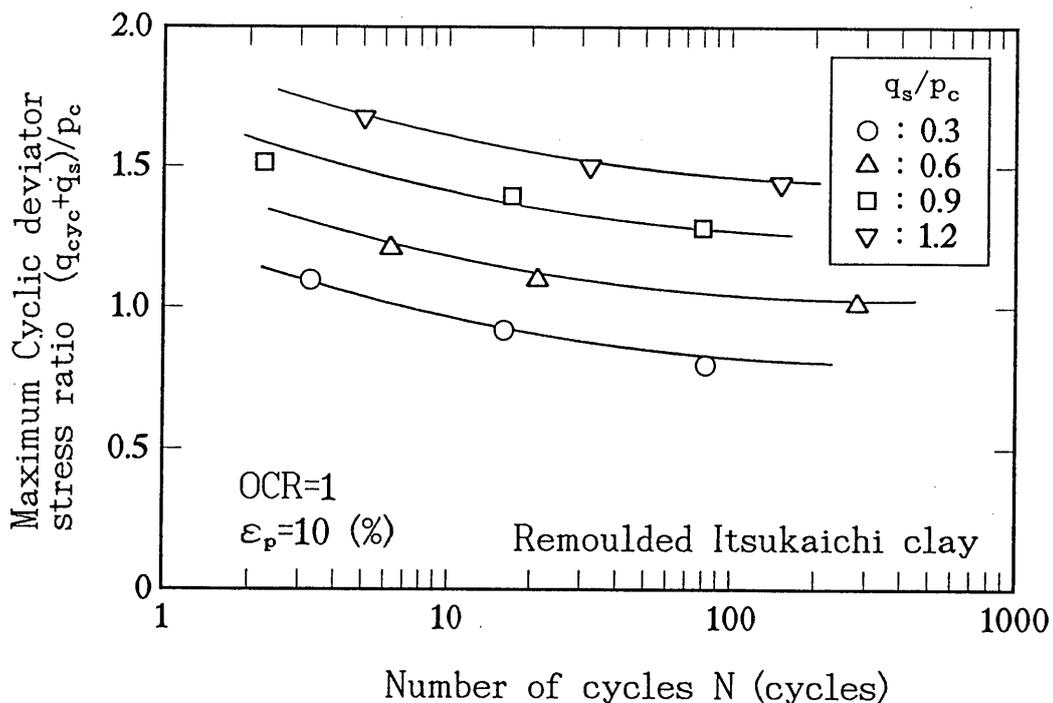


図 5 - 1 9  $\epsilon_p = 10\%$  に至るに必要な最大繰返し応力比  $(q_{cyc} + q_s)/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (五日市粘土)

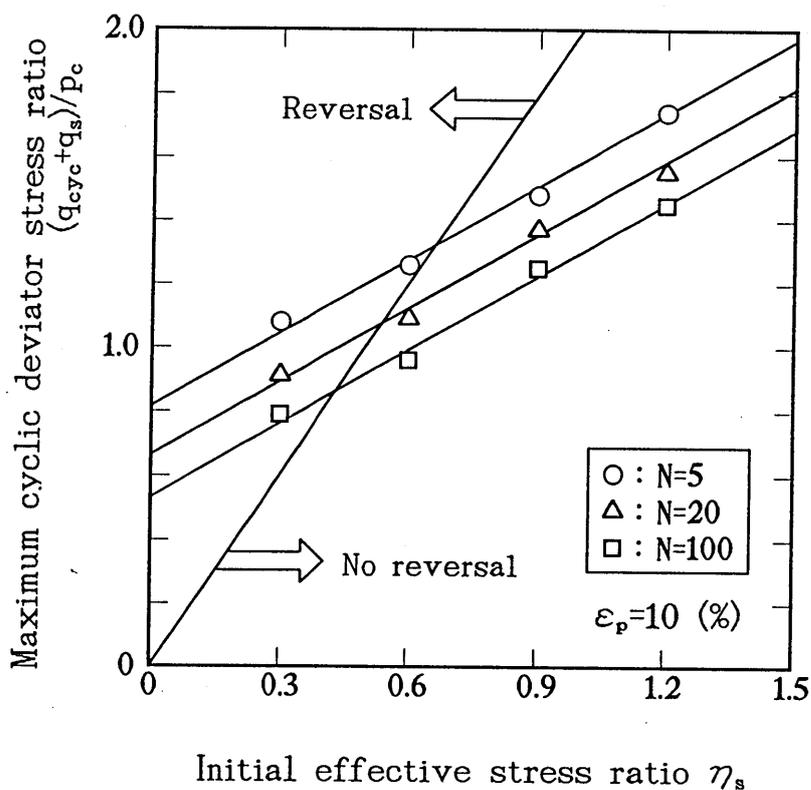


図 5 - 2 0 繰返し回数  $N=5, 20, 100$  回でピーク軸ひずみ  $\epsilon_p=10\%$  に至るに必要な最大繰返し応力比  $(q_{cyc} + q_s)/p_c$  と初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の関係 (五日市粘土)

## 5. 6 本章の要約

本章では、構造物や盛土の基礎地盤において繰返し荷重を受ける土要素を想定し、初期せん断を受ける粘土の非排水繰返しせん断特性を明らかにするために、正規圧密粘土ならびに過圧密粘土に対し初期せん断応力を種々に変化させた非排水繰返し三軸試験を行った。ここで、粘土供試体の要素性を満足させるために、周波数はすべての試験で $f=0.02\text{Hz}$ とした。また、全体を通して兵動らにより行われた豊浦砂での試験結果と対比することにより、初期せん断を受ける粘土と砂の繰返しせん断挙動の違いについて検討した。以下に、本章で得られた知見をまとめて示す。

### I. 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動

- (1) 正規圧密粘土の有効応力経路は、繰返し応力載荷開始と同時に同じ勾配を保ちながら繰返し回数の増加とともに左へ移動し、最終的に定常な状態に至るまで連続的に減少する。一方、過圧密粘土では、特に載荷初期において正のダイレイタンスの影響が現れるものの、その後は徐々に減少していき定常な状態に至る。この時、いずれの有効応力経路においても圧縮側の静的試験より得られた限界状態線を大きく飛び出している。
- (2) 初期せん断を受けた粘土の変形は、繰返し回数の増加に伴い初期せん断を受けた方向に蓄時残留していく挙動を示し、繰返し応力最大時におけるひずみと残留時点のひずみに有為な差は認められない。また、粘土と砂の応力～ひずみならびに軸ひずみと繰返し回数の関係により双方の変形挙動について比較したところ、応力反転のない繰返しせん断応力を受ける場合には、ひずみの発達に大きな違いが認められ、粘土は砂よりも変形量が大きく不安定な状態となることが推察される。
- (3) 初期せん断応力を受ける粘土の非排水繰返しせん断挙動は、過圧密比が高くなるほど等方過圧密粘土と同様、正のダイレイタンス特性が顕著に現れるが、正規圧密粘土と過圧密粘土の変形および破壊形態は非常によく似ている。すなわち、過圧密履歴の影響は載荷初期において顕著に現れるが、繰返し回数の増加による繰返し効果によってその影響は薄れていくものと考えられる。
- (4) 初期せん断応力および繰返し応力が大きいほど、ピーク軸ひずみ $\varepsilon_p$ は少ない繰返し回数で上昇する傾向を示す。また、残留間隙水圧は緩やかに上昇し、その量は減少していく。また、いずれも応力反転が大きくなると急激な上昇傾向を示す

ようになる。これらのことから、間隙水圧と軸ひずみは、応力反転の有無や初期せん断応力ならびに繰返し応力の大きさの違いにより、大きく影響されることがわかる。

- (5) ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  とピーク有効応力比  $\eta_p$  で整理すると、ばらつきが大きく明瞭な関係が見い出せなかった。そこで、等方過圧密粘土と同様に粘着項を考慮したピーク修正有効応力比  $\xi_p$  により再整理したところ、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  や繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  ならびに過圧密比の違いによらず、両者には一義的な関係が見いだされた。

## II. 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度特性

- (1) 粘土と砂の繰返しせん断強度を等方圧密状態で比較すると、粘土の方が約 2 倍程度の強度を有する。しかし、初期せん断応力が作用すると、繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  で整理した粘土の繰返しせん断強度は、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の増加とともに緩やかに減少していくが、砂では逆に、相対密度の違いによらずほぼ一定の割合で増加する。この結果を実地盤に対応させて考えると、初期せん断応力が大きく作用する粘土地盤ほど地震あるいは波浪などの繰返し外力に対する抵抗力が減少することになり、構造物や盛土の基礎地盤においては砂よりもむしろ粘土の方がより危険な状態で注意を要することを示唆したものと考えられる。
- (2) 最大繰返し応力比  $(q_{cyc} + q_s)/p_c$  を用いて整理した場合の繰返し強度は、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の増加に対して直線的に増加する傾向がある。また、この直線の勾配は繰返し回数の違いによらず一定である。砂では、 $q_{cyc}/p_c$  で整理した結果から、この勾配がさらに大きくなることが推察される。

参 考 文 献

- 1) Seed, H. B., Romo, M. P., Sun, J. I., Jaime, A. and Lysmer, J.: Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the Earthquake of September 19, 1985, Report No. UCB/EERC-87/15, Univ. of California, Berkeley, 1987.
- 2) Mendoza, M. J. and Auvinet, G.: The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Behaviour of building foundations in Mexico City, Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 4, pp. 835-852, 1988.
- 3) 佐々木 康・谷口栄一・松尾 修・館山 悟: 土構造物の地震被害事例、土木研究所資料、第1576号、1980
- 4) 古賀泰之・伊藤良弘・島津多賀夫: 地震による盛土の被災・復旧事例調査報告書、土木研究所資料、第2716号、1989
- 5) Seed, H. B. and Chan, C. K.: Clay Strength under Earthquake Loading Conditions, Proc. ASCE, SM2, pp. 53-78, 1966.
- 6) Andersen, K. H.: Behavior of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading, Proc. International Conference on the Behaviour of Off-Shore Structures, Vol. 1, pp. 392-403, 1976.
- 7) Andersen, K. H., Brown, S. F., Foss, I., Pool, J. H. and Rosenbrand, W. F.: Effect of Cyclic Loading on Clay Behaviour, Proc. Conference on Design and Construction of Offshore Structures, Institution of Civil Engineers, London, England, pp. 75-79, 1976.
- 8) Andersen, K. H., Kleven, A. and Heien, D.: Cyclic soil data for design of gravity structures, Proc. ASCE, Vol. 114, No. GT5, pp. 517-539, 1988.
- 9) Andersen, K. H. and Lauritzsen, R.: Bearing capacity for foundations with cyclic loads, Proc. ASCE, Vol. 114, No. GT5, pp. 540-555, 1988.
- 10) Malek, A. M., Azzouz, A. S., Baligh, M. M. and Germaine, J. T.: Behavior of Foundation Clays Supporting Compliant Offshore Structures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 615-636, 1989.
- 11) Azzouz, A. S., Malek, A. M. and Baligh, M. M.: Cyclic Behavior of Clays in Undrained Simple Shear, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 637-657, 1989.
- 12) 山本陽一・兵動正幸・杉山太宏・河田頼治: 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度について、土木学会第47回年次学術講演会概要集, pp. 186-187、1992.
- 13) Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behaviour of clay with initial static shear stress, Proc. 6th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Bath, U. K., pp. 299-313, 1993. 6
- 14) Hyodo, M., Sugiyama, M., Yasufuku, N. and Murata, H.: Prediction of pore pressure and deformation of anisotropically consolidated clay during cyclic loading, Int. Conf. on Soft Soil Engineering, Guangzhou, China, 1993. 11

- 15) 杉山太宏・兵動正幸・河田頼治・山本陽一・村田秀一：初期せん断を受ける過圧密粘土の繰返しせん断特性，第28回土質工学研究発表会講演集，pp.1027-1033，1993.
- 16) 兵動正幸・村田秀一・藤井照久：初期せん断を受ける飽和砂の繰返しせん断変形の評価，第24回土質工学研究発表会講演集，pp.801-804，1989.
- 17) Hyodo, M., Murata, H., Yasuhuku, N. and Fujii, T.: Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 18) Hyde, A. F. L. and Ward, S.J.: A Pore Pressure and Stability Model for a Silty Clay under Repeated Loading, Geotechnique, 35, [2], pp.113-125, 1985.
- 19) 小川正二・山口晴幸・稲葉 茂：初期圧密状態の異なる飽和粘土の動的性質，第9回土質工学研究発表会講演集，pp.343-346，1974.
- 20) O-hara, S. and Matsuda, H.: Dynamic Shear Strength of Saturated Clay, Soils and Foundations, Vol.18, No. 1, pp.91-97, 1978.



## 第 6 章 繰返しせん断時のひずみおよび間隙水圧のモデル化

### 6. 1 概 説

第 4 章、第 5 章において粘土の非排水繰返しせん断特性を把握するため、周波数、塑性指数、拘束圧、過圧密履歴ならびに異方圧密履歴といった種々の要因を考慮し、詳細な実験結果をもとに検討した。第 5 章では、初期せん断を受ける粘土の動的問題が支持力問題に帰着すると考え特に詳細に検討した。そこで得られた知見を実際問題に適用するためには、粘土の繰返しせん断強度や変形ならびに間隙水圧挙動を何らかの方法によって定量化する必要がある。これまでに行われた現象論的な予測法としていくつかの研究を挙げることができる。松井ら<sup>1)</sup>は、粘土の平均主応力一定繰返し載荷試験を行い、クリープ挙動の予測に対する Singh・Mitchell<sup>2)</sup>の方法を参考に過剰間隙水圧挙動の推定式を導いている。Andersenら<sup>3)</sup>は、いくつかのひずみレベルで規定した強度線の重ね合わせによる簡単なひずみ振幅の予測手法を提案し、海洋プラットフォームの安定設計に適用している。また、西ら<sup>4)</sup>、Malekら<sup>5)</sup>は、繰返し載荷により発生する最大間隙水圧を評価する予測式を提案している。

本章においては、繰返しせん断により発生する間隙水圧及び変形を、実験結果をもとに予測できる簡便な方法を提案することを目的の一つとしている。この予測手法は、兵動ら<sup>6)、7)</sup>が既に行った繰返しせん断を受ける飽和砂の予測モデルを応用し、さらに改良を加え<sup>8)、9)</sup>、初期応力状態や繰返し応力の異なる粘土の挙動を一貫した手法により表現しようとするものである<sup>10)、11)、12)</sup>。

また、第 5 章において、粘土に初期せん断応力が作用するような状態（例えば、盛土のり面下や構造物の基礎地盤）では、砂よりもさらに不安定な状態となる可能性が指摘されている。この現象を実際問題に応用する方法として、繰返しせん断試験によって得られる動的強度を利用した地震時における盛土の安定計算法を提案する。これは、石原の方法<sup>13)</sup>を応用したもので、実際の地震による被害事例<sup>14)</sup>ならびにケーススタディに適用して提案方法の妥当性について検討する。

以下、節に従って本章の概要を述べる。まず、第 2 節において、繰返しせん断強度と静的せん断強度を対応づけることによって、過圧密比、初期せん断応力比によらない繰返し強度線が得られることを示す。さらに、軸ひずみ有効応力径路に基づく破壊の定義

を行い、繰返し破壊強度を繰返し回数、初期せん断応力比と過圧密比の関数形で定式化することを試みる。第 3 節では、まず、ひずみと間隙水圧の定量化を行った後、非排水繰返しせん断により発生する、等方及び異方正規圧密粘土と過圧密粘土の残留間隙水圧、軸ひずみ両振幅及びピーク軸ひずみの予測を行い、実験結果と比較することによって提案する予測手法の妥当性を論じる。第 4 節では、実際問題への応用として、建設省土木研究所がまとめた我国で起こった地震による粘土地盤上の盛土被害事例を、異方圧密での繰返し三軸試験結果をもとに安定計算により検証する。第 5 節では、繰返しせん断停止後の圧縮特性を、O-haraら<sup>16)</sup>やYasuharaら<sup>16)</sup>による評価法を用いて示した後、第 3 節で提案した間隙水圧予測式と組み合わせることによって、任意の繰返し回数、繰返し応力、初期せん断応力、過圧密比の再圧縮量を推定できることを示す。最後に、第 6 節において、本章で得られた知見を要約し結論とする。

尚、この章で示される予測結果は、すべて五日市粘土再構成試料に対するものである。

## 6. 2 粘土の非排水繰返しせん断強度の評価

### 6. 2. 1 静的せん断強度と繰返しせん断強度の対応

ここでは、非排水繰返しせん断強度比として、繰返しせん断応力 $\tau_{cyc}$ ( $=q_{cyc}/2$ )を繰返しと同一圧密条件で求められた静的な圧縮側の非排水せん断強度 $C_u$ で正規化した値を用いて、静的と繰返しせん断強度の対応について検討する。

図 6-1 は、いずれも等方正規圧密された五日市粘土再構成試料及び不攪乱試料と有明粘土再構成試料に対して、周波数 $f=0.02\text{Hz}$ で試験を行った時の、軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係を示したものである。第 4 章において明らかになったように、五日市粘土は $p_c=100\text{kPa}$ の応力状態では過圧密領域に属しているために、その繰返し強度は正規圧密領域の場合に較べ高くなっている。図 6-2 は、図 6-1 の結果を非排水繰返しせん断強度比 $\tau_{cyc}/C_u$ と繰返し回数 $N$ の关系到再整理したものである。図から、有明粘土と五日市粘土において、両者の関係は拘束圧の他、再構成か不攪乱かの違い、粘土の種類の違いによらず一本の強度線で表せることを示している。Hiraoら<sup>17)</sup>は、圧密時間の違いによる繰返し強度の変化も、非排水繰返しせん断強度 $\tau_{cyc}/C_u$ を用いることによって一義的に表されることを示している。

図 6-3 は、軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に至るに必要な非排水繰返しせん断強度比 $\tau_{cyc}/C_u$ と繰返し回数 $N$ の関係を、過圧密比をパラメータとして表したものである。第 4 章において、所定の軸ひずみ両振幅に至るに必要な繰返し応力比 $q_{cyc}/p_c$ と繰返し回数 $N$ の関係は、過圧密比の増加に伴いその強度は高くなることが明らかになったが、図 6-3 より、非排水繰返しせん断強度比 $\tau_{cyc}/C_u$ を用いることによって、過圧密比の違いによらずその強度は一義的に表せることが分かる。同様のことが、大島ら<sup>18)</sup>の研究においても確認されている。

第 5 章において、初期せん断により異方圧密された正規圧密粘土の場合、所定のピーク軸ひずみに至る最大繰返し応力比 $(q_{cyc}+q_s)/p_c$ と繰返し回数の関係は、初期せん断応力比 $q_s/p_c$ の増加に伴い、いずれの繰返し回数においても強度は直線的に増加することが明らかになった。図 6-4 は、ピーク軸ひずみ $\varepsilon_p=10\%$ に至るに必要な最大非排水繰返しせん断強度 $(\tau_{cyc}+\tau_s)/C_u$ と繰返し回数 $N$ の関係を示したものである。ここで、 $\tau_s=q_s/2$ である。図から、Seedら<sup>19)</sup>により示された結果と同じく両者の関係は初期せん断応力比の違いによらず、一義的な関係にあることが認められる。

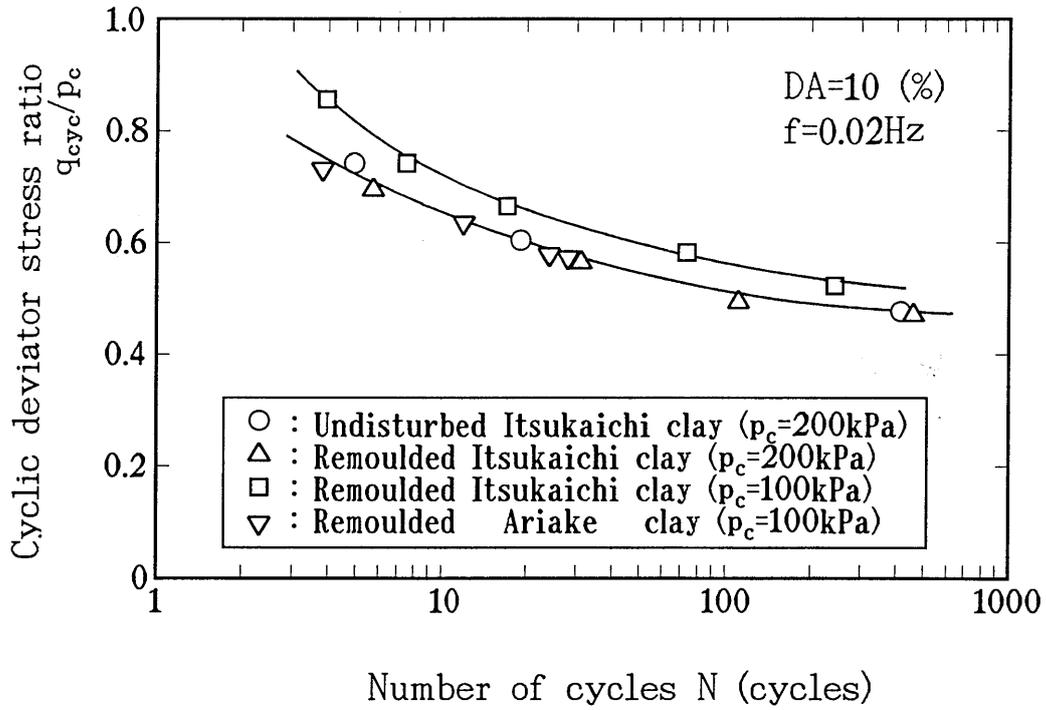


図 6 - 1 軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係

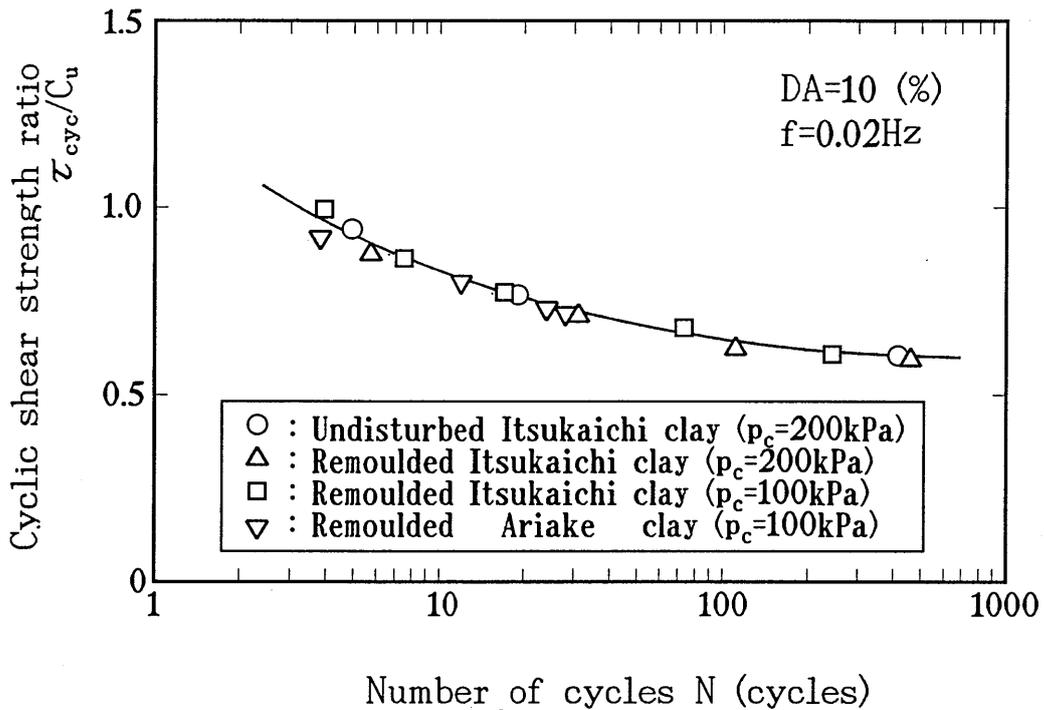


図 6 - 2 軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  に至るに必要な非排水繰返しせん断強度比  $\tau_{cyc}/C_u$  と繰返し回数  $N$  の関係 (等方正規圧密粘土)

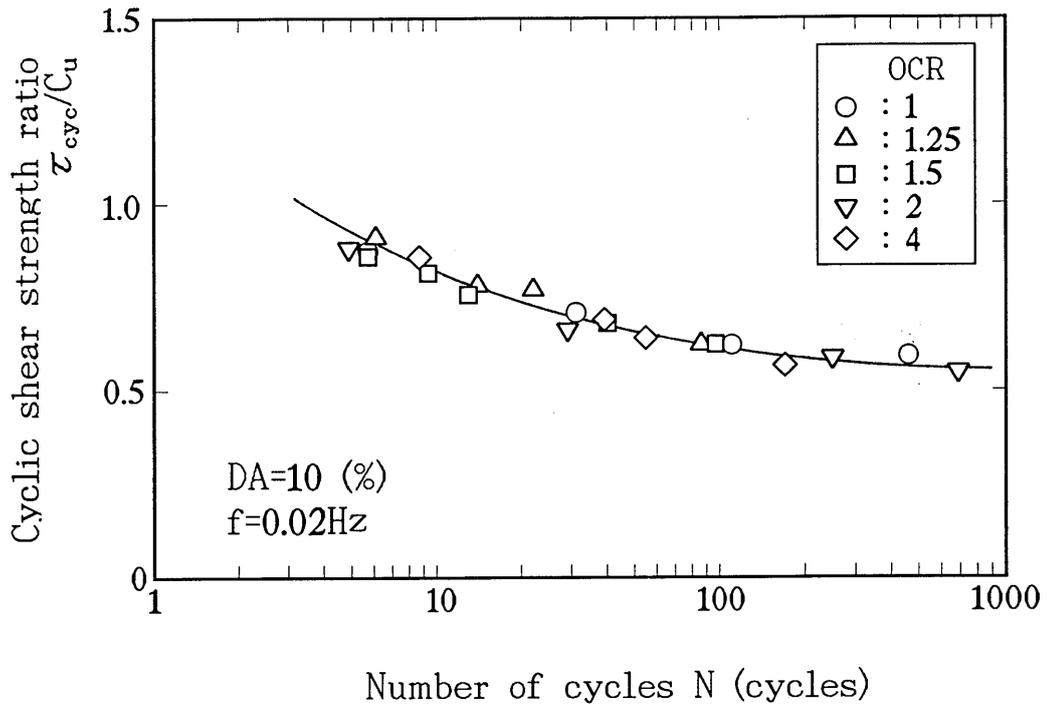


図 6 - 3 軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  に至るに必要な非排水繰返しせん断強度比  $\tau_{cyc}/C_u$  と繰返し回数  $N$  の関係 (等方過圧密粘土)

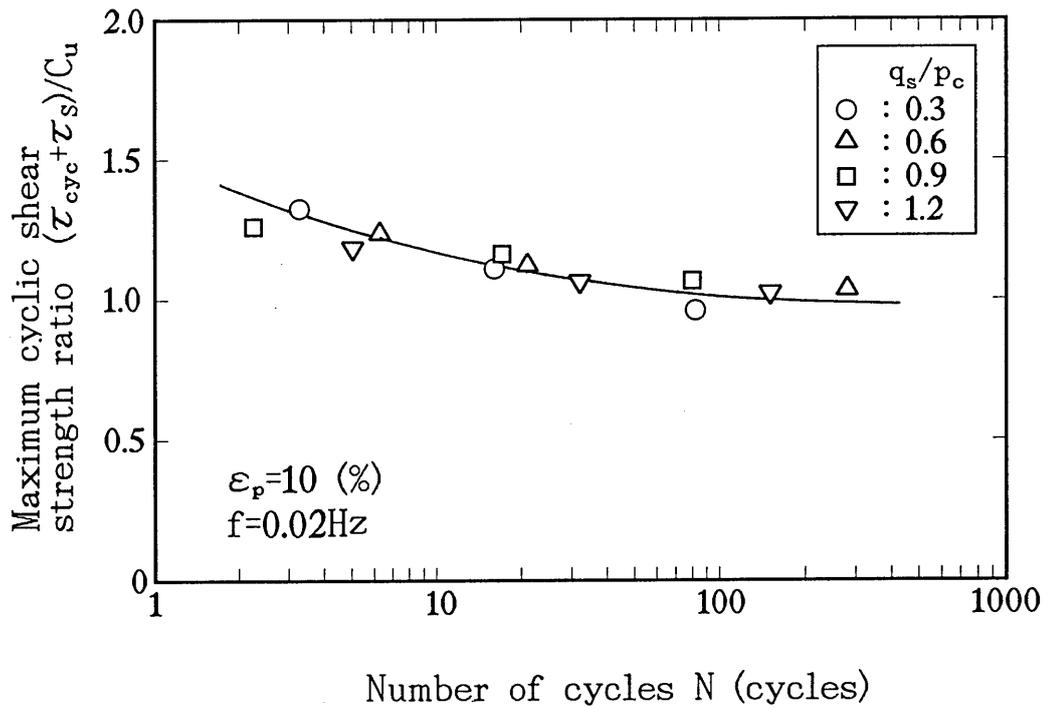


図 6 - 4 ピーク軸ひずみ  $\epsilon_p=10\%$  に至るに必要な最大非排水繰返しせん断強度  $(\tau_{cyc} + \tau_s)/C_u$  と繰返し回数  $N$  の関係 (異方正規圧密粘土)

この様に、非排水せん断強度比を用いることにより、過圧密比や初期せん断応力比の違いによらない強度線を定義することが可能であり、静的な強度と繰返し強度は非常に良好な対応関係にあることが分かる。また、比較的試験の簡単な正規圧密粘土について、非排水繰返しせん断強度と繰返し回数の関係を求めることができれば、静的試験を行うだけで任意の圧密条件下の繰返しせん断強度を推定することが可能となる。

## 6. 2. 2 破壊の定義

粘土は、砂質土と異なり液状化のような明確な破壊形態が無いために、その繰返しせん断強度は一般にある大きさの破壊ひずみを規定し、そのひずみに至るに必要な繰返し応力と繰返し回数の関係で評価される。そのため、破壊の定義づけは研究者によって様々に異なり、幅広い解釈がなされている。また、繰返しせん断による変形は、等方応力状態下の場合、軸ひずみ両振幅が卓越するのに対し、異方応力状態下では軸ひずみの蓄積により大変形に至るといふ具合にその破壊形態は全く異なるため、応力条件によらない統一した破壊基準が必要である。そこで、小川ら<sup>20)</sup>は、繰返し応力により、ひずみが急増する点（最大曲率点）を正規圧密と過圧密、等方と異方圧密条件によらない粘土の破壊基準としている。また、Malekら<sup>21)</sup>は、繰返し単純せん断試験から得られる有効応力径路において、応力比が最大になる（単調せん断試験から求められる破壊線にほぼ等しい）時の繰返し回数を、等方及び異方応力条件によらない粘土の破壊基準としている。

粘土は、静的にせん断を継続していくと最終的に限界状態に至る。繰返しにおいても、その有効応力径路が示しているように、ある時点から定常な状態に至っている。つまり、この時点において、粘土は繰返しせん断により限界状態に達しているものと考えられることができる。この時、有効応力径路は定常なループを描き、有効応力比はその後一定でひずみだけが增大して行くことになる。そこで、本研究では有効応力径路が定常状態に至った時のひずみを粘土の繰返し破壊基準とする。具体的には、等方応力状態下では各応力サイクルピーク時の有効応力比 $\eta_p$ （過圧密粘土においては修正有効応力比 $\xi_p$ ）と軸ひずみ両振幅 $DA$ の間の双曲線的な関係は、 $DA=3\%$ 付近において変曲点に至った後、 $DA=10\%$ 以降のひずみレベルにおいて有効応力比は一定な値となっているため、先述の理由から軸ひずみ両振幅 $DA=10\%$ で破壊を規定する。また、異方応力状態においては、軸ひずみとピーク修正有効応力比 $\xi_p$ の関係から分かるように、ピーク軸ひずみ $\varepsilon_p=10\%$

以降のひずみで修正有効応力比は一定となっていることから、ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p = 10\%$  をもって破壊と定義する。

図 6-5 は、この様にして定義された過圧密粘土の繰返し破壊強度線を両対数上に示したものである。図から、過圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  と繰返し回数  $N$  の間には、両対数上で直線関係が存在することが認められることから、過圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  は、次式で定式化される。

$$R_f (= q_{cyc}/p_c)_f = \kappa_{(IOC)} N^\beta \quad (6-1)$$

ここで、 $\beta$  は等方正規圧密粘土から与えられる、図の直線の傾きを表す定数であり、五日市粘土の場合、 $\beta = -0.088$  である。また、IOC は等方過圧密条件を表す。

また、 $\kappa_{(IOC)}$  は繰返し回数  $N=1$  回の繰返し破壊強度  $R_f$  の値であり、過圧密比との間に図 6-6 に示されるように両対数上で直線的に増加し、次式で与えられる。

$$\frac{\kappa_{(IOC)}}{\kappa_{(INC)}} = OCR^\Lambda \quad (6-2)$$

$$\kappa_{(IOC)} = \kappa_{(INC)} OCR^\Lambda$$

ここで、 $\Lambda$  は定数であり五日市粘土では  $\Lambda = 0.72$  である。また、INC は等方正規圧密条件を表す。式 (6-2) の関係から、繰返し破壊強度  $R_f$  は次式のように書き換えられる。

$$R_f (= q_{cyc}/p_c)_f = \kappa_{(INC)} OCR^\Lambda N^\beta \quad (6-3)$$

式 (6-3) により、過圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  は、過圧密比と繰返し回数の関数として表すことが可能となった。また、 $\kappa_{(INC)}$  は等方正規圧密粘土、繰返し回数  $N=1$  回の時の繰返し破壊強度であり、五日市粘土では、 $\kappa_{(INC)} = 0.771$  である。尚、図 6-5 の直線は、式 (6-3) により描かれたものである。

図 6-7 は、異方正規圧密粘土の繰返し破壊強度を繰返し回数との関係で両対数上に示したものである。図の関係から、異方正規圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  は次式で表される。

$$R_f \left( = \frac{q_{cyc} + q_s}{p_c} \right) = \kappa_{(ANC)} N^\beta \quad (6-4)$$

ここで、ANC は異方正規圧密条件を表す。 $\kappa_{(ANC)}$  は繰返し回数  $N=1$  回の繰返し破壊強度  $R_f$  の値であり、図 6-8 に示されるように、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  との間に直線関係が存在し、その関係は次式で表現される。

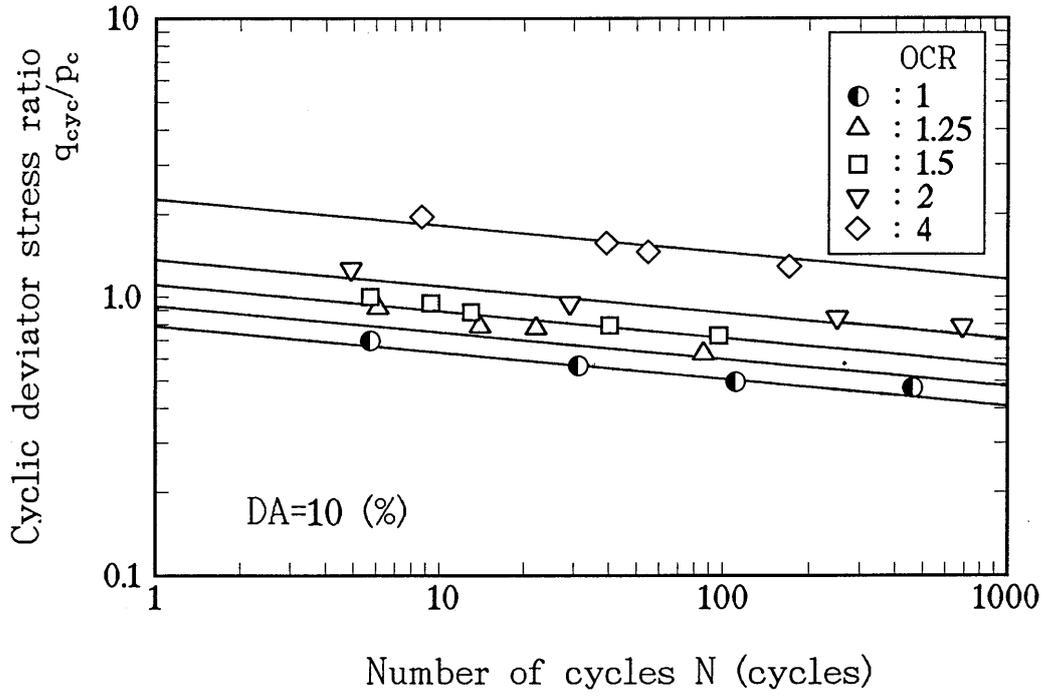


図 6 - 5 過圧密粘土の繰返し破壊強度 $R_f$ の定量化

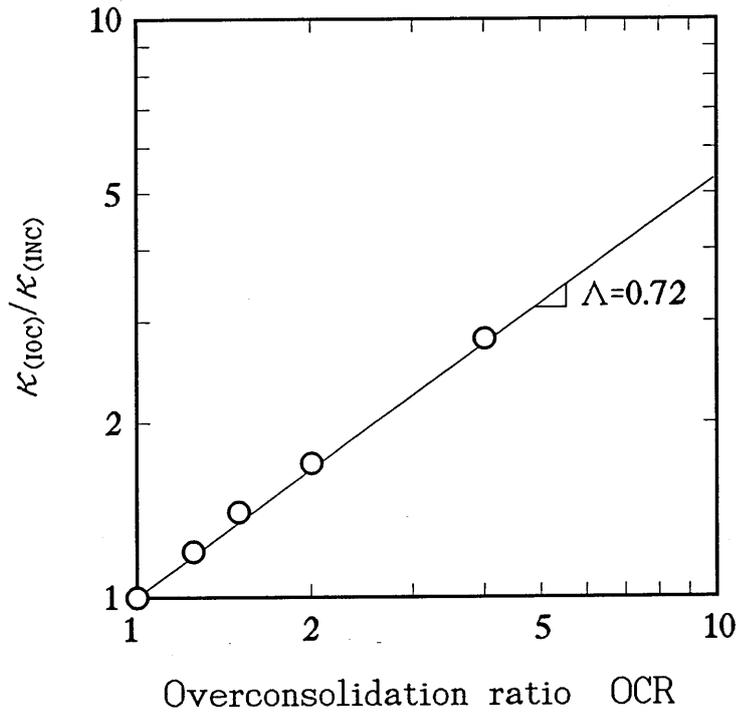


図 6 - 6  $k(10C)/k(1nC)$ と過圧密比OCRの関係

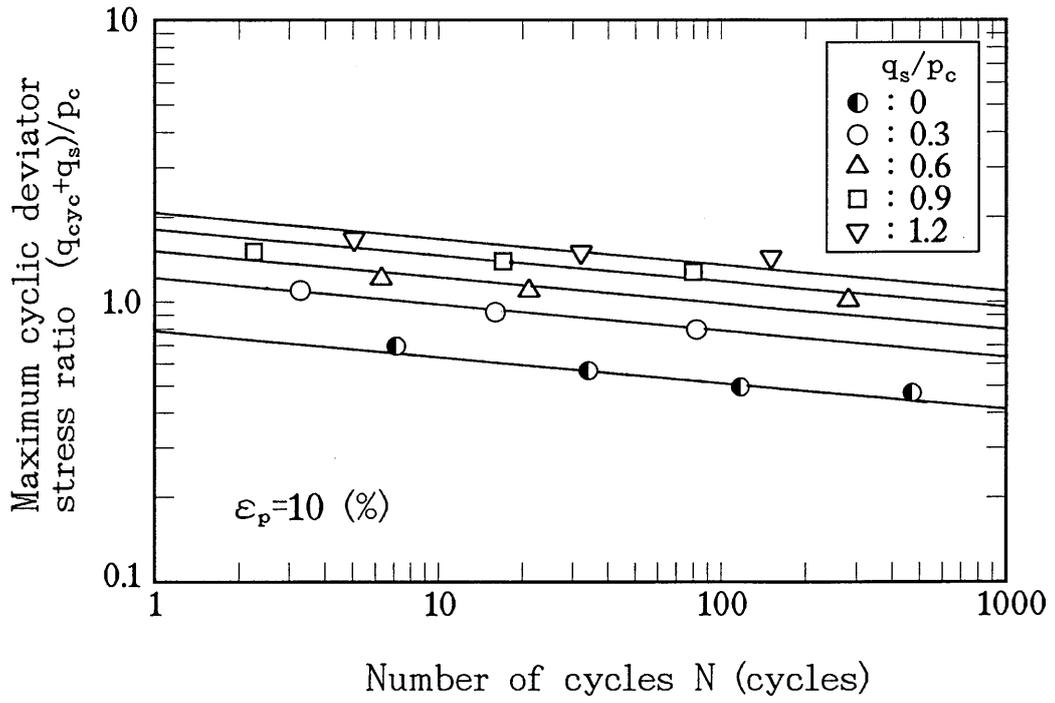


図 6 - 7 異方正規圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  の定量化

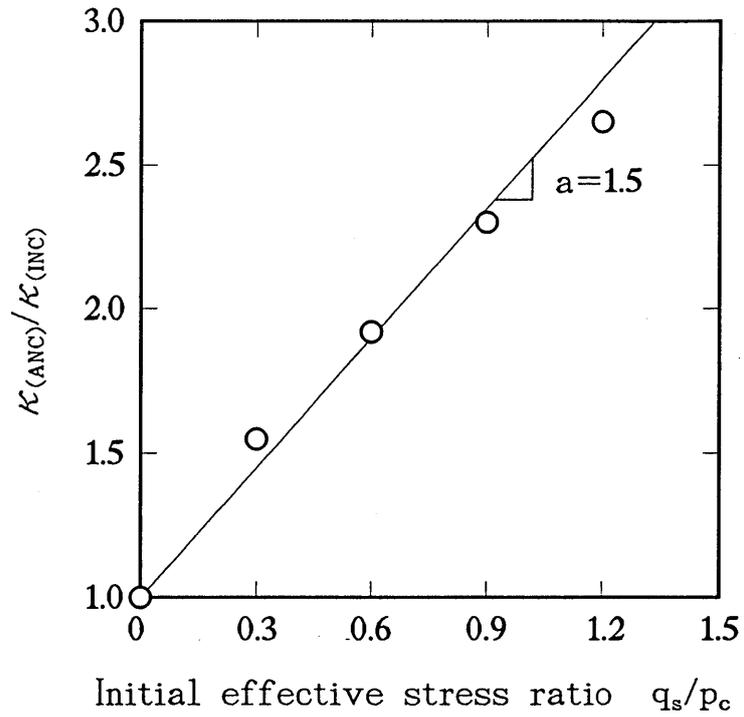


図 6 - 8  $\kappa(ANC) / \kappa(INC)$  と初期有効応力比  $q_s / p_c$  の関係

$$\frac{\kappa_{(ANC)}}{\kappa_{(INC)}} = a \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \quad (6-5)$$

$$\kappa_{(ANC)} = \kappa_{(INC)} \left( a \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \right)$$

ここで、 $a$  は上式の直線の傾きを表す定数であり、五日市粘土の場合  $a=1.5$  である。また、INC, ANCはそれぞれ等方及び異方正規圧密条件を表す。この関係により、式(6-4)は次式のように書き換えられる。

$$R_f \left( = \frac{q_{cyc} + q_s}{p_c} \right)_f = \kappa_{(INC)} \left( a \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \right) N^\beta \quad (6-6)$$

式(6-6)により、異方正規圧密粘土の繰返し破壊強度 $R_f$ は、初期有効応力比と繰返し回数 $N$ の関数として定式化された。また、図6-7の直線は式(6-6)により描かれたものである。

図6-9は、異方過圧密粘土( $q_s/p_c=0.6$ )の繰返し破壊強度を繰返し回数との関係で両対数上に示したものである。図の関係から、異方過圧密粘土の繰返し破壊強度 $R_f$ は次式で表される。

$$R_f \left( = \frac{q_{cyc} + q_s}{p_c} \right)_f = \kappa_{(AOC)} N^\beta \quad (6-7)$$

ここで、AOCは異方過圧密条件を表す。 $\kappa_{(AOC)}$ は繰返し回数 $N=1$ 回の繰返し破壊強度 $R_f$ の値であり、図6-10に示されるように、過圧密比OCRとの間に直線関係が存在し、その関係は次式で表現される。

$$\kappa_{(AOC)} = \kappa_{(INC)} \alpha \cdot OCR^\Lambda \quad (6-8)$$

ここで、 $\Lambda$ は定数であり五日市粘土では等方正規圧密と同じ $\Lambda=0.72$ である。また、 $\alpha$ は、初期せん断応力比 $q_s/p_c$ との間に次式で表される直線関係がある。

$$\alpha = b \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \quad (6-9)$$

(6-9)式の定数 $b$ は1.5で(6-5)式の $a$ と等しくなる。したがって、(6-7)、(6-8)、(6-9)式で与えられる異方過圧密条件での繰返し破壊強度 $R_f$ は、粘土の繰返し破壊強度を評価する最も一般的な表現として、次式で表される。

$$R_f \left( = \frac{q_{cyc} + q_s}{p_c} \right)_f = \kappa_{(INC)} \left( a \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \right) OCR^\Lambda N^\beta \quad (6-10)$$

(6-10)式に用いられる定数は、比較的試験の容易な等方正規圧密粘土から求めること

ができる。また、この式に初期有効応力比と過圧密比を与えることにより、任意の繰返し回数での粘土の繰返し破壊強度を評価することが可能である。

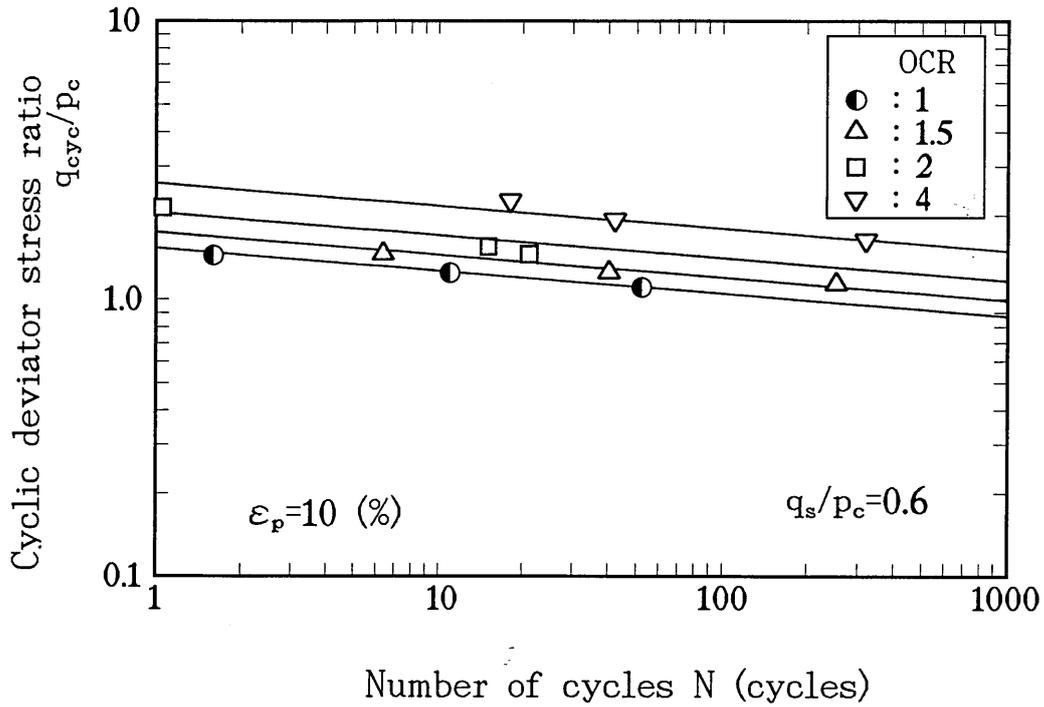


図 6 - 9 異方過圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  の定量化

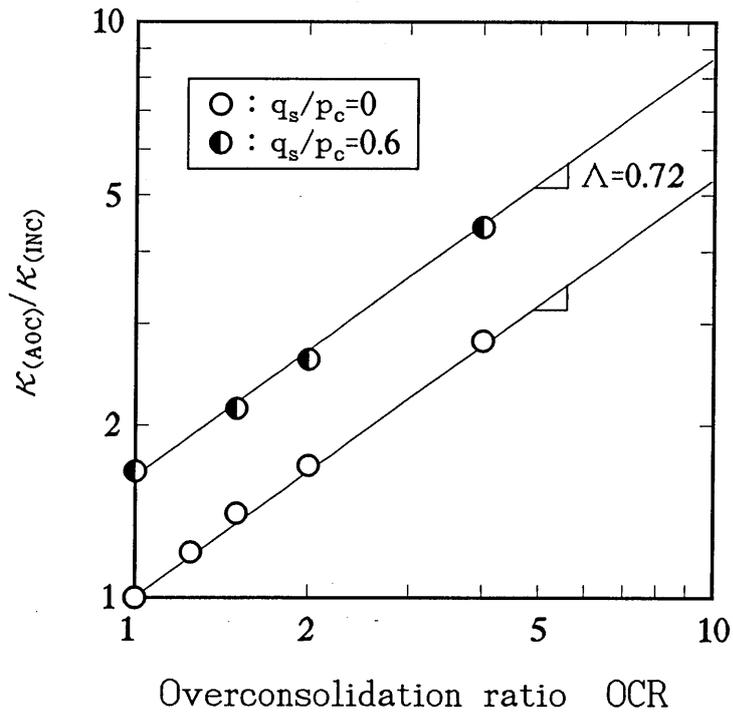


図 6 - 1 0  $\kappa(AOC)/\kappa(INC)$  と過圧密比 OCR の関係

### 6. 3 セン断ひずみおよび間隙水圧の評価

ここでは第 4 章ならびに第 5 章から得られた粘土の非排水繰返しせん断特性に基づいた、ひずみと間隙水圧の予測を行う。予測を行うに当たっては、ひずみと間隙水圧の定量化を行うことが不可欠である。そこで、2つのパラメーター $\zeta^*$ ( $\eta^*$ )と $R/R_f$ を定義し<sup>7), 10)</sup>、軸ひずみならびに間隙水圧を定式化した後、異方正規圧密ならびに異方過圧密粘土について行った予測結果の一例を示す。

#### 6. 3. 1 セン断ひずみと間隙水圧の定量化

等方正規圧密粘土および等方過圧密粘土は、それぞれ各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 $DA$ と繰返し応力ピーク時の有効応力比 $\eta_p$ 、修正有効応力比 $\zeta_p$ の間に、圧縮、伸張どちら側においても繰返し応力の大きさや繰返し回数によらない一義的な関係が存在することが明かとなった(図 4-16、20 参照)。そこで、圧縮側におけるこの関係を次式のように双曲線で表しそれぞれ定式化する。

$$DA = \frac{\eta_p}{b_1 + c_1 \eta_p} \quad (6-11)$$

$$DA = \frac{\zeta_p}{b_2 + c_2 \zeta_p} \quad (6-12)$$

ここで、 $b_1$ 、 $b_2$ 、 $c_1$ 、 $c_2$ は実験定数であり、五日市粘土の場合それぞれ $b_1=1.07$ 、 $b_2=1.17$ 、 $c_1=-0.57$ 、 $c_2=-0.72$ である。

また、異方圧密粘土では、正規圧密、過圧密の違いによらずピーク軸ひずみ $\epsilon_p$ と修正有効応力比 $\zeta_p$ の間に、初期せん断応力、過圧密比、繰返し応力の大きさ、繰返し回数によらない一義的な関係が存在することが明かとなった(図 5-13 参照)。この関係は次式のように表すことができる。

$$\epsilon_p = \frac{\zeta_p}{b_3 + c_3 \zeta_p} \quad (6-13)$$

ここで、 $b_3$ 、 $c_3$ は実験定数で、五日市粘土では $b_3=2.0$ 、 $c_3=-1.0$ である。

初期修正有効応力比 $\zeta_s$ と破壊時の修正有効応力比 $\zeta_f$ の間で、任意の繰返し回数における修正有効応力比 $\zeta_p$ の相対的な位置を表す応力比 $\zeta^*$ を次式のように定義し、その概念図を図 6-11 に示す。

$$\zeta^* = \frac{\zeta_p - \zeta_s}{\zeta_f - \zeta_s} \quad (6-14)$$

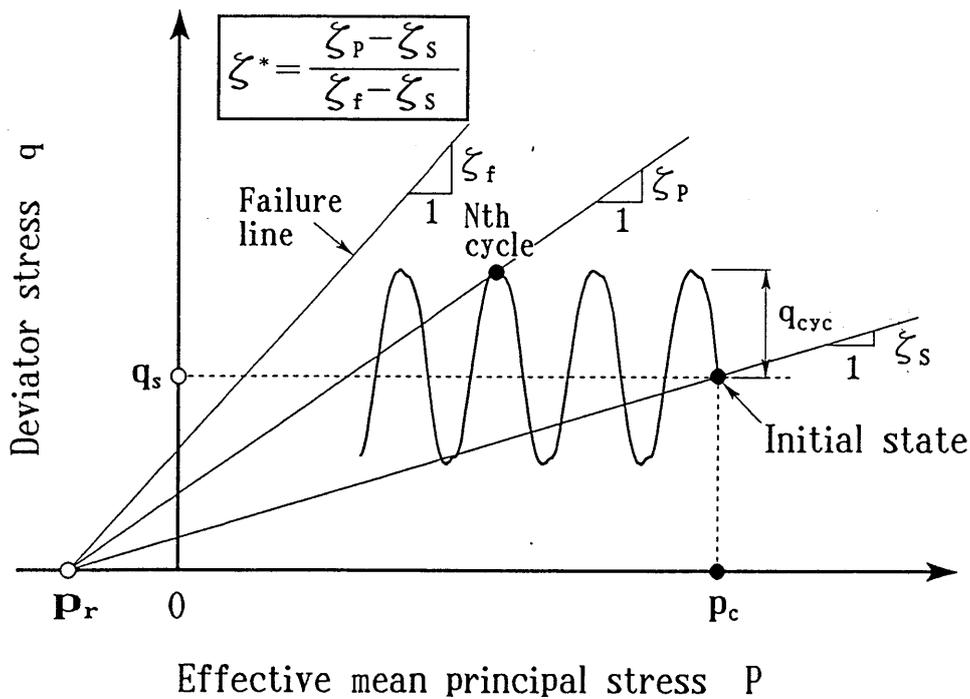


図 6 - 1 1 応力比  $\zeta^*$  の概念図

有効応力比  $\eta$  は、修正有効応力比  $\zeta$  の特殊形であり、図の  $p_r = 0$  とし  $\zeta_s, \zeta_r, \zeta_p, \zeta^*$  をそれぞれ  $\eta_s, \eta_r, \eta_p, \eta^*$  に書き換えれば、 $\eta^*$  として等方正規圧密粘土に利用できる。なお、等方応力状態では  $\zeta_s = 0$  ( $\eta_s = 0$ ) であるため、 $\zeta^* = \zeta_p / \zeta_r$  ( $\eta^* = \eta_p / \eta_r$ ) となり、 $\zeta_r$  ( $\eta_r$ ) は各条件で破壊を定義した軸ひずみ 10% におけるピーク時の修正有効応力比である。以下においても広義での  $\zeta$  で表示した定式化を行う。

つぎに、繰返し破壊に対する危険度を表す繰返し強度比  $R/R_r$  ( $R = (q_{cyc} + q_s) / p_c$ 、 $R_r = ((q_{cyc} + q_s) / p_c)_r$ ) の概念を示したものが図 6 - 1 2 である。室内繰返し三軸試験での  $R$  は载荷中一定であるが、 $R_r$  は繰返し回数の増加に伴い減少していき、 $R = R_r$  となった時点で破壊に至る。すなわち、強度比  $R/R_r$  は安全率の逆数に相当し、 $R/R_r = 1$  に至った時破壊状態にあることを意味する。図 6 - 1 3 (a) ~ (d) は、各圧密条件における粘土の応力比  $\zeta^*$  ( $\eta^*$ ) と繰返し強度比  $R/R_r$  の関係を示したものである。等方正規圧密粘土ならびに異方圧密粘土では繰返し応力や、繰返し回数異なるにも拘らず、両者の間にはユニークな関係が存在する。等方過圧密粘土では、プロットが右上部分に集中し、また、かなりばらつきも見られるが、いずれも原点と破壊点である座標 (1, 1) を通る双曲線により次式のように定式化した。

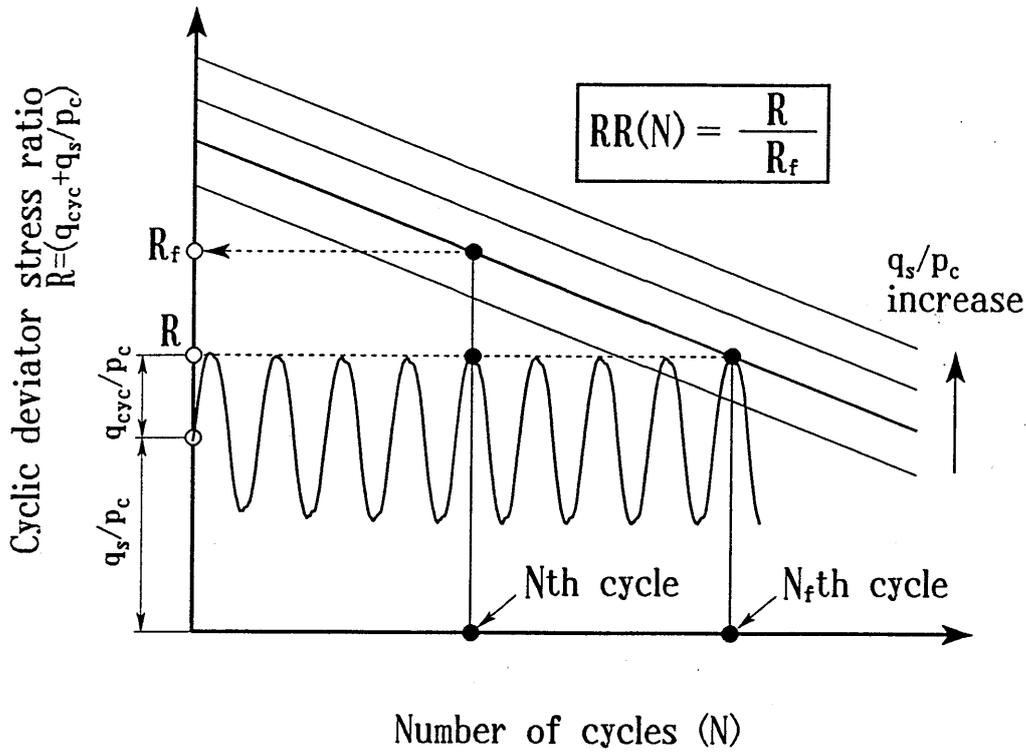


図 6 - 1 2 繰返し破壊強度  $R_f$  の概念図

$$\zeta^*(\eta^*) = \frac{\frac{R}{R_f}}{d_1 + (1 - d_1) \frac{R}{R_f}} \quad (6-15)$$

ここで、 $d_1$  は実験定数であり、五日市粘土では各圧密条件により以下のようなになる。等方正規圧密粘土では、 $d_1 = 6.5$  である。等方過圧密粘土では、過圧密比との間に次式で示される関係が存在し、

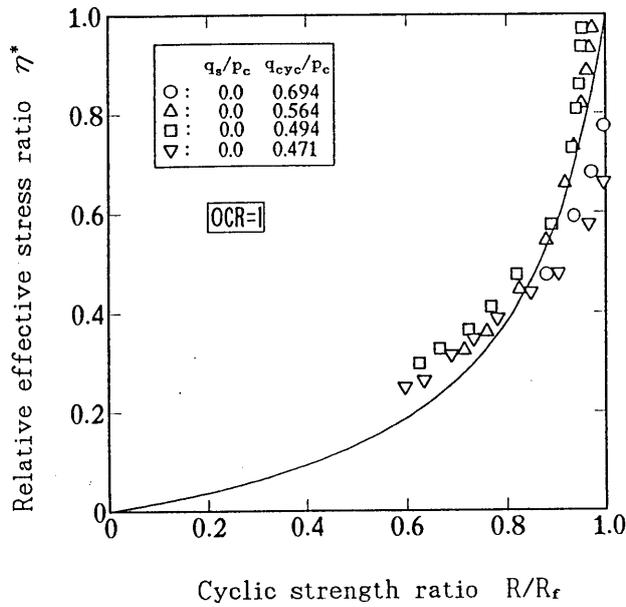
$$d_1 = 10 - 13 \log(OCR) \quad (6-16)$$

また、異方正規圧密、過圧密粘土では、同じく過圧密比との間に、

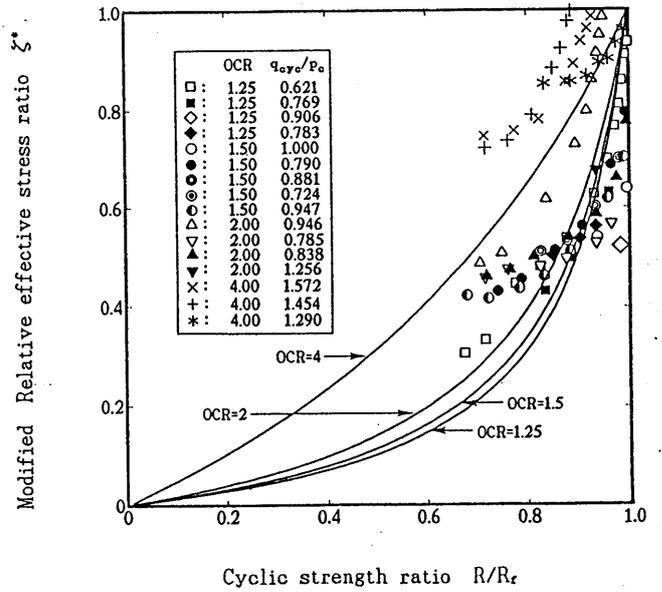
$$d_1 = 4.3 - 5.1 \log(OCR) \quad (6-17)$$

で表される関係が認められた。

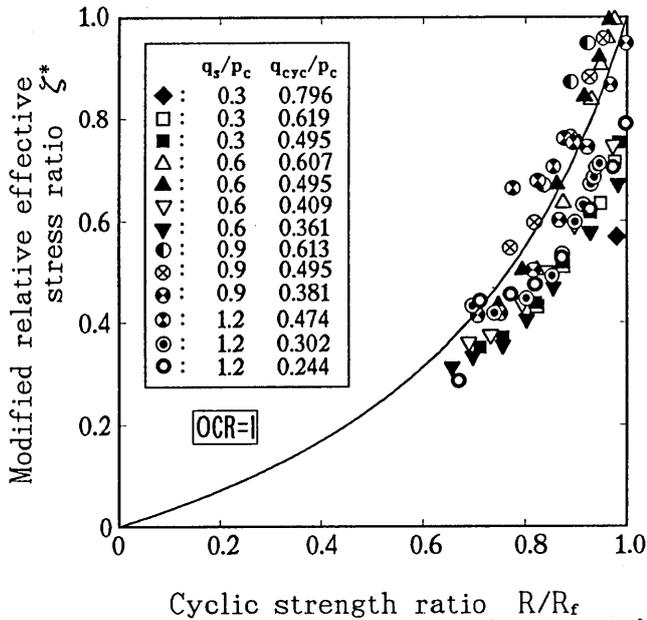
次に、残留間隙水圧を予測するために残留間隙水圧  $u_r$  と破壊時の最終間隙水圧  $u_r$  で正規化した  $u_r/u_r$  と  $\zeta^*(\eta^*)$  との関係を図 6 - 1 4 (a) ~ (d) に示す。これらの図から  $u_r/u_r$  と  $\eta^*$  の間にややバラツキはあるが、原点と座標 (1, 1) を通る必要性から便宜的に放物線で近似を行い次式のように定式化した。



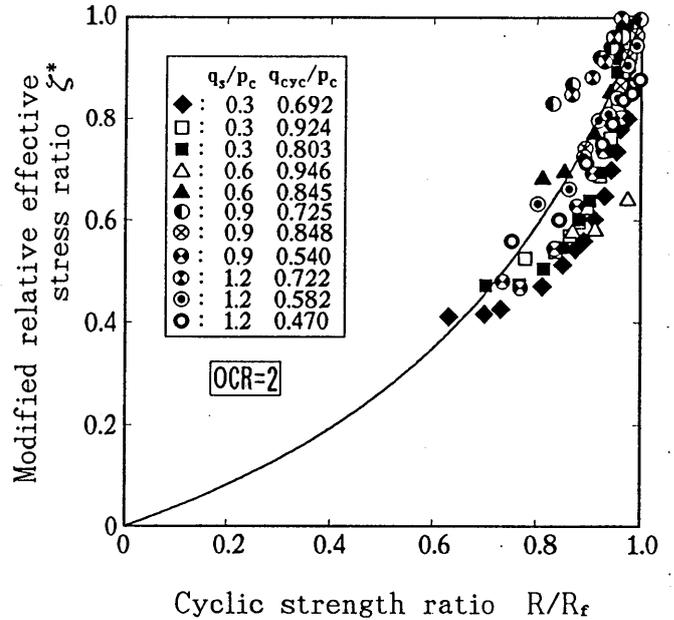
(a) 等方正規圧密



(b) 等方過圧密

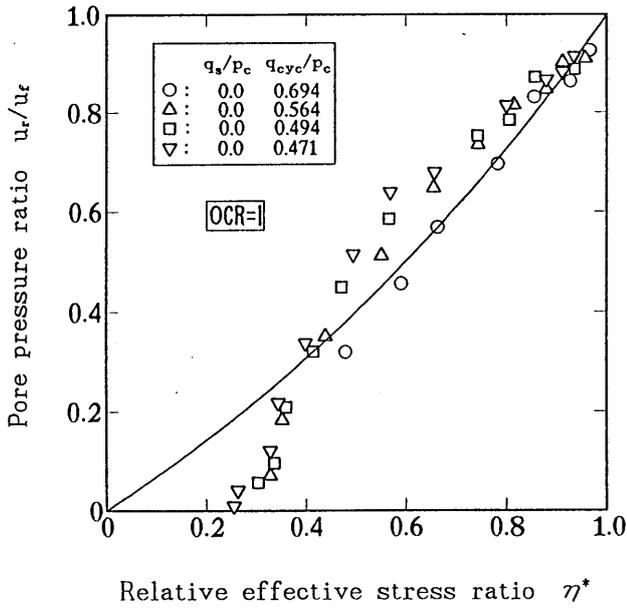


(c) 異方正規圧密

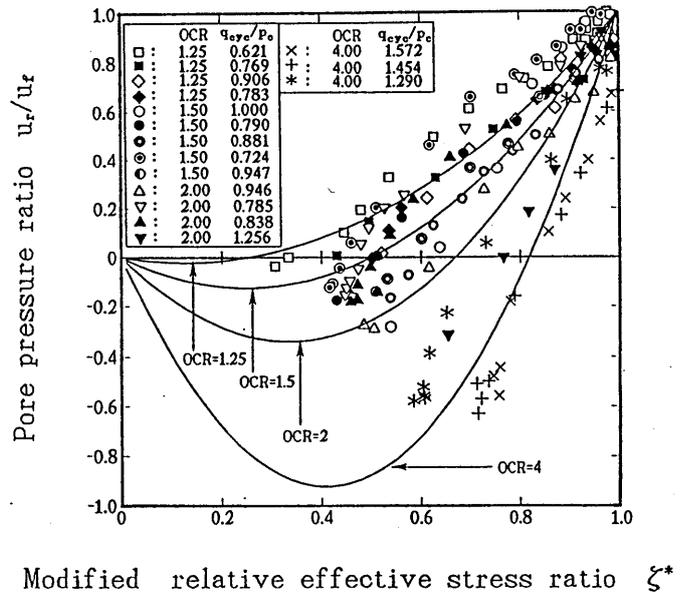


(d) 異方過圧密 (OCR=2)

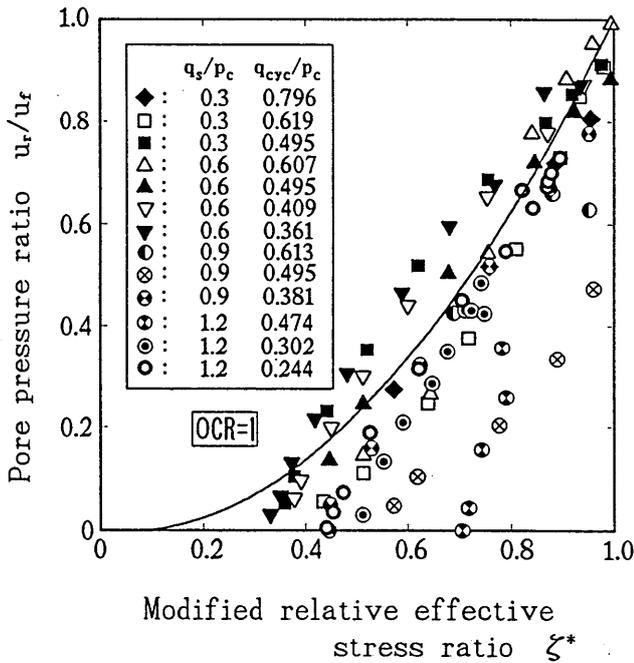
図 6-13 各圧密条件における応力比  $\zeta^*$  と強度比  $R/R_f$  の関係



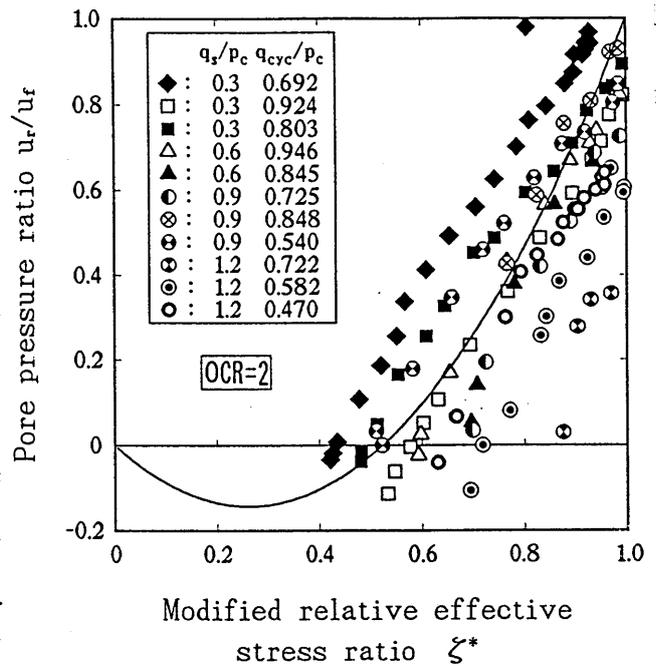
(a) 等方正規圧密



(b) 等方過圧密



(c) 異方正規圧密



(d) 異方過圧密 (OCR=2)

図 6-14 各圧密条件における間隙水圧比  $u_r/u_r$  と応力比  $\zeta^*$  の関係

$$\frac{u_r}{u_f} = d_2 \xi^{*2} + (1 - d_2) \xi^* \quad (6-18)$$

ここで、 $d_2$ は実験定数で、各圧密条件により以下のようになる。等方正規圧密粘土では、(6-18)式の $\xi^*$ を $\eta^*$ に書き換えることにより $d_2 = 0.49$ で表される。等方過圧密粘土では、過圧密比との間に次式で示される関係が存在する。

$$d_2 = 0.54 + 8.25 \log(OCR) \quad (6-19)$$

また、異方正規圧密、過圧密粘土では、同じく過圧密比との間に、

$$d_2 = 1.0 + 3.58 \log(OCR) \quad (6-20)$$

で表される関係が認められた。

以上の定式化により、残留間隙水圧を定量的に評価することが可能となるが、これまでに明らかになったように、粘土の破壊時の間隙水圧は繰返し応力や初期せん断応力に依存した挙動を示し、さらに、有効圧密応力 $p_c$ までは上昇しない。そこで、最終的な破壊時の間隙水圧 $u_r$ の評価が必要となる。

第 4 章、第 5 章で示された時刻歴ならびに有効応力径路を注意深く観察すると、破壊時の間隙水圧は残留時点と圧縮側ピーク時点ではほとんど差がないようである。このこと

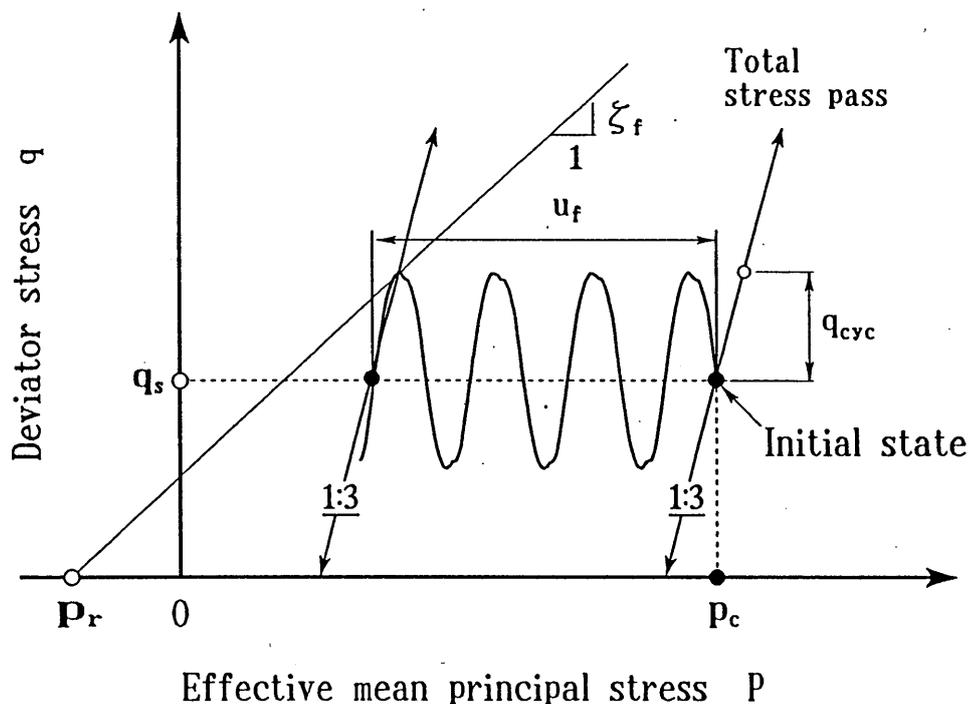


図 6 - 1 5 破壊時の間隙水圧 $u_r$ の予測概念

は、破壊時の圧縮側の有効応力経路が、全応力経路と同じく p-q 面上で 1 : 3 の勾配を有することを意味している。図 6-15 は、この概念を模式的に示したものである。この概念に基づくと、破壊時の間隙水圧  $u_r$  は次式のように表すことができる。

$$u_r = p_c - \frac{q_{cyc} + q_s}{\zeta_f} - p_r + \frac{q_{cyc}}{3} \quad (6-21)$$

これらの式は、繰返しせん断により発生する粘土の間隙水圧が、繰返し応力に比例して、繰返し応力が小さくなると破壊時の間隙水圧が大きくなることを表している。

### 6. 3. 2 予測手法と予測結果

本項では、前項で定量化された関係を用いて、軸ひずみ両振幅及びピーク軸ひずみと残留間隙水圧の予測を行い、実験結果との対応について検討する。予測手法の説明に当たり、図 6-16 に簡単な予測手法のフローチャートを示した。前項で行ったひずみと間隙水圧の予測を行うための定量化は、以下の 6 つである。

1. 繰返し破壊強度  $R_r$  の定式化 …… (6-10) 式
2. ひずみ～有効応力比関係の定式化 …… (6-11), (6-12), (6-13) 式
3. 応力比  $\zeta^*$  の導入 …… (6-14) 式
4. 応力比  $\zeta^*$ ～強度比  $R/R_r$  関係の定式化 …… (6-15) 式
5. 間隙水圧比  $u_r/u_r$ ～応力比  $\zeta^*$  関係の定式化 …… (6-18) 式
6. 破壊時の間隙水圧  $u_r$  の定式化 …… (6-21) 式

ここで、1.、2.、3.、4. を組み合わせ以下の方法により任意の大きさの繰返し応力と繰返し回数に対する軸ひずみの予測が可能となる。まず、繰返し応力比  $(q_{cyc} + q_s)/p_c$ 、初期せん断応力比  $q_s/p_c$ 、過圧密比 OCR ならびに繰返し回数  $N$  を与えることにより 1. から繰返し強度  $R_r$  が求められる。この  $R_r$  を 4. に代入し想定した繰返し応力比  $R$  を与えることにより応力比  $\zeta^*$  が得られ、これから繰返し回数  $N$  におけるピーク時の修正有効応力比  $\zeta_p$  が 3. により求められる。 $\zeta_p$  は、軸ひずみ両振幅  $DA$  との間に 2. で表される関係があるので、これより繰返し回数  $N$  におけるひずみの予測が可能となる。

一方、1.、3.、4.、5.、6. を組み合わせることにより、軸ひずみと同様に任意の大きさの繰返し応力と繰返し回数に対する間隙水圧の予測が可能となる。応力比  $\zeta^*$  を得るまでの過程は軸ひずみと全く同じで、5. で表される間隙水圧比  $u_r/u_r$  との関係式より繰返し回数  $N$  における間隙水圧比  $u_r/u_r$  が求められる。さらに、6. で表され

る破壊時の間隙水圧  $u_r$  を得られた間隙水圧比に代入することにより、繰返し回数  $N$  における残留間隙水圧  $u_r$  が予測可能である。以上の過程を繰返し初めから破壊に至るまで繰返し行うことにより、軸ひずみと残留水圧を繰返し回数と関連づけて計算できる。

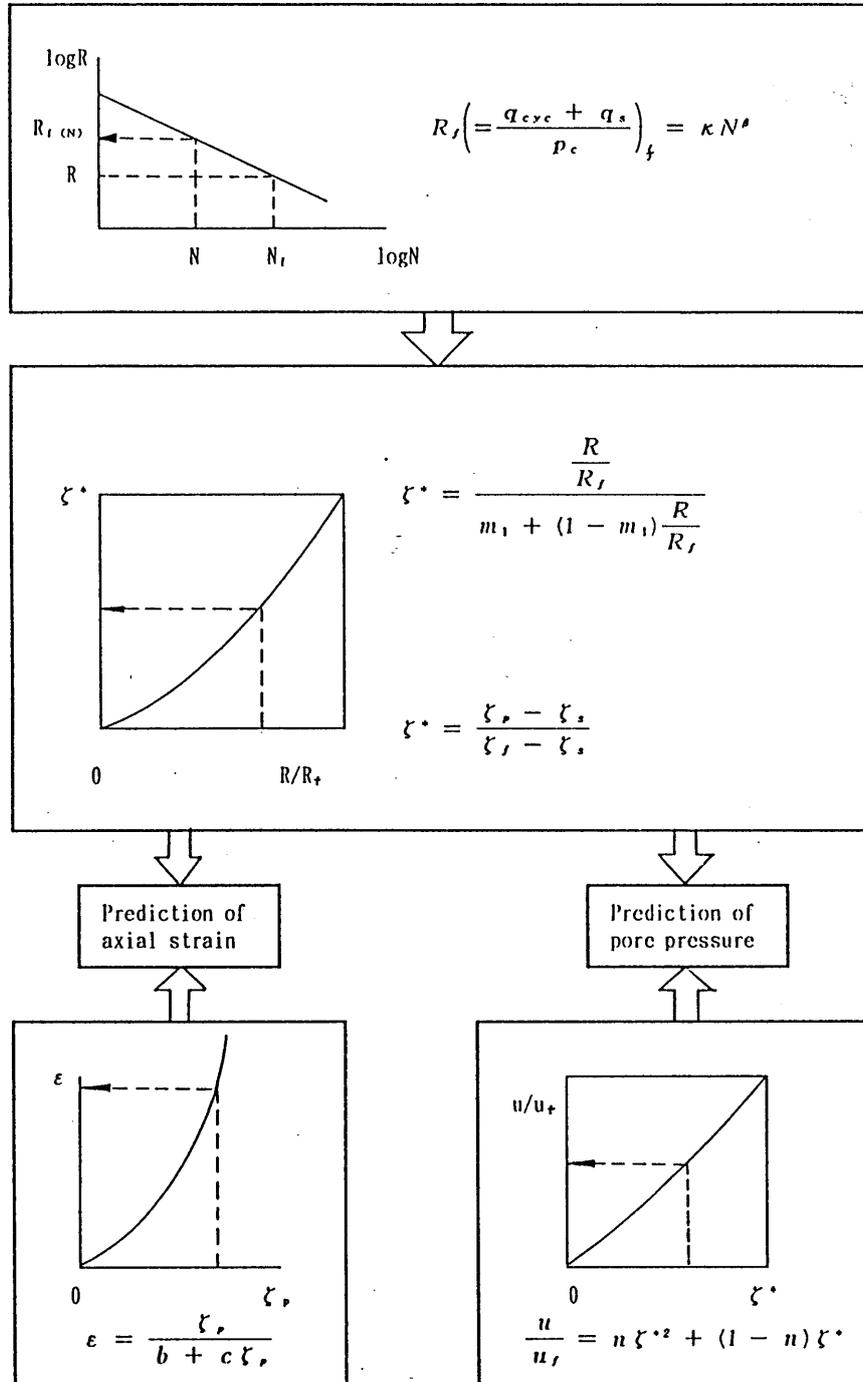
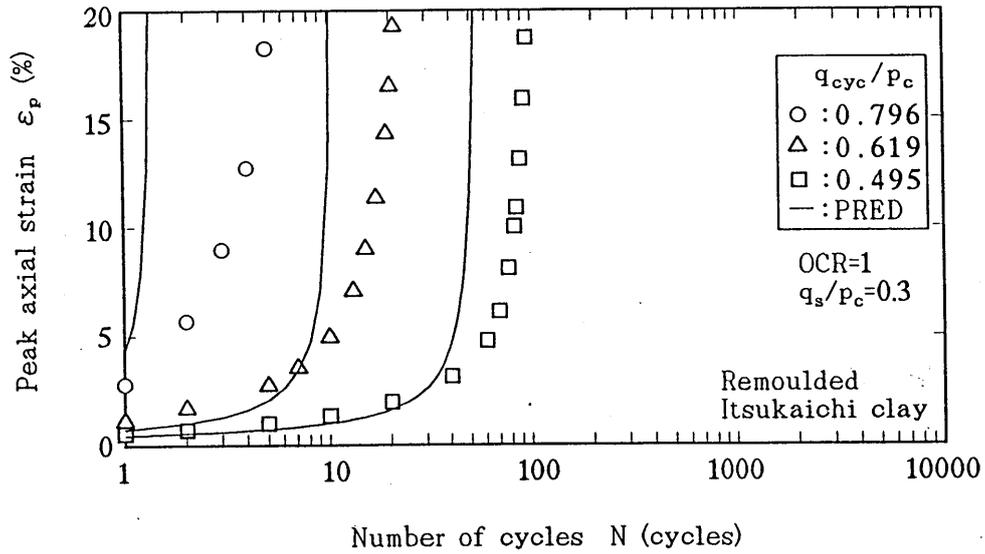


図 6 - 1 6 予測手法のフローチャート

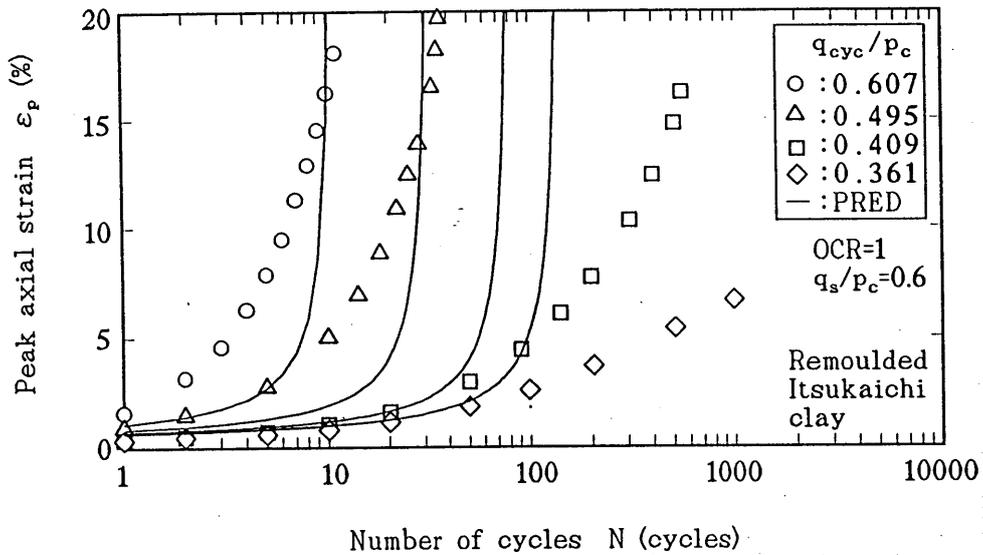
図 6-17 (a) ~ (f) は、以上の手法により求めた異方圧密粘土のピーク軸ひずみの予測結果（実線）を、実験結果（記号）と併せてそれぞれ過圧密比、初期せん断応力比別に示したものである。図から、予測結果はある繰返し回数でひずみが急増する傾向をうまくとらえていることがわかる。初期せん断応力比が小さい場合や過圧密比が大きくなり応力反転している場合の予測結果と実験結果の整合性は非常に良好であるが、応力反転しない場合については、両者に若干ばらつきが認められる。これは、異方圧密粘土の繰返し変形挙動は蓄時残留していく傾向を示すが、予測ではピーク軸ひずみが 10% に至った時を破壊と定義しているため、それ以上のひずみレベルの残留変形をうまく表せないのではないかと考えられる。

つぎに、図 6-18 (a) ~ (f) は、同じく異方圧密粘土の残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  の予測結果（実線）を実験結果（記号）と共にそれぞれ過圧密比、初期せん断応力比別に示したものである。予測結果は、間隙水圧が載荷初期に急増した後、徐々に発達していく様子や最終的に定常状態に至ることなど、その傾向をうまくとらえている。また、繰返し応力が大きいほど発生する間隙水圧量が低下すること、初期せん断応力比の増加に伴い発生する間隙水圧比が減少していく様子をうまく表現している。また、過圧密粘土では負の間隙水圧の発生や間隙水圧が負から正に転じる付近において急激に上昇することなど、過圧密粘土の間隙水圧挙動をうまく表現している。予測した最終的な間隙水圧比の値は、いずれの場合も実験結果とほとんど等しいことがわかる。

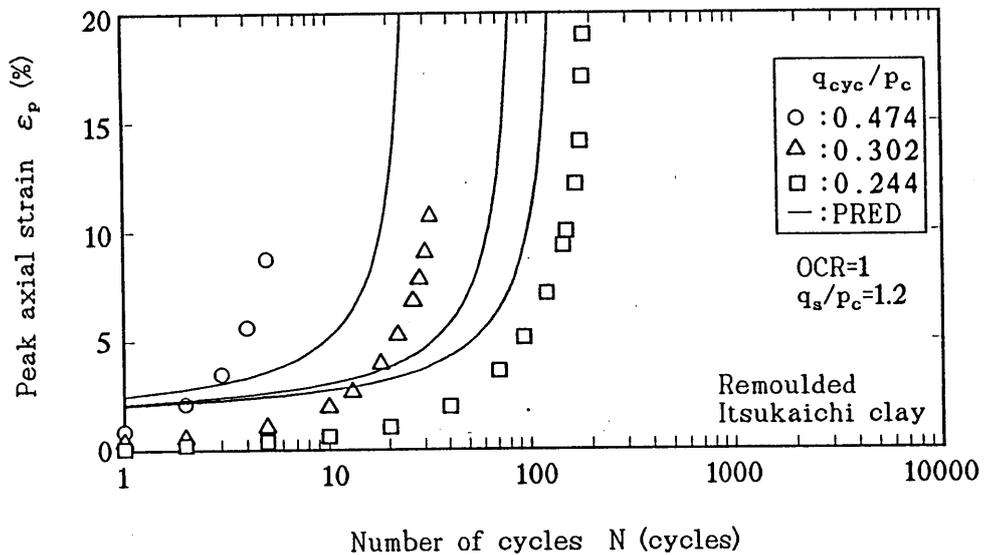
以上のことから、提案した予測手法は、比較的簡便な方法ではあるがその予測結果は異方正規圧密、過圧密粘土の変形及び間隙水圧挙動をうまく表現でき、実験結果と非常に良好な対応関係にあることが認められた。なお、等方正規圧密、過圧密粘土の予測結果もうまく表現できることは確認している<sup>10)</sup>。従って、提案する予測手法の妥当性が明らかとなった。



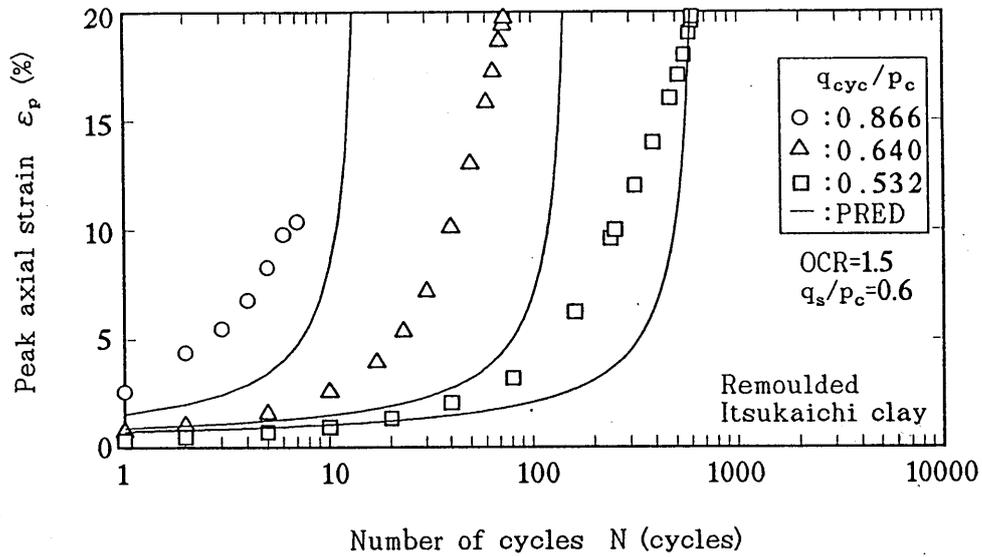
(a) OCR=1,  $q_s/p_c=0.3$



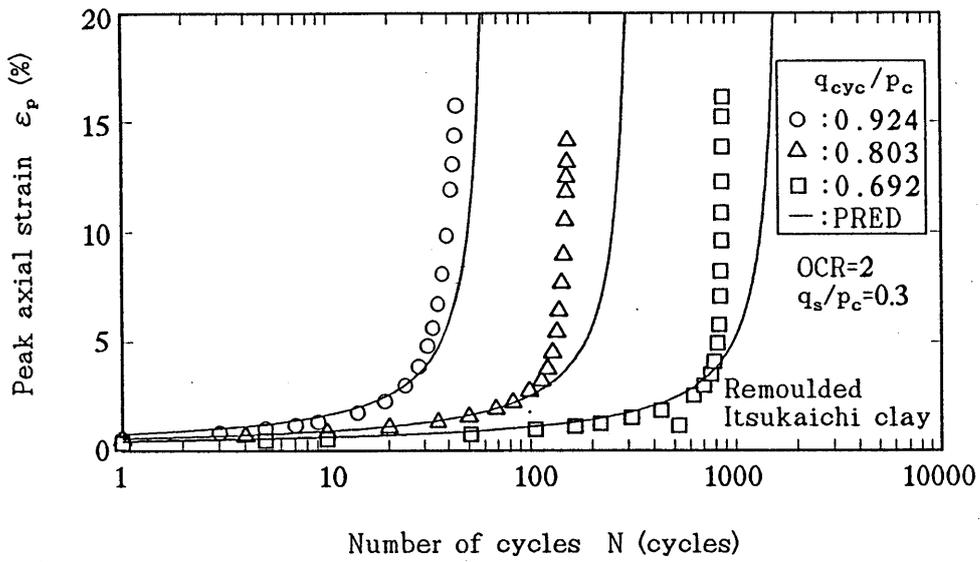
(b) OCR=1,  $q_s/p_c=0.6$



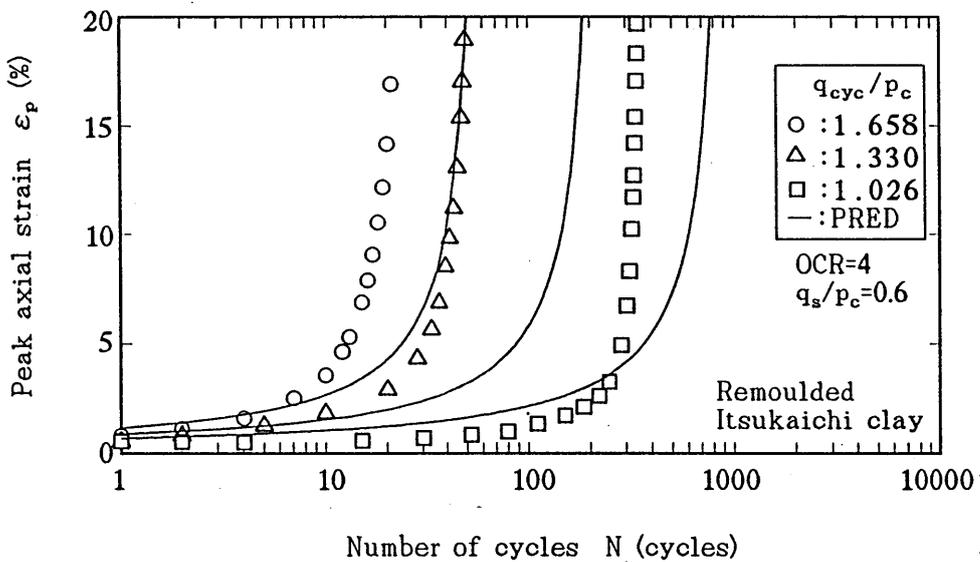
(c) OCR=1,  $q_s/p_c=1.2$



(d) OCR=1.5、 $q_s/p_c=0.6$

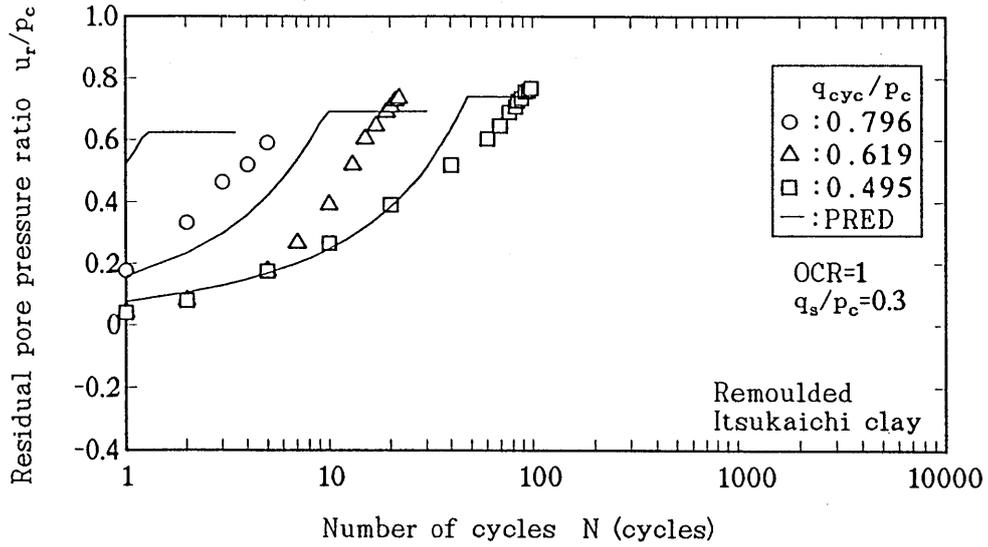


(e) OCR=2、 $q_s/p_c=0.3$

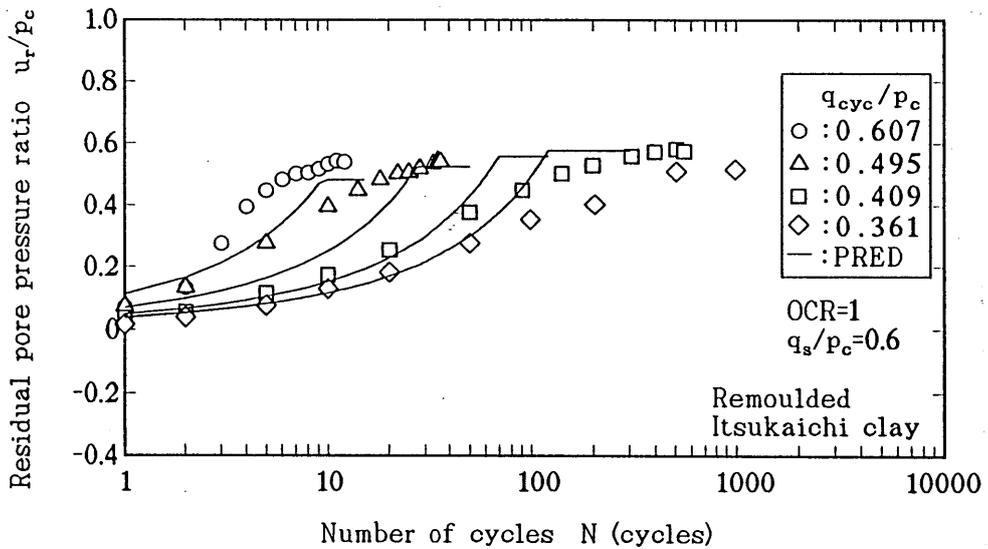


(f) OCR=4、 $q_s/p_c=0.6$

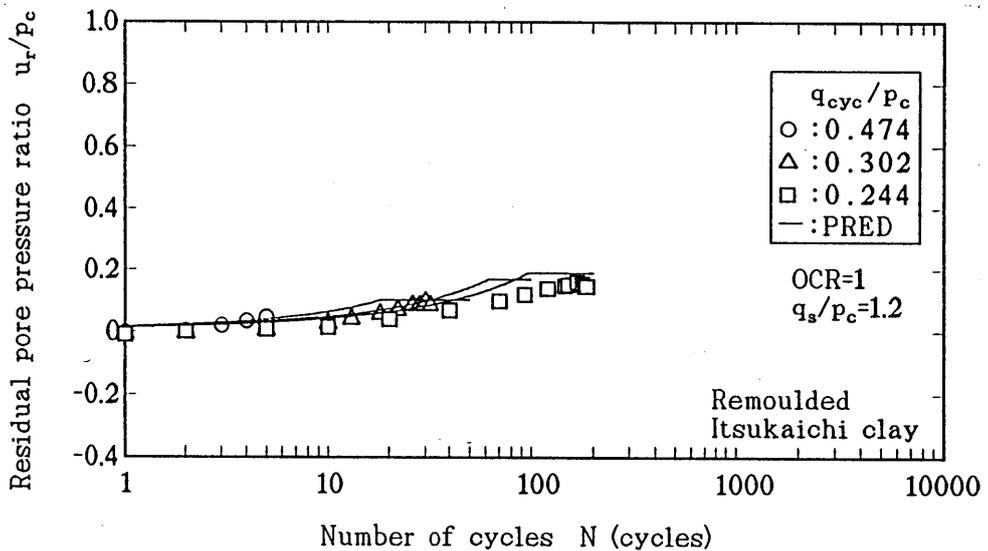
図 6-17 異方圧密粘土のピーク軸ひずみ  $\epsilon_p$  の予測値と実験値



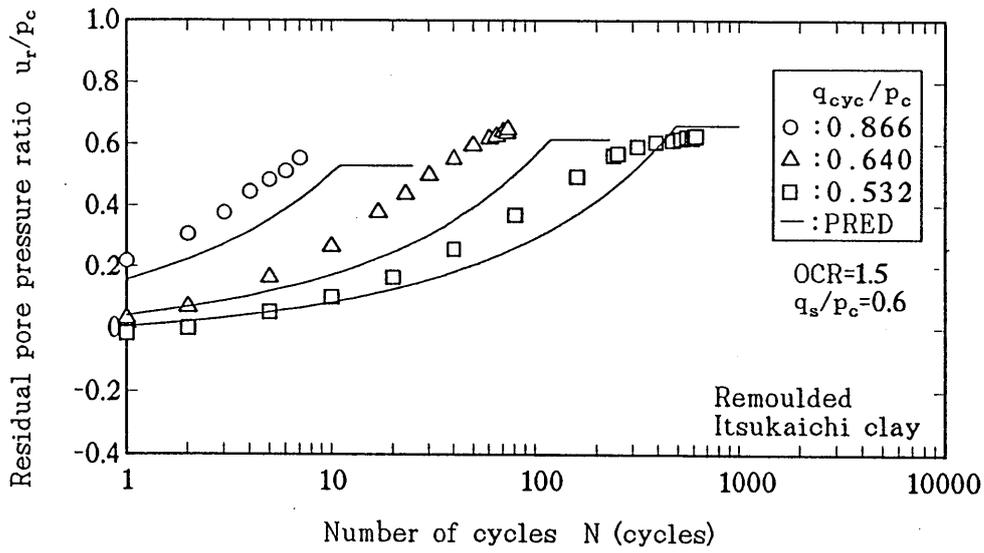
( a ) OCR=1、 $q_s/p_c=0.3$



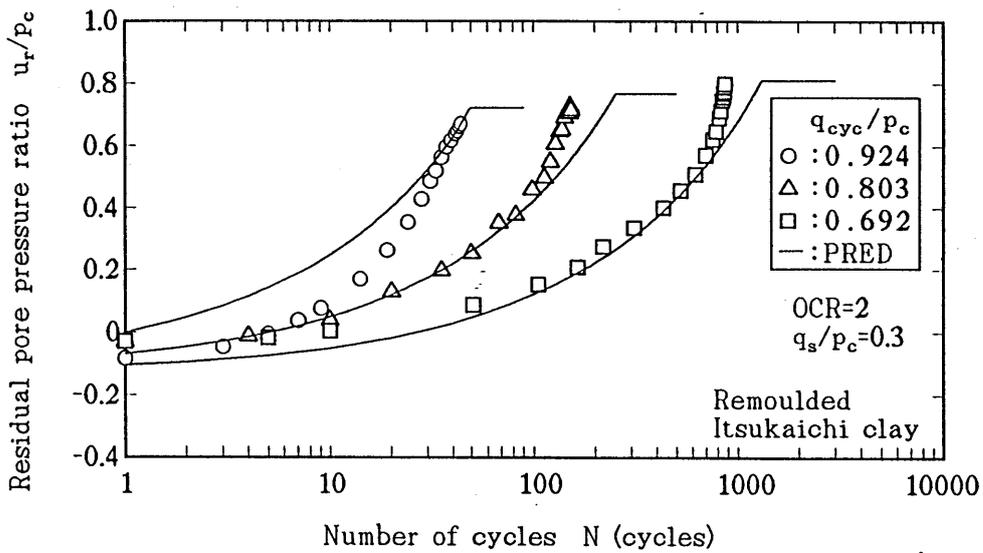
( b ) OCR=1、 $q_s/p_c=0.6$



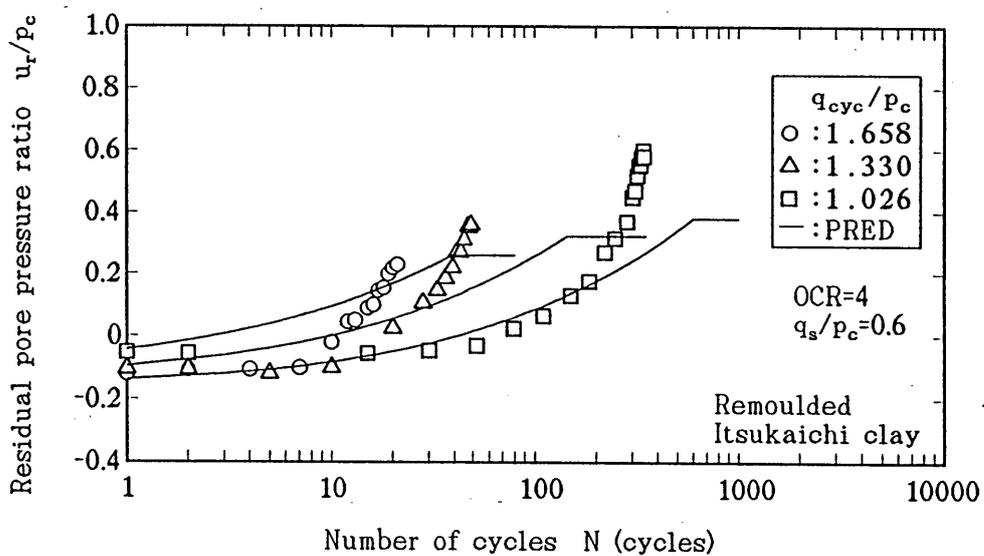
( c ) OCR=1、 $q_s/p_c=1.2$



(d) OCR=1.5、 $q_s/p_c=0.6$



(e) OCR=2、 $q_s/p_c=0.3$



(f) OCR=4、 $q_s/p_c=0.6$

図 6 - 1 8 異方圧密粘土の残留間隙水圧比 $u_r/p_c$ の予測値と実験値

#### 6. 4 繰返し三軸圧縮試験結果の土構造物の安定計算への適用

第 5 章では、初期せん断を受ける粘土の繰返しせん断特性について議論し、粘土の動的問題が支持力問題に帰着すると考え、特に詳細に検討した。その結果、粘土に初期せん断応力が作用するような状態（例えば、盛土のり面下や構造物の基礎地盤）では、砂よりもさらに不安定で危険な状態となる可能性があることを示した。

一般に、支持力問題や安定問題においては、滑動力と抵抗力の比を安全率として表示することによって、対象地盤の安定性を評価する。斜面の安定問題に言及すれば、安全率が最小となるすべり面を探し出し、その値が許容値を満たすかどうかにより安定性が判断される。計算方法には、対象斜面の地盤構成等により、すべり面を直線と仮定するもの、円弧とするもの（スウェーデン法<sup>22)</sup>、簡易ビショップ法<sup>23)</sup>）、非円弧とするもの（ヤンブー法<sup>24)</sup>、M & P 法<sup>25)</sup>等）があり、これらは、既知量、未知量、条件式をそれぞれ異にし、一長一短を有する。実務レベルでは、比較的取扱いが容易な円弧すべり面を想定したスウェーデン法が多く利用されている。

動的強度を利用した地震時の安定計算方法には、未だ確立されたものがないが代表的なものとしてSeed<sup>19)</sup>や石原<sup>13)</sup>の方法がある。石原の方法はSeedの考え方を若干簡略化したもので、静的強度を用いた円弧すべり法により得られる安全率の逆数が、想定されるすべり面での初期せん断応力比と仮定することにより、条件に対応する動的強度を三軸試験から求めて安定計算を行うものである。この方法を地震被災事例に適用し、静的強度等から得られた安全率と比較することが行われており<sup>26), 27), 28), 29)</sup> いずれも被害状況とよく合う（安全率が 1 に近い）ことが示されている。

本項では、前述した初期せん断応力を受ける粘土の繰返しせん断特性を実際問題へ応用するため、提案モデルを組み込んだ円弧すべり解析法<sup>30)</sup>により、次の 2 つのケースについて検討を行う。第 1 に、佐々木ら<sup>14)</sup>によりまとめられた地震により崩壊した粘土地盤上の盛土を対象に安定計算を行い、被害状況との対応について調べる。次に、ケーススタディとしてテイラーやヤンブーの安定図表を参考に、盛土高、盛土のり面勾配ならびに水平震度を変化させた計算により、安全率と各パラメーターとの相関性について検討する。さらに、両ケースについて初期せん断を与えた静的三軸試験結果から得られた静的強度による安定計算を行うことにより、動的強度による安全率と比較する。なお、計算にあたっては、復建調査設計（株）により開発された”FKSSSS”とい

う計算ソフトを利用した。このソフトは、地震時の安定計算に(6-10)式で与えられる繰返し強度  $R_r$  を導入し、水平震度を媒介として得られる滑動力  $R$  との比をとって動的安全率  $F_d$  を定義している。この概念を一般的な分割法に取り入れ、動的強度を利用した斜面の安定計算を可能にしている。

#### 6. 4. 1 解析対象事例

##### ・計算例 - 1

まず第 1 の計算例として、佐々木ら<sup>14)</sup>によりまとめられた土木研究所資料”土構造物の地震被害事例”を参考に安定計算を行った。以下に佐々木らにより行われた検討条件および結果について簡単に示す。この報告書の中では、過去の地震によって生じた盛土の被害事例を収集、整理し、被害の大きかったものについて安定計算が行われている。ここで行われた安定計算は、簡便法(修正フェレニウス法)と呼ばれる分割法による円弧すべり安定計算法であり、地震力は一様な水平地震力を作用させている。このときの水平震度は、基本的には実測された地表面加速度により算定されているが、実測値の無いところでは地表面加速度の算定式として次式を用いている<sup>31)</sup>。

$$\alpha = 18.4 \times 10^{0.302M} \Delta^{-0.8} \quad (\text{gal}) \quad (6-22)$$

ここに、 $M$  はマグニチュード、 $\Delta$  は震央からの距離を表す。表 6-1 には、対象とした地震の発生日時ならびに代表的な水平震度を示した。

表 6-1 各地震の水平震度

地震名	記号	発生日時	マグニチュード	$K_h$
新潟地震	NG	1964.6.16	7.5	0.150
十勝沖地震	TK	1968.6.16	7.9	0.065
宮城県沖地震	MY	1978.6.12	7.4	0.215

安定計算を行うに当たっては、各層毎の土質定数が必要となるが、被害のあったほとんどの盛土は、崩壊後に標準貫入試験とサウンディング試験が行われた程度で、室内試験により強度が調べられたのはわずかに MY-17 の 1 箇所である。したがって、土質定数の設定には、以下の推定式が利用されている。

$$\text{砂質土} \quad \phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15 \quad \dots \dots (6-23)$$

$$\text{粘性土} \quad N \geq 5 \quad c = N/16$$

$$\text{粘性土} \quad N \leq 5 \quad c = (N/16) \times 1.2 \quad \dots \dots (6-24)$$

ここに、 $\phi$  は内部摩擦角、 $c$  は粘着力、 $N$  は標準貫入試験より得られる  $N$  値である。  
 以上の設計条件から試算された各断面の安全率を整理したものが表 6 - 2 である。表中  
 には盛土に生じた被害とした亀裂幅ならびに段差も併せて示した。

表 6 - 2 安定計算結果一覧表 (参考文献 14) に一部加筆)

整理番号	盛土高 H (m)	粘性土 の厚さ D (m)	粘性土 粘着力 (t/m <sup>2</sup> )	水平震度 K <sub>h</sub>	静的安全率 F <sub>s</sub>	動的安全率 F <sub>d</sub>	亀裂幅 (cm)	断差 (cm)
NG- 1	3.2	2.2	1.5	0.15	1.456	0.789	20	70
2	2.7	9.4	2.2	0.15	1.808	1.188	30	50
4	5.8	1.6	3.7	0.14	1.106	0.791	----	----
6	3.4	4.4	2.2	0.15	1.258	1.060	100	40
7	3.1	7.0	1.5	0.15	1.087	0.736	20	20
10	6.1	6.0	2.2	0.16	1.236	0.754	----	200
TK- 5	2.5	1.0	1.3	0.066	1.452	1.208	----	120
11	3.8	2.0	2.0	0.064	1.291	1.131	50	----
17	9.5	3.0	2.5	0.069	0.877	0.717	----	200
MY- 9	3.9	2.8	2.2	0.225	1.448	0.866	3	5
14	8.4	6.2	2.2	0.214	0.927	0.543	50	50
15	8.0	4.4	3.7	0.207	1.479	0.905	15	100
17	4.0	2.2	2.5	0.204	2.167	1.174	----	----
23	4.0	4.8	3.0	0.194	2.262	1.282	5	5
26	3.9	2.4	2.2	0.225	1.487	0.825	3	1
28	8.0	10.0	3.7	0.218	1.396	0.716	----	60
30	5.4	2.6	3.5	0.197	2.111	1.024	----	----

ここでは、以上の 17 断面の中から、NG-4、NG-6、MY-26、MY-30を除く 13 断面について水平震度を変化させ安定計算を行い表 6 - 2 の結果と比較するとともに、初期せん断応力を受けた静的強度 (図 3 - 15 参照) による安定計算も行い、動的安全率と比較検討した。図 6 - 19 には、計算対象の一例として、新潟地震により崩壊した河川堤防盛土 (NG-10) の断面図を示した。この例では地震による基礎地盤の崩壊により盛土表面に約 200cm の沈下が生じている。

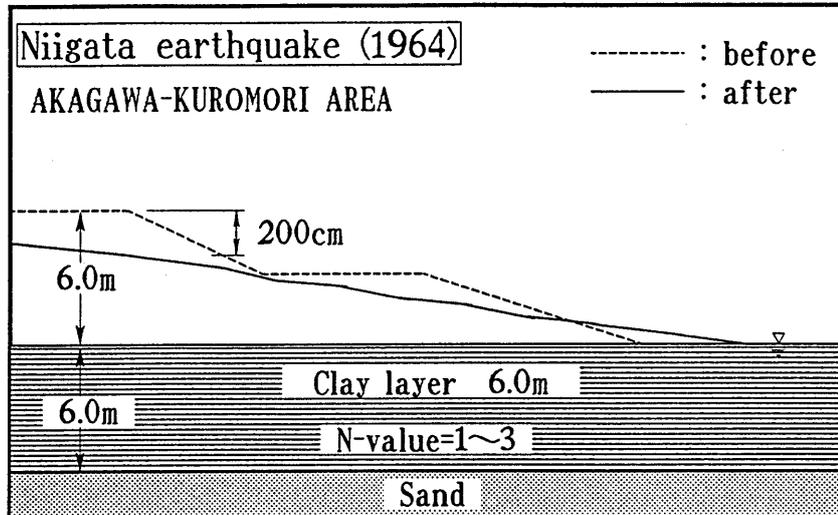


図 6 - 1 9 新潟地震により崩壊した河川堤防盛土 (NG-10) の断面図

・ 計算例 - 2

次に、ケーススタディとして、図 6 - 2 0 に示すような 4 m の粘土層を基礎地盤とする盛土の底部破壊を想定し、盛土のり面の勾配ならびに高さを変化させ、さらに水平震度を 0.05 から 0.25 まで変化させることにより、盛土形状、水平震度と動的安全率の相関性について調べた。また、計算例 - 1 と同様、静的安全率との比較を行った。

図 6 - 2 0 中の  $n_d$  は、盛土高さと盛土上面からすべり面の最深部までの高さの比を表す深さ係数、 $n_x$  は図 6 - 2 1<sup>32)</sup> の深さ係数とのり面勾配から求まるすべり面先端の位置 D 点を表す係数で、表 6 - 3 には各盛土形状毎の  $n_x$  を示した。この関係は、常時の安定計算結果により導かれたもので、地震時には変化する可能性が十分考えられる。しかし、水平震度の違いによる動的安全率を比較するためには、同一のすべり面で計算する必要があると考え表 6 - 3 の  $n_x$  を採用した。この  $n_x$  は盛土高さが低く、のり面勾配  $\beta$  が大きくなるほど大きくなる。

以上、解析事例について簡単に述べたが、水平震度が大きくなると円弧が斜面からはずれ水平地盤において最小安全率が与えられるような不具合が生じることがある。したがって、ここで行った同一断面による地震時の計算では、上述したように同一のすべり面により各水平震度の安全率を求めたため、必ずしも得られた結果が臨界円による安全率とはなっていないことを付け加えておく。表 6 - 4 には、両計算例で仮定した条件等ならびに概要を簡単に示した。

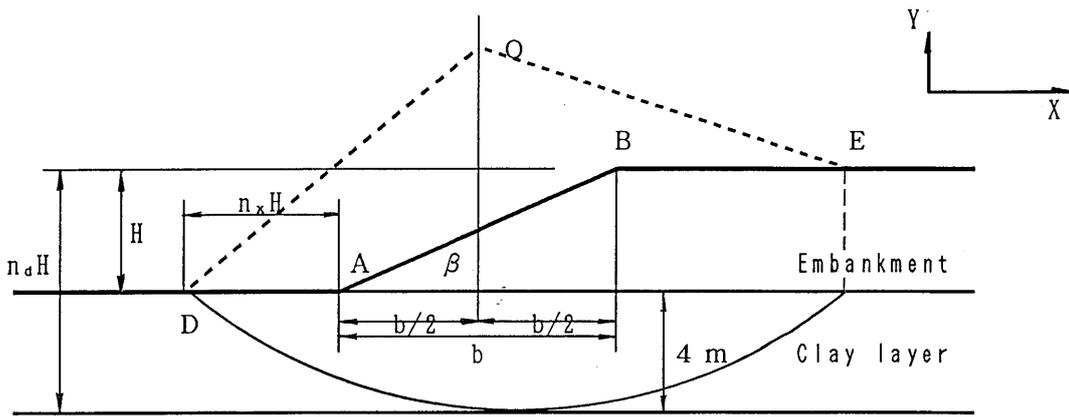


図 6 - 2 0 底部破壊すべり面の模式図

表 6 - 3 のり面勾配と深さ係数  $n_d$  より求めた  $n_x$  の値

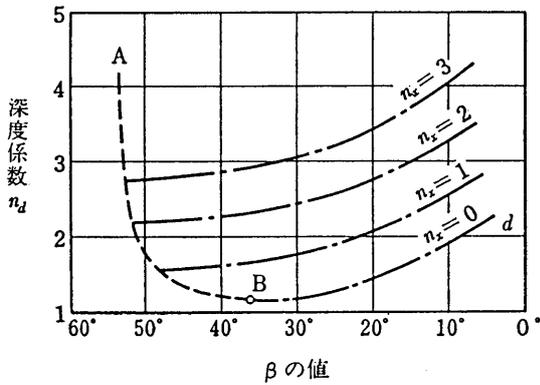


図 6 - 2 1 のり面勾配と深さ係数 (参考文献32)より引用)

H 勾配 $\frac{n_x}{\beta}$	2 m	4 m	6 m	8 m	10 m
20	3.0	2.0	1.7	1.5	1.4
25	2.4	0.9	0.4	0.1	0
30	2.7	1.2	0.6	0.3	0.1
35	2.9	1.4	0.8	0.5	0.3
40	3.1	1.5	0.9	0.7	0.4
45	3.2	1.6	1.0	0.8	0.5
50	3.3	1.7	1.1	0.9	0.6
50	3.4	1.8	1.2	---	----

表 6 - 4 計算例 - 1, 計算例 - 2 の概要

	計 算 例 - 1	計 算 例 - 2
動的 safety rate の 計 算	繰返し回数を 20 回に限定し、盛土にはテンションクラックを想定	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震による被害事例 13 ケース</li> </ul> <p>条 件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>佐々木らの利用した水平震度により最小安全率となるすべり面を基準とする。</li> <li>水平震度を変化させる計算では基準すべり面により安全率を求め、安全率が 1 付近になるまで増加させる。</li> </ul>	<p>パラメーター</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>盛土高さ <math>H=2, 4, 6, 8, 10\text{m}</math></li> <li>のり面勾配 <math>\beta=20, 25, 30, 35, 40, 45, 50</math></li> <li>水平震度 <math>K_h=0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25</math></li> </ul> <p>条 件</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>表 6 - 3 で各 <math>n_x</math> より計算される D 点を通る円弧で、中心点は Y 座標のみを変化させ、水平震度が 0.05 の最小安全率を計算し基準すべり面とする。</li> <li>この基準すべり面により水平震度を変化させた計算を行う。</li> </ul>
静的 safety rate の 計 算	初期せん断応力を受ける静的強度により安定計算	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>反復計算により最小安全率を計算。(動的 safety rate を与えるすべり面とは必ずしも一致しない)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>動的 safety rate を与えるすべり面で計算。</li> </ul>

#### 6. 4. 2 震度法円弧すべり計算法および計算結果

##### (1) 計算方法

計算方法の考え方は、基本的には簡便法に準拠している。まず、図 6 - 22 に示すように粘土層に円弧すべり面を設定し、滑動力として盛土および基礎地盤の自重と水平方向に震度  $K_h$  を与えている。なお、垂直震度ならびにスライス間力は考慮していない。この滑動力に対して、図 5 - 17 で得られた各初期せん断応力に対応する繰返しせん断応力を抵抗力として与えることにより動的 safety rate  $F_d$  を求める。また、盛土内の土の抵抗力は計算には加えず、粘土地盤の破壊によりテンションクラックが生じる状態を仮定した。

先に述べたように、これまで提案されている初期せん断を考慮した動的強度を用いた

安定解析法<sup>13)</sup>では、静的強度を利用して得られた最小安全率の逆数が初期せん断応力比に等しいとして動的強度を実験により求め、円弧すべり面を想定した安定計算が行われている。したがって、初期せん断応力ならびにすべり面は一つに限定されるが、プログラム”FKSSSS”では、図5-19の関係を利用することにより初期せん断応力比と繰返しせん断応力比を各種組み合わせ、安全率が最小となる円弧を探し出すことが可能である。今回の計算には図5-19のように得られた結果をそのまま利用したが、実務レベルにおいてかなりの労力と費用を必要とする。そこで、繰返しせん断強度の一般式として前項の(6-10)式を利用すれば、等方正規圧密試験による繰返しせん断強度から複雑な初期条件にある粘土の強度が推定できる。以下に、動的安全率を得るまでの計算式を示す。

$$\text{滑動力 } \sigma_s = \sum W \cdot s \sin \beta \quad (6-25)$$

$$\text{抵抗力 } \sigma_o = \sum W' \cdot s \sin \beta \quad (6-26)$$

$$\text{初期せん断応力比 } \sigma_s / \sigma_o \quad (6-27)$$

$$\text{繰返しせん断応力 } \sigma_{cyc} = \left( \frac{K_h}{R} \right) \cdot \sum y \cdot W$$

$$\text{地震時発生する} \quad (6-28)$$

$$\text{繰返し応力比 } R = \frac{\sigma_s + \sigma_{cyc}}{\sigma_o} \quad (6-29)$$

$$\text{繰返し強度比 } R_f = \left( \frac{\sigma_s + \sigma_{cyc}}{\sigma_o} \right)_f \quad (6-30)$$

$$\text{動的安全率 } F_d = \frac{R_f}{R} \quad (6-31)$$

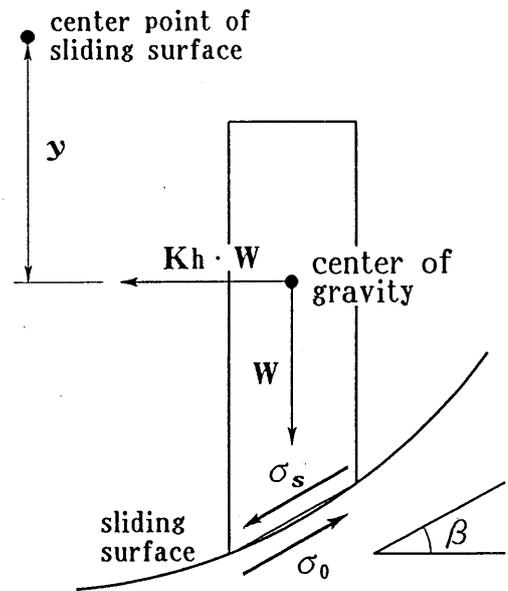


図 6 - 2 2 分割片に作用する力の概念図

ここで、繰返し強度比は繰返し回数 20 回の強度を利用した。また、図 6 - 2 2 中の W はスライスの重量、y は円弧の中心点 O と各スライスの重心との鉛直距離、b はスライス幅で、スライスの重量には地下水位も考慮している。

”FKSSSS”では、静的強度を用いた安定計算も行うことが可能である。ここでは、動的安全率との比較を行うため、(6-28)式の水平震度をゼロとし(6-30)式の繰返し強度比の代わりに、初期せん断応力を受ける静的三軸試験から得られた静的強度を与えて静的安全率を求めた。

(2) 計算結果

・計算例 - 1

表 6 - 5 に提案した解析法により得られた計算結果を、佐々木らの結果と合わせて示した。佐々木らは計算結果の解釈に際し、ごく概略の検討結果であることを強調し、得られた動的安全率の値そのものから被害状況と関連づけることはしていない。彼らは、動的安全率が単位水平震度当たり静的安全率からどれだけ低下するかその低下率を表す  $(F_s - F_d) / F_s \cdot K_h$  と限界盛土高さの関係を調べ、盛土に生じた被害状況と関連づけている。その結果、安全率低下率の値が大きくなるほど限界盛土高さの違いによらず被害程度が大きくなる傾向があるとしている。

表 6 - 5 安定計算結果一覧表

整理番号	水平震度 $K_h$	佐々木らによる		提案法による		
		静的安全率 $F_s$	動的安全率 $F_d$	静的安全率 $F_s$	動的安全率 $F_d$	$F_d = 1$ と なる $K_h$
NG- 1	0.15	1.456	0.789	1.260(0.87)	0.826(1.05)	0.10
2	0.15	1.808	1.188	1.423(0.79)	0.847(0.71)	0.12
7	0.15	1.087	0.736	1.630(1.50)	0.858(1.17)	0.11
10	0.16	1.236	0.754	0.972(0.79)	0.600(0.80)	0
TK- 5	0.066	1.452	1.208	1.342(0.93)	1.165(0.96)	0.10
11	0.064	1.291	1.131	0.816(0.63)	0.813(0.72)	0.03
17	0.069	0.877	0.717	0.779(0.89)	0.815(1.13)	—
MY- 9	0.225	1.448	0.866	0.952(0.66)	0.615(0.71)	0.07
14	0.214	0.927	0.543	1.063(1.15)	0.699(1.29)	0.04
15	0.207	1.479	0.905	1.063(0.72)	0.695(0.76)	0.04
17	0.204	2.167	1.174	1.078(0.50)	0.560(0.48)	0.07
23	0.194	2.262	1.282	1.220(0.54)	0.696(0.54)	0.08
28	0.218	1.396	0.716	1.362(0.98)	0.725(1.01)	0.09

( ) 内の値は  $\frac{\text{提案法による安全率}}{\text{佐々木らによる安全率}}$

前章までに述べたように粘土の動的強度は様々な要因による影響を受ける。ここで得られた結果は、五日市粘土のせん断強度から求めたあくまでも試算結果であることから、まず、佐々木らの結果との比較を行う。提案法から得られた各安全率に対する佐々木らの安全率の比をとると、静的安全率は平均0.8倍、動的安全率では0.9倍となり、提案方法の安全率がいずれも低い値を示している。これは計算方法の違いのみならず、両方で使用した強度の根本的な違いが大きき理由と考えられる。提案法に用いた強度は、異方

圧密によって初期せん断応力を加えた後に非排水条件でせん断した強度であり、佐々木らの利用した推定式は一軸もしくは等方三軸試験結果に基づいた強度で、初期せん断の影響は含まれず短期の安定問題に利用されるべき強度であると考えられる。次に、動的安全率の静的安全率に対する比を低減率 $F_d/F_s$ で表し、水平震度 $K_h$ との関係を両計算法で比較したものが図6-23である。結果にややばらつきがあり提案法の低減率が少し大きいものの、ほぼ同程度の値を示しており、水平震度の大きな宮城県沖地震では、約55%の低減率となっている。すなわち、両計算法における地震外力は水平震度から与えられるため、これを幾つに設定するかにより求まる安全率の値は大きく変化することが予想される。そこで、ここで得られた動的安全率を与えるすべり面により、水平震度を変化させた計算結果の一例を図6-24に示す。いずれの事例においても水平震度の増加に伴い動的安全率は低下するが、表6-5に示したように安全率 $F_d=1$ となるときの水平震度 $K_h$ は、0.03~0.12と実測加速度による $K_h$ よりもやや小さくなっている。これは、前述したように計算した結果が必ずしも臨界円となっていないことや、動的強度の特性

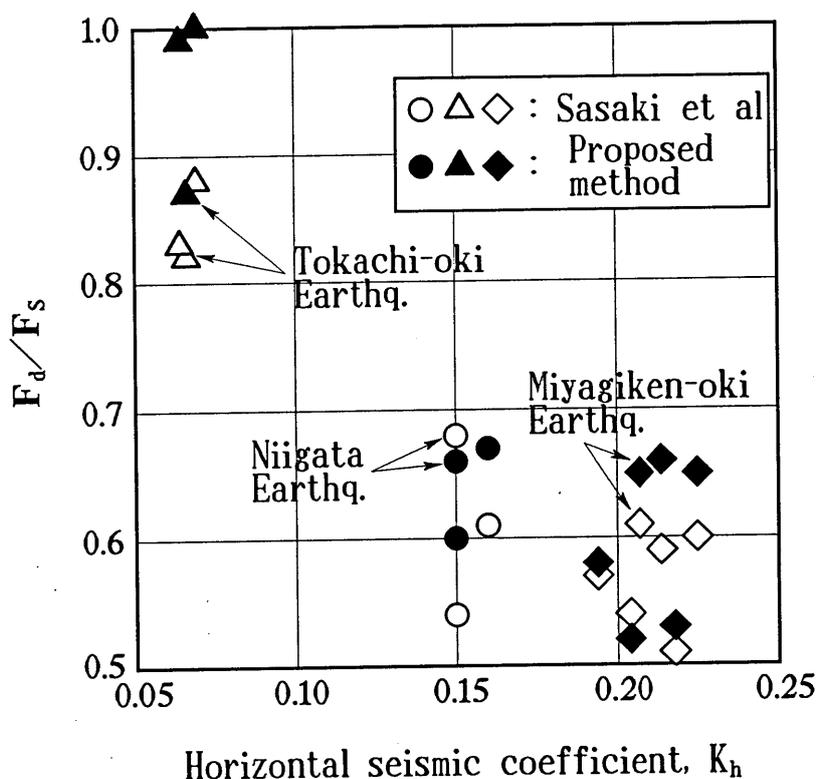


図 6 - 2 3 低減率 $F_d/F_s$ と水平震度 $K_h$ の関係の比較

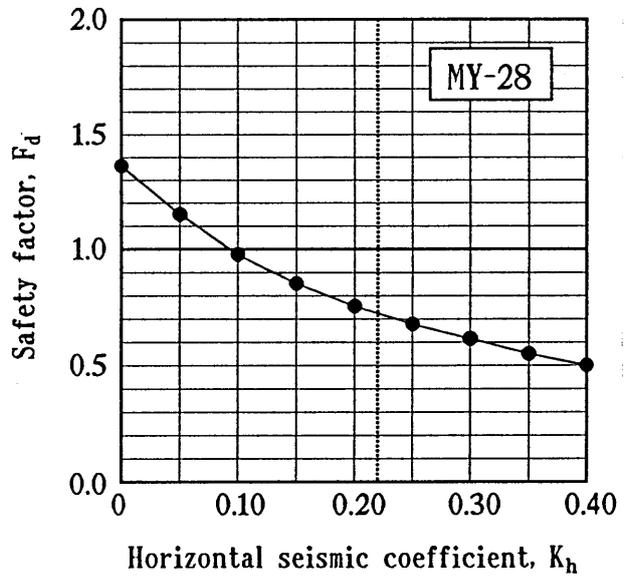
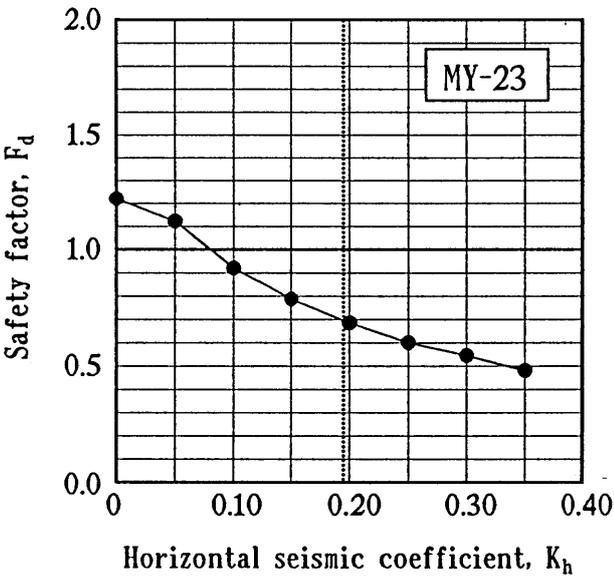
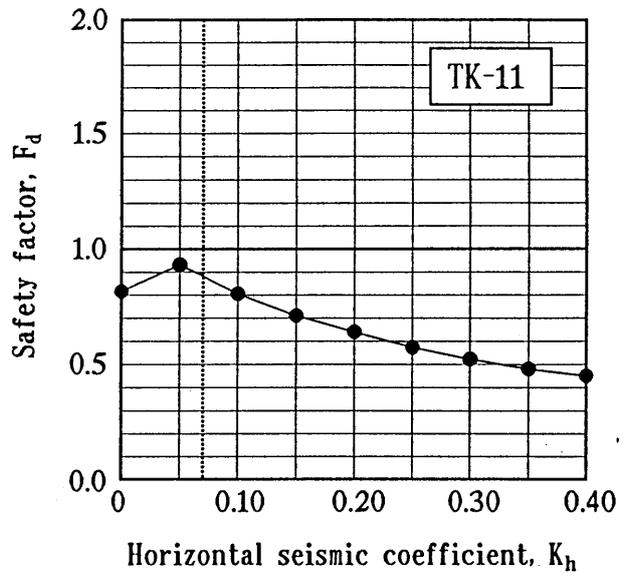
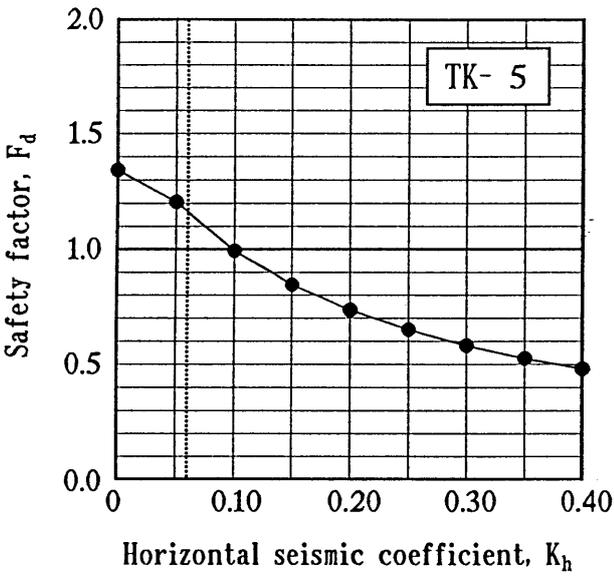
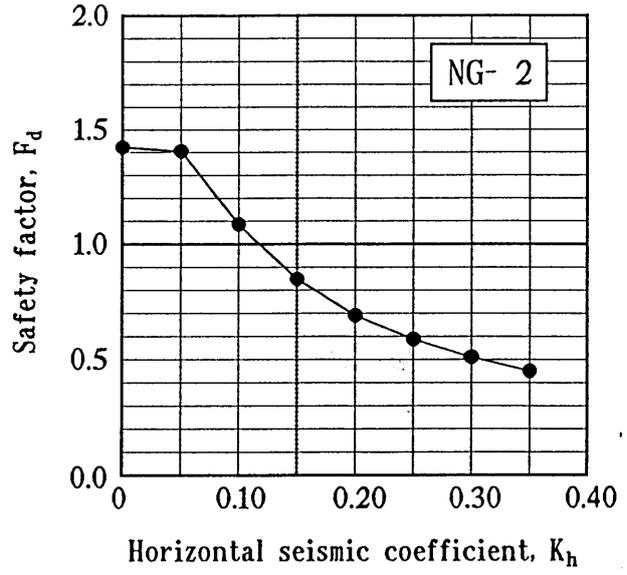
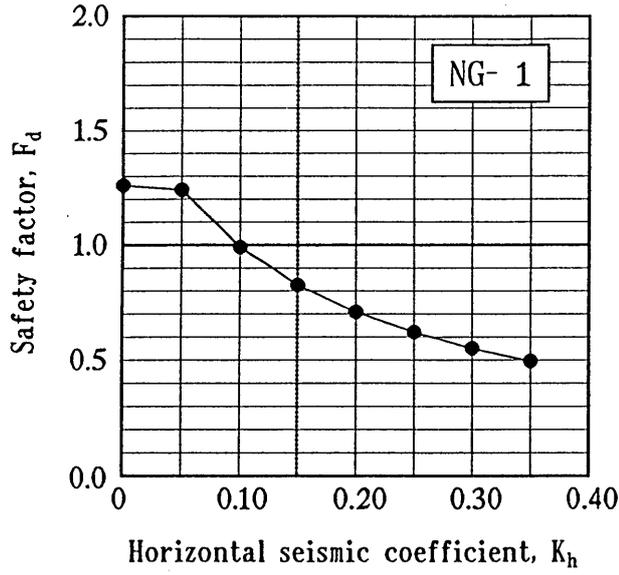


図 6 - 2 4 水平震度を変化させた計算結果の一例

によるものと考えられる。古賀ら<sup>21)</sup>は3種類の強度定数により盛土の安定解析を行い、動的強度の安全率に比較し静的有効応力強度の安全率が大きく与えられる結果となったことに対し、安定度評価基準を1に固定しなければ適用性のあることを指摘している。盛土に生ずる地震時被害の程度は、基礎地盤の特性や盛土形状のみならず、盛土材料の種類や状態、地震力の大きさや作用の仕方など多くの要因を反映したものである。したがって、提案法により得られた安全率は、排水条件で与えられる初期せん断応力の影響を含んだ全応力強度であること、対象は異なるが安定度評価基準を1に固定しないとする古賀らの指摘などを勘案し、評価する必要があると考えられる。

#### ・ 計算例 - 2

ここでは、ケーススタディとして、盛土高さ、斜面勾配をそれぞれ変化させ水平震度の違いにより得られる安全率の比較を行った。図6-25は、水平震度毎に盛土高さの違いによるのり面勾配 $\beta$ と安全率の関係を示したものである。また、図6-26は盛土高さ毎水平震度の違いによるのり面勾配と安全率の関係を示したものである。

図6-25の静的強度による結果( $K_h=0$ )では盛土高さが高くなるほど安全率は低下するが、水平震度の増加に伴いその差は少なくなり、 $K_h=0.25$ では逆に動的安全率が増加している。これは、すべり面を図6-20の $n_x$ により計算されたD点を通るよう固定したことに起因している。すなわち、ここで対象としたような一様地盤では、応力比で表される動的強度は一定であるが、上載圧の違いにより動的強度は異なるため、盛土高さの増加、つまり上載圧の増加が安全側に作用することによって安全率が大きくなったものと考えられる。また、 $K_h=0.10$ あたりからのり面勾配を変化させても、安全率は変化せずほぼ一定値を示している。この理由としてすべり面を固定したD点は、のり面勾配がきつくなるほどのり尻から離れるため円弧が大きくなり、安全率を低くする方向へ作用する。一方、上載圧の増加は安全率を高くする方向に働くため、この両効果によりプラスマイナスが相殺され一定値となったと考えられる。

以上、提案モデルを組み込んだ円弧すべり解析法を、地震による被災事例とモデルケースに適用し、水平震度を主なパラメーターとして安定計算を行った。先に述べたように盛土に生ずる地震時被害の程度は、基礎地盤の特性や地震力の大きさなど多くの要因を反映したものである。提案した解析法は、これまでに提案されている手法を拡張したもので、その有用性は確認できたと考える。また、通常「安定度の評価基準”1”に固定しないなどの方法により適用性を広げることが可能であると考えられる。

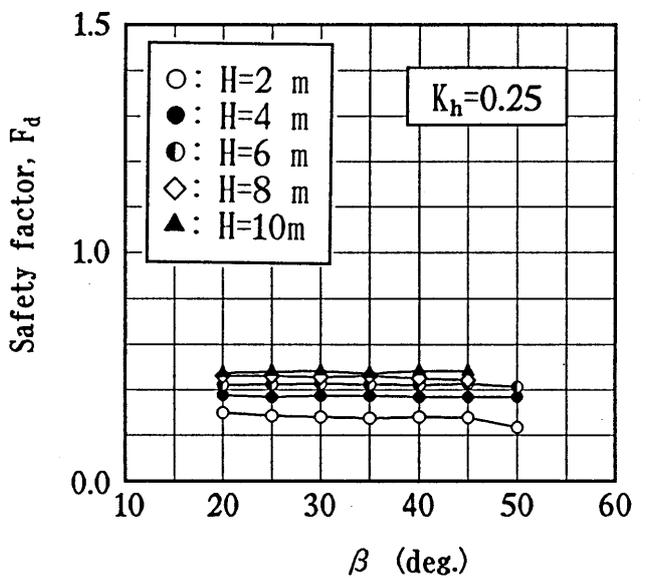
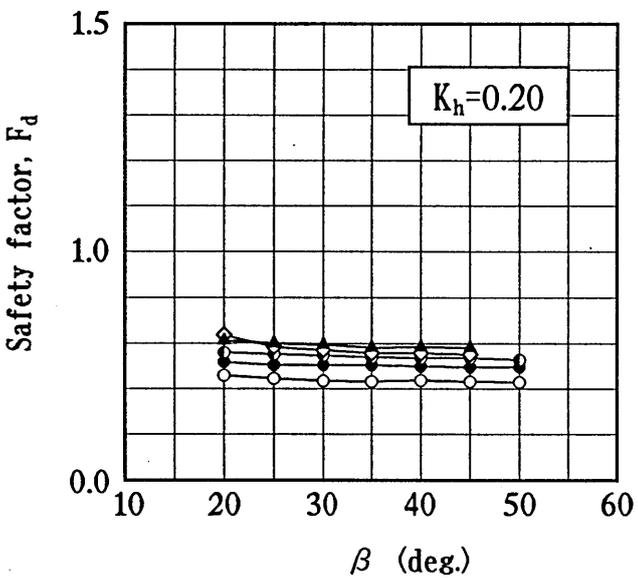
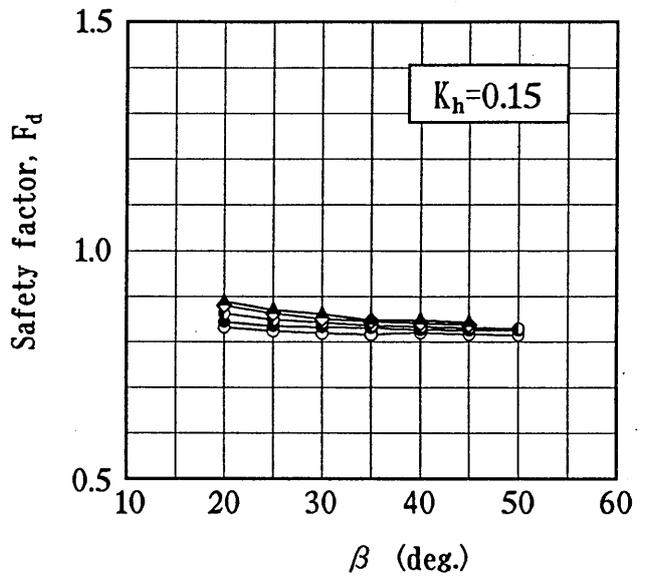
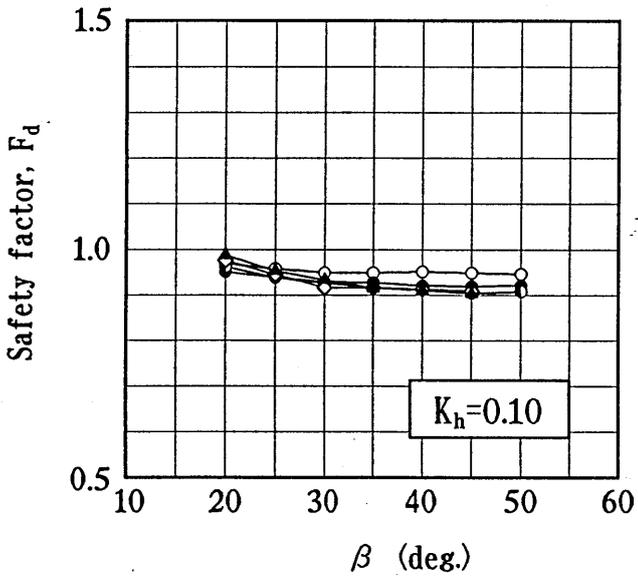
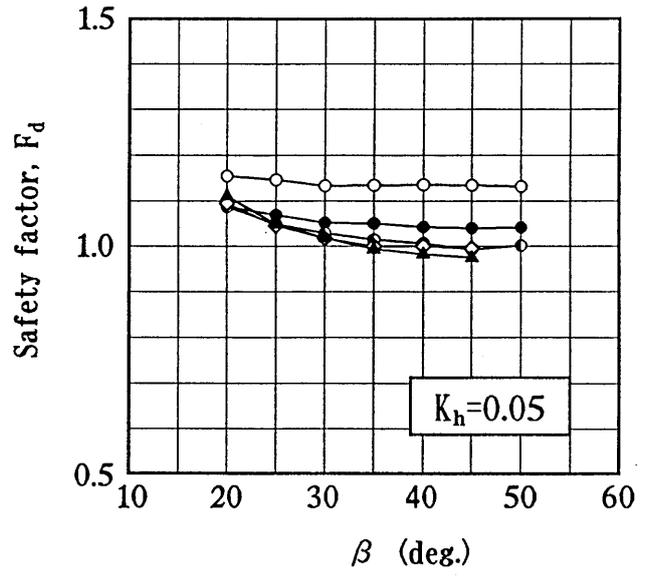
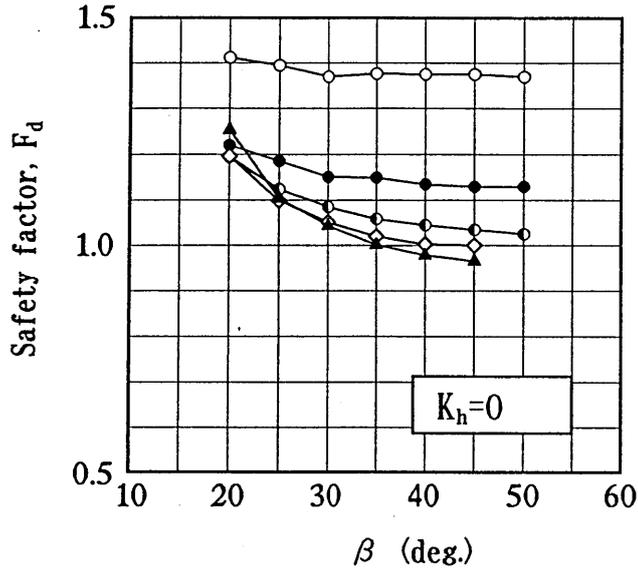


図 6 - 2 5 盛土高さの違いによるのり面勾配  $\beta$  と安全率の関係

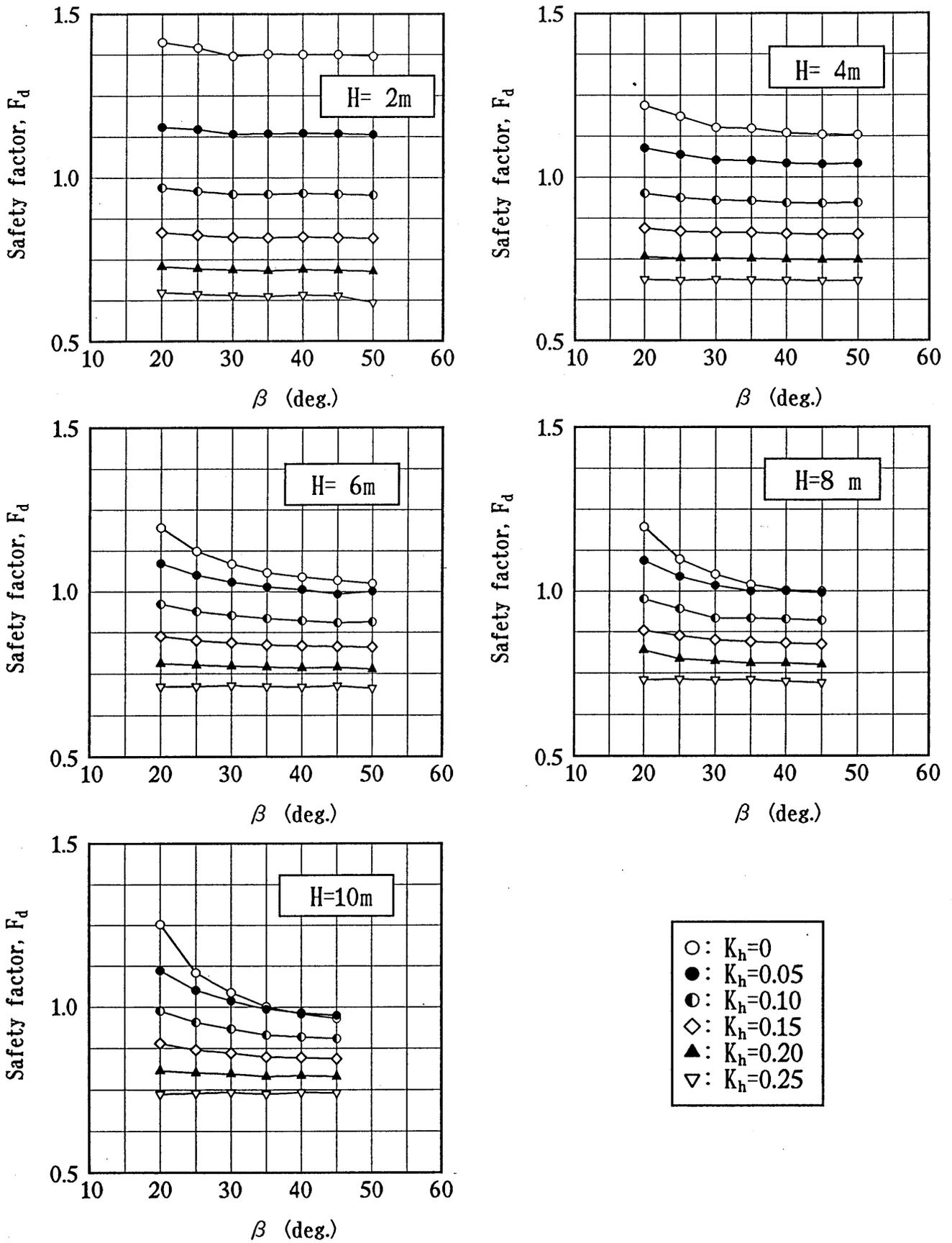


図 6 - 2 6 水平震度の違いによるのり面勾配と安全率の関係

6. 5 繰返し載荷後の再圧縮特性の評価

繰返しせん断によって累積した間隙水圧は、繰返し停止後、徐々に消散して行くことによって、供試体の体積減少を引き起こす。この現象は、斜面や構造物基礎地盤が地震、波浪、交通荷重などの繰返し荷重を受けせん断変形を生じた後、さらに、圧密沈下により変形が増大していくことを意味している。つまり、繰返し荷重を受けた地盤内要素の変形は、繰返し荷重による変形と発生した間隙水圧の消散に伴う圧密変形の重ね合わせで表されることが考えられる。この様な粘土の再圧縮特性に関する研究は、O-hara & Matsuda<sup>15)</sup> や Yasuhara ら<sup>16)</sup> により行われその定量的表現がなされているが、初期せん断応力比や過圧密比の違いに対する評価は未だ確立されていない。

ここでは、前節において提案された予測手法を、さらに粘土の再圧縮特性の評価に適用する。

図 6-27 は、この現象を  $e \sim \log p$  面上に表したものである。供試体は、有効圧密応力  $p_c$  まで正規圧密された後、非排水状態で繰返しせん断を受ける。それに伴い間隙水圧が発生し、繰返しせん断停止直後には、平均有効主応力は  $p$  まで減少する。そして、累積した間隙水圧の消散は体積減少を引き起こすと同時に有効応力の増加に転化される。この時発生した残留間隙水圧を  $\Delta u_r$  とすると、この現象により生じた再圧縮ひずみ  $\varepsilon_v$  は次式により与えられる<sup>15), 16)</sup>。

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{e}{1+e_c} = \frac{C_r}{1+e_c} \log \left( \frac{p_c}{p} \right) \\ &= \frac{C_r}{1+e_c} \log \left( \frac{1}{1 - \frac{u_r}{p_c}} \right) \end{aligned} \quad (6-32)$$

ここで、 $C_r$  は再圧縮指数である。

図 6-28 (a)、(b) は、それぞれ、正規圧密及び過圧密粘土の再圧縮ひずみ  $\varepsilon_v$  と繰返し応力載荷終了時の残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  の関係を示したものである。また、図には式(6-32)により算出された再圧縮ひずみ曲線を描いた。ここで、再圧縮指数  $C_r$ 、間隙比  $e_c$  はいずれも等方正規圧密粘土から求めた値を用いており、五日市粘土の場合、それぞれ  $C_r = 0.243$ 、 $e_c = 1.70$  であった。図から、初期せん断応力比、過圧密比の増加にともない発生する再圧縮ひずみが減少していくことが認められる。つまり、圧密履歴の大きな場合ほど、再圧密による沈下量が低下することを意味している。そして、再圧縮

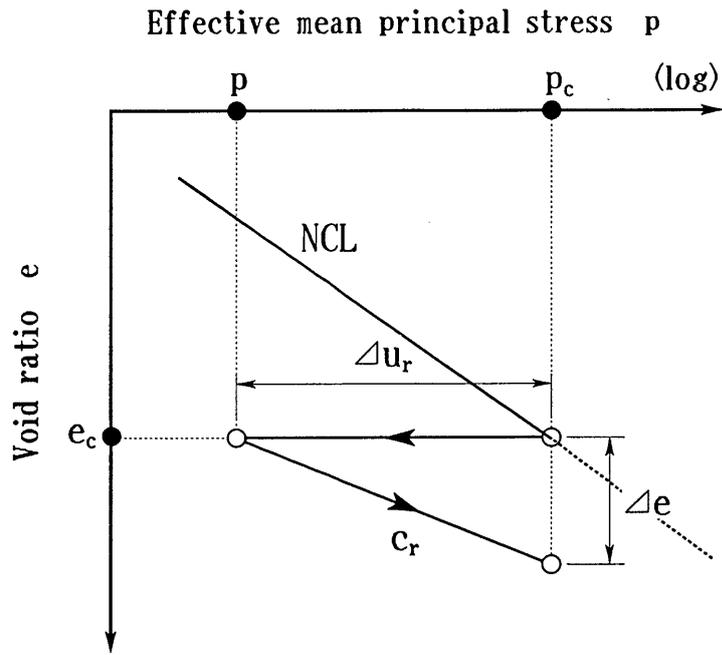
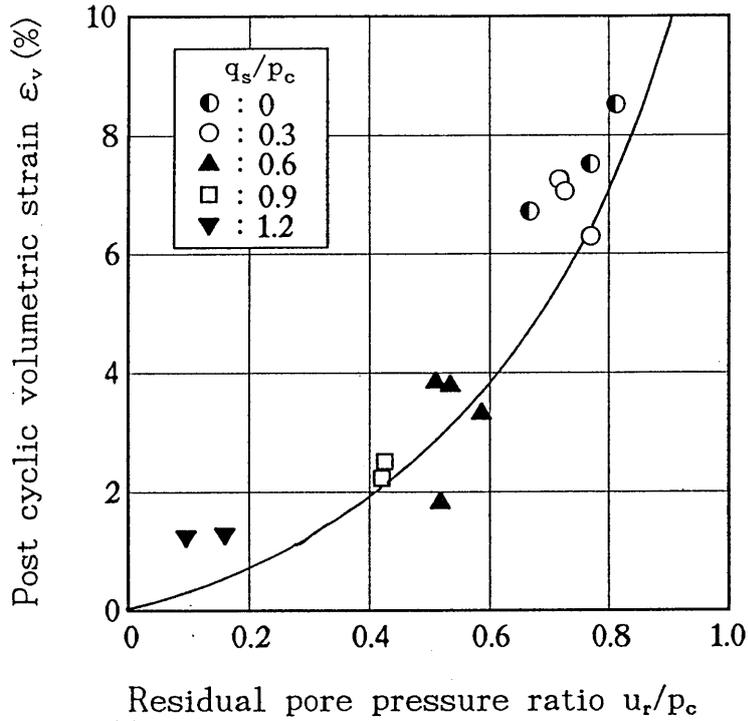


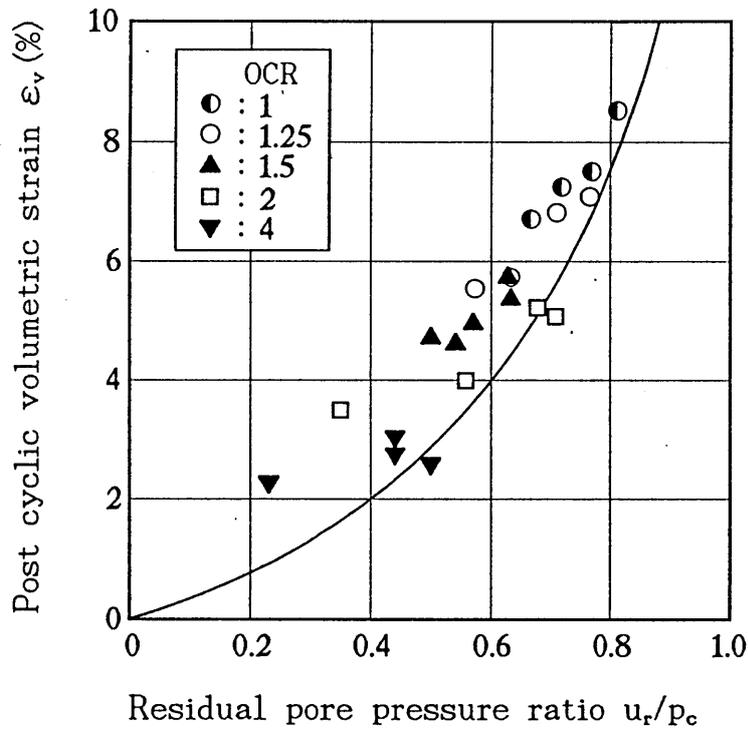
図 6 - 2 7  $e \sim \log p$  面上における再圧縮の概念

ひずみと残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  の間には一義的な関係が存在していることが分かる。また、式(6-32)の曲線は、正規圧密、過圧密いずれの場合も、再圧縮ひずみの傾向をよくとらえ、実験結果との間に良好な対応関係が存在していることから、再圧縮ひずみと残留間隙水圧比との一義的な関係を式(6-32)で表現可能であることが明かとなった。しかし、この式では任意の初期せん断応力比、過圧密比の再圧縮ひずみを特定することができないため、まだ十分なものであるとは言えない。ただ、以上のことから再圧縮ひずみは発生する過剰間隙水圧の大きさに依存して変化するので、発生する間隙水圧量が推定されれば、必然的に再圧縮ひずみを特定する事が可能になる。前節に示されたように、本研究で提案した残留間隙水圧の予測式は、任意の繰返し回数、繰返し応力、初期せん断応力比、過圧密比での残留間隙水圧を算出できるので、これによって、再圧縮ひずみを推定することが可能である。

また、破壊時の残留間隙水圧は式(6-21)で表されるので、この時の再圧縮ひずみは次式で与えられる。



( a ) 正規圧密粘土

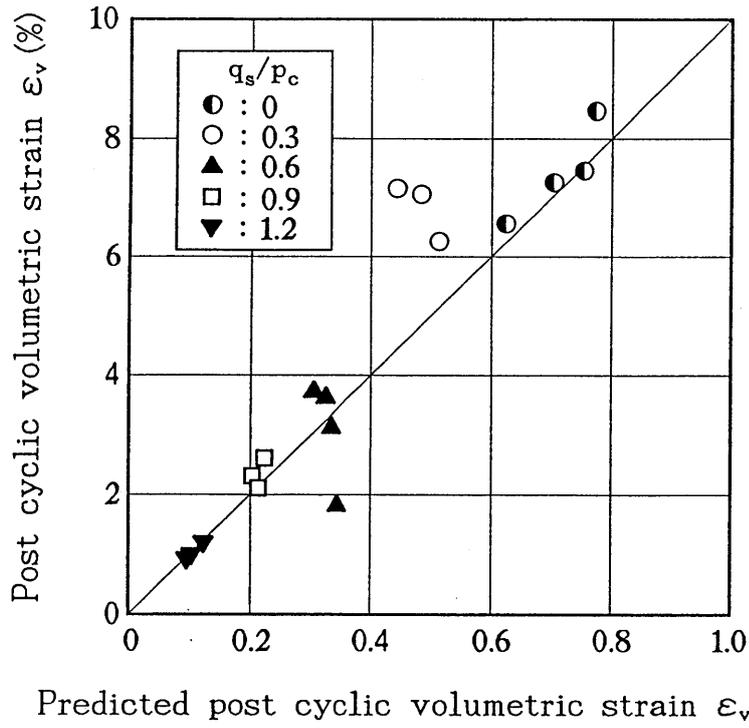


( b ) 過圧密粘土

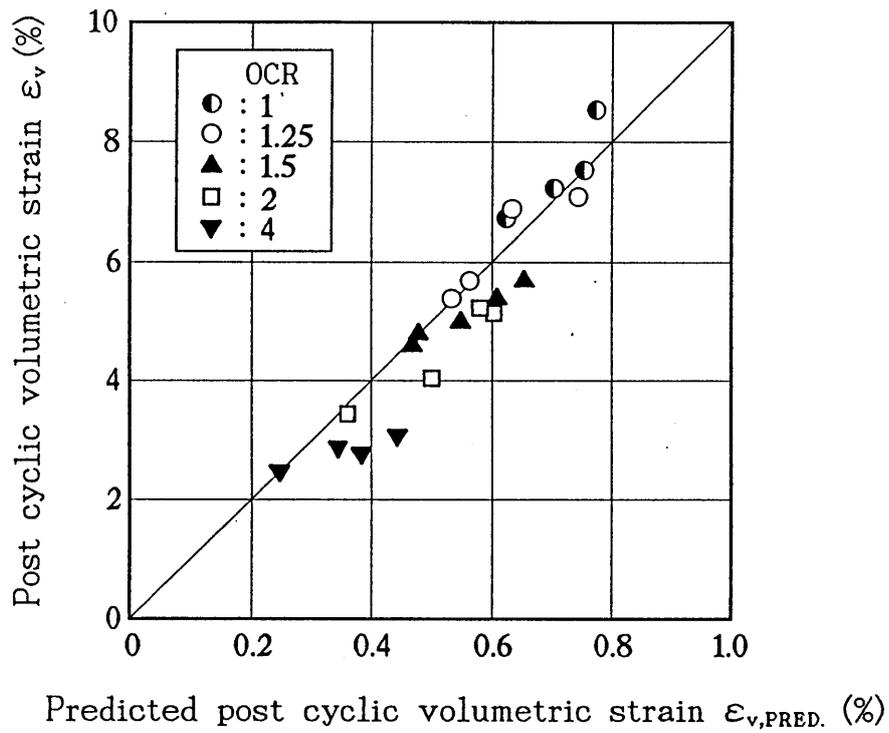
図 6 - 2 9 再圧縮ひずみ  $\epsilon_v$  と繰返し応力載荷終了時の残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  の関係

$$\varepsilon_v = \frac{C_r}{1 + e_c} \log \left( \frac{p_c}{\frac{q_{cyc} + q_s}{\zeta_f} - \frac{q_{cyc}}{3} + p_r} \right) \quad (6-33)$$

上式により算出された破壊時の再圧縮ひずみ  $\varepsilon_{v, \text{PRED}}$  と繰返しせん断により破壊した場合の再圧縮ひずみ  $\varepsilon_v$  の実験結果との関係を、正規圧密と過圧密粘土について、それぞれ図 6-30 (a)、(b) に示した。図から、予測結果と実験結果の間に良好な対応関係が存在することが認められ、本研究で提案する予測手法が、粘土の再圧縮特性の評価に対しても適用可能なことが明かとなった。ここでは、破壊した場合についてのみその結果を示したが、破壊しない場合についても同様に、本研究で提案する間隙水圧予測式を用いれば、任意の繰返し回数、繰返し応力、初期せん断応力比、過圧密比での再圧縮ひずみを推定することが可能である。



( a ) 正規圧密粘土



( b ) 過圧密粘土

図 6 - 3 1 予測された破壊時の再圧縮ひずみ  $\epsilon_{v,PRED}$  と実験値  $\epsilon_v$  との関係

6. 6 本章の要約

本章では、第 4 章、第 5 章で得られた粘土の非排水繰返しせん断特性に関する知見に基づき、繰返しせん断により発生する粘土のひずみならびに間隙水圧を予測する手法を提案し、予測結果を実験結果と比較することによってその妥当性を示した。また、この予測手法を繰返しせん断停止後の再圧縮特性に適用しひずみの評価を行った。さらに、初期せん断応力を受ける粘土の繰返しせん断特性を実際問題へ応用するため、動的強度の予測式を組み込んだ円弧すべり解析法により、地震による盛土の崩壊事例ならびにケーススタディに対し安定計算を行い、提案した解析法について検討した。以下に、本章で得られた知見をまとめて示す。

I. 粘土の非排水繰返しせん断強度の評価

- (1) 非排水繰返しせん断強度比  $\tau_{cyc}/Cu$  と繰返し回数の関係ならびには、最大非排水繰返しせん断強度比  $(\tau_{cyc} + \tau_s)/Cu$  と繰返し回数の関係は、拘束圧、過圧密比、初期せん断応力比の違いによらない 1 本の強度線で表される。さらに、五日市粘土と有明粘土では、試料の違いによらず両者の関係は一義的に表される。
- (2) 粘土における破壊の定義は研究者により幅広い解釈がなされているが、本研究においては、有効応力径路が定常状態に至った時のひずみを粘土の繰返し破壊基準とした。具体的には、等方圧密粘土では軸ひずみ両振幅  $DA = 10\%$  で、異方圧密粘土については、ピーク軸ひずみ  $\epsilon_p = 10\%$  をもって破壊を定義した。
- (3) 繰返し破壊強度  $R_f$  は、次式のように繰返し回数と初期有効応力比ならびに過圧密比により表すことが可能となった。式中の定数は、比較的試験の容易な等方正規圧密粘土から求めることができ、この式に初期有効応力比と過圧密比を与えることにより、任意の繰返し回数での粘土の繰返し破壊強度を評価することが可能である。

$$R_f \left( = \frac{q_{cyc} + q_s}{p_c} \right)_f = \kappa_{(INC)} \left( a \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \right) OCR^\alpha N^\beta$$

II. 繰返しせん断を受ける粘土の間隙水圧及び変形の予測

- (1) ひずみと間隙水圧の予測を行うために以下の定量化およびパラメーターの導入を行った。(等方正規圧密粘土の応力比は有効応力比  $\eta$  になる)

1. 繰返し破壊強度  $R_f$  の定式化…………… (6-10) 式

2. ひずみ～有効応力比関係の定式化……………(6-11), (6-12), (6-13)式
3. 応力比 $\xi^*$ の導入 ……………(6-14)式
4. 応力比 $\xi^*$ ～強度比 $R/R_r$ 関係の定式化 ……………(6-15)式
5. 間隙水圧比 $u_r/u_r$ ～応力比 $\xi^*$ 関係の定式化……………(6-18)式
6. 破壊時の間隙水圧 $u_r$ の定式化……………(6-21)式

(2) 上記の定式化により、等方及び異方正規圧密、等方及び異方過圧密粘土に対して行った予測結果は、ひずみと間隙水圧の挙動をうまく表現でき、実験結果と良好な対応関係が示された。

### Ⅲ. 繰返し三軸圧縮試験結果の土構造物の安定計算への適用

- (1) 提案した安定解析法は、これまで提案されている手法を応用したものであるが、予め円弧すべり面は固定されず、初期せん断応力比と繰返しせん断応力比を各種組み合わせることにより、安全率が最小となる円弧を探し出すことが可能である。
- (2) 地震により崩壊した盛土13ケースについて、五日市粘土の動的強度により水平震度を変化させ安定計算を行ったところ、新潟、十勝沖地震においてある程度の対応関係が認められた。

### Ⅳ. 繰返し荷重履歴後の再圧縮特性の評価

- (1) 圧密履歴の大きな場合ほど、再圧密による沈下量は低下する。また、(6-32)式により計算された再圧縮ひずみ曲線は、正規圧密、過圧密いずれの場合も実測値と良好な対応関係にある。
- (2) 本研究で提案する間隙水圧予測式を用いれば、任意の繰返し回数、繰返し応力、初期せん断応力、過圧密比での再圧縮ひずみを推定することが可能である。

参 考 文 献

- 1) 松井 保・小原秀夫・伊藤富雄：飽和粘土の力学特性に及ぼす動的応力履歴の影響，土木学会論文集，第257号，pp. 41-51, 1977.
- 2) Singh, A. and Mitchell, J.K. : General Stress Strain Time Function for Soils, Proc. ASCE, Vol. 94, SM1, pp. 21-46, 1968.
- 3) Andersen, K.H. and Lauritzsen, R. : Bearing capacity for foundations with cyclic loads, Proc. ASCE, Vol. 114, No. GT5, pp. 540-555, 1988.
- 4) 西 好一・江刺靖行・深沢：初期せん断応力を受けた飽和粘土の動的挙動，第17回土質工学研究発表会講演集，pp. 1729-1732, 1982.
- 5) Malek, A.M., Azzouz, A.S., Baligh, M.M. and Germaine, J.T. : Behavior of Foundation Clays Supporting Compliant Offshore Structures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 615-636, 1989.
- 6) 兵動正幸・村田秀一・藤井照久：初期せん断を受ける飽和砂の繰返しせん断変形の評価，第24回土質工学研究発表会講演集，pp. 801-804, 1989.
- 7) Hyodo, M., Murata, H., Yasuhuku, N. and Fujii, T. : Undrained Cyclic Shear Strength and Residual Shear Strain of Saturated Sand by Cyclic Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 3, pp. 60-76, 1991.
- 8) 兵動正幸, 山本陽一, 村田秀一, 安福規之, 杉山太宏：繰返しせん断を受ける粘土の間隙水圧及び変形の評価：第26回土質工学研究発表会講演集，pp. 787-789, 1991
- 9) Hyodo, M., Yasuhara, K. and Hirao, K. : Prediction of Clay Behaviour in Undrained and Partially Drained Cyclic Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 4, pp. 117-127, 1992.
- 10) 兵動正幸・杉山太宏・山本陽一・河田頼治：繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価，土木学会論文集，第487号、pp. 79-88, 1994, 3
- 11) Hyodo, M., Sugiyama, M., Yasufuku, N. and Murata, H. : Prediction of pore pressure and deformation of anisotropically consolidated clay during cyclic loading, Int. Conf. on Soft Soil Engineering, Guangzhou, China, 1993. 11
- 12) 杉山太宏, 兵動正幸, 河田頼治, 山本陽一, 村田秀一：繰返しせん断を受ける異方過圧密粘土の軸ひずみおよび間隙水圧の評価，土木学会第48回年次学術講演会概要集、pp. 520-521、1993.
- 13) 石原研而：土構造物の耐震設計法と現状の問題点、土と基礎、Vol. 28, No. 8, 1980.
- 14) 佐々木 康・谷口栄一・松尾 修・館山 悟：土構造物の地震被害事例、土木研究所資料、第1576号、1980
- 15) O-hara, S. and Matsuda, H. : Study on the Settlement of Saturated Clay Layer Induced by Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp. 103-113, 1988.
- 16) Yasuhara, K. and Andersen, K. H. : Recompression of Normally Consolidated Clay after Cyclic Loading, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1,

- pp. 83-94, 1991.
- 17) Hirao, K. and Yasuhara, K.: Cyclic Strength of Underconsolidated Clay, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 4, pp. 180-186, 1991.
  - 18) 大島・小西・出立・中谷：飽和粘土の非排水繰返しせん断特性，第 26 回土質工学研究発表会概要集，pp. 797~798, 1991.
  - 19) Seed, H.B. and Chan, C.K.: Clay Strength under Earthquake Loading Conditions, Proc. ASCE, SM2, pp. 53-78, 1966.
  - 20) 小川正二・山口晴幸・稲葉茂：初期圧密状態の異なる飽和粘土の動的性質，第 9 回土質工学研究発表会講演集，pp. 343-346, 1974.
  - 21) Malek, A. M., Azzouz, A. S., Baligh, M. M. and Germaine, J. T.: Behavior of Foundation Clays Supporting Compliant Offshore Structures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 615-636, 1989.
  - 22) Petterson, K.E.: The early history of circular sliding surfaces, Geotech., No. 5, pp. 275~296, 1956.
  - 23) Bishop, A.W.: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotech, Vol. 5, pp. 7~17, 1955
  - 24) Janbu, N.: Earth pressure and bearing capacity calculation of by Generalized Procedure of Slices, The 4th ICSMFE, Vol. 2, pp. 207~212, 1957
  - 25) Morgenstern, N.R. and Price, V.E.: The analysis of stability of general slip surfaces, Geotech, Vol. 15, pp. 79~93, 1965.
  - 26) 松尾 修・古賀泰之：震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察（その 2）、第 41 回土木学会年次学術講演会概要集，Ⅲ，pp. 27~28, 1986.
  - 27) 古賀泰之・松尾 修・唐沢安秋：日本海中部地震における被災盛土の安定解析、土木技術資料 28-2、1986.
  - 28) 谷口栄一・久保田哲也・桑原徹郎：長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊、土と基礎、Vol. 33, No. 11, pp. 59~66, 1985.
  - 29) 初倉克幹・安田 進・榊 裕介：長野県西部地震での被災例に基づいた斜面崩壊予知手法の検討、土と基礎、Vol. 33, No. 11, pp. 41~46, 1985.
  - 30) 藤井照久・兵動正幸・杉山太宏・河田頼治：初期せん断応力下における粘性土地盤の地震時安定解析、第 28 回土質工学研究発表会概要集，pp. 1031~1032, 1993.
  - 31) 岩崎敏男、若林 進、常田賢一：加速度記録の統計解析、土木技術資料、Vol. 20, No. 4.
  - 32) 河上房義：土質力学 第 5 版、pp. 186、1988.

## 第 7 章 結 論

本論文は、基礎的研究という立場から、粘土の非排水繰返しせん断特性に与える物理特性（塑性指数）、初期応力状態（有効拘束圧、過圧密比、初期せん断応力、応力履歴）、外的荷重条件（繰返し回数、周波数）の影響について実験的に検討することを主目的とした。特に初期せん断応力の影響については、粘土の動的問題が支持力問題に帰着すると考え、砂の挙動と比較しながら詳細に検討を行った。また、実験により明らかになった挙動を統一的に評価できる予測手法を提案を提案しその妥当性について示した。以下に、各章で得られた成果をまとめて示し、本論文の結論とする。

### 第 1 章 序 論

粘土に関する従来 of 諸研究を概観し、研究の現状と問題点を整理するとともに、本研究の背景、位置づけならびに検討課題や着眼点を明確にした。

### 第 2 章 試料・実験方法・試験条件

本研究が実験に基づいた基礎的研究であることを受け、本章では試験に供した粘土試料（五日市粘土、五日市粘土 B、広島粘土、有明粘土）の物理特性を示しその特徴を明らかにした。また、使用した試験装置の特徴ならびに試験方法について説明した。さらに、各試料毎に行ったすべての試験条件を示すことにより、検討条件との対応を明確にした。

### 第 3 章 粘土の非排水せん断挙動

粘土の非排水せん断特性を把握するために、正規圧密及び過圧密された粘土に対し非排水三軸試験を実施した。正規圧密粘土については、拘束圧及び初期せん断応力を、過圧密粘土については、過圧密比を種々に変化させており、いずれもひずみ速度 0.1%/min で圧縮伸張せん断が加えられた。これらの試験結果に基づき検討を行い、以下に示す知見が得られた。

#### I. 等方正規圧密粘土の非排水せん断特性

(1) 室内で再構成された粘土が正規圧密状態になるためには、その圧密降伏応力の 4

倍以上の圧密応力が必要である。

- (2) 正規圧密状態にある粘土の、軸差応力比 $q/p_c$ と軸ひずみ $\varepsilon_s$ の関係は拘束圧に依存しない。

## II. 過圧密粘土の非排水せん断特性

- (1) 軸差応力は、圧縮伸張とも軸ひずみ $\varepsilon_s = 10\%$ 付近において最大値に達する。
- (2) 過圧密比が2以下の粘土は、載荷初期において正のダイレイタンスー特性を示すがひずみの増大とともに負のダイレイタンスー特性が卓越する。一方、過圧密比が2よりも大きくなると常に正のダイレイタンスー特性を示す。また、過圧密比が高くなるほど正のダイレイタンスー効果は顕著になる。
- (3) 非排水せん断強度比 $(C_u(OC)/p_c)/(C_u(NC)/p_c)$ と過圧密比OCRの間には、両対数上で直線的増加傾向があり、五日市粘土では圧縮伸張の違いによらず一本の直線で表せる特徴がある。
- (4)  $p-q$ 面上で圧縮側の限界状態線は、正規圧密と同じ原点を通る直線で表されるが、伸張側においては正規圧密とその勾配が等しく、粘着項を有する直線で表される。
- (5) セメンテーションにより構造の発達した疑似過圧密不攪乱粘土の有効応力経路は、再構成の粘土とは異なり圧縮、伸張とも正規圧密での限界状態線を大きく飛び出し特に伸張側においてその傾向が著しく現れる。

## III. 異方圧密粘土の非排水せん断特性

- (1) 圧縮側の非排水せん断強度 $C_u$ は初期せん断応力比 $\eta_s (= q_s/p_c)$ の増加とともに増大する。伸張側においては、初期せん断応力比 $\eta_s$ の違いによらず $C_u$ は一定である。
- (2) 圧縮せん断により発生する間隙水圧比 $u_d/p_c$ は初期せん断応力比 $\eta_s$ の増加にともない減少する。一方、伸張せん断により発生する間隙水圧比 $u_d/p_c$ は、初期せん断応力比 $\eta_s$ の増加にともない増大する。

## 第 4 章 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす諸要因

粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす載荷速度（周波数）、塑性指数、圧密履歴の影響を明らかにすることを目的に、水平地盤を想定した等方圧密状態下で周波数、拘束圧、過圧密比を変化させた側圧一定、対称両振りの非排水繰返し三軸試験を行い、その結果に基づき詳細な検討を行った。以下に得られた知見をまとめて示す。

### I. 非排水繰返しせん断特性に及ぼす周波数の影響

- (1) 正規圧密粘土に対し 4 種類の周波数 ( $f=0.1, 0.05, 0.02, 0.01\text{Hz}$ ) で試験を行った。繰返し応力比が等しい場合、軸ひずみ両振幅  $DA$  ならびに残留間隙水圧比  $u_r/p_c$  ともに急速載荷 ( $f=0.1, 0.05\text{Hz}$ ) と緩速載荷 ( $f=0.02, 0.01\text{Hz}$ ) でそれぞれ異なった挙動を示し、急速載荷より緩速載荷の方が残留間隙水圧比、軸ひずみ両振幅とも少ない繰返し回数で大きな上昇量となる。
- (2) 各サイクルにおける軸ひずみ両振幅  $DA$  と繰返し応力ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  の間には、圧縮、伸張のどちら側においても繰返し応力の大きさや繰返し回数、周波数の違いによらない一義的な関係が存在する。
- (3) 粘土の非排水繰返し強度は、周波数の違いにより変化する領域としない領域とがあり、周波数の遅いものほど低くなる。一般に言われているように繰返し強度に与える周波数依存性が五日市粘土および有明粘土についても確認された。
- (4) 繰返し第一波目の有効応力経路のを比較から、急速載荷 ( $f=0.1, 0.05$ ) では間隙水圧の発生が鈍く、全応力経路に沿うような経路を描き、さらに、繰返しせん断終了後の供試体内の含水比分布のばらつきは大きくなる。この周波数では、供試体内の間隙水圧分布は不均一である可能性があり、その要素性に重点をおけば、 $f=0.02\text{Hz}$  以下の低周波数を用いる必要がある。

## II. 物理特性の影響

- (1) 塑性指数の異なる粘土の変形は、塑性指数が低いものほど伸張側へ大きく現れる。このことは塑性指数が低くなるほど圧縮せん断に強く、伸張せん断に弱い異方性の構造を持つことを示唆している。
- (2) 同程度の繰返し応力比における残留間隙水圧比ならびに軸ひずみ両振幅は、塑性指数が低いほど載荷当初からの間隙水圧の発生量が多く、最終的な値も、より初期有効拘束圧に近いところまで上昇する。また、軸ひずみは、より少ない繰返し回数で上昇していく傾向がある。

## III. 圧密履歴の影響

- (1) 過圧密粘土の有効応力経路は、載荷初期において正のダイレイタンスの発生により有効応力が一旦増加し、その後、徐々に減少して行き最終的に定常な曲線をたどる形になる。また、載荷初期における膨張傾向は過圧密比の高いものほど顕著である。
- (2) 正規圧密粘土の軸ひずみ両振幅とピーク有効応力比の間には、繰返しせん断応力

の大きさや繰返し回数に関係なく一義的な関係が存在する。一方、過圧密粘土では粘着力の効果を取り入れた修正有効応力比を用いたところ、軸ひずみ両振幅との間に繰返し応力の大きさや繰返し回数に依らず一義的な関係が成立する。

- (3) 過圧密粘土の繰返しせん断強度は圧密経路には依存せず過圧密比に依存して変化し、過圧密比が高いほど強度は大きくなる。
- (4) 本研究で用いた五日市粘土の場合、不攪乱試料と再構成試料は互いにほぼ等しい非排水繰返しせん断強度を有する。

## 第 5 章 初期せん断を受ける粘土の非排水繰返しせん断特性

本章では、構造物や盛土の基礎地盤において繰返し荷重を受ける土要素を想定し、初期せん断を受ける粘土の非排水繰返しせん断特性を明らかにするために、正規圧密粘土ならびに過圧密粘土に対し初期せん断応力を種々に変化させた非排水繰返し三軸試験を行った。ここで、粘土供試体の要素性を満足させるために、周波数はすべての試験で  $f=0.02\text{Hz}$  とした。また、全体を通して兵動らにより行われた豊浦砂での試験結果と対比することにより、初期せん断を受ける粘土と砂の繰返しせん断挙動の違いについて検討した。以下に、得られた知見をまとめて示す。

### 1. 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動

- (1) 正規圧密粘土の有効応力径路は、繰返し応力載荷開始と同時に同じ勾配を保ちながら繰返し回数の増加とともに左へ移動し、最終的に定常な状態に至るまで連続的に減少する。一方、過圧密粘土では、特に載荷初期において正のダイレイタンスの影響が現れるものの、その後は徐々に減少していき定常な状態に至る。この時、いずれの有効応力経路においても圧縮側の静的試験より得られた限界状態線を大きく飛び出している。
- (2) 初期せん断を受けた粘土の変形は、繰返し回数の増加に伴い初期せん断を受けた方向に蓄時残留していく挙動を示し、繰返し応力最大時におけるひずみと残留時点のひずみに有為な差は認められない。また、粘土と砂の応力～ひずみならびに軸ひずみと繰返し回数の関係により双方の変形挙動について比較したところ、応力反転のない繰返しせん断応力を受ける場合には、ひずみの発達に大きな違いが認められ、粘土は砂よりも変形量が大きく不安定な状態となることが推察される。
- (3) 初期せん断応力を受ける粘土の非排水繰返しせん断挙動は、過圧密比が高くなる

ほど等方過圧密粘土と同様、正のダイレイタンス特性が顕著に現れるが、正規圧密粘土と過圧密粘土の変形および破壊形態は非常によく似ている。すなわち、過圧密履歴の影響は載荷初期において顕著に現れるが、繰返し回数の増加による繰返し効果によってその影響は薄れていくものと考えられる。

- (4) 初期せん断応力および繰返し応力が大きいほど、ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  は少ない繰返し回数で上昇する傾向を示す。また、残留間隙水圧は緩やかに上昇し、その量は減少していく。また、いずれも応力反転が大きくなると急激な上昇傾向を示すようになる。これらのことから、間隙水圧と軸ひずみは、応力反転の有無や初期せん断応力ならびに繰返し応力の大きさの違いにより、大きく影響されることがわかる。
- (5) ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p$  とピーク有効応力比  $\eta_p$  で整理すると、ばらつきが大きく明瞭な関係が見い出せなかった。そこで、等方過圧密粘土と同様に粘着項を考慮したピーク修正有効応力比  $\xi_p$  により再整理したところ、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  や繰返し応力比  $q_{e,y,c}/p_c$  ならびに過圧密比の違いによらず、両者には一義的な関係が見いだされた。

## II. 異方圧密粘土の非排水繰返しせん断強度特性

- (1) 粘土と砂の繰返しせん断強度を等方圧密状態で比較すると、粘土の方が約 2 倍程度の強度を有する。しかし、初期せん断応力が作用すると、繰返し応力比  $q_{e,y,c}/p_c$  で整理した粘土の繰返しせん断強度は、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の増加とともに緩やかに減少していくが、砂では逆に、相対密度の違いによらずほぼ一定の割合で増加する。この結果を実地盤に対応させて考えると、初期せん断応力が大きく作用する粘土地盤ほど地震あるいは波浪などの繰返し外力に対する抵抗力が減少することになり、構造物や盛土の基礎地盤においては砂よりもむしろ粘土の方がより危険な状態で注意を要することを示唆したものと考えられる。
- (2) 最大繰返し応力比  $(q_{e,y,c} + q_s)/p_c$  を用いて整理した場合の繰返し強度は、初期せん断応力比  $q_s/p_c$  の増加に対して直線的に増加する傾向がある。また、この直線の勾配は繰返し回数の違いによらず一定である。砂では、 $q_{e,y,c}/p_c$  で整理した結果から、この勾配がさらに大きくなることが推察される。

## 第 6 章 繰返しせん断時のひずみおよび間隙水圧のモデル化

本章では、第 4 章、第 5 章で得られた粘土の非排水繰返しせん断特性に関する知見に基づき、繰返しせん断により発生する粘土のひずみならびに間隙水圧を予測する手法を提案し、予測結果を実験結果と比較することによってその妥当性を示した。また、この予測手法を繰返しせん断停止後の再圧縮特性に適用しひずみの評価を行った。さらに、初期せん断応力を受ける粘土の繰返しせん断特性を実際問題へ応用するため、動的強度の予測式を組み込んだ円弧すべり解析法により、地震による盛土の崩壊事例ならびにケーススタディに対し安定計算を行い、提案した解析法について検討した。以下に、得られた知見をまとめて示す。

### I. 粘土の非排水繰返しせん断強度の評価

- (1) 非排水繰返しせん断強度比  $\tau_{cyc}/Cu$  と繰返し回数の関係ならびには、最大非排水繰返しせん断強度比  $(\tau_{cyc} + \tau_s)/Cu$  と繰返し回数の関係は、拘束圧、過圧密比、初期せん断応力比の違いによらない 1 本の強度線で表される。さらに、五日市粘土と有明粘土では、試料の違いによらず両者の関係は一義的に表される。
- (2) 粘土における破壊の定義は研究者により幅広い解釈がなされているが、本研究においては、有効応力径路が定常状態に至った時のひずみを粘土の繰返し破壊基準とした。具体的には、等方圧密粘土では軸ひずみ両振幅  $DA = 10\%$  で、異方圧密粘土については、ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p = 10\%$  をもって破壊を定義した。
- (3) 繰返し破壊強度  $R_f$  は、次式のように繰返し回数と初期有効応力比ならびに過圧密比により表すことが可能となった。式中の定数は、比較的試験の容易な等方正規圧密粘土から求めることができ、この式に初期有効応力比と過圧密比を与えることにより、任意の繰返し回数での粘土の繰返し破壊強度を評価することが可能である。

$$R_f \left( = \frac{q_{cyc} + q_s}{p_c} \right)_f = \kappa_{(INC)} \left( \alpha \left( \frac{q_s}{p_c} \right) + 1 \right) OCR^\beta N^\beta$$

### II. 繰返しせん断を受ける粘土の間隙水圧及び変形の予測

- (1) ひずみと間隙水圧の予測を行うために以下の定量化およびパラメーターの導入を行った。(等方正規圧密粘土の応力比は有効応力比  $\eta$  になる)
  1. 繰返し破壊強度  $R_f$  の定式化…………… (6-10) 式
  2. ひずみ～有効応力比関係の定式化…………… (6-11), (6-12), (6-13) 式

3. 応力比 $\xi^*$ の導入 …………… (6-14)式
4. 応力比 $\xi^*$ ～強度比 $R/R_c$ 関係の定式化 …………… (6-15)式
5. 間隙水圧比 $u_r/u_c$ ～応力比 $\xi^*$ 関係の定式化…………… (6-18)式
6. 破壊時の間隙水圧 $u_r$ の定式化…………… (6-21)式

(2) 上記の定式化により、等方及び異方正規圧密、等方及び異方過圧密粘土に対して行った予測結果は、ひずみと間隙水圧の挙動をうまく表現でき、実験結果と良好な対応関係が示された。

### Ⅲ. 繰返し三軸圧縮試験結果の土構造物の安定計算への適用

- (1) 提案した安定解析法は、これまで提案されている手法を応用したものであるが、予め円弧すべり面は固定されず、初期せん断応力比と繰返しせん断応力比を各種組み合わせることにより、安全率が最小となる円弧を探し出すことが可能である。
- (2) 地震により崩壊した盛土 13 ケースについて、五日市粘土の動的強度により水平震度を変化させ安定計算を行ったところ、新潟、十勝沖地震においてある程度の対応関係が認められた。

### Ⅳ. 繰返し荷重履歴後の再圧縮特性の評価

- (1) 圧密履歴の大きな場合ほど、再圧密による沈下量は低下する。また、(6-32)式により計算された再圧縮ひずみ曲線は、正規圧密、過圧密いずれの場合も実測値と良好な対応関係にある。
- (2) 本研究で提案する間隙水圧予測式を用いれば、任意の繰返し回数、繰返し応力、初期せん断応力、過圧密比での再圧縮ひずみを推定することが可能である。



謝 辞

本研究は、著者が山口大学大学院博士過程に在学中の研究成果をまとめたものです。本研究の遂行にあたって多くの先生方から温かい御指導ならびに御助言を賜りました。さらに、本論文をまとめあげることができるまでには、多くの方々にお世話になり、御支援と御助力を賜りました。

山口大学工学部教授 村田秀一先生には、本研究を進めるにあたって懇切な御教示を仰ぎ、終始変わらぬ御指導と御鞭撻を賜りました。先生の厳しくも温かいお言葉や叱咤激励に著者はとても励まされ、刺激を受け、勇気づけられました。先生の熱意ある御指導により本論文をまとめあげることができ、ここに深甚の謝意を表す次第です。さらに、先生には日頃から折りにふれ研究者としてまた人としての在り方を、先生の示唆に富んだ研究理念や人生観を交え御教示して戴きました。今後は、研究者として本論文を一つのステップに、より一層の研鑽を積み、また、メリハリのある生活を送れるよう努力していきたいと思っております。

山口大学工学部助教授 兵動正幸先生には、本研究の全般にわたり直接的に数多くのご教示を仰ぎ、常に的確な御助言と御指導を賜りました。先生には幾度も長時間の議論やお話をして戴きました。これは、著者にとってたいへん刺激的で新鮮なもので、その都度書き留めたメモが、研究を進める上でたいへん役立ちました。このように本論文をまとめることができましたのも、先生の辛抱強い御指導と的確なアドバイスのおかげであると、心より感謝の意を表します。さらに、研究面のみならず常日頃から公私にわたり多くの御指導と心温まる励ましを何度となく賜りました。今後は、先生の研究に対する情熱と厳しい姿勢をお手本に、また、目標により一層努力して参りたいと思っております。今後とも御指導の程、よろしくお願い申し上げます。

九州大学工学部助教授 安福規之先生（前山口大学工学部講師）には、直接的あるいは間接的に終始変わらぬ温かい御指導と御鞭撻を賜りました。研究面、生活面の全てにおいて著者の相談に快く応じて下さり、いつもの的確でわかりやすいアドバイスを与えて戴きました。著者が色々な事情で悩んだり迷ったりしているときには、辛抱強く話を聞いて下さり、親身になって相談にのって戴き、また励まして下さいました。先生の研究に対する姿勢と着実に成果を挙げられる研究への取り組み方は、著者の手本となるものです。また、先生の気さくなお人柄と細やかな御配慮により、山口大学での充実した研

究ならびに生活を送ることができました。心から感謝の意を表しますとともに、厚く御礼申し上げます。著者にとって安福先生は、先生であり、先輩であり、頼りになるお兄さんの様でもあります。

山口大学工学部教授 三浦房紀先生、浜田純夫先生、同助教授 松田 博先生には、本論文の内容について御指導ならびに御討議を仰ぐとともに、不備な事項についても適切な御指導を頂きました。ここに、あわせて深甚の謝意を表す次第です。

東海大学工学部教授 赤石 勝先生には、卒業研究、修士課程と決して勤勉な学生であったとは言えない著者に対し、根気よく気長に終止変わらぬ温かい御指導を賜りました。社会人になってからも折りにふれ公私にわたり温かい御教示と激励を賜り、研究者として進む道を与えて戴きました。今日の著者があるのもひとえに先生のおかげであると確信すると同時に、ここに深く感謝の意を表します。また、先生の実験に対する厳しい取り組み方や研究に対する真摯で情熱的な姿勢は、著者の憧れでありまた目標とするところです。今後は、先生の研究理念でもある実際の設計や施工に役立つ研究成果が挙げられるよう一層の研鑽を積んでいきたいと思いをします。

山口大学工学部技官 山本修三氏には、実験装置の扱い方や実験に関する数多くのことを御教示して戴きました。山本氏の知識の豊富さと手先の器用さには、常に驚かされまた著者にとっては憧れでした。粘土の供試体が実験に追いつかず困っているとき、CBRモールドを結合させあつという間に予圧密装置を作って戴いたことなどは、今も強く印象に残っており、氏の実験や研究に対する厳しい姿勢は、著者が見習うべきものです。また、生活面においても気さくに相談にのって戴きました。ここに、深く感謝の意を表します。

東海大学工学部教授 稲田倍穂先生には、大所高所から終始温かい御指導を賜り、心より感謝と敬意を表します。先生の経験に基づいたお話は、著者にとってたいへん刺激的でした。

全員のお名前を挙げることはできませんが、山口大学工学部社会建設工学科ならびに東海大学工学部土木工学科の諸先生、教職員の方々からは本研究をまとめるにあたり、数々の便宜を図って頂きました。厚く感謝の意を表します。

鹿児島工業高等専門学校助教授 岡林 巧先生には、訪問研究員として山大に来られている内の数カ月間でしたが、先生の優しく気さくなお人柄から公私にわたり何かと相談にのって戴き、楽しい研究生活を過ごさせて戴きました。今思い返しますと一年以上

御一緒させて戴いたような錯覚さえ覚えます。先生の研究と実験にかける熱意は、著者のみならず学生にも大いに刺激となり、先生が実験室に来られると活気ある実験室がより活気づいたことを思い出します。今後ともどうぞよろしくお願い申し上げます。

日本国土開発（株）四宮圭三氏は、研究室において博士後期課程の同期生であり、研究に、学業に、仕事にと何かにつけて気軽に相談にのって戴きました。四宮氏の黙々と研究に取り組む姿勢に触発され、著者も有意義な研究生活を送ることができ、また、共に勉強できたことにより、仕事や研究に対する視野を広げることができました。さらに、四宮氏が在京中は、快く寄宿させて戴きました。ここに深く感謝の意を表します。

復建調査設計（株）藤井照久氏には、本論文中の安定計算を行う上で、多大なる御協力と御教示を賜りました。厚く御礼申し上げます。

本研究を具体的に進めるにあたり、山口大学地域開発研究室の修了生・卒業生ならびに在学生の諸氏には、大変お世話になりました。なかでも、山本陽一氏（現 三井建設技術研究所）、河田頼治氏（現 大本組）、丸山浩史氏（現 ハザマ）、常森達矢（現 セトラコンサルタント）、杉本哲郎氏（現 青木組）、河原弘明氏（博士前期課程に在籍中）、神垣勝弘氏（現 応用地質）、米村公貴氏、川手伸哉氏（博士前期課程に在籍中）には、本研究の進展に多大の貢献を仰ぎ、実験、データ整理、解析、図表作成にわたって惜しみない協力を頂きました。また、中田幸男氏（博士後期課程に在籍中）には、公私にわたり相談相手になって戴きました。ここに、心から感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、著者が平成6年3月まで在籍しておりました（株）オオバ土木設計一部兼土木設計二部 宮下博一部長、同 土木計画部 勝部富士夫部長をはじめ同部の皆様には、研究への御理解と多くの御支援を賜りました。特に、土木計画部土木計画一課の皆様には、終始温かい励ましのお言葉を頂戴いたしました。ここに記して、これら多くの方々に心から感謝の意を表します。

御縁あって、山口大学博士後期課程入学し、こうして学位論文をまとめることができました。著者にとって地盤工学研究室に籍を置き研究できたことは、大きな財産であり、また誇りでもあります。今後は、この論文をステップに広い視野に立ち、大学人としてまた人として真摯により一層の努力を積んでいこうと思います。

最後に私事で恐縮ですが、今日に至るまで温かい励ましを与えて下さった岩崎家、杉浦家の皆様には心から感謝の意を表すと共に、これまで変わることなく物心両面にわたり、常に支援してくれた両親と兄弟に深く感謝し、結びとします。

