

# セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 II

## ——非排水せん断特性——

Mechanical Properties of Saturated Soft Clay Improved by Cement-Mixing II

——Undrained Shear Properties——

小 林 晃\*・龍 岡 文 夫\*\*

Akira KOBAYASHI and Fumio TATSUOKA

### 1. 緒 言

本報告は、セメント改良土の三軸試験を非排水条件で行った結果と、一軸試験の結果を比較したものである。原位置でのセメント改良土の変形強度特性を推定するためには一軸試験だけでは不十分で、適切な三軸非排水試験を実施する必要があることを示している。

### 2. 圧密方法およびせん断時の排水条件に関する考察

本研究では供試体は、大気圧中で水中養生を 27~29 日行った供試体を一軸試験を別として、等方圧密してから排水あるいは非排水の状態で三軸圧縮試験を行っている。この圧密方法と原位置でセメント改良土に改良後生じるであろう圧密条件とは、図 3 に模式的に示すような差異があるであろう。すなわち原位置では攪拌混合時に一時的に有効応力がゼロ近くになるであろうが、時間とともに有効応力が増加してゆくので、養生と圧密（有効拘束圧の増加）は同時に進行し、かつ、有効鉛直応力  $\sigma'_v$  と有効水平応力  $\sigma'_h$  は等しくないという異方応力状態となっているであろう。このうち、養生と圧密が同時に進行することの影響は別途調べた。その結果、後に示すように養生と圧密が同時に進行すると強度は増加するこ

とがわかった。すなわち、大気圧中で長時間養生してから圧密すると同一の養生期間、同一の応力条件のもとにあるが、圧密が養生中に生ずる原位置での場合でのセメント改良土の強度を過小評価（その程度は小さいかもしれないが）していると言えるだろう。異方応力状態で圧密されることの影響は別途調べる必要があるが、セメント改良土のせん断強度が大きいことから、異方圧密応力比  $\sigma'_{vc}/\sigma'_{hc}=1\sim 2$  の範囲では、その影響は小さいであろう。

セメント改良土は前にも述べたごとく、未改良の飽和軟弱粘土に比べると非常に大きなせん断強度を持っているにもかかわらず、密度は改良によってもほとんど増加していない。したがって、後に詳しく示すようにせん断中に体積収縮（負のダイレイタンス）が大きく生ずる。このような場合、通常の正規圧密粘土では、非排水せん断強度は排水せん断強度よりも小さくなる。セメント改良土の透水性は極めて小さいので通常の載荷条件に対しては非排水せん断が生ずるものと考えられる。したがって、正規圧密飽和粘土の事例に従えば、非排水せん断強度を用いて短期安定性をチェックしておけば、排水強度を用いて長期安定性について検討しておく必要はなくなる。しかし、ピーク強度については上記のことが成り

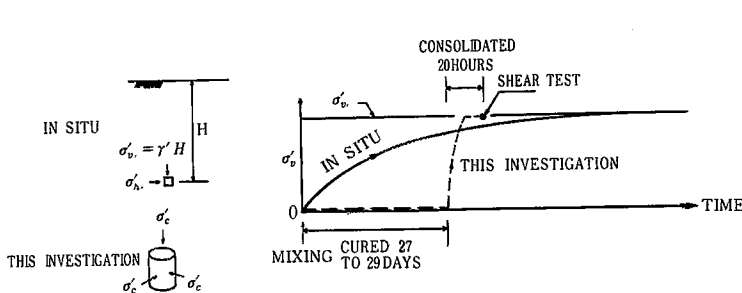


図 3 原位置と室内実験における養生中の有効応力の変化

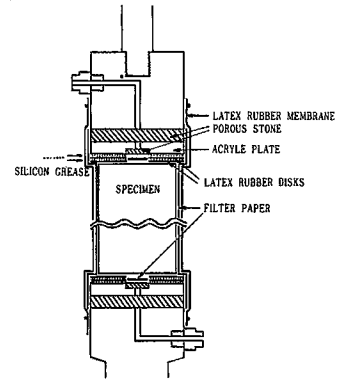


図 4 三軸試験における供試体セットの方法

\* 日本道路公団

\*\* 東京大学生産技術研究所 第 5 部

研 究 速 報  
 立つが、ある程度ひずみが大きくなった状態における残留強度については、ある圧密有効応力以下では、むしろ排水強度の方が、非排水強度よりも小さくなる可能性がある。そのような場合は、セメント改良土の場合、非排水せん断（ピークあるいは残留強度）を用いた短期安定性の検討と同時に、排水残留強度を用いた長期安定性の検討も必要に応じて行う必要がある。この点ではセメント改良土は過圧密粘土的である。以上のような理由から、今回の研究では、非排水および排水条件での系統的な実験を行った。

### 3. 実験方法

三軸試験用の供試体は、図4に示すようにして三軸室内にセットした。供試体の側面にはペーパードレーンを用いた。圧密過程における供試体からの排水量測定によって体積変化測定を行った。これに対する口紙からの排水量の補正を行った。メンブレンは有効拘束圧  $1 \text{ kgf/cm}^2$  以下の場合には  $0.2 \text{ mm}$  厚のラテックスゴムを、 $1 \text{ kgf/cm}^2$  より大きい場合は  $0.4 \text{ mm}$  厚のラテックスゴムを用いた。供試体の上下端で2枚のメンブレンとシリコングリースを用いて端面摩擦を軽減している。また、キャップとペダスタルの径を  $6 \text{ cm}$  とし、供試体径  $5 \text{ cm}$  よりも大きくしてあり、かつ、キャップは回転しない形式 (fixed type) なので、供試体の変形は従来の形式のもの (端面に摩擦があり、キャップの回転は自由) に比べると一様性については優れていると考えられる。残留強度を調べる上では、変形の一様性をできるだけ保つことが必要である。今回行った一軸試験は、図4に示すようにセットしてラバーメンブレンを用いずに行った場合と、供試体端面とポーラスストーンを直接、接しさせて端面に摩擦があるようにした2種類である。ただし、 $a_w = 8\%$  の場合は、前者、 $a_w = 20\%$  の場合は後者の実験を行っていない。実験結果では、前者による強度は、後者による強度よりも若干小さいようである。三軸試験との強度比較は、前者の結果を用いた ( $a_w = 8\%$  の場合のみ後者の結果を用いた)。

三軸試験では、側圧のない状態で約  $0.2 \text{ kgf/cm}^2$  の圧力で脱気水を供試体下部から約 20 分間供給し、系内部に残っている気泡を追い出し、引き続き、側圧  $0.2 \text{ kgf/cm}^2$  を加えて初期状態とした。供試体の飽和度を上げるために  $1 \text{ kgf/cm}^2$  ないし、 $2 \text{ kgf/cm}^2$  の背圧を、 $0.5 \text{ kgf/cm}^2/30$  分の割合で加えた。背圧を加えてから 30 分後を軸変位、体積変化の初期状態として、側圧を所定の大きさに増加し圧密を開始した。圧密時間は 20 時間とした。セメント改良土のように透水性の非常に悪いものでも、20 時間で一次圧密は完了した。引き続き B 値のチェック

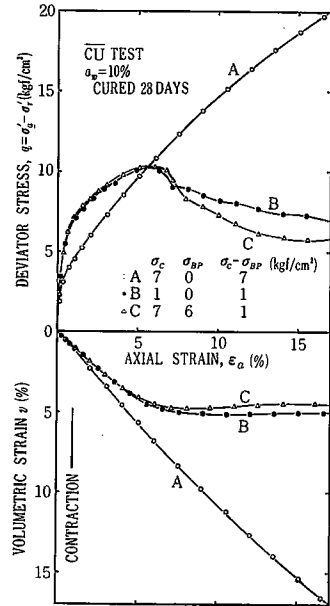


図5 セメント改良土における背圧の影響

をした。B値は  $0.94 \sim 1.00$  の範囲であったが、この範囲のB値のばらつきの影響は確認できなかった。筆者らはこの方法により飽和度が十分に高い供試体が得られたと判断した。

三軸圧縮試験およびこの章で示す一軸試験ではすべて軸ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a = 0.06\%/分$  とした。非排水せん断は軸ひずみ  $\epsilon_a$  が最低  $15\%$  になるまで、排水試験では  $\epsilon_a$  が最低  $20\%$  になるまで実験を行った。計測はすべてマイクロコンピューターを用いて自動化した。<sup>7)8)</sup> すべての実験は恒温恒湿室内 ( $22^\circ\text{C}$ ,  $60\%$ ) で行った。

### 4. 有効応力の原理に関する予備実験

本研究を開始した当初、背圧の大きさが結果に及ぼす影響は必ずしも明確ではなかった。その最大の理由は、セメント改良土のように透水性が極めて低い (原位置改良土で透水係数  $k$  (cm/s) は  $1 \sim 6 \times 10^{-8}$ 、室内改良土で  $10^{-8} \sim 10^{-11}$  との報告がある<sup>11)</sup> ためであり、通常の土の場合のように有効応力の原理が改良土の場合にも成り立つかどうか確信が持てなかった。そこで、図5に示すような  $a_w = 10\%$  で 28 日間養生した 3 本の供試体を用意して排水試験を行った。

図から明らかなように ( $\sigma_c - \sigma_{BP}$ ) の値が同一な B と C の供試体はほぼ同一な挙動を示し、供試体 A は全く別な挙動を示している。このことから、( $\sigma_c - \sigma_{BP}$ ) は有効応力  $\sigma'_c$  と見なしてよく、有効応力の原理がこのように透水性の低いセメント改良土でも成り立っていると考えてよいよ

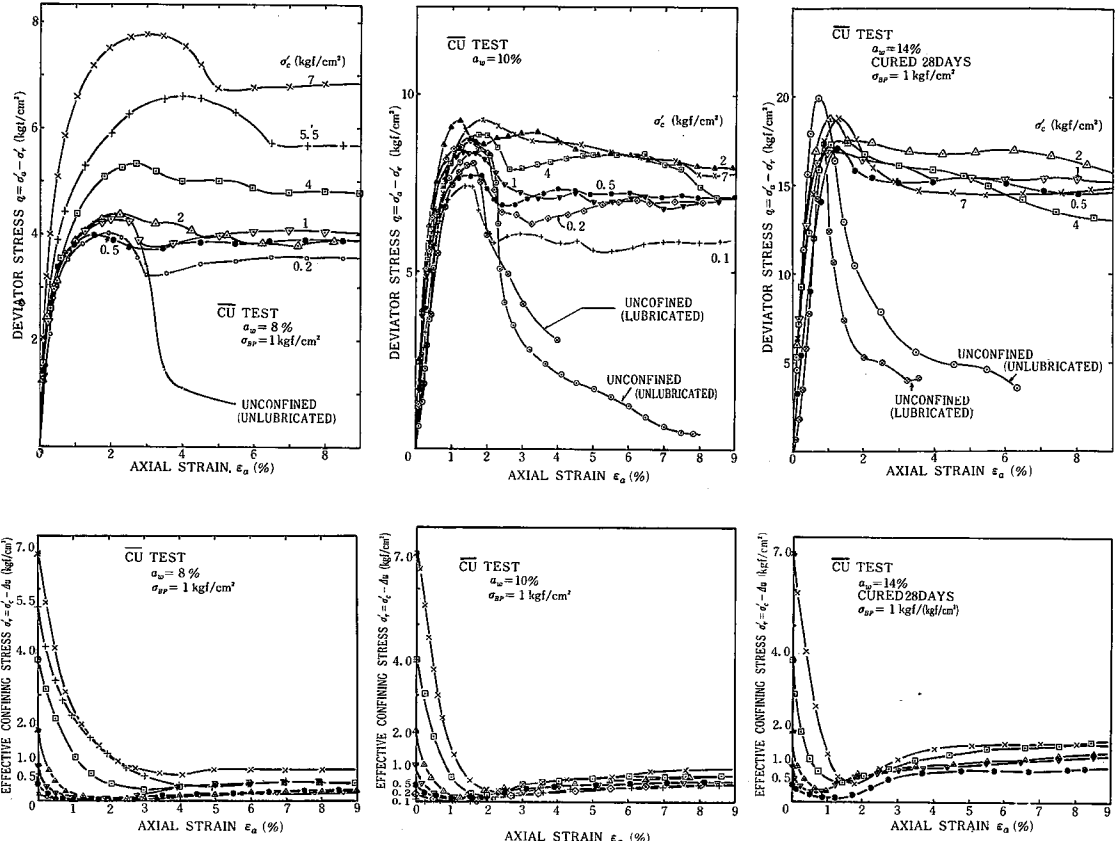


図6  $a_w = 8\%$  のときの三軸試験 (圧密非排水) 結果

図7  $a_w = 10\%$  のときの三軸試験 (圧密非排水) 結果

図8  $a_w = 14\%$  のときの三軸試験 (圧密非排水) 結果

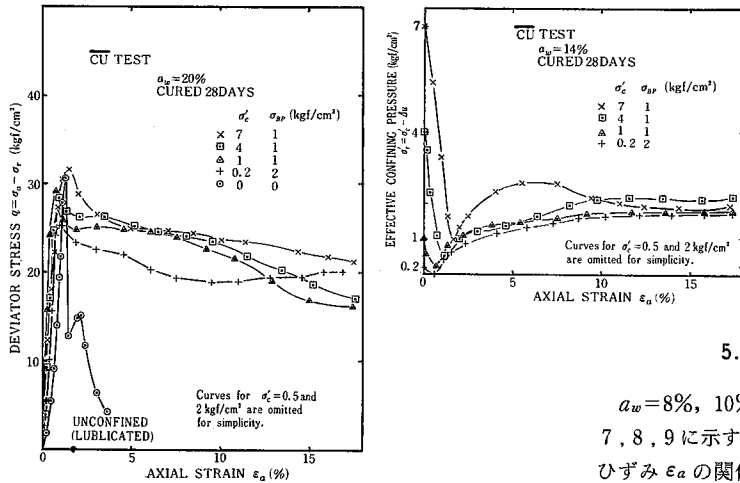


図9  $a_w = 20\%$  のときの三軸試験 (圧密非排水) 結果

5. 三軸非排水せん断特性

$a_w = 8\%, 10\%, 14\%, 20\%$  における実験結果を図6, 7, 8, 9に示す。図(a)は、偏差応力  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係を示す。同時に一軸圧縮試験結果も示してある。図(b)はせん断中の有効拘束圧  $\sigma'_r = \sigma'_c - \Delta u$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係を示す。図8では  $\sigma'_c = 0.5, 2 \text{ kgf/cm}^2$  のデータは図を簡明にするために示していない。これらの図から、次のようなセメント改良土の特徴が読み

うである。

研 究 速 報

とられる。後に詳しく示すように  $a_w=8\%$  で  $\sigma'_c=4,5,5,7$   $\text{kgf/cm}^2$  の場合は圧密中の体積変化が生じている。しかし、それ以外の場合で、有効拘束圧  $\sigma'_c$  が  $q_u$  より小さいいずれの場合でも、圧密中の体積変化が非常に小さかった。そこで上記の 2 つの場合に分けて論ずることにする。

(1)  $\sigma'_c$  が  $q_u$  より小さい場合

いずれの  $a_w$  の値に対しても、せん断初期にピーク強度に至るまでの過剰間隙水圧の発生がきわめて大きく、ピーク時の  $\sigma'_r = \sigma'_c - \Delta u$  の値は  $\sigma'_c$  の値にかかわらず同一にほとんどゼロになっている。すなわち、ピーク強度時には  $a_w$ ,  $\sigma'_c$  の値によらず有効拘束圧はほとんどゼロである。ただし  $a_w$  が大きくなり、 $\sigma'_c$  が大きい場合には  $\sigma'_r$  はゼロにまで至らなくピーク時に若干有効拘束圧が残っている。このように異常とも言えるほど  $\Delta u$  の発生が大きいのは、恐らく次の理由によるのであろう。 $q_u$  より小さい  $\sigma'_c$  を加えてもセメンテーションが破壊されず初期の間隙の非常に大きい構造を保持したまません断を受け、せん断によりセメンテーションが破壊され構造が大きく収縮しようとする傾向(負のダイレイタンス)が強くなる。それと同時に、セメント改良土の体積圧縮係数(Bulk Modulus)  $K$  が大きいため、その体積圧縮傾向に対応する正の過剰間隙水圧の発生量が大きいためであろう。このことを、式であらわせば同じ条件での排水せん断による体積収縮量を  $\Delta v$  と書き、それに対応する非排水せん断時の過剰間隙水圧を  $\Delta u$  とすれば

$$\Delta u = K \cdot \Delta v \quad (1)$$

となる。ここで注意しなければならないことは、すでに、足立、小川<sup>9)</sup>が指摘しているように、三軸圧縮試験では側圧以上に間隙水圧は大きくなれないから、このように体積収縮の激しい物質が  $\sigma'_c < 0$  になろうとするとゴム膜と供試体の間へ間隙水が流出してゆき、結局供試体を非排水状態に保てないことである。実際の地盤内ではこのようなことが生じようとすると全拘束圧  $\sigma'_r$  が上昇することにより非排水状態を保ちつつ  $\sigma'_r = 0$  の状態が保たれるものと想像される。問題は、供試体からの排水が生じてしまうような三軸非排水試験での結果が真の非排水せん断特性とどのような関係にあるかである。しかし、 $q_u$  がある程度大きければ  $\sigma'_c$  がゼロに近い状態では、ピーク強度付近における変形特性はセメンテーションの破壊特性で決まり、 $\sigma'_c$  の大きさの影響をあまり受けないとすれば、ピーク強度は排水の程度の多少の差に影響されないものと想像される。したがって三軸非排水試験で原位での非排水せん断のシミュレーションがある程度できているものと考えられる。ピーク強度以降は引張クラックの進展による正のダイレイタンス特性が生ずるため  $\sigma'_r > 0$  になる傾向にあるから、残留強度特性については、

上述のような問題は生じない。

ピーク強度状態においては、 $a_w$ ,  $\sigma'_c$  の値によらず  $\sigma'_r$  の値がゼロに近いという軸試験と同様な有効応力状態 ( $\sigma'_r = 0$ ) にあるということに対応して、ピーク強度  $q_{max} = \sigma'_a - \sigma'_r$  の値も  $\sigma'_c$  の値によらず、一軸圧縮強度  $q_u$  にほぼ等しい。また、破壊ひずみも  $\sigma'_c$  の値によらない。ところが、ピーク以降の挙動は非排水試験と一軸試験と全く異なっていることに注目しなければならない。これは、三軸非排水試験ではピーク強度以降は  $\sigma'_r > 0$  になる傾向にあり一軸試験での有効応力状態 ( $\sigma'_r = 0$ ) とは異なってくるからであり、また、後に排水試験結果によって示すようにセメント改良土では若干でも  $\sigma'_r$  が存在すると残留強度がある程度大きくなるからである。いずれの  $a_w$  の値においても、圧密による構造変化がなかったこと、また、ピーク強度が  $\sigma'_c$  によらなかったことから、ピーク強度付近のセメント改良土の状態は当然  $\sigma'_c$  の値によらないで同一であると言えよう。したがって、ピーク以降の挙動 ( $q, \sigma'_r \sim \epsilon_a$  関係) も  $\sigma'_c$  によらないのであろう。

(2)  $\sigma'_c$  が  $q_u$  よりも大きくなった場合

この場合は、図6を見てわかるように、 $q_{max}$  の値およびピーク以降の挙動は、 $\sigma'_c$  の値が大きいほど大きくなる。これは後に詳しく検討するように、圧密中に一度セメンテーションが部分的に破壊され、より稠密な強い内部構造が形成されたためと考えられる。

## 6. 結 語

以上示したように、セメント改良土の非排水条件下でのせん断挙動は、特に残留強度特性について一軸試験の場合とは異なっている。圧密有効拘束圧が、大略、一軸圧縮強度よりも小さいと、セメント改良土の三軸圧密非排水試験における変形強度特性は圧密有効拘束圧の値によらないが、一軸圧縮強度よりも大きいと、圧密有効拘束圧の影響を受ける。

## 謝 辞

図面の作成には鳥光道枝技官の協力を得ている。末筆ながら感謝の意を表します。(1982年4月8日受理)

## 参 考 文 献

- 7) 龍岡文夫, 佐藤剛司 (1981), "新しい土質試験システム I——三軸試験機本体の設計・製作——", 生産研究 33 巻, 2号, pp. 59-63
- 8) 龍岡文夫, 山田真一, 大河内保彦 (1981), "新しい土質試験システム II——自動計測・自動データ処理——", 生産研究 33 巻, 2号, pp. 64-67
- 9) 足立紀尚, 小川豊和 (1980), "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, 3月, pp. 51-63