

# 不連続面のある珪藻質軟岩の残留強度特性

廖 紅建<sup>1</sup>・赤石 勝<sup>2</sup>・林 正夫<sup>2</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 工修 東海大学大学院 博士後期課程 (〒259-12 神奈川県平塚市北金目1117)

<sup>2</sup> 正会員 工博 東海大学教授 工学部土木工学科 (〒259-12 神奈川県平塚市北金目1117)

傾角の異なる不連続面を有する珪藻質軟岩の三軸 $\sigma$ - $\tau$ 試験によって、残留強度特性について検討した。応力～ひずみ挙動の測定では、不連続面のない完全な軟岩供試体の残留強度は、不連続面のあるプレカット供試体のそれと一致し、ひずみ軟化挙動は圧密圧力の大きさに影響されている。過圧密供試体の残留強度は、不連続面の有無によらずひずみ速度に影響を受けず、クリープひずみ速度も不連続面の有無による有意差のないことがわかった。

**Key Words :** *soft rock, residual strength, strain softening, discontinuous plane*

## 1. 緒言

岩盤内部のトンネルや立坑などの掘削工事に関連して、周辺岩盤の変形挙動を事前に予測することは、設計施工上きわめて重要である。掘削された地下空洞周辺の変形を精度良く予測するには、岩盤内の複雑な地層構成の把握と同時に岩自身の応力～ひずみ関係の適確な把握が必要である。川本<sup>1)</sup>や石橋ら<sup>2)</sup>は岩盤内部のトンネル掘削問題の解析に軟岩の特徴であるひずみ軟化挙動を導入し、塑性領域の広がりやひずみ硬化型の構成式を用いた弾塑性解析より大きくなることや、支保工に働く土圧の増大することなど設計施工上有用な情報を得ている<sup>1), 2)</sup>。

しかし、これらの解析に用いられている軟岩のひずみ軟化過程の定式化には理論的に不明な点が含まれており、その解明が必要とされている<sup>1), 2), 3)</sup>。

足立・小川によれば<sup>4)</sup>、軟岩が破壊すると一つの破断面が生じ、その面に沿って滑りが発生する、換言すると不連続面における材料の力学挙動に支配された状態が残留強度状態とされ、最終的に応力や体積変化の生じない、せん断変形のみ継続する状態を残留強度としている。この不連続面は、工事に伴い新しく発生するものであるが、岩盤内部には工事以前より不連続面が存在している。これらの滑り面となる不連続面によって岩盤の変形挙動が著しい影響を受けるため、設計段階では軟岩のピーク強度ではなく、残留強度状態に着目して検討すべきだと言われている<sup>5)</sup>。したがって、岩盤内掘削問題に関連し

て軟岩の応力～ひずみ関係、特にひずみ軟化過程の解明には、不連続面を有する軟岩の力学的挙動を検討することが必要と考えられる。

不連続面が硬岩供試体の強度におよぼす影響については多くの実験的および理論的研究が実施されているが、軟岩供試体の不連続面の影響に関する研究は著者らの調べた範囲内では少ないようである<sup>6), 7), 8), 9)</sup>。軟岩では既存の不連続面より母岩そのものの強度によって力学特性が支配されると考えられているからと思われる。しかし、足立らの大谷石に関する研究によれば、平均有効応力が先行履歴応力以下では不連続面の存在が力学挙動に影響することが明らかにされている<sup>7)</sup>。大谷石より更に強度の小さい軟岩試料の不連続面の存在が力学挙動におよぼす影響はほとんど調べられていない。

この報告は、不連続面の存在しない完全な珪藻質軟岩試料と鋸によって所定の傾角に切断した試料の三軸圧縮 $\sigma$ - $\tau$ 試験によって、不連続面の存在がひずみ軟化過程におよぼす影響を検討している。

## 2. 残留強度に関する既往の研究

長期間にわたる継続的な地すべりでは、すべり面付近の粘土の強度は、残留強度近くまで低下している。地すべりの研究に関連して粘土の残留強度に関しては、多くの研究が実施されている<sup>10), 11)</sup>。地すべり粘土の残留強度は、粘土粒子の再配列やすべ

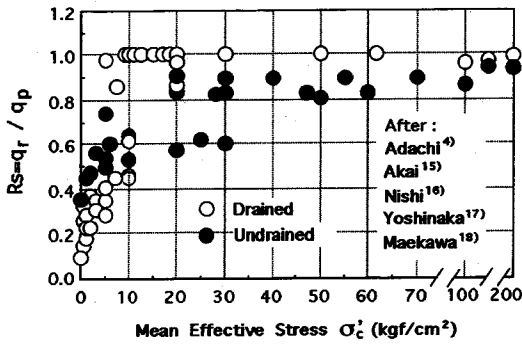


図-2.1 残留強度比  $R_s$  と等方圧密圧力  $\sigma'_c$  の関係

り摩擦に支配されていると言われており<sup>12)</sup>、粘土含有量や塑性指数との相関関係が調べられている<sup>12), 13), 14)</sup>。また、軟岩の残留強度も、地すべり粘土と同様すべり面近傍のせん断特性に依存すると考えられる<sup>4)</sup>。

赤井・足立・西<sup>15)</sup>は、飽和した堆積軟岩の力学的挙動は、Terzaghiの有効応力の考え方をを用いて記述しうることを明らかにし、軟岩研究の先鞭をつけた。軟岩の応力～ひずみ関係は、過圧密比の大きな硬質粘土のそれに類似した一面を有するので、Terzaghiの有効応力の考え方が軟岩にも適用できれば、土質力学の知見を軟岩の研究に反映しうるので、きわめて便利である。

過圧密飽和粘土のひずみ軟化現象（あるいは残留強度）を説明しうる代表的な構成式は、Cam Clayモデルと思われる。Cam Clayモデルでは、有効応力が降伏面に到達した後、どのような有効応力経路を経て限界状態になるか、偏差応力  $q$  は最大値に到達後、軸ひずみの増加と関係して減少するかなどについて Cambridge 理論は、明確な説明を与えていないが、残留強度の大きさだけは、規定している。

軟岩のせん断強度に関する既往の研究から、残留強度  $q_r$  と最大偏差応力  $q_p$  の比  $R_s$  と平均圧密圧力  $\sigma'_c$  の関係を調べた結果が図-2.1である<sup>4), 15), 16), 17), 18)</sup>。研究者毎に軟岩の種類が異なるので変化幅も大きいが圧密圧力の増加とともに  $R_s$  の増加する傾向が認められる。また、その傾向は、せん断時の排水条件の影響を受けないようである。

偏差応力が最大値に到達した後の偏差応力～せん断ひずみ  $\varepsilon$  関係として、Höeg ら<sup>19)</sup>は式 (2.1) を与えている。

$$q = \frac{A(B\varepsilon^2 + \varepsilon)}{1 + \varepsilon^2} \quad (2.1)$$

表-3.1 供試体の諸性質

比 重	$G_s$	2.183
自然含水比	$w_n$	119.6%
液性限界	$w_L$	172.7%
塑性限界	$w_P$	94.7%

また、吉中ら<sup>4)</sup>は、確率関数 (Weibull 分布) を用いてひずみ軟化過程を表現している<sup>20)</sup>。いずれの研究も偏差応力～せん断ひずみ関係の形状を正確に表現しているが、力学的挙動との対応が十分には説明されていない。

また、足立・岡<sup>21)</sup>は、ひずみ軟化現象を變形の局所化と材料自体の軟化双方に起因するという考え方から堆積軟岩のひずみ硬化～軟化挙動を記述できる弾塑性構成式を提案している。この構成式に含まれる初期平均有効応力に依存する応力履歴パラメータ  $\tau$  によって、ひずみ軟化の度合いが適切に表現されている。これらの研究から、軟岩の破壊後発生する不連続面における力学挙動を検討することによって、軟岩のひずみ軟化過程を合理的に記述しうる構成式が完成されるものと考えられる。

### 3. 試料及び実験方法

実験に用いた試料は、石川県珠州市で採取した珪藻質軟岩である。一辺が約 40 cm 程度の立方体で切り出されたブロックから、三軸圧縮試験用の直径 5 cm、高さ約 10 cm の供試体を成形した。ブロック毎の一軸圧縮強度  $q_u$  は、若干異なるが、一つのブロック内から採取した供試体の  $q_u$  は、ほぼ同一であった。本報告で用いた供試体は、一つのブロックから採取しているので強度的バラツキは少ないものと考えられる。

試料の諸性質は表-3.1に示した。供試体成形時発生した細粒分 (420  $\mu$ m 以下) を用いて実施した液性限界は、表-3.1に示すように自然含水比よりかなり高い値である。実験には中容量三軸圧縮試験 (最大側圧 50 kgf/cm<sup>2</sup>, 4.9 MPa) を使用し、等方圧密試験及び等方圧密非排水せん断 (CU) 試験を実施した。せん断は、ひずみ制御あるいは応力制御で行い、5 kgf/cm<sup>2</sup> (0.49 MPa) のバックプレッシャーを用いた<sup>22), 23)</sup>。

ひずみ制御で実施した三軸圧縮 CU 試験では、ひずみ速度  $\dot{\varepsilon}_a$  を 0.0044～1.75 %/min (標準ひずみ速度  $\dot{\varepsilon}_a = 0.175$  %/min) と変化させ、ひずみ速度が強度特性におよぼす影響を調べた。また、クリープ破

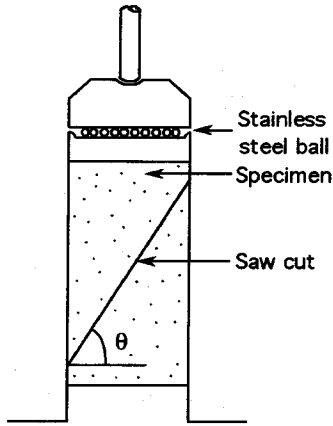


図-3.1 不連続面を有する軟岩供試体

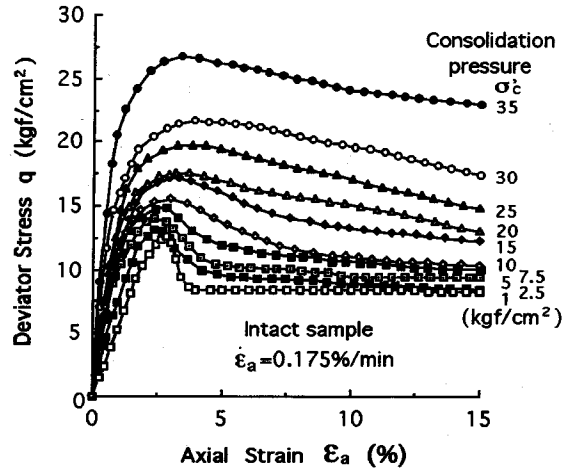


図-4.2 偏差応力～軸ひずみ関係

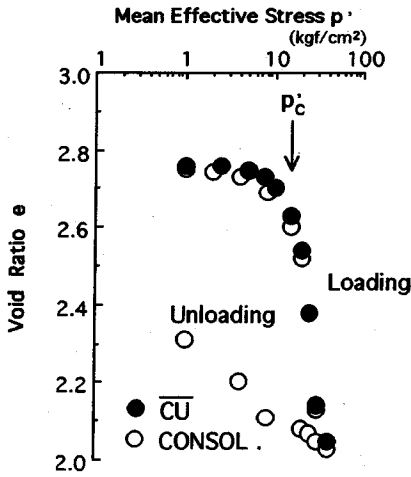


図-4.1  $e \sim \log p'$  関係

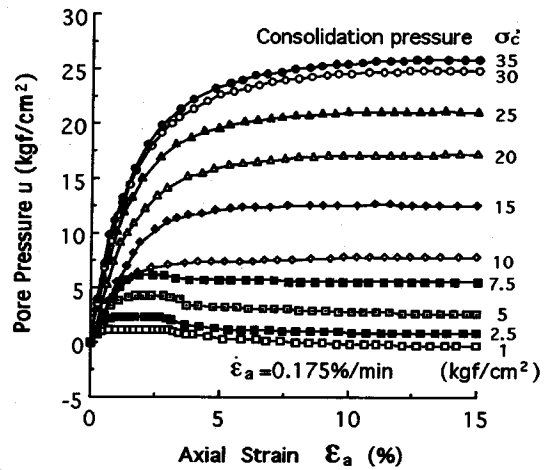


図-4.3 間隙水圧～軸ひずみ関係

壊強度と残留強度との関係を調べるため60分間隔載荷による応力制御三軸圧縮CU試験も実施した。

本報告の実験に用いた珪藻質軟岩は、亀裂や不連続面の存在しないいわゆる完全岩石 (intact rock) であるが、一部の供試体には人工的に不連続面を作成し、不連続面が強度変形特性におよぼす影響を検討した。図-3.1に示すように所定の傾角 $\theta$ になるよう鋸で供試体を切断し、不連続面を有する供試体を作成した。供試体毎の切断面の粗さの影響を減少させるため、ストレートエッジで切断面を成形している。また、せん断時上部供試体の自由な移動を可能にするため加圧板と受圧板の間にボールベアリングを取り付けた<sup>8)</sup>。

#### 4. 実験結果と考察

##### (1) 圧密降伏応力 $p'_c$

図-4.1は、等方圧密試験と各三軸CU試験から求めた試料の $e \sim \log p'$  (平均有効応力) 曲線である。 $p' \approx 15 \text{ kgf/cm}^2$ 以上で間隙比 $e$ の減少が著しい。実験に用いた試料、珪藻質軟岩は、セメンテーションによる結合力が強いため図中に示した圧密降伏応力 $p'_c$ は、必ずしも過去の応力履歴によるものではないと言われている<sup>18), 22)</sup>。しかしながら、この報告では従来通り $p'_c \approx 15 \text{ kgf/cm}^2$ を境にして過圧密、正規圧密と区分して検討する。

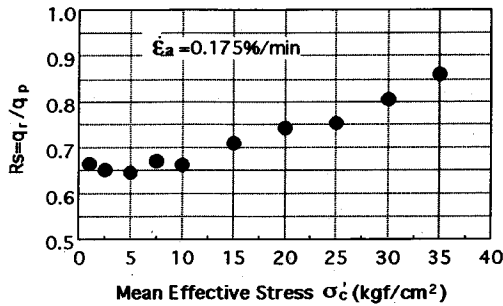


図-4.4 残留強度比  $R_s$  と等方圧密圧力の関係

### (2) 残留強度

図-4.2 と図-4.3 は、それぞれ三軸CU試験における偏差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係ならびに間隙水圧  $u$  と  $\epsilon_a$  の関係を示している。図-4.2 より等方圧密圧力  $\sigma_c'$  の大きさによらず  $\epsilon_a$  が 2~3%程度で、 $q$  は偏差応力の最大値  $q_p$  に達しているのが観察される。 $q$  が  $q_p$  に達した後、 $\epsilon_a$  の増加とともに  $q$  は減少するが、 $\sigma_c'$  の小さいもの程偏差応力  $q$  の減少割合が大きい。また、過圧密試料に発生した間隙水圧  $u$  は、 $q_p$  以降わずかではあるが減少する傾向を示すのに対し、正規圧密試料では  $q_p$  以降も増加し、かなり大きな値を示している。

軸ひずみ  $\epsilon_a = 15\%$  における偏差応力を残留強度  $q_r$  として、 $q_r$  と  $q_p$  の比を残留強度比  $R_s (=q_r/q_p)$  と定義し、せん断前の等方圧密圧力  $\sigma_c'$  との関係を示したのが図-4.4 である。図-4.4 から  $\sigma_c'$  が 15 kgf/cm<sup>2</sup> 以上すなわち正規圧密試料では、 $\sigma_c'$  の増加とともに  $R_s$  は増加するが、過圧密試料では  $\sigma_c'$  の大きさによらず  $R_s$  は、ほぼ一定と観察される。図-4.2 の  $q \sim \epsilon_a$  関係から明らかなように正規圧密試料の  $q$  は、 $\epsilon_a = 15\%$  においても一定値に収束せずさらに減少する傾向にあるため、 $R_s$  を  $\epsilon_a = 15\%$  より大きなひずみで定義すれば、正規圧密試料の  $R_s$  は、図-4.4 に示した値より若干減少する。しかし、 $\sigma_c'$  が 15 kgf/cm<sup>2</sup> ( $=p_c'$ ) 未満と以上で偏差応力の減少傾向に明瞭な違いが生じていると思われる。

### (3) 不連続面の影響

図-4.2 に示した完全な岩石供試体の三軸CU試験では、 $\sigma_c' = 15$  kgf/cm<sup>2</sup> 以下の多くの供試体で明瞭なすべり面が観察された。すべり面の傾角  $\theta$  は正確には測定しにくい、55~65度の範囲内にあり、平均値は約 58 度である。また、圧密圧力が大きくなるとすべり面は不明瞭になり、 $\sigma_c'$  が 30 と 35

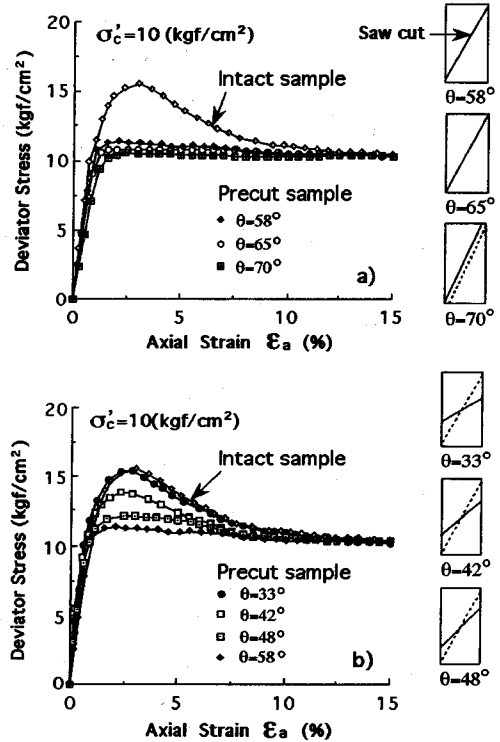


図-4.5 不連続面の傾角と偏差応力～軸ひずみ関係

kgf/cm<sup>2</sup> の供試体では、多数の小さな亀裂が発生し、すべり面を特定できなかった。明瞭に観察されたすべり面が、圧密圧力の増加によって不明瞭になる場合と、ひずみ軟化の減少割合は、対応していると思われる。

これらの実験結果を参考にして、完全岩石供試体を図-3.1 に示すようにせん断試験前に  $\theta = 70 \sim 33$  度の範囲に変化させて切断した（この供試体を以後プレカット供試体と呼ぶことにする）。

プレカット供試体の切断面すなわち不連続面とその傾角  $\theta$  の大きさが三軸CU試験におよぼす影響を調べた結果が図-4.5 である。65度と70度にカットした供試体の  $q \sim \epsilon_a$  関係は、ほぼ同じであり、完全供試体のような顕著なひずみ軟化現象を示さない。しかし、図-4.5a) の点線のように供試体を切断すれば、 $\theta$  が 58 度より大きくなって既存の切断面に関係なく 58 度に近い新たな破壊面と偏差応力のピークが発生する可能性が考えられる。不連続面の傾角  $\theta$  が 48 度以下では  $\theta$  が小さくなる程、最大偏差応力  $q_p$  は、少しづつ大きくなり完全供試体のそれに近くなる。これは、 $\theta$  を 33 度あるいは 42 度にカットした供試体は、カットした面に沿ってすべり面破壊を生じたのではなく、新しく約 58 度のすべ

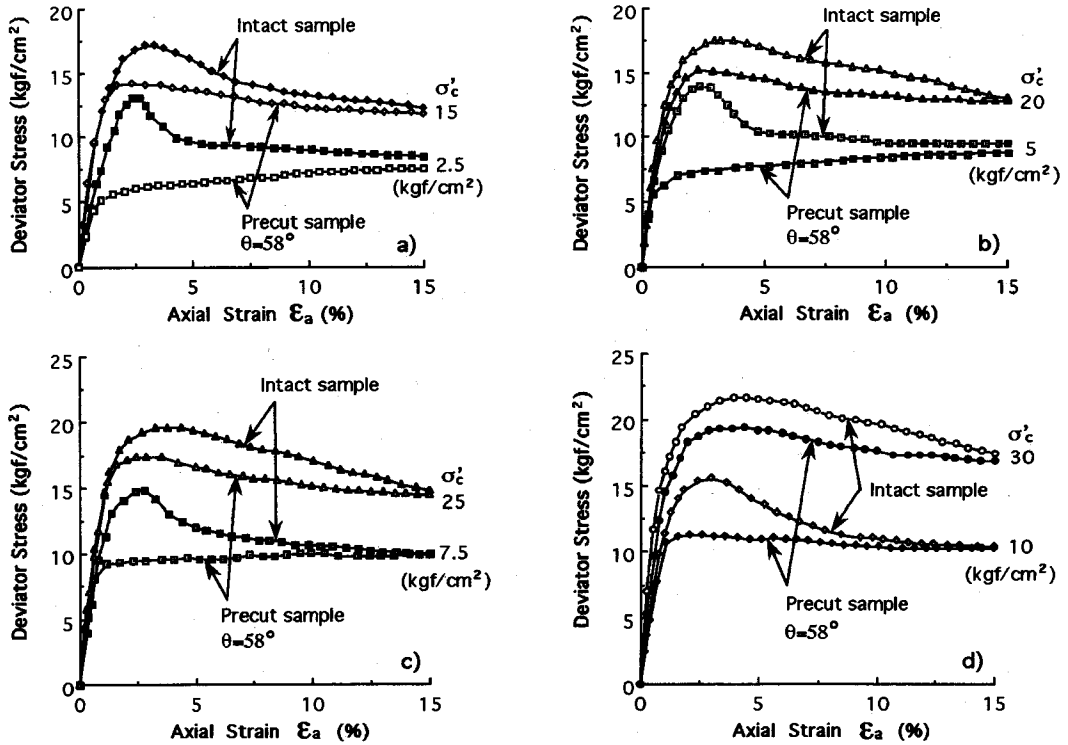


図-4.6 不連続面の有無と偏差応力～軸ひずみ関係

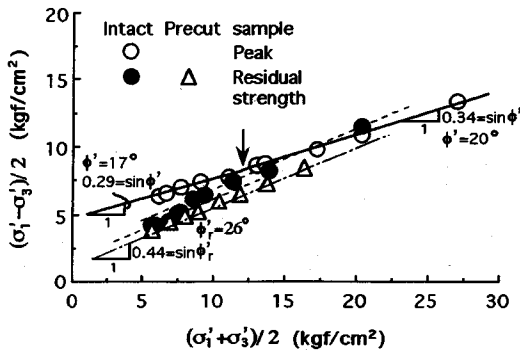


図-4.7 強度定数

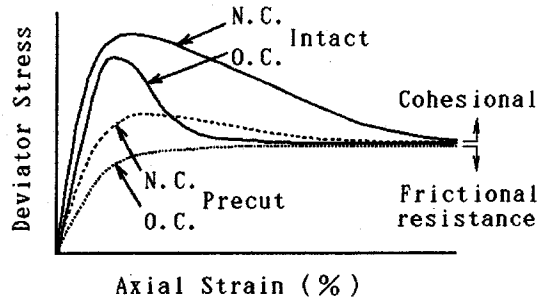


図-4.8 軟岩の応力～ひずみ曲線の模式図<sup>(21)</sup>を改変

り面を形成して破壊しているためと考えられる。また、不連続面の傾角の大きさによらず、残留強度は完全供試体のそれとほぼ一致している。

すべり面の傾角の平均値 58 度に合わせて切断したプレカット供試体の三軸 $\sigma$ 試験を行い、図-4.2 に示した完全な供試体の $q \sim \varepsilon_a$ 関係と比較したのが図-4.6である。

せん断開始直後のプレカット供試体の $q \sim \varepsilon_a$ 関係は、完全供試体のそれとほぼ同じである。プレカット過圧密供試体は、ひずみ硬化型の $q \sim \varepsilon_a$ 関

係となるのに対して、プレカット正規圧密供試体では、ひずみ軟化現象が観察される。しかし、ひずみ軟化の度合は、完全供試体に比較してかなり小さい。圧密によって不連続面に粘着力が回復したものと思われる。すべての試験結果において、完全供試体とプレカット供試体の残留強度が、ほぼ一致する点が注目される。

これらの実験結果から有効応力に関する強度定数を求めた結果が図-4.7である。図中○印と実線で示すように完全供試体の $\phi'$ は、正規圧密領域で約 20

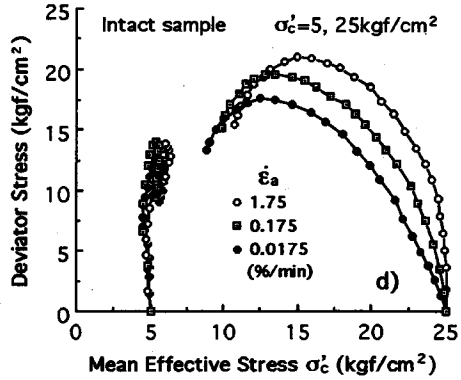
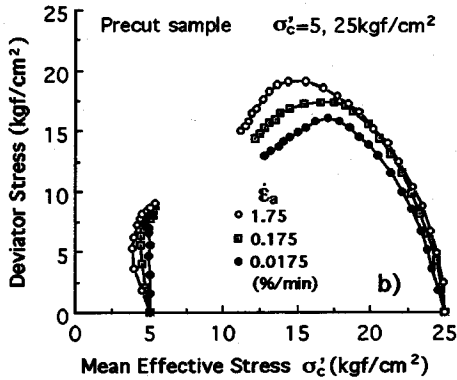
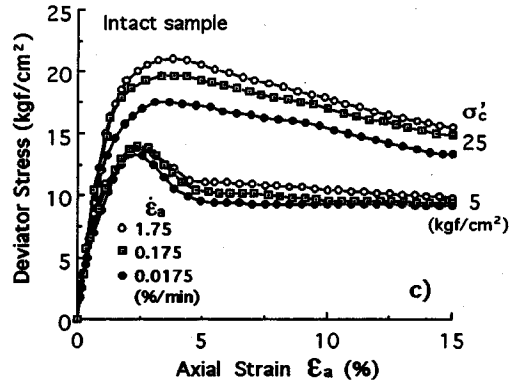
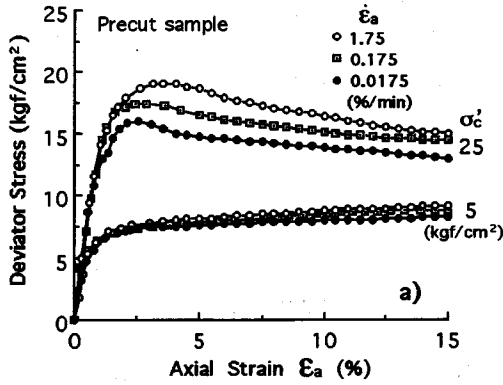


図-4.9  $q \sim \epsilon_a$  と  $q \sim p'$  関係

度、過圧密領域で約 17 度と大きな差がなかった。珪藻質軟岩では、セメンテーションによる先行圧密効果が強度におよぼす影響は、それほど大きくないと思われる<sup>18)</sup>。●と△印および点線と一点鎖線で示した残留強度に関しては、せん断度抵抗角  $\phi_r'$  が完全供試体とプレカット供試体で約 26 度となり、ほぼ一致するという興味深い結果が得られた。図中点線と一点鎖線で示したようにせん断前から存在する不連続面とせん断によって新しく発生した不連続面上における摩擦抵抗が、正規圧密・過圧密を問わずほぼ同じであれば、設計上の取扱いがきわめて便利な結果と思われる。また、このような軟岩の場合残留強度測定的重要性が強調される<sup>4)</sup>。

図-4.8 は、足立・岡によるひずみ硬化-軟化を呈する軟岩の応力～ひずみ曲線の模式図を若干修正したものである<sup>21)</sup>。この模式図によって著者らの珪藻質軟岩の実験結果を解釈すると次のようである。

(a) 珪藻質軟岩のせん断強度は、摩擦抵抗と粘着抵抗の 2 つの成分から成る。

(b) 完全供試体は最大偏差応力（ピーク強度  $q_p$ ）に到達時、すべり面（不連続面）が発生し、粘着抵

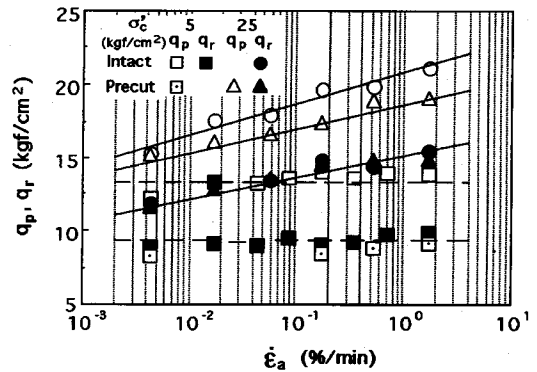


図-4.10  $q_p, q_r$  とひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a$  関係

抗成分が失われる。過圧密試料ではすべり面発生時、粘着抵抗成分のほとんどが失われるのに対し、正規圧密試料では残留状態に到達するまでせん断変形の進行と共に粘着抵抗成分は徐々に失われる。そのため偏差応力は急激には低下しない。

(c) 残留強度は、正規圧密・過圧密を問わず、ほぼ一本の強度線で表される。

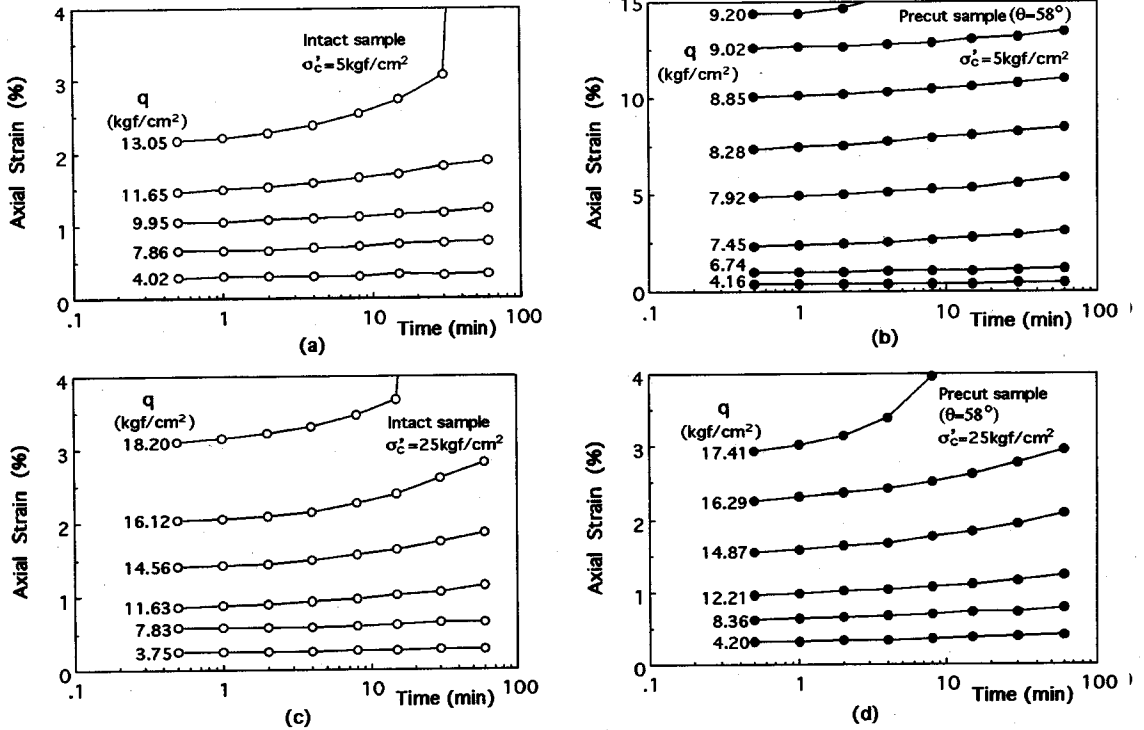


図-4.11 クリープ試験(CU)の軸ひずみと時間関係

(d) プレカット過圧密供試体は、再圧密によって粘着抵抗成分を回復しないが、プレカット正規圧密供試体は、再圧密によって粘着抵抗成分の一部を回復する。回復の度合は、圧密圧力の大きさに依存する。

(e) 完全供試体とプレカット供試体の残留強度はほぼ一致している。これらの試験結果より珪藻質軟岩の残留強度  $q_r$  はすべり面上の最大せん断強度に対応する<sup>9)</sup>。

#### (4) ひずみ速度効果

図-4.9 は、ひずみ速度を変化させた三軸CU試験の  $q \sim \dot{\epsilon}_a$  関係ならびに有効応力経路図 ( $q \sim p'$  関係) である。完全な正規圧密供試体の  $q \sim p'$  関係は、ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a$  の小さいもの程大きな間隙水圧を発生し、小さな  $q_p$  で破壊している。不連続面の影響がプレカット正規圧密供試体が、せん断中に発生する間隙水圧は、完全供試体のようなひずみ速度の大きな影響を受けない。偏差応力は、完全供試体と同じようにピーク強度  $q_p$  を示すが、その大きさは完全供試体より小さい。過圧密試料の発生間隙水圧と最大偏差応力は、不連続面の有無によらずひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a$  の影響を受けない。正規圧密珪藻質軟岩

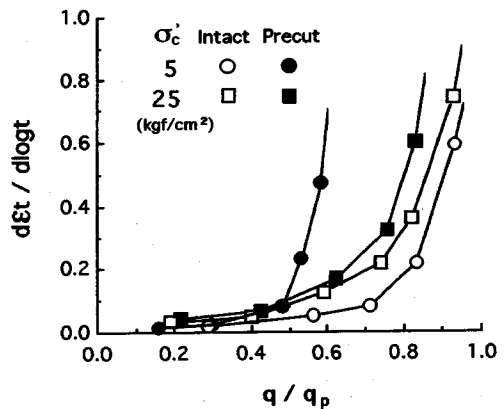


図-4.12  $q/q_p$  とひずみ速度関係

には、顕著なひずみ速度効果が観察されるのに対し、過圧密試料では、ひずみ速度効果は見い出せない。

図-4.10 は、 $q_p$ 、 $q_r$  とひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a$  との関係を示したものである。図-4.9 から明らかなように不連続面の有無によらず過圧密試料の  $q_p$ 、 $q_r$  は、 $\dot{\epsilon}_a$  の影響を受けないが、正規圧密試料のそれらは、片対数紙上で1本の直線上にプロットされ  $\dot{\epsilon}_a$  の減少とともに減少している。正規圧密試料の  $q_p$ 、 $q_r$  とひ

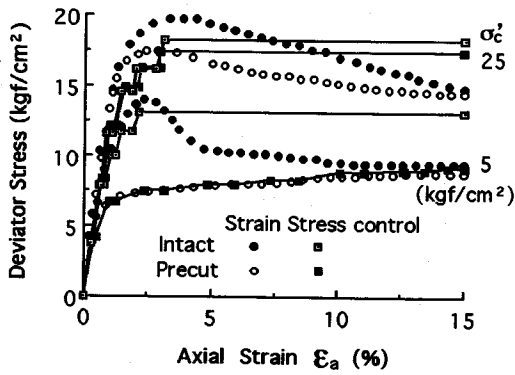


図-4.13  $q \sim \varepsilon_a$  関係

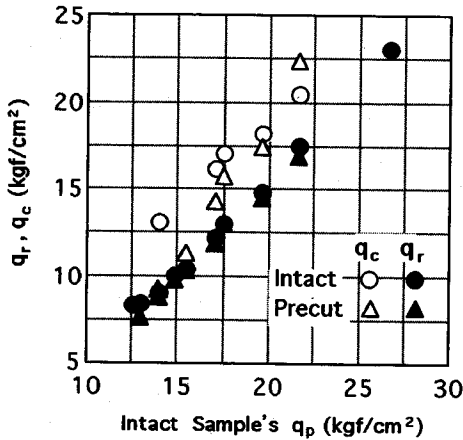


図-4.14  $q_c, q_r$  と  $q_p$  関係

ずみ速度  $\dot{\varepsilon}_a$  の関係を示す直線が交差するひずみ速度は、おおよそ  $10^{-9}$  %/min であり、西ら<sup>16)</sup>の結果とほぼ同じである。

### (5) クリープ挙動

60 分間隔段階荷の応力制御三軸 CTU 試験における軸ひずみの経時変化を示したのが図-4.11、最大偏差応力  $q_p$  と偏差応力  $q$  の比  $q/q_p$  に対する、ひずみ速度  $d\varepsilon/d\log t$  の変化を示したのが図-4.12 である。完全試料とプレカット試料の試験結果を比較しているが、軟岩と言えども、わずかであるがクリープ変形すること、そのひずみ速度は、正規圧密か過圧密か、ならびに不連続面の有無によって大きな差のないことが観察される。図-4.13 は、図-4.11 の応力制御による  $q \sim \varepsilon_a$  関係と図-4.6 に示したひずみ制御による試験結果 (図中●と○印で示した) を比較したものである。三軸 CTU 試験の制御方式によって  $q \sim \varepsilon_a$  に大きな差はない。応力制御試験の最大偏差応力をクリープ強度  $q_c$  とすれば、 $q_c$  は、

$q_r$  より大きく  $q_p$  に近い値である。完全試料の  $q_p$  に対して  $q_c, q_r$  の関係を調べたのが図-4.14 である。長期間にわたるクリープ試験で得られるクリープ強度は残留強度に近づくと言われているが<sup>16)</sup>、完全な岩石試料に関する著者らの実験では、両者は一致しない。残留強度よりクリープ強度のほうが大きい。プレカットした過圧密試料では、クリープ強度と残留強度はほぼ一致するが、正規圧密試料では、粘着力の回復により両者のズレは大きくなっている。クリープ継続時間の大小と残留強度の関係を明確にする必要があると思われる。

## 5. 結言

珪藻質軟岩の三軸供試体を試験前所定の角度で切断、不連続面を有する供試体 (プレカット供試体と呼んでいる) を作成し、圧密非排水試験による完全な供試体との比較から不連続面の有無が試験結果におよぼす影響について検討した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 珪藻質軟岩の三軸圧縮 CTU 試験から得られる応力～ひずみ関係は、ひずみ硬化～軟化を示し、圧密圧力の増加によって軟化の度合は減少する。明瞭に観察されたすべり面が、圧密圧力の増加とともに不明瞭になる度合は、ひずみ軟化の減少度合に対応する。

(2) 残留強度  $q_r$  と最大偏差応力  $q_p$  の比  $R_s (=q_r/q_p)$  は、過圧密領域ではほぼ一定であるが、正規圧密領域では圧密圧力の増加とともに増加する。

(3) 実測されたすべり面の傾角の平均値 ( $\approx 58$  度) で切断したプレカット供試体と完全供試体の残留強度  $q_r$  と残留強度状態におけるせん断抵抗角  $\phi_r'$  は一致する。正規圧密状態のプレカット供試体は、圧密によって粘着力の一部を回復し、ひずみ硬化～軟化型の応力～ひずみ関係となるが、過圧密状態プレカット供試体は、ひずみ硬化型である。

(4) 正規圧密完全供試体とプレカット供試体のひずみ制御式三軸圧縮 CTU 試験における最大偏差応力  $q_p$  と残留強度  $q_r$  は、ひずみ速度の増加とともに増大するが、過圧密状態のそれらは、不連続面の有無によらずひずみ速度の影響を受けない。

(5) 応力制御式三軸圧縮 CTU 試験のクリープ破壊強度 (偏差応力) 以下の各応力段階においては、完全供試体とプレカット供試体の軸ひずみは、ほぼ時間の対数に比例して増加する。その軸ひずみ速度の大きさは、正規圧密と過圧密ならびに不連続面の存在の有無によってほとんど影響を受けない。



参考文献

- 1) 川本 兆万, 石塚与志雄: ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, 土木学会論文報告集, 第 312 号, pp. 107-118, 1981.
- 2) 石橋孝治, 松本嘉司: ひずみ軟化特性を考慮した極限解析法によるトンネル掘削問題の解析, 土木学会論文報告集, 第331号, pp. 103-111, 1983.
- 3) Lo, K. Y. and Lee, C. F.: Stress analysis and slope stability in strain-softening materials, *Geotechnique*, Vol.23, No.1, pp.1-11, 1973.
- 4) 足立紀尚, 小川豊和: 堆積軟岩の力学特性と破壊基準, 土木学会論文報告集, 第295号, pp. 51-63, 1980.
- 5) 伊藤 洋: 長大切り取り斜面の安定性評価, 堆積軟岩の工学的性質とその応用 (土質基礎工学ライブラリー 30), 土質工学会, pp. 369, 1987.
- 6) フック, E., ブラウン, E. T.: 岩盤地下空洞の設計と施工, 小野寺透, 吉中龍之進, 斉藤正忠, 北川 隆共訳, 土木工学社, 1984.
- 7) 足立紀尚, 林 正之: 軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響, 土木学会論文報告集, 第305号, pp. 97-110, 1981.
- 8) 赤井浩一, 大西有三, 李 徳河: 多段階三軸試験とその飽和軟岩への適用について, 土木学会論文報告集, 第311号, pp. 93-102, 1981.
- 9) Einstein, H. H. and Hirschfeld, R. C.: Model studies on mechanics of jointed rock, *Journal of the soil mechanics and foundations division*, SM3, pp.229-248, 1973.
- 10) Skempton, A. W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3-18, 1985.
- 11) 古谷 保: 残留強度の性質とその測定法について, 地すべり, Vol.20, No.1, pp. 21-27, 1983.
- 12) 宜保清一: 島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈—地すべり・崩壊土の残留強度特性(I)—, 農業土木学会論文集, 第104号, pp. 61-68, 1983.
- 13) Voight, B.: Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils, *Geotechnique*, Vol.23, No.2, pp.265-267, 1973.
- 14) Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan, P. R.: The drained residual strength of cohesive soil, *Geotechnique*, Vol. 31, No.2, pp.181-213, 1981.
- 15) 赤井浩一, 足立紀尚, 西 好一: 堆積軟岩 (多孔質凝灰岩) の弾・塑性挙動, 土木学会論文報告集, 第 271 号, pp. 83-95, 1978.
- 16) 西 好一, 岡本敏郎, 江刺靖行: 各種載荷条件下における泥岩の強度-変形特性とその統一的理解, 土木学会論文報告集, 第 338 号, pp. 149-158, 1983.
- 17) 吉中龍之進, 山辺 正: 軟岩の破壊基準に関する研究, 埼玉大学建設系研究報告, 第 9 号, pp. 77-119, 1980.
- 18) 前川晴義, 官北 啓: 珪藻質軟岩の力学的特性, 土木学会論文報告集, 第334号, pp. 135-143, 1983.
- 19) Prevost, J. H. and Höeg, K.: Effective stress-strain-strength model for soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, GT3, pp.259-277, 1975.
- 20) Yoshinaka, R. and Shimizu, T.: Formulation of stress-strain behaviour in work-softening portion of soft rock, Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, pp.503-508, 1985.
- 21) 足立紀尚, 岡二三生: 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文報告集, No. 445/III-18, pp. 9-16, 1992.
- 22) Maekawa, H. and Miyakita, K.: Effect of repetition of drying and wetting on mechanical characteristics of a diatomaceous mudstone, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp.117-133, 1991.
- 23) 前川晴義: 軟質泥岩の力学的特性とその適用に関する研究, 京都大学学位請求論文, 1992.
- 24) 大西有三: 堆積軟岩の構成式とその適用性, 堆積軟岩の工学的性質とその応用 (土質基礎工学ライブラリー 30), 土質工学会, pp. 169, 1987.
- 25) Sekiguchi, H., Nishida, Y. and Matsumoto, T.: Characterization of a diatomaceous mudstone by elastoviscoplasticity, Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, pp.437-444, 1985.
- 26) グッドマン, R. E.: 不連続性岩盤の地質工学, 赤井浩一, 川本 兆万, 大西有三共訳, 森北出版(株), 1978.

(1995. 2. 2 受付)

## RESIDUAL STRENGTH CHARACTERISTICS OF SOFT ROCKS WITH A DISCONTINUOUS PLANE

Hongjian LIAO, Masaru AKAISHI and Masao HAYASHI

Consolidated undrained triaxial tests were performed on a diatomaceous soft rock to investigate the effect of a single joint with different inclinations on the residual strength characteristics.

Measurements of the stress strain behaviour show that the residual strength of intact rocks (no joint) coincides with that of precut rocks having a single joint and the strain softening behaviour is influenced by the magnitude of consolidation pressure. The residual strengths of overconsolidated intact and precut specimens are little affected by the rate of strain and in the comparisons of the rate of creep strain, there is no significant difference between the intact and the precut specimens.