

リングせん断試験による
土の残留強度に関する基礎的研究

1998年3月

鈴木素之

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	4
1.2.1 残留強度の概念と定義	4
1.2.2 残留強度の測定法	8
1.3 本論文の内容と構成	12
第1章 参考文献	14
第2章 土の工学的指標による残留強度特性の評価	17
2.1 序説	17
2.2 土粒子の物理的性質と残留強度の関係	20
2.2.1 粘土含有量	20
2.2.2 砂分含有量	22
2.2.3 礫分含有量	22
2.3 間隙水の化学的性質と残留強度の関係	25
2.3.1 水素イオン濃度指数	25
2.3.2 ナトリウムおよびカルシウムイオン濃度	26
2.4 土のコンシステンシーと残留強度の関係	28
2.4.1 液性限界および塑性限界	28
2.4.2 活性度およびCALIP	36
2.5 結論	38
第2章 参考文献	39

第3章	リングせん断試験における粘土の残留強度の決定法	41
3.1	序説	41
3.2	粘土の残留強度の決定法の提案	43
3.3	リングせん断試験の概要	46
3.3.1	試料および試験方法	46
3.3.2	粘土のリングせん断挙動	52
3.4	提案法の妥当性の検証	57
3.4.1	せん断応力～せん断変位角関係の双曲線近似	57
3.4.2	リングせん断試験の打切りに必要なせん断変位角	82
3.5	結論	90
第3章	参考文献	91
第4章	試験方法に関する影響要因と残留強度	93
4.1	序説	93
4.2	残留強度に及ぼす垂直応力の影響	97
4.2.1	既往の研究結果の整理と検討	97
4.2.2	垂直応力の低い領域におけるリングせん断試験 の妥当性の検証	97
4.3	残留強度に及ぼす圧密履歴の影響	101
4.3.1	既往の研究結果の整理と検討	101
4.3.2	残留強度と過圧密比の関係	102
4.4	残留強度に及ぼすせん断速度の影響	104
4.4.1	既往の研究結果の整理と検討	104
4.4.2	ピーク強度および残留強度とせん断速度の関係	108
4.5	残留強度に及ぼすせん断過程における垂直応力変化の影響	113
4.5.1	せん断応力～せん断変位角関係	113
4.5.2	残留状態における強度定数の求め方	115
4.6	結論	119
第4章	参考文献	120

第5章 自然斜面において垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性	124
5.1 序説	124
5.2 間隙水圧変化を模擬したリングせん断試験	127
5.3 垂直応力の減少に伴う粘土のせん断特性	128
5.3.1 初期せん断応力を一定に制御する試験とそのケース	128
5.3.2 応力径路・破壊強度線および残留強度線	129
5.4 垂直応力変化に伴う粘土の残留強度特性	132
5.4.1 残留状態において垂直応力を増減させる試験とそのケース	132
5.4.2 応力径路および残留強度線	133
5.4.3 応力径路に及ぼす垂直応力の変化速度の影響	138
5.5 結論	140
第5章 参考文献	141
第6章 総括	143
記号説明	147
謝辞	149
付録 - 供試体の作製等に関する写真説明	A-1

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国では、複雑な地質、急峻な地形、変化に富んだ気象条件のために、国土のいたるところで地すべり、崩壊、土石流などの土砂災害が発生している¹⁾。そのなかでも、地すべりは、直接的な破壊により人命・財産が脅威にさらされるとともに、河川埋塞による治水上の問題、道路・鉄道の被災による社会・経済活動上の停滞などを生じ、その影響は非常に大きい²⁾。これより、地すべりの発生に対する予知とその対策は社会的に強く要請されており、昭和33年(1958年)には「地すべり等防止法」が制定され、地すべり防止区域の指定、管理、対策工事の施工責任および区域内での工事の規制などが規定され³⁾、今日に至っている。

地すべりとは、斜面崩壊のうち、主として地質構造的要因によって斜面が比較的広い範囲にわたって滑動するものをいい、地すべりにはごく緩慢な滑動が長期間続くものも多く、なかには断続的な滑動が数十年にわたるものもある³⁾。我が国における地すべりの規模は、厚さ5~30 m、斜面長50~500 m、滑動土量数万~数百万 m^3 、斜面の平均傾斜角5~20°の範囲のものが多い³⁾。

過去に地すべりが生じたことのある斜面では、そのすべり面に沿って再び発揮されるせん断強度は、すべり面から十分に離れたインタクトな部分のせん断強度よりかなり小さい。Skempton⁴⁾は、これを残留強度(residual strength)と定義して、過圧密粘土斜面の長期安定問題において重要な工学的指標の一つであることを指摘した。それ以後、残留強度を測定するためにリングせん断試験⁵⁾や繰返し一面せん断試験⁶⁾などの土質試験が次々と開発、実用化され、それとともに種々の土の残留強度の性質が調査・研究されている。

残留強度 τ_r とその影響因子の関係は、せん断強度の場合^{7), 8)}と同様に、一般に

次のような式(1.1)で表されるものとする。

$$\tau_r = F(\text{土の種類, 土の状態, 外的条件}) \quad (1.1)$$

ここに,

$$\text{土の種類} = f_1(\text{材質, 粒度, 粒子形状, 表面粗さ, 吸着イオンなど}) \quad (1.2)$$

$$\text{土の状態} = f_2(\text{密度, 含水量, 骨組み構造}) \quad (1.3)$$

$$\text{外的条件} = f_3(\text{応力状態, 応力履歴, 応力径路, 載荷速度, 排水条件など}) \quad (1.4)$$

ただし、土の状態および外的条件はともに原位置の状態とせん断試験の方法と密接に関連したものである。

土の残留強度を求めるための直接型せん断試験方法に関する具体的な影響要因としては以下のものが挙げられる。

①土の種類に関する影響要因：粘土含有量、砂分含有量および礫分含有量、水素イオン濃度指数、ナトリウムやカルシウムなどの陽イオン濃度、液性限界、塑性限界および塑性指数など

②土の状態に関する影響要因：供試体の初期含水比および飽和度、供試体の水浸、不攪乱試料に対する練返しの程度など

③外的条件に関する影響要因：垂直応力、過圧密比、せん断速度、温度など

従来の研究では、残留強度は粘土粒子の配向構造が発達したすべり面に沿って発揮されるせん断強度であるという考え方が主流であり^{4), 9)}、このため粘土粒子の物理・化学的性質に最も関係のある土の種類に関する影響要因を扱ったものが多い。一方、土の状態および外的条件に関する影響要因を扱ったものは、前者に比べれば少なく、近年明らかにされてきた直接型せん断試験の特性¹⁰⁾をふまえた検討が必ずしも十分になされていない。しかも、せん断試験における残留強度の決定法が確立されておらず、実際には個々の判断において試験を打ち切り、残留強度を決定している。このため打ち切り変位が十分ではない場合、残留強度の値を過大に測定する懸念がある。したがって、上記の影響要因をより適切に評価するためには、せん断変位によらず客観的に残留強度を決定することが非常に重要である。

本研究はリングせん断試験における残留強度の決定法の提案ならびに残留強度とその影響要因の関係の統一的な把握を目的としたものであり、このことは地すべりの発生・運動機構の解明にも寄与するものと考え、そのために本論文では、以下に示す4つの項目について明らかにする。

- (1) 種々の土の残留強度と工学的指標の関係について既往の研究結果に基づいて展望するとともに、鉱物組成に着目して整理し、いくつかの工学的指標を用いた残留強度の簡便な推定法を検討する。
- (2) リングせん断試験における粘土の残留強度の決定法を提案し、種々の土に対してその適用性を検証するとともに、残留強度の決定に必要なせん断変位について検討する。
- (3) 残留強度を求めるための直接型せん断試験方法に関する影響要因として、垂直応力、過圧密比、せん断速度およびせん断過程における垂直応力変化を取り上げ、これら影響要因と残留強度の関係について明らかにする。
- (4) (3)の応用として、降雨や融雪時の斜面内の間隙水圧変化により垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性について明らかにする。

我が国では斜面安定解析を行う場合、現状の安全率を1.0程度に仮定して、逆算により強度定数 c 、 ϕ を求めるという方法が広く行われている¹¹⁾。この方法は非常に実用的である反面、安全率や粘着力 c の設定のように経験的な要素を含んでおり、主観的な要素に左右されるものである。このような現状を鑑みて、地すべりをより工学的に取り扱うには、室内せん断試験を活用し、それより求めた強度定数に基づいて客観的な安定解析を行うべきだとする論議^{12)、13)}がある。今後、合理的で経済的な地すべり対策工の確立をめざす上で、このようなアプローチが主流になると考えられることから、本論文の内容はこれに対処するための基礎的研究でもある。ただし、現段階においては、実際の斜面安定問題への残留強度の適用については取り上げていない。

1.2 既往の研究

土の残留強度に関する研究は、Skempton⁴⁾のロンドンクレイなどを対象とした先駆的研究に始まり、それ以後、我が国においても第三紀層地すべり粘性土^{14)~17)}や破碎帯地すべり粘性土¹⁸⁾などの残留強度特性が明らかにされるとともに、リングせん断試験などの残留強度を測定するための土質試験も開発・改良されている。

本節では、残留強度の概念と定義および残留強度の測定法について既往の研究を要約する。

1.2.1 残留強度の概念と定義

残留強度は、排水せん断あるいは定圧せん断においてせん断抵抗がピーク値を越え、漸次低下して究極的な定常せん断状態に達したときの値をいい、粘土、特に過圧密粘土において問題とされる¹⁹⁾。Skempton⁴⁾が提示した残留強度の概念を模式的にFig.1.1に示す。過圧密粘土を排水せん断すると、せん断変位の増加とともに、せん断応力は増加して最大せん断応力（ピーク強度）に達する。その後、さらにせん断を続けると、せん断応力はピーク強度から低下して最終的には一定の値（残留強度）になる。このときのピーク強度および残留強度と有効垂直応力の関係はそれぞれ次のような式(1.5)および(1.6)で表される。

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1.5)$$

$$\tau_r = c_r' + \sigma' \tan \phi_r' \quad (1.6)$$

ここに、 τ_f はピーク強度、 c' および ϕ' はそれぞれせん断応力最大時の有効応力表示の粘着力と内部摩擦角、 σ' は有効垂直応力、 τ_r は残留強度、 c_r' および ϕ_r' はそれぞれ残留状態における有効応力表示の粘着力と内部摩擦角である。

Skempton⁴⁾によれば、 c_r' はほぼ常にゼロであることから、式(1.6)は次のような式(1.7)になる。

$$\tau_r = \sigma' \tan \phi_r' \quad (1.7)$$

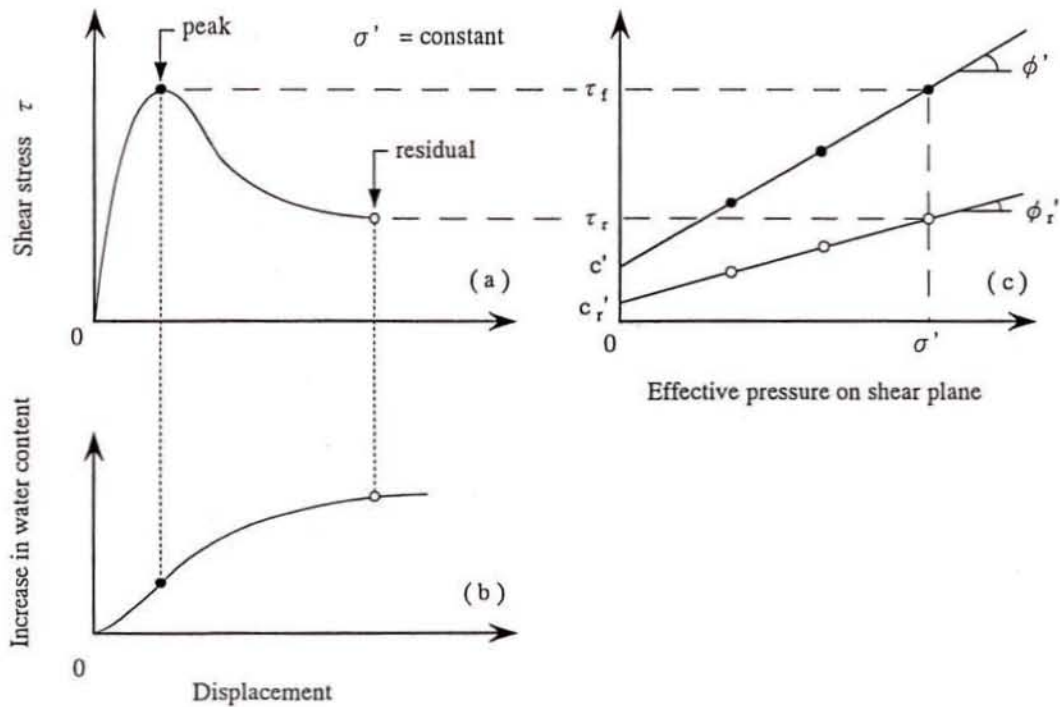


Fig.1.1 Conception of residual strength in shear characteristics of overconsolidated clay ⁴⁾

残留強度の存在はそれ以前においても認識されており^{20)~23)}、ねじりせん断試験により測定されてもいたが²¹⁾、過圧密粘土斜面の長期安定問題において残留強度を工学的に定義したのが Skempton ⁴⁾であり、それ以降、再活動型地すべり斜面の安定性を評価する上で重要な工学的指標の一つとされている。

残留状態においては、Fig.1.1に示すように、せん断に伴う体積変化がゼロであり、とくに扁平な鉱物粒子を多く含む粘土においては、粘土粒子のせん断方向への配向が完全に終了したもの^{4)、24)、25)}と考えられる。また、そのときのせん断面では、試料や垂直応力などによっては、粒子の配向構造が十分に発達した光沢のある面（いわゆる鏡肌）が形成される。このことはすべり面の現場観察からも推測されることである。

その後、Lupiniら²⁶⁾は、砂と粘土の混合土に対してリングせん断試験を実施し、Fig.1.2に示すように ϕ' と ϕ_r （残留状態における見掛けの内部摩擦角）は粘土含有量CFの値によって特異に変化することを示し、残留強度は土粒子の形状とその比率および粒子間摩擦係数に依存するものと考え、残留せん断機構を「すべりせん断(sliding shear)」、「過渡的せん断(transitional shear)」および「乱れせん断(turbulent shear)」の3つのモードに分類した。「すべりせん断」は丸い土粒

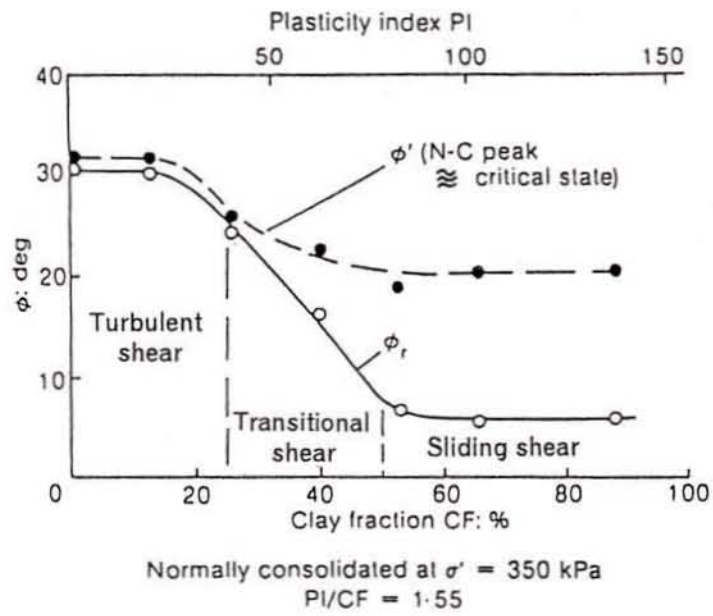


Fig.1.2 Three modes of residual shear behaviour; turbulent shear mode, transitional shear mode and sliding shear mode ^{2.6)}

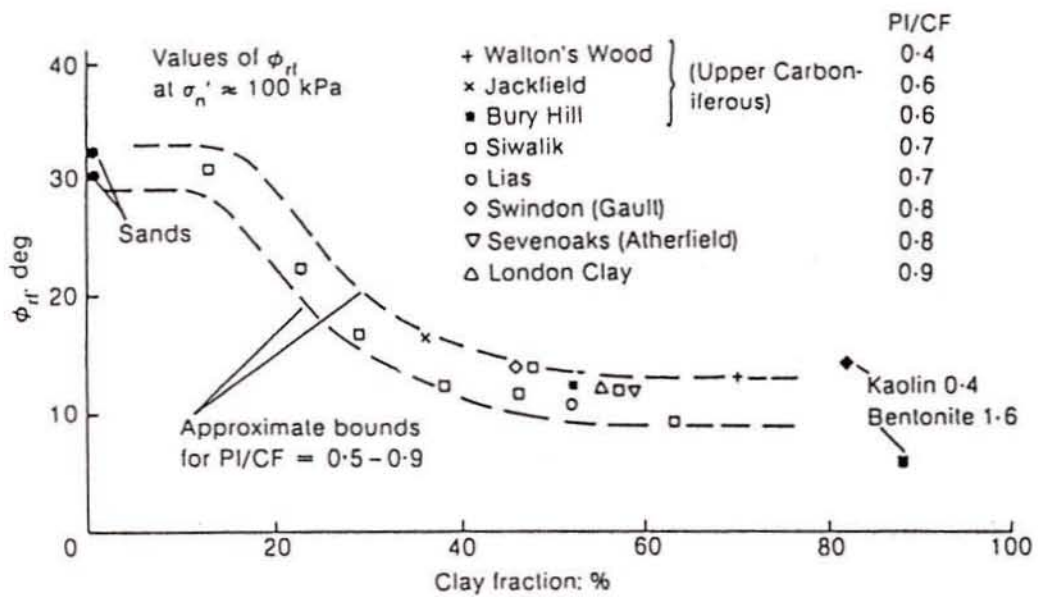


Fig.1.3 Internal friction angle of residual strength plotted against clay fraction ^{2.4)}

子に対して扁平で摩擦係数の低い土粒子の比率が卓越しているときに生じ、このときの ϕ_r は主に粘土鉱物の種類、間隙水の化学的性質および粒子間摩擦係数に依存する。「乱れせん断」は扁平な土粒子に対して丸い土粒子の比率が卓越しているときに生じ、このときの ϕ_r は主に丸い土粒子の形状とその配列に依存するが、粒子間摩擦係数には依存しない。「過渡的せん断」は丸い土粒子と扁平な土粒子のどちらの比率も卓越していないときに生じ（せん断ゾーンの異なる部分で「すべりせん断」と「乱れせん断」の両方が同時に起こっている）、このときの ϕ_r は粒度に対して鋭敏である。このことに基づいて、Skempton²⁴⁾は、活性度 A が0.4から0.9の土に対してリングせん断試験を実施し、Fig.1.3に示すように、 CF が20%以下では粘土鉱物は残留強度にほとんど影響を与えず、残留強度は砂やシルトによって大きく支配されること、その一方で、 CF が50%以上では残留強度は粘土粒子のすべり摩擦にほぼ完全に支配され、粘土粒子の性質に依存することを明らかにした。以上のことから、残留強度の概念は土の限界状態と非常に類似しているが、限界状態以降のせん断強度の低下を土粒子のせん断方向への配向に起因するとした点が特徴である。

1.2.2 残留強度の測定法

(1) 繰返し一面せん断試験

繰返し一面せん断試験は、Skemptonら^{4)、27)}が一面せん断試験において残留強度を求めるために考案したものであり、供試体のせん断方向を順次反転させることにより土に大変形を与えるものである。この試験が用いられるようになったごく初期に、Cullenら⁶⁾により試験方法が検討されている。試験装置の仕様は中森ら²⁸⁾および佐野ら²⁹⁾の型式に代表され、その概要をFig.1.4に示す。試験装置の構造は基本的な部分で通常的一面せん断試験装置のものと同等であるが、繰返しせん断を可能にする荷重機構が付加されている。繰返し一面せん断試験は一面せん断試験と同様な利点と問題点を有している。ここでは、本試験に特有な点のみを以下に列挙する。

- ① 試料は一般に小さく少量ですむことから、試験の準備が簡単であり、また、このことは不攪乱土の残留強度を求める際に都合がよい。
- ② 試験装置の機構が後述のリングせん断試験よりも簡単なので、試験の実施も比較的容易である。

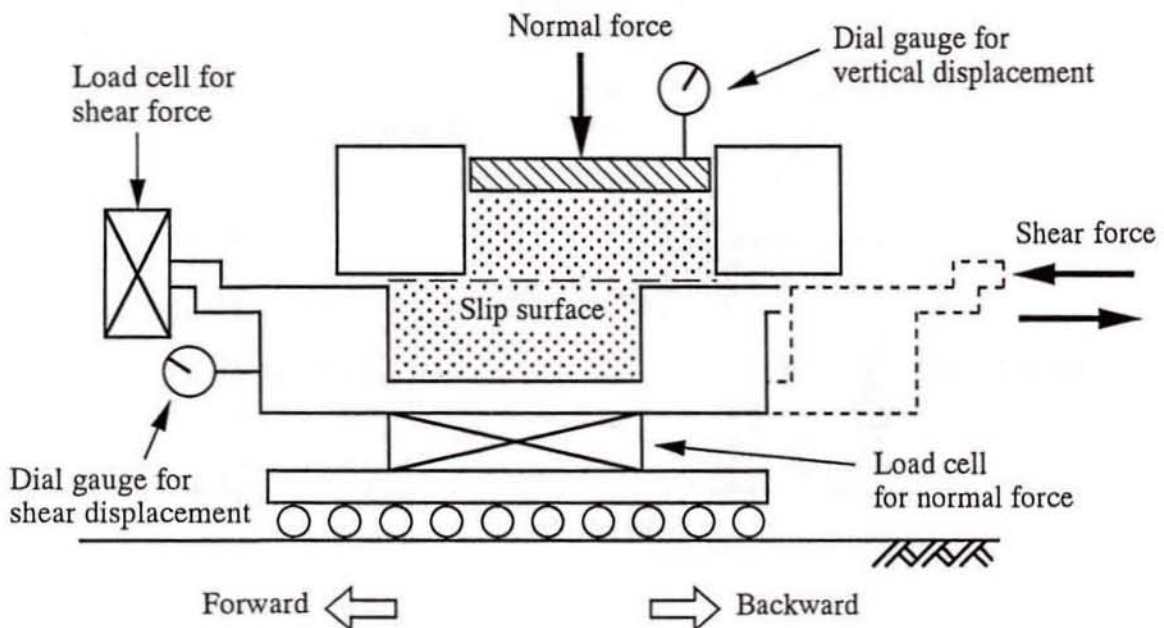


Fig.1.4 Essential features of reversal shear box test apparatus ²⁸⁾

③せん断方向が順次反転するために、すべり面（せん断面）の状態を乱す恐れがある。

試験の実施および結果の解釈にあたっては上記の点に留意する必要がある。なお、一面せん断試験装置において事前にカッターなどでせん断面をいれた供試体（いわゆるプレカット供試体）を用いて残留強度を測定する方法¹⁴⁾もある。

(2) リングせん断試験

リングせん断試験は、Bishop⁵⁾がN.G.I.と共同開発した型式に代表され、環状供試体を円周方向にせん断することにより土に大変形を与えるものである。これとほぼ同時期に、La Gatta³⁰⁾も同様な試験装置を製作しており、その基本的な性能を調べている。その後、リングせん断試験装置は、海外ではBucher³¹⁾、Boucek³²⁾、Bromhead³³⁾により、国内では小川³⁴⁾、岡田³⁵⁾、中村¹²⁾、矢田部¹⁸⁾、宜保³⁶⁾、釜井³⁷⁾によりそれぞれ製作され、若干の改良によりその測定精度も向上

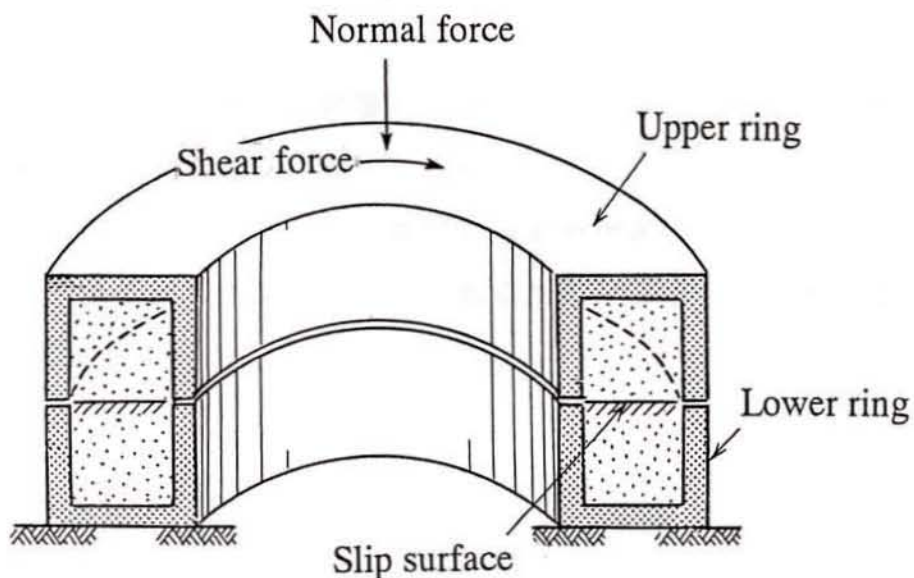


Fig.1.5 Essential features of ring shear test apparatus³⁹⁾

し、研究はもとより実務にも用いられている。最近では、定体積せん断の可能な型³⁶⁾、せん断面の拘束条件を緩くして供試体を単純せん断する型³⁸⁾も開発されている。Fig.1.5に試験装置の概要³⁹⁾を示す。試験装置の基本的な構造は上下に重ねたリングで環状供試体を外側と内側の両方から拘束するものであり、土に垂直力を作させながら、円周方向にせん断力を加えるものである。この試験の主な特徴を列挙すると以下のとおりである。

- ①せん断中の供試体の断面積が変わらない。
- ②供試体には、繰返し一面せん断試験とは異なり、連続的にせん断変位を与えることができるので、すべり面（せん断面）の状態を原位置のものに近い状態で再現できる。
- ③せん断方向に端面を有さないので、一面せん断試験とは異なり、その影響はないと考えられる。
- ④試験装置、特にせん断箱の構造が複雑なこと、また、環状供試体の成形も簡単ではないことなどにより、試験の実施は繰返し一面せん断試験よりも容易ではない。
- ⑤試料は一般に大きく多量に必要とすることから、不攪乱土の残留強度を得ることは容易ではない。
- ⑥供試体の応力および変形状態は一面せん断試験のものよりもかなり複雑であると考えられる。
- ⑦供試体周面に対する拘束条件の影響が一面せん断試験のものより大きく、そのぶん周面摩擦力の影響も大きいと考えられる。
- ⑧特に工夫を行わない限り、リングの隙間から試料が漏出する。

試験の実施および結果の解釈にあたっては上記の点に留意する必要がある。

(3) プレカット供試体を用いた三軸圧縮試験

従来の三軸圧縮試験を用いて残留強度を測定する方法も検討された。Chandler⁴⁰⁾は、水平に対して $45^\circ + \phi_r/2$ (ϕ_r :予想される残留状態における内部摩擦角)の

角度でせん断面をいれた供試体に対する三軸圧縮試験から残留強度を求めた。せん断面の角度の取り方が多少不正確であっても、測定値はあまり影響を受けないと報告している。また、Webb⁴¹⁾は、大変位後における載荷軸の偏心を考慮して、載荷キャップが自由に傾くような構造に改良した三軸圧縮試験装置を用いて残留強度を求めた。破壊があらかじめ存在する亀裂やせん断面上で生じる場合、簡便な三軸試験によっても残留強度のかなり妥当な値を得ることができるようだとした。しかし、現在では、この二つの方法はほとんど用いられていないようである。

これら試験法による残留強度の値の差異が従来より検討されている^{5)、38)、42)}。これらのうち、リングせん断試験が概ね最小の残留強度を与えること³⁸⁾が報告されている。繰返し一面せん断試験あるいはリングせん断試験のどちらの残留強度の値を実際の安定解析に適用するか意見は分かれている。

1.3 本論文の内容と構成

本論文は、次の6つの章から構成されている。

第1章 序論

第2章 土の工学的指標による残留強度特性の評価

第3章 リングせん断試験における粘土の残留強度の決定法

第4章 試験方法に関する影響要因と残留強度

第5章 自然斜面において垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性

第6章 総括

本論文の内容を各章ごとに要約すると以下のようである。

第1章は序論であり、研究の背景とその目的を述べるとともに、土の残留強度に関する既往の研究を整理して、本論文の位置づけを明確にする。

第2章では、既往の研究から引用した試験結果に基づいて、土粒子の物理的性質、間隙水の化学的性質および土のコンシステンシーと残留強度の関係をそれぞれ鉱物組成に着目して整理するとともに、残留強度を簡便に推定するために、これらの関係を直線および曲線近似し、その適合性について考察する。

第3章では、リングせん断試験における最大せん断応力後のせん断応力～せん断変位角(回転角)関係の実測値に対する双曲線近似の適用性を検証するとともに、残留強度を双曲線の漸近値として決定する方法を提案する。カオリンおよび自然粘土に対する試験結果に基づいて、提案法の妥当性を、供試体の大きさ、垂直応力、過圧密比およびせん断変位角速度(回転角速度)の試験条件や粘土の種類に対して検討する。さらに、提案法を用いて残留強度とせん断変位角の関係を検討することにより、リングせん断試験の打ち切りに必要なせん断変位角について検討する。

第4章では、土の残留強度を求めるための直接型せん断試験方法に関する影響要因として垂直応力、過圧密比、せん断速度およびせん断過程における垂直応力変化を取り上げる。リングせん断試験および繰返し一面せん断試験に基づく既往の研究結果を整理・検討し、さらに、カオリンに対するリングせん断試験結果に基づいて、これらの影響要因と残留強度の関係を考察する。さらに、一つの供試体から残留状態における強度定数を精度よく簡便に求める方法を提案する。

第5章では、降雨や融雪により斜面内の間隙水圧が変化するとともに、すべり面の垂直応力も変化することを念頭にして、この現象をリングせん断試験において模擬的に再現することにより、垂直応力変化に伴う粘土の残留強度特性について考察する。

第6章は総括であり、各章で得られた成果を要約して全体の結論とする。

第1章 参考文献

- 1) 土質工学会編：土砂災害の予知と対策，土質工学会，1985.
- 2) 藤田壽雄：地すべり防止対策の現状と今後の課題，土と基礎，Vol.45，No.6，pp.1～4，1997.
- 3) 土質工学会編：土質工学用語辞典，土質工学会，pp.126～127，1985.
- 4) Skempton, A.W. : Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, Vol.14, No.2, pp.77 ~ 102, 1964.
- 5) Bishop, A.W., Green, G.E., Garga, V.K., Andresen, A. and Brown, J.D. : A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, Vol.21, No.4, pp. 273 ~ 328, 1971.
- 6) Cullen, R.M. and Donald, I.B. : Residual strength determination in direct shear, *Proc. 1st Australia - New Zealand Conference on Geomechanics*, Vol.1, pp.1 ~ 10, 1971.
- 7) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol.12，No.4，pp. 17～24，1964.
- 8) 落合英俊：木村 孟，日下部 治編 新土木実験指導書-土質編-，技報堂出版，p.248，1993.
- 9) 宜保清一：地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方，土と基礎，Vol.35，No.11，pp.27～32，1987.
- 10) 土の一面せん断試験方法基準化委員会編：土の圧密定体積一面せん断試験方法 (JGS T 560-1997) 土の圧密定圧一面せん断試験方法 (JGS T 561-1997)，地盤工学会，1997.
- 11) 地盤工学会編：設計における強度定数-c, ϕ , N値-，地盤工学会，p.118，1988.
- 12) 中村浩之，石黒 互，吉田克美：建設省土木研究所砂防部地すべり研究室編 地すべり粘土の力学的強度特性，土木研究所試料，第2570号，1988.
- 13) 矢田部龍一，八木則男，横田公忠，松村真一郎：残留強度を用いた地すべり指定地内の斜面の安定性の検討，土と基礎，Vol.45，No.6，pp.26～28，1997.
- 14) 古谷 保：奈良尾地すべり地区の第三紀層泥岩及び粘土のせん断強度と安定解析による強度常数の検討，農業土木試験所技報C，第22号，pp.41～52，1981.

- 15) 宜保清一：粘土の残留強度の決定に関する研究，琉球大学農学部学術報告，第26号，1979.
- 16) 宋 永焜，岡田富士夫：乱された粘土の残留強度に及ぼす影響要因，土質工学会論文報告集，Vol.18，No.4，pp.107～118，1978.
- 17) 中村浩之，清水清文：すべり面におけるせん断強度決定のための土質試験法，地すべり，Vol.15，No.2，pp.25～32，1978.
- 18) 矢田部龍一，八木則男，榎 明潔：破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性，土木学会論文集，No.436/Ⅲ-16，pp.93～101，1991.
- 19) 土質工学会編：土質工学用語辞典，土質工学会，pp.115，1985.
- 20) Tiedemann, B. : Über die Schubfestigkeit bindiger Böden, *Bautechnik*, Vol.15, pp.433 ~ 435, 1937.
- 21) Hvorslev, M.J. : Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden, *Ingeniørvidenskabelige Skrifter Series A.*, Copenhagen, No.45, pp.159, 1937.
- 22) Haefeli, R. : Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen, *Schweiz Bauzeitung*, Vo.1 111, pp. 321 ~ 325, 1938.
- 23) Haefeli, R. : Investigation and measurement of the shear strengths of saturated cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.2, No.3, pp.186 ~ 208, 1950.
- 24) Skempton, A.W. : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3 ~ 18, 1985.
- 25) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M. : Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.456 ~ 462, 1987.
- 26) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Vaughan, P.R. : The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181 ~ 213, 1981.
- 27) Skempton, A.W. and Petley, D.J. : The strength along structural discontinuities in stiff clays, *Proc. Geotechnical conference*, Oslo, Vol.2, pp.29 ~ 46, 1967.
- 28) Nakamori, K., Yang, P. and Sokobiki, H. : Strength characteristics of undisturbed landslide clays in tertiary mudstone, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.3, pp.75 ~ 83, 1996.
- 29) 佐野 彰，三田地利之，澁谷 啓，大河原正文：繰返し一面せん断試験による軟岩の残留強度測定と地すべり安定問題への適用，直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.239～244，1995.

- 30) La Gatta, D.P. : Residual strength of clays and clay-shales by rotation shear tests, *Harvard Soil Mechanics series*, No.86, Cambridge, Massachusetts, Harvard University, 1970.
- 31) Bucher, F. : Die Restscherfestigkeit natürlicher Böden, ihre Einflussgrößen und Beziehungen als Ergebnis experimenteller Untersuchungen, Report No.103, Institutes für Grundbau und Bodenmechanik Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, Switzerland, 1975.
- 32) Boucek, B. : Ring shear tests on clay, Publications of the Institute for Foundation Engineering, Soil Mechanics, Rock Mechanics and Water Ways Construction RWTH (University), Archen, pp. 7 ~ 41, 1977.
- 33) Bromhead, E.N. : A simple ring shear apparatus, *Ground Engineering*, Vol.12, No.5, pp.40 ~ 44, 1979.
- 34) 小川正二, 平岡孝夫, 日下一美, 松井 誠 : リングせん断試験による粘性土の力学的性質, 第10回土質工学研究発表会発表講演集, pp.269~272, 1975.
- 35) 岡田富士夫, 宋 永焜 : 残留強度と微視的構造の関係, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, pp.227~228, 1988.
- 36) 宜保清一 : 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度, 地すべり, Vol.31, No.3, pp.24~30, 1994.
- 37) 釜井俊孝 : リングせん断試験における破壊の伝播過程, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.255~262, 1995.
- 38) 矢田部龍一, 八木則男, 向谷光彦, 榎 明潔 : 土の残留強度に与える試験法ならびにすべり面の拘束条件の影響, 土木学会論文集, No.554/Ⅲ-37, pp.139~146, 1996.
- 39) 石原研而 : 土質力学, 丸善株式会社, p.201, 1988.
- 40) Chandler, R.J. : The measurement of residual strength in triaxial compression, *Geotechnique*, Vol. 16, No.3, pp.181 ~ 186, 1966.
- 41) Webb, D.L. : Residual strength in conventional triaxial tests, *Proc. 7th I.C.S.M.F.E.*, Vol.1, pp.433 ~ 441, 1969.
- 42) Townsend, F.C. and Gilbert, P.A. : Tests to measure residual strengths of some clay shales, *Geotechnique*, Vol. 23, No.2, pp.267 ~ 271, 1973.

第2章 土の工学的指標による残留強度特性 の評価

2.1 序説

残留強度 τ_r とその影響因子の関係は、第1章で述べたように、一般に次のような式(2.1)で表されるものと考え^{1), 2)}。

$$\tau_r = F(\text{土の種類, 土の状態, 外的条件}) \quad (2.1)$$

第1章で示した土の種類に関する影響要因は、①土粒子の物理的性質を表すものとして粘土含有量(CF)、砂分含有量(SF)および礫分含有量(GF)、②間隙水の化学的性質を表すものとして水素イオン濃度指数(pH)、ナトリウムイオン(Na^+)やカルシウムイオン(Ca^{2+})などの濃度、③土のコンシステンシーを表すものとして液性限界(w_L)、塑性限界(w_P)および塑性指数(I_p)などのように分類できる。

本章では、上記に示す土の工学的指標と残留強度の関係について既往の研究に基づいて展望するとともに、それから引用した試験結果を鉱物組成に着目して整理することにより、土粒子の物理的性質、間隙水の化学的性質および土のコンシステンシーと残留強度の相関について検討した。さらに、コンシステンシー限界および粘土含有量と組み合わせた工学的指標により残留強度を簡便に推定するために、これらの関係を直線および曲線近似し、その適合性について検討した。

なお、本文中の図に用いたデータはTable 2.1に示す文献3)~16)から引用したものである。Table 2.1には、各文献ごとに試料の種類、引用したデータ数、せん断試験の種類および図中の記号が示してある。全文献から引用したデータの総数は

Table 2.1 Summary of test results quoted from references

Type of soil	Number of data	Type of shear test	Symbol	Reference
Natural clays	9	RBST	□	Skempton ³⁾
Natural soils	99	BST	■	De et al. ⁵⁾
Shales	10	RBST	△	Townsend et al. ⁶⁾
	22	RST	▲	
Mineral mixtures	48	RBST	▽	Kenney ⁷⁾
Indonesian residual soils	4	RST	▼	Wesley ⁸⁾
Ham river sand - mica powders mixtures	33	RST	+	Lupini et al. ⁹⁾
Happisburgh clay - London clay mixtures	16		×	
Sand - bentonite mixtures	16		⊕	
Natural clays	6	RBST	⊕	Skempton ⁴⁾
Natural clays and shales, pure minerals	29	RBST	⊞	Mesri et al. ¹⁰⁾
Natural soils	54	RBST	◇	Collotta et al. ¹¹⁾
	62	RST	◆	
Natural clays and pure minerals	8	RST	◻	Moore ¹²⁾
Natural clays	55	RST	◼	Yatabe et al. ¹³⁾
Bentonite	4	BST	◈	Murakami et al. ¹⁴⁾
Kobe clay	10	—	◈	Ikejiri et al. ¹⁵⁾
Shimotsu clay	4	RST	○	Yatabe et al. ¹⁶⁾
	6		●	

BST : Box shear test

RBST : Reversal box shear test

RST : Ring shear test

Table 2.2 List of clay minerals

Clay minerals	Number of data	Symbol
Smectite	222	○
Illite	3	●
Chlorite	1	▲
Kaolinite	11	△
Allophane	2	■
Halloysite	2	□
Mica	38	◆
Quartz	1	◇
Vermiculite	1	+

495であり、各図に用いたデータ数は図中にNとして示してある。図中の記号は文献を区別するものであり、数種類の土も同じ記号で表されている。そこで、Table 2.2には鉱物組成に着目して整理したものを示している。表中の記号はFig.2.1(b)、2.2(b)および2.7(b)~2.11(b)の図中の記号に対応しており、Table 2.1と一部重複している。残留強度の指標には $\tan\phi_r$ (ϕ_r :残留状態における見掛けの内部摩擦角)を用いた。 $\tan\phi_r$ は残留状態における見掛けの粘着力 c_r をゼロと仮定して次のような式(2.2)で表される。

$$\tau_r / \sigma_N = \tan\phi_r \quad (2.2)$$

ここに、 τ_r および σ_N はそれぞれ残留強度およびそのときの垂直応力である。

2.2 土粒子の物理的性質と残留強度の関係

Skempton³⁾が、 ϕ_r は粘土含有量(CF)の増加に伴って減少する傾向にあることを示して以来、さまざまな土の ϕ_r と土粒子の物理的性質との関係が調べられている(4), 7)~11), 13), 16)~18)。

2.2.1 粘土含有量

Fig.2.1(a)および(b)に $\tan\phi_r$ とCFの関係を示す。Fig.2.1(a)では、CFの小さい領域において、矢田部ら¹³⁾のデータ(■)がばらついている。矢田部ら¹³⁾は、スメクタイト(モンモリロナイト)以外の粘土鉱物を主成分とする破碎帯地すべりの粘性土では、従来より指摘されているような ϕ_r とCFの相関は認められないと指摘している。一方、宜保ら¹⁷⁾は、スメクタイトを多く含む土では $\tan\phi_r$ とCFの相関が高いことを示し、このような土では残留状態における配向性が卓越すると述べている。また、CFの大きい領域について、Skempton⁴⁾は、CFが50%より大きくなると、残留強度は粘土鉱物の性質に依存するようになると指摘している。しかし、Kenney⁷⁾のデータ(▽)とWesley⁸⁾のデータ(▼)がばらついている。両者はそれぞれ雲母およびアロフェンを含んでおり、これらの粘土鉱物の性質によってその他の土に比べて大きな ϕ_r を示すものと考察されている^{7), 8)}。一方、鉱物組成に着目して詳しく整理したものがFig.2.1(b)である。Table 2.2および図の枠外にも示すように、図中の記号は含有する粘土鉱物の種類を表している。イライト(●)、クロライト(▲)、アロフェン(■)、ハロイサイト(□)および雲母(◆)を含む土がばらついている。スメクタイトを含む土(○)に着目すれば、その $\tan\phi_r$ は25~50%の範囲のCFの増加に対して漸次減少している。

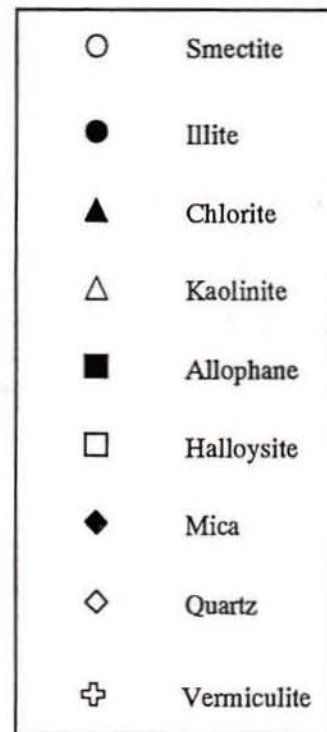
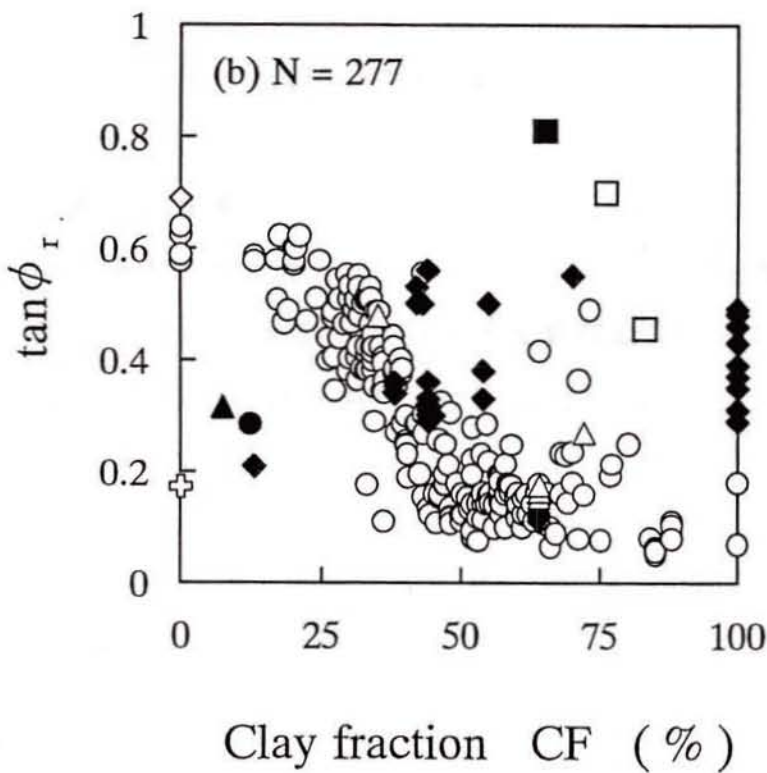
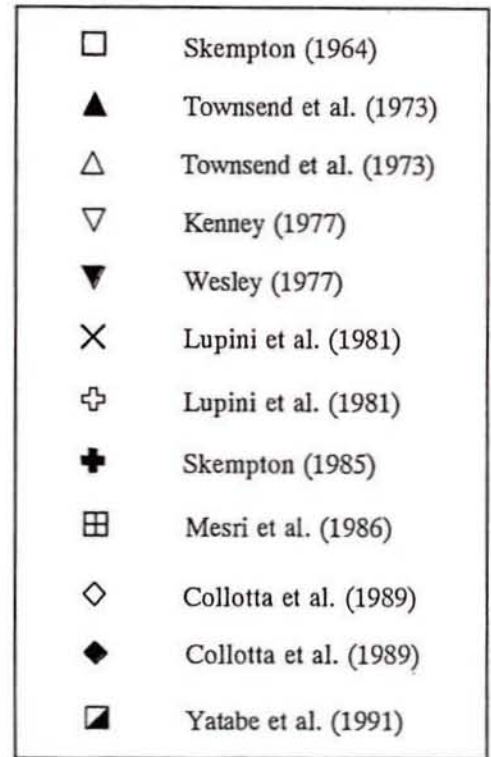
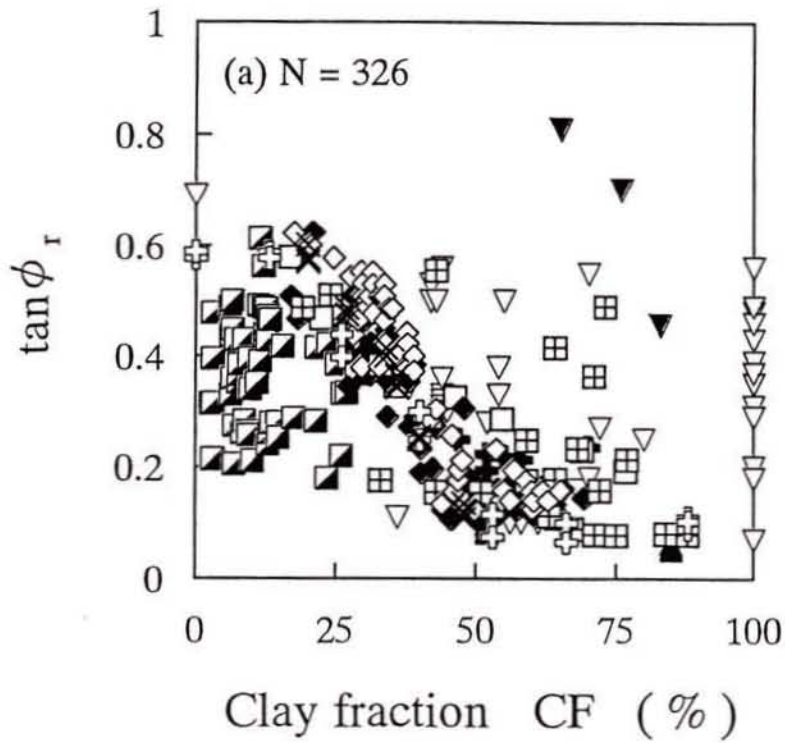


Fig.2.1 $\tan \phi_r$ plotted against clay fraction

2.2.2 砂分含有量

Fig.2.2(a)および(b)に $\tan\phi_r$ とSFの関係を示す。Fig.2.2(a)では、すべての土を対象とする場合には、 $\tan\phi_r$ とSFの関係は全体的にばらついている。ただし、個々の土を対象とする場合には、 $\tan\phi_r$ はSFの増加に伴って連続的に増加している。矢田部ら¹³⁾は、 ϕ_r は、SFが30%より大きくなると急に大きくなり、SFが80%より大きくなるとほとんど砂のみ(SF=100%)の値に等しくなると考察している。一方、鉱物組成に着目して整理したFig.2.2(b)をみると、SF=0%では、雲母(◆)を含む土の $\tan\phi_r$ の方がスメクタイトを含む土(○)よりも大きい。SFが大きくなるにつれて、 $\tan\phi_r$ は粘土粒子よりも砂粒子の物性に依存するようになり、このことはスメクタイトの方で顕著である。

2.2.3 礫分含有量

礫分含有量について検討した研究は少ない。Fig.2.3は矢田部ら¹⁰⁾による ϕ_r とGFの関係を示したものである。このデータは一種類の土に対して一面せん断型と単純せん断型の2種類のリングせん断試験によって求められたものである。試験方法によって ϕ_r の値は異なっているものの、いずれの ϕ_r もGFの増加に伴って連続的に増加している。

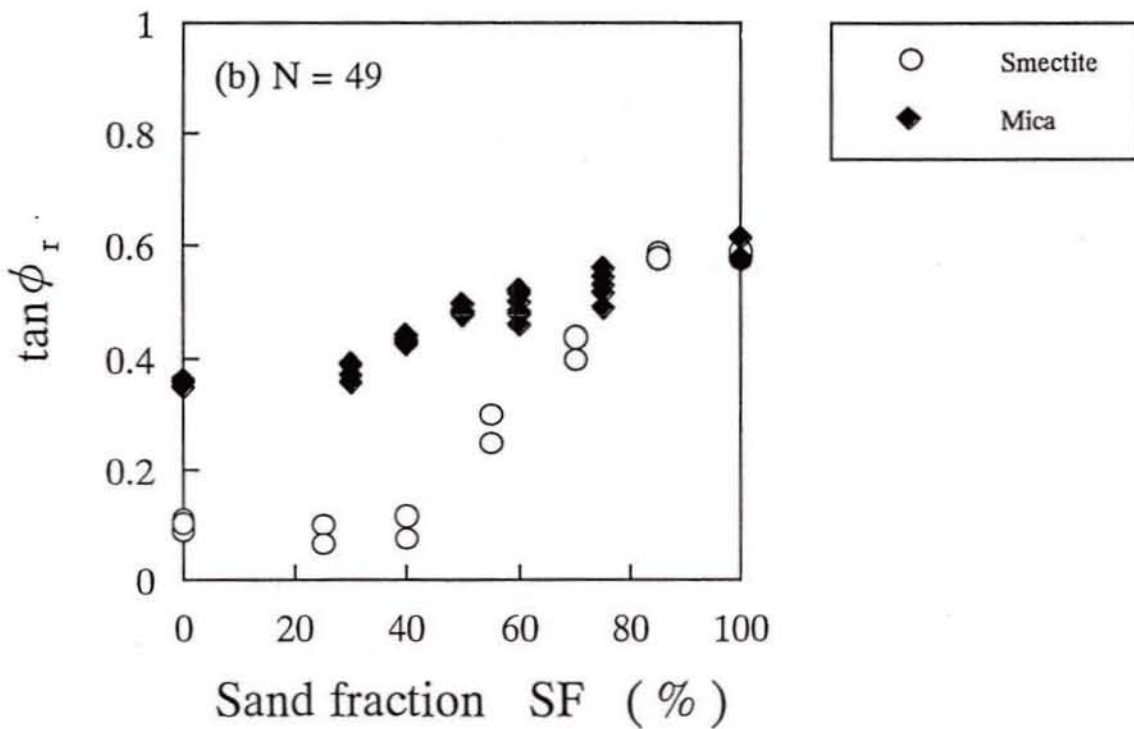
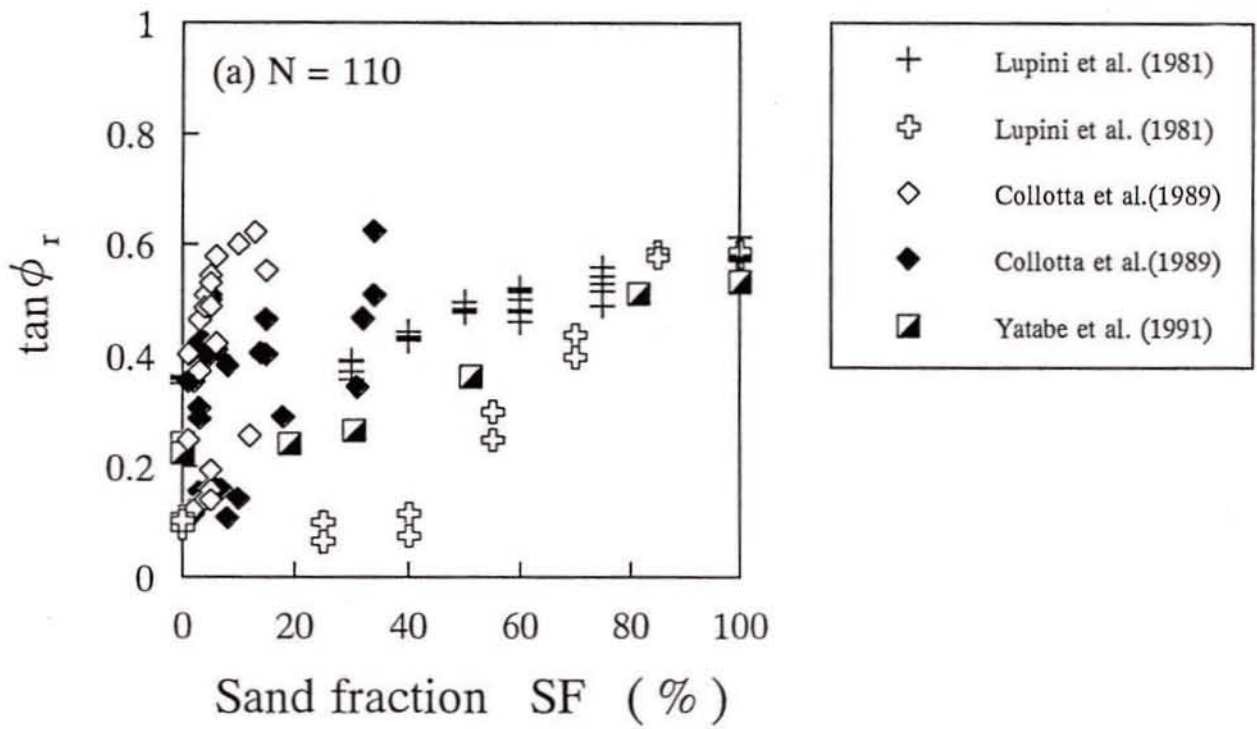


Fig.2.2 tan ϕ_r plotted against sand fraction

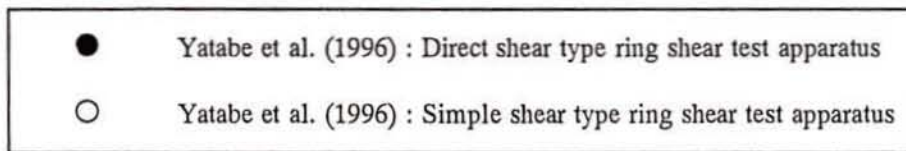
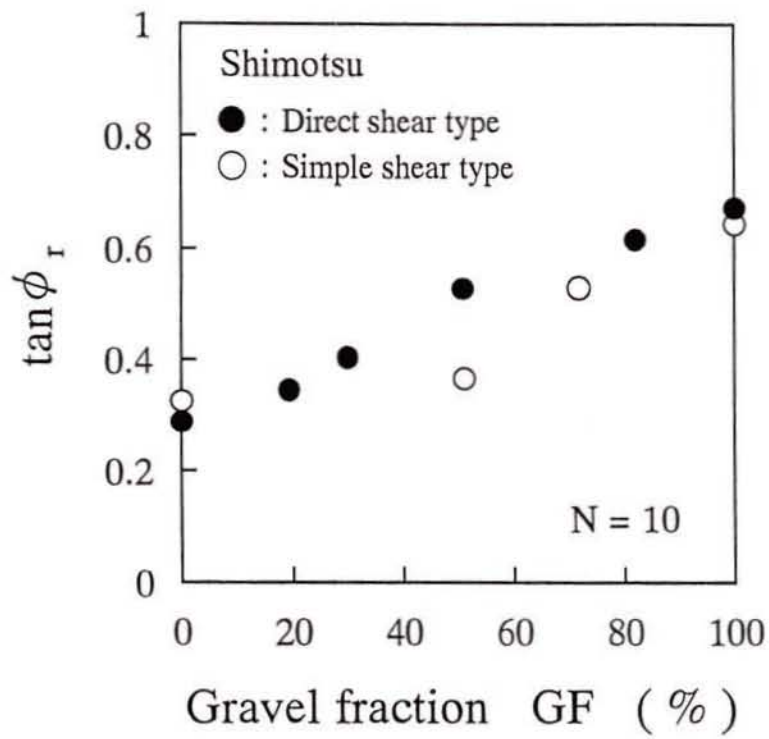


Fig.2.3 ϕ_r plotted against gravel fraction ¹⁶⁾

2.3 間隙水の化学的性質と残留強度の関係

Kenney¹⁸⁾が、残留強度は間隙水の化学的性質に影響を受けることを指摘して以来、化学的な処理を加えた土の残留強度がいくつか調べられている^{7), 12), 14), 15), 19)}.

2.3.1 水素イオン濃度指数

Fig.2.4に $\tan \phi_r$ とpHの関係を示す。間隙水の液性は、 $\text{pH} < 7$ でアルカリ性、 $\text{pH} = 7$ で中性、 $\text{pH} > 7$ でアルカリ性である。村上ら¹⁴⁾のデータ(◆)はベントナイトに塩酸を加えることによってpHを変化させたものであり、 $\tan \phi_r$ はpHの増加に対して若干減少している。このときの液性限界および塑性指数はそれぞれpHの増加に伴って増加することが示されている¹⁴⁾。一方、Moore¹²⁾によるpHの異なるモンモリロナイトのデータ(■, 次項2.3.2参照)は、pHの変化域は小さいものの、 $\tan \phi_r$ はpHの増加に対して急に増加するようである。

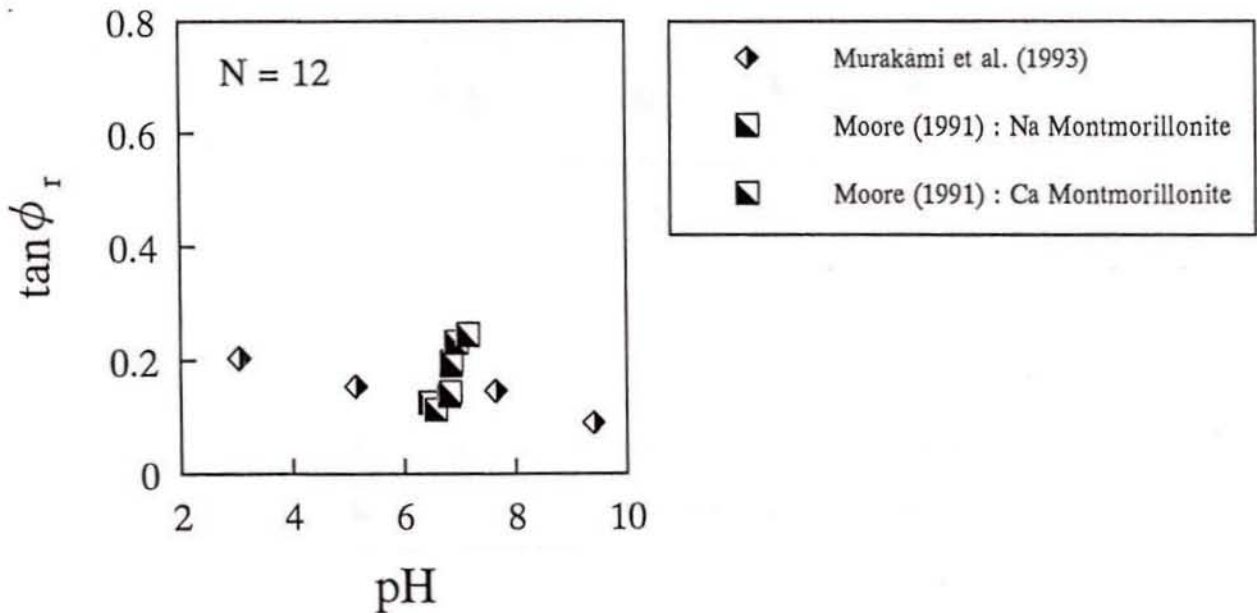


Fig.2.4 $\tan \phi_r$ plotted against pH

2.3.2 ナトリウムおよびカルシウムイオン濃度

Fig.2.5およびFig.2.6にそれぞれ $\tan \phi_r$ と Na^+ および Ca^{2+} 濃度の関係を示す。Moore¹²⁾のデータ(■)はモンモリロナイトにそれぞれ塩化ナトリウムおよび塩化カルシウムを加えることによって Na^+ および Ca^{2+} 濃度を変化させたものである。 $\tan \phi_r$ はこれら陽イオンの濃度変化に対して変化するものと考察されている¹²⁾。しかし、図のスケールを他の影響要因と同じくすると、池尻ら¹⁵⁾のデータ(◆)も含めてその影響は工学的にはかなり小さい。残留強度と間隙水の化学的性質の関係は粘土鉱物の種類によっても異なるものと考えられ、このことは今後の重要な検討課題である。

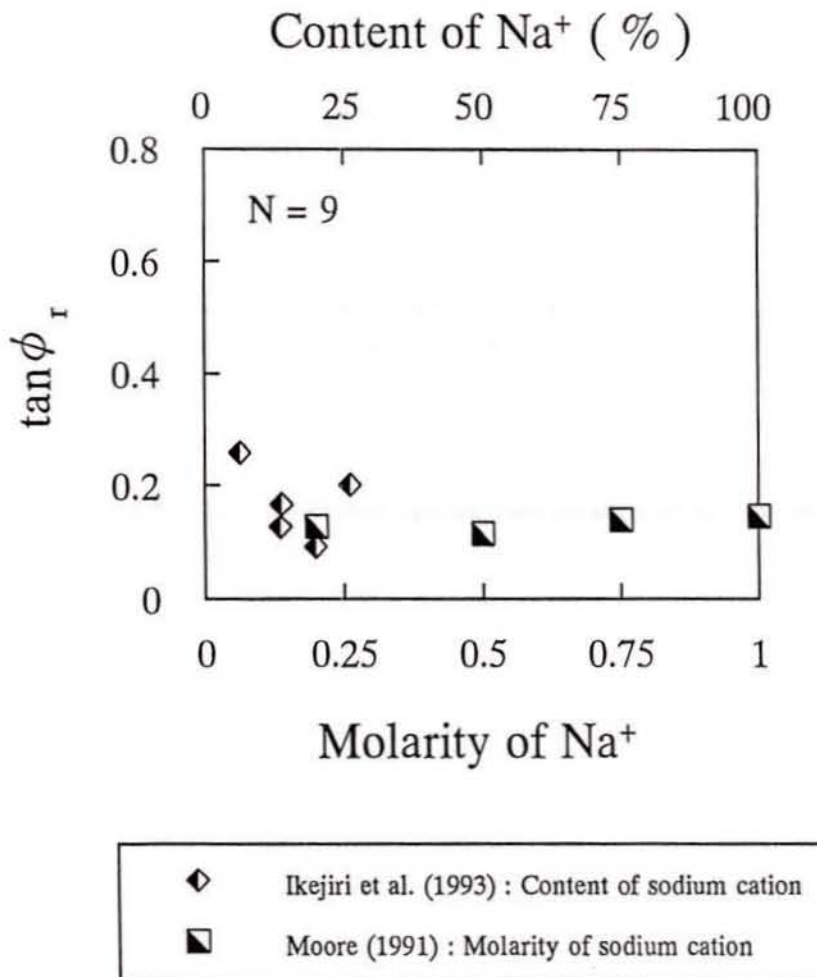


Fig.2.5 $\tan \phi_r$ plotted against concentration of sodium cation

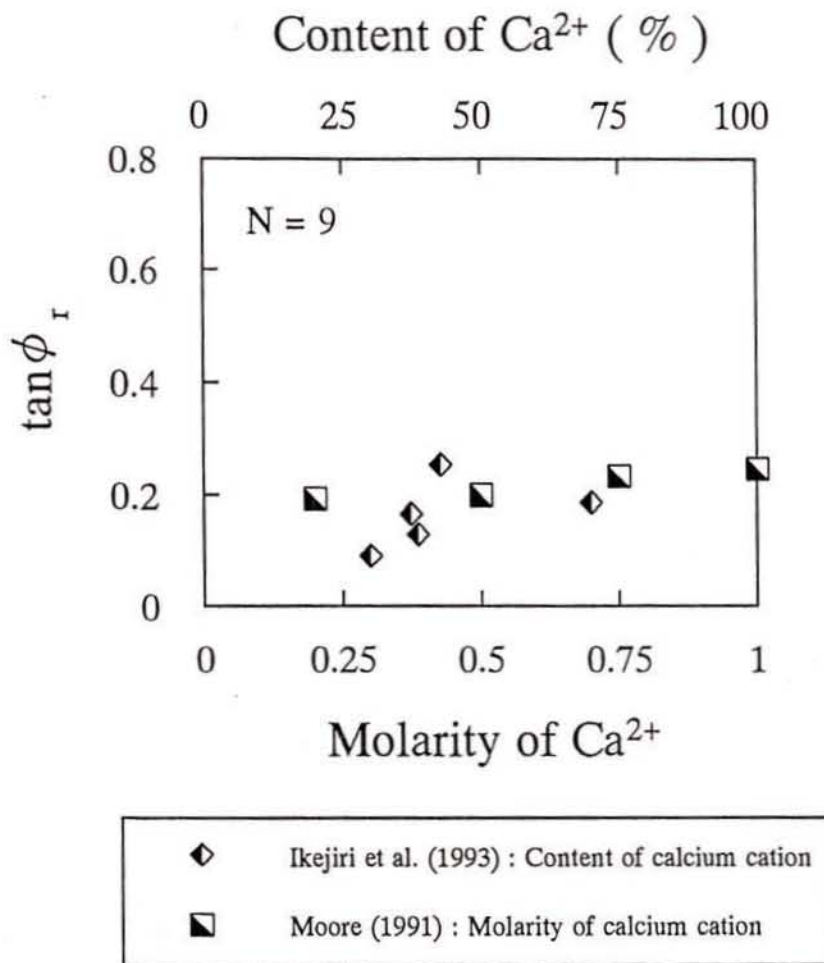


Fig.2.6 $\tan \phi_r$ plotted against concentration of calcium cation

2.4 土のコンシステンシーと残留強度の関係

Voight²⁰⁾が、 ϕ_r と塑性指数(I_p)の間に相関があることを明確に示して以来、液性限界(w_L)や塑性限界(w_P)などの土のコンシステンシーと残留強度の関係が数多く検討されている^{5), 8)~11), 13), 14), 19)}。

2.4.1 液性限界および塑性限界

Fig.2.7(a)および(b)に $\tan\phi_r$ と w_L の関係を示す。Fig.2.7(a)では、 w_L の小さい領域で、2.2.1で述べた矢田部ら¹³⁾のデータ(■)がばらついている。また、 w_L の大きい領域で、前述のKenney⁷⁾およびWesley⁸⁾のデータ(▽および▼)が上方にはずれている。すべての土を対象とする場合には、 $\tan\phi_r$ と w_L の関係は全体的にばらついているものの、上記の特定の粘土鉱物のデータを除けば、 $\tan\phi_r$ は w_L の増加に対して減少する傾向にある。一方、鉱物組成に着目して詳しく整理したものがFig.2.7(b)である。 w_L の高い領域でばらついているのはアロフェン(■)、ハロイサイト(□)および雲母(◆)を含む土である。スメクタイトを含む土(○)に着目すれば、その $\tan\phi_r$ は w_L の増加に対して漸次減少しており、この関係を累乗関数($\tan\phi_r = a \cdot w_L^b$, a, b は定数であり、 $\log(\tan\phi_r)$ と $\log(w_L)$ の関係で最小二乗法により決定)で近似すると、図中に示す式①が得られる。近似曲線の相関係数 r は0.828であり、データとの適合性は良く、特に w_L が100%程度以上でかなり良い。また、その他のイライト(●)、クロライト(▲)、カオリナイト(△)、石英(◇)を含む土についても近似曲線の近傍に分布している。

Fig.2.8(a)および(b)に $\tan\phi_r$ と w_P の関係を示す。Fig.2.8(a)では、データは全体的に w_P が10から40%の範囲に広く分布している。このことは、 w_P は粘土鉱物の種類によって w_L ほどに変化しないことによるものと考えられる。 w_P の大きい領域で、Kenney¹⁰⁾およびWesley¹¹⁾のデータ(▽および▼)が w_L と同様に上方にはずれている。全体としての相関はよくないが、これらを除けば、 $\tan\phi_r$ は w_P の増加に対して若干減少する傾向にある。一方、鉱物組成に着目して整理したFig.2.8(b)をみると、アロフェン(■)、ハロイサイト(□)および雲母(◆)の鉱物を含む土がばらつい

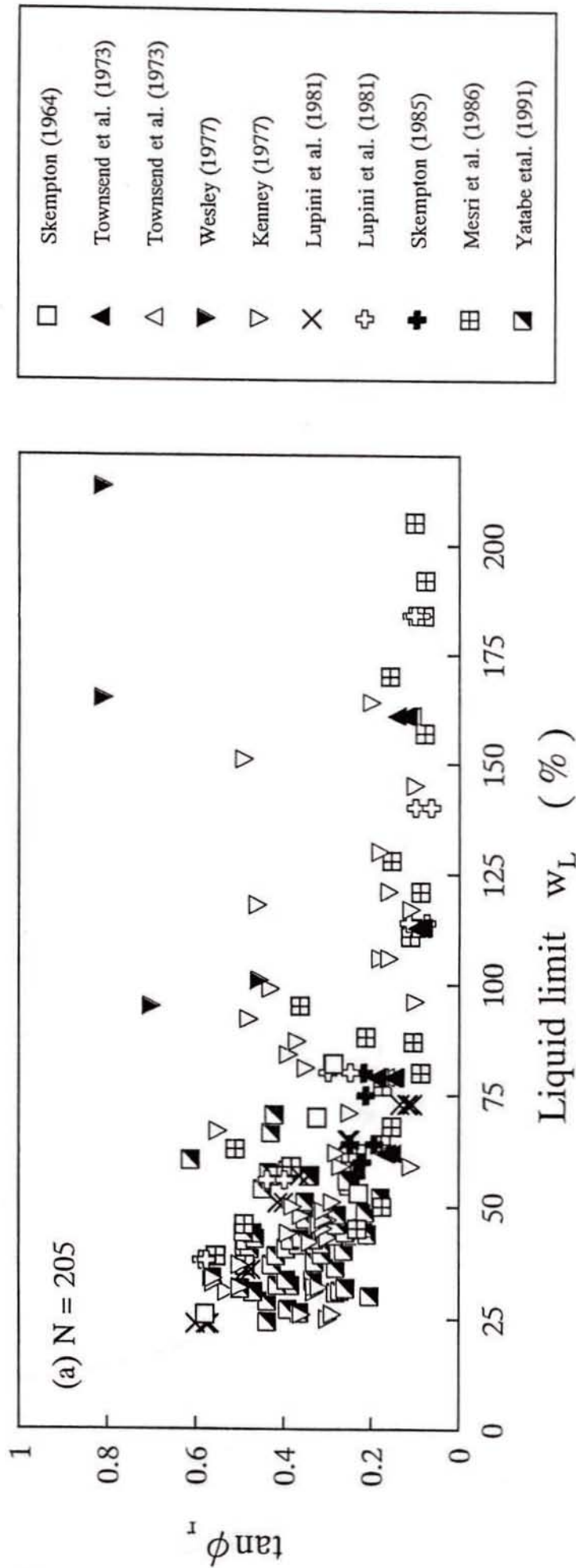


Fig.2.7(a) $\tan \phi_r$ plotted against liquid limit

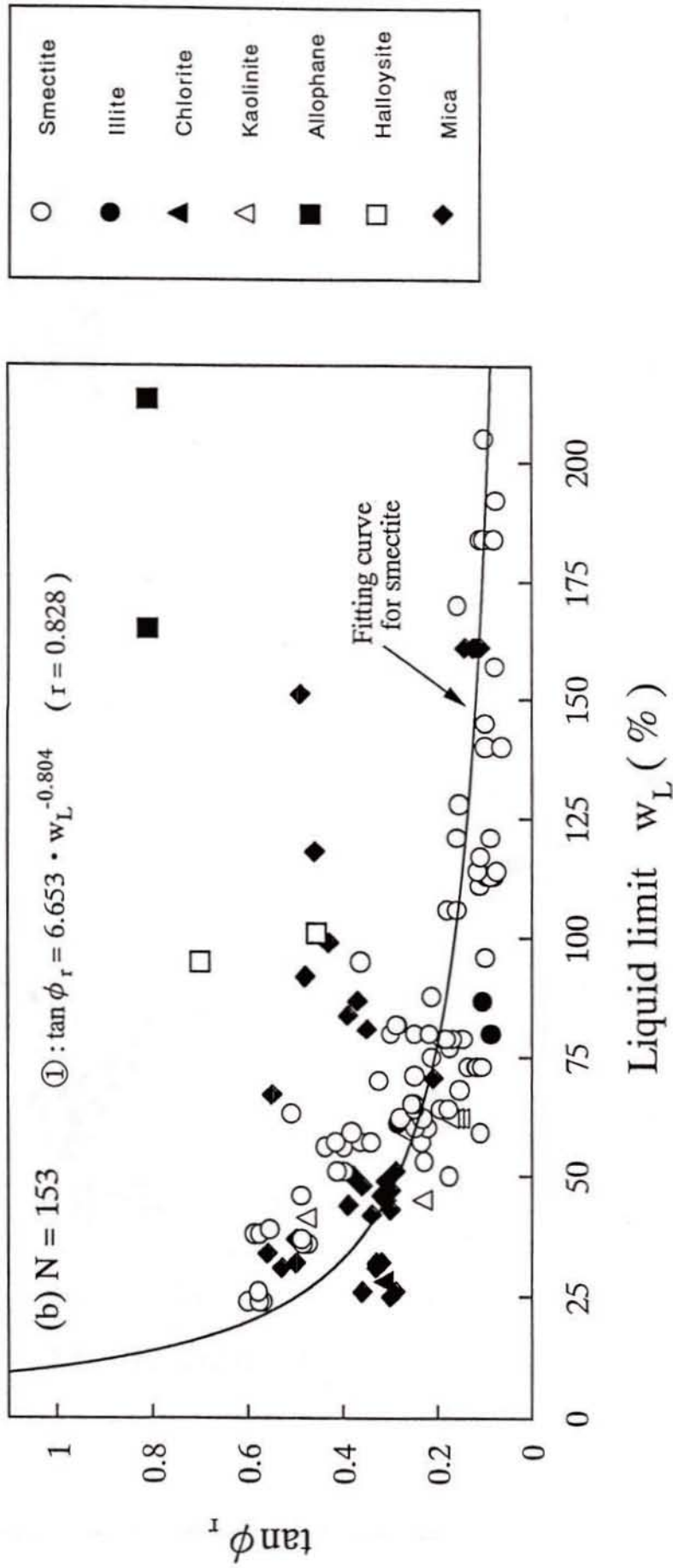


Fig.2.7(b) $\tan \phi_r$ plotted against liquid limit

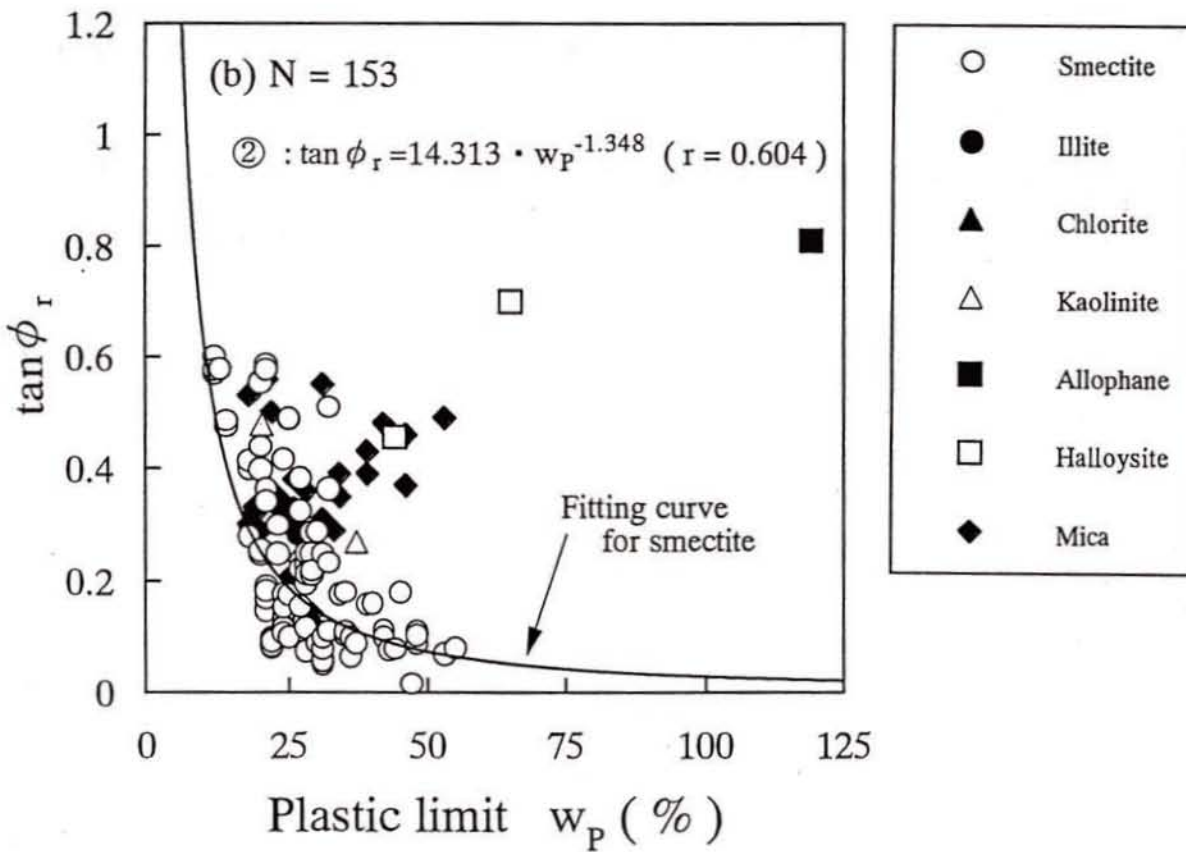
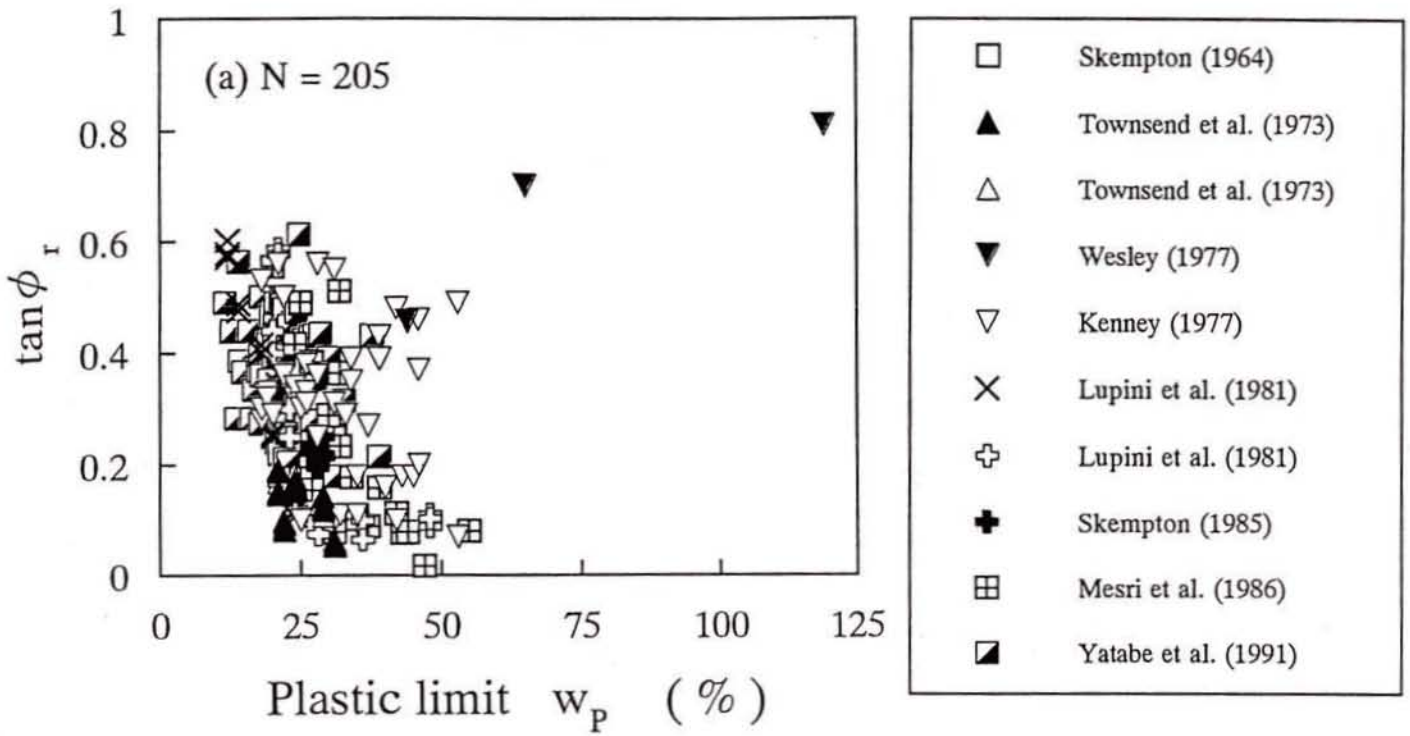


Fig.2.8 $\tan \phi_r$ plotted against plastic limit

ている。スメクタイトを含む土(○)に対する近似曲線は式②のようであり、 r は0.604である。

Fig.2.9(a)および(b)に $\tan\phi_r$ と I_p の関係を示す。 I_p の小さい領域で、 w_L と同様にデータ(■)のばらつきがある。また、 I_p の大きい領域で、 w_L および w_P と同様にデータ(▽および▼)が上方にはずれている。すべての土を対象とする場合、 $\tan\phi_r$ と I_p の関係は全体的にばらついているが、上記のデータを除けば、 $\tan\phi_r$ は I_p の増加に対して減少する傾向にある。一方、鉱物組成に着目して整理したFig.2.9(b)をみると、アロフェン(■)、ハロイサイト(□)および雲母(◆)を含む土がばらついている。スメクタイトを含む土(○)に対する近似曲線は式②のようであり、 r は0.840であり、 I_p との適合性は良い。

Fig.2.10(a)および(b)に $\tan\phi_r$ と w_P/w_L の関係を示す。 w_P/w_L はDeら⁵⁾や宋ら¹⁹⁾が用いた指標である。Fig.2.10(a)では、 $\tan\phi_r$ は w_P/w_L の増加に対して直線的に増加する傾向にある。一方、鉱物組成に着目して整理したFig.2.10(b)をみると、上記の影響要因において相関が悪かったアロフェン(■)およびハロイサイト(□)の相関は高くなっているが、雲母(◆)がばらついている。スメクタイトを含む土(○)に対して線形関数($\tan\phi_r = a \cdot w_P/w_L + b$, a, b は定数であり、 $\tan\phi_r$ と w_P/w_L の関係で最小二乗法により決定)で近似すると、式④である。 r は0.883であり、データとの適合性は最も良い。

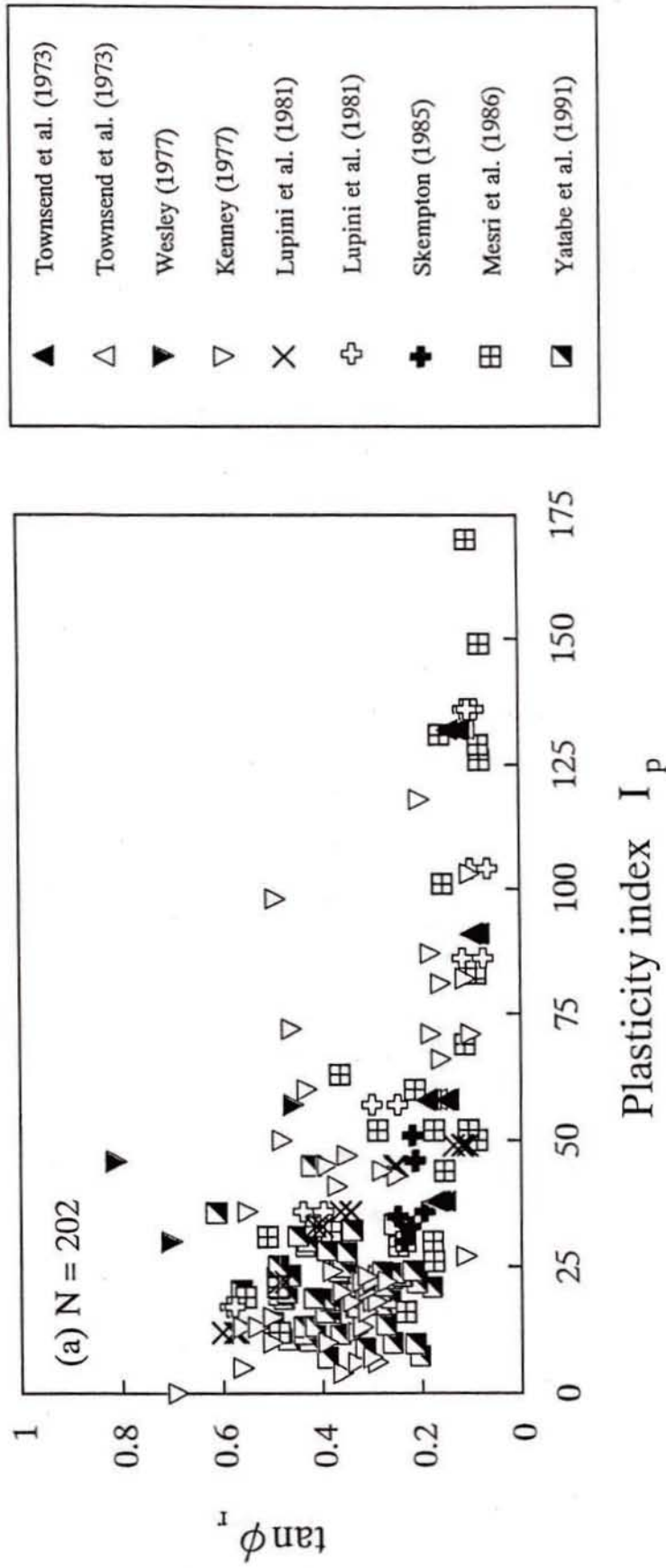


Fig.2.9(a) $\tan \phi_r$ plotted against plasticity index

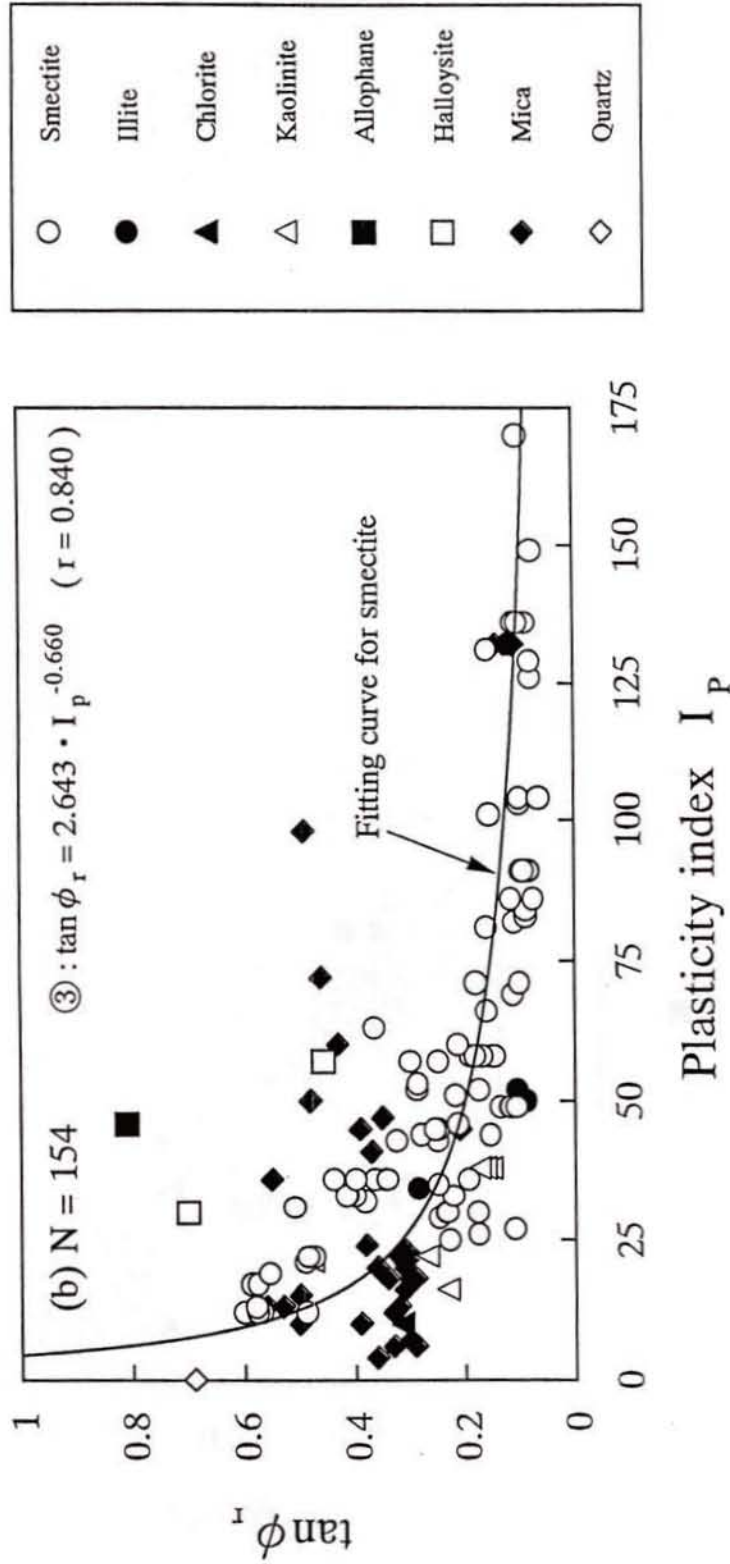


Fig.2.9(b) $\tan \phi_r$ plotted against plasticity index

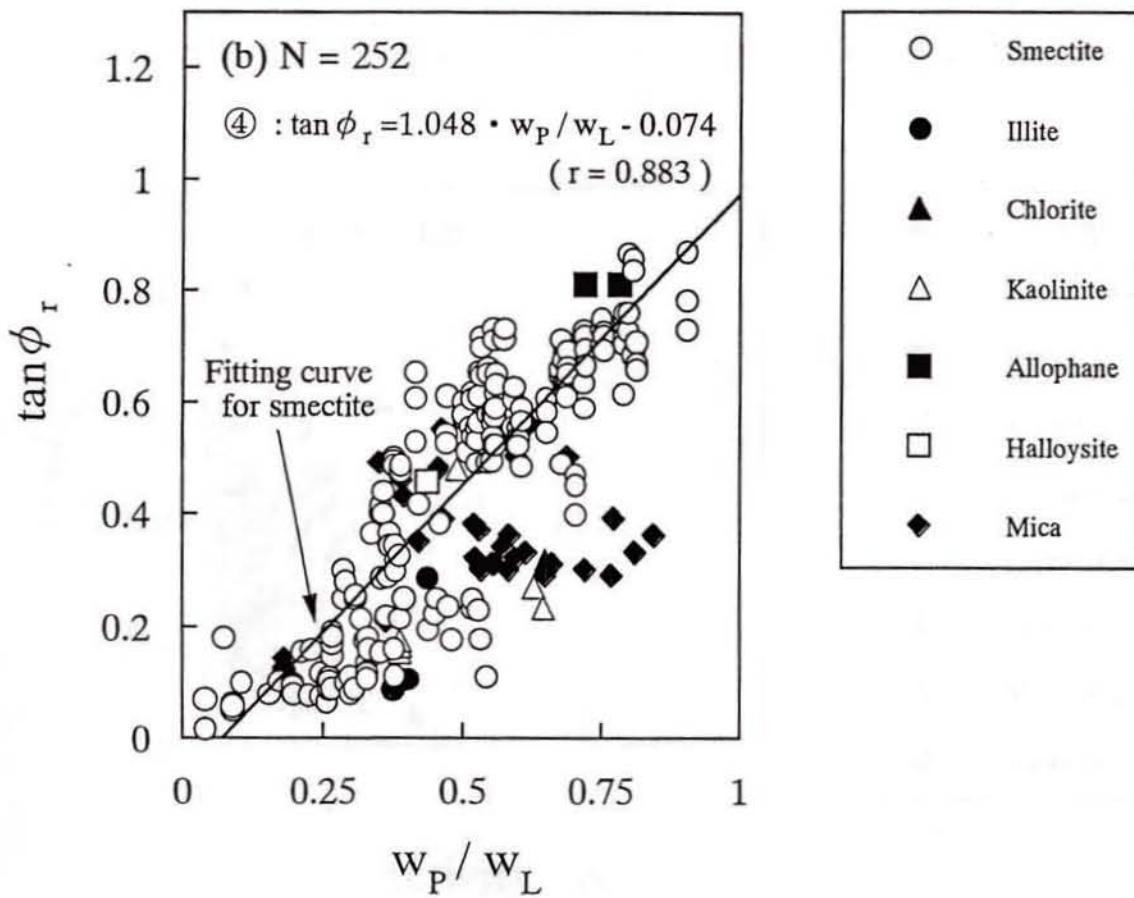
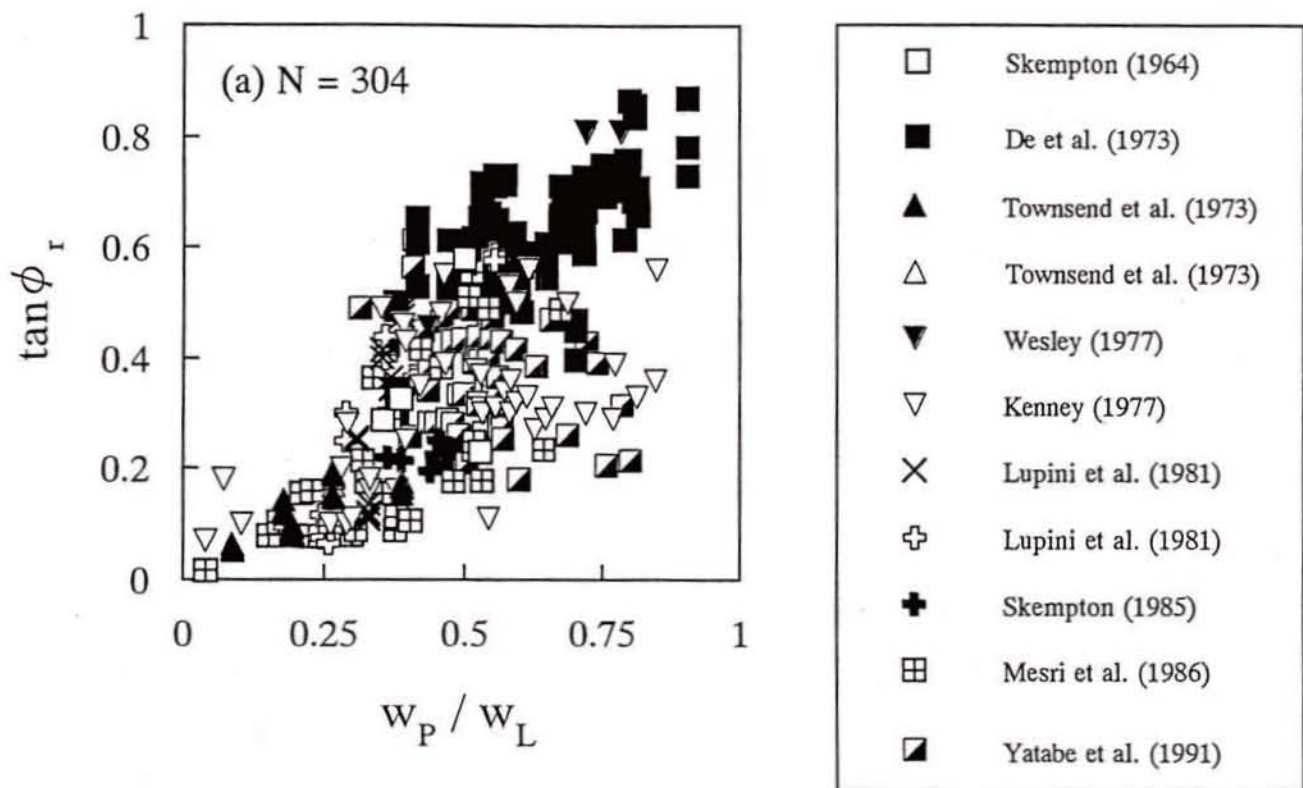


Fig.2.10 $\tan \phi_r$ plotted against ratio of plastic limit to liquid limit

2.4.2 活性度およびCALIP¹¹⁾

Fig.2.11(a)および(b)に $\tan \phi_r$ とAの関係を示す。Fig.2.11(a)では、すべての土を対象とする場合には、全体的にばらついている。ただし、前述の矢田部ら¹³⁾のデータ(■)を除けば、 $\tan \phi_r$ はAの増加に対して減少する傾向にある。一方、鉱物組成に着目して整理したFig.2.11(b)をみると、 w_p/w_L と同様にアロフェン(■)およびハロイサイト(□)の相関が高くなっていることがわかる。スメクタイトを含む土(○)に対する近似曲線(式⑤)の r は0.646であり、データとの適合性は w_p と同程度である。

Fig.2.12に $\tan \phi_r$ とCALIP(= $CF^2 \cdot w_L \cdot I_p \cdot 10^{-5}$)の関係を示す。CALIPはCollottaら¹¹⁾が提案した指標であり、 ϕ_r との相関が高い¹¹⁾とされているが、特定の粘土鉱物(アロフェン(■)、ハロイサイト(□)および雲母(◆))を含む土ではばらついている。スメクタイトを含む土(○)に対する近似曲線(式⑥)の r は0.830であり、データとの適合性は良い。ただし、CFの高い土では、CALIPの値は1000以上と非常に大きくなることもあり、この指標の実用上の範囲を明確にする必要がある。

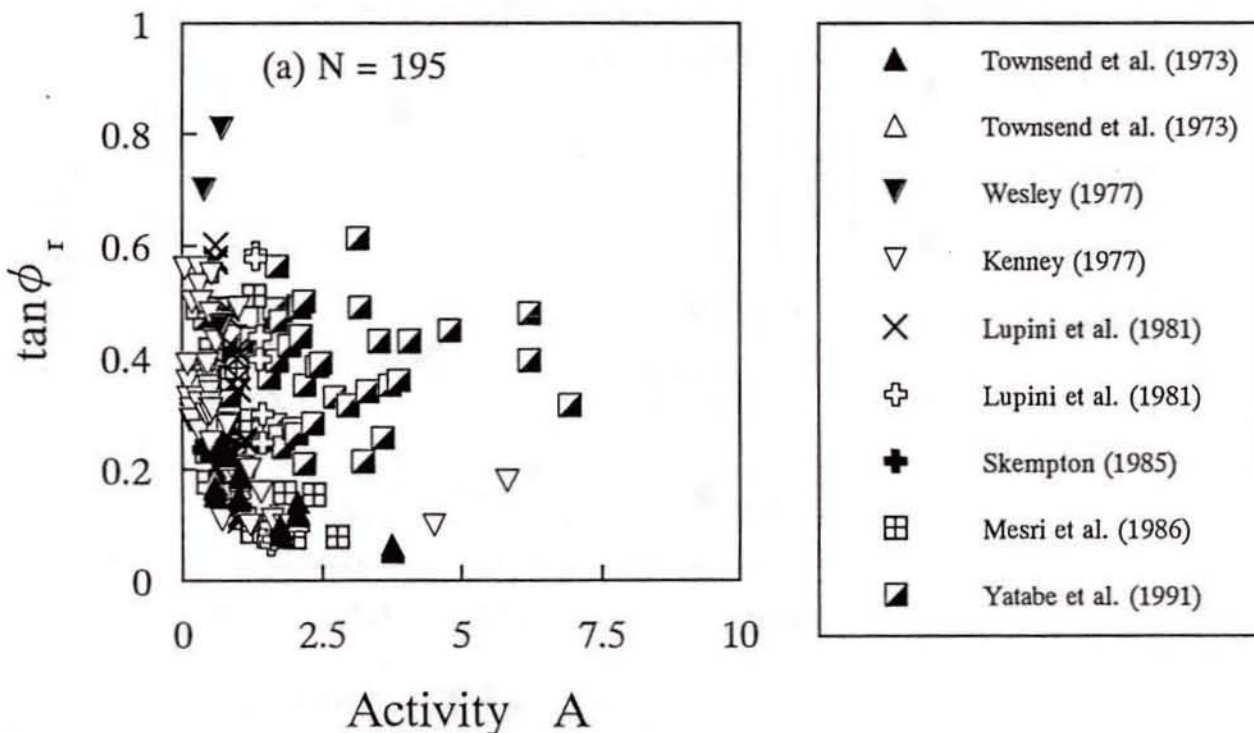


Fig.2.11(a) $\tan \phi_r$ plotted against activity

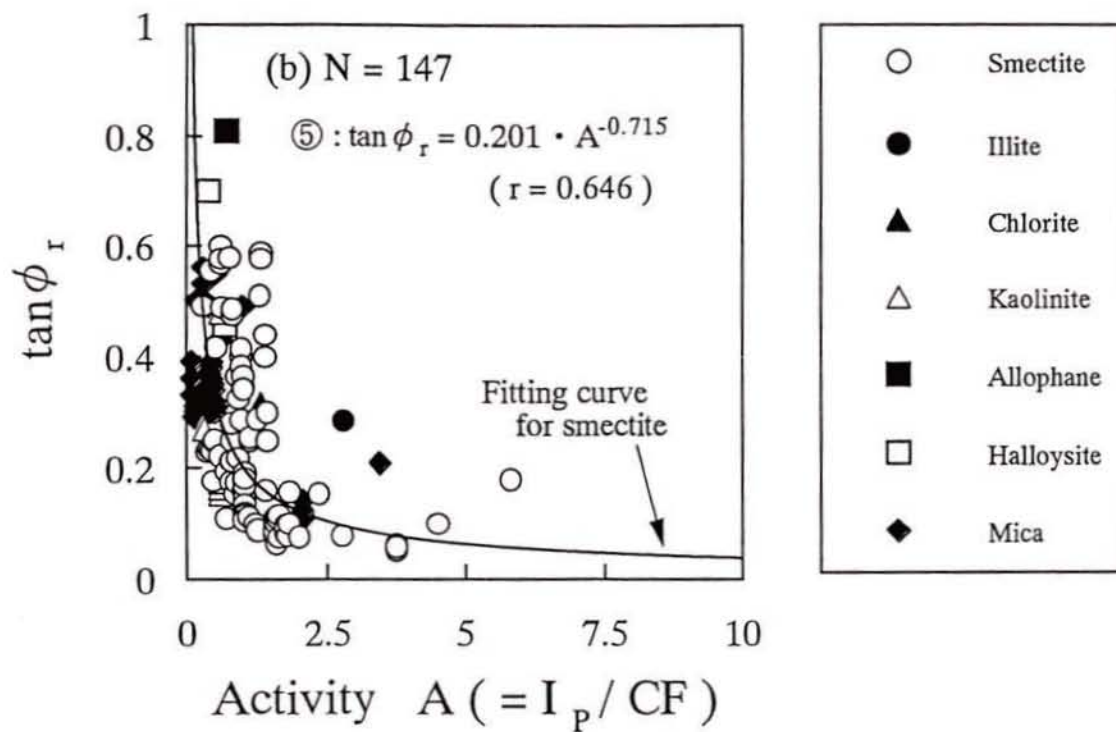


Fig.2.11(b) $\tan \phi_r$ plotted against activity

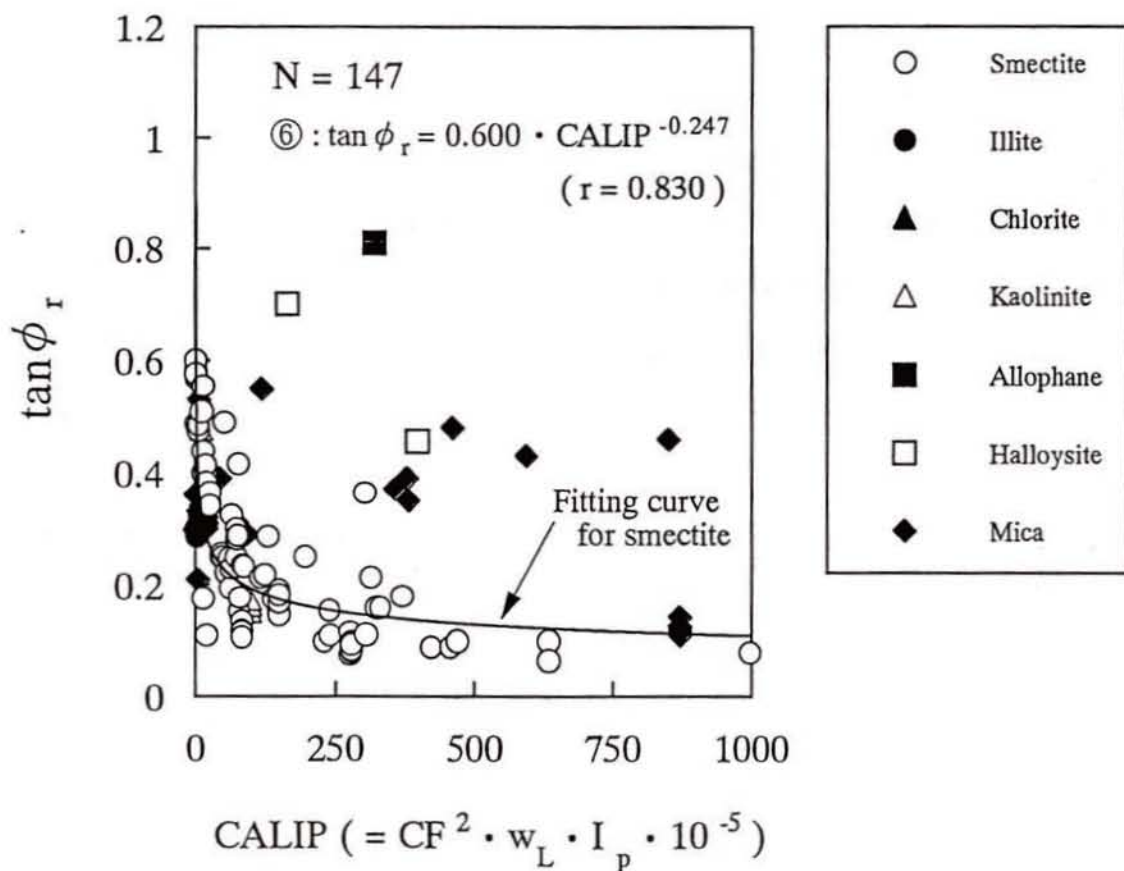


Fig.2.12 $\tan \phi_r$ plotted against CALIP

2. 5 結 論

本章では、既往の研究結果に基づいて土の残留強度と工学的指標の関係について考察した。得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- (1) スメクタイト(モンモリロナイト)以外の鉱物を含む土では、残留強度と粘土含有量との相関は低い。一方、スメクタイトを含む土では、これらの間に良い相関があり、残留強度は粘土含有量の増加に対して減少する。
- (2) 残留強度は砂分含有量の増加に対して連続的に増加する。
- (3) 研究例が少なく一種類の土に対するデータではあるが、残留強度は礫分含有量の増加に対して連続的に増加する。
- (4) 残留強度は、水素イオン濃度指数の変化に対して若干変化するものの、ナトリウムイオンおよびカルシウムイオンの濃度変化に対してほとんど変化しない。残留強度と間隙水の化学的性質の関係は粘土鉱物の種類によっても異なるものと考えられる。
- (5) アロフェン、ハロイサイトおよび雲母を含む土では、本文で取り上げたコンシステンシー限界および粘土含有量と組み合わせた工学的指標と残留強度との相関は低い。
- (6) 一方、スメクタイトを含む土では、液性限界、塑性指数、塑性限界と液性限界の比およびCALIPと残留強度の間には良い相関が認められる。
- (7) 塑性限界と液性限界の比はこれら工学的指標のうちで残留強度と最も高い相関を示す。
- (8) 含有する鉱物組成を考慮することにより、土のコンシステンシーを用いて残留強度を概略決定することができる。

第2章 参考文献

- 1) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol.12, No.4, pp.17～24, 1964.
- 2) 落合英俊：木村 孟，日下部 治編 新土木実験指導書-土質編-，技報堂出版，p.248, 1993.
- 3) Skempton, A.W. : Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, Vol.14, No.2, pp.77～102, 1964.
- 4) Skempton, A.W. : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3～18, 1985.
- 5) De, P.K. and Furdas, B. : Discussion - Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils, *Geotechnique*, Vol.23, No.4, pp.600～601, 1973.
- 6) Townsend, F.C. and Gilbert, P.A. : Tests to measure residual strengths of some clay shales, *Geotechnique*, Vol.23, No.2, pp.267～271, 1973.
- 7) Kenney, T.C. : Residual strengths of mineral mixtures, *Proc. 9th I.C.S.M.F.E.*, pp.155～160, 1977.
- 8) Wesley, L.D. : Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia, *Geotechnique*, Vol.27, No.2, pp.125～136, 1977.
- 9) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Vaughan, P.R. : The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181～213, 1981.
- 10) Mesri, G. and Cepeda-Diaz, A.F. : Residual shear strength of clays and shales, *Geotechnique*, Vol.36, No.2, pp.269～274, 1986.
- 11) Collotta, T., Cantoni, R., Pavesi, U., Ruberl, E. and Moretti, P.C. : A correlation between residual friction angle, gradation and the index properties of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.39, No.2, pp.343～346, 1989.
- 12) Moore, R. : The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays, *Geotechnique*, Vol.41, No.1, pp.35～47, 1991.
- 13) 矢田部龍一，八木則男，榎 明潔：破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性，土木学会論文集，No.436/Ⅲ-16, pp.93～101, 1991.

- 14) 村上幸利, 土倉 泰, 鈴木史浩: 地すべり粘土の水素イオン濃度と残留強度の関係把握に関する基礎的研究, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集, pp. 956~957, 1993.
- 15) 池尻勝俊, 谷本喜一: 神戸層群の地すべり粘土のせん断強度について, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp.2183~2186, 1993.
- 16) 矢田部龍一, 八木則男, 向谷光彦, 榎 明潔: 土の残留強度に与える試験法ならびにすべり面の拘束条件の影響, 土木学会論文集, No.554/Ⅲ-37, pp.139~146, 1996.
- 17) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M. : Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.456 ~ 462, 1987.
- 18) Kenney, T.C. : The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils, *Proc. Geotechnical conference*, Oslo, Vol.1, pp.123 ~ 129, 1967.
- 19) 宋 永焜, 岡田富士夫: 乱された粘土の残留強度に及ぼす影響要因, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.4, pp.107~118, 1978.
- 20) Voight, B. : Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils, *Geotechnique*, Vol.23, No.2, pp.265 ~ 267, 1973.

第3章 リングせん断試験における粘土の 残留強度の決定法

3.1 序説

リングせん断試験と繰返し一面せん断試験はともに供試体に無限に大きなせん断変形を与えることができるので、残留強度の測定に適したせん断試験とされている。しかし、粘土の残留強度とせん断変位の関係がかならずしも明らかではないことから、残留強度を求めるためのせん断試験の打ち切り変位は明確に規定されてはいない¹⁾。せん断変位が十分ではない場合、残留強度がいくぶん大きめに測定されることが示唆されている²⁾。このため、残留強度状態を再現するためには供試体にかなり大きなせん断変位を与えねばならず、せん断変位、せん断速度および排水条件の三者の関係から試験時間に長期間を要する。

残留強度は、第1章で論じたように、実際には個々の判断において試験を打ち切り、決定されている。たとえば、リングせん断試験において、宜保ら³⁾・⁴⁾はせん断応力～せん断変位関係の周期的な変動曲線の極小値に通減が認められなくなった時点のせん断応力を残留強度としている。また、矢田部ら⁵⁾および八木ら⁶⁾はせん断は1回転から1回転半行い、強度が一定となり、かつ、体積変化がゼロとなった時の値を残留強度としている。しかし、データ整理においてせん断応力～せん断変位曲線の形状はそれぞれのスケールのとり方によって異なるので、この曲線から客観的に残留強度状態を判定することは難しい。さらに、残留強度と塑性指数や粘土含有量などの影響要因との相関性、また、残留強度に及ぼす垂直応力やせん断速度などの影響を検討する場合においては、せん断試験の実測値からただ一通りに残留強度を決定することがたいへん重要である。

本章では、リングせん断試験において残留強度を決定する方法として双曲線近似を用いて実測値を外挿する簡便な整理法^{7)~9)}を提案した。カオリンを用いたリングせん断試験結果に基づいて、垂直応力、過圧密比およびせん断変位角速度（回転角速度）が異なる様々な試験条件において提案法の妥当性を詳細に検証するとともに、自然粘土に対してもその適用性を比較・検討した。さらに、提案法を用いて残留強度とせん断変位角（回転角）の関係を検討することにより、リングせん断試験の打ち切りに必要なせん断変位角についても考察した。

なお、土が残留強度に達するのはせん断変位 D （せん断ひずみ）に依存すると考えられる。また、リングせん断試験で供試体に破壊面の形成が始まるのは最大応力比 $((\tau/\sigma_N)_{\max})$ ： τ はせん断応力、 σ_N は垂直応力である）に達した時点からであり、残留強度に達するのは形成された破壊面が供試体全体で連結した時点よりもかなり後の時点であるという報告¹⁰⁾もある。供試体の大きさが異なる場合には、破壊面が連結するために必要なせん断変位 $D (= R \theta)$ ： D は環状供試体の中間の半径 R における移動距離、 θ はリングの回転角）が異なるものと予想される。ここでは、リングせん断試験において直接測定されるリングの回転角をせん断変位角 θ としてせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ （回転角速度）とともにデータ整理に用いており、せん断変位 D は一次データである θ から算出した。ただし、せん断応力が定常状態となる残留状態では、せん断変位 D とそれに対応するせん断変位角 θ を用いることの違いはないものとする。

3.2 粘土の残留強度の決定法の提案

測定可能な範囲内の試験結果から大きなせん断変位に対応するせん断応力を推定するために、せん断応力～せん断変位関係を定式化することが試みられている。宜保¹¹⁾は一面せん断試験において、ピーク以後のせん断応力 τ ～せん断変位 D 関係の形状を表す式として式(3.1)を提案している。

$$\tau = \sqrt{\frac{a}{(D-D_t)^2+b} + c} \quad (3.1)$$

ここで、 a, b, c は実験定数であり、過圧密比や土性によって異なる。 D_t はピーク強度に対応するせん断変位である。

これより、残留強度 τ_r は式(3.2)で与えられる。

$$\begin{aligned} \tau_r &= \lim_{D \rightarrow \infty} \sqrt{\frac{a}{(D-D_t)^2+b} + c} \\ &= \sqrt{c} \end{aligned} \quad (3.2)$$

式(3.1)はピーク強度から残留強度までの範囲におけるせん断応力～せん断変位関係の形状を表す式として提案されたものである。本文のように残留強度のみを精度よく決定しようとする場合においては、近似関数のパラメータの決定がより簡便である方が望ましい。

一方、Kondner¹²⁾は三軸圧縮試験におけるせん断初期から最大主応力差 $((\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} : \sigma_1$ および σ_3 はそれぞれ最大および最小主応力である)までの応力・ひずみ曲線を双曲線関数で近似できることを実証している。また、村山¹³⁾は三軸圧縮試験において主応力差最大後のひずみ軟化領域において、応力比 $q/p' = (\sigma_1 - \sigma_3) / ((\sigma_1' + 2\sigma_3')/3)$ ～せん断ひずみ γ 関係が双曲線で近似されるとしている。

これらのことに基づいて、リングせん断試験における最大せん断応力後のせん断

応力～せん断変位角関係の実測値に対しても，双曲線近似が適用できるものと仮定して，実測値を外挿することによって大変位領域におけるその漸近値を残留強度と決定する方法を提案する．この方法は，残留強度をせん断応力～せん断変位関係のスケールのとり方によらずに客観的に決定するものである．また，双曲線関数のパラメータを決定するためのデータの整理法は Kondner^{1,2)}が示したように非常に簡単であり，近似の適合性が良好であることが確かめられれば，残留強度の決定法として十分に適用できるものとする．

Fig.3.1(a)および(b)に提案法の概略を示す．残留強度は，3.1で述べたように，大変位までせん断されたときの一定で最小のせん断応力と定義される．定圧リングせん断試験において， τ_p を最大せん断応力， θ_p を最大せん断応力時のせん断変位角， θ_{end} を試験打ち切り時のせん断変位角とする．垂直応力 σ_N が一定の下で，区間 $(\theta_p, \theta_{end}]$ においてせん断応力 τ ～せん断変位角 θ 関係の実測値(○)に対して式(3.3)で表す双曲線近似が適用可能であると仮定する．すなわち，Fig.3.1(b)に示す $\theta/\tau \sim \theta$ 関係の $(\theta_p, \theta_{end}]$ における実測値(○)に直線関係があるものとする．

$$\tau = \frac{\theta}{a+b\theta} \quad (\theta > \theta_p) \quad (3.3)$$

ここで， a, b は実験定数であり，それぞれ $\theta/\tau \sim \theta$ 関係における実測値に対して最小二乗法によってフィッティングした直線の切片および傾きで与えられる．

式(3.3)と実測値の適合性が良好であれば，式(3.3)の漸近値として残留強度 τ_r は式(3.4)から決定される．

$$\tau_r = \frac{1}{b} \quad (3.4)$$

データの近似手法に用いられる関数には双曲線関数のほかに指数関数や対数関数などが考えられる．地盤工学の分野（たとえば，圧密沈下量の予測式^{1,4)}など）では双曲線近似がよく用いられる．この理由として，土の力学的挙動が一般に非線形

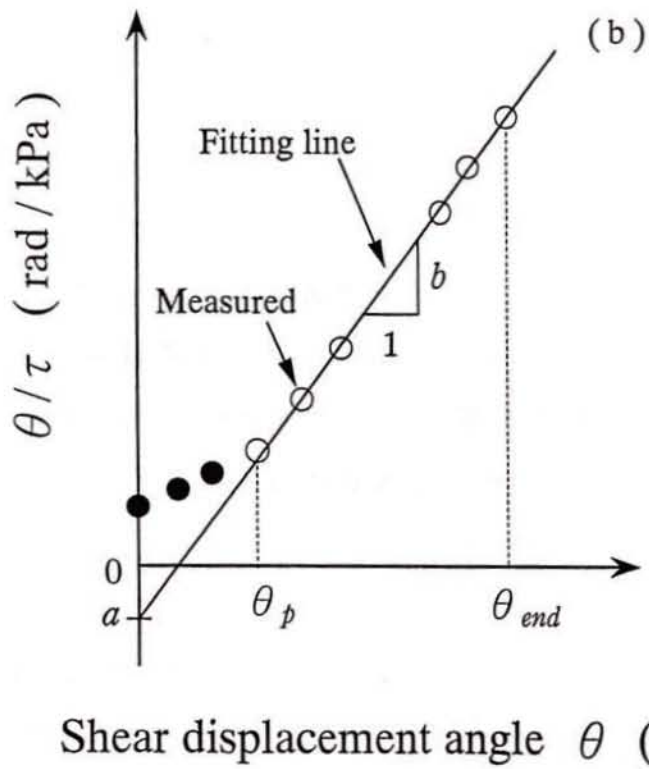
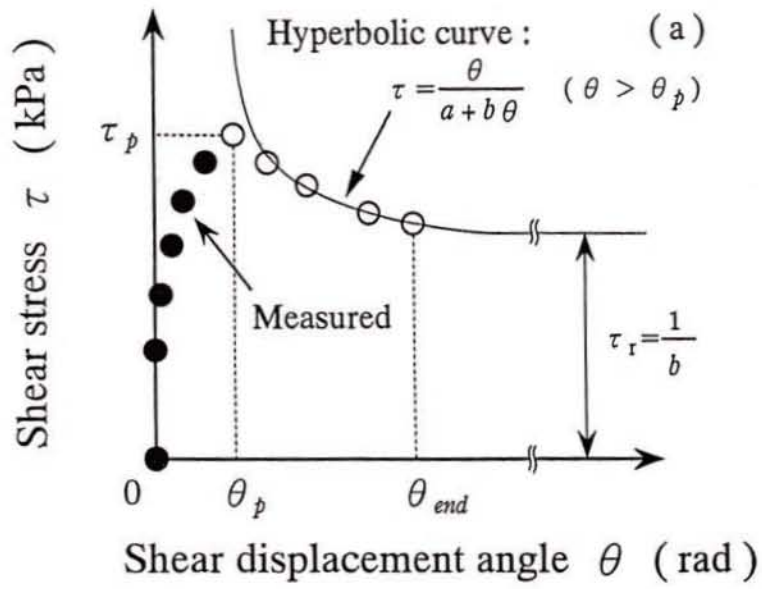


Fig.3.1 Schematic diagram for determining the residual strength by a hyperbolic curve approximation

性を示すこと、およびパラメータの数が少なく、その決定が簡便であることが挙げられる。

3.3 リングせん断試験の概要

3.3.1 試料および試験方法

提案法の妥当性を検証するために、Table 3.1およびTable 3.2に示すように、垂直応力 σ_N 、過圧密比OCRおよびせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ の異なる計38ケースの圧密・定圧リングせん断試験を実施した。さらに、既往の研究結果^{4)・15)・16)}より引用した計7ケースの5種類の自然粘土のデータについても検証した。

試験に用いた試料はカオリン（土粒子の比重： $G_s=2.724$ ，液性限界： $w_L=75.6\%$ ，塑性指数： $I_p=39.3$ ，粘土含有量（ $2\mu\text{m}$ 以下）： $CF=70\%$ ）と2種類の島尻泥岩^{17) A}（ $G_s=2.779$ ， $w_L=55.2\%$ ， $I_p=33.3$ ）およびB（ $G_s=2.797$ ， $w_L=69.8\%$ ， $I_p=43.0$ ）であり，含水比が w_L の2倍になるように純水で練返した。供試体は，リングせん断試験における所定の圧密応力の85%の予圧密応力で7日間一次元圧密した試料を，内径6 cm，外径10 cm，高さ2 cmの環状に成形したものである。成形部分は試料の高さ方向でほぼ等しい含水比の部分を用いた。成形リングの試料への押し込みは昇降台を使用し，乱れが少なくなるように慎重に行った。なお，成形リングには摩擦軽減用のシリコングリースを塗布した。

Fig.3.2に試験装置の概要を示す（Photo 3.1およびPhoto 3.2参照）。リングの内径および外径はそれぞれ6 cmおよび10 cm（環状部分の中間の半径： $R=4\text{ cm}$ ）であり，供試体は下部リングの多孔板から高さ1 cmのところではせん断される。垂直力は載荷板に固定されたロッドをペロフラムシリンダーで鉛直方向に引き下げることによって，せん断力は下部リングを変速ギアを用いて回転させることによって載荷される。垂直力およびせん断力がそれぞれのロードセルによって測定される。鉛直変位および0.10 mmに設定する上下部リングの隙間はそれぞれダイヤルゲージ1および2で測定される。

本装置は供試体とリング周面の間の摩擦力を，上部リングに接続された引き上げ金具を介して，載荷枠に取り付けられたロードセルによって測定できる。リング周面摩擦力はリング周面に対する供試体の相対的な変位に起因する。澁谷¹⁸⁾は，一面せん断試験においてせん断面上の垂直応力が一定でないときには，強度定数は正

しく得られないとして、定圧せん断試験において載荷板と反対側のせん断箱で垂直力を測定し、せん断面上の垂直応力を一定に制御する「真の定圧試験」を行うことが望ましいとしている。本試験における垂直応力の補正方法をFig.3.3に示す。本装置では、載荷板は回転せず、垂直力が偏心しないようにベアリングで支持されており、このような場合には、供試体の周面における摩擦力は、負のダイレイタンス（Fig.3.3(a) $v > 0$, v :鉛直変位）の場合には鉛直上向きに、正のダイレイタンス（Fig.3.3(b) $v < 0$ ）の場合には鉛直下向きにそれぞれ生じる。本試験においては、せん断面上の平均的な垂直応力が一定になるように、ロードセルによって測定した摩擦力を考慮して垂直力を随時一定に制御した。また、隙間の設定時においても、垂直力をそのとき発生するリング周面摩擦力を考慮して調整した。なお、リングの周面にはシリコングリースを塗布している。ただし、上下部リングの隙間からの試料の漏出を防ぐ工夫は行っていない。

Table 3.1は試験ケースおよび供試体の初期状態を示したものである。 ρ_t および w_0 はそれぞれ供試体の初期状態における湿潤密度および含水比である。 σ_c は圧密応力であり、加圧板重量を考慮している。圧密時間は3t法に基づいて180 min.とした。なお、 σ_c の載荷直後に供試体を水浸させ、供試体の膨潤を防いだ。 σ_N はせん断時の垂直応力であり、上記のようにして、一定に制御している。過圧密状態の試験においては、圧密終了後の除荷による膨潤時間を90 min.とした。所定の垂直応力 σ_N 、過圧密比OCRおよびせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ でせん断変位角 $\theta_{end} = 8 \sim 10$ rad(459~573 deg)の大変位(32~40 cmに相当するせん断変位)まで定圧リングせん断試験を実施した。Table 3.2は試験結果を示したものである。 τ_p および θ_p はそれぞれ最大せん断応力およびそのときのせん断変位角である。また、 τ_r は双曲線近似の方法を用いて決定された残留強度であり、実測値とは異なる。 a および b は双曲線関数のパラメータ、 r は双曲線近似の適合性を表す相関係数、 n は双曲線近似に用いた実測値のデータ数である。

Table 3.1 Test cases and initial conditions of specimens

Test No.	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	OCR ($= \sigma_c / \sigma_N$)	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	θ_{end} (rad)	ρ_t (g/cm ³)	w_0 (%)
1-1	98	98	1.0	0.0025	10.1	1.613	69.9
1-2	147	147	1.0	0.0025	10.0	1.648	65.4
1-3	196	196	1.0	0.0025	10.0	1.685	56.7
1-4	294	294	1.0	0.0025	10.0	1.729	51.2
1-5	392	392	1.0	0.0025	10.0	1.755	49.0
2-1(1-1)	98	98	1.0	0.0025	10.1	1.613	69.9
2-2	147	98	1.5	0.0025	10.1	1.664	64.9
2-3	196	98	2.0	0.0025	10.1	1.673	61.4
2-4	294	98	3.0	0.0025	10.1	1.705	58.5
2-5	392	98	4.0	0.0025	10.1	1.756	53.5
2-6(1-2)	147	147	1.0	0.0025	10.0	1.648	65.4
2-7	196	147	1.33	0.0025	10.1	1.654	63.1
2-8	392	147	2.67	0.0025	10.0	1.731	55.7
3-1	196	196	1.0	0.0005	10.0	1.687	57.9
3-2	196	196	1.0	0.00063	10.0	1.709	57.0
3-3	196	196	1.0	0.00075	8.0	1.692	58.2
3-4	196	196	1.0	0.00088	10.0	1.682	58.0
3-5	196	196	1.0	0.00113	10.0	1.689	57.1
3-6	196	196	1.0	0.00125	8.0	1.698	56.0
3-7(1-3)	196	196	1.0	0.0025	10.0	1.685	56.7
3-8	196	196	1.0	0.005	10.0	1.691	56.5
3-9	196	196	1.0	0.01	10.0	1.694	56.7
3-10	196	196	1.0	0.02	10.0	1.683	57.4
3-11	196	196	1.0	0.05	10.0	1.688	56.1
3-12	294	294	1.0	0.00075	10.0	1.724	51.6
3-13	294	294	1.0	0.00113	10.0	1.705	51.5
3-14(1-4)	294	294	1.0	0.0025	10.0	1.729	51.2
3-15	294	294	1.0	0.01	10.0	1.735	51.5
3-16	294	294	1.0	0.02	9.9	1.752	51.1
3-17	294	294	1.0	0.05	10.0	1.760	52.9
3-18	392	392	1.0	0.00075	10.0	1.791	48.6
3-19	392	392	1.0	0.00113	10.0	1.768	48.7
3-20	392	392	1.0	0.00125	10.0	1.745	49.9
3-21(1-5)	392	392	1.0	0.0025	10.0	1.755	49.0
3-22	392	392	1.0	0.01	10.0	1.756	49.1
3-23	392	392	1.0	0.05	10.0	1.777	49.4
4-1	294	294 *1	1.0	0.0025	10.0	1.927	34.0
4-2	294	294 *1	1.0	0.0025	10.0	1.885	39.2
5-1	-	98 *1	-	0.0078 *2	5.0	-	-
5-2	-	98 *1	-	0.0078 *2	4.4	-	-
5-3	-	98 *1	-	0.0078 *2	4.2	-	-
6-1	39	39 *1	1.0	0.00033 *2	27.2	-	-
6-2-1	196	196 *1	1.0	0.00033 *2	90.4	-	-
6-2-2	196	196 *1	1.0	0.00033 *2	90.4	-	-
6-3	392	392 *1	1.0	0.00033 *2	39.4	-	-
7-1	900	525 *1	1.71	$\dot{D} = 0.01$ *3 (mm/min.)	$D_{end} = 50.8$ *4 (cm)	-	-

Test No.4-1 ~ 2 : After Umezaki et al. ¹⁷⁾

Test No.5-1 ~ 3 : After Yokota et al. ¹⁵⁾

Test No.6-1 ~ 3 : After Gibo et al. ⁴⁾

Test No.7-1 : After Skempton ¹⁶⁾

*1 σ_{NO} : Initial normal stress before shear process

*2 $\dot{\theta}$: Shear displacement angle rate at residual

*3 \dot{D} : Shear displacement rate

*4 D_{end} : Shear displacement at the end of shear process

Table 3.2 Test results

Test No.	τ_p (kPa)	θ_p (rad)	τ_r (kPa)	a (rad/kPa)	b (1/kPa)	r	n
1-1	40.1	0.185	25.6	-0.0126	0.0390	0.998	39
1-2	55.0	0.160	28.9	-0.0068	0.0346	1.000	40
1-3	58.8	0.240	34.4	-0.0129	0.0291	0.998	37
1-4	82.6	0.170	48.2	-0.0039	0.0207	1.000	39
1-5	114.2	0.220	71.7	0	0.0139	0.999	38
2-1(1-1)	40.1	0.185	25.6	-0.0126	0.0390	0.998	39
2-2	40.1	0.180	31.6	-0.0048	0.0317	0.999	39
2-3	40.1	0.150	22.1	-0.0155	0.0451	0.999	40
2-4	42.5	0.100	22.4	-0.0105	0.0445	0.999	42
2-5	41.1	0.102	23.2	-0.0172	0.0431	0.997	40
2-6(1-2)	55.0	0.160	28.9	-0.0068	0.0346	1.000	40
2-7	55.0	0.150	29.4	-0.0086	0.0340	1.000	40
2-8	58.3	0.110	31.0	-0.0065	0.0323	1.000	40
3-1	61.6	0.215	31.5	-0.0079	0.0318	0.999	39
3-2	62.6	0.238	31.3	-0.0149	0.3190	0.998	34
3-3	59.2	0.188	33.7	-0.0122	0.0297	0.995	32
3-4	61.2	0.158	36.2	-0.0074	0.0277	0.999	36
3-5	60.7	0.191	34.5	-0.0093	0.0290	0.999	36
3-6	61.2	0.188	36.5	-0.0073	0.0274	0.999	38
3-7(1-3)	58.8	0.240	34.4	-0.0129	0.0291	0.998	37
3-8	63.5	0.180	37.0	-0.0086	0.0270	0.999	39
3-9	61.6	0.170	39.4	-0.0116	0.0254	0.996	39
3-10	57.8	0.190	47.8	-0.0047	0.0209	0.999	39
3-11	53.5	0.259	51.5	-0.0010	0.0194	0.999	36
3-12	82.1	0.146	47.4	-0.0041	0.0211	1.000	41
3-13	82.1	0.171	49.4	-0.0029	0.0202	1.000	39
3-14(1-4)	82.6	0.170	48.2	-0.0039	0.0207	1.000	39
3-15	82.6	0.190	55.5	-0.0056	0.0180	0.999	39
3-16	84.1	0.150	54.9	-0.0047	0.0182	0.999	39
3-17	79.8	0.220	62.5	-0.0062	0.0160	0.997	37
3-18	105.5	0.146	64.6	-0.0009	0.0155	1.000	41
3-19	107.0	0.171	68.6	-0.0007	0.0146	1.000	39
3-20	112.7	0.140	73.6	-0.0004	0.0136	0.999	48
3-21(1-5)	114.2	0.220	71.7	0	0.0139	0.999	38
3-22	104.7	0.220	74.0	-0.0025	0.0135	1.000	38
3-23	103.7	0.541	80.0	-0.0036	0.0125	1.000	34
4-1	131.7	0.600	128.5	0.0006	0.0078	0.999	30
4-2	120.7	0.260	52.1	0.0004	0.0192	0.996	31
5-1	58.8	0.565	38.3	-0.0054	0.0261	0.999	41
5-2	46.4	0.218	32.6	-0.0011	0.0307	0.999	46
5-3	47.8	0.358	26.9	-0.0060	0.0372	0.999	38
6-1	10.0	0.084	5.81	-0.1295	0.1721	0.996	36
6-2-1	73.8	0.598	11.9	-1.2664	0.0844	0.929	152
6-2-2	73.8	0.598	9.4	-1.5388	0.1062	0.941	21
6-3	136.9	0.138	30.0	-0.1423	0.0477	0.987	66
7-1	$(\tau/\sigma_N)_p$ *1 = 0.409	$D_p = 0.387$ *2 (cm)	$(\tau/\sigma_N)_r$ *3 = 0.154	-7.600 (cm/kPa)	6.514	1.000	85

Test No.4-1 ~ 2 : After Umezaki et al. ¹⁷⁾ *1 $(\tau/\sigma_N)_p$: Stress ratio at peak

Test No.5-1 ~ 3 : After Yokota et al. ¹⁵⁾ *2 D_p : Shear displacement at the peak shear stress

Test No.6-1 ~ 3 : After Gibo et al. ⁴⁾ *3 $(\tau/\sigma_N)_r$: Stress ratio at residual

Test No.7-1 : After Skempton ¹⁶⁾

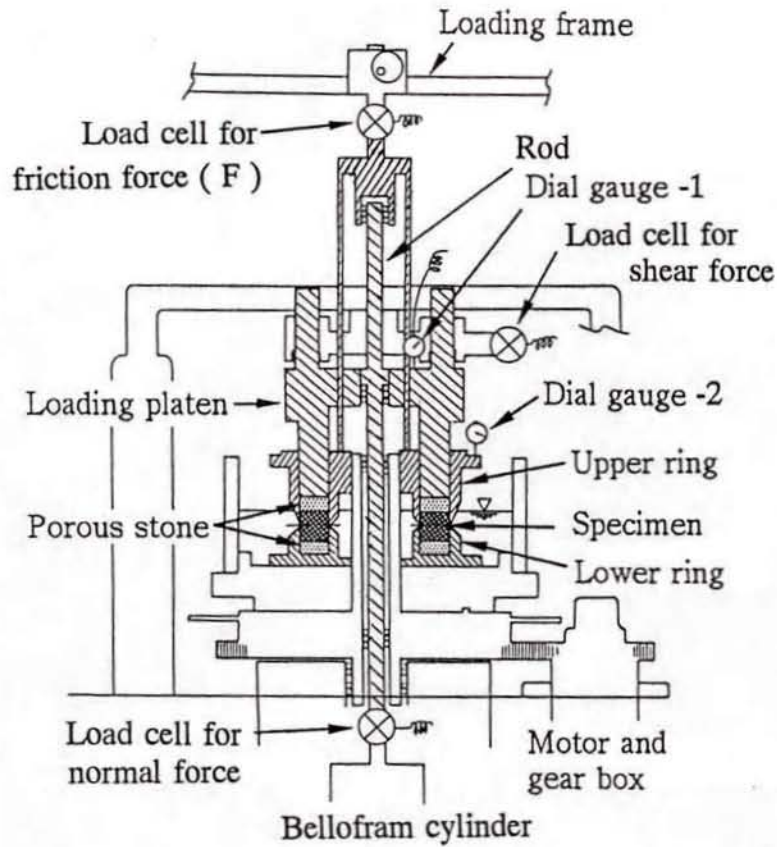
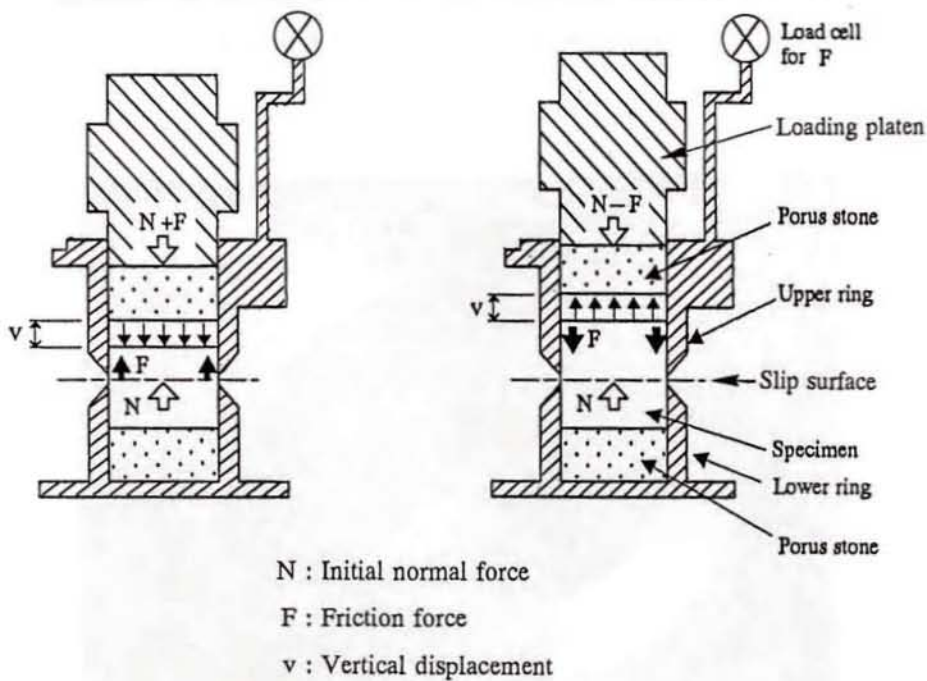


Fig.3.2 Essential features of ring shear test apparatus



(a) Contraction : $v > 0$ (b) Dilation : $v < 0$

Fig.3.3 Systems for measuring friction force and controlling normal force

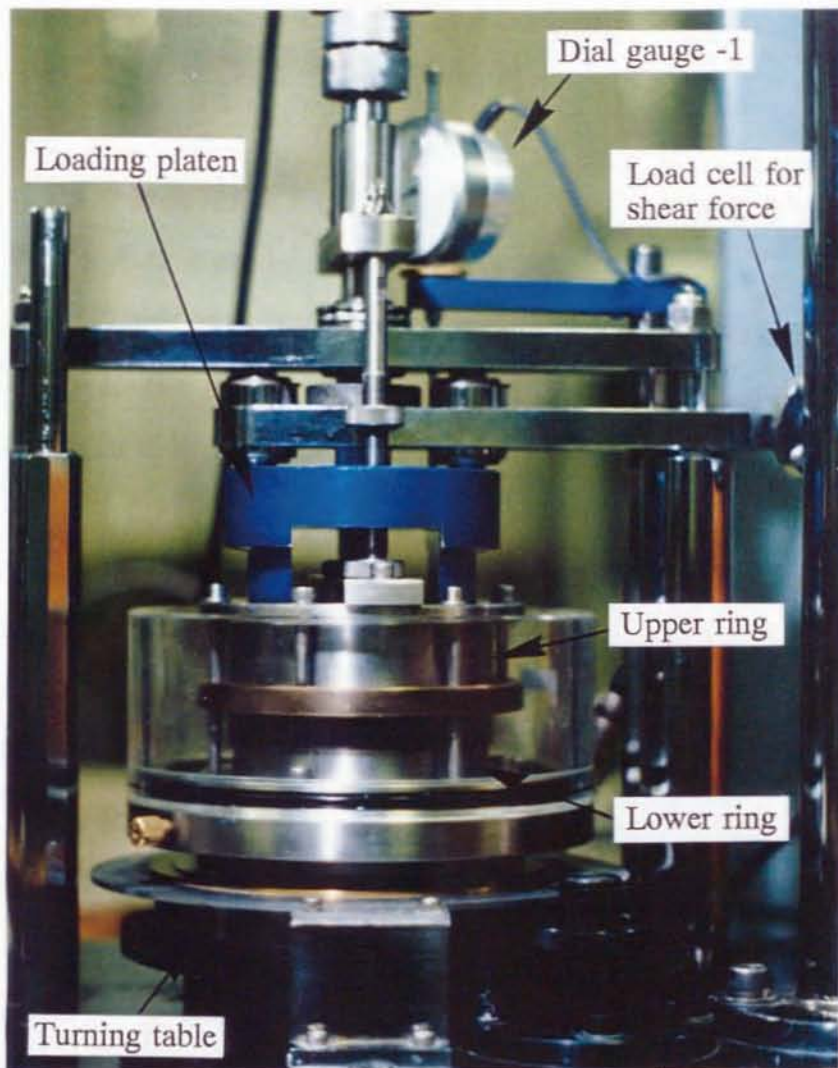


Photo 3.1 Ring shear test apparatus



Photo 3.2 Annular specimen in ring shear box

3.3.2 粘土のリングせん断挙動

垂直応力 σ_N 、過圧密比OCRおよびせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ が異なる場合のカオリンのリングせん断挙動をそれぞれFig.3.4~6に示す。

Fig.3.4(a)および(b)に垂直応力 σ_N が異なる場合のリングせん断挙動を示す。Fig.3.4(a)はせん断応力 τ ~ 鉛直変位 v ~ せん断変位角 θ 関係を示したものである。ここで、鉛直変位 v は圧縮の場合を $v > 0$ とした。せん断応力 τ は、 $\sigma_N = 196, 294, 392$ kPaに対してそれぞれ、 $\theta = 7.0, 3.0, 2.0$ rad程度で定常状態に達しているようにもみえる。しかし、打ち切りせん断変位角 $\theta_{end} = 10$ radよりさらに大きいせん断変位角に対してこのまま定常状態を呈するか否かをFig.3.4(a)より正確に判断することは難しい。また、鉛直変位 v は定常状態には達しておらず、 $\theta = 10$ radにおいても減少傾向にある。なお、垂直応力 σ_N の値によっては、リングせん断試験装置の機構上、せん断時にリングの隙間からの試料の微少な漏出が生じる。このことも鉛直変位の挙動に少なからず影響する。

3.1で述べたように残留強度状態においてはせん断応力 τ と鉛直変位 v がともに定常状態になるとされている。すなわち、 $\Delta \tau / \Delta \theta = 0$ かつ $\Delta v / \Delta \theta = 0$ である。そこで、せん断変位角に対するせん断応力および鉛直変位の変化率 $\Delta \tau / \Delta \theta$ および $\Delta v / \Delta \theta$ の挙動をFig.3.4(b)に示す。 $\Delta \tau / \Delta \theta$ は変動しながら $\Delta \tau / \Delta \theta = 0$ に収れんするようにみえるが、単調に減少するのではなく、 $\Delta \tau / \Delta \theta = 0$ となる θ を明確に決定することはできない。また、 $\Delta \tau / \Delta \theta \sim \theta$ 関係は $\Delta \theta$ の値の幅に大きく影響される。同様に、 $\Delta v / \Delta \theta$ も θ の増加に伴いゼロに収れんする傾向にあるが、ゼロに達していない。

Fig.3.5(a)および(b)は過圧密比OCRが異なる場合のリングせん断挙動を示したものである。OCR=1.0, 2.0, 4.0の試験ケースは圧密応力をそれぞれ $\sigma_c = 98, 196, 392$ kPaとしてせん断時の垂直応力をすべて $\sigma_N = 98$ kPaに一定とした。また、Fig.3.6(a)および(b)はせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ が異なる場合のリングせん断挙動を示したものである。OCRおよび $\dot{\theta}$ が異なる試験条件においては、 $\tau \sim \theta$ 関係および $v \sim \theta$ 関係はそれぞれ異なるが、これらすべての場合においてもFig.3.4(a)および(b)で考察したことと同様である。

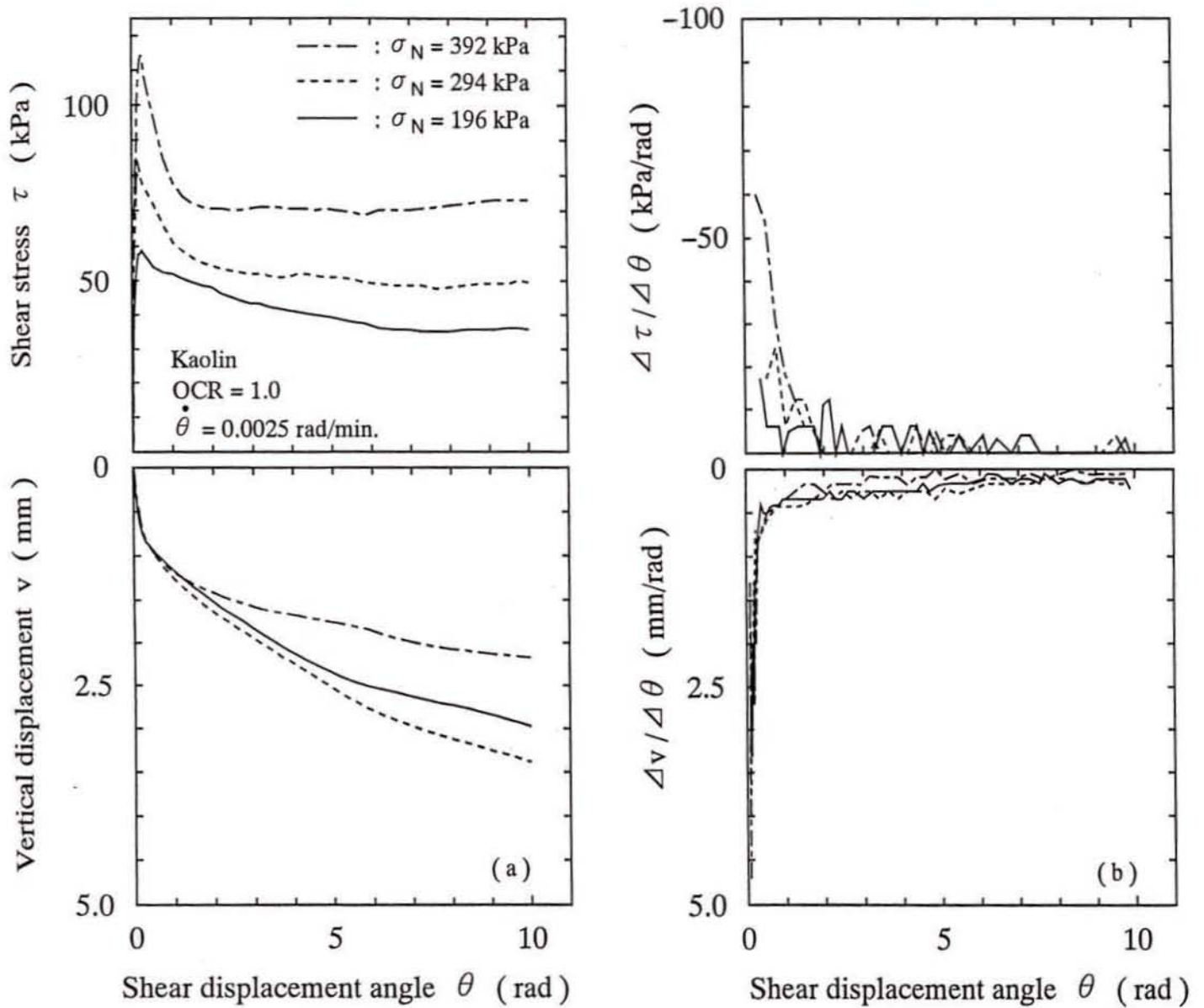


Fig.3.4 $\tau-v-\theta$ curves and $(\Delta\tau/\Delta\theta)-(\Delta v/\Delta\theta)-\theta$ curves under the several σ_N

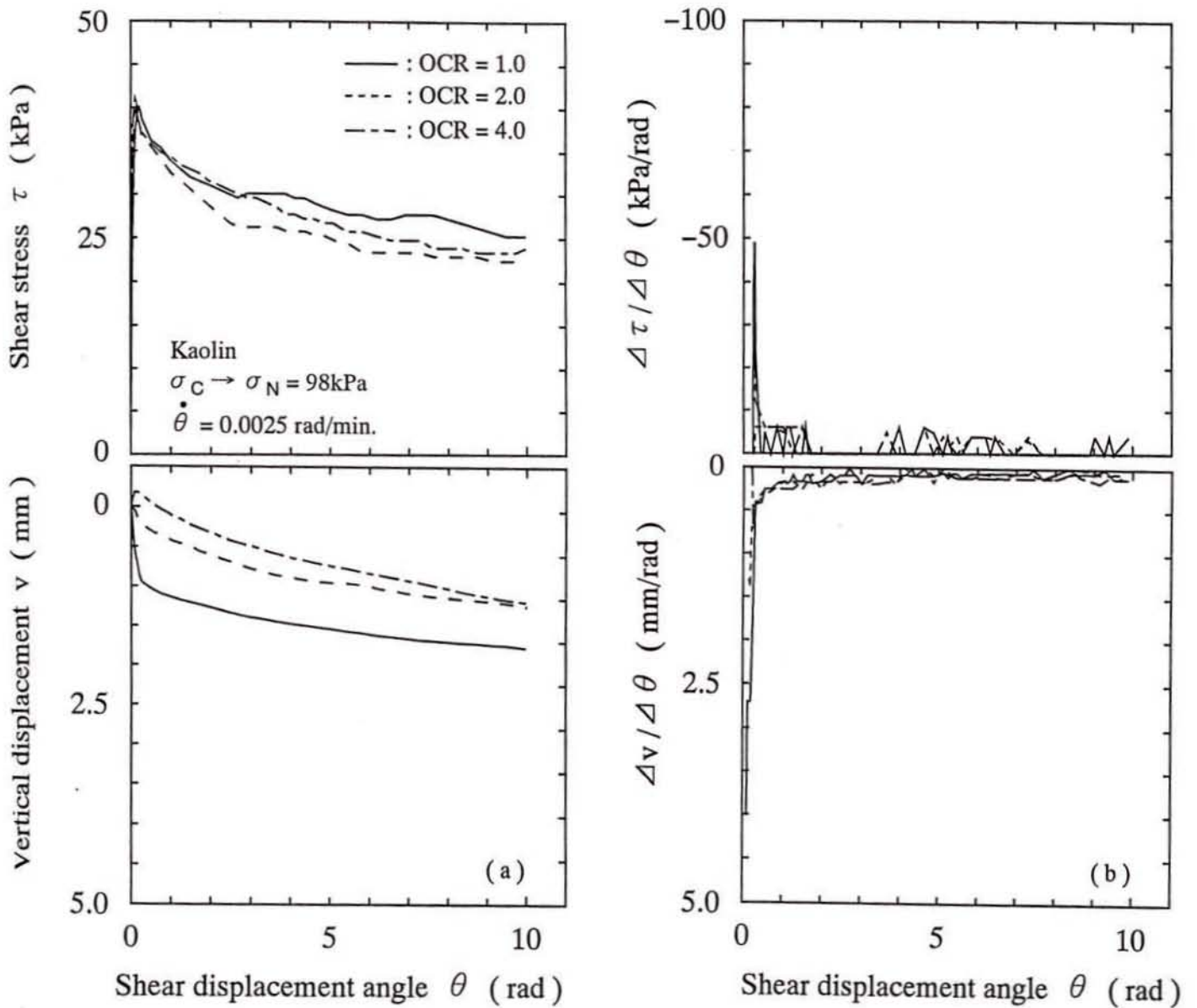


Fig.3.5 τ - v - θ curves and $(\Delta\tau/\Delta\theta)$ - $(\Delta v/\Delta\theta)$ - θ curves
 under the several OCR

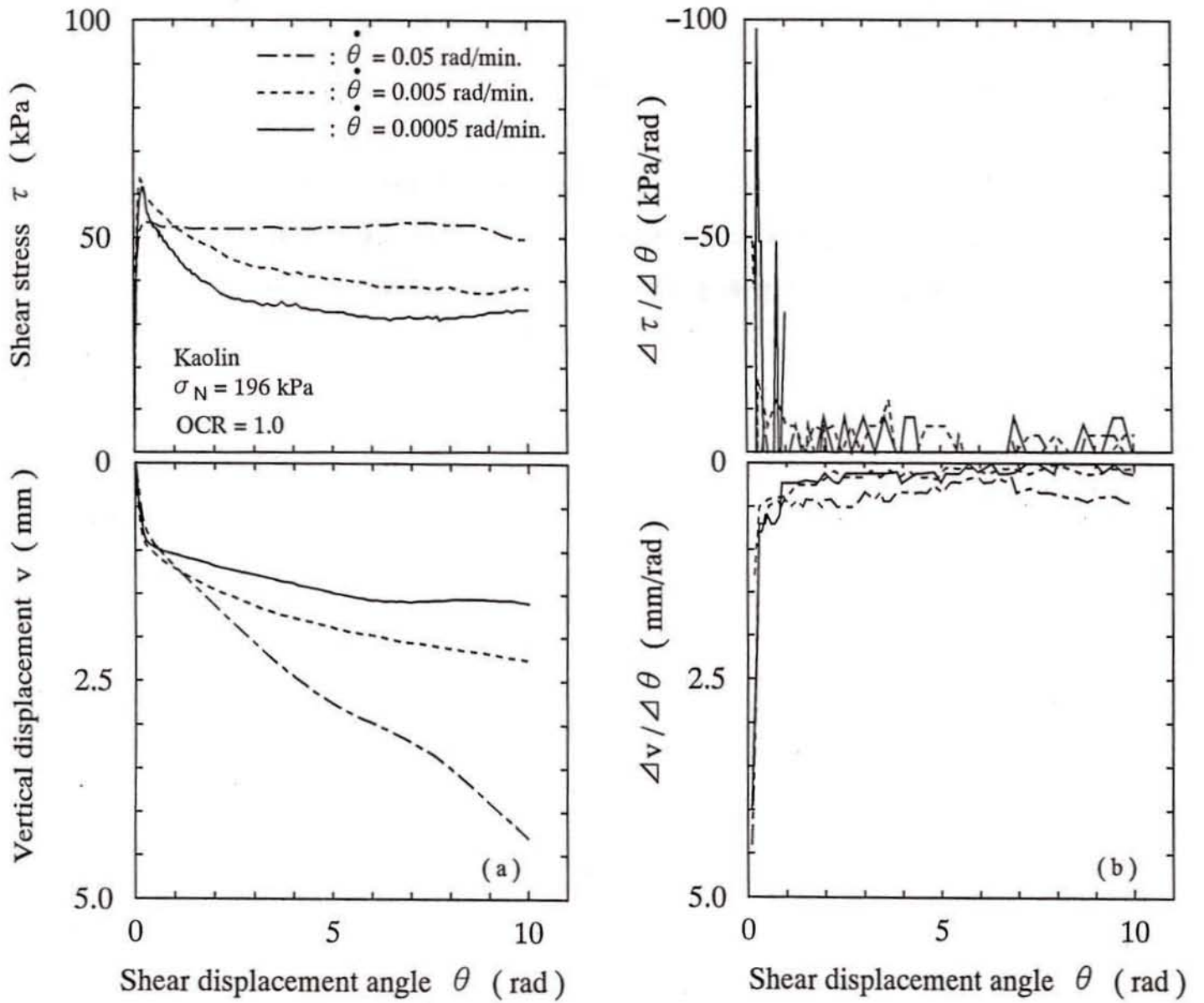


Fig.3.6 $\tau - v - \theta$ curves and $(\Delta\tau/\Delta\theta) - (\Delta v/\Delta\theta) - \theta$ curves under the several $\dot{\theta}$

なお、Fig.3.6において $\tau \sim \theta$ 関係および $v \sim \theta$ 関係の挙動がともにせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ によって大きく変化している。第4章においてせん断速度の影響について詳しく検討しているが、その他の既往の研究結果^{5), 16), 19)~23)}においては、残留強度がせん断速度の影響を受ける場合^{5), 16), 19)~21)}と受けない場合^{22), 23)}の両方の試験データが報告されている。Skempton¹⁶⁾と矢田部ら⁵⁾はその影響の度合いは小さく、工学的には無視できるとしている。

以上より、リングせん断試験におけるせん断応力 \sim せん断変位角 \sim 鉛直変位関係の実測値は、長期間のせん断においても、厳密には定常状態に達することはない。したがって、これらの実測値から直接、残留強度を決定することは難しい。

3.4 提案法の妥当性の検証

3.4.1 せん断応力～せん断変位角関係の双曲線近似

様々な試験条件において得られたカオリンのせん断応力～せん断変位角関係に双曲線近似を適用した結果をFig.3.7～9に示すとともに、その適合性を検討する。さらに、自然粘土に対する適用性を検討するために、既往の研究におけるリングせん断試験データについて整理したものがFig.3.10～13である。

(1) 双曲線近似の適合性に及ぼす試験条件の影響

まず、正規圧密粘土に対して垂直応力 σ_N の影響を検討する。Fig.3.7(a)～(c)はそれぞれ垂直応力 $\sigma_N = 98, 294, 392$ kPaにおける双曲線近似の適用結果を示したものである。ここで、双曲線近似の適合性の度合いを表す相関係数 r はデータ数 n に依存するので、 $n = 30 \sim 40$ 程度とした。なお、すべての試験に対する r および n はTable 3.2に示されている。

$\sigma_N = 98$ kPaのFig.3.7(a-1)における実測値から双曲線関数のパラメータを求めるために整理したものがFig.3.7(a-2)である。Fig.3.7(a-2)のデータを最小二乗法を用いて直線に近似することによって双曲線関数のパラメータ $a = -0.0126$, $b = 0.0390$ を得た。このとき、相関係数は $r = 0.998$ であり、適合性はかなり高い結果が得られた。式(3.3)による計算値と実測値をFig.3.7(a-1)に示した。せん断変位角の増加とともにせん断応力が減少していく過程がよく近似されており、とくに、その大変位領域においてはよく一致している。 $\theta = 10$ rad以降のさらに大きなせん断変位角におけるせん断応力が近似曲線により十分推定可能である。近似曲線の漸近値として残留強度 $\tau_r = 1/b = 25.6$ kPaがただ一通りに得られた。ただし、 r は十分に高いものの、最大せん断応力付近においては多少実測値との誤差がみられる。このことについて、宜保¹¹⁾も一面せん断試験における破壊後の応力・変位曲線に関して同様の指摘をしている。

Fig.3.7(b)および(c)の $\sigma_N = 294, 392$ kPaにおいてはそれぞれ相関係数は $r = 1.000$ および $r = 0.999$ が得られた。さらに、 σ_N の異なるすべての試験ケースにお

いてもTable 3.2に示すように、 $r \geq 0.998$ であり、その平均値は0.999であった。したがって、垂直応力 σ_N が異なるすべての場合の試験結果に対して双曲線近似が十分に適用できる。

次いで、双曲線近似の適合性に及ぼす過圧密比OCRおよびせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ の影響を検討する。Fig.3.8(a)~(c)はそれぞれOCR=1.33, 2.67, 4.0における双曲線近似の適用結果を示したものである。Fig.3.8(a-2), (b-2)および(c-2)により相関係数はそれぞれ $r = 1.000, 1.000, 0.997$ が得られ、Fig.3.8(a-1), (b-1)および(c-1)に示すように双曲線は実測値をかなり良好に近似している。とくに、Fig.3.8(a-1)および(b-1)においてはともに $r = 1.000$ であり、この場合においては最大せん断応力付近においてもかなり良い適合性を示している。OCRの異なるすべての試験ケースにおいても、 $r \geq 0.997$ であり、その平均値は0.999であった。Fig.3.9(a)~(c)はそれぞれ $\dot{\theta} = 0.0005, 0.005, 0.05$ rad/min.における双曲線近似の適用結果を示したものである。Fig.3.9(a-2), (b-2)および(c-2)により相関係数はそれぞれ $r = 0.999, 0.999, 0.999$ が得られ、Fig.3.9(a-1), (b-1)および(c-1)に示すように双曲線による計算値と実測値はよく一致している。 $\dot{\theta}$ の異なるすべての試験ケースにおいて、 $r \geq 0.995$ であり、その平均値は0.999であった。したがって、過圧密比OCRおよびせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ が異なるすべての場合の試験結果に対しても双曲線近似が十分に適用できる。

以上より、リングせん断試験におけるせん断応力~せん断変位角関係には、垂直応力 σ_N 、過圧密比OCRおよびせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ の試験条件に無関係に双曲線近似が十分に適用できることが示された。

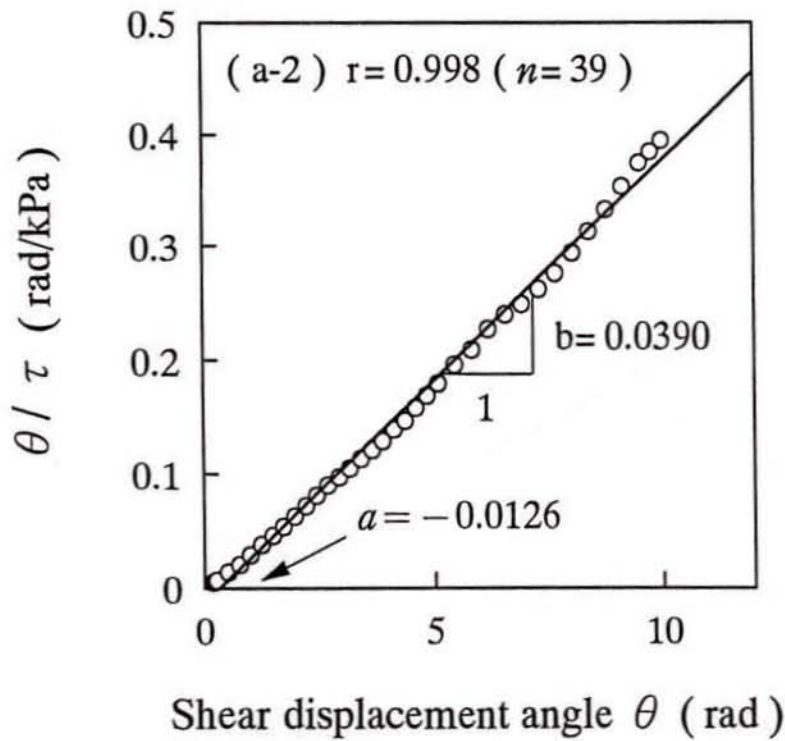
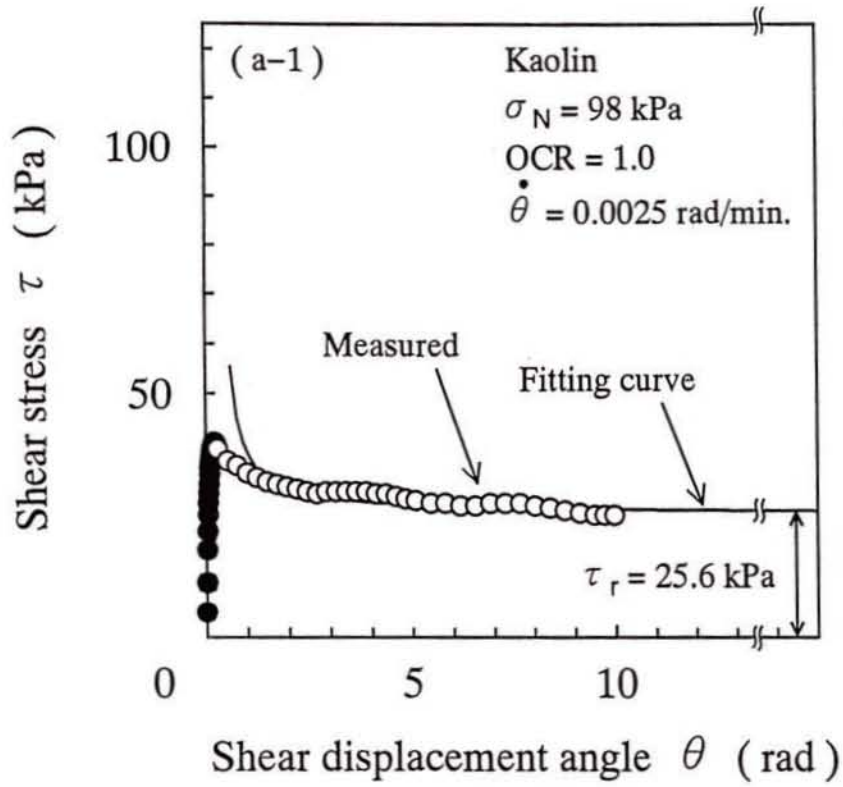


Fig.3.7(a) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several σ_N

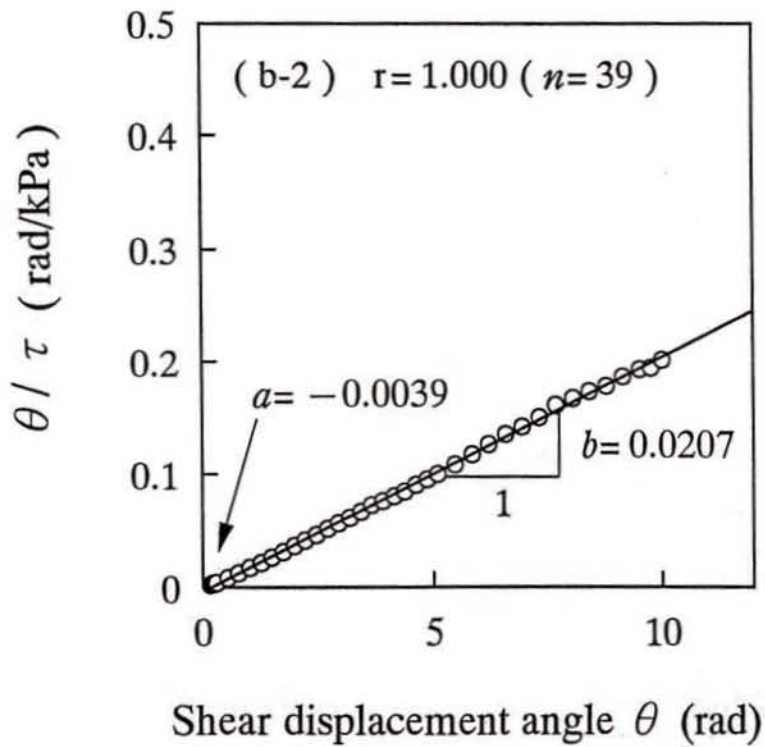
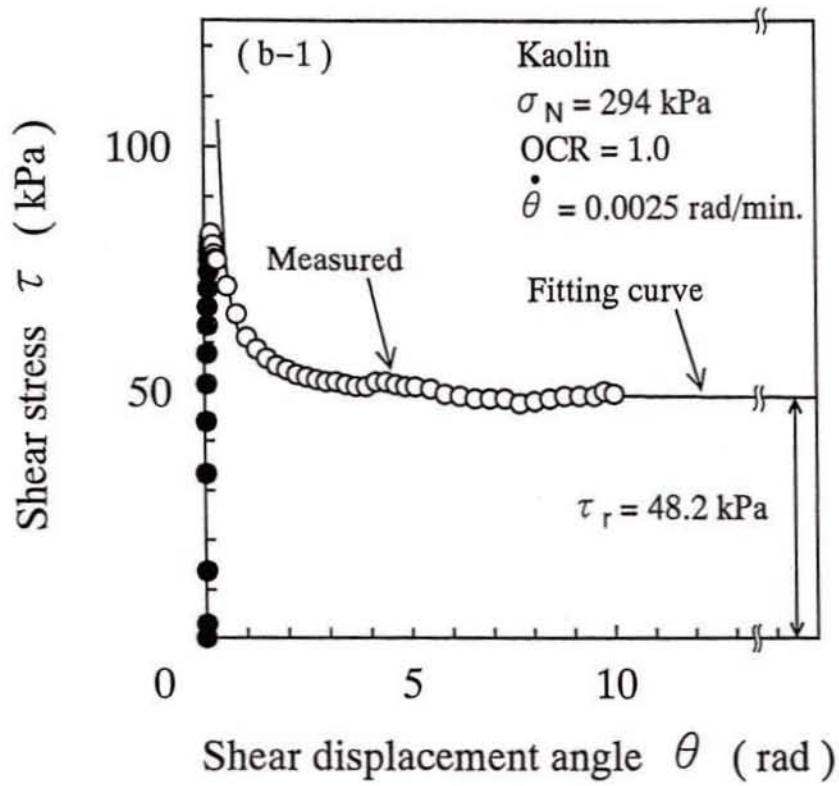


Fig.3.7(b) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several σ_N

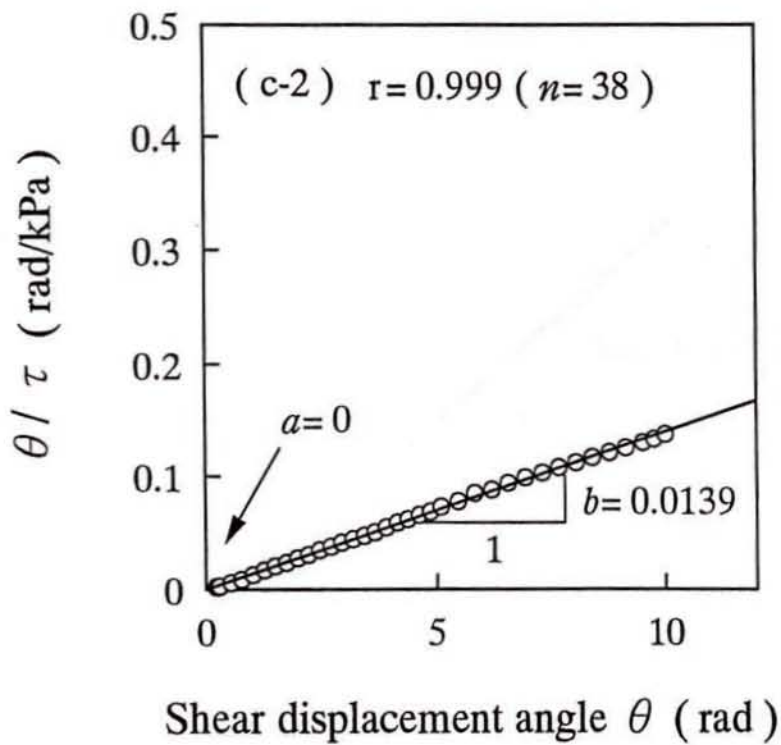
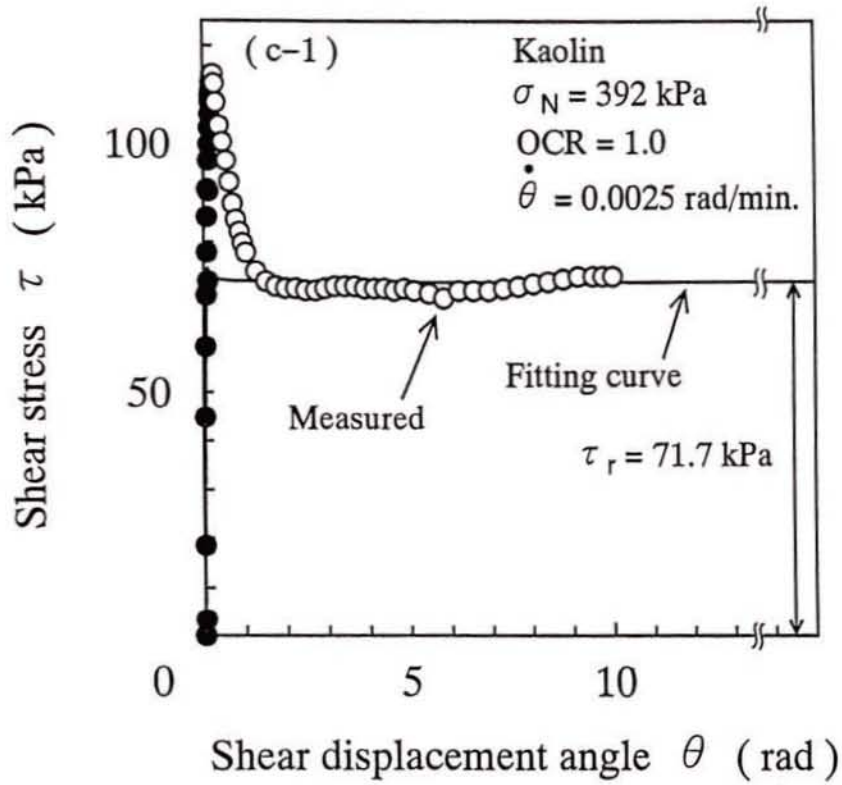


Fig.3.7(c) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several σ_N

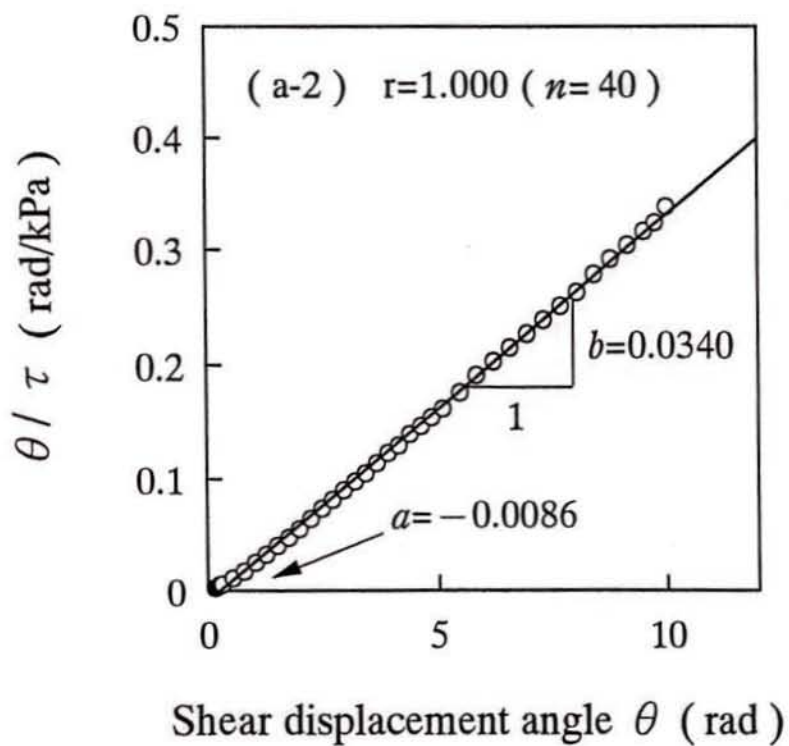
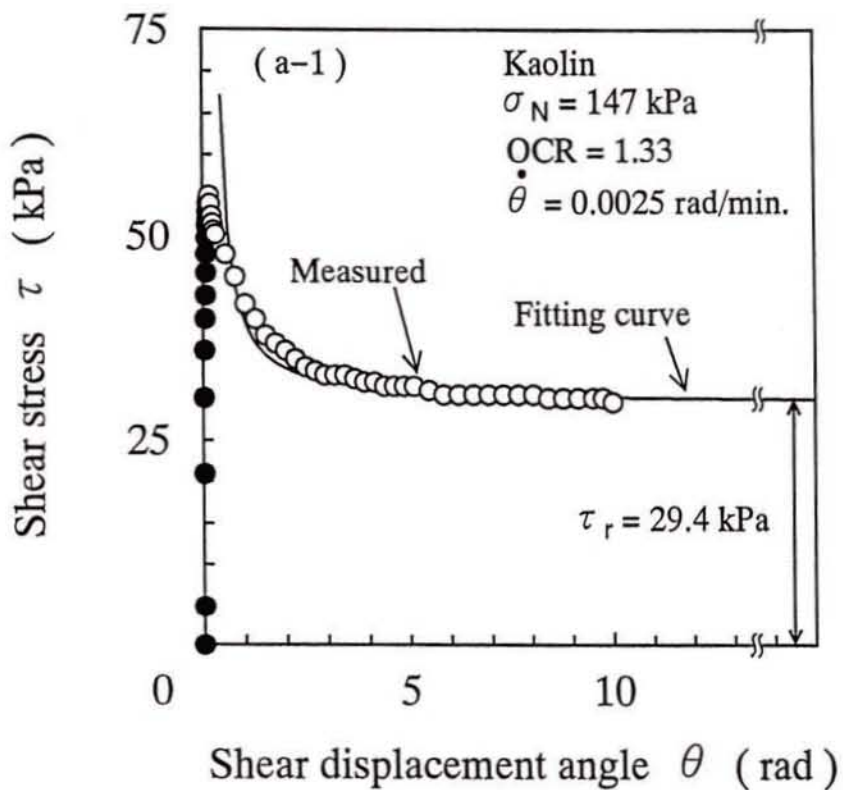


Fig.3.8(a) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several OCR

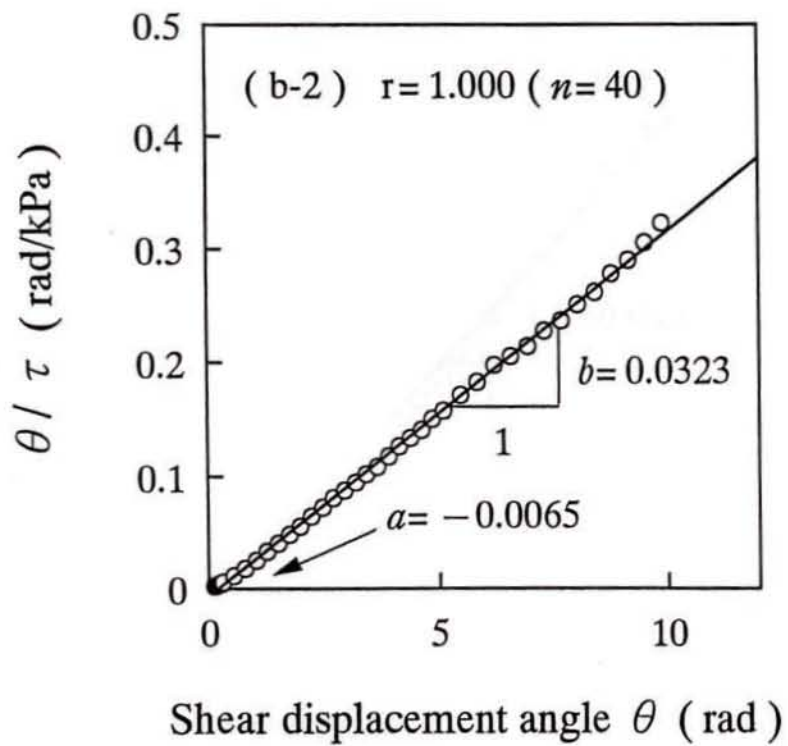
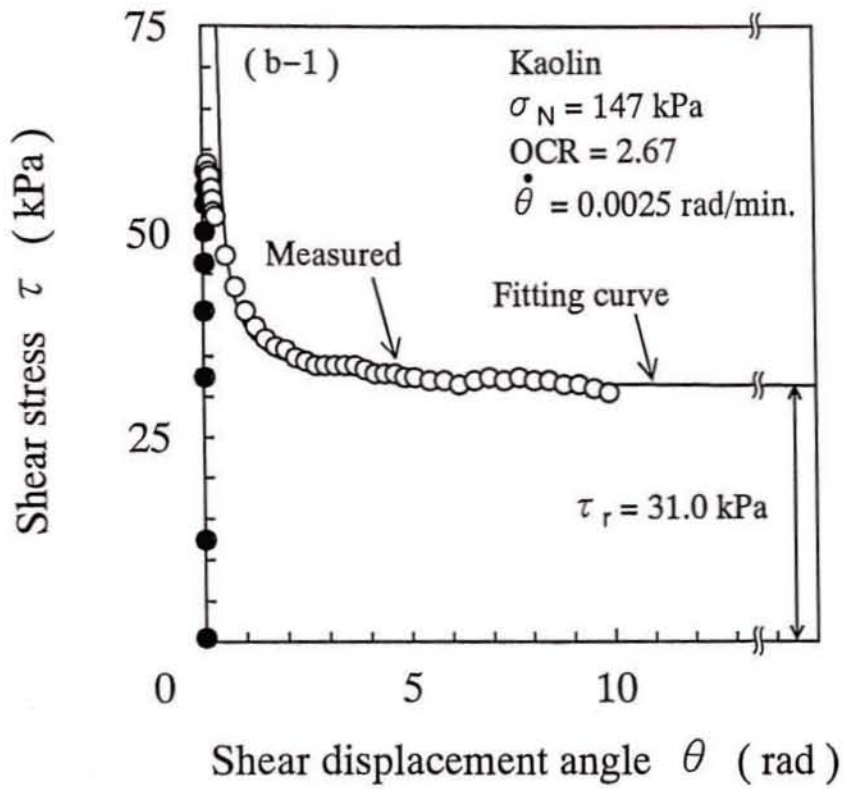


Fig.3.8(b) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several OCR

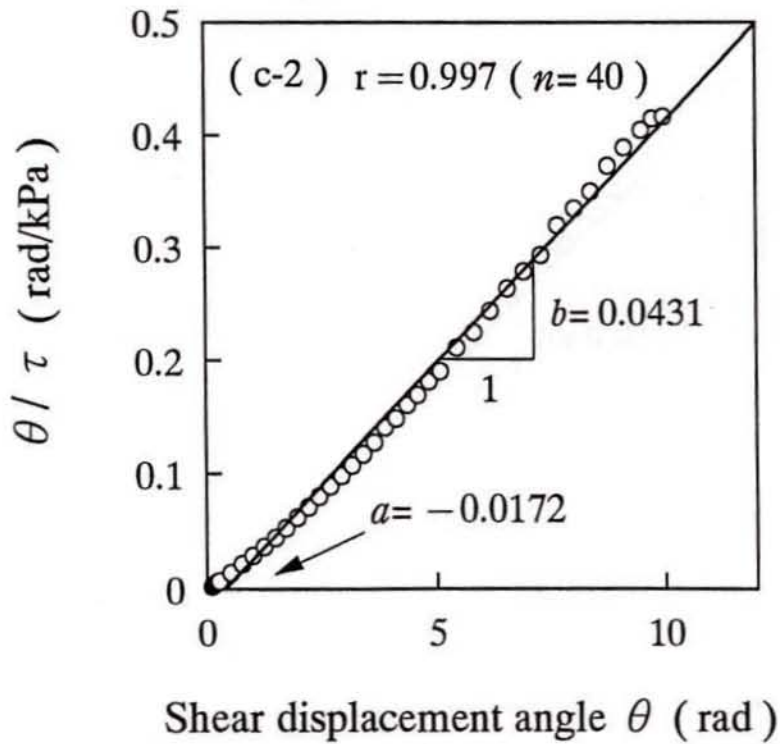
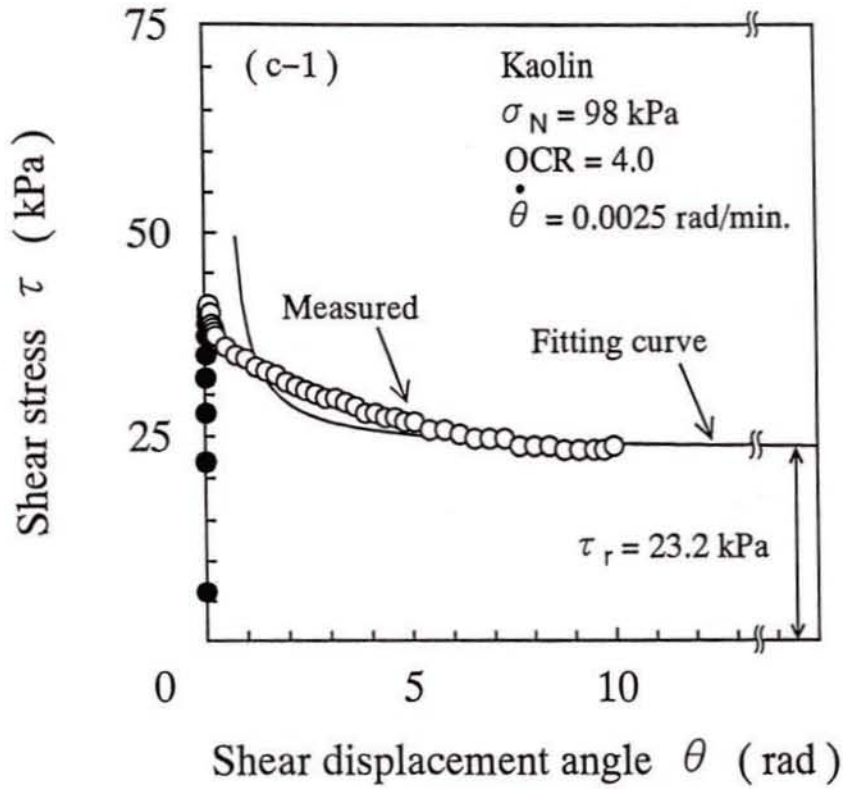


Fig.3.8(c) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several OCR

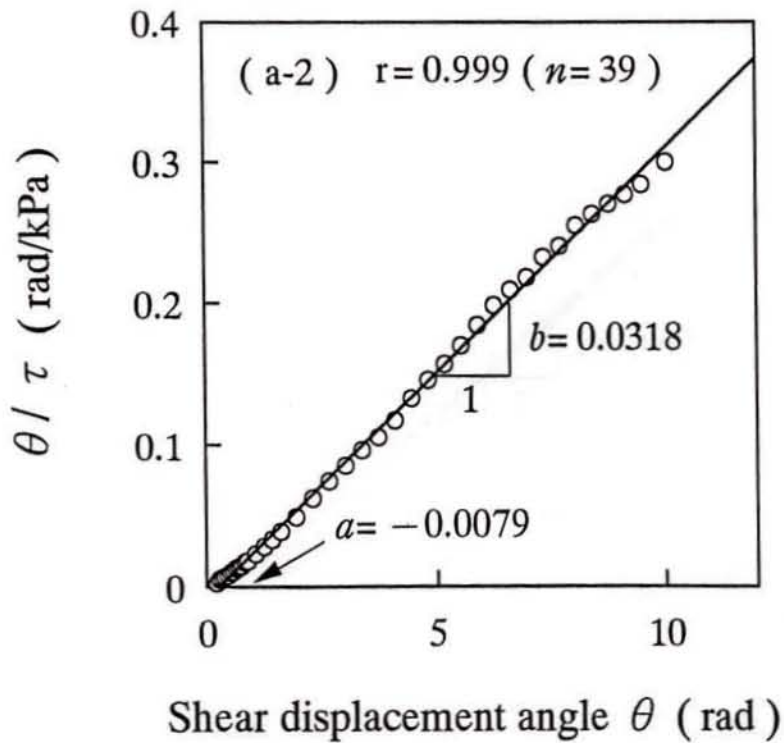
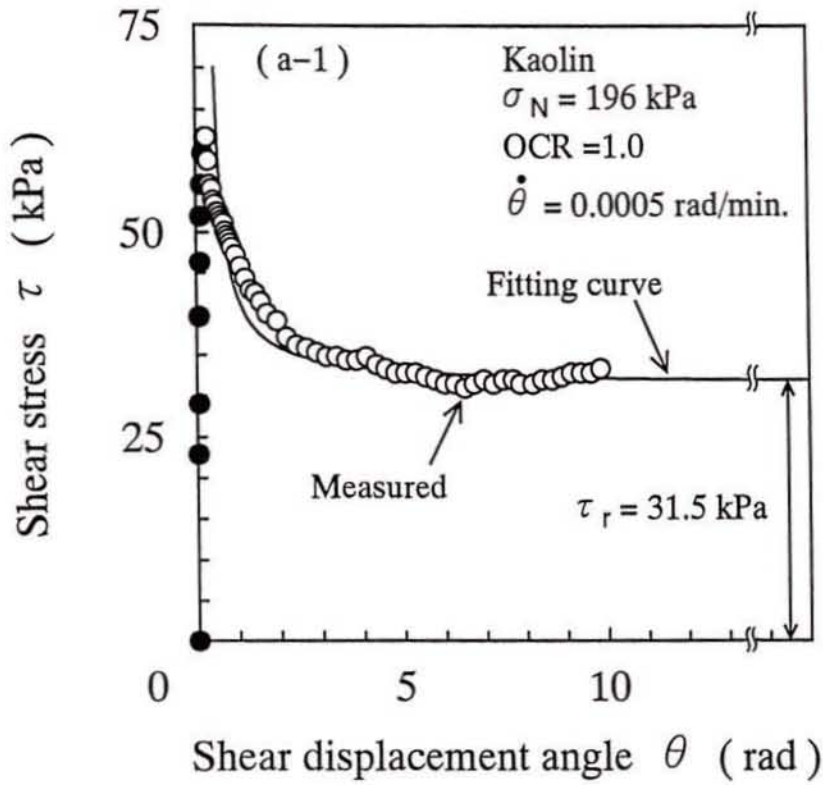


Fig.3.9(a) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several $\dot{\theta}$

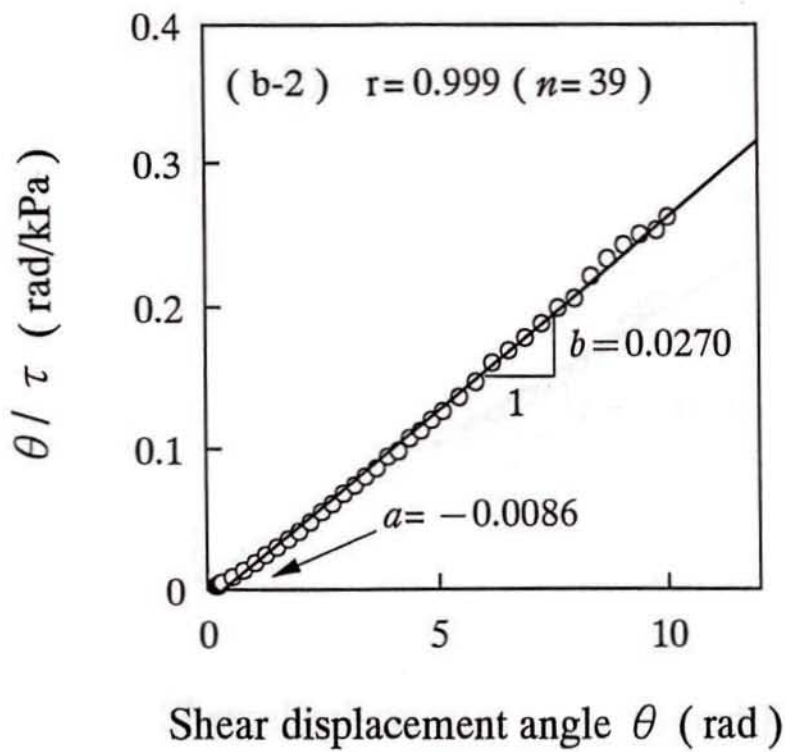
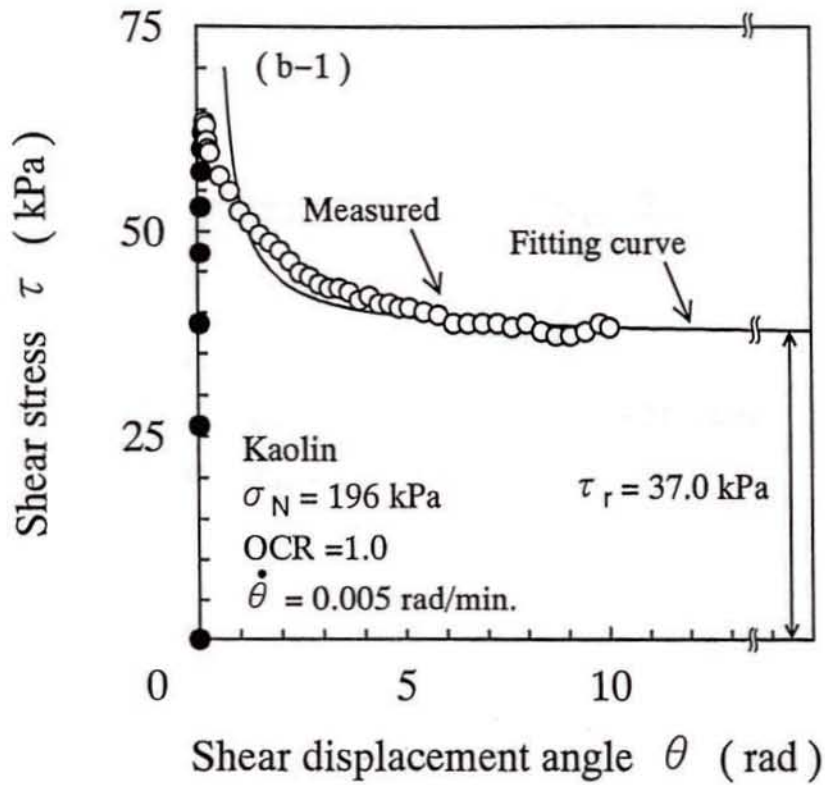


Fig.3.9(b) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several $\dot{\theta}$

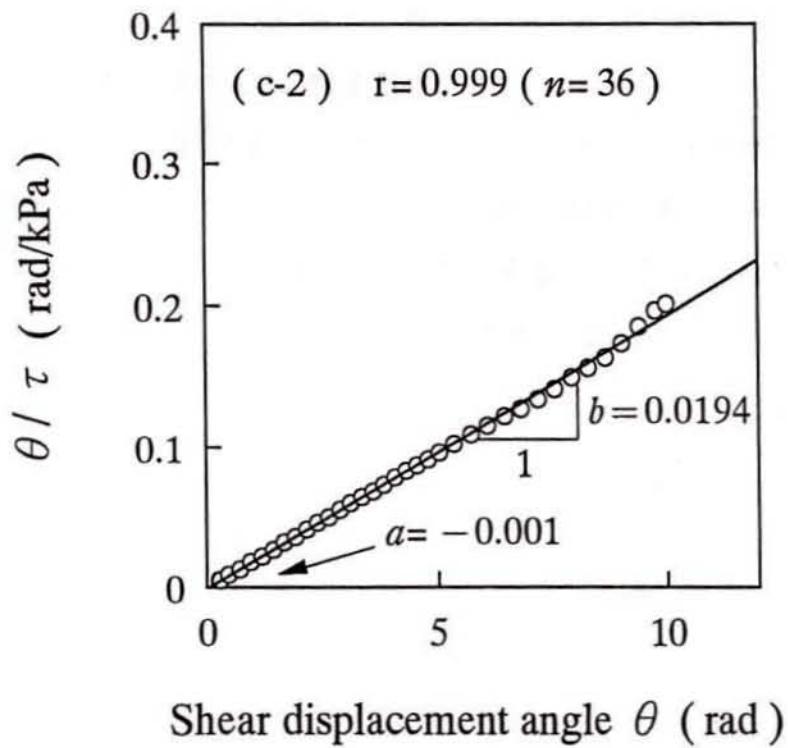
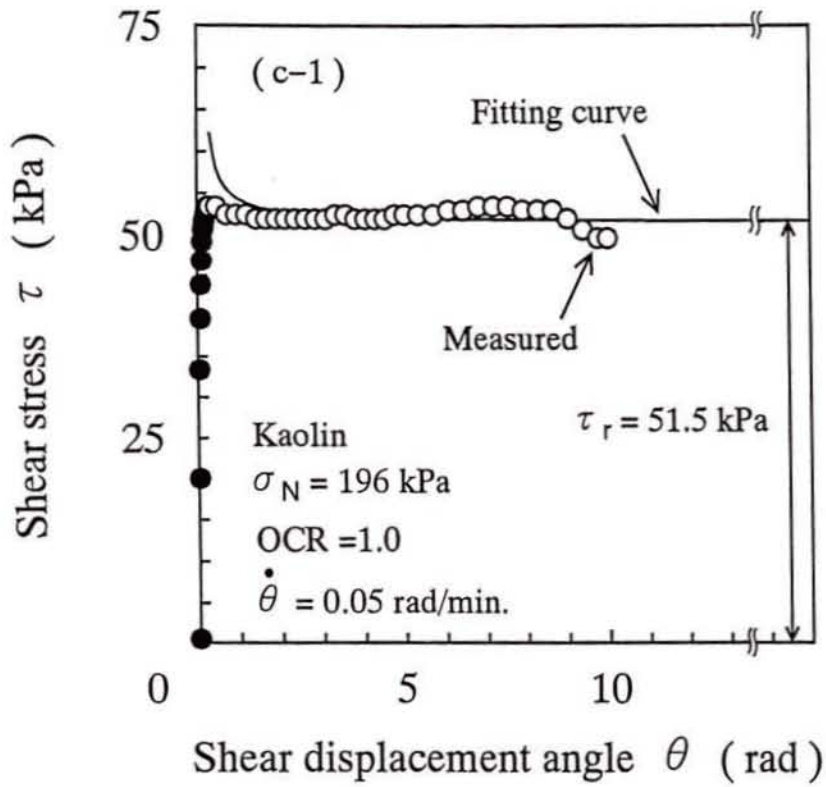


Fig.3.9(c) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves under the several $\dot{\theta}$

(2) 自然粘土に対する双曲線近似の適合性

Fig.3.10~13は2種類の島尻泥岩¹⁷⁾のデータと既往の研究結果^{4), 15), 16)}から引用した5種類の自然粘土のリングせん断試験データに対する双曲線近似の適用結果を示したものである。ここで、前述したように、残留強度の測定および強度定数を算定するためには、せん断時におけるリング周面摩擦力を考慮することによりせん断面上の平均的な垂直応力 σ_N の測定および制御がたいへん重要である。ただし、Fig.3.10に示した島尻泥岩¹⁷⁾では、 σ_N の算定には測定したリング周面摩擦力を考慮しているが、 σ_N を一定に保つような垂直力の制御は行っていない。その他の研究結果^{4), 15), 16)}においては σ_N の算定におけるリング周面摩擦力の取り扱いについては明記されていない。

Fig.3.10(a)および(b)における2種類の島尻泥岩¹⁷⁾は不攪乱試料(Table 3.1およびTable 3.2のTestNo.4-1~2)をスラリー状に練返し、予圧密して用いられたものである。試験条件はOCR=1.0、せん断前の初期垂直応力 $\sigma_{N0}(=\sigma_c)=294$ kPaとした。せん断変位角速度は $\dot{\theta}=0.0025$ rad/min.である。Fig.3.10(a-2)により相関係数は $r=0.999$ であり、適合性はかなり高い結果が得られた。Fig.3.10(a-1)において双曲線による計算値と実測値は、最大せん断応力付近を除いて、よく一致している。近似曲線の漸近値として残留強度 $\tau_r=1/b=128.5$ kPaがただ一通りに得られた。また、Fig.3.10(b)においても $r=0.996$ であり、双曲線による計算値と実測値は同様によく一致しており、 $\tau_r=1/b=52.1$ kPaである。なお、Fig.3.10(a-1)および(b-1)における $\tau \sim \theta$ 関係の実測値の変動の一因はせん断面上の平均的な垂直応力を一定に制御していないためであると考えられる。

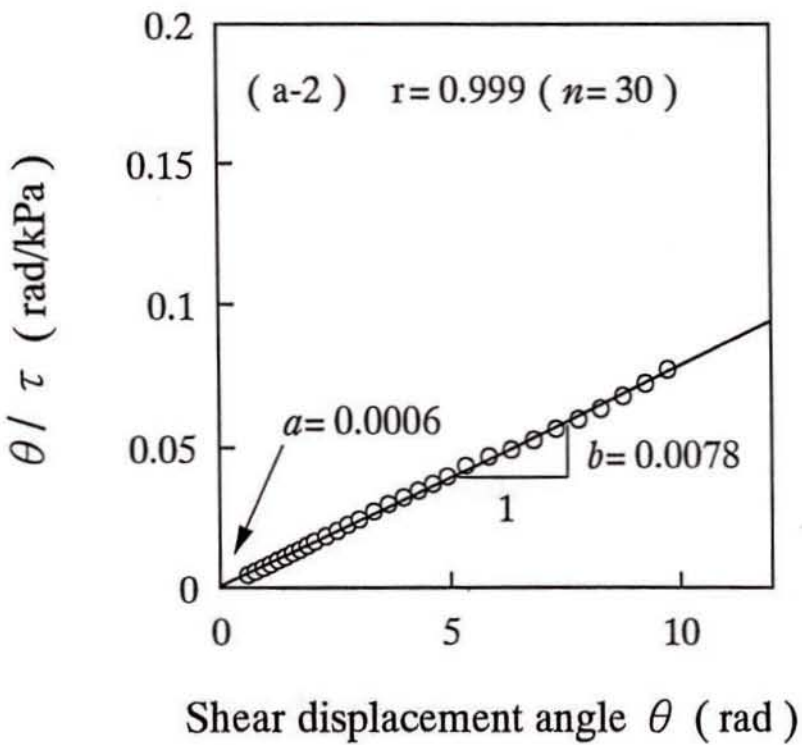
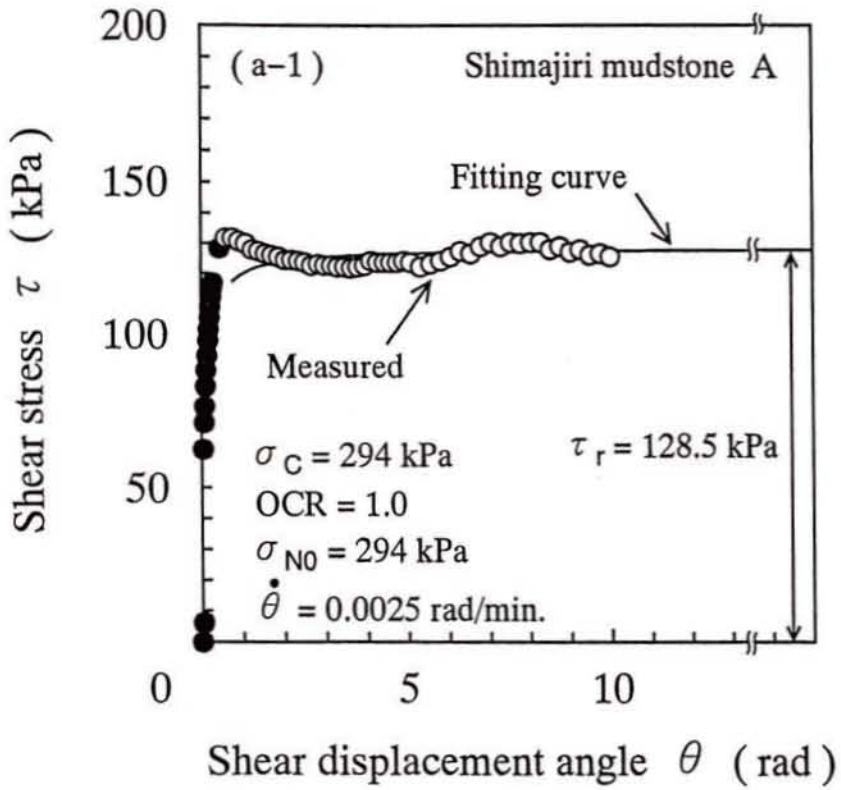


Fig.3.10(a) τ - θ curves and (θ / τ) - θ curves¹⁷⁾

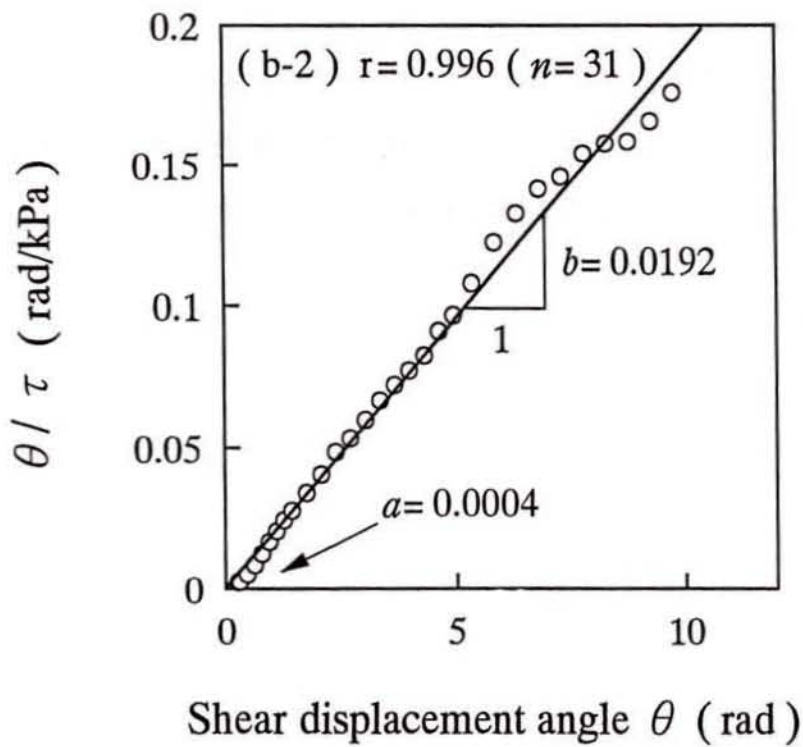
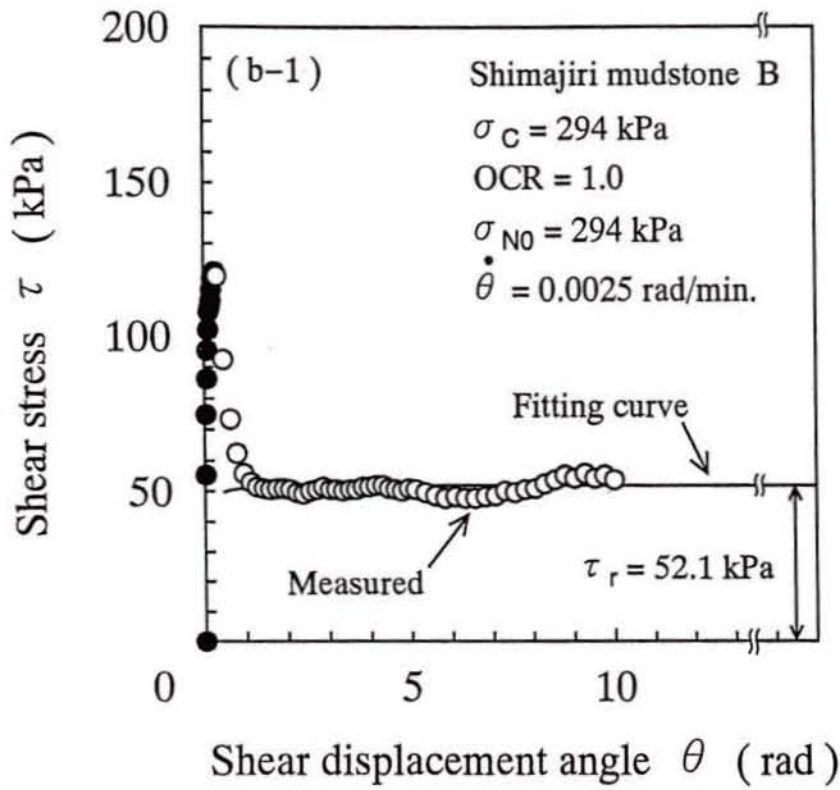


Fig.3.10(b) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves¹⁷⁾

Fig.3.11(a)~(c)は横田ら¹⁵⁾の試験データに対する双曲線近似の適用結果を示したものである。試料のShimotsu S-3, S-4およびS-5(Table 3.1およびTable 3.2のTest No.5-1~3)は和歌山県下津町から採取された3種類の蛇紋岩の風化した粘性土であり、それぞれの物理特性は $G_s = 2.93, 2.61, 2.74$, $w_L = 22.1, 40.1, 31.6$ %, $I_p = 9.9, 25.3, 17.0$, $CF = 15.5, 9.3, 11.8$ %である。試料は練返し再圧密されたものであり、供試体は内径10 cm, 外径16 cm (環状供試体の中間の半径: $R = 6.5$ cm) および初期高さ約2 cmである。初期垂直応力は $\sigma_{vo} = 98$ kPaであり、せん断速度はピーク強度に達して強度低下し始めるまで $\dot{\theta} = 0.04463$ deg/min., それ以降は 0.4463 deg/min. (それぞれ $\dot{\theta} = 0.00078$ および 0.0078 rad/min.に相当する)である。なお、Fig.3.11(a-1), (b-1)および(c-1)は、文献15)においてはせん断応力 τ ~せん断変位 D 関係で示されているものを、 $\tau \sim \theta (= D/R)$ 関係で再整理したものである。Fig.3.11(a-2)により相関係数は $r = 0.999$ であり、適合性は高い結果が得られた。Fig.3.11(a-1)に示すように双曲線による計算値と実測値はよく一致しており、試験の打ち切り後の大変位におけるせん断応力の低下が近似曲線により十分推定できる。すなわち、試験打ち切り($\theta_{end} \approx 5.0$ rad)時のせん断応力は $\tau = 40.7$ kPaであるのに対して、提案法より決定した残留強度は $\tau_r = 1/b = 38.3$ kPaである。さらに、Fig.3.11(b)および(c)においても相関係数はともに $r = 0.999$ であり、適合性は高い結果が得られた。この場合、それぞれ $\theta_{end} \approx 4.4, 4.2$ rad時のせん断応力は $\tau = 33.0, 28.2$ kPaであるのに対して、 $\tau_r = 32.6, 26.9$ kPaがただ一通りに得られた。

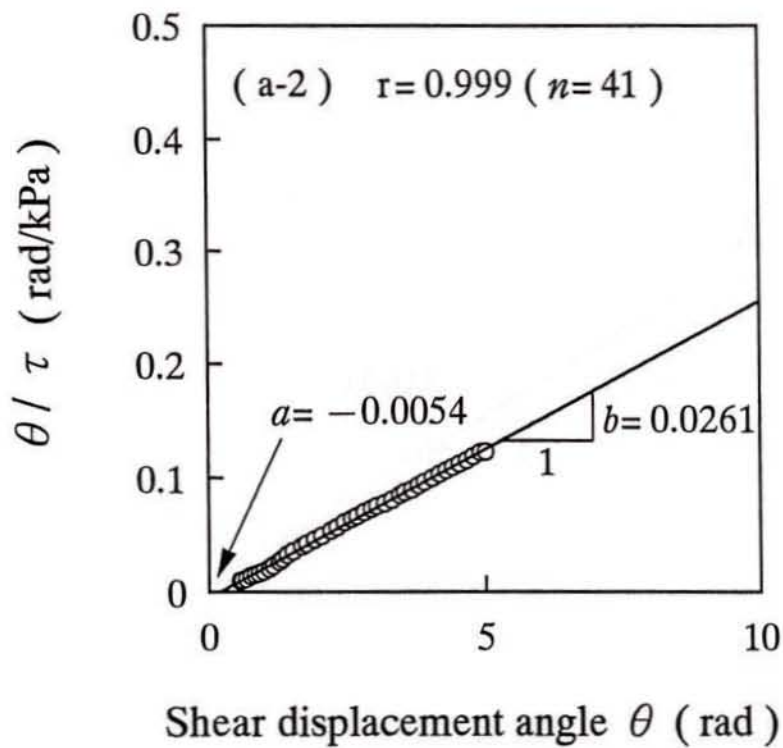
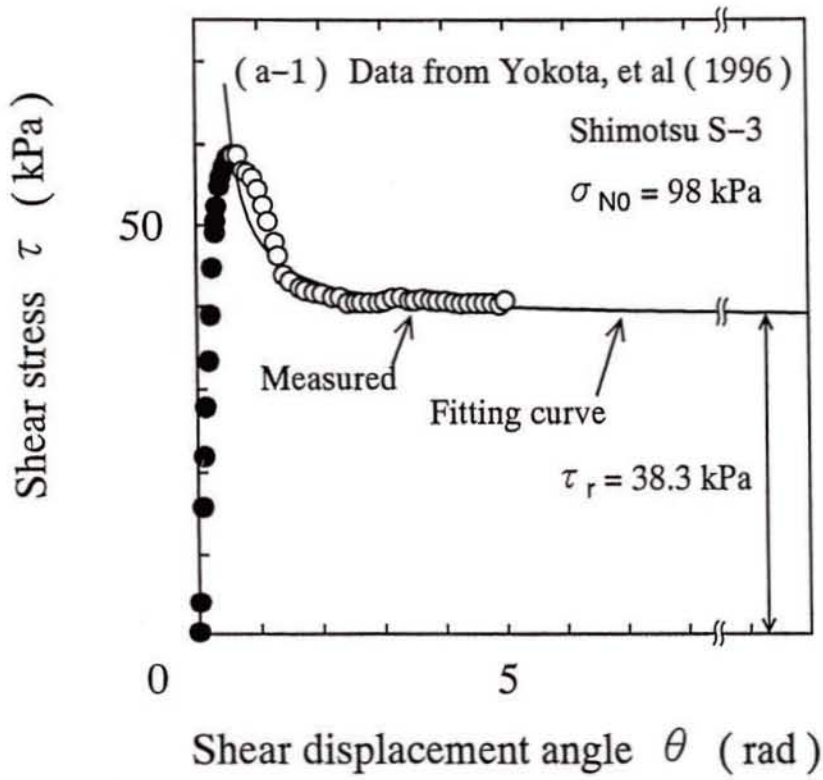


Fig.3.11(a) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves ¹⁵⁾

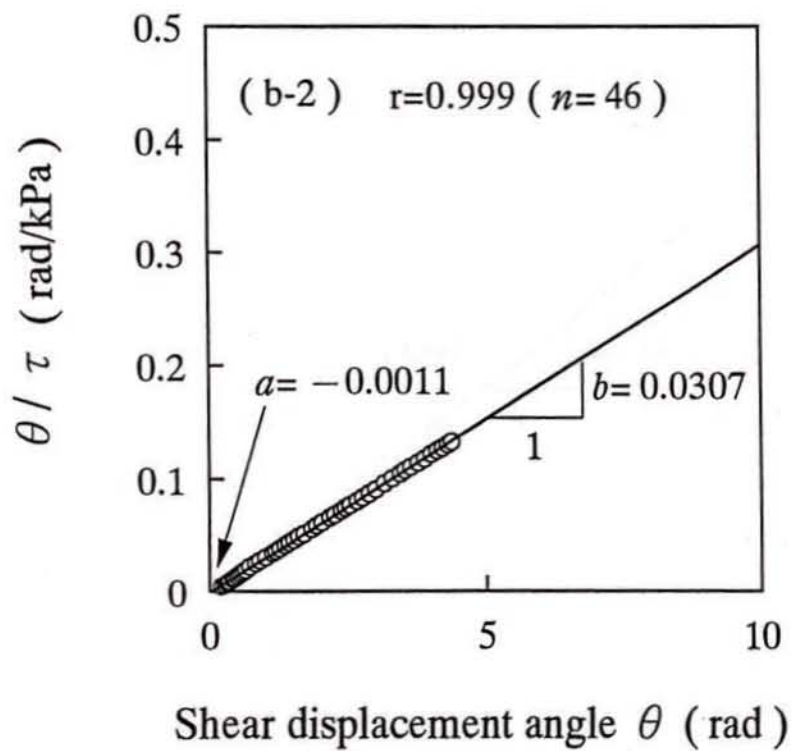
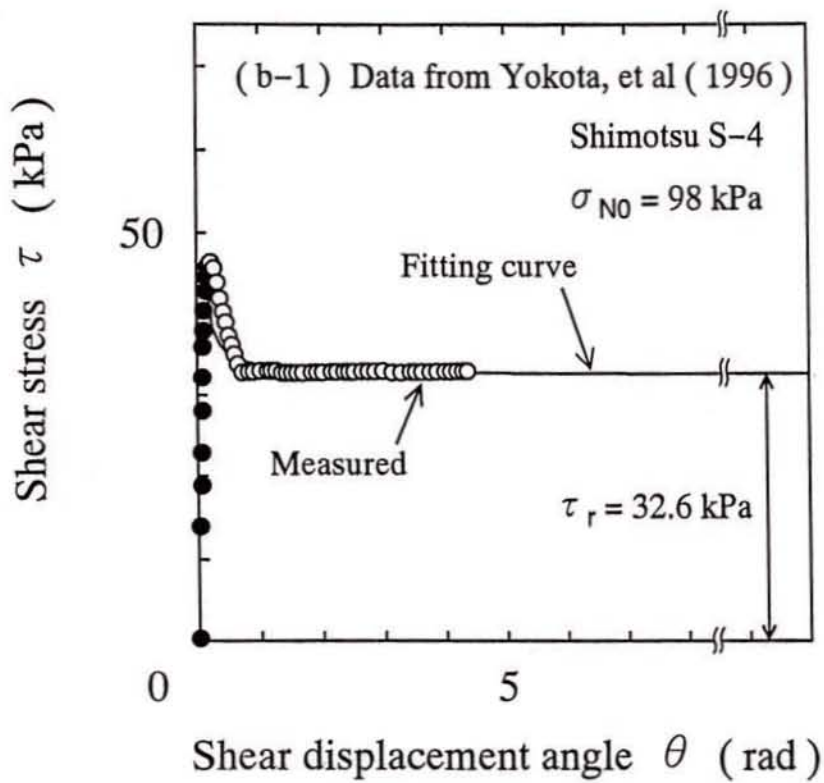


Fig.3.11(b) τ - θ curves and (θ / τ) - θ curves ¹⁵⁾

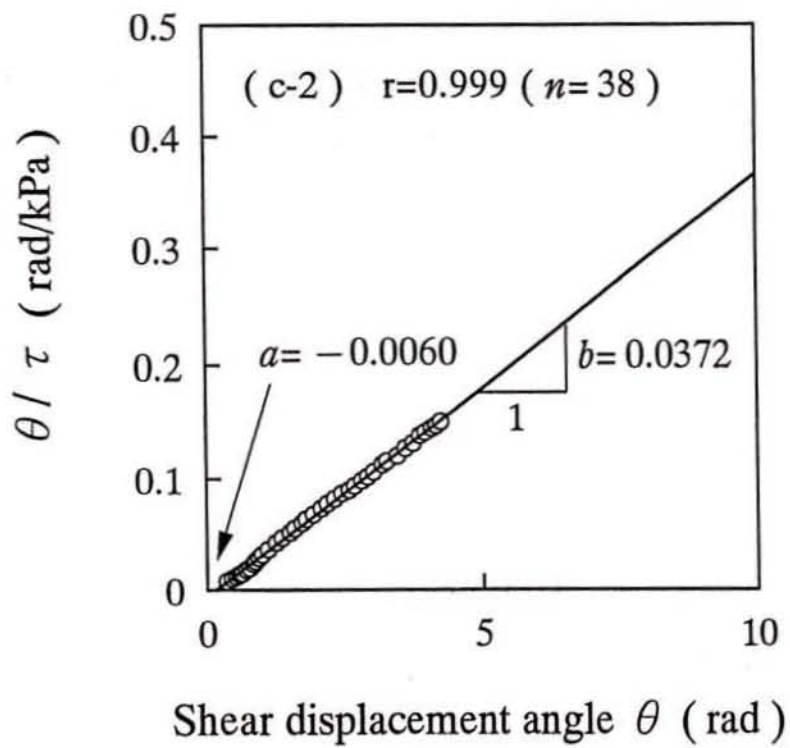
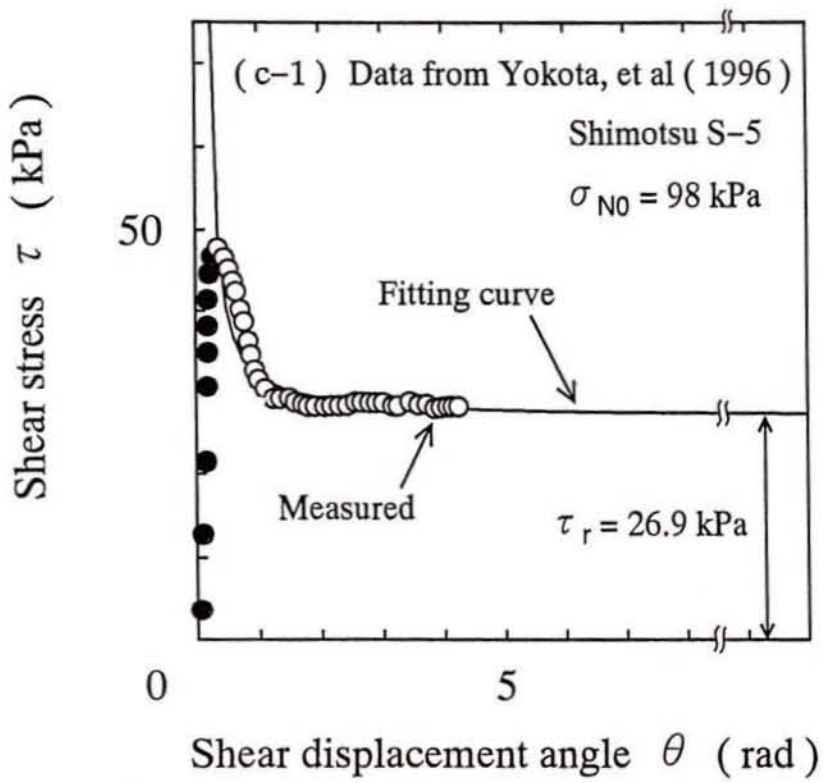


Fig.3.11(c) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves ¹⁵⁾

Fig.3.12(a)～(c)は宜保ら⁴⁾の試験データに対する双曲線近似の適用結果を示したものである。試料 (Table 3.1およびTable 3.2のTest No.6-1～3) は大阪府の亀の瀬凝灰質礫質土であり、その物理特性は $w_L=89.0\%$ 、 $I_p=53.0$ 、 $CF=34.0\%$ である。供試体は内径6 cmおよび外径10 cm (環状供試体の中間の半径: $R=4\text{ cm}$)である。初期垂直応力は $\sigma_{No}=39, 196, 392\text{ kPa}$ であり、ピークおよび残留時にはせん断変位速度を $\dot{D}=0.0013\text{ cm/min.}$ とし、その間の領域では $\dot{D}=0.065\text{ cm/min.}$ (それぞれせん断変位角速度 $\dot{\theta} (= \dot{D}/R)=0.00033$ および 0.0078 rad/min. に相当する)としている。なお、Fig.3.12(a-1), (b-1)および(c-1)も、文献4)のデータを、 $\tau \sim \theta$ 関係で再整理したものである。Fig.3.12(a)および(c)において、相関係数はそれぞれ $r=0.996$ および 0.987 であり、双曲線は実測値を概ね良好に近似している。Fig.3.12(b)に関しては、Fig.3.12(b-1)における $\tau \sim \theta$ 関係の実測値が周期的に変動している。この変動は試験機の機構上の問題とせん断面の発達過程におけるダイレイタンスーに起因するもの⁴⁾と考察されている。 $\tau \sim \theta$ 関係のすべての実測値(○)および極小値(△)のみのデータに対する近似曲線1および2をFig.3.12(b-2)において求めた。 $\theta / \tau \sim \theta$ 関係の実測値はばらついているが、相関係数はそれぞれ $r=0.929$ および 0.941 である。Fig.3.12(b-1)に示すように、近似曲線と実測値の適合性は他のデータに対する適合性に比べると劣るが、近似曲線1および2からそれぞれ残留強度が $\tau_{r1}=11.9\text{ kPa}$ および $\tau_{r2}=9.4\text{ kPa}$ とただ一通りに得られる。

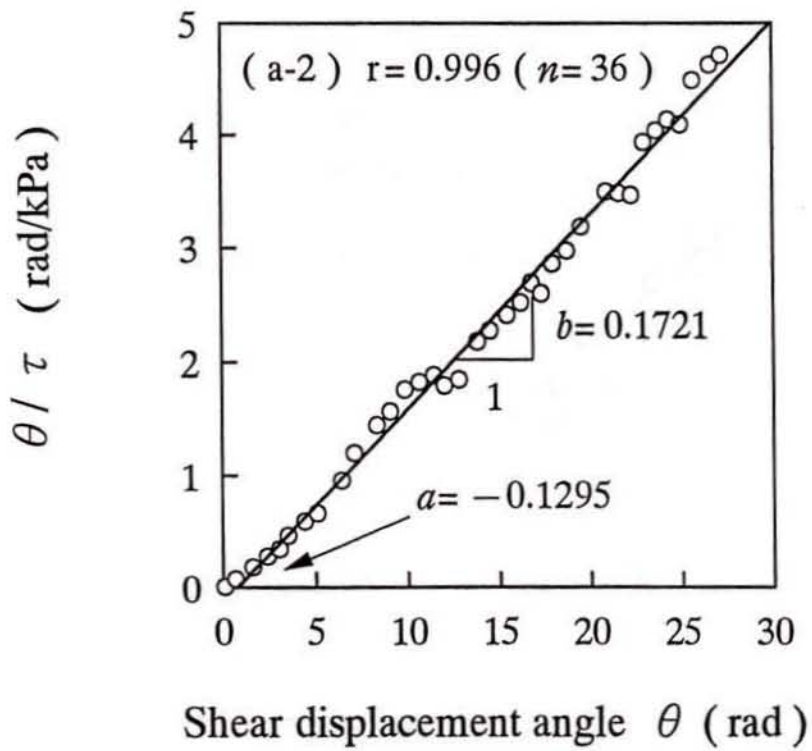
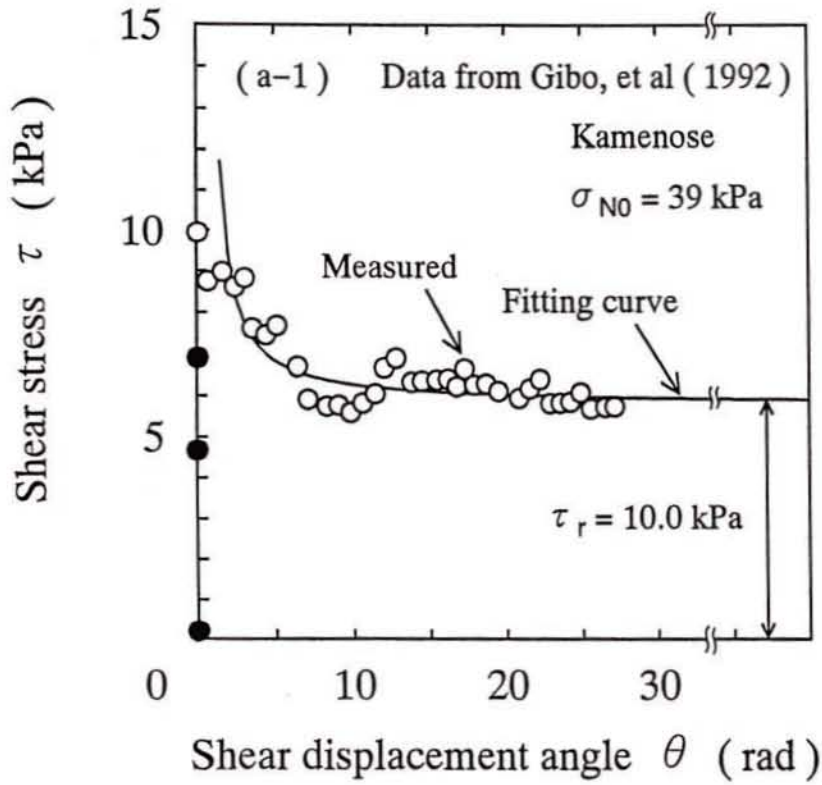


Fig.3.12(a) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves ⁴⁾

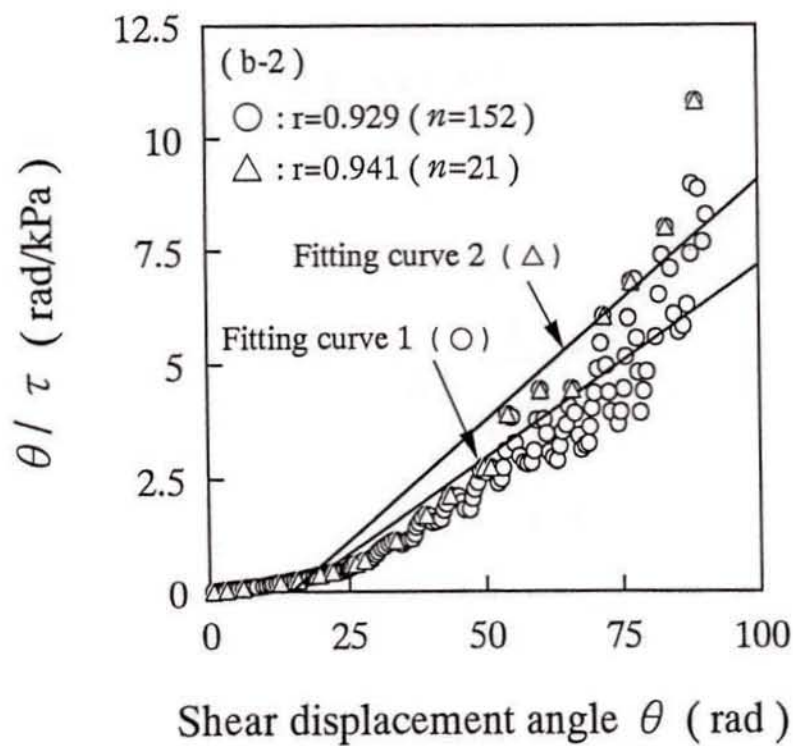
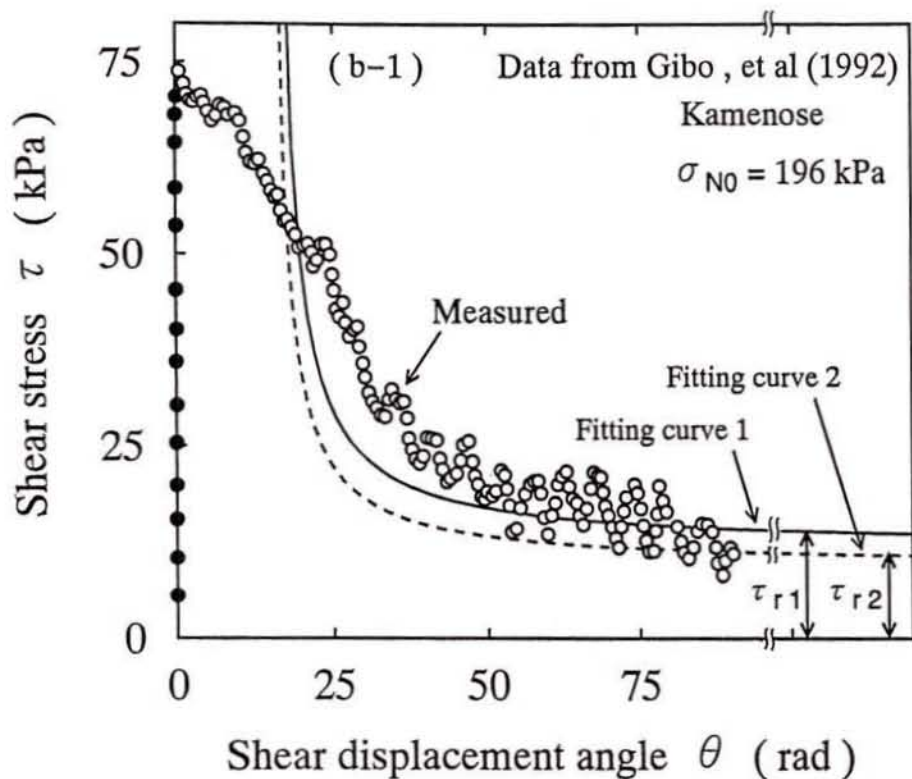


Fig.3.12(b) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves⁴⁾

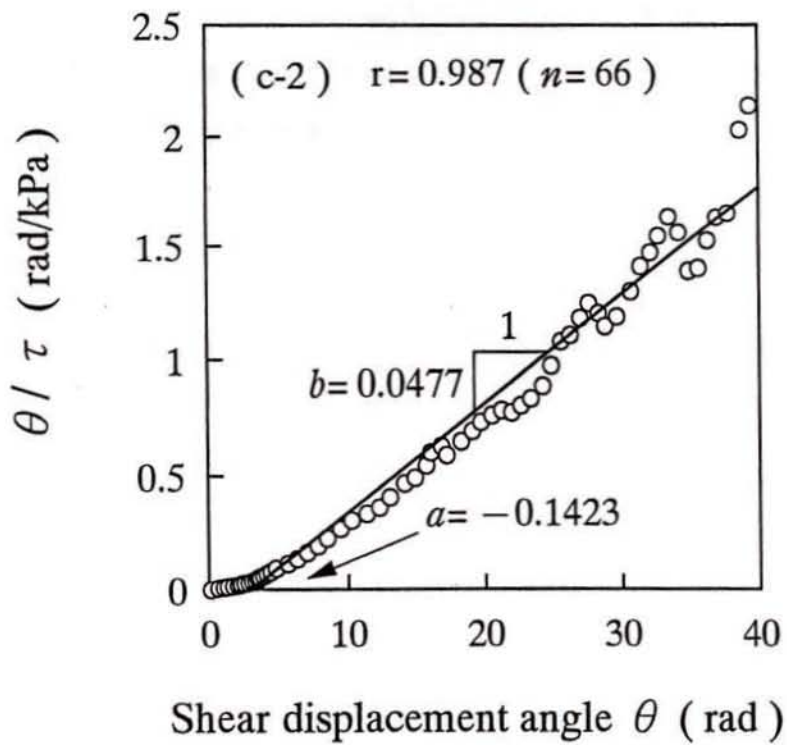
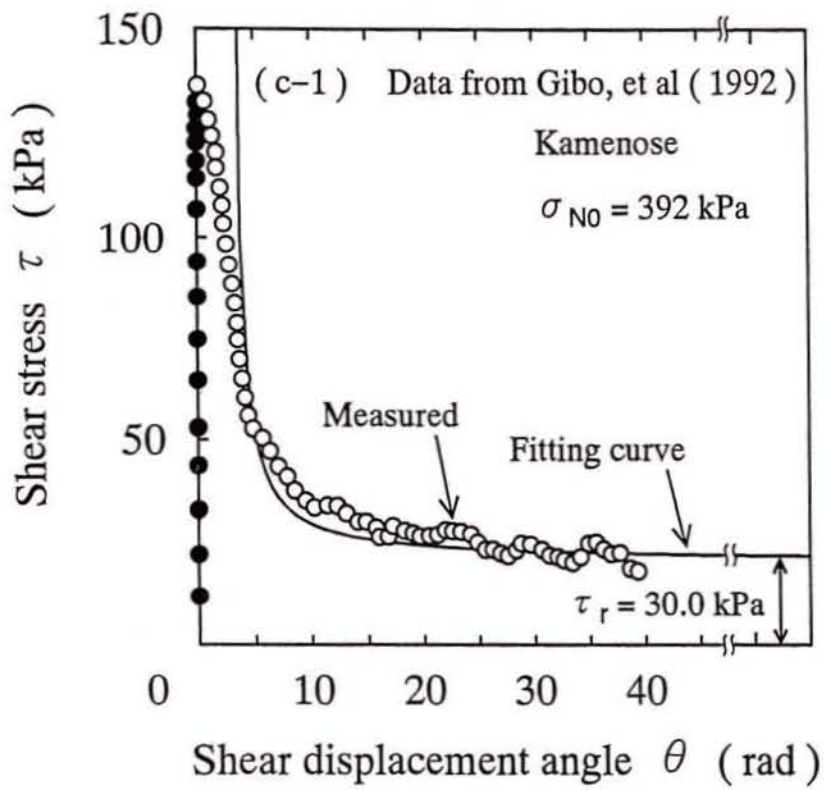


Fig.3.12(c) $\tau - \theta$ curves and $(\theta / \tau) - \theta$ curves ⁴⁾

Fig.3.13は Skempton¹⁶⁾の試験データに対する双曲線近似の適用結果を示したものである。試料のSample188L (Table 3.1およびTable 3.2のTest No.7-1)の物理特性は $w_L=62.0\%$ 、 $I_p=36.0$ 、 $CF=47\%$ であり、試験条件は $\sigma_c=900\text{ kPa}$ 、 $\sigma_{No}=525\text{ kPa}$ 、 $OCR=1.71$ およびせん断変位速度 $\dot{D}=0.01\text{ mm/min.}$ である。Fig.3.13(a)は、リングの内径および外径が不明であるので、文献16)のとおり $\tau/\sigma_N \sim D$ 関係で示したものである。Fig.3.13(b)においては、式(3.3)の τ および θ をそれぞれ τ/σ_N および D として双曲線関数のパラメータを求めた。この場合、相関係数は $r=1.000$ であり、適合性はかなり高い結果が得られた。Fig.3.13(a)に示すように双曲線による計算値と実測値はよく一致している。 σ_N で無次元化した残留強度は $(\tau/\sigma_N)_r=1/b=0.154$ とただ一通りに決定される。

Fig.3.14は、カオリンおよび7種類の自然粘土における試験条件の様々な異なるすべての試験ケースに対する相関係数 r を示したものである。これより、 $r \geq 0.929$ であり、その平均値は0.996である。したがって、供試体の大きさ、垂直応力、過圧密比およびせん断変位角速度の試験条件や粘土の種類と無関係にリングせん断試験における最大せん断応力後のせん断応力～せん断変位角関係に対して双曲線近似が十分に適用できる。すなわち、提案法によって、試験打ち切り後の大変位におけるせん断応力が近似曲線により十分な精度で推定でき、残留強度を近似曲線の漸近値としてただ一通りに決定できる。

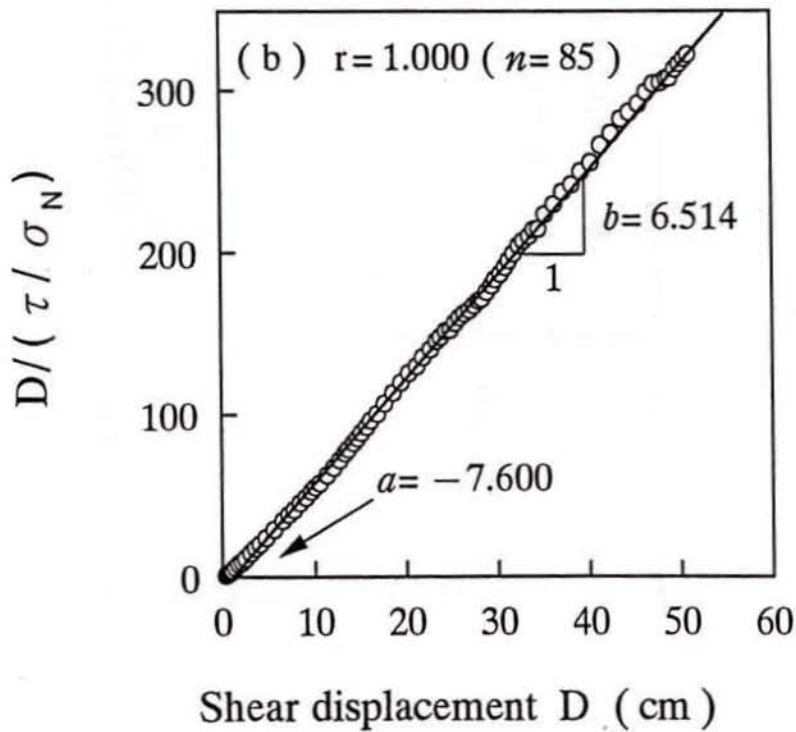
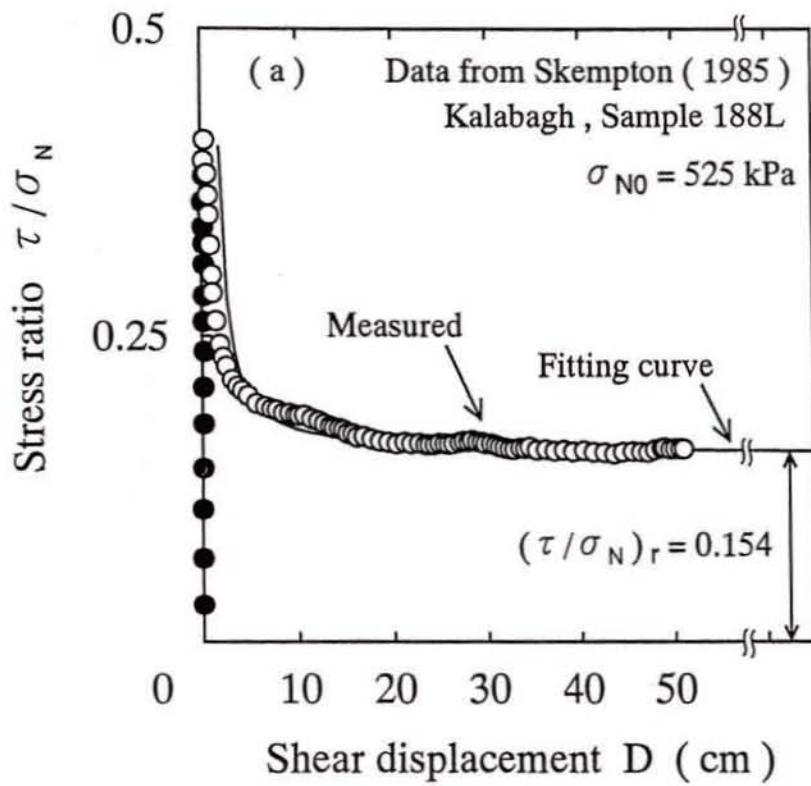


Fig.3.13 (τ / σ_N) - D curves and $(D / (\tau / \sigma_N))$ - D curves ¹⁶⁾

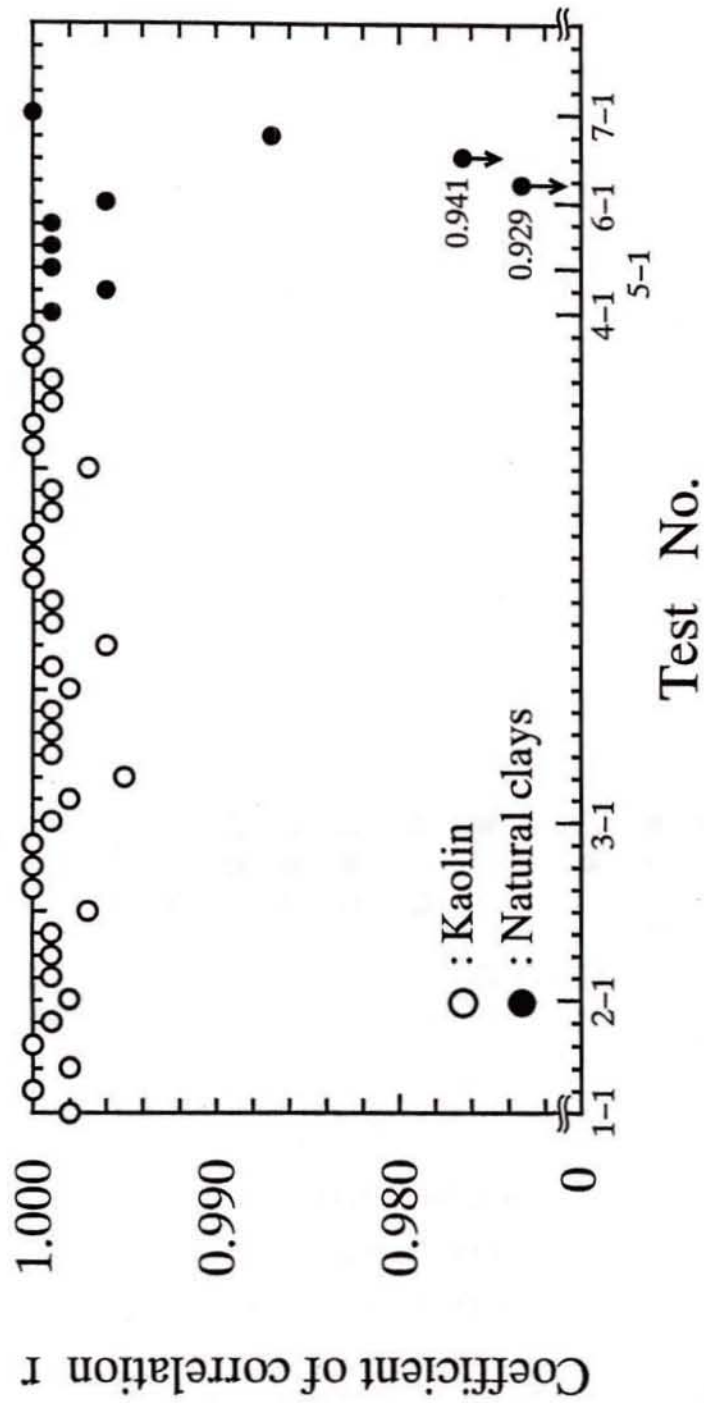


Fig.3.14 Summary of coefficient of correlation in all test cases

3.4.2 リングせん断試験の打ち切りに必要なせん断変位角

3.4.1で述べたように、双曲線近似を適用して残留強度を決定する方法においては、実測値が残留状態に達していなくても、残留強度を決定することができる。この方法における試験の打ち切りに必要なせん断変位角 θ_{end} の大きさの目安を検討するために、双曲線近似を適用する区間 $(\theta_p, \theta_{end}]$ における θ_{end} を変化させたときの相関係数 $r(\theta_{end})$ およびそのときに決定される残留強度 $\tau_r(\theta_{end})$ の変化をそれぞれ調べた。ここでも、3.1で述べたことにより、試験で直接測定される θ を用いて検討した。

Fig.3.15(a)~(c)は、カオリンを用いた様々な試験条件において、異なる θ_{end} までの実測値を用いたときの相関係数 $r(\theta_{end})$ とそのときの θ_{end} の関係を示したものである。Fig.3.15(a)は σ_N を、(b)はOCRを、および(c)は $\dot{\theta}$ を、それぞれ変化させたものである。試験条件が異なるすべての場合においても、 θ_{end} の値によ

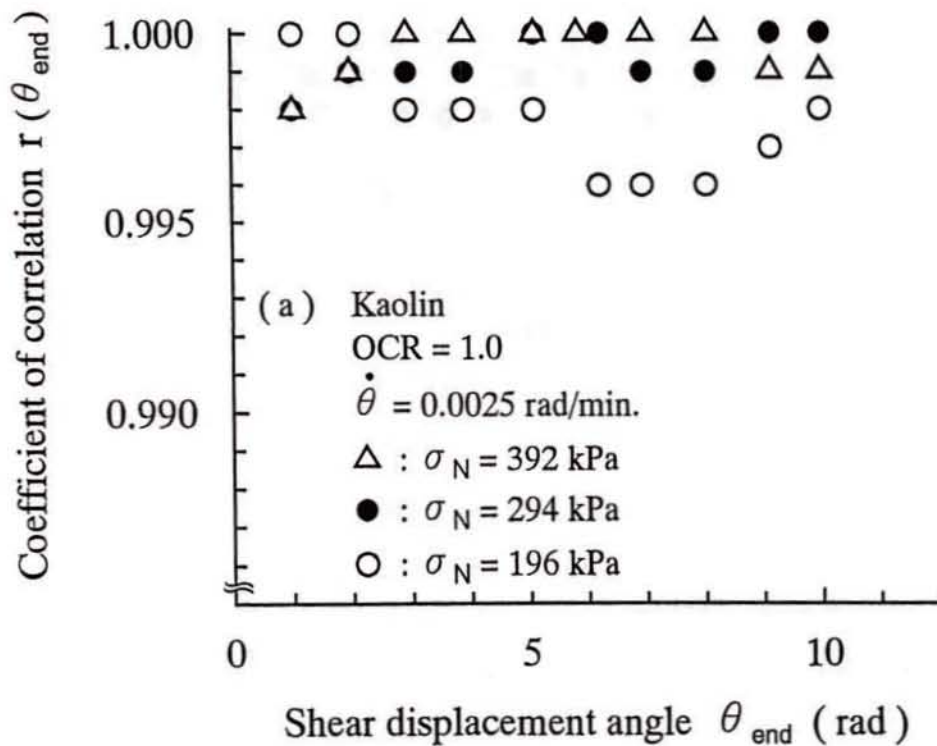


Fig.3.15(a) $r(\theta_{end}) - \theta_{end}$ curves

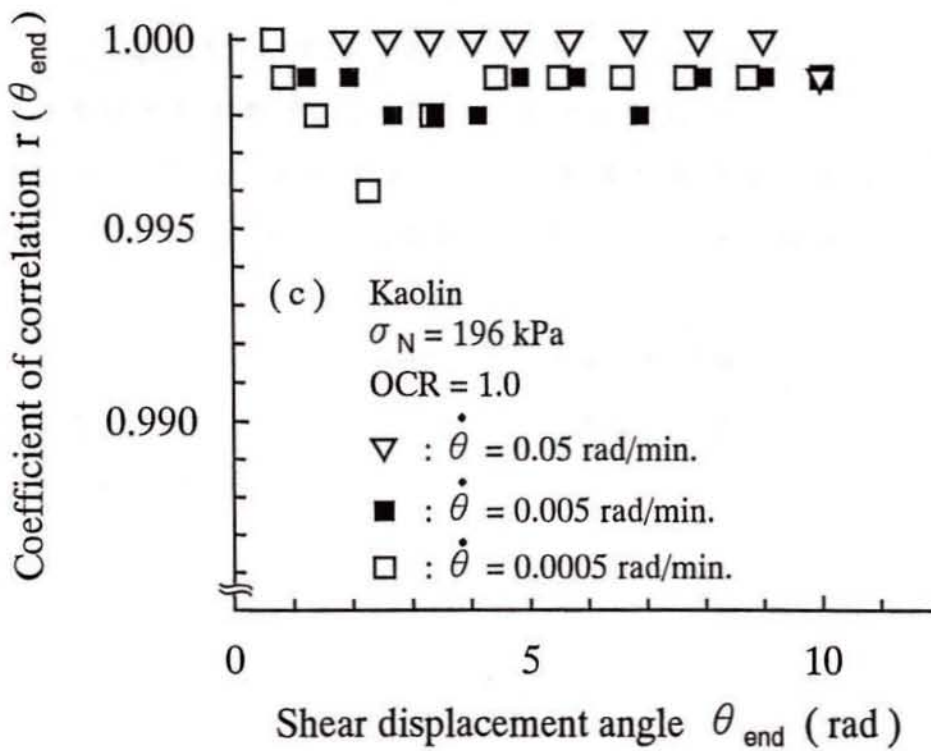
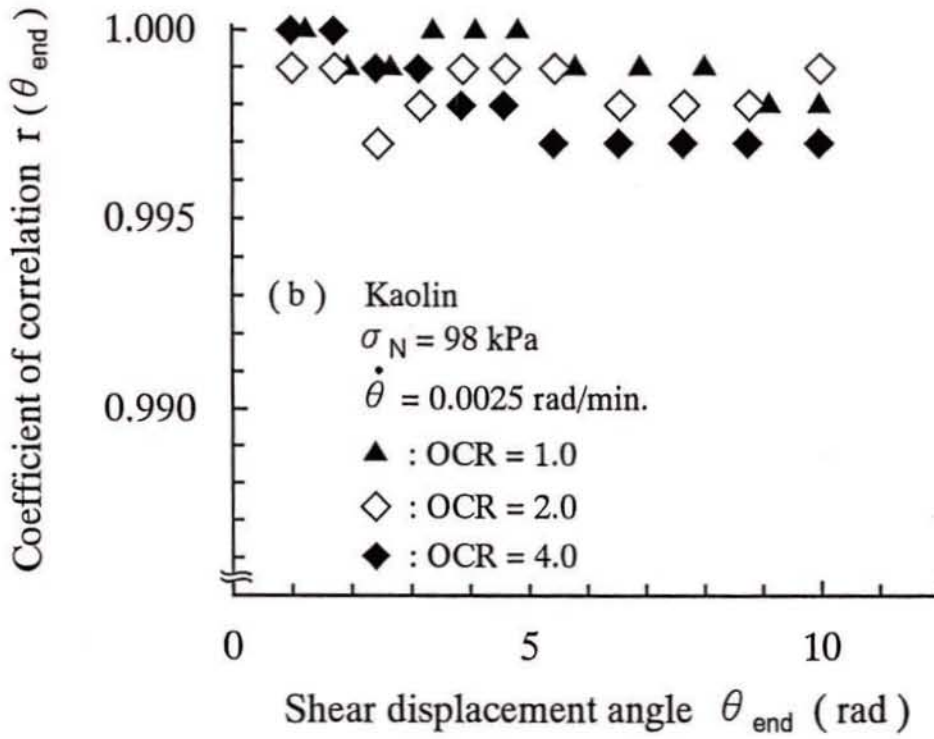


Fig.3.15(b),(c) $r(\theta_{\text{end}}) - \theta_{\text{end}}$ curves

らず、 r は0.996以上と非常に高い。しかし、このときの残留強度 $\tau_r(\theta_{end})$ の値は θ_{end} の値に依存すると考えられるので、それぞれの θ_{end} に対応する $\tau_r(\theta_{end})$ の値を検討する必要がある。

Fig.3.16(a)～(c)は、それぞれFig.3.15(a)～(c)に対応する場合の $\tau_r(\theta_{end})$ とそのときの θ_{end} の関係を示したものである。 σ_N が異なるFig.3.16(a)においては、試験の打ち切りせん断変位角を大きしていくと $\tau_r(\theta_{end})$ は徐々に減少し、 $\theta_{end}=8.0$ rad以上ですべての場合において、 $\tau_r(\theta_{end})$ が一定値に取れんする傾向を示す。この場合、 σ_N の大きい方が θ_{end} が小さい値で $\tau_r(\theta_{end})$ が取れんする傾向がみられた。残留強度 τ_r は大変位における一定で最小のせん断応力であることから、 $\tau_r(\theta_{end})$ の取れん値における θ_{end} を試験の打ち切りせん断変位角の目安と考える。ここで、 $\sigma_N=196, 294, 392$ kPaに対して試験の打ち切りせん断変位角の目安はそれぞれ $\theta_{end}=8.0, 6.0, 4.0$ rad($D_{end}=32, 24, 16$ cm)程度である。

$\sigma_N=98$ kPaにおいてOCRが異なるFig.3.16(b)では、 $\tau_r(\theta_{end})\sim\theta_{end}$ 関係にOCRの影響は明瞭にあらわれず、各OCRともに試験の打ち切りせん断変位角の目安は $\theta_{end}=10.0$ rad($D_{end}=40$ cm)程度である。

$\dot{\theta}$ が異なるFig.3.16(c)では、 $\dot{\theta}=0.0005, 0.005$ rad/min.に対して、試験の打ち切りの目安はそれぞれ $\theta_{end}=7.0, 9.0$ rad($D_{end}=28, 36$ cm)程度である。ただし、 $\dot{\theta}=0.05$ rad/min.のようにせん断変位角速度が極端に速い場合には、 θ_{end} が小さい値で $\tau_r(\theta_{end})$ は取れんしているが、その関係は他の場合と異なっている。

以上より、カオリンを用いた一連のリングせん断試験において打ち切りに必要なせん断変位角は垂直応力およびせん断変位角速度に影響を受け、その目安は4～10 rad(16～40 cm)程度である。

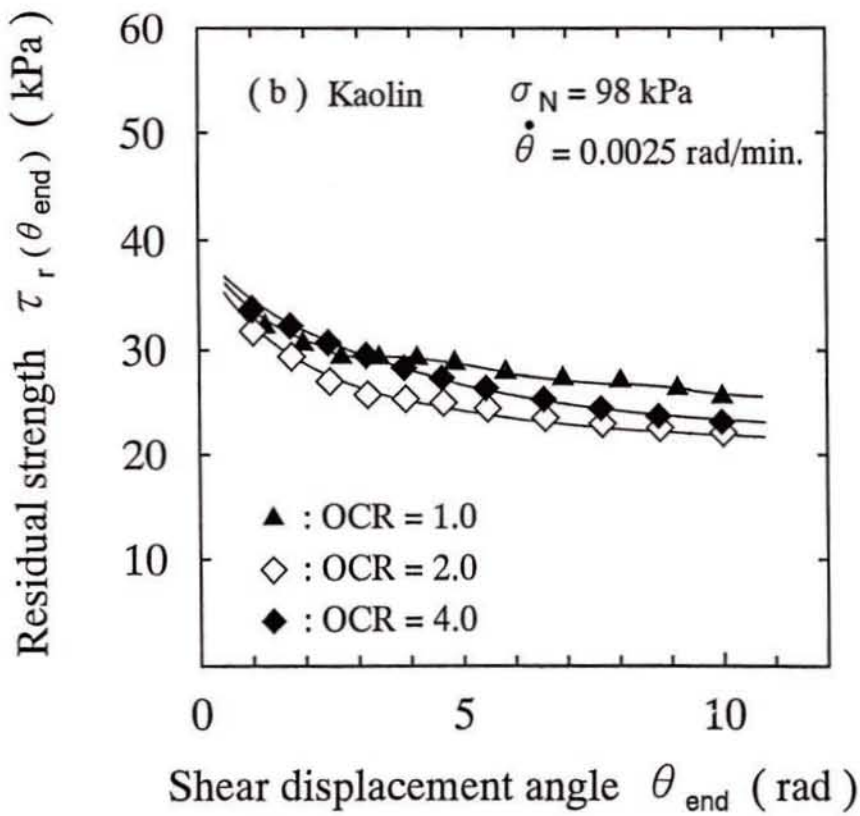
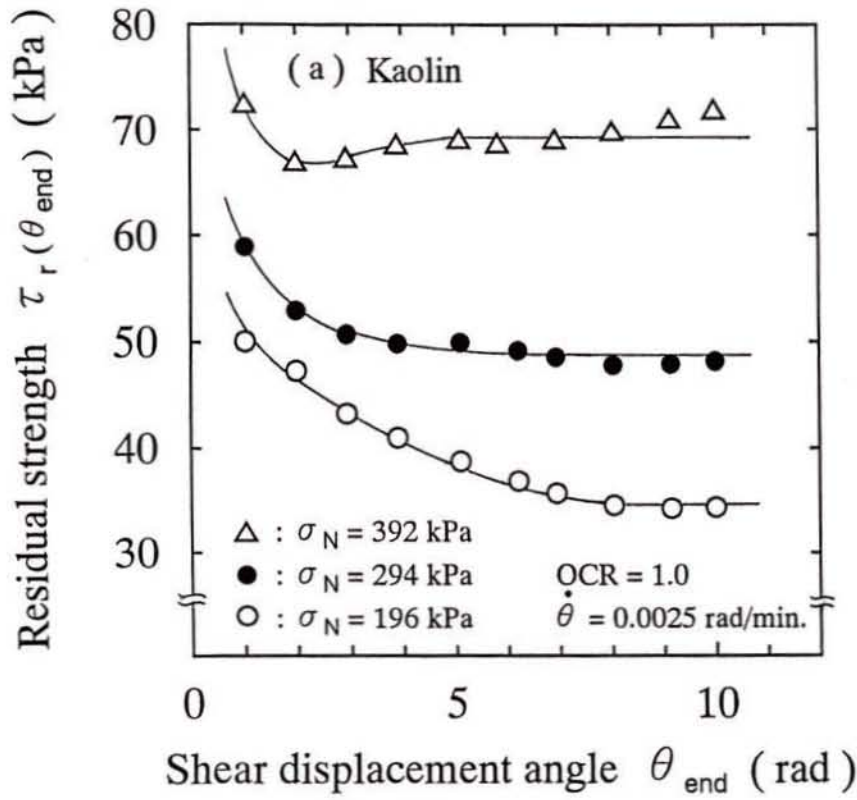


Fig.3.16(a),(b) $\tau_r(\theta_{end}) - \theta_{end}$ curves

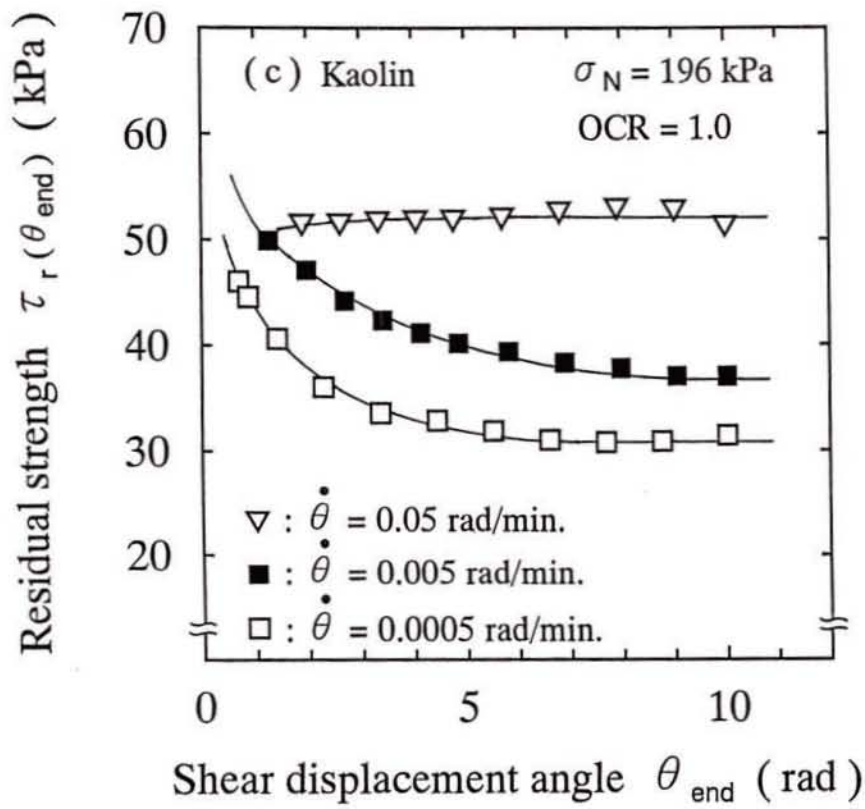


Fig.3.16(c) $\tau_r(\theta_{\text{end}}) - \theta_{\text{end}}$ curves

Fig.3.17(a)~(d)は、 Fig.3.10~13で示した $\tau \sim \theta$ 関係 および $\tau/\sigma_N \sim D$ 関係において、 それぞれ双曲線近似の適用区間での θ_{end} および D_{end} を変化させたときの残留強度の決定値 $\tau_r(\theta_{end})$ および $(\tau/\sigma_N)_r(D_{end})$ の変化を示したものである。 なお、 これらのすべての場合の $r(\theta_{end}) \sim \theta_{end}$ 関係においても、 θ_{end} の値によらず、 $r \geq 0.929$ と高い結果が得られている。

Fig.3.17(a)の2種類の島尻泥岩¹⁷⁾では、 $\tau_r(\theta_{end})$ は $\theta_{end}=5.0 \sim 6.0$ rad ($D_{end}=20 \sim 24$ cm)程度で一定値に収れんする。 横田ら¹⁵⁾による3種類の蛇紋岩の風化した粘性土のFig.3.17(b)においては、 $\tau_r(\theta_{end})$ はShimotsu S-3,S-4およびS-5に対して $\theta_{end}=3.0 \sim 4.0$ rad($D_{end}=19.5 \sim 26$ cm)程度で一定値に収れんする。 宜保ら⁴⁾による亀の瀬凝灰質礫質土のFig.3.17(c)では、 $\tau_r(\theta_{end})$ は $\sigma_N=39$ および 392 kPaに対してそれぞれ $\theta_{end}=22$ および 40 rad($D_{end}=88, 160$ cm)程度で一定値に収れんする。 しかし、 $\sigma_N=196$ kPaの場合には近似曲線1および2に対して $\theta_{end}=80$ rad($D_{end}=320$ cm)以上においても $\tau_r(\theta_{end})$ は減少を続けている。 これは3.4.1 (2)で述べたように $\tau \sim \theta$ 関係の実測値が周期的に変動しているため、 近似曲線と実測値の適合性が他のデータに対する適合性に比べて劣ることによるものと考えられる。 Skempton¹⁶⁾のデータによるFig.3.17(d)では、 $(\tau/\sigma_N)_r(D_{end})$ は $D_{end}=20$ cm程度で一定値に収れんする。

以上より、 試験の打ち切りせん断変位角 θ_{end} は垂直応力およびせん断変位角速度の試験条件や粘土の種類によって異なる。 ただし、 提案した残留強度の決定法を用いて、 せん断過程における $\tau_r(\theta_{end}) \sim \theta_{end}$ 関係を整理すれば、 いずれの場合も試験途中において θ_{end} の目安が検討できる。

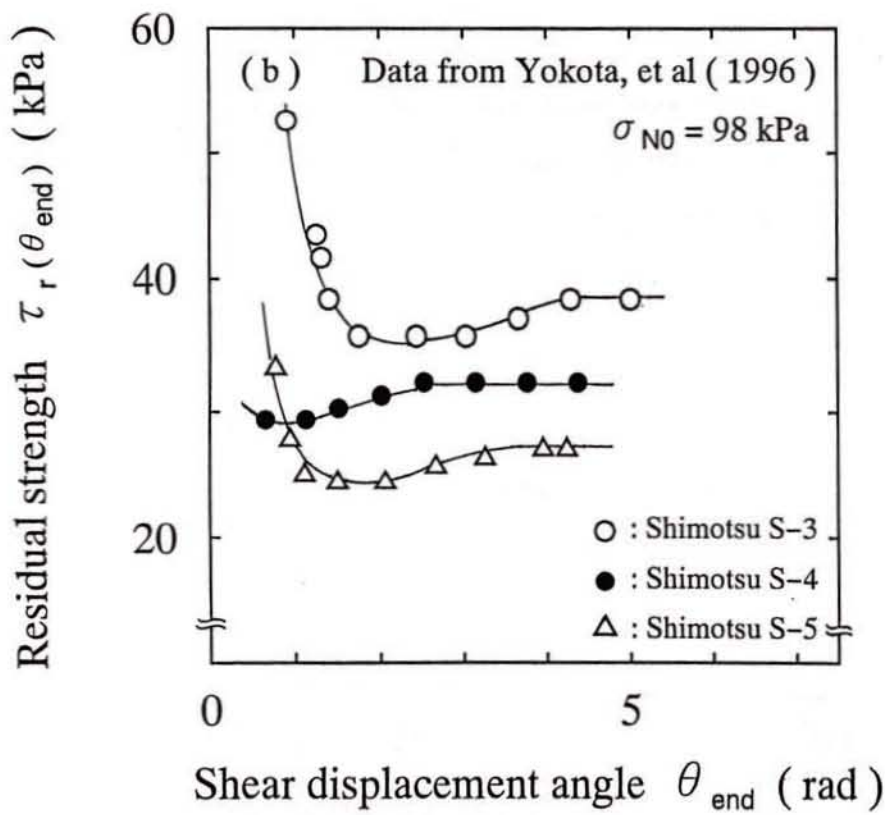
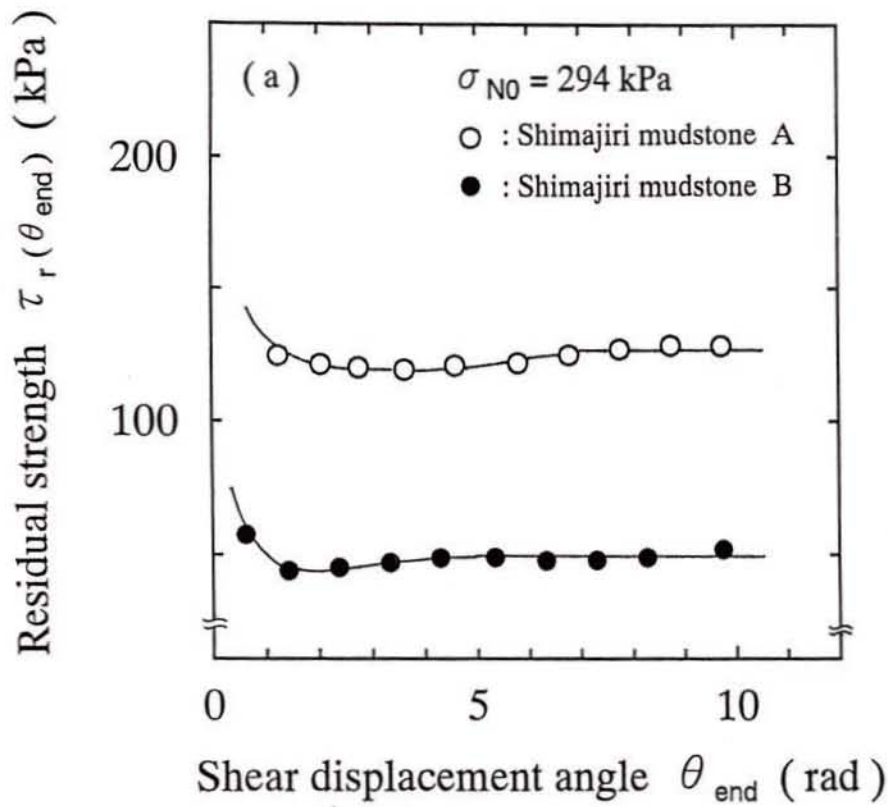


Fig.3.17(a),(b) $\tau_r(\theta_{end}) - \theta_{end}$ curves and $((\tau / \sigma_N)_{r(D_{end})}) - D_{end}$ curve of natural clays^{17), 15), 4), 16)}

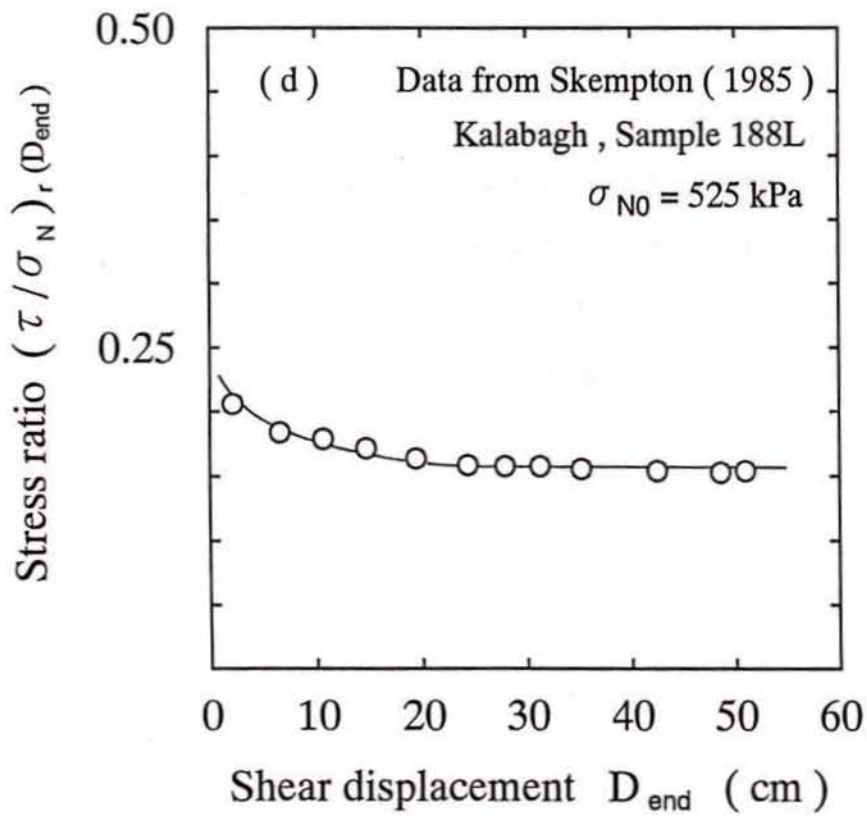
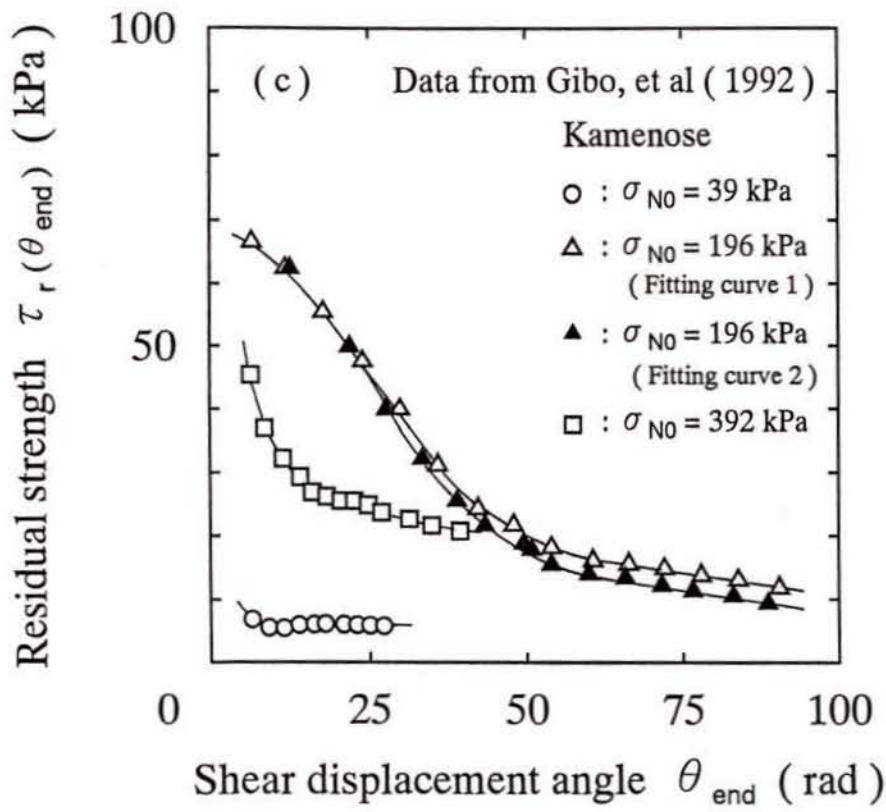


Fig.3.17(c),(d) $\tau_r(\theta_{end}) - \theta_{end}$ curves and $((\tau / \sigma_N)_r(D_{end})) - D_{end}$ curve of natural clays (17), (15), (4), (16)

3. 5 結 論

本章では、カオリンおよび自然粘土に対する試験条件が異なるリングせん断試験結果から、残留強度とせん断変位角の関係について考察した。得られた結論は以下のようである。

- (1) リングせん断試験におけるせん断応力～せん断変位角～鉛直変位関係の実測値は、長期間のせん断においても、厳密には定常状態に達することはない。したがって、これらの実測値から直接、残留強度を決定することは難しい。
- (2) リングせん断試験における最大せん断応力後のせん断応力～せん断変位角関係に対して、供試体の大きさ、垂直応力、過圧密比およびせん断変位角速度の試験条件や粘土の種類に無関係に双曲線近似が十分に適用できることを示した。このことは、試験打ち切り後、さらに大きなせん断変位角とそのときのせん断応力の関係が近似曲線により十分な精度で推定できることを示している。
- (3) 上記のことより、残留強度をこの双曲線の漸近値として決定する方法の妥当性が示された。提案した方法は試験の打ち切りまでの実測値から残留強度をただ一通りに決定できる。また、そのために必要なパラメータの決定が簡便である。
- (4) 提案法を用いた残留強度～せん断変位角関係の考察より、試験の打ち切りせん断変位角は垂直応力およびせん断変位角速度の試験条件や粘土の種類によって異なることを示した。リングせん断試験においては、適切な試験の打ち切りせん断変位角までの実測値に対して双曲線近似を適用することにより、残留強度を精度よく決定することができる。

第3章 参考文献

- 1) プラダン テージ, 本郷隆夫, 水上純一: 土の一面せん断試験に関する検討課題, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.12~21, 1995.
- 2) 宜保清一: 地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方, 土と基礎, Vol.35, No.11, pp.27~32, 1987.
- 3) 宜保清一: リングせん断試験における測定精度, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp.663~666, 1993.
- 4) 宜保清一, 江頭和彦, 林 義隆: 地すべり土の残留強度の大変位剪断試験による測定法と物理的・鉱物学的性質による類推法, 農業土木学会論文集, 第159号, pp.57~63, 1992.
- 5) 矢田部龍一, 八木則男, 榎 明潔: 破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性, 土木学会論文集, No.436/Ⅲ-16, pp.93~101, 1991.
- 6) 八木則男, 矢田部龍一, 石井朋紀, 榎 明潔: 強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討, 土木学会論文集, No.523/Ⅲ-32, pp.59~67, 1995.
- 7) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上 浩: 粘土の残留強度の決定法に関する一考察, 平成5年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, pp.343~344, 1994.
- 8) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上 浩: リングせん断試験による粘土の残留強度特性, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.269~274, 1995.
- 9) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上 浩: リングせん断試験における粘土の残留強度の決定手法, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集, pp.386~387, 1995.
- 10) 釜井俊孝: リングせん断試験における破壊の伝播過程, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.255~262, 1995.
- 11) 宜保清一: 粘土の残留強度決定に関する研究, 琉球大学農学部学術報告, 第26号, 1979.
- 12) Kondner, R.L. : Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils, *Journal of SMF Div., Proc. ASCE*, Vol.89, SM1, pp.115 ~ 143, 1963.

- 13) Murayama, S. : Constitutive equations of particulate material in the failure state, *Proc. 9th I.C.S.M.F.E.*, pp.183 ~ 190, 1977.
- 14) 及川 洋 : 双曲線近似による二次圧密沈下量の一評価方法について, 土質工学会論文報告集, Vol.21, No.3, pp.107~116, 1981.
- 15) 横田公忠, 八木則男, 矢田部龍一, 砂子 一 : 蛇紋岩の風化粘性土に起因した切土のり面の崩壊に関する一考察, 土木学会論文集, No.541/Ⅲ-35, pp.57~65, 1996.
- 16) Skempton, A.W. : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3 ~ 18, 1985.
- 17) 梅崎健夫, 川上 浩, 鈴木素之 : 島尻泥岩の残留強度に関する委託試験結果報告書, (株)基礎地盤コンサルタンツ, 1996.
- 18) 澁谷 啓 : 土の一面せん断試験と結果の解釈における最近の進展, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.67~86, 1995.
- 19) Lemos, L., Skempton, A.W. and Vaughan, P.R. : Earth-quake loading of shear surfaces in slopes, *Proc. 11th I.C.S.M.F.E.*, Vol.4, pp.1955 ~ 1958, 1985.
- 20) 伊集院玲子, 石原研而, 桑野二郎 : 切り面における残留強度と動的強度, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, pp.148~149, 1987.
- 21) 岡田富士夫, 宋 永焜 : 残留強度と微視的構造の関係, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, pp.227~228, 1988.
- 22) 中村浩之, 清水清文 : すべり面におけるせん断強度決定のための土質試験法, 地すべり, 第15巻, 第2号, pp.25~32, 1978.
- 23) 伊集院玲子, 石原研而, 東畑郁生 : 残留強度状態における土の動的強度特性, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, pp.763~764, 1988.

第4章 試験方法に関する影響要因と残留強度

4.1 序説

残留強度 τ_r とその影響因子の関係は、第1章で述べたように、一般に次のような式(4.1)で表されるものと考え^{1), 2)}。

$$\tau_r = F(\text{土の種類, 土の状態, 外的条件}) \quad (4.1)$$

本章では、外的条件に関する影響要因として垂直応力、過圧密比、せん断速度およびせん断過程における垂直応力変化を取り上げた。リングせん断試験および繰返し一面せん断試験に基づく既往の研究結果を整理・検討し、さらに、カオリンに対するリングせん断試験結果に基づいて、これらの影響要因と残留強度の関係を考察した。ただし、第1章で述べたように、外的条件は土の状態とともに原位置の状態およびせん断試験の方法と密接に関連したものである。たとえば、残留強度の値はリングせん断試験や繰返し一面せん断試験などの試験方法によっても異なることが示されている^{3)~5)}。本文では、原位置の状態およびせん断試験方法の相違については考察から除外する。

本文中に用いたデータの一覧をTable 1~4に示す。Table 1は異なる垂直応力と過圧密比の試験を、Table 2は異なるせん断速度の試験を、Table 3はせん断過程においてせん断速度を変化させた試験を、Table 4はせん断過程において垂直応力を変化させた試験をとりまとめたものであり、一部データの重複がある。著者らのデータと試験方法の詳細については第3章を参照されたい。既往の研究から引用したデータ^{3), 6)~17)}のうち、文献中に明記されていないものは原図からデジタイザーによって直接読み取ったものである。表中の記号はそれぞれ、圧密応力 σ_c 、垂直

Table 4.1 Cases and results of tests under the conditions of several normal stress and overconsolidation ratio

Name of soil	Type of test	Test No.	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	OCR (= σ_c/σ_N)	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	\dot{D} (mm/min.)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	τ_p/σ_N	τ_r/σ_N
Pepper shale *1	RST *6	1-1	98	98	1.0	0.0016	0.048	25.0	11.6	0.255	0.118
		1-2	980	98	10.0	0.0016	0.048	42.9	13.8	0.438	0.141
		1-3	980	98	10.0	0.0016	0.048	42.3	14.2	0.432	0.145
		1-4	9800	98	100.0	0.0016	0.048	49.2	12.0	0.502	0.122
Studenten-lunden clay *2	RST *7	2-1	49	49	1.0	0.00005	0.0033	30.4	29.4	0.620	0.600
		2-2	196	49	4.0	0.00005	0.0033	30.4	28.4	0.620	0.580
		2-3	98	98	1.0	0.00005	0.0033	57.8	56.8	0.590	0.580
		2-4	196	98	2.0	0.00005	0.0033	60.8	56.8	0.620	0.580
Mudstone *3	RBST *8	3-1	156.8	156.8	1.0	/	0.02	-	49.3	-	0.314
		3-2	235.2	156.8	1.5		0.02	-	51.1	-	0.326
		3-3	282.2	156.8	1.8		0.02	-	51.4	-	0.327
		3-4	297.9	156.8	1.9		0.02	-	51.8	-	0.331
unknown *4	RST *9	4-1	-	-	2.0	-	-	-	-	-	0.645
		4-2	-	-	2.9	-	-	-	-	-	0.524
		4-3	-	-	3.0	-	-	-	-	-	0.611
		4-4	-	-	4.1	-	-	-	-	-	0.608
		4-5	-	-	5.1	-	-	-	-	-	0.603
		4-6	-	-	5.9	-	-	-	-	-	0.582
		4-7	-	-	10.1	-	-	-	-	-	0.600
Kaolin *5	RST *10	5-1	49	49	1.0	0.0025	0.1	21.0	17.6	0.429	0.359
		5-2	392	49	8.0	0.0025	0.1	27.7	18.8	0.565	0.384
		5-3	490	49	10.0	0.0025	0.1	26.8	17.2	0.547	0.351
		5-4	98	98	1.0	0.0025	0.1	40.1	25.6	0.409	0.261
		5-5	196	98	2.0	0.0025	0.1	40.1	22.1	0.409	0.226
		5-6	294	98	3.0	0.0025	0.1	42.5	22.4	0.434	0.229
		5-7	392	98	4.0	0.0025	0.1	41.1	23.2	0.419	0.237
		5-8	147	147	1.0	0.0025	0.1	55.0	28.9	0.374	0.197
		5-9	196	147	1.33	0.0025	0.1	55.0	29.4	0.374	0.200
		5-10	392	147	2.67	0.0025	0.1	58.3	31.0	0.397	0.211
		5-11	392	392	1.0	0.0025	0.1	125.1	77.3	0.319	0.197
		5-12	392	196	2.0	0.0025	0.1	69.3	38.4	0.354	0.196
		5-13	392	147	2.67	0.0025	0.1	58.3	31.0	0.397	0.211
		5-14	392	98	4.0	0.0025	0.1	41.1	23.2	0.419	0.237
		5-15	392	49	8.0	0.0025	0.1	27.7	18.8	0.565	0.384
		5-16	196	196	1.0	0.0025	0.1	71.6	38.6	0.365	0.197
		5-17	196	147	1.33	0.0025	0.1	55.0	29.4	0.374	0.200
		5-18	196	98	2	0.0025	0.1	40.1	22.1	0.409	0.226

- *1 After La Gatta(1970) : $w_L=70.5\%$, $I_p=49$ *6 $r_1=2.54$ cm, $r_2=3.56$ cm, $h=0.2, 0.25$ cm
- *2 After Bishop et al.(1971) : $w_L=41\%$, $I_p=20$, $CF=38\%$ *7 $r_1=5.08$ cm, $r_2=7.62$ cm, $h=1.91$ cm
- *3 After So et al.(1977,1978) : $CF=30\%$ *8 d and h are unknown.
- *4 After Ogawa et al.(1978) : $w_L=43.7\%$, $I_p=16.9$ *9 $r_1=5$ cm, $r_2=7.5$ cm, $h=2$ cm
- *5 After Suzuki et al.(1997) : $w_L=75.6\%$, $I_p=39.3$, $CF=70\%$ *10 $r_1=3$ cm, $r_2=5$ cm, $h=2$ cm

応力 σ_N , 垂直応力の変化速度 $\dot{\sigma}_N$, 過圧密比 $OCR(=\sigma_c/\sigma_N)$, せん断変位角速度 $\dot{\theta}$ (回転角速度, θ はリングの回転角), せん断変位速度 \dot{D} (リングせん断試験の場合には D は環状供試体の中間の半径 R における移動距離, 繰返し一面せん断試験の場合には D は供試体の水平変位), ピーク強度 τ_p , 残留強度 τ_r である. なお, 試料の物理的性質, せん断試験の種類 (リングせん断試験 (Ring shear test, RST と略) および繰返し一面せん断試験 (Reversal box shear test, RBST と略)), 供試体の寸法 (r_1, r_2 : リングせん断試験の環状供試体の内半径および外半径, d : 繰返し一面せん断試験の供試体の直径, h : 供試体の初期高さ) は表の枠外に注として記した.

Table 4.2 Cases and results of tests under the conditions of several shear displacement rate

Name of soil	Type of test	Test No.	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	OCR ($=\sigma_c/\sigma_N$)	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	\dot{D} (mm/min.)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	τ_p/σ_N	τ_r/σ_N
Sarukuyouji *1	RST *8	6-1	-	55.9	-	0.00044	0.002	20.8	20.8	0.372	0.372
		6-2	-	55.9	-	0.00044	0.02	16.7	16.7	0.299	0.299
		6-3	-	55.9	-	0.0044	0.2	13.2	13.2	0.236	0.236
		6-4	-	55.9	-	0.044	2.0	11.3	11.3	0.202	0.202
unknown *2	RST *9	7-1	-	100	-	0.00021	0.0076	67.5	21.8	0.675	0.218
		7-2	-	100	-	0.0021	0.076	69.0	23.5	0.690	0.235
		7-3	-	100	-	0.021	0.76	84.6	18.7	0.846	0.187
		7-4	-	1000	-	0.00021	0.0076	348.0	192.4	0.348	0.192
		7-5	-	1000	-	0.0021	0.076	331.1	191.3	0.331	0.191
		7-6	-	1000	-	0.021	0.76	318.2	181.5	0.318	0.182
Kaolin *3	RST *10	8-1	-	49~196	-	-	0.002	-	-	-	0.520
		8-2	-	49~196	-	-	0.002	-	-	-	0.539
		8-3	-	49~196	-	-	0.002	-	-	-	0.602
		8-4	-	49~294	-	-	1.0	-	-	-	0.557
		8-5	-	49~294	-	-	1.0	-	-	-	0.583
		8-6	-	49~294	-	-	1.0	-	-	-	0.605
Zentoku *4	RST *11	9-1	98	98	1.0	0.00062	0.0403	-	31.8	-	0.324
		9-2	98	98	1.0	0.0062	0.403	-	33.9	-	0.346
		9-3	98	98	1.0	0.062	4.03	-	33.2	-	0.339
		9-4	196	196	1.0	0.00062	0.0403	-	59.9	-	0.306
		9-5	196	196	1.0	0.0062	0.403	-	61.1	-	0.312
		9-6	196	196	1.0	0.062	4.03	-	63.3	-	0.323
		9-7	294	294	1.0	0.00062	0.0403	-	74.1	-	0.252
		9-8	294	294	1.0	0.0062	0.403	-	86.8	-	0.295
		9-9	294	294	1.0	0.062	4.03	-	80.4	-	0.273
Sagayama II *5	RST *12	10-1	98	98	1.0	0.00062	0.0403	-	25.4	-	0.259
		10-2	98	98	1.0	0.0062	0.403	-	26.7	-	0.272
		10-3	98	98	1.0	0.062	4.03	-	35.6	-	0.363
		10-4	196	196	1.0	0.00062	0.0403	-	53.8	-	0.274
		10-5	196	196	1.0	0.0062	0.403	-	61.1	-	0.312
		10-6	196	196	1.0	0.062	4.03	-	55.0	-	0.281
		10-7	294	294	1.0	0.00062	0.0403	-	80.9	-	0.275
		10-8	294	294	1.0	0.0062	0.403	-	79.1	-	0.269
		10-9	294	294	1.0	0.062	4.03	-	90.3	-	0.307
Utsugi *6	RST *13	11-1	98	98	1.0	0.00062	0.0403	-	33.0	-	0.337
		11-2	98	98	1.0	0.0062	0.403	-	40.0	-	0.408
		11-3	98	98	1.0	0.062	4.03	-	29.6	-	0.302
		11-4	196	196	1.0	0.00062	0.0403	-	68.3	-	0.348
		11-5	196	196	1.0	0.0062	0.403	-	71.0	-	0.362
		11-6	196	196	1.0	0.062	4.03	-	75.0	-	0.383
		11-7	294	294	1.0	0.0062	0.403	-	93.6	-	0.318
		11-8	294	294	1.0	0.062	4.03	-	100.3	-	0.341
Kaolin *7	RST *14	12-1	196	196	1.0	0.0005	0.02	61.6	31.5	0.314	0.161
		12-2	196	196	1.0	0.00063	0.025	62.6	31.3	0.319	0.160
		12-3	196	196	1.0	0.00075	0.03	59.2	33.7	0.302	0.172
		12-4	196	196	1.0	0.00088	0.035	61.2	36.2	0.312	0.185
		12-5	196	196	1.0	0.00113	0.045	60.7	34.5	0.310	0.176
		12-6	196	196	1.0	0.00125	0.05	61.2	36.5	0.312	0.186
		12-7	196	196	1.0	0.0025	0.1	58.8	34.4	0.300	0.176
		12-8	196	196	1.0	0.005	0.2	63.5	37.0	0.324	0.189
		12-9	196	196	1.0	0.01	0.4	61.6	39.4	0.314	0.201
		12-10	196	196	1.0	0.02	0.8	57.8	47.8	0.295	0.244
		12-11	196	196	1.0	0.05	2.0	53.5	51.5	0.273	0.263
		12-12	294	294	1.0	0.00075	0.03	82.1	47.4	0.279	0.161
		12-13	294	294	1.0	0.00113	0.045	82.1	49.4	0.279	0.168
		12-14	294	294	1.0	0.0025	0.1	82.6	48.2	0.281	0.164
		12-15	294	294	1.0	0.01	0.4	82.6	55.5	0.281	0.189
		12-16	294	294	1.0	0.02	0.8	84.1	54.9	0.286	0.187
		12-17	294	294	1.0	0.05	2.0	79.8	62.5	0.271	0.213
		12-18	392	392	1.0	0.00075	0.03	105.5	64.6	0.269	0.165
		12-19	392	392	1.0	0.00113	0.045	107.0	68.6	0.273	0.175
		12-20	392	392	1.0	0.00125	0.05	112.7	73.6	0.288	0.188
		12-21	392	392	1.0	0.0025	0.1	114.2	71.7	0.291	0.183
		12-22	392	392	1.0	0.01	0.4	104.7	74.0	0.267	0.189
		12-23	392	392	1.0	0.05	2.0	103.7	80.0	0.265	0.204

*1 After Nakamura et al.(1978) : $w_L=86\%$, $I_p=65$

*8 $r_1=3$ cm, $r_2=6$ cm, $h=3$ cm

*2 After Scheffler et al.(1981) : $w_L=76\sim 82\%$, $I_p=38\sim 47$

*9 $r_1=2.48$ cm, $r_2=4.7$ cm, $h=1.6$ cm

*3 After Okada et al.(1988) : $w_L=32.1\%$, $I_p=13.2$, $CF=33\%$

*10 r_1, r_2 and h are unknown.

*4 After Yatabe et al.(1991) : $w_L=39.2\%$, $I_p=18.7$, $CF=2.7\%$

*11~13 $r_1=5$ cm, $r_2=8$ cm, $h=2$ cm

*5 After Yatabe et al.(1991) : $w_L=42.5\%$, $I_p=15.7$, $CF=25\%$

*14 $r_1=3$ cm, $r_2=5$ cm, $h=2$ cm

*6 After Yatabe et al.(1991) : $w_L=26.3\%$, $I_p=11.6$, $CF=7.5\%$

*7 After Suzuki et al.(1997) : $w_L=75.6\%$, $I_p=39.3$, $CF=70\%$

Table 4.3 Cases and results of tests under the conditions of shear displacement rate changed during shear process

Name of soil	Type of test	Test No.	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	OCR ($=\sigma_c/\sigma_N$)	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	\dot{D} (mm/min.)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	τ_p/σ_N	τ_r/σ_N
Pepper shale*1	RST*8	13-1	980	98	10.0	0.0016	0.048	42.9	13.8	0.438	0.141
						→0.0016	→0.0048	-	14.9	-	0.152
Cucaracha shale*2	RST*9	14-1	-	784	-	0.0016	0.048	158.3	96.0	0.202	0.122
						→0.0016	→0.0048	-	96.0	-	0.122
						→0.016	→0.48	-	99.5	-	0.127
Kaolin*3	RBST*10	15-1	98	98	1.0	-	0.02	-	37.4	-	0.382
		15-2	98	98	1.0	-	0.02	-	-	-	-
							→0.04	-	37.4	-	0.382
		15-3	98	98	1.0	-	0.02	-	-	-	-
						→0.08	-	35.6	-	0.363	
						→0.16	-	30.4	-	0.310	
Kalabagh*4	RST*11	16-1	900	205	4.39	-	0.01	-	-	-	0.158
						-	→100.0	-	-	0.215	0.160
						-	→0.01	-	-	-	0.156
						-	→400.0	-	-	0.350	0.250
						-	→0.01	-	-	-	0.155
Kalabagh*5	RST*12	17-1	900	490	1.84	-	0.01	-	-	-	0.570
						-	→400.0	-	-	0.840	0.540
						-	→0.01	-	-	-	0.520
						-	→100.0	-	-	0.750	0.540
						-	→0.01	-	-	-	0.515
						→10.0	-	-	0.620	0.520	
Ontake*6	RST*13	18-1	-	196	-	-	0.1	-	-	0.805	0.705
		18-2	-	196	-	-	0.1	-	-	-	-
							→0.01	-	-	0.759	0.735
		18-3	-	196	-	-	0.1	-	-	-	-
							→1.0	-	-	0.814	0.710
						0.1	-	-	-	-	
						→10.0	-	-	0.799	0.647	
Ecuador*7	RST*14	19-1	-	245	-	-	0.1	-	-	-	-
							→0.01	-	47.0	-	0.192
		19-2	-	245	-	-	0.1	-	-	-	-
							→1.0	-	57.4	-	0.234
		19-3	-	245	-	-	0.1	-	-	-	-
							→10.0	-	54.4	-	0.222
						0.1	-	-	-	-	
						→100.0	-	47.8	-	0.195	
						0.1	-	-	-	-	
						→400.0	-	50.5	-	0.206	

- *1 After La Gatta(1970) : $w_L=70.5\%$, $I_p=49$ *6 After Ijuin et al.(1987) : $CF=10\%$
 *2 After La Gatta(1970) : $w_L=156\%$, $I_p=114$, $A=1.1$ *7 After Ijuin et al.(1988) : $I_p=40$, $CF=50\%$
 *3 After Ramiah et al.(1971) : $w_L=66\%$, $I_p=23$, $CF=11\%$ *8,9 $r_1=2.54$ cm, $r_2=3.56$ cm, $h=0.2$ cm
 *4 After Skempton(1985) : $w_L=62\%$, $I_p=36$, $CF=47\%$ *10 $d=6.3$ cm, $h=2.5$ cm
 *5 After Skempton(1985) : $w_L=39\%$, $I_p=12$, $CF=3\%$ *11~14 r_1, r_2 and h are unknown.

Table 4.4 Cases and results of tests under the conditions of normal stress changed during shear process

Name of soil	Type of test	Test No.	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	$\dot{\sigma}_N$ (kPa/min.) ($=\sigma_c/\sigma_{N0}^{*3}$)	OCR ($=\sigma_c/\sigma_N$)	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	\dot{D} (mm/min.)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	τ_p/σ_N	τ_r/σ_N
Kaolin*1	RST*2	20-1	147	147*3 →98	58.8	1.0	0.0025	0.1	55.0	28.9	0.374	0.197
									-	21.0	-	0.214
		20-2	196	196*3 →147 →98	58.8	1.0	0.0025	0.1	71.6	38.6	0.365	0.197
									-	30.6	-	0.208
									-	21.5	-	0.219
		20-3	392	392*3 →196 →147 →98	58.8	1.0	0.0025	0.1	125.1	77.3	0.319	0.197
									-	42.5	-	0.217
							-	32.4	-	0.220		
							-	23.4	-	0.239		
								68.8	40.2	0.351	0.205	
								-	22.4	-	0.229	
								-	14.8	-	0.302	
20-5	196	196*3 →98	9.8	1.0	0.0025	0.1	65.0	31.7	0.330	0.162		
							-	17.6	-	0.181		
20-6	196	196*3 →98	98.0	1.0	0.0025	0.1	61.6	32.3	0.314	0.165		
							-	16.8	-	0.185		

- *1 After Suzuki et al.(1997) : $w_L=75.6\%$, $I_p=39.3$, $CF=70\%$
 *2 $r_1=3$ cm, $r_2=5$ cm, $h=2$ cm
 *3 σ_{N0} : Initial normal stress before shear process

4.2 残留強度に及ぼす垂直応力の影響

4.2.1 既往の研究結果の整理と検討

Skempton ら¹⁸⁾が、繰返し一面せん断試験において残留強度は垂直応力の影響を受けて、残留強度線が垂直応力の低い領域において見掛けの粘着力の値のとり方によって曲線となることを指摘して以来、これまでに垂直応力と残留強度の関係が数多く検討されている^{3), 6), 14), 19)~29)}。Fig.4.1に種々の土の τ_r/σ_N と σ_N の関係²³⁾を示す。図中の τ_R/σ_N' および σ_N' はそれぞれ τ_r/σ_N および σ_N に相当する。これは、Lupini ら²³⁾が種々の土のデータを整理したものであり、そのほとんどが繰返し試料であるが、不攪乱試料もある。残留強度線を決定するために、一つの供試体に対して垂直応力を段階的に変化させるリングせん断試験が実施されているが、複数個の供試体に対して垂直応力が異なるリングせん断試験も実施されている。Fig.4.1では、 τ_r/σ_N が、 σ_N の減少に対して、ほぼ一定のものもあるが、ほとんどの場合、 σ_N が100 kPa程度以下の領域で急に増加している。このことは、残留状態における見掛けの粘着力 c_r はゼロとすることができるので、 σ_N が小さいほど、残留状態における見掛けの内部摩擦角 $\phi_r (= \tan^{-1}(\tau_r/\sigma_N))$ が大きくなることを意味する。これに関して、宜保ら²⁰⁾は、 σ_N の低い領域において残留強度が大きめに測定される原因として粘土粒子の配向の度合いが低いことを指摘して、X線回折法を用いてそれを定量的に実証している。

4.2.2 垂直応力の低い領域におけるリングせん断試験の妥当性の検証

Fig.4.2(a)および(b)に複数個の供試体に対して異なる垂直応力のもとで実施されたリングせん断試験の結果に基づく τ_p/σ_N および τ_r/σ_N と σ_N の関係を示す。

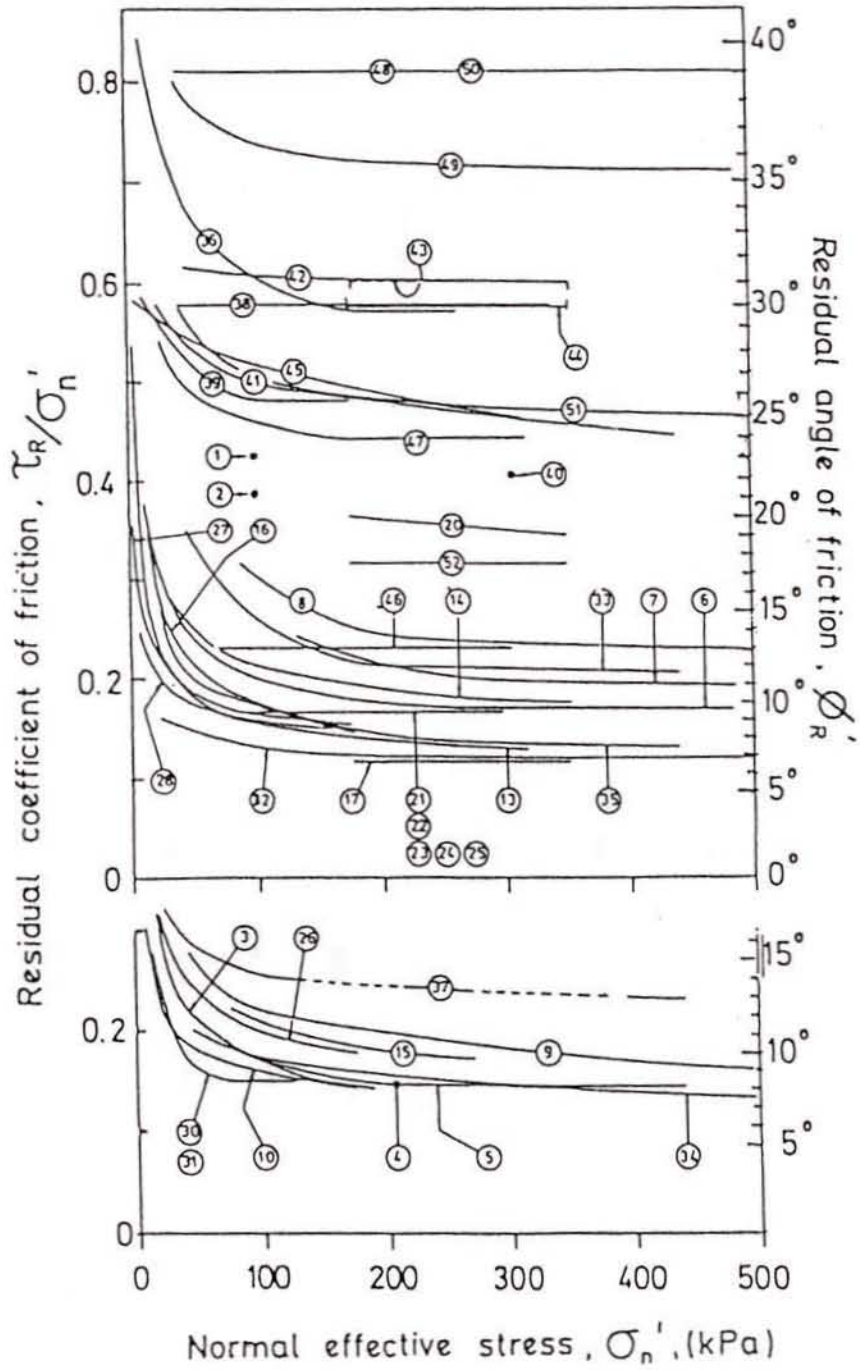


Fig.4.1 τ_r / σ_N plotted as a function of σ_N for various soils ²³⁾

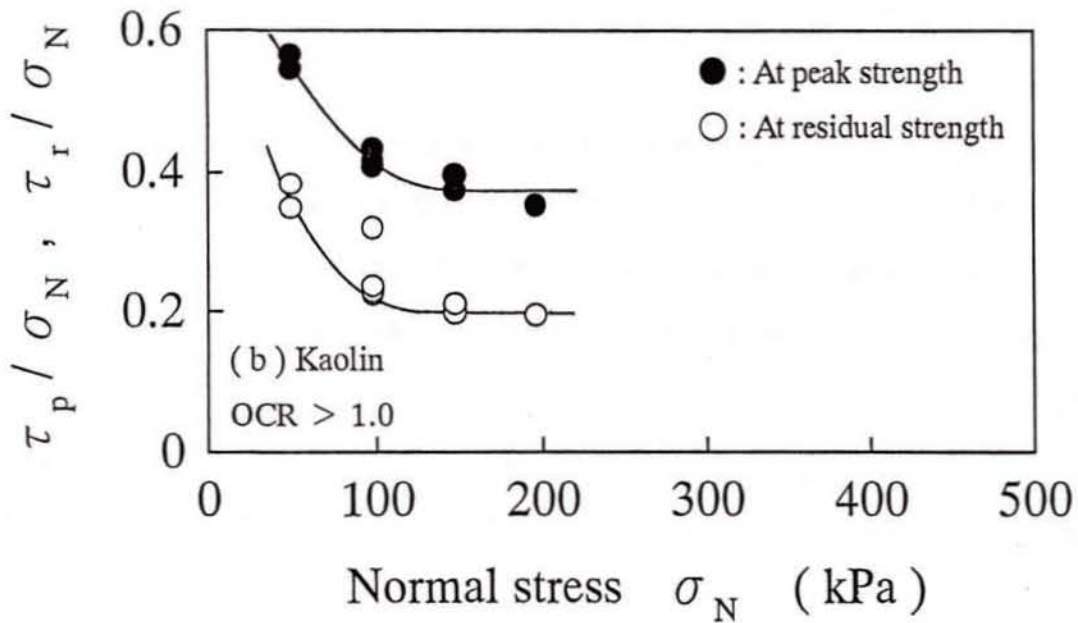
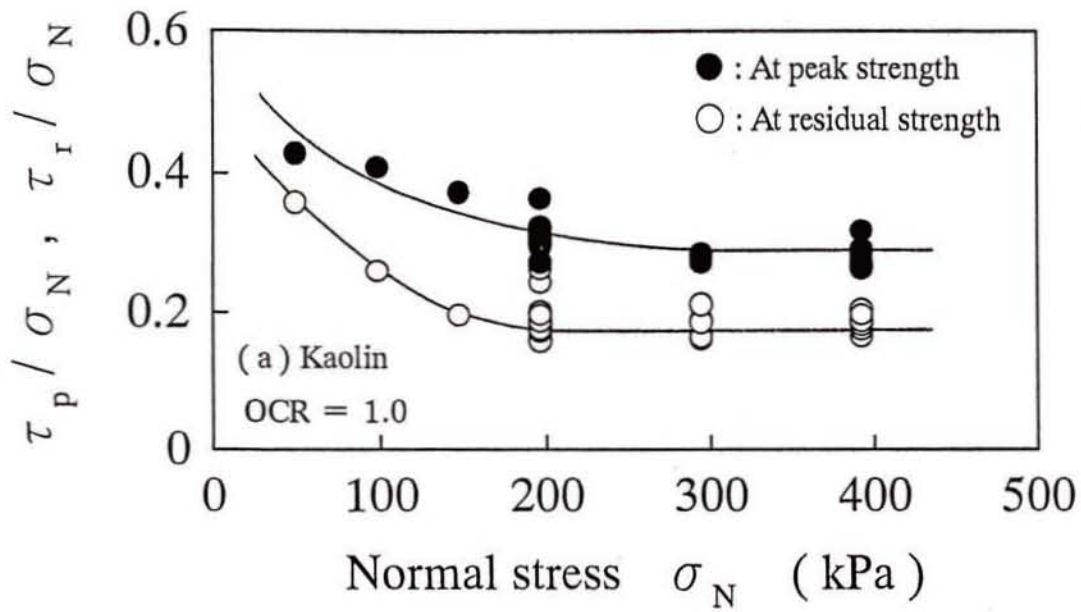


Fig.4.2 τ_p / σ_N and τ_r / σ_N plotted as a function of σ_N for kaolin

データはTable 4.1(Test No.5-1~18)およびTable 4.2(Test No.12-1~23)に示している。定圧せん断試験を行う場合には、せん断箱周面に対する供試体の相対的な変位に起因する周面摩擦力の測定と制御が重要であることが指摘されている^{30), 31)}。試験では、リング周面摩擦力を考慮して、せん断面上の平均的な垂直応力が一定になるように垂直力を随時調整している。正規圧密状態のFig.4.2(a)では、 τ_r/σ_N は、 σ_N が100 kPa程度以上の領域では、 σ_N の変化に対して一定である。 c_r をゼロと仮定すると、残留強度線は σ_N が100 kPa程度以上の領域において原点を通る直線で近似できる。一方、 σ_N が100 kPa程度以下の領域では、 τ_r/σ_N は σ_N の減少に対して増加している。 c_r を同様にゼロとすると、 ϕ_r は σ_N が小さくなるほど大きくなる。なお、同一試料の三軸圧縮試験では強度定数 $\phi' = 17.1^\circ$ 、 $c' = 0$ kPaが得られており、破壊包絡線は低拘束圧域においても原点を通る直線で近似できることがわかっている。過圧密状態のFig.4.2(b)においても、 τ_r/σ_N はFig.4.2(a)と同様な挙動を示している。ここで、ピーク強度と垂直応力の関係を検討したところ、Fig.4.4(a),(b)のいずれにおいても、 σ_N が50~100 kPa程度以下の領域で、 τ_p/σ_N は σ_N の減少に対して増加している。せん断応力最大時の見掛けの内部摩擦角 ϕ_d も、見掛けの粘着力 c_d をゼロと仮定すると、 σ_N が小さくなるほど大きくなる。

以上より、残留状態における見掛けの内部摩擦角 ϕ_r は、垂直応力が100 kPa程度以上の領域では、垂直応力の変化に対して一定である。しかし、垂直応力が100 kPa程度以下の領域では、垂直応力の減少に対して増加する結果が得られる。ただし、この領域ではせん断応力最大時の見掛けの内部摩擦角 ϕ_d も同様な割合で垂直応力の減少に対して増加している。したがって、垂直応力の低い領域での試験結果には試験装置のせん断機構に起因する要因の影響も含まれるものと考えられるので、供試体を剛なせん断箱で拘束する直接型せん断試験では垂直応力の低い領域での試験の妥当性を十分に検討することが必要である。

4.3 残留強度に及ぼす圧密履歴の影響

4.3.1 既往の研究結果の整理と検討

Skempton¹⁹⁾が、残留強度は正規圧密および過圧密状態によらずいかなる有効垂直応力の下でも同じになることを示唆して以来、これまでに種々の土の過圧密比と残留強度の関係が示されている^{3), 7)~10), 32)~34)}。残留強度は土の初期構造や過去に受けた乱れ、練返しなどの応力履歴にはまったく影響を受けないものと考えられている^{3), 9), 19), 35)}。しかし、最近、不攪乱試料と練返し試料の残留強度の値が異なる事例が中森ら³⁶⁾により報告されている。

Fig.4.3に既往の研究からまとめた τ_r/σ_N と過圧密比OCRの関係を示す。引用したデータはTable 4.1(Test No.1-1~4-7)に示している。いずれの τ_r/σ_N もOCRの変化に対して一定である。La Gatta⁷⁾、Bishopら³⁾および小川ら¹⁰⁾はリングせん断試験を、宋ら^{8), 9)}は繰返し一面せん断試験を実施している。これらより、 τ_r/σ_N は、試験方法に依らず、1~100の範囲でのOCRの変化に対して一定であることを確かめた。

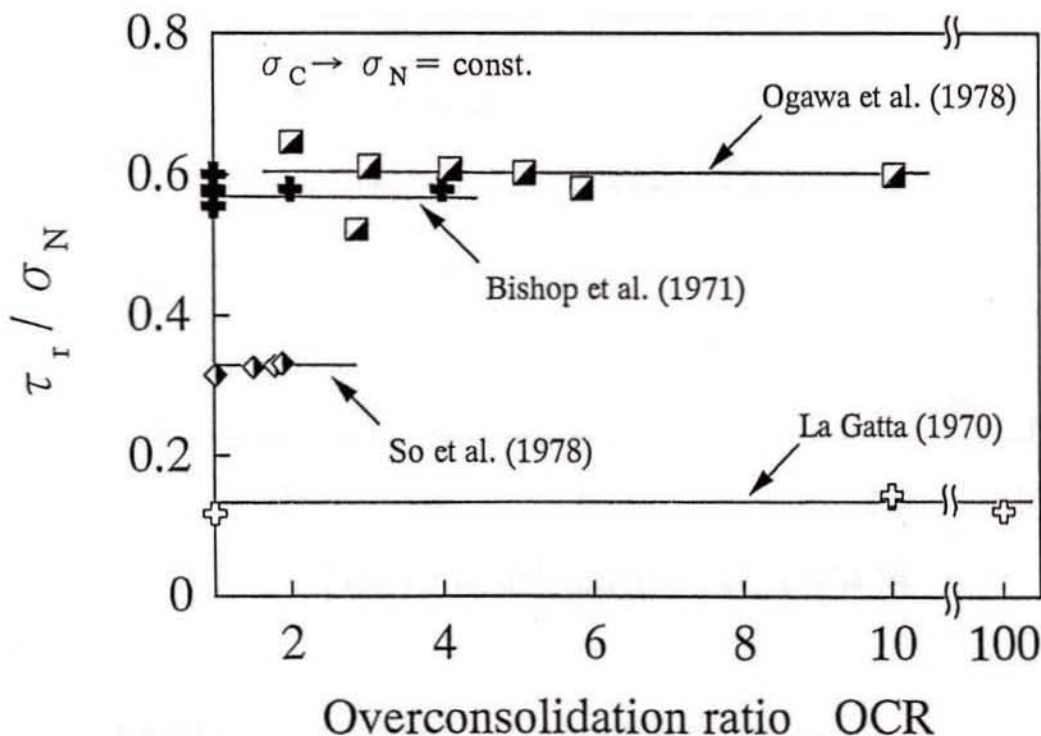


Fig.4.3 τ_r/σ_N plotted against overconsolidation ratio for various soils

4.3.2 残留強度と過圧密比の関係

Fig.4.4(a)および(b)にOCRの異なるリングせん断試験の結果に基づく τ_r/σ_N とOCRの関係を示す。データはTable 4.1(Test No.5-1~18)に示している。試験ではOCRを次の2通りの方法で変化させた。まず、 σ_c を変化させて σ_N を一定とすることによってOCRを変化させた場合のFig.4.4(a)では、いずれの τ_r/σ_N もOCRの変化に対してほぼ一定である。 τ_r/σ_N は σ_c に依らないが、 σ_N が小さくなるほど、大きくなる。次いで、 σ_c を一定として σ_N を変化させることによってOCRを変化させた場合のFig.4.4(b)では、いずれの τ_r/σ_N もOCRの増加に対して、OCR=1~3の範囲ではほぼ一定であるが、OCR=4以上の範囲で増加している。 $\sigma_c=392$ kPaの場合、OCR=4のとき $\sigma_N=98$ kPa、OCR=8のとき $\sigma_N=49$ kPaであり、このときも、 τ_r/σ_N の値は、 σ_N が小さくなるほど、大きくなる。

以上より、残留強度は、圧密応力に依らず、過圧密比の変化に対して一定である。ただし、4.2で前述したように、垂直応力が低くなるように過圧密比を変化させる場合には、過圧密比と残留強度の関係は垂直応力の影響を受ける。

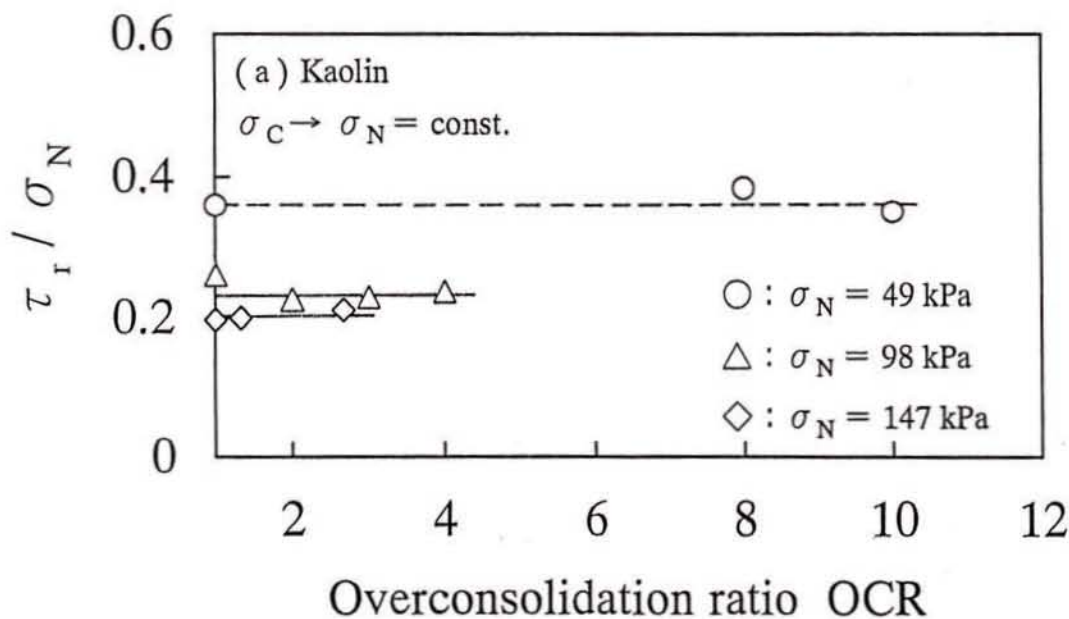


Fig.4.4(a) τ_r/σ_N plotted against overconsolidation ratio for kaolin

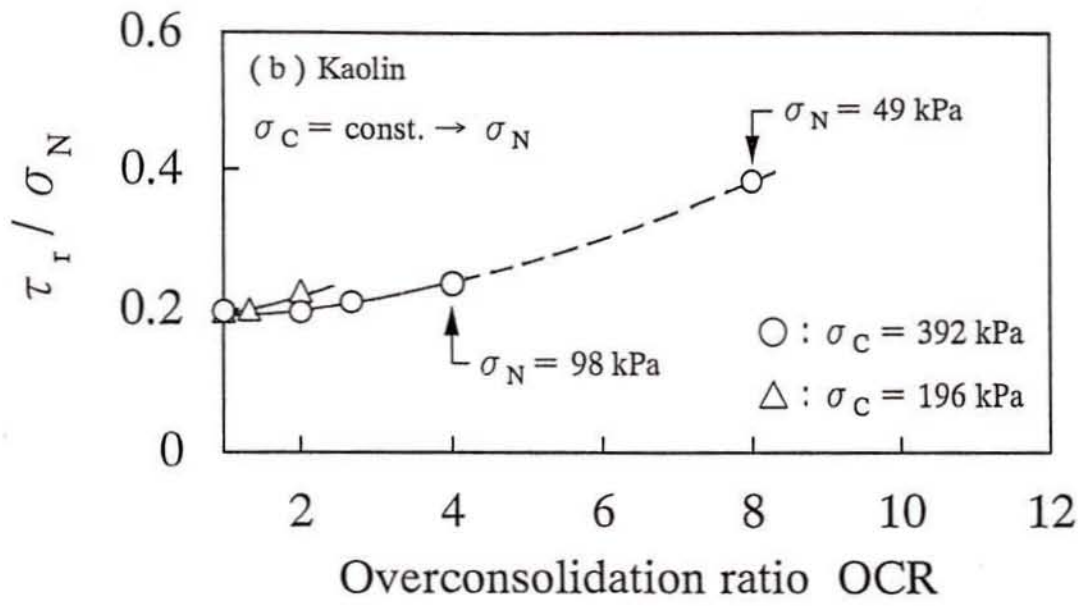


Fig.4.4(b) τ_r / σ_N plotted against overconsolidation ratio for kaolin

4.4 残留強度に及ぼすせん断速度の影響

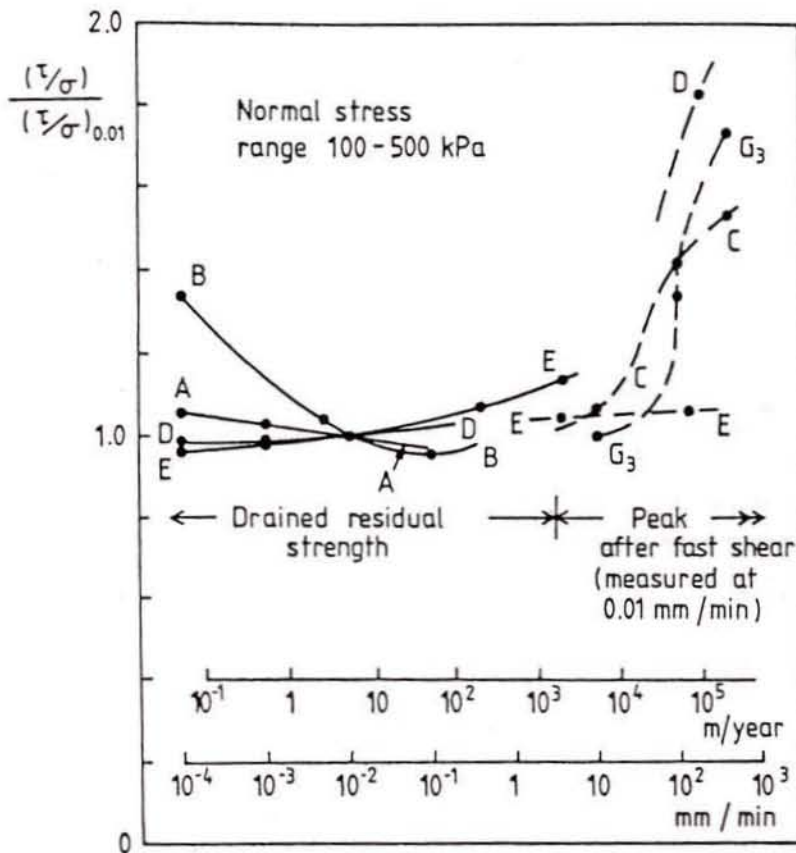
4.4.1 既往の研究結果の整理と検討

Kenney²¹⁾が、繰返し一面せん断試験において、せん断変位速度が0.0024~0.0167 mm/min.の範囲では、残留強度はせん断速度の影響をほとんど受けないことを指摘して以来、せん断速度と残留強度の関係が数多く検討されている^{6), 7), 11)~18), 32), 37)~41)}。Skempton⁶⁾は、通常の室内せん断試験におけるせん断変位速度の範囲(0.002~0.01 mm/min.)では、残留強度は対数表示のせん断変位速度の変化に対してほとんど変化しないことを示し、残留強度に及ぼすせん断変位速度の影響は無視できると報告している。矢田部ら¹⁴⁾もまた、破碎帯地すべり地の粘性土の残留強度の場合、ほぼ同様な結論を得ている。Lemosら³⁹⁾がリングせん断試験により調べた6種類の土A, B, C, D, EおよびG₃の残留強度とせん断変位速度 \dot{D} の関係をFig. 4.5に示す。図の縦軸の $(\tau/\sigma)/(\tau/\sigma)_{0.01}$ は τ/σ を $\dot{D}=0.01$ mm/min.のときの τ/σ の値で正規化したものである。 \dot{D} の増加に対して、 $(\tau/\sigma)/(\tau/\sigma)_{0.01}$ が増加するものは粘土含有量(CF)が概ね40%以上の土C, D, EおよびG₃であり、また、 $(\tau/\sigma)/(\tau/\sigma)_{0.01}$ が減少するものはCFが概ね40%以下の土AおよびBである。Lemosら³⁹⁾によれば、Lupiniら²³⁾が示した残留せん断機構のうち、せん断変位速度の増加に対して、「すべりせん断」を示す土の残留強度は増加するが、「乱れせん断」を示す土の残留強度は減少するとしている。

従来の研究では、せん断速度の変化のさせ方には、試験時間の理由により同一の供試体に対してせん断過程のある区間においてせん断速度を変化させる試験と複数個の供試体に対して異なるせん断速度のもとで実施する試験があり、かならずしも両者の結果を区別して評価していない。以下では、この点を明確にして考察する。

(1) せん断過程においてせん断速度を変化させる試験

Fig. 4.6に τ_r/σ_N と \dot{D} の関係を示す。引用したデータはTable 4.3(Test No.13-1~19-5)に示している。Ramiahら¹⁵⁾は繰返し一面せん断試験を、それ以外^{6), 7), 16), 17)}はリングせん断試験を実施している。試験は同一の供試体に対してせん断



- A : Happisburgh Till, $w_L = 22\%$, $I_p = 10$, $CF = 14\%$
- B : Cowden Till, $w_L = 34\%$, $I_p = 16$, $CF = 28\%$
- C : Boniventre (Italy), $w_L = 53\%$, $I_p = 26$, $CF = 39\%$
- D : London Clay, $w_L = 82\%$, $I_p = 49$, $CF = 60\%$
- E : Kaolin, $w_L = 72\%$, $I_p = 36$, $CF = 82\%$
- G₃ : Kalabagh (Pakistan), $w_L = 45\%$, $I_p = 22$, $CF = 40\%$

Fig.4.5 Normalized residual strength plotted as a function of shear displacement rate for various soils³⁹⁾

速度を変化させたものである。繰返し一面せん断試験では、前進せん断過程からせん断方向の反転後の後進せん断過程においてせん断速度を変化させている。リングせん断試験では、せん断応力が残留状態に達した後、せん断速度を変化させている。Dの増加に対して、 τ_r/σ_N が減少するものには伊集院ら¹⁶⁾のデータ($CF = 10\%$)と Ramiah ら¹⁵⁾のデータ($w_L = 66\%$, $I_p = 23$, $CF = 11\%$)であり、 τ_r/σ_N が変化しないものには La Gatta⁷⁾のデータ($w_L = 70.5, 156\%$, $I_p = 49, 114$)、Skempton⁶⁾の

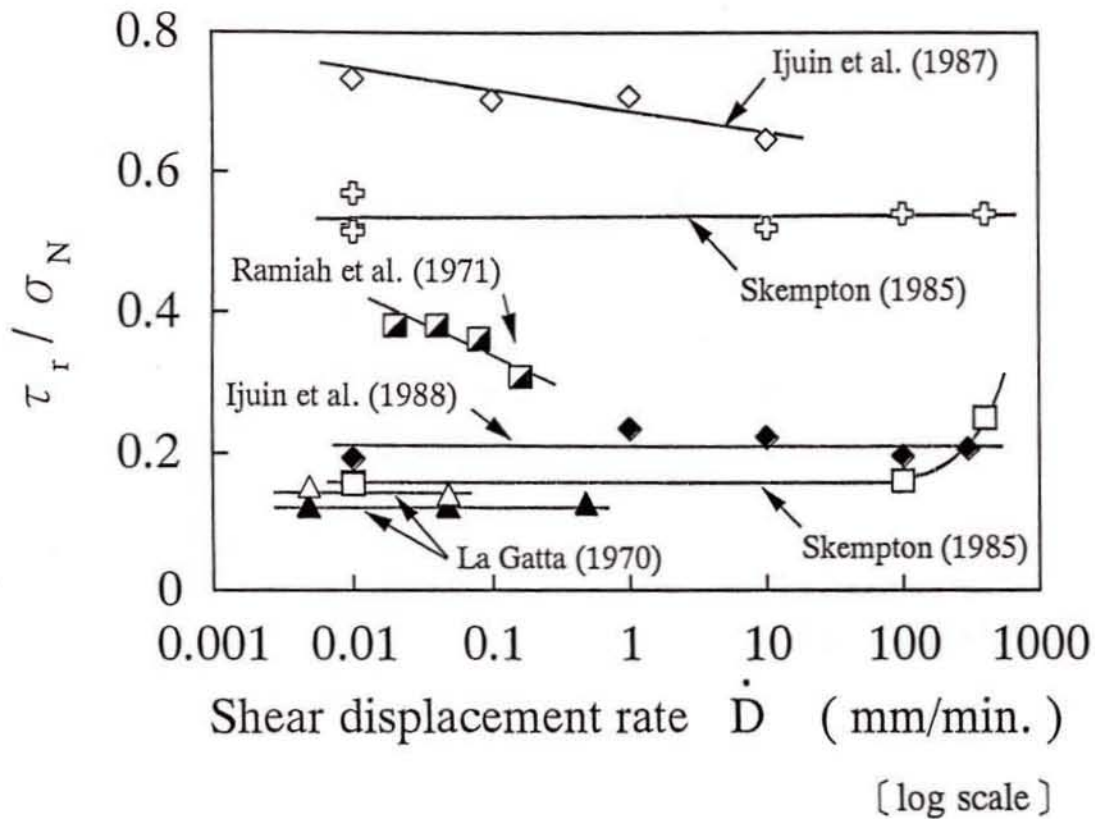


Fig.4.6 τ_r / σ_N plotted as a function of shear displacement rate changed during shear process for various soils

データ ($w_L = 62, 39\%$, $I_p = 36, 12$, $CF = 47, 3\%$) および伊集院ら¹⁷⁾のデータ ($I_p = 40$, $CF = 50\%$)である。これらには試料の物理的性質による差異はみられない。ただし、Skempton⁶⁾が示したデータのうちで、 \dot{D} が100 mm/min.以上の範囲で、 τ_r / σ_N が \dot{D} の増加に対して急に増加するものがあり、このことについて、Lemosら³⁹⁾は400 mm/min.のような急速せん断の場合、CFによって残留状態におけるせん断挙動が異なることを示している。

以上より、残留状態に達した後のせん断応力は、それ以降のせん断速度の変化に対して、土の種類によって変化するものとほとんど変化しないものがある。

(2) 異なるせん断速度の試験

Fig.4.7に τ_r / σ_N と \dot{D} の関係を示す。引用したデータはTable 4.2 (Test No.6-1 ~ 11-8)に示している。試験はすべてリングせん断試験であり、複数の供試体に対して異なるせん断速度のもとで実施されたものである。 \dot{D} の増加に対して、 τ_r / σ_N が増加するものには矢田部ら¹⁴⁾のデータ ($w_L = 26.3 \sim 42.5\%$, $I_p = 11.6 \sim 18.7$,

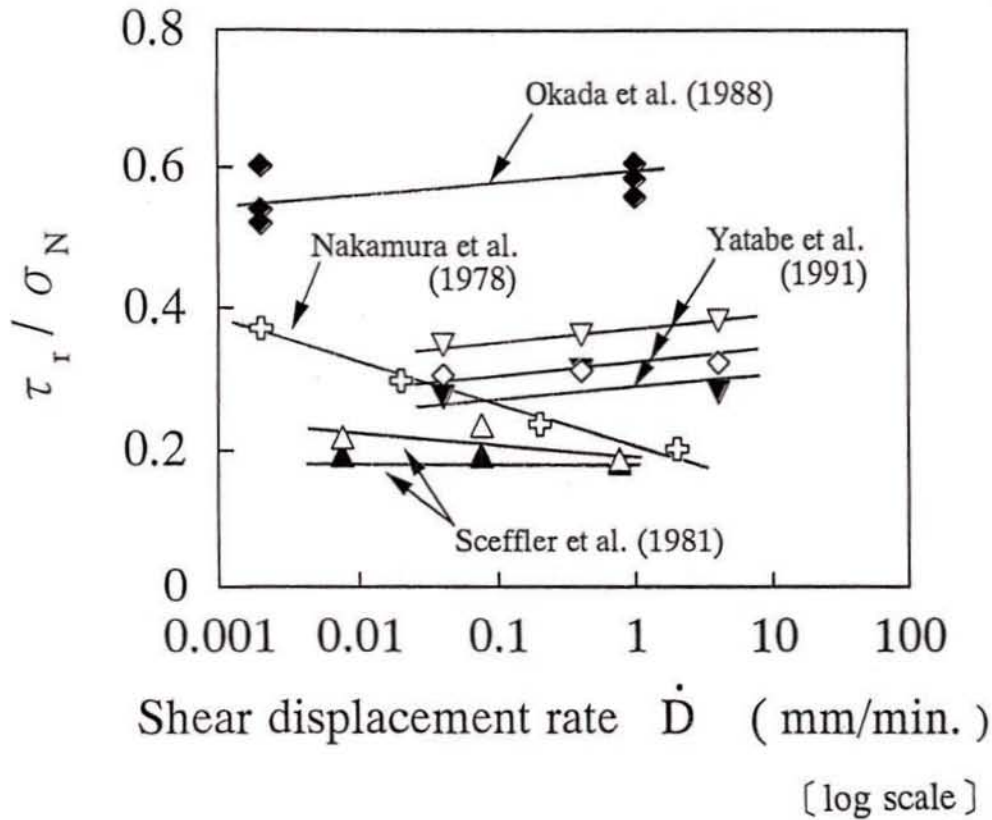


Fig.4.7 τ_r / σ_N plotted as a function of shear displacement rate for various soils

CF=2.7~25.0%)および岡田ら¹³⁾のデータ($w_L=32.1\%$, $I_p=13.2$, CF=33%)であり, τ_r / σ_N が一定であるものには Scefflerら¹²⁾のデータ($w_L=76\sim 82\%$, $I_p=38\sim 47$)であり, τ_r / σ_N が減少するものには中村ら¹¹⁾のデータ($w_L=86\%$, $I_p=65$)および Scefflerら¹²⁾の一部のデータ($w_L=76\sim 82\%$, $I_p=38\sim 47$)である. ここで示したデータに限れば, I_p の小さい土の残留強度の方がせん断変位速度の増加に対して増加するようである. 残留強度がせん断変位速度の影響を受けることの原因の一つにせん断に伴う間隙水圧の発生によりせん断面上の有効垂直応力が変化したことが考えられるが, 既往の研究においてこのことについて検討したもの^{14), 36), 40)}は少ない. そのなかでも, 矢田部ら¹⁴⁾は, リングせん断試験においてせん断面付近の間隙水圧を測定しており, せん断変位速度が大きいほど, せん断に伴って発生する間隙水圧は大きくなり, 時間の経過とともに消散することを示している. また, 中村ら¹¹⁾は, 残留強度とせん断速度の関係を時間で整理すれば, せん断応力が残留状態に達する時間はせん断速度によらず一定になるとして, せん断速度の影響をせん断に伴う間隙水圧の消散に要する時間の問題に帰着させている.

4.4.2 ピーク強度および残留強度とせん断速度の関係

Fig.4.8~10に著者らが実施したせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ が異なるリングせん断試験の結果を示す。データはTable 4.2(Test No.12-1~23)に示している。Fig.4.8(a)~(c)にそれぞれ $\sigma_N=196, 294, 392$ kPaにおけるせん断応力 τ とせん断変位角 θ の関係を示す。いずれの $\tau \sim \theta$ 曲線もせん断変位角速度 $\dot{\theta}$ によって異なる。また、 $\dot{\theta}$ の小さい方が $\tau \sim \theta$ 曲線の脆性的な挙動が著しいようである。

Fig.4.9(a)~(c)はそれぞれFig.4.8(a)~(c)に対応する場合の τ と $\dot{\theta}$ の関係を示したものである。 $\sigma_N=196$ kPaのFig.4.9(a)では、ピーク強度は、 $\dot{\theta}$ が0.01 rad/min.(\dot{D} が0.4 mm/min.)以上の範囲で、減少する傾向にある。このことは、せん断によって発生した間隙水圧が十分に消散せず、その結果としてせん断面上の平均的な有効垂直応力が減少したことによるものと考えられる。このような挙動は、部分排水状態の三軸圧縮試験⁴²⁾において詳細に検討されており、急速せん断時のリングせん断試験においても同様に生じているものと推測される。しかし、 $\dot{\theta}$ が0.01 rad/min.(\dot{D} が0.4 mm/min.)以下の範囲では、ピーク強度は $\dot{\theta}$ の変化に対してほぼ一定であることから、せん断面上の間隙水圧はほとんど生じておらず、排水条件は近似的に成立していると考えられる。 σ_N が異なるFig.4.9(b)および(c)においても同様な傾向である。したがって、試験に用いたせん断変位角速度の範囲では、各垂直応力の下で排水条件が近似的に成立していると考えられる。

一方、Fig.4.9(a)では、排水条件が近似的に成立しているせん断速度の範囲で、残留強度は対数表示の $\dot{\theta}$ の増加に対してほぼ直線的に増加している。 $\sigma_N=294$ kPaのFig.4.9(b)および $\sigma_N=392$ kPaのFig.4.9(c)においても同様な傾向がみられる。ここで、残留強度と対数表示のせん断変位角速度の間に直線関係があるものとして、その直線の勾配を速度係数 $\alpha (=d\tau_r/d(\log \dot{\theta}))$ と定義してそれぞれ求めると、概ね $\alpha = 4.9$ kPa/(rad/min.)である。 σ_N によらず α の値が同じになることから、せん断変位角速度の増加に伴う残留強度の増加は垂直応力に無関係である。Fig.4.10にこれらの τ_p/σ_N および τ_r/σ_N と $\dot{\theta}$ の関係を示す。 $\dot{\theta}$ が0.01 rad/min.以下の範囲で、 τ_p/σ_N は対数表示の $\dot{\theta}$ の変化に対してほぼ一定である。一方、この範囲で、 τ_r/σ_N は τ_r と同様に対数表示の $\dot{\theta}$ の増加に対して直線的に増加している。

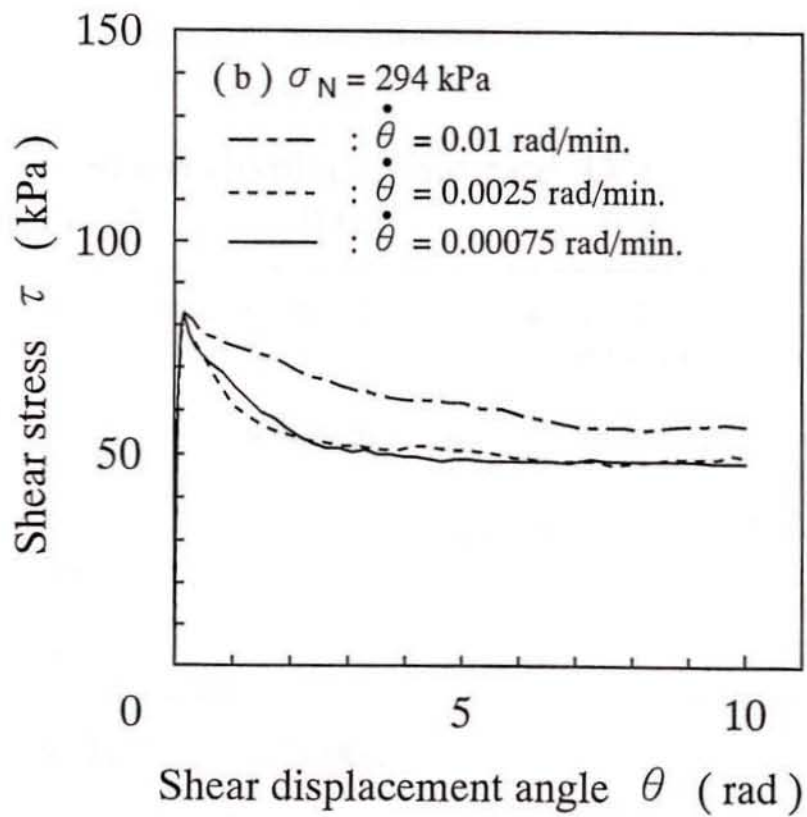
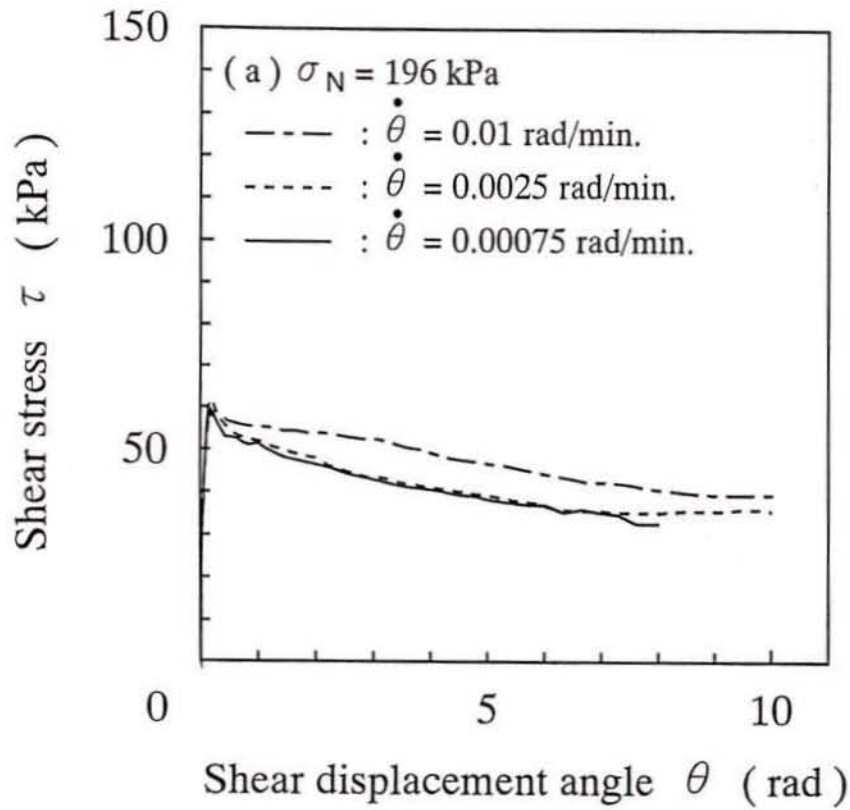


Fig.4.8(a),(b) Shear stress - shear displacement angle curves of kaolin under the conditions of several shear displacement rate

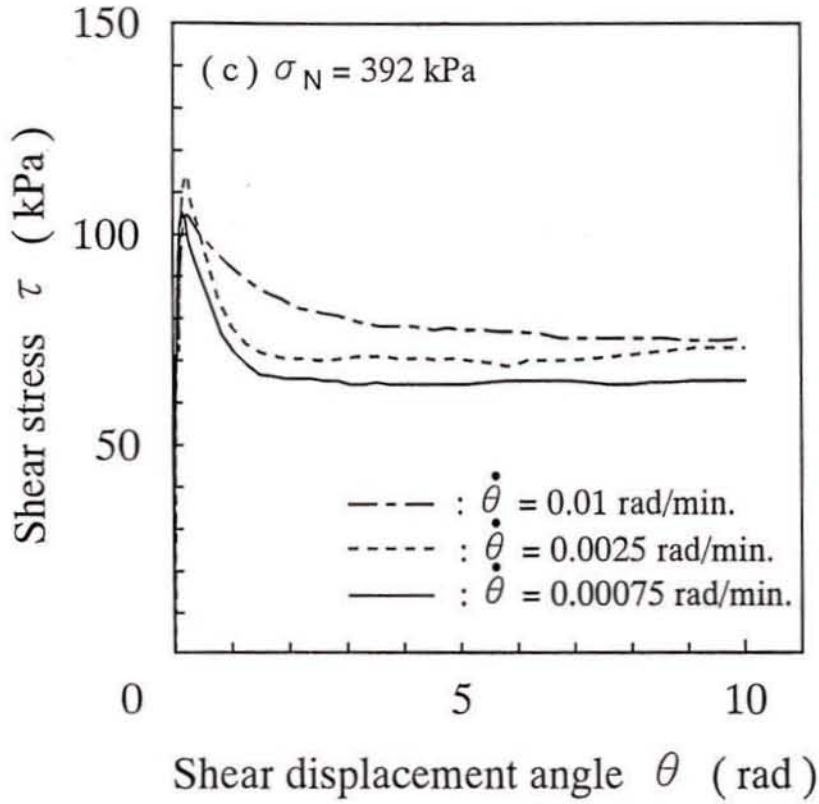


Fig.4.8(c) Shear stress - shear displacement angle curves of kaolin under the conditions of several shear displacement rate

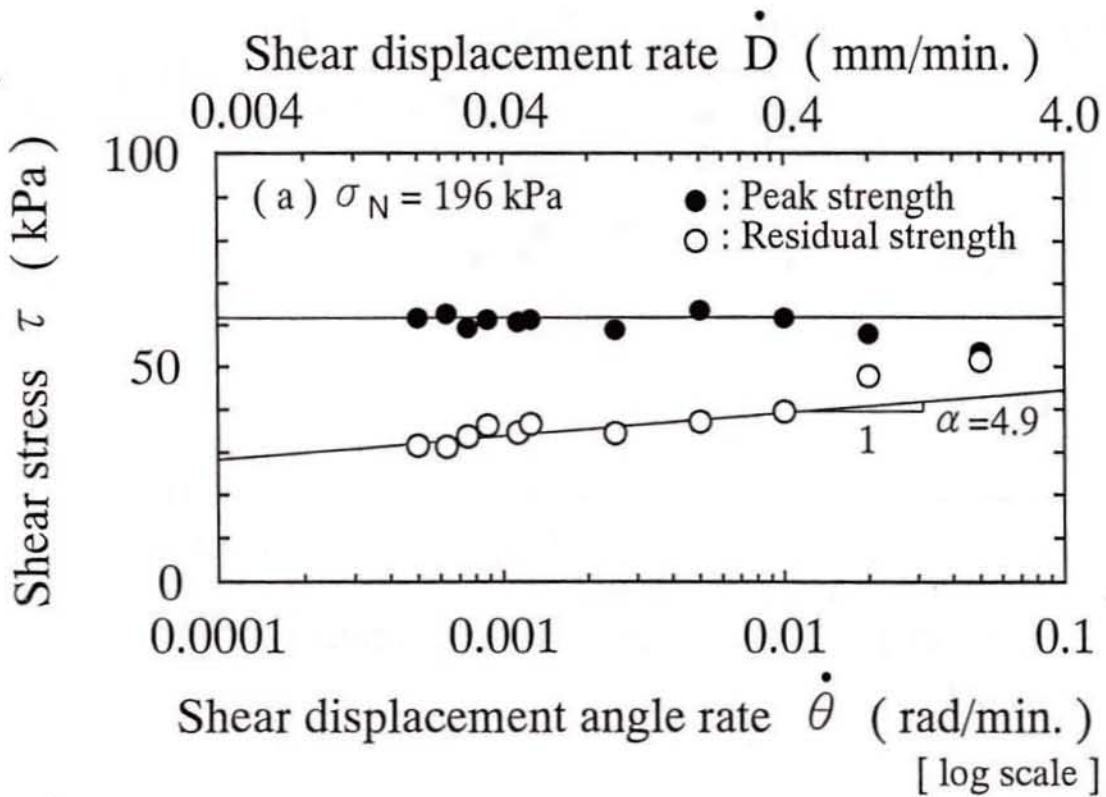


Fig.4.9(a) τ_p and τ_r plotted as a function of shear displacement rate for kaolin

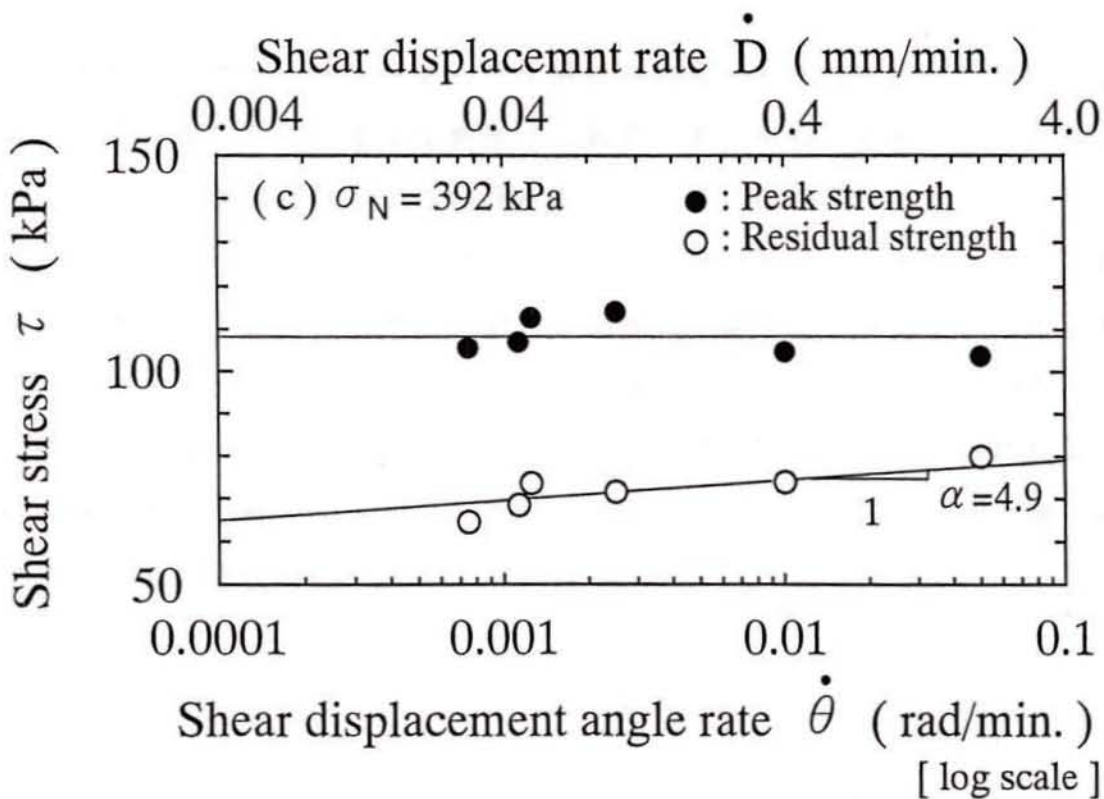
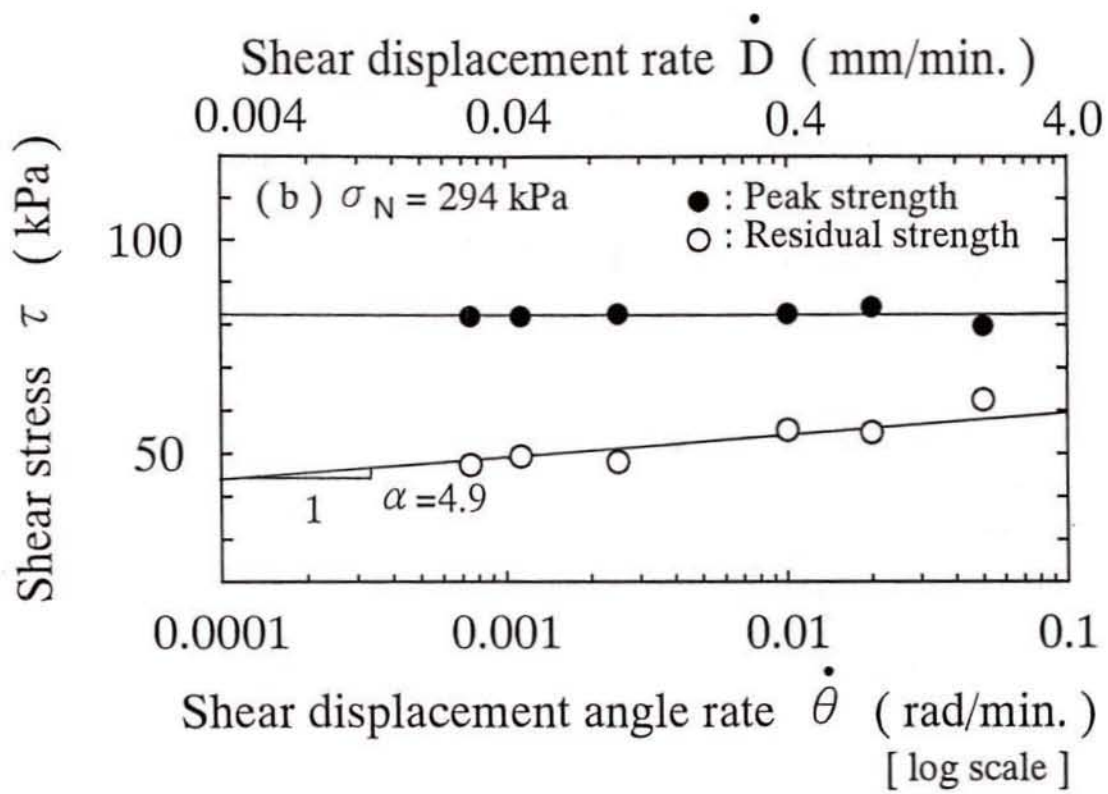


Fig.4.9(b),(c) τ_p and τ_r plotted as a function of shear displacement rate for kaolin

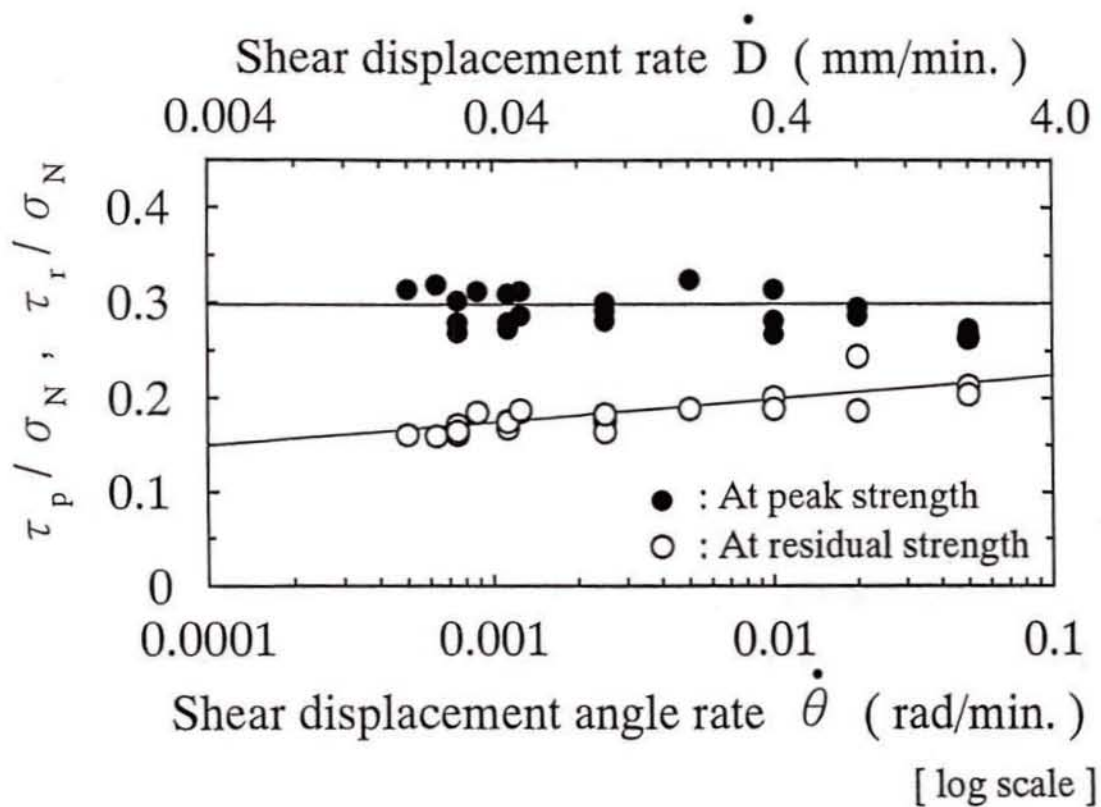


Fig.4.10 τ_p / σ_N and τ_r / σ_N plotted as a function of shear displacement rate for kaolin

以上より、圧密定圧リングせん断試験において、カオリンの残留強度は、排水条件が近似的に成立しているせん断速度の範囲においても、対数表示のせん断速度の増加に対して直線的に増加する結果が得られた。この挙動が排水条件下で観察されたことの物理的な理由については今後の重要な検討課題でもある。また、種々の土の残留強度はせん断速度の増加に対して増加、不変および減少するものがある。このことには土質条件、ダイレイタンスー特性、排水条件などの影響が考えられ、このほかには、直接型せん断試験装置のせん断機構とそれに起因する供試体内部の進行性破壊などの影響が起因していると考えられる。しかし、現状では統一的な説明をすることは非常に難しいものと思われる。

4.5 残留強度に及ぼすせん断過程における 垂直応力変化の影響

4.5.1 せん断応力～せん断変位角関係

せん断過程における垂直応力変化が残留強度に及ぼす影響をリングせん断試験により調べた。試験は、所定の圧密応力 σ_c で正規圧密状態にした供試体を定圧せん断し、せん断応力が残留状態に達した後、せん断変位角10 rad(せん断変位は40 cmに相当)ごとに垂直応力 σ_N を段階的に減少させながらせん断したものである。Fig. 4.11～13に試験結果を示す。データはTable 4.4(Test No.20-1～6)に示している。

Fig.4.11(a)および(b)に τ と θ の関係を示す。Fig.4.11(a)では、 σ_N を $\sigma_N=392 \rightarrow 196 \rightarrow 147 \rightarrow 98$ kPa, $\sigma_N=196 \rightarrow 147 \rightarrow 98$ kPaおよび $\sigma_N=147 \rightarrow 98$ kPaの3通りで段階的に変化させている。いずれの τ も、 σ_N の第1段階において最大値を示した後、 σ_N の第2段階以降においてほとんど変化していない。また、同じ σ_N の下ではいずれの $\tau \sim \theta$ 曲線もほぼ同じ位置にあることがわかる。ただし、 $\sigma_N=98$ kPaの場合には、同じ σ_N の下においてもせん断の履歴をより大きく受けている $\tau \sim \theta$ 曲線の方がより下方に位置している。このことは八木ら^{28), 29)}が以前に指摘したことと一致しており、そこでは垂直応力の高い領域でせん断の履歴を受けている方が、すべり面に粘土粒子の配向が発達した分離面が形成されており、残留状態以降のせん断応力をより小さく与えるものと考察されている。Fig.4.11(b)では、 σ_N を $\sigma_N=196 \rightarrow 98$ kPaのように変化させており、Fig.4.11(a)で述べたことと同様な挙動を示している。これより、4.2で述べたように、垂直応力が100 kPa程度以上の領域では、現在受けている垂直応力が等しければ、せん断過程の垂直応力の履歴に依らず、残留状態以降のせん断応力は等しくなっている。

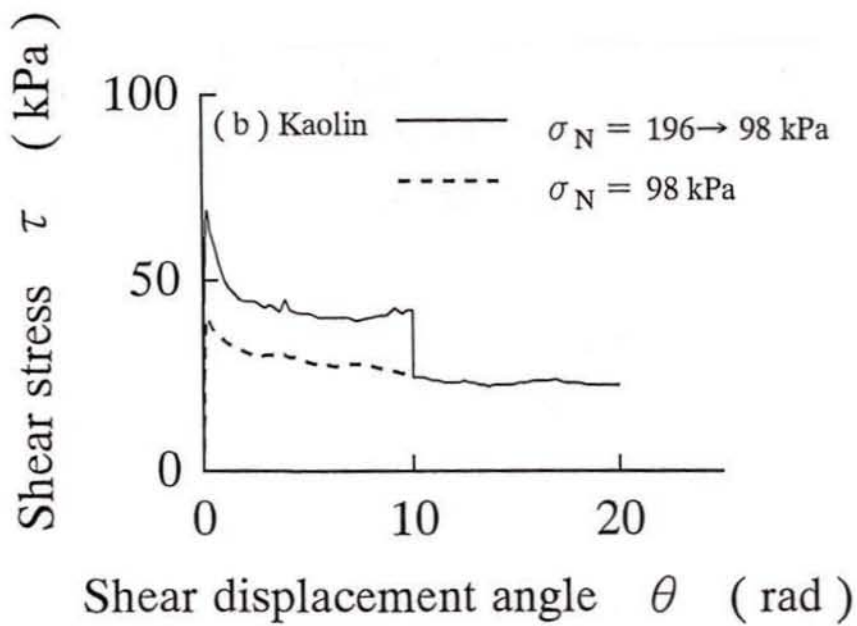
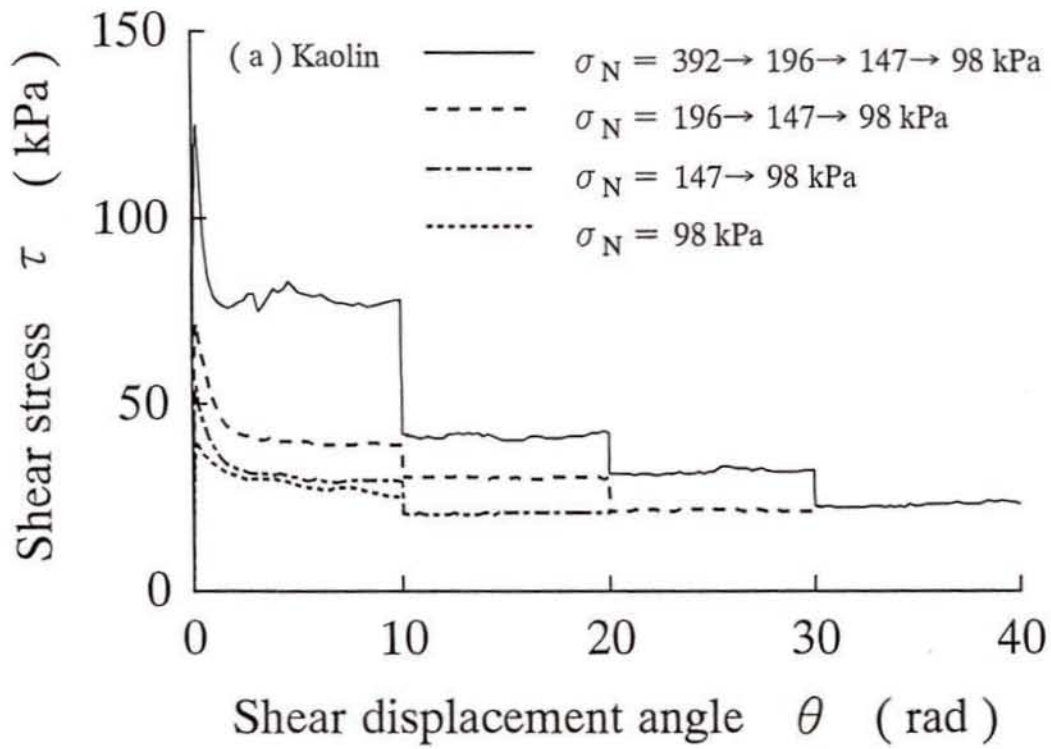


Fig.4.11 Shear stress - shear displacement angle curve of kaolin under the conditions of normal stress changed during shear process

4.5.2 残留状態における強度定数の求め方

Fig.4.12(a)および(b)にそれぞれFig.4.11(a)の $\sigma_N = 392 \rightarrow 196 \rightarrow 147 \rightarrow 98$ kPaの場合およびFig.4.11(b)の $\sigma_N = 196 \rightarrow 98$ kPaの場合の $\tau \sim \sigma_N$ 平面の応力径路を示す。図中の残留強度線は複数個の供試体に対して異なる σ_N のもとで実施したリングせん断試験から別途決定したものであり、残留状態における強度定数は $\phi_r = 11.3^\circ$ 、 $c_r = 0$ kPaである。また、せん断応力最大時の強度定数 $\phi_d = 17.6^\circ$ および $c_d = 0$ kPaの破壊包絡線が得られている。これより、いずれの τ も σ_N の減少に伴って残留強度線上で減少していることがわかる。すなわち、正規圧密状態に引き続く定圧せん断により、残留状態に達したせん断応力は、各段階の垂直応力の減少過程において残留強度線上を減少している。このときの垂直応力の変化速度 $\dot{\sigma}_N$ は58.8 kPa/min.である。ここで、この挙動に及ぼす $\dot{\sigma}_N$ の影響を調べたものがFig.4.12(c)(Test No. 6-5,6)であり、用いた $\dot{\sigma}_N$ は9.8および98.0 kPa/min.の2通りである。 $\dot{\sigma}_N$ が大きい場合には、供試体に負の間隙水圧が発生することにより、せん断面の平均的な有効

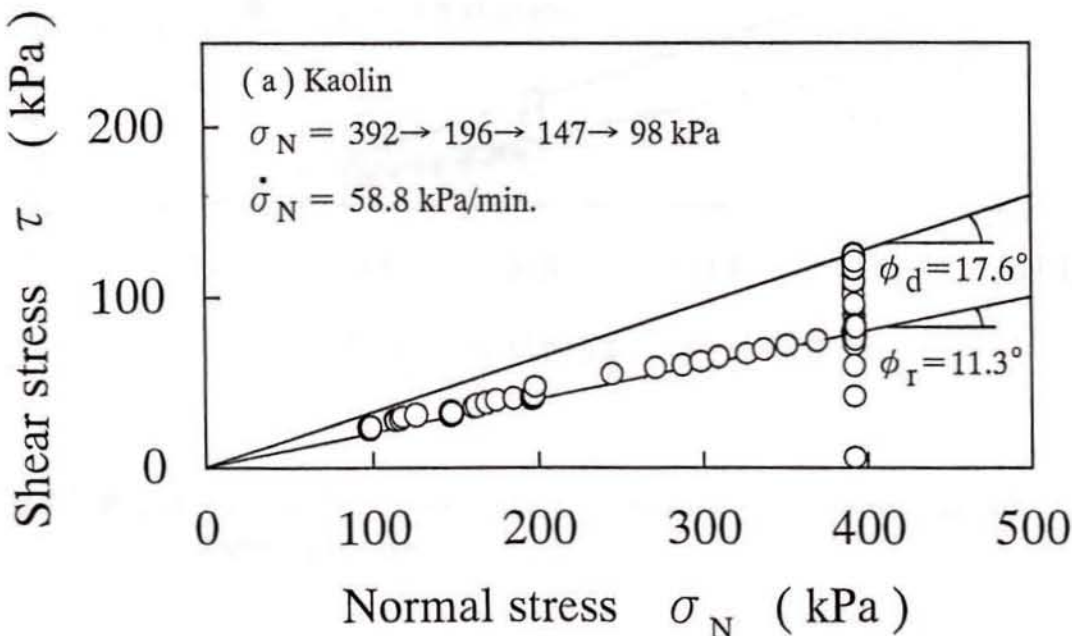


Fig.4.12(a) Stress paths of kaolin under the conditions of normal stress changed during shear process

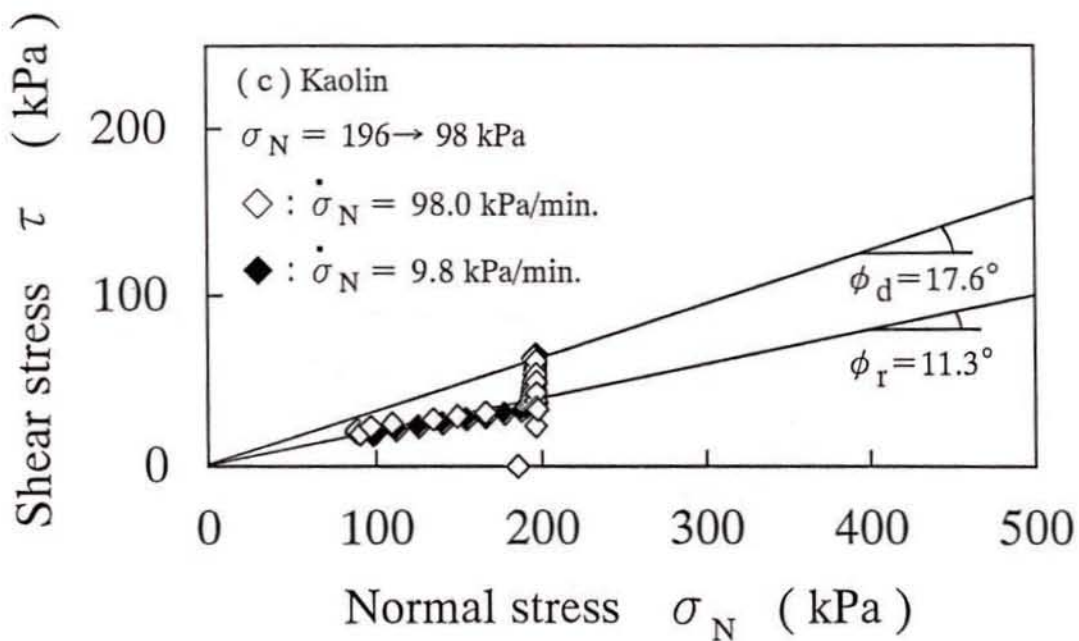
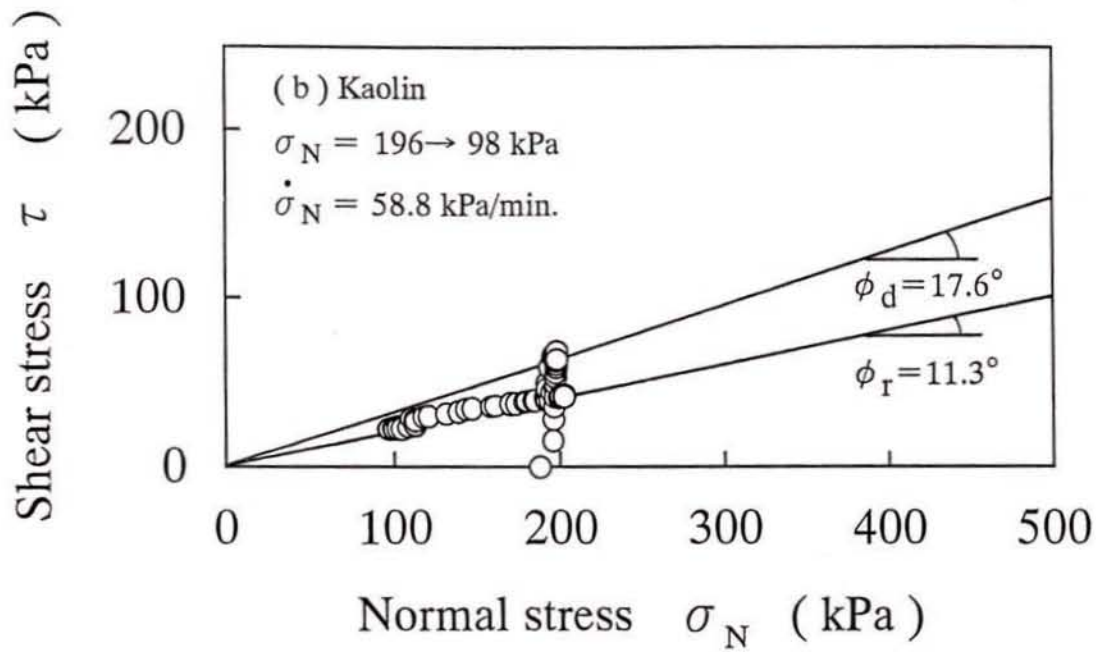


Fig.4.12(b),(c) Stress paths of kaolin under the conditions of normal stress changed during shear process

垂直応力が増加することが懸念される³⁴⁾。しかし、 $\dot{\sigma}_N$ によらず応力径路は残留強度線上を変化していることから、垂直応力の変化速度は、試験に用いた範囲では、この挙動に影響を及ぼしていない。

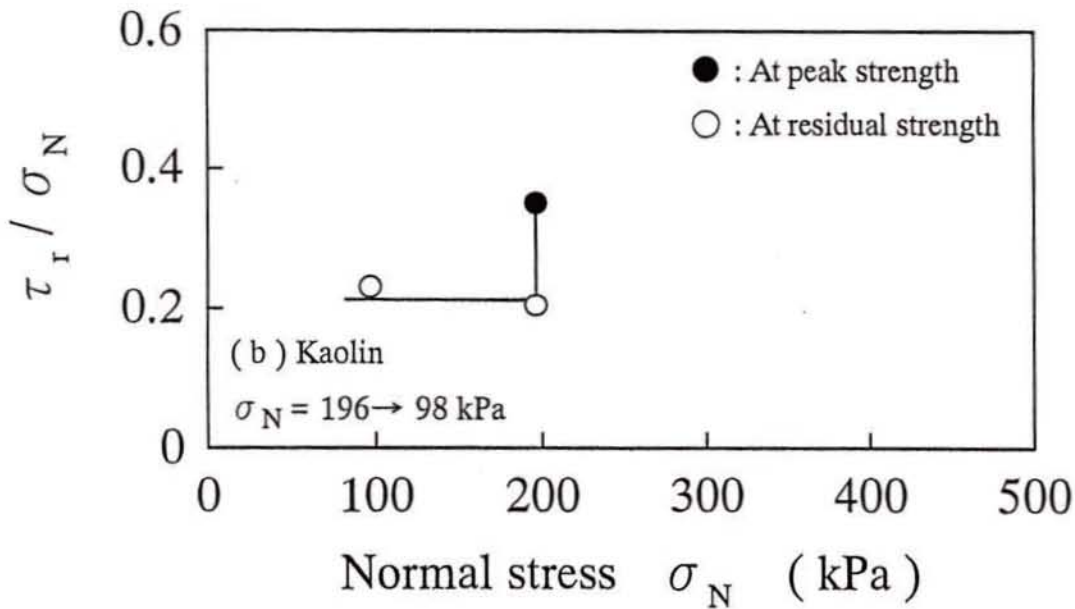
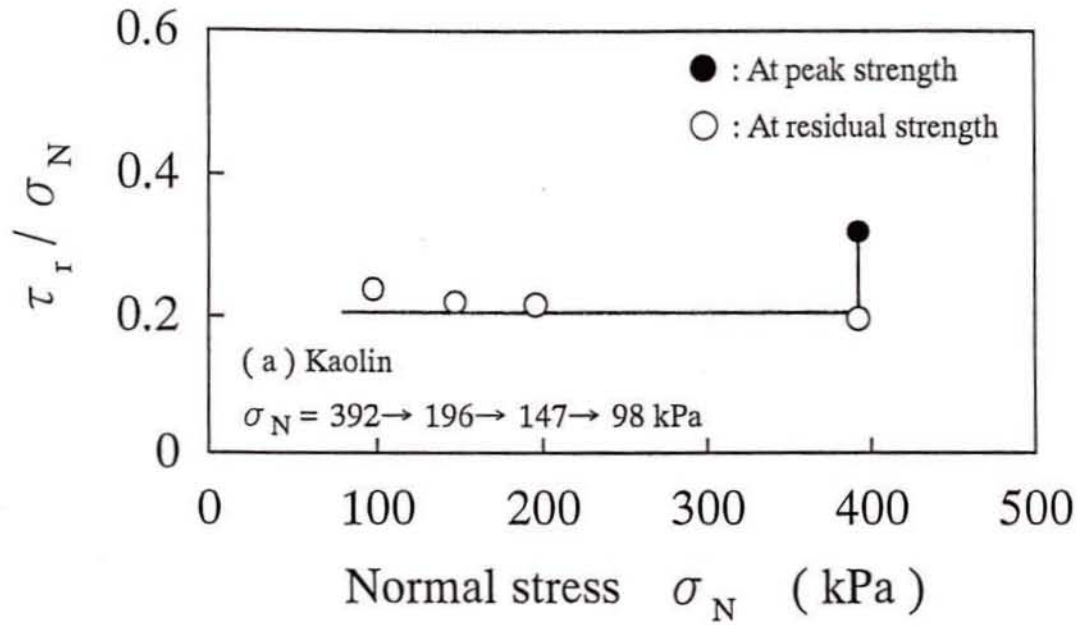


Fig.4.13 τ_r / σ_N plotted as a function of σ_N changed during shear process for kaolin

Fig.4.13(a)および(b)にそれぞれFig.4.12(a)および(b)に対応する場合の τ / σ_N と σ_N の関係を示す。 σ_N を段階的に変化させるリングせん断試験においても、曲線は4.2で述べたことと同様な傾向を示している。

以上より、残留状態に達したせん断応力は、それ以前のせん断過程における垂直応力の履歴に依らず、それ以降の垂直応力変化に対して残留強度線を変化する。また、この挙動は、試験に用いた範囲では、垂直応力の変化速度にほとんど影響されない。さらに、これらのことから、圧密・定圧リングせん断試験により一つの供試体から残留強度線を精度よく簡便に求めるために、せん断応力が残留状態に達した後、垂直応力を単調に減少させる方法が提案できる。

4.6 結 論

直接型せん断試験のうちリングせん断試験および繰返し一面せん断試験の結果に基づいて、種々の土の残留強度に及ぼす垂直応力、過圧密比、せん断速度およびせん断過程における垂直応力変化の影響を比較・検討した。得られた結論は以下のようである。

- (1) 垂直応力が100 kPa程度以下の領域での試験結果には直接型せん断試験装置のせん断機構に起因する要因の影響も含まれると考えられる。垂直応力の低い領域での試験結果の妥当性については十分に検討することが必要である。
- (2) 残留強度は過圧密比の変化に対して一定である。ただし、(1)の理由により垂直応力が低くなるように過圧密比を変化させる場合には、過圧密比と残留強度の関係は垂直応力の影響を受ける。
- (3) 圧密・定圧リングせん断試験において、カオリンを用いた場合、せん断変位角速度が0.01 rad/min.(せん断変位速度が0.4 mm/min.)以下の範囲では、ピーク強度はせん断速度の増加に対してほぼ一定である。この範囲においては、せん断面上の間隙水圧はほとんど生じておらず、排水条件は近似的に成立していると考えられる。
- (4) 圧密・定圧リングせん断試験におけるカオリンの残留強度は、排水条件が近似的に成立しているせん断速度の範囲においても、対数表示のせん断速度の増加に対して直線的に増加する。このときのせん断速度の増加に伴う残留強度の増加の度合いは垂直応力に依らずほぼ一定である。一方、種々の土の残留強度はせん断速度の増加に対して増加、不変および減少するものがある。
- (5) 残留状態に達した後のせん断応力と垂直応力の関係は、垂直応力の履歴に依らず、それ以降の垂直応力変化に対して残留強度線上で変化する。
- (6) (5)により、リングせん断試験において所定の垂直応力によりせん断応力が残留状態に達した後、垂直応力を単調に減少させることにより、残留状態における強度定数(c_r, ϕ_r)を一つの供試体から精度よく簡便に決定することができる。

第4章 参考文献

- 1) 三笠正人 : 土の工学的性質の分類表とその意義, 土と基礎, Vol.12, No.4, pp.17~24, 1964.
- 2) 落合英俊 : 木村 孟, 日下部治編 新土木実験指導書-土質編-, 技報堂出版, p.248, 1993.
- 3) Bishop, A.W., Green, G.E., Garga, V.K., Andresen, A. and Brown, J.D. : A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, Vol.21, No.4, pp.273 ~ 328, 1971.
- 4) Townsend, F.C. and Gilbert, P.A. : Tests to measure residual strengths of some clay shales, *Geotechnique*, Vol.23, No.2, pp.267 ~ 271, 1973.
- 5) 矢田部龍一, 八木則男, 向谷光彦, 榎 明潔 : 土の残留強度に与える試験法ならびにすべり面の拘束条件の影響, 土木学会論文集, No.554/Ⅲ-37, pp.139~146, 1996.
- 6) Skempton, A.W. : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3 ~ 18, 1985.
- 7) La Gatta, D.P. : Residual strength of clays and clay-shales by rotation shear tests, *Harvard Soil Mechanics series*, No.86, Cambridge, Massachusetts, Harvard University, 1970.
- 8) 宋 永焜, 岡田富士夫 : 泥岩すべりにおける残留応力値に及ぼす影響, 第12回土質工学研究発表会発表講演集, pp.893~896, 1977.
- 9) 宋 永焜, 岡田富士夫 : 乱された粘土の残留強度に及ぼす影響要因, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.4, pp.107~118, 1978.
- 10) 小川正二, 平岡孝夫, 楡井一昭 : 過圧密土の残留強さ・クリープ強さ・降伏応力, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集, pp.57~58, 1978.
- 11) 中村浩之, 清水清文 : すべり面におけるせん断強度決定のための土質試験法, 地すべり, Vol.15, No.2, pp.25~32, 1978.
- 12) Scheffler, H. and Ullrich, W. : Determination of drained shear strength of cohesive soils, *Proc. 10th I.C.S.M.F.E.*, Vol.10, pp.775 ~ 778, 1981.
- 13) 岡田富士夫, 宋 永焜 : 残留強度と微視的構造の関係, 第23回土質工学研究発

- 表会発表講演集, pp.227~228, 1988.
- 14) 矢田部龍一, 八木則男, 榎明潔 : 破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性, 土木学会論文集, No.436/Ⅲ-16, pp.93~101, 1991.
 - 15) Ramiah, B.K. and Purushothama Raj, P. : Influence of strain rate on the residual strength of a kaolinitic clay, *Proc. Geotechnical Engineering, J.S.E.A.S.S.E.*, Vol.2, pp.151 ~ 158, 1971.
 - 16) 伊集院玲子, 石原研而, 桑野二郎 : 切り面における残留強度と動的強度, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, pp.148~149, 1987.
 - 17) 伊集院玲子, 石原研而, 東畑郁生 : 残留強度状態における土の動的強度特性, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, pp.763~764, 1988.
 - 18) Skempton, A.W. and Petley, D.J. : The strength along structural discontinuities in stiff clays, *Proc. Geotechnical Conference, Oslo*, Vol.2, pp.29 ~ 46, 1967.
 - 19) Skempton, A.W. : Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, Vol.14, No.2, pp.77 ~ 102, 1964.
 - 20) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M. : Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.456 ~ 462, 1987.
 - 21) Kenney, T.C. : The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils, *Proc. Geotechnical Conference, Oslo*, Vol.1, pp.123 ~ 129, 1967.
 - 22) Cullen, R.M. and Donald, I.B. : Residual strength determination in direct shear, *Proc. 1st Australia - New Zealand Conference on Geomechanics*, Vol.1, pp.1 ~ 10, 1971.
 - 23) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Vaughan, P.R. : The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181 ~ 213, 1981.
 - 24) Maksimovic, M. : On the residual shearing strength of clays, *Geotechnique*, Vol.39, No.2, pp.347 ~ 351, 1989.
 - 25) 宜保清一, 江頭和彦, 林義隆 : 地すべり土の残留強度の大変位剪断試験による測定法と物理的鉱物学的性質による類推法, 農業土木学会論文集, No.159, pp.57~63, 1992.
 - 26) 宜保清一, 江頭和彦 : 沖縄, 島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係, 農業土木学会論文集, No.161, pp.19~24, 1992.
 - 27) Di Maio, C and Fenelli, G.B. : Residual strength of kaolin and bentonite: the influence of their constituent pore fluid, *Geotechnique*, Vol.44, No.4, pp.217 ~ 226, 1994.

- 28) 八木則男, 矢田部龍一, 石井朋紀, 向谷光彦 : 粒子配向より見た地すべり地粘性土の残留強度特性, 第47回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集, pp.468~469, 1994.
- 29) 八木則男, 矢田部龍一, 石井朋紀, 榎明潔 : 強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の評価, 土木学会論文集, No.523/Ⅲ-32, pp.59~67, 1995.
- 30) 古谷保 : 直接せん断試験における有効垂直応力の補正法と地すべり粘土のせん断強度測定, 農業土木試験場技報C, 第20号, pp.17~44, 1980.
- 31) 澁谷啓 : 土の一面せん断試験と結果の解釈における最近の進展, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.67~86, 1995.
- 32) Ramiah, B.K., Dayalu, N.K. and Purushothama Raj, P. : Influence of chemicals on residual strength of silty clay, *Soils and Foundations*, Vol.10, No.1, pp.25 ~ 36, 1970.
- 33) 小川正二, 平岡孝夫, 日下一美, 松井誠 : リングせん断試験による粘性土の力学的性質, 第10回土質工学研究発表会発表講演集, pp.269~272, 1975.
- 34) 丸山清輝, 吉田克美 : すべり面粘土のせん断特性, 第31回地すべり学会研究発表講演集, pp.273~276, 1992.
- 35) Ramiah, B.K. and Purushothama Raj, P. : Effect of initial structure on the residual strength of kaolinitic clay, *Soils and Foundations*, Vol.11, No.4, pp.25 ~ 36, 1971.
- 36) Nakamori, K., Yang, P. and Sokobiki, H. : Strength characteristics of undisturbed landslide clays in tertiary mudstone, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.3, pp.75 ~ 83, 1996.
- 37) Skempton, A.W. : Discussion - Earth and Rock dams, Slope and Open Excavations, Session 8, *Proc. 6th I.C.S.M.F.E.*, Vol.3, pp.551 ~ 552, 1965.
- 38) Bucher, F. : Die Restscherfestigkeit natürlicher Böden, ihre Einflussgrößen und Beziehungen als Ergebnis experimenteller Untersuchungen, Report No.103, Institutes für Grundbau und Bodenmechanik Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, Switzerland, 1975.
- 39) Lemos, L., Skempton, A.W. and Vaughan, P.R. : Earthquake loading of shear surfaces in slopes, *Proc. 11th I.C.S.M.F.E.*, Vol.4, pp.1955 ~ 1958, 1985.
- 40) Lehane, B.M. and Jardine, R.J. : Residual strength characteristics of Bothkennar clay, *Geotechnique*, Vol.42, No.2, pp.363 ~ 367, 1992.
- 41) 鈴木素之, 梅崎健夫, 川上浩 : リングせん断試験による粘土の残留強度特性,

直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，
pp.269～274，1995.

- 42) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91 ~ 105, 1994.

第5章 自然斜面において垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性

5.1 序説

地すべりの多くは豪雨や融雪などが誘因となって発生している。このような自然斜面の破壊機構に、せん断応力が作用した下で、斜面内の間隙水圧の増加に伴ってすべり面上の有効垂直応力が減少することが考えられており、その原因には雨や融雪水の浸入、定常的透水、被圧水圧上昇、地震による繰返しせん断、貯水位急降時の残留水圧の発生などが挙げられている¹⁾。

Fig.5.1に雨や融雪水の浸入によって地下水位が上昇する場合のすべり面の応力状態を模式的に示す。すべり面には上載している土塊の重量による初期せん断応力 τ_i と初期垂直応力 σ_{ni} および初期間隙水圧 u_i が作用している。わが国の粘性土斜面では深さ30 cm以上まで含水比が低下するほど乾燥することはまれであり、降雨前後で土の単位体積重量はほとんど変わらないと考えられるので²⁾、実際には地下水位の上昇に伴うせん断応力増分および垂直応力増分はともにゼロとみなすことができる。したがって、斜面では、すべり面上のせん断応力が一定のまま、間隙水圧のみが変化して、土が破壊するものと考えられる。Fig.5.2にせん断応力が一定のまま間隙水圧が増加するときの応力径路³⁾を模式的に示す。すべり面の全応力表示の応力状態はその傾斜角 β と土塊の重量によって定まり、このときの地下水位の静水圧分布にしたがう間隙水圧のみを考慮すれば、すべり面の有効応力表示の応力状態は図中の点Aのように定まる。土は、間隙水圧の増加 Δu に伴って有効垂直応力が減少して、ある点Bにおいて破壊することになる。

このような破壊現象を実験的に調べた研究がある^{4)~17)}。そのうち、片桐ら^{7), 10)}

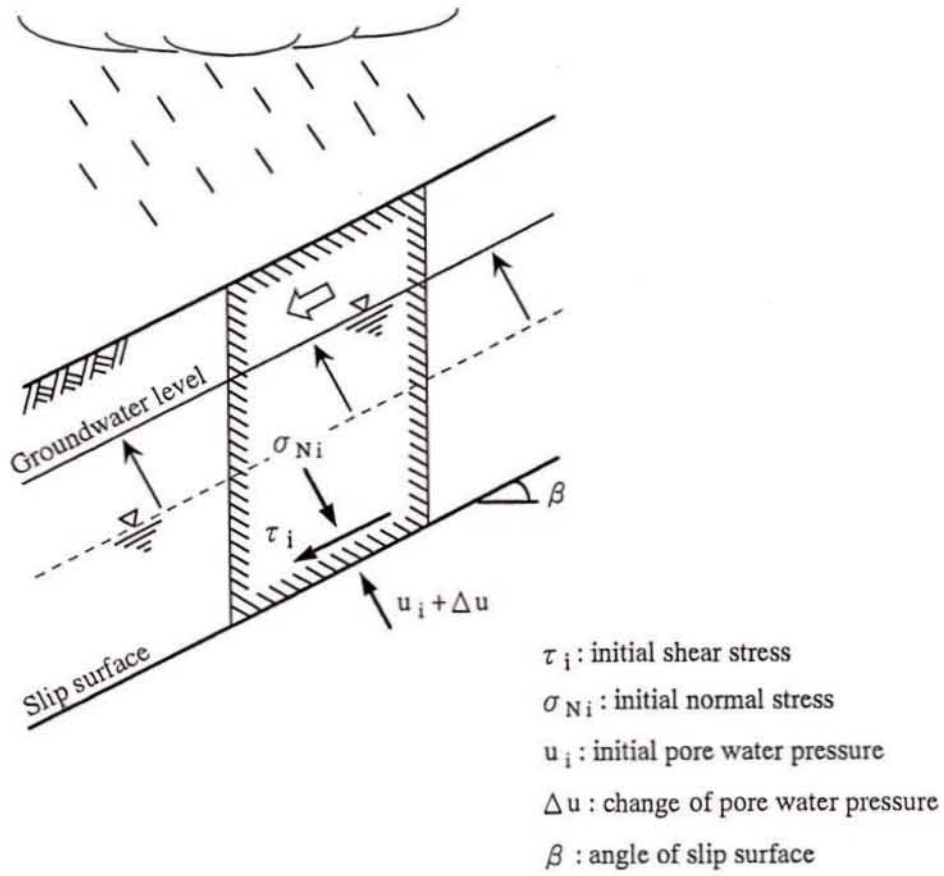


Fig.5.1 Stress condition of a slip surface subjected an increase in groundwater level within a natural slope

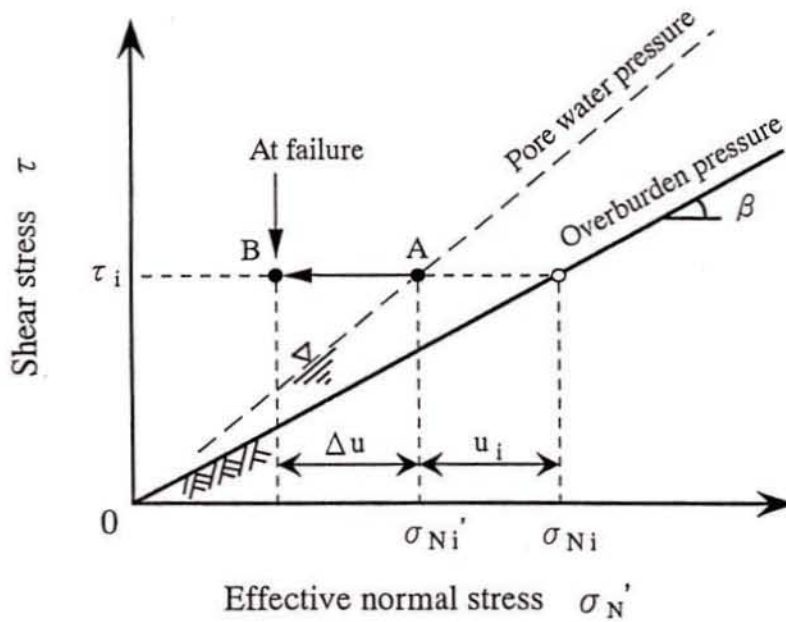


Fig.5.2 Stress path of a slip surface during process of increase in pore water pressure

は三軸圧縮・伸張および中空ねじり試験装置を用いて、初期せん断応力を受けた粘性土供試体を全応力一定の下で間隙水圧を直接増加させることにより、有効応力の減少過程における変形特性について詳細に調べている。また、久貝ら^{8)・9)}は、三軸スライスせん断試験装置を用いて、供試体内部の間隙水圧分布をより均一になるように間隙水圧を増加させたときの粘土の応力・ひずみ挙動について考察している。従来の研究では、間隙水圧変化を受けた土の力学的挙動はせん断破壊するまでの過程を扱ったものがほとんどであり^{4)~14)}、これに続く残留状態に至るまでの過程を扱ったものは少ない^{15)~17)}。

本章では、第4章で取り上げたせん断過程における垂直応力変化を間隙水圧変化と力学的に等価であると考え、まず、初期せん断応力を一定に制御するリングせん断試験を実施して、垂直応力の減少を受ける土のせん断破壊とその後の残留状態に至るまでのせん断挙動について考察する。ついで、残留状態において垂直応力を単調に増減させるリングせん断試験を実施して、垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性について考察する。

5.2 間隙水圧変化を模擬したリングせん断試験

リングせん断試験では、その構造上の理由により、排水条件を厳密に設定することはできず、供試体の間隙水圧を直接変化させることは非常に難しい。小川ら¹⁵⁾、¹⁶⁾は、リングせん断試験において間隙水圧変化を再現するために、間隙水圧の増分に等しい垂直応力を全応力として減少させるという便宜的な方法を提案した。Fig.5.3にこの方法を模式的に示す。この方法は、(a)において供試体のすべり面に生じた間隙水圧変化 Δu に対して、(b)において Δu に等しい垂直応力の変化量 $\Delta \sigma_N$ を全応力として変化させるものである。それによって供試体に未知の間隙水圧が生じない((b)における $\Delta u=0$)とき、両者の力学的意味が有効応力の立場で等価であると仮定できる。しかし、垂直応力の変化速度 $\dot{\sigma}_N$ が過大な場合には、実際には供試体に正もしくは負の間隙水圧が発生することが懸念される。これについては、5.4.3で詳細に検討する。

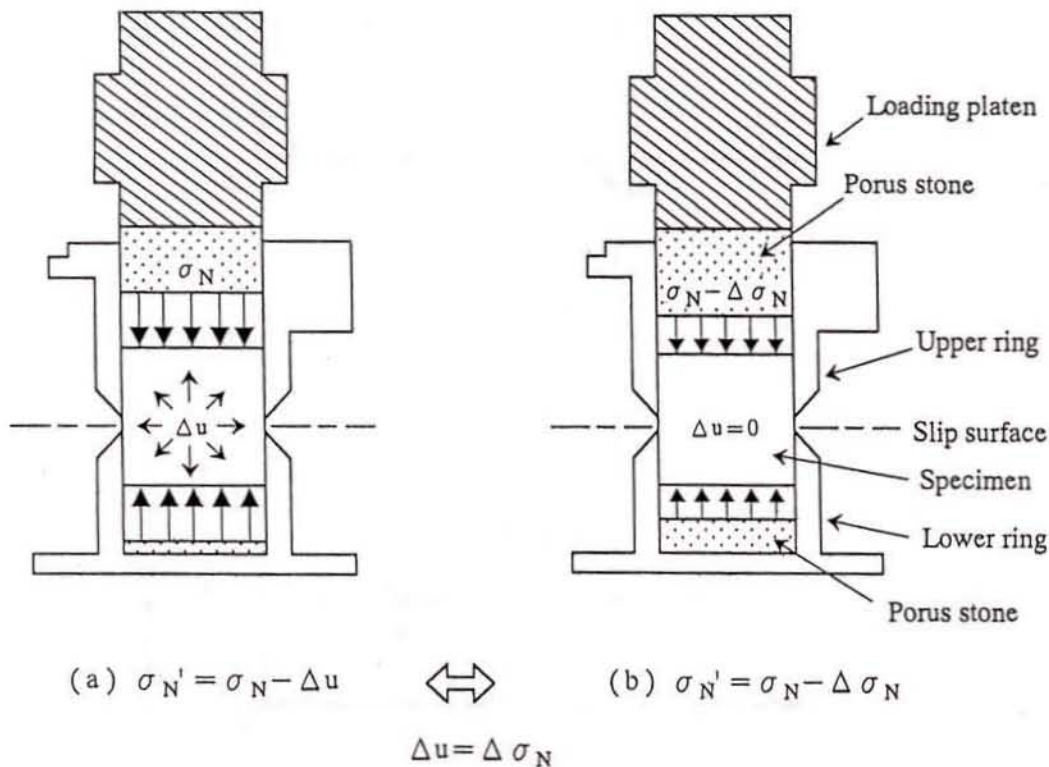


Fig.5.3 Change of pore water pressure simulated in the ring shear apparatus expediently

5.3 垂直応力の減少に伴う粘土のせん断特性

5.3.1 初期せん断応力を一定に制御する試験とそのケース

Fig.5.4にせん断応力を一定に制御したリングせん断試験を模式的に示す。この試験は、(a)において点Aの初期せん断応力 τ_i を一定に保つように、(b)において σ_N を点A'の初期垂直応力 σ_{Ni} から減少させたものである。 σ_{Nf} は τ を一定に保ちうる σ_N の下限値、 $\Delta\sigma_N$ は垂直応力の変化量 $\Delta\sigma_N(=\sigma_{Ni}-\sigma_{Nf})$ である。垂直応力が σ_{Nf} に達した後、せん断変位角10 rad(せん断変位40 cm)まで定圧せん断した。

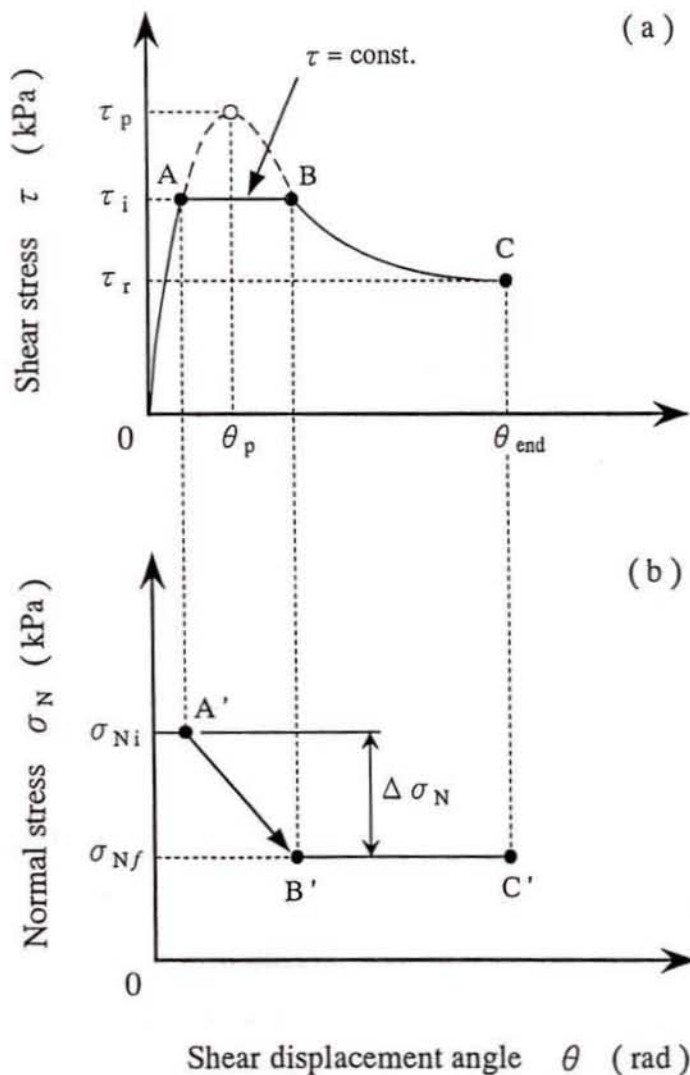


Fig.5.4 Test procedure controlled normal stress to maintain initial shear stress

Table 5.1 Test cases and initial conditions of specimens

Test No.	ρ_t (g/cm ³)	w ₀ (%)	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	OCR	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	τ_i (kPa)	σ_{Ni} (kPa)	σ_{Nf} (kPa)	$\Delta\sigma_N^*$ (kPa)	Symbol
1	1.660	63.7	196	196	1.0	0.0025	51.5	196	129.1	66.9	○
2	1.706	56.0	392	392	1.0	0.0025	103.2	392	309.6	82.4	△

* : $\Delta\sigma_N = \sigma_{Ni} - \sigma_{Nf}$

Table 5.1に試験ケースおよび供試体の初期状態を示す。試料はカオリン($\rho_s = 2.724$ g/cm³, $w_L = 75.6$ %, $I_p = 39.3$)である。表中の記号はそれぞれ湿潤密度 ρ_t , 初期含水比 w_0 , 圧密応力 σ_c , 垂直応力 σ_N , 過圧密比OCR(= σ_c / σ_N), せん断変位角速度 $\dot{\theta}$ である。なお, その他の試験の詳細は標準的な圧密・定圧リングせん断試験の方法とほぼ同様である。

5.3.2 応力径路・破壊強度線および残留強度線

Fig.5.5にTest No.1の $\tau \sim \sigma_N \sim v \sim \theta$ 関係を示す。(a)では, $\sigma_N = 196$ kPaの下, τ は θ の増加とともに増加し, 所定の値($\tau_i = 51.5$ kPa)に達する。その時点より, (b)において τ の値を一定に保つように σ_N を減少させている。 σ_N が129.1 kPa以下では, σ_N をいくら減少させても τ を一定にすることができなくなり, このときの応力状態(σ_{Nf}, τ_i)をせん断破壊と定義する。ここまでの体積変化の挙動は, (c)に示すように, σ_N を減少させている領域では, v は収縮から膨張に転じている。Test No.2の $\tau \sim \sigma_N \sim v \sim \theta$ 関係も上記の挙動とほぼ同様である。

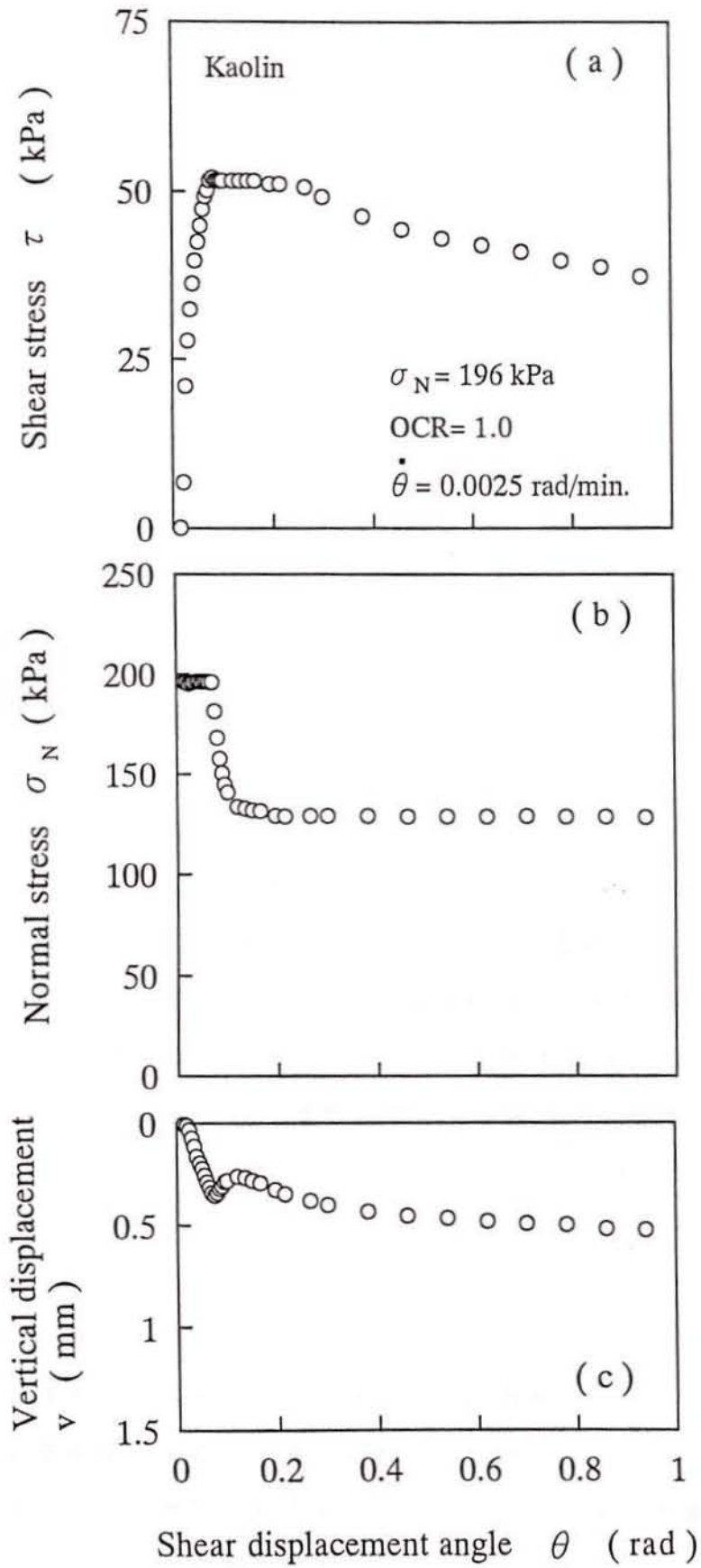


Fig.5.5 Relations of shear displacement angle to shear stress, normal stress and vertical displacement, respectively

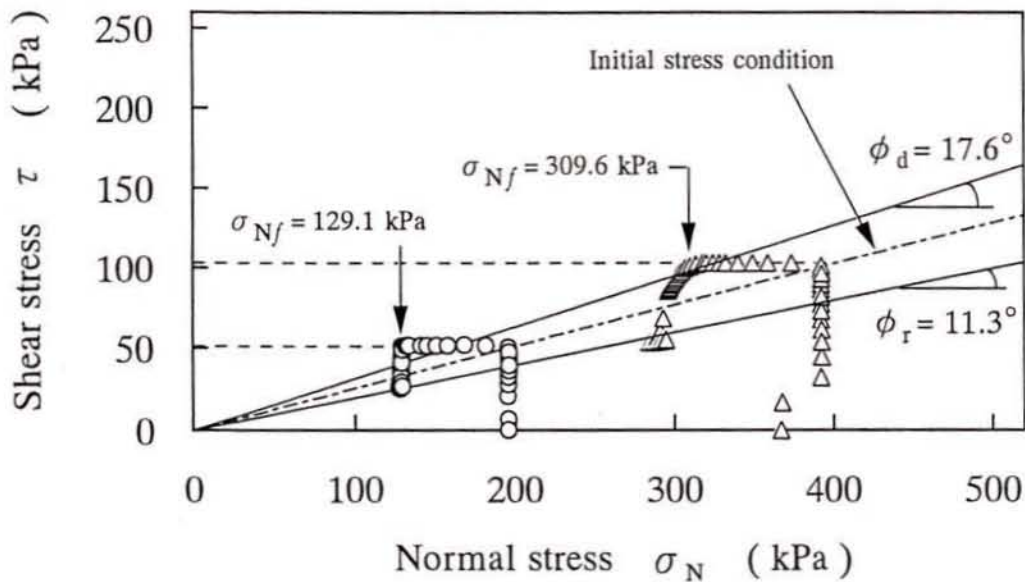


Fig.5.6 Stress paths under the conditions of constant shear stress

Fig.5.6にTest No.1および2の応力径路を示す。応力径路は、定圧せん断状態で初期応力状態(σ_{Ni} , τ_i)に達した時点から、せん断応力を一定に保つように垂直応力を減少させたことを示している。図中には、せん断応力最大時の見掛けの内部摩擦角および粘着力がそれぞれ $\phi_d = 17.6^\circ$ および $c_d = 0$ kPaの破壊強度線および残留状態における見掛けの内部摩擦角および粘着力がそれぞれ $\phi_r = 11.3^\circ$ および $c_r = 0$ kPaの残留強度線が示されており、それぞれ別途定めたものである。最終的な応力状態(σ_{Nf} , τ_i)はいずれも初期応力状態に依らず垂直応力の減少に対して破壊強度線上に達している。この実験結果は久貝ら^{8, 9)}が指摘したことと一致している。その後の応力径路は、垂直応力が一定の下、せん断変位の増加に伴って残留強度線上に達する。実際には、地質条件や土質条件などにより間隙水圧の高いレベルがある期間継続するものと考えられる。これより、間隙水圧の増加によってせん断破壊した土は、破壊時の垂直応力の下でせん断ひずみが累積することにより、残留状態に達するものと説明される。

5.4 垂直応力変化に伴う粘土の残留強度特性

5.4.1 残留状態において垂直応力を増減させる試験とそのケース

Fig.5.7(a)および(b)に垂直応力 σ_N を変化させるリングせん断試験を模式的に示す。試験は、(a)に示すように所定の垂直応力 σ_N の下で達した点Aの残留状態において、(b)に示すように σ_N を点A'から単調に減少し、さらに再増加させたものである。

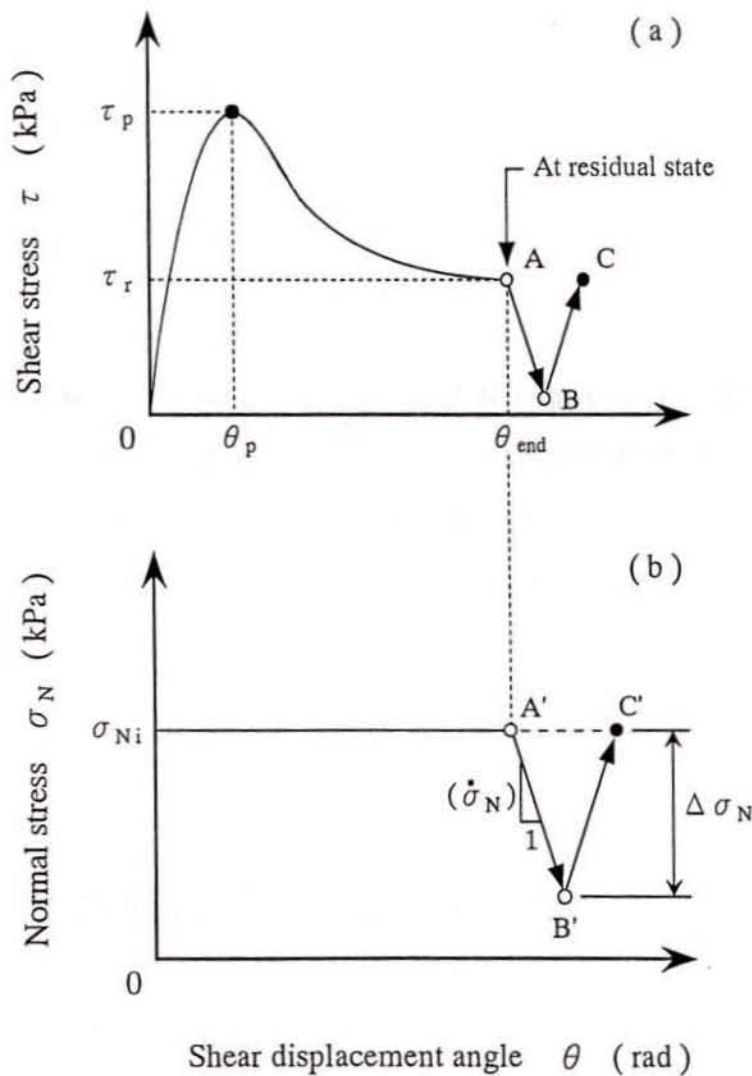


Fig.5.7 Test procedure changed normal stress on and after residual state

Table 5.2 Test cases and initial conditions of specimens

Test No.	ρ_t (g/cm ³)	w ₀ (%)	σ_c (kPa)	σ_N (kPa)	OCR	$\dot{\theta}$ (rad/min.)	θ_{end} (rad)	σ_{Ni} (kPa)	$\Delta\sigma_N$ (kPa)	$\dot{\sigma}_N$ (kPa/min.)	Symbol
1	1.663	61.3	196	196	1.0	0.0025	10	196	196	0.98	○(●)
2	1.667	61.7	196	196	1.0	0.0025	10	196	196	4.9	▲
3	1.668	61.5	196	196	1.0	0.0025	10	196	196	98	△
4	1.666	61.1	196	196	1.0	0.0025	10	196	98	4.9	◇
5	1.735	52.9	392	196	2.0	0.0025	10	196	98	4.9	◆

Table 5.2に試験ケースおよび供試体の初期状態を示す。試料および表中の記号は前述の5.3.1のとおりである。そのうち、 σ_{Ni} は初期垂直応力、 $\dot{\sigma}_N$ および $\Delta\sigma_N$ はそれぞれ垂直応力の変化速度および変化量である。なお、その他の試験の詳細は標準的な圧密・定圧リングせん断試験の方法とほぼ同様である。

5.4.2 応力径路および残留強度線

Fig.5.8にTable 5.2のTest No.1の $\tau \sim \theta$ 関係を示す。垂直応力 $\sigma_N = 196$ kPaの定圧せん断状態において、せん断応力は最大せん断応力を示した後、漸次低下して残留状態に達する。その時点より σ_N を単調に減少させると、せん断応力も減少し、

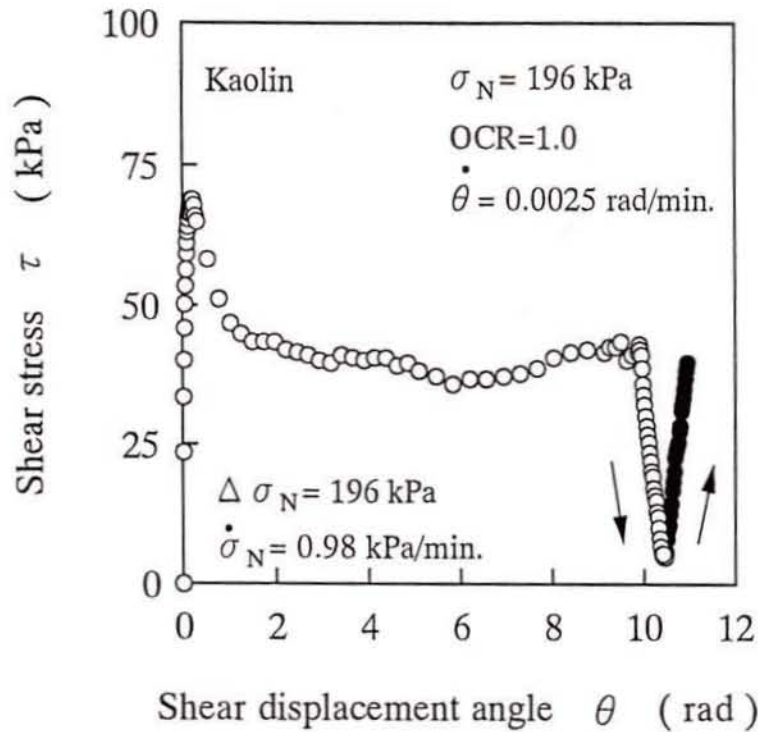


Fig.5.8 Relation shear stress and shear displacement angle in the above test

さらに σ_N を再び増加させると、せん断応力は増加する。このときのせん断応力 τ 、垂直応力 σ_N および鉛直変位 v と経過時間 T の関係をそれぞれFig.5.9(a)~(c)に示す。(a)における τ の経時変化は、(b)の σ_N の経時変化に対応しており、 σ_N の平均的な変化速度 $\dot{\sigma}_N$ は0.98 kPa/min.である。 v の挙動は、 σ_N の減少に対して膨張し、 σ_N の増加に対して収縮する。Table 5.2に示すその他の試験ケースにおいても、同様な挙動がみられた。

Fig.5.10(a)および(b)にそれぞれ σ_N の減少および再増加過程における応力径路を示す。残留状態に達したせん断応力は、垂直応力の減少に対して、残留強度線上を減少しており、さらに、その後の垂直応力の再増加に対しても、残留強度線上を増加している。Fig.5.11にこのときの v と σ_N の関係を示す。膨潤径路は σ_N の減少および再増加過程において異なることがわかる。なお、この実験結果は間隙水圧を直接増加させる三軸スライスせん断試験¹⁷⁾においても得られている。Fig.5.12およびFig.5.13にそれぞれ過圧密比OCRが異なる場合の $\tau \sim \theta$ 関係および σ_N の減少過程における応力径路を示す。これらのことから、残留状態に達した後のせん断応力と垂直応力の関係は圧密履歴の影響を受けない。

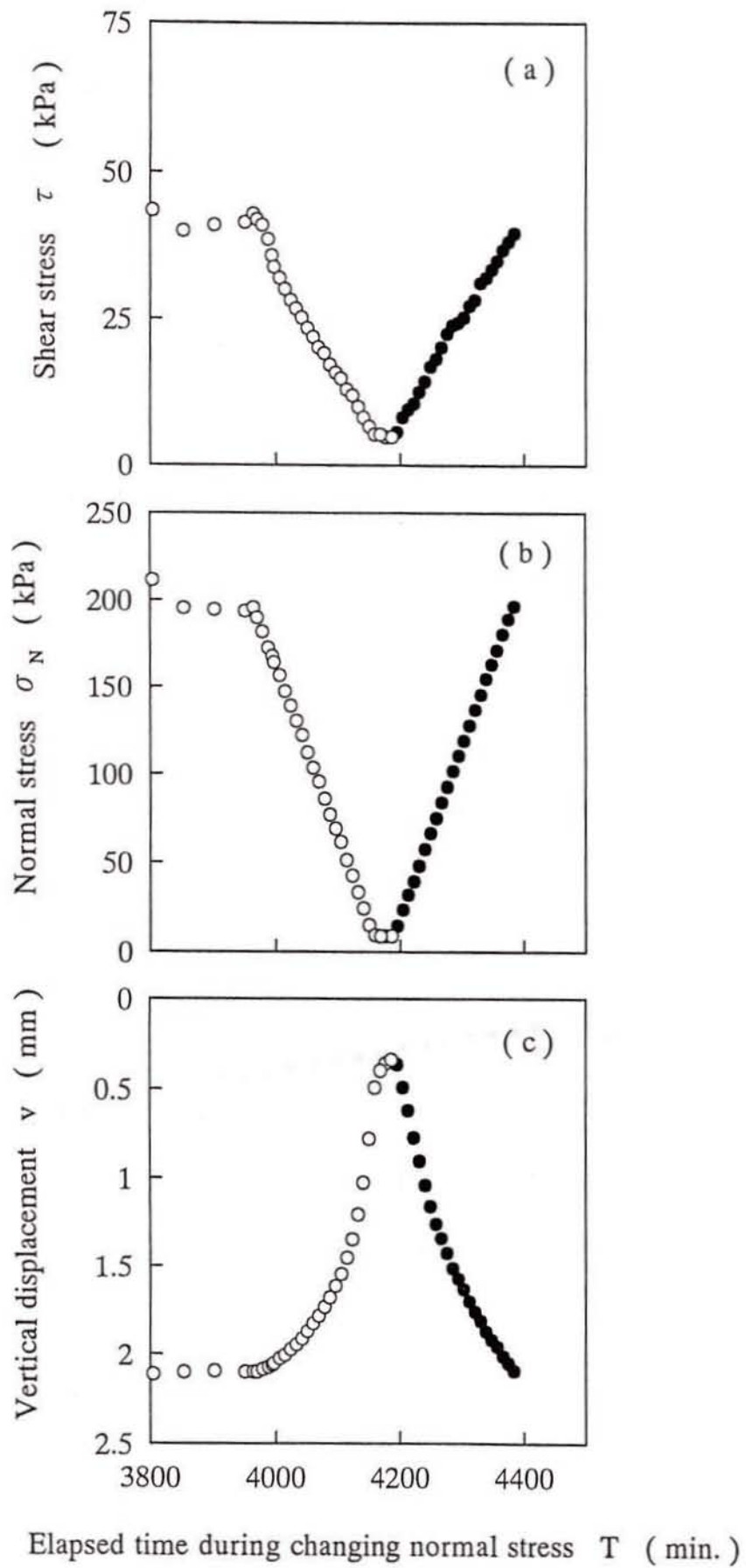


Fig.5.9 Relations of elapsed time to shear stress, normal stress and vertical displacement, respectively

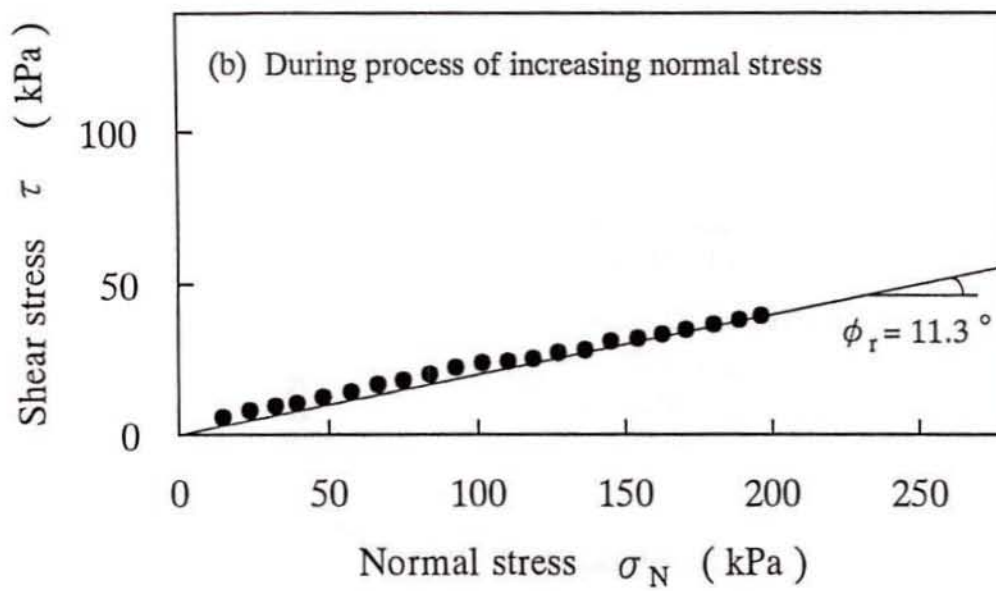
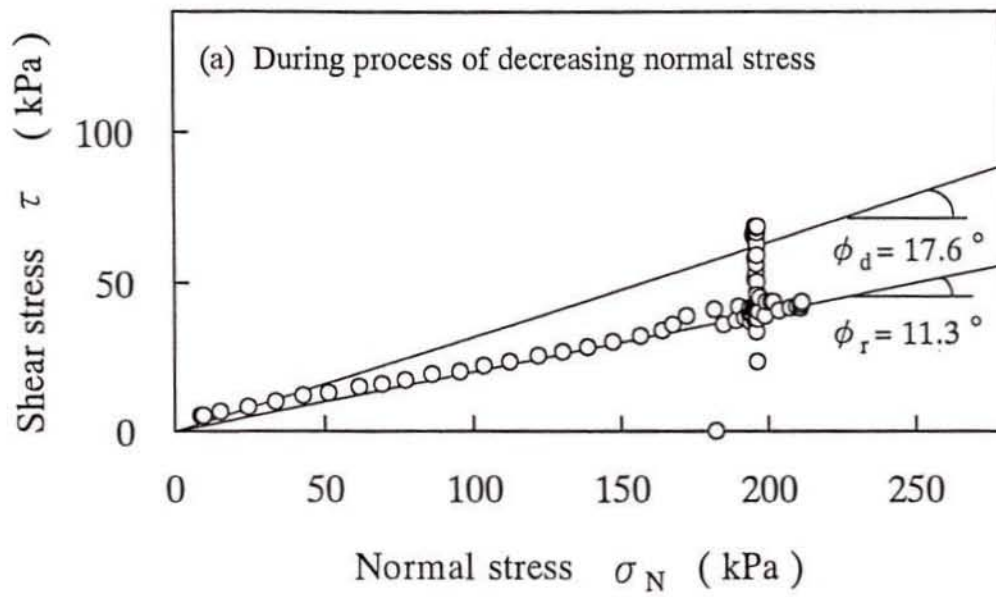


Fig.5.10 Stress paths during processes of decrease and increase in normal stress

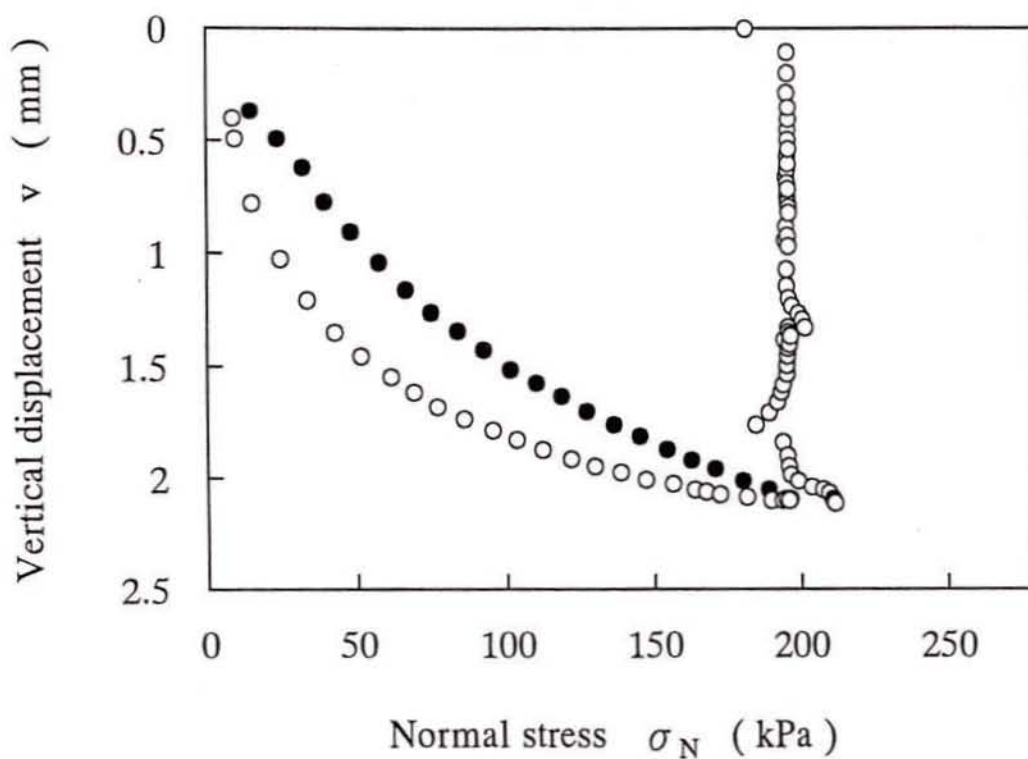


Fig.5.11 Behavior of vertical displacement during processes of decrease and increase in normal stress

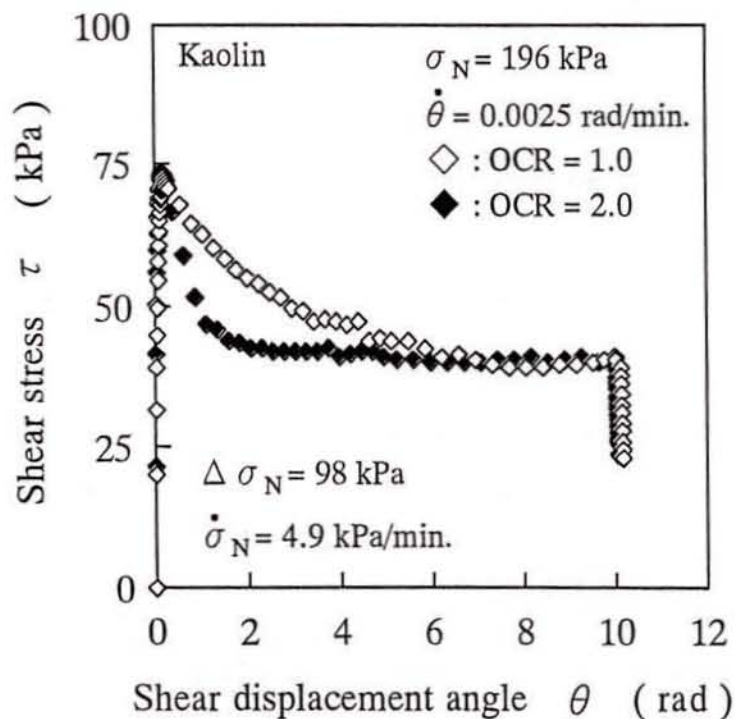


Fig.5.12 Relation of shear stress and shear displacement angle under the conditions of the several OCR

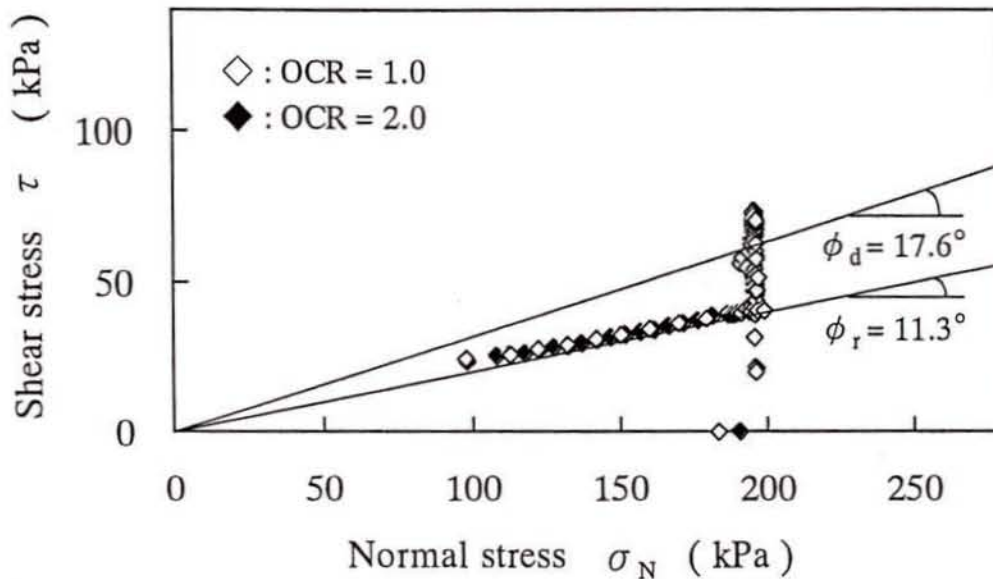


Fig.5.13 Stress paths under the conditions of the several OCR

5.4.3 応力径路に及ぼす垂直応力の変化速度の影響

上記の挙動に及ぼす垂直応力の変化速度 $\dot{\sigma}_N$ の影響を調べたものを Fig.5.13(a) および (b) に示す。 $\dot{\sigma}_N$ は 0.98, 4.9, 98 kPa/min. の 3通りである。(a) に示す σ_N の減少過程において、 $\dot{\sigma}_N$ の値を大きくすると、供試体に負の間隙水圧が発生することになり、せん断面上の平均的な有効垂直応力が増加するものと考えられる。 $\dot{\sigma}_N = 98$ kPa/min. の場合の応力径路は厳密には残留強度線の少し上方に逸脱している。 $\dot{\sigma}_N = 0.98, 4.9$ kPa/min. の場合の応力径路は、 $\dot{\sigma}_N$ の影響をほとんど受けず、残留強度線上を辿っている。一方、(b) に示す σ_N の増加過程において、 $\dot{\sigma}_N$ の値を大きくすると、供試体に正の間隙水圧が発生することになり、せん断面上の平均的な有効垂直応力が減少するものと考えられる。 $\dot{\sigma}_N = 98$ kPa/min. の場合の応力径路は残留強度線のかなり下方に逸脱している。 $\dot{\sigma}_N = 0.98, 4.9$ kPa/min. の場合の応力径路は、 $\dot{\sigma}_N$ の影響をほとんど受けず、残留強度線上を辿っている。これらのことから、

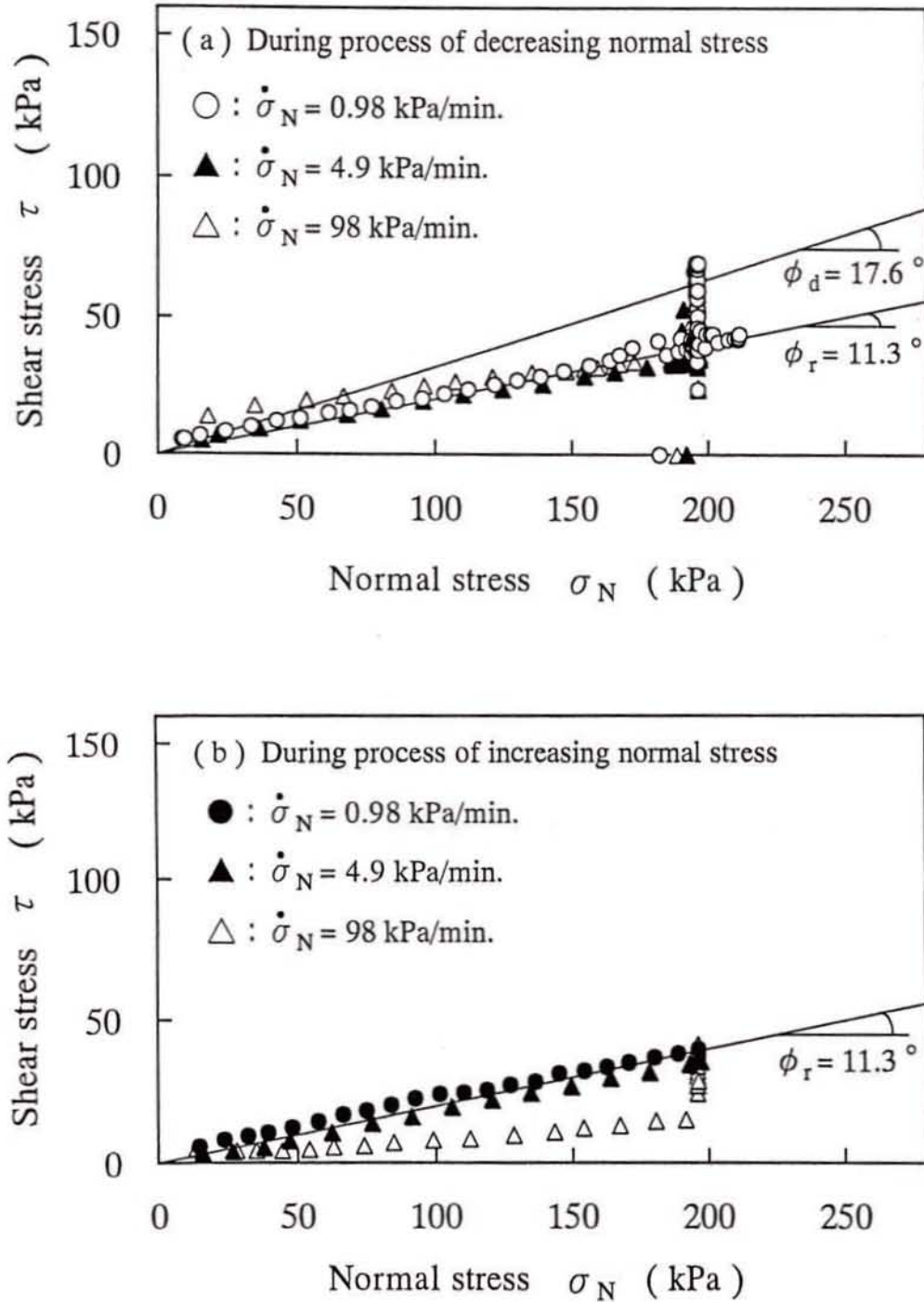


Fig.5.14 Stress paths under the conditions of the several rate of normal stress

σ_N の減少および再増加過程における垂直応力の変化速度は、4.9 kPa/min.程度以下の範囲では、応力径路にほとんど影響を及ぼしていない。これより、この範囲では、垂直応力変化に伴う間隙水圧の発生は無視することができ、5.2.2で述べた間隙水圧変化を模擬した試験の妥当性が実証された。

5.5 結論

本章では、リングせん断試験において間隙水圧変化を模擬的に再現することにより、垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性について考察した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) せん断応力が一定の下での応力径路は、初期応力状態に依らず、垂直応力の減少に対して正規圧密状態の破壊強度線上に達する。
- (2) せん断破壊後の応力径路は、垂直応力が一定の下で、せん断変位の増加に伴って残留強度線上に達する。
- (3) 残留状態に達した後のせん断応力と垂直応力の関係はそれ以降の垂直応力の減少および再増加に対してそれぞれ残留強度線上で減少および増加する。
- (4) (3)の挙動は圧密履歴の影響を受けない。
- (5) 垂直応力の変化速度は、4.9 kPa/min.程度以下の範囲では、(3)の挙動にほとんど影響を与えない。換言すれば、この範囲では、リングせん断試験における垂直応力変化と間隙水圧変化は力学的に概略等価であるとみなせる。

第5章 参考文献

- 1) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，p.300，1984.
- 2) 川上 浩：自然斜面の安定性を評価する上での2,3の問題，土と基礎，Vol.35，No.11，pp.3～8，1987.
- 3) 矢田部龍一，八木則男，榎 明潔：乱さない地すべり粘土のせん断特性，地すべり，Vol.26，No.4，pp.3～9，1990.
- 4) 山田剛二，小橋澄治，草野国重：間隙水圧を変動した場合の土の挙動について -泥岩レキの強度を中心として-，地すべり，Vol.6，No.1，pp.11～18，1969.
- 5) Eigenbrod, K.D., Burak, J.P. and Graham, J. : Drained deformation and failure due to cyclic pore pressure in soft natural clay at low stresses, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.208 ~ 215, 1987.
- 6) 常田 亮，橋本正樹，池田俊雄，小川正二，亀井健史：間隙水圧の上昇が応力履歴を受けた粘性土のせん断特性に与える影響，第22回土質工学研究発表会講演概要集，pp.467～468，1987.
- 7) 片桐雅明：飽和粘性土の有効応力減少過程における変形特性，東京大学博士論文，1990.
- 8) 久貝壽之，梅崎健夫，川上 浩，長瀬主税：間隙水圧の増加に伴う粘土の応力・ひずみ挙動，平成6年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集，pp.323～324，1995.
- 9) 久貝壽之：間隙水圧変動に伴う粘土の応力・ひずみ特性に関する研究，信州大学修士論文，1995.
- 10) Katagiri, M. and Imai, G. : Deformation characteristics of a saturated cohesive soil subjected to increase in pore pressure, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.3, pp.1 ~ 12, 1996.
- 11) 廖 紅建，赤石 勝，山田道夫：関東ローム切土斜面の崩壊，土と基礎，第44巻，7号，pp.23～26，1996.
- 12) 兒島大吾，大塚 悟，豊田浩史，五十嵐 央：間隙水圧載荷による飽和粘性土のせん断特性，第32回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.565～566，1997.
- 13) 五十嵐 央，大塚 悟，豊田浩史，兒島大吾：間隙水圧増加試験における飽和粘

- 性土破壊メカニズムの考察，第32回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.567～568，1997.
- 14) 岩部 司，小川正二：間隙水圧を一定速度で上昇させたときのカオリン粘土のせん断挙動，第32回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.569～570，1997.
- 15) 小川正二，池田俊雄，趙 茂吉，海津信廣，野地敦夫：地すべり安定解析を対象とした試験とその結果，第16回土質工学研究発表会講演概要集，pp.365～368，1981.
- 16) 小川正二，池田俊雄，和田 正，目黒和則：有効垂直応力の減少を考慮した地すべり斜面の安定解析，第20回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1439～1440，1985.
- 17) 鈴木素之，梅崎健夫，川上 浩，山上友也：間隙水圧変化を受ける粘土の三軸スライスせん断特性，第32回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.571～572，1997.
- 18) 丸山清輝，吉田克美：すべり面粘土のせん断特性，第31回地すべり学会研究発表講演集，pp.273～276，1992.

第6章 総括

本論文では、まず、種々の土の残留強度と工学的指標の関係を鉱物組成に着目して整理し、これら工学的指標を用いた残留強度の簡便な推定法について検討した。ついで、リングせん断試験における双曲線近似による粘土の残留強度の決定法を提案し、カオリンおよび自然粘土の試験結果に基づいてその適用性を検証するとともに、残留強度の決定に必要なせん断変位について検討した。さらに、直接型せん断試験方法に関する影響要因として垂直応力、過圧密比、せん断速度およびせん断過程における垂直応力変化を取り上げ、これら影響要因と残留強度の関係を考察した。最後に、降雨や融雪により斜面内の間隙水圧が変化するとともに、すべり面の垂直応力も変化することを念頭にして、この現象をリングせん断試験において模擬的に再現することにより、垂直応力変化に伴う粘土の残留強度特性について考察した。

得られた成果は、各章ごとにまとめて示したが、総括すると以下のとおりである。

第1章では、研究の背景とその目的を述べるとともに、土の残留強度に関する既往の研究を整理して、本論文の位置づけを明確にした。本論文の内容と構成について、各章の相互関係を示すとともに、その概略を紹介した。

第2章では、既往の研究結果に基づいて、土の工学的指標と残留強度の関係について考察した。得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- (1) スメクタイト(モンモリロナイト)以外の鉱物を含む土では、残留強度と粘土含有量との相関は低い。一方、スメクタイトを含む土では、これらの間に良い相関があり、残留強度は粘土含有量の増加に対して減少する。
- (2) 残留強度は砂分含有量の増加に対して連続的に増加する。
- (3) 研究例が少なく1種類の土に対するデータではあるが、残留強度は礫分含有量

の増加に対して連続的に増加する。

- (4) 残留強度は、水素イオン濃度指数の変化に対して若干変化するものの、ナトリウムイオンおよびカルシウムイオンの濃度変化に対してほとんど変化しない。残留強度と間隙水の化学的性質の関係は粘土鉱物の種類によっても異なるものと考えられる。
- (5) アロフェン、ハロイサイトおよび雲母を含む土では、本文で取り上げたコンシステンシー限界および粘土含有量と組み合わせた工学的指標と残留強度との相関は低い。
- (6) 一方、スメクタイトを含む土では、液性限界、塑性指数、塑性限界と液性限界の比およびCALIPと残留強度の間には良い相関が認められる。
- (7) 塑性限界と液性限界の比はこれら工学的指標のうちで残留強度と最も高い相関を示す。
- (8) 含有する鉱物組成を考慮することにより、土のコンシステンシーを用いて残留強度を概略決定することができる。

第3章では、カオリンおよび自然粘土に対する試験条件が異なるリングせん断試験結果から、残留強度とせん断変位角の関係について考察した。得られた結論は以下のものである。

- (1) リングせん断試験におけるせん断応力～せん断変位角～鉛直変位関係の実測値は、長期間のせん断においても、厳密には定常状態に達することはない。したがって、これらの実測値から直接、残留強度を決定することは難しい。
- (2) リングせん断試験における最大せん断応力後のせん断応力～せん断変位角関係に対して、供試体の大きさ、垂直応力、過圧密比およびせん断変位角速度の試験条件や粘土の種類に無関係に双曲線近似が十分に適用できることを示した。このことは、試験打ち切り後、さらに大きなせん断変位角とそのときのせん断応力の関係が近似曲線により十分な精度で推定できることを示している。
- (3) 上記のことより、残留強度をこの双曲線の漸近値として決定する方法の妥当性が示された。提案した方法は試験の打ち切りまでの実測値から残留強度をただ一通りに決定できる。また、そのために必要なパラメータの決定が簡便である。
- (4) 提案法を用いた残留強度～せん断変位角関係の考察より、試験の打ち切りせん

断変位角は垂直応力およびせん断変位角速度の試験条件や粘土の種類によって異なることを示した。リングせん断試験においては、適切な試験の打ち切りせん断変位角までの実測値に対して双曲線近似を適用することにより、残留強度を精度よく決定することができる。

第4章では、直接型せん断試験のうちリングせん断試験および繰返し一面せん断試験の結果に基づいて、種々の土の残留強度に及ぼす垂直応力、過圧密比、せん断速度およびせん断過程における垂直応力変化の影響を比較・検討した。得られた結論は以下のものである。

- (1) 垂直応力が100 kPa程度以下の領域での試験結果には直接型せん断試験装置のせん断機構に起因する要因の影響も含まれると考えられる。垂直応力の低い領域での試験結果の妥当性については十分に検討することが必要である。
- (2) 残留強度は過圧密比の変化に対して一定である。ただし、(1)の理由により垂直応力が低くなるように過圧密比を変化させる場合には、過圧密比と残留強度の関係は垂直応力の影響を受ける。
- (3) 圧密・定圧リングせん断試験において、カオリンを用いた場合、せん断変位角速度が0.01 rad/min.(せん断変位速度が0.4 mm/min.)以下の範囲では、ピーク強度はせん断速度の増加に対してほぼ一定である。この範囲においては、せん断面上の間隙水圧はほとんど生じておらず、排水条件は近似的に成立していると考えられる。
- (4) 圧密・定圧リングせん断試験におけるカオリンの残留強度は、排水条件が近似的に成立しているせん断速度の範囲においても、対数表示のせん断速度の増加に対して直線的に増加する。このときのせん断速度の増加に伴う残留強度の増加の度合いは垂直応力に依らずほぼ一定である。一方、種々の土の残留強度はせん断速度の増加に対して増加、不変および減少するものがある。
- (5) 残留状態に達した後のせん断応力と垂直応力の関係は、垂直応力の履歴に依らず、それ以降の垂直応力変化に対して残留強度線上で変化する。
- (6) (5)により、リングせん断試験において所定の垂直応力によりせん断応力が残留状態に達した後、垂直応力を単調に減少させることにより、残留状態における強度定数(c_r, ϕ_r)を一つの供試体から精度よく簡便に決定することができる。

第5章では、リングせん断試験において間隙水圧変化を模擬的に再現することにより、垂直応力変化を受ける粘土の残留強度特性について考察した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) せん断応力が一定の下での応力径路は、初期応力状態に依らず、垂直応力の減少に対して正規圧密状態の破壊強度線上に達する。
- (2) せん断破壊後の応力径路は、垂直応力が一定の下で、せん断変位の増加に伴って残留強度線上に達する。
- (3) 残留状態に達した後のせん断応力と垂直応力の関係はそれ以降の垂直応力の減少および再増加に対してそれぞれ残留強度線上で減少および増加する。
- (4) (3)の挙動は圧密履歴の影響を受けない。
- (5) 垂直応力の変化速度は、4.9 kPa/min.程度以下の範囲では、(3)の挙動にほとんど影響を与えない。換言すれば、この範囲では、リングせん断試験における垂直応力変化と間隙水圧変化は力学的に概略等価であるとみなせる。

記号説明

N	図中のデータ数
CF	粘土含有量 (%)
SF	砂分含有量 (%)
GF	礫分含有量 (%)
r_1, r_2	環状供試体の内半径および外半径 (cm)
$R (= (r_1+r_2)/2)$	環状供試体の中間の半径 (cm)
d	円柱供試体 (繰返し一面せん断試験) の直径 (cm)
h	供試体の初期高さ (cm)
w_0	供試体の初期含水比 (%)
ρ_t	供試体の初期湿潤密度 (g/cm^3)
σ_c	圧密応力 (kPa)
σ_N	垂直応力 (kPa)
σ_{N0}	せん断前の初期垂直応力 (kPa)
$OCR (= \sigma_c / \sigma_N = \sigma_c / \sigma_{N0})$	過圧密比
τ	せん断応力 (kPa)
τ_p	ピーク強度 (最大せん断応力) (kPa)
τ_r	残留強度 (最小せん断応力) (kPa)
τ_p / σ_N	σ_N で無次元化したピーク強度
τ_r / σ_N	σ_N で無次元化した残留強度
θ	せん断変位角 (rad)
$D (= R \theta)$	せん断変位 (cm)
θ_p	せん断応力最大時のせん断変位角 (rad)
θ_{end}	せん断試験の打ち切り時のせん断変位角 (rad)

D_{end}	せん断試験の打ち切り時のせん断変位 (cm)
$\dot{\theta}$	せん断変位角速度 (rad/min.)
$\dot{D} (= R \dot{\theta})$	せん断変位速度 (mm/min.)
ϕ_d	せん断応力最大時の見掛けの内部摩擦角 (deg)
c_d	せん断応力最大時の見掛けの粘着力 (kPa)
ϕ_r	残留状態における見掛けの内部摩擦角 (deg)
c_r	残留状態における見掛けの粘着力 (kPa)
a	双曲線関数の切片 (rad/kPa)
$b (= 1/\tau_r)$	双曲線関数の傾き (1/kPa)
r	相関係数
n	双曲線近似に用いたデータ数
$\alpha (= (d\tau_r/d(\log \dot{\theta})))$	速度係数 (kPa/(rad/min.))
τ_i	初期せん断応力 (kPa)
σ_{Ni}	初期垂直応力 (kPa)
σ_{Nl}	τ_i を一定に保ちうる σ_N の下限値 (kPa)
$\Delta \sigma_N$	σ_N の変化量 (kPa)
$\dot{\sigma}_N$	σ_N の変化速度 (kPa/min.)

謝 辞

本論文は、信州大学 川上 浩 教授のご指導のもとに、著者が信州大学大学院博士後期課程に在学中の研究成果をまとめたものです。これまでに多くの方々のご指導とご支援をいただきました。

川上 浩 教授には著者が研究室に配属されてから終始変わらぬご指導とご鞭撻を賜りました。先生の厳しくも温かいご指導により本論文をまとめることができました。今日に至るまで、先生には学問ならびに人生に対する姿勢や考え方において多くの貴重な教訓を与えていただきました。そして、著者を研究者への道へ導いていただきました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。今後も、先生の教えを肝に銘じてより一層研究に励んでいく所存であります。

信州大学 梅崎健夫 助教授には九州大学から信州大学に赴任されてから終始変わらぬご指導とご鞭撻を賜りました。先生の熱心かつ丁寧なご指導により本論文をまとめることができました。先生には、研究をすすめる過程での厳密な議論を通じて学問に対して真摯に取り組むことの大切さを教えていただくとともに、著者を研究者への道へ導いていただきました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。

信州大学 小西純一 助教授には、日頃よりのご指導とご助言にくわえて、本論文に対して貴重なご討議を賜りました。先生に土質力学の講義で教えていただいたことが現在においても研究に対する大きな原動力となっております。ここに厚く感謝の意を表します。

信州大学 長 尚 教授、同 富所五郎 教授、同 泉谷恭男 教授には本論文に対して貴重なご指導とご討議を賜りました。また、日頃より温かい励ましのお言葉も頂戴しました。ここに厚く感謝の意を表します。

信州大学 藤縄克之 教授には、日頃よりご指導とご助言をいただくとともに、温かい励ましのお言葉を頂戴しました。ここに深く感謝いたします。

信州大学 棚橋秀行 助手には、本論文をまとめるまでに数々の貴重なご助言とご支援をいただくとともに、著者にとって公私にわたる良き相談相手になっていただ

きました。先生の発想の豊かさに著者は多くのインスピレーションを受けました。また、同 豊田富晴 技官には装置の製作や測定機器の扱い方など実験全般にわたりご指導とご助力をいただきました。どのような問題に対しても快く相談に応じていただき、的確なご助言をくださる豊田氏は著者にとってたいへん心強い存在でした。ここに両氏に深く感謝の意を表します。

新保弘子 事務官には、日頃より数々のご支援とご配慮をいただくとともに、温かい励ましのお言葉を頂戴しました。ここに深く感謝いたします。

信州大学工学部社会開発工学科の諸先生方ならびに職員の方々には、学部・大学院における講義、実習などを通じて多くのご指導とご助言をいただくとともに、心温まる励ましのお言葉を頂戴しました。ここに深く感謝いたします。

(株)中部地質 阿部廣史 技術本部長(元 信州大学助手,平成8年度 鹿児島大学客員教授)には研究をすすめる上で多くのご教示とご支援をいただきました。先生に最新の実験技術や研究の動向などのお話を伺うことが著者にとって大きな楽しみでありました。また、同 米林謙祐氏には貴重な不攪乱試料の調達やその試験の実施などご助力をいただきました。ここに両氏に深く感謝いたします。

琉球大学 宜保清一 教授には、有益な参考論文を提供していただいたばかりでなく、励ましのお言葉も頂戴しました。ここに厚く御礼を申し上げます。

そして、川上研究室および梅崎研究室の歴代の卒業生、在学生の諸氏には多大なご協力をいただきました。そのなかでも、宮村尚季氏(現在 日本国土開発(株))、伊藤秀幸氏(現在 (株)熊谷組)および山上友也氏(現在 応用地質(株))には試験の実施から結果の整理にいたるまで多大なご助力をいただきました。宮村、伊藤、山上の三氏による丁寧で根気のある実験により本論文をまとめることができました。また、博士前期課程2年 千野克浩氏、同2年 高津敬俊氏および同1年 福永志奈乃氏には研究室内外のさまざまな面で多くのご助力をいただきました。さらに、小西研究室のうち、博士後期課程1年 安藤幸二氏、博士前期課程2年 櫛原信二氏および同1年 高野公昭氏には実験室の機器の使用にあたり数々のご協力とご配慮をいただきました。ここに以上の方々に対して深く感謝の意を表します。

最後に、著者を強く励ましてくれるとともに、学生生活を支援してくれた母をはじめとする家族に深く感謝して結びといたします。

付録 - 供試体の作製等に関する写真説明



写真-1 地すべり地のすべり面から採取してきた不攪乱試料



写真-2 試料をカッターリングへ挿入
(試料をカッターリングに対して垂直に、昇降台を用いて徐々に、押し込んでいく)



写真-3 外側部分の成形

(カッターリングの外側の余った部分を削り取る)



写真-4 端面の成形

(ワイヤーソーで試料の両端面を滑らかにする)



写真-5 中空部分の成形①

(成形リングに入れた試料の中心部に乱さないように穴を開ける)



写真-6 中空部分の成形②

(試料内側の周面をミニワイヤーソーで滑らかにする)

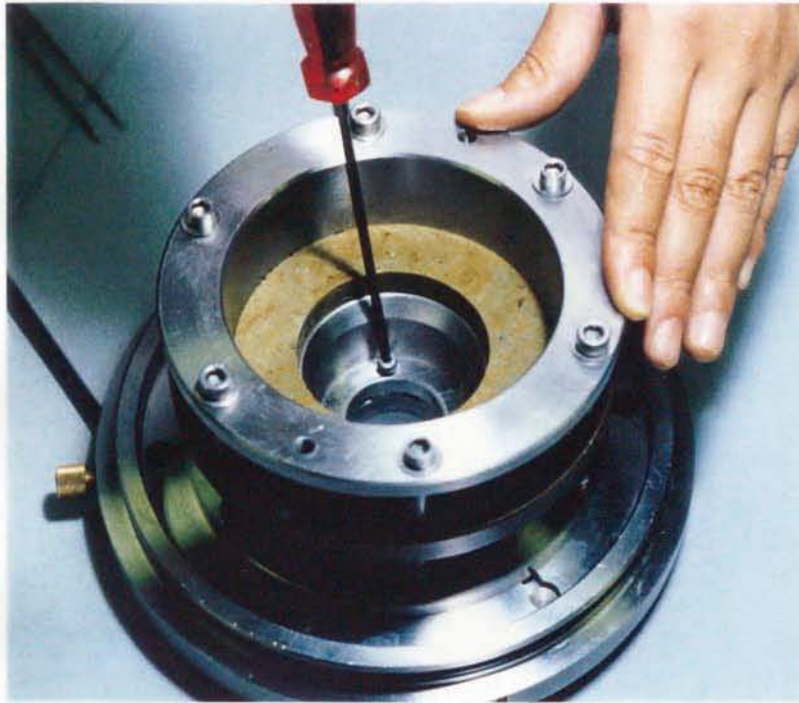


写真-7 供試体のセット

(供試体をリングせん断箱に格納し、下部内径リングを取り付ける)

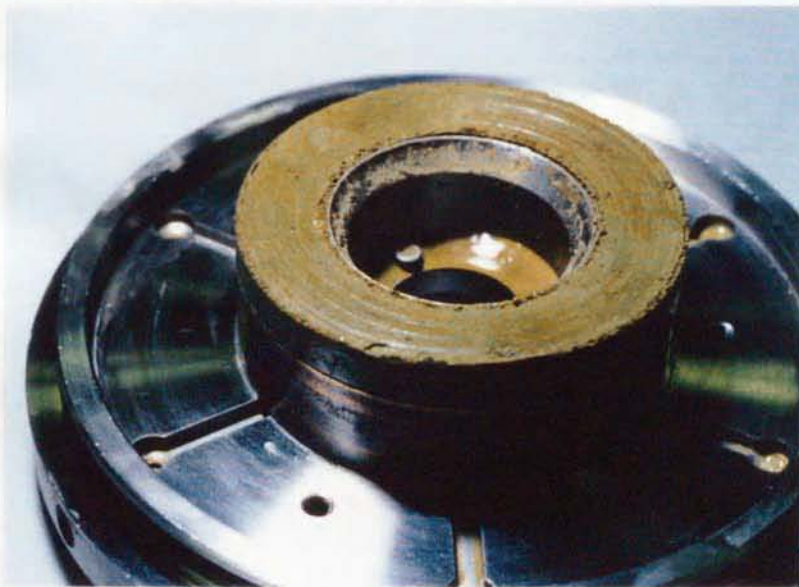


写真-8 試験終了後のせん断面の状態

(円周方向に沿って条痕がみられる)