

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 IV ——全応力法による整理——

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

——Analyses by Total Stress Method——

小 林 晃*・龍 岡 文 夫**

Akira KOBAYASHI and Fumio TATSUOKA

1. 結 言

セメント改良土の非排水条件および排水条件の下におけるせん断特性についての基本的な事項についてはすでに報告した。¹²⁾ 今回は、これらの結果を、圧密有効応力 σ_c' の値を用いて整理した結果を報告する。一般に、 σ_c' の値によって強度を推定あるいは評価する方法を全応力法と呼んでいる。

2. 排水試験におけるセメント改良土の降伏特性

前回に報告した論文¹²⁾ の図 12(a), 13(a), 15(a), 16(a), を見ると a_w が小さいほど、また、 σ_c' が大きいほど、 $q \sim \varepsilon_a$ 曲線の途中でピーク強度以前に明確な折れ点が存在し、そこで ε_a の増加率が急に大きくなることに気づく。これは Sangrey¹³⁾ や Wong and Mitchell¹⁴⁾ が示している自然にセメンテーションされた粘土の三軸排水試験における挙動に非常に似ている。また、セメント改良土の非排水試験で見られない現象である。そこで、図 19 で模式的に示すように、その折れ点での q の値を降伏応力 q_y と定義することにする。 $q < q_y$ の部分ではひずみの発生も小さく、セメンテーションがあまり破壊されていないと考えられる。このときに発生するひずみはすべてが弾性ひずみではないのは持論である。 $q > q_y$ のときに発生するひずみの量に比べると、はるかに小さいので、弾塑性論上では厳密ではないが $q = q_y$ の点を見かけ上の降伏点と名付けることにする。 $q > q_y$ ではせん断変形しながらセメンテーションが大きく破壊されつつ、体積が収縮し、より稠密になりつつ抵抗力が増加しているものと考えられる。典型的な例として図 12(a)¹²⁾ での $a_w = 8\%$ の例を見ると、 q_y の値と σ_c' の関係はそう単純でないことが分かる。すなわち、 $\sigma_c' = 4 \text{ kgf/cm}^2$ より大きくなると逆に q_y は σ_c' の増加とともに増加している。そこで、図 20 に示すような正規化された q_y/q_u と $\sigma_c'/$

q_u の関係を求めてみた。すると、ある程度の法則性があることが分かった。今、 $a_w = 8\%$ の場合に注目してみる。図中の点 a は一軸試験における降伏応力 $(q_y)_u$ を q_u で除した値をあらわしており、点 b は等方圧密における降伏応力をあらわしている、この値は $(q_y)_u$ の値に近い。圧密排水三軸圧縮試験による降伏点は a と b を結ぶ直線上か、それよりやや上に位置している。 a と b を結ぶ直線は、

$$\sigma_a' = (q_y)_u \quad (1)$$

をあらわしている。これは、圧密排水三軸圧縮試験における降伏は側圧 σ_r' にほぼかわらず、 σ_a' の値がほぼ $(q_y)_u$ の値に達した時に降伏がはじまることを意味しているものと思われる。すなわち、ある方向の応力に対する降伏は少なくともそれと直交する方向の応力とは、無関係のようである。この種の降伏は養生中に作られたセメンテーションの破壊によるものであるので第 1 種の降伏と名付け、この降伏曲線を Y_1 であらわすことにする。一方、等方圧密をすると b 点で降伏がはじまる。 $\sigma_c' > (q_y)_u$ の状態から σ_r' 一定のままに圧密排水三軸圧縮試験をすると、再び降伏点が得られる。この降伏点は、圧密によりセメンテーションが一度破壊された後に形成された別の新しい構造が破壊されることにより生ずるものなので、第 2 種の降伏と名付け、この降伏曲線を Y_2 であらわすことにする。降伏曲線 Y_2 は、原点を通る直線である。これは、圧密により再構造された構造の強さが、圧密応力 σ_c' に比例することを意味している。図 20 を見ると、 q_y/q_u , σ_c'/q_u という正規化では、 a_w によらない一義的な降伏曲線は得られないようである。これは、 a_w が小さくなると一軸試験で $(q_y)_u$ が q_u より小さくなっていくからであろう。そこで、 $q_y/(q_y)_u$, $\sigma_c'/(q_y)_u$ のように正規化してプロットしなおしてみたのが図 21 である。 $a_w = 14\%$, 20% については $q_y/(q_y)_u$ の大きな所のデータがないので明確なことはよく分からないが、このように正規化すると、 a_w によらない一義的な降伏曲線 Y_1 が得られるようである。図 21 には $a_w = 8\%$, 10% に対する

* 日本道路公団

** 東京大学生産技術研究所 第 5 部

研究速報

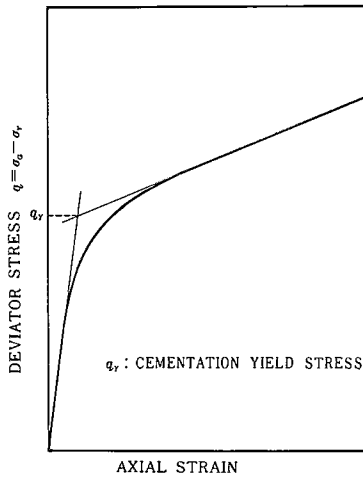
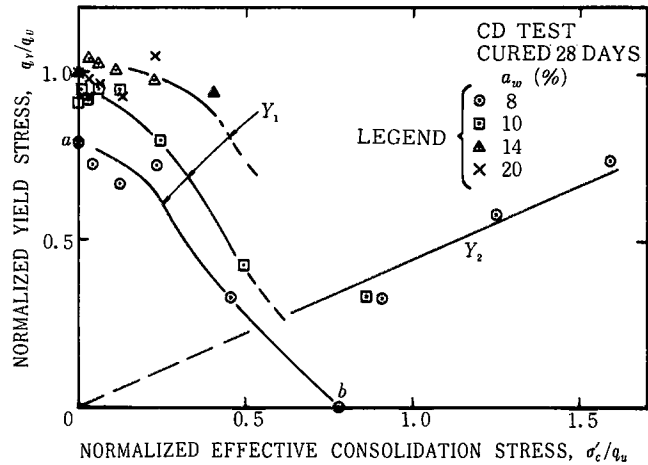
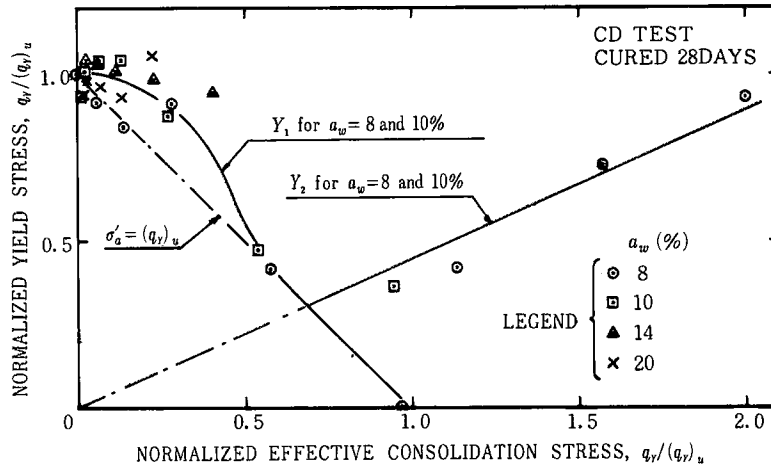
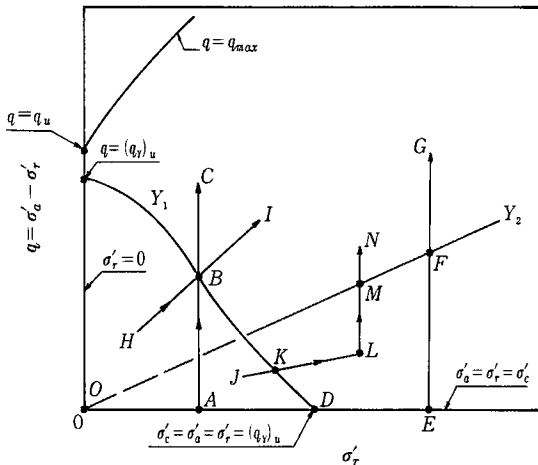
図19 降伏応力 q_y の定義図20 一軸圧縮強度 q_u で正規化された降伏応力 q_y ~ 圧密有効拘束圧 σ'_c 関係図21 一軸圧縮試験における降伏応力 $(q_y)_u$ で正規化された降伏応力 q_y ~ 圧密有効拘束圧 σ'_c 関係

図22 セメント改良土の降伏特性をあらわした模式図

降伏曲線 Y_1 , Y_2 を示しておいた。

図 22 に以上のことを模式的にまとめておいた。降伏曲線 Y_1 は $A \rightarrow B \rightarrow C$ のような応力経路に対して得られたものであるが、他の応力経路、たとえば $H \rightarrow B \rightarrow I$ のようなものに対しても同一の降伏曲線 Y_1 が得られるかどうか調べてみる必要があろう。Sangrey¹³⁾ と Wong and Mitchell¹⁴⁾ は、自然のセメンテーションを持つ粘土について Y_1 , Y_2 のような降伏曲線を求めているが、この研究で求めたセメント改良土の降伏曲線の形とは、相当異なっている(図 23)。これはセメンテーションの程度がまったく異なっていて、自然セメンテーション粘土では降伏曲線 Y_1 は存在しないためと思われるが詳しいことはよく分からない。

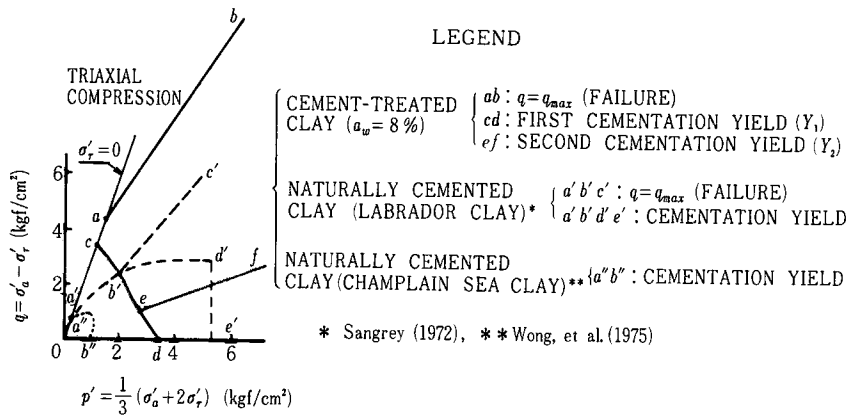


図23 自然にセメンテーションされた粘土とセメント改良土の降伏特性の比較

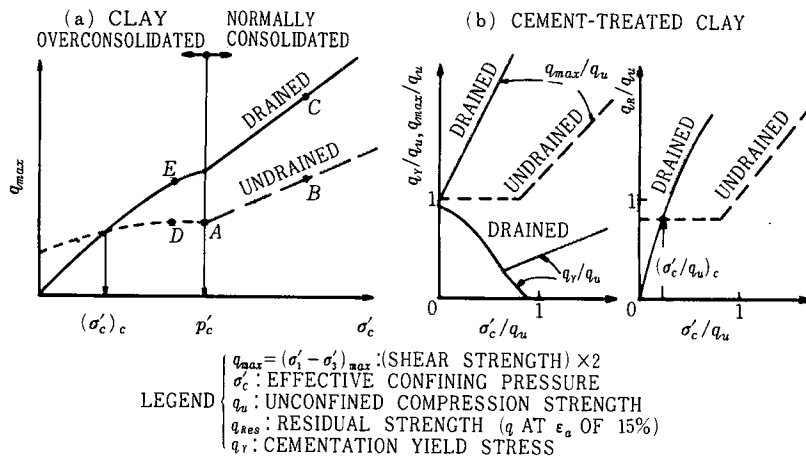


図24 セメント改良土と粘土の強度特性の比較の模式図

3. 全応力法による強度特性のまとめ

粘性土の場合、正規圧密と過圧密で同一の圧密応力に対する排水強度と非排水強度の関係は図24(a)に示すように異なっている。正規圧密粘土では排水強度の方が非排水強度よりも相当大きいから、非排水強度を用いて、短期安定が確保されていることが確認されたら、排水強度を用いて長期安定の確認をする必要はなくなる。なぜなら、たとえば、水平地盤に急速に盛土をした直後の非排水せん断強度は盛土前と同じであり(図24(a)でのA)、このときが最も安全率は低いが、時間とともに圧密により非排水せん断強度も増加する(図24(a)でのB)、ゆっくりとした変形に対しては排水せん断強度を用いてよいとすると、排水せん断強度はCのように大きくなっている。逆に掘削の場合でも、掘削直後の非排水せん断強度(A)よりも、掘削後の排水強度(E)は通常十分大きい。これに対して、過圧密粘土の場合、過圧密比が

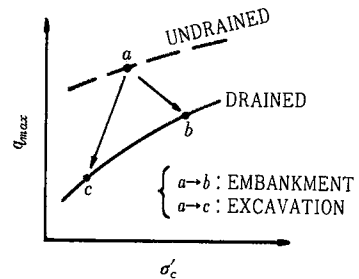


図25 過度に過圧密された粘土のせん断強度の模式図

ある限度以上大きくなると、非排水せん断強度は、排水せん断強度より大きくなる。その状態は図24(a)では、 $\sigma'_c < (\sigma'_c)_c$ の領域である。その部分を拡大したのが図25である。この場合、たとえば盛土直後はまだ非排水状態でありaであらわしたせん断強度があり安定であっても、時とともに膨張吸水が生じ、排水せん断強度(b)は、aの非排水せん断強度より小さくなり得るから、時と

研究速報

もに盛土の安定性が低下してゆく。このような場合には排水せん断強度(b)を用いて長期安定の解析が必要となる。さらに掘削の場合の長期放置後の排水せん断強度(c)は a よりもはるかに小さくなるので、掘削が臨時のものでない限り c の強度を用いた長期安定解析が必須となる。

一方、セメント改良土の強度特性をまとめると図24(b)のようになる。これは一軸圧縮強度 q_u を用いて正規化したものであるが、本質的には $(q_y)_u$ を用いて正規化すべきであると考え、一般には $(q_y)_u$ を求めることは少なく、また $q_u \approx (q_y)_u$ なので、ここでは q_u を用いて正規化した。この図を見ると、セメント改良土はある面では正規圧密粘土的であり、ある面では過圧密粘土的であることが分かる。例として、セメント改良した水平地盤に盛土をする時の安定問題について考えてみよう。すでに、過度に過圧密された粘土の場合に、その脆性的(brittle)な性質のため、すべり面上で同時に最大せん断強度が発揮されることはなく、すべり面全体にわたりピーク強度を用いる安定解析は危険側であることが指摘されてきている(いわゆる progressive failure の問題)¹⁵⁾。セメント改良土の場合、低拘束圧で排水せん断する場合には、非常に脆性的になるので、上述の問題が拡大されてくる。したがって地盤式で設計する場合は、残留強度を用いて安定解析をすれば、安全側となるものと考えられる。そこで、図26に示すように、盛土前の相対的応力状態が①、②、③の3つの場合について、設計強度の決め方について考察してみよう。盛土前の σ'_c/q_u が小さい場合が①、比較的大きい場合が②、大きい場合が③である。各ケースで、 A と B 、 C 間の応力差、 a と b 、 c 、 d 間の応力差、 α と β 、 γ 、 δ 間の応力差が、盛土荷重による応力増加をあらわしている。設計強度のとり方としての例を挙げると次のようになる。

(1) 盛土直後の静的盛土荷重に対する設計強度および地震荷重に対する設計強度… A 、 a 、 α

(2) 盛土してから十分に時間が経過した後の地震荷重に対する設計強度… B 、 b 、 β 。一般に、盛土による σ'_c/q_u の増加は大きいものではないから、これは A 、 a 、 α の値と大きく変わらないと考えてよい。

(3) 盛土してから十分に時間が経過した後の静的盛土荷重に対する設計強度… C 、 c 、 γ 。ただし、大変形を許さない場合は、 C 、 d 、 δ 。

以上を概括すると、非排水残留強度を用いてすべての場合の設計強度とすると安全側である場合と、危険側である場合があることに注意しなくてはならない。このことは、一軸圧縮強度 q_u をすべての場合に用いようとする場合にもあてはまる。

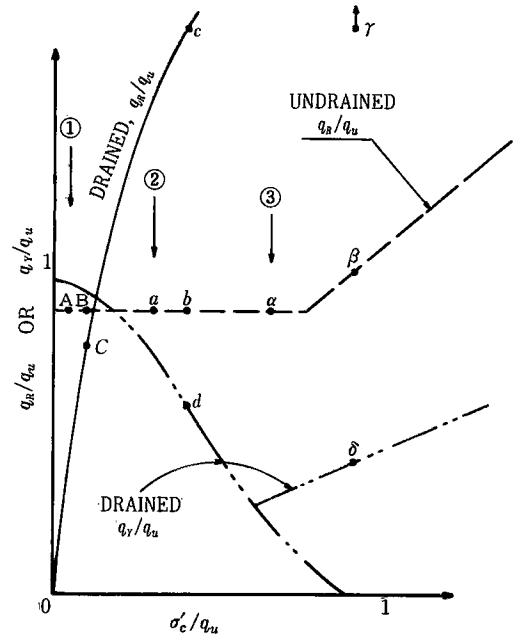


図26 設計強度の求め方の例

3. 結 語

セメント改良土を排水条件の下でせん断するときの変形強度特性は、非排水条件でせん断するときと比べるとはるかに拘束圧の影響を強く受けることが分かった。特に a_w が小さいほど、また軸ひずみが大きくなるほど、上述のことが成り立つ。排水条件の下での降伏特性は、固有のセメンテーションが破壊はじめる第1種の降伏と、圧密中に形成されたより稠密な内部構造が破壊されはじめる第2種の降伏により特徴付けられる。地盤式でセメント改良土地盤を設計する時は、設計条件に適した設計強度を選択する必要がある、図26がその参考になるであろう。

(1982年5月13日受理)

参 考 文 献

- 12) 小林晃・龍岡文夫 (1982), “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, III”生産研究, Vol. 34, No. 8
- 13) Sangrey, D. A. (1972), “Naturally Cemented Sensitive Soils,” Géotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 139-152
- 14) Wong, P. K. K. and Mitchell, R. J. (1975), “Yielding and Plastic Flow of Sensitive Cemented Clay,” Géotechnique, Vol. 25, No. 4, pp. 763-782
- 15) Bjerrum, L. (1967), “Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales,” The Third Terzaghi Lecture, Jour. SMF Div., Proc. ASCE, SM5, pp. 1-49