

琉球大学学術リポジトリ

粘土の残留強度決定に関する研究(農業工学科)

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 琉球大学農学部 公開日: 2008-02-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 宜保, 清一, Gibo, Seiichi メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/4158

粘土の残留強度決定に関する研究

宜 保 清 一*

Seiichi GIBO : Studies on determination of residual strength
in clay.

目 次

1 緒 論.....	184
1 - 1 残留強度と過圧密粘土.....	185
1 - 2 残留強度に関する従来の研究.....	187
1 - 3 本研究の内容.....	193
2 一面セン断試験による残留強度の決定.....	194
2 - 1 まえがき.....	194
2 - 2 Skempton 法による島尻層軟化泥岩の残留強度.....	194
2 - 2 - 1 島尻層泥岩の軟化と分離面.....	194
2 - 2 - 2 実験と結果.....	197
2 - 2 - 3 考 察.....	204
2 - 3 セン断応力～ヒズミ特性法の提案.....	207
2 - 3 - 1 セン断応力～ヒズミ曲線と残留強度.....	207
2 - 3 - 2 実 験.....	210
2 - 3 - 3 結果と考察.....	211
2 - 4 むすび.....	215
3 三軸圧縮試験による残留強度の決定法の提案.....	216
3 - 1 まえがき.....	216
3 - 2 破壊面の応力解析.....	216
3 - 2 - 1 圧縮セン断の機構.....	216
3 - 2 - 2 破壊面の応力.....	218
3 - 2 - 3 セン断面積と断面二次モーメント.....	221
3 - 2 - 4 ゴムスリープ拘束による影響.....	222
3 - 3 残留強度の決定.....	224
3 - 3 - 1 実験の手法.....	224
3 - 3 - 2 作成セン断面の角度の決定.....	225
3 - 3 - 3 結果と考察.....	225
3 - 4 むすび.....	233

* 琉球大学農学部農業工学科

琉球大学農学部学術報告 26 : 183 ~ 272 (1979)

4 土のセン断強度におよぼす過圧密の影響	234
4-1 まえがき	234
4-2 セン断応力～変位特性と過圧密比	234
4-2-1 実験	234
4-2-2 結果と考察	235
4-2-3 応力～変位曲線を表わす式	237
4-2-4 形状係数と過圧密比	239
4-3 ピーク強度と過圧密比	244
4-3-1 粘土の圧密とセン断特性	244
4-3-2 実験	245
4-3-3 結果と数理関係	245
4-4 むすび	250
5 島尻層泥岩地帯の地すべりと残留強度	250
5-1 まえがき	250
5-2 地すべり事例の概説	251
5-3 安定解析	254
5-4 むすび	258
6 結論および総括	258
謝辞	261
記号	261
参考文献	265

1 緒論

わが国は、傾斜地に水田・畑などの農地が存在し、台風や豪雨のたびに大小の地すべりが起こり、農地災害はもちろん多くの人命、家屋および農業生産も重大な打撃を受けている。それゆえ、国土保全の見地から地すべり防止対策を推進しているが、地すべり現象は地下深層における土質構造と密接な関係があり、現段階では地すべり機構の解明に必要な土質常数の決定が十分でないので、今後の実験的研究とその成果が期待されている。

通常、地すべりの解析を行なう際に経験されることであるが、土質試験でえられるセン断時のピーク強度は地すべりのときの粘土のすべり面に生ずるセン断強度と大部分は一致しない。このことはよく知られていることで、しかも実際問題として非常に大切なことである。したがって、地すべり解析にあって、確信を持って使用することのできる地すべり粘土のセン断強度測定手法の確立が急がれる。

本論文で取り扱われている残留強度についての研究は、このような見地にたって行なわれたものである。

前記のように、地すべり地のすべりキレツを含まない過圧密粘土についてセン断試験を行ない、そのピーク強度を用いて地すべりの安定計算を行なうと、安全率が2以上となり、地すべりが起った理由を力学的にうまく説明できない場合が多い。ところが、地すべり発生以前に局部的応力集中や、粘土自体の膨張による進行性破壊により、潜在すべり面全体のある割合の範囲にセン断面がすでに発生しており、その面に沿う強度は残留強度（または、ピーク強度と残留強度とのある中間の値）に低下していく、すべり面全体の平均セン断強度が、斜面全体に働いている平均セン断応力と等しくなったときがすべり出す限界と考えれば、この問題は比較的うまく説明できる。

残留強度は、我国の地すべり多発地にみられる第三紀層等の自然斜面の長期安定問題^{5, 34, 41, 46~50, 56)}

においても重要であるが、その測定方法は未だ確立されていない。

以上のことから本研究は、残留強度の決定方法の確立を主課題として研究を進めたものである。

1-1 残留強度と過圧密粘土

標題の定義については Skempton (1964)⁵⁶⁾ の説明にしたがう。

Fig. 1-1において(a)点は河口などで沈殿した直後の粘土を示している。この上にさらに粘土が沈殿すると、有効圧力が増加するとともに含水比が減少する。この段階は(b)点で示されており、その粘土は正規密圧の状態にある。

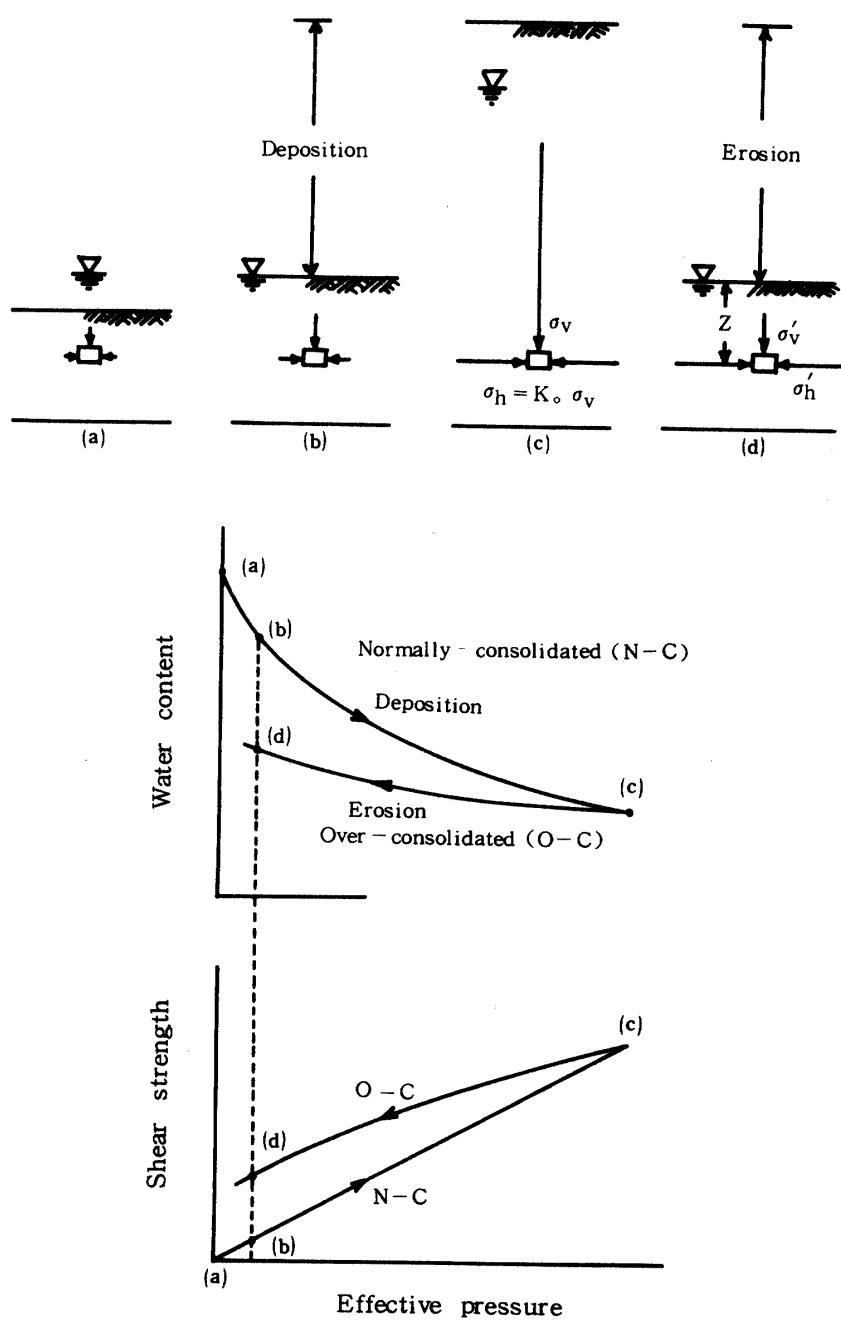


Fig. 1-1 Normally - and over - consolidated clay (Skempton, 1964⁵⁶⁾)

正規圧密粘土のせん断強度は有効応力に比例し、この関係を示すグラフは座標原点を通る直線で表わされる。氷河期より後にできたたいていの粘土は後洪積期の氷床の後退による海面の上昇の間に沈没したのである。しかし大部分の粘土の生成はもっと古い時代で、地質時代に百メートルから数百メートルの厚さにもおよぶ堆積物によって、著しく大きな圧力の作用を受けている。もっとも、これらの堆積物はその後の侵食作用によって取り除かれてしまっている。その結果、これらの粘土は(d)点で示されるように過圧密の状態で残されている。粘土は、圧力を取り去ると含水比を増すが、この増加する量は圧密されている間に減少した量よりも少ないとされる。それゆえ、(d)点における過圧密粘土は(b)点における粘土と同じ有効応力にあるが、含水比がかなり小さく、粘土の粒子は密な状態に詰まっている。顯著ではないが、せん断強度は正規圧密粘土よりも大きくなる。

過圧密粘土にはLias Goult および London Clay などがある。これらの粘土やこれらに類似した粘土には、その中にキレツや節理があり、ときには条痕さえある。これらは多分地殻変動を受けたためか、あるいは侵食の過程で不均質な膨張が生じた結果であろう。

Boulder Clay もまた過圧密されているが、これは堆積物の荷重というよりむしろ氷の重さによったものである。わずかながら構造上の不完全な点もあるが、ほとんど節理も条痕もなく、全く破碎されていない物質から成り立っている。また、たいていの正規圧密粘土にはたまにキレツも認められるが、過圧密粘土に見られるような不連続は見られない。

わが国で一般に粘土と呼ばれる土層は氷河期以降の軟弱な堆積物または泥岩・頁岩、その他岩石の風化層、さらに特殊な温泉余土などであり、これらは共通して軟弱な性質で London Clay で代表される英國のいわゆる“Clay”とかなり異なる。しかし泥岩・頁岩を“Clay”と見なし、類似した土層をわが国内に求めるとき、北陸地方、西九州地方、沖縄地方の第三紀泥岩層、頁岩層が考えられる。

Fig. 1-2 は、排水せん断試験による過圧密粘土の代表的なせん断特性を示している。粘土はヒズミ(変位)を増加させるにつれて抵抗を増す。しかし有効応力一定の下では粘土の示す抵抗にも限度があり、この極限値がピーク強度 τ_f である。

通常、せん断試験はピーク強度がはっきり認められるようになれば止められ、この τ_f の値を、排水条件のもとですなわち間隙水圧の発生しない状態のもとで一定有効応力を加えて行なった試験における粘土のせん断強度であるとして簡単に決めてしまう。

しかしさらに試験を継続するならば、ヒズミの増加につれて粘土の抵抗すなわち強度は減少していくことがわかる。そしてついには大きなヒズミを受けてもなお維持される一定なる最終強度すなわち残留強度に到達する。(Tiedemann, 1937⁶⁷; Haefeli, 1956²⁵)。

次に、同じ粘土の別の供試体で異なった有効応力のもとでせん断試験を行なうと、すでに述べたのと同様な結果がえられる。そしてこのような試験を数通り実施して、ピーク強度と残留強度を有効応力に対して描くと、Coulomb-Terzaghi の法則と一致したせん断強度～有効垂直応力関係をえる。

したがって、過圧密粘土において

$$\text{ピーク強度は } \tau_f = C_{df} + \sigma' \tan \phi_{df} \quad (1-1)$$

$$\text{残留強度は } \tau_r = C_{dr} + \sigma' \tan \phi_{dr} \quad (1-2)$$

によって表わされる。

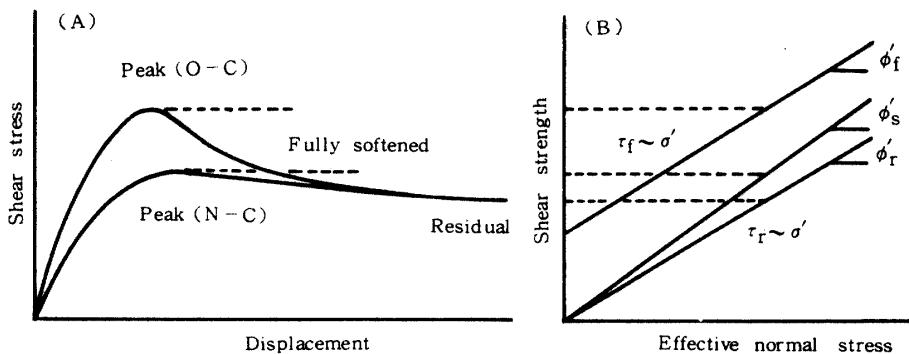


Fig. 1-2 Shear characteristics of normally - and over - consolidated clay (Skempton, 1970⁵⁷⁾)

1-2 残留強度に関する従来の研究

過圧密粘土や固結粘土におけるようにピーク強度から残留強度への強度低下が大きいときには、斜面の安定は残留強度によって大きく支配されるということがこの数年の間に急速にはっきりしてきた^{6, 26, 41, 42, 44, 46, 56)}。海成堆積粘土についての一群の破壊解析からGould(1960)²⁴⁾は、土の強度は現場でおこっていたせん断変位に比例して減少すると結論し、そして真の内部摩擦力(粘着力が零)だと思われる強度に等しいような現場強度の下限を提案した。

Skempton(1964)⁵⁶⁾は過圧密粘土の残留強度に注目し、室内で測定される残留強度と多くのすべり発揮される平均せん断強度との関連を示した。それに関するいくつかの事例が、Hutchinson(1967)³⁰⁾等によって提出された。それによると、土中におけるすべり移動は、室内で測定されるピーク強度よりもかなり低い強度によってのみ説明のつく現象である。

過圧密塑性粘土斜面における進行性破壊の機構と残留強度との関連性がBjerrum(1968)¹⁰⁾によって強調され、そして自然斜面の安定に関する対策技術の情勢がPeck(1967)⁵¹⁾とBishop(1971)⁴⁾によって批評された。

いくつかの粘土試料についての一面せん断試験結果から、Skempton(1964)⁵⁶⁾は次のことを明らかにした。すなわち任意の有効応力のもとでせん断強度がある一定の残留値に到達するためには、ピークを過ぎた後なお1~2インチの変位が必要とされる。それゆえ、過去数年間に発表された残留強度に関するデータの多くは繰返しせん断箱試験(Reversal shear box test)を用いて求められている(Bishop & Little, 1967⁸⁾; Marsland & Butler, 1967³⁸⁾; Symons, 1968⁶³)。すでにキレツ面が存在しているか、また事前にせん断面が施されている粘土試料においては、その変位はすでにせん断強度を残留値まで減少させている。したがって、このときの残留強度は、水平載荷が最小になるように設計された修正三軸セルを使用して測定される。(Chandler, 1966¹⁴; Leussink & Müller-Kirchenbauer, 1967³⁷)。このようなキレツの入った試料や一部で破壊がおこっている不カク乱試料の残留強度を求めるのに、もし圧縮荷重の水平成分を考慮するのであれば、従来の三軸装置でも測定が可能であるとし、London Clayの残留強度の評価に利用した(Bishop, Webb & Lewin, 1965⁹; Webb, 1969⁷²)。

Skempton(1964⁵⁶)のえた残留強度は、せん断箱を前後に繰返し移動させてえた大変位時の強度であるが、実際の地すべりではそのような繰返しによる変位はおこりえない(地すべりは常に高い方から低い方へと一定方向に移動する)。したがって、繰返しせん断試験方法はあまりよい実験方法ではないということから、リングせん断で一方向にだけ大変位を与えた場合の値を採用すべきだとして、

Norwegian Geotechnical Institute と Imperial College が協同で新しいリングセン断装置を開発した (Bishop, 他, 1971⁶⁾)。次に、代表的な 2, 3 の研究を概説する。

(1) Skempton の研究 ^{41, 42, 56, 61)}

過圧密粘土について一面セン断試験を行なうと、強度と変位の関係は Fig. 1-2 (A) の上の実線のようになり、ピーク強度と残留強度との強度差が大きくなるのが特徴である。ピーク強度 τ_f をすべり面上に作用する有効応力 σ' に対してプロットとする Fig. 1-2 (B) に示されている $\tau_f \sim \sigma'$ 関係がえられ、一方残留強度 τ_r の場合には $\tau_r \sim \sigma'$ 関係がえられる。

実際に地すべり斜面のすべり面近傍から採取された試料について行なわれたこの種の試験結果の τ_f を用いて地すべりを解析すると、安全率が 2 以上になり、地すべりの起こった理由を説明できない。そのために残留強度の概念の導入が行なわれたわけである。

それは大体次のような考え方によっている。例えば、河川による侵食などにより斜面の脚部が削られる場合、この部分に局部的な応力集中がおこるため、まずこの付近にすべり面が発生する（したがって、その部分の粘土の強度は τ_f から τ_r に低下する）。次に、それまでそこに作用していた応力がその周辺に伝播する結果、周辺部分も局部的に応力集中を受けてセン断され、時間の経過と共に次第にすべり面が発達する。そしてついにはすべり面の何割かが残留強度まで低下すると、すべり面全体に対する平均強度 $\bar{\tau}$ が、斜面全体に働いているセン断応力と等しくなり、さらにつきこの釣合が破れて安全率が 1 以下となりすべりが起こる。すなわち進行性破壊の現象が起こる (Fig. 1-3)。

すべり面全体のうち残留強度に低下した部分の割合を R とすれば、平均強度は次式で表わされる。

$$\bar{\tau} = R \cdot \tau_r + (1 - R) \cdot \tau_f \quad (1-3)$$

ここで、R は残留係数 (Residual factor) と呼ばれる。

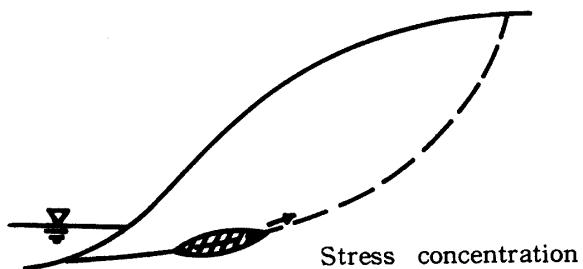


Fig. 1-3 Stress concentration in the foot of a slope

Skempton (1964) は残留強度に関する次の 3 つの重要な結論を提出している。

- a) 残留強度の定数 ϕ'_r は粘土の潜在強度 (Original strength) および含水比や液性指数などの факторによって影響されず、粘土粒子の粒径、形状および鉱物組成にのみ関係する。
- b) 過圧密塑性粘土におけるいくつかのすべり事例から計算される平均セン断応力は、ピーク強度よりも残留強度の方により類似している。また、自然斜面のすべりに関する解析も、破壊時のセン断応力がほとんど残留強度に等しいことを示している。
- c) この調査結果から、過圧密粘土におけるすべりは破壊面の進行的発達によって先行されるという結論が出された。したがって進行性破壊によるすべり面の発達に必要な時間が十分ある自然斜面では、その究極の安定は残留強度によって左右される。

(2) Webb 等の研究 ¹²⁾

供試体にセン断面を設けた後に、従来の三軸圧縮試験を行ない、荷重の水平成分を考慮して残留強度を求める。

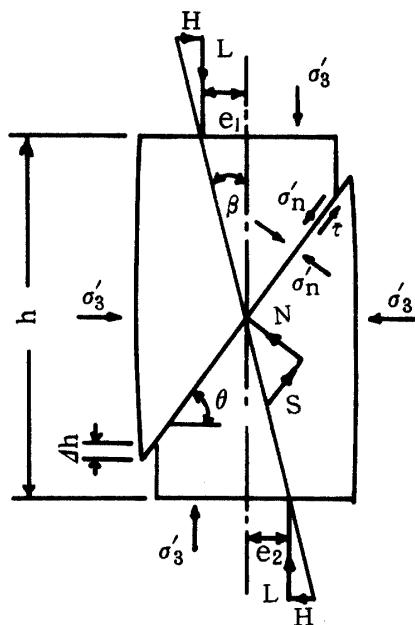


Fig. 1-4 Applied loads and stresses in the triaxial compression test after formation of shear plane (Webb, 1976⁷²)

三軸圧縮試験において軸差応力がピークを過ぎると、載荷キャップの拘束によってピストンに曲げ応力が発生する。そのため、供試体は、もはや軸対称載荷の作用を受けてないので、軸ヒズミの増加と共にその傾きを増す。したがって、この曲げ応力の影響を除去することによってすべり面上の真の応力が求められると考え、応力解析を行なっている。その解析は、曲げ応力として作用する載荷重を鉛直成分と水平成分に分けて展開している。

セン断面形成後の三軸圧縮試験における載荷重と諸応力をFig. 1-4のように考え、破壊面上の有効垂直応力 σ'_n とセン断応力 τ を誘導している。すなわち

$$\sigma'_n = \frac{L}{A_s} (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \beta) + \sigma'_3 \quad (1-4)$$

$$\tau = \frac{L}{A_s} (\sin \theta - \cos \theta \cdot \tan \beta) \quad (1-5)$$

$$\tan \beta = \frac{H}{L}$$

ここで A_s は上下供試体の接触面積、 L と H はそれぞれ載荷重の鉛直成分と水平成分、 θ は水平に対するセン断面の傾き、そして σ'_3 は $\sigma_3 - u$ (σ_3 と u はそれぞれ側圧と間ゲキ水圧) を示す。

また、ヒズミに対する A_s の変化は次式で与えられる。

$$A_s = A_f \cdot \sec \theta \cdot \left\{ 1 - \frac{8}{\pi} (e - e_f) \right\} \cot \theta \quad (1-6)$$

$$A_f = \frac{d_f^2}{4}$$

ここで e は総軸ヒズミ、 e_f と d_f はそれぞれピーク時のヒズミと直径、そして A_f はその時の平均断面積を示す。

London Clayに対する解析の結果がFig. 1-5に示されている。

London Clay や Pierre Shaleについての実験結果が、大変位を与える試験によってえられる残留強度の近似値を求めるのにこの解析方法の利用を提案した。

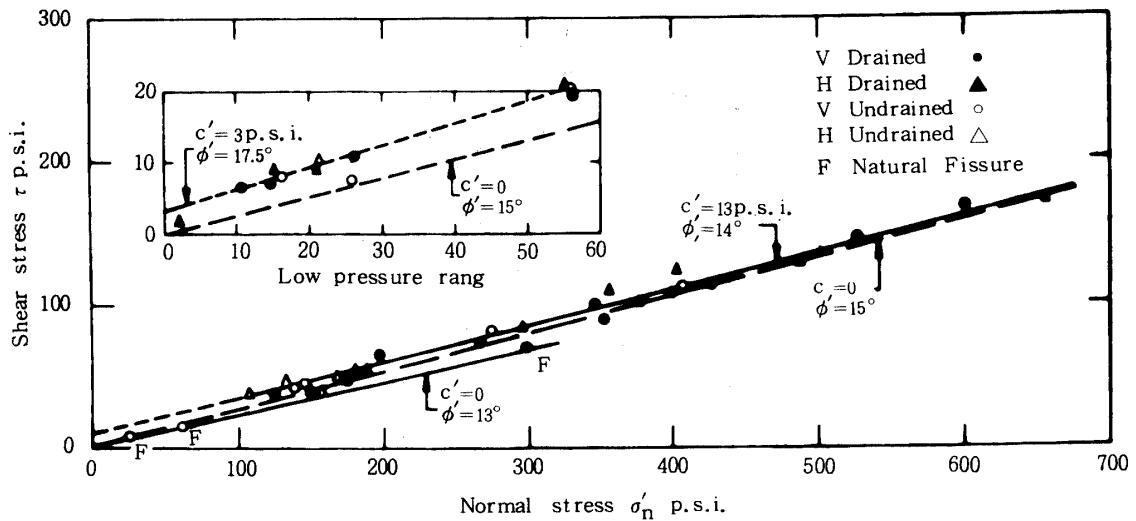


Fig. 1-5 Values of the residual strength of London Clay from the Ashford Common shaft as determined in the conventional triaxial test.
(Bishop, Webb and Lewin, 1965⁹⁾)

(3) Bishop 等の研究⁶⁾

一般に、ネジリセン断やリングセン断試験のタイプには明らかな2つの長所がある。それは試験中にセン断面の変化がないことおよび如何なる大きさの変位に対しても連続的なセン断ができる事である。特に後者は、粘土の残留強度を求めるのに、適していることを示している。

リングセン断装置が今まで使用されなかった理由として次の点がある。すなわち、装置の製作と操作が困難であり、また比較的薄い供試体を使用するのでなければ試験の継続時間が長くなる傾向がある。さらに、それは、局部的な応力集中や主応力方向の不確実性といったようなセン断箱が備えているすべての不都合な条件を有している。それからリングセン断試験を行なう上で困難な機構上の問題もある。すなわち、環状供試体の上下部を囲む2対のメタルリング相互の間隔を、セン断中適当な隙間に維持しておくことのむつかしさである。リング間の隙間が小さい場合には摩擦がおこり、大きすぎる場合には試料土が紛失する。

Bishop等は上記の事柄を考慮して新しいリングセン断装置を開発した(Fig. 1-6)

装置の原理：環状供試体は、一定垂直応力を受け、側方向を拘束されている。そして終局的には相対的な回転運動面で破壊する。したがって、装置は、総垂直荷重や回転運動面上のネジリモーメントが正確に知られるように設計されている。

この新しい装置は、応力～ヒズミ曲線のピーク後の状態を問題にしているからして、ヒズミ制御装置を備えている。

リングセン断試験の直接的な結果は、有効垂直荷重W、ネジリモーメントMおよび回転角θで与えられる。そしてそれから応力～ヒズミ関係、特に残留強度を決定するためには破壊面上の応力分布状態についての仮定が必要とされる。したがって、いくつかの択一的な仮定の中で原理的にも、応用面からも、

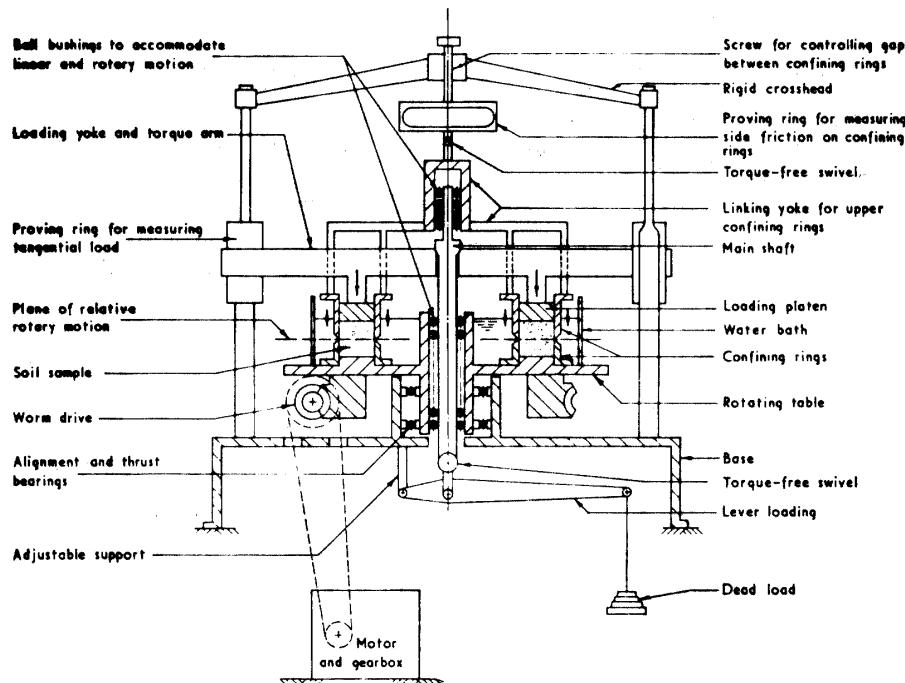


Fig. 1-6 Principles of operation of Imperial College—Norwegian Geotechnical Institute ring shear apparatus (simplified section)
(Bishop, 1971⁶⁾)

そして土を塑性体としていることからも次の仮定が採用される。

“垂直応力 σ'_n とせん断応力 τ は相対的な回転運動面上で均一な分布をしている。”

すなわち

$$\sigma'_n = W / \pi (r_2^2 - r_1^2) \quad (1-7)$$

$$\tau = 3M / 2\pi (r_2^3 - r_1^3) \quad (1-8)$$

それゆえ

$$\tan\phi' = \frac{\tau}{\sigma'_n} = \frac{3M (r_1 + r_2)}{2W (r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2)} = 0.395 \frac{M}{W} \quad (1-9)$$

$$\text{ただし } \begin{cases} r_1 = 2.0 \text{ in} \\ r_2 = 3.0 \text{ in} \end{cases}$$

ここで、 r_1 , r_2 はそれぞれ環状供試体の内径と外径を示す。

その試験結果は、繰返しせん断試験でえられた結果とかなり異なっているので、測定や解析における誤差の原因について検討がなされている。

Blue London Clay, brown London Clay, Weald Clay, Norwegian Clay および Cucaracha Shale from Panama 等の試料についての結果が出され、他のすでに発表されているこれらの試料についての残留強度のデータと関連させて討論される。

(4) Bjerrum の研究¹⁰⁾

これは、残留強度そのものの決定に関する実験的研究でなくして、Skemptonの研究⁵⁶⁾ の後半と同様、過圧密粘土斜面における地すべりの機構を解明しようとしたものである。

Bjerrum によると^{10, 41)}, Skempton の説明は London Clay のような比較的先行荷重が小さい過圧密粘土（上載土の厚さにしてせいぜい 100~200 m 位）の場合にはよいかも知れないが、日本やカナダ、アメリカ等に見られる重過圧密粘土（多くの場合むしろ泥岩、頁岩と呼んだ方が適当な位かたいもの）中に発生する地すべりでは、粘土の風化による横方向への膨張作用が進行性破壊に重要な役割を果している。これは大体次のように説明することができる。

過圧密粘土は Fig. 1-1 に示すような過程で形成されるもので、それに伴なう含水比～有効応力の関係は地質学的スケールにおける二次圧密も考慮すれば、Fig. 1-7 のようになっていると考えられる。

さて、Fig. 1-7 の A₁～B の過程のみならず B に落ち置いて後も、粘土層は長期（地質学的スケール）にわたって大圧密荷重を受けているわけだから、その間に粘土粒子には種々の物理化学的变化が生じる。たとえば、粘土粒子の接触点において鉱物の結晶格子の一部が融解して互にくっつき合うとか、間ゲキ中に溶解していた化学的物質が粒子の接触点に沈着してセメントーション作用をおこすといった様々な变化が生じる（地質学では、これらの作用を総称して続成作用（Diagenesis）と呼んでいる）。

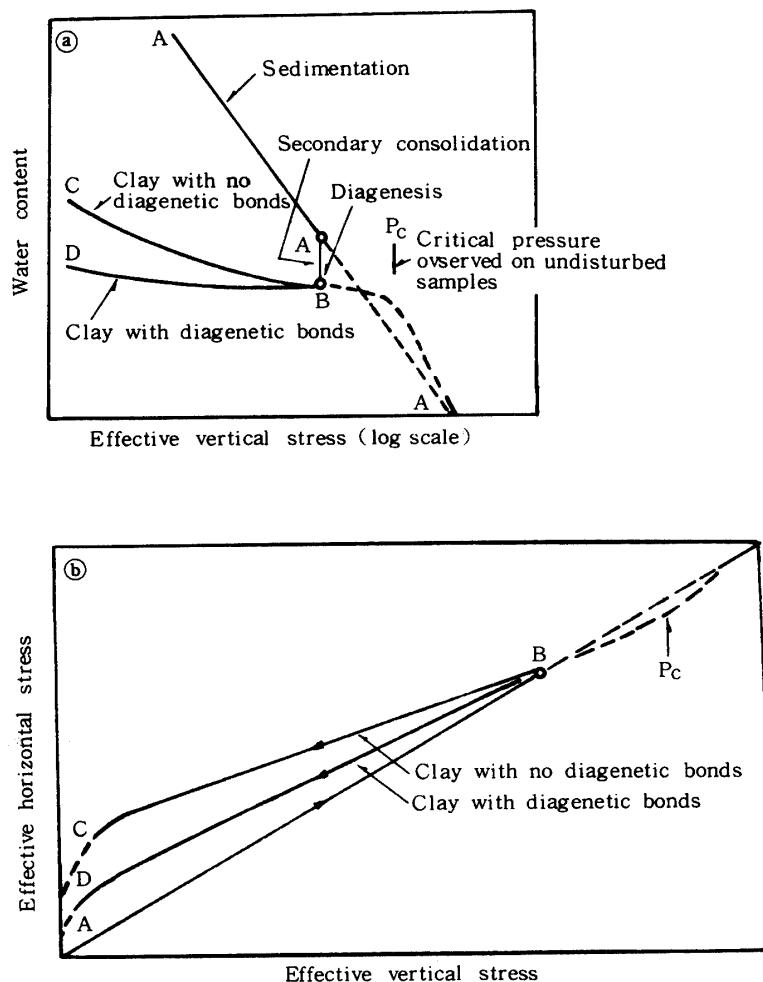


Fig. 1-7 Geological history of overconsolidated clay (Bjerrum, 1968¹⁰⁾)

このような作用の結果、粘土粒子間に特別な膠結力が生じる。そのため荷重除去時にはFig. 1-7の破線B～Cのようなリバウンド曲線をたどりえず、実線B～Dのような曲線をたどって点Cまで膨張する潜在能力があるはずだから、両者の差 ΔCD は潜在エネルギーとして過圧密粘土中にとじ込められる(Bjerrumはこれを“Locked-in energy”と呼んでいる)。風化の進行とともにこのエネルギーが放出されるので、粘土は膨張し、その時発生する力が土を側方に押し出す働きをする。この現象は、Skempton⁵⁶⁾の言う力学的な応力集中によるすべり面の発達と相まって進行性破壊³⁾を促進する。

1-3 本研究の内容

残留強度を調べるためにには、強度のピーク値を過ぎ、セン断破壊を生じた後の大変位に対する抵抗を測定できる試験が必要とされる。

この範囲に入るとして、ネジリセン断試験であるが、供試体の作成がむずかしいので、セン断箱による一面セン断試験が行なわれる。この場合も残留強度に到達するまでは上下箱の相対的変位が非常に大きくなるので、繰返し一面セン断試験(Reversal shear test)による方法が用いられる(Skempton法⁵⁶⁾)。それは、一方向に大変位を生じさせた後に上下箱を元の位置まで戻し、初期状態から再び同じすべり面についてセン断を何度も繰返す。

しかしこの試験方法では、すべり面上の粘土粒子の方向性が逆戻しのたびに変化するので、一方向に配列した粒子からなるすべり面に対する応力である残留強度を求ることは、厳密に言って難しい。

ネジリセン断の1つであるリングセン断装置は、その装置そのものの製作と操作がむずかしく、比較的薄い供試体を使用するのではなければ、試験の継続時間が長くなる傾向にある。さらにそれは、局部的な応力集中の発生やセン断中の主応力方向の不確実性といったような点を有している。

これらの困難を除去できるように設計された新しいリングセン断装置(New ring shear apparatus)が開発されつつあるが⁶⁾が、装置の製作と操作になお問題が残されているようである。(最近(1978)著者はBishop等のRing shear apparatusの改良型を製作し、試験中であるが、操作上2, 3の問題点がある。)

上記のような繰返しセン断や大変位を与えるセン断試験などの特殊な装置に対し、著者は、今までの研究を基礎にして次の2つの手法を考えた

④ 完全に形成されたすべり面に沿ってセン断移動がおこるのであれば、平衡状態に入った後の応力はヒズミの大きさにかかわらず一定値を維持するはずである。この条件を満足する試験方法として、予想されるセン断破壊面の角度で切り離された上下供試体と、上半部が下半部のすべり面に沿ってスムーズに滑動できるように改造されたピストンを用いて三軸圧縮試験を行なう。そしてその破壊面の応力解析によって残留強度を決定する(3-2¹⁶⁾, 3-3¹⁷⁾)。

⑤ 過圧密粘土では応力履歴によって $\tau \sim \epsilon$ 曲線が種々変化し、特にピークの位置とその後の $\tau \sim \epsilon$ 曲線の形状が残留強度の大きさを左右していることに着眼して、 $\tau \sim \epsilon$ 特性の利用を考えた(2-3¹⁸⁾)。

なお、⑤においては $\tau \sim \epsilon$ 曲線が重要となってくるので、過圧密比が変化する場合 $\tau \sim \epsilon$ 曲線が如何なる特性を示すかについて実験研究を行なうと同時に $\tau_f \sim \sigma$ の特性についても考察を加えている(4-2²⁰⁾, 4-3²¹⁾)。

またSkempton法によって、第三紀の過圧密粘土である島尻層泥岩(沖縄)の残留強度を求め(2-2²²⁾), 実際の地すべり事例の安定解析に適用し、地すべり機構解明の一助にした(5²³⁾)。

2 一面セン断試験による残留強度の決定

2-1 まえがき

沖縄における農地保全上、重要な課題となる泥岩斜面の安定問題には未解明な点が多いため、Skempton^{57~59)} 等と同様、安定解析に進行性破壊や完全軟化の概念を導入することを考えた。実察、泥岩層でみられるテクトニック⁴¹⁾な破断面(自然分離面)は鏡肌を呈しており、残留強度に達していることがうかがえる⁶²⁾。しかし島尻層泥岩について鏡肌が認められるほどの大変位を与えるセン断試験は今まで行なわれておらず、また泥岩の軟化現象と残留強度の関係に関する知見も皆無である。したがって、すべり面付近の新鮮軟化泥岩と潜在すべり面となる自然分離面^{11, 60)}、完全軟化粘土等について Skempton 法による長期繰返しセン断試験を行ない、残留強度を求めた(2-2)。

また地すべり粘土(特に過圧密粘土)においては、ピーク強度を過ぎるとヒズミ^{注1}(一面セン断における水平変位や三軸圧縮における軸ヒズミ)の増加とともにセン断応力は減少する。そして試料の受けた応力履歴によってセン断応力～ヒズミ($\tau \sim \epsilon$)曲線が種々変化しており、ピークの位置(ϵ_f, τ_f)とその後の $\tau \sim \epsilon$ 曲線の形状が残留強度 τ_r の大きさに関係するようである。したがって、 $\tau \sim \epsilon$ 曲線を表わす式を用い、時間効果を考慮すれば τ_r を推定できる(2-3)。

2-2 Skempton 法による島尻層軟化泥岩の残留強度²²⁾

2-2-1 島尻層泥岩の自然分離面と軟化現象

構造運動を受けた部分の泥岩にはセン断破壊面の存在がみられるのみならず、地すべりでも層面方向にセン断されている(Photo. 2-2-1)。それらの泥岩はPhoto. 2-2-2, 2-2-3 に示すように破断面が鏡肌を形成している。したがって、層面方向のすべり抵抗の小さいことと、節理の発達した弱面³³⁾



Photo. 2-2-1 Natural joint (Teruya, Haebaru-son)

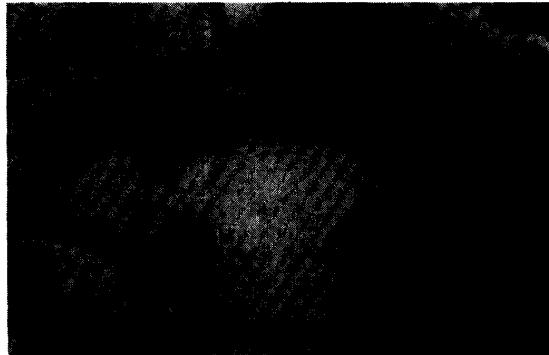


Photo. 2-2-2 Slickenside of shear Plane of softened mudstone (Landslide at Takara, Kochinda-son)

注1：ヒズミはセン断箱の直径に対する水平変位の割合で示される。一面セン断によるセン断破壊は相対変位によって与えられるもので、供試体自身の伸縮による破壊と異なり、応力～変位関係が一般的な表示法であるが、三軸圧縮試験結果も同様な曲線の式で表わせるようにするために、"変位"の代りに"ヒズミ"を用いた。

の組合せによって地すべりに対する安全率は非常に低くなる⁴⁴⁾。

また島尻層泥岩地帯の地すべり多発地といわれる地形にはいずれも背後に小高い集水域（琉球石灰岩台地や島尻層の平坦地）が存在する。そしてそこの地下水が下方の斜面中を浸透するため、不透水性泥岩は浸透水圧によって長期にわたる風化を受け、軟化現象をおこす。

軟化のすすんだ地すべり斜面と、泥岩固有の固結状態にある隣接地の非地すべり斜面の掘削切土面において、同時に行なわれた硬度試験結果によると、ピン貫入量が、前者で27～42cm、後者で5～8cmとなっており、軟化現象による強度低下が顕著である。（Table 2-2-1）。

Table 2-2-1 Softened condition of Shimajiri mudstone

Condition	Softened		Non-softened	
	Takara, Kochinda-son Yonabaru-Tekku, Yonabaru-cho		Takara, Kochinda-son Gishi, Kochinda-son Gibo, Tomigusuku-son	
Depth from G. S. L. (cm)	150	200	150	200
Natural water content (%)	30-34	29-33	23-27	20-25
Hardness (mm)*	10-21	11-26	25-31	31-33
Penetration (cm) **	30-40	27-42	8-10	7-8

* By Yamanaka-shiki

** By Drive-it-gun

高良地内地すべりと与那原テック地すべりにおいて、すべり面調査と試料採取のためにテストピットを掘削した。調査地点の土層断面はFig. 2-2-1に示すようになり、基盤岩と風化土の間に高含水の完全軟化薄層（擦過粘土⁶⁴⁾）がみられた（Photo. 2-2-4）。さらに高良地内地すべり斜面では上部より2.5m深度の基盤泥岩に走行が斜面と平行になっている層理（すべり）が観察された（Photo. 2-2-2）。軟化泥岩なので鏡肌にはそれほど光沢はないが、完全軟化粘土薄層とともに弱面となっている。Fig. 2-2-1には各層毎に密度等と物理特性を併記してある。

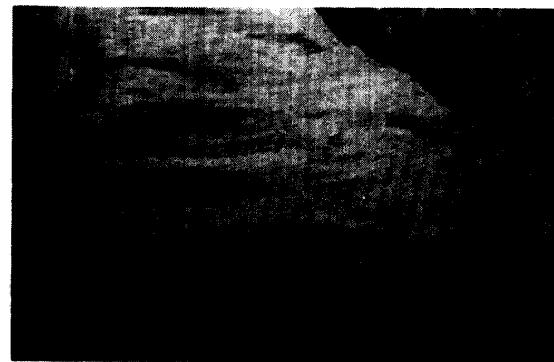


Photo. 2-2-3 Fully-polished slicken-side (Teruya, Haebaru-son)



Photo. 2-2-4 Fully-softened disturbed clay

	Depth from G.S.L (cm)	γ_t (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	w_n (%)	LL (%)	PL (%)	G_s	e	S_r (%)
Colluvial deposit	60	1.868	1.409	32.6	62.0	27.5	2.790	0.980	92.8
	80								
Weathered soil	120	1.809	1.280	41.4	70.7	31.0	2.774	1.167	98.4
	150	1.819	1.298	40.1	71.0	30.4	2.816	1.169	96.6
Thin layer of fully-softened disturbed clay	180	1.710	1.091	56.8	62.9	27.1	2.784	1.227	100
	190	1.797	1.236	45.4	58.0	26.1	2.752	1.227	100
Softened mudstone I	220								
	250	1.910	1.434	33.7	55.0	27.5	2.760	0.925	100
Slickenside	280								
	310								
Softened mudstone II	340								

Fig. 2-2-1 A profile and soil properties after sliding
(a) Landslide at Takara, Kochinda-son

	Depth from G.S.L (cm)	γ_t (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	w_n (%)	LL (%)	PL (%)	G_s	e	S_r (%)
Colluvial deposit	50	1.750	1.241	41.3	60.5	24.4	2.760	1.224	93.1
	90	1.836	1.355	35.5	60.5	24.0	2.750	1.030	94.8
Thin layer of fully-softened disturbed clay	150	-	-	46.0	59.5	24.5	2.770	-	-
	180								
Softened mudstone I	200	1.906	1.444	32.7	58.6	24.6	2.754	0.907	100
	230								
Softened mudstone II	260								

Fig. 2-2-1 Continued from Fig. 2-2-1 (a)
(b) Landslide at Yonabaru-Tekku, Yonabaru-cho

2-2-2 実験と結果

(1) 新鮮軟化泥岩の長期繰返しセン断強さ^{1, 15, 56)}

1) 試料と試験方法

深度 1.5 ~ 2.5 m 付近の軟化泥岩を、方向性を考慮しつつ^{14, 54)}、20 ~ 30 cm 角に切出し採取し、圧密中に最大主応力面（層理面）に平行にセン断面がくるように、直径 6 cm、高さ 2 cm の円筒形に成形した。

層理面や節理に沿うすべりを想定して、試験は改良型一面セン断試験機を使用した。また Skempton の泥岩斜面の長期安定に関する提案⁵⁶⁾に従って、繰返しセン断を行なって残留強度を求めた。この繰返しセン断は水平変位 8 mm で、セン断面上の間ゲキ水圧が十分消散するようセン断速度を $v_s = 0.0077$ mm/min とした。

2) 結 果

(a) $\tau_d / \sigma'_n \sim D$ 関係 与那原テック（与那原町）、玉城（玉城村）、高良（東風平村）地内地すべりの新鮮軟化泥岩についての繰返しセン断試験結果を Fig. 2-2-2 に示す。5 回セン断することによってセン断応力 τ_d は一定値に收れんするので最終値を残留強度とした。図からわかるように初回セン断は水平変位 $D = 1 \sim 2$ mm で急峻なピーク（ピーク強度）を示す。2 回以降ではわずかにピークが現われた後漸減し続けるが、5 回セン断ではほぼ落ち着く。この段階では Photo. 2-2-5 のようにセン断破壊面が形成され、鏡肌が確認された。

有効垂直応力 $\sigma'_n = 3.0$ kg/cm²において与那原テック（2）と玉城はほぼ同じピーク強度を示し、高良が最も低い値を示す。これは、圧密降伏応力 P_y の大きさがピーク値に反映していると思われる。

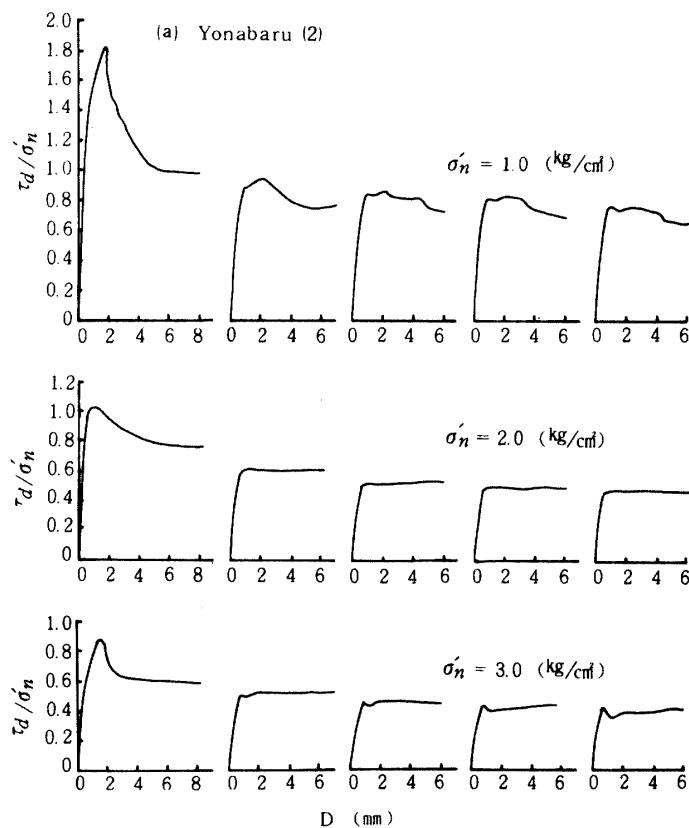
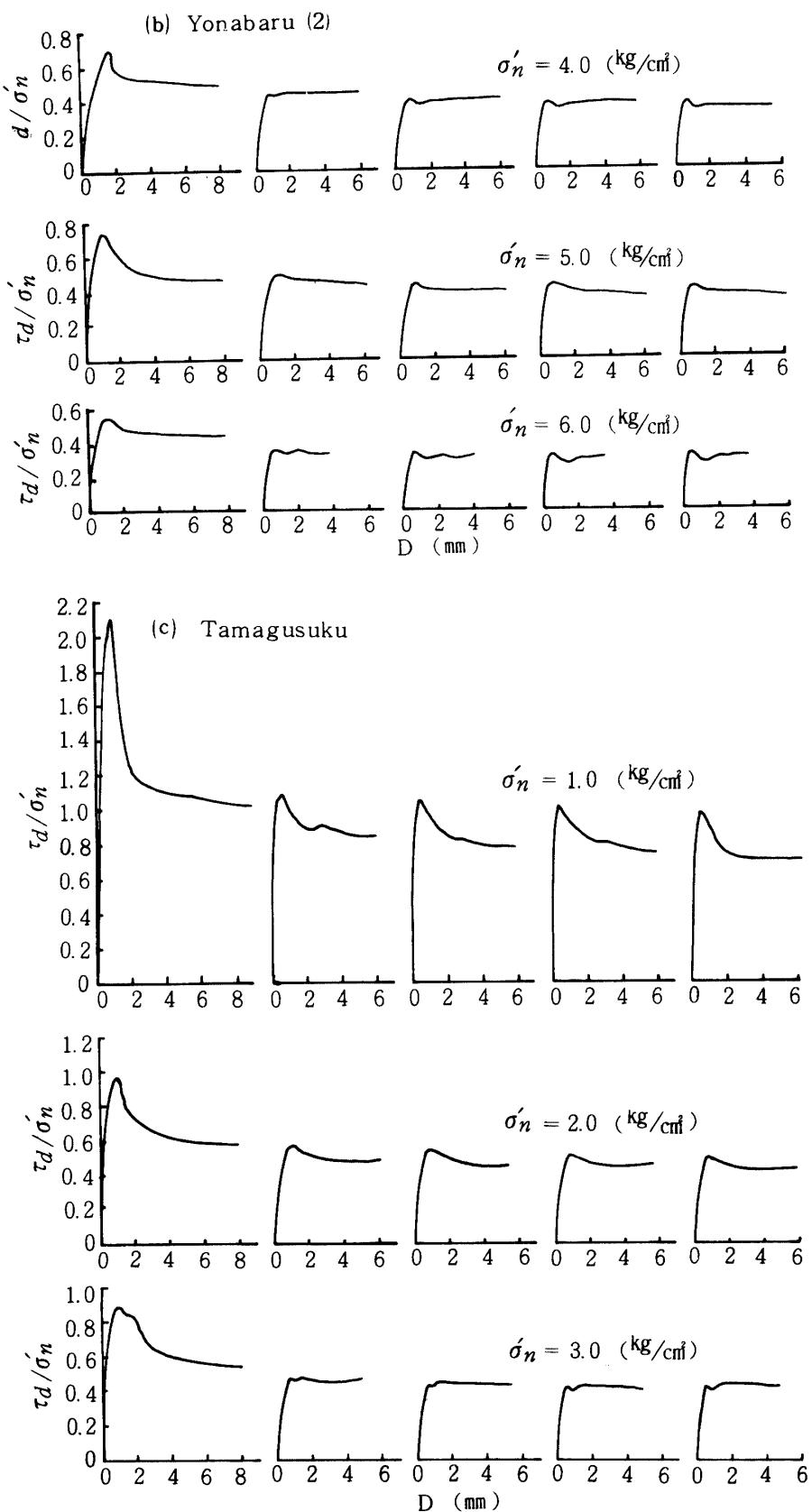


Fig. 2-2-2 Shear stress-displacement curves for intact softened mudstone for different value of nomal stress.



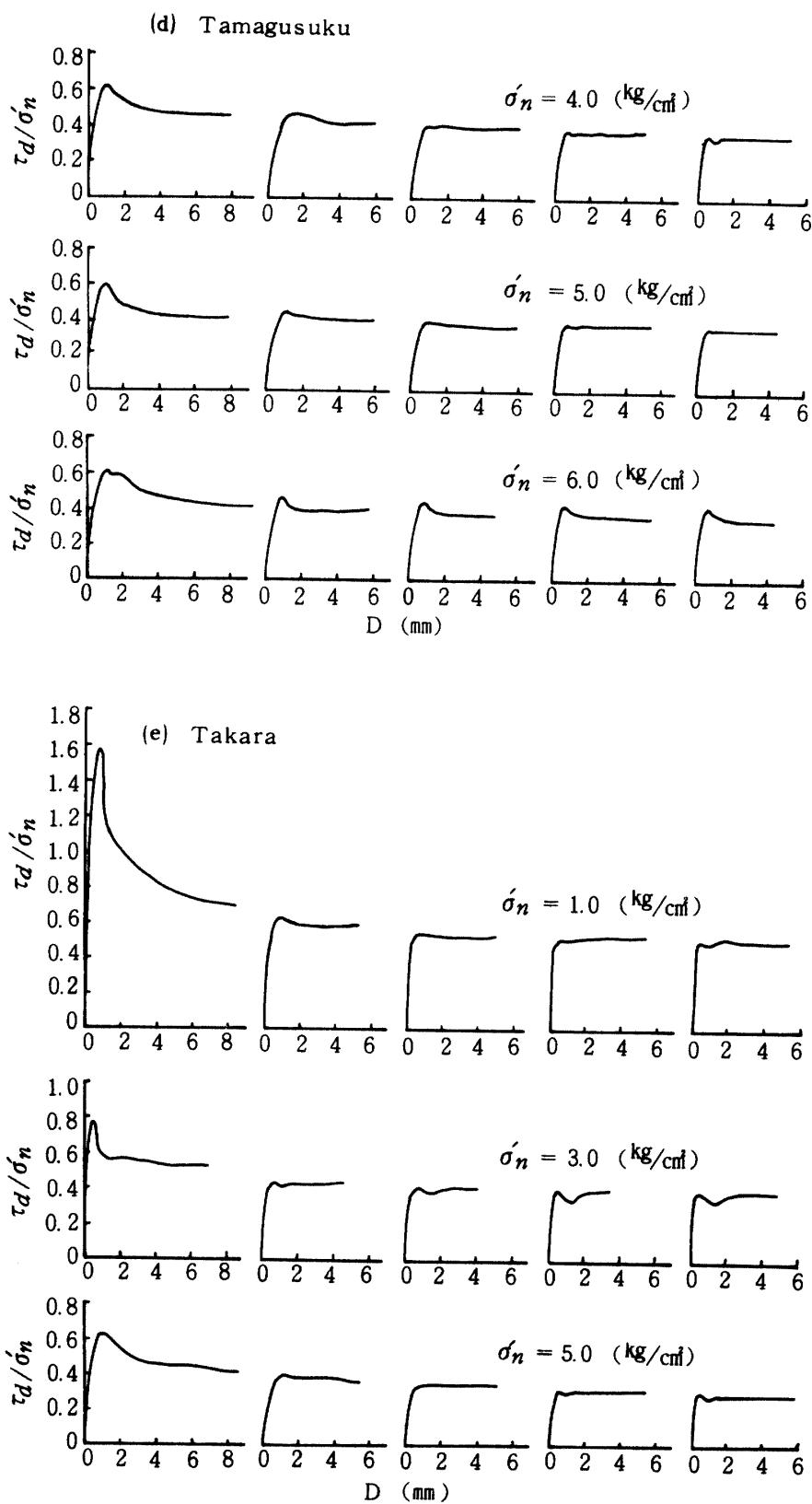


Fig. 2-2-2 Continued from Fig. 2-2-2(c)

⑥ $\tau_d \sim \sigma'_n$ 関係 長期繰返しセン断のピーク値と残留値でプロットしたのがFig. 2-2-3である。これは軟化度の異なる与那原テック地内地すべり泥岩試料 ((1) : 深度 1.5 m, (2) : 深度 2.0 m) について示したものである。ピーク強度線は低垂直応力領域で、過圧密粘土特有の曲線形状を示すが、軟化の程度 (P_y の大小) によって多少異なる。残留強度線においても $\sigma'_n = 0 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で τ_{dr} はやや大きくなるが、力計の誤差を考慮し、Townsend 等⁶⁸⁾ に従い、零を通る包絡線を引いた。これは玉城や高良試料においても同様である。ピーク強度から残留強度への低下率を示すプリトル指数⁶⁾は試料 (1) で $I_B = 46\%$, (2) で $I_B = 64\%$ ($\sigma'_n = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合) を示す。

Fig. 2-2-4 は玉城試料についての結果を示す。 $I_B = 70\%$ となり、かなりの強度低下がみられる。次の高良試料も合わせて考えると、軟化度の進んでいないかたい泥岩ほど I_B は大きくなる。

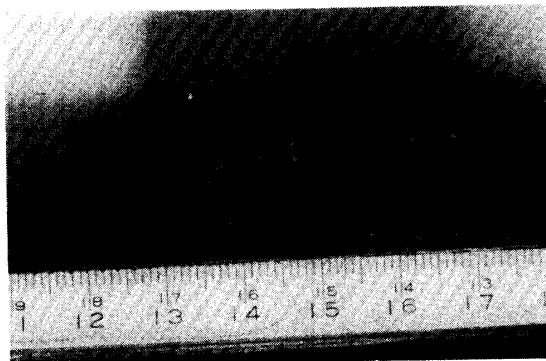


Photo. 2-2-5 Cross-section of specimen after fifth-time shearing

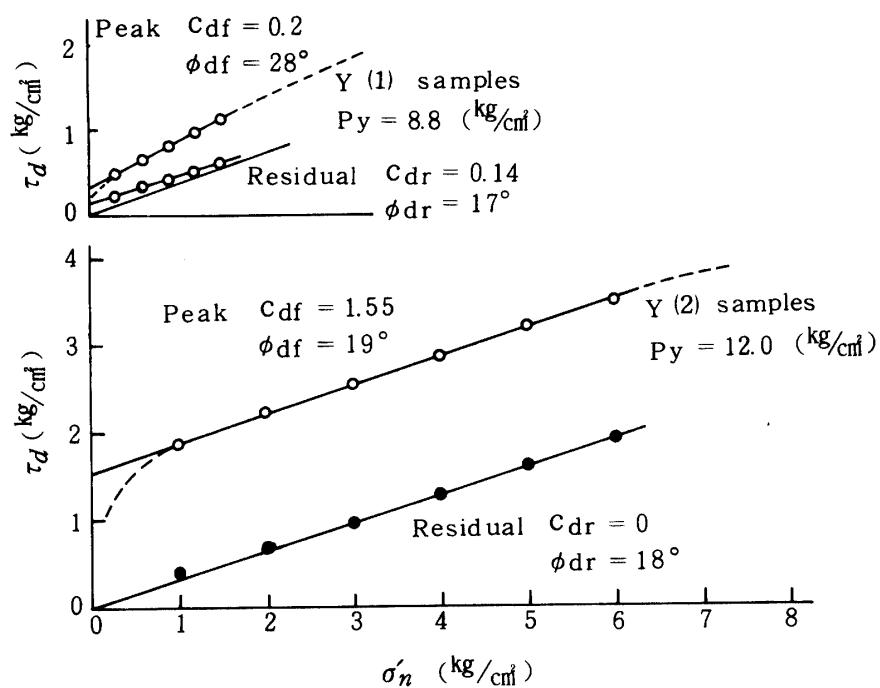


Fig. 2-2-3 Shear strength of intact softened mudstone from Yonabaru-Tekku

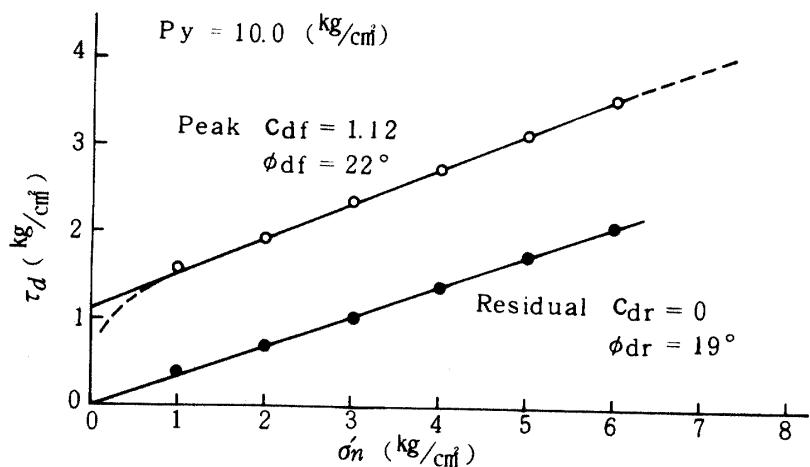


Fig. 2-2-4 Shear strength of intact softened mudstone from Tomigusuku

(c) e ~ P 曲線とピーク・残留強度の関係

Fig. 2-2-5 は、高良地内地すべり土のピークと残留強度の包絡線、圧密試験結果のe ~ P曲線および完全軟化粘度の正規圧密せん断試験結果を示す。圧密特性とせん断強度の関係を調べる際にはその粘土試料が過圧密状態にあるか、正規圧密状態にあるかによって、異なった考え方をする必要がある。すなわちこれら軟化泥岩が過圧密の範囲の応力領域にあるか正規圧密の応力領域にあるかによってせん断特性は異なる。完全軟化試料を練返さないようにせん断箱に詰め、垂直応力で圧密が終了するまで圧密する場合は各応力領域に対して正規圧密の状態にあるため一義的に強度線は決まる。

Fig. 2-2-5においてa点は高良試料の圧密降伏応力を示し、 $P_y = 10.3$ kg/cm²である。過圧密領域

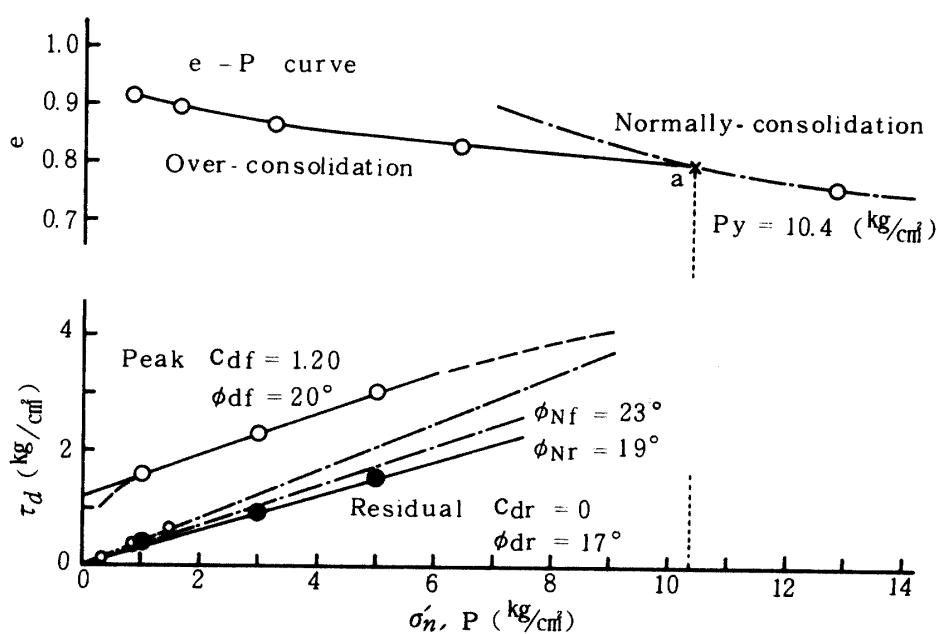


Fig. 2-2-5 Consolidation characteristics and shear strength of intact mudstone and fully-softened disturbed clay from Takara

においてピーク強度線は湾曲を呈し、 σ'_n が P_y に近づくにつれて曲線はゆるやかになる。 $\phi_{Nf} = 23^\circ$ は完全軟化粘土の正規圧密セン断試験結果をピーク値で整理したものであり、 $\phi_{Nr} = 19^\circ$ は1回セン断の最終値($D = 8 \text{ mm}$)で整理したものであるが、Skemptonが1977⁵⁸⁾年に発表した完全軟化粘土のセン断強度と同様、泥岩の残留強度定数 $\phi_{dr} = 17^\circ$ よりも幾分大きめとなる。

(2) 自然分離面のセン断の強さ^{11, 15, 60, 61)}

1) 試料と試験方法

一般に地すべりや崩壊(流れ盤)現場でみられる泥岩の分離面(節理等)には $0.5 \sim 2.0 \text{ mm}$ 程度の薄い粘土膜が認められる。そして切土ノリ面におけるような降雨時の急速なすべりでは一次的に Watter film の発生が考えられ、水の影響は無視できない(Photo. 2-2-6)。そこで分離面上部供試体に小孔を設け、その面に浸水できるように実際を想定して試験を行なった。なお試料は玉城の崩壊斜面から採取したものである。

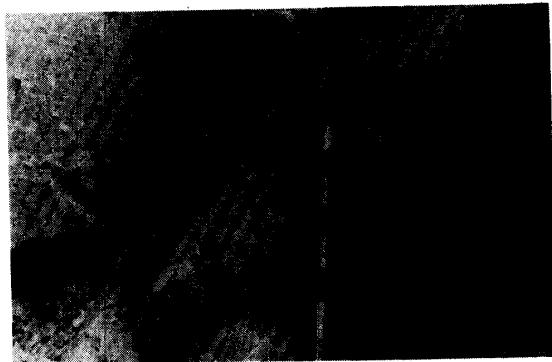


Photo. 2-2-6 Joint surface after
slump (Tokashiki, Tomigusuku-
son)

2) 結 果

これは破壊面が完全に発達したすべり面に沿うセン断なので、わずかなピーク出現の後一定値へ収れんする。 $\sigma'_n = 0.3 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ に対する $\tau_d \sim D$ 関係と包絡線を Fig. 2-2-6, 2-2-7 に示す。残留強度定数 $\phi_{dr} = 17^\circ$ は新鮮泥岩の繰

返しセン断による定数 $\phi_{dr} = 19^\circ$ より一段と小さくなるが、Barbara 粘土¹¹⁾の $\phi_{dr} = 15.5^\circ$ よりも大きい。このように流れ盤における崩壊では分離面における残留強度が支配的であると思われる。

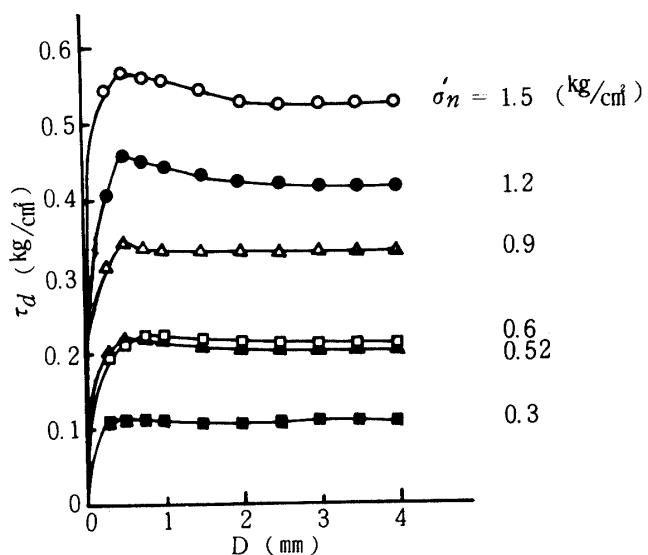


Fig. 2-2-6 Shear stress-displacement curves for natural joints from Tamagusuku

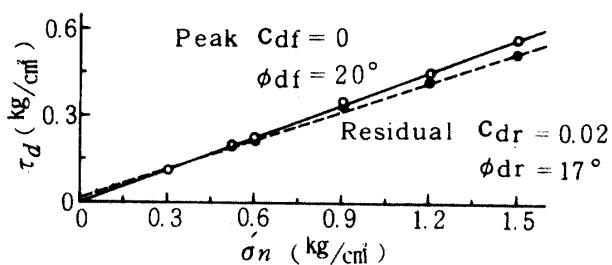


Fig. 2-2-7 Residual strength along natural joints from Tamagusuku

(3) 作成分離面のせん断強さ

1) 試料と試験方法

深層部の節理等の分離面におけるすべりは比較的大きな土圧ブリヤー下での大変位なので、すべり面には光沢のある鏡肌が形成され、ほとんど外水の影響がおよばない状態で長期的なすべりが起こっていることが考えられる。したがって、残留強度を求めるには新鮮な泥岩に切削面を施し、所定の垂直応力でその事前せん断面の破碎物質が安定するまでせん断する必要がある。なお供試土として与那原テック試料を使用した。

2) 結果

$\tau_d \sim D$ 関係を Fig. 2-2-8 に示す。0.5 mm 前後のわずかな変位によってピークを生じるが、さらに変位させることによりせん断応力は一定値に近づく。本試験では 1 ~ 2 回程度のせん断でほとんど残留強度に到達する。繰返しせん断は長時間要するので残留強度を直接、短時間にえようとする場合、この分離面による方法は有効である⁴⁴⁾。

Fig. 2-2-9 に $\tau_d \sim \sigma'_n$ 関係を示す。残留強度定数は $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 15^\circ$ となり、新鮮泥岩についての繰返しせん断でえた値より幾分小さくなる。これは、作成分離面が全くのフラット面であるのに対し、新鮮泥岩の繰返しでは凹凸の事前せん断破壊面が自然に形成されるため、わずかながらせん断抵抗の増大をまねいている。なお、残留強度の状態で、泥岩供試体の分離面に介在した破碎物質の含水比は不規則領域に比べて 1.4 ~ 3 倍もあると報告されているが⁷¹⁾、本実験では、せん断面からの切削薄片が計量中に水分変化を起したため、成功していない。

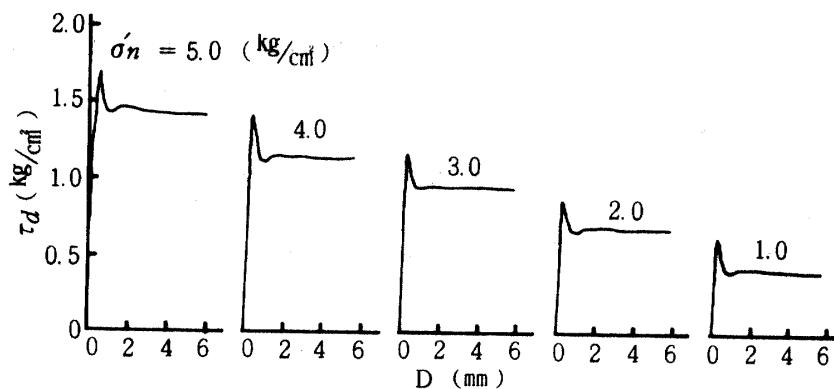


Fig. 2-2-8 Shear stress-displacement curves for pre-cut planes of specimen from Yonabaru - Tekku

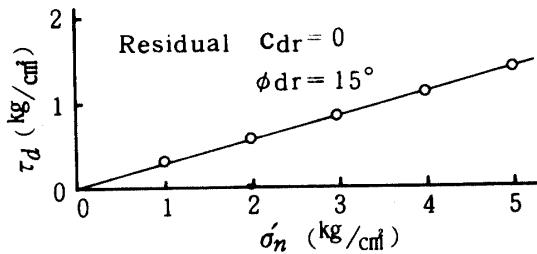


Fig. 2-2-9 Residual strength along pre-cut planes of specimen from Yonabaru-Tekku

(4) セン断速度と残留強度

作成分離面を用いて $\sigma_n = 2.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のもとで行なった時間効果試験結果によると、各セン断速度 \bar{v}_s に対して最終強度 τ_u をプロットした場合、Fig. 2-2-10 に示すように、 \bar{v}_s が小さくなるに従ってセン断面に発生する過剰間ゲキ水圧も漸減する。そして最終的には時間のレオロジー成分が零になるため最終強度は残留強度と一致するが、ピーク強度発生時に比べて時間の影響が小さいといわれる。島尻層泥岩では、分離面のセン断強度は $\bar{v}_s = 0.0077 \text{ mm}/\text{min}$ で十分長期強度に達している。なおBishop 等⁶⁾の行なったNew ring shear testsにおいても、残留強度を求めるのに $\bar{v}_s = 0.0076 \text{ mm}/\text{min}$ を使用し、過剰間ゲキ水圧が十分消失するとしている。

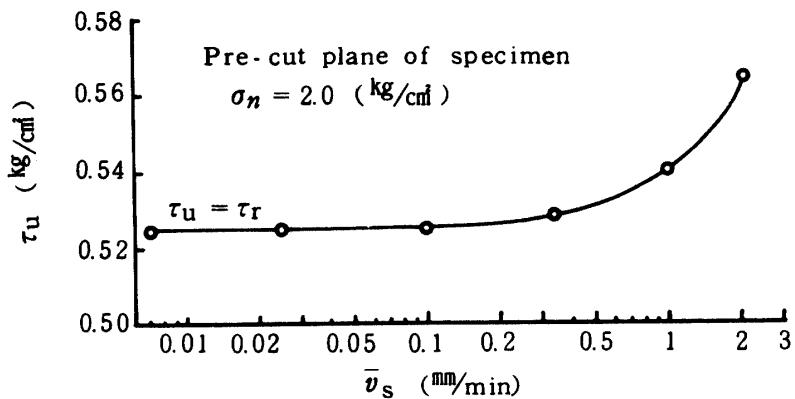
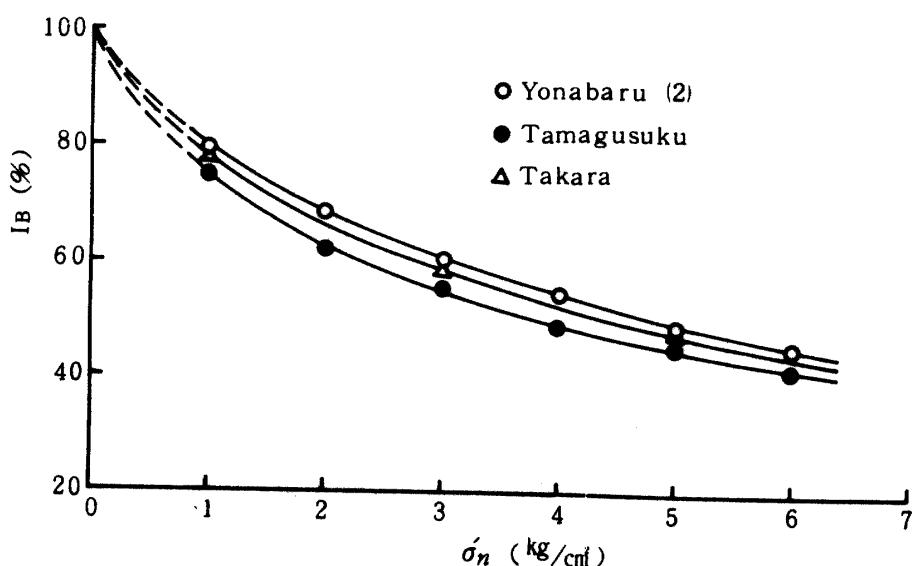


Fig. 2-2-10 Relation between ultimate shear strength and rate of shear

2-2-3 考 察

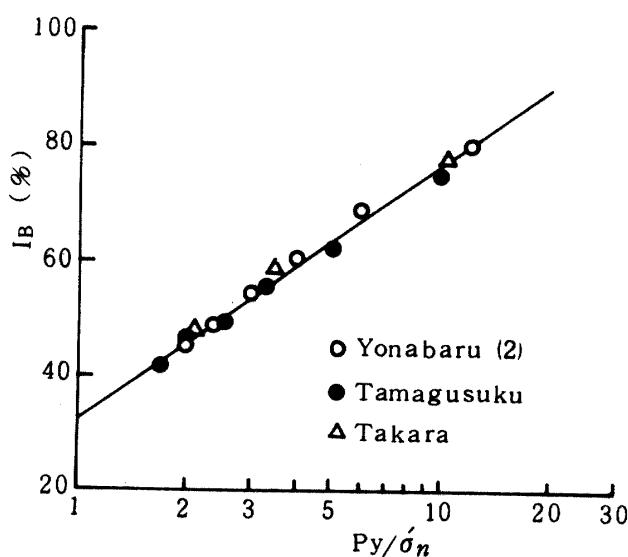
④ $I_B \sim \sigma'_n$ 関係 ブリトル指数 I_B と σ'_n の間にはBishop 等⁶⁾の結果と同様な曲線関係がある。 I_B は各試料の圧密降伏応力 P_y の大きさ(泥岩の軟化度)を直接反映し、 $\sigma'_n = 1 \sim 5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の範囲の応力領域で 80~50% 前後まで低下する (Fig. 2-2-11)。

Fig. 2-2-11 Variation in brittleness index with σ'_n for softened mudstone

⑤ $I_B \sim P_y / \sigma'_n$ 関係 島尻層軟化泥岩において I_B と P_y / σ'_n の間には $I_B = 44.2 \log P_y / \sigma'_n + 32.5$ の関係式が成立つ (Fig. 2-2-12)。

一般に過圧密比 n_p は生成過程における最大圧密荷重 (先行圧力) と有効垂直応力の比で表わされるが、圧密試験の $e \sim P$ 曲線からえられる圧密降伏応力 P_y は、その泥岩が軟化現象を起こしている場合実際の先行圧力よりかなり小さく現われる。もちろん、島尻層泥岩の固結は先行圧力による圧密結果なのか、堆積土特有の長期にわたる続成作用¹⁰⁾によるものなのか定かでない。

したがって、個々の $e \sim P$ 曲線からえられる圧密降伏応力を島尻層泥岩の先行圧力とみなすことは妥当ではない。そしてせん断強度は直接的には圧密降伏応力を反映しているものとしたため、 n_p の表示を避け、 P_y / σ'_n との関係を示した。

Fig. 2-2-12 Relation between brittleness index and P_y / σ'_n

③ $\tau_{dr}/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係 低垂直応力領域においてやや大きめの残留強度 τ_{dr} がえられるので、今 $\tau_{dr} = C_{dr} + \sigma'_n \tan \phi_{dr}$ と $C_{dr} \neq 0$ から $\tau_{dr}/\sigma'_n = \tan \phi_{dr}$ として、 σ'_n との関係を調べた。Fig 2-2-13 によると Bishop 等⁶⁾ や Noble⁴⁵⁾ と同様、 $\sigma'_n = 1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で曲線形状を示す。しかし Townsend 等⁶⁸⁾ によると、この $\tau_{dr}/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 曲線の特異性には疑問があり、 ϕ_{dr} は σ'_n の領域とは無関係に一定であるとしていること、および活動中のすべりにおいては $C_d = 0$ の概念に順い、零を通る直線を引いて残留強度定数 C_{dr} と ϕ_{dr} を決定した (Fig. 2-2-3~2-2-5)。

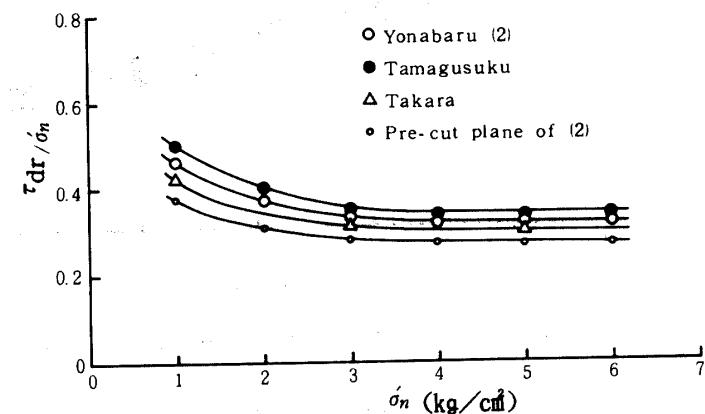


Fig. 2-2-13 Variation in residual strength σ'_n for softened mudstone

④ ϕ'_r ~粘土分の関係 Fig. 2-2-14 は各地の過圧密粘土と正規圧密粘土の残留内部摩擦角 ϕ'_r を粘土分 (2 μ 以下の粒子の重量パーセント) に対してプロットしたものである⁵⁶⁾。Skempton の見解によると、 ϕ'_r は粘土の圧密状態 (過圧密であるか正規圧密であるか) によって著しい差異が認められず、むしろ粘土粒子の含有量の増加につれて減少する傾向にあるといわれる。いま島尻層泥岩の粘土分を 45~50 % 前後、 $\phi_{dr} = 15 \sim 19^\circ$ として図上にプロットしてみると、島尻層泥岩は、Oxford Clay, Jari, Jackfield, London Clay の過圧密粘土と類似している。

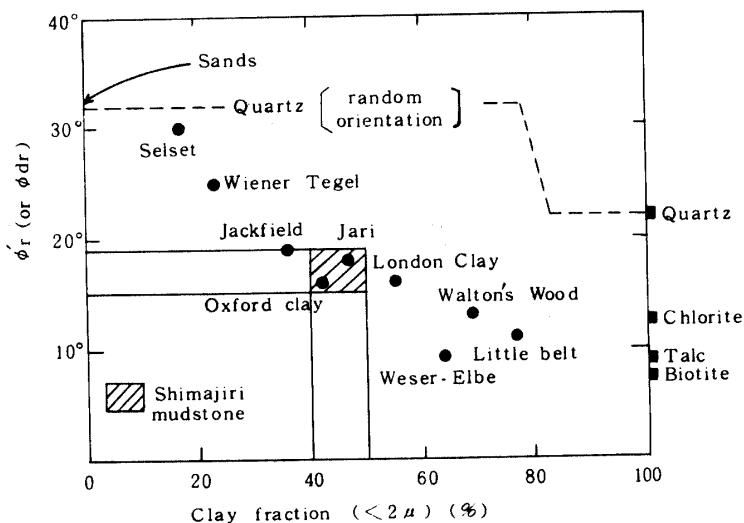


Fig. 2-2-14 Decrease in ϕ'_r with increasing clay fraction.

(e) $\tau_{df}/\sigma'_n \sim P_y/\sigma'_n$ 関係 過圧密粘土のピーク強度 τ_{df} は軟化度によって変化するので、 τ_{df}/σ'_n と P_y/σ'_n の関係を片対数紙にプロットし、Simons⁵⁵⁾ の結果と対比した。

曲線の形状は Olso Clay と同様 P_y/σ'_n の増加とともに増大する傾向を示すが、 τ_{df}/σ'_n は Weald Clay や London Clay の結果に近い。同対数紙においてはほとんど直線関係を示すようである。

2-3 セン断応力～ヒズミ特性法の提案¹⁸⁾

2-3-1 セン断応力～ヒズミ曲線と残留強度

過圧密粘土においてセン断試験を行なうと、Fig. 2-3-1, 2-3-2 に示すような $\tau \sim \epsilon$ 関係がえられる。過圧密比 n_p が大きいほど破壊ヒズミ ϵ_f は小さくなり、ピーク強度 τ_f は大きくなる。そしてピークを過ぎると、強度低下を起こし、終局的には最終強度 τ_u に收れんする。したがって、 $\tau \sim \epsilon$ 曲線を式化することによって、測定可能な範囲内の実験結果から測定不可能な大きなヒズミ（変位）に対応する τ_u の推定ができる。

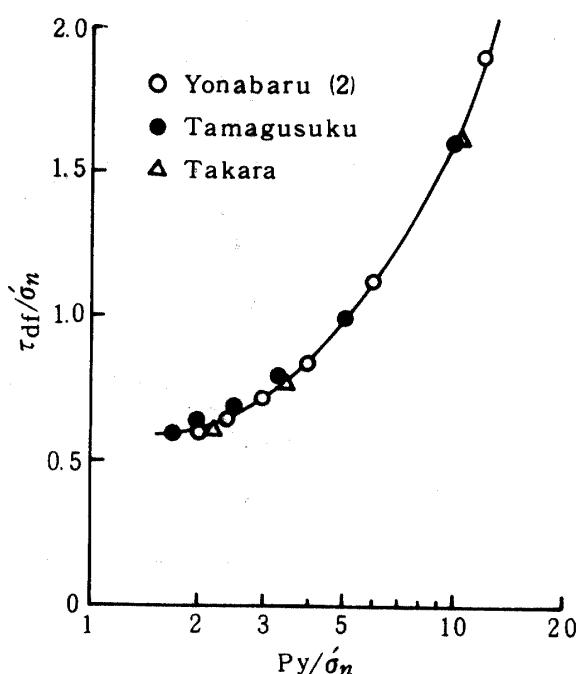


Fig. 2-2-15 Relation between τ_{df}/σ'_n and P_y/σ'_n

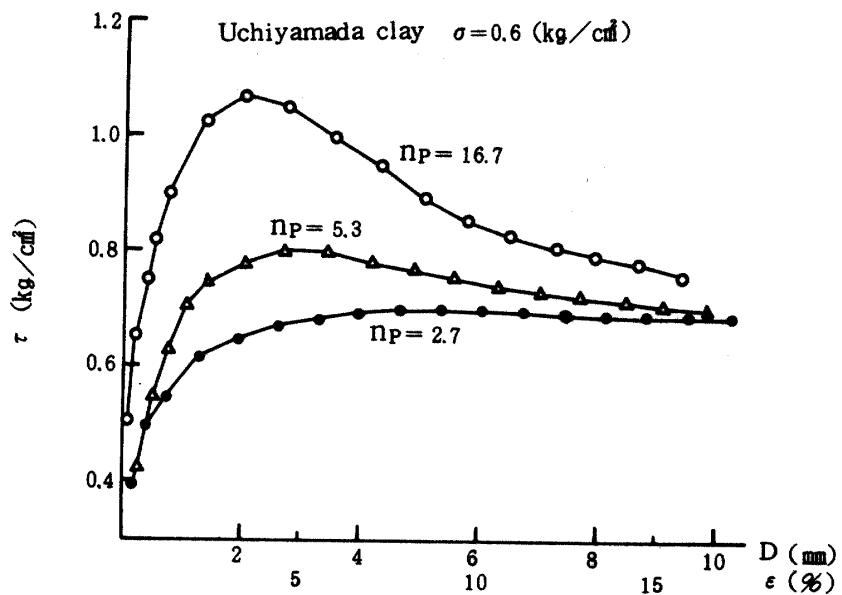


Fig. 2-3-1 Variation of the relationship between τ and ϵ with the change of overconsolidation ratio.

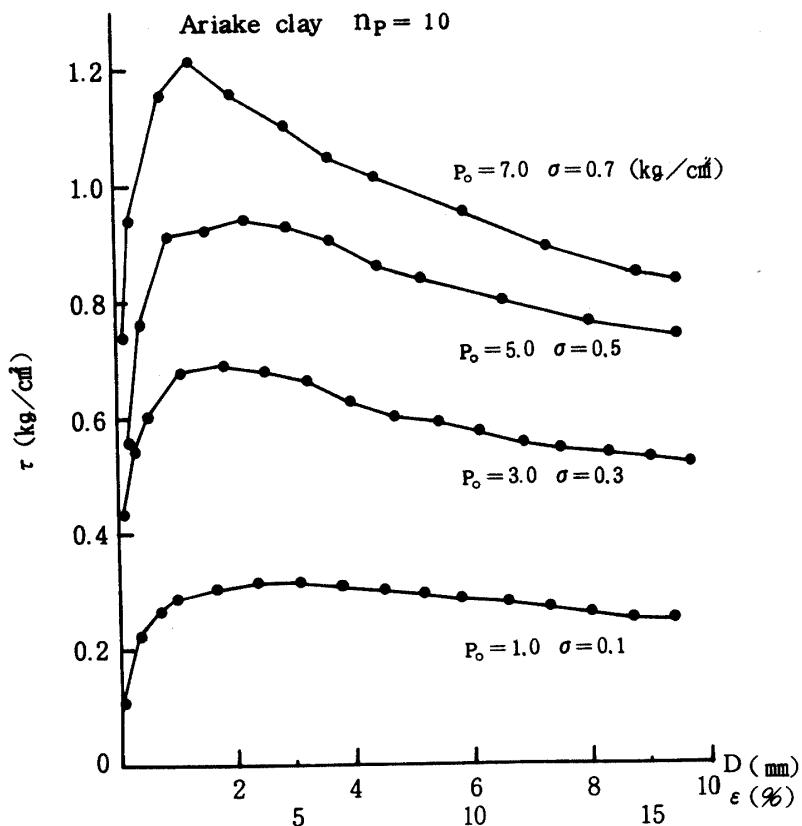


Fig. 2-3-2 Variation of the relationship between τ and ϵ with the change of preconsolidation stress and normal stress keeping the overconsolidation ratio constant.

(1) 長期せん断試験による場合

排水せん断のもとでは、垂直応力は有効応力として作用し、強度のレオロジー成分は $\tau_v = 0$ となる。それゆえ、ある一定過圧密比 n_p の粘土試料において、大きなヒズミに対応する最終強度は残留強度と一致する。したがって、ピーク以後の $\tau \sim \epsilon$ 曲線を表わす式として (4-2-10) 式が考えられるので (4-2 参照) 長期せん断(排水)では (2-3-1) 式が与えられる。

$$\tau_d = \sqrt{\frac{b \tau_{df}^2 + C (\epsilon - \epsilon_f)^2}{(\epsilon - \epsilon_f)^2 + b}} \quad (2-3-1)$$

境界条件は

$$\begin{aligned} \epsilon = \epsilon_f \text{ のとき } \tau_d &= \tau_{df} = \tau_f \\ \epsilon = \infty \text{ のとき } \tau_d &= \tau_{dr} = \tau_r = \sqrt{C} \end{aligned} \quad (2-3-2)$$

強度定数を用いて (2-3-1) を表わせば、次のようになる。

Coulomb の規準は

$$\left. \begin{aligned} \tau_{df} &= c_{df} + \sigma' \tan \phi_{df} \\ \tau_{dr} &= c_{dr} + \sigma' \tan \phi_{dr} \end{aligned} \right\} \quad (2-3-3)$$

であるから、(2-3-1) は (2-3-3) より

$$\tau_d = \sqrt{\frac{b (C_{df} + \sigma' \tan \phi_{df})^2 + (C_{dr} + \sigma' \tan \phi_{dr})^2 (\epsilon - \epsilon_f)^2}{(\epsilon - \epsilon_f)^2 + b}} \quad (2-3-4)$$

となる。ここで、 b は土性および n_p によって決まる定数

(2) 急速セン断試験による場合

急速試験の場合も長期試験における手法と同様に行なわれ、ピーク強度 τ_{fq} および最終強度 τ_{uq} はそれぞれ

$$\begin{aligned} \tau_{fq} &= C_{fq} + \sigma \tan \phi_{fq} \\ \tau_{uq} &= C_{uq} + \sigma \tan \phi_{uq} \end{aligned} \quad (2-3-5)$$

となる。ここで、 σ は全応力である。

この急速強度から長期強度を推定するためには時間効果による補正を行なう必要がある。

1) セン断強度とセン断速度の関係

Casagrande 等¹²⁾によれば、過圧密粘土が飽和している場合、非排水域ではその強度は時間の対数に対して近似的に一次変化を示し、次表で表わされる。(Fig. 2-3-3)。

$$\dot{q} = (\tau_a - \tau_t) / (\log t - \log t_a) \quad (2-3-6)$$

$\rho_a = \dot{q}/\tau_a$ とおくと

$$\tau_t = \tau_a [1 - \rho_a \log (t/t_a)] \quad (2-3-7)$$

ここで、 ρ_a はレオロジー減少係数で、 τ_a と t_a の関数である。 ρ_b は τ_b と t_b に対応するもので、

$$\dot{q} = \rho_a \cdot \tau_a = \rho_b \cdot \tau_b$$

すなわち

$$\rho_b = \rho_a (\tau_a/\tau_b) = \rho_a / [1 - \rho_a \log (t_b/t_a)] \quad (2-3-8)$$

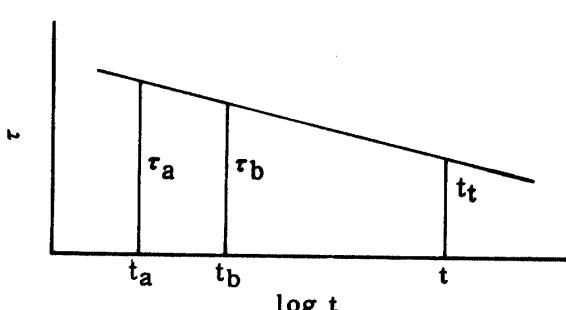


Fig. 2-3-3 Variation in strength with test duration for a saturated clay in the range of undrained condition (by Casagrande, A. and Wilson, S. D., 1949¹²⁾).

2) ピーク強度と残留強度

一般に実験からえられるセン断強度 τ' は、いくつかの強度成分からなる。すなわち

$$\tau' = C_e + \tau_\phi + \tau_d \quad (2-3-9)$$

ここで、 C_e は、有効粘着力成分(粘性成分 C_u とレオロジー成分 C_v の和)、長期セン断においては $C_v = 0$ となるので $C_e = C_u$ が成り立つ。 τ_ϕ は、有効摩擦成分、Hvorslevによれば \bar{v}_s によってあまり影響されないので、 \bar{v}_s の関数ではないと仮定する。

τ_d は、ヒズミエネルギー成分、 \bar{v}_s が小さくなるにつれて減少する。

(2-3-9) の τ' をエネルギー補正して($\tau = \tau' - \tau_d$)

$$\tau = C_e + \tau_\phi \quad (2-3-10)$$

をえる。(2-3-10)は、急速セン断試験結果のピークおよび最終強度に対して、(2-3-5)のようになる。ただし、最終強度が問題となる大きな変位においてはダイレタンシーが零となるので、エネルギー補正の必要がない。

ある与えられた \bar{v}_s に対する強度から任意のセン断速度 \bar{v}_{st} に対する強度を計算するためには、 τ が \bar{v}_s の対数と近似的に一次関数関係にあるとし、(2-3-6)式を用いる。

ピーク強度に対して

$$\ddot{q}_f = (\tau_{f1} - \tau_{f2}) / \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{s2}) \quad (2-3-11)$$

最終強度に対して

$$\ddot{q}_u = (\tau_{u1} - \tau_{u2}) / \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{s2}) \quad (2-3-12)$$

ここで、サフィクス1および2は、実験が容易にできる範囲内で、適当な間隔を置いたセン断速度 \bar{v}_{s1} と \bar{v}_{s2} に対するもの。

また摩擦成分 τ_ϕ はセン断速度によって影響されないと仮定しているので、

$$\tau_{\phi f1} = \tau_{\phi f2} = \tau_{\phi f}$$

が成り立つ。したがって、(2-3-11)は

$$\begin{aligned} \ddot{q}_f &= \{ (C_{f1} + \tau_{\phi f}) - (C_{f2} + \tau_{\phi f}) \} / \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{s2}) \\ &= (C_{f1} - C_{f2}) / \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{s2}) \end{aligned} \quad (2-3-13)$$

すなわち

$$\begin{aligned} C_{f2} &= C_{f1} - \ddot{q}_f \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{s2}) \\ C_{f1} &= \{ 1 - \rho_{f1} \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{s2}) \} \end{aligned} \quad (2-3-14)$$

ここで ρ_{f1} は(2-3-7)の ρ_a と同義で、 $\rho_{f1} = \ddot{q}_f / C_{f1}$ 同様に(2-3-12)に対しても

$\rho_{u1} = \ddot{q}_u / C_{u1}$ とおける。

したがって、任意のセン断速度 \bar{v}_{st} に対するピーク強度および最終強度の粘着力成分は、

$$C_{ft} = C_{f1} \{ 1 - \rho_{f1} \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{st}) \} \quad (2-3-15)$$

$$C_{ut} = C_{u1} \{ 1 - \rho_{u1} \log (\bar{v}_{s1} / \bar{v}_{st}) \} \quad (2-3-16)$$

(2-3-10), (2-3-15)および(2-3-16)より

$$\tau_{ft} = C_{ft} + \tau_{\phi f} \quad (2-3-17)$$

$$\tau_{ut} = C_{ut} + \tau_{\phi u} \quad (2-3-18)$$

\bar{V}_{st} が小さくなり、排水セス断域に近づく場合、(2-3-17)および(2-3-18)は近似のピーク強度と残留強度を意味する。このとき、 $C_V \neq 0$ なので、 $C_{ft} \neq C_{df}$, $C_{ut} \neq C_u \neq C_{dr}$ となる。

結局、ピーク強度および残留強度は次式で示されることになる。

$$\tau_{df} = C_{df} + \tau_{\phi f} \quad (2-3-19)$$

$$\tau_{dr} = C_{dr} + \tau_{\phi r} \quad (2-3-20)$$

2-3-2 実験

中型一面セン断試験機を用い、過圧密状態にした供試体の長期セン断($\bar{v}_s = 0.01\%/\text{min}$)と急速セン断試験($\bar{v}_s = 0.62\%/\text{min}$)を行なった。さらにSkempton法と対比するための繰返しセン断試験と過圧密粘土のセン断における時間効果に関する試験も行なった。

試料として内山田粘土と有明粘土を使用した(Table 2-3-1)。初期条件を同一にするため試料を練返し、湿潤密度が一定になるようにした。そして所定の先行圧密荷重 P_0 のもとで供試体を圧密し、所定の垂直応力 σ のもとで十分膨張させてからセン断した。

Table 2-3-1 Soil properties.

Sample	G_s	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Clay frac. (%)	C_c	e for $\sigma=1$ (kg/cm ²)
Uchiyamada clay	2.672	59.7	29.0	30.7	36.3	0.209	0.766
Ariake clay	2.665	94.3	42.0	52.3	43.0	0.717	2.218

2-3-2 結果と考察

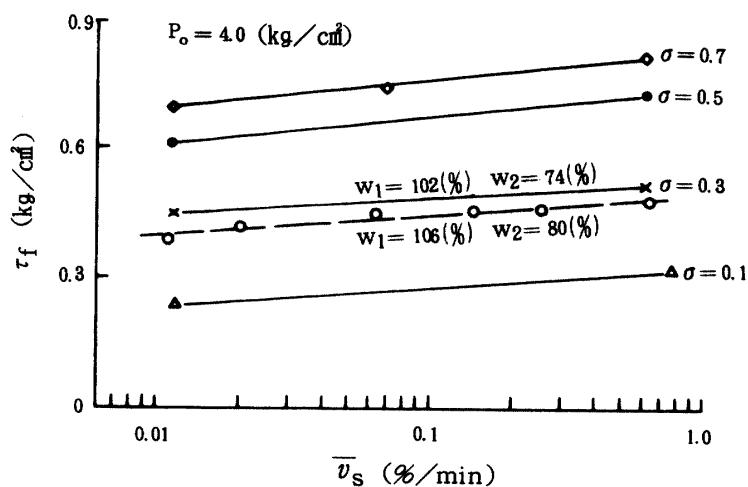
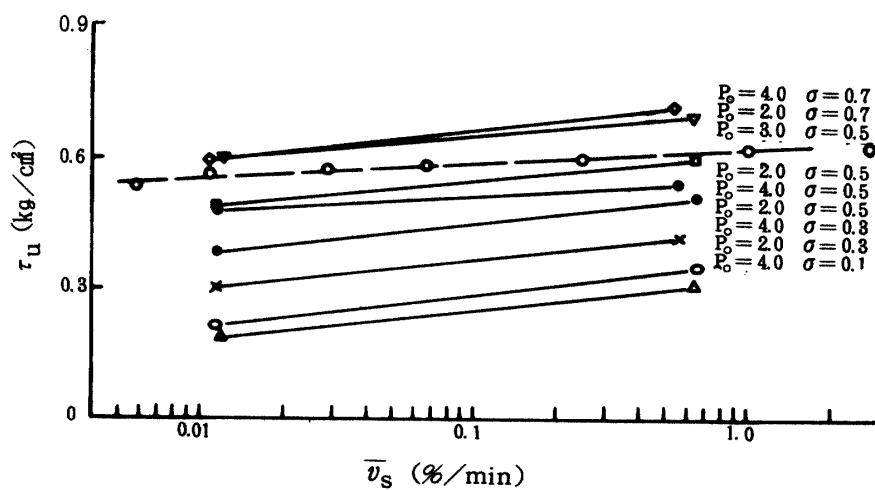
1) τ_f および τ_u と \bar{v}_s の関係Fig. 2-3-4 Relationship between the peak strength (τ_f) and the shear speed (\bar{v}_s) obtained with direct shear tests on Ariake clay (τ_f varies linearly with $\log \bar{v}_s$).Fig. 2-3-5 Variation in the final strength (τ_u) with the shear speed on Uchiyamada clay.

Fig. 2-3-4に有明粘土における τ_f と \bar{v}_s の実験結果を示す。 $P_o = 4.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ の場合 τ_f と $\log \bar{v}_s$ の間には一次関係があり、(2-3-11)が成り立つ。(しかし厳密には \bar{v}_s が小さくなるとある一定の τ_u に収れんする。) 図中、 $\sigma = 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 \text{ kg/cm}^2$ に対しても同様な関係がみられるので、これらの直線の勾配 \dot{q}_f を平均して $\dot{q}_{fav.} = 0.055$ がえられる。

また内山田粘土においても、近似的に(2-3-11)が成り立ち、 $\dot{q}_{fav.} = 0.100$ がえられる。

Fig. 2-3-5に示すように、 τ_u と \bar{v}_s の間にも同様な関係が成り立つ。有明粘土および内山田粘土に対する平均勾配は、それぞれ $\dot{q}_{fav.} = 0.024, 0.062$ となる。

以上の結果をTable 2-3-2, 2-3-3に示す。

Table 2-3-2 \dot{q} of Ariake clay.

$P_o (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma (\text{kg/cm}^2)$	$\dot{q}_f (\text{kg/cm}^2/\%/\text{min})$	$\dot{q}_u (\text{kg/cm}^2/\%/\text{min})$
4.0	0.1	0.047	0.001
	0.3	0.041	0.028
	0.5	0.069	0.037
	0.7	0.069	0.022
	0.3*	0.050	0.032
	average of \dot{q}_f and \dot{q}_u respectively	0.055	0.024

here $\sigma = 0.3^*$: sample of $w_e = 80\%$

the others : sample of $w_e = 74\%$

Table 2-3-3 \dot{q} of Uchiyamada clay.

$P_o (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma (\text{kg/cm}^2)$	$\dot{q}_f (\text{kg/cm}^2/\%/\text{min})$	$\dot{q}_u (\text{kg/cm}^2/\%/\text{min})$
2.0	0.1	0.066	0.076
	0.3	0.082	0.073
	0.5	0.085	0.063
	0.7	0.074	0.057
4.0	0.1	0.094	0.070
	0.3	0.096	0.069
	0.5	0.149	0.037
	0.7	0.178	0.075
3.0	0.5	0.075	0.035
average value of q_f and q_u respectively		0.100	0.062

2) τ_f について

Fig. 2-3-6はピーク強度に関する包絡線を示す。図で、 τ_{fq} および τ_{df} は、それぞれ急速セン断、長期(排水)セン断によってえられるピーク強度を示す。そして τ_{ft} は、ある与えられたセン断速度 \bar{v}_s とそれに対応する強度 τ_{f1} を基にし、時間効果による補正を行なうことによって間接的に求められるピーク強度を示す。

たとえば、内山田粘土において $P_o = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ (U_2 と略す)の場合、既知である $\bar{v}_{s1} = 0.620\%/\text{min}$ および $C_{f1} = 0.351 \text{ kg/cm}^2$ と長期速度 \bar{v}_{st} 注² = $0.0115\%/\text{min}$ が与えられれば、求むる長期強度が計算

注2 非排水域から排水域に変わる遷移部に相当するセン断速度を意味し、試料の透水係数によって決まる値である。それよりも小さい速度においてはセン断中、間ゲキ水圧が零となるので、強度におよぼす時間の影響はほとんどない。

できる。まず $\tau_f = \log \bar{v}_s$ 関係からえられる平均勾配 $\dot{v}_{fav.} = 0.100$ と C_{f1} から ρ_{f1} を求め、次にそれらの値を (2-3-15) に代入して粘着力成分 $C_{ft} = 0.178 \text{ kg/cm}^2$ を決定する。

また摩擦成分は時間によって影響されないと仮定している³²⁾ので、U₂の換算ピーク強度の包絡線 ($\tau_{ft} \sim \sigma$) は切片 C_{ft} を通り、 $\tau_{fq} \sim \sigma$ 包絡線に対して平行に引かれた破線で与えられる。

したがって、Table 2-3-6 に示すように、時間効果の補正による τ_{ft} の粘着力低下率 ($C_{f1} - C_{ft}$) / C_{f1} は U₂ でおよそ 49% になる。同様にして、 $P_o = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ (U₄ と略す) ではおよそ 48%，有明粘土の $P_o = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ (A₄ と略す) ではおよそ 40% になる。

Fig. 2-3-7において、急速試験結果を時間効果補正して求められる $\tau_{ft} = C_{ft} + \sigma' \tan \phi_{ft}$ と長期試験から直接えられる $\tau_{df} = C_{df} + \sigma' \tan \phi_{df}$ を比較した場合 U₂ および A₄ ではかなり一致しているようだが、U₄ では内部摩擦角に幾分差がみられる。

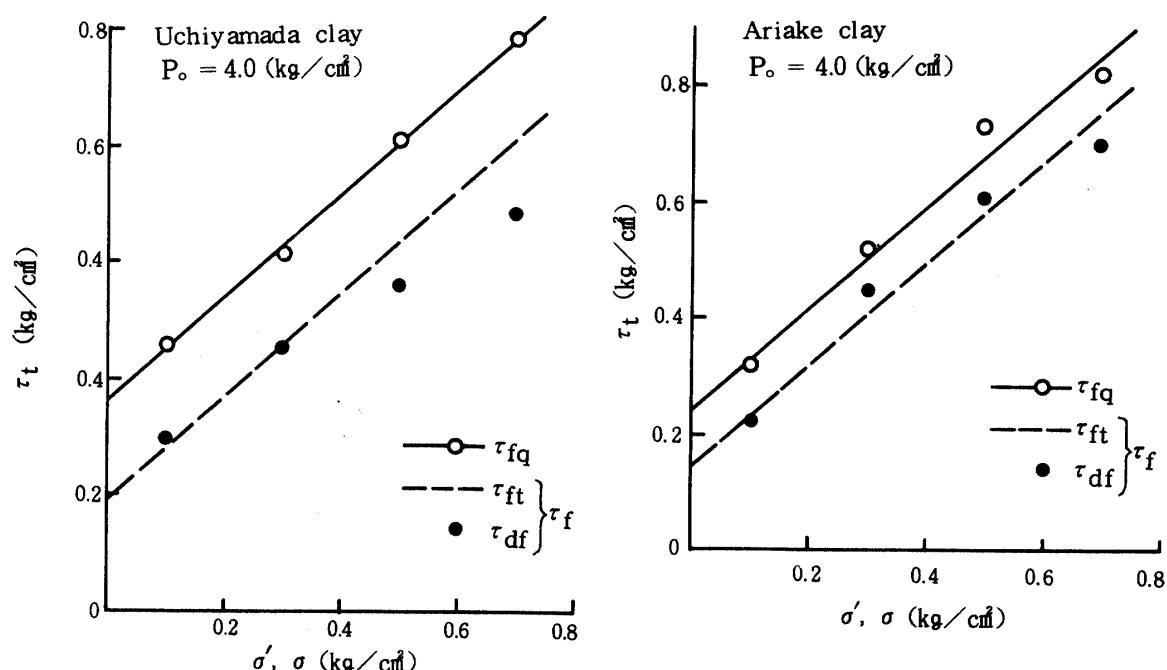


Fig. 2-3-6 Comparison of the peak strength (τ_f), which is the corrected value of a quick shear strength (τ_{fq}), by time effect, with a long term peak strength (τ_{fs}).

Table 2-3-4 Shear strength of Ariake clay.

P_o (kg/cm²)	σ (kg/cm²)	\bar{v}_s (%/min)	$\tau_{fq} & \tau_{df}$ (kg/cm²)	$\tau_{sq} & \tau_{du}$ (kg/cm²)	τ_{3r} (kg/cm²)
4.0	0.1	0.7750	0.319	0.159	0.150
		0.0117	0.233	0.157	
	0.3	0.6125	0.517	0.377	0.256
		0.0114	0.447	0.329	
	0.5	0.6208	0.730	0.515	0.380
		0.0112	0.609	0.450	
0.7	0.6292	0.817	0.570	0.482	
		0.0115	0.698	0.532	

Table 2-3-5 Shear strength of Uchiyamada clay.

P_o (kg/cm ²)	σ (kg/cm ²)	\bar{v}_s (%/min)	τ_{f_q} & τ_{df} (kg/cm ²)	τ_{us} & τ_{du} (kg/cm ²)	τ_{3r} (kg/cm ²)
2.0	0.1	0.6636	0.376	0.351	0.160
		0.0113	0.260	0.217	
	0.3	0.6610	0.560	0.511	0.300
		0.0116	0.416	0.383	
	0.5	0.6609	0.680	0.601	0.431
		0.0114	0.531	0.490	
	0.7	0.6500	0.727	0.699	0.533
		0.0122	0.599	0.601	
	1.0	0.6523	0.461	0.310	0.165
		0.0118	0.298	0.188	
4.0	0.3	0.5738	0.616	0.420	0.312
		0.0114	0.453	0.302	
	0.5	0.5640	0.812	0.544	0.464
		0.0114	0.560	0.481	
	0.7	0.5462	0.985	0.721	0.583
		0.0108	0.682	0.593	

3) τ_r について

Fig. 2-3-7において、 τ_{du} の包絡線は長期試験結果についての $\tau_d \sim \epsilon$ 曲線式(2-3-4)から求められる最終強度によって示され、破線は急速試験結果を用いて計算される最終強度 τ_{uq} を時間効果によって補正してえられる強度 τ_{ut} と有効応力 σ' の関係を示す。そして τ_{3r} は長期繰返しセん断試験において3回目の $\tau \sim \epsilon$ 関係の最終値を残留強度としたものである。なお、Table 2-3-7に示すよう

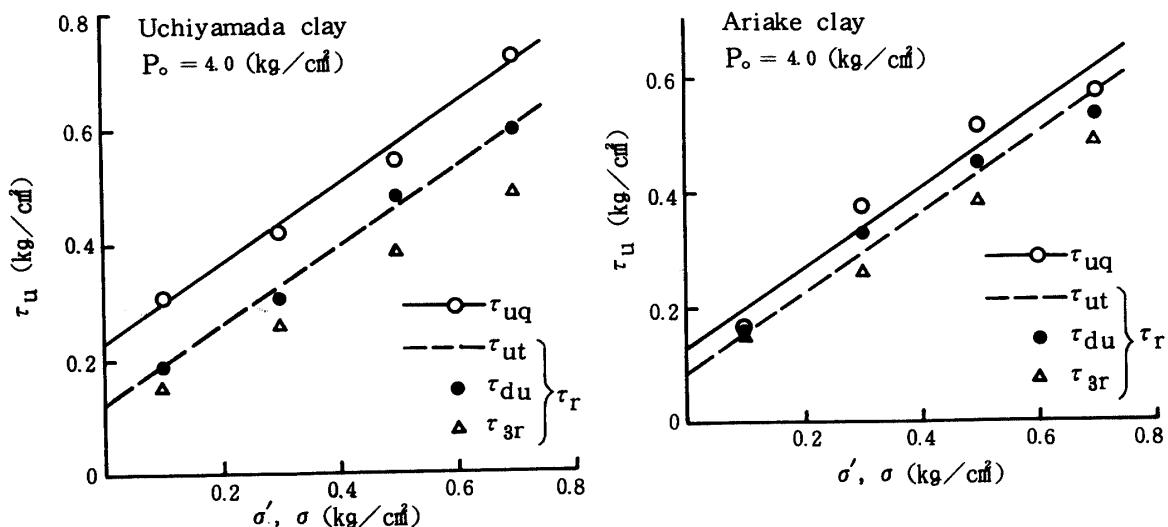


Fig. 2-3-7 Comparison of the residual strength (τ_u), which is the corrected value of the quick shear strength (τ_{uq}) by time effect, with the long term residual strength (τ_{us}) and with the final shear strength (τ_{3r}) of 3rd shear in a reversal shear test.

に、時間効果による補正を行なった場合、最終強度の粘着力低下率 $(C_{u1} - C_{ut})/C_{u1}$ は U_2 でおよそ 34%， U_4 でおよそ 47%，そして A_4 ではおよそ 32% になる。

以上のようにしてえられた τ_{ut} ， τ_{du} および τ_{sr} を比較した場合、 τ_{ut} と τ_{du} はほとんど一致しているが、 τ_{sr} は両者より 1~17% 程度小さい。すなわち、著者の手法と Skempton 法で求められる残留強度の間には $\tau_{ut} \div \tau_{du} > \tau_{sr}$ の関係がある。

Table 2-3-6 Parameters of the peak strength (Influence of rheological component).

Sample	P_o (kg/cm ²)	ϕ_{df}	C_{df} (kg/cm ²)	ϕ_{s1}	C_{s1} (kg/cm ²)
Uchiyamada clay	2.0	29°50'	0.221	30°21'	0.351
	4.0	32°	0.250	41°50'	0.363
Ariake clay	4.0	37°44'	0.173	41°25'	0.239
	ρ_{s1} (min/%)	\bar{v}_{s1} (%/min)	\bar{v}_{sr} (%/min)	C_{sr} (kg/cm ²)	$(C_{s1} - C_{sr})/C_{s1}$
	0.284	0.6215	0.0115	0.178	0.492
	0.275	0.6215	0.0115	0.190	0.476
	0.231	0.6261	0.0114	0.143	0.402

Table 2-3-7 Parameters of the residual strength (Influence of rheological component).

Sample	P_o (kg/cm ²)	ϕ_{du} = ϕ_{dr}	C_{du} (kg/cm ²)	ϕ_{sr} = ϕ_{dr}	C_{sr} (kg/cm ²)	ϕ_{s1} = ϕ_{dr}
Uchiyamada clay	2.4	32°13'	0.171	31°40'	0.119	29°36'
	4.0	34°53'	0.112	36°05'	0.093	34°11'
Ariake clay	4.0	31°55'	0.118	29°45'	0.088	34°25'
	C_{s1} (kg/cm ²)	ρ_{s1} (min/%)	\bar{v}_{s1} (%/min)	\bar{v}_{sr} (%/min)	C_{sr} (kg/cm ²)	$(C_{s1} - C_{sr})/C_{s1}$
	0.314	0.196	0.6215	0.0115	0.207	0.340
	0.228	0.270	0.6215	0.0115	0.121	0.468
	0.129	0.186	0.6261	0.0114	0.087	0.324

2-4 むすび

すべり面付近の新鮮軟化泥岩の圧密降伏応力は $P_y = 10 \text{ kg/cm}^2$ 前後であり、繰返しセン断試験結果からピーク強度定数は $C_{df} = 1.20 \sim 1.55 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi_{df} = 19 \sim 22^\circ$ 残留強度定数は $C_{dr} = 0$ ， $\phi_{dr} = 17 \sim 19^\circ$ の範囲にある。さらにセン断破壊面が十分発達した自然分離面では $C_{dr} = 0$ ， $\phi_{dr} = 17^\circ$ ，作成分離面では $C_{dr} = 0$ ， $\phi_{dr} = 15^\circ$ となる。完全軟化粘土の場合、正規圧密セン断によってえられる $\phi_{Nf} = 23^\circ$ ， $\phi_{Nr} = 19^\circ$ は分離面における ϕ_{dr} よりもやや大きい。

軟化泥岩のブリトル指数は、 $\sigma'_n = 1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ に対しあよそ $I_B = 80 \sim 50\%$ となり、 P_y/σ'_n との関係では $I_B = 44.2 \log P_y/\sigma'_n + 32.5$ が成り立つ。また ϕ'_r ~ 粘土分の関係から島尻層泥岩は Oxford Clay, Jari, Jackfield, London Clay の過圧密粘土と類似していることがわかる。

次に、過圧密粘土の $\tau \sim \epsilon$ 曲線の形状やピーク値がその土の応力履歴によって変化する特性を利用して、従来のセン断試験結果から残留強度を求める方法を述べる。

長期セン断からえられる $\tau_d \sim \epsilon$ 曲線を式化し、その最大値をピーク強度 τ_{df} 、 $\epsilon = \infty$ に対する最終強度 τ_{du} を残留強度 τ_r とみなす。これには排水条件が満足され、時間のレオロジー成分が零になるほどのゆっくりしたセン断速度が要求される。

また急速セン断(非排水セン断)からえられる $\tau \sim \epsilon$ 曲線の最大値 τ_{fg} と最終値 τ_{uq} に対して時間効果による補正を行なって τ_f と τ_r を求める。これは、变速機の能力の範囲内でセン断速度 \bar{V}_s を変化させて $\tau_{fq} \sim \bar{V}_s$ 関係を求め、排水セン断域への遷移点のセン断速度 \bar{V}_{st} を決める必要がある。

両者の結果は、全体的によく一致しているようであるが、前者の方が後者に比べて残留強度摩擦角の値は幾分小さくなっている。これは、後者において、時間の影響がすべて粘着力成分だけにおよび、摩擦成分には関与しないと仮定していることに起因する。

また $\tau_{ut} \doteq \tau_{du} > \tau_{sr}$ となり、 $\tau \sim \epsilon$ 曲線を利用する手法は、Skempton法より、1~17%程度大きめの残留強度を与えるが、限られた時間内に近似の残留強度を必要とする場合に有効である。

3 三軸圧縮試験による残留強度決定法の提案¹⁶⁾

3-1 まえがき

残留強度を求めるために、作成セン断面を施した供試体について三軸圧縮試験と応力解析を併用する手法を試みた。

本章では、まず圧縮時に発生する破壊面の応力を解析することによって残留強度を計算するための式を導き、次に誤差の原因を考慮して有効セン断面積の変化とゴムスリーブの拘束による軸差応力の増分を示す式を導いた。

また、作成セン断面を有する供試体について、著者の提案した三軸圧縮試験を行ない、その結果と、誘導した諸式を用いて残留強度を計算し、さらにセン断応力～ヒズミ、垂直応力～ヒズミ関係に影響する因子について考察した。

3-2 破壊面の応力解析

3-2-1 圧縮セン断の機構

残留強度は大きなヒズミ(変位)における粘土のセン断強度であって、その時点における粘土の破壊面には鏡肌やおよそ10μの厚さの強い配向を示す粒子の領域が観察される⁵⁶⁾。すなわち、残留強度は完全にすべり面が形成された後に示す一定強度である。したがって、事前に与えられたすべり面上に沿って相対的なセン断移動が起こるのであれば、平衡状態に入った後のすべり面上のセン断応力はヒズミの大きさにかかわらず一定値を維持するはずである。

すべり面が形成された後のすべり機構は、Fig. 3-2-1(A)に示すように、相接する二つの土塊間のすべりと同様なものと考えることができ、その時の応力～ヒズミ関係が(B)の破線で与えられる。すなわち過圧密粘土のセン断試験においてヒズミの増加とともに上昇したセン断応力(B図にて実線で示されている)はピーク値を過ぎた後漸減し、終局的には一定応力まで低下する。

したがって、予想されるセン断破壊面の角度で切り離された上下供試体を用いて三軸圧縮試験を行ない、その破壊面(作成セン断面と呼ぶ)における応力解析から残留強度を求めた。

圧縮機構は、圧縮時に上部供試体がスムーズに作成セン断面に沿って滑動できるように、加圧部が由水平滑動機構をもつピストンを通じて軸圧を加えるものである(Fig. 3-2-2(B))。上下供試体は

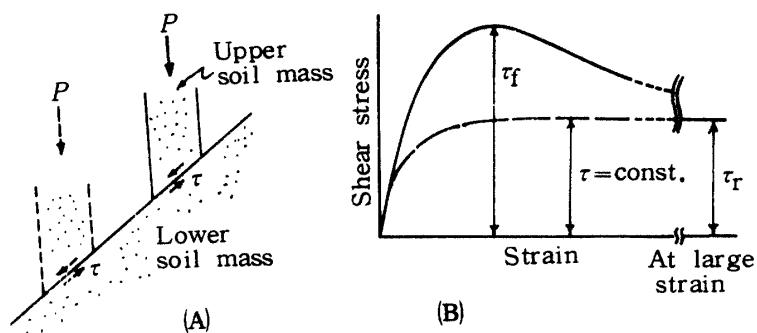


Fig. 3-2-1 Idealized chart showing peak and residual strength
 (A) Relative slip between two soil masses
 (B) A full line : typical shear stress ~ strain curves in overconsolidated clay
 A broken line : shear stress ~ strain response between clay surfaces like (A)

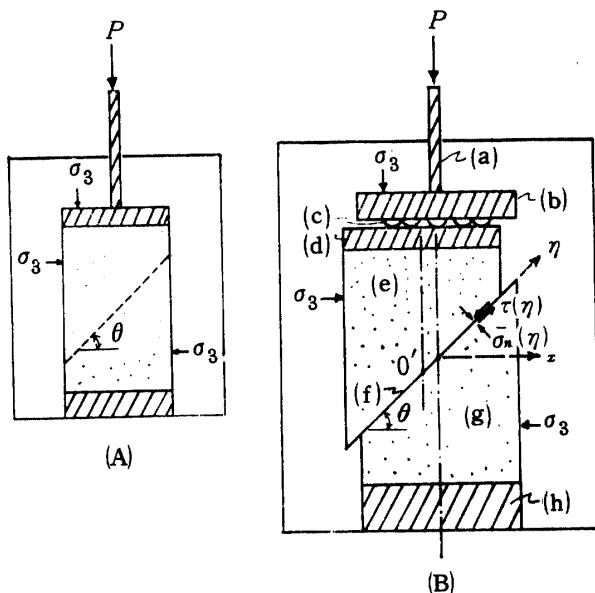


Fig. 3-2-2 Principle of triaxial compression test and stresses on shear plane
 (A) In conventional triaxial compression test
 (B) In special triaxial compression test using BB-loading piston and specimen with pre-formed shear plane
 a: loading piston, b: pressure plate with ball bearing,
 c: ball bearing, d: top cap, e: upper part of specimen,
 f: pre-formed shear plane, g: lower part of specimen,
 h: pedestal

軸ヒズミの増加とともに相対的変位を起こすため、上部受圧部における偶力の発生、セん断面積の変化およびゴムスリーブの拘束による影響があり、それらに対する補正についても考慮する。また従来の三軸圧縮試験からえられるセん断強度をピーク強度とした。

この実験は三軸圧縮試験装置を利用して行なうこととしたので、作成セん断面上下部の供試体の相対的移動が軸線が鉛直のままの理想的な状態で、起こるように配慮した。

供試体の寸法は、直径 $d = 35 \text{ mm}$ 、高さ $h = 80 \text{ mm}$ とした。そして Fig. 3-2-2 に示すように、ワイヤーと所定のすべり角を備えた塩化ビニール製の型枠を用いて、供試体に角度 θ (水平面に対して) の作成セん断面を施した。また圧縮セん断中に上部供試体が作成セん断面上を円滑にすべるようするため、Fig. 3-2-2 の B 図のごとく加圧板と受圧板に分離し、載荷ピストンの加圧運動に対して上部供試体の自由なすべり移動を可能にした。このように加圧板と受圧板との間に Ball Bearing を取り付けた主働軸圧機構を有すピストンを BB ピストンと呼ぶことにする (Photo. 3-2-1)

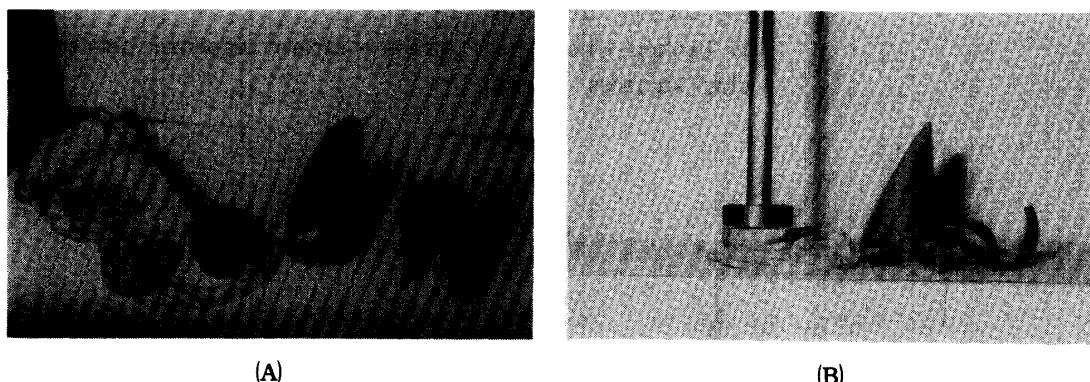


Photo. 3-2-1 Top Cap, BB-loading piston and mould as a cutting guide for shear plane.

3-2-2 破壊面の応力

Fig. 3-2-2 (B) に示すように、ピストンを通じて軸圧を加えると、供試体の軸ヒズミを起こし、弱面³³⁾として働く作成セん断面に沿って上部供試体はすべり方向に移動する。その結果、軸圧 P の作用線と上部供試体の軸線にズレが生じるために、 P は偏心荷重として作用する。いま x および y' 軸の原点を供試体横断面の図心にとり、 x 軸を作成セん断面のすべり方向に一致させると、偏心荷重の作用点は x 軸上に存在するので¹⁾、 y' 軸方向の偏心距離は零となるから、軸方向の付加圧力 $q(x)$ は

$$q(x) = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x / 2}{I_{y'}} (x - r \cos \alpha) \quad (3-2-1)$$

ここで、 A_c : すべり面の接触面積 A_s の水平成分、 e_x : x 方向の偏心距離、 $I_{y'}$: y' 軸に関する断面二次モーメント (図形 A C B C')、 r : 半径、 α : 中心角の 2 分の 1 (Fig. 3-2-3)。

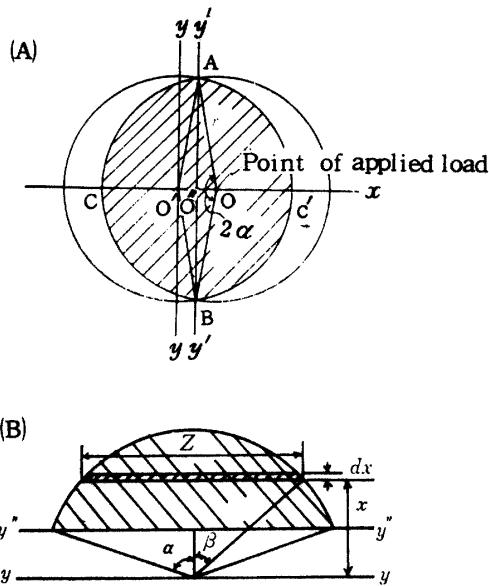


Fig. 3-2-3 (A) Plan area A_c ($ACBC$ in chart) of effective contact area A_s

(B) Diagram for obtaining geometrical moment of inertia.

水平面と θ の角度をなす傾斜面の垂直応力 σ_n およびせん断応力 τ は、従来の三軸圧縮試験において

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3) \cos^2 \theta + \sigma_3 \quad (3-2-2)$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \quad (3-2-3)$$

ここで、 σ_1 ：最大主応力、 σ_3 ：最小主応力、上式は、Fig. 3-2-2(A)に示されるように圧力室内で等方圧を受けている供試体に単位面積当たりの付加軸方向圧力(P/A_c)を加えた最大応力時の状態を示す。

これに対して本装置の場合には(3-2-1)式で示される付加圧力が作用するので、(Fig. 3-2-1(B))、次式が成り立つ。

$$\sigma_n(x) = q(x) \cos^2 \theta + \sigma_3 \quad (3-2-4)$$

$$\tau(x) = \frac{1}{2} q(x) \sin 2\theta \quad (3-2-5)$$

したがって、(3-2-1)、(3-2-4)、(3-2-5)式から

$$\sigma_x(x) = \left\{ \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x / 2}{I_{y'}} (x - r \cos \alpha) \right\} \cos^2 \theta + \sigma_3 \quad (3-2-6)$$

$$\tau(x) = \frac{1}{2} \left\{ \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x / 2}{I_{y'}} (x - r \cos \alpha) \right\} \sin 2\theta \quad (3-2-7)$$

がえられる。しかしながら、実際には圧縮せん断中に上下供試体の相対的移動が大きいので、ゴムスリーブの拘束の影響に対する補正(補正值を σ_{rm} で示す)が必要であり、(3-2-1)式は次のようになる。

$$q(x) = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x}{2 I_{y'}} (x - r \cos \alpha) - \sigma_{rm} \quad (3-2-8)$$

同時に間ゲキ水圧 u の発生も考慮すれば、すべり面上の任意の点における有効垂直応力 $\sigma'_n(x)$ および

セン断応力 $\tau(x)$ は、(3-2-6), (3-2-7), (3-2-8) 式から、それぞれ次のようになる。

$$\sigma'_n(x) = \left\{ \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x}{2 I_y'} (x - r \cos \alpha) - \sigma_{rm} \right\} \cos^2 \theta + \sigma_3 - u \quad (3-2-9)$$

$$\tau(x) = \frac{1}{2} \left\{ \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x}{2 I_y'} (x - r \cos \alpha) \right\} \sin 2\theta \quad (3-2-10)$$

また (x, y) 座標を (η, ξ) 座標に変換し、 η 軸上の応力分布を考えると、(3-2-9), (3-2-10) 式は、 $x = \eta \cos \theta$, $y = \xi = 0$, $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ から

$$\sigma'_n(\eta) = \left\{ \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x}{2 I_y'} (\eta \cos \theta - r \cos \alpha) - \sigma_{rm} \right\} \cos^2 \theta + \sigma'_3 \quad (3-2-11)$$

$$\tau(\eta) = \frac{1}{2} \left\{ \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_x}{2 I_y'} (\eta \cos \theta - r \cos \alpha) - \sigma_{rm} \right\} \sin 2\theta \quad (3-2-12)$$

Fig. 3-2-3 および 3-2-4 からわかるように、圧縮が進行するにつれて上部供試体の側方移動量が増大するので、 e_x も増大する。その結果、すべり面上の $\sigma'_n(\eta)$ および $\tau(\eta)$ の応力分布が変化し、それぞれの平均値 $\bar{\sigma}'_n(\eta)$, $\bar{\tau}(\eta)$ も変化する。

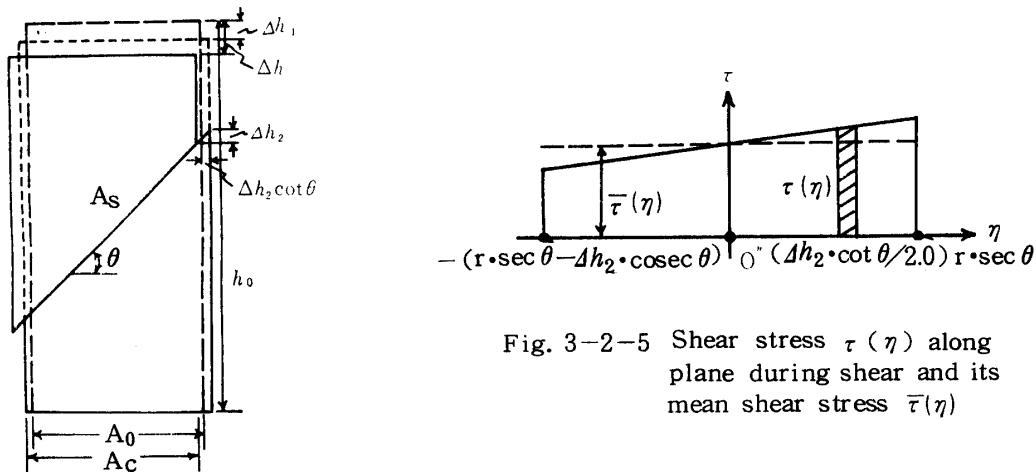


Fig. 3-2-4 Elevation of specimen with pre-formed failure plane at axial displacement Δh

Fig. 3-2-5 Shear stress $\tau(\eta)$ along plane during shear and its mean shear stress $\bar{\tau}(\eta)$

いま圧縮セン断を受けて上部供試体がすべり方向 (η 軸の負の方向) に $\Delta h_2 \cdot \operatorname{cosec} \theta$ だけ移動した場合、すべり面上に発生する平均応力 $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ および $\bar{\tau}(\eta)$ は Fig. 3-2-5 から次のようにになる。

$$\bar{\sigma}'_n(\eta) = \frac{1}{2r \cdot \sec \theta - \Delta h_2 \cdot \operatorname{cosec} \theta} \int_{-(r \cdot \sec \theta - \Delta h_2 \cdot \operatorname{cosec} \theta)}^{r \cdot \sec \theta} \sigma'_n(\eta) d\eta \quad (3-2-13)$$

$$\bar{\tau}(\eta) = \frac{1}{2r \cdot \sec \theta - \Delta h_2 \cdot \operatorname{cosec} \theta} \int_{-(r \cdot \sec \theta - \Delta h_2 \cdot \operatorname{cosec} \theta)}^{r \cdot \sec \theta} \tau(\eta) d\eta \quad (3-2-14)$$

ここで、 $r \cdot \sec \theta : O'$ 点から上部供試体の縁までの距離 (η 軸上の正方向), $r \cdot \sec \theta - \Delta h_2 \cdot \operatorname{cosec} \theta :$

O'点から下部供試体の縁までの距離（負の方向）。

(3-2-13), (3-2-14)式に、それぞれ(3-2-11), (3-2-12)式を代入して、次式をえる。

$$\bar{\sigma}'_n(\eta) = \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \cos^2 \theta + \sigma'_3 + \frac{P \cdot e_x \cdot \cos^2 \theta}{2 I_y'} \left(\frac{4h_2 \cdot \cot \theta}{2} - r \cdot \cos \alpha \right) \quad (3-2-15)$$

$$\bar{\tau}(\eta) = \frac{1}{2} \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \sin 2\theta + \frac{P \cdot e_x \cdot \sin 2\theta}{4 I_y'} \left(\frac{4h_2 \cdot \cot \theta}{2} - r \cdot \cos \alpha \right) \quad (3-2-16)$$

$r \cdot \cos \alpha = 4h_2 \cot \theta / 2$ から偏心の項が消去できるので、結局、平均応力は(3-2-17)および(3-2-18)式で与えられる。

$$\bar{\sigma}'_n(\eta) = \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \cos^2 \theta + \sigma'_3 \quad (3-2-17)$$

$$\bar{\tau}(\eta) = \frac{1}{2} \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \sin 2\theta \quad (3-2-18)$$

上式から残留強度 τ_r が求められる。すなわちFig. 2-3-1(B)で説明したように、 $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ 関係において $\bar{\tau}(\eta) = \text{const.}$ になったときの値が τ_r となり、それに対応する $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ の値が残留垂直応力 σ'_r となる。ピーク強度を求めるためには、従来の三軸圧縮試験を行い、Mohr の応力円を描いて強度定数を決定する。

3-2-3 セン断面積と断面二次モーメント

上下供試体の相対的変位によるセン断面積（接触面積）の変化は応力の値に影響するので、断面補正を行なう必要がある。

上下供試体の相対的変位による軸方向のヒズミだけでなく、圧縮とヒズミも起こるような試料について考える。Fig. 3-2-3において

$$A_c' = \int_A Z dx = -2r^2 \int_\alpha^0 \sin^2 \theta \cdot d\theta = r^2 (\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha) \quad (3-2-19)$$

$$\therefore A_c = 2A_c' = 2r^2 \alpha - 2r \cdot \sin \alpha \cdot r \cdot \cos \alpha \quad (3-2-20)$$

ただし、 $\alpha = \cos^{-1}(4h_2 \cdot \cot \theta / 2r)$, $4h_2 = \epsilon_2 h_0$, $r^2 = r_0^2 / (1 - \epsilon_1)$, $\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2$

したがって、 A_c の式は次のようになる。

$$A_c = \frac{2r_0^2}{1 - \epsilon_1} \cdot \cos^{-1} \left(\frac{\epsilon_2 h_0 \cdot \cot \theta \sqrt{1 - \epsilon_1}}{2r_0} \right) - \epsilon_2 h_0 \cot \theta \cdot \sqrt{\frac{r_0^2}{1 - \epsilon_1} - \left(\frac{\epsilon_2 h_0 \cot \theta}{2} \right)^2} \quad (3-2-21)$$

ここで、 h_0 , r_0 : 壓密終了時の供試体高さと半径, ϵ : 圧縮セン断による供試体の軸ヒズミ, ϵ_1 , ϵ_2 : 圧縮ヒズミと側方移動による軸方向のヒズミ, $4h_2$: 側方変位の軸方向成分

作成セン断面を施した供試体において、圧縮ヒズミが非常に小さいような固結試料では軸ヒズミの大部分はすべり方向への相対的変位によって与えられる。すなわち $\epsilon_1 \approx 0$, $\epsilon_2 \approx \epsilon$ であるから、(3-2-21)式から

$$A_c = 2r_0^2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{\epsilon h_0 \cdot \cot \theta}{2r_0} \right) - \epsilon h_0 \cdot \cot \theta \cdot \sqrt{r_0^2 - \left(\frac{\epsilon h_0 \cdot \cot \theta}{2} \right)^2} \quad (3-2-22)$$

となる。これに対して、軟弱な試料では上下供試体のセン断面付近の粘土粒子がシキソトロピー等の現象によって互に再結合して強度を回復するの³⁹⁾で、もはや作成セン断面は決定的な弱面にはなりえず、軸ヒズミの増加とともに全体的な側方肥大が起こり、 $\epsilon_2 \approx 0$ 、 $\epsilon_1 = \epsilon$ となる。したがって、(3-2-20)式に $\alpha = 90^\circ$ の条件(円形断面の場合)を与えて次式をえる。

$$A_c = \pi r_0^2 / (1 - \epsilon) \quad (3-2-23)$$

次に、y'軸に関する断面二次モーメントを求める。Fig. 3-2-3において

$$Z = 2r \cdot \sin \beta, \quad x = r \cos \beta, \quad dx = -r \cdot \sin \beta \cdot d\beta$$

$$\begin{aligned} I_{y'} &= \int_{\alpha}^0 Z (x - r \cos \alpha)^2 dx \\ &= -2 \int_{\alpha}^0 r \sin \beta \cdot r \sin \beta (r \cos \beta - r \cos \alpha)^2 d\beta = r^4 \left(\frac{1}{2} \alpha - \frac{1}{16} \sin 4\alpha \right. \\ &\quad \left. - \frac{4}{3} \sin^3 \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cos^2 \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \cdot \cos^2 \alpha \right) \end{aligned} \quad (3-2-24)$$

$$\begin{aligned} I_{y'} &= 2 I_{y''} \\ &= \frac{r^4}{24} (12\alpha - 3 \sin 4\alpha - 64 \sin^3 \alpha \cdot \cos \alpha + 48\alpha \cdot \cos^2 \alpha - 24 \sin 2\alpha \cdot \cos^2 \alpha) \end{aligned} \quad (3-2-25)$$

r 、 α を h_0 、 r_0 、 θ 、 ϵ_1 、 ϵ_2 で表わすと、

$$\begin{aligned} r^4 &= r_0^4 / (1 - \epsilon_1)^2 \\ \alpha &= \cos^{-1} \left(\frac{\epsilon_2 h_0 \cdot \cot \theta \sqrt{1 - \epsilon_1}}{2 r_0} \right) \end{aligned}$$

3-2-4 ゴムスリープ拘束による影響

上下供試体の相対的変位が大きいので、セン断面積の変化と同様、三軸圧縮試験におけるゴムスリープの土の強度におよぼす影響も重要である。

Henkel および Gilbert²⁹⁾によると、測定される軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$ と試料の真の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_t$ の間には次の関係が成り立つ。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_t = (\sigma_1 - \sigma_3)_m - \sigma_{rm} \quad (3-2-26)$$

ここで、 σ_{rm} はゴムスリープの影響に対する補正值で、(3-2-27)式で与えられる。

$$\sigma_{rm} = \pi \cdot D_0 \cdot M \cdot \epsilon / A \quad (3-2-27)$$

$$A = A_0 / (1 - \epsilon_1)$$

ここで、M: 単位巾当りのゴムスリープの引張係数、A: 軸ヒズミ ϵ に対応する断面積、 D_0 、 A_0 : 圧縮前の供試体の直径と断面積

本実験では、側方移動によるセン断面積の変化が大きいので、圧縮セン断中に増大する ϵ は供試体自身の圧縮ヒズミ ϵ_1 のほかにセン断面における上下供試体の相対的変位による軸方向のヒズミ成分 ϵ_2 を考慮しなければならない。したがって、(3-2-26)式の σ_{rm} は、圧縮ヒズミによる供試体の側方肥大に対する引張抵抗 σ_{rm1} と、すべり移動に対する引張抵抗 σ_{rm2} からなる。すなわち

$$\sigma_{rm} = \sigma_{rm1} - \sigma_{rm2} \quad (3-2-28)$$

1) σ_{rm1} について

σ_{rm1} は供試体の圧縮ヒズミに対するものなので、(3-2-27)式を応用して

$$\sigma_{rm1} = 2 M \cdot \epsilon_1 (1 - \epsilon_1) / r_0 \quad (3-2-29)$$

MはHenkelらの行なった引張試験と同様な方法で求められ、厚さも $t = 0.005\text{ cm}$ のゴムスリープで $M = 0.067\text{ kg/cm}$ を得た。

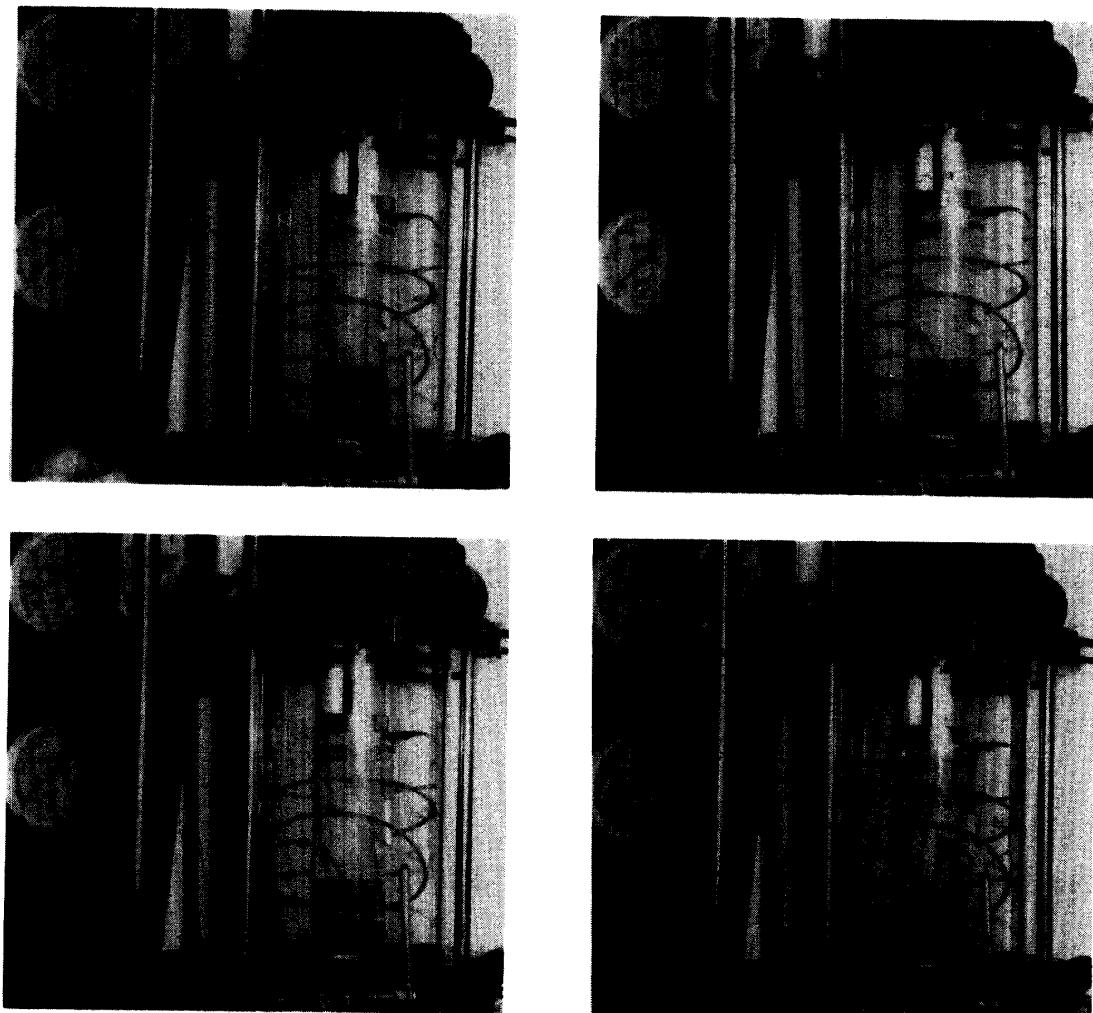


Photo. 3-2-2 Test to evaluate effect of rubber membrane σ_{rm2} by using the BB-loading piston and the plastic specimen with shear plane at angle $\theta = 45^\circ$ to the horizontal

2) σ_{rm2} について

σ_{rm2} は ϵ_2 の変化によって決まる値である。いま剛性体と考えられるプラスチック製円柱形供試体に作成セン断面($\theta = 45^\circ$)を施し、上部供試体の側方滑動を可能にするBBピストンのもとで三軸圧縮試験を行なう(Photo. 3-2-2)。この圧縮試験の準備段階で上部供試体に対してズレを起さないようにするため、上部供試体はもちろん上部受圧板およびピストン自重をも十分に支保できる程度の粘性を有する粘性剤(ワセリンを使用)をすべり面に塗布してある。

このようにして、ゴムスリーブを使用した場合と使用しない場合の試験結果からすべり移動に対するゴムスリーブの引張抵抗が評価できる。この場合、供試体を剛性体とみなし、圧縮とヒズミを考えず、軸ヒズミはすべて側方移動による軸方向成分とする。したがって、セン断中の A_c の変化は(3-2-22)式で与えられる。

Fig. 3-2-6 は、ゴムスリーブを使用したときの測定値(軸方向付加圧力の平均値) $\bar{q}_m(x)$ と、使用しないときの測定値 $\bar{q}_t(x)$ のそれぞれと ϵ_2 の関係を示したものである。

両測定値の差が、すべり移動によるゴムスリープの引張抵抗 σ_{rm2} であり、 ϵ_2 との間には Fig. 3-2-7 に示すような一次関数関係が成り立つ。すなわち

$$\sigma_{rm2} = F(\epsilon_2 - G) \quad (3-2-30)$$

ここで、F, G: ゴムスリープの材質によって決まる定数

ゆえに、残留強度を求めるための三軸圧縮試験において、ゴムスリープの拘束による影響に対する補正值は (3-2-31) 式で求められる。(3-2-28) 式に (3-2-29) と (3-2-30) 式を代入して、次式をえる。

$$\sigma_{rm} = 2M \cdot \epsilon_1 (1 - \epsilon_1) / r_0 + F(\epsilon_2 - G) \quad (3-2-31)$$

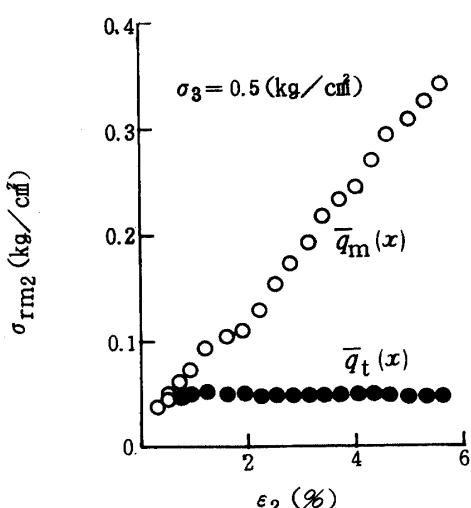


Fig. 3-2-6 Variation in mean values of additional pressure obtained by using the BB-loading piston and plastic specimen against strain ϵ_2 (here $\bar{q}_m(x)$: by the use of membrane, $\bar{q}_t(x)$: by no use of membrane)

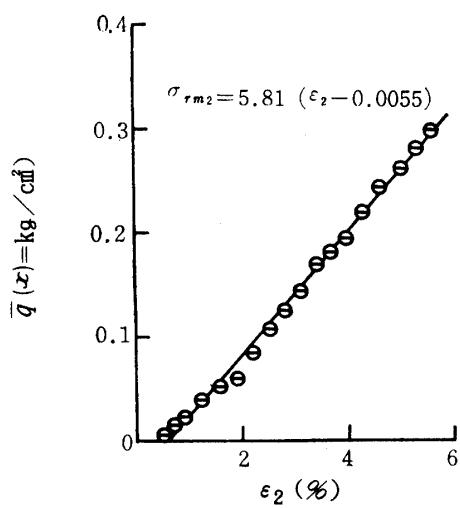


Fig. 3-2-7 Relation between tensile resistance of membrane σ_{rm2} and strain ϵ_2

3-3 残留強度の決定¹⁷⁾

3-3-1 実験の手法

実験を行なうに当っては不カク乱試料から成形した供試体に、所定の角度の作成セん断面を施し、三軸室内で P_0 による等方的な先行圧密を行なう。その後、 σ_3 まで測圧を減じ吸水膨張させ、供試体を過圧密状態とした。この一連の過程は一度すべり破壊を起こしていくながら、現在すべりが休止の状態にある地中のすべり面を含む土塊を想定したものである。そしてこの既存のすべり面に沿って再びすべりが起きる場合を考え、 σ_3 を受けている供試体に、BBピストンにより軸圧を加え圧縮セん断した。なお、この実験に使用した試料は佐賀県鳥栖市で、深度 24 m の地中で十分圧密されたかたいシルト質粘土の不カク乱試料である。その土の物理的性質を Table 3-3-1 に示す。

Table 3-3-1 Physical properties of Toso sample

G_s	2.663
LL (%)	50.0
PL (%)	22.2
PI (%)	27.8
clay frac. (%)	25.5
silt frac. (%)	42.7
D_{60} (mm)	0.032
D_{30} (mm)	0.0064
D_{10} (mm)	0.0012
Coefficient of uniformity	26.7
Coefficient of curvature	1.2

3-3-2 作成セン断面の角度の決定

三軸圧縮試験からピーク強度定数 C'_f および ϕ'_f (有効応力処理) を求めると、そのセン断破壊面（実際には、ピーク値が発生する段階においては完全にすべり面が形成されているわけではない）の角度 θ_f は (3-3-1) 式で与えられる。

$$\theta_f = \pi/4 + \phi'_f/2 \quad (3-3-1)$$

一般に圧縮セン断では、ピーク強度が発揮される時点においてすべり面の原形が現われ、そのすべり角度は θ_f と一致する。そしてピークを過ぎると、ヒズミの増大とともにすべり面が発達するので、強度は漸減しながら終局的には残留強度に到達する。この時点においては θ_f と異なる新たなすべり角度 θ_r を有す十分発達したすべりゾーンが形成されている。すなわち (3-3-2) 式が成り立つ。

$$\theta_r = \pi/4 + \phi'_r/2 \quad (3-3-2)$$

したがって、仮定した $\theta = \theta_1, \theta_2, \dots$ のうち、圧縮セン断中最小の抵抗を示す θ に対応する強度定数 C'_r, ϕ'_r が残留強度の定数となる。

3-3-3 結果と考察

土中から採取され、大気圧のもとで膨張した試料から方向性を考慮しつつ成形された供試体を $P_c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密した後、 $\sigma_3 = 0.1 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ で再び吸水膨張させた。したがって供試体は上記のような応力履歴を経ているため過圧密の状態にある。

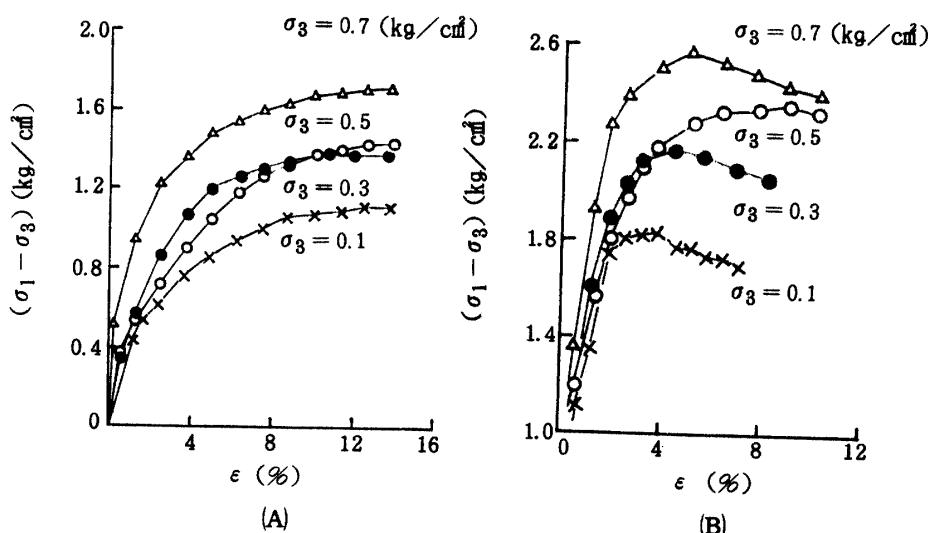


Fig. 3-3-1 Change in deviator stress with axial strain (by the use of conventional triaxial compression test)
(A) Normally consolidated
(B) Overconsolidated

この試料に対して従来の圧密非排水試験を行ない、有効応力処理によるピーク強度の定数 $C'_f = 0.569 \text{ kg/cm}^2, \phi'_f = 23^\circ 50'$ をえた^{注1}。軸差応力～ヒズミの関係を Fig. 3-3-1 に、ピーク強度に対する Mohr の応力図を Fig. 3-3-2 に示す。

鳥栖試料の残留強度を求めるために、その供試体に所定の角度の作成セン断面を施す。先に求めたピ

注1 本実験で使用された三軸圧縮試験において許される下限のヒズミ速度 ($0.04\%/\text{min}$) ではセン断中間ゲキ水圧が発生するので、その間の有効応力が重要となる。

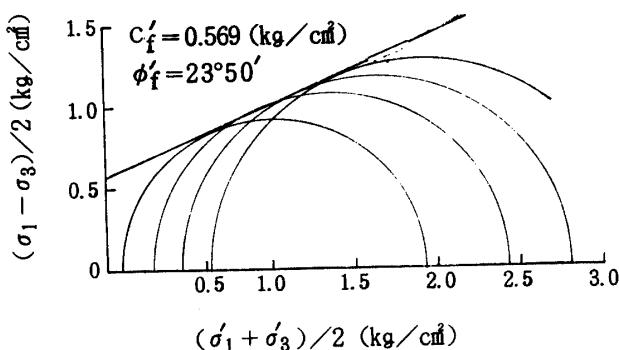


Fig. 3-3-2 Mohr diagram (of peak strength) for standard consolidated-undrained shear tests

ーク強度の破壊角度が $\theta_f \doteq 57^\circ$ であるから、それより小さい $\theta_1 = 55^\circ$ と $\theta_2 = 50^\circ$ の角度を想定する。^{注2}
また試料の圧密・膨張についてはピーク強度を求める実験と同様に行なう。BB ピストンによる圧縮セ
ン断試験結果と作成セン断面の応力解析からえられた(3-2-17), (3-2-18), (3-2-21)
(3-2-31)式を用いて $\sigma_3 = 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 \text{ kg/cm}^2$ に対する $\bar{\tau}(\eta)$ および $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ の値を計算する。
なお供試体の三軸圧縮試験終了後の状態を Photo. 3-3-1 に示す。

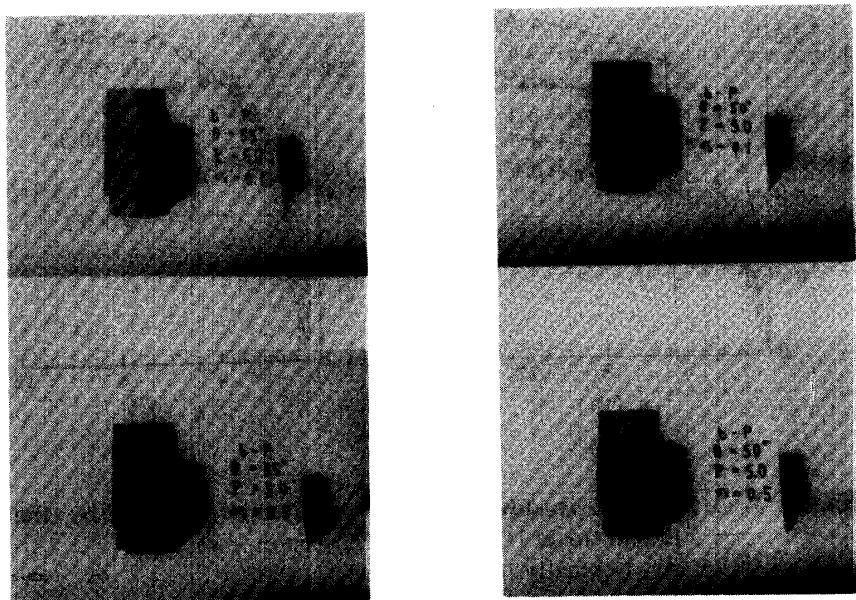


Photo. 3-3-1 State of specimen with pre-formed shear plane at axial strain $\epsilon = 9\%$ after shear

Fig. 3-3-3 は $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$, $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ 関係におよぼす ϵ_1/ϵ_2 の影響を示す。図のセン断応力および
垂直応力は(3-2-17), (3-2-18)式の σ_{rm} が ϵ_1/ϵ_2 だけでなく、定数 M, F, G の値によ

注2 Skempton 等の研究⁵⁶⁾によれば、風化した過圧密粘土では $\phi'_r < \phi'_f$ の関係が認められるので、
 $\theta_r < \theta_f$ の関係もまた成り立つ。

っても変化するため、 $\sigma_{rm}=0$ として計算されている。 ϵ_1/ϵ_2 は試料の固結度によって決まり、かたい場合に小さく、反対にやわらかい場合に大きくなる。すなわち、圧縮ヒズミがほとんど起こらない固結度試料（泥岩等）では $\epsilon_1 \approx 0$ 、 $\epsilon_2 \approx \epsilon$ 、軟弱粘土試料では $\epsilon_2 \approx 0$ 、 $\epsilon_1 \approx \epsilon$ となることはいうまでもない。しかし実際問題としてはその中間の状態の粘土試料が多いにもかかわらず、実験中供試体の ϵ_1 および ϵ_2 についての個々の測定が本試験機では不可能であり注3、実験から ϵ がえられるだけなので、 ϵ_1/ϵ_2 の比の値を1/1、1/3、1/5の3段階に仮定して計算した。Fig. 3-3-3からわかるように、その比の取り方によって $\bar{\tau}(\eta)$ および $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ におよぼす ϵ_1/ϵ_2 の影響の度合が異なっている。したがって、この重要な ϵ_1/ϵ_2 の値を推定する方法が必要になる。

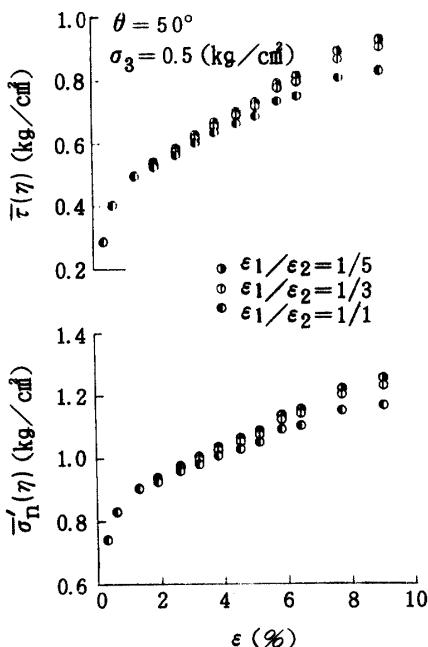


Fig. 3-3-3 Effect of the ratio ϵ_1/ϵ_2 on $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ and $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ relationships.

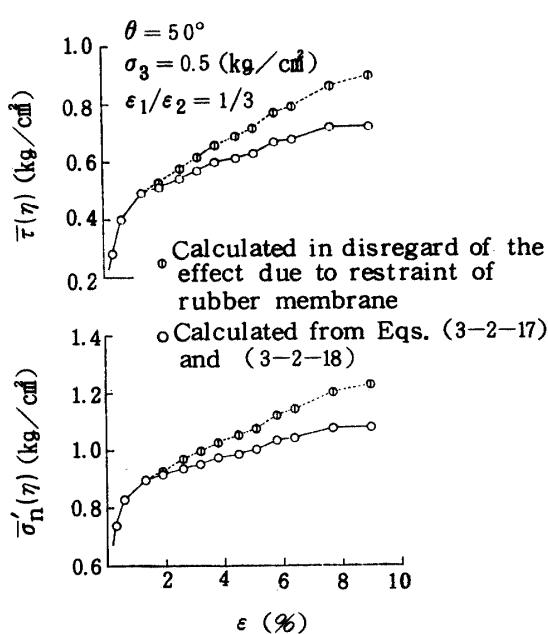


Fig. 3-3-4 Effect of rubber membrane on $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ and $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ relationships.

Table 3-3-2に圧縮セン断終了後の供試体の形状や寸法の測定と最終読み取り軸ヒズミを基にして ϵ_1/ϵ_2 を計算する手順を示した。 $\theta = 50^\circ$ および 55° に対する値には多少のバラツキがみられるが、平均して $\epsilon_1/\epsilon_2 = 2/5$ をえる。この値は、 ϵ の初期段階において過小であるが、上下供試体の相対的移動が起こり、すべり速度が一定になるヒズミ段階^{注4}ではむしろ過大になっているようである。したがって、実際には応力が一定となる範囲が重要となるので、測定誤差なども考慮し、鳥栖試料に対して、 $\epsilon_1/\epsilon_2 = 1/3$ と推定した。

Fig. 3-3-4は $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ 、 $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ 関係におよぼすゴムスリーブの拘束による影響を示す。 $\theta = 50^\circ$ 、 $\epsilon_1/\epsilon_2 = 1/3$ 、 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ に関するもので、ゴムスリーブの定数をそれぞれ $M = 0.067 \text{ kg/cm}$ 、 $F = 5.81 \text{ kg/cm}$ 、 $G = 0.0055$ としている。図からゴムスリーブの影響が ϵ の増加とともに増大し、 $\epsilon = 7.7\%$ においておよそ20%にも達することがわかる。

注3 実際に三軸室内に測定装置等を取付けることによって可能になろう。

注4 これはヒズミに対する応力の変化曲線から予想できる。

Table 3-3-2 Approach to the elevation of values of the ratio $\varepsilon_1/\varepsilon_2$

θ	σ_3	① Δh	② l	③ D_u D_1	④=②-③ $\Delta h_2 \cot \theta$	⑤ $\tan \theta$	⑥=④×⑤ $\Delta \bar{h}_2$	⑦ $\Delta \bar{h}_2$	⑧=①-⑦ $\Delta \bar{h}_1$	⑨= $\frac{1}{\varepsilon_1/\varepsilon_2}$ $(\overline{\tau}/\overline{\sigma}_n')$
		kg/cm ²	mm	mm	mm		mm	mm	mm	
50°	0.1	5.0	37.2	33.8 34.0	3.4 3.2	1.192 1.192	4.05 3.81	3.93	1.07	1/3.67
	0.3	7.0	38.4	34.1 34.1	4.3 4.3	1.192 1.192	5.13 5.13	5.13	1.87	1/2.74
	0.5	7.0	38.9	34.5 34.4	4.4 4.6	1.192 1.192	5.24 5.48	5.36	1.64	1/3.27
	0.7	7.0	38.7	34.6 34.5	4.1 4.2	1.192 1.192	4.89 5.00	4.95	2.05	1/2.41
55°	0.1	6.5	38.0	34.9 35.0	3.1 3.0	1.428 1.428	4.43 4.28	4.36	2.14	1/2.04
	0.3	7.0	37.8	34.5 34.3	3.3 3.5	1.428 1.428	4.71 5.00	4.86	2.19	1/2.22
	0.5	7.0	38.1	35.0 34.4	3.1 3.7	1.428 1.428	4.43 5.28	4.86	2.14	1/2.27
	0.7	7.0	37.6	34.2 34.3	3.4 3.3	1.428 1.428	4.86 4.71	4.79	2.21	1/2.17
						average	4.78	1.91	1/2.50	

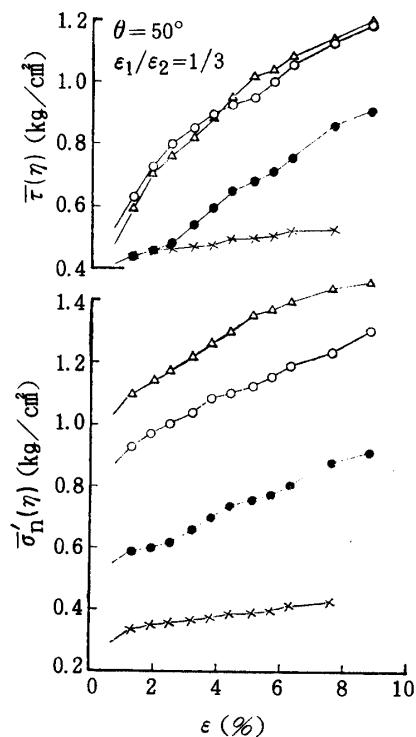
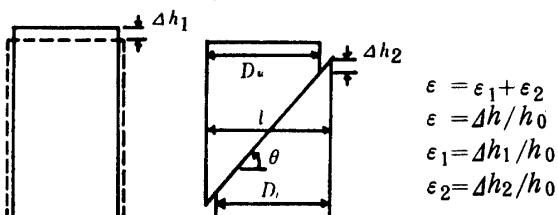


Fig. 3-3-5 $\overline{\tau}(\eta) \sim \varepsilon$ and $\overline{\sigma}'_n(\eta) \sim \varepsilon$
relationships at angle $\theta = 50^\circ$

ϵ_1/ϵ_2 および σ_{rm} の影響についての結果を利用して計算された $\theta=50^\circ$ と 55° の場合の各 σ_3 に対する $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$, $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ 関係を Fig. 3-3-5, 3-3-6 に示す。

Fig. 3-3-5 から明らかなように、 ϵ の増加とともに $\bar{\tau}(\eta)$ および $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ はほとんど同じ形状の曲線を描きながら上昇し、 $\epsilon = 6\%$ あたりを境にして徐々に定常状態へと落ち着く。しかし $\theta=55^\circ$ の場合は $\epsilon = 8 \sim 10\%$ になってもなお応力増加の傾向がみられ^{注5}、定常状態にほど遠い。この現象は、セン

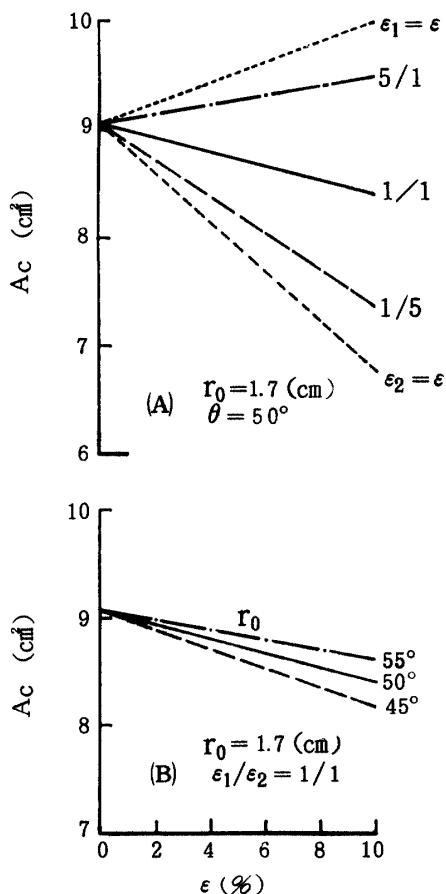


Fig. 3-3-7 Relation between the corrected cross-sectional area A_c and strain ϵ
(A) Effect of change in the ratio ϵ_1/ϵ_2
(B) Effect of change in angle θ

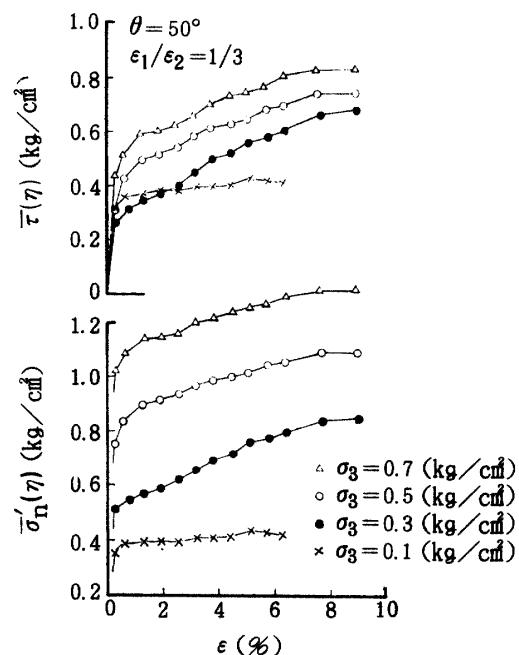


Fig. 3-3-6 $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ and $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ relationships at angle $\theta = 55^\circ$

断移動が作成セン断面から幾分逸脱した新たな領域で起っていることを示している。なぜなら、上下供試体の相対的な移動が作成セン断面に沿って忠実に進行しているのであれば、応力は ϵ の増加とともに増大し続けることなく、一定値に到達するはずである。このことは過圧密粘土の一般的なセン断応力～ヒズミ関係から明らかである。

Fig. 3-3-7 (A) は $\epsilon_1/\epsilon_2 = 5/1, 1/1, 1/5$ に対する $A_c \sim \epsilon$ 関係を (3-2-21) 式から計算したものである。圧縮ヒズミがほとんど起らないようなかたい試料では $\epsilon_2 \approx \epsilon$ となることが予想されるので (3-3-3) 式から、また $\epsilon_1 \approx \epsilon$ と考えられるやわらかい試料では (3-3-4) 式から、それぞれセン断面積の水平成分 A_c が計算される。

$$A_c = 2r_0^2 \cdot \cos^{-1}\left(\frac{\epsilon \cdot h_0 \cdot \cot \theta}{2r_0}\right) - \epsilon \cdot h_0 \cdot \cot \theta \sqrt{r_0^2 - \frac{\epsilon \cdot h_0 \cdot \cot \theta}{2}} \quad (3-3-3)$$

注5 作成セン断面に沿ってすべりが起こるのであれば、 $\epsilon = 8 \sim 10\%$ 内で十分、応力は定常領域に入ると考えられる^{18, 72)}。

$$A_c = \pi r_0^2 / (1 - \epsilon) \quad (3-3-4)$$

いま、 $r_0 = 1.70 \text{ cm}$, $h_0 = 7.89 \text{ cm}$, $\theta = 50^\circ$ において $\epsilon = 10\%$ の場合 $\epsilon_1/\epsilon_2 = 5/1, 1/1, 1/5$ そして $\epsilon_1 = \epsilon$, $\epsilon_2 = \epsilon$ に対する A_c の値は、それぞれ $9.50, 8.40, 7.35, 10.07, 6.83 \text{ cm}^2$ となる。

Fig. 3-3-7(B)は $A_c \sim \epsilon$ 関係における作成セン断面の角度 θ の影響を示す。 $\epsilon_1/\epsilon_2 = 1/1$ の場合には A_c は次式となる。

$$A_c = \frac{2r_0^2}{1 - 0.5\epsilon} \cdot \cos^{-1} \left(\frac{0.5 \cdot \epsilon \cdot h_0 \cdot \cot \theta \sqrt{1 - 0.5\epsilon}}{2r_0^2} \right) \\ - 0.5 \cdot \epsilon \cdot h_0 \cdot \cot \theta \sqrt{\frac{r_0^2}{1 - 0.5\epsilon} - \left(\frac{0.5 \cdot \epsilon \cdot h_0 \cdot \cot \theta}{2} \right)^2} \quad (3-3-5)$$

(3-3-5) 式に $r_0 = 1.7 \text{ cm}$, $h_0 = 7.89 \text{ cm}$, $\epsilon = 10\%$ の条件を与えて、 θ を $45^\circ, 50^\circ, 55^\circ$ と変化させたとき、 A_c の値はそれぞれ $8.18, 8.40, 8.60 \text{ cm}^2$ となる。

Fig. 3-3-8 は、 $\theta = 50^\circ$, $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_1/\epsilon_2 = 1/3$ において A_c を (3-2-21) 式で計算した場合と (3-3-4) 式で計算した場合の $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ 関係を示す。(3-3-4) 式による断面補正是、上部供試体のすべり移動による接触面積の減少を考慮せず、単にヒズミとともに供試体の側方肥大のみが起こるとしたものである。

Fig. 3-3-9 は、プラスチック供試体の作成セン断面にワセリンを塗り、ゴムスリーブを用いないで圧縮セン断させた場合の結果を示す。供試体は剛性とみなされるので、軸ヒズミはすべて上部供試体のすべり移動によって与えられる。したがって、 $\epsilon_2 = \epsilon$, $\sigma_{rm} = 0$ および間ゲキ水圧零の条件を考慮して (3-2-17), (3-2-18), (3-3-4) 式で計算した $\bar{\tau}(\eta)$ や $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ は、作成セン断のもとでワセリンが発揮した摩擦抵抗と垂直応力を意味する。

Fig. 3-3-10 は、作成セン断面をもつプラスチック供試体において、セン断中の接触面積の変化や偏心による影響を考慮し、ゴムスリーブを使用した試験結果を σ_{rm} によって補正した場合と補正しない場合の $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$, $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ の関係を示す。 σ_{rm} による補正が妥当であることは、 ϵ の変化に対して $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ が一定値に近似することから理解できる。

以上、 $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$, $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ 関係および A_c , σ_{rm} について実験結果を列挙しながら考察を加えた。

次に、 $\bar{\tau}(\eta) \sim \bar{\sigma}'_n(\eta)$ 関係と強度定数について述べる。 $\theta = 50^\circ$ の場合において接触する二つの土塊間のセン断すべり面上に働く応力 $\bar{\tau}(\eta)$ と $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ は $\epsilon = 4\%$ 以内でピーク値（またはそれに近い値）の $80 \sim 90\%$ まで上昇した後、漸増しながら定常領域に入る (Fig. 3-3-5)。しかし $\sigma_3 = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ を除き他

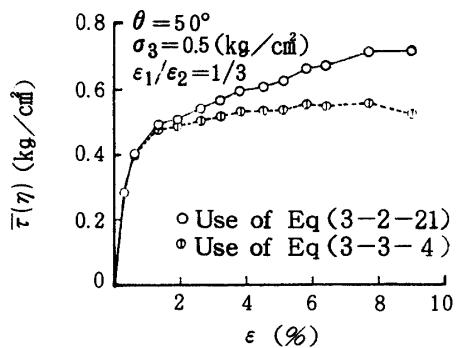


Fig. 3-3-8 $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ relationships obtained on the basis of eq. 3-2-21 and eq. 3-3-4 as a function of the corrected cross-sectional area A_c

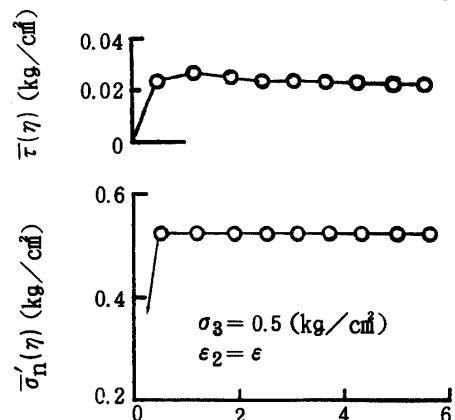


Fig. 3-3-9 The stresses, $\bar{\tau}(\eta)$ and $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ along pre-formed shear plane of plastic specimen obtained by no use of membrane

では顕著なピークが出現しないため、
 $(\bar{\tau}(\eta))_{d\bar{\tau}(\eta)} d\epsilon = 0 = \tau_r$ とする。3-2で述べた方法に対して、ここでは最終読み取りヒズミに対応する応力から三つめまでの複数の $\bar{\tau}(\eta)$ と $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ を各 σ_3 においてプロットし、最小自乗法により強度定数を計算した (Fig. 3-3-11(A))。

$$\bar{\tau}(\eta) = 0.231 + \bar{\sigma}'_n(\eta) \tan 24^\circ 8' \quad (3-3-6)$$

$\theta = 55^\circ$ の場合には Fig. 3-3-6 の $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ 関係で述べたように、ヒズミの増加とともに応力も増大し、ピークが現われない。したがっていかなるヒズミに対応する応力を採用するかによって強度定数も異なってくる。このような場合の定数を決定するためには、いくつかのヒズミに対する $\bar{\tau}(\eta)$ および $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ からえられる平均的な包絡線を考える。たとえば $\epsilon = 3.8, 5.1, 6.4\%$ の場合の $\bar{\tau}(\eta) \sim \bar{\sigma}'_n(\eta)$ 関係は Fig. 3-3-11(C) のごとくであり、その包絡線は (3-3-7) 式で与えられる。

$$\bar{\tau}(\eta) = 0.262 + \bar{\sigma}'_n(\eta) \tan 30^\circ 10' \quad (3-3-7)$$

この考えを $\theta = 50^\circ$ の場合に適用すれば、Fig. 3-3-11(B) から (3-3-8) 式がえられる。

$$\bar{\tau}(\eta) = 0.255 + \bar{\sigma}'_n(\eta) \tan 22^\circ 21' \quad (3-3-8)$$

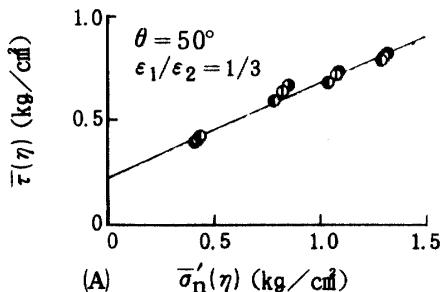


Fig. 3-3-11 Plots of shear strength against effective normal stress obtained by analysing the stresses on the plane
(A) Based on the three stresses in the constant domain of the stress-strain curves

- (B) Based on the stresses against three arbitrary axial strains at angle $\theta = 50^\circ$
- (C) Based on the stresses against three arbitrary axial strains at angle $\theta = 55^\circ$

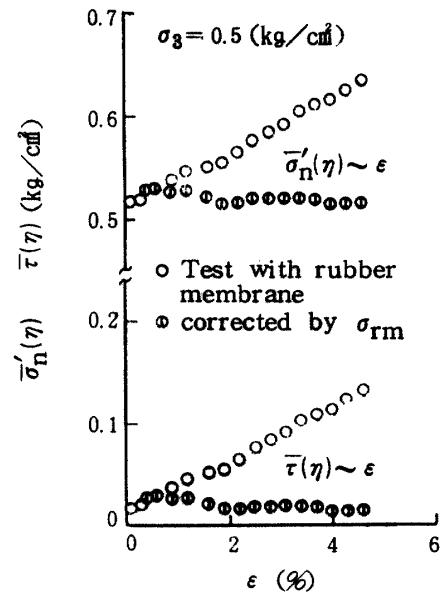
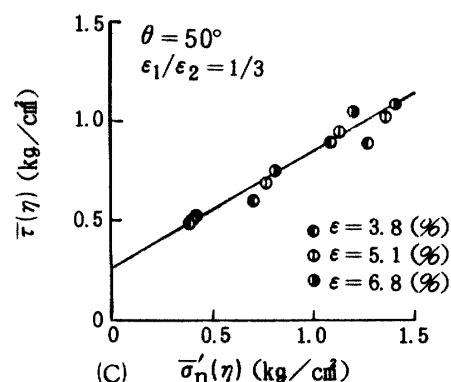
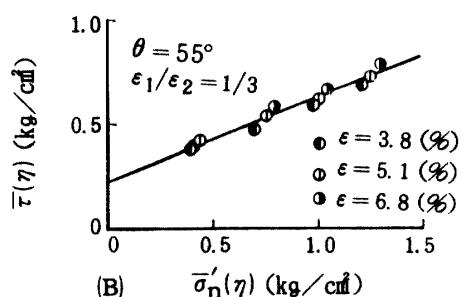


Fig. 3-3-10 The stresses, $\bar{\tau}(\eta)$ and $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ pre-formed shear plane of plastic specimen obtained by the use of membrane, and the stresses corrected for effect of membrane σ_{rm}



作成セン断面の角度の違いによる強度定数の変化に関しては、前述したように残留強度は完全に形成されたすべり面上で発揮される一定なる値であるので、圧縮セン断中最小のセン断抵抗を示す作成セン断面の角度に対する強度の定数が残留強度の定数を意味する。したがって $\theta = 50^\circ$ と 55° についての実験結果からわかるように、本試料では $\theta = 50^\circ$ に対してえられた強度がより真の残留強度に近く、また(3-3-6)および(3-3-8)式は応力～ヒズミ関係が完全な定常状態がえられない場合の結果であり、実際には $\theta = 50^\circ$ を1～2%増減させることによって幾分小さめの定数が期待できるため、(3-3-8)式を残留強度包絡線の式とした。

結局、本試験のピークおよび残留強度に対応する包絡線はFig. 3-3-12に示すとおりであるが、厳密にいえば試料は採取前に経験した応力履歴のほかに、採取という機械的の操作によって負圧を受けた後、室内において $P_o = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ による再圧密と、さらに $\sigma_3 = 0.1 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ のもとで吸水膨張等の応力履歴を受けている。したがってこのような状態に対する τ_f および τ_r が表示されており、定数はそれぞれ $C'_f = 0.569 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_f = 23^\circ 50'$, $C'_r = 0.225 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_r = 22^\circ 21'$ となる(τ_f 線と τ_r 線はそれぞれFig. 3-3-2, 3-3-11(B)で与えられる)。

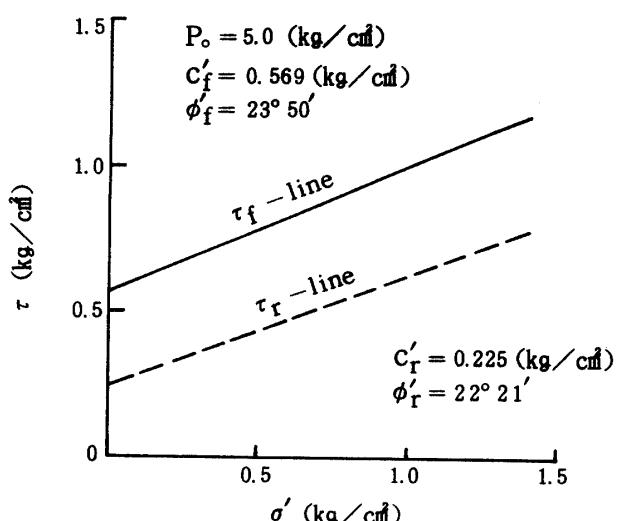


Fig. 3-3-12 The peak and residual strengths of Tosu sample

このように、 C'_r および ϕ'_r の決定に当って θ の大きさの重要性はいうまでもないが、供試体に作成セン断面を施したときに切断面(仮想すべり面)の粒子配向が一様であったかどうか、そして配向の度合が残留強度を満足するものであったかどうかの問題もある。さらに装置の都合上圧密非排水試験結果を有効応力処理して排水試験結果の代用にしているものの^{注6}実際の長期セン断のもとではすべり面近傍の粘土粒子は吸水膨張して含水比を高め、軟化現象を起こした後、一定含水比に落ち着くことが知られている⁵³⁾。これらの諸因子を考慮すれば、(3-3-8)式で与えられる鳥栖試料の残留強度定数は近似値を示すことになる。

Gouldはモンモリロナイト質粘土に対して $C'_r = 0$, $\phi'_r = 12 \sim 14^\circ$ を仮定している。一般に第三紀粘

注6 長期安定問題で⁵³⁾考えるセン断破壊は、その時間の長さから排水セン断と同様な条件で生ずるものと思われる。したがって、その解析には $\tau_d = C_d + \sigma' \tan \phi_d$ を用いることになるが、測定の容易さと安全側の数値ということから圧密非排水試験結果を有効応力処理して、 $\tau = C' + \sigma' \tan \phi'$ を用いることが多い³⁹⁾。

土の地すべりにおけるすべり面は鏡肌になるほどにみがかれているため、その粘着力は小さい値になるか、ほとんど零に等しくなる。このことは Skempton 等の研究者によても指摘されている。 ϕ'_r についてはおよそ $7^\circ \sim 30^\circ$ の範囲まで、試料の種類によっていろいろな結果が出されている^{6, 9, 13, 31, 37, 38, 59, 60, 72}。

著者が使用した鳥栖試料は元来沖積粘土に属し、上記の洪積世過圧密粘土試料とは性質を異にするものである。しかし本試料において作成セン断面に可能な限りのみがきを施すことによって、試料が備えうる限りの発達した鏡肌を形成させ、そのときの上下供試体の接触面相互のすべり抵抗を排水セン断試験によって求めれば、満足できる残留強度定数がえられよう。

3-4 むすび

圧縮機構は、圧縮時に上下供試体が作成セン断面に沿ってスムーズに滑動できるように工夫した BB ピストンを通じて軸圧を負荷するものである。そしてそのときのセン断破壊面の応力を解析することによって、残留強度を計算するための式を導びいた。

(3-2-18) 式において、 $\bar{\tau}(\eta)$ は、BB ピストンのもとで上下供試体が相対的なすべり変位を起こすときに軸圧が偏心荷重として作用することによって実際にすべり面上に生じるセン断応力((3-2-12) 式) を平均したもので、セン断面積の変化とゴムスリープの影響が考慮されている。

一般に過圧密粘土の $\tau \sim \epsilon$ 特性から明らかなように、ヒズミが起こると同時に応力は急上昇し、変位の初期段階でピークに達した後漸次減少する。そして大きなヒズミのもとでは完全にすべり面が形成され、応力は一定値に落着く。言い換えると、完全に形成されたすべり面、すなわち作成セン断面に沿ってセン断移動が起こるのであれば、定常状態に入った後に発揮される応力はヒズミの大きさにかかわらず一定値を示すことになる。したがって、 $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ 関係において $d\bar{\tau}(\eta)/d\epsilon = 0$ になったときの $\bar{\tau}(\eta)$ を残留強度 (τ_r) と考えればよい。

(3-2-17) 式における $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ は $\bar{\tau}'_n(\eta)$ に対応するもので、残留垂直応力 (σ'_r) になる。

(3-2-17) および (3-2-18) 式にみられる A_c と σ_{rm} は、有効セン断面積の水平成分とゴムスリープの拘束による軸差応力の増分を示し、それぞれ (3-2-21) と (3-2-31) 式から求まる。

三軸圧縮試験の破壊面における応力解析から残留強度の決定方法を鳥栖試料に適用した結果、 $C'_f = 0.569 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_f = 23^\circ 50'$, $C'_r = 0.225 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_r = 22^\circ 21'$ をえた。そして $\sigma' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における τ_f から τ_r への強度低下率は $I_B = 38\%$ になる³⁾。

本試験で採用した圧縮機構が正確に機能を発揮し、作成セン断面の角度 θ と ϵ_1/ϵ_2 の値の取り方や、 σ_{rm} および A_c による補正が正確に行なわれるのであれば、(3-2-17), (3-2-18) 式による $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$, $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \epsilon$ 関係において、上部供試体のすべり運動が定常状態になった後では ϵ の変化にかかわらず応力も一定となる。しかしここでえられた実験結果は完全に形成されたすべり面上での一定応力であるという残留強度の一つの条件を多少満足しているが、長期的な排水セン断という時間的な条件を単に有効応力の概念で処理している関係上、その強度定数は真の残留強度に対して近似値を意味することになる。

今後の問題点として、排水セン断を可能にする装置の使用（地質学見地からすれば長時間にわたる）泥岩、頁岩等の地すべり土の使用、実際のすべり面を含む不カク乱試料で測定されるセン断応力とその土のもつピーク強度や残留強度との関係、すべり面上でセン断方向に配列した粘土粒子の帯状領域における物理化学的問題⁴¹⁾ や含水比の変化等がある。

4 土のセン断強度におよぼす過圧密の影響

4-1 まえがき

キレツや節理を有し、もろくてかたい過圧密粘土は、セン断ヒズミの増加とともに抵抗を増大させるが、一たんピークを過ぎると急に強度減少を起こし、終局的にはある一定値に到達する。これに対して、正規圧密粘土は破碎も節理もない粘土であって、限られたセン断ヒズミの範囲ではピークが現われない場合が多い。このように、セン断応力～ヒズミ（一面セン断では“変位”）の挙動は正規圧密か過圧密かによって異なり、また過圧密の程度によって大きく影響される。

実際の過圧密粘土斜面においては破壊後の強度低下が重要であるので、過圧密比が変化する場合セン断応力～変位曲線が如何なる特性を示すかについて述べる（4-2）。

また過圧密粘土では、その過圧密の程度がセン断強度特性に大きく影響する。これについては Casagrande¹²⁾, Henkel²⁵⁾, Barron²⁾, Simmons⁵⁵⁾, Rerloff⁵²⁾等によって研究されており、中でも Henkel は強度や体積ヒズミと過圧密比の間の相関性について説き、Barron は強度と過圧密比との間に数理的関係を導入した。

本研究では、Barron の考え方と異なる別の方向から過圧密領域のセン断強度包絡線、過圧密比および先行圧密荷重相互間の数理的関係について解析を試みた。（4-3）。

4-2 セン断応力～変位特性と過圧密比²⁰⁾

4-2-1 実験

実験装置として中および小型のセン断試験機を用いた。試料は、アースダムコア用土である飯塚の内山田粘土(1), (2)と干拓地から採取された有明粘土(Soft & stiff)である。その物理実験と粒度試験結果を Table 4-2-1 と Fig. 4-2-1 に示す。

供試体：2 mm フルイ（水フルイ）通過試料を水中堆積させた後、一定含水比まで自然乾燥させた。そして均等に練返してから、含水比が変化しないようにし、供試体を形成する場合は、初期条件を一致させるために湿潤密度 $\bar{\gamma}_t$ を一定にした。ただし、有明粘土(stiff)は、堆積土塊を多少風乾させたことによって幾分固化した状態の不カク乱試料である。供試体の平均含水比 \bar{w}_i 、平均湿潤密度 $\bar{\gamma}_t$ および乾燥密度 $\bar{\gamma}_d$ を Table 4-2-2 に示す。

圧密：供試体を所定の先行圧密荷重 P_0 のもとで圧密した後、垂直荷重 σ のもとで膨張させ、過圧密状態にした。

セン断：長期セン断 ($\bar{v}_s = 0.0068 \text{ mm/min}$) から急速セン断 ($\bar{v}_s = 0.372 \text{ mm/min}$) まで変化させて行なわれた。

Table 4-2-1 Properties of soil samples

Soil property	Uchiyamada clay (1)	Uchiyamada clay (2)	Ariake clay
G_s (%)	2.672	2.710	2.665
LL (%)	60	58	94
PL (%)	29	33	42
PI (%)	30	25	52
clay frac. (%)	36	48	43

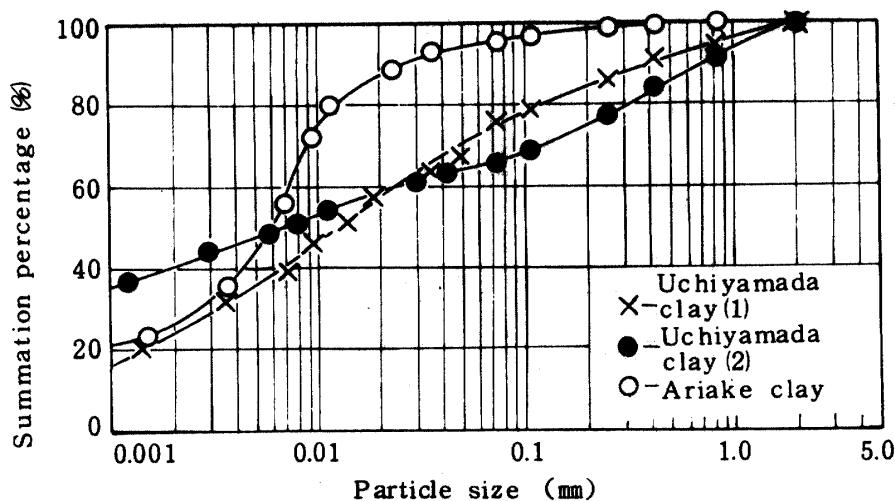


Fig. 4-2-1 Particle size distribution curves

Table 4-2-2 Water contents and densities for specimens.

Sample	\bar{w}_t (%)	$\bar{\tau}_t$ (g/cm ³)	$\bar{\tau}_d$ (g/cm ³)
Uchiyamada clay (1)	2.9	1.89	1.47
Uchiyamada clay (2)	3.8	1.72	1.25
Ariake clay : Soft	1.00	1.45	0.75
: Stiff	6.5	1.39	0.84

4-2-2 結果と考察

過圧密比 n_p の変化に対する τ ~ D 関係を Fig. 4-2-2 に示す。 n_p は P_0 と σ の比 (P_0/σ) で表わされるので、その変化は次の 3 つの場合に分けられる。

① P_0 = 一定, ② σ = 一定, ③ n_p = 一定

① の場合は、生成過程や土性および過去に受けた P_0 の大きさが同等であるけれども、その後の地質学的な変動、風水による侵食や風化および人口的な作用等によって現在大きさの異なる土カブリ圧のもとにある状態を示す。したがって、小さい土カブリ圧のもとにあるものほど n_p が大きくなり、その τ ~ D 曲線の立上りとピーク後の強度減少の度合が大きい。反対に n_p が小さいときには、なだらかな強度増加の後にピークが現われ、強度減少も顕著でない (Fig. 4-2-2 (A))。

② の場合は、現在等しい土カブリ圧のもとにあるけれども、過去に大きさの異なる P_0 を経験している。したがって、 P_0 が大きいほど n_p は大きく、高いピーク強度と大きい強度低下を示す。 n_p に対する τ ~ D 曲線の形状は①の場合と一致する。

③ の場合は、 P_0 および現在の土カブリ圧の大きさに違いがあるけれども、 n_p がすべて一定の状態を示す。図から明らかなように、 P_0 の大きいものは高い強度を示すが、その破壊時の変位 D_f は大体一致する (C)。

以上のことから n_p の変化に対する τ ~ D 曲線の共通した特性は次のようにになる。

- ① 初期変位におけるセン断応力の上昇率の変化, ② D_f の変化, ③ ピーク近傍の曲率変化,
- ④ ピーク以後の強度低下とその漸減状態, ⑤ 最終強度 τ_u への收れん。

したがって n_P の変化とともに変化する τ ~ D 曲線を式化することによってその特性がより明らかになる。

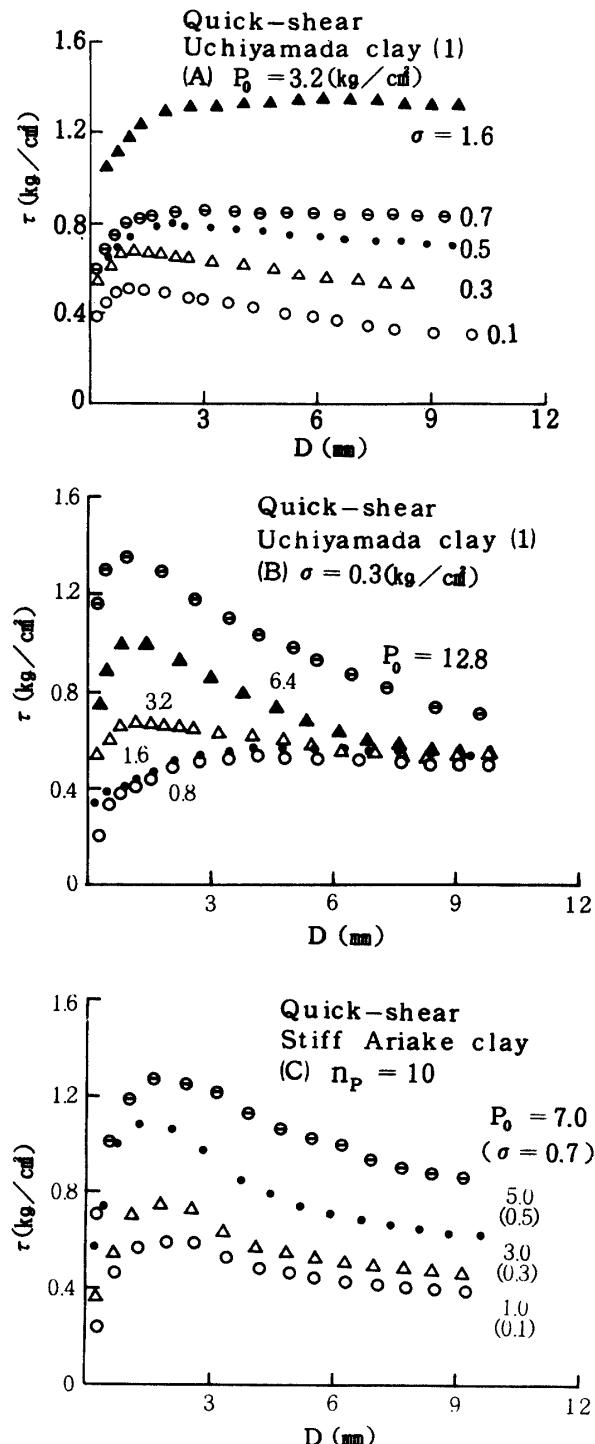


Fig. 4-2-2 Typical shear stress-displacement diagrams for shear before and after failure

- (A) $P_0 = \text{constant}$, $\sigma = \text{various}$
- (B) $P_0 = \text{various}$, $\sigma = \text{constant}$
- (C) $n_P = \text{constant}$

4-2-3 $\tau \sim D$ 曲線を表わす式

Kondner³⁶⁾は粘土の圧密非排水三軸圧縮試験における応力～ヒズミ曲線が双曲線の形で近似しうることを示した。すなわち三軸圧縮試験における軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸ヒズミ ϵ の間には次式の関係がある。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \epsilon / (a + b \epsilon) \quad (4-2-1)$$

ここで、 a , b : 土性、ヒズミ速度および n_p によって決まる定数。

Hansen²⁷⁾は τ , τ_f を用いて次のような実験式を提案している。

$$\tau / \tau_f = \epsilon / \epsilon_f + (\epsilon / \epsilon_f)^n + (\epsilon / \epsilon_f)^{n+1} \quad (4-2-2)$$

ここで、 ϵ_f : τ_f に対応するヒズミ、 n : 定数、軟かい粘土、ゆるい砂および密な砂に対して、それぞれ $n = 1, 1/2, 1/3$ がよく合うとされる。

(4-2-1) は、初期傾度 $1/a$ を持ち、 $\epsilon \rightarrow \infty$ で $\tau = \tau_f = 1/b$ に漸近する双曲線を表わす。したがって、それは、過圧密粘土において限られたヒズミ範囲でえられる ϵ_f に対して最大値を示さないので、 τ_f を表わしえない。しかしピーカーを示さない軟弱な正規圧密粘土やゆるい砂の応力～ヒズミ関係に対しては適用が可能である。

(4-2-2) 式も大きなヒズミに対して過圧密粘土における最終強度 τ_u を満足しない。

今、Fig. 4-2-3(A) の $\tau \sim D$ 曲線の $D \geq D_f$ に (4-2-1) 式を応用して次式をえる。

$$\tau = \tau_f - (D - D_f) / \{ a + b(D - D_f) \} \quad (4-2-3)$$

境界条件は

$$\epsilon = \epsilon_f のとき \quad \tau = \tau_f$$

$$\epsilon = \infty のとき \quad \tau = \tau_u = \tau_f - 1/b$$

これは、計算が簡単でピーカー (D_f , τ_f) と τ_u を満足するが、最大値や変曲線を有しないので、過圧密粘土の $\tau \sim D$ 特性ともいべきピーカー直後の強度漸減部の形状を表わしえない。

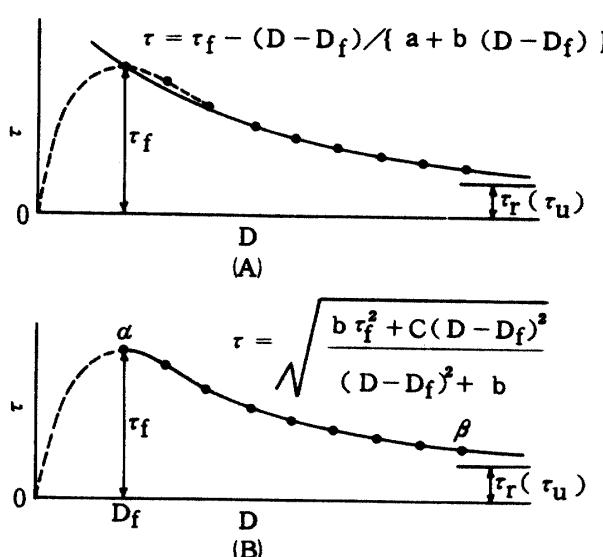


Fig. 4-2-3 Formularization of shear stress-displacement behaviour after passing the peak

(A) Application of the hyperbolic stress-strain relation proposed by Kondner³⁶⁾

(B) Author's empirical expression

そこで著者は、 τ_f 、 τ_u および強度漸減部を同時に表わす式を以下のとく求めた。

Fig. 4-2-3(B)の α 曲線 ($D \geq D_f$) を表わす方程式として次式が考えられる。

$$\tau^2 = \frac{a}{(D - D_f)^2 + b} + C \quad (4-2-4)$$

境界条件は $D = \infty$ のとき $\tau = \tau_u$

すなわち

$$\tau_u = \lim_{D \rightarrow \infty} \sqrt{\frac{a}{(D - D_f)^2 + b} + C} = \sqrt{C} \quad (4-2-5)$$

(4-2-4) 式の極値は

$$X = D - D_f \text{ とおくと}$$

$$\frac{d\tau}{dX} = \frac{-aX\sqrt{X^2 + b}}{(X^2 + b)^2 \sqrt{CX^2 + a + bC}} \quad (4-2-6)$$

したがって、(4-2-4) 式より

$$\frac{d\tau}{dD} = \frac{-a(D - D_f)\sqrt{(D - D_f)^2 + b}}{\{(D - D_f)^2 + b\}^2 \sqrt{C(D - D_f)^2 + a + bC}} \quad (4-2-7)$$

(4-2-7) 式は

$$\left(\frac{d\tau}{dD}\right)_{D=D_f} = \{(4-2-7) \text{ の右辺}\}_{D=D_f} = 0$$

となるので、(4-2-4) 式は極値をもち、その最大値は次式で与えられる。

$$(\tau)_{D=D_f} = \tau_f = \sqrt{\frac{a}{b} + C} \quad (4-2-8)$$

上式を書き換えて

$$a = b(\tau_f^2 + C) \quad (4-2-9)$$

(4-2-9) 式を (4-2-4) 式に代入して

$$\tau = \sqrt{\frac{b\tau_f^2 + C(D - D_f)}{(D - D_f)^2 + b}} \quad (4-2-10)$$

ここで、 b 、 C ：過圧密や土性によって決まる定数。

次に、O α 曲線 ($O \leq D \leq D_f$) においては次式が考えられる。

$$\tau = \tau_f \left\{ 1 - \left(\frac{D_f - D}{D_f} \right)^z \right\} \quad (4-2-11)$$

(4-2-11) 式の極値は

$$X = \frac{D_f - D}{D_f} \text{ とおくと}$$

$$\frac{d\tau}{dX} = -Z \cdot \tau_f \cdot X^{z-1} \quad (4-2-12)$$

(4-2-11) 式より

$$\frac{d\tau}{dD} = \frac{Z \cdot \tau_f}{D_f} \cdot \left(\frac{D_f - D}{D_f} \right)^{z-1} \quad (4-2-13)$$

(4-2-13) 式は

$$\left(\frac{d\tau}{dD} \right)_{D=D_f} = \{ (4-2-13) \text{ の右辺 } \}_{D=D_f} = 0$$

となるので、(4-2-11) 式は極値をもち、その最大値は

$$(\tau)_{D=D_f} = \tau_f$$

$$\text{そして } (\tau)_{D=0} = 0$$

が成り立つので、曲線は原点を通る。

また (4-2-13) 式において

$$\left(\frac{d\tau}{dD} \right)_{D=0} = Z \cdot \frac{\tau_f}{D_f} = \tan \theta = E_i \quad (4-2-14)$$

あるいは

$$\theta = \tan^{-1} \left(Z \cdot \frac{\tau_f}{D_f} \right) \quad (4-2-15)$$

ここで、 E_i ：初期変形係数、 θ ：初期傾度

4-2-4 形状係数と過圧密比

(4-2-10) と (4-2-11) 式を用いて描かれた τ ～ D 曲線を Fig. 4-2-4 に示す。この曲線の形状を表わす τ_f 、 D_f 、 τ_f/D_f 、 I_B および E_i と n_p との関係について述べる。

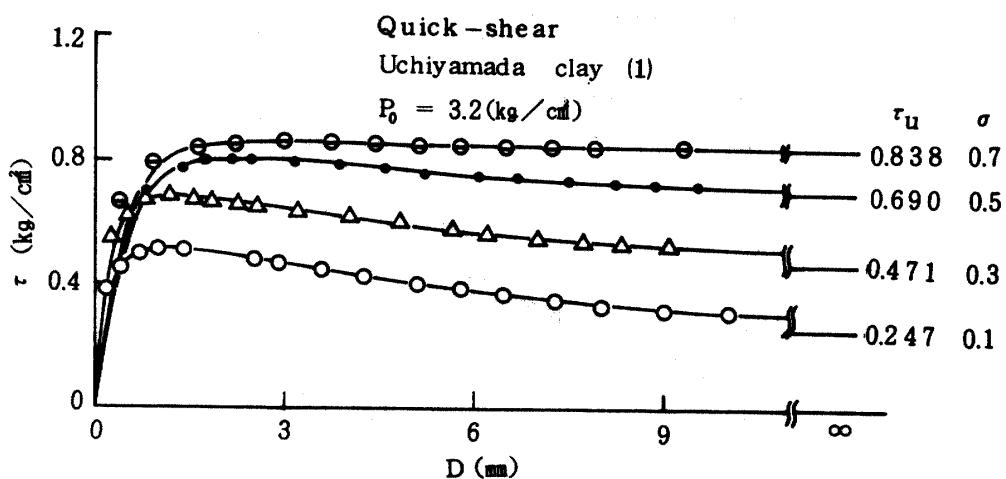
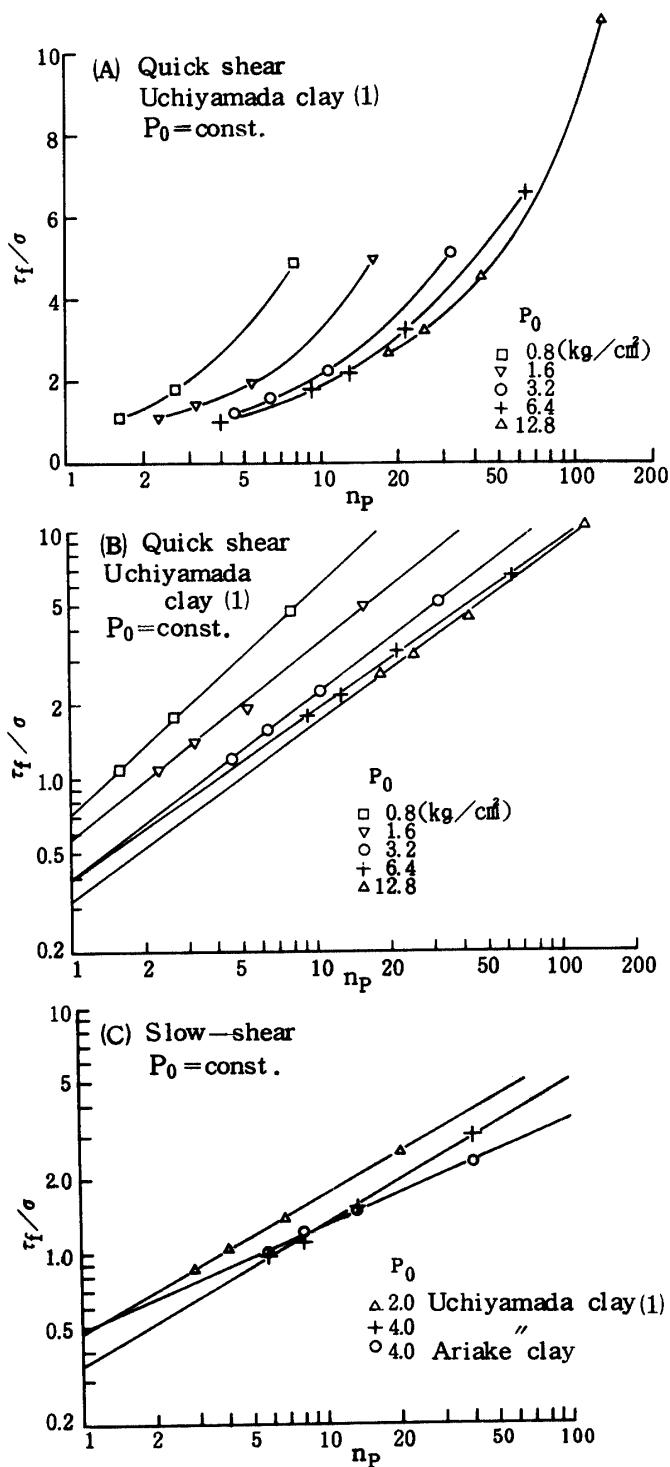


Fig. 4-2-4 Shear stress-displacement curves and ultimate values calculated by the use of the expressions, (10) and (11)

1) τ_f と n_p の関係

Fig. 4-2-5 は、ピーク強度と垂直応力の比 τ_f/σ と n_p の関係を P_0 に対してプロットした一例で、各試料において τ_f/σ は n_p の増加とともに増大し、 P_0 の変化に対して異なる曲線をあらわす。そし

Fig. 4-2-5 τ_f / σ versus overconsolidation ratio in quick shear tests

(A) On a semi-log scale

(B) On a log scale

(C) Results of slow shear tests plotted on a log scale

て n_p に対する τ_f/σ の値は P_0 が大きいほど小さく、その変化曲線の勾配も小さくなる。もちろん、実際の過圧密粘土ではそれぞれ P_0 が決まっているので、一つの粘土において一つの曲線関係がえられるとはいうまでもない。

この関係は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma_{3c} \sim n_p$ の関係とほとんど同義であるので、Henkel (1956) の行なった実験結果 (Fig. 4-2-6) と対比できる。すなわち内山田粘土 (1) および有明粘土 (soft) は、それぞれ Oslo Clay⁵⁵⁾, Weald Clay²⁸⁾ の場合と類似した曲線形状を示す。

また $\tau_t/\sigma \sim n_p$ 関係を両対数紙に表わした場合、各試料において直線的な関係がえられる。その一例を Fig. 4-2-5 の B および C 図に示す。

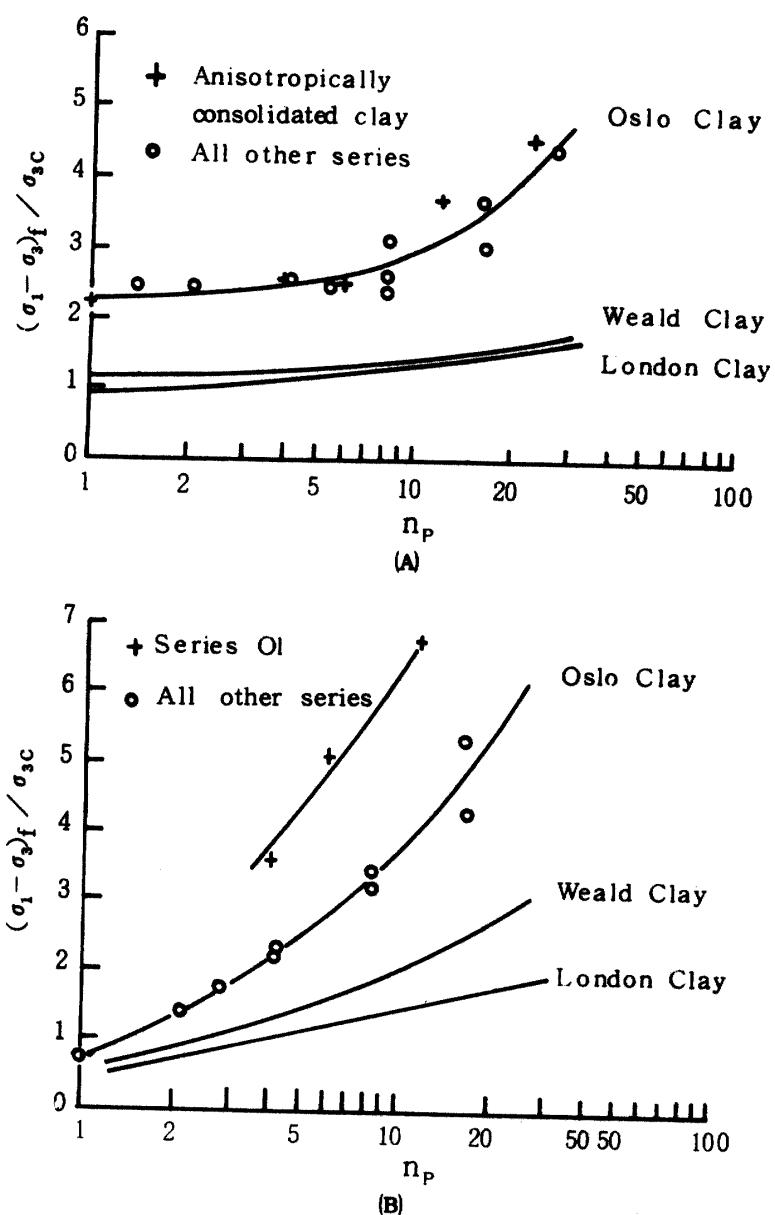


Fig. 4-2-6 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma_{3c}$ versus overconsolidation ratio (4, 8)
 (A) Results of drained tests
 (B) Results of undrained tests

2) D_f と n_p の関係

Fig. 4-2-2 で指摘したように、 n_p の変化は $\tau \sim D$ 曲線の形を変化させ、ピーク値に達するまでの変位 D_f に影響を与える。すなわち n_p が大きいほど D_f は小さく、逆に n_p が小さいほど D_f は大きくなる。 $n_p = 1$ (正規圧密状態)においてはピークがかなり遅れて現われるか、あるいは限られたせん断変位の範囲では応力上昇が続き、ピークが現われない場合が多い。

Fig. 4-2-7 は D_f を n_p の関数として表わしたもので、各 σ に対応させて描かれている。図から明らかなように、内山田粘土(1)において $n_p = 3$ (限界過圧密比)⁵⁴⁾ のときすでに $D_f = 7.2 \text{ mm}$ になるので、それよりも小さい軽過圧密状態ではピークは発生しない。有明粘土においては、 σ の大小にかかわらず $n_p = 1$ のとき $D_f = 3 \sim 4 \text{ mm}$ になり、正規圧密状態でもピークが現われる。そして n_p が大きくなるにつれて D_f は漸減するが内山田粘土に比べてその関係が顕著に現われない。

3) τ_f/D_f と n_p の関係

Fig. 4-2-8 は soft と stiff の有明粘土における $\tau \sim D$ 曲線のピークの位置 (D_f , τ_f) と n_p の間の関係を示す。両者共、 σ を一定にして n_p を変化させた場合の結果で、両対数目盛において直線関係がみられる。

$w_i = 90\%$, $r_{di} = 0.75 \text{ g/cm}^3$ の練返し土である有明粘土(soft)は P_0 のもとで圧密されることによって粘土粒子相互間の結合力を高める。そして n_p が大きくなるほど圧密効果も大になり、強度増加が起こる。粘土粒子は一般に板状であり、Duncan¹⁴⁾によれば、その粒子の配列は圧密中の最大主応力面に平行になる。この傾向は圧密圧力の増大とともに著しくなってせん断特性に影響する。

一方、 $w_i = 65\%$, $r_{di} = 0.84 \text{ g/cm}^3$ の有明粘土(stiff)は風乾によって固化した不カク乱試料であるため、構造的にかなりしっかりした粒子配列がなされており、高い強度を有している。したがって、試料が経験した圧力よりも大きな P_0 を負荷することによって起こる骨組構造の崩壊とそれに伴う粒子の再配列が考えられ、必ずしも n_p の増大による強度増加の効果があるとは限らない。これは、 $\tau_f/D_f \sim n_p$ 関係だけでなく、前記した $D_f \sim n_p$ 関係においても認められている。

4) I_B と σ の関係

粘土の $\tau \sim D$ 挙動は応力履歴によって大きく左右され、ピーク後の強度低下も n_p や固結度の高いものほど、より顕著に現われる。

Bishop のブリトル指数 I_B ^{6,8)} と σ との間には Fig 4-2-9 の関係があり、ある一定の P_0 に対しては一つの決まった曲線がえられる。これは、Bishop によっても指摘されている。

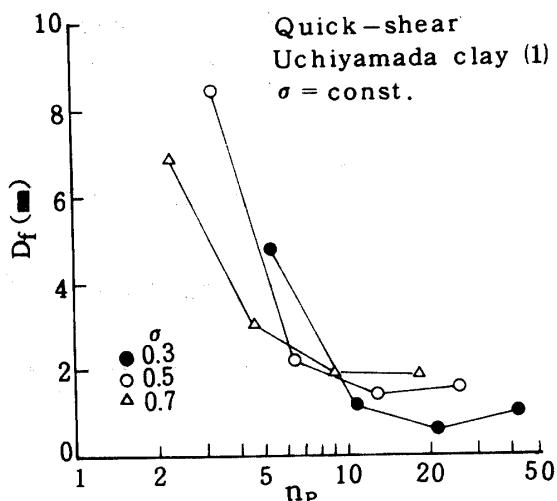


Fig. 4-2-7 Displacement at points of the peak versus overconsolidation ratio in quick shear tests.

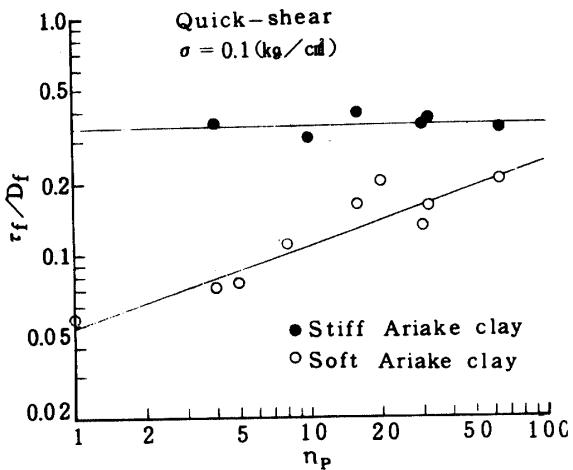


Fig. 4-2-8 τ_f/D_f versus overconsolidation ratio in quick shear tests

内山田粘土(1)において $P_0 = 6.4 \text{ kg/cm}^2$ の場合、 $n_p = 64$ に相当する $\sigma = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ のもとで $I_B = 65\%$ 、 $n_p = 6.4$ に相当する $\sigma = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ のもとで $I_B = 13\%$ および $n_p = 4$ に相当する $\sigma = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ のもとで $I_B = 3\%$ になる。

これに対して、Weathered brown London Clayでは、非常に低い応力領域のもとで $I_B = 100\%$ 、試料採取地点の平均的な深度に相当する応力のもとで $I_B = 50\%$ 、そして比較的高い応力のもとでは $I_B = 30\%$ になるといわれる⁸⁾。

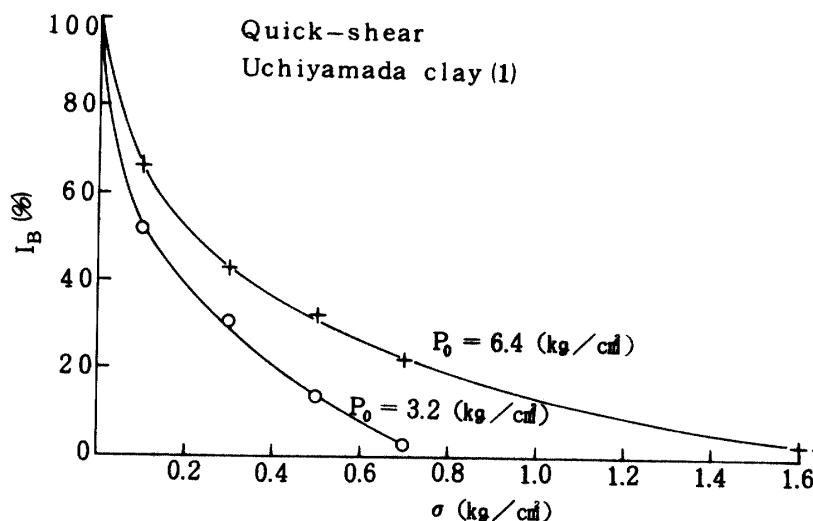


Fig. 4-2-9 Brittle index versus normal stress in quick shear tests.

5) E_i と n_p の関係

Fig. 4-2-2 の $\tau \sim D$ 関係において述べたように、 n_p ($\sigma = \text{const.}$ の場合) が大きくなるほどせん断変位の増加に対する応力の立上りが急になる。Fig. 4-2-10 は (4-2-14) 式を用いて計算した E_i と n_p の関係を示す。soft および stiff 試料はともに直線的に変化している。両者における相違は、前者が高含水の練返し土であるのに対し、後者が固結した不カク乱土であることによると考えられる。そして stiff 試料の場合は、先行圧密載荷前の固結の状態が、練返し土 (soft) を圧密・膨張することによってえられる $n_p = 50 \sim 80$ の状態に相当するため、 n_p の増加に対する E_i の増加率は小さい。

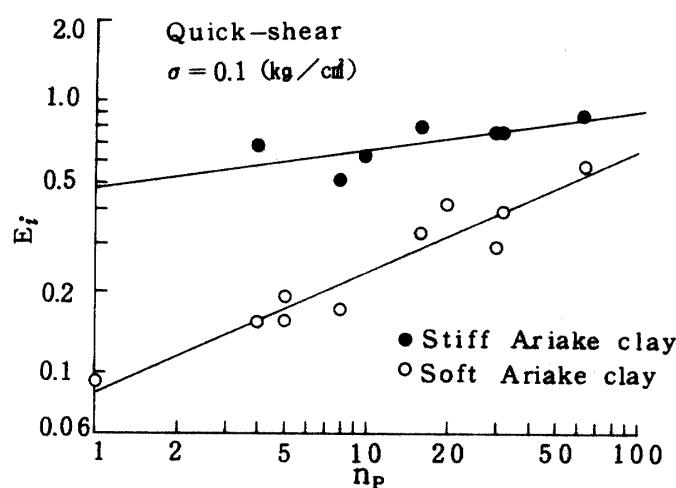


Fig. 4-2-10 Initial tangent modulus versus overconsolidation ratio in quick shear tests.

4-3 ピーク強度と過圧密比²¹⁾

4-3-1 粘土の圧密とセン断特性

圧密とセン断強度の関係を調べるさいには圧密の考え方を拡張して膨張までも含める。すなわち実際問題においてその粘土試料が正規圧密状態にあるか過圧密状態にあるかによって多少異なった考え方をする必要があるので、圧密による強度定数の変化を問題にする場合には正規圧密と過圧密の両方の状態について試験を行なわなければならない。

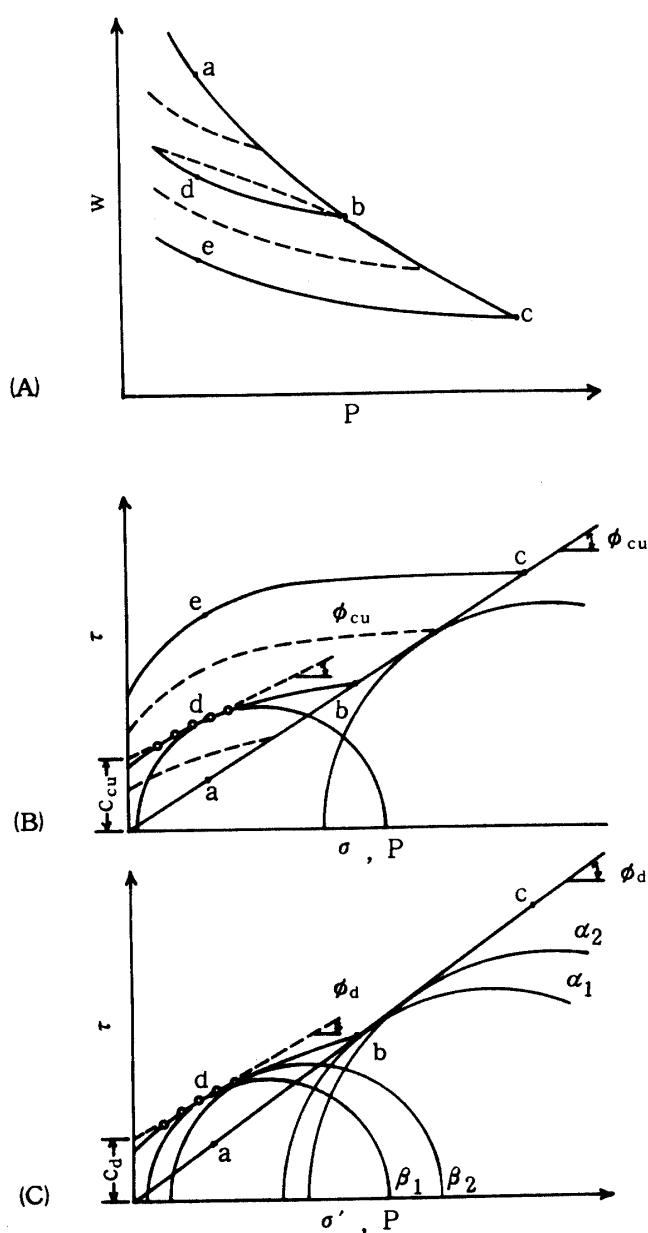


Fig. 4-3-1 Consolidation and shear strength characteristics of clays

(A) Water content and consolidation Pressure

(B) Mohr diagram for consolidated-undrained tests

(C) Mohr diagram for consolidated-drained tests

Fig. 4-3-1 は粘土試料についての一連の圧密およびセン断試験結果を模式的に示したものである。^{7,48)} A図は供試体を初期状態より $a \rightarrow b \rightarrow c$ と圧密した場合、および $a \rightarrow b$ と圧密した後 $b \rightarrow d$ と膨張させた場合の圧密圧力 P と含水比 w の関係を示す。圧密および膨張後の非排水セン断でえられるセン断強度を垂直応力 σ に対してプロットしたものがB図である。 $a \rightarrow b \rightarrow c$ のような正規圧密状態では非排水強度は σ に関して直線的に増大するが、 $w \sim P$ 図の $b \rightarrow d$ のような過圧密状態では τ と σ の関係は、 $\tau \sim \sigma$ 図の db とか ec のごとく湾曲した強度線になる。したがって、その強度定数を求めるためには、問題としている垂直応力領域の曲線部を直線で置きかえるのである。C図の圧密排水セン断試験結果の場合も同様である。図中 α_1 、 α_2 は正規圧密領域、 β_1 、 β_2 は過圧密領域に対する Mohr の応力円を示す。

再び A図の $w \sim P$ 曲線に戻って、 b 点よりもさらに大きな c 点の圧密圧力（試料の応力履歴中最大の圧密圧力を先行圧密荷重 P_0 という）を受けていた試料が、 e 点まで減圧されたことによって膨張した場合の過圧密状態では、包絡線は、B図に示されるように、 σ が小さくなるほど曲率の大きな湾曲を呈する。 P_0 を変化させた場合も同様な傾向を示し、同じ領域の σ に対しては過圧密比 n_p （または P_0 ）が大きいほど高い強度と曲率の大きい包絡線がえられる。そして σ が P_0 に近づくにつれて曲線はゆるやかになり、 $\sigma = P_0 (n_p = 1)$ の時点では正規圧密状態に対する包絡線と一致する。このように、過圧密粘土に対する強度定数の値は n_p や P_0 の大きさによって種々変化する。

4-3-2 実験

小型一面セン断試験機を用い、内山田粘土(1)、(2)および有明粘土について急速セン断 ($\bar{v}_s = 0.6 \text{ mm/min}$)を行なった。

供試体：2 mmフルイ通過試料を一定含水比まで自然乾燥させてから練返し、湿潤密度が一定になるよう成形した。圧密：所定の P_0 のもとで十分圧密してから、 σ のもとで落ち着くまで膨張させる。セン断：膨張時と等しい σ のもとでセン断する。

4-3-3 結果と数理的関係

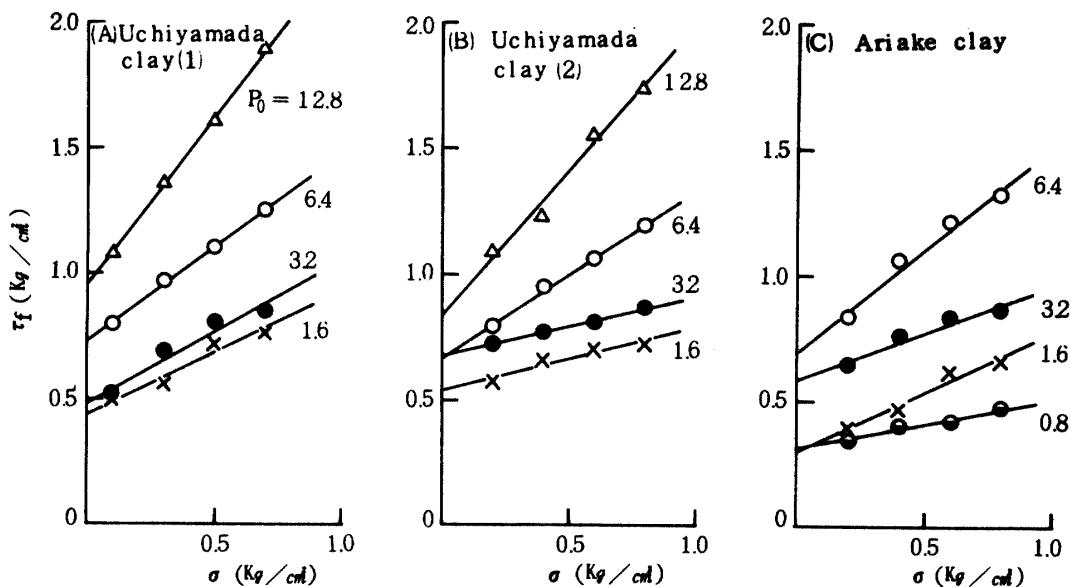


Fig. 4-3-2 Coulomb shear strength diagram and consolidation pressure

Fig. 4-3-2 の $\tau_f \sim \sigma$ 関係は所定の過圧密領域についての試験結果である。 P_o を 0.8, 1.6, 3.2, 6.4, 12.8 kg/cm² と変化させ、それに対して σ を 0.1 (0.2), 0.3 (0.4), 0.5 (0.6), 0.7 (0.8) kg/cm² と変化させる。各試料共、 P_o の違いによって位置の異なった包絡線を形成しており、大きな P_o に対するもの (n_p の大きい過圧密領域) ほど急な勾配と大きな切片を与える。内山田粘土(1)の場合 $P_o = 12.8 \text{ kg/cm}^2$ と 1.6 kg/cm² では、粘着力においておよそ 54%, 内部摩擦角においておよそ 50% の差異が認められる。

実際、過圧密領域における強度線は湾曲を呈しており、 P_o の変化に対してある決った規則的な間隔でもって変化することが知られている³²⁾。それゆえ、強度定数を求めるためには、問題としている σ の限られた範囲内の湾曲部を直線によって置き換えていく。

Coulomb の式からわかるように、 τ_f は σ の関数であることはいうまでもなく、さらに n_p の関数でもある。すなわち

$$\tau_f = C + \sigma \tan \phi \quad (4-3-1)$$

$$\tau_f = F(\sigma, n_p) \quad (4-3-2)$$

Fig. 4-3-3 に示されている $\tau_f \sim n_p$ 関係には σ に対してプロットされており、 n_p を 1 ~ 64 の範囲で変化させた。3 試料において直線関係がみられる。そしてそれぞれの直線群は、 σ の変化に対して一定な変化を示す勾配と、 σ の大きさに関係なく互いに隣接している切片を有する（これは Barron²⁾ の $\sigma_1/\sigma_3 \sim n_p$ でも認められている）。すなわち各 σ に対して次式が成り立つ。

$$\tau_f = b + a n_p \quad (4-3-3)$$

ここで、 b : 土性によって決まる定数で、 σ の変化によってあまり影響されない。 a : σ の関数である

τ_f と σ および n_p を関連づける数理的方程式を確立するために問題になるのは、 $\tau_f \sim \sigma$ 関係と $\tau_f \sim n_p$ 関係を結びつける関数を如何にみつけるかということである。

Fig. 4-3-3 に示されている $\tau_f \sim n_p$ 直線の勾配 a と σ の関係を決定することは、関数をみつけることと同義であるので、

今、(4-3-3) 式を変形して

$$a = (\tau_f - b) / n_p \quad (4-3-4)$$

$$= \{(\tau_f - b) / P_o\} \cdot P_o / n_p \quad (4-3-4)$$

さらに $n_p = P_o / \sigma$ から

$$a = \{(\tau_f - b) / P_o\} \cdot \sigma \quad (4-3-5)$$

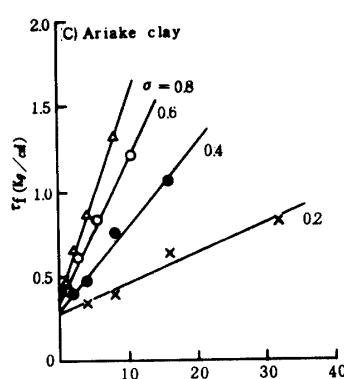
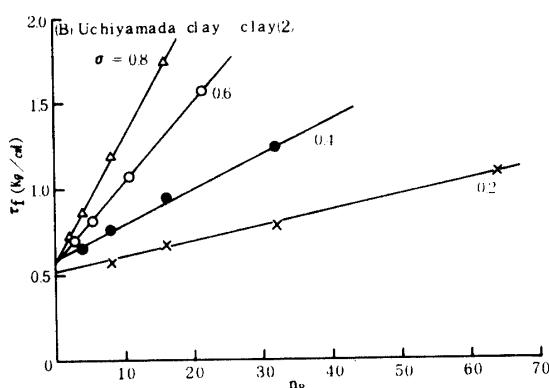
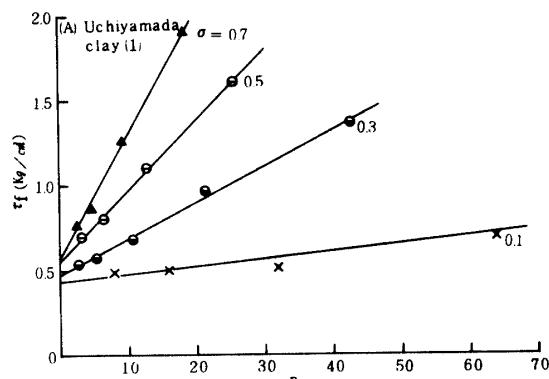


Fig. 4-3-3 Shear strength versus overconsolidation ratio and normal stress.

a は次式のような対数関係によって σ と関係づけられる。

$$\ln(a) = n \cdot \ln(\sigma) + \ln(T) \quad (4-3-6)$$

ここで、 n 、 T ：土性によって決まる定数。

Fig. 4-3-4 に示すように、両対数紙上で a を σ に対してプロットすることによってえられる直線の勾配が n を、切片が T を意味する。 T は $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対応する値である。

(4-3-6) 式は $a = T \cdot \sigma^n$ のように整頓されるので、 τ_f は次式で表わされる。

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} P_0 \quad (4-3-7)$$

ここで、 \bar{b} ：Σ b/N 、 N ： σ に対する (4-3-3) 式の数。

(4-3-7) 式を、 n_P の代りに P_0 で表わすと、

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} P_0 \quad (4-3-8)$$

これは P_0 の一次関数で、(4-3-7) 式とはほとんど同義であることが、Fig. 4-3-2 と 4-3-5 から明らかである。また (4-3-8) 式は P_0 を一定にした場合の $\tau_f \sim \sigma$ 関係も示す。もちろんその関係は、Coulomb の式にしたがった真直な包絡線にならず、高い n_P の領域ほど曲率の大きい曲線を形成しており、過圧密粘土の一般的な強度特性を示す。

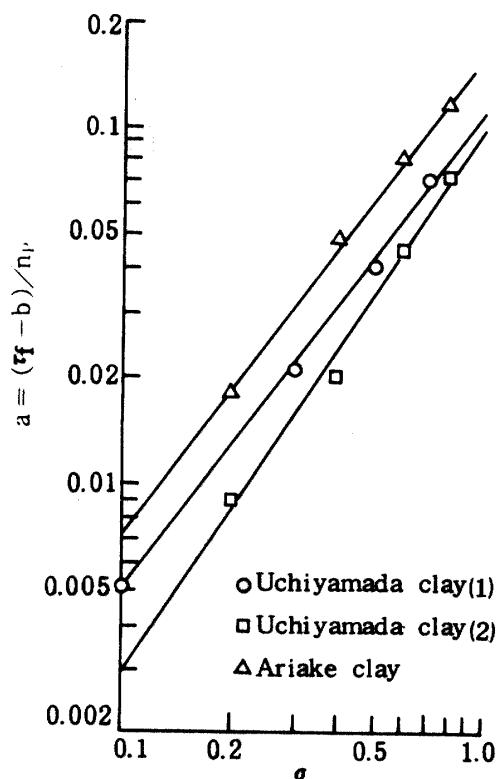


Fig. 4-3-4 Method used for determining the parameters n and T

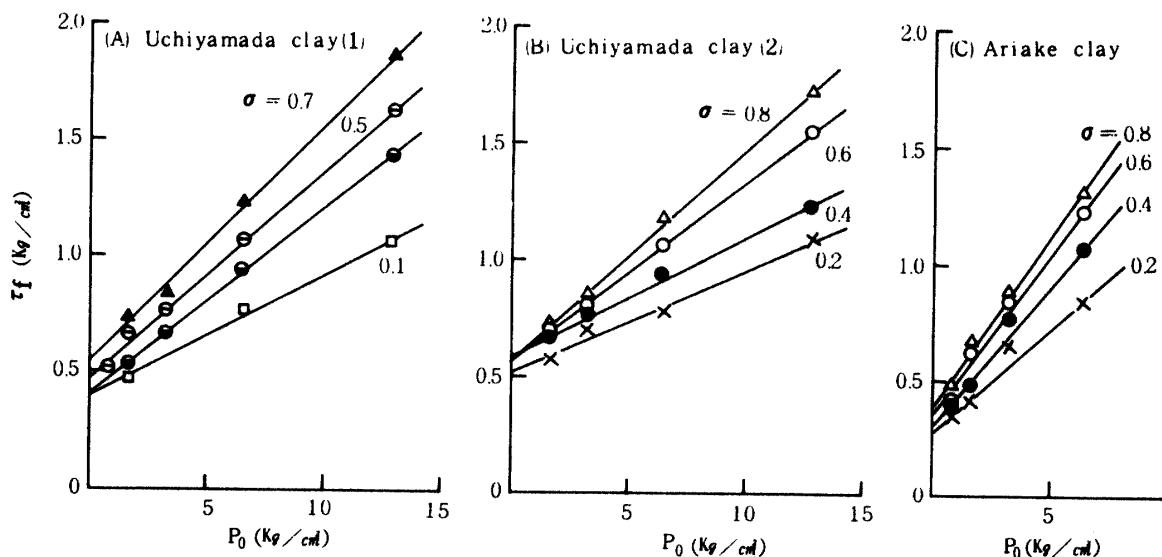


Fig. 4-3-5 Shear strength versus preconsolidation pressure and normal stress

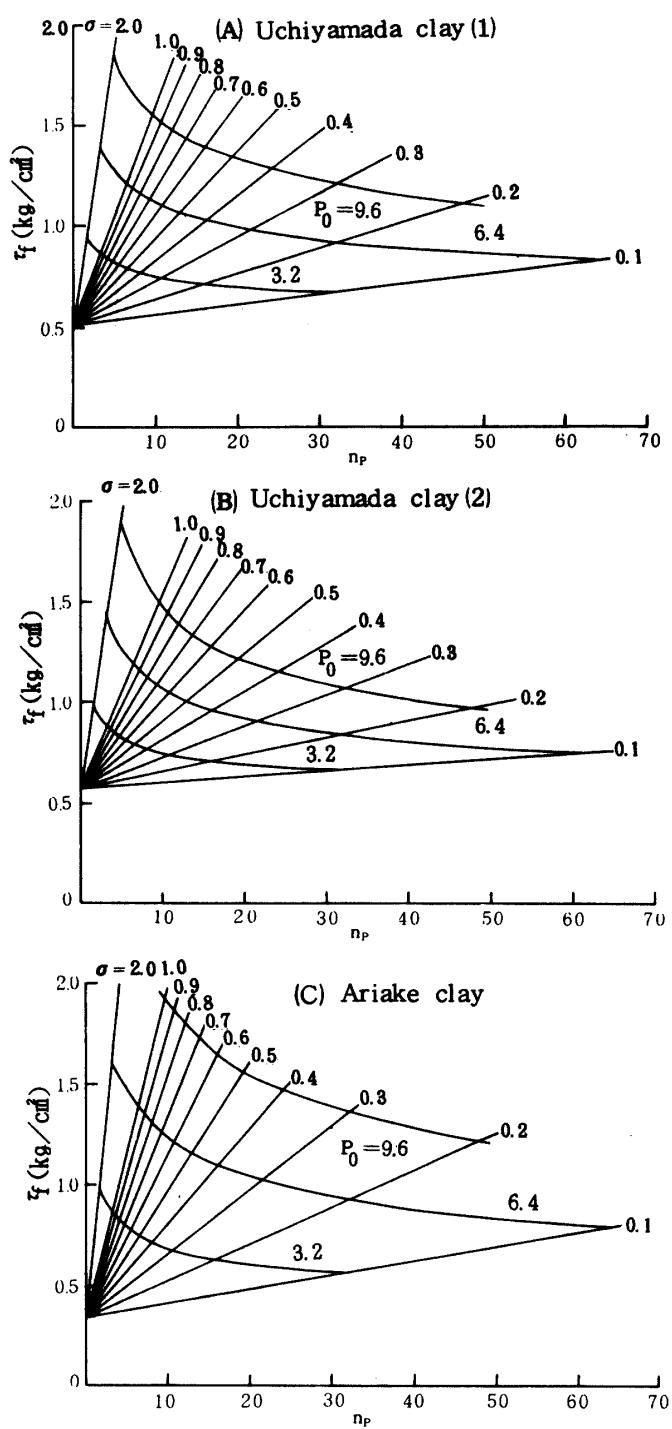


Fig. 4-3-6 Relationship between the equation, $\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot n_P$ obtained on the original data and normal stress and preconsolidation pressure

(A) $\tau_f = 0.507 + 0.109 \sigma^{1.341} \cdot n_P$
 (B) $\tau_f = 0.569 + 0.097 \sigma^{1.525} \cdot n_P$
 (C) $\tau_f = 0.334 + 0.164 \sigma^{1.361} \cdot n_P$

実際に(4-3-7)式を用いて、3試料に関する過圧密領域の強度を表わすと、それぞれに対して次式がえられる。

$$\left. \begin{aligned} \text{内山田粘土(1)}: \tau_f &= 0.507 + 0.109 \sigma^{0.341} \cdot n_p \\ \text{内山田粘土(2)}: \tau_f &= 0.569 + 0.097 \sigma^{0.525} \cdot n_p \\ \text{有明粘土}: \tau_f &= 0.334 + 0.164 \sigma^{0.361} \cdot n_p \end{aligned} \right\} \quad (4-3-9)$$

ここで、右辺第一項の値は \bar{b} を示し、それぞれFig. 4-3-3における $\tau_f \sim n_p$ 直線の切片 b の平均値で与えられる。 n および T はFig. 4-3-4と(4-3-6)式から求められる。

(4-3-9)式を $\sigma = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に関して計算したものをFig. 4-3-6に示す。図中、右下りの曲線は P_0 を一定にして σ を変化させた場合の n_p の変化とせん断強度の関係を表わす。下方から順に、 $P_0 = 3.2, 6.4, 9.6 \text{ kg/cm}^2$ に対する等価線である。これらを式で表わすと、

$$\left. \begin{aligned} (4-3-9) \text{式と } n_p = P_0/\sigma \text{ から} \\ \tau_f &= 0.507 + 0.109 \sigma^{0.341} \cdot P_0 \\ \tau_f &= 0.569 + 0.097 \sigma^{0.525} \cdot P_0 \\ \tau_f &= 0.334 + 0.164 \sigma^{0.361} \cdot P_0 \end{aligned} \right\} \quad (4-3-10)$$

がえられる。

(4-3-10)式を $P_0 = 3.2, 6.4, 9.6 \text{ kg/cm}^2$ に関して計算したものをFig. 4-3-7に示す。 $\tau_f \sim \sigma$ 関係はすべて同じ応力領域($\sigma = 0.1 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$)におけるプロットなので、当然 P_0 が大きいほど n_p も大きく、高い強度と大きな曲率の曲線になる。また同一の P_0 に対する $\tau_f \sim \sigma$ 曲線内でも大きな過圧密比の領域ほど曲率は大きく、反対に過圧密比が小さくなる。 $(\sigma \text{ が } P_0 \text{ に近づく})$ につれて曲率も小さくなり、最後にはほとんど直線となる。言い換えると、一つの過圧密領域において σ の如何なる範囲を代表させるかによって異なった包絡線がえられ、当然強度定数も変化する。したがって、この場合の粘着力や内部摩擦角は問題としている垂直応力領域に対する限定包絡線で与えてよいことがわかる。

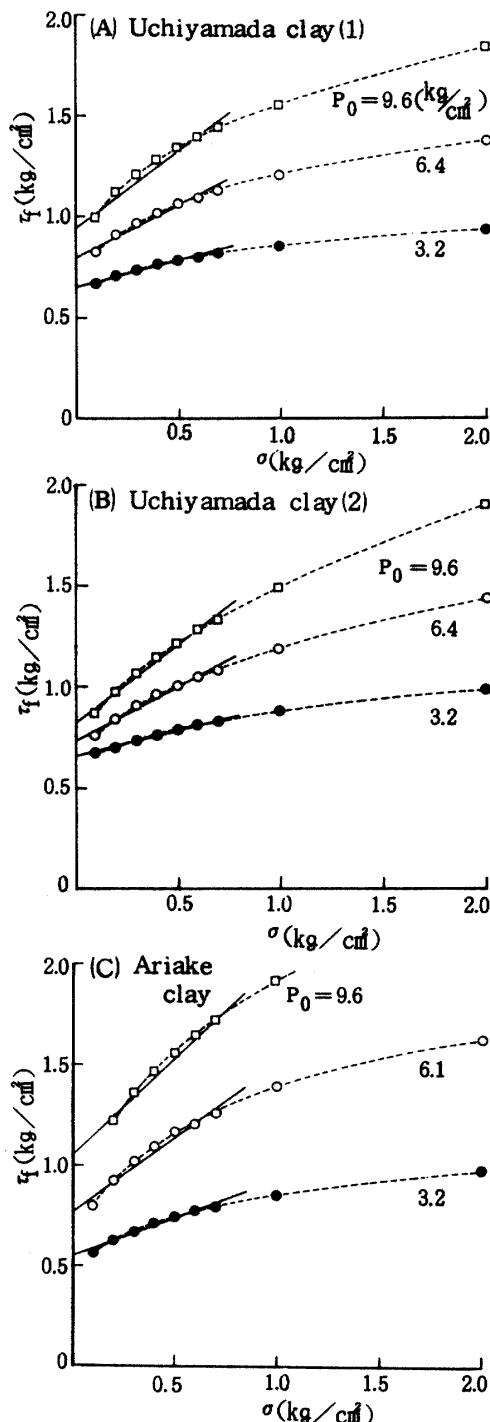


Fig. 4-3-7 Typical plots of shear strength versus normal stress computed on the equation,

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} \cdot P_0$$

$$(A) \tau_f = 0.507 + 0.109 \sigma^{0.341} \cdot P_0$$

$$(B) \tau_f = 0.569 + 0.097 \sigma^{0.525} \cdot P_0$$

$$(C) \tau_f = 0.334 + 0.164 \sigma^{0.361} \cdot P_0$$

4-4 むすび

実験結果から次の点が明らかになった。

- 1) ピーク以後の $\tau \sim D$ 曲線の形状は解析的に次式で表わされる。

$$\tau = \sqrt{\frac{b \tau_f^2 + C(D - D_f)^2}{(D - D_f)^2 + b}} \quad (D \geq D_f)$$

ここで、 b , C は過圧密比や土性によって決まる定数、 τ_f , D_f はピーク強度とそれに対応する変位を示す。

2) 過圧密状態における $\tau \sim D$ の挙動は試料の受けた応力履歴によって大きく影響される。すなわち過圧密の程度の高い土ほど、固結化が進み、強度の増加とピーク後の強度低下が顕著である。

3) $\tau \sim D$ 曲線の形状係数 (τ_f/D_f , E_i , τ_f/σ) と過圧密比 n_p は相関関係がきわめて高い。

4) τ_f は σ の関数であるばかりでなく n_p の関数である。すなわち次式が成り立つ。

$$\tau_f = \bar{b} + T \sigma^n n_p$$

n_p を先行圧密荷重 P_0 で置き換えると

$$\tau_f = \bar{b} + T \sigma^{n-1} P_0$$

ここで \bar{b} , T , n は土性によって決まる定数である。上式は P_0 の一次関数であると同時に、 P_0 を一定にした場合の $\tau_f \sim \sigma$ 関係すなわち過圧密領域のせん断強度特性を示す。したがって、強度定数を求めるためには、問題にしている過圧密領域の $\tau_f \sim \sigma$ 関係の湾曲部を直線で近似させ、限定包絡線とする。

このように、任意の粘土に対しある限られた範囲の $\tau_f \sim n_p$ 関係を実験的に求めることによって \bar{b} , T , n が決まるので、 P_0 が変化した場合の $\tau_f \sim \sigma$ の特性と強度定数を推定できる。

5 島尻層泥岩地帯の地すべりと残留強度²³⁾

5-1 まえがき

沖縄本島中南部の島尻層泥岩地帯の地すべり地は $10 \sim 20^\circ$ の緩斜面を形成し、サトウキビ畑やすすきが原となっている (Photo. 5-1, 5-2)。そのような自然斜面においてホ場整備や道路取付けを行なうさい、末端部の切取工が斜面の安定度にどのように影響するかについて調査・研究することは農地保全対策上重要である。

過去に地すべり調査・対策工が 2, 3 行なわれ^{19, 47~50, 70, 71)}、通常のせん断試験結果を用いて安定解析を行なった場合、いずれもすべりは発生しないという結果になっている。そこで安全率を $F_s = 1$ とし、 $C' = 0$ の場合の ϕ' , $\phi' = 0$ の場合の C' を求め、これによって $C' \sim \phi'$ 図を描き、それに地すべり土塊の一般強度 ($C' = 0.5 \sim 4 t/m^2$, $\phi' = 5 \sim 25^\circ$) の中で粘着力を $2 t/m^2$ 以下、内部摩擦角の値は理論的にすべり面の平均勾配以下であるといった手順で土塊強度の採用可能な値を限定しているのが現状である^{48~50, 66)}。しかしこのような従来の方法では島尻層泥岩斜面における地すべり機構を解明しえない点が多くみられるので、Symons 等^{55, 58, 69)} と同様、著者は本地帯における自然斜面の安定解析に残留強度を適用することが合理的であるとし、これを実証した。



Photo. 5-1 Landslide at Kudeken,
Chinen-son

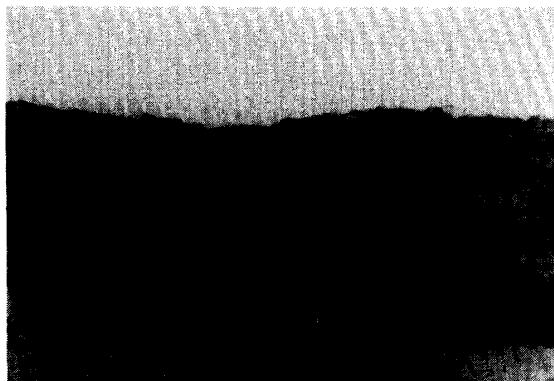


Photo. 5-2 Landslide at Gishi,
Kochinda-son

5-2 地すべり事例の概説

(1) 高良地内地すべり

高良地内地すべりの縦断面をFig. 5-1に示す。地形・地質的に典型的な地すべり斜面である(Photo. 5-3)。すなわちFig. 5-2のCase 1のように緩斜面の背後地には島尻層の上に不整合に堆積した硫球石灰岩(層厚30~50m)が帽子状に載っているため、下層の島尻層泥岩を不透水性基盤として空隙や空洞の多い石灰岩層が地下水を貯留するようになる³⁶⁾。その一部は境界面から湧水となり、また一部は水頭差によって地質学的スケールでゆっくり泥岩中を垂直浸透する⁶⁵⁾。そして特に走向が斜面の傾斜方向と一致しているところでは常時浸透水圧による強制的な風化を受けて泥岩は軟化現象を起こす。当地区の地すべりはホ場整備に伴なう道路取付けの際斜面末端部を切取ったことが直接の誘因となっている。すべり面はテストピット、頭部の陥没および末端の舌部から推定した。またすべり前および切り前の原地盤はFig. 5-1に示してある。



Photo. 5-3 Landslide at Takara,
Kochinda-son

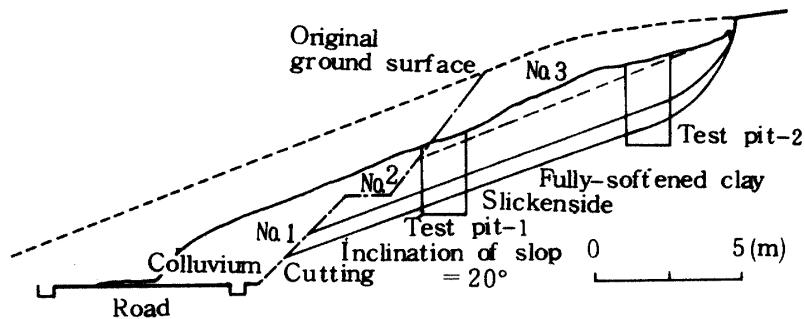


Fig. 5-1 Landslide at Takara, Kochinda-son

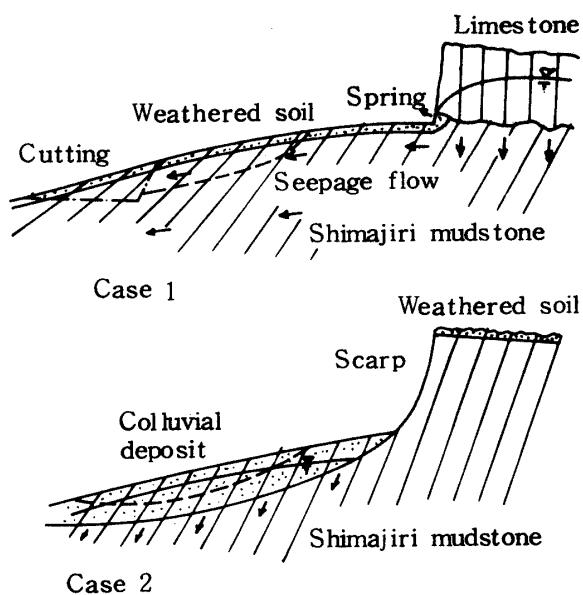


Fig. 5-2 Idealized sketch of typical sliding lay of the land.

(2) 新里地内地すべり^{48,49)}

新里地内の地すべりの縦断面 I, IIをFig. 5-3, 5-4に示す。当地区では、その地形および地質に地すべり発生の素因を有する。すなわち地形的には緩傾斜地の平均勾配が7~16°程度で、その背後には30~90°の急崖があり、Fig. 5-2のCase 2に相当する。地質的には当地区の基盤岩である泥岩および弱風化泥岩の上部を被う風化岩類および崩積土中にすべり面発生の可能性がある。すなわち中風化泥岩は岩質が比較的良好で、地すべりが発生する可能性は比較的に少ないが、強風化泥岩は軟化して

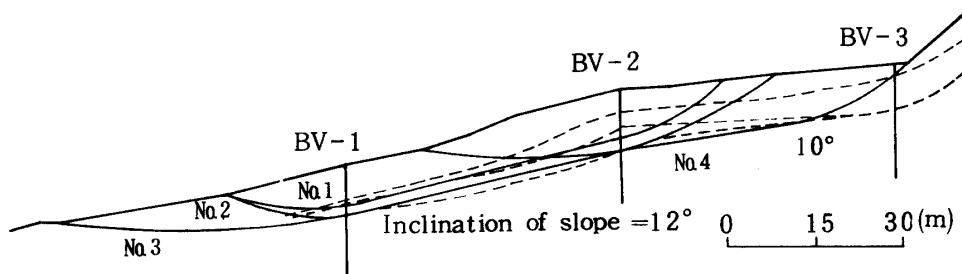


Fig. 5-3 Landslide at Shinzato I, Sashiki-son.

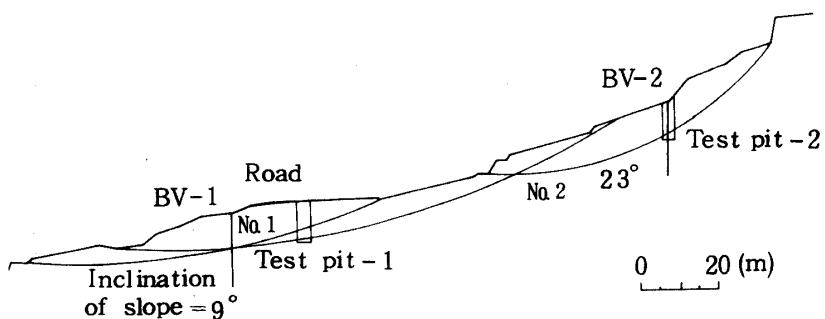


Fig. 5-4 Landslide at Shinzato II, Sashiki-son.

いるため地すべり発生の可能性が大である。またこれらの風化岩の上部に分布するカク乱土や崩積土も地すべりの発生が懸念されるものである。特に上部の急崖から崩落する堆積土はすべり斜面に対して頭部載荷重となり、すべりの誘因として働いていると考えられる。

(3) 安里地内地すべり⁵⁰⁾

地すべりの縦断面図をFig. 5-5に示す。国道35号線舗装面には円弧状のキレツが発生しており、道路盛土脚部にもキレツ、陥没地がみられる。そして斜面末端部はたえず沢水により洗掘され、侵食されている。本すべりの道路部は盛土による荷重増のためすべりが誘発されたようである。なおすべり面は想定すべり面である。

中城湾に面する当地区一帯は段丘状の地形を呈している。この中で一段突出した丘陵～急崖地では高良地区同様琉球石灰岩が分布している。比高20～50m程度の急崖では崩壊が多発しており、これより沖積低地までの間は傾斜20°以下の比較的緩斜面を形成している。

地質的には、基盤岩の島尻層泥岩よりなり、一部砂層の薄層を挟む。新鮮部は塊状で多少軟化しており、露頭は風化し、キレツが多く弱体化している。層理面は水平に近いが、若干波状のうねりがみられる。基盤岩上の被覆層は崩堆土（地すべり土塊や農耕土を含む）で、褐灰～青灰色の粘性土である。

当地区内では、大小34個の地すべりが推定され、そのほとんどが旧地すべりと考えられるが、中にはキレツや陥没等からして現在活動中のものもある。しかし大きく一度にすべるものは少なく、降雨に起因して少しづつ小ブロックで移動するもので、タイプとしては基盤が浅く、表層すべりと考えられる。

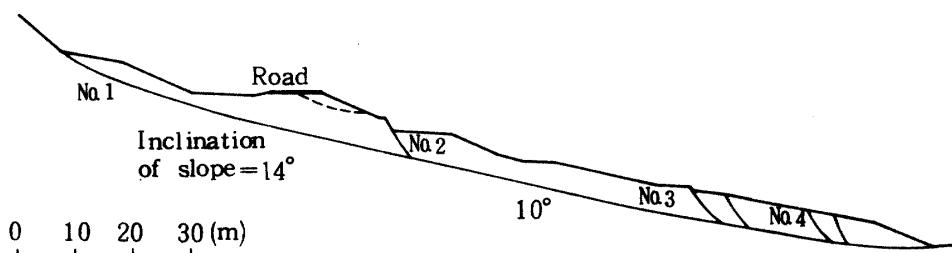


Fig. 5-5 Landslide at Asato, Nakagusuku-son

(4) 与那原テック地すべり⁵⁰⁾

Fig. 5-6に示す与那原テック地すべりは、現在活動中で、滑落崖が約1.5m、斜面下方部には圧縮キレツを生じており、曲型的な表層地すべりである（Photo. 5-4）。与那原の南部丘陵地に位置する与那原テックは急傾斜面部に造成したものである。全体的に馬ティ型を示す地形をなし、その山頂面は中城村の段丘面にはば対比される。急崖の下方の緩斜面は遊園地として利用されているが、現在著しくすべっているのはロープウェイ沿いの盛土部を中心とする斜面である。地質的には、急崖付近が島尻層泥岩よりなり、下部の緩斜面は崩積土（泥岩の切土からなる盛土材を含む）で被われている。

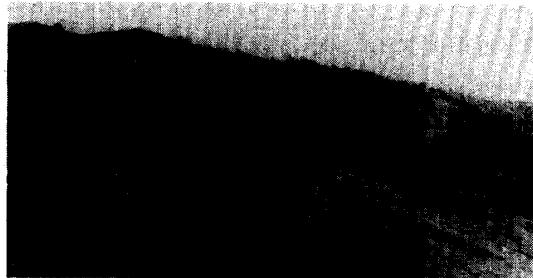


Photo. 5-4 Landslide at Yonabaru-Tekku Yonabaru-son

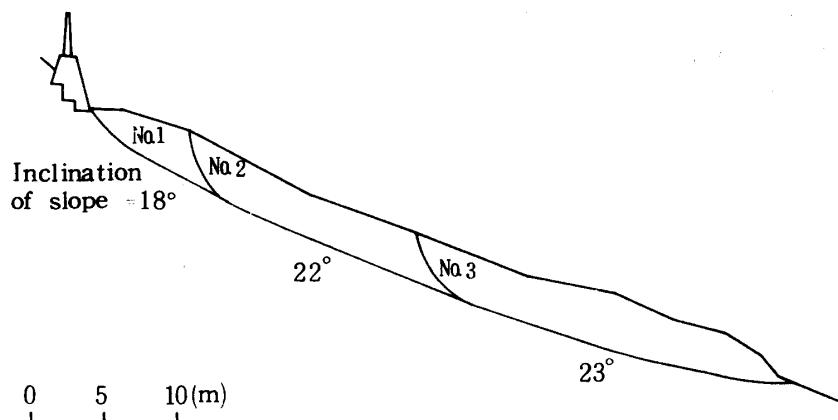


Fig. 5-6 Landslide at Yonabaru-Tekku, Yonabaru-cho

5-3 安定解析

(1) 各地地すべりの $C' \sim \tan \phi'$ 関係

一般になだらかなすべり斜面の安定を検討する場合単純円弧すべりを仮定するか、複合すべりを仮定し、それに地形的要因を付加してスライス分割を行ない、次式によってすべりの安全率計算を行なう(Pettersson の方法)^{66, 74)}。

$$F_s = \frac{\sum C' l + \sum (W \cos \theta - U) \tan \phi'}{\sum W \sin \theta} \quad (5-1)$$

ここに、 F_s ：安全率、 W ：スライス部分の土の重量、 l ：スライスのすべり面を切る弧の長さ、 θ ：スライスとすべり面の傾斜角度、 U ：スライスに作用する間ゲキ水圧の合力、 C' ：土の粘着力、 ϕ' ：土の内部摩擦角

いま飽和時（地表面まで地下水位が上昇）にすべり移動が起こるためにはどの程度のせん断強度であればよいかを求めるため、 $F_s=1$ と仮定して各すべり断面について $C' \sim \tan \phi'$ 計算を行なった結果を Fig. 5-7 (a~e) に示す。

高良地内地すべりと与那原テック地すべりにおいて $C'=0$ のとき $\tan \phi'$ が大きめに求められ、新里地内(II)地すべりにおいて $\tan \phi' \approx 0$ のとき C' が $2.5 t/m^2$ 前後になっている。

与那原、玉城、高良地内地すべりのすべり面付近の新鮮泥岩、分離面および完全軟化粘土についてのせん断試験結果から、泥岩斜面のすべり面に働く平均せん断強度定数の内部摩擦角が $\phi' = 15 \sim 20^\circ$ の範囲にあるとして、粘着力 C' の値を Fig. 5-7 (a~e) から読みとり、Table 5-1 に示す。それによると粘着力はすべて $C' = 0 \sim 1.30 t/m^2$ の範囲にあり、室内試験からえられるピーク強度定数に比べてかなり小さく、むしろ節理等の自然分離面や完全軟化試料の強度に近いことがわかる。

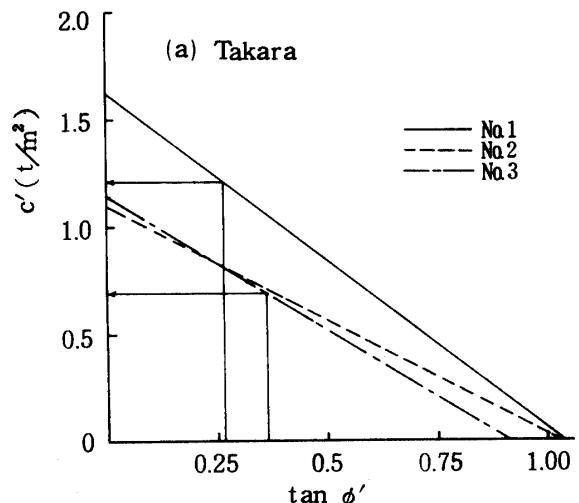


Fig. 5-7 $C' - \tan \phi'$ diagram
(Ground water level = ground surface level, $r_{sat} = 1.85 t/m^2$, $U = A \cdot r_w$, A : area of slice)

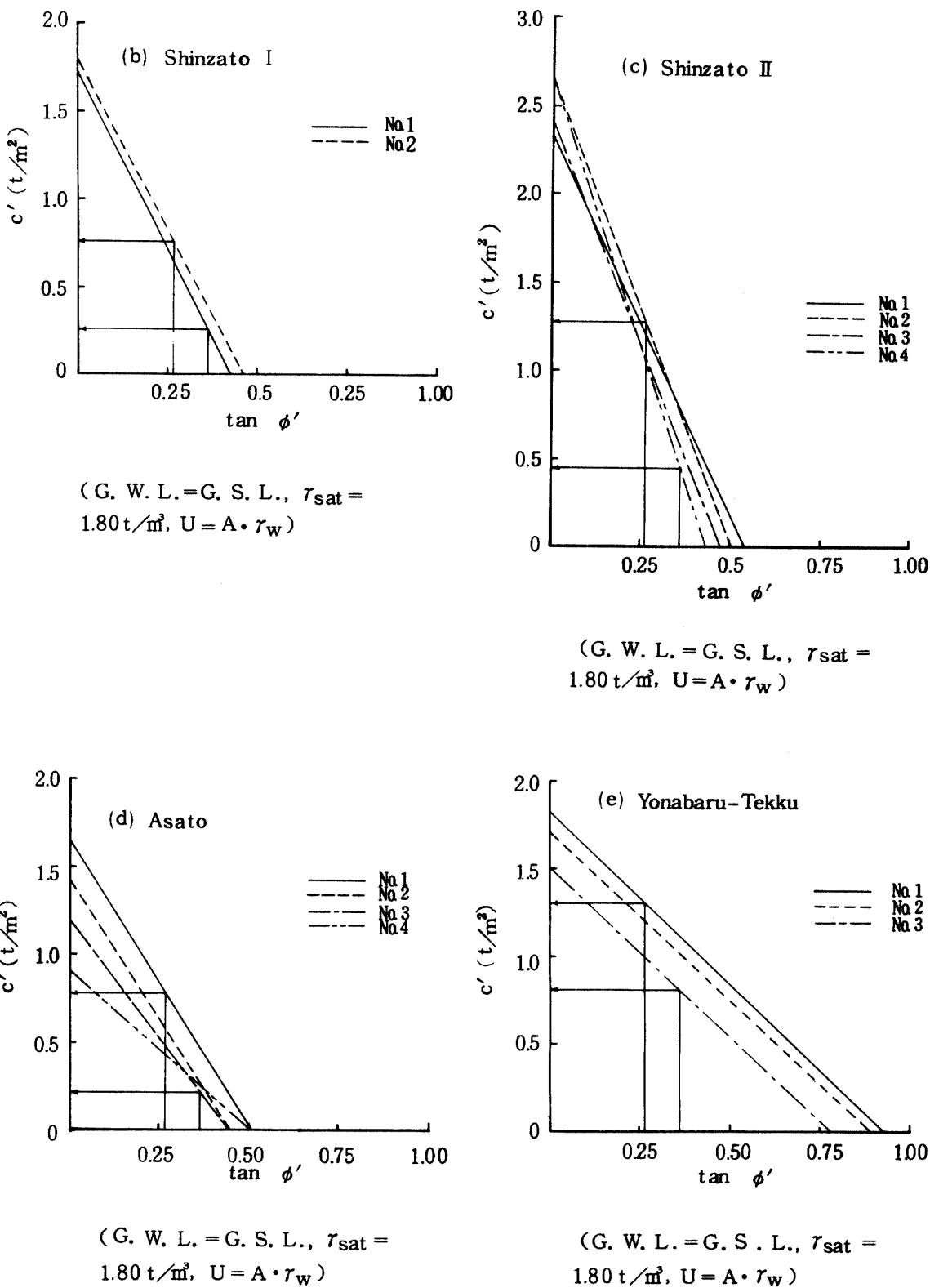


Fig. 5-7 Continued from Fig. 5-7 (a)

Table 5-1 Values of average cohesion $\bar{c}'(\text{t}/\text{m}^2)$ from stability analysis
of the landslides assuming $F_s = 1$ and $\bar{\phi}' = 15^\circ$ and 20°

$\bar{\phi}'$		15°	20°
Takara	No. 1	0.80	0.68
	2	0.80	0.70
	3	1.20	1.05
Shinzato I	No. 1	0.64	0.24
	2	0.76	0.38
Shinzato II	No. 1	1.18	0.74
	2	1.24	0.70
	3	1.04	0.50
	4	1.02	0.40
Asato	No. 1	0.76	0.44
	2	0.56	0.24
	3	0.46	0.22
	4	0.44	0.26
Yonabaru	No. 1	1.30	1.00
	2	1.20	1.10
	3	1.00	0.80

(2) 進行性破壊と残留係数

実際のすべり面近傍から採取された新鮮軟化泥岩試料についてのセン断試験結果を用いて安定解析すると $F_s > 2$ になり、地すべりの起った理由を説明できないため残留強度の概念が出された。それは大体次のような考え方に基づいている^{10, 41, 56)}。

例えば、河川における流水侵食や切取等によって斜面の脚部が削られる場合、この部分に局部的に応力集中が起こるため、まずこの付近にすべり面が発生する（その部分はピーク強度 τ_f から残留強度 τ_r に低下する）。次にそれまでそこに作用していた応力が周辺に伝播する結果、周辺部分も局部的に応力集中を受けてセン断され、時間の経過とともに次第にすべり面が発達する。そしてついにはすべり面の何割かが残留強度まで低下すると、すべり面全体に対する平均セン断強度が、セン断応力と等しくなって ($F_s = 1$) すべり出し、いわゆる進行性破壊の現象をおこす。

一般に泥岩には無層理のものが多いが、島尻層泥岩の構造はしばしば地殻変動を受けて、褶曲、節理、断層を容してお⁷⁰⁾り、その節理の傾斜が地形の斜面に対して同じ向きである場合を“流れ盤”といい、自然斜面ではその勾配が緩やかになっている。このような斜面においては、前述した進行性破壊現象と多少異なり、想定すべり面中で節理部分がすでに残留強度近くまで低下し、他の残部は新鮮な状態のままであってピーク強度が働いていると考えると、川の侵食や掘削によって斜面脚部が除去され、遂には安全率が1未満となって、すべりが発生するものと解釈できる。

またすべり面全体が地層面、節理および断層等のテクトニックな分離面や旧すべり面に沿ってすべる場合でも、すべり面の粗・滑の程度によって残留強度への低下率は当然異なる⁷⁴⁾。

すべり面全体のうち残留強度まで低下した部分の割合をRとすれば、平均せん断強度 $\bar{\tau}$ は次式で表わされる。

$$\bar{\tau} = R \tau_f + (1 - R) \tau_r \quad (5-3)$$

ここで、Rは残留係数(Residual factor)で次式で示される⁵⁶⁾。

$$R = (\tau_f - \bar{\tau}) / (\tau_f - \tau_r) \quad (5-4)$$

(3) 平均せん断強度と残留強度

高良地内地すべりの場合について述べる。すべり後の現地形において、すべり面は平均2.5mの深さにあり、斜面にはほぼ平行になっている。測定されたすべり土塊の長さは22mであり、すべり時の地下水位は地表面まで上昇したとし、平均飽和単位体積重量に $\bar{\gamma}_{sat} = 1.850 \text{ t/m}^3$ を用いた。

すべり面付近から採取した試料の繰返しせん断試験結果からすでにピーク強度定数 $C_{df} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_{df} = 20^\circ$ と残留強度定数 $C_{dr} = 0$ 、 $\phi_{dr} = 17^\circ$ をえているので、安定解析にピーク強度を適用した場合 $F_s = 10.9$ となり、かなり大きく、残留強度を使用した場合には $F_s = 0.33$ となるが、すべり時には $F_s < 1$ なので、今、すべり面に作用する平均強度を次式によって求める。

$\bar{\tau} = F_s \cdot \sum W \sin \theta = 25.9 \text{ t/m}$ 、 $\sum l = 22.6 \text{ m}$ を与えると、平均ピーク強度が $\bar{\tau}_f = 10.9 \times 25.9 / 22.6 = 12.44 \text{ kg/cm}^2$ 、平均残留強度が $\bar{\tau}_r = 0.33 \times 25.9 / 22.6 = 0.038 \text{ kg/cm}^2$ となる。実際すべり時の平均せん断強度が $\bar{\tau} = 1.0 \times 22.9 / 22.6 = 0.114 \text{ kg/cm}^2$ となるため、残留係数は(5-3)式から $R = (1.244 - 0.114) / (1.244 - 0.038) = 0.94$ となり、平均粘着力と内部摩擦角は $\bar{C}' = R C_{dr} + (1 - R) C_{df}$ 、 $\bar{\phi}' = R \phi_{dr} + (1 - R) \phi_{df}$ からそれぞれ $\bar{C}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$ となる。

道路を被っている崩積土をFig. 5-1のように元の切土斜面まで除去した場合のすべり土塊の安定について検討してみると、ピーク強度に対して $F_s = 11.3$ 、残留強度に対して $F_s = 0.30$ となる。さらに(5-4)式を用いて $\bar{\tau}_f$ 、 $\bar{\tau}_r$ 、 $\bar{\tau}$ を求めた結果、それぞれ1.239、0.033、0.110 kg/cm^2 となり、また $R = 0.94$ となるため $\bar{C}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$ をえる。これから、舌部を除去したことはすべり土塊の力関係に多少変化を与えているものの、残留係数に影響していないことがわかる。

次に、原地形の初期すべりについて考えてみよう。地形は泥岩斜面特有の緩やかな斜面を形成していたが、道路の取付工事において破線まで斜面先を切取ったようである。安定解析にピーク強度を適用すると $F_s = 7.8$ となり、残留強度を適用すると $F_s = 0.29$ となる。(5-4)式によって $\bar{\tau}_f$ 、 $\bar{\tau}_r$ 、 $\bar{\tau}$ を計算すると、1.256、0.048、0.162 kg/cm^2 となるため $R = 0.91$ をえる。結局、初期すべりですべり面に働く強度定数は $\bar{C}' = 0.113 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\bar{\phi}' = 17.3^\circ$ となる。

すべり面が完全軟化の状態にあるとして⁵⁷⁾、せん断試験結果($C_{Nf} = C_{Nr} = 0$ 、 $\phi_{Nf} = 23^\circ$ 、 $\phi_{Nr} = 19^\circ$)をすべり後の現地形と初期すべりに適用し、安全率を計算すると、Table 5-2をえる。これらは、前記の残留内部摩擦角の場合の安全率より幾分大きいが、限界状態を想定すると、むしろ小さすぎる値である。

概して、泥岩斜面におけるような浅層すべりでは粘着力成分の方が内部摩擦成分に比べてすべり抵抗に寄与する割合が大きいため、粘着力成分は安全率に大きく影響する。たとえば、 $F_s = 1$ 、 $\phi_{Nr} = 19^\circ$ として現地形から算出した粘着力 $C_{Nr} = 0.07 \text{ kg/cm}^2$ はすべり線の短かい事例に対する値であって層厚に対して比較的長いすべり線の場合はさらに小さくなる。

Table 5-2 Values of safety factor obtained by applying the strength parameters of fully-softened clay, ϕ_{Nf} and ϕ_{Nr} , to stability analyses of Takara landslide

Safety factor		
Original slope	Slope after sliding	
$\phi_{Nf} = 23^\circ$	0.41	0.46
$\phi_{Nr} = 19^\circ$	0.33	0.37

このように、完全軟化粘土における粘着力の有無（正規圧密粘土では粘着力を零としているが）も残留係数の概念と並んで泥岩斜面の地すべり機構を解明する上で重要である。

5-4 むすび

泥岩斜面地すべりについての安定解析から以下のような2, 3の結果がえられた。

- 1) ピーク強度定数を用いて安定解析を行なった場合 $F_S = 7 \sim 11$ となり、実際と矛盾する。
- 2) 飽和時にすべりが発生するとき、如何程のせん断強度であればよいかを求めるために作成した $C' \sim \tan \phi'$ 図に、実験からえられた $\phi' = 15 \sim 20^\circ$ を適用して $\bar{C}' = 0 \sim 0.130 \text{ kg/cm}^2$ をえた。
- 3) 高良地内地すべりの安定解析に、新鮮軟化泥岩の強度定数 $C_{df} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_{df} = 20^\circ$, $C_{dr} = 0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_{dr} = 17^\circ$ を適用し、すべり面に作用する平均せん断強度定数を求めた結果、すべり後の現地形で $R = 0.94$, $\bar{C}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 17.2^\circ$, 原地形の初期すべりで $R = 0.91$, $\bar{C}' = 0.113 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 17.3^\circ$ をえた。

このようにすべり面に働く平均せん断強度はピーク値よりも残留値に近いことがわかる。したがって、安定解析においては既存面すべりばかりでなく、初期すべりにおいても進行性破壊^{3, 10)}や完全軟化の概念と残留強度を導入して行なう必要がある。

6 結論および総括

残留強度を求めるには、せん断破壊を生じた後の大変位に対するせん断抵抗を測定できる試験が必要とされる。この範囲に入る試験方法や装置が Skempton や Bishop 等によって提唱されているが、結果の解釈や装置なお多くの問題がある。それゆえ、著者は今までの研究を基礎にして次の二つの手法を考えた。

(1) 完全に形成されたすべり面に沿ってせん断移動がおこるのであれば、平衡状態のもとで発揮される応力はヒズミの大きさにかかわらずある一定値を示すはずである。この条件を満足する試験方法として、予想せん断角で切り離された上下供試体と、上部供試体の側方移動を可能にする圧縮せん断機構 (BB ピストン、3-2-1 参照) を用いて三軸圧縮試験を行ない、その破壊面における応力解析から残留強度を求める。

(2) 過圧密粘土では、応力履歴によって $\tau \sim \epsilon$ 曲線が種々変化し、特にピークの位置とその後の曲線の形状が残留強度の大きさを左右していることに着眼して、 $\tau \sim \epsilon$ 曲線を式化し、その利用を試みる。

なお、(2)においては $\tau \sim \epsilon$ 曲線が重要となってくるので、過圧密比が変化する場合 $\tau \sim \epsilon$ 曲線が如何なる特性を示すかについて実験研究を行うと同時に $\tau \sim \sigma$ 特性についても考察を加えた。

また沖縄における農地保全上、重要な課題となる第三紀の島尻層泥岩（過圧密粘土）斜面の安定問題には未解明な点が多いため、安定解析に進行性破壊や完全軟化の概念の導入を考え、Skempton 法を用いて軟化泥岩の残留強度を求めた。そして実際の地すべり事例の安定解析に適用して、地すべり機構解明の一助にした。

まず、一般的な Skempton の試験法を用いて島尻層軟化泥岩の残留強度定数を求めた (2-2)。

島尻層泥岩でみられる破壊面には鏡肌が形成されており、残留強度に達していることがうかがえる。しかし泥岩について鏡肌が認められるほどの変位を与えるせん断試験は今まで行なわれておらず、残留強度に関する知見は皆無である。したがって、すべり面付近の新鮮軟化泥岩と完全軟化粘土、自然分離面、および作成分離面について Skempton 法による長期繰返せん断試験を行ない、残留強度やブリトル指数を求めた。

新鮮軟化泥岩のピーク強度定数は $C_{df} = 1.20 \sim 1.55 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_{df} = 19 \sim 22^\circ$ 、同一の事前せん断面

における残留強度定数は $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 17 \sim 19^\circ$ の範囲にある。さらにセン断破壊面が十分発達した自然分離面では $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 17^\circ$, 作成分離面では $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 15^\circ$ となる。完全軟化粘土の場合, $C_{Nf} = C_{Nr} = 0$ は言うまでもないが, $\phi_{Nf} = 23^\circ$, $\phi_{Nr} = 19^\circ$ は新鮮軟化泥岩や分離面の ϕ_{dr} よりも大きい。

軟化泥岩のブリトル指数 (I_B) は, $\sigma'_n = 1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ の応力範囲で $I_B = 80 \sim 50\%$ となる。また ϕ_r' ~ 粘土分の関係から島尻層泥岩は Oxford Clay, Jari Jakfield, London Clay の過圧密粘土と類似していることが明らかになった。

つづいて, $\tau \sim \epsilon$ 特性を用いて残留強度を求める著者の手法について述べた (2-3)。すなわち, 長期セン断試験結果を式化し, その最大値および最終値を, それぞれピーク強度, 残留強度とみなすものである。これには排水条件を満足する緩速なセン断強度が要求される。しかし, 急速セン断結果(非排水)から残留強度を推定する場合は $\tau \sim \epsilon$ 曲線の最大値と最終値を時間効果で補正し求めることができる (2-3-3)。これらの結果を Skempton 法による試験と対比させた。すなわち $\tau \sim \epsilon$ 曲線を利用する手法は, Skempton 法より $\sigma = 0.1 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ の範囲において 1 ~ 17% 程度大きめの残留強度が与えられるが, 作成分離面により求める場合と同様, 短時間に残留強度をえようとする場合有効な方法といえよう。

一面セン断試験による Skempton 法に対し, 著者は三軸圧縮試験による残留強度決定法を提案した(3)。その試験における圧縮機構は, 圧縮時に上部供試体が作成セン断面に沿って滑動できるように BB ピストンを通じて負荷するものであり, 残留強度を計算するための式は破壊面の応力解析によって導びいた。すなわち

$$\bar{\sigma}'_n(\eta) = \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \cos^2 \theta + \sigma'_s \quad (3-2-17)$$

$$\bar{\tau}(\eta) = \frac{1}{2} \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \sin 2\theta \quad (3-2-18)$$

$$A_c = \frac{2 r_0^2}{1 - \epsilon_1} \cdot \cos^{-1} \left(\frac{\epsilon_2 h_0 \cot \theta \sqrt{1 - \epsilon_1}}{2 r_0} \right)$$

$$- \epsilon_2 h_0 \cdot \cot \theta \sqrt{\frac{r_0^2}{1 - \epsilon_1} - \left(\frac{\epsilon_2 h_0 \cot \theta}{2} \right)^2} \quad (3-2-21)$$

$$\sigma_{rm} = 2 M \epsilon_1 (1 - \epsilon_1) / r_0 + F (\epsilon_2 - G) \quad (3-2-31)$$

(3-2-18) 式の $\bar{\tau}(\eta)$ は, BB ピストンのもとで上下供試体が相対的なすべり変位を起こすときに軸圧が偏心荷重として作用することによって実際にすべり面に生じるセン断応力 (3-2-12) 平均値で与えられ, 有効セン断面積 (3-2-21) とゴムスリーブの拘束による軸差応力の増分 (3-2-31) が考慮されている。そして完全に形成されたすべり面, すなわち作成セン断面に沿うセン断移動において, 定常状態に入った後に発揮される応力はヒズミの大きさにかかわらず一定値を示すので, $\bar{\tau}(\eta) \sim \epsilon$ 関係において $d\bar{\tau}(\eta)/d\epsilon = 0$ になったときの $\bar{\tau}(\eta)$ 値を残留強度 τ_r と考えればよい。

この手法を鳥栖試料に適用した結果, $C'_f = 0.569 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_f = 23^\circ 50'$, $C'_r = 0.255 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_r = 22^\circ 21'$ がえられ, ブリトル指数は $I_B = 38\%$ ($\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$) となった。

セン断応力~変位 ($\tau \sim D$) 曲線におよぼす過圧密比 n_p の影響については, n_p が変化する場合, $\tau \sim D$ 曲線が如何なる変化を示すかを調べるために, 内山田粘土と有明粘土試料を用い, $P_0 = \text{一定}$, $n_p = \text{一定}$ (ただし, $n_p = P_0/\sigma$) の各々の場合についてセン断試験を行なった結果, $\tau \sim D$ 曲線には次のような特性がみられた (4-2)。すなわち

- ① 初期変位段階におけるセン断応力の立ち上りの変化, ②破壊時の変位 D_f の変化, ③ピーク強

度 τ_f とその近傍の曲線の変化、④ピーク以後の漸減部の変化、⑤最終強度 τ_u への收れん。また過圧密粘土における $\tau \sim D$ の挙動は試料の受けた P_0 によって大きく左右され、その曲線の形状係数等 (τ_f / D_f , E_i , τ_f / σ , I_B) は n_p の関数であることが実験的に確認された。

そこで著者は、 $\tau \sim D$ 曲線においてピーク強度から残留強度への移行曲線を表わす次式を求めた。

$$\tau = \sqrt{\frac{b \tau_f^2 + C (D - D_f)^2}{(D - D_f)^2 + b}} \quad (D \geq D_f) \quad (4-2-10)$$

つづいて、 n_p の影響する $\tau_f \sim \sigma$ 特性に言及した(4-3)。過圧密粘土のせん断強度包絡線はその土の受けた P_0 の大きさと n_p によって左右されるため、強度定数の値も変化する。それゆえ、 τ_f , σ , P_0 および n_p 相互間の関係について解析を試みた。

τ_f は σ の関数であると同時に n_p の関数でもあるので次式が成り立つ。

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot n_p \quad (4-3-7)$$

n_p を P_0 で置き換えて

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} \cdot P_0 \quad (4-3-8)$$

\bar{b} , T , n は土性によって決まる定数である。

(4-3-8) 式は、 P_0 の一次関数であると同時に P_0 を一定にした場合の $\tau_f \sim \sigma$ 関係、すなわち過圧密領域のせん断強度特性を示す。したがって、強度定数は、問題にしている応力領域における $\tau_f \sim \sigma$ 曲線の各 σ に対する接線によるべきであるが、これを近似的にその平均となる単一な直線に置きかえて求める。

このように任意の粘土に対し $\tau_f \sim n_p$ 関係を数段階の σ についてせん断試験を行なうことによって \bar{b} , T , n が決まるので、 P_0 が変化した場合の $\tau_f \sim \sigma$ 特性と強度定数を推定できるとした。

以上の研究成果を現地に応用した事例としてこれらの理論を島尻層泥岩に適用し、斜面の安定と残留強度の関係を明らかにした(5)。

沖縄本島中南部の島尻層泥岩地帯の緩斜面は地すべり危険区域に指定されているところが多い。そのような自然斜面においてホ場整備に伴なう切取工と安定の問題は農地保全対策上重要である。当該地域においては過去に地すべり調査・対策工が2~3カ所行なわれたが、通常のせん断試験結果を用いて安定解析を行なった場合、いずれもすべりは発生しないという結果になっているにもかかわらず、実際にはすべり現象をあらわした。そこで著者は残留強度を求めて、これを安定解析に適用して次の結果を得た。

①ピーク強度定数を用いて安定解析を行なった場合、 $F_s = 7 \sim 11$ となり、実際と矛盾する。②飽和時にすべり面に働く平均粘着力は、作成 $C' \sim \tan \phi'$ 図に残留内部摩擦角 $\phi_{dr} = 15 \sim 20^\circ$ を適用した場合でも $\bar{C}' = 0 \sim 0.130 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、かなり小さい。③高良地内地すべりの安定解析に、ピークおよび残留強度定数を適用してすべり面に作用する平均せん断強度定数を求めた結果、すべりの現地形で $R = 0.94$, $\bar{C}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 17.2^\circ$, 原地形の初期すべりで $R = 0.91$, $\bar{C}' = 0.113 \text{ kg/cm}^2$, $\phi' = 17.3^\circ$ をえた。

このようにすべり面に働く平均せん断強度は残留強度に近いことがわかる。したがって既存面すべりだけでなく、初期すべりの安定解析においても進行性破壊や完全軟化の概念と残留強度を導入し解析することが合理的であることが明らかになった。

本論文は地すべり解析に必要な残留強度決定法の提案、地すべり粘土試料(分離面を含む)についての残留強度の決定、すべり斜面の安定と残留強度の関係等について一応の成果をえたものである。

最後に、今後の追求すべき力学的問題点をあげれば、Ring shear 等を併用して $\tau_f \sim \sigma$ 関係の低垂直応力領域における残留内部摩擦角を解明することおよび泥岩の軟化の程度(硬→軟→完全軟化)と残留強度との関係等が考えられる。

謝 詞

本研究を進める上で終始暖かく、また本論文のとりまとめに際しても絶えず御指導下さいました九州大学教授藤川武信博士に深甚なる謝意を表します。また本論文のとりまとめに際し御助言を頂いた九州大学教授末勝海博士と同助教授高山昌照博士に謝意を表します。

記 号(数字は関係する章節を示す)

- A : 供試体の断面積 (3-2) またはスライスの断面 (5)
- A_0 : 圧密終了時の供試体断面積
- A_c : A_s の水平成分
- A_s : 作成セン断面の面積
- b : 土性によって決まる定数
- \bar{b} : b の平均値
- C : 土性によって決まる定数
- c : 粘着力
- c' : 有効粘着力
- \bar{c}' : 平均有効粘着力
- C_c : 圧縮指数
- C_{cu} : 圧密非排水セン断強度定数(粘着力)
- C_d : 排水セン断強度定数(粘着力)
- C_e : 強度の有効粘着力成分 ($C_u + C_v$)
- C'_f : ピーク強度定数(粘着力)
- C_{f1}, C_{f2} : それぞれ $\bar{v}_{s1}, \bar{v}_{s2}$ に対応するピーク強度定数(粘着力)
- C_{fq} : 急速セン断によってえられるピーク強度定数(粘着力)
- C_{du} : 長期セン断(排水)によってえられる最終強度定数(粘着力)
- C_{ft} : \bar{v}_{st} に対応するピーク強度定数(粘着力)
- C_{nf} : 完全軟化粘土(正規圧密、排水)のピーク強度定数(粘着力)
- C_{nr} : 完全軟化粘土(正規圧密、排水)の残留強度定数(粘着力)
- C_{df} : 排水セン断におけるピーク強度定数(粘着力) ($= C'_f$)
- C_{dr} : 排水セン断における残留強度定数(粘着力) ($= C'_r$)
- C'_r : 残留強度定数(粘着力)
- C_u : 粘着力の粘性成分
- C_{ui} : \bar{v}_{s1} に対応する最終強度定数(粘着力)
- C_{uq} : 急速セン断によってえられる最終強度(粘着力)
- C_{ut} : \bar{v}_{st} に対応する最終強度(粘着力)
- C_v : 粘着力のレオロジー成分
- D : セン断変位
- D_f : 破壊時の変位
- D_d : 圧縮セン断終了時の下部供試体の直径
- D_u : 圧縮セン断終了時の上部供試体の直径
- D_0 : 圧密終了時の供試体直径

- D_{10} : 粒径加積曲線の 10 %通過百分率
 D_{30} : 粒径加積曲線の 30 %通過百分率
 D_{60} : 粒径加積曲線の 60 %通過百分率
 E_i : 初期変形係数
 e : 間ゲキ比
 e_x : x 方向への偏心距離
 F : 定数
 F_s : 安全率
 G : 定数
 G_s : 真比重
 h_0 : 圧密終了時の供試体高さ
 Δh : $\Delta h_1 + \Delta h_2$
 Δh_1 : 供試体の圧縮ヒズミによる垂直変位量
 Δh_2 : 上部供試体のすべり移動による軸方向変位量
 I_B : Bishop のブリトル指数
 I_y' : y' 軸に関する断面二次モーメント
 LL : 液性限界
 LP : 塑性限界
 ℓ : 圧縮セン断終了後の供試体中央部の直径 (3-2)
 またはスライスのすべり面を切る弧の長さ (5)
 M : 単位巾当りゴムスリープの引張係数
 n : べき数
 n_p : 過圧密比
 P : 圧密圧力 (2-2-4), または三軸圧縮試験における軸圧 (3-2)
 P_y : 圧密降状応力
 P_0 : 先行圧密荷重
 PI : 塑性指数
 \ddot{q} : τ と $\log t$ の関係における直線の勾配
 \ddot{q}_f : τ_f と $\log \bar{v}_s$ の関係における直線の勾配
 \ddot{q}_u : τ_u と $\log \bar{v}_s$ の関係における直線の勾配
 \ddot{q}_{fav} : q_f の平均値
 $\ddot{q}(x)$: 軸方向の付加圧力
 $\bar{q}_m(x)$: ゴムスリープを使用したときの軸方向付加圧力の平均値
 $\bar{q}_t(x)$: ゴムスリープを使用しないときの軸方向付加圧力の平均値
 R : 残留係数
 r : 半径
 r_0 : 圧密終了時の供試体半径
 S_r : 飽和度
 T : 土性によって決まる定数
 t : セン断に必要な時間
 t_a, t_b : ある決ったセン断時間
 U : スライスのすべり面に作用する間ゲキ水圧の合力

- u : 間ゲキ水圧
 \bar{v}_s : 平均セン断速度
 $\bar{v}_{s1}, \bar{v}_{s2}$: 実験が容易にできる範囲内のセン断速度
 \bar{v}_{st} : 任意の平均セン断速度
 W : スライス部分の土塊重量
 w : 含水比
 w_e : 圧密後の含水比
 w_i : 初期含水比
 \bar{w}_i : w_i の平均値
 w_n : 自然含水比
 x, y : 座標
 Z : べき数
 α : 中心角の2分の1
 τ_d : 乾燥密度
 $\bar{\tau}_d$: τ_d の平均値
 τ_{di} : 初期乾燥密度
 τ_{sat} : 飽和単位体積重量
 $\bar{\tau}_{sat}$: τ_{sat} の平均値
 τ_w : 水の密度
 ϵ : ヒズミ (2-2), または軸ヒズミ (3)
 ϵ_f : 破壊時のヒズミ
 ϵ_1 : 圧縮ヒズミ
 ϵ_2 : 上部供試体のすべり移動による軸方向のヒズミ
 η, ξ : 座標
 θ : 作成セン断面の水平に対する角度 (3), またはスライスとすべり面の傾斜角度 (5-3)
 θ_f : ピーク時のセン断破壊面の角度
 θ_r : 残留時のセン断破壊面の角度
 ρ_a, ρ_b : 時間のレオロジー減少係数
 ρ_{f1} : ピーク強度に対するレオロジー減少係数
 ρ_{u1} : 最終強度に対するレオロジー減少係数
 σ : 垂直応力 (2-3-4)
 σ' : 有効垂直応力 (2-3-4)
 σ_n : 垂直応力 (2-2)
 $\sigma_n(x)$: すべり面の任意の点における垂直応力
 $\sigma'_n(x)$: ゴムスリープ拘束による影響および間ゲキ水圧を考慮した有効垂直応力
 $\sigma'_n(\eta)$: $\sigma'_n(x)$ を座標変換した有効垂直応力
 $\bar{\sigma}'_n(\eta)$: $\sigma'_n(\eta)$ の平均値
 σ'_r : $\bar{\sigma}'_n(\eta) = \text{const.}$ になったときの応力で τ_r に対応する
 σ_{rm} : ゴムスリープ拘束に対する補正值
 σ_{rm1} : 供試体の側方肥大に対する引張抵抗
 σ_{rm2} : すべり移動に対する引張抵抗
 σ_1 : 最大主応力

σ_3 : 最小主応力

σ'_3 : $\sigma_3 - u$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_m$: 測定される軸差応力

$(\sigma_1 - \sigma_3)_t$: 真の軸差応力

τ : セン断応力

$\bar{\tau}$: 地すべり面で発揮される平均セン断応力

τ' : セン断強度 ($C_e + \tau_\phi + \tau_d$)

τ_a, τ_b : それぞれ t_a, t_b に対するセン断強度

τ_d : セン断強度のヒズミエネルギー成分 (2-2) または排水セン断強度 (3-2)

τ_f : ピーク強度

$\bar{\tau}_f$: 平均ピーク強度

τ_{f1}, τ_{f2} : それぞれ $\bar{v}_{s1}, \bar{v}_{s2}$ に対応するピーク強度

τ_{fq} : 急速セン断によってえられるピーク強度

τ_{ft} : \bar{v}_{st} に対応するピーク強度

τ_{df} : 排水セン断におけるピーク強度

τ_{dr} : 排水セン断における残留強度 ($= \tau_r$)

τ_r : 残留強度

$\bar{\tau}_r$: 平均残留強度

τ_t : t に対するセン断強度

τ_u : 最終強度

τ_{u1}, τ_{u2} : それぞれ $\bar{v}_{s1}, \bar{v}_{s2}$ に対応する最終強度

τ_{uq} : 急速セン断によってえられる最終強度

τ_{du} : 長期セン断(排水)によってえられる最終強度 ($= \tau_r$)

τ_{ut} : \bar{v}_{st} に対応する最終強度 (τ_{uq} を補正したもの)

τ_v : セン断強度における時間のレオロジー成分

$\tau(x)$: セン断破壊面に働くセン断応力 (3)

$\tau(\eta)$: $\tau(x)$ を座標変換したセン断応力

$\bar{\tau}(\eta)$: $\tau(\eta)$ の平均値

τ_ϕ : セン断強度における摩擦成分

$\tau_{\phi f}$: ピーク強度における摩擦成分

$\tau_{\phi f1}, \tau_{\phi f2}$: それぞれ $\bar{v}_{s1}, \bar{v}_{s2}$ に対応する $\tau_{\phi f}$

$\tau_{\phi r}$: 残留強度における摩擦成分

$\tau_{\phi u}$: 最終強度における摩擦成分

τ_{sr} : 長期繰返しセン断試験における3回セン断の最終値 ($= \tau_r$)

ϕ' : 内部摩擦角(セン断抵抗角)

$\bar{\phi}'$: 平均内部摩擦角

ϕ_{cu} : 壓密非排水セン断強度定数(摩擦角)

ϕ_d : 排水セン断強度定数

ϕ'_f : ピーク強度定数(摩擦角)

- ϕ_{fq} : 急速セン断によってえられるピーク強度定数（摩擦角）
 ϕ_{du} : 長期セン断（排水）によってえられる最終強度定数（摩擦角）（= ϕ'_r ）
 ϕ_{ft} : \bar{v}_{st} に応するピーク強度定数（摩擦角）
 ϕ_{Nf} : 完全軟化粘土（正規圧密、排水）のピーク強度定数（摩擦角）
 ϕ_{Nr} : 完全軟化粘土の残留強度定数（摩擦角）
 ϕ_{df} : 排水セン断におけるピーク強度定数（摩擦角）（= ϕ'_f ）
 ϕ_{dr} : 排水セン断における残留強度定数（摩擦角）（= ϕ'_r ）
 ϕ_r : 残留内部摩擦角（残留セン断抵抗角）
 ϕ_{uq} : 急速セン断によってえられる最終強度定数（摩擦角）

参考文献

- 赤井浩一, 大草重康 1969 フローリンの土質力学 第一巻, p 316~323, 東京, 森北出版
- Barron, R. A. 1960 Prestress effects on the strength of clay, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado : 163~168
- Bishop, A. W. 1967 Discussion on progressive failure with special reference to the mechanism causing it, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 2 : 142~150
- _____ 1971 The influence of progressive failure on the method of stability analysis, Geotechnique, 21 (2) : 168~172
- _____ and L. Bjerrum 1960 The relevance of the triaxial test to the Solution of stability problems, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado : 437~507
- _____, G. E. Green, V. K. Garga, A. Andresen and J. D. Brown 1971 A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, Geotechnique, 21 (4) : 273~328
- _____ and D. J. Henkel 1957 The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, London, 7 : 128
- _____ and A. L. Little 1967 The influence of the apparent strength of the London Clay at Maldon, Essex, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 1 : 89~96
- _____, D. L. Webb and P. I. Lewin 1965 Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common Shaft "Strength-effective stress relationships", Geotechnique, 15 : 1~13
- Bjerrum, L. 1967 Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, Proc. ASCE, 83 (SM5) : 1~49
- Calabresi, G. and G. Manfredini 1973 Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara, Geotechnique, 23 (2) : 233~244
- Casagrande, A. and S. D. Wilson 1951 Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content, Geotechnique, 2 : 251~263
- Chandler, R. J. 1966 The measurement of residual strength in triaxial compression, Geotechnique, 16 : 181~186
- Dunkan, J. M. and H. B. Seed 1966 Anisotropy and stress reorientation in clay, Proc.

- ASCE, 92 : (SM 5) : 21~50
15. Esu, F and G. Calabresi 1969 Slope stability in an overconsolidated clay, Proc. 7th I.C.S.M.F.E., Mexico, 2 : 555~563
 16. 藤川武信, 宜保清一 1975 破壊面の応力解析による残留強度の決定, 農業土木学会論文集, 57 : 33~38
 17. _____, _____ 1975 三軸圧縮試験による残留強度の決定, 農業土木学会論文集, 57 : 39~45
 18. _____, 加来研, 宜保清一 1972 セン断応力~ひずみ特性を用いて残留強度を求める方法, 九州大学農学部学芸雑誌, 26 (1~4) : 281~291
 19. _____, 上原方成, 新城俊也, 高山昌照 1974 沖縄島尻層における地すべり斜面崩壊の一特性, 第11回災害科学総合シンポジウム : 32~33
 20. 宜保清一 1974 過圧密粘土のセン断応力~変位特性におよぼす過圧密比の影響, 琉球大学農学部学術報告, 21 : 137~150
 21. _____ 1974 過圧密粘土のセン断強度特性におよぼす過圧密比の影響, 琉球大学農学部学術報告, 21 : 151~160
 22. _____ 1978 島尻層軟化泥岩の残留強度について, 琉球大学農学部学術報告, 25 : 265~281
 23. _____ 1978 泥岩地帯自然斜面の安定と残留強度, 琉球大学農学部学術報告, 25 : 283~294
 24. Gould, J. P. 1960 A study of shear failure in certain Tertiary Marine Sediments, Proc. ASCE, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado : 615~642
 25. Haefeli, R. 1956 Investigation and measurements of the shear strengths of saturated cohesive Soils, Geotechnique, 2 (3) : 186~208
 26. _____ 1965 Creep and progressive failure in snow, soil, rock and ice, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Tronto, 3 : 134~148
 27. Hansen, J. B. 1965 Some stress-strain relationships for soils, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Tronto, 1 : 231~234
 28. Henkel, D. J. 1956 The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear, Geotechnique, 6 : 139~150
 29. _____ and G. D. Gilbert 1952 The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay sample, Geotechnique, 3 : 20~29
 30. Hutchinson, J. N. 1967 The free degradation of London clay cliffs, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 1 : 113~118
 31. _____ 1969 A reconsideration of the coastal landslides at Falkestone Warren, Kent, Geotechnique, 19 : 6~38
 32. Hvorslev, M. J. 1960 Physical components of the shear strength of saturated clays, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado : 169~273
 33. Jaeger, J.C./飯田汲事訳 1968 弾性・破壊・流動論, p165~169, 東京, 共立全書
 34. 北原義浩 1978 斜面の掘削時の安定について, 土と基礎, 244 : 23~30
 35. Kondner, R. L. 1963 Hyperbolic stress-strain response, Cohesive soils, Proc. ASCE, 89 (SM 1) : 115~143

36. 小西泰次郎, 木野義人, 野間泰二, 井上正文 1969 沖縄の水資源 (2) - 沖縄本島南部の水理地質-, 地質ニュース, 184 : 1 ~ 9
37. Leussink, H. and H. Müller-Kirchenbauer 1967 Determination of the shear strength behaviour of sliding planes caused by geological features, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 2 : 131 ~ 137
38. Marsland, A. and M. E. Butler 1967 Strength measurements on stiff fissured Barten Clay from Fawley, Hampshire, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 1 : 139 ~ 145
39. 最上武雄 1969 土質力学, p 33, 598, 東京, 技報堂
40. 仲野良紀 1966 第三紀層地すべり母岩(泥岩)の軟弱化と物性の変化について, 農業土木試験場報告, 4 : 143 ~ 169
41. _____ 1970 ヨーロッパ(主としてイギリス)における地すべり研究について(1), 地すべり, 6 (3) : 18 ~ 25
42. _____ 1970 ヨーロッパ(主としてイギリス)における地すべり研究について(2), 地すべり, 6 (4) : 33 ~ 37
43. Nakase, A. 1967 Decrease in undrained strength of saturated marine clays due to rebound, Proc. 3rd Asian Regional Conf. S. M. F. E. 1 : 227 ~ 230
44. 西垣好彦 1977 大阪層群における破碎帶すべり例, 土と基礎, 25 (2) : 57 ~ 62
45. Noble, H. L. 1973 Residual strength and landslides in clay and shale, Proc. ASCE, 99 (SM 9) : 705 ~ 719
46. 小川正二, 青山清道 1978 地すべり地の土質試験法の問題点, 土と基礎, 244 : 51 ~ 56
47. 沖縄県土木部河川課 1972 沖縄県本島中南部地区地すべり地及び急傾斜地調査報告書
48. _____ 1974 佐敷村新里地内地すべり調査報告書
49. _____ 1975 佐敷村新里地内地すべり対策工事及び調査報告書
50. 沖縄総合事務局農林水産部土地改良課 1976 農地地すべり防止対策工法解析報告書
51. Peck, R. B. 1967 Stability of natural slopes, Proc. ASCE, 93 (SM 4) : 403 ~ 417
52. Rerloff, W. H. and J. O. Osterberg 1964 Effect of stress history on strength of cohesive soils, Highway Research, Record, 48 : 49 ~ 71
53. Roscoe, K. H., A. N. Schofield and C. P. Wroth 1958 On the yielding of soils, Geotechnique, 8 : 22 ~ 53
54. 新城俊也 1976 島尻層泥岩の強度異方性, 琉球大学農学部学術報告, 23 : 255 ~ 267
55. Simons, N. E. 1960 The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay, Res. Conf. shear strength of Cohesive Soils, Colorado : 747 ~ 763
56. Skempton, A. W. 1964 Long term stability of clay slopes, Geotechnique, 14 : 77 ~ 101
57. _____ 1970 First-time slides in overconsolidated clays, Geotechnique, 20 (3) : 320 ~ 324
58. _____ 1977 Slope stability of cuttings in Brown London Clays, Special Lecture given to 9th I.C.S.M.F.E., Tokyo : 25 ~ 34
59. _____ and J. N. Hutchinson 1969 Stability of natural slopes and embankment foundations, Proc. 7th I.C.S.M.F.E., Mexico, 1 : 291 ~ 340
60. _____ and D. J. Petley 1967 The strength along structural discontinuities in stiff clays, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 2 : 29 ~ 46

61. Skempton, R. L. Schuster and D. J. Petley, 1969 Joints and fissures in the London Clay at Wraysbury and Edgware, *Geotechnique*, **19** : 205~217
62. St. John, B. J., G. F. Sowers and CH. E. Weaver 1969 Slickenside in residual soils and their engineering significance, *Proc. 7th I.C.S.M.F.E.*, Mexico, **2** : 591~597
63. Symons, I. F. 1968 The application of residual shear strength to the design of cuttings in overconsolidated fissured clays, *Ministry of Transport RRL Report LR 227*, Crowthorne : 1 ~ 14
64. 玉田文吾 1974 地すべり面の力学的性質と土質試験法について(2), *地すべり*, **11**(1) : 37 ~ 40
65. 田中茂 1973 自然斜面における浸透流の取扱い, *土と基礎* **186** : 27 ~ 34
66. 谷田敏雄, 藤原明敏 1970 地すべり調査と解析, p 120, 東京, 理工図書
67. Tiedemann B. 1937 Über die schubfestigkeit bindiger Boden, *Bautechnik*, **15** : 433 ~ 435
68. Townsend, F. C. and P. A. Gilbert 1973 Tests to measure residual strength of some clay shales, *Proc. ASCE*, **99** (SM 9) : 267 ~ 271
69. Turnbull, W. J. and M. J. Hvorslev 1967 Special problems in slopes stability, *Proc. ASCE*, **93** (SM 4) : 499 ~ 528
70. 上原方正 1974 第三紀島尻層における地すべり・崩壊について, 琉球大学理工学部紀要工学編 **7** : 103 ~ 117
71. _____ 1977 沖縄における地盤災害とその対策に関する研究, p 208 ~ 265, 那覇, 琉球大学理工学部土木工学教室
72. Webb, D. L. and Associates 1969 Residual strength in conventional tests, *Proc. 7th I.C.S.M.F.E.*, Mexico, **1** : 433 ~ 441
73. 吉中竜之進, 安発智生 1976 泥岩の物理的性質と分離面のセン断強さ, 第13回自然災害総合シンポジウム講演論文集 : 177 ~ 180
74. Zaruba, Q. and V. Mencl / 松尾新一郎訳 1971 地すべりとその対策, p 135 ~ 137, 東京, 鹿島出版会

Summary

This paper deals with the methods to determine the residual strength necessary for stability analysis of the slope and the application of the residual strength to practical problems.

In order to obtain the residual strength, it is necessary to develop a simpler and reasonably satisfactory method to measure the shear resistance after large displacement. Test techniques and devices falling under this category of the method have been developed by Skempton, Bishop and others, but they still involve many problems in the interpretation of their test results and the mechanism of the devices. Based on his own studies and works done in foreign countries on the subject, the author proposes following two methods to evaluate the shear strength.

(1) If a shearing of an overconsolidated clay occurs along a fully-formed slip plane, the shear stress mobilized after reaching the equilibrium state should be a fixed value, independently of the magnitude of the strain (displacement). The test method to satisfy this condition could be as follows:

The residual strength is obtained using the specimen having the shear plane cut at an expected angle to the horizontal and the triaxial compression apparatus having a mechanism of compression and enable the top half of the specimen to move in lateral direction.

(2) Noting the facts that the shear stress - strain (displacement) characteristics of an overconsolidated clay is affected by the stress history and that the residual value depends strongly on both the magnitude of the peak value and the shape of the curve after the post peak, the author tried to formalize a curve applicable to the determination of the residual strength. Since the shear stress - strain (displacement) curve is very important in the method (2) mentioned above, a few points have also been discussed on the shear stress - strain (displacement) characteristics in the case that the overconsolidation ratio changes and also on the $\tau \sim \sigma$ characteristics.

There are a number of unsolved points related to the stability of natural slopes in Shimajiri mudstone of an overconsolidated clay in Okinawa. In order to approach these problems the author, introducing the concept of the progressive failure and softening to the stability analysis of the slope, has obtained the residual strength of a softened mudstone by the reversal direct shear technique developed by Skempton. The results obtained were applied to stability analyses of actual landslides. The analyses are expected to be of much aid to make clear the mechanism of landslides.

In the first place, the residual strength of softened Shimajiri mudstone has been determined with common procedure of the reversal shear test (2.2).

From the slickenside observed on natural slip planes in Shimajiri mudstone, it is seen that the shear strength mobilized had fallen to the residual value. No reports, however, have been published concerning the residual strength of Shimajiri mudstone and no shear tests have been performed either for such large displacements as the surface of shear plane is polished to form the slickensides afterwards. Hence, the drained reversal shear tests were performed on intact softened mudstones, fully-softened clays, natural joints, and specimens with a pre-cut plane. The following results have been obtained:

- (1) After 5-cycle shear tests, no further reduction of strength occurred in the intact softened mudstone. Consequently, no further tests were carried out beyond 5-cycles.
- (2) The shear tests on intact softened mudstone have shown the peak strength parameters of $c_{df} = 1.20 \sim 1.55 \text{ kg/cm}^2$ and $\phi_{df} = 19 \sim 22^\circ$, and the residual strength parameters of $c_{dr} = 0$ and $\phi_{dr} = 17 \sim 19^\circ$.
- (3) The displacements necessary to reach the residual strength along the natural joint and pre-cut plane of specimens have been smaller than those of intact samples: a single cycle of reversal shear test has been sufficient to reduce the strength to a value very close to the residual one.
- (4) The shear tests on the natural joint and specimens with a pre-cut plane have shown the residual strength parameters of $c_{dr} = 0$ and $\phi_{dr} = 17^\circ$, and $c_{dr} = 0$ and $\phi_{dr} = 15^\circ$ respectively.
- (5) The brittleness index of intact softened mudstone has ranged from 0.8 to 0.5 as $\sigma'n$ changed from 1 to 5 kg/cm^2 , and the index I_B has been related to $Py/\sigma'n$ as follows:

$$I_B = 44.2 \log Py/\sigma'n + 32.5$$

- (6) The residual friction angle of fully-softened clay has been larger than those along the joint and

pre-cut plane.

(7) Shimajiri mudstone seems to have a strong resemblance to Oxford clay, Jari, Jackfield and London clay, according to the relation between ϕ' ~ clay fraction.

In the next place, the author's technique to determine the residual strength has been reported in this paper by using shear stress - strain (displacement) characteristics (2.3).

The approach is to formalize the shear stress - strain (displacement) curves obtained from the result of a long-term shear test (drained condition), and to regard the maximum and final constant value from the formula as the peak, and residual strength respectively.

When the residual strength is reduced from the quick shear test (undrained condition), correction for the time effect is required (2.3.3). This technique has shown slightly larger values than the results obtained from the reversal shear technique, and this may be regarded as an effectual method when one tries to find the residual strength of a given soil in short term, as in the case that utilizes the specimen with a pre-cut plane.

The author has newly proposed a method to evaluate the residual strength by triaxial compression tests on the specimen having a pre-cut plane, and he has also derived a formula to calculate the residual strength by stress analysis (3).

The apparatus used in the study has a compression mechanism applying the axial load through the BB-loading piston that is so devised as the top half of the specimen slides smoothly along the plane. Eqs. 3.2.17 and 3.2.18 used in order to estimate the shear stress, and the effective normal stress respectively, were reduced by analyzing the stresses which originate in the failure surface during shear.

Sources of possible errors in available data have been taken into account and two expressions for correction have been developed: Eq. 3.2.21 for the change in the plan area of effective area and eq. 3.2.31 for the increment of compression strength due to the restraint of rubber membrane.

$$\bar{\sigma}'_n(\eta) = \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \cos^2 \theta + \sigma'_3 \quad (3.2.17)$$

$$\bar{\tau}(\eta) = \frac{1}{2} \left(\frac{P}{A_c} - \sigma_{rm} \right) \sin 2\theta \quad (3.2.18)$$

$$A_c = \frac{2r_o^2}{1-\varepsilon_1} \cdot \cos^{-1} \left(\frac{\varepsilon_2 h_o \cot \theta \cdot \sqrt{1-\varepsilon_1}}{2r_o} \right) \\ - \varepsilon_2 h_o \cot \theta \cdot \sqrt{\frac{r_o^2}{1-\varepsilon_1} - \left(\frac{\varepsilon_2 h_o \cdot \cot \theta}{2} \right)^2} \quad (3.2.21)$$

$$\sigma_{rm} = 2M\varepsilon_1(1-\varepsilon_1) / r_o + F(\varepsilon_2 - G) \quad (3.2.31)$$

A series of stress-axial strain curves of $\bar{\tau}(\eta) \sim \varepsilon$ and $\bar{\sigma}'_n(\eta) \sim \varepsilon$ were first obtained by substituting the results that were measured using the triaxial compression equipment with the BB-loading piston into the equations. The residual strength diagram was drawn by reading the values of mean shear stress $\bar{\tau}(\eta)$, and mean effective normal stress $\bar{\sigma}'_n(\eta)$ corresponding to the axial strain at the point where the change in stress with axial strain ε becomes nearly zero.

The results of the application of this method to "Tosu" samples have shown the parameters of peak and residual strength as follows: $c'_f=0.56 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_f=23^\circ 50'$, $c'_r=0.255 \text{ kg/cm}^2$, $\phi'_r=22^\circ 21'$, value of the brittleness index I_B approximates to 38% when σ' is 1kg/cm^2 .

In order to investigate the relation between the shear stress and the displacement behaviour after passing the peak and overconsolidation ratio, a series of direct shear tests were conducted under each different conditions of overconsolidation ratio n_p : namely, for the preconsolidation stress $P_o = \text{constant}$, normal stress $\sigma = \text{constant}$, and $n_p = \text{constant}$ respectively. The following points have been clarified (4.2):

- (1) The shear stress - displacement behaviour has been greatly dependent on the stress history of the sample.
- (2) It has been confirmed experimentally that the shape factors of the shear stress - displacement curve, like the initial tangent modulus, the ratio of shear stress to displacement at the failure, brittleness index and the ratio of maximum shear stress to normal stress, are well expressed as a function of the overconsolidation ratio.
- (3) Hence, the author analytically has expressed the general shape of the shear stress - displacement curve of the postpeak as follows:

$$\tau = \sqrt{\frac{b \tau_f^2 C (D - D_f)^2}{(D - D_f)^2 + b}} \quad (D \geq D_f) \quad (4.2.10)$$

Then the author has also referred to the effect of the overconsolidation ratio on the shear strength characteristics (4.3)

The shear strength line of an overconsolidated clay has in general a curvature, and the degree of curvature increases regularly with P_o and n_p .

Therefore, mathematical relations between the shear strength envelopes and P_o , σ and n_p have been developed. That is: $\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^n \cdot n_p$ (4.3.7.)

(1) The peak strength (τ_f) may be expressed in terms of σ and n_p , where \bar{b} , T and n are constants dependent on the degree of overconsolidation and the kind of soil.

(2) Using P_o as a replacement for n_p , the following expression is obtained:

$$\tau_f = \bar{b} + T \cdot \sigma^{n-1} \cdot P_o \quad (4.3.8)$$

The formula shows not only the fact that the value of τ_f is proportional to the value of P_o , but also the relation between τ_f and σ for $P_o = \text{constant}$.

(3) Hence, these constants are directly determined from $\tau_f - n_p$ relationship obtained by conducting the shear test on a given soil within a limited range of normal stress, and shear strength characteristics and strength parameters can be estimated.

Applying these test results to the practice on the stability problems of the slope in Shimajiri mudstone, the author has clarified the relations between the slope stability and the residual strength (5). Many gentle slopes in Shimajiri mudstone areas in the middle and southern parts of Okinawa Island have been specified as landslide dangerous areas. In the past, several investigations and control works were carried out on these areas. A remarkable fact, however, was found that landslides actually

broke out in the areas where landslides had not been expected from the conventional slope stability analysis based on the peak shear strength.

Hence, in comparison of the laboratory measured residual strengths to the shear strengths backfigured from major landslides, the following results have been obtained:

(1) When the slips are analysed using the peak strength parameters, the calculated factor of safety is $F_s = 7 \sim 11$.

(2) The estimated value of effective cohesion is $\bar{c}' = 0 \sim 0.130 \text{ kg/cm}^2$. This value is obtained from the $c' \cdot \tan \phi'$ diagrams made by the stability analyses of five landslides, using $\phi_{dr} = 15 \sim 20^\circ$ obtained from the present shear tests.

(3) As a result of the slope stability analysis in Takara landslide, the factor of safety has been 10.9 for the slope after sliding and 7.8 for the original slope when the peak strength is applied to the stability analysis.

On the other hand, the factor of safety has been 0.6 for the slope after sliding and 0.29 for the original slope when the residual strength is applied. Since the correct factor of safety has been 1.0 at the failure, the residual factor $R=0.94$ corresponding to the factor of safety gives $\bar{c}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$ and $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$ for the slope after sliding.

The value of $R=0.91$ for the original slope gives $\bar{c}' = 0.113 \text{ kg/cm}^2$ and $\bar{\phi}' = 17.3^\circ$.

As mentioned above, the analysis of the stresses acting on the slip surface shows that the average shear strength is rather close to the residual and fully-softened strengths than the peak strength. Therefore it becomes evident that it is rational and practical to make use of the concept of progressive failure, and residual and fully-softened strengths in the stability analysis of the first-time slide, to say nothing of the slide along previous failure plane.

The mechanical problems that should be investigated thoroughly hereafter will be to make clear the residual angle of shearing resistance in the range of lower normal stresses, the relations between the degree of softening and the residual strength, and so on.