

博 士 論 文

拘束圧下で養生したセメント安定処理土の
強度発現メカニズムと強度特性の評価

(Mechanism of Strength Development and Evaluation of Strength Properties
in Cement Stabilized Soil Cured under Confining Stress)

平成 26 年 9 月

藤 本 哲 生

山口大学大学院理工学研究科

要旨

軟弱地盤対策工法の一つにセメントおよびセメント系固化材を用いた安定処理工法がある。本工法は、土試料にセメントを添加・混合することにより短期的に発現される物性の改良とセメントの水和反応による硬化、長期的に発現されるポズラン反応による硬化により強度の改善を行うものである。本工法の特徴は、対象土の性質に合わせてセメントの種類や量を調整して添加・混合することにより比較的短時間で目標とする強度が得られる点であり、軟弱地盤が分布する沿岸部の平野における経済活動が盛んな我が国では今後も耐震対策(特に、液状化対策)、建設発生土の土質改良による再利用、汚染土壌の不溶化処理など建設事業において利用されると考えられる。

本工法の現行の設計指針では、セメント安定処理土の設計基準強度を決定するために原則として対象土を用いて室内配合試験を実施するよう規定している。現行の室内配合試験では、対象土に安定材を添加した後、大気圧下で所定期間(一般的に、7日間あるいは28日間)養生した供試体に対して一軸圧縮試験を実施し、室内配合試験における一軸圧縮強さに室内配合試験と現場施工との条件の違いを調整するパラメータである「現場/室内強度比」を乗じた値である設計基準強度が目標とする強度を満足するよう安定材添加量が決定されている。ここで、原位置の安定処理地盤中の土要素には施工直後から有効土被り圧に相当する鉛直有効応力 σ_v' およびそれに静止土圧係数を乗じた水平有効応力 σ_h' に相当する拘束圧が作用しているため、その影響により非排水強度が深度方向に増加していると考えられる。しかし、前述したように安定処理土の設計基準強度は大気圧下で養生した供試体の一軸圧縮強さから設定されており、また、安定処理地盤では非排水強度の深度方向の強度増加は考慮されていないことから原位置における拘束圧の影響が考慮されていない点が課題である。今後、経済的、合理的な設計を行うためには原位置に近い拘束圧下で養生した安定処理土が実際に発揮する強度・変形特性を明らかにすることが重要であると考えられる。

そこで、本研究では土試料として特殊土に分類されるローム、浚渫土、泥炭を用いて一次元圧密状態で養生した安定処理土に対して一軸圧縮試験を実施することにより拘束圧下で養生した安定処理土の一軸圧縮強度特性を調べた。その結果、特殊土においても既往の研究結果と同様に養生時の拘束圧の増加に対して一軸圧縮強度が直線的に増加することを示した。また、土試料の物理的性質と拘束圧による強度増加指標 α 、 β との相関について調べた結果、土試料の液性限界 w_L 、塑性指数 I_p 、細粒分含有率 F_c の増加に対し α 、 β は減少する傾向があることを明らかにした。これにより、土試料の物理的性質と室内配合試験による一軸圧縮強度を把握することにより拘束圧下で養生したセント安定処理土の一軸圧縮強度を推定することが可能である。

次に、一次元圧密および等方圧密した安定処理土に対してそれぞれ一軸圧縮試験および圧密非排水三軸圧縮試験を実施することにより圧密時の応力状態の違いが圧密および非排水せん断特性に及ぼす影響を調べた。その結果、安定処理土の圧密時の体積変化量は圧密時の応力状態に依存し、等方圧密状態での体積変化量と非排水せん断強度は一次元圧密状態の約 1.5 倍となることを明らかにした。また、三軸圧縮試験において等方圧密応力の載荷を遅らせた場合の安定処理土の圧密および非排水せん断特性について調べた結果、等方圧密応力を載荷するまでの時間が遅れると非排水せん断強度を過小評価する可能性があることを示した。さらに、三軸圧縮試験において圧密時の圧密応力が安定処理土の残留強度に及ぼす影響について調べた結果、圧密時の圧密圧力の増加とともに残留強度も増加する傾向があることを明らかにした。

最後に、土粒子、水、空気、安定材の 4 相とセメント水和反応を考慮した安定処理土モデルを提案し、それにより算出した間隙比の変化の観点から拘束圧下で養生した安定処理土の強度発現メカニズムについて調べた。その結果、非排水せん断強度に及ぼす密度増加とセメンテーションの発達の寄与を評価することができることを示した。

Abstract

For the improvement of soft ground, stabilization methods using cement and cement-type solidifying agents have shown some promise. Soil improvement measures are particularly important in Japan, where there are many areas of soft ground. Soil improvement methods are used in construction work including earthquake-resistance measures, the reuse of soil generated from construction, and the remediation of polluted soil. The addition of cement and cement-type solidifying agents can improve the strength and other physical characteristics of soil, ensuring a cement hydration reaction in the short term and a pozzolanic reaction in the long term. An advantage of such methods is that the target strength can be increased quickly.

In the present study, a laboratory mix test was conducted to determine the design reference strength of cement-stabilized soil. An unconfined compression test was performed on specimens cured for 7 days or 28 days under atmospheric pressure. The quantity of the cement was set using the "on-site/laboratory strength ratio," which quantifies the difference between the laboratory mix test result and the result obtained in construction on-site, based on the unconfined compressive strength in the laboratory mix test. It is thought that undrained shear strength increases with the depth because the confining pressure (which corresponds to the overburden pressure) acts on the soil element of cement-stabilized ground at a field site after construction. However, the design reference strength of cement-stabilized soil is decided by the unconfined compressive strength of the specimen cured at atmospheric pressure, and it is a problem that the strength increase in the depth direction of the undrained shear strength has not been considered for stabilized ground; the influence of the confining pressure on-site has also not been considered. The establishment of the strength and deformation characteristics of cement-stabilized soil cured under a confining pressure is important.

Here, unconfined compression testing was conducted for three types of cement-stabilized

problematic soil: loam, peat, and dredging soil, cured under confining pressure. The unconfined compressive strength characteristics of the cement-stabilized soil samples cured under confining pressure were identified. The results showed that the unconfined compressive strength of cement-stabilized soil increases linearly with the increase in confining pressure during curing, as was observed in a previous study (Yamamoto et al.2002). There are some correlations between the physical index and the strength increase of cement-stabilized soils. This study used a defined physical index expressing the strength-increase property, named parameters α and β , which decreases with the increase in the liquid limit, the plasticity index and the fine content. It is thus possible to estimate the unconfined compressive strength of cement-stabilized soil cured under confining stress by knowing the physical properties of soil and unconfined compressive strength in the laboratory test.

A series of unconfined compression tests was conducted on one-dimensionally consolidated cement-stabilized soil samples, and a series of consolidated undrained triaxial tests was performed on isotropically consolidated cement-stabilized soil samples. The following points were then examined based on the test results: (1) the influence of the differences in consolidation conditions during the curing process on the consolidation and undrained shear characteristics of cement-stabilized soil during cementation, (2) the consolidation and undrained shear behaviors of cement-stabilized soil when the application of isotropic consolidation stress was delayed in the triaxial test, and (3) the effect of consolidation stress during the curing process on the residual shear strength of the cement-stabilized soil. The results revealed that the volumetric change of cement-stabilized soil during consolidation depends on the stress condition of the specimen. The ultimate volumetric strain in isotropic consolidation was approximately 1.5 times that in one-dimensional consolidation. An identical trend was recognized in the undrained shear strength. Thus, when the loading of the confining pressure is delayed, the undrained shear strength may be underestimated, depending on the time interval between the cement treatment and the specimen's

consolidation. The shear strength in the residual state continues to be influenced by the consolidation pressure during curing.

Next, I investigated the mechanism underlying the strength development of cement-stabilized soil in light of changes of the void ratio. I propose a model of the structure of cement-stabilized soil considering the process of cement hydration and each component of soil, cement, water and air. I evaluated whether the strength increase of cement-stabilized soil is attributable to the decrease in void ratio and the development of cementation, based on the relationship between the void ratio at the end of curing and the undrained shear strength.

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	11
1.3 本論文の内容と構成	18
[第 1 章の参考文献]	19
第 2 章 拘束圧下で養生した種々のセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性	23
2.1 序説	23
2.2 試験方法	24
2.2.1 土試料および安定材	24
2.2.2 試験装置	26
2.2.3 試験手順および試験ケース	27
2.3 試験結果と考察	29
2.3.1 安定処理した特殊土の圧密沈下挙動および一軸圧縮挙動	29
2.3.2 安定材添加量の影響	32
2.3.3 安定材の種類の影響	35
2.4 土試料の物理的性質によるセメント安定処理土の一軸圧縮強度の推定方法	37
2.5 結論	44
[第 2 章の参考文献]	46
第 3 章 異なる圧密応力状態で養生したセメント安定処理土のピーク強度および 残留強度特性	47
3.1 序説	47

3.2	室内試験における安定処理土の応力状態の変化	49
3.3	試験方法	52
3.3.1	土試料および固化材	52
3.3.2	圧密非排水三軸圧縮試験	52
3.3.3	一軸圧縮試験	53
3.3.4	試験ケースおよび結果	53
3.4	試験結果と考察	55
3.4.1	安定処理土の一次元および等方圧密挙動	55
3.4.2	異なる圧密応力条件で養生された安定処理土の非排水せん断挙動	57
3.4.3	異なる圧密応力条件における圧密に伴う強度増加特性	59
3.4.4	圧密過程における供試体の応力状態の差異がピーク強度に及ぼす影響	62
3.4.5	遅延載荷時間が非排水せん断強度に及ぼす影響	64
3.4.6	養生時の圧密応力が残留強度に及ぼす影響	67
3.5	結論	68
	[第3章の参考文献]	69
第4章	セメント安定処理土の圧密による強度発現メカニズム	70
4.1	序説	70
4.2	拘束圧下で発達するセメンテーションの定性および定量評価	71
4.2.1	試験方法	71
4.2.2	セメンテーションの発達に及ぼす拘束圧の影響	75
4.3	水和反応を考慮したセメント安定処理土モデルの提案	78
4.3.1	水和反応を考慮したセメント安定処理土モデル	78

4.3.2 一次元圧密特性および非排水せん断特性	86
4.4 間隙比に着目した強度発現メカニズムの考察	92
4.5 結論	101
[第4章の参考文献]	102
第5章 総括	104
謝辞	106
関連論文	108

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

軟弱地盤対策工法の一つにセメントおよびセメント系固化材を用いた安定処理工法がある。本工法は、Figure 1.1.1¹⁾に示すように、土試料にセメントを添加・混合することにより短期的に発現される物性の改良とセメントの水和反応による硬化、長期的に発現されるポゾラン反応による硬化により強度の改善を行うものである。

本工法の特徴は、対象土の性質に合わせてセメントの種類や量を調整して添加・混合することにより比較的短時間で目標とする強度が得られる点であり、軟弱地盤が分布する沿岸部の平野における経済活動が盛んな我が国では 1970 年代の高度経済成長期以降、建設事業において広く利用されている。また、近年では 1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震や 2011 年 3 月に発生した東日本太平洋沖地震において有効性が確認された耐震対策（特に、液状化対策^{2),3)}、建設発生土の土質改良による再利用⁴⁾、汚染土壌の不溶化処理⁴⁾などでも注目されており、今後も技術革新を伴いながら建設事業において利用されていくと考えられる。

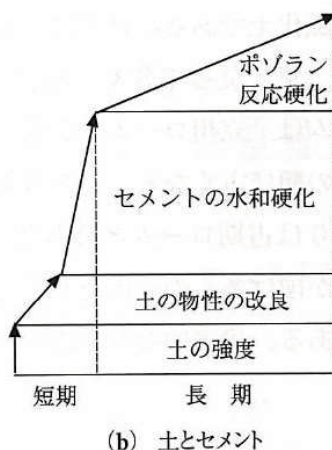


Figure 1.1.1. Strength increase model of cement stabilized soil¹⁾

本工法の現行の設計指針(例えば, 文献 4~7)では, 安定処理土の設計基準強度は原則として対象土を用いた室内配合試験を実施して決定するよう規定している. これは, 安定処理土の強度が対象土の性質, 安定材の種類や添加量, 養生条件(温度, 湿度, 養生時間, 土と安定材の混合方法および混合度)など多くの要因の影響を受けるためである.

現行の室内配合試験では, 対象土に安定材を添加した後, 大気圧下で所定期間(一般的に, 7日間あるいは28日間)養生した供試体に対して一軸圧縮試験を実施し, 室内配合試験における一軸圧縮強さに「現場/室内強度比」を乗じた値(設計基準強度)が目標強度を満足するよう安定材添加量を決定している. 式(1.1.1)に, 設計基準強度と室内配合試験における一軸圧縮強度の関係式として, 文献 6)に示される杭式改良地盤の例を示す.

$$\begin{aligned}
 q_{uck} &= \gamma \cdot q_{uf} \\
 &= \gamma \cdot \lambda \cdot q_{ul}
 \end{aligned}
 \tag{1.1.1}^{6)}$$

ここに, q_{uck} : 設計基準強度
 q_{uf} : 原位置における安定処理土の一軸圧縮強度の平均値
 q_{ul} : 室内配合試験における安定処理土の一軸圧縮強度の平均値
 γ : 現場強度係数
 λ : q_{uf} と q_{ul} の比

式(1.1.1)のうち, $\gamma \cdot \lambda$ が, 「現場/室内強度比」であり, 室内配合試験と現場施工との条件(土質や含水比のばらつき, 施工機械の攪拌性能による混合条件, 養生条件)により生じる強度差を調整するパラメータである. なお, 現行の設計指針では, 「現場/室内強度比」は改良地盤の深度が地表から 2~3m までの浅層混合処理工法では 0.2~0.8⁴⁾, 改良地盤の深度が地表から 3m 以深となる深層混合処理工法では 0.2~0.5 程度⁴⁾の値が採用されている.

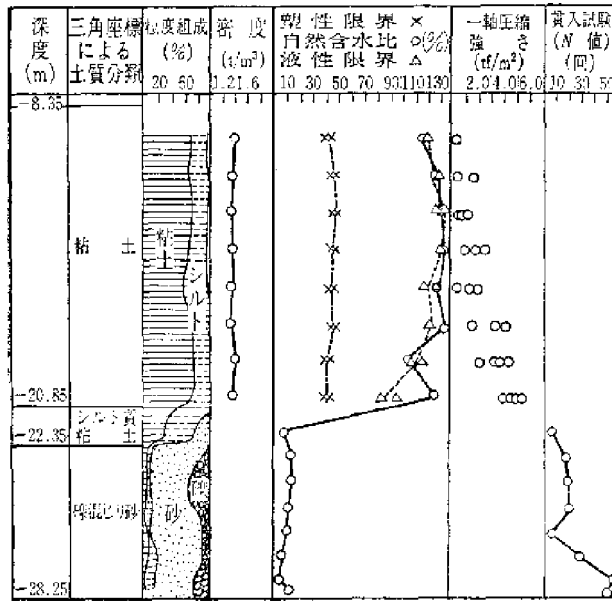
Figure 1.1.2～Figure 1.1.4 に、セメント安定処理地盤より採取された供試体を用いた一軸圧縮試験(チェックボーリング)の事例を示す。

Figure 1.1.2 は、広島港(廿日市地区)において堤体(分離堤)の基礎地盤を深層混合処理工法(CDM 工法)により改良した際のチェックボーリングの事例である⁸⁾。改良対象の土質は Figure 1.1.2(a)に示す物理・力学特性を呈する正規圧密粘性土であり、安定材は普通ポルトランドセメントを $150\text{kg}/\text{m}^3$ 添加している。ボーリングにより採取された安定処理土の一軸圧縮強度の深度分布は Figure 1.1.2(b)に示す通りであり、ばらつきがあるものの一軸圧縮強度は深度方向に増加している。

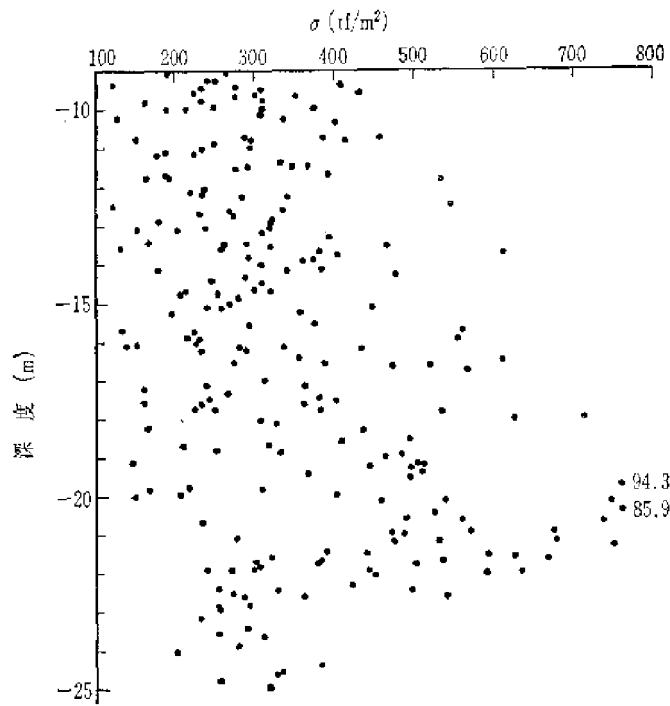
Figure 1.1.3 は、大阪北港において護岸の基礎地盤を深層混合処理工法(CDM 工法)により改良した際のチェックボーリングの事例である⁹⁾。改良対象の土質は Figure 1.1.3(a)に示す物理・力学特性を呈する沖積粘性土であり、安定材は高炉セメント B 種を DL-16.5m までは $180\text{kg}/\text{m}^3$ 、それ以深は $160\text{kg}/\text{m}^3$ 添加している。ボーリングにより採取された安定処理土の物理・力学特性は Figure 1.1.3(b)に示す通りであり、ばらつきがあるものの深度方向に自然含水比は減少し、単位体積重量および一軸圧縮強度は増加している。

Figure 1.1.4 は、山口県柳井市の電力施設のうち護岸の基礎地盤を深層混合処理工法(CDM 工法)により改良した際のチェックボーリングの事例である¹⁰⁾。改良対象の土質は深度 15～20m までシルトで構成されており、安定材は高炉セメント B 種を添加している。ボーリングにより採取された安定処理土の自然含水比はばらつきがあるものの深度方向に減少し、一軸圧縮強度は増加している。

以上の安定処理地盤のチェックボーリングの事例より、原位置における一軸圧縮強度は深度方向に増加する現象が確認されている。

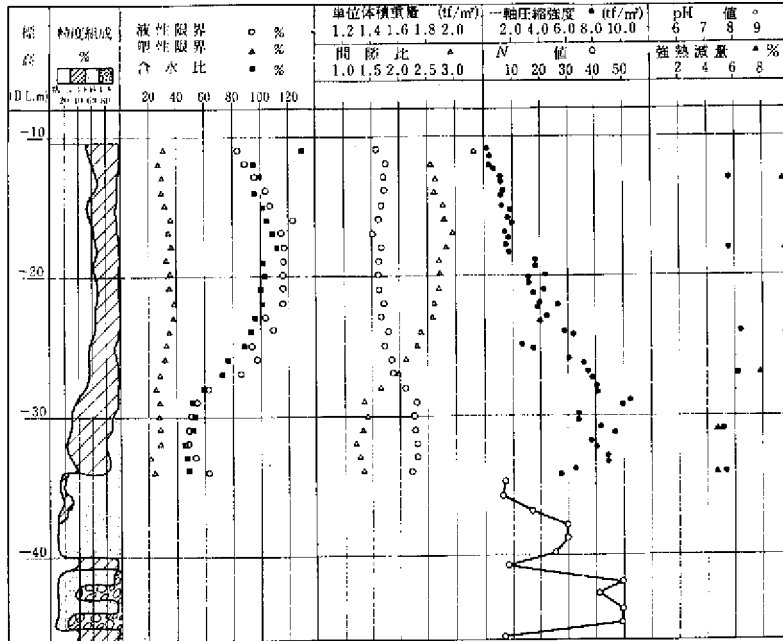


(a) Soil profile chart of natural ground

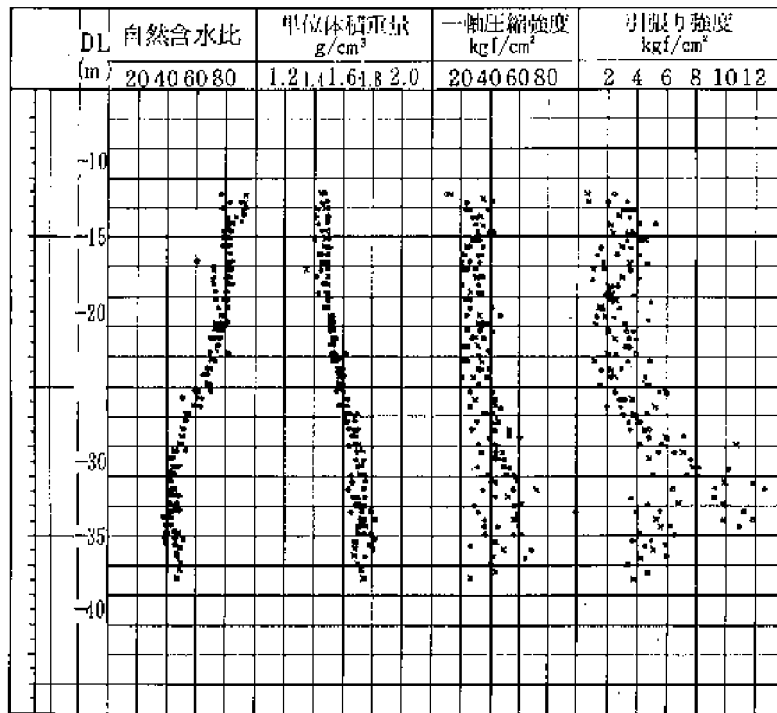


(b) Distribution of unconfined compressive strength of cement-stabilized soil

Figure 1.1.2. Measurement of unconfined compressive strength of cement-stabilized soil⁸⁾



(a) Soil profile chart of natural ground



(b) Soil profile chart of cement-stabilized soil

Figure 1.1.3. Measurement of unconfined compressive strength of cement-stabilized soil⁹⁾

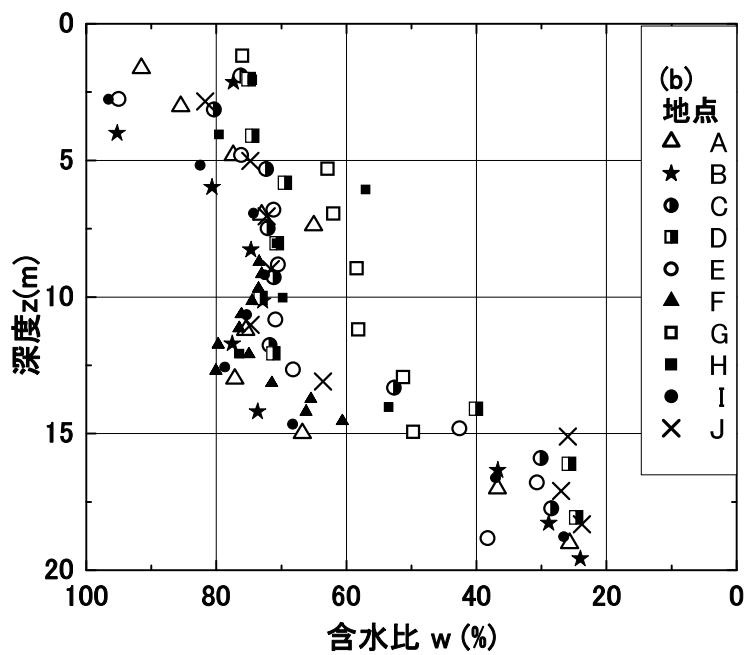
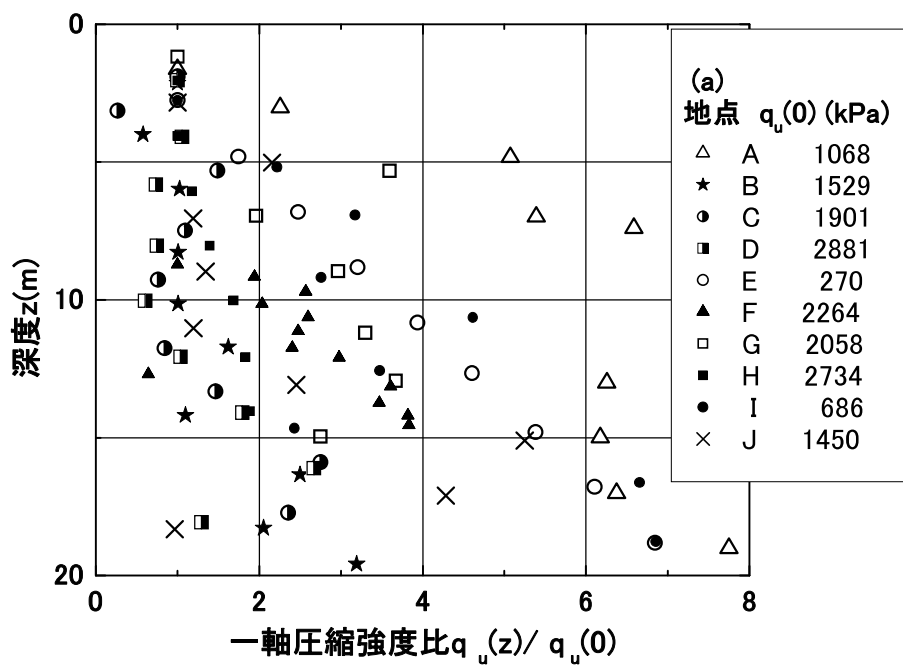


Figure 1.1.4. Measurement of unconfined compressive strength and water content of cement-stabilized soil¹⁰⁾

Figure 1.1.5 および Figure 1.1.6 に原位置におけるセメント安定処理地盤中の土要素に作用する応力および一軸圧縮強度 q_u (または, 非排水せん断強度 s_u) の経時変化を模式的に示す. 安定処理地盤中の土要素には Figure 1.1.5 に示すように有効土被り圧に相当する鉛直有効応力 σ_v' およびそれに静止土圧係数 K_0 を乗じた水平有効応力 σ_h' といった拘束圧が作用している.

Figure 1.1.6(a) は, 安定処理前の軟弱地盤中の土要素には上記と同様の応力が作用しており, その影響により Figure 1.1.2(a), Figure 1.1.3(a) に示したように一般的に q_u は深度方向に増加する.

Figure 1.1.6(b) は, 深層混合処理工法等により軟弱地盤中にセメントが攪拌・混合された直後の状態であり, 土要素は乱され, 過剰間隙水圧が発生することにより有効応力 σ_v' および q_u は一時的にほぼゼロとなる.

その後, Figure 1.1.6(c) に示す安定処理地盤が固化する前の施工初期段階では, 土要素には拘束圧が作用することから q_u は深度方向に勾配 α をもって増加すると考えられる. この拘束圧による強度増加が前項で確認された原位置における一軸圧縮強度の深度方向への増加の原因となっている可能性がある. なお, Figure 1.1.6(a) に示した安定処理前の軟弱地盤中の土要素と Figure 1.1.6(c) の施工初期段階の安定処理地盤中の土要素に作用する拘束圧について, 全応力問題として考える場合, 両者に差異はないと考えられる. 一方, 有効応力問題として考える場合, Figure 1.1.6(c) の施工初期段階の安定処地盤理中の土要素では, 比較的短期間で水和反応による硬化に伴い透水係数が著しく低下するため Figure 1.1.6(b) の段階で発生した過剰間隙水圧が完全に消散しないと考えられる. したがって, Figure 1.1.6(a) の安定処理前の方が Figure 1.1.6(c) の施工初期段階と比較して土要素に作用する有効応力表示の拘束圧が大きいため, 深度方向の q_u の強度増加の割合は Figure 1.1.6(a) と Figure 1.1.6(c) では異なると考えられる.

なお, 安定処理後, 長期間が経過した段階では Figure 1.1.6(d) に示すように水和

反応やポゾラン反応による硬化によって強度が増加(強度増分 β) すると考えられる。

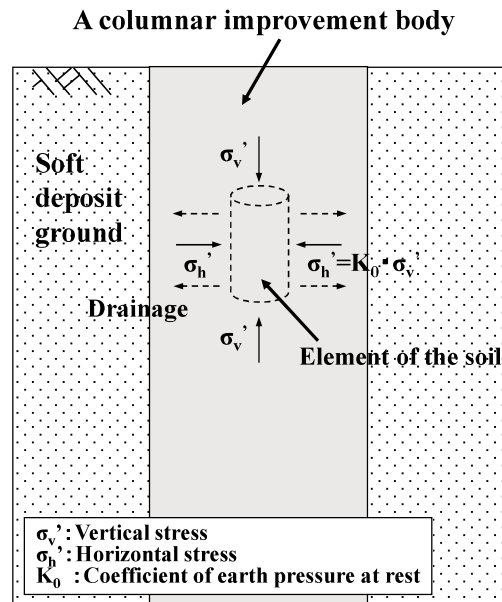
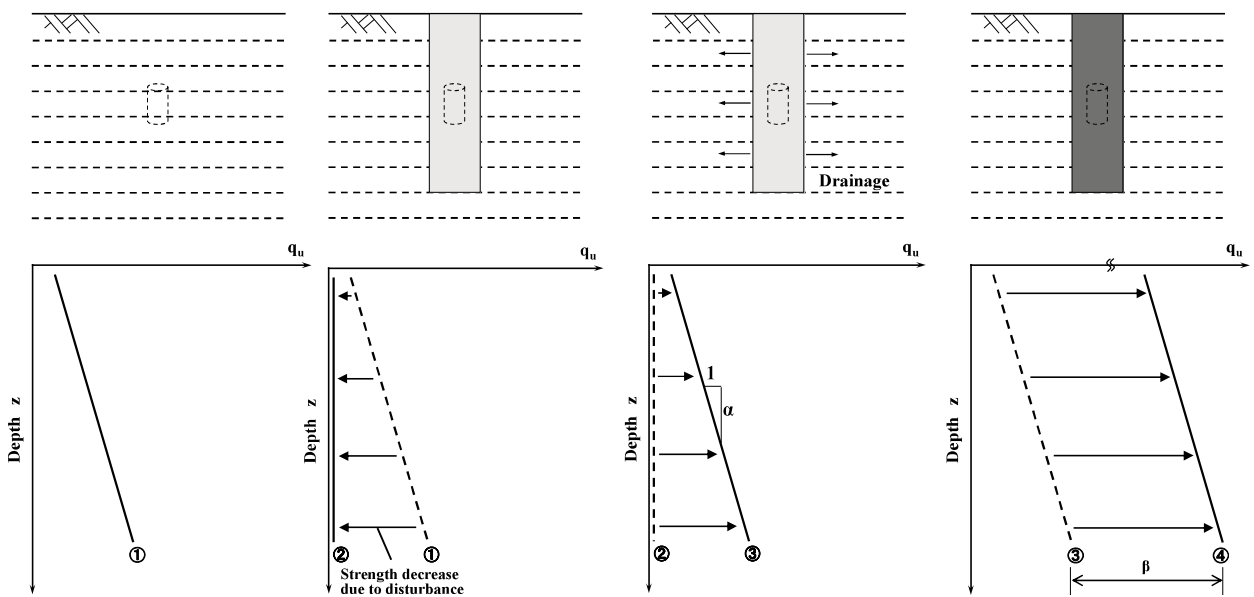


Figure 1.1.5. Schematic diagram of in-situ stress condition in ground improved by cement stabilization



(a) Stage 1: Soft deposit ground (b) Stage 2: Mixing soil with cement (c) Stage 3: At the end of a consolidation (d) Stage 4: At long-term progress

Figure 1.1.6. Change in unconfined compressive strength of cement stabilized soil (schematic diagram)

以上のことから、セメント安定処理土の現行の設計ではその設計基準強度を大気圧下で養生した処理土供試体の一軸圧縮強度をもとに設定しているが、安定処理後のチェックボーリング結果では一軸圧縮強度が深度方向へ増加する現象が確認されている。この一軸圧縮強度の深度方向への増加現象の原因は安定処理土が原位置で受ける拘束圧の影響である可能性がある。この点について、後述の 1.2 既往の研究で詳述するように、拘束圧下で養生したセメント安定処理土の力学特性やその影響因子に関する研究は既に実施されているが、これらは実験上の課題(例えば、土試料を安定処理した後、拘束圧を作用させるまでの時間に関する課題、せん断中の排水条件に関する課題)があるため必ずしも十分に解明されていない。

そこで、本研究では、未処理土の物理的性質が拘束圧下で養生したセメント安定処理土の力学特性のうち圧密特性およびその後の非排水せん断特性に与える影響を明らかにすることを目的としてモールド型圧密養生装置¹⁰⁾を用いて一次元圧密条件下で養生した種々の安定処理土の一軸圧縮強度特性を調べた。また、それらの試験結果と既往の研究の試験結果をもとに未処理土の物理的性質と拘束圧による強度増加指標の相関性を明らかにすることで拘束圧の影響を考慮した安定処理土の一軸圧縮強度を推定する方法について検討した。

次に、セメント安定処理土が原位置で受ける応力状態が圧密特性および非排水せん断特性に与える影響を明らかにすることを目的として三軸圧縮試験装置を用いて等方圧密条件下で養生した安定処理土の圧密特性および非排水せん断特性を把握するとともに、その結果を一次元圧密条件下の結果と比較することにより圧密時の応力状態の違いが安定処理土の圧密特性および非排水せん断特性に与える影響を明らかにする。また、原位置の安定処理地盤中の土要素には安定処理直後から拘束圧が作用しているが、室内試験では処理土供試体に拘束圧を作用させるまでにある一定の時間(後述する遅延載荷時間)を要する。この時間が圧密特性および非排水せん断特性に与える影響を明らかにする。

最後に、モールド型圧密養生装置¹⁰⁾を用いて一次元圧密条件下で養生した安定処理土に対する一軸圧縮強度試験の試験中の各段階における状態量について、水和反応を考慮した安定処理土モデルにより間隙比を算出し、間隙比の変化の観点から安定処理土の圧密に伴う強度発現メカニズムを明らかにすることを目的とする。

なお、本論文で取り扱うセメント安定処理土の強度に及ぼす拘束圧の影響については、現時点ではあくまでも室内試験レベルでの研究成果であり、原位置で適用するにあたっては寸法効果の問題等を検証する必要がある。

1.2 既往の研究

セメント安定処理土の強度特性に及ぼす影響因子に関する研究はこれまでも数多く実施されている(例えば, 馬場崎ら¹¹⁾).

本研究で取りあげた拘束圧下で養生したセメント安定処理土の力学特性に関する研究は, これまでに Table 1.2.1 に示すような研究がなされている^{10), 12)~33)}.

小林ら¹⁴⁾は拘束圧を作用させた三軸セル内で養生した安定処理土に対して三軸圧縮試験を実施し, 排水養生・非排水養生・大気圧下養生の3条件の差異を整理して, 圧密と固化が同時に進行する排水養生条件が非排水せん断強度の増加をもたらすことを示している. 若槻ら¹⁵⁾や曾我部ら¹⁷⁾も上載圧を作用させたモールド内で養生した安定処理土に対して一軸圧縮試験を実施し, 養生時の上載圧とその後の一軸圧縮挙動の関係についてほぼ同様な結果を示している. しかし, これらの研究では, 土試料を固化処理した後, 処理土供試体に拘束圧を作用させるまでに数時間から数十日が経過しているため拘束圧が作用しない状態でセメンテーションが発達している点や, 圧密過程からせん断過程に移る際に拘束圧を一旦除荷するため原位置における処理土の応力状態の変化と異なる点が問題点として挙げられる. これを改善する取り組みとして, 甲元ら²⁸⁾は, 乾燥状態のカオリンと固化材を攪拌・混合した後, 負圧法により作成した供試体の内部に脱気蒸留水を浸入させることで固化処理をさせているが, 実施工では起こりえない現象であるといえる.

また, Consoli, et al.²⁶⁾は三軸セル内で養生した安定処理土に対して三軸圧縮試験を実施し, 拘束圧の作用による自然堆積土のセメンテーション構造の損傷と関連付けて, 排水養生が剛性の増加をもたらすことを示している. しかし, 排水せん断は有効拘束圧を変化させない利点はあるが圧密を伴いながら養生した際に形成された間隙比がせん断中に変化するためピーク強度に及ぼす圧密過程の影響を把握するためには必ずしも適切ではない点が指摘されている³⁰⁾.

このように, 既往の研究では実験条件における課題があるため拘束圧下で養生した場合の安定処理土の力学的挙動やその影響因子は必ずしも十分かつ統一的に理解されていない.

Table 1.2.1. Previous studies on characteristics of cement stabilized soil cured under confining stress

(a) Summary and problem of each study

著者名	検討事項	得られた知見(拘束圧の影響に関する事項)	研究の課題
小林・龍岡 ¹²⁾	セメント安定処理土の非排水せん断特性	三軸圧縮試験と一軸圧縮試験では非排水せん断挙動が異なり、その傾向は残留強度特性について顕著である。また、初期有効拘束圧 σ'_v が予備実験で実施した一軸圧縮強度より大きい場合、ピーク強度は σ'_v の影響を受ける。	A
小林・龍岡 ¹³⁾	セメント安定処理土の排水せん断特性	ピーク強度および残留強度は初期有効拘束圧 σ'_v の影響を受け、その傾向は安定材添加率が小さいほど大きい。また、ピーク強度よりも残留強度の方が σ'_v の影響を受けやすい。	A, B
小林・龍岡 ¹⁴⁾	セメント安定処理土の非排水せん断特性に及ぼす長期加圧養生の影響	加圧とセメンテーションによる固化が同時に進行した場合、加圧時の排水により含水比が低下すれば非排水せん断強度は増加し、その増加率は安定材添加率が小さいほど大きい。拘束圧下で非排水養生した場合は大気圧下養生した場合と強度特性は同様となる。	A
若槻ら ¹⁵⁾	セメント安定処理土の強度特性に及ぼす拘束圧の荷重方法の影響	養生初期に荷重履歴を受けた場合、荷重重の大きさにより無荷重条件と比較して強度増加あるいは強度低下を生じる。また、漸増荷重を荷重した場合、無荷重条件と比較してピーク強度は低下するが残留強度への影響は少ない。	A, C
萩島ら ¹⁶⁾	セメント安定処理土の強度特性に及ぼす拘束圧の影響	遠心場で養生した場合のせん断強度は重力場で養生した場合と比較して大きい。養生時間が増加するとその差異は減少する。	C
曾我部ら ¹⁷⁾	加圧脱水したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に及ぼす拘束圧の影響	加圧脱水した安定処理土の一軸圧縮強度は拘束圧の増加とともに大きくなる。	C
矢島ら ¹⁸⁾	セメント安定処理土のせん断特性および破壊基準に及ぼす過圧密比の影響	正規・過圧密状態の安定処理土の排水・非排水せん断特性は圧密降伏応力と初期有効拘束圧の比 (σ'_v/pc) の影響を受ける。また、破壊基準は正規・過圧密履歴によらず最大および残留状態の線で規定できる。	A, B
上ら ¹⁹⁾	セメント安定処理土の力学特性(非排水せん断特性、圧密特性)に及ぼす過圧密比の影響	安定処理土は化学的作用により見かけ上過圧密土となり圧密降伏応力を境に力学特性が異なり、材齢が同一であれば正規圧密領域では安定材添加量が多いものほど強度増加率は大きくなる。また、安定材添加量が同一であれば正規圧密領域では材齢によらず強度増加率は一定となる。	A
中間ら ²⁰⁾	セメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に及ぼす拘束圧の影響	室内配合試験の際に自重に相当する拘束圧を考慮していない点が安定処理土の現地での一軸圧縮強度が室内と比較して大きくなる原因となりえる。	C
飯島、矢島 ²¹⁾	セメント安定処理土の養生中の挙動および一軸圧縮強度に及ぼす養生中の排水および非排水条件の影響	養生後の一軸圧縮強度は拘束圧の影響はほとんど影響を受けず、拘束圧を加えるまでの養生方法の影響を受ける。	A, C
平出ら ²²⁾	セメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に及ぼす拘束圧の影響	砂質土の場合、拘束圧下で養生した供試体の一軸圧縮強度は大気圧下養生した場合の1.6~2.0倍となるが、粘性土ではその傾向はみられない。	C
Barbosa-Cruz and Tatsuka ²³⁾	セメント安定処理土の排水せん断特性に及ぼす養生時の応力状態の影響	等方応力下での再養生が応力ひずみ特性に及ぼす影響は小さい。また、異方応力下での再養生がピーク強度に及ぼす影響は小さい。	A, B
周郷ら ²⁴⁾	セメント安定処理土の変形特性に及ぼす応力状態の影響	安定処理土の変形特性を推定するためにはクリープ変形特性と養生による高剛性領域の形成を考慮する必要がある。	A, B
菅井ら ²⁵⁾	セメント安定処理土の変形特性に及ぼす応力履歴の影響	安定処理土の変形特性を推定するためにはクリープ変形特性と養生による高剛性領域の形成を考慮する必要がある。	A, B
Consoli et al ²⁶⁾	セメント安定処理土の排水せん断特性に及ぼす拘束圧の影響	養生時に拘束圧を荷重することにより排水条件下での剛性および内部摩擦角は無荷重状態と比較して増加する。	B
福島ら ²⁷⁾	セメント安定処理したため池底泥土のせん断特性、圧密特性、透水特性	初期固化土および砕・転圧土の非排水せん断時のピーク強度は初期有効拘束圧の影響を受ける。沈下特性に関して圧密降伏応力を超える圧密圧力を荷重した場合に沈下量が急増する。透水特性は拘束圧依存性がみられ等方圧密応力の増加に対して透水係数が減少する。	A
山本ら ¹⁰⁾	セメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に及ぼす拘束圧の影響	養生時の拘束圧の増加に伴い圧密中の沈下量、一軸圧縮強度、変形係数は増加し、拘束圧の荷重を遅らせると沈下量、一軸圧縮強度は減少し、大気圧下養生の値に漸近する。	C
甲元ら ²⁸⁾	セメント安定処理土の排水せん断特性に及ぼす偏差応力の影響	排水条件下でのピーク強度は初期間隙比が小さいほど、養生時間が長いほど大きくなるが、養生中の偏差応力の影響はほとんどみられない。	D
鈴木ら ²⁹⁾	セメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に及ぼす拘束圧の荷重条件の影響	養生時の拘束圧の総量が同じであっても単一荷重した場合と段階荷重した場合では圧密中の沈下量、一軸圧縮強度は変化する。	C
Consoli et al ³⁰⁾	拘束圧下で養生したセメント安定処理土の降伏応力-圧縮強度-強度の関係	安定処理土の一軸圧縮強度は間隙比の増加とともに減少する。	A, C
Dalla Rosa et al ³¹⁾	セメント安定処理土の排水せん断特性に及ぼす拘束圧の影響	養生時の拘束圧は安定処理土の非排水せん断特性(応力ひずみ関係、応力ダイレクشن-関係、降伏曲面等)に影響を及ぼしている。	B
福島ら ³²⁾	セメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に及ぼす拘束圧の影響	初期固化土および砕・転圧土は養生時の拘束圧の増加に伴い圧密中の沈下ひずみ、一軸圧縮強度は増加する。	C
宮田ら ³³⁾	セメント安定処理土の非排水せん断強度に及ぼす拘束圧の影響	圧密過程において圧密圧力を早く作用させた方が非排水せん断時のピーク強度および初期剛性、ピーク強度の圧密圧力に対する増加割合が大きくなる。	A

研究の課題の凡例	
A	安定処理後、一定期間を水中もしくは大気圧下で養生しているため原位置の応力状態を再現していない。
B	排水せん断のため圧密中に形成された間隙比がせん断中に変化している。
C	圧密過程終了後、せん断過程に移行する際に拘束圧を一旦除荷している。
D	乾燥状態の処理土供試体を三軸セル内で蒸留水を浸入させることでセメンテーションを開始させているが、実施工ではありえない現象である。

Table 1.2.1. Previous studies on characteristics of cement stabilized soil cured under confining stress

(b) Test condition(1)

著者名	試験条件1						
	土試料	安定材の種類	安定材添加量 c(%), Q _c (kg/m ³)	圧密過程 における 試験装置	せん断過程 における 試験装置	圧密過程 における 排水条件	せん断過程 における 排水条件
小林・龍岡 ¹²⁾	海成粘土	OPC	8~20(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	非排水せん断
小林・龍岡 ¹³⁾	海成粘土	OPC	8~20(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	排水せん断
小林・龍岡 ¹⁴⁾	海成粘土	OPC	10, 20(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	非圧密, 等方圧密	非排水せん断
若槻ら ¹⁵⁾	浅間山砂	高炉B種	80(kg/m ³)	一次元圧密 試験装置	一軸および三軸 圧縮試験装置	一次元圧密	非排水せん断
荻島ら ¹⁶⁾	浅間山砂	高炉B種	6.1(%)	遠心力 載荷装置	一面せん断 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
曾我部ら ¹⁷⁾	沖積土	OPC, 高炉B種	5~20(%)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
矢島ら ¹⁸⁾	米山粘性土	OPC	100(kg/m ³)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	排水せん断, 非排水せん断
上ら ¹⁹⁾	カオリン粘土	一般軟弱土用	50~150(kg/m ³)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	非排水せん断
中間ら ²⁰⁾	砂質土	高炉B種	100~300(kg/m ³)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
飯島, 矢島 ²¹⁾	カオリン粘土	OPC	100~250(kg/m ³)	三軸圧縮 試験装置	一軸圧縮 試験装置	非圧密, 等方圧密	非排水せん断
平出ら ²²⁾	粘性土, 砂質土	高炉B種	100, 200(kg/m ³)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
Barbosa-Cruz and Tatsuoka ²³⁾	砂	OPC	4(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密, 異方圧密	排水せん断
周郷ら ²⁴⁾	浚渫粘土	OPC	3.5(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	異方圧密(K=0.5)	排水せん断
菅井ら ²⁵⁾	浚渫粘土	OPC	3.5(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	異方圧密(K=0.5)	排水せん断
Consoli et al ²⁶⁾	風化砂岩	速硬セメント	3(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	排水せん断
福島ら ²⁷⁾	ため池底泥土	一般軟弱土用	5~15(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	非圧密, 等方圧密	排水せん断, 非排水せん断
山本ら ¹⁰⁾	粘性土, 砂質土	OPC, 一般軟弱土用	50~150(kg/m ³)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
甲元ら ²⁸⁾	カオリン粘土	早強セメント	3(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	異方圧密	排水せん断
鈴木ら ²⁹⁾	カオリン	一般軟弱土用	50(kg/m ³)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
Consoli et al ³⁰⁾	風化砂岩	速硬セメント	1~3(%)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
Dalla Rosa et al ³¹⁾	風化砂岩	速硬セメント	3(%)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	排水せん断
福島ら ³²⁾	ため池底泥土	一般軟弱土用	150~250(kg/m ³)	一次元圧密 試験装置	一軸圧縮 試験装置	一次元圧密	非排水せん断
宮田ら ³³⁾	木節粘土	OPC	100(kg/m ³)	三軸圧縮 試験装置	三軸圧縮 試験装置	等方圧密	非排水せん断

Table 1.2.1. Previous studies on characteristics of cement stabilized soil cured under confining stress

(c) Test condition(2)

著者名	試験条件2							
	供試体の養生方法 (圧密前)	遅延荷荷時間 ΔT (day)	荷荷時間 T_L (day)	放置時間 T_U (day)	養生時間 T_c (day)	有効拘束圧 σ_{r0} (kPa)	B値 B (-)	軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a$ (%/min)
小林・龍岡 ¹²⁾	水中養生	27-29	1(20hour)	0	28-30	9.8-686	0.94-1.00	0.06
小林・龍岡 ¹³⁾	水中養生	27-29	1(20hour)	0	28-30	9.8-686	—	0.06
小林・龍岡 ¹⁴⁾	大気圧下養生	0.5	28	0	28.5	9.8-392	0.97-1.00	0.06
若槻ら ¹⁵⁾	水中養生	1-5	2-146	0	7-147	0-392	記載なし	1(一軸), 0.06(三軸)
荻島ら ¹⁶⁾	—	0	1-7	0	1-7	784m ² /s (80G)	—	記載なし
曾我部ら ¹⁷⁾	—	0	20(min)	3(hour)-28	0.125(3hour)- 28days	0-9800	—	1
矢島ら ¹⁸⁾	水中養生	56	記載なし	0	56	49-588	≥ 0.95	0.05
上ら ¹⁹⁾	大気圧下養生	1-28	記載なし	0	1-28	98-1960	記載なし	0.1
中間ら ²⁰⁾	—	0	1	6-90	7-91	0-200	—	1
飯島, 矢島 ²¹⁾	大気圧下養生	3	3-11	0	3-14	0-58.8	—	記載なし
平出ら ²²⁾	—	0	90(min)	7, 28	7, 28	0-196.2	—	1
Barbosa-Cruz and Tatsuoka ²³⁾	大気圧下養生	16, 17	0-10	0	14-37	q=0-931	—	0.03
周郷ら ²⁴⁾	大気圧下養生	7	7	0	14	p ['] =261.9 q=196.2	—	記載なし
菅井ら ²⁵⁾	大気圧下養生	7	4	0	11	p ['] =223.7 q=167.8	—	0.03
Consoli et al ²⁶⁾	—	0	2	0	2	50-500	—	0.03
福島ら ²⁷⁾	大気圧下養生	7-10	記載なし	0	7-10	49-196	≥ 0.95	0.3
山本ら ¹⁰⁾	大気圧下養生	0-3	1-14	0	1-14	0-147	—	1
甲元ら ²⁸⁾	—	0	2-45	0	2-45	50-150	—	0.01
鈴木ら ²⁹⁾	大気圧下養生	0-7	0-7	0	7	0-147	—	1
Consoli et al ³⁰⁾	大気圧下養生	2	記載なし	0	記載なし	記載なし	—	1.14
Dalla Rosa et al ³¹⁾	—	0	2	0	2	50-500	—	記載なし
福島ら ³²⁾	—	0	10	0	10	12.5-75	—	1
宮田ら ³³⁾	水中養生	3-7	0.2(hour)-4	0	7	50-200	記載なし	0.1

※ ΔT , T_L , T_c は, Figure.1.2.1 を参照

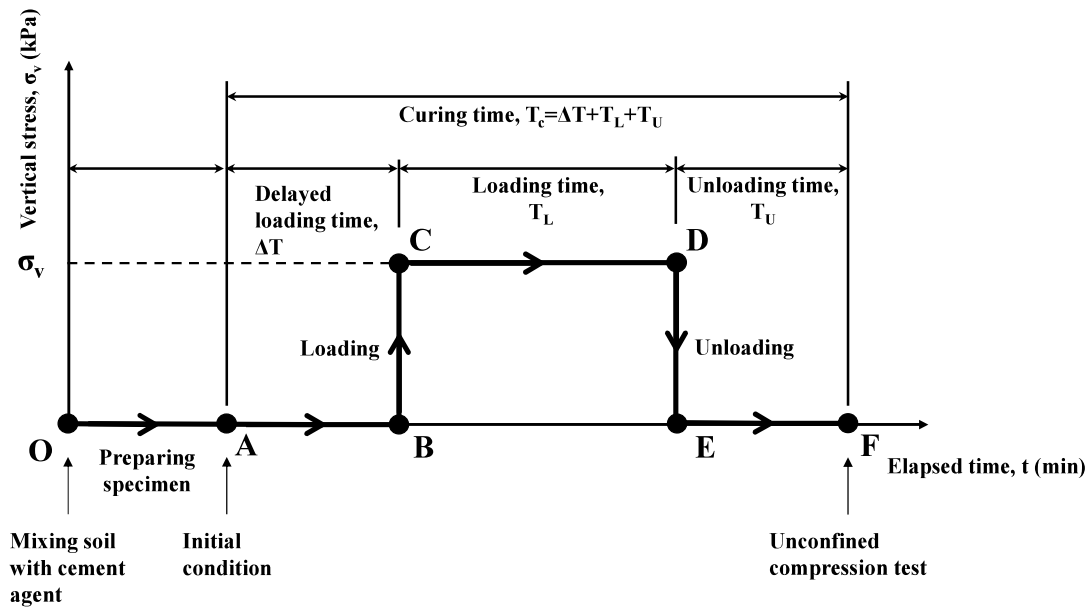


Figure1.2.1. Schematic diagram for expressing loading path of vertical stress during curing period^{29), 34)}

上記のような実験条件における課題に対し、山本ら¹⁰⁾、鈴木ら²⁹⁾、田口³⁴⁾は、モールド型圧密養生装置¹⁰⁾を開発し、それを用いて一次元圧密条件下で養生した安定処理土の一軸圧縮強度特性について検討しており、養生時の拘束圧(上載圧)の载荷により安定処理土の一軸圧縮強度は著しく変化することを明らかにしている。このような拘束圧の载荷に伴う密度増加に起因した安定処理土の強度増加現象を、山本ら¹⁰⁾、鈴木ら²⁹⁾、田口³⁴⁾は、「圧密養生効果」と定義し、それに及ぼす影響因子として安定材添加量 Q_c 、土試料の初期含水比 w_0 、Figure 1.2.1 に示す養生時上載圧の载荷経路のうち遅延载荷時間 ΔT 、载荷時間 T_L 、養生時間 T_c 、に着目し、種々の試験が実施されている。Figure1.2.2 に、影響因子毎の圧密沈下挙動および非排水せん断挙動の模式図を示す。これらの試験から得られた知見は以下の通りである^{10), 29), 34)}。

安定材添加量 Q_c については、 Q_c が増加した場合、圧密沈下挙動は沈下ひずみ ε_v が減少傾向を示し、その後の非排水せん断挙動は応力ひずみ関係が脆性的な挙動を示す。

土試料の初期含水比 w_0 については、 w_0 が増加した場合、圧密沈下挙動は沈下ひずみ ε_v

が増加傾向を示し、その後の非排水せん断挙動は応力ひずみ関係が軟化傾向を示す。

遅延載荷時間 ΔT については、 ΔT が増加した場合、圧密沈下挙動は沈下ひずみ ε_v が減少傾向を示し、その後の非排水せん断挙動は応力ひずみ関係が軟化傾向を示すが最終的には大気圧下養生した場合の挙動に漸近する。

載荷時間 T_L については、 T_L が増加した場合、圧密沈下挙動は沈下ひずみ ε_v が増加傾向を示すが $T_L=1$ 日以降は概ね一定値を示し、その後の非排水せん断挙動は応力ひずみ曲線が脆性的な挙動を示すが $T_L=1$ 日以降は概ね一定値を示す。

養生時間 T_c については、 T_c が増加した場合、圧密沈下挙動は沈下ひずみ ε_v は一定値を示し、その後の非排水せん断挙動は応力ひずみ曲線が脆性的な挙動を示す。

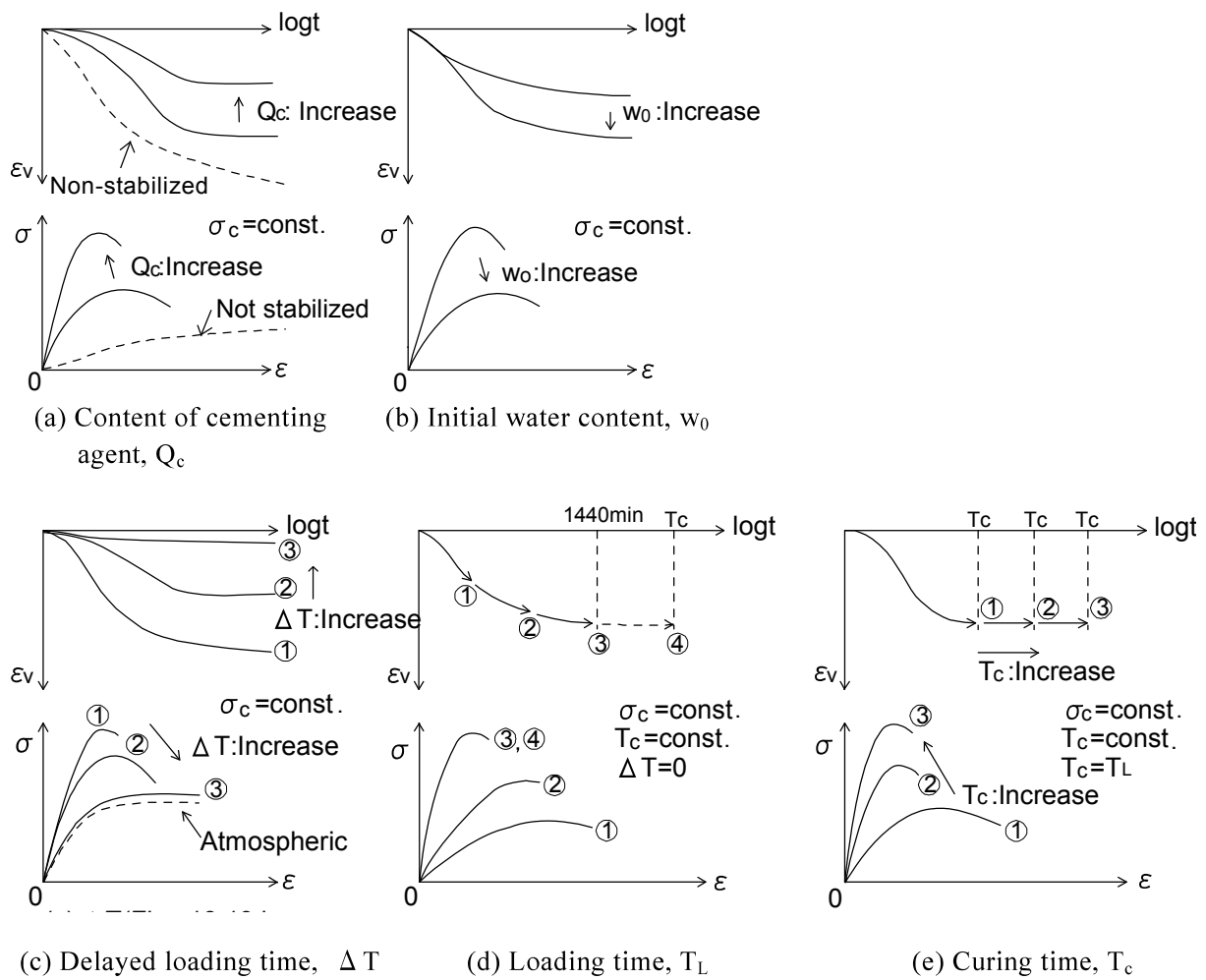
これらの挙動は、セメント安定処理土の圧密による密度増加とセメント水和反応によるセメンテーションの発達といった強度発現の2つの要因に各因子が影響を与えたことにより生じたものである。

上記の試験結果から、拘束圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度 q_u 、もしくは、非排水せん断強度 s_u は、以下の式(1.2.1)で表すことができる。

$$q_u, s_u = F(X_1, X_2, X_3) \quad (1.2.1)$$

ここに、 $X_1=f_1$ (土の種類、状態量など)、 $X_2=f_2$ (安定材の種類、添加量など)、 $X_3=f_3$ (養生条件(混合度、時間、温度、圧力、排水条件など))である。

山本ら¹⁰⁾、鈴木ら²⁹⁾田口³⁴⁾の研究では、上記の因子のうち主に X_2 、 X_3 に関する諸因子を取り上げているが、 X_1 に関する因子のうち土の種類が圧密養生効果に及ぼす影響、さらに、圧密養生効果を考慮したセメント安定処理土の一軸圧縮強度の推定方法については明らかにされていない。また、山本ら¹⁰⁾、鈴木ら²⁹⁾田口³⁴⁾の研究における実験では、モールド内で処理土を圧密するため原位置における一次元圧密条件を再現している点で有利であるが、前述した他の既往の研究と同様に圧密過程からせん断過程に移行する際に処理土供試体に作用する拘束圧を一旦除荷している点、さらに、せん断試験が一軸圧縮試験であるため供試体の応力・変形状態が原位置でのそれと異なる点が実験上の課題である。



Non-stabilized

Figure 1.2.2. One-dimensional consolidation and undrained shear behaviours of cement stabilized soil (Schematic diagram)^(10),29),34)

1.3 本論文の内容と構成

本論文は全5章から構成されている。以下に各章の要約を述べる。

第1章では、本研究の背景と目的、既往の研究について述べ、本節では本論文の構成について述べた。

第2章では、実際の施工で問題となる特殊土に分類されるローム、浚渫土および泥炭を対象として、モールド型圧密養生装置¹⁰⁾を用いて一次元圧密条件下で養生した種々の安定処理土の一軸圧縮強度特性について調べた結果について述べる。また、それらの試験結果と既往の研究の試験結果をもとに未処理土の物理的性質と拘束圧による強度増加指標の相関性を明らかにすることで拘束圧の影響を考慮した安定処理土の一軸圧縮強度を推定する方法について検討した結果を述べる。

第3章では、一次元圧密および等方圧密した安定処理土に対してそれぞれ一軸圧縮試験および圧密非排水三軸試験を実施し、その試験結果にもとづいて、安定処理土において養生中の圧密応力状態の違いが圧密および非排水せん断特性に及ぼす影響を調べた結果を述べる。また、三軸圧縮試験において処理土供試体に等方圧密応力を作用させる時間を変化させた場合の安定処理土の圧密および非排水せん断特性に及ぼす影響について調査した結果を述べる。

第4章では、モールド型圧密養生装置¹⁰⁾を用いて一次元圧密条件下で養生した安定処理土に対する一軸圧縮強度試験の試験中の各段階における状態量について、水和反応を考慮した安定処理土モデルにより間隙比を算出し、間隙比の変化の観点からセメント安定処理土の圧密に伴う強度発現メカニズムについて調査した結果を述べる。

第5章では、本研究によって明らかにされた事実を総括し、本研究の有用性について述べる。

[第1章の参考文献]

- 1) 笠井順一：地盤改良の化学，セメント・コンクリート，No. 391，pp. 11-17，1979. 9.
- 2) セメント協会：阪神・淡路大震災地盤改良調査報告書(追補版)，セメント協会，2003. 9.
- 3) セメント協会：東日本大震災におけるセメント系固化材を用いた地盤改良に関する調査報告書，セメント協会，2013. 2.
- 4) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第4版]，セメント協会，2013. 2.
- 5) 日本道路協会：道路土工-軟弱地盤対策工指針(平成24年度版)，日本道路協会，2012. 8.
- 6) 土木技術センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，土木技術センター，2004. 3.
- 7) 沿岸技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル(改訂版)，沿岸技術研究センター，2008. 7.
- 8) 曾我部隆久，莊司喜博，南兼一郎，村田進：広島港(廿日市地区)における深層混合処理工法による格子状地盤改良，土と基礎，Vol. 29，No. 4，pp. 11-18，1981. 4.
- 9) 木山正明，奥村隆一，藤井昌弘，北脇督三：大阪北港における深層混合処理工法の施工例，基礎工，Vol. 13，No. 2，pp. 39-45，1985. 2.
- 10) 山本哲朗，鈴木素之，岡林茂生，藤野秀利，田口岳志，藤本哲生：上載圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性，土木学会論文集，No. 701/Ⅲ-58，pp. 387-399，2002. 3.
- 11) 馬場崎亮一，寺師昌明，鈴木健夫，前川 淳，川村政史，深沢栄造：安定処理土の強度に及ぼす影響因子，セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp. 20-41，1996. 2.
- 12) 小林 晃，龍岡文夫：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-，東京大学生産研究，Vol. 34，No. 8，pp. 23-26，1982. 8.

- 13) 小林 晃, 龍岡文夫: 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Ⅲ-排水せん断特性-, 東京大学生産研究, Vol. 34, No. 8, pp. 27-30, 1982. 8.
- 14) 小林 晃, 龍岡文夫: 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Ⅵ-長期加圧養生の影響-, 東京大学生産研究, Vol. 34, No. 11, pp. 32-35, 1982. 11.
- 15) 若槻良行, 永田孝夫, 伊藤 譲, : 混合処理した海中盛土材の強度特性, 日本道路公団試験報告, Vol. 26, pp. 21-32, 1989. 11.
- 16) 荻島達也, 日下部 治, 野本 寿, 三戸憲二: 遠心養生されたセメント改良土の強度特性, 第 24 回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1953-1954, 1989. 6.
- 17) 曾我部 博, 相原篤郎, 山田清臣, 斉藤 聰, 山崎之典: セメント混合・加圧脱水処理による高含水粘性残土の改良に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 540/IV-31, pp. 113-122, 1996. 6.
- 18) 矢島寿一, 永岡 高, 谷崎誠二: 正規・過圧密セメント改良土のせん断特性と破壊基準, 土木学会論文集, No. 561/Ⅲ-38, pp. 205-214, 1997. 3.
- 19) 上 俊二, 藤原東雄, 竹内 潤, 福田 靖, 酒井敏明, 柳原勝也: セメント系固化材により安定処理されたカオリン粘土の力学的性質, 土木学会論文集, No. 582/Ⅲ-41, pp. 217-228, 1997. 12.
- 20) 中間哲志, 石橋正光, 斎藤 聰: 深層混合処理工法による砂地盤改良における室内配合試験の基礎的検討-(その 2) 初期硬化時の上載圧力の影響-, 第 33 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 2201-2202, 1998. 7.
- 21) 飯島正和, 矢島寿一: 拘束圧を受けながら養生したセメント改良土の挙動と強度に関する研究, 第 34 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 861-862, 1999. 7.
- 22) 平出 亜, 石川 浩, 白木原隆雄: 砂質土におけるスラリー系安定処理土の供試体作製方法について, 第 34 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 879-880, 1999. 6.
- 23) Barbosa-Cruz, E.R. and Tatsuoka, F.: Effects of stress state during curing on stress-strain behavior of cement-mixed sand, Proc. of 2nd Int. Conf. on

- Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, pp. 509-516, 1999.9.
- 24) 周郷啓一, 菅井正澄, 藤山哲雄, 龍岡文夫: セメント改良粘土の異方応力状態の養生による降伏曲面の発達, 第 35 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1233-1234, 2000.6.
- 25) 菅井正澄, 藤山哲雄, 内村太郎, 龍岡文夫: セメント改良粘土の原位置応力履歴における変形特性, 第 35 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1235-1236, 2000.6.
- 26) Consoli, N.C., Rotta, G.V. and Prietto, P.D.M.: Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils, *Geotechnique*, Vol. 50, No.1, pp. 99-105, 2000.
- 27) 福島伸二, 北島 明, 石黒和男, 池田康博, 酒巻克之, 谷 茂: 固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究, 土木学会論文集, No.666/Ⅲ-53, pp.99-116, 2000.12.
- 28) 甲元信宏, 岡 弘和, 龍岡文夫, 古関潤一, 佐藤剛司: セメント混合粘土の変形強度特性, 第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.239-240, 2004.7.
- 29) 鈴木素之, 田口岳志, 藤本哲生, 河原陽子, 山本哲朗, 岡林茂生: セメント安定処理土の強度発現における養生時上載圧の載荷条件の影響, 土木学会論文集, No.792/Ⅲ-71, pp.211-216, 2005.6.
- 30) Consoli, N. C., Rotta, G. V. and Prietto, P. D. M.: Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress, *Geotechnique*, Vol. 56, No.1, 69-72, 2006.
- 31) Dalla Rosa, F., Consoli, N. C., and Baudet, B. A.: An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress, *Geotechnique*, Vol. 58, No.8, 675-679, 2008.
- 32) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂: ため池やフィルダムの堤体改修用の固化処理底泥土の強度に及ぼす加圧養生の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.1, pp.107-116, 2009.3.

- 33) 宮田喜壽, 平川大貴, 日野貞義, 末次大輔: 圧密・養生による固化処理土の強度増加,
土木学会第 64 回年次学術講演会, pp. 897-898, 2009. 9.
- 34) 田口岳志: セメント安定処理土の圧密養生効果に関する基礎的研究, 山口大学博士論文,
2007. 3.

第2章 拘束圧下で養生した種々のセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性

2.1 序説

前章で述べたように、一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性に関する研究は、山本ら¹⁾、鈴木ら²⁾、田口³⁾により実施されており、その結果として養生時の拘束圧(上載圧)の載荷によりセメント安定処理土の一軸圧縮強度は著しく変化することが明らかになっている。このような圧密に伴う密度増加に起因した安定処理土の強度増加現象を、山本ら¹⁾、鈴木ら²⁾、田口³⁾は、「圧密養生効果」と定義し、それに及ぼす影響因子について種々の試験条件により検討しているが土の種類の影響については明らかにされていない。

そこで、本章では、実際の施工で問題となる特殊土に分類されるローム、浚渫土および泥炭を対象として、モールド型圧密養生装置¹⁾を用いて一次元圧密条件下で養生した種々の安定処理土の一軸圧縮強度特性について調べた結果について述べた上で、それらの試験結果と既往の研究(田口³⁾、田坂ら⁴⁾)の試験結果をもとに未処理土の物理的性質と拘束圧による強度増加指標の相関性を明らかにすることで拘束圧の影響を考慮した安定処理土の一軸圧縮強度を推定する方法について検討した結果を述べる。

2.2 試験方法

2.2.1 土試料および安定材

本試験で用いた土試料は、千葉県で採取された千葉ローム、静岡県で採取された静岡浚渫土、北海道で採取された北海道泥炭である。Table 2.2.1 に土試料の物理定数を、Figure 2.2.1 に粒径加積曲線を、Figure 2.2.2 に塑性図を示す。なお、それぞれの図表中には、比較のために田口³⁾が試験に使用した土試料(山口県で採取された粘性土および砂質土、岡山県で採取されたカオリン)、田坂ら⁴⁾が試験に使用した土試料のデータ(山口県で採取された川上シルト)も併記している。このうち、特殊土に分類される千葉ローム、静岡浚渫土、北海道泥炭は強熱減量値 L_i が 17.2 %~39.1 %であり、有機物を多量に含んでいることが特徴である。

安定材は普通ポルトランドセメント(以後、“OPC”とする)および一般軟弱土用固化材(以後、“固化材”とする)を用いた。固化材は OPC と比較して SO_3 が多く、石こう量が多いことが特徴である。

Table 2.2.1. Physical properties of soils used

Name of soil sample	Site	Particle density	Initial water content	Fine content	Maximum grain size	Mean Grain Size	Liquid limit	Plasticity index	Ignission loss	Soil classification by JGS
		ρ_s (g/cm ³)	w_0 (%)	F_c (%)	D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	w_L (%)	I_p (-)	L_i (%)	
Yamaguchi Clay	Yamaguchi pref.	2.687	45.0	61.0	2.00	0.0262	45.4	25.3	-	CL
Yamaguchi Sand	Yamaguchi pref.	2.693	20.7	18.9	4.75	0.935	36.6	14.2	-	SF-G
Kaolin	Okayama pref.	2.618	70.0	98.0	0.20	0.00695	62.0	21.8	-	MH
Kawakami Silt	Yamaguchi pref.	2.638	22.2	52.9	4.75	0.050	43.5	18.4	-	ML
Chiba Loam	Chiba pref.	2.718	113.1	92.9	0.425	0.0128	173.8	80.2	29.8	VH ₂
Shizuoka Dredged soil	Shizuoka pref.	2.675	108.1	91.2	0.85	0.00610	144.1	82.3	17.2	OH
Hokkaido Peat	Hokkaido	1.987	296.3	84.4	0.85	0.00178	304.9	163.2	39.1	Pt

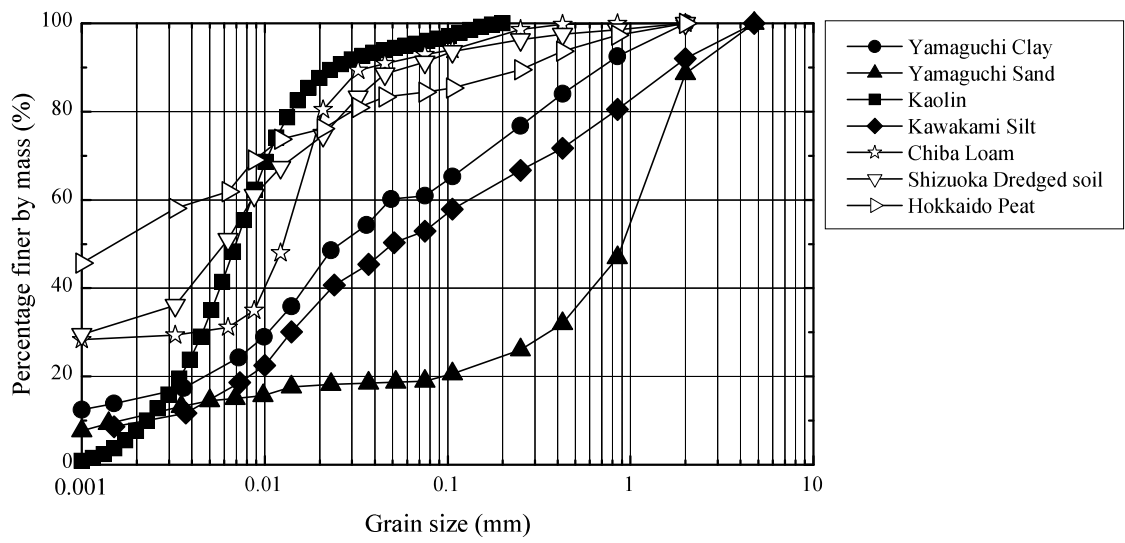


Figure 2.2.1. Grain size distribution curves of soil samples used

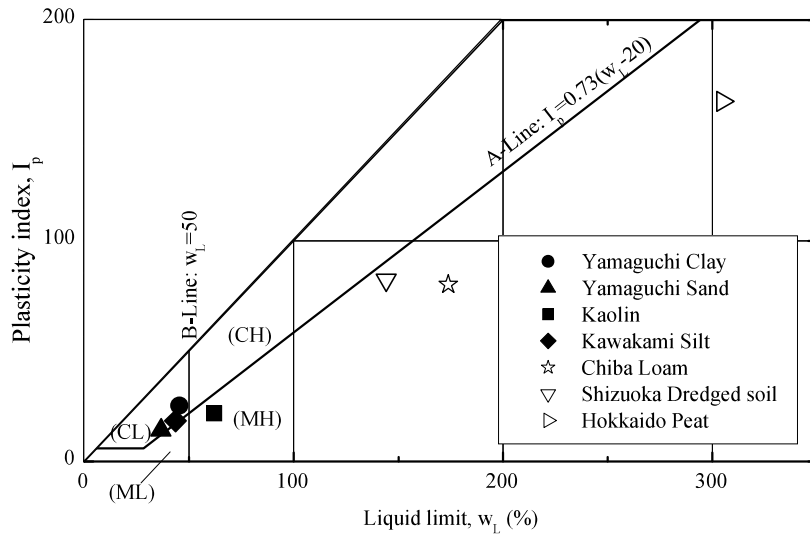


Figure 2.2.2. Plasticity chart of soil samples used

2.2.2 試験装置

Figure 2.2.3 に、試験に使用したモールド型圧密養生装置¹⁾の模式図を示す。本装置は、安定処理地盤の原位置で受ける応力状態を近似的に再現するため、一定の上載圧の作用下で安定処理土を養生することを目的としている。本装置では、圧密容器として通常の鋳鉄製の二つ割りモールド(直径 50 mm, 高さ 100 mm)を用いているので、モールドを脱型する際の供試体に与える乱れを小さくすることができる。載荷可能な上載圧 σ_v は 49, 98 および 147 kPa の 3 通りであり、同図は $\sigma_v=147$ kPa を載荷している様子である。本装置におけるモールドおよびカラー内の供試体(初期高さ 130 mm)は両面排水条件下(排水距離 65 mm)の一次元圧密状態であり、圧密沈下量は側方に取り付けられたダイヤルゲージによって測定される。本装置において安定処理土供試体は、所定の期間、恒温・恒湿条件において上載圧下で養生した後、モールドから脱型され、直ちに一軸圧縮試験用の供試体に成形される。

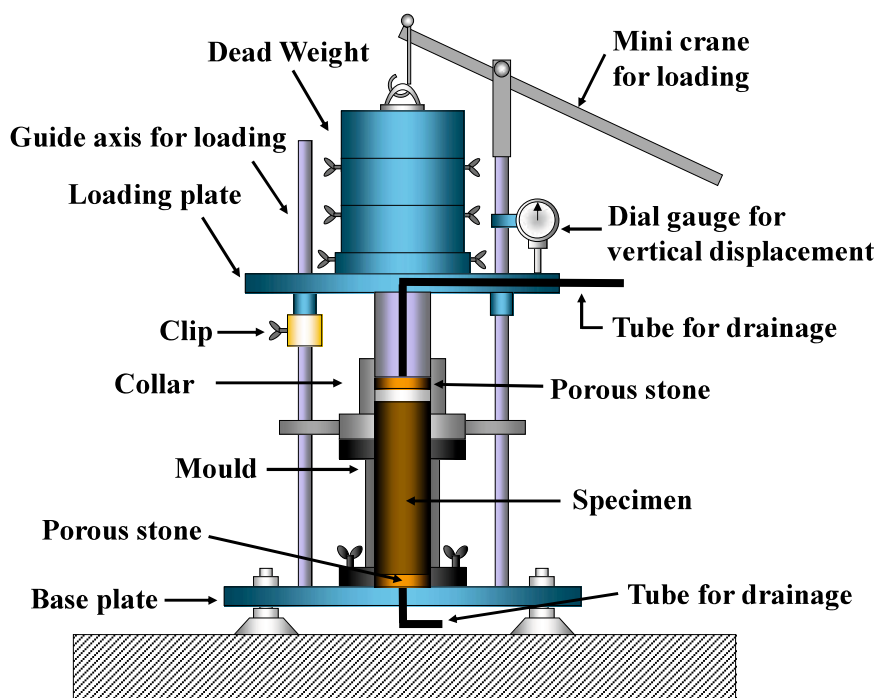


Figure 2.2.3. Mold type consolidation apparatus¹⁾

2.2.3 試験手順および試験ケース

土試料と安定材の配合手順は地盤工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法(JGS0821-2009)」⁵⁾に準じており，安定材はスラリー添加している．試験手順を以下に簡単に記す．①カラーを取り付けたモールド内面にシリコングリースを塗布したフィルムを装着し，所定量の安定処理土を充填する．このときモールドを軽く打撃して気泡を除去する．②モールドを本装置底板に設置した後，恒温・恒湿条件(温度 20 °C，相対湿度 95 %)の養生箱に移動する．③ストッパー，ダイヤルゲージ，載荷板，重錘の順にセットする．④試料に衝撃を与えないように上載圧を載荷し，沈下量を計測開始する．⑤所定期間養生後，モールドから供試体を脱型する．⑥供試体の高さを 100 mm に仕上げ，上下端面を十分に平滑化した後，直ちに一軸圧縮試験(軸ひずみ速度：1.0 %/min)を実施する．なお，セメント安定処理土に対する一軸圧縮試験および三軸圧縮試験では，石こう等によるキャッピングの必要性が指摘されている⁶⁾．本試験では，安定材を土試料に添加した後，上載圧を速やかに載荷するため，供試体の端面成形では石こうによるキャッピングは行わず，直ナイフを用いて上下端面を成形し十分に研磨することにした．

Table 2.2.2 に試験ケースと結果を示す．安定材添加量 Q_c の影響を検討するために，土試料はローム，安定材は OPC を用い， $Q_c=50, 100$ および 200 kg/m^3 の 3 通りで変化させている．また，安定材の種類の影響を検討するために，土試料はローム，浚渫土および泥炭を用い，OPC と固化材をそれぞれ 100 kg/m^3 添加している．なお，上載圧を作用させることで安定処理土に圧密の影響が顕著に現れるのは養生初期である¹⁾ことから，すべての試験ケースにおいて養生時間 $T_c=7 \text{ days}$ とし，圧密終了時間 t_c^* は 3t 法による圧密打ち切り時間を示している．

Table 2.2.2. Test cases and results

Name of soil sample	Type of cement	Content of cementing agent Q_c (kg/m ³)	Consolidation pressure σ_v (kPa)	Curing Time T_c (day)	Ultimate volumetric strain ε_v^* (%)	Water content after consolidation w_c (%)	Wet density after consolidation ρ_{tc} (g/cm ³)	Unconfined compressive strength q_u (kPa)	
Chiba Loam	OPC	50	0	7	-	110.0	1.43	24	
			49		3.90	105.3	1.42	48	
			98		5.64	102.3	1.45	61	
			147		7.01	100.0	1.43	76	
		100	0		-	101.3	1.46	37	
			49		2.89	98.6	1.45	56	
			98		4.36	95.5	1.46	71	
			147		5.50	94.0	1.47	87	
		200	0		-	90.1	1.49	78	
			49		1.15	89.3	1.49	100	
			98		2.02	87.6	1.50	122	
			147		2.48	86.7	1.50	142	
	Stabilizer	100	0	-	102.8	1.43	62		
			49	2.50	100.0	1.45	83		
			98	4.26	97.2	1.46	103		
			147	5.26	95.3	1.46	122		
Shizuoka Dredged soil	OPC	100	0	7	-	100.3	1.45	20	
			49		12.36	83.1	1.49	53	
			98		16.83	64.3	1.53	93	
			147		18.62	68.9	1.55	140	
	Stabilizer	100	0		-	101.6	1.42	37	
			49		15.71	81.2	1.50	95	
			98		17.44	76.3	1.51	179	
			147		17.75	71.0	1.54	234	
Hokkaido Peat	OPC	100	0	7	-	215.7	1.24	13	
			49		17.57	173.7	1.25	43	
			98		23.61	152.2	1.27	84	
			147		26.07	143.0	1.29	110	
	Stabilizer		100		0	-	227.2	1.21	23
					49	15.55	179.1	1.24	63
					98	24.09	158.2	1.27	103
					147	27.92	143.5	1.29	170

2.3 試験結果と考察

2.3.1 安定処理した特殊土の圧密沈下挙動および一軸圧縮挙動

Figure 2.3.1にモールド型圧密養生装置における圧密沈下ひずみ ε_v と経過時間 t の関係を示す。 ε_v は圧密養生装置で測定した圧密沈下量 ΔH を供試体の初期高さ H_0 で除して百分率表示したものであり、 t は σ_v の載荷後の経過時間である。土試料はロームであり、安定材は OPC ($Q_c=100 \text{ kg/m}^3$) である。図中の記号は養生時上載圧 σ_v の値によって異なる。比較のために田口³⁾の試験結果(山口粘性土および山口砂質土)のデータも記載する。ロームの場合、 $\sigma_v=147 \text{ kPa}$ の圧密終了時間 t_c^* は 780 min であるのに対し、粘性土および砂質土の t_c^* は 85, 86 min であることから、ロームは比較した両試料よりも圧密の進行は遅いといえる。また、粘性土および砂質土では安定材の凝結開始時間である $t=100 \text{ min}$ 程度⁷⁾で ε_v が一定値となるのに対して、ロームでは σ_v によらず圧密を打ち切る $t=7 \text{ days}$ まで増加し続けている。このことから、今回の供試体条件下(寸法: $50 \times 130 \text{ mm}$, 排水距離: 65 mm)においては、OPC を 100 kg/m^3 添加した場合、上載圧による圧密沈下を短期間で抑制することはできない。 $t=7 \text{ days}$ における最終的な圧密沈下ひずみ ε_v^* も両試料のそれより大きい。これは土試料の初期状態における含水比の違いによるものである。また、 σ_v の増加に伴い、 ε_v^* は大きくなっている。

Figure 2.3.2 にこれに引き続く一軸圧縮試験における圧縮応力 σ と圧縮ひずみ ε の関係を示す。 σ_v の増加に伴い、 $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線は上方に位置するが、 $\Delta q_u / \Delta \sigma_v = 0.34$ となり、粘性土および砂質土の 4.57, 3.91 と比較して上載圧による強度差は大きくないようである。

Figure 2.3.3 にこのときの一軸圧縮強度 q_u と σ_v の関係を示す。 q_u は σ_v に対して直線的に増加する傾向にある。この近似直線より定まる勾配 $\alpha (= \Delta q_u / \Delta \sigma_v)$ および切片 β は圧密による強度増加を示す指標(以下の各図では“圧密養生効果指標”と表記)であり、山本ら¹⁾が提案したものである。ロームの場合、 $\alpha=0.35$,

$\beta = 37.2$ kPa となり，粘性土の場合における $\alpha = 4.77$, $\beta = 1242.9$ kPa, 砂質土の場合における $\alpha = 4.23$, $\beta = 3702.1$ kPa と比較すると α , β ともに小さくなっている．浚渫土および泥炭についても同様のことがいえることから，同じ安定材添加量でも土の種類によって圧密による強度増加の度合いは異なるといえる．また，特殊土の β が小さい理由として，今回用いた試料の強熱減量値 L_i が 17.2～39.1% と有機物を含んでいることから有機物がセメント水和を阻害したためであると推察する⁸⁾．

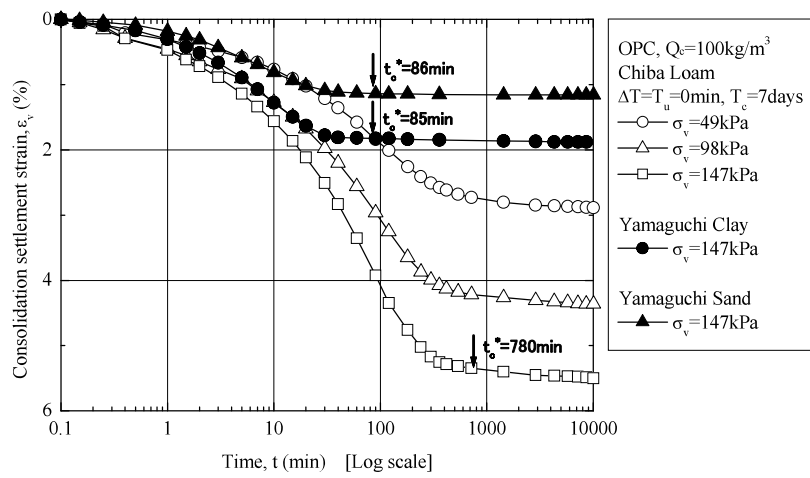


Figure 2.3.1. Relationships between settlement strain and loading time

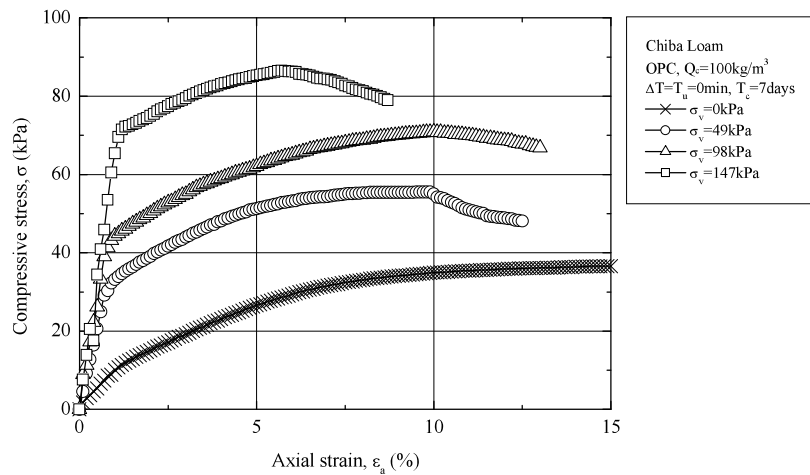


Figure 2.3.2. Stress-strain curves in unconfined compression tests

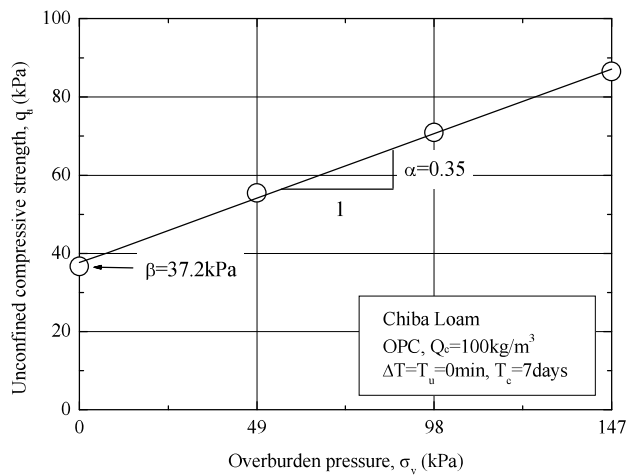


Figure 2.3.3. Relationships between compressive strength and overburden pressure

2.3.2 安定材添加量の影響

本項では安定材添加量 Q_c が強度・変形特性に及ぼす影響について述べる。Figure 2.3.4 に Q_c が異なる場合の ε_v と t の関係を示す。土試料はローム、安定材は OPC、 $\sigma_v=147$ kPa である。ここで、前述したように $Q_c=100$ kg/m³ の場合、いずれの σ_v においても $t=7$ days まで ε_v が増加し続ける傾向がみられたが、 $Q_c=200$ kg/m³ の場合、 $t=100$ min 程度で一定値となる。これより、ロームに対して OPC を $Q_c=200$ kg/m³ 以上添加すれば、上載圧による圧密沈下を短時間で収束させることが可能である。Figure 2.3.5 に ε_v^* と σ_v の関係を示す。いずれの σ_v においても、 Q_c が高いほど、 ε_v^* は小さい。また、いずれの Q_c においても σ_v の増加に対する ε_v^* の増加の割合はほぼ同じである。Figure 2.3.6 にそれに引き続く σ と ε の関係を示す。 Q_c の増加に伴い、 $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線は上方に位置しており、100kg/m³ から 200kg/m³ 添加における強度増加が顕著にみられる⁹⁾。

Figure 2.3.7(a), (b) に $\alpha(Q_c)/\alpha(50)$, $\beta(Q_c)/\beta(50)$ と Q_c の関係を示す。ここで、 $\alpha(Q_c)/\alpha(50)$, $\beta(Q_c)/\beta(50)$ とは、各 Q_c における $\alpha(Q_c)$, $\beta(Q_c)$ を $Q_c=50$ kg/m³ の場合の $\alpha(50)$, $\beta(50)$ でそれぞれ正規化したものである。ここでは比較のために粘性土および砂質土のデータも併記している。ロームおよび粘性土の場合、 Q_c の増加に対して $\alpha(Q_c)/\alpha(50)$ はほとんど変化せず、砂質土では増加傾向にある。また、いずれの土試料においても Q_c の増加に伴い、 $\beta(Q_c)/\beta(50)$ が増加しているが、これは圧密による密度増加よりも、むしろ Q_c の増加に伴うセメンテーションの増加に起因すると考えられる。

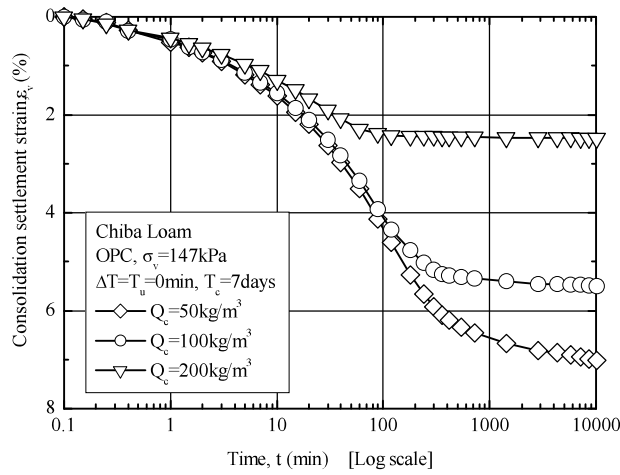


Figure 2.3.4. Relationships between settlement strain and loading time

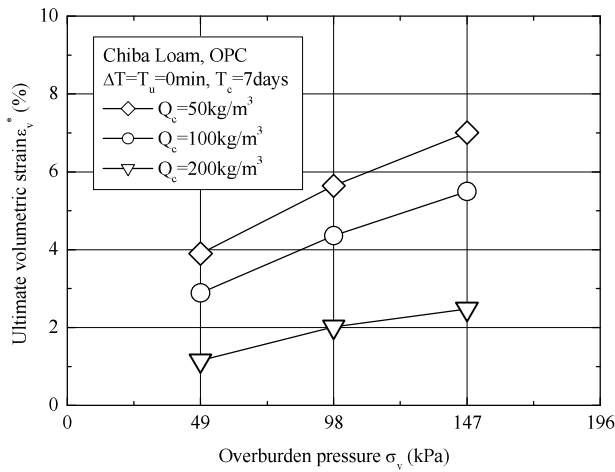


Figure 2.3.5. Relationships ultimate volumetric strain and overburden pressure

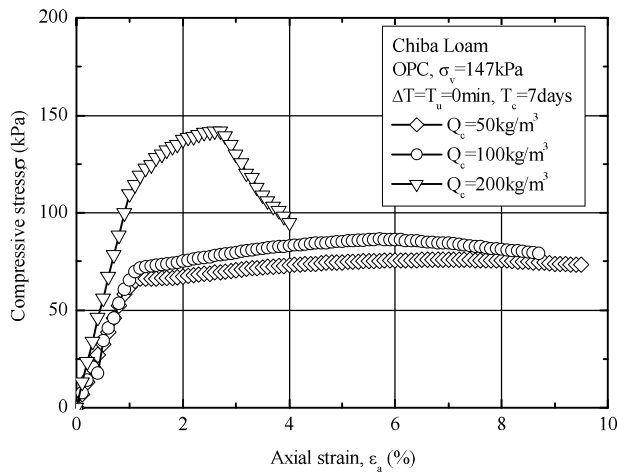


Figure 2.3.6. Stress-strain curves in unconfined compression tests

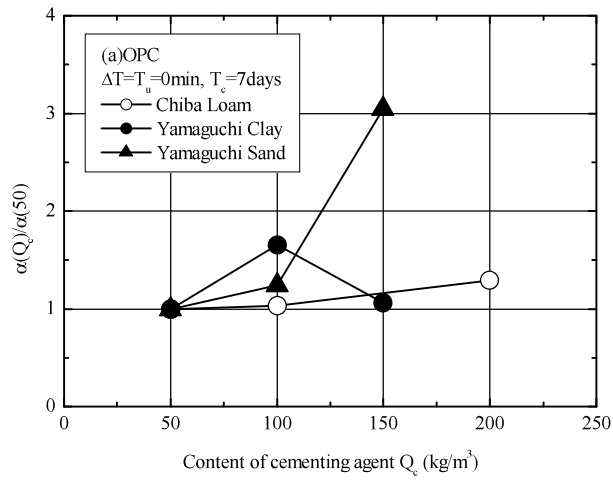


Figure 2.3.7(a). Relationships $\alpha(Q_c)/\alpha(Q_{50})$ and content of cement agent

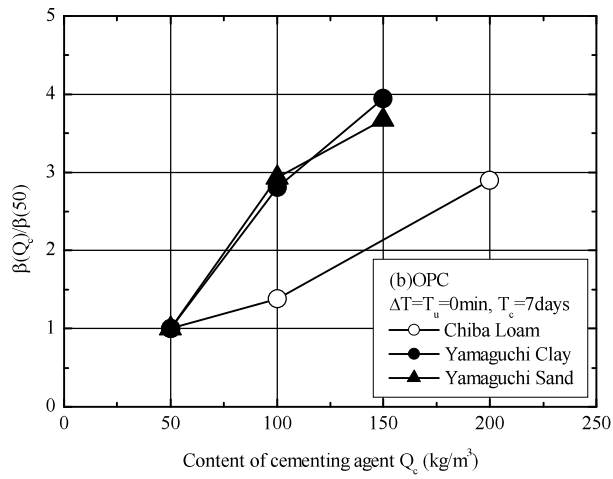


Figure 2.3.7(b). Relationships $\beta(Q_c)/\beta(Q_{50})$ and content of cement agent

2.3.3 安定材の種類の影響

本項では安定材の種類が強度・変形特性に及ぼす影響について述べる。Figure 2.3.8に OPC と固化材を 100 kg/m^3 添加した場合の ε_v^* と σ_v の関係を示す。土試料はローム、浚渫土および泥炭である。浚渫土および泥炭の場合、 $\sigma_v=49\text{kPa}$ のデータに安定材の種類による沈下特性の差異がみられるが、ロームの場合には各 σ_v においてほとんど差異はない。Figure 2.3.9(a)～(c)に安定材の種類を変化させた場合の各試料の q_u と σ_v の関係を示す。いずれの試料においても、安定材の種類によって、 α は $0.06\sim 0.56$ 、 β は $5.3\sim 25.3$ の差で変化している。Figure 2.3.8 に示したように、ロームの場合には圧密による密度増加は安定材の種類によらず同じ程度で生じているので、この強度増加は安定材の成分の違いによる水和生成物の発達の違いに起因するものと考えられ、このことは β のみが変わっていることから裏付けられる。一方、浚渫土および泥炭の場合には安定材の種類による沈下特性の差異がみられ、これが α の変化に起因したと考える。

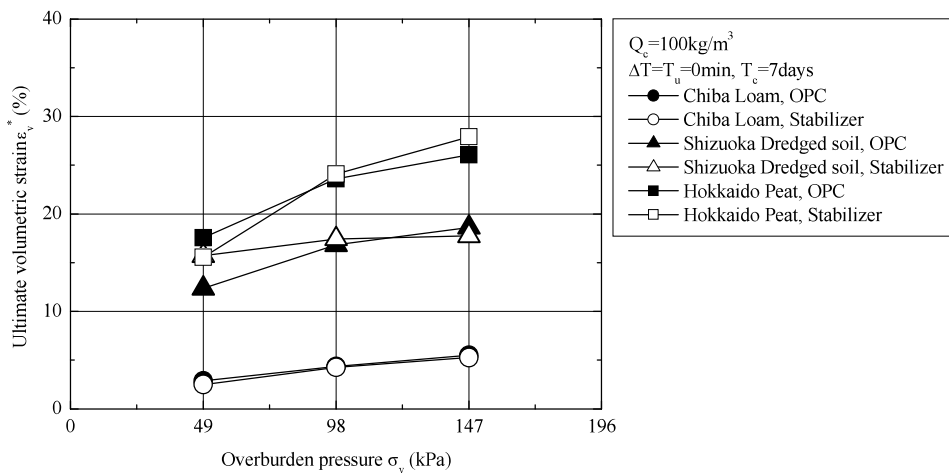


Figure 2.3.8. Relationships ultimate volumetric strain and overburden pressure

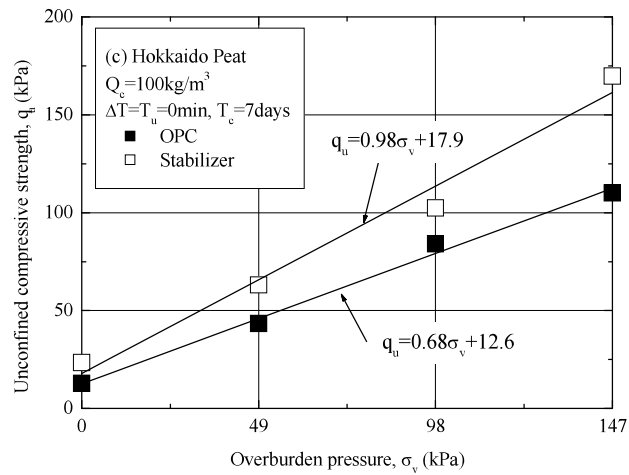
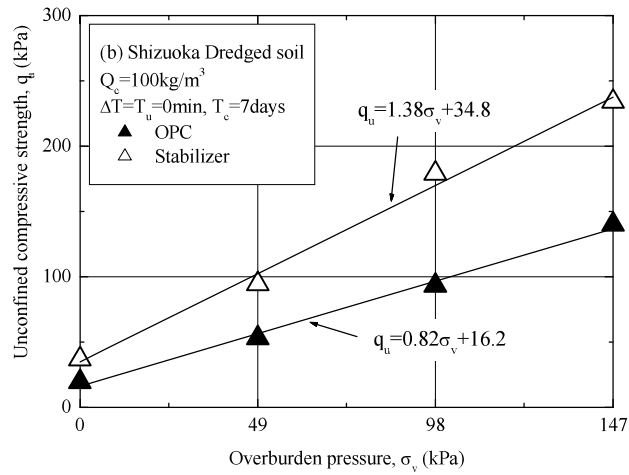
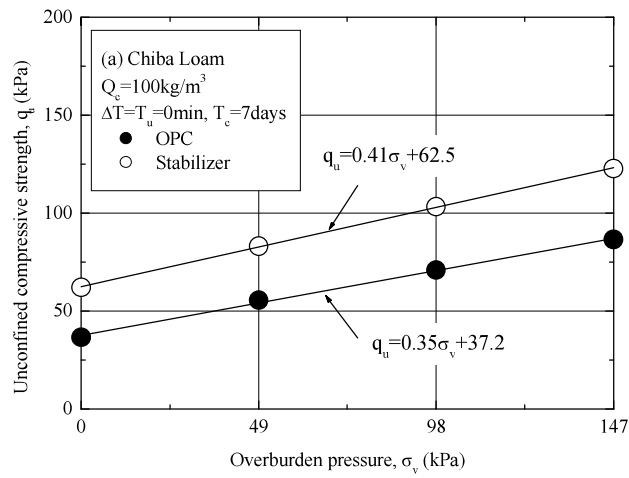


Figure 2.3.9. Relationships between compressive strength and overburden pressure

2.4 土試料の物理的性質によるセメント安定処理土の一軸圧縮強度の推定方法

本研究では、前述したように上載圧下で養生した安定処理土に対して一軸圧縮試験を実施し、特殊土の圧密養生効果について検討した。本節では、それらの試験結果と既往の研究(田口³⁾、田坂ら⁴⁾の試験結果をもとに土試料の物理的性質が圧密養生効果指標 α 、 β に与える影響について検討するとともに圧密養生効果を考慮したセメント安定処理土の一軸圧縮強度の推定方法について述べる。

Figure 2.4.1～Figure 2.4.3 に、圧密養生効果指標 α と土試料の液性限界 w_L 、塑性指数 I_p 、細粒分含有率 F_c の関係図を示す。土試料の物理的性質のうち液性限界 w_L および塑性指数 I_p に着目すると、 w_L および I_p の増加に対して α が減少する傾向がみられる。ここで、 $\alpha/2$ は強度増加率 c_u/p と同じパラメータであるが、この傾向はSkemptonが粘性土に対して示した強度増加率の提案式($c_u/p=0.11+0.0037 \cdot I_p$)¹⁰⁾の傾向とは相反するものである。なお、本研究では未処理の状態の土試料の物理的性質を用いて安定処理土の強度増加率をまとめている点に注意が必要である。また、土試料の細粒分含有率 F_c に着目すると、ばらつきがあるものの F_c の増加に対して α が減少する傾向がみられる。これらの傾向から、セメント安定処理土の養生中の圧密に伴う密度増加に起因する強度増加(圧密養生効果)は細粒土よりも粗粒土の方が大きいと判断される。

Figure 2.4.4～Figure 2.4.6 に、圧密養生効果指標 β と液性限界 w_L 、塑性指数 I_p 、細粒分含有率 F_c の関係図を示す。土試料の液性限界 w_L および塑性指数 I_p に着目すると、 w_L および I_p の増加に対して β が減少する傾向がみられる。また、 F_c については、ばらつきがあるものの F_c の増加に対して β が減少する傾向がみられる。 β は現行の室内配合試験における大気圧下養生時の一軸圧縮強度 q_{u1} に相当する指標であることから、安定材により発現される大気圧下養生時の一軸圧縮強度は細粒土よりも粗粒土の方が大きい傾向にあり、その傾向は単位当たりの安定材添加量が同じ条件で

の既往の知見(例えば, 文献 8))と一致している.

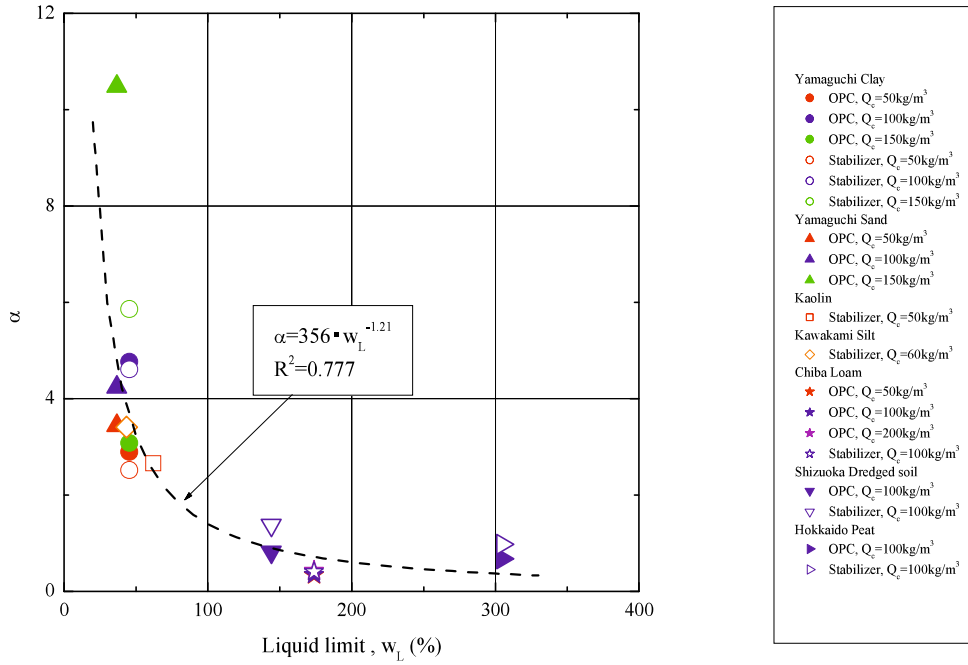


Figure 2.4.1. Relationship between α and liquid limit

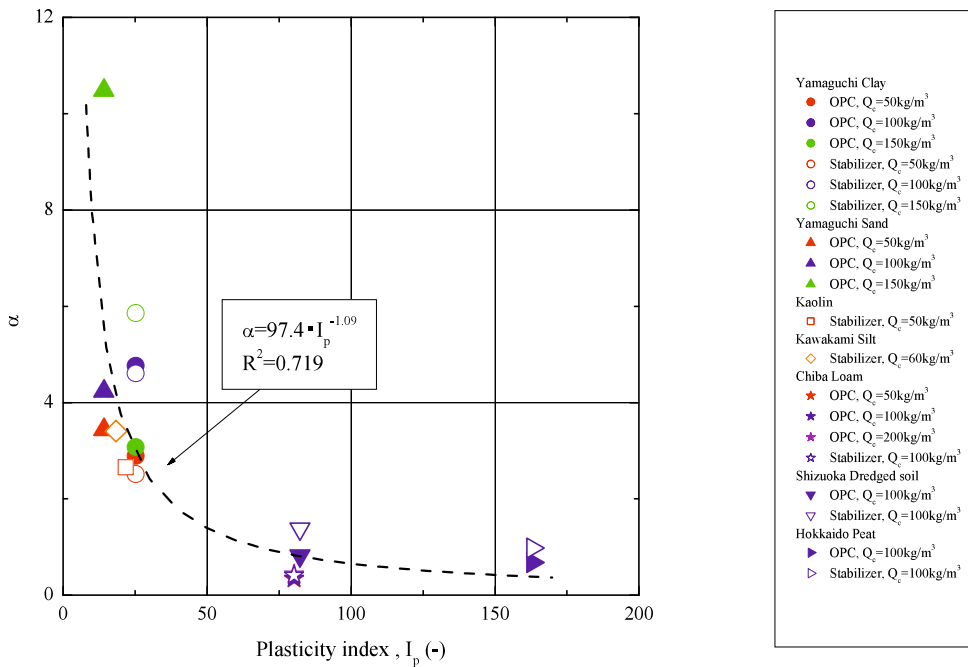


Figure 2.4.2. Relationship between α and plasticity index

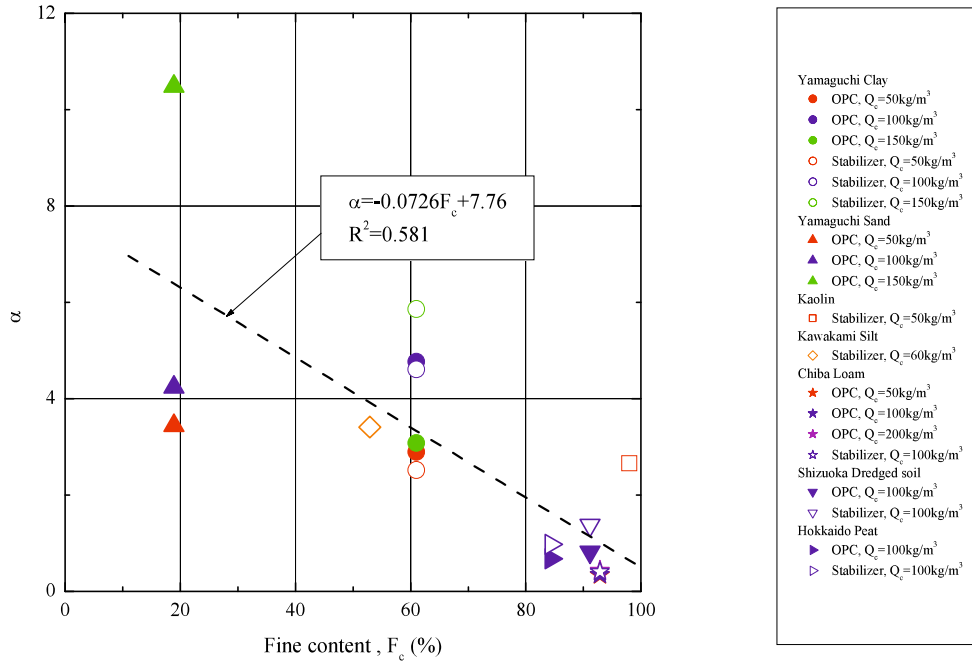


Figure 2.4.3. Relationship between α and fine content

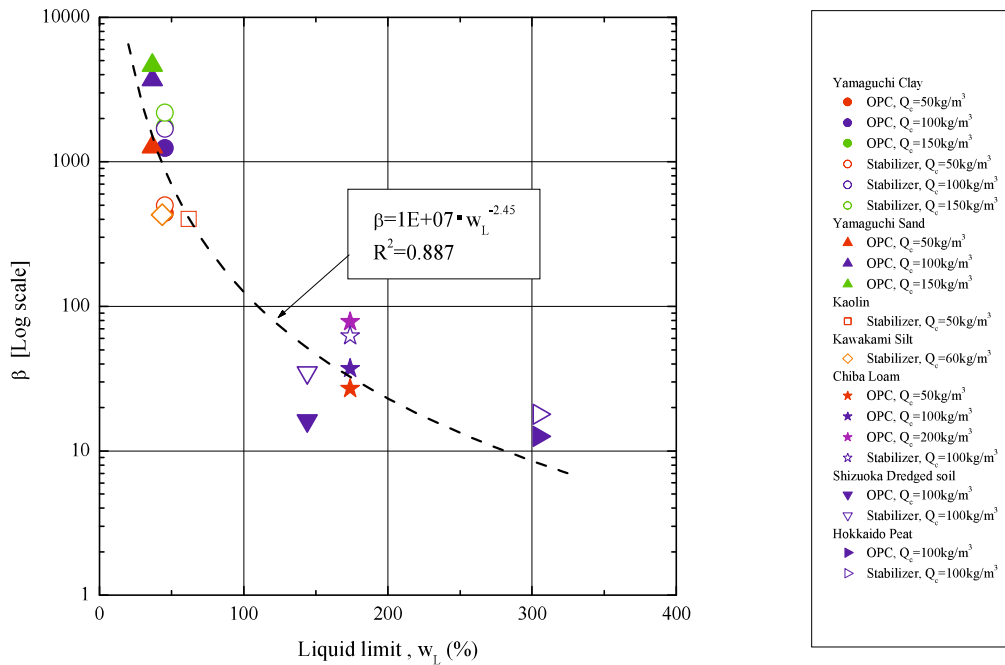


Figure 2.4.4. Relationship between β and liquid limit

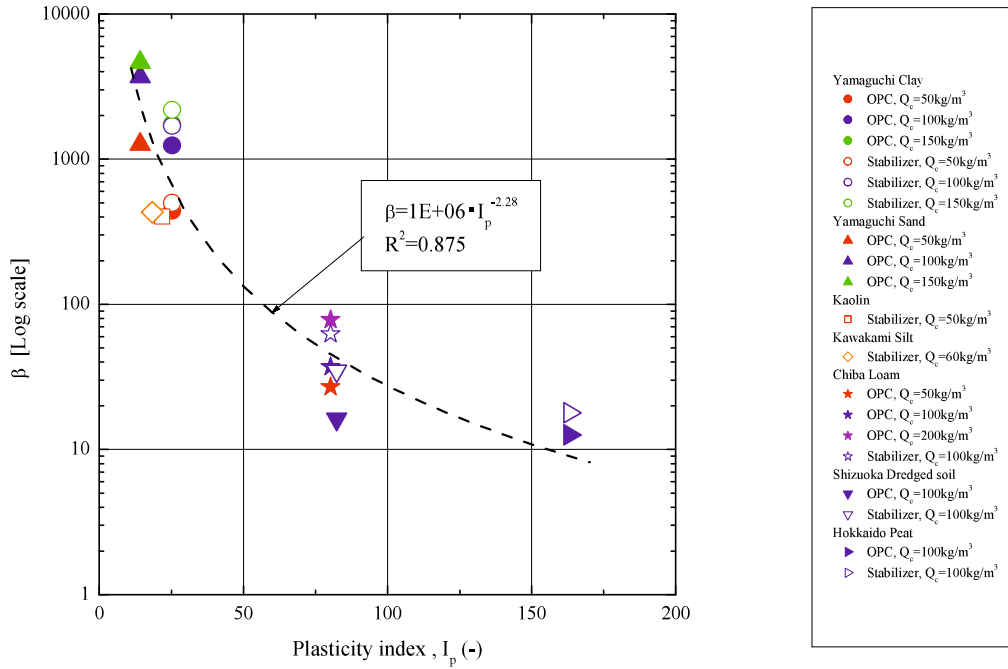


Figure 2.4.5. Relationship between β and plasticity index

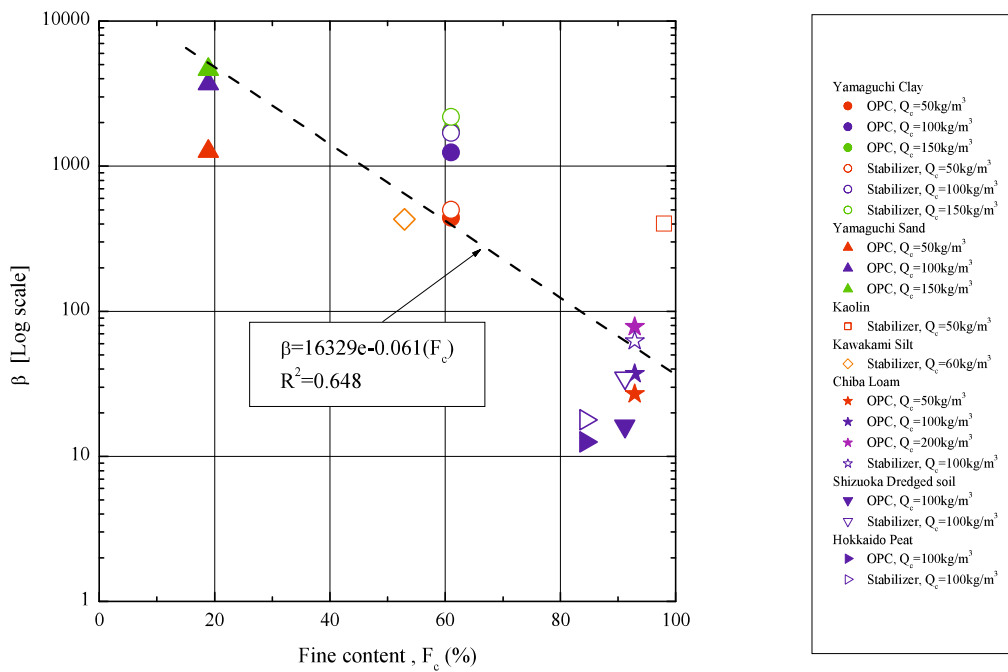


Figure 2.4.6. Relationship between β and fine content

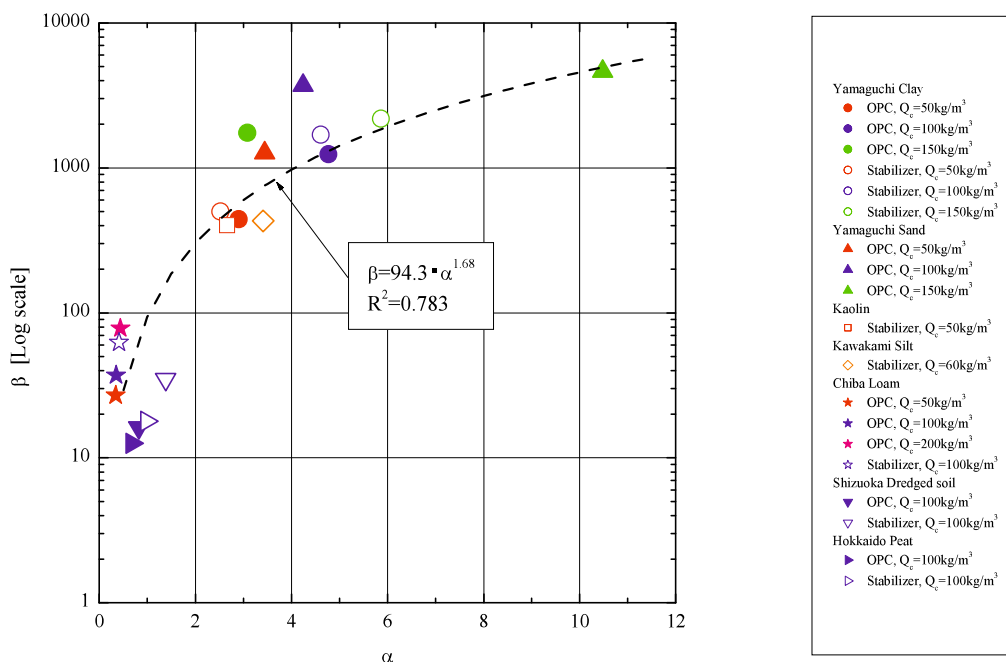


Figure 2.4.7. Relationship between β and α

Figure 2.4.7 に、圧密養生効果指標 α と β の関係図を示す。同図より、 α の増加とともに β が増加する傾向がみられた。また、土試料の粒度に着目すると、前述したように粗粒材の方が細粒土よりも α 、 β ともに大きくなる傾向がみられた。

以上の結果から、本研究と既往の研究(田口³⁾、田坂ら⁴⁾の試験条件の範囲であれば、現行の室内配合試験で実施されている大気圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度 q_{ul} と未処理土の物理的性質を把握することにより拘束圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度 q_u を以下の式で推定することが可能である。

$$q_u = \alpha \cdot \sigma_v + \beta \quad (2.4.1)$$

$$= (356 \cdot w_L^{-1.21}) \cdot \sigma_v + q_{ul} \quad (2.4.2)$$

$$= (97.4 \cdot I_p^{-1.09}) \cdot \sigma_v + q_{ul} \quad (2.4.3)$$

$$= (-0.0726 \cdot F_c + 7.76) \cdot \sigma_v + q_{ul} \quad (2.4.4)$$

なお、第 1 章で述べた現行の設計基準強度 q_{uck} と室内配合試験における一軸圧縮強度(大気圧下養生) q_{u1} の関係式(1.1.1)¹¹⁾のうち q_{u1} が上記の q_u に相当することから、(1.1.1)に(2.4.1)～(2.4.4)を代入すると拘束圧下で養生したセメント安定処理土の設計基準強度 q_{uck} を以下の式で表すことができる。

$$\begin{aligned} q_{uck} &= \gamma \cdot q_{uf} \\ &= \gamma \cdot \lambda \cdot q_{ul} \end{aligned} \quad (1.1.1)^{11)}$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot [(\alpha \cdot \sigma_v)^\chi + q_{ul}] \quad (2.4.5)$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot [(356 \cdot w_L^{-1.21} \cdot \sigma_v)^\chi + q_{ul}] \quad (2.4.6)$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot [(97.4 \cdot I_p^{-1.09} \cdot \sigma_v)^\chi + q_{ul}] \quad (2.4.7)$$

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot \{(-0.0726 \cdot F_c + 7.76) \cdot \sigma_v\}^\chi + q_{ul} \quad (2.4.8)$$

ここで、上式中の係数 χ は、安定処理地盤中の土要素の排水距離の影響を考慮するための係数である。

この係数 χ は、Figure2.4.8 に示す一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土供試体の中心および外側の含水比を高さ約 2.0 cm 間隔で測定した含水比分布¹⁾より、処理土供試体に拘束圧を作用させることにより排水距離が短い供試体上下端部の含水比は大気圧下養生の結果と比較して含水比が著しく低下する傾向にあるが、排水距離が長い供試体中央部では圧密(排水)が終了する前にセメント水和反応により間隙水が封じ込められることで含水比の低下傾向が鈍化する現象が確認されたため、拘束圧による強度増加の影響を最終的に設計基準強度に反映させるためには安定処理地盤中の土要素の排水距離の違いが拘束圧による強度増加に及ぼす影響を考慮する必要があることを示したものである。

なお、本章で述べた一次元圧密条件下で養生した安定処理土の一軸圧縮試験は処理土供試体の排水距離を一定条件としたため、上記の排水距離の違いが拘束圧による強度増加に及ぼす影響は把握できていない。

したがって、今後、安定処理地盤中の土要素の排水距離の違いが拘束圧による強度増加に及ぼす影響を明らかにしたうえで拘束圧による強度増加の影響を設計基準強度に反映させる必要がある。

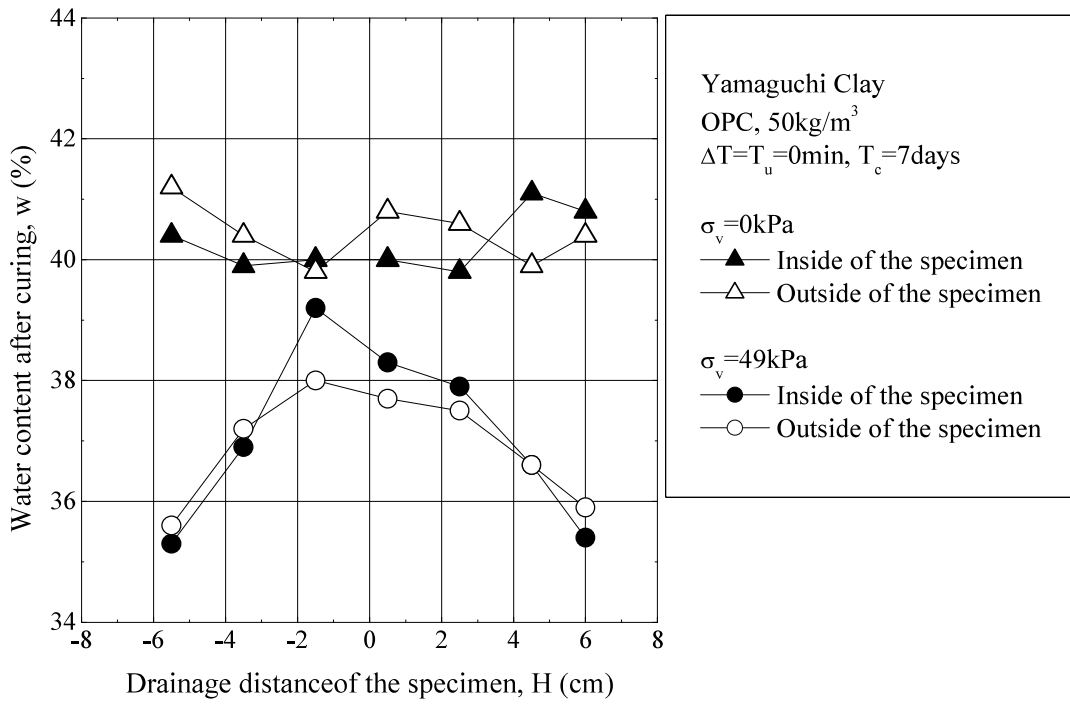


Figure 2.4.8. Relationships between height of specimen and water content after curing¹⁾.

2.5 結論

本章では、実際の施工で問題となる特殊土に分類されるローム、浚渫土および泥炭を対象として、一次元圧密条件下で養生した種々の安定処理土の一軸圧縮強度特性について調べた結果について述べた上で、それらの試験結果と既往の研究の試験結果をもとに未処理土の物理的性質と拘束圧による強度増加指標の相関性を明らかにすることで拘束圧の影響を考慮した安定処理土の一軸圧縮強度を推定する方法について検討した結果を述べた。本章で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 土試料を特殊土とした場合についても、既往の研究と同様に養生時上載圧の増加に伴い圧密に伴う沈下ひずみは大きくなり、それに引き続く一軸圧縮強度は養生時上載圧の増加に対して直線的に増加する。
- 2) 土試料をロームとした場合、安定材添加量の増加に伴い沈下ひずみは減少し、ある一定値以上の安定材添加量になると、その沈下は短期間で収束する。また、土質の差異により安定材添加量の増加に伴い、セメンテーションによる強度増加を示す $\beta(Q_c)/\beta(50)$ は増加傾向を示すのに対して、圧密による強度増加を示す $\alpha(Q_c)/\alpha(50)$ は概ね一定値となる。
- 3) 土試料をロームとした場合、今回用いた安定材の種類による沈下ひずみの違いはみられず、 α にも大きな差異は生じない。一方、 β が OPC よりも固化材の方が大きくなるのは安定材の成分の違いによる水和生成物の発達の違いに起因する。
- 4) 圧密養生効果指標 α 、 β と土試料の物理的性質である液性限界 w_L 、塑性指数 I_p 、細粒分含有率 F_c には相関性があり、 w_L 、 I_p 、 F_c の増加とともに α 、 β は減少する傾向がある。これらの傾向から、安定材により発現される大気圧下養生時の一軸圧縮強度、さらに、養生中の圧密に伴う密度増加に起因する強度増加(圧密養生効果)は細粒土よりも粗粒土の方が大きいと判断される。
- 5) 本研究と既往の研究の試験条件の範囲であれば、現行の室内配合試験で実施され

ている大気圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度 q_{u1} と未処理土の物理的性質を把握することにより拘束圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度を推定することが可能である。しかし、拘束圧による強度増加の影響を設計基準強度へ反映させるためには処理土供試体の排水距離の影響を明らかにする必要がある。

[第2章の参考文献]

- 1) 山本哲朗, 鈴木素之, 岡林茂生, 藤野秀利, 田口岳志, 藤本哲生: 上載圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性, 土木学会論文集, No. 701/Ⅲ-58, pp. 387-399, 2002. 3.
- 2) 鈴木素之, 田口岳志, 藤本哲生, 河原陽子, 山本哲朗, 岡林茂生: セメント安定処理土の強度発現における養生時上載圧の載荷条件の影響, 土木学会論文集, No. 792/Ⅲ-71, pp. 211-216, 2005. 6.
- 3) 田口岳志: セメント安定処理土の圧密養生効果に関する基礎的研究, 山口大学博士論文, 2007. 3.
- 4) 田坂行雄, 鈴木素之, 米田修, 志村直紀, 杉山洋介: 固化処理土を適用した帯鋼穂強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 3, pp. 516-529, 2010. 8.
- 5) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, pp. 426-434, 2009. 11.
- 6) 澁谷 啓, 三田地利之, 小澤 裕: セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性, 土木学会論文集, No. 687/Ⅲ-56, pp. 249-257, 2001.
- 7) 無機マテリアル学会: セメント・セッコウ・石灰ハンドブック, 技報堂出版, pp. 190-195, 1995. 11.
- 8) セメント協会: セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第4版], 技報堂出版, pp. 42-50, 98, 2012. 10.
- 9) 岡林茂生, 藤野秀利, 山本哲朗, 鈴木素之, 川島洋史: セメント系固化材により改良した種々の土の静的強度特性, 地盤と建設, Vol. 19, No. 1, pp. 89-93, 2001.
- 10) 日本道路協会: 道路土工-軟弱地盤対策工指針(平成24年度版), 日本道路協会, pp. 83, 2012. 8.
- 11) 土木技術センター: 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版, 土木技術センター, 2004. 3.

第3章 異なる圧密応力状態で養生したセメント安定処理土のピーク強度および残留強度特性

3.1 序説

第2章では、二つ割りモールドを圧密容器として用いた圧密養生装置を用いて、一次元圧密状態で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性について検討した。その結果として、処理土供試体に作用させる上載圧の影響により一軸圧縮強さが増加することを明らかにした。

この試験は、モールド内で処理土を圧密するため原位置における一次元圧密条件を再現している点で有利であるが、圧密過程からせん断過程に移行する際に処理土供試体に作用する拘束圧を一旦除荷している点、さらに、せん断試験が一軸圧縮試験であるため供試体の応力・変形状態が原位置でのそれと異なる点が実験上の課題である。

そこで、本研究ではこの問題点を解消するために三軸圧縮試験装置を用いてセメント安定処理土を等方圧密しながら所定期間養生し、その後直ちに非排水せん断を行う試験を実施した。

既往の研究においても、三軸圧縮試験を用いて養生中に拘束圧を作用させた条件での安定処理土供試体のせん断強度・変形特性が調べられている(例えば文献1)~5))が、これらの研究では、土試料を安定処理した後で処理土供試体に拘束圧を作用させるまでの間、大気圧下や水中で数時間から数十日間が経過しているため、拘束圧が作用しない状態でセメント水和反応が進行している点に注意する必要がある。

これに関して、山本ら^{6),7)}は、上記のモールド型圧密養生装置において安定処理土に対して上載圧の载荷を遅らせた場合の一軸圧縮強さの変化を調べた結果、上載圧の遅延载荷時間の増加に伴い圧密沈下量および一軸圧縮強さの値は減少し、最終的に大気圧下養生した時の値に近づくことを示した。このことは、安定処理した後の時間経過が安定処理土のせん断強さを過小評価する可能性があることを示唆している。しかしながら、この遅延載

荷時間の影響が、三軸圧縮試験における拘束圧の作用下で発揮されるせん断強さに対して同様に現れるのかは検証されていない。

また、原位置の安定処理土は一次元圧密状態で養生されているが、従来の検討では養生中の一次元圧密状態と等方圧密状態の違いの影響が安定処理土の圧密特性やそれに引き続く非排水強度特性にどのように現れるのか必ずしも明確にされていない。なお、Ghee et al.⁸⁾は、等方と異方圧密したセメント安定処理粘性土の非排水せん断強度に明確な違いがあることを指摘している。さらに、これまでの一軸圧縮試験による検討ではピーク強さの評価が主で、脆性材料の破壊に対して検討が必要となる残留強さに及ぼす養生時の圧密応力の検討は全くなされていない。

本章では、以上の現状をふまえて、一次元圧密および等方圧密した安定処理土に対してそれぞれ一軸圧縮試験および圧密非排水三軸試験を実施して、その試験結果にもとづいて、主に次の3つの項目について検討した。1) セメンテーションが進行中の安定処理土において養生中の圧密応力状態の違いが圧密およびせん断特性に及ぼす影響、2) 三軸試験において等方圧密応力の作用を遅らせた場合の安定処理土の圧密および非排水せん断特性、3) 養生中の圧密応力が安定処理土の残留強さに及ぼす影響。本文では、これらの試験結果と考察について記述する。

3.2 室内試験における安定処理土の応力状態の変化

Figure 3.2.1に室内試験において安定処理直後の供試体に作用する鉛直応力 σ_v の経時変化を示す¹⁾。原位置における土要素は施工時に攪拌・混合されるので、有効応力は初めゼロであり、その後の圧密の進行に伴って鉛直全応力 σ_v にまで増加すると考えられる。現行の室内配合試験(一軸圧縮試験)の場合、Figure 3.2.1の経路OABDのように養生時間 T_c が経過する間、 σ_v はほとんど作用しておらず原位置の応力状態を再現していない。そこで、山本ら^{6),7)}は、モールド型圧密養生装置を用いて一次元的に圧密しながら養生した処理土供試体に対して一軸圧縮試験を実施した。その結果にもとづいて、 σ_v の増加に対して沈下ひずみ ε_v 、一軸圧縮強さ q_u 、変形係数 E_{50} がそれぞれ大きくなることを示した。しかし、この試験ではFigure 3.2.1の経路OCBDのように所定期間の養生後、モールドから供試体を脱型する際に上載圧を除荷することから圧密中の応力状態のまま非排水せん断へと移行していない。本研究では、この点を解消するために三軸圧縮試験装置を用いて安定処理直後の供試体を等方圧密しながら養生後、非排水せん断する試験を実施した。ここで、既往の三軸圧縮試験(例えば、小林・龍岡¹⁾)では、Figure 3.2.1の経路OACDのように安定処理後、供試体は大気圧下または水中で一定の時間(図中の線分OAで表される遅延載荷時間 ΔT)放置された後に圧密している点に注意が必要である。本研究の三軸圧縮試験の目的は、Figure 3.2.1の経路OCDのように安定処理後、直ちに圧密しながら養生したセメント安定処理土の非排水せん断強度を求めることである。

Figure 3.2.2(a), (b)にそれぞれ一軸圧縮試験と三軸圧縮試験で用いる供試体の圧密過程における応力状態の違いと圧密およびせん断過程における供試体のモールの応力円を模式的に示している。まず、圧密過程では一軸圧縮試験の応力状態は $(\sigma_c, 0)$ 、 $(K_0 \sigma_c, 0)$ を直径とする応力円で表されるのに対し、三軸圧縮試験での応力状態は $(\sigma_c, 0)$ の点で表される。ここに、 K_0 は静止土圧係数、 σ_c は圧密圧力である。次に、せん断過程では一軸圧縮試験の供試体はせん断前に拘束圧が一旦除荷されているためモールの応力円は原点を通るものになるのに対し、三軸圧縮試験の供試体は圧密過程における応力状態のまません断過程に

移行するためモールの応力円は $(\sigma_c, 0)$ を通るものになる。また、圧密による強度増加率 $\Delta S_u / \Delta P$ は、破壊時のモールの応力円の半径の近似直線の勾配である。ここに、 P は圧密圧力に相当する。本文では、等方圧密および一次元圧密による $\Delta S_u / \Delta P$ の違いについても考察する。

なお、後述するように一次元圧密および等方圧密した安定処理土に対してそれぞれ一軸圧縮試験および圧密非排水三軸試験を実施し、それらの結果の比較を行っているが、両者には、圧密時の応力状態の影響、さらに、せん断前の拘束圧の除荷の影響を含んでいることに注意が必要である。

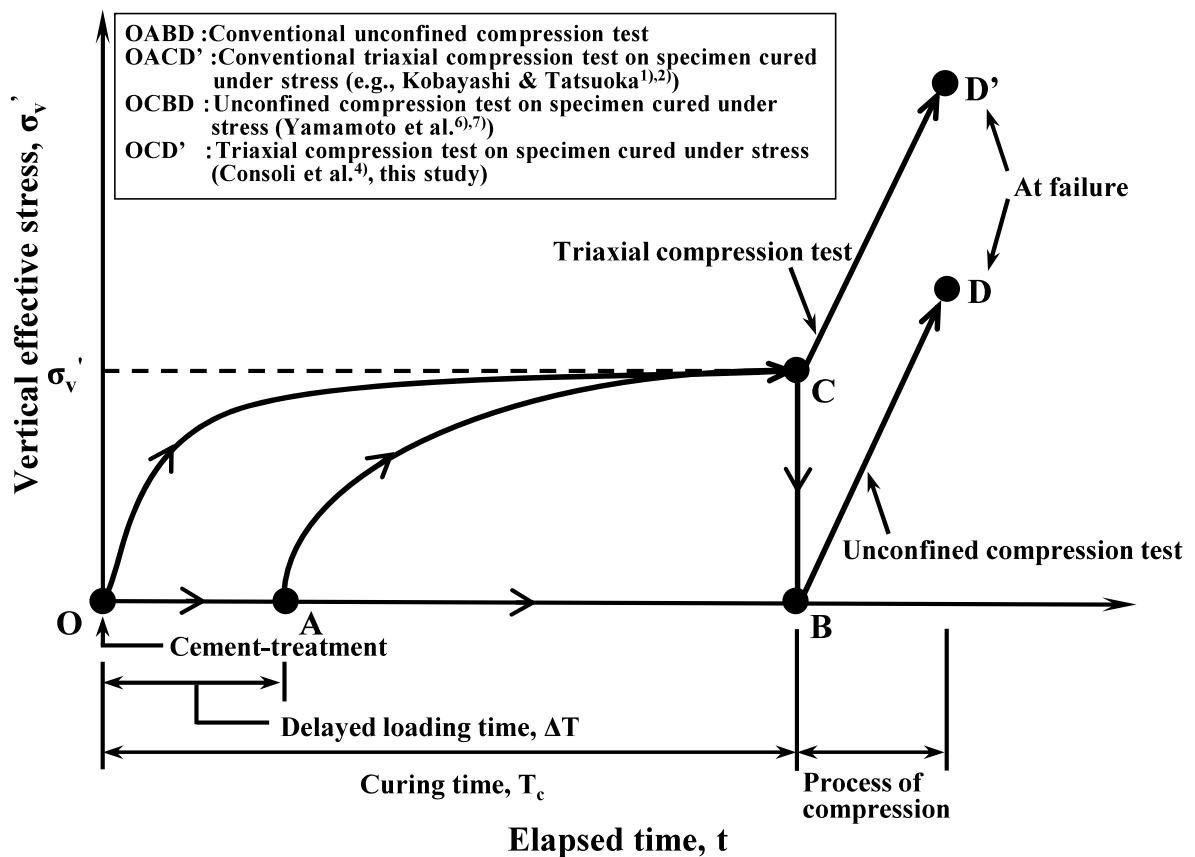
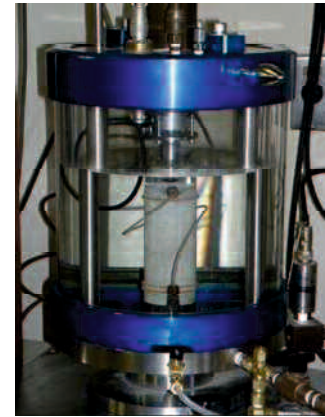
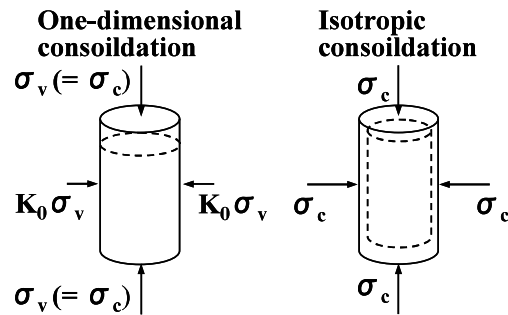


Figure 3.2.1. Changes in stress state of cement-treated soil cured in laboratory testing⁶⁾



Mold – type consolidation curing equipment



Triaxial compression test equipment

Figure 3.2.2(a). Stress condition during consolidation of specimens used in unconfined and triaxial compression tests

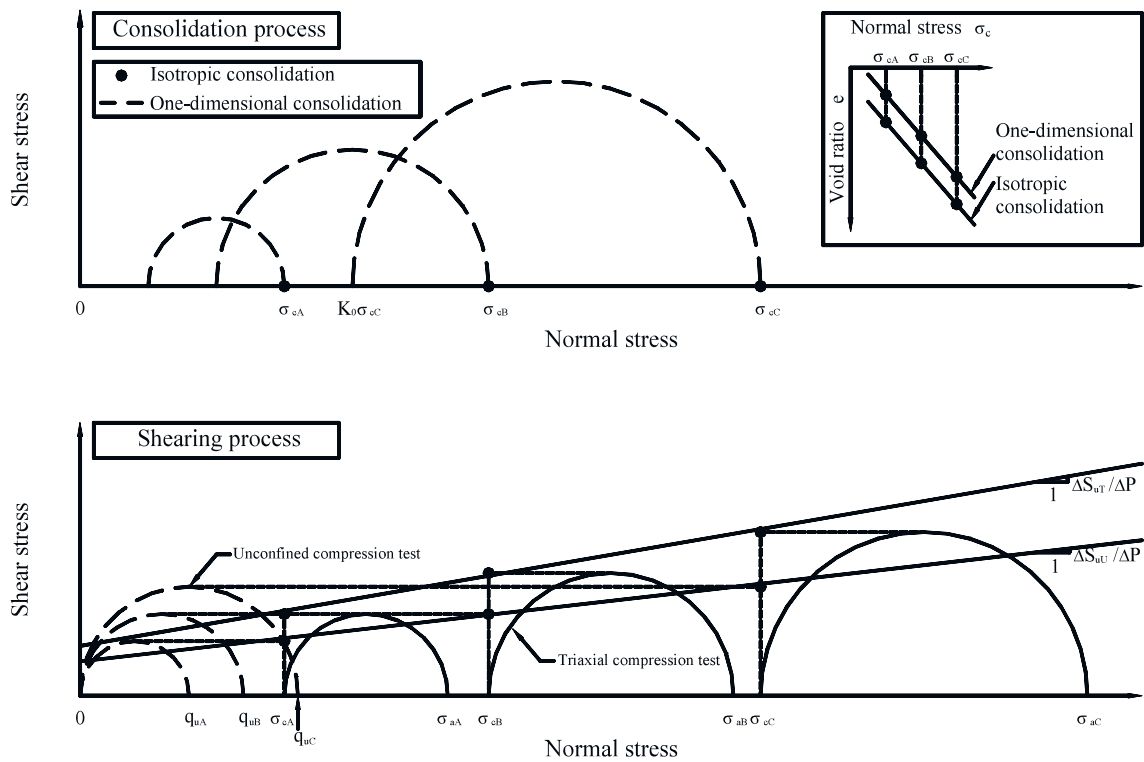


Figure 3.2.2(b). Mohr's stress circles for specimens in consolidation and shearing process (schematic diagram)

3.3 試験方法

3.3.1 土試料および安定材

土試料は山口県山口市で採取した礫混じり細粒分質砂(土粒子密度： $\rho_s=2.693 \text{ g/cm}^3$ ，最大粒径： $D_{\max}=4.75 \text{ mm}$ ，自然含水比： $w_n=16.3 \%$ ，細粒分含有率： $F_c=18.9 \%$ ，最大間隙比 $e_{\max}=1.308$ ，最小間隙比 $e_{\min}=0.697$)である．安定材は普通ポルトランドセメント(以後，OPC とする)であり，添加量は一律 50 kg/m^3 とした．土試料と安定材の配合手順は「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」JGS0821-2009⁹⁾に準じ，安定材はスラリー添加(水安定材比 160 %)とした．処理土の初期含水比 w_0 は 20.7 %であり，供試体作製時において材料分離は認められなかった．

3.3.2 圧密非排水三軸圧縮試験

本試験は，油圧制御方式による中型三軸圧縮試験装置を使用し，「土の圧密非排水三軸圧縮試験方法」JGS0522-2009⁹⁾に準じている．本試験では，供試体の圧密を開始するまでの時間をなるべく短くするため，供試体の飽和化は背圧($u_{BP}=49 \text{ kPa}$)の負荷のみとし，安定処理から圧密開始までの時間を一律 50 分間とした．以下に試験手順を簡単に記す．

i) 土試料と脱気水でスラリー状にした安定材をホバートミキサーで 10 分間攪拌・混合する．ii) 安定処理土を二割りモールド(直径：50 mm，高さ：100 mm)に充填する．このとき，モールドを打撃して気泡を除去する．iii) 供試体上面を直ナイフで平滑化する．本試験では，供試体を圧密するまでに時間的な制限があるため，石こうなどを用いた供試体端面のキャッピングは行っていない．iv) 供試体をモールドから脱型し，ペDESTALに設置後，三軸セル室を組み立てる．なお，本試料は自立した供試体が作製可能であった．v) 所定の圧密圧力になるように側圧および背圧を負荷し圧密を開始する．このとき，排水条件は上面のみの片面排水とした．vi) Table 3.3.1 に示す所定の期間，圧密しながら養生した後，非排水条件下において軸ひずみ速度 $0.05 \%/min$ でせん断を行う．本試験では，軸ひずみの測定は外部変位計を用いて行った．最大軸差応力を示した軸ひずみからさらに

3%を超えた時点でせん断を打ち切った。また、試験打ち切り時の供試体には明瞭なすべり線が現れていることを確認した。

3.3.3 一軸圧縮試験

山本ら^{6),7)}が開発したモールド型圧密養生装置を用いて、セメント安定処理土供試体を一次元的に圧密しながら養生した。所定の圧密後、この供試体に対して一軸圧縮試験を実施した。供試体寸法は直径 50 mm、高さ 100 mm であり、軸ひずみ速度 1.0 %/min でせん断を行った。その他の試験方法の詳細は山本ら^{6),7)}を参照されたい。なお、一軸圧縮試験は恒温・恒湿条件下(温度 20 °C, 相対湿度 95 %)で実施している。

3.3.4 試験ケースおよび結果

Table 3.3.1 および Table 3.3.2 にそれぞれ三軸圧縮試験および一軸圧縮試験の試験ケースと試験結果を示す。圧密圧力(三軸圧縮試験では等方圧密圧力 σ_{r0} 、一軸圧縮試験では鉛直圧密圧力 σ_v)の影響を検討するために、遅延載荷時間 $\Delta T=0$ min および養生時間 $T_c=1, 3, 7$ days として $\sigma_{r0}=\sigma_v=49, 98, 147$ kPa の 3 通りに、 ΔT の影響を検討するために、 $\sigma_{r0}=\sigma_v=147$ kPa および $T_c=3$ days として $\Delta T=0, 60, 120, 240$ min の 4 通りに変化させている。なお、表中の記号のうち w_s は三軸圧縮試験におけるせん断後の供試体の含水比であり、 w_c および ρ_{tc} はそれぞれ一軸圧縮試験における圧密終了時の供試体の含水比および湿潤密度を指している。

Table 3.3.1. Test cases and results in triaxial compression test

Test No.	Content of cementing agent	Initial water content	Process of isotropic consolidation					Process of shearing						
			Curing time	Delayed loading time	Isotropic consolidation pressure	Confining pressure	Ultimate volumetric strain	Peak strength	Axial strain (at peak strength)	Residual strength	Water content after shearing			
			T_c (day)	ΔT (min)	σ_c (kPa)	σ_{r0} (kPa)	ε_{vT}^* (%)	q_{max} (kPa)	ε_f (%)	q_{res} (kPa)	w_s (%)			
1-1	50	20.7	1	0	49	49	0.87	840	4.86	749	20.1			
1-2					98	98	1.29	1013	3.61	832	18.6			
1-3					147	147	1.88	1106	6.41	1079	18.3			
1-4			3	60	3	120	49	49	0.88	1059	2.21	983	20.0	
1-5							98	98	1.32	1324	2.53	1146	18.6	
1-6							147	147	1.85	1662	2.74	1429	18.8	
1-7							60			1.29	1401	2.82	1208	19.2
1-8							120	147	147	0.85	1280	2.89	1011	19.3
1-9							240			0.25	1221	3.18	1057	20.1
1-10			7	0	7	0	49	49	0.82	1318	0.81	1027	19.9	
1-11							98	98	1.38	1584	1.12	1239	19.0	
1-12							147	147	1.87	2111	1.02	1777	18.8	

Table 3.3.2. Test cases and results in unconfined compression test

Test No.	Content of cementing agent	Initial water content	Process of one-dimensional consolidation					Process of shearing						
			Curing Time	Delayed loading time	Overburden Pressure	Ultimate volumetric strain	Water content after consolidation	Wet density after consolidation	Unconfined compressive Strength	Axial strain at failure				
			T_c (day)	ΔT (min)	σ_v (kPa)	ε_{vU}^* (%)	w_c (%)	ρ_{tc} (g/cm ³)	q_u (kPa)	ε_f (%)				
2-1	50	20.7	1	0	49	0.50	18.7	2.04	484	1.4				
2-2					98	1.00	18.3	2.07	553	1.1				
2-3					147	1.34	17.9	2.06	643	0.9				
2-4			3	60	3	120	0	—	19.0	2.03	810	1.0		
2-5							49	0.47	19.1	2.03	802	0.8		
2-6							98	1.00	18.5	2.05	965	0.8		
2-7							147	1.30	18.1	2.06	1050	1.0		
2-8							60			0.44	18.7	2.03	812	1.1
2-9							120	147	147	0.28	18.9	2.04	815	1.3
2-10			240			0.24	19.4	2.03	795	1.0				
2-11			7	0	7	0	49	0.52	18.8	2.06	971	0.8		
2-12							98	1.00	18.2	2.10	1197	1.0		
2-13							147	1.26	18.1	2.07	1337	1.0		

3.4 試験結果と考察

3.4.1 安定処理土の一次元および等方圧密挙動

この項では養生中の圧密応力状態の違いが圧密挙動に及ぼす影響について述べる。Figure 3.4.1 に上載圧 σ_v 、等方圧 σ_{r0} が異なる場合の圧密過程における体積ひずみ ε_{vU} 、 ε_{vT} の経時変化を示す。なお、添え字の U および T はそれぞれ一軸試験および三軸試験で用いる供試体がそれぞれ受ける一次元圧密および等方圧密応力状態を意味する。 ε_{vU} 、 ε_{vT} は圧密中の体積変化量 ΔV を供試体の初期状態の供試体体積 V_0 で除して百分率表示したものである。ただし、 ε_{vU} 、 ε_{vT} および ΔV はそれぞれ圧縮および排水を正とする。このときの試験条件は遅延載荷時間 $\Delta T=0$ min、養生時間は $T_c=3$ days である。Figure 3.4.1 において圧密過程の応力状態によらず体積ひずみは時間の経過とともに増加し、一次元圧密の場合は $t=100$ min 前後で、等方圧密の場合は $t=200\sim 2000$ min の範囲でほぼ一定になっている。この差異は供試体の排水距離の違いによるものと考えられる。また、圧密条件によらず圧密圧力の増加に伴い体積ひずみが増加する傾向がみられる。また、体積ひずみは等方圧密の方が一次元圧密よりも大きい。これは平均有効主応力が等方圧密の方が一次元圧密よりも大きいことが影響していると考えられる。Figure 3.4.2 に最終的な体積ひずみ ε_{vU}^* 、 ε_{vT}^* と養生時間 T_c の関係を示す。上記のように、圧密による体積変化は $100\sim 2000$ min の範囲でほぼ一定となり、 ε_{vU}^* 、 ε_{vT}^* は T_c が増えても同じ圧密圧の下でほぼ一定の値となることから、圧密過程の供試体の応力状態によらず初期材齢で生じた密度変化の影響は養生時間が経過しても保持される。

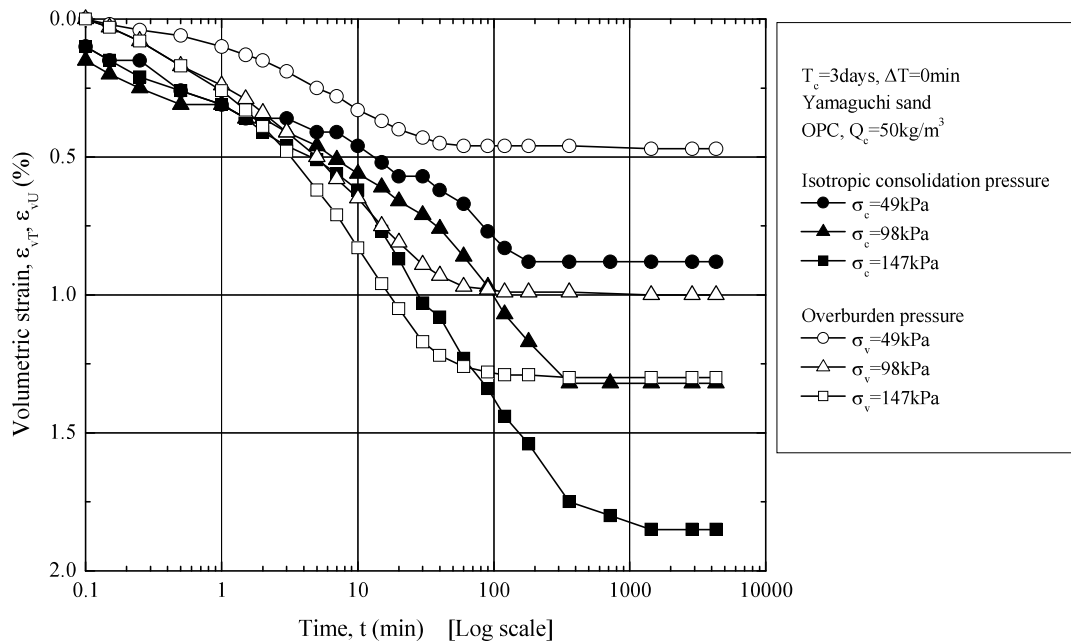


Figure 3.4.1. Typical relationships between volumetric strain and consolidation time in process of one-dimensional and isotropic consolidations or cement-treated soil

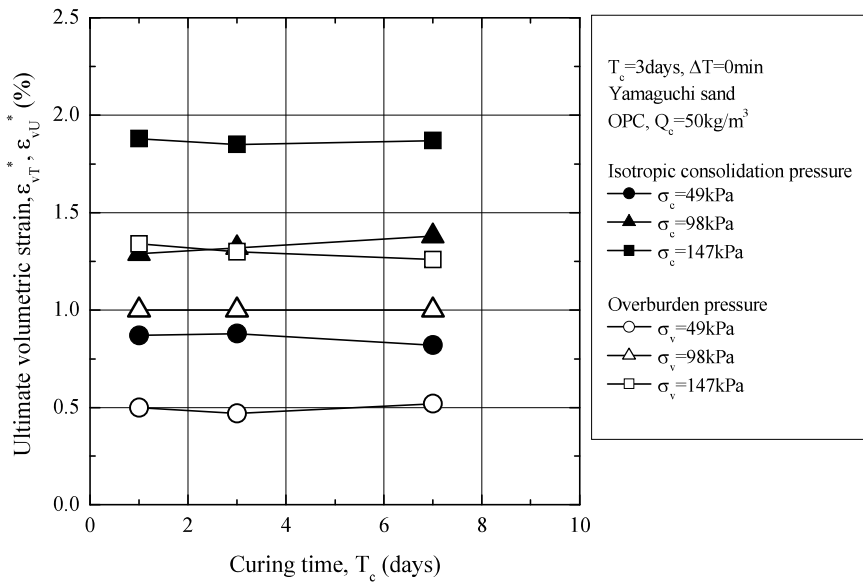


Figure 3.4.2. Relationships between ultimate volumetric strain and curing time for one-dimensionally and isotropically consolidated cement-treated soil

3.4.2 異なる圧密応力条件で養生された安定処理土の非排水せん断挙動

この項では圧密状態の違いがせん断挙動に及ぼす影響について述べる。Figure 3.4.3(a)～(c)に養生時間 T_c が異なる場合の一軸圧縮および三軸圧縮試験の結果をともに示している。図の縦軸は軸差応力 $q (= \sigma_a - \sigma_r)$ 、横軸は軸ひずみ ε_a であり、 σ_r は拘束圧、 σ_c は三軸圧縮試験における等方圧密圧力、 σ_v は一軸圧縮試験における上載圧を示している。Figure 3.4.3(a)の $T_c=1$ day の場合、三軸圧縮試験において q は ε_a の増加に伴い単調増加し、ピーク強度 q_{max} を示した後、やや減少する傾向を示す。一方、一軸圧縮試験において q は $\varepsilon_a=1$ %前後で q_{max} を示した後、減少に転じている。 q_{max} は一軸および三軸圧縮試験によらず圧密圧力が大きいものほど大きくなる。また、 q_{max} は総じて三軸圧縮試験の方が一軸圧縮試験よりも大きくなる。これは圧密過程の供試体の応力状態の差に起因するものである。破壊ひずみ ε_f は三軸圧縮試験の方が一軸圧縮試験よりも大きくなっているが、ひずみ軟化の傾向は一軸圧縮試験の方が顕著である。これはせん断過程の軸ひずみ速度や拘束圧の有無の影響が含まれる可能性がある。なお、初期剛性 ($q \sim \varepsilon_a$ 曲線の初期接線勾配) は総じて三軸圧縮試験の方が一軸圧縮試験よりも大きくなっている。Figure 3.4.3(b), (c)の $T_c=3, 7$ days の場合、 $q \sim \varepsilon_a$ 曲線は一軸および三軸圧縮試験によらず T_c の増加に伴い脆性的な傾向が顕著になり、初期剛性が高く、 ε_f が小さくなっている。また、 T_c の増加に伴い圧密圧力の大きさの違いが $q \sim \varepsilon_a$ 曲線に明瞭に表れており、 $T_c=7$ days の場合、圧密圧力が 49kPa から 147kPa に増加するとき三軸圧縮試験の q_{max} は 1.3MPa から 2.1MPa、一軸圧縮試験の q_{max} は 1.0MPa から 1.3MPa に増加している。

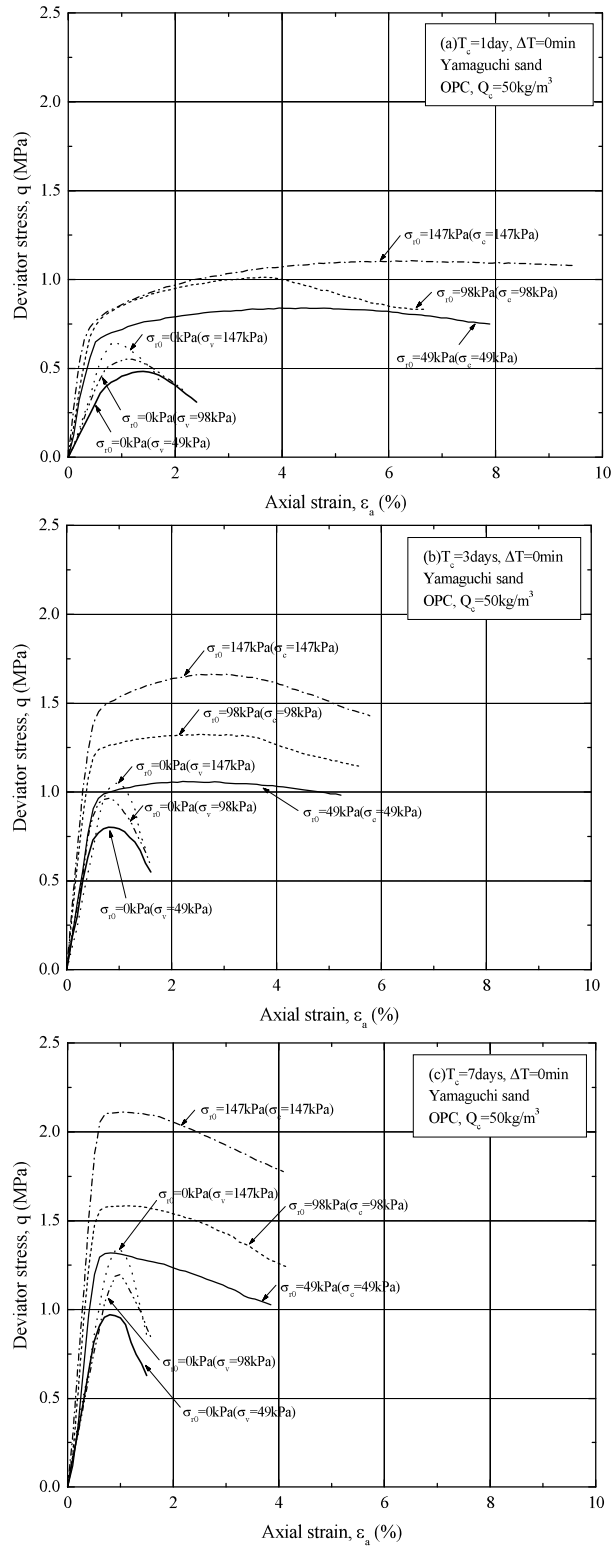


Figure 3.4.3. Unconfined and triaxial compression behaviours of cement-treated soil cured under different curing time

3.4.3 異なる圧密応力条件における圧密に伴う強度増加特性

Figure 3.4.4(a)～(c)に、三軸圧縮試験および一軸圧縮試験の破壊時のモールの全応力円を示す。図は養生時間別に作成している。また、圧密圧力と非排水せん断強さの関係から強度増加率を推定した。ここで、一軸圧縮および三軸圧縮試験における非排水せん断強さを S_{uT} 、 $S_{uU}(=q_{max}/2)$ とする。Figure 3.4.4(a)に示す $T_c=1$ day の場合、三軸圧縮試験における強度増加率は $\Delta S_{uT}/\Delta P=1.36$ 、一軸圧縮試験における強度増加率は $\Delta S_{uU}/\Delta P=0.81$ となり、三軸圧縮試験の方が一軸圧縮試験よりも大きくなる。この傾向は Figure 3.4.4(b)、(c)に示す $T_c=3, 7$ days の場合も同様であった。Figure 3.4.5 に $\Delta S_{uT}/\Delta P$ 、 $\Delta S_{uU}/\Delta P$ と T_c の関係を示す。一軸および三軸圧縮試験から得られた強度増加率は養生時間の増加に伴い増加する傾向がみられる。これは、Figure 3.4.2 に圧密過程における体積変化量は養生時間によらずほぼ同じであることを示した。これより、せん断前の供試体の間隙比は養生時間によらず同じであることから、この強度増加率の変化は圧密による密度増加に起因するものではなく養生時間の経過に伴うセメンテーションの発達に起因するものと考えられる。

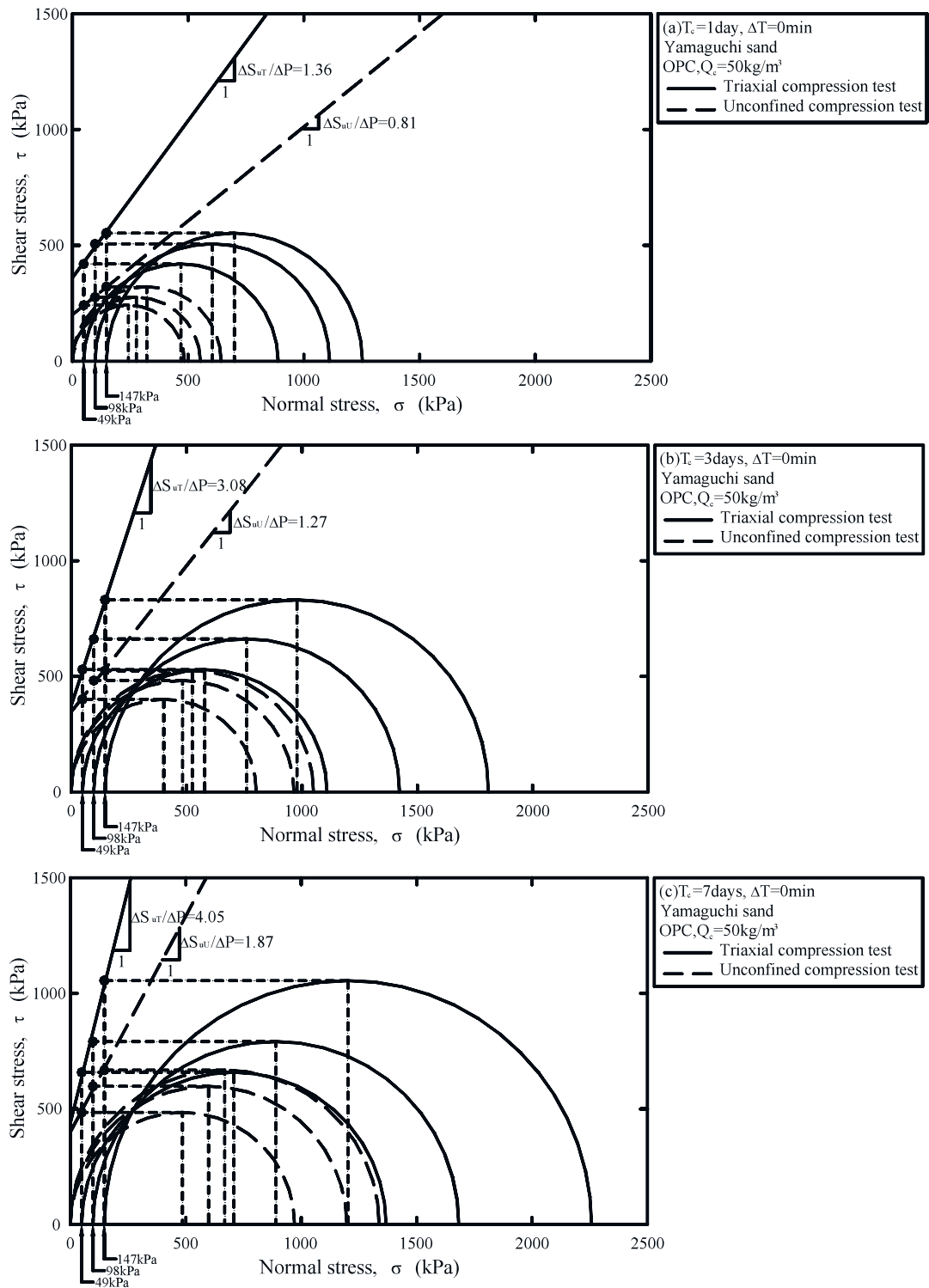


Figure 3.4.4. Mohr's total stress circles at the time of failure in the triaxial compression test and unconfined compression tests

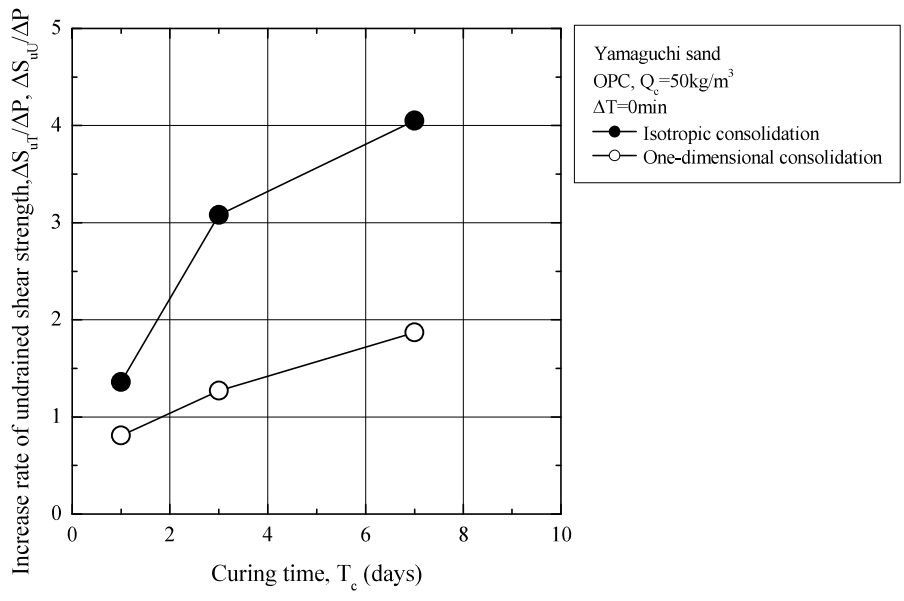


Figure 3.4.5. Change in increase rate of undrained shear strength due to consolidation with the lapse of curing time

3.4.4 圧密過程における供試体の応力状態の差異がピーク強度に及ぼす影響

本項では圧密過程における供試体の応力状態が非排水せん断強度に及ぼす影響について述べる。Figure 3.4.6 に三軸圧縮試験および一軸圧縮試験による非排水せん断強度 S_{uT} , S_{uU} の関係を示す。 S_{uT} と S_{uU} の間にも勾配が 1.5 の比例関係が認められる。セメント安定処理土の非排水せん断強度は養生中の圧密条件によって、安定処理土の非排水せん断強さが異なる。この原因を検討するために一次元および等方圧密中の体積変化の違いを検討した。Figure 3.4.7 に等方圧密および一次元圧密過程における最終的な体積ひずみ ε_{vT}^* , ε_{vU}^* の関係を示す。両者の間には若干のばらつきはあるものの、直線的な関係が認められ、等方圧密条件での最終体積ひずみのほうが一次元圧密条件でのそれよりも約 1.5 倍大きいことがわかる。強度および供試体の密度の両面において、直線関係の勾配はほぼ同じであった。これらのことから、圧密時の応力状態の違いが圧密量と非排水せん断強さの比率に同程度の影響を及ぼしていると考えられる。

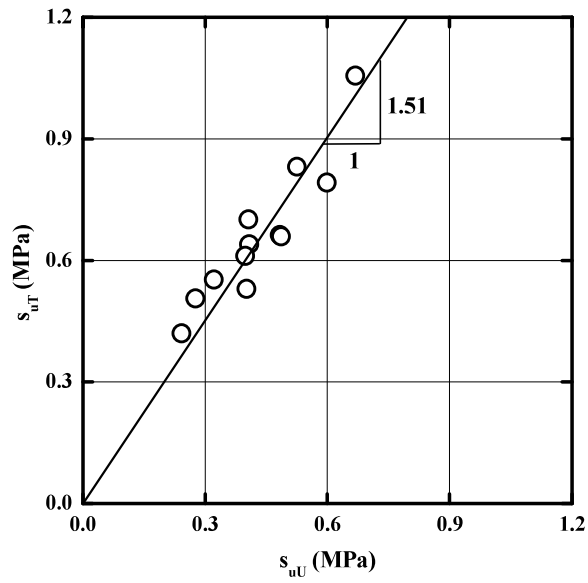


Figure 3.4.6. Comparison between undrained shear strengths obtained from triaxial and unconfined compression tests

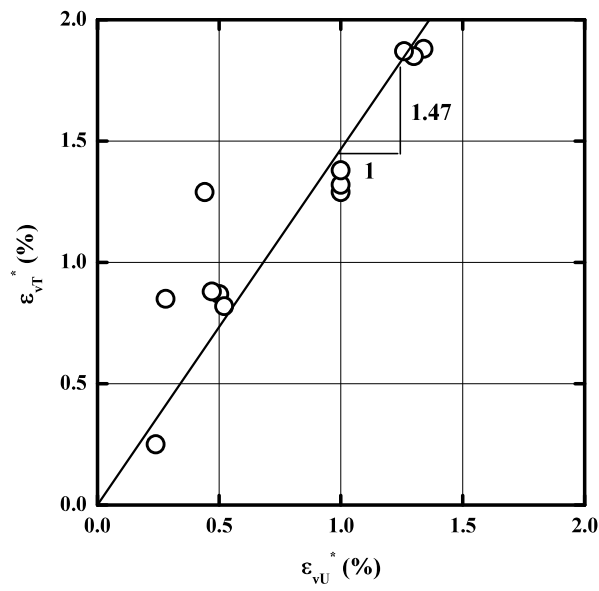


Figure 3.4.7. Comparison between ultimate volumetric strains resulting from isotropic and one-dimensional consolidations

3.4.5 遅延載荷時間が非排水せん断強度に及ぼす影響

この項では遅延載荷時間 ΔT が非排水せん断強度に及ぼす影響について述べる。前述したように、遅延載荷時間 ΔT は安定処理土に拘束圧を作用させるまでの放置時間といえ、その間に安定処理土においてはセメンテーションが発達している。山本ら⁴⁾によって、一次元圧密状態において遅延載荷時間 ΔT の増加に伴って上載圧による体積変化量は減少し、その後に実施した一軸圧縮試験では一軸圧縮強さ q_u が減少する傾向が明らかにされている。しかしながら、前述のように、この結果は三軸圧縮試験における等方圧密のもとで正しいか否かは検証されていない。このことはセメンテーションが発達してから拘束圧を作用させても処理土供試体に有意な密度変化が生じず、強度増加に寄与しないことを意味している。Figure 3.4.8 に圧密過程における最終体積ひずみ ε_{vT}^* 、 ε_{vU}^* と ΔT の関係を示している。また、Figure 3.4.9(a)、(b) にそれぞれ ΔT が異なる場合の応力とひずみ曲線、ピーク強度 q_{max} と ΔT の関係を示している。最終体積ひずみは遅延載荷時間の増加に対して減少している。また、 q_{max} も ΔT の増加に対して減少し、最終的には体積変化を生じない大気圧下で養生された処理土供試体の値に漸近する。今回の結果から、等方圧密状態においても、供試体に拘束圧を作用させるまでの時間が長くなると非排水せん断強度は増加しないことがわかった。すなわち、安定処理後に供試体に圧密圧力を作用させるまでの時間が長くなると圧密圧力を作用させても供試体には密度増加が生じず、その後の非排水せん断強さの増加は生じない。したがって、その場合には安定処理土の非排水せん断強度を過小評価している可能性が高いと考えられる。

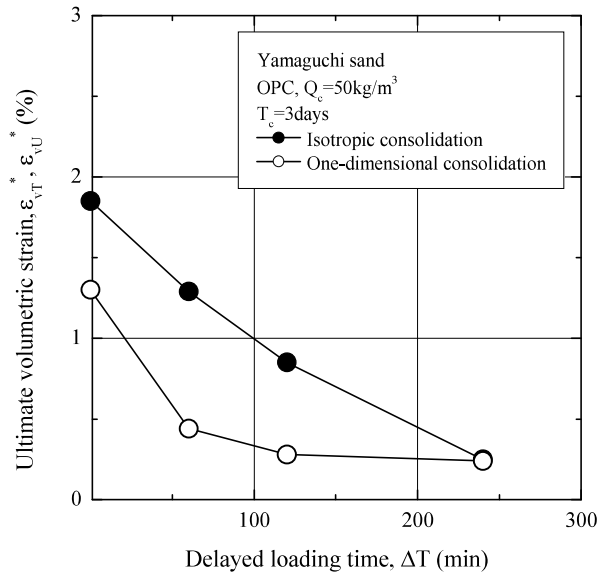


Figure 3.4.8. Change of ultimate volumetric strain with the lapse of delayed loading time under isotropic and one-dimensional consolidations

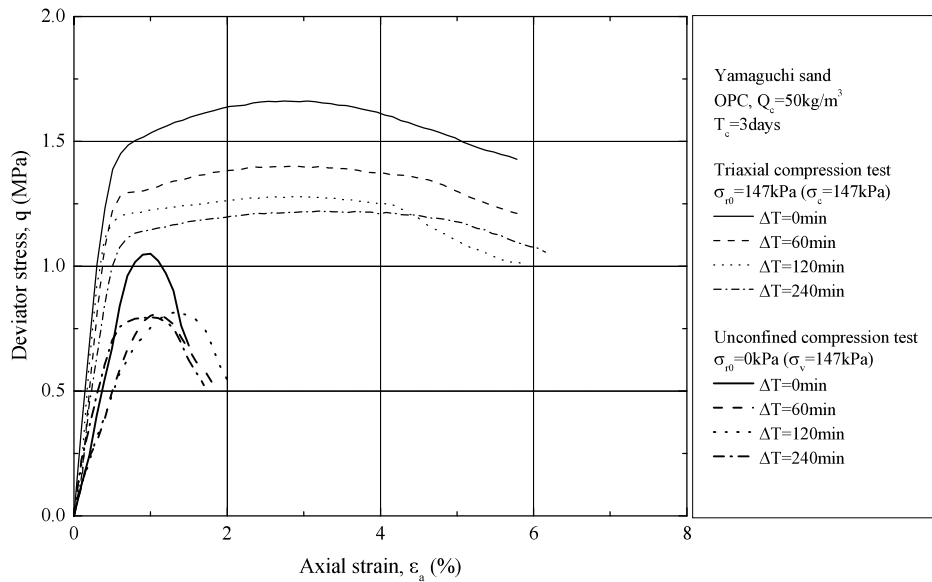


Figure 3.4.9(a). Unconfined and triaxial compression behaviors of cement-treated soil under different delayed loading time

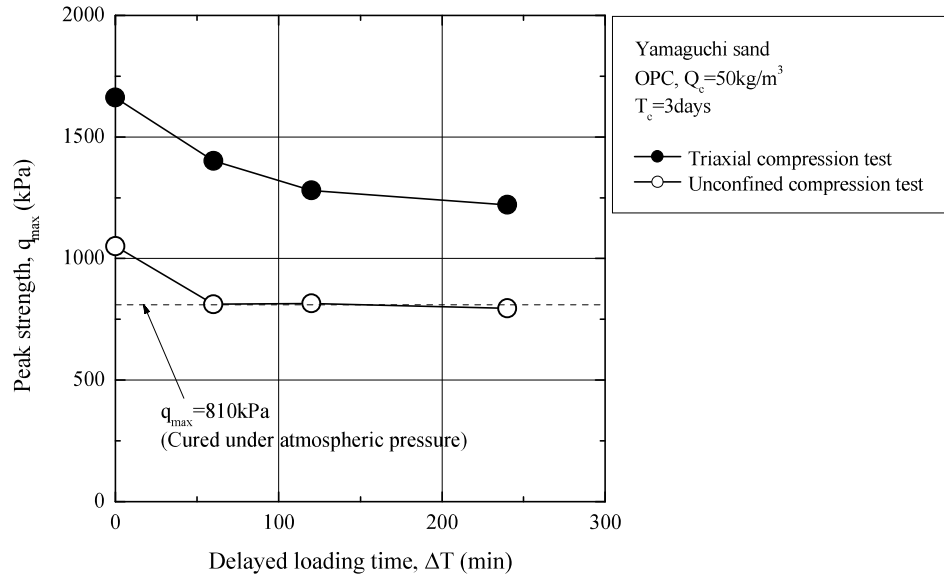


Figure 3.4.9(b). Relationships between peak strength and delayed loading time

3.4.6 養生時の圧密応力が残留強度に及ぼす影響

前述したように、硬質地盤の安定では脆性破壊を考慮してピーク強度よりも残留強度の評価が重要となる。Figure 3.4.10 に残留強度 q_{res} と圧密圧力 σ_{r0} の関係を示す。ここで、本文における q_{res} は安定処理土など硬質地盤材料における脆性破壊後の強度評価を目的として、前述したせん断試験打ち切り時の軸差応力の値と定義した。Figure 3.4.3 より、三軸圧縮試験のせん断終了時の q_{res} は q_{max} の 80%程度残留していることがわかる。各 T_c において、 σ_{r0} が高いものほど、 q_{res} は大きくなる。また、 q_{res} は、 σ_{r0} の大きさによらず、 T_c の増加に対して大きくなる。このことから、養生時の圧密の影響が残留時のせん断強さにおいても発現しているといえる。Figure 3.4.3 において一軸圧縮試験における残留時の q には養生時の圧密応力に違いが明瞭に見られなかったが、これは拘束圧が作用していなかったためと考えられる。拘束圧の作用下では残留時においてもある程度のせん断強さを残していることが確認された。

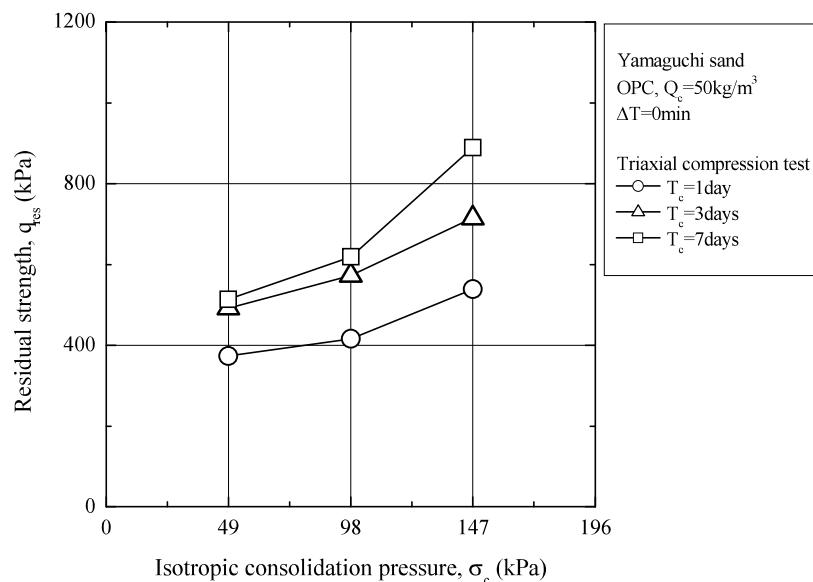


Figure 3.4.10. Relationships between residual strength and isotropic consolidation pressure in the case of different curing times

3.5 結論

本章では、一次元圧密および等方圧密した安定処理土に対してそれぞれ一軸圧縮試験および圧密非排水三軸試験を実施し、その試験結果にもとづいて、安定処理土において養生中の圧密応力状態の違いが圧密および非排水せん断特性に及ぼす影響を調べた。また、三軸圧縮試験において処理土供試体に等方圧密応力を作用させる時間を変化させた場合の安定処理土の圧密および非排水せん断特性に及ぼす影響について調査した。本章で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 等方圧密状態で養生した処理土供試体の非排水せん断強さは一次元圧密と同様に、圧密圧力の増加に伴い増加する。
- 2) 圧密に伴う非排水せん断強さの増加率は等方圧密状態と一次元圧密状態では異なる。養生時間が 1～7 days の範囲では、等方圧密状態の強度増加率の方が一次元圧密状態のそれよりも大きい。
- 3) 安定処理土の圧密過程における体積変化量は供試体の応力状態に依存し、等方圧密状態での体積変化量は一次元圧密状態のその約 1.5 倍となった。また、非排水せん断強さも同様の傾向が認められた。この理由として、圧密時の応力状態の違いが圧密量と非排水せん断強さの比率に同程度の影響を及ぼしているといえる。
- 4) 拘束圧を載荷するまでの時間が遅れると、圧密時の体積変化量は減少する。このことは圧密過程の応力状態によらない。また、拘束圧の載荷の遅延に伴い、三軸圧縮試験による非排水せん断強さは一軸圧縮試験によるそれと同様に減少し、最終的に無拘束圧状態で養生された処理土供試体の値に漸近する。
- 5) 上記のことから、原位置に近い応力状態で試験をしても安定処理後から供試体を圧密するまでの時間によっては非排水せん断強さを過小評価している可能性がある。
- 6) 残留時のせん断強さが養生時の圧密圧力の影響を受けており、養生時の圧密圧力が大きいものほど残留強さが大きくなる。

[第3章の参考文献]

- 1) 小林 晃, 龍岡文夫: 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-, 東京大学生産研究, Vol. 34, No. 8, pp. 23-26, 1982. 8.
- 2) 小林 晃, 龍岡文夫: 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-長期加圧養生の影響-, 東京大学生産研究, Vol. 34, No. 11, pp. 32-35, 1982. 11.
- 3) Consoli, N.C., Rotta, G.V. and Prietto, P.D.M.: Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils, *Geotechnique*, Vol. 50, No.1, pp. 99-105, 2000.
- 4) Consoli, N. C., Rotta, G. V. and Prietto, P. D. M.: Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress, *Geotechnique*, Vol. 56, No.1, 69-72, 2006.
- 5) Dalla Rosa, F., Consoli, N. C., and Baudet, B. A.: An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress, *Geotechnique*, Vol. 58, No.8, 675-679, 2008.
- 6) Yamamoto, T., Suzuki, M., Okabayashi, S., Fujino, H., Taguchi, T. and Fujimoto, T.: Strength and deformation characteristics of cement-stabilized soil cured under an overburden pressure, *Proc. of 4th International Conference on Ground Improvement Techniques*, 2, pp.761-766, 2002. 3.
- 7) 山本哲朗, 鈴木素之, 岡林茂生, 藤野秀利, 田口岳志, 藤本哲生: 上載圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性, *土木学会論文集*, No. 701/Ⅲ-58, pp. 387-399, 2002. 3.
- 8) Ghee, C. K., Hou, L. F. and Dasari, G. R.: Effects of curing stress on mechanical properties of cement treated soft marine clay, *Proc. of Engineering practice and performance of soft deposits*, 217-222, 2004. 6.
- 9) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, 2009. 11.

第4章 セメント安定処理土の圧密による強度発現メカニズム

4.1 序説

モールド型圧密養生装置を用いて一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度は、圧密による密度増加とセメント水和反応によるセメンテーションの発達といった2つの要因により発現されることが既往の研究(山本ら¹⁾、鈴木ら²⁾、田口³⁾)により明らかにされている。

本章では、モールド型圧密養生装置を用いて一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮試験の試験中の各段階における状態量について、水和反応を考慮した安定処理土モデルにより間隙比を算出し、間隙比の変化の観点からセメント安定処理土の圧密に伴う強度発現メカニズムについて調査した結果を述べる。

4.2 拘束圧下で発達するセメンテーションの定性および定量評価

これまでに述べたように，拘束圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度は圧密による密度増加に起因した強度増加とセメント水和反応によるセメンテーションの発達に起因した強度増加により大気圧下で養生されたものと比較して大きな強度を発現する．

本節では，次節で提案する水和反応を考慮したセメント安定処理土モデルの前提条件として，一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮試験の試験中に生じる圧密による密度増加に起因した間隙比変化とセメンテーションの発達に起因した間隙比変化を分離して評価することの妥当性を示すために，セメント水和物生成量に及ぼす拘束圧の影響について調べた結果を示す．

4.2.1 試験方法

(1) 土試料および安定材

本試験で用いた土試料はカオリンであり，その物理特性および粒径加積曲線は第 2 章 2.2.1 で記載したものと同様である，また，安定材は一般軟弱土用固化材を用いた．固化材の成分は SiO_2 : 15~25 %， Al_2O_3 : 3.5 %以上， CaO : 40~70 %， SO_3 : 4.0 %以上である．

(2) 供試体の作製および微細構造評価試験

一次元圧密条件下で養生した安定処理土の微細構造特性を調べるために，0~147 kPa の範囲の上載圧下で養生した処理土に対してエックス線回折試験ならびに強熱減量試験を実施し，エックス線回折試験によるセメント水和物の同定および強熱減量試験によるセメント水和物の定量評価をそれぞれ実施した．Table 4.2.1 に，試験における土試料の初期含水比 w_0 ，初期湿潤密度 ρ_{t0} ，養生時間 T_c ，固化材添加量 Q_c （湿潤土の単位体積中の固化材質量），上載圧 σ_v および供試体作製上の留意点を示す．また，Table 4.2.2 に強熱減量試験の結果として強熱減量 L_i を示す．

Table 4.2.1. Test case for evaluation of microstructure of cement stabilized soil affected by overburden pressure during curing process

Type of test	Name of soil sample	Initial water content w_0 (%)	Initial wet density ρ_{10} (g/cm ³)	Curing time T_c (days)	Content of cementing agent Q_c (kg/m ³)	Consolidation pressure σ_v (kPa)
X ray diffraction test	Kaolin	70	1.544	28	150	0
						49
						98
						147
Ignition loss test	Kaolin	70	1.544	7	50	0
				14		49
				28	50	98
						100
					150	0
						49

Table 4.2.2. Test results of ignition loss test

Name of soil sample	Initial water content w_0 (%)	Curing time T_c (days)	Content of cementing agent Q_c (kg/m ³)	Consolidation pressure σ_v (kPa)	Ignition loss L_i (%)
Kaolin	70	7	50	0	0.483
				49	0.456
				98	0.485
				147	0.435
		14	50	0	0.762
				49	0.766
				98	0.787
				147	0.610
		28	50	0	0.904
				49	0.889
				98	0.810
				147	0.930
			100	0	2.003
				49	2.100
				98	2.261
				147	2.223
			150	0	2.873
				49	2.908
				98	2.839
				147	2.813

a) 処理土供試体の作製

Table 4.2.1 に示す w_0 に調整した土試料に安定材を添加し，5 分間ミキサーで機械攪拌した．処理土試料を周面摩擦軽減のためにシリコングリースを塗布した圧密容器(直径 3 cm，高さ 8 cm)に投入し，気泡を除去するために軽く打撃を与えた後，三連式小型圧密養生装置に設置した．設置後，直ちに上載圧を載荷し，約 10 秒間で所定の値になるよう調整した．上載圧 σ_v は 0，49，98，147 kPa の 4 通りとし，供試体の排水条件は上下端面における両面排水である．圧密に伴う沈下量はダイヤルゲージを用いて測定した．養生時間 T_c は 7，14，28 days の 3 通りとし，恒温条件下(温度 20 °C)で養生し，所定時間の経過後に観察用試料を供試体中央部から採取した．

b) エックス線回折試験によるセメント水和物の同定

28 日間の養生時間を経過した時点での処理土供試体のセメント水和物を同定するためには，エックス線回折試験に用いる試料のセメント水和反応をその時点で停止させる必要がある．また，珪酸カルシウム水和物やアルミン酸カルシウム水和物等のセメント水和物は 110°C 炉乾燥によって，結晶水のほとんどが離脱し，基本的な結晶構造が破壊される．そこで，本試料の作製はアセトンおよびアスピレーターを用いる乾燥法⁵⁾を採用した．まず，処理土試料を蒸発皿内でアセトンに浸し，その状態でアスピレーターを用いて真空吸引した．その後，アセトンを除去し，さらにアスピレーターを用いて 12 時間真空吸引した．次に，このように作製した乾燥試料を乳鉢で細かく粉砕し，エックス線用プレパラートに盛り，カッターナイフの刃で表面を平滑に仕上げ，エックス線回折試験装置にセットした．装置の使用条件はスキャンスピード 4° /min，スキャンステップ 0.02° ，走査軸 $2\theta / \theta$ ，走査範囲 3~70° である．

c) 強熱減量試験によるセメント水和物の定量評価

セメント安定処理土の水和物生成量の定量評価では土の強熱減量試験(JIS A 1226)⁶⁾

が実施されるケースがある。岡林ら⁷⁾は 750℃における強熱減量 L_i を用いて処理土中の珪酸カルシウム水和物および水酸化カルシウムの生成状態を検討し、適切な方法で供試体の水分を除去すれば L_i はセメンテーションの発達を示す指標となると述べている。本研究では、セメント水和物生成量の目安として L_i を取り上げ、前述した条件で養生した処理土供試体に対して強熱減量試験を実施した。実験では、事前に 110℃ 炉乾燥した試料を 750℃ で 1 時間加熱した後、デシケーター内で室温になるまで放置し、試料の質量を測定した。この質量が一定になるまで、この工程を繰り返した。また、未処理土の強熱減量試験も併せて実施し、結果の整理において本来有する有機物や吸着水などの強熱減量を控除した。なお、強熱減量試験前に試料を 110℃ 炉乾燥すると、熱的に不安定なエトリングイトなどが消失して水和物生成量が過小評価される懸念がある。この点を検証するために、デシケーター内で塩化リチウム飽和溶液(相対湿度 11%)による試料の乾燥を 4 カ月間実施し⁸⁾、110℃ 炉乾燥した試料と強熱減量を比較した結果、110℃ 炉乾燥した試料の強熱減量は塩化リチウム飽和溶液により乾燥した試料のそれよりも一律約 0.5 % 低くなる傾向を示した。これより、両方法による測定値の差が明らかになったので、今回は試験の容易な 110℃ 炉乾燥による試料の乾燥方法を採用した。

4.2.2 セメンテーションの発達に及ぼす拘束圧の影響

(1) 拘束圧下で発達するセメンテーションの定性評価

処理土に対するエックス線回折試験結果に基づいて、セメント水和物の生成に及ぼす養生時上載圧の影響を検討した。Figure. 4.2.1 に、安定材添加量 Q_c が異なる場合におけるカオリンのエックス線回折図を示す。処理土 ($Q_c=50, 100, 150 \text{ kg/m}^3$) のエックス線回折パターンは未処理土 ($Q_c=0 \text{ kg/m}^3$) のそれと比べて上方に位置している。エトリンタイトの存在を示す $2\theta=15.7^\circ$ 近傍においてエックス線回折強度のピークが明瞭にみられ、 Q_c が多いほどピークも高くなる。Figure. 4.2.2 に、上載圧 σ_v が異なる場合のエックス線回折図を示す。エックス線回折パターンには σ_v による違いは明瞭にみられない。また、 $2\theta=15.7^\circ$ 近傍のエックス線回折強度のピークにも σ_v による違いは明瞭に認められない。

以上の結果から、セメント水和物の生成は養生時 σ_v の影響は受けていないものと考えられる。

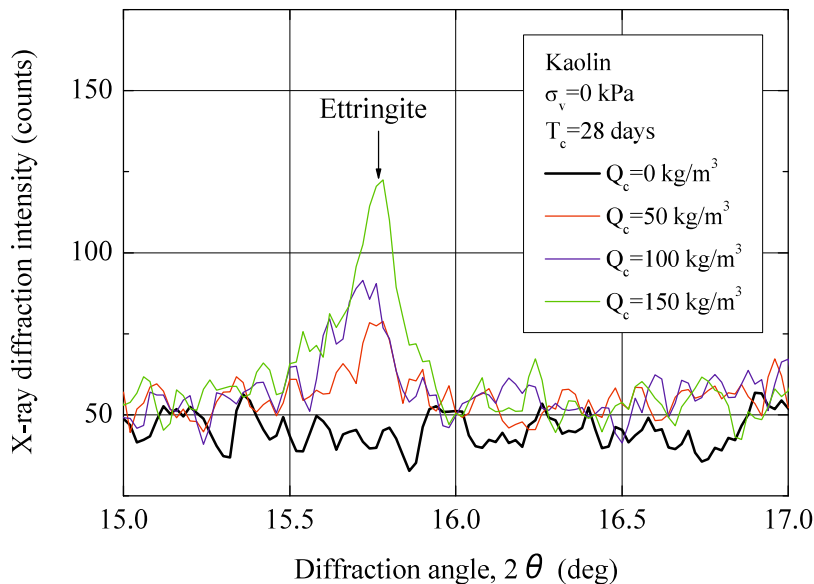


Figure.4.2.1 X-ray diffraction diagram under different content of cementing agent

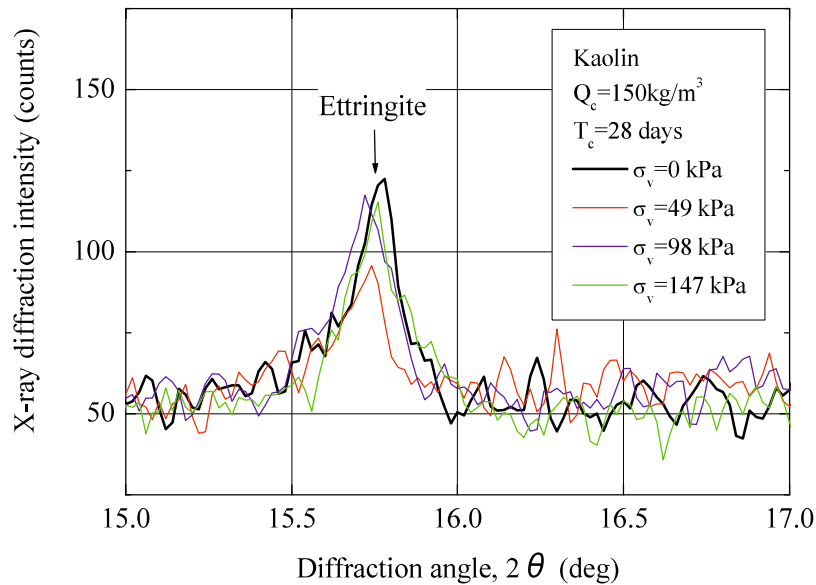


Figure.4.2.2 X-ray diffraction diagram under consolidation pressure

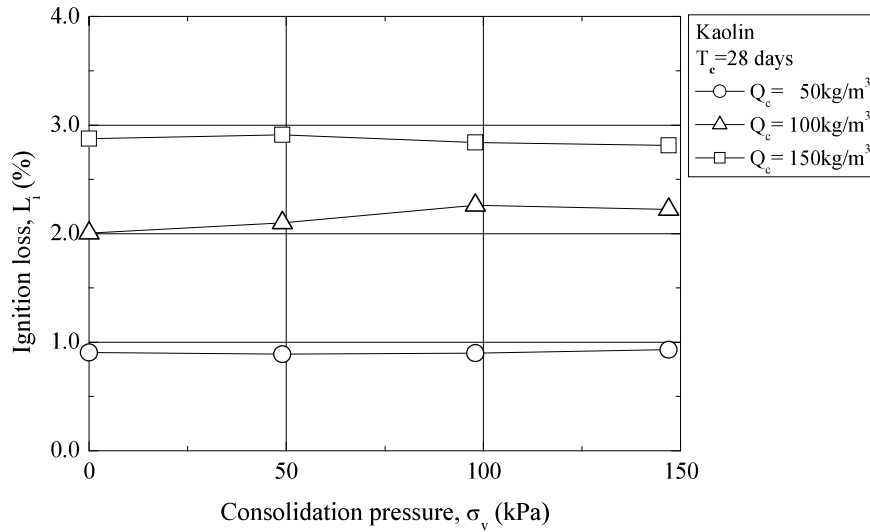
(2) 拘束圧下で発達するセメンテーションの定量評価

強熱減量試験の結果に基づいて、セメント水和物生成量に及ぼす養生時上載圧の影響を検討した。Figure. 4. 2. 3(a)および(b)にそれぞれ Q_c および T_c が異なる場合の L_i と σ_v の関係を示す。なお、前述したように処理土の結果から未処理土が本来有する有機物や吸着水などの強熱減量を控除している。同図(a)より、いずれの Q_c においても σ_v の増加に対して L_i はほぼ一定である。また、 Q_c が大きいほど、 L_i の値は大きくなっている。同図(b)より、いずれの T_c においても σ_v の増加に対して L_i はほぼ一定である。また、 T_c が大きいほど、 L_i の値は大きくなっている。 Q_c および T_c の増加に伴って L_i が増加していることから、 L_i はセメンテーションの発達すなわち水和物生成量の増加を反映したものとみなすことができる。

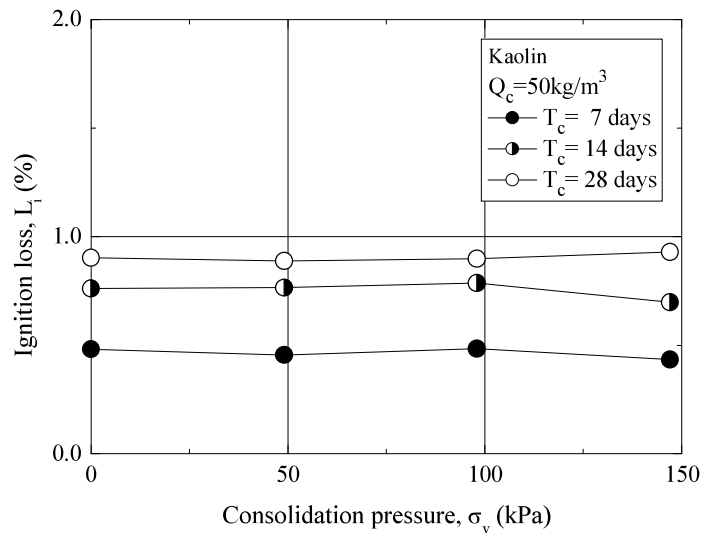
以上の結果から、今回の実験条件に限れば、セメント水和物の生成は養生時上載圧の大きさとは無関係である。

したがって、前述したエックス線回折結果および強熱減量試験結果からセメント安定処

理土を拘束圧下で養生した場合のセメント水和物生成量は拘束圧の影響を受けないと判断されるため、後続のセメント水和反応を考慮したセメント安定処理土モデルでは密度増加に起因した間隙比変化とセメンテーションの発達に起因した間隙比変化を分離して評価することとする。



(a) In the case of different of content of cementing agent



(b) In the case of different of curing time

Figure4.2.3 Relationship ignition loss and consolidation pressure

4.3 水和反応を考慮したセメント安定処理土モデルの提案

4.3.1 水和反応を考慮したセメント安定処理土モデル

拘束圧下で養生したセメント安定処理土の強度・変形特性を評価する際に間隙比に着目した研究はこれまでもみられるが(例えば, 文献 9)~12)), セメント水和反応を考慮した間隙比の算出方法は必ずしも確立されていない。

本項では, Figure 4.3.1(a)~(d)に模式的に示すように, 一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮試験の試験中の各段階(圧密前の未処理土, 処理土の初期状態, 圧密終了時, 養生終了時)における状態量を土粒子, 水, 空気, 安定材の4相によりモデル化し, セメント水和反応を考慮した間隙比を算出した。なお, 図中の各相の割合は実際の配合を表したものではないことをここに注記する。また, 以下に示すパラメータの単位として長さに cm, 質量に g を用いている。

(1) 圧密前の未処理土の状態量

Figure 4.3.1(a)に示す圧密前の未処理土は, ノギス法⁶⁾により湿潤密度を決定した段階すなわち安定材を添加する前段階の原土試料をモデル化したものである。土試料の湿潤密度および含水比をそれぞれ ρ_t , w_0 とすると, モールド(直径: d_0 , 高さ: H_0 , 体積: V_0)を用いて ρ_t を決定した段階(質量 m_0)において土試料に含まれる土粒子および水の質量 m_{s0} および m_{w0} はそれぞれ次の式(4.3.2)および(4.3.3)のように表される。

$$w_0 = \frac{m_{w0}}{m_{s0}} \cdot 100 = \frac{m_0 - m_{s0}}{m_{s0}} \cdot 100 \quad (4.3.1)$$

$$m_{s0} = \frac{m_0}{\left(1 + \frac{w_0}{100}\right)} \quad (4.3.2)$$

$$m_{w0} = m_0 - m_{s0} \quad (4.3.3)$$

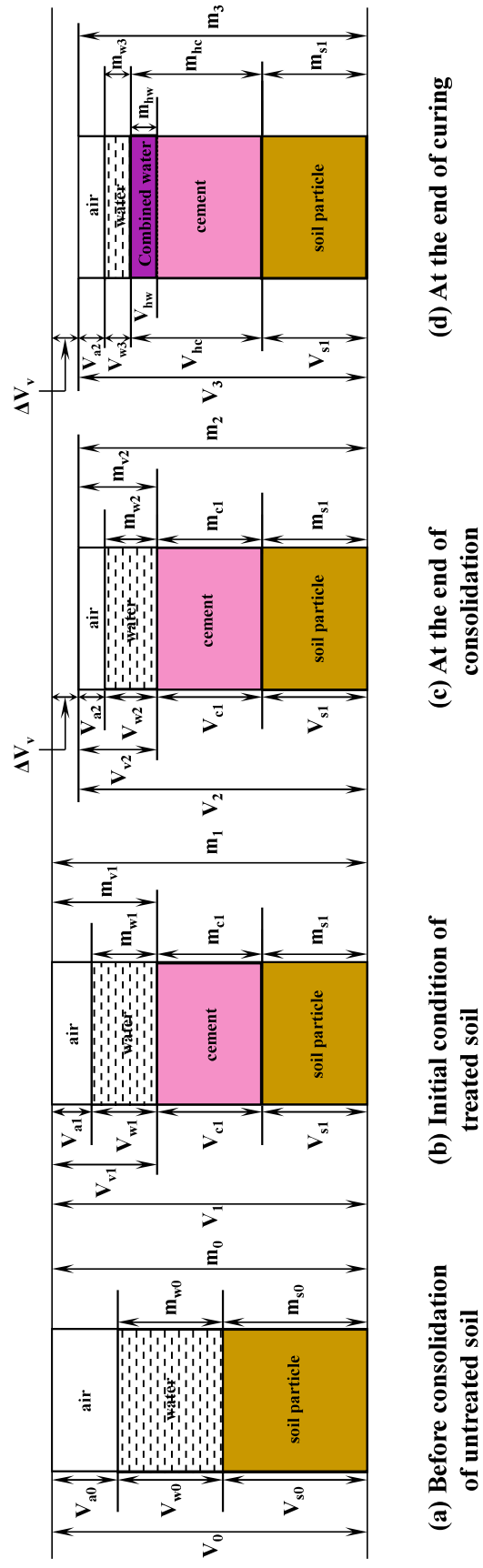


Figure 4.3.1. Model of Cement stabilized soil (Schematic diagram)

土粒子密度および水の単位体積重量をそれぞれ ρ_s および ρ_w とおくと、土粒子、水および空気の体積 V_{s0} , V_{w0} および V_{a0} はそれぞれ次の式(4.3.4)～(4.3.6)のように表される。

$$V_{s0} = \frac{m_{s0}}{\rho_s} \quad (4.3.4)$$

$$V_{w0} = \frac{m_{w0}}{\rho_w} \quad (4.3.5)$$

$$V_{a0} = V_0 - (V_{s0} + V_{w0}) \quad (4.3.6)$$

ここで、土試料の飽和度 S_r (%) は、土粒子の比重および間隙比をそれぞれ G_s , e_0 とすると次の式(4.3.7)のように表される。

$$S_r = \frac{G_s \cdot w_0}{e_0} = \frac{\rho_s \cdot w_0}{V_{v0} / V_{s0}} = \frac{\rho_s \cdot w_0 \cdot V_{s0}}{V_{v0}} \quad (4.3.7)$$

$S_r=100$ % の場合、土試料は飽和状態 ($V_{a0}=0$) であり、土試料は土粒子と水の二相構造になる。

(2) 処理土の初期状態の状態量

Figure 4.3.1(b) に示す処理土の初期状態は、土試料を安定処理後、モールド型圧密養生装置に設置し、圧密を開始する直前の時点をモデル化したものである。Figure 4.3.1(a) に示した土試料に密度 ρ_c の安定材を Q_c (kg/m³) 添加する場合、必要な安定材の質量 m_{c0} および体積 V_{c0} は、次の式(4.3.8)および(4.3.9)のように表される。

$$m_{c0} = \frac{Q_c \cdot V_0}{10^3} \quad (4.3.8)$$

$$V_{c0} = \frac{m_{c0}}{\rho_c} \quad (4.3.9)$$

この段階における安定処理土を構成する土粒子、安定材(セメント)、水、空気の体積 V_{s1} , V_{c1} , V_{w1} , V_{a1} とその質量 m_{s1} , m_{c1} , m_{w1} は次の式(4.3.10)～(4.3.16)のように表され

る.

$$V_{s1} = \frac{V_0}{V_0 + V_{c0}} \cdot V_{s0} \quad (4.3.10)$$

$$m_{s1} = \rho_s \cdot V_{s1} \quad (4.3.11)$$

$$V_{c1} = \frac{V_0}{V_0 + V_{c0}} \cdot V_{c0} \quad (4.3.12)$$

$$m_{c1} = \rho_c \cdot V_{c1} \quad (4.3.13)$$

$$V_{w1} = \frac{V_0}{V_0 + V_{c0}} \cdot V_{w0} \quad (4.3.14)$$

$$m_{w1} = \rho_w \cdot V_{w1} \quad (4.3.15)$$

$$V_{a1} = \frac{V_0}{V_0 + V_{c0}} \cdot V_{a0} \quad (4.3.16)$$

したがって、安定処理土の質量 m_1 、体積 V_1 、含水比 w_1 および間隙比 e_1 は次の式(4.3.17)～(4.3.20)のように表される.

$$m_1 = m_{s1} + m_{c1} + m_{w1} \quad (4.3.17)$$

$$V_1 = V_{s1} + V_{c1} + V_{w1} + V_{a1} \quad (4.3.18)$$

$$w_1 = \frac{m_{w1}}{m_{s1} + m_{c1}} \cdot 100 \quad (4.3.19)$$

$$e_1 = \frac{V_{w1} + V_{a1}}{V_{s1} + V_{c1}} = \frac{V_{v1}}{V_{v1} + V_{c1}} \quad (4.3.20)$$

この初期段階から圧密による排水(排気)と安定材の水和反応が同時進行することにより、安定処理土の各状態量に変化が生じると考える。本モデルでは前述したようにセメント水和物生成量は拘束圧の影響を受けないことを確認したことから、状態変化を簡単に表すために圧密による状態量変化を検討した後、水和反応による状態量の変化を検討する。

(3) 圧密終了時の状態量

Figure 4.3.1(c)に示す圧密終了時は、モールド型圧密養生装置を用いて安定処理土を圧密したとき、Figure 4.3.2に示すように沈下ひずみ ε_v が対数表示の時間に対して一定値となる状態をモデル化したものである。Figure 4.3.1(b)に示した初期状態の処理土を圧密することで間隙を構成する水と空気が排出され、体積変化 ΔV_v が生じる。この ΔV_v は圧密中に測定した沈下量を $\Delta H(1/100\text{mm})$ とすると、次の式(4.3.21)のように表される。

$$\Delta V_v = \left(\frac{d_0}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{\Delta H}{10^3} \quad (4.3.21)$$

これより、この時点の間隙の体積 V_{v2} は次の式(5.2.22)のように表される。

$$V_{v2} = V_{v1} - \Delta V_v \quad (4.3.22)$$

ここで、 V_{v2} に含まれる水と空気の体積比 (V_{a2}/V_{w2}) が初期段階の体積比 (V_{a1}/V_{w1}) と等しいと仮定すると、 V_{v2} に含まれる水と空気の体積 V_{w2} , V_{a2} および質量 m_{w2} は次の式(4.3.23)～(4.3.27)のように表される。

$$\frac{V_{a1}}{V_{w1}} = \frac{V_{a2}}{V_{w2}} = \text{const} \quad (4.3.23)$$

$$\frac{V_{a1}}{V_{w1}} = \frac{V_{v2} - V_{w2}}{V_{w2}} \quad (4.3.24)$$

$$V_{w2} = \frac{V_{w1} \cdot V_{v2}}{V_{w1} + V_{a1}} \quad (4.3.25)$$

$$m_{w2} = \rho_w \cdot V_{w2} \quad (4.3.26)$$

$$V_{a2} = V_{v2} - V_{w2} \quad (4.3.27)$$

したがって、圧密終了時の安定処理土の質量 m_2 , 体積 V_2 , 含水比 w_2 , 間隙比 e_2 は次の式(4.3.28)～(4.3.31)のように表される。

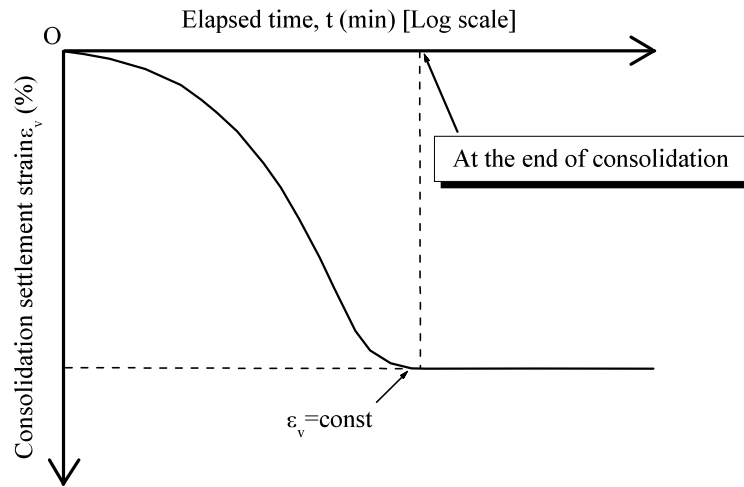


Figure 4.3.2. Definition of the end of consolidation (Schematic diagram)

$$m_2 = m_{s1} + m_{c1} + m_{w2} \quad (4.3.28)$$

$$V_2 = V_{s1} + V_{c1} + V_{w2} + V_{a2} \quad (4.3.29)$$

$$w_2 = \frac{m_{w2}}{m_{s1} + m_{c1}} \cdot 100 \quad (4.3.30)$$

$$e_2 = \frac{V_{w2} + V_{a2}}{V_{s1} + V_{c1}} = \frac{V_{v2}}{V_{s1} + V_{c1}} \quad (4.3.31)$$

なお、この時点における w_2 と拘束圧下で養生したセメント安定処理土の実測の含水比 w_c の差分がセメント水和反応による水和物生成量に相当する。

(4) 養生終了時の状態量

Figure 4.3.1(d) に示す養生終了時は所定の養生時間が経過した段階の安定処理土をモデル化したものである。前述したように、安定材の水和反応によって安定処理土の各状態量に変化が生じる。Figure 4.3.1(b) に示したように、初期状態における安定処理土の構造は土粒子、安定材(セメント)、水、空気の4相構造であるが、養生終了時の安定材と水の水和反応に伴い、Figure 4.3.1(d) に示すような土粒子、セメント水和体(セメ

ント+結合水), 水, 空気に変化すると考える. このセメント水和体中の結合水とは水和反応によって安定材と結合した水を意味する. Figure 4.3.3(文献 13)より抜粋)に示すように, 温度が異なる条件下で水和反応によって普通ポルトランドセメント(OPC)と結合する水の質量比 r_m (水の質量/セメントの質量)が時間の経過に伴い増加することが報告されている. この結果を再整理して, 本試験の養生温度 20 °Cにおける養生時間 T_c (days)と r_m の関係を推定すると次の式(4.3.32)のように表される.

$$r_m = -1.40 \log T_c^2 + 6.475 \log T_c + 7.539 \quad (4.3.32)$$

したがって, 養生時間 $T_c=3, 7, 14, 28, 56, 91$ days における r_m はそれぞれ 0.10, 0.12, 0.13, 0.14, 0.15, 0.15 となり, 結合水の単位体積重量を ρ_{hw} ($=\rho_w$) とすると, 結合水の質量 m_{hw} および体積 V_{hw} は次の式(4.3.33)および(4.3.34)のように表される.

$$m_{hw} = r_m \cdot m_{c1} \quad (4.3.33)$$

$$V_{hw} = \frac{m_{hw}}{\rho_{hw}} = \frac{m_{hw}}{\rho_w} \quad (4.3.34)$$

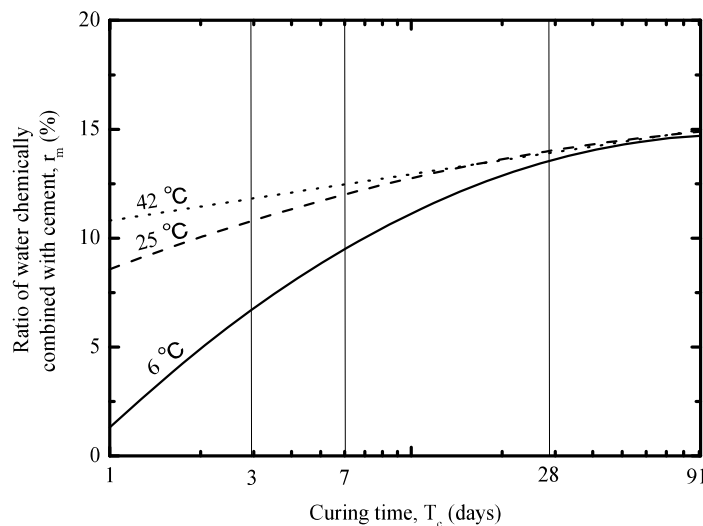


Figure 4.3.3. Relationship between ratio of water mass chemically combined with cement mass and curing time^{13), 14)}

また、セメント水和体の質量 m_{hc} と体積 V_{hc} は次の式(4.3.35)および(4.3.36)のように表される。

$$m_{hc} = m_{c1} + m_{hw} \quad (4.3.35)$$

$$V_{hc} = V_{c1} + V_{hw} \quad (4.3.36)$$

他方、安定材と結合せずに間隙に残存する水の質量 m_{w3} および体積 V_{w3} は次の式(4.3.37)および(4.3.38)のように表される。

$$m_{w3} = m_{w2} - m_{hw} \quad (4.3.37)$$

$$V_{w3} = V_{w2} - V_{hw} \quad (4.3.38)$$

したがって、養生終了時における安定処理土の質量 m_3 、体積 V_3 、含水比 w_3 、間隙比 e_3 は次の式(4.3.39)～(4.3.42)のように表される。

$$m_3 = m_{s1} + m_{hc} + m_{w3} \quad (4.3.39)$$

$$V_3 = V_{s1} + V_{hc} + V_{w3} + V_{a2} \quad (4.3.40)$$

$$w_3 = \frac{m_{w3}}{m_{s1} + m_{hc}} \cdot 100 \quad (4.3.41)$$

$$e_3 = \frac{V_{w3} + V_{a2}}{V_{s1} + V_{hc}} \quad (4.3.42)$$

次節において、この間隙比 e_3 を用いて安定処理土の圧密による強度発現について考察する。

4.3.2 一次元圧密特性および非排水せん断特性

本項では、前項の安定処理土モデルから導入した間隙比の観点から、安定処理土の一次元圧密特性および非排水せん断特性を検討する。

Figure 4.3.4 に、代表堤な沈下ひずみ ε_v と対数表示の経過時間 t の関係を示す。安定処理土に上載圧 σ_v を載荷することで ε_v が生じ、ある一定の時間(図に示すカオリン粘土では安定材の凝結開始時間である $t=100$ min 程度¹⁵⁾ でほぼ一定値となる。初期段階の間隙比 e_1 は圧密終了時(厳密には ε_v =一定)の e_2 に減少し、最終的に水和反応を考慮した養生終了時の間隙比 e_3 へと変化する。この e_3 と σ_v の実測値に対して、縦軸を e_3 に横軸を対数表示の σ_v にした関係を Figure 4.3.5 に示す。この図では、安定材の水和反応を考慮した間隙比 e_3 を用いることで圧密と水和反応の両者による間隙比の変化を同一図面で考察することが可能である。また、段階載荷による圧密試験⁶⁾における間隙比 e と圧密応力 p の関係($e \sim \log p$ 関係)とは異なり、初期状態の安定処理土に異なる σ_v を単一載荷しており、各(e_3, σ_v)は異なる応力履歴を受けていない点に注意を要する。ここで、横軸を対数表示としているため、大気圧下養生($\sigma_v=0$ kPa)の結果をプロットすることができない。そこで、飽和した安定処理土の供試体(高さ: $H_0=10$ cm, 湿潤密度: $\rho_t=2.0$ g/cm³, 水中単位体積重量: $\gamma'=1.0$ kg/cm³)の中央部に作用する有効応力 σ' は次の式(4.3.43)のように表される。

$$\sigma' = (\rho_t - \rho') \cdot \frac{H_0}{2} = 0.5 \div 1 \text{ kPa} \quad (4.3.43)$$

すなわち、大気圧下養生時の有効上載圧は $\sigma_v=1$ kPa であると考えられる。この図から、 σ_v の増加に伴い e_3 が減少することがわかる。ここで、 $\sigma_v=49 \sim 147$ kPa の間にみられる σ_v と $\log e_3$ の直線関係の勾配を次の式(4.3.44)のような圧縮指数 C_c' と定義して、同一の安定材添加量あるいは養生時間における上載圧の荷重増分に対する間隙比の変化(減少)量を表す指標として用いる。

$$C_c' = \frac{e_{31} - e_{32}}{\log(\sigma_2 / \sigma_1)} \quad (4.3.44)$$

ただし、安定処理土は安定材添加量が増加することで圧密特性が変化する(例えば、安定材添加量の増加とともに圧密降伏応力が増加する¹⁰⁾ことから、安定処理土の圧縮指数を決定するにはより広範な領域で σ_v を変化させる必要がある。

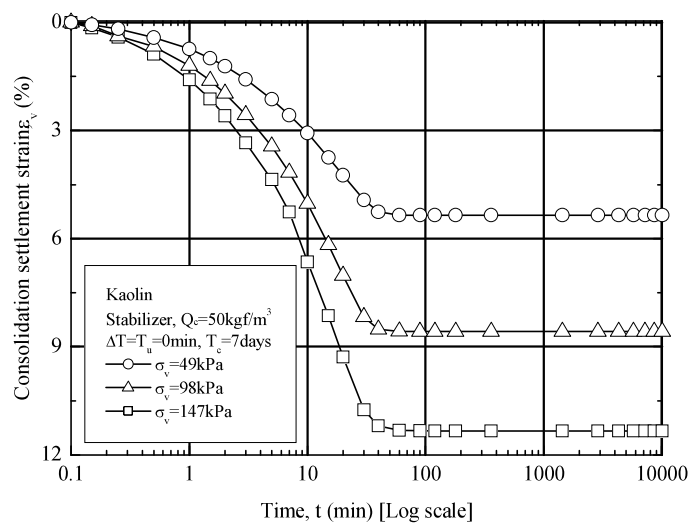


Figure 4.3.4. Typical consolidation behaviors of cement stabilized soil

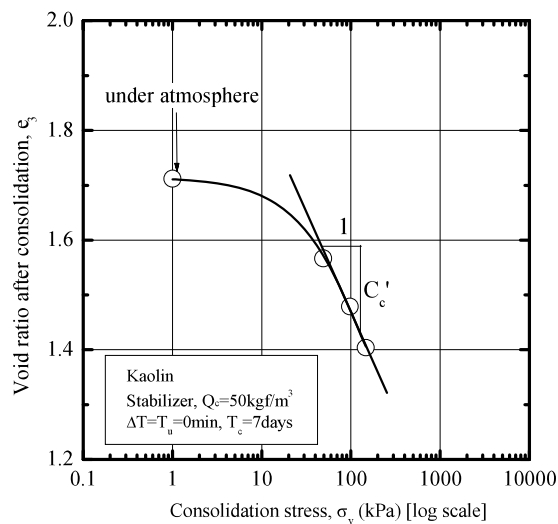


Figure 4.3.5. Relationship between e_3 and $\log \sigma_v$

一方、モールド型圧密養生装置では所定の期間を養生後、 σ_v を一旦除荷することで供試体が膨張し間隙比が変化する可能性がある。このことを検証するために、 σ_v を除荷した時点からの安定処理土供試体の膨張量を測定した結果を Figure 4.3.6 に示す。土試料は粘性土、安定材は OPC であり、 $Q_c=50 \text{ kg/m}^3$ 、 $\sigma_v=147 \text{ kPa}$ 、 $T_p=50 \text{ min}$ 、 $\Delta T=0 \text{ min}$ 、 $T_c=T_L=7 \text{ days}$ である。この図から σ_v の除荷による供試体の膨張は認められず、一軸圧縮試験時の供試体の間隙比 e_c は養生終了時の間隙比 e_3 と等しいといえる。

Figure 4.3.7 に Figure 4.3.4 に引き続いて行った一軸圧縮試験より得られた応力・ひずみ曲線を示す。これまでに述べたように、 σ_v の増加に伴い一軸圧縮強度が増加することがわかる。ここで、一軸圧縮試験時の間隙比は e_3 と等しい点に着目し、 e_3 と非排水せん断強度 $s_u (=q_u/2)$ の関係を Figure 4.3.8 に示す。この図では e_3 における非排水せん断強度を考えることで圧密とセメンテーション効果による強度発現を同一図面で考察することが可能である。これより、 e_3 の減少に伴い s_u は増加する。ここで、 e_3 と s_u に直線関係があると仮定すれば、この近似直線の勾配 $\Delta s_u / \Delta e$ は次の式 (4.3.45) のように表され、拘束圧下で養生した安定処理土の圧密とセメンテーション効果の両方によって生じる間隙比の変化に伴う非排水せん断強度の増加割合を表す指標である。

$$\frac{\Delta s_u}{\Delta e} = \frac{\log(s_{u2} / s_{u1})}{e_{31} - e_{32}} \quad (4.3.45)$$

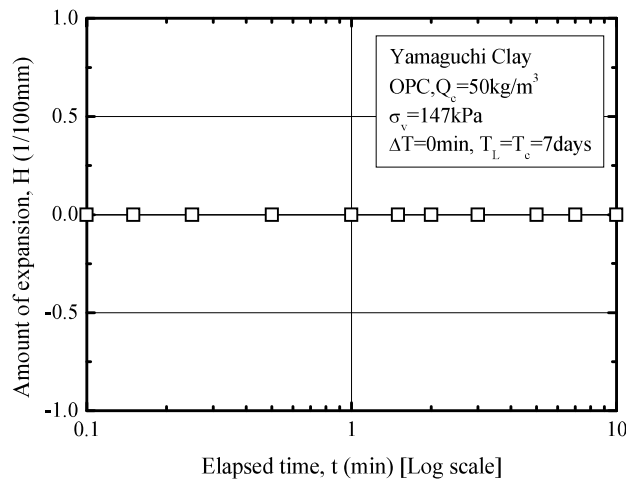


Figure 4.3.6. Amount of expansion due to unloading stress of cement stabilized soil

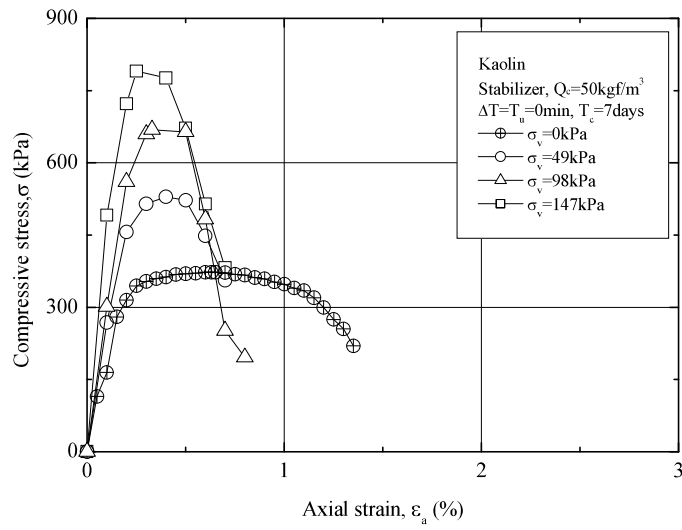


Figure 4.3.7. Typical unconfined compression behaviors of cement stabilized soil

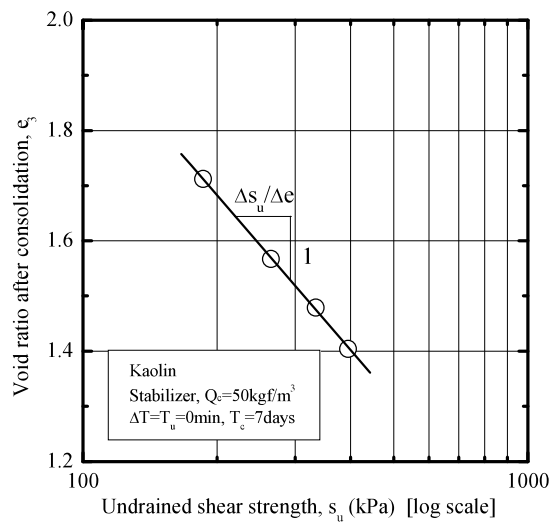


Figure 4.3.8. Relationship between e_3 and undrained shear strength s_u

なお、この e_3-s_u 面での間隙比の変化に伴う非排水せん断強度の増加は、Figure 4.3.9 に示す模式図のように圧密によって生じる密度増加による間隙比変化量 $\Delta e_c (=e_1-e_2)$ とセメンテーションの発達による間隙比変化量 $\Delta e_{hw} (=e_2-e_3)$ の影響に分けることができる。

まず、未処理土(原土)に着目すると、Figure4.3.9(a)に示す圧密過程において拘束圧 σ_{v1} (=大気圧下養生)の点 0 から拘束圧 σ_{v2} の点 A に移行する場合、安定材が添加されていないことから拘束圧の増加($\Delta \sigma$)による密度増加に起因した間隙比変化(Δe_{c-N})のみが生じ、セメンテーションの発達による間隙比変化は生じない。したがって、Figure4.3.9(b)に示すせん断過程における点 0 から点 A への移行(強度増加(Δs_{u-N}))は圧密過程における密度増加に起因した間隙比変化(Δe_{c-N})によるものであると判断される。

次に、安定処理土について、Figure4.3.9(a)に示す圧密過程において未処理土に安定材を添加することにより拘束圧 σ_{v1} (=大気圧下養生)の点 0 から点 0' へ移行するが、大気圧下養生であることからセメンテーションの発達による間隙比変化(Δe_{hw-s1})のみが生じ、拘束圧の増加($\Delta \sigma$)による密度増加に起因した間隙比変化は生じない。したがって、Figure4.3.9(b)に示すせん断過程における点 0 から点 0' への移行(強度増加(Δs_{uhw-s1}))はセメンテーションの発達によるものであると判断される。

また、同じ量の安定材が添加された安定処理土の場合(Stabilized soil(S1)の場合)、Figure4.3.9(a)に示す圧密過程において拘束圧 σ_{v1} (=大気圧下養生)の点 0' の状態から拘束圧 σ_{v2} の点 A' に移行する場合、拘束圧の増加($\Delta \sigma$)による密度増加に起因した間隙比変化(Δe_{c-s1})のみが生じ、セメンテーションの発達による間隙比変化は生じない。したがって、Figure4.3.9(b)に示すせん断過程における点 0' から点 A' への移行(強度増加(Δs_{u-s1}))は圧密過程における密度増加に起因した間隙比変化(Δe_{c-s1})によるものであると判断される。

なお、Figure4.3.9(a)に示す圧密過程において、未処理土と安定処理土では圧密特性が変化すると考えられるため圧縮指数 C_c' も変化する(小さくなる)と考えられる。これは、一次元圧密条件下で養生した安定処理土の圧密沈下挙動において同一拘束圧条件で安定材

添加量を増加させた場合、最終沈下ひずみ ϵ_v^* が減少する傾向¹⁾からも推察される現象である。

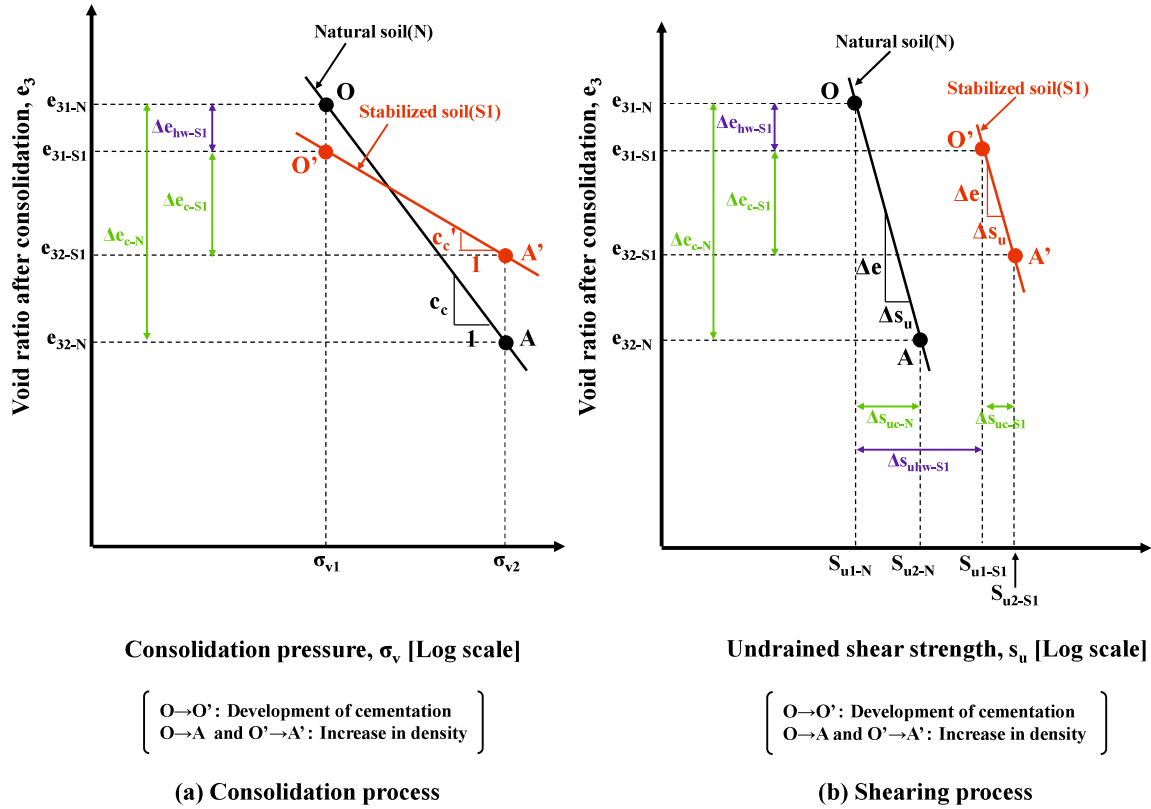


Figure 4.3.9. Schematic diagram for expressing changes in undrained shear strength and void ratio due to consolidation and cementation

4.4 間隙比に着目した強度発現メカニズムの考察

本節では、第1章で述べた山本ら¹⁾、鈴木ら²⁾、田口³⁾の研究において拘束圧下で養生したセメント安定処理土の圧密沈下挙動および非排水せん断挙動に及ぼす影響因子として取り上げられた養生時上載圧の荷経路のうち遅延荷時間 ΔT 、荷時間 T_L について、前述した安定処理土モデルにより算出した間隙比の変化の観点から圧密による強度発現メカニズムについて考察した結果を示す。なお、対象とした試験結果は、いずれも前述した水和反応を考慮した安定処理土モデルの対象である一次元圧密条件下で養生した安定処理土の一軸圧縮試験結果である。

Table 4.4.1～Table 4.4.2に、上記の影響因子毎の試験結果を用いて安定処理土モデルにより算出した試験中の状態量を示す。以下に影響因子毎に述べる。

Table 4.4.1. Result obtained changing delayed loading time ΔT

Name of soil sample	Type of cement	Content of cementing agent Q_c (kg/m ³)	Consolidation pressure σ_v (kPa)	Delayed loading time ΔT (min)	Curing Time T_c (day)	Void ratio at the initial consolidation e_1	Void ratio at the end of consolidation e_2	Water content at the end of consolidation w_2 (%)	Void ratio at the end of curing e_3	The amount of change of void ratio $\Delta e = e_1 - e_3$	The amount of change of void ratio by consolidation $\Delta e_c = e_1 - e_2$	The amount of change of void ratio by cementation $\Delta e_{cm} = e_2 - e_3$	$\Delta e_c / \Delta e$	$\Delta e_{cm} / \Delta e$	Undrained shear strength s_u (kPa)			
Kaolin	Stabilizer	50	0	0	7	1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	0.000	0.043	0.000	1.000	186.3			
			49	0		1.755	1.608	60.9	1.567	0.188	1.567	0.188	0.147	0.041	0.782	264.5		
			98	0		1.755	1.519	57.6	1.479	0.276	1.479	0.276	0.236	0.145	0.132	0.856	334.3	
			147	0		1.755	1.443	54.6	1.404	0.351	1.404	0.351	0.312	0.089	0.038	0.890	395.0	
			0	30		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	1.712	0.043	0.000	0.000	0.043	0.000	1.000	182.6
			49	30		1.755	1.674	63.4	1.632	0.122	1.632	0.122	0.080	0.145	0.041	0.656	344.4	
			98	30		1.755	1.610	61.0	1.569	0.186	1.569	0.186	0.145	0.145	0.041	0.780	321.8	
			147	30		1.755	1.532	58.0	1.492	0.263	1.492	0.263	0.223	0.223	0.040	0.848	380.3	
			0	90		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	1.712	0.043	0.000	0.000	0.043	0.000	1.000	185.6
			49	90		1.755	1.740	65.9	1.697	0.058	1.697	0.058	0.015	0.015	0.043	0.259	0.741	205.4
			98	90		1.755	1.711	64.8	1.668	0.087	1.668	0.087	0.044	0.044	0.043	0.509	0.491	244.7
			147	90		1.755	1.666	63.1	1.624	0.131	1.624	0.131	0.089	0.089	0.042	0.679	0.321	271.1
			0	180		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	1.712	0.043	0.000	0.000	0.043	0.000	1.000	187.6
			49	180		1.755	1.752	66.3	1.708	0.046	1.708	0.046	0.003	0.003	0.043	0.068	0.932	203.2
			98	180		1.755	1.740	65.9	1.697	0.058	1.697	0.058	0.015	0.015	0.043	0.261	0.739	216.9
			147	180		1.755	1.722	65.2	1.679	0.076	1.679	0.076	0.033	0.033	0.043	0.437	0.563	240.2
			0	360		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	1.712	0.043	0.000	0.000	0.043	0.000	1.000	174.6
			49	360		1.755	1.754	66.4	1.710	0.045	1.710	0.045	0.001	0.001	0.043	0.028	0.972	177.9
			98	360		1.755	1.751	66.3	1.708	0.047	1.708	0.047	0.004	0.004	0.043	0.075	0.925	186.5
			147	360		1.755	1.747	66.2	1.703	0.052	1.703	0.052	0.008	0.008	0.043	0.161	0.839	197.2
			0	1440		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	1.712	0.043	0.000	0.000	0.043	0.000	1.000	190.3
			49	1440		1.755	1.753	66.4	1.710	0.045	1.710	0.045	0.002	0.002	0.043	0.037	0.963	175.5
			98	1440		1.755	1.752	66.4	1.709	0.046	1.709	0.046	0.003	0.003	0.043	0.060	0.940	180.2
			147	1440		1.755	1.750	66.3	1.707	0.048	1.707	0.048	0.004	0.004	0.043	0.093	0.907	177.6
0	4320	1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	1.712	0.043	0.000	0.000	0.043	0.000	1.000	185.6				
49	4320	1.755	1.754	66.4	1.711	0.044	1.711	0.044	0.001	0.001	0.043	0.022	0.978	195.0				
98	4320	1.755	1.753	66.4	1.710	0.045	1.710	0.045	0.001	0.001	0.043	0.032	0.968	200.5				
147	4320	1.755	1.752	66.4	1.709	0.046	1.709	0.046	0.003	0.003	0.043	0.055	0.945	196.9				

Table 4.4.2. Result obtained changing loading time T_L

Name of soil sample	Type of cement	Content of cementing agent Q_c (kg/m ³)	Consolidation pressure σ_v (kPa)	Loading time T_L (min)	Curing Time T_c (day)	Void ratio at the initial consolidation e_1	Void ratio at the end of consolidation e_2	water content at the end of consolidation w_2 (%)	Void ratio at the end of curing e_3	The amount of change of void ratio $\Delta e = e_1 - e_3$	The amount of change of void ratio by consolidation $\Delta e_c = e_1 - e_2$	The amount of change of void ratio by cementation $\Delta e_w = e_2 - e_3$	$\Delta e_v / \Delta e$	$\Delta e_{wv} / \Delta e$	Undrained shear strength s_u (kPa)	
Kaolin	Stabilizer	50	0	1	7	1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	0.000	0.043	0.000	1.000	186.3	
			49			1.736	65.7	1.693	0.062	0.019	0.043	0.309	0.691	179.3		
			98			1.722	65.2	1.679	0.076	0.033	0.043	0.437	0.563	169.0		
			147	1.716		65.0	1.673	0.082	0.039	0.043	0.476	0.524	169.2			
			0	10		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	0.000	0.043	0.000	0.000	0.043	186.3
			49			1.680	63.6	1.637	0.117	0.075	0.042	0.641	0.359	182.9		
			98			1.629	61.7	1.588	0.167	0.126	0.041	0.753	0.247	206.2		
			147	1.575		59.6	1.534	0.221	0.180	0.040	0.817	0.183	234.5			
			0	90		1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	0.000	0.043	0.000	0.000	0.043	186.5
			49			1.607	60.9	1.566	0.189	0.148	0.041	0.783	0.217	283.3		
			98			1.520	57.6	1.481	0.274	0.234	0.040	0.855	0.145	315.0		
			147	1.449		54.9	1.410	0.345	0.306	0.039	0.888	0.112	370.9			
0	1440	1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	0.000	0.043	0.000	0.000	0.043	186.3				
49		1.607	60.9	1.566	0.189	0.148	0.041	0.783	0.217	255.2						
98		1.519	57.5	1.480	0.275	0.235	0.040	0.856	0.144	335.5						
147	1.445	54.7	1.407	0.348	0.310	0.038	0.890	0.110	396.5							
0	10080	1.755	1.755	66.5	1.712	0.043	0.000	0.043	0.000	0.000	0.043	186.3				
49		1.608	60.9	1.567	0.188	0.147	0.041	0.782	0.218	264.5						
98		1.519	57.5	1.479	0.276	0.236	0.040	0.856	0.144	334.3						
147	1.443	54.6	1.404	0.351	0.312	0.038	0.890	0.110	395.0							

(1) 遅延載荷時間

Figure 4.4.1(a)およびFigure 4.4.1(b)に、それぞれ遅延載荷時間 ΔT を変化させた場合の安定処理土の養生終了時の間隙比 e_3 と養生時上載圧 σ_v の関係、安定処理土の養生終了時の間隙比 e_3 と非排水せん断強度 s_u の関係を示す。図中に示すデータはカオリンの結果であり、安定材として一般軟弱土用固化材が 50kg/m^3 添加されている。養生中の拘束圧は、 $\sigma_v=0, 49, 98, 147\text{kPa}$ の4段階の上載圧を作用させている。

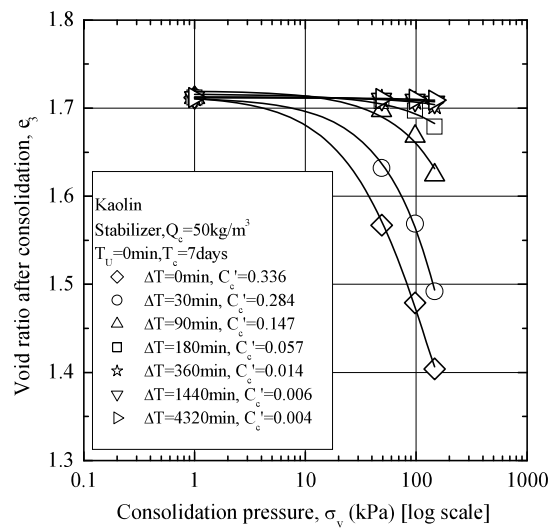


Figure 4.4.1(a). Relationship between e_3 and $\log \sigma_v$ of cement stabilized soil under different conditions of ΔT

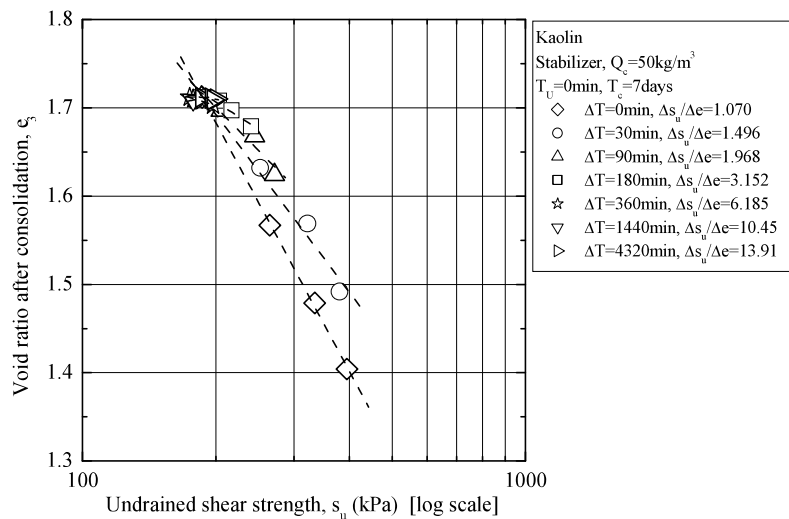


Figure 4.4.1(b). Relationships between e_3 and s_u of cement stabilized soil under different conditions of ΔT

ΔT を変化させた安定処理土の場合、Figure 4.4.1(a)より、大気圧下養生の e_3 は、いずれも $e_3=1.712$ である。

Figure 4.4.1(a)において、同一の ΔT の条件下では、 ΔT によらず σ_v の増加に対して e_3 が減少しているが、安定材添加量が同一であることからこの減少量は圧密によって生じる密度増加による間隙比変化量 Δe_c である。したがって、Figure 4.4.1(b)において、同一の ΔT の間隙比の減少に伴う非排水せん断強度の増加は圧密によって生じる密度増加に起因するものである。Figure 4.4.1(b)より、 ΔT によらず e_3 の減少に対し非排水せん断強度 s_u が増加している。

Figure 4.4.2 に、 ΔT と $\Delta e_c/\Delta e$ 、 $\Delta e_{hw}/\Delta e$ の関係図を示す。同図より、大気圧下養生 ($\sigma_v=0\text{kN/m}^2$) の場合、試験中に生じる間隙比変化はセメンテーションの発達によるものであることから、 ΔT によらず $\Delta e_c/\Delta e$ はゼロ、 $\Delta e_{hw}/\Delta e$ は 1 となる。一方、拘束圧下で養生した場合、 ΔT の増加に対して σ_v によらず $\Delta e_c/\Delta e$ は減少し、 $\Delta e_{hw}/\Delta e$ は増加する傾向がみられ、特に $\Delta T=100\text{min}$ 程度の変化量が著しい。

したがって、遅延載荷時間 ΔT が増加した場合、試験中に生じる間隙比変化量 Δe に占める圧密による間隙比変化量 Δe_c の割合 $\Delta e_c/\Delta e$ が減少することから、 ΔT の増加とともに非排水せん断強度に及ぼす圧密による密度増加に起因した強度増加の影響は小さくなり、セメンテーションの発達に起因した強度増加の影響が卓越する。しかし、すべての試験ケースで安定材添加量が一定であることから、 ΔT が増加し、圧密による密度増加の影響が無くなれば非排水せん断強度は一定値となる。

Figure 4.4.3(a)および Figure 4.4.3(b)に、前節で定義した圧縮指数 C_c' と ΔT の関係、 e_3 と s_u の近似直線の勾配 $\Delta s_u/\Delta e$ と ΔT の関係を示す。 C_c' は ΔT の増加に対して減少しており、 ΔT の増加により安定処理土の圧縮性が小さくなることを示唆している。一方、 $\Delta s_u/\Delta e$ は ΔT の増加とともに増加している。

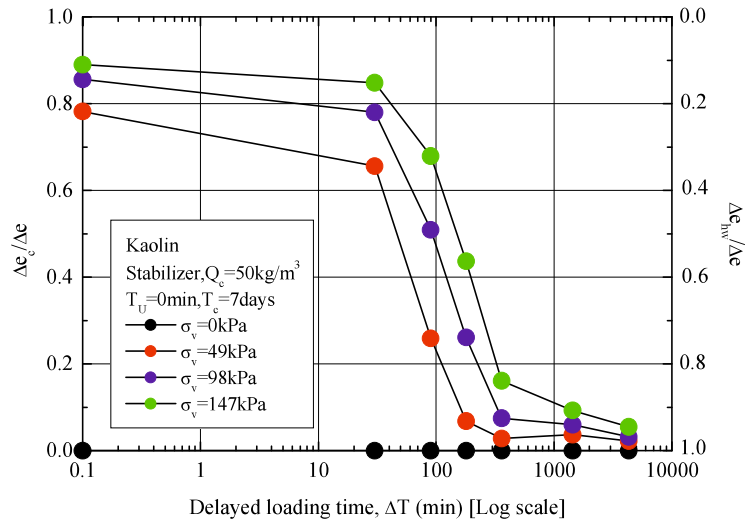


Figure 4.4.2. Ratio of change void ratio by consolidation

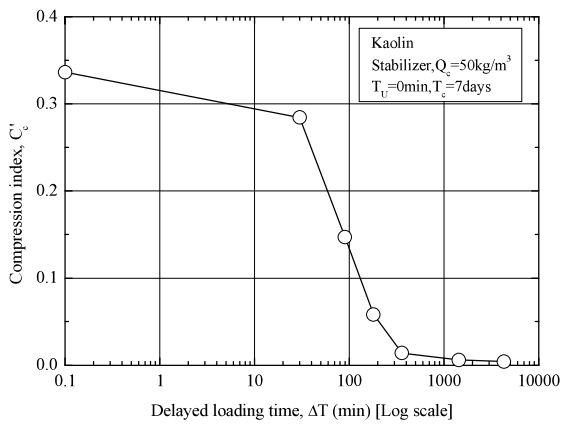


Figure 4.4.3(a). Relationship between C_c' and ΔT

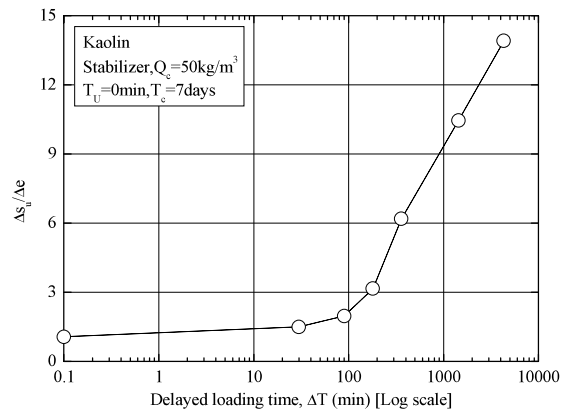


Figure 4.4.3(b). Relationship between $\Delta s_u / \Delta e$ and ΔT

(2) 載荷時間

Figure 4.4.4(a)およびFigure 4.4.4(b)に、載荷時間 T_L を変化させた場合の安定処理土の養生終了時の間隙比 e_3 と養生時上載圧 σ_v の関係、安定処理土の養生終了時の間隙比 e_3 と非排水せん断強度 s_u の関係を示す。図中に示すデータはカオリンの結果であり、安定材として一般軟弱土用固化材が 50kg/m^3 添加されている。養生中の拘束圧は、 $\sigma_v=0, 49, 98, 147\text{kPa}$ の4段階の上載圧を作用させている。

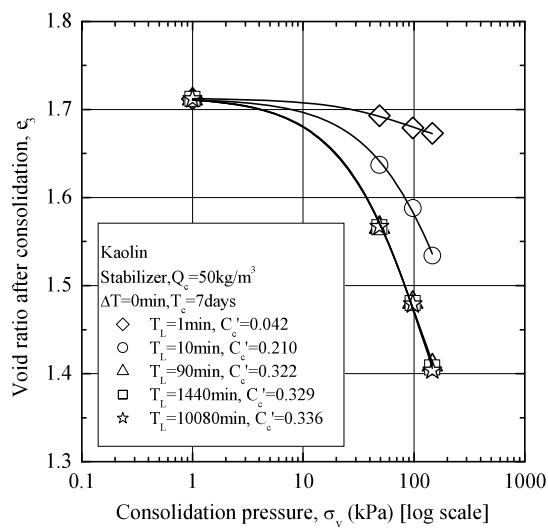


Figure 4.4.4(a). Relationship between e_3 and $\log \sigma_v$ of cement stabilized soil under different conditions of T_L

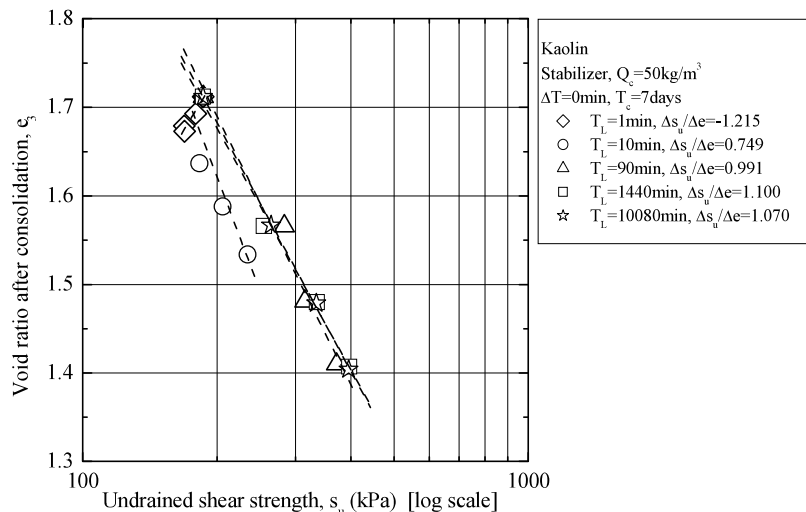


Figure 4.4.4(b). Relationships between e_3 and s_u of cement stabilized soil under different conditions of T_L

T_L を変化させた安定処理土の場合、Figure 4.4.4(a)より、大気圧下養生の e_3 は、いずれも $e_3=1.712$ である。

Figure 4.4.4(a)において、同一の T_L の条件下では、 T_L によらず σ_v の増加に対して e_3 が減少しているが、安定材添加量が同一であることからこの減少量は圧密によって生じる密度増加による間隙比変化量 Δe_c である。したがって、Figure 4.4.4(b)において、同一の T_L の間隙比の減少に伴う非排水せん断強度の増加は圧密によって生じる密度増加に起因するものである。Figure 4.4.4(b)より、 T_L によらず e_3 の減少に対し非排水せん断強度 s_u が増加している。

Figure 4.4.5 に、 T_L と $\Delta e_c/\Delta e$ 、 $\Delta e_{hw}/\Delta e$ の関係図を示す。同図より、大気圧下養生 ($\sigma_v=0\text{kN/m}^2$) の場合、試験中に生じる間隙比変化はセメンテーションの発達によるものであることから、 T_L によらず $\Delta e_c/\Delta e$ はゼロ、 $\Delta e_{hw}/\Delta e$ は1となる。一方、拘束圧下で養生した場合、 T_L の増加に対して σ_v によらず $\Delta e_c/\Delta e$ は増加し、 $\Delta e_{hw}/\Delta e$ は減少する傾向がみられ、 $T_L=100\text{min}$ 以降ではほぼ一定になる。

したがって、载荷時間 T_L が増加した場合、試験中に生じる間隙比変化量 Δe に占める圧密による間隙比変化量 Δe_c の割合 $\Delta e_c/\Delta e$ が増加することから、 T_L の増加とともに非排水せん断強度に及ぼす圧密による密度増加に起因した強度増加の影響が卓越するものの、 $T_L=100\text{min}$ 以降はほぼ一定となると判断される。

Figure 4.4.6(a)およびFigure 4.4.6(b)に、前節で定義した圧縮指数 C_c' と T_L の関係、 e_3 と s_u の近似直線の勾配 $\Delta s_u/\Delta e$ と T_L の関係を示す。 C_c' は T_L の増加に対して増加し、 $T_L=100\text{min}$ 以降ではほぼ一定値を示しており、 T_L の増加により安定処理土の圧縮性が大きくなるものの、それには上限があることを示唆している。一方、 $\Delta s_u/\Delta e$ は ΔT の増加し、ばらつきはあるものの、 $T_L=100\text{min}$ 以降ではほぼ一定値を示している。

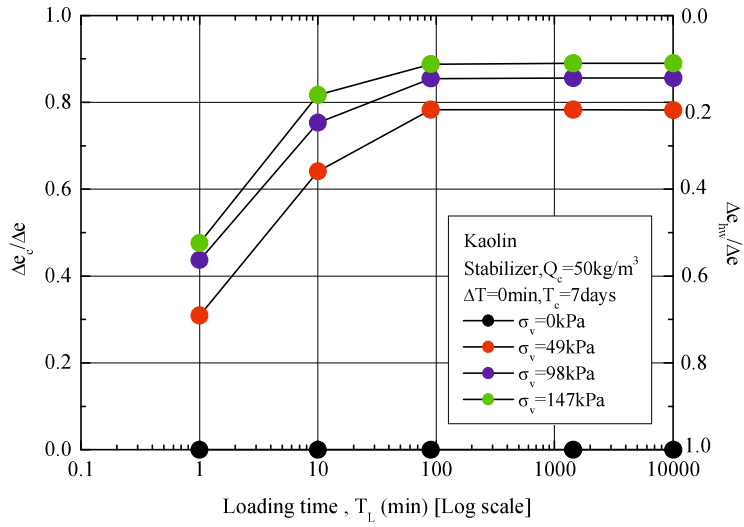


Figure 4.4.5. Ratio of change void ratio by consolidation

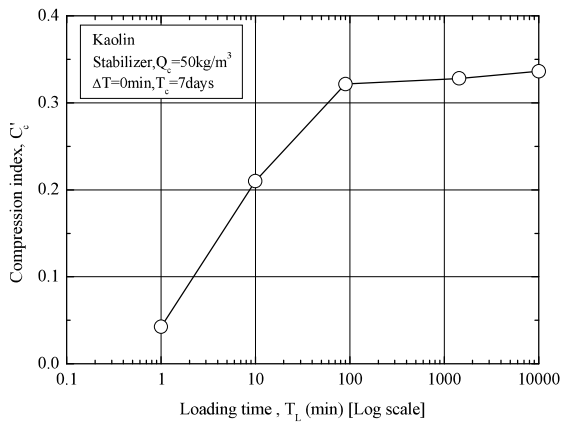


Figure 4.4.6(a). Relationship between C_c' and T_L

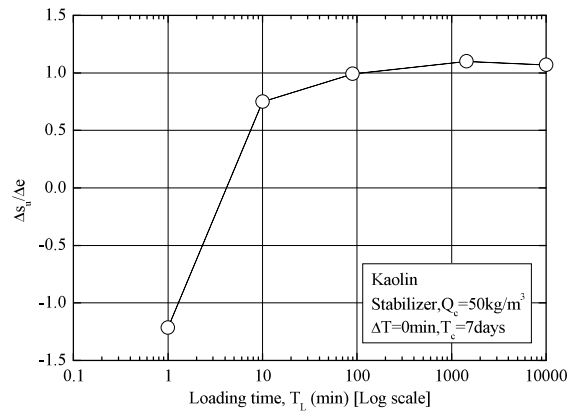


Figure 4.4.6(b). Relationship between $\Delta s_q/\Delta e$ and T_L

4.5 結論

本章では、モールド型圧密養生装置を用いて一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮試験の試験中の各段階における状態量について、水和反応を考慮した安定処理土モデルにより間隙比を算出し、間隙比の変化の観点からセメント安定処理土の圧密に伴う強度発現メカニズムについて調査した。本章で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 本研究で提案した水和反応を考慮した安定処理土モデルにより圧密による密度増加とセメント水和反応によるセメンテーションの発達を考慮した安定処理土の間隙比を算出することが可能である。
- 2) 拘束圧下で養生したセメント安定処理土の試験中の間隙比変化量のうち、圧密による密度増加に起因した間隙比変化量とセメンテーションの発達による間隙比変化量の占める割合を整理することで、影響因子毎のセメント安定処理土の強度発現メカニズムを評価することが可能である。

[第4章の参考文献]

- 1) 山本哲朗, 鈴木素之, 岡林茂生, 藤野秀利, 田口岳志, 藤本哲生: 上載圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度特性, 土木学会論文集, No. 701/Ⅲ-58, pp. 387-399, 2002. 3.
- 2) 鈴木素之, 田口岳志, 藤本哲生, 河原陽子, 山本哲朗, 岡林茂生: セメント安定処理土の強度発現における養生時上載圧の載荷条件の影響, 土木学会論文集, No. 792/Ⅲ-71, pp. 211-216, 2005. 6.
- 3) 田口岳志: セメント安定処理土の圧密養生効果に関する基礎的研究, 山口大学博士論文, 2007. 3.
- 4) 鈴木素之, 山本哲朗, 河原陽子, 平岡真樹: 上載圧下で養生したセメント安定処理土の微小変形特性(その2), 土木学会第59回年次学術講演会, pp. 1063-1064, 2004. 9.
- 5) 二階堂泰之, 伊藤 巧, 坂井悦郎, 大門正機: 超速攻セメントの初期水和におけるエトリンライト生成と微細組織, コンクリート工学年次論文報告集, Vo. 17, No. 1, 1995.
- 6) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, 2009. 11.
- 7) 岡林茂生, 田坂行雄, 丸屋英二: セメント安定処理した泥炭の強度発現性について, 第35回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1223-1224, 2000. 6.
- 8) 浅賀喜与志, 春日貴行: 長期水和したセメント硬化体の湿度調整による質量・密度・細孔構造の変化, Cement Science and Concrete Technology, No. 56, pp. 107-114, 2002.
- 9) 矢島寿一, 永岡 高, 谷崎誠二: 正規・過圧密セメント改良土のせん断特性と破壊基準, 土木学会論文集, No. 561/Ⅲ-38, pp. 205-214, 1997. 3.
- 10) 上 俊二, 藤原東雄, 竹内 潤, 福田 靖, 酒井敏明, 柳原勝也: セメント系固化材により安定処理されたカオリン粘土の力学的性質, 土木学会論文集, No. 582/Ⅲ-41, pp. 217-228, 1997. 12.
- 11) 末次大輔, 宮田喜壽, 木暮敬二, 中村史則: 沈降堆積したセメント混合石炭灰の一次元圧縮特性, 第5回地盤改良シンポジウム論文集, 日本材料学会, pp. 143-146,

2002. 11.

- 12) 宮田喜壽, 平川大貴, 日野貞義, 末次大輔: 圧密・養生による固化処理土の強度増加, 土木学会第 64 回年次学術講演会, pp. 897-898, 2009. 9.
- 13) 荒井康夫: 改訂 2 版セメントの材料化学, 大日本図書, pp. 154-160, 1984.
- 14) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Vaughan, P.R.: The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol. 31, No. 2, pp. 181-213, 1981. 6.
- 15) 無機マテリアル学会: セメント・セッコウ・石灰ハンドブック, 技報堂出版, pp. 190-195, 1995. 11.

第5章 総括

本研究では、拘束圧下で養生したセメント安定処理土の強度発現メカニズムおよび強度特性を明らかにすることを目的とし、第1章では研究の背景、既往の研究について整理し、本論文の構成を示した。

第2章では、実際の施工で問題となる特殊土に分類されるローム、浚渫土および泥炭を対象として、一次元圧密条件下で養生した種々の安定処理土の一軸圧縮強度特性について調査した。その結果、特殊土についても養生時の拘束圧により強度が増加することを明らかにした。また、それらの試験結果と既往の研究の試験結果をもとに未処理土の物理的性質と拘束圧による強度増加指標(圧密養生効果指標) α 、 β の相関性を明らかにし、圧密に伴う密度増加に起因する強度増加(圧密養生効果)は細粒土よりも粗粒土の方が大きいことを明らかにした。さらに、現行の室内配合試験で実施されている大気圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度 q_{u1} と未処理土の物理的性質を把握することにより拘束圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮強度を推定する方法を示した。

第3章では、一次元圧密および等方圧密した安定処理土に対してそれぞれ一軸圧縮試験および圧密非排水三軸試験を実施し、その試験結果にもとづいて、セメンテーションが進行中の安定処理土において養生中の圧密応力状態の違いが圧密およびせん断特性に及ぼす影響について調査した。その結果、安定処理土の圧密過程における体積変化量は供試体の応力状態に依存し、等方圧密状態での体積変化量は一次元圧密状態の約1.5倍となること、さらに非排水せん断強さも同様の傾向があることを明らかにした。また、三軸試験において等方圧密応力の作用を遅らせた場合の安定処理土の圧密および非排水せん断特性について検討した結果、拘束圧を載荷するまでの時間が遅れると、原位置に近い応力状態で試験をしても非排水せん断強さを過小評価している可能性があることを明らかにした。さらに、養生中の圧密応力が安定処理土の残留強さに及ぼす影響について検討した結果、ピーク強度と同様に残留強度も養生時の圧密圧力の影響を受けることを明らかにした。

第4章では、一次元圧密条件下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮試験の試験中の各段階における状態量について、セメント水和反応を考慮した安定処理土モデルにより間隙比を算出し、間隙比の変化の観点からセメント安定処理土の圧密に伴う強度発現メカニズムについて調査した。その結果、本研究で提案した水和反応を考慮した安定処理土モデルにより圧密による密度増加とセメント水和反応によるセメンテーションの発達を考慮した安定処理土の間隙比を算出することが可能であることを示したうえで、拘束圧下で養生したセメント安定処理土の試験中の間隙比変化量のうち、圧密による密度増加に起因した間隙比変化量とセメンテーションの発達による間隙比変化量の占める割合を整理することで、影響因子毎のセメント安定処理土の強度発現メカニズムを評価することが可能であることを示した。

以上の本研究で得られた知見から、セメント安定処理地盤中の土要素は、拘束圧の作用により間隙比が減少することにより現行の室内配合試験の条件(大気圧下養生)と比較して密実な構造になり、土の物理的性質や応力状態に依存するもののその後に発現される非排水条件での強度は現行の室内配合試験における一軸圧縮強度よりも大きくなることを示した。

したがって、セメント安定処理土の設計基準強度に拘束圧の影響を反映し、より経済的、合理的なセメント安定処理土の強度設定手法を構築することが望まれるが、そのためには、今後、セメント安定処理土地盤中の土要素の排水条件(排水距離)の影響が拘束圧による強度増加に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

また、本研究では、セメント安定処理土の非排水条件での強度に着目したが、拘束圧の作用による間隙比の減少は安定処理地盤の変形係数(剛性)の向上、透水係数の減少にもつながると考えられることから、セメント安定処理土の様々な設計手法において拘束圧の影響が考慮されることが性能照査型設計の観点からも重要である。

謝辞

本論文は、著者が山口大学工学部4年生の折に耐震工学研究室に配属後、今日までの十余年にわたる研究成果をとりまとめたものです。その間、ご指導、ご支援を頂いた皆様への感謝の意を表します。

著者の指導教官である山口大学大学院理工学研究科の鈴木素之 准教授には、学部4年生の頃から研究活動や論文作成において終始懇切丁寧なご指導を賜りました。また、社会人として博士後期課程に入学後、研究活動を諦めかけた時期もありましたが、鈴木先生よりきめ細やかなご助力を頂き、何とか本論文をまとめることができました。ここに心より感謝の意を表します。

山口大学大学院理工学研究科の兵動正幸 教授、松田博 教授、中田幸男 教授、吉本憲正 助教には、本論文の内容について貴重なご意見、また、温かいご指導を頂きました。ここに心より感謝の意を表します。

山口大学大学院理工学研究科の故 山本哲朗 元教授には、著者が学部4年生の頃から産学共同研究や斜面災害の現地調査を通じて著者に地盤工学の奥深さをご教授頂いたほか、本研究テーマへの著者の思いを汲み博士後期課程に導いて頂きました。博士後期課程在学中に山本先生が急逝されたため、本論文を山本先生に読んで頂けないのは非常に残念でありませんが、ここに改めてご冥福をお祈り申し上げます。

(株)宇部三菱セメント研究所(現 宇部興産(株) 建設資材カンパニー技術開発研究所)の故 岡林茂生氏には、産学共同研究が円滑に進められるように格別のご配慮を頂きました。また、同社の田坂行雄氏、江川本隆氏、丸屋英二氏、米田 修氏には化学的な視点から貴重なご意見を頂きました。ここに心より感謝の意を表します。

山口大学大学研究推進機構の田口岳志氏、(株)宇部興産の藤野秀利氏には、共同研究者として著者に本研究テーマに関する室内試験やデータ整理等のご指導を頂きました。ここに心より感謝の意を表します。

(株)エイト日本技術開発 九州支社 支社長 斉藤喜一氏, 防災保全事業部 副事業部長 森敦氏, 関西支社 技術統括部長 尾儀一郎氏, 中国支社 防災保全部 耐震・保全グループ グループマネージャー 黒田修一氏, 関西支社 防災保全部 耐震・保全グループ プロジェクトマネージャー 藤田亮一氏には, 業務と研究活動の両立にあたり格別のご配慮を頂きました。ここに心より感謝の意を表します。

最後に, 著者を産み育ててくれた両親, また, 企業に所属しながらの研究活動に理解を示し, 支えてくれた妻 恵万, 長女 凜, 愛猫 ノエルに深く感謝し, 本論文の結びとする。

関連論文

(a) 査読のある雑誌等

(1) 著者氏名 : 藤本哲生, 鈴木素之, 山本哲朗, 岡林茂生

論文題目 : セメント安定処理した種々の土質の圧密に伴う強度・変形特性

学術雑誌名 : 地盤と建設

巻, 号, 頁 : Vol. 21, No. 1, pp. 55-61

発行年月 : 平成 15 年 12 月発行

(本文との関連 : 第 2 章)

(2) 著者氏名 : 田口岳志, 鈴木素之, 平岡真樹, 藤野秀利, 藤本哲生, 山本哲朗

論文題目 : 養生時に上載圧の影響を受けたセメント安定処理土の微細構造

学術雑誌名 : 土木学会論文集 C

巻, 号, 頁 : Vol. 64, No. 1, pp. 67-78

発行年月 : 平成 20 年 2 月発行

(本文との関連 : 第 4 章)

(3) 著者氏名 : Suzuki, M., Fujimoto, T., Taguchi, T.

論文題目 : Peak and Residual Strength Characteristics of Cement-treated Soil
Cured under Different Consolidation Conditions

学術雑誌名 : Soils and Foundations

巻, 号, 頁 : Vol. 54, No. 4

発行年月 : 平成 26 年 8 月発行

(本文との関連 : 第 3 章)

(b) 査読のある国際会議の会議録等

(1) 著者氏名 : Suzuki, M., Fujimoto, T., Yamamoto, T., Okabayashi, S.

論文題目 : Strength increase of cement-stabilized soil due to initial
consolidation

学術雑誌名 : Proc. of International Symposium on Engineering Practice and
Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA2004

巻, 号, 頁 : pp. 211-216

発行年月 : 平成 16 年 6 月発行

(本文との関連 : 第 4 章)