

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

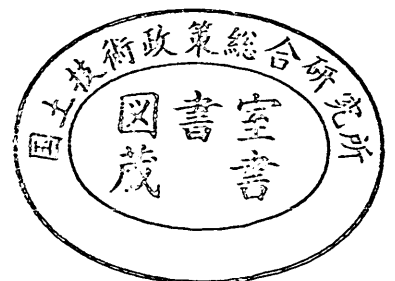
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 19

NO. 1

MAR. 1980

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第19巻 第1号 (Vol. 19, No. 1), 1980年3月 (Mar. 1980)

目 次 (CONTENTS)

1. 直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力—空気圧縮モデルによる検討—
.....谷本勝利・高橋重雄・村永 努..... 3
(Uplift Forces on a Ceiling Slab of Wave Dissipating Caisson with
a Permeable Front Wall—Analytical Model for Compression of an
Enclosed Air Layer—.....Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI
and Tsutomu MURANAGA)

2. 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第2報)
.....寺師昌明・田中洋行・光本 司・新留雄二・本間定吉.....33
(Fundamental Properties of Lime- and Cement-treated Soils
(2nd Report).....Masaaki TERASHI, Hiroyuki TANAKA,
Tsukasa MITSUMOTO, Yuji NIIDOME and Sadakichi HONMA)

3. 広帯域入力地震動の合成方法の提案
.....井合 進・土田 肇.....63
(A Synthesis Method of Input Ground Motions of a Wide Period
Range.....Susumu IAI and Hajime TSUCHIDA)

2. 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性 に関する研究 (第2報)

寺師昌明*・田中洋行**・光本 司**

新留雄二**・本間定吉**

要 旨

軟弱地盤対策工法として近年注目を浴びている深層混合処理工法に関連して、石灰系およびセメント系安定処理土の基本的特性を明らかにする。

第1報では石灰安定処理効果に影響する要素、処理土の一軸圧縮特性および圧密特性について報告した。本報告では生石灰に加えて消石灰、普通ポルトランドセメントを安定材とする処理土を対象として、安定処理効果に影響を与える各種要因を整理し、一軸圧縮特性と圧密特性を検討して石灰系・セメント系安定処理土の挙動は極めて良く一致することを示した。安定処理土の力学的特性をさらに検討するために、一連の力学試験を実施した。割裂試験によって得られる引張強度 σ_t 、曲げ試験で得られる曲げ強度 σ_b と一軸圧縮強度の関係は、 $\sigma_t \doteq 0.15q_u$ 、 $\sigma_b = (0.1 \sim 0.6)q_u$ である。三軸圧縮試験は非圧密非排水(UU)、圧密非排水(CU)ならびに圧密排水(CD)条件で拘束圧を大きく変化させて(0~80 kgf/cm²)実施した。一連の実験より、①拘束圧の低い場合の処理土の挙動はぜい(脆)性的であり、②UU条件下では処理土は $\phi_u=0$ 材料と考えられ、③強度のひずみ速度依存性は通常の粘性土なみに小さいことが知られた。また、有効拘束圧の小さい場合に処理土がせん断力を受けると、CD条件では負のダイレイタンスを示し、CU条件では正の間げき水圧を発生することが見出された。この様なダイレイタンス特性は過圧密比の大きい過圧密粘土にも軟岩にも見受けられず、大きな間げきを有したまま固結した処理土の特徴と思われる。

* 土質部 地質改良研究室長

** 土質部 地質改良研究室

Fundamental Properties of Lime and Cement Treated Soils (2nd Report)

Masaaki TERASHI*

Hiroyuki TANAKA**

Tsukasa MITSUMOTO**

Yuji NIIDOME**

Sadakichi HONMA**

Synopsis

Deep Mixing Method of soil stabilization using lime or cement as chemical agent was originally developed in Japan and is widely applied to actual construction sites recently. The artificial cemented soil (lime-treated soil or cement-treated soil) is the product of this method.

In the previous report, various factors that influence the lime reactivity of Japanese marine clays and fundamental engineering characteristics obtained from unconfined compression tests and oedometer tests are revealed. In the present report, the characteristics of cement-treated soils are included in the scope of study. It is known that the various influence factors for cement treatment are quite similar to those for lime treatment. Unconfined compression tests and oedometer tests also show the similar characteristics for both lime- and cement-treated soils. To investigate the characteristics of lime- and cement-treated soils more in detail, a series of experiments is executed. Tensile strength obtained from split test, σ_t and flexural strength obtained from bending of treated soil beam, σ_b are compared with the unconfined compressive strength, q_u . The relation between them are $\sigma_t = 0.15 q_u$ and $\sigma_b = (0.1 \sim 0.6) q_u$. Triaxial compression tests are executed on both lime- and cement-treated soils under the unconsolidated undrained (*UU*), consolidated undrained (*CU*) and drained (*CD*) conditions for wide range of confining pressure ($0 \sim 80 \text{ kgf/cm}^2$). It is observed that i) treated soils behave as brittle material under low confining pressure, ii) treated soils behave as $\phi_u = 0$ material under *UU* condition and iii) strain rate effect on strength is as low as that for natural clays. When shear stresses are applied to the treated soils under low effective confining pressure, negative dilatancy is observed under *CD* condition and positive pore pressure is generated under *CU* condition. Such a dilatancy behavior is found neither in heavily overconsolidated clays nor in soft rocks and is considered to be the characteristics peculiar to high strength treated soils with large void space.

* Chief of the Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

** Member of the Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	33
1. ま え が き	37
2. 各種安定材による地盤改良	37
2.1 各種安定材による改良原理	37
2.2 セメント安定処理効果に影響する要素	38
2.3 石灰・セメント安定処理土の一般的特性	42
3. 安定処理土の力学的特性	44
3.1 概 説	44
3.2 安定処理土の引張特性	44
(1) 実験方法	44
(2) 引張特性に関する考察	46
3.3 安定処理土の三軸圧縮特性	48
(1) 実験方法	48
(2) 非圧密非排水せん断試験 (<i>UU</i> 試験)	49
(3) 圧密非排水せん断試験 (<i>CU</i> 試験)	50
(4) 排水せん断試験 (<i>CD</i> 試験)	52
(5) せん断速度が強度に与える影響	54
(6) 安定処理土のポアソン比について	54
4. 結 論	55
5. あとがき	55
6. 謝 辞	55
参考文献	55
記号一覧表	56
付録-A 石灰・セメント系安定処理土の室内試験方法改訂案	58
付録-B 同上(解説)	60

1. まえがき

近年、石灰・セメント系の安定材を用いる化学的地盤改良工法を軟弱地盤改良に用いるケースが増加しつつある。従来、この種の工法は道路路盤等の改良のために、言いかえると土質材料の改良のために用いられるか、トンネル等の止水のために高価な薬剤を投入して用いられることが多かった。これを深層に至る軟弱粘性土地盤の改良に活用することになったきっかけの1つは、港湾技術研究所で開発した“石灰による深層混合処理工法”の実用化であろう^{1)~3)}。その後、安定材として生石灰のみならずセメントスラリー、セメントモルタル、場合によっては鉱さい(萍)を安定材とする深層混合処理工法へと発展してきたことは周知の事実である。

深層混合処理工法を軟弱地盤改良に採用する場合の改良パターンとしては、パイル状、壁状(格子状)、ブロック状、あるいはその組み合わせが用いられている⁴⁾。パイル状の施工例は最も多く1979年3月現在で90例近いがその多くは小規模な工事である。この理由の1つはパイル状に改良された地盤の横荷重に対する解析方法がまだ確立されていないことにある。港湾工事への代表的な適用例としては、第2港湾建設局の京浜港大黒埠頭のブロック状改良、第3港湾建設局の広島港甘日市分離堤の格子状改良、東京都港湾局の中央防波堤沖廃棄物処理場中仕切り護岸の壁状改良が挙げられよう⁴⁾⁵⁾。

深層混合処理工法が本格的に地盤改良に採用されるようになったのが1975年頃からであるため、改良地盤の挙動についても、安定処理土自体の工学的特性についても解明を要する課題が残されている。第1報では生石灰による安定処理土の特性を議論した⁶⁾。本報告では、安定材を石灰・セメントと拮げた安定処理土について実施した各種力学試験の結果を報告する。本報告の構成は安定処理の原理、セメント安定処理効果の比較、安定処理土の引張特性、そして三軸圧縮特性である。

なお、本報告で扱う安定処理土は深層混合処理工法を前提としており、使用した供試体も締め固めを供なわない方法(付録-A, B参照)で作成されている。また、ここに取りまとめる内容は第1報を報告した後に集積された試験結果に基づいており、その一部は研究発表会等で既に公表している^{7)~9)}。

2. 各種安定材による地盤改良

2.1 各種安定材による改良原理

道路・滑走路の路盤材料の改良の場合のように、表層部分を対象とした改良の場合には期待される安定処理効

果は2つある。1つは土の物理的特性(コンシステンシー)の改善であり、1つは強度増加である。前者は土工機械のトラフィカビリティを確保し転圧作業を容易にするために必要で、後者は輪荷重等に対する路盤の剛性を確保するために必要である。このような表層の改良では処理土の転圧による締め固めの効果が大きく、使用する安定材の量も少量(数%)である。

一方、深層混合処理工法は基礎地盤の改良を目的として地盤深部に至るまで安定材を供給して原位置で混合処理するため、転圧に類した作業は不可能に近い。また、改良対象とする粘性土は高含水比のものであるため、所要の強度は安定材と土の化学的反応に全面的に依存することとなり、使用する安定材の量も多量となる。かく(攪)拌翼を用いて強制的に機械かく拌する深層混合処理工法の場合で乾燥重量比で対象土の10~20%近く、水や空気の噴流によって地盤と安定材を混合する深層混合処理工法では体積比で70%近くの安定材を使用する場合もある。このため、深層混合処理工法で用いる安定材は多量にかつ容易に入手できること、安価であることが必須の条件となる。現在、使用されている安定材は主として、生石灰、セメントスラリー、セメントモルタルであり、一部で石こう(膏)、鉱滓などが石灰・セメント等と混合して用いられている。

石灰による改良原理は繰返し紹介しているため⁴⁾⁶⁾、ここでは概要のみを紹介する。石灰と粘土の反応としては以下のものが挙げられる。

- 1) 生石灰の消化吸水(消石灰に変化)
- 2) 余剰の土中水の存在下に更に吸水、イオン化
- 3) Ca^{++} と粘土表面の交換性イオンの置換
- 4) 粘土鉱物表面への消石灰分子の物理的吸着反応
- 5) 粘土鉱物を構成するシリカ又はアルミナと石灰が反応し石灰水和物を生成
- 6) 炭酸塩

セメント安定処理の原理は対象土が粗粒土である場合にはセメントコンクリートと本質的には違わないといわれている¹⁰⁾。しかし、対象土が粘土分を含む場合にはセメント単体の固化とも上記の石灰安定処理土の固化とも異なり、セメント水和物、水和中に生成する消石灰、粘土の3者の複雑な相互作用による。この全ぼうを理解するためには土の化学的性質やセメント化学の知識¹¹⁾が必要である。詳細に興味を持たれる方は参考文献^{12)~16)}を参照されたい。

セメントは石灰と同様に石灰石を焼成して製造される。その工程は、石灰石と粘土類を粉碎、混合して半熔融状態となるまで焼成し、得られるクリンカーを再粉碎

して凝結時間を調節するために石こうを添加することから成る。石灰は粘土鉱物や炭酸と化学反応を起こして固結するのに対して、セメントは水和反応によってそれ自体で硬化する。ポルトランドセメントは、ケイ酸、アルミン酸、酸化鉄、石灰より成る複数の化合物 (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF など) から構成されており、個々の化合物によって水和反応は異なる。ここではセメントを単体としてみると、完全な水和に至るまでにセメント重量の約25%の水と結合しセメント水和物を生成し、さらにゲル水として約15%の水と緩く結合する。セメントの水和反応も石灰の場合と同様に発熱反応である。水和物としてはケイ酸石灰水和物、アルミン酸石灰水和物が生成され徐々に強度を増しセメントコンクリートとなる。なお、ケイ酸石灰水和物の生成過程では消石灰も生成される。

したがって、セメントを土に添加すると、土中水あるいは練り混ぜ水とセメントが反応して、セメント水和物、消石灰が生成され粘土鉱物との間に化学的な相互作用を展開することとなる。この結果として短期的には塑性限界の上昇による塑性の減少が認められ、長期には強度、圧縮性の改善が認められる。

鉱さいの場合には石灰・セメント等と併用することによって(アルカリ刺激)、鉱さい自身の有する水硬性を活用できるといわれている。また、石こうの場合にはエトリンガイトの生成によって強度が増加するといわれている。

このように整理すると反応の機構が解明されているかの印象を与えるが、安定処理の対象となる土は千差万別であり決して単一の粘土鉱物で構成されている訳でもなく、化学反応が多岐にわたっているため、反応機構自体もまだ研究の対象となっているようである。したがって、特定の土を対象として通常の土質試験、あるいは化学試験、鉱物の定量分析を実施しても改良効果を定量的に予測することは困難である。化学的安定処理工法による改良効果を予測するためには室内配合試験を実施することが必要である。室内配合試験の方法、留意事項については付録を参照されたい。

2.2 セメント安定処理効果に影響する要素

石灰安定処理効果に影響する要素については第1報で詳細に報告した。セメント安定処理は前述のように、石灰と粘土の反応にさらにセメント水和物が介在して反応機構を複雑化している訳であるから、改良効果が石灰安定処理の場合と同様に種々の要素に左右される。

セメント安定処理土に関して種々の観点から検討を加えた研究報告は数多いが、深層混合処理工法で形成され

る処理土のように締め固めを伴わない安定処理土について処理効果に影響する要素を統一的に議論した報告は少ない。このため、筆者等の1人は文献調査に基いて種々の要素の影響を整理している⁴⁾。ここでは、その後の筆者等の実験結果や各方面の試験結果^{17)~23)}を整理して一般的な傾向を示す。

本節では各種要素の改良効果に与える影響を知るために改良効果を示す尺度として安定処理土の一軸圧縮強度 q_u を用いている。ある要因が改良効果に及ぼす影響を検討するためには、着目している要因以外の全ての試験条件を統一しておく必要がある。したがって、筆者等のデータは特にことわりのない限り一定の室内試験方法(付録)に準じて作成した供試体に対する試験結果である。なお、以下に引用する文献の内、文献17)~19)、21)~23)の供試体は港研の室内試験方法に準じて作成されているが、文献16)、20)のデータについては試験方法は統一されていない。

a) セメント添加量と材令の影響

安定処理土の強度は材令(安定処理後の日数)に伴って増加するのが一般的な傾向である。図-1に一例を示す。図中のパラメータ A_w は安定材の乾燥重量と処理対象土の乾燥重量の比(混合比)を、 w_i は処理対象土の含水比(初期含水比)を示している。なお図-1から図-3の供試体を作成する際には、セメントは乾燥状態で添加・混合している。

材令(T_c)に伴う強度増加率は、 A_w や対象土の状態によって変化し一概には言えない。材令7日と28日の一軸圧縮強度($q_{u,7}$, $q_{u,28}$)を各地の粘性土について比較し、不動¹⁷⁾はセメントモルタル安定処理土の $q_{u,28}/q_{u,7}=1\sim2$ にばらつくデータを示している。齊藤、他¹⁸⁾もセメ

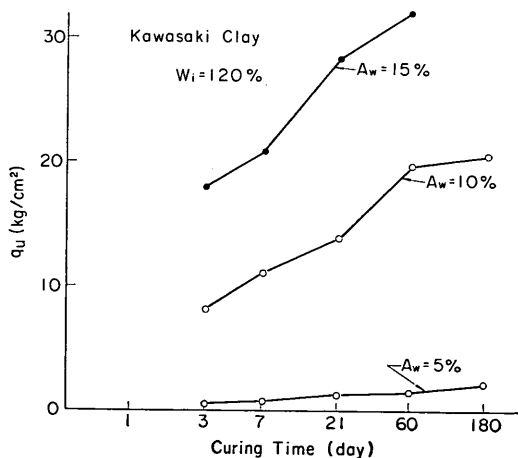


図-1 材令と q_u の関係

ントスラリー安定処理土について同様のデータを示している。ちなみに、改良地盤の設計にあたっては材令28日の現地強度を施工条件で補正し安全率を加味して設計強度とすることが一般的である。しかし、今後の実績データの積み重ねによっては、現地の地盤条件、養生環境、施工行程などを勘案して異なる材令の現地強度を設計の基準とすることも考えられよう。

セメント添加量と一軸圧縮強度の関係を材令をパラメーターとして比較した一例を図-2に示す。 A_w が大きいほど改良効果が大いのが一般的な傾向である。

しかし、安定処理の直後(数時間~数十時間)については、 A_w を大きくすることによって強度発現の遅れる場合もあることが齊藤、他¹⁹⁾によって指摘されている。これは材令のオーダーは異なるが、石灰安定処理土の短期材令(数時間~数十日)で A_w を大きくすることによって強度発現の遅れる場合があるとする筆者等のデータと類似の傾向であり興味深い(前報)。

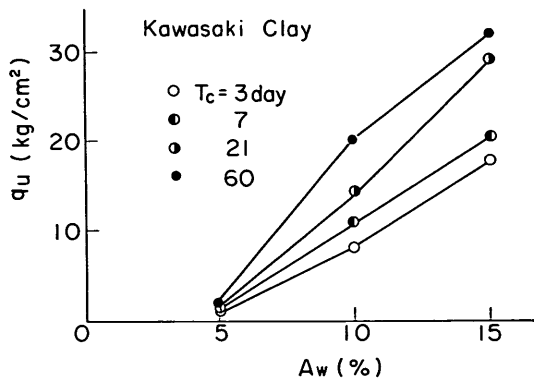


図-2 A_w と q_u の関係

b) 処理対象土の粒度組成の影響

石灰安定処理土の場合(前報)と同様に、ある程度(約60%)までは砂分の含有量が多いほど改良効果が大い(新名, 他¹⁹⁾)。セメント系の安定処理でセメントモルタルを用いることがあるが、このような傾向を背景として考えると一つの方向として背けるものである。

c) 処理対象土の含水比の影響

対象土の含水比が高いほど、改良効果は低くなるのが一般的な傾向である(図-3)。室内配合試験で自然含水比の試料に現実の施工で予定される水セメント比の安定材を使用するように強調するゆえんである。

d) 処理対象土の有機物含有量と硫酸塩の影響

Ingles and Metcalf¹⁹⁾は路盤材料などの締め固めたセメント安定処理土について、多量の有機物や多量の硫

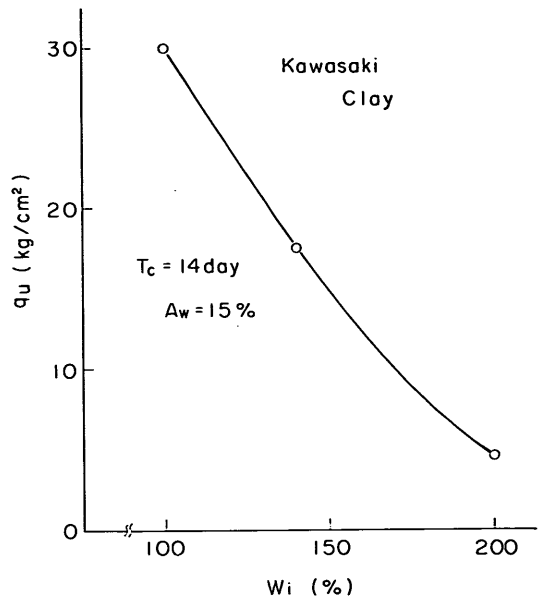


図-3 w_i と q_u の関係

酸塩が悪影響を及ぼすことを指摘している。

e) 混合程度の影響

安定材と対象土を均一に充分に混合するほど、得られる強度は大きく供試体間のバラツキは小さくなる。港研の室内配合試験法で定めるホバート型ソイルミキサーで混合する場合の混合時間と強度の関係を2.3の図-9に示す。室内配合試験に際しては上記ミキサーによる場合10分間の混合が必要である。

f) 養生期間中の環境(湿度・温度)の影響

筆者等の対象とする地盤は海底地盤あるいは地下水位の高い埋立地盤であるため、処理土は常に水浸状態にあるものと考えて良い。このため、乾湿繰返し等の湿度条件の検討は実施していない。室内配合試験法では湿潤養生を規定している。

一方、養生期間中の地中温度の分布は地域差、季節差、土質プロフィールによって変化することが充分考えられる。地中温度の実測例を2例紹介する。

先づ最初の例の測定地点は大阪湾内で水深20mの海底地盤である。測定対象深度は海底面より-10.5mの範囲であり比較のために海底面付近の水温も測定対象として、1年間継続して測定した。地盤条件は地表面より対象深度以深まで正規圧密された沖積粘土である。海水温度は季節によって大きく変動し、8月末に最高で約25°C、2月中旬に最低で約10°Cを記録している。これに対応する地中温度は、地表面下0.5mで9月末に最高で約23°C、3月中旬に最低で約12°Cを記録しており、地表

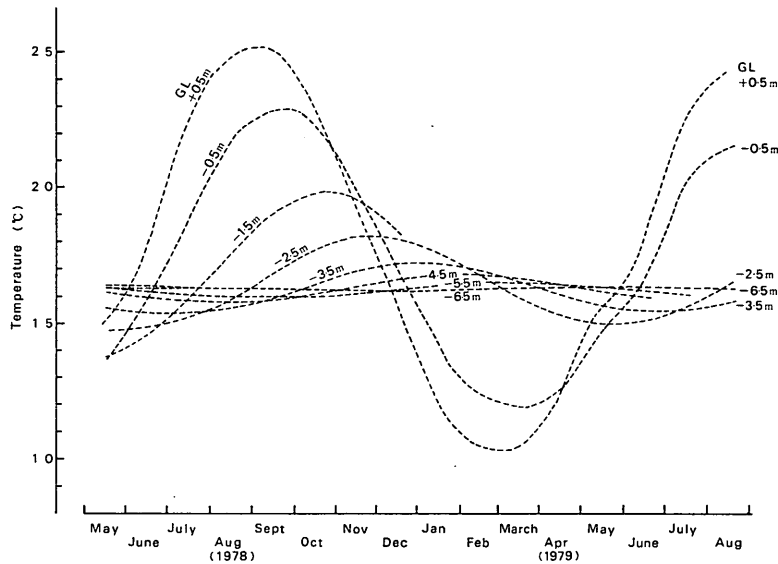


図-4 地中温度の年変化

面下4～5m近辺で年間を通じてほぼ一定の温度の約16.5°Cに落ちこもっている(図-4)。地中温度変化の振幅(ΔT °C)は海底面で約15°C, 地表面下4.5mで約1°Cで, 深度(Dm)に対して $\Delta T=14.6(0.5548)^{-D}$ の関係で減少している(図-5)。また海水温度の季節変動に対する位相の遅れは, 深度方向1m毎に約1か月である。1か月間の平均地中温度の深度分布を図-6に示す。

他の一例は寒冷地域の陸上における冬期のデータであるが, 入手データの採取期間が12月から4月と短いため詳細な検討は困難である。現地の地盤条件は地表面から-5.5mまでが腐食土層(含水比400～900%)で-5.5mから-8.5mまで粘土層(含水比約70%)で-8.5mから-10mまでが砂層である。なお, 測定範囲は-9.0mまでとなっている。測定期間の最低気温は, 約-8°C, 地表面下-0.6mの最低地温が約3°C, -6m近辺で一定の温度の約10°Cを記録している。

安定処理土の強度は養生期間中の温度によって変化する。石灰安定処理土については長期強度に対する温度の影響は小さいが, 短期的(1～2か月)には影響の大きいことを前報で指摘した。セメント安定処理土について Ingles and Metcalf¹⁶⁾は締め固めた石灰・セメント安定処理土の強度と温度の関係を調べて, 石灰の場合と同程度に影響することを示しているが温度の影響を経時的に調査した例はないようである。

室内配合試験では, 養生温度条件を $21^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ と規定しているが, これは既存のコンクリート養生施設等の転用の便を考えて定めたものである。温度条件の一定しな

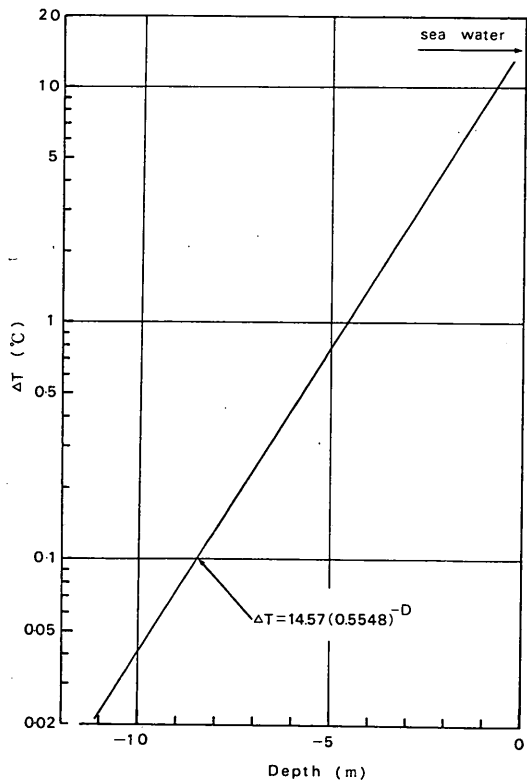


図-5 地中温度の年較差と深度の関係

石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報）

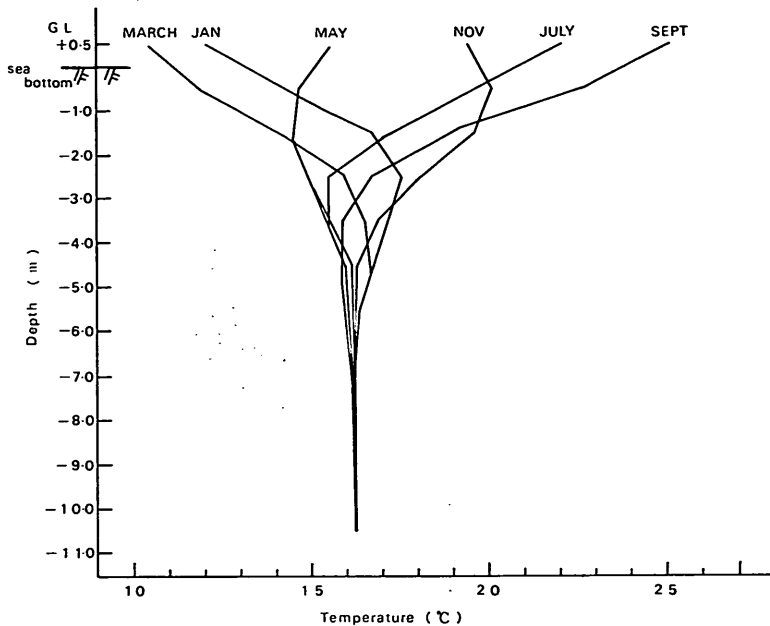


図-6 1カ月平均地中温度の深度方向分布図

い試験結果は再現性がなく、他のデータとの比較も困難となる。また、現場における改良効果の予測にあたって温度条件の観点からの留意を怠ってはならない。たとえば、最初の例の海底地盤ではG.L. 0～-2mの改良効果の発現がG.L. -4m以深とは異なることを考慮すべきである。殊に1月～4月の期間は発現の遅れを考慮する必要がある。一方2番目の事例については冬期の地中温度低下が著しいため、温度条件を制御した室内試験を実施しておくか、現地の強度増加を確認した上で工程をすすめるべきである。

g) 練り混ぜ水の影響

実施工ではセメント系の安定材はスラリー状で用いられることが多いため、改良効果に及ぼす水質の影響も懸念される。この点に関して、Ingles and Metcalf¹⁶⁾は有機物を多量に含まない限り水質に注意を払う必要はないとしている。また、新名、他¹⁹⁾は練り混ぜ水として海水と淡水を用いて28日強度を比較して有為差はないとしている。

しかし、練り混ぜ水の効果を長期的に検討した例も、次項に示すように数時間から数十時間といった短期的に検討した例も知られていない。現場施工では淡水を用いるケースが多い。

練り混ぜ水に関しては、安定材をスラリー状で送る際の水セメント比の影響も考えられる。安定材の水セメン

ト比を上昇させることは、土の初期含水比を増加させることと同じ意味で改良効果を小さくする。混合処理土中の水量（練り混ぜ水+土中水）とセメント量の比として定義される水セメント比と改良効果に相関があると報告も見られ^{20), 21)}、この場合も水セメント比の増加が強度低下につながるとしている。なお、この相関式は土の種類により異なり、水セメント比のみで改良後の強度を推定することはできない。

h) 添加剤の影響

実際の施工では、セメントスラリーをプラントで混練し始めてから土中に供給されるまでの間は時間がかかり、その時間も施工条件によって一定していない。また、地盤中に壁、格子、あるいはブロック状の処理土塊を形成する場合には地中で処理土相互の接合を画る必要がある。このような観点からは、安定処理土の短期強度（数時間～数十時間）は小さいほど好ましい。このため長期強度を低下させずに強度発見を遅らせる遅延剤の開発が望まれている。

第2港湾建設局（未発表）や新名、他²²⁾は短期強度の低下に対して有効な遅延剤の存在を指摘しているが、同時に長期的強度の低下も招くとしている。今後の開発が望まれる分野である。

i) 安定材の相違による処理効果

通常、セメント系の深層混合処理工法では普通ポルト

ランドセメントを水セメント比60%あるいは100%としたセメントミルクとして用いている。しかし、安定材のコストダウンを画って、水さいなどを微粉末化してセメントを増量する試みもみられる。このような、いわゆる産業廃棄物を利用する試みで難点となるのは、工業製品として規格化されて製造されているものではないため、品質の保障のないことである。また、色々な試みは見られるが環境問題を含めた多くの角度からの検討が充分になされているとは言い難い。

一方では、セメント単体の添加では改良効果の小さい土に対しても効果の大きいとする各種の安定材が市販されている。奥村、他²³⁾は、4種類の海底粘土(有機質土を含む)に対して7種類の市販の安定材を種々の配合条件で比較検討している。また、この実験はその後も継続されており現在では対象土が3種類、安定材が2種類追加されてデータが得られている(未発表)。この一連の試験結果からは、いかなる条件でも他に卓越する万能の安定材はないこと、言い換えると改良効果を大きくするために特殊な(高価な)安定材を使用するより入手しやすい安定材を増量する方が得策であることが示されている。この一連の試験結果の一例として生石灰とセメントの安

定処理効果を比較して図-7に示す。横軸はセメント安定処理土の強度 q_p と生石灰安定処理土の強度 q_q の比 q_p/q_q の対数を、縦軸はそのひん(頻)度を示す。ひん度分布図のハッチ部は有機質土を白地部は無機質土を示している。種々の条件(混合比、初期含水比、材令、土の種類)の組みあわせによって、ある条件ではセメント処理の方が15倍も効果的であり、また他の条件では0.15倍しか効果のないことがわかる。

新たな安定材の使用を試みる場合には、安定材の価格、入手し易さ、品質の安定性、施工機械のタイプによる使用条件、所要強度などを考慮の上で適切な試験計画を樹てて実際に室内配合試験、あるいは現場試験を実施することが必要である。

2.3 石灰・セメント安定処理土の一般的特性

前報告では生石灰による安定処理土の一軸圧縮試験、圧密試験の結果から一般的な特性を明らかにした。ここでは、前報のデータを踏まえて消石灰、普通ポルトランドセメントによる安定処理土に対して同様な実験を行い相違の有無を検討する。

対象土は川崎粘土と久里浜粘土であり、その物理的特性は表-1に示す。

表-1 各試料の物理特性

試料名	A		B	
	川崎		久里浜	
G_s	2.71		2.70	
w_L %	87.7		70.9	
w_P %	39.7		30.8	
I_P	48.0		40.1	
I_P Loss %	8.28		6.95	
砂分 %	1		10	
シルト分 %	39		39	
粘土分 %	60		51	

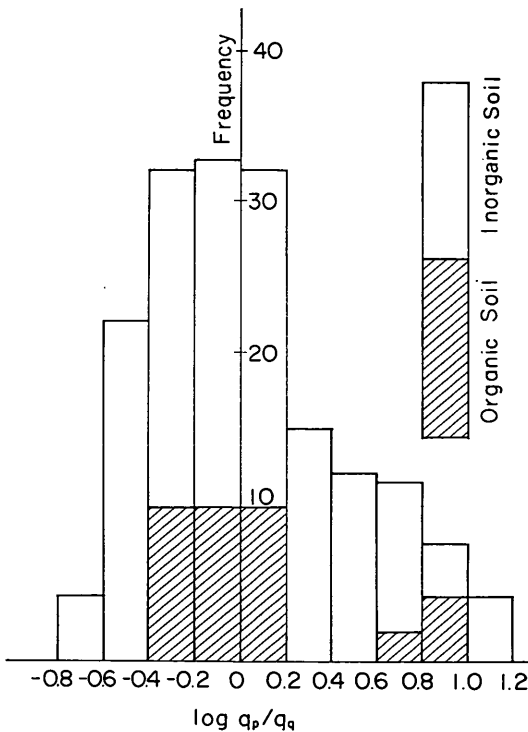


図-7 セメントと生石灰の安定処理効果の比較

一軸圧縮強度 q_u と破壊歪 ϵ_f の関係を図-8に示す。 q_u と ϵ_f は反比例の関係にあり、 $q_u \geq 4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では $\epsilon_f \leq 2\%$ と小さく、 q_u が 4 kgf/cm^2 より小さくなると ϵ_f は増大する。図中で生石灰を Q, L 、消石灰を H, L 、セメントを C と表示しているが、安定材の相違にかかわらず同様な傾向を示している。 $q_u/2$ の割線係数で定義される E_{50} についても安定材による相違は認められない。

混合程度と改良効果の関係を比較したのが図-9である。室内配合試験に用いるホバート型ソイルミキサーで任意の時間混合して得られる強度 q_u と、試験法で定める10分間混合で得られる強度 $q_{u,10min}$ の比を混合時間

T_m に対して表示してある。一般に混合時間が長く混合程度が良好なほど、改良後の強度も大きくなるが10分以上混合することによる強度増加の割合は小さい。室内配合試験で定める混合時間10分という規定は石灰・セメント系の安定材については妥当と考えられる。

圧密試験で得られる圧密降伏応力 p_v と一軸圧縮強度の関係を図-10に示す。生石灰安定処理土の場合と同様にセメント、消石灰処理土についても $p_v = 1.2 \sim 1.3 q_u$ の関係が認められる。

未処理土の圧密特性と安定処理土の圧密特性を比較すると図-11、図-12が得られる。ある圧密圧力 \bar{p} における未処理土の圧密係数 c_v/c_{vR} 、体積圧縮係数 m_v/m_{vR} を求め、同じ圧密圧力における安定処理土の c_v 、 m_v を求める。圧

密圧力 \bar{p} は着目している安定処理土の圧密降伏応力 p_v で無次元化して c_v/c_{vR} 、 m_v/m_{vR} と \bar{p}/p_v の関係が各々図-11、図-12に示してある。 $\bar{p}/p_v = 1$ を境にして、 $\bar{p}/p_v < 1$ では安定処理土の圧密係数は未処理土に比べて極めて大きく、体積圧縮係数は小さい。一方、 $\bar{p}/p_v > 1$ では安定処理土と未処理土の圧密特性の相違が小さくなる。この傾向も前報で生石灰安定処理土について報告した傾向と同様である。

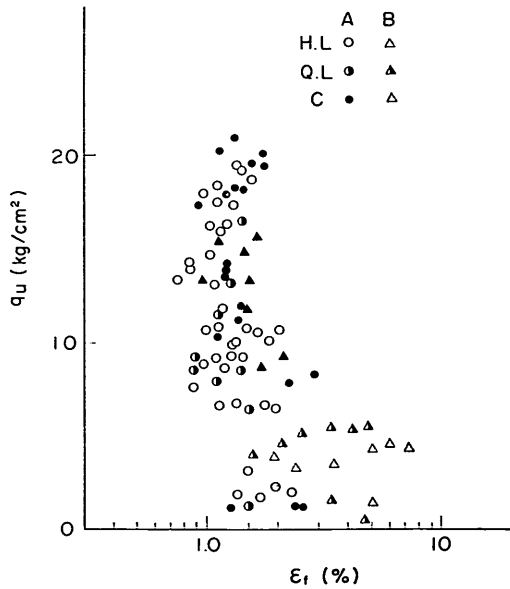


図-8 各種安定材による q_u と ϵ_f の関係

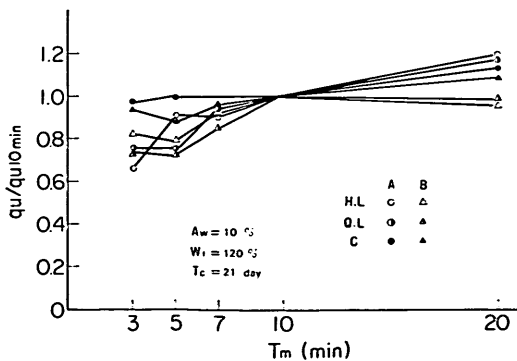


図-9 各種安定材の混合効果

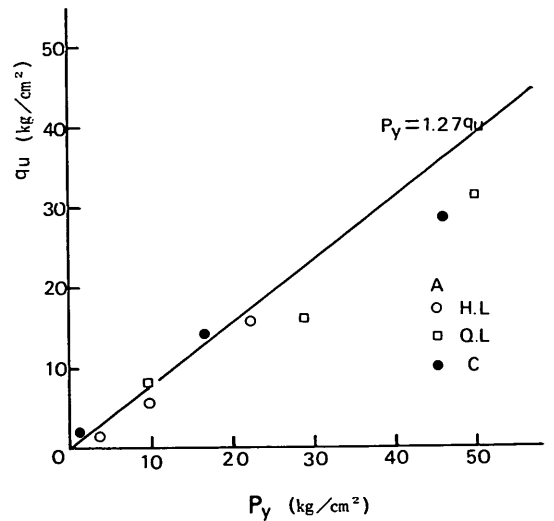


図-10 各種安定材による p_v と q_u の関係

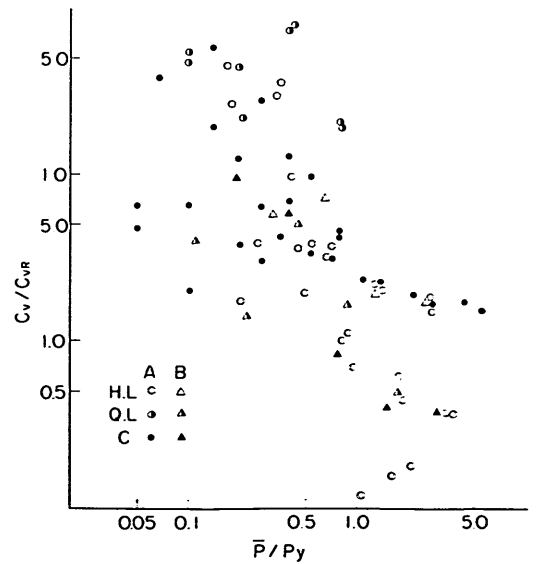


図-11 各種安定材による c_v/c_{vR} と \bar{p}/p_v の関係

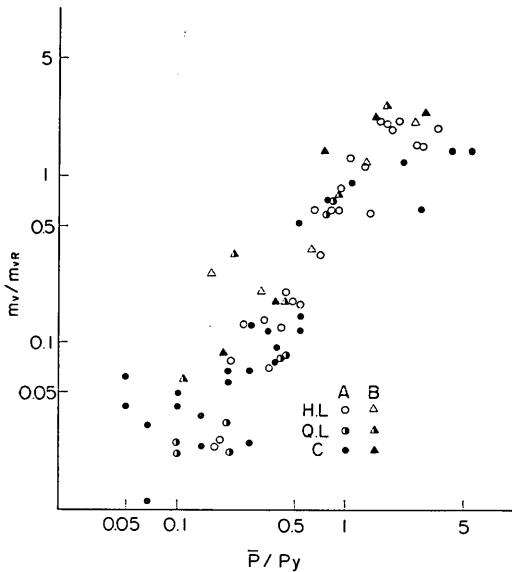


図-12 各種安定材による m_u/m_{0R} と \bar{P}/P_y の関係

以上の安定処理土の一般的特性も、前節で整理した改良効果に影響する要素も、石灰・セメント系の安定処理土では類似していると言えよう。

3. 安定処理土の力学的特性

3.1 概 説

前報ならびに本報告の2章で、石灰・セメント系の安定材による安定処理土の改良効果に影響する要因、安定処理土の一軸圧縮特性、圧密特性の全体像をは握ってきた。

本章ではさらに石灰・セメント系安定処理土の力学特性を知るために、割裂試験、曲げ試験、三軸圧縮試験を実施し、その結果から安定処理土の特徴を明らかにする。

なお、2.3節で述べたように石灰・セメント系安定処理土の挙動は極めて類似しているため、本章では生石灰安定処理土、セメント安定処理土の各試験結果を併行して紹介していくこととする。

3.2 安定処理土の引張特性

深層混合処理工法を実施すると、周囲の未処理地盤と処理地盤の剛性が大きく異なるため、改良パターンおよび荷重条件によっては、処理地盤にかなりの引張応力が発生する。このため、処理地盤の設計に際しては引張破壊に対するチェックが必要である。この項では、割裂および曲げ試験によって求めた安定処理土の引張特性について議論する。

対象とした土は表-1に示す川崎粘土であり、 T_c は14

～16日である。

(1) 実験方法

a) 割裂試験

割裂試験は、円柱形の供試体に P の線荷重を加えるとき、供試体の中心軸を含む鉛直面に1)式で示される一様な引張応力が発生することを利用して²⁴⁾、引張強度を求める間接引張試験である(図-13)。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi t D} \quad 1)$$

ここに P は線荷重、 t は供試体厚さ、 D は供試体直径を示す。1)式の応力状態を満足するためには、供試体は完全な円柱形であり、一様な線荷重が供試体に加わる必要がある。

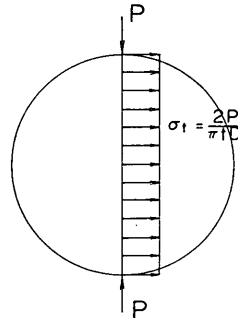


図-13 割裂試験における σ_t の応力分布

しかしながら、完全な円柱形の供試体作製は困難であり、試験装置の制約上供試体長手方向と載荷板は必ずしも平行ではない等の理由から、供試体に均一な線荷重を加えることは難しい。さらに載荷点における大きな圧縮応力により、この近傍が局部的に破壊して荷重はこの局部破壊に対応する分布荷重となる。

このため各国で定められているコンクリートの割裂試験方法は大きく2通りある。すなわち、あくまで供試体に線荷重を加えるべく平面を有する載荷板で直接載荷する方法と、供試体形状および載荷点の局部破壊に起因する線荷重のバラツキを少なくするために、供試体と載荷板との間に曲率を有する荷重分布板をはさんで載荷する方法である²⁵⁾。

以上の点を考慮して、割裂試験の実施に先立って以下に示す異なる供試体寸法および載荷方法を組合わせて比較実験を行った。

○ 供試体寸法

供試体A 付録-Aに示す試験方法で定めたモールド(直径 $D=50\text{mm}$)を使用して厚さ $t=50\text{mm}$ の供試体を作製する。付録-Aに示す通りモールド内側にビニールを貼るため供試体形状は多少いびつにな

る。

供試体B 新たに製作したステンレス製のモールド ($D=100\text{mm}$) を使用して $t=50\text{mm}$ 供試体を作製する、供試体形状はAに比べて完全な円柱形に近い。

・ 載荷方法

載荷方法A 平板を用いて直接載荷。

載荷方法B 曲率 $r=50\text{mm}$ 、幅 25mm 、厚さ 50mm の荷重分布板を介して載荷。

供試体寸法および載荷方法の組合せは図-14に示すとおりである。

表-2に実験結果、写真-1~4に各ケースにおける供試体の代表的破壊状況を示す。1ケース当りの供試体個数は6個である。

各ケースにおける引張強度平均値 $\bar{\sigma}_t$ と q_u の比 $\bar{\sigma}_t/q_u$ をみると、ケース1が最小でケース4, 2, 3の順に大きい。変動係数はケース4が最小でケース2, 3, 1と順に大きくなる。ケース1の $\bar{\sigma}_t/q_u$ が小さく変動係数が大きい

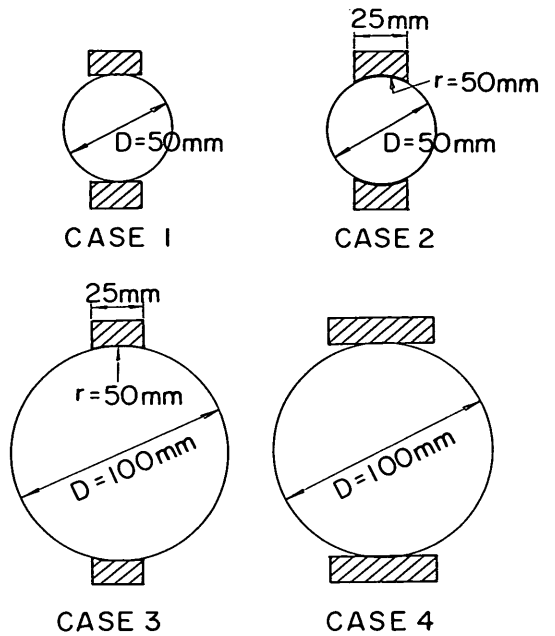


図-14 割裂実験の比較実験方法

表-2 比較割裂試験の結果

ケース	q_u kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_t$ kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_t/q_u$	標準偏差 kgf/cm ²	変動係数
1	20.0	1.70	0.085	0.246	0.145
	18.8	1.73	0.092	0.290	0.168
2	20.0	2.25	0.112	0.347	0.157
	18.8	2.19	0.116	0.209	0.095
3	20.0	3.19	0.159	0.292	0.092
4	18.8	1.94	0.103	0.135	0.063

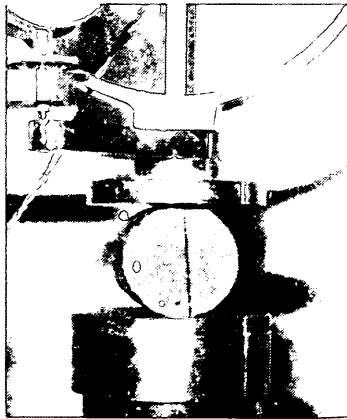


写真-1 ケース1

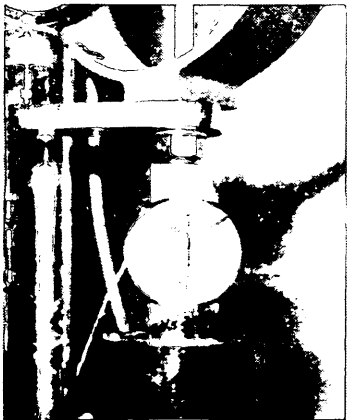


写真-2 ケース2



写真-3 ケース3



写真-4 ケース4

い理由として、供試体形状がいびつであるため局部的に大きな荷重が加わったためと考えられる。各ケースの破壊状況は個々の供試体によって若干異なるが、ケース3だけが荷重分布板の端からキ裂が発生し、他のケースはほぼ中心軸を通る直線状で破壊する傾向にあった。

以上の結果から、 $\bar{\sigma}_t/q_u$ が比較的小さく変動係数が最小であるケース4を実験方法として採用した。

b) 曲げ試験

実験に用いた曲げ試験機の概要を図-15に示す。供試体は高さ50×幅50×長さ250mmの正方形断面を有する直方体である。供試体に曲げ応力を与える方法は、図-16に示すように供試体中央 $2L/3$ (L は支点間距離)の地点にベロフラムシリンダーによって同一載荷力を2点載荷するものである。コンクリートの曲げ試験は、供試体中央 $L/3$ の地点に載荷するのを標準としているが、本試験機において $2L/3$ とした理由は、モーメントスパンを長くすることにより、後述する曲げひずみおよびたわみ量を精度良く測定するためである。載荷力はロードセルによって測定し、供試体のたわみ量は左右の載荷点直下と中心点に設置されたダイヤルゲージによって測定した。以下に述べるたわみ量は、中央点のダイヤルゲージ

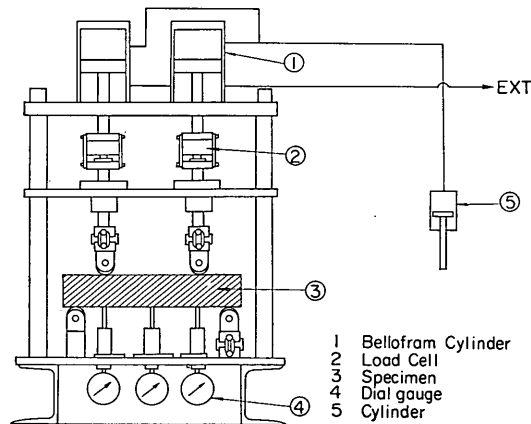


図-15 曲げ試験機の概略図

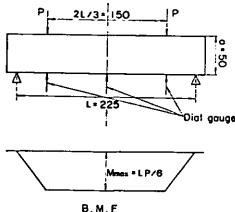


図-16 曲げ載荷方法および曲げモーメント図

の読みから、左右の読みの平均値を差し引いたものである。

曲げ強度 σ_B 、曲げひずみ ϵ_B の算出に当っては、供試体を完全弾性体とし、圧縮・引張側側のヤング率、ポアソン比を同一として曲げを受けるはりの計算法を用いた。

$$\sigma_B = \frac{M}{W} \quad (2)$$

$$\epsilon_B = \frac{9a}{L^2} \Delta y \quad (3)$$

ここに M は図-16に示す曲げモーメント、 W は断面係数、 a は供試体高さ、 L は支点間距離、 Δy は図-17に示すたわみ量である。

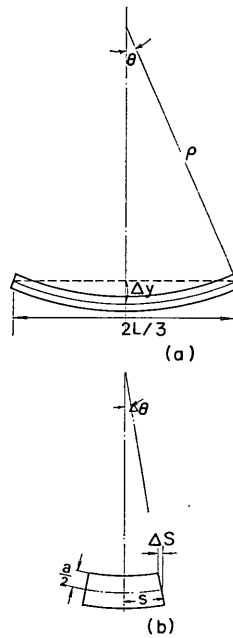


図-17 曲げモーメント一定区間における Δy と ϵ_B の関係を求める図

(2) 引張特性に関する考察

図-18に割裂試験から求めた引張強度 σ_t と q_u の関係を示す。 q_u 、 σ_t とも同一条件の供試体3個の平均値を図中に示してある。 σ_t と q_u の関係において、安定材(生石灰とセメント)および w_t の違いの影響はみられず、 q_u が 15 kgf/cm^2 以下では $\sigma_t = 0.15 q_u$ 、 q_u が 15 kgf/cm^2 を超えると 2 kgf/cm^2 前後の一定値となる。路盤の安定を目的とした安定処理土の引張強度は、Kennedy and Moore²⁶⁾が割裂試験から、Wang and Huston²⁷⁾が単軸引張試験から $\sigma_t = 0.1 \sim 0.2 q_u$ の関係をj得ている。

図-19に曲げ試験で得られた曲げ応力 σ'_B とたわみ量の代表的な関係を示す。 σ'_B とたわみ量の関係は y 切片

を持つ直線関係にある。 y 切片は各試験により異なる値を取り、しかも他の値との相関関係がないことから試験時の誤差と考えられる。

図-20に曲げ強度 σ_B と q_u の関係を示す。 σ_t の場合と同様に q_u, σ_B とも同一条件の供試体3個の平均値を図中に示してある。 σ_B と q_u の関係は σ_t の場合と同様に安定材、 w_i の違いによる影響はみられず、 q_u の0.1~0.6倍と σ_t に比べてばらつきが大きい。内田、他²³⁾は安定材として生石灰、微粉水砕、セメントおよび数種の添加物を混合したセメントを用いた安定処理土において、これら安定材の違いが q_u と σ_B の関係に与える影響はなく、 $\sigma_B = 0.186 + 0.417q_u$ と今回得られた結果と同様な傾向を示している。

図-21に q_u と曲げ試験における破壊時の曲げひずみ ϵ_B の関係を示す。全体として ϵ_B は q_u に逆比例しており、 ϵ_B の値は一軸圧縮試験から得られた ϵ_f よりはるかに小さい。また同一の q_u における ϵ_B は w_i によって変化し、 w_i が大きければ ϵ_B は小さくなる傾向にある。

以上割裂、曲げ試験による安定処理土の引張試験結果について述べた。安定処理土の引張強度は圧縮強度に比べて小さいため、深層混合処理工法の設計に当っては引張応力を発生させないか、発生しても極力小さくなるよう心掛ける必要がある。さて、設計の際に安定処理土の引張強度として σ_B または σ_t のどちらを取るかが問題となる。 σ_B は図-22に示すように σ_t の1.2~3倍の大きさであるが、これはコンクリート、岩盤のようなぜい性度（圧縮強度と引張強度の比）が大きい材料に共通してみられる現象である。 σ_B が σ_t より大きくなる理由として、

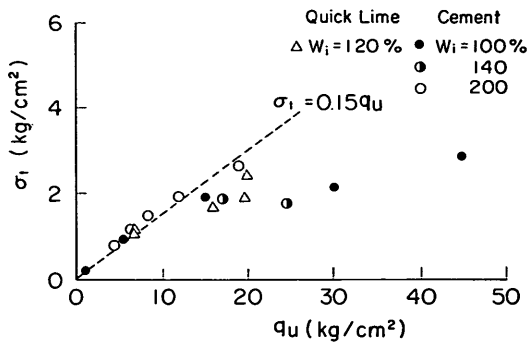


図-18 σ_t と q_u の関係

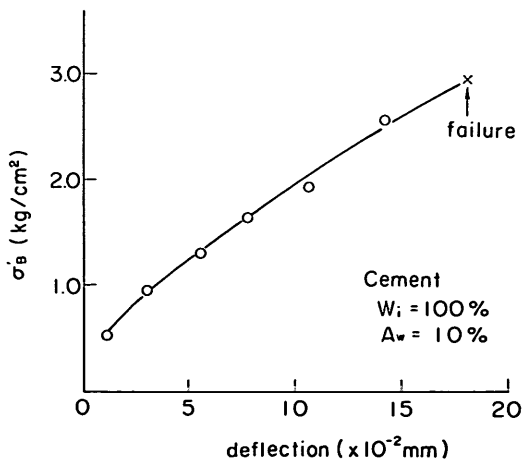


図-19 曲げ試験におけるたわみ量と σ'_B の関係

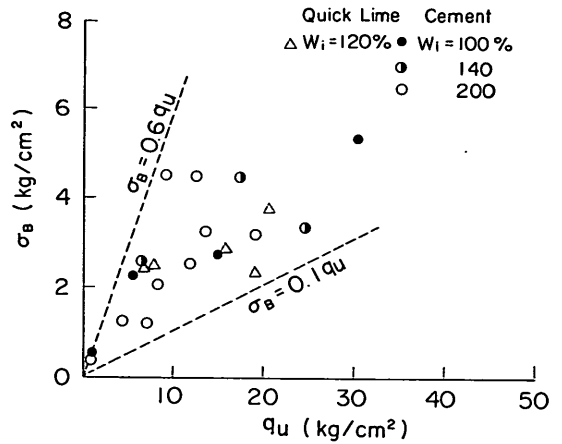


図-20 σ_B と q_u の関係

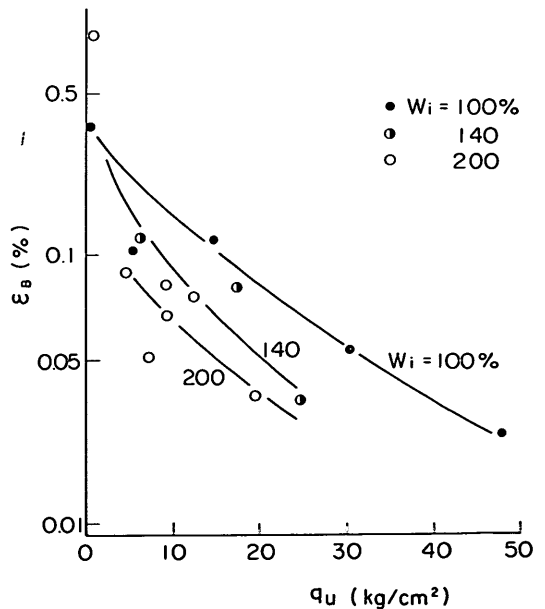


図-21 曲げ試験における q_u と ϵ_B の関係

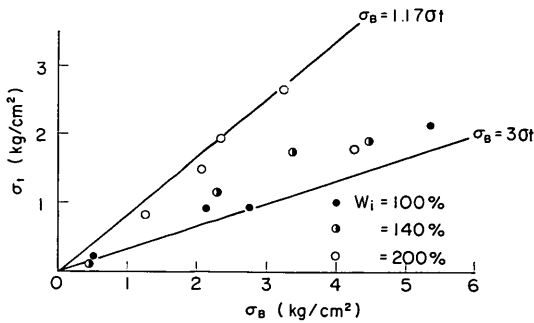


図-22 σ_v と σ_h の関係

供試体の大きさ (size effect)、塑性域の発達、圧縮、引張側の材料定数の違い、weakest link of the chain²⁹⁾ の概念等を用いて種々の説があるが、現在のところまだ明確な説明がなされていないのが現状である。現時点では安定処理土の引張強度として低目の値を与える割裂試験による σ_t を用いるのが妥当と考えられる。

3.3 安定処理土の三軸圧縮特性

1. で述べたように、化学的地盤改良工法は主に道路路盤等の表層改良に用いられる例が多く、したがって安定処理土の研究も拘束圧を考慮に入れない一軸圧縮試験および引張強度試験に限られていた。しかし、深層にまで石灰・セメント安定処理工法が用いられるようになった現在、拘束圧を考慮に入れた安定処理土の研究が必要となる。また、従来の地盤改良工法では圧密もしくは砂等の置換によって地盤の間げき(隙)比を減少させることにより土の強度の増加を図るのに対し、深層混合処理工法は原位置でスラリーもしくは塊状の安定材を周囲の土と混合させ、化学的反応によって強度増加を期待するものである。このため、安定処理土は高い強度をもつにもかかわらず間げき比が大きな材料である特徴をもっている。

このように安定処理土は通常の粘性土あるいは砂と比べて特殊な材料であるため、広範囲な拘束圧の下で次項に示す各種の排水条件の下で三軸圧縮試験を行い、安定処理土の特性をは握しておく必要がある。

(1) 実験方法

三軸圧縮試験は、安定処理土およびリモールドした未処理土について実施した。対象とした土は川崎粘土で、その物理特性は表-1のAである。また各種実験に用いた供試体の配合条件および試験時の q_u を表-3に示す。安定処理土は2.2で示したように材令と共に強度が増加するので、試験の実施に当っては各供試体の材令の差が小さくなるよう注意した。しかし、同一条件の供試体を用いての実験は長期にわたることもあるため、材令に対する強度増加率が比較的小さくなる28日を最低の養生期

間とし、さらに実験前後に比較用供試体による一軸圧縮試験を行なった。各ケースとも実験前後に得られた q_u 値は大差なかったため、実験結果には材令の違いによる強度の補正は行っていない。

表-3 各ケースで使用した安定材と配合条件

ケース	安定材	w_i %	A_w %	q_u kgf/cm ²	実施した実験		
					UU	CU	CD
1	生石灰	120	5	7.8		○	○
2			7.5	15.6		○	○
3			10	31.2		○	○
4			5	6.0	○		
5			7.5	13.0	○		
6	セメント	200	10	3.0		○	○
7			130	10	9.3	○	○

リモールドした未処理土の供試体作製方法は、試料の含水比を120%付近に調整し、試験時の有効圧密圧力 p' が 7 kgf/cm^2 以下の供試体については予備圧密圧力 p_i を 0.6 kgf/cm^2 で、 p' が 7 kgf/cm^2 を越える場合は p_i を 4 kgf/cm^2 で圧密した後、供試体を所定の大きさに成形した。 p_i を p' によって変えたのは、 p_i が小さな供試体を大きな p' の下で三軸セル内で圧密すると、圧密後の供試体の体積が小さくなり過ぎて、試験精度が悪くなるからである。

用いた試験装置は最大側圧 $\sigma_3 = 6 \text{ kgf/cm}^2$ の低圧三軸および $\sigma_3 = 100 \text{ kgf/cm}^2$ の高圧三軸試験装置である。安定処理土の剛性は、通常の粘性土と比較して大きいため軸差応力の測定にブルーミングリングを用いると、ブルーミングリング自体のたわみが生じ初期のせん断速度が設定された速度より遅くなる。これを避けるため、測定器自体のたわみ量の少ないロードセルを軸差応力の測定に用いた。供試体の大きさは、低圧三軸を用いる場合、直径 $\phi = 35 \text{ mm}$ 、高さ $h = 80 \text{ mm}$ 、高圧三軸では $\phi = 50 \text{ mm}$ 、 $h = 100 \text{ mm}$ とした。

非排水せん断の条件を満足し(等体積せん断)、かつせん断時の間げき水圧を正確に測定するためには、供試体が飽和すなわち通常の土では Skempton の間げき圧係数 B が1に近い値である必要がある。安定処理土は、通常の土に比べて硬いため、安定処理土が飽和していても果たして B 係数が1になるか疑問である。

間隙水圧係数 B は土粒子実質部分の圧縮率を無視すると、4) 式で表わせる。

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{m_f}{m_o}} \quad (4)$$

ここに n は間げき率, m_o は土の構造骨格の体積圧縮係数, m_f は間げき流体の圧縮率である。間げきが完全に水で飽和していると m_f は水の圧縮率 m_w と等しくなり, その値は $4.9 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{kg}$ である。一方圧密試験から求めた安定処理土の m_o は, 配合条件, 圧密圧力等で変化するが最低の値は $10^{-3} \text{cm}^2/\text{kg}$ である。これらの値を4)式に入れると, m_f/m_o の値はほぼ 10^{-2} のオーダーであり, 安定処理土の場合でも間隙が水で飽和していれば, B は1として考えて良い。一方, 室内で安定処理土の供試体を作製する場合, 混合時あるいは試料をモールドに詰める際に, 気泡が供試体内に混入するのは避けられない。このように間げきに気泡が存在すると, 4)式に示す m_f は m_o に対して無視できない値となり, その結果 B は低下する。

このため本実験に際しては, セメントを安定材とする供試体(ケース6, 7)の w_i は表-3にみられるように比較的高くし, 混合後の試料の流動性を高め, 供試体内に気泡が残らないように努めた。またバックプレッシャー $2 \text{kgf}/\text{cm}^2$, p' を $0.1 \text{kgf}/\text{cm}^2$ の下で三軸セル内で予備圧密した後, 所定の p' で供試体を圧密した。その結果ケース6, 7では 0.9 以上の B の値が得られたが, 生石灰を用いた他のケースでは, 混合後の試料の流動性が低かったため, B は 0.5 以下の低い値であった。

せん断時の軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は, $\dot{\epsilon}_1$ が安定処理土の強度に与える影響を調べる場合以外は, 非排水せん断では $\dot{\epsilon}_1 = 0.13 \%/ \text{min}$, 排水せん断では過剰間げき水圧が発生しないことを確認した後, $\dot{\epsilon}_1 = 0.025 \%/ \text{min}$ とした。

(2) 非圧密非排水せん断試験(UU試験)

粘性土の非圧密非排水せん断強度は, 不飽和またはぜい性的な挙動を示す粘性土を除いて拘束圧には無関係であり, したがってせん断抵抗角 ϕ_u は 0 である。しかし, 不飽和土の場合間隙流体中に気泡があるため, 比較的小さな拘束圧の下では $\phi_u = 0$ とならず, 強度は拘束圧によって変化することが知られている。また過圧密比の大きい粘性土または岩のようなぜい性度の大きな材料では, 小さな拘束圧のもとでは間げきに引張応力が集中し, 引張クラックが発生し拘束圧の高い場合より強度が低くなるとされている。室内試験によって作り出された供試体は前述したように不飽和になりがちであり, また3.2でも述べたように処理土のぜい性度は $6 \sim 7$ であることから, 小さな拘束圧のもとでは強度の低下が充分考えられる。

実験は拘束圧が $-1 \sim 80 \text{kgf}/\text{cm}^2$ まで広い範囲について行った*。破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ と拘束圧との関係を図-23に示す。ここで拘束圧 $\bar{\sigma}$ は大気圧 ($1 \text{kgf}/\text{cm}^2$) を含んだものとし(一軸圧縮試験では $\bar{\sigma} = 1 \text{kgf}/\text{cm}^2$), $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ および $\bar{\sigma}$ は q_u で正規化した値を用いている。 $\bar{\sigma}/q_u$ の増加につれ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}/q_u$ の値もわずかに増加するが, その傾き $\bar{\sigma}/q_u$ を対数目盛から算術目

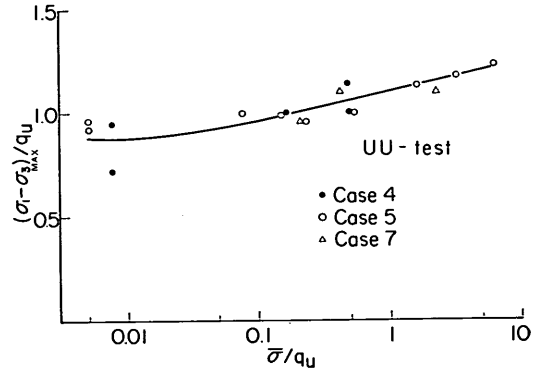


図-23 UU条件における $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}/q_u$ と $\bar{\sigma}/q_u$ の関係

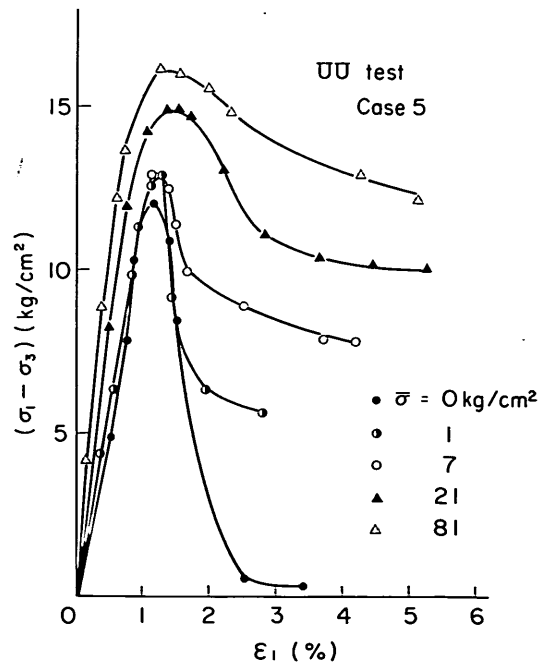


図-24 UU条件における $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と $\dot{\epsilon}_1$ の関係

* 3.3.3で述べるように, 処理土は拘束圧力が小さい場合でも間隙水圧が正となる。このため, 間隙水圧が拘束圧より大きくなるため体積変化が生じ, 試験にはUU条件を満足していない。

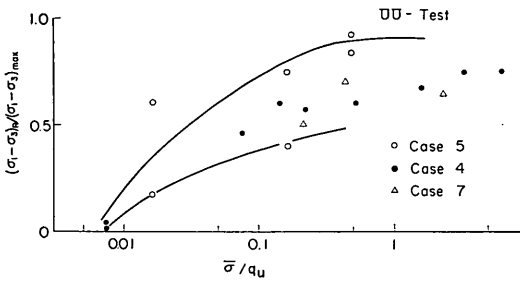


図-25 $\bar{\sigma}/q_u$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_R / (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の関係

盛になおすとわずかであり、ちなみにケース5の ϕ_u は 0.8° である。この結果より処理土地盤の $\phi_u=0$ 解析を行う場合、非排水強度 c_u を一軸圧縮試験から得られた q_u の1/2としても問題がないと考えられる。

一方、UU条件での応力～ひずみ関係は拘束圧によって大きく変化する。図-24にケース5の各 $\bar{\sigma}$ 下でのUU試験から得られた $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と軸歪 ϵ_1 の関係を示す。 $\bar{\sigma}$ が約 0 kgf/cm^2 の場合、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ が 12 kgf/cm^2 に対し残留強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ が 0.4 kgf/cm^2 程度と極端に低下するが、 $\bar{\sigma}$ の増加に伴い $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ も増加し、 $\bar{\sigma}$ が 81 kgf/cm^2 となると、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}=16 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R=12 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

図-25に残留強度比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R / (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ と $\bar{\sigma}/q_u$ の関係を示す。 $\bar{\sigma}/q_u$ が0.1以下であると $\bar{\sigma}/q_u$ の減少に伴い残留強度比も減少するが、 $\bar{\sigma}/q_u$ が0.1以上の場合は $\bar{\sigma}/q_u$ の値に無関係に残留強度比は0.5~0.8となる。

(3) 圧密非排水せん断試験 (CU試験)

図-26にケース6の圧密過程で得られた体積ひずみ ϵ_v と圧密圧力 p' の関係を示す。本実験の圧密は等方圧密で行ったが、側方向のひずみが拘束されている標準圧密から得られる安定処理土の $e \sim \log p$ 曲線と図-26の $\epsilon_v \sim \log p'$ 曲線の形状は類似している。すなわち、標準圧密と同様に等方応力状態で得られた $\epsilon_v \sim \log p'$ 曲線は、圧密降伏応力(以下標準圧密で得られる圧密降伏応力 p'_v と区別するため p'_v とする)以下での p' での極めて平らな部分と、明瞭な p'_v 部の折れ曲がり特徴づけられる。

標準圧密試験における p'_v と q_u の関係は $p'_v=1.2 \sim 1.3 q_u$ の関係があるが(2.3)、 p'_v も q_u に比例して増加する傾向にある。

p'_v を境にして安定処理土の非排水せん断強度 c_u も大きく変化する。安定処理土および正規圧密された未処理土の c_u と p' を両対数で整理した関係を図-27に示す。各ケースの安定処理土の c_u は、小さな p' のもとではほぼ一定であり、未処理土の c_u と比較して値も大きい。しかし p'_v を越えた p' になると両者の c_u はほぼ同じとなり、

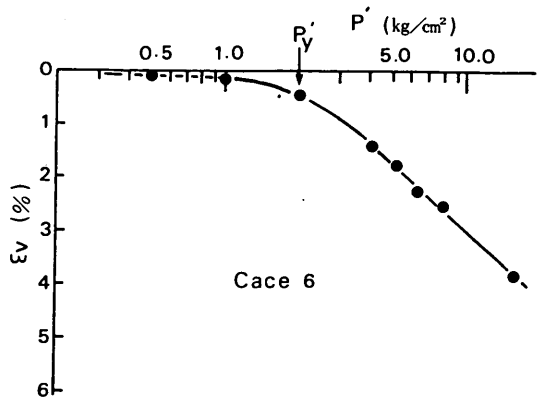


図-26 等方応力状態による ϵ_v と p' の関係

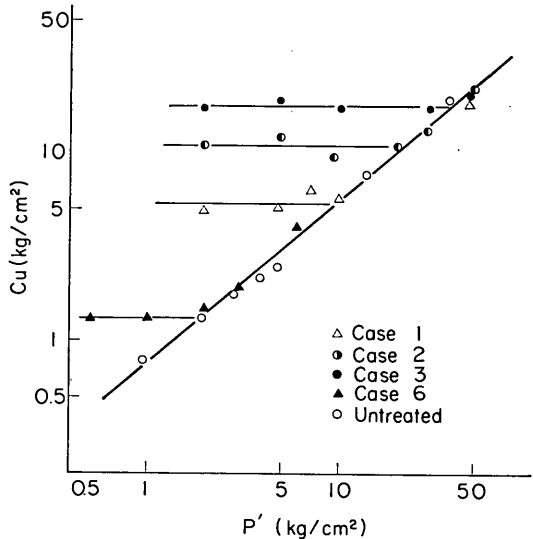


図-27 c_u と p' の関係

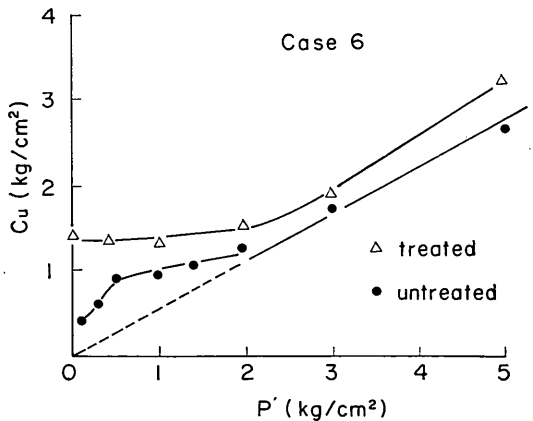


図-28 安定処理土と過圧密された未処理土の c_u と p' の関係

p' の増加と共に強度が増加していく。この傾向は過圧密粘土に見られる c_u と p' の関係に類似している。ケース6の場合 p'_v は約 2 kgf/cm^2 であるので、 $p'_{\text{max}} = 2 \text{ kgf/cm}^2$ で過圧密された未処理土とケース6の安定処理土の c_u と p' の関係を比較した(図-28)。過圧密された未処理土は過圧密比 ($O.C.R$) が大きくなるにつれ (p' が減少するにつれ) c_u が減少するが、安定処理土を過圧密された粘性土と考えると $O.C.R$ が大きくなっても c_u は一定である。

図-29に安定処理土(ケース6)、図-30に前述の $p'_{\text{max}} = 2 \text{ kg/cm}^2$ で過圧密された未処理土の各 p' における ϵ_1

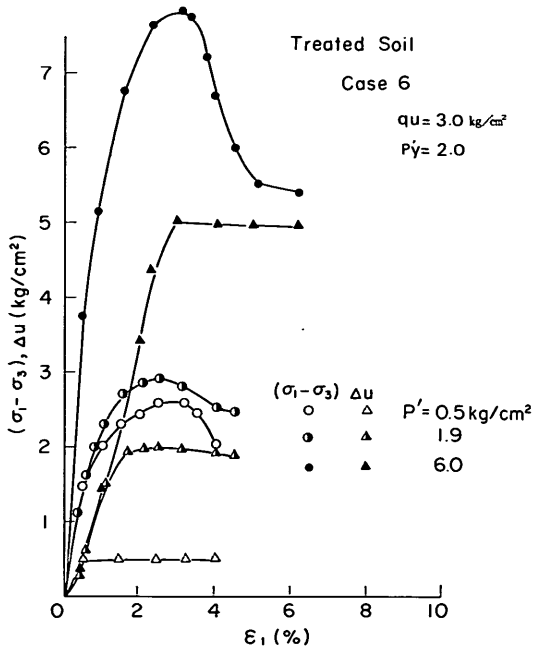


図-29 安定処理土の ϵ_1 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$, Δu の関係

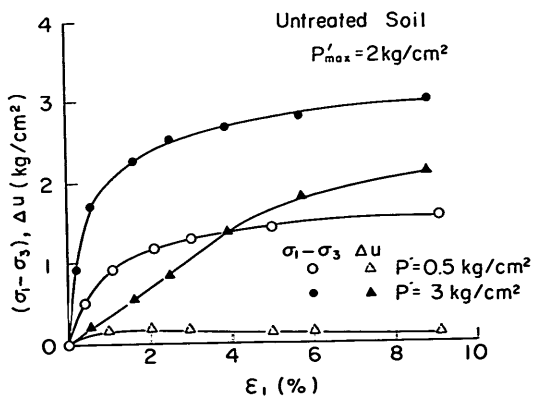


図-30 未処理土の ϵ_1 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$, Δu の関係

と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ および過剰間げき水圧 Δu の関係を示す。UU試験で得られた結果と同様に、安定処理土の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と ϵ_1 の関係は、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ 時の ϵ_1 の値は未処理土と比較して小さく、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ 後の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は ϵ_1 の増加と共に低下するのが特徴である。この傾向は p' が p'_v を越える領域でも見られることから、安定処理土を過圧密された粘性土と考えると、正規圧密領域においても安定処理土はぜい性的な特性をもつ。

大きな $O.C.R$ をもつ粘性土はせん断時に負の Δu が発生するが、処理土の場合すべてのケースおよび p' のもとで Δu は正である。 p' の低い場合、 Δu は比較的小さな ϵ_1 で拘束圧と同じ値となり、これ以降の ϵ_1 のもとでは Δu は常に拘束圧 (p') と同じとなる。つまり等体積条件を満足しないことになる。

Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係は、Skempton が提唱した間げき水圧係数 A で表示されるのが一般であり、この A を用いて土の種類のカテゴリが行われている。

本実験では供試体にせん断力を加える方法として、拘束圧 σ_3 を一定とし $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を増加させる方法を取ったので、 Δu と $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係は5)式で表わせる。

$$\Delta u = A \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5)$$

図-31, 32に Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係を示す。土の骨格構造が弾性的でかつ等方的であるとすれば、5)式で表わせる A 係数は $1/3$ となる。 Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係は、折れ曲がった直線で近似され、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が小さな部分では傾きすなわち A 係数は $1/3$ より小さく、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が大きいと A 係数は $1/3$ より大きくなるようである。 A 係数が変化する $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値は、安定処理土の q_u が大きいほど、また p' が大きいほど大きい傾向にある。

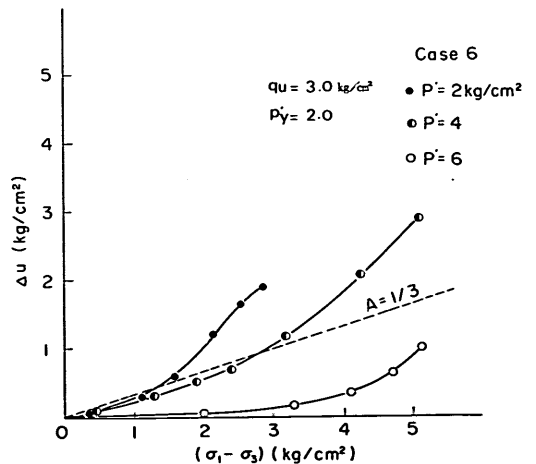


図-31 ケース6における Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係

安定処理土の応力径路は、 c_u と p' の関係と同様に p'_y によって大きく変化する。縦軸に $q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ 、横軸に有効平均主応力 $p'_m=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$ で整理したケース6の安定処理土の応力径路を図-33、 $p'_{max}=2 \text{ kgf/cm}^2$ で過圧密された未処理土の応力径路を図-34に示す。安定処理土の応力径路は p'_m が p'_y 以下では横軸に対して垂直に立ち上がり破壊包絡線に至り、その後破壊包絡線に沿ってある大きさの q に達すると破壊する。一方、 p'_m が p'_y よ

り大きいと正規圧密された粘性土と同様に楕円状の軌跡を描いて破壊包絡線に至り破壊する。このパターンは図-34に示す過圧密された未処理土と同じであるが、安定処理土の Δu は途中から拘束圧が0となるため ($\sigma'_3=0$)、破壊包絡線の傾きは1.5、つまり ϕ' が 90° と非常に大きな値となる。

(4) 圧密排水せん断試験 (CD試験)

図-35、-36のa)にCD条件の $\epsilon_1 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係、b)に ϵ_1 と圧密終了時の ϵ_v を0とした体積ひずみ増分 $\Delta \epsilon_v$ の関係を示す。CD条件での $\epsilon_1 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ と、CU条件での $\epsilon_1 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ (図中点線で示す) とを比較すると、CD条件下では、強度が大きく応力ひずみ曲線もゼイ性的な傾向から延性的な傾向へと変化する。この傾向は、 q_u に対する $\sigma'_3 (=p')$ の値が大きいほど顕著である。例えば、ケース7の場合(図-36のa) $\sigma'_3=1 \text{ kgf/cm}^2$ の $\epsilon_1 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係は、CU条件下と大差がないが、 $\sigma'_3=3 \text{ kgf/cm}^2$ となると両者の差は大きくなり、CD条件下で

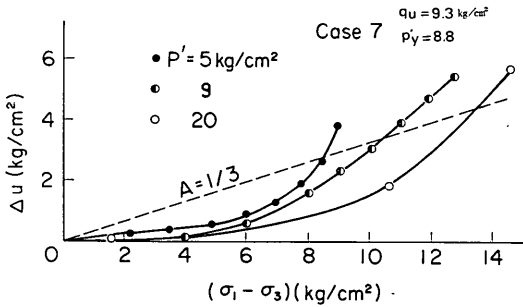


図-32 ケース7における Δu と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係

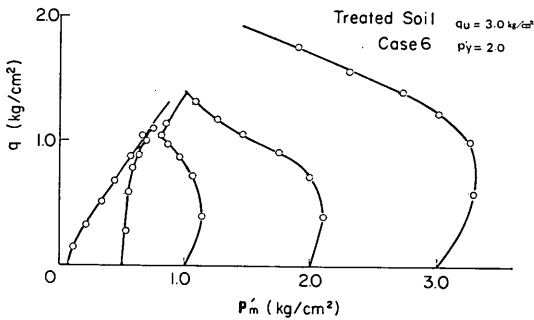


図-33 安定処理土(ケース6)の応力径路図

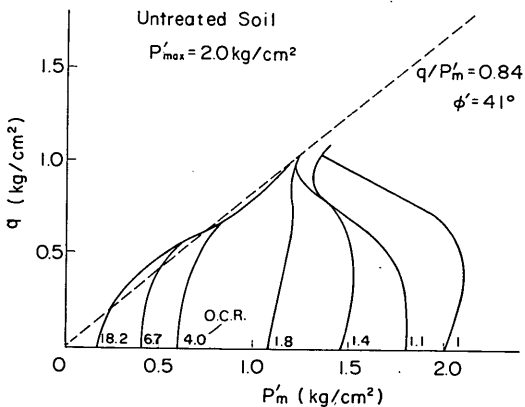


図-34 過圧密された未処理土の応力径路図

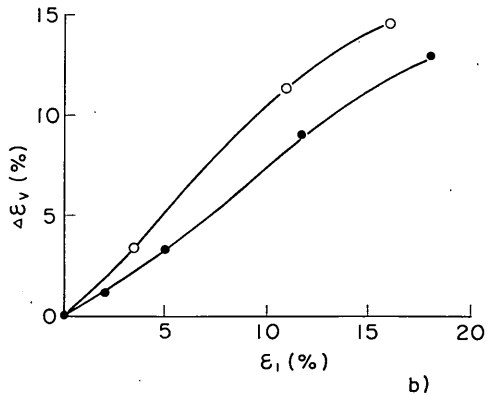
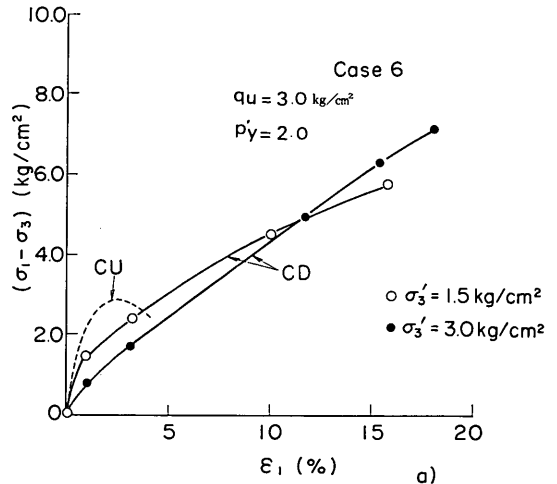
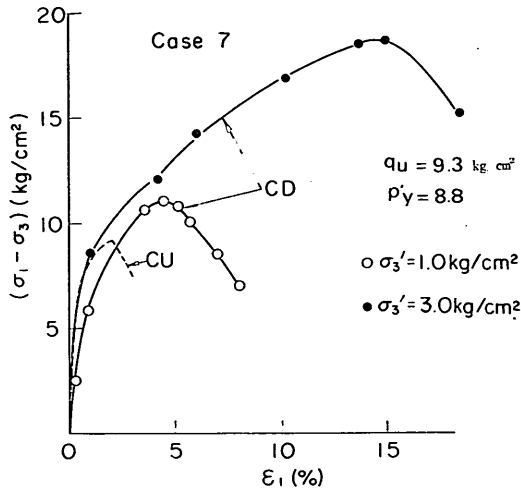
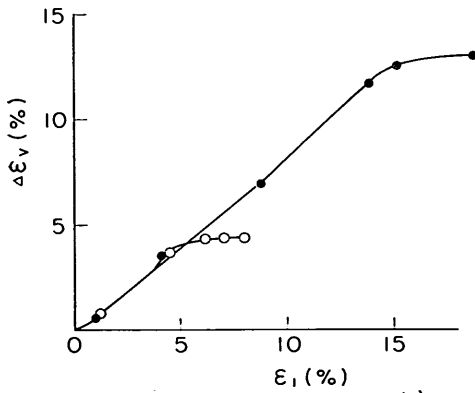


図-35 ケース6における ϵ_1 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $\Delta \epsilon_v$ の関係



a)



b)

図-36 ケース7における ϵ_1 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $\Delta\epsilon_v$ の関係

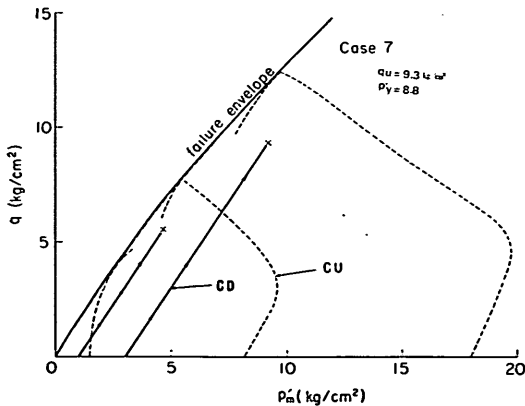


図-37 ケース7の応力径路図

は上で述べた傾向が強くなる。ケース6の場合(図-35のa)), $\sigma'_3 = 1.5, 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ とも p'/q_u の値がケース7の場合より大きいので、ケース7と比較してさらに延性的な傾向が強くなる。

CUおよびCD条件下での強度の違いを、両者の応力径路を用いて考えてみる。図-37にケース7のCUおよびCD条件下での応力径路を示す。前述したように、 p'_m が小さなCU条件下では、 q がある大きさに達すると Δu が拘束圧と等しくなるため $q \sim p'_m$ 図では図-37に示すように q/p'_m が1.5となる。一方CD条件では常に σ'_3 が一定であるのでせん断開始時点からの応力径路の傾き $\Delta q/\Delta p'_m$ は1.5である。すなわちCU条件下から得られた破壊包絡線の傾きと、CD条件下の応力径路の傾きは同じとなり両者は互いに平行となる。このことはCD条件下で $q(\sigma_1 - \sigma_3)$ を増加させてもCU条件下で得られた破壊包絡線には達しないことになる。しかし実際の試験結果をみると、CD条件下で破壊した点は破壊包絡線より下方で起きていることから(図中×印)、排水条件下での破壊包絡線は非排水条件下のそれより低い位置にあり、両条件下の破壊包絡線が一致しない結果となった。

CU条件下では正の Δu が発生することから容易に想像されるように、CD条件下の $\Delta\epsilon_v$ も圧縮つまり負のダイレイタンスとなる。また ϵ_1 と $\Delta\epsilon_v$ の関係は、図-35, 36のb)で示すようにほぼ直線である。図-38に ϵ_1 と $\Delta\epsilon_v$ から求めた ϵ_3 と ϵ_1 の関係を示す。 ϵ_3 は σ'_3 の大小にかかわらず0~0.5%であり、 ϵ_1 と比較すると極めて小さな値であることから、CD条件下ではほとんど側方の変位

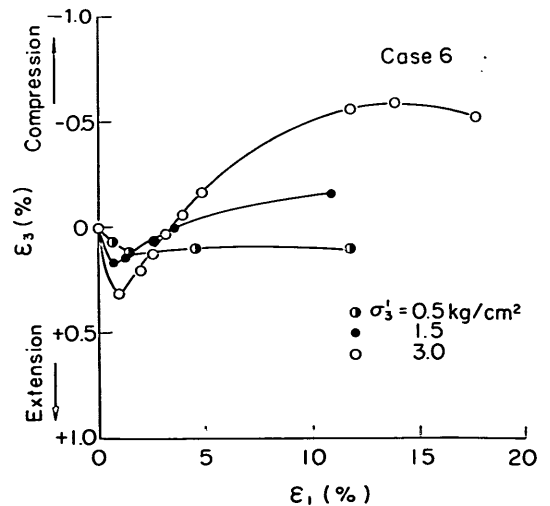


図-38 ϵ_3 と ϵ_1 の関係

が生じていないことがわかる。 K_0 条件下での K_0 値は極めて低い値であろう。

図-39に、 CU 条件、 CD 条件および有効主応力比 σ'_1/σ'_3 一定試験から求めた圧密前の体積ひずみを 0 とした ϵ_v の値を図中に示す。同一 q 、 p'_m 点で各条件下で求めた ϵ_v の値はよく一致することから、 ϵ_v は応力径路の取り方に無関係に一義的に q と p'_m によって決まると言えよう。

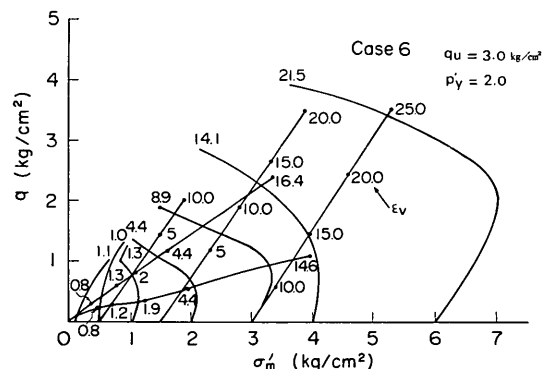


図-39 各応力径路によって発生した ϵ_v

以上、安定処理土の特性を正規もしくは過圧密粘土と比較して来たが、ここで安定処理土と似た特性を持つと思われる軟岩と比較してみよう。足立³⁰⁾、他は堆積軟岩である大谷石を用いて、広範囲な σ'_1 のもとで ($\sigma'_3=0\sim 200 \text{ kgf/cm}^2$)、排水および非排水条件でせん断試験を行った。以下簡単に得られた結果を示す。

- ① 等方圧密から得た ϵ_v と p' の関係に p'_y が存在する。
- ② p'/p'_y が 1 より充分に小さい場合、応力～ひずみ曲線は脆性的で排水条件では体積膨張、非排水条件では間げき水圧の減少が生ずる。
- ③ p'/p'_y が 1 より大きい場合、応力～ひずみ曲線は延性的で、排水条件では体積圧縮、非排水条件では間げき水圧の増大が生ずる。また非排水せん断の応力径路は正規圧密された粘性土と同様な傾向を示す。

軟岩においても安定処理土と同様に p'_y によって特性が大きく変化するが、 p'/p'_y が 1 より充分に小さい場合のダイレイタンス特性は安定処理土のものと異なる。この理由として、正のダイレイタンスは拘束圧と比較して土粒子が密な状態にある時、せん断時に土粒子が他の土粒子を乗り越える際に生ずると考えられるが、安定処理土の場合は処理前の間げき比とはほぼ同じ比較的高い間げき比をもち、かつ不安定な土粒子構造のまま固結するため、正のダイレイタンスが生ずるほど土粒子が密な状態でないためと考えられる。

(5) せん断速度が強度に与える影響

図-40にケース 1, 2, 3 の CU 条件下での軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ と c_u の関係を示す。縦軸は $\dot{\epsilon}_1=0.05\%/min$ の c_u を 1 として正規化される座標を用いている。 p' はいずれも 2 kgf/cm^2 である。

$\log \dot{\epsilon}_1$ と c_u の関係は通常の粘性土と同様に、 $\dot{\epsilon}_1$ の減少に伴い c_u の値が小さくなり、配合条件には無関係に 1 本の直線で表わすことができ、その傾きは 0.04 である。この値は通常の粘性土とはほぼ同じである (Mitchel³¹⁾)。図は省略するが $\dot{\epsilon}_1$ の変化による応力～ひずみの関係に及ぼす影響はみられなかった。

CD 条件下でも下記のように $\dot{\epsilon}_1$ の減少と共に強度が減少する傾向がうかがえる。安定処理土の強度に対する $\dot{\epsilon}_1$ の影響は通常の粘性土と同様に考えれば良い。

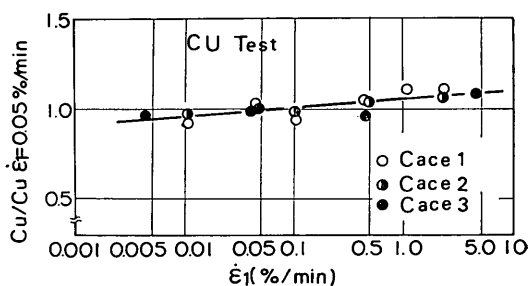


図-40 CU 条件における $\dot{\epsilon}_1$ と c_u の関係

(6) 安定処理土のポアソン比について

深層混合処理を実施した地盤の応力解析に有限要素法 (FEM) が広く用いられている。地盤の FEM 解析では、入力するデータとしてヤング率 E およびポアソン比 ν が一般に用いられ、短期の問題では未処理地盤の ν は 0.5 に近い値として 0.45 が用いられるのが普通である。しかしながら処理地盤の ν に関しては現在のところ定説がない。

一軸圧縮供試体の縦、横ひずみを測定して $\nu=0.35\sim 0.4$ とする報告もある¹⁹⁾が、一軸圧縮状態での ν 測定は再考の必要がある。すなわち、 CU 条件下での Δu は正となることから、一軸圧縮試験のように比較的早い $\dot{\epsilon}_1$ の下でせん断を行っても側方から排水が生じ、供試体の体積変化が生じると考えられる。そこで $\dot{\epsilon}_1$ が比較的早い $\dot{\epsilon}_1=0.125\%/min$ 、 $\dot{\epsilon}_1=0.625\%/min$ で、またせん断中の ϵ_v を測定するために $\sigma'_1=0.1 \text{ kg/cm}^2$ の下で排水コックを開いた状態で実験を行った。(通常の一軸圧縮試験では応力測定にブルーピングリングを用いるため、設定された $\dot{\epsilon}_1$ よりかなり遅くなり、この実験で設定された $\dot{\epsilon}_1$ は一軸圧縮試験のものとは大差ないと考えられる。) 用いた供試体はケース 7 である。

図-41に ϵ_1 と ϵ_v の関係を示す。比較的大きな $\dot{\epsilon}$ においても、 ϵ_v は ϵ_1 と共に増加し、その傾きは0.31~0.54とCD条件で行ったものより小さいが、かなりの ϵ_v が生ずる。 ν は ϵ_v と ϵ_1 から6)式によって求められる。

$$\nu = 0.5 \left(1 - \frac{\epsilon_v}{\epsilon_1} \right) \quad (6)$$

6)式から求めた ν は図中()の数字で示す。 ν は非排水条件の0.5よりかなり低く見かけの ν は0.23~0.31となった。6)式ではビュレットで測定された排水量を ϵ_v として計算しており、供試体の飽和度および土粒子自体の ϵ_v を考慮していないので、実験で得られた ν の値には多少問題があるが、一軸圧縮条件下で ν を測定しても非排水状態での ν を求めることが困難な事が指摘できる。筆者らの主観では、やはり飽和条件で非排水時の解析には、0.5に近い ν を用いる方が妥当と考える。

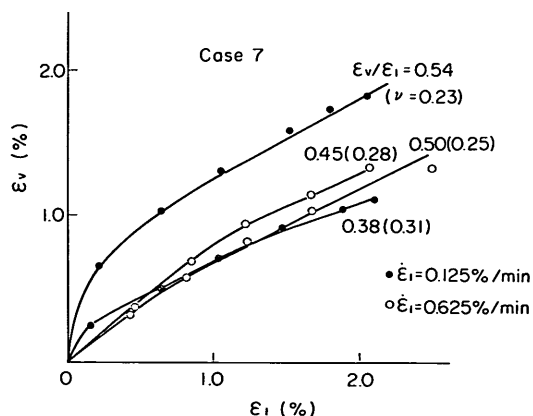


図-41 比較的に速い $\dot{\epsilon}_1$ 下での ϵ_v と ϵ_1 の関係

4. 結 論

石灰およびセメント系安定処理土に関する一連の実験から、以下に述べる傾向ならびに結論が得られた。

- 1) セメント安定処理効果に影響する要素は、ほぼ石灰の場合と同じである。
- 2) 石灰系あるいはセメント系安定材の処理効果の優劣は、対象とする土の種類、混合条件等によって大きく変化し、一概には言えない。
- 3) セメント系安定処理土の特性は、石灰安定処理土の特性と同様な傾向を示す。
- 4) 割裂試験から求めた引張強度 σ_t は、一軸圧縮強度 q_u が15 kgf/cm²以下では q_u の0.15倍、 q_u が15 kgf/cm²以上ではほぼ2 kgf/cm²の値である。
- 5) 曲げ強度 σ_B は、 σ_t に比べてばらつきが大きく、 q_u の0.1~0.6倍である。

- 6) 非圧密非排水(UU)条件下での処理土の内部摩擦角 ϕ_u はほぼ0であり(拘束圧 $-1 \sim 80$ kgf/cm²)、残留強度は拘束圧の増加と共に増加する。
- 7) 圧密非排水(CU)条件下での安定処理土の特性は、
 - a) 等方圧密における体積ひずみと圧密圧力 p' の関係は標準圧密試験から得られる関係と同様な傾向にあり、明瞭な圧密降伏応力 p'_v が存在する。
 - b) 非排水せん断強度 c_u は、 p'_v 以下の p' のもとでは一定であるが、 p' が p'_v を越えると p' の増加と共に c_u も増加し、その値は未処理土の同一 p' における c_u とほぼ同じである。
 - c) せん断時はすべての応力状態および軸ひずみにおいて正の間げき水圧が発生する。
- 8) 圧密排水CD条件下での安定処理土の特性は、
 - a) 安定処理土の q_u に対し、 p' が大きくなると応力~ひずみ曲線はぜい性的から延性的な傾向へと変化し、強度はCU条件で得られた値よりも大きな値となる。
 - b) せん断時は、すべての応力状態および軸ひずみにおいて、体積変化は圧縮側である。
 - c) せん断時において、側方向のひずみはほとんど生じない。
- 9) せん断速度が強度に与える影響は、通常の粘性土とはほぼ同じであり、小さい。

5. あとがき

第1報およびこれに続く第2報で石灰系およびセメント系処理土の特性をほぼ明らかにした。これらの成果を踏まえて、処理土のクリープ、繰返し載荷試験による疲労特性、耐震設計に必要な定数を定めるための共振円柱実験が進行中である。

6. 謝 辞

本報告の作成にあたって、奥村樹郎土質部長に貴重な御教示をいただいた。また実験の実施に協力された不働建設、東洋建設、若築建設および竹中土木の元研修生の諸氏に厚く謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 奥村, 寺師, 光本, 吉田, 渡辺: 石灰による深層混合処理工法 (第3報), 港研報告, Vol. 13, No. 2, 1974年, pp. 3-44.
- 2) Okumura and Terashi: Deep-Lime-Mixing Method of Stabilization for Marine Clays, Proc. 5th Asian Regional Conf. on SMFE, 1975, pp. 69-75

- 3) 鎌田, 阿久津: 施工例からみた深層混合処理工法, 土と基礎, Vol. 24, No. 12 1976年, pp. 43-50.
- 4) 寺師昌明: 港湾における化学的地盤改良工法, 港研講演会講演集, 1977年, pp. 63-100.
- 5) 中村龍二: 海底深層地盤改良工事, セメント・コンクリート, No. 391, 1979年, pp. 102-111.
- 6) 寺師, 奥村, 光本: 石灰安定処理土の基本的特性に関する研究(第1報), 港研報告, Vol. 16, No. 1, 1977年, pp. 3-28.
- 7) 寺師, 奥村, 田中: 石灰処理土の特性に関する研究(第2報), 第13回土質工学研究発表会講演集, 1978年, pp. 1381-1384.
- 8) 田中, 寺師, 奥村: 化学的安定剤による処理土の特性, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第3部, 1978年, pp. 288-289.
- 9) Terashi, Tanaka and Okumura: Engineering Properties of Lime-Treated Marine Soils and D.M. Method, Proc. 6th. Asian Regional Conf. on SMFE, 1979年, pp. 191-194.
- 10) 松尾新一郎編: 土質安定工法便覧, 日刊工業新聞社, 704 p., 1972年.
- 11) チェルニン, W.: 建設技術者のためのセメントコンクリート化学, 徳根吉郎訳, 技報堂, 216p., 1969年
- 12) Croft, J.B.: The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization, Geotechnique Vol. 17, 1967年, pp. 119-135.
- 13) Kawamura et al.: A Role of the Interaction of Clay Minerals with Portland Cement in Soil-Cement Mixture, Transactions of JSCE, Vol. 1, Part 2, 1970年 pp. 269-286.
- 14) Kawamura et al.: A Function of Free Lime and Characteristics of Cement Hydration in Compacted Clay-Cement Mixtures, Proc. of JSCE, No. 191, 1971年 pp. 117-131.
- 15) Herzog, A.: The Structure of Soil Cement, Proc. of a Colloquium "Mechanisms of Soil Stabilization" Sydnal, Victoria, Australia, CSIRO, 1964年
- 16) Ingles and Metcalf: Soil Stabilization, Butterworth, 374p., 1972年
- 17) 不動建設(株): CMC 工法資料, 不動建設技術開発室, 77p., 1977年
- 18) 斎藤, 他: セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その7), 第14回土質工学研究発表会, 1979年, pp. 1645-1648.
- 19) 新名, 他: セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その1), 第12回土質工学研究発表会, 1977年, pp. 1325-1328.
- 20) 喜田, 久保, 炭田: 汚泥の処理処分に関する研究(第3報), 第12回土質工学研究発表会, 1977年, pp. 1309-1312.
- 21) 松下利克: 海成ヘドロのセメント固化処理に関する研究(第2報), 東洋建設(株)研究室報告, Vol. 5, 1978年
- 22) 新名, 他: セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その8), 第14回土質工学研究発表会, 1979年, pp. 1649-1652.
- 23) 奥村, 他: 各種安定剤の室内比較試験, 第12回土質工学研究発表会, 1977年, pp. 1261-1264.
- 24) Timoshenko, S. and Goodier, J.N.: Theory of Elasticity, Second edition, McGraw Hill, 1951年, pp. 85-91.
- 25) 町田: コンクリートの圧裂試験に関する基礎研究, 土木学会論文報告集, 第297号, 1978年, pp. 99-112.
- 26) Kennedy, T.W. and Moore, R.T.: Estimations of Indirect Tensile Strengths for Cement-Treated Materials, H.R.R., No. 351, 1971年, pp. 112-114.
- 27) Wang, M.C. and Huston, M.T.: Direct-Tensile Stress and Strain of a Cement-Stabilized Soil, H.R.R., No. 379, 1972年 pp. 19-24.
- 28) 内田, 他: 安定処理したヘドロの諸力学特性(その2), 第12回土質工学研究発表会, 1977年, pp. 1321-1324.
- 29) Torrent, R.J.: A General Relation Between Tensile Strength and Specimen Geometry for Concrete-like Materials, Mateiaux et Constructions, Vol. 10, No. 58, 1977年, pp. 187-196.
- 30) 足立, 小川, 山木: 低圧ならびに高圧下の軟岩の力学挙動, 第13回土質工学研究発表会, 1978年, pp. 1125-1128.
- 31) Mitchel, J.K.: Fundamentals of Soil Behavior, Wiley, 1976年, p. 292.

記号一覧表

- A: Skempton の A 係数
 A_w : 安定材の混合比 (土の乾燥重量に対する安定材の重量比) (%)
 B: Skempton の B 係数
 C: 普通ポルトランドセメントによる安定処理土
 CD: 圧密排水条件
 CU: 圧密非排水条件
 c_u : 非排水せん断強度 $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kgf/cm²)
 c_v : 圧密係数 (cm²/s)
 c_{vR} : リモールドした未処理土の c_v (cm²/s)
 H. L: 消石灰による安定処理土
 m_v : 体積圧縮係数 (cm³/kgf)
 m_{vR} : リモールドした未処理土の m_v (cm³/kgf)
 O.C.R: 過圧密比
 \bar{p} : 平均圧密圧力 (kgf/cm²)
 p' : 有効圧密圧力 (kgf/cm²) σ'_v (kgf/cm²)
 p_t : 予備圧密圧力 (kgf/cm²)
 p'_m : 平均有効主応力 $\frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ (kgf/cm²)
 p'_{max} : 最大圧密圧力 (kgf/cm²)
 p_v : 標準圧密試験による圧密降伏応力 (kgf/cm²)

石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第2報)

- p'_0 : 等方応力状態における圧密降伏応力 (kgf/cm²)
 q : $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kgf/cm²)
Q. L.: 生石灰による安定処理土
 q_p : ポルトランドセメントによる安定処理土の q_u (kgf/cm²)
 q_q : 生石灰による安定処理土の q_u (kgf/cm²)
 q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm²)
 T_c : 養生日数 (d)
 T_m : 混合時間 (min)
 Δu : 過剰間げき水圧 (kgf/cm²)
UU: 非圧密非排水条件
 w_i, W_i : 初期含水比 (%)
 γ : セン断ひずみ ($\epsilon_1 - \epsilon_3$) (%)
 ϵ_B : 曲げひずみ (%)
 ϵ_f : 破壊ひずみ (%)
 ϵ_0 : 圧密前から測定した体積ひずみ (%)
 $\Delta \epsilon_0$: セン断によって生じた体積ひずみ (%)
- ϵ_1 : 軸ひずみ (%)
 $\dot{\epsilon}_1$: 軸ひずみ速度 (%/min)
 ϵ_3 : 側方ひずみ (%)
 ν : ポアソン比
 $\bar{\sigma}$: 大気圧を含んだ拘束圧 (kgf/cm²)
 σ_B : 曲げ強度 (kgf/cm²)
 σ'_B : 曲げ応力 (kgf/cm²)
 σ_t : 割裂試験による引張強度 (kgf/cm²)
 $(\sigma_1 - \sigma_3)$: 軸差応力 (kgf/cm²)
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$: 最大軸差応力 (kgf/cm²)
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$: 残留強度 (kgf/cm²)
 σ_3 : 側方向の全応力 (kgf/cm²)
 σ'_i : 側方向の有効応力 (kgf/cm²)
 ϕ' : 有効内部摩擦角 (°)
 ϕ_d : *CD* 条件下での内部摩擦角 (°)
 ϕ_u : *UU* 条件下での内部摩擦角 (°)

付録-A 石灰・セメント系安定処理土の室内試験方法改訂案*

1. ま え が き

塊状、粉末状、あるいは懸濁液状の化学的安定材を土に加えてかく拌混合するが、締め固めを期待しない土質安定処理工法が普及しはじめている。深層混合処理工法や超軟弱地盤の表層処理工法などがこれに当たる。ここでは、この様な工法で得られる締め固めを伴わない安定処理土の室内力学試験を行う際の供試体の標準的な作成方法を規定する。

この供試体を用いて得られる力学的特性は、処理対象土の処理効果を示す指標と考えるべきもので、現場への適用に当たっては十分な考察が必要である。

2. 安定処理土供試体の標準的作成方法

2.1 総 則

(1) 適用範囲

この方法は主として一軸圧縮試験のための試料土の調整、安定材の添加、混合、モールドへの充てん、養生の方法について規定する。他の力学試験用の供試体作成も本方法に準じて行うことが望ましい。

(2) 用 語

ここで用いる主な用語の意味は次のとおりとする。

- a) 試料土：改良の対象となる土。
- b) 安定材：土を安定処理する目的で土に添加される材料で効果発現に主たる役割を果たす材料。
- c) 添加剤：安定材の効果に何らかの影響（促進、遅延、アルカリ刺激、その他）を与えるために、あるいは安定材の取り扱いを容易にするために加える材料。
- d) 混合比：試料土に対する安定材、添加剤の割合を表わすもので、乾燥重量比による表示を原則として必要に応じて、体積比等の他の表示法を併記する。
- e) 安定処理土：試料土と安定材、添加剤の混合物。
- f) 養生条件：供試体作成後、試験に至る期間(材令)の供試体の環境条件。

(3) そ の 他

この方法で特に定めのない事項、実験手法については土質試験法（土質工学会）の定めによるものとする。

2.2 試料土の採取・保存

改良の対象となる範囲内の地盤を代表する各土層より

必要量の試料土を採取する。安定処理による効果を検討する目的のみの場合には採取方法は問わないが、自然含水比を変化させない任意の方法とする。採取された試料土は、試験実施までの間に、その物理的あるいは化学的变化を極力小さくするように保存する。

試料の採取量は試験計画に応じて決定することとなるが、配合ミス等による再試験を考慮して余裕を持たせておくことが望ましい。

2.3 供試体の作成に用いる用具

ここでは供試体の作成に用いる用具のみを示す。

- a) ハカリ、感量 1/1,000 g, 感量 1/10 g 各 1
- b) 乾燥炉
- c) デシケーター
- d) 蒸発皿
- e) フルイ
- f) ポリエチレン袋、ポリエチレン皮膜、輪ゴムなど
- g) ホバート型ソイルミキサー(フック型かく拌翼付) 遊星運動 60 rpm, 回転運動 140 rpm
- h) ミキサー用混合容器 容量 4.7 l
- i) ヘラ、採土用スプーン
- j) モルタル試験用鑄鉄製二ツ割型モールド (φ 50mm×h 100mm)
- k) ストップウォッチ
- l) ビニールシート (厚さ 0.5mm)
- m) メスシリンダー
- n) 恒温恒湿槽 (恒温室のある場合は湿潤箱)

2.4 試料土の調整

保存されていた試料土に含まれる貝殻、木片などの粗大夾雑物を除去する。

現場施工を前提とした室内配合試験では、採取した原地盤の自然含水比で実験することが原則である。試料土が採取・運搬・保存の過程で含水比の変化している場合には自然含水比に調整する。改良効果に及ぼす含水比の影響を考慮する必要がある場合には、適宜所要の含水比に調整する。

含水比を調整するためには、所要量の試料土を含水比が一様となるように後述の混合処理に用いるミキサーを利用して十分に練り返す。練り返した試料土の3か所以上で含水比を測定し、残りの試料土は含水比の変化せぬ様に密封して湿潤状態で保存する。この操作はソイルミキサーの1バッチ分を単位に行うことが望ましい。含水比の測定結果が目標とする含水比より高過ぎる場合には

* 前報に“石灰安定処理土の室内試験方法(暫定案)”を示した。本試験方法も基本的には前方法と変わっていないが、懸濁液状で用いられるセメント系安定材へも適用し得るように改訂したものである。

室内で放置，空気乾燥して上記の過程を繰り返す。このように含水比を低下させる必要がある場合には，混合処理前に日数の余裕をもたせて試料土の調整を開始する必要がある。測定結果が目標とする含水比と等しいか低い場合には，混合処理の際に加水して含水比を目標とする含水比に調整する。

2.5 安定材・添加剤の準備と調整

安定材・添加剤は，現場施工を前提とする場合には現地で実際に使用するものを選定するのが原則である。安定材・添加剤は新しいものを用いることが望ましいが，保存して用いる場合には特性に応じて十分な配慮が必要である。塊状の安定材は均質な混合を行うために適当な粒径に粉碎して用いる。

生石灰を安定材として用いる深層混合処理工法では，生石灰を4.76mm以下，0.59mm以上の粒径に手早く調整し広口びんなどの密閉容器に封入し，さらにデシケーター中で乾燥状態で保存し実験に用いる。

セメントスラリー，セメントモルタル，スラグスラリーなどの懸濁液状の安定材を用いる場合には，安定材と同様に練り混ぜ水，添加剤についても品質に留意して準備することが必要である。

2.6 混合処理

試料土と安定材の混合には，2.3に示したソイルミキサーを用いて，1バッチで一軸圧縮供試体6本を同時に作成する。以下に混合の手順を示す。

- a) 2.4で準備した試料土を1バッチ分 W_i (g) ひょう量しソイルミキサー容器に入れ， ΔW_w (cm³) の水を加えて均一になるまでかく拌する。含水比調整に必要な水量 ΔW_w (cm³) は，2.4項で測定した試料土の含水比を w (%)，配合試験で目標とする含水比（初期含水比）を w_i (%) とすると

$$\Delta W_w = (w_i - w) \frac{W_i}{100 + w}$$

- b) 所定の混合比 A_w (%) の安定材をひょう量する。安定材が単一の材料でない場合は，安定材の配合設計にしたがって主たる安定材，添加剤，練り混ぜ水などを計量して安定材を準備する。
- c) 安定材を試料土に添加して10分間混合する。混合土がソイルミキサー容器の内面やかく拌翼に付着して混合状態の不完全となる恐れのある場合には，ヘラを用いて混合土を切り返す等の適切な補助操作を加える。
- d) 混合直後の含水比 w_n (%) を測定する。

2.7 モールドへの充てん

- a) 底部に円形 ($\phi 48$ mm) のビニールを，内壁には

円筒状 (115mm×170mm) にビニールを当てたモルタル用2つ割りモールドを準備しておく。

- b) 混合処理された試料は直ちに，気泡を残さぬ様にモールドへ充てんし，ブリージングしない程度に振動を加える。流動性が低く振動の効果のない場合，突き棒等による充てんが試みられることが多い。
- c) 充てん後にヘラを用いてビニール上縁まで処理土を詰め平滑に仕上げる。
- d) 薄いポリエチレン皮膜を被せ輪ゴム等で緊結して表面の蒸発を防ぐ。

2.8 安定処理土の養生

安定処理土は，水分の出入りがないように湿潤状態がかつ一定温度で力学試験実施までの間養生する。

- a) 安定処理土はモールドごとに密封して湿度95%以上の湿潤槽内で，あるいは密封したまま水浸して所定の期間養生する。
- b) 養生温度は $21^\circ\text{C} \pm 3^\circ\text{C}$ とする。
- c) モールドの脱型が必要な場合には，供試体の強度がある程度が大きくなってからとする。脱型後は完全に密封して a) b) の条件で養生を行なう。

3. 力学試験

改良効果の判定は一軸圧縮試験によることが多い。一軸圧縮試験は土質試験法に準じて行う。材令によって強度が異なるが，50 kgf/cm² 近く，あるいはそれ以上の一軸圧縮強度を発揮する場合もあるため，力計，成形治具については配慮する必要がある。

供試体寸法は直径約50mm，高さ100mmとしてモールドから脱型した供試体の端面のみを平滑に仕上げ実施する。

一軸圧縮強度の評価にあたっては同一条件の供試体3本以上の実験結果に基く。

4. 報告書

報告書には以下の内容を記載すること。

- a) 現地土質条件
現地の土質プロフィール，代表的土層の液性限界，塑性限界，自然含水比，単位体積重量，比重，粒度組成（鋭敏比）などと pH，有機物含有量の化学的性質。
- b) 試料採取位置，深度，採取方法，採取日時
- c) 試料土の保存方法
- d) 安定材，添加剤
名称，化学組成，製造元
その他安定材の特徴

- 複数の材料より構成される場合は配合比
 - 懸濁液状の安定材の場合、練り混ぜ水の性質
 - 生石灰の場合には活性度
 - その他
- e) 室内配合試験方法
本試験方法と相違する点がある場合に限り、試験方法の明示。
- f) 室内試験計画
初期含水比、安定材混合比、材令一覧表
- g) 試験結果
◦ 安定材の配合データ
- 混合処理データ
試料土含水比、試料土重量、安定材重量、混合後含水比等のデータ、計算記録
 - 一軸圧縮試験データ
供試体寸法、試料重量、試験時含水比、単位体積重量、一軸圧縮強度、破壊ひずみ、応力～ひずみ曲線、材令、混合比、初期含水比
 - 図表
一軸圧縮強度 対 材令（対数表示）
一軸圧縮強度 対 混合比
その他

付録-B 石灰・セメント系安定処理土の室内試験方法（解説）

1. 一般

本試験法の対象とする安定処理土は、塊状、粉末状、あるいは懸濁液状の安定材を地盤中に供給し、プロペラなどで機械的に攪拌する工法によって得られる安定処理土である。

類似のものとして空気、水等の流体を高圧で噴射して地盤を破壊すると共に安定材と混合する工法があり、用いられる安定材は主として、セメント、石灰、水滓などである。また直接的に地盤を対象としなくても、軟弱な粘性土を掘削してその輸送過程や、プラント等で処理した後に締め固めずに転用あるいは投棄することもある。このような方法で形成される安定処理土についても本試験法を適用することができる。

現地における安定処理土の混合程度、養生条件、利用形態は千差万別であり、施工後の現場強度を室内試験で直接求めることは不可能に近い。したがって、ここでは対象土が安定材によってどの程度改良されるかをなるべく再現性のある方法で求めるべく標準的な室内配合試験方法を規定する。この方法で作成される供試体を用いて得られる力学的特性（一般に一軸圧縮強度）は、対象土の処理効果を示す指標と考えるべきものである。

現場において発揮される特性を室内試験結果から求めるためには、処理効果に影響を与える諸要因の考察^{1),2)}、過去の施工実績³⁾⁻⁶⁾の収集と検討を行うか、試験施工等を実施して判断する必要がある。

2. 安定処理土供試体の標準的作成方法について

2.1 総 則

(1) 適用範囲

安定処理土の改良効果は一軸圧縮強度で判定されるこ

とが多い。このため標準的な方法も一軸圧縮試験を前提としている。しかし安定処理土の利用形態によっては曲げ、引張、割裂、三軸圧縮試験や、圧密、透水試験などが実施されることも多い。この様な試験に用いる供試体もこの方法に準じて作成し、その際に同一条件で一軸圧縮試験を実施しておくこと、工学的特性相互の関連が付され便利である。

(2) 用 語

b), c) 安定材と添加剤：安定材が複数の材料で構成される場合で安定材と添加剤の区別が明瞭でない場合には、適宜定義を明確にして混合比を表現する。

d) 混合比：安定材の乾燥重量が試料土の乾燥重量に対する比を百分率で表示することを原則とする。ただし安定材の性状、施工方法によっては、安定材の乾燥重量の試料土の湿潤重量に対する比、あるいは安定材の体積が試料土の体積に対する比で示す方が便利な場合もあり、この様な他の表示法を用いる場合は併記を原則とする。

2.2 試料土の採取、保存について

石灰・セメント系の安定材による安定処理効果には多くの要素が影響する^{1),2)}ため、同じ土層内でも効果の異なる可能性がある。このため、対象地盤の安定処理効果を調べるためには、対象地盤を区分して代表的な試料土を幾つか採取する必要がある。

しかし、安定処理効果と関係する要因は数多くあり、その影響が複雑であるため、対象地盤の適切な区分方法が確立されているとは言い難い。このため、現状では土質調査結果に基づいて大雑把な区分を行うしかない。地盤改良を必要とする範囲に既往の土質調査結果のある場合にはその結果により、ない場合には新たに調査する。この場合、通常の土質調査と同様に計画し、対象土の物理

的性質、力学的性質に加えて、土のpH、有機物含有量、鋭敏比を求めておくことが望ましい。この調査結果に基いて、自然含水比、液性限界、塑性限界、pH、有機物含有量、粒度組成のプロフィールを作成して、このような特性の変化を目安に対象地盤を区分することが通常行われている。なお鋭敏比に関しては液性指数などと共に混合程度に影響するとも考えられるので、現状では利用できる尺度ではないがデータとして収集しておくことが望まれる。

さて、このように対象地盤を代表する土層が区分できたら、各個所より試験計画（5.参照）に必要な試料土を採取することとなる。室内配合試験に用いる試料土は自然状態の力学的特性を調べるためのものではないから、採取方法は問わないとした。

試料土が配合試験を実施するまでに、その物理的あるいは化学的性質を変化させるようでは、層区分をして試料を採取する意味が薄れてしまう。保存に当たっては、極端な乾燥や酸化はもちろん、変質を極力抑えるように湿潤状態で恒温室に保管するなどの配慮が望まれる。

2.3 供試体の作成に用いる用具について

供試体の標準的な作成方法は、ここに示す用具（ミキサー、モールド等）を前提として示してある。また石灰、セメントミルク、セメントモルタルを安定材とした機械的強制かく拌による深層混合処理工法の場合には、この規定に準じて試験データが既に集積されている。

したがってここに示す以外の用具を用いて実験を実施する場合には、相違を明示することが望ましい。

また、本規定の方法による場合との改良効果の相違の有無を検討しておくことが好ましい。

2.4 試料土の調整について

通常、締め固めを伴わない安定処理の対象となる土は、砂分含有量の少ない粘性土である。このため粗大夾雑物を除去するために2mmフルイを通過させることが多い。しかし、試料土が砂質土であったり、粗大夾雑物を除去することによって試料土の性質を著しく変化させる恐れのある場合には供試体の大きさを含めて再考の余地がある。

試料土は原則として自然状態（自然含水比）で試験することが望ましい。しかし、試料の採取、運搬、保存の過程で含水比が変化するような場合には現地の自然含水比に調整することが好ましい。

また対象とする土の含水比が自然状態で変化に富んでいる場合、例えばばらばら均一と考えられる沖積層で深度方向に含水比の変化するような場合には、代表的な個所より試料を採取して試験する必要があることは前述の通り

である。しかし予備的な試験等では容易に採取できる個所の試料土を大量に採取して含水比を調整し傾向を把握することが試みられる。

含水比を減少させる場合は、加熱乾燥は好ましくない。

2.5 安定材・添加剤の準備・調整について

比較的安価な安定材（例えば石灰、セメント、水淬など）を用いる場合には材料費に占める輸送コストの比率は無視し得ない。したがって本工事に際しては安定材は現地近辺より調達することが多い。一方、石灰、水淬などはその製造過程によって材料の性質が異なり改良効果も大きく異なる可能性がある。

懸濁液状の安定材を用いる場合には施工機械、施工条件によって安定材自体のコンシステンシーが制約を受けることがある。現地施工を想定して適切な配合割合を決定しなければならない。場合によっては複数の配合割合の安定材を用いて試験しておくことも必要となろう。

2.6 混合処理について

試料土の含水比 w は調整の段階で w_i もしくは数%低めに調整しておくほうが実験が容易である。

4.7/試料容器を用いるため、6個の供試体分として約2,500gの湿潤試料土が必要である。

$A_w(\%)$ に相当する安定材 W_c は

$$W_c = \frac{W_i}{100+w} \times A_w \quad (\text{g})$$

であり、塊状の安定材はそのまま添加する。液体状の安定材の場合には、安定材の配合設計に従って W_c (g)に相当する安定材を加える。

高圧噴流などによって地盤を破壊させることに特徴のある混合処理工法の場合には、この操作による水のうち、混合土と一体となる水量を予測して安定材と共に加える必要がある。

2.7 モールドへの充てんについて

a) 脱型の容易さ、 $\phi 50\text{mm} \times h 100\text{mm}$ の供試体を得るためにビニールが必要となる。

b) 締め固めの効果の出ないように、かつ一様な供試体を得るようなモールド充てん方法が望ましい。

高含水比で混合直後に流動的な試料の場合にはコンクリート台上で叩いたり、特殊な落下台にセットして振動を加えることが多い。この場合処理土と水が分離しないよう配慮が必要である。

2.8 養生条件について

養生条件の変化は改良効果に大きく影響する。特別の目的がない限り、コントロールされた一定の条件下で養

生して改良効果を判断することが望ましい。

養生温度 $21^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ としたのは既存の施設の転用の便を考えたためである。

高強度の期待される 供試体では脱型時期の目安を $q_u \approx 1$ (kgf/cm^2) としている例もある。

3. 力学試験

改良効果の判定は一軸圧縮強度によることが一般的である。

しかし、必要に応じて処理土の引張強度特性、三軸圧縮特性、透水係数、圧密特性等を求めるために、他の力学試験を実施することがある。安定処理土に対するこの種の力学試験手法は確立されたものはない。試験実施に先立って経験ある技術者と協議することが望ましい。

4. 報告書

安定処理土の試験結果は、種々の要素に左右されるため試験結果の解釈に困ることが少なくない。このような意味から報告書には試験の経過を詳細に記録しておく姿勢が望まれる。

データシートの例は紹介していないが、前報の補足に示したデータシート等を参考にされたい。

5. 室内配合試験計画

室内配合試験は、深層混合処理工法の可能性を検討する予備調査段階で実施することもあれば、実際に施工を前提として実施することもある。このため試料採取地点選択の粗密、試料採取量の大小、試験計画の規模も当然

変化する。したがって、ここでは考慮すべき内容を紹介する。

- 1) 安定材の種類
- 2) 安定材の混合比
- 3) 安定材の配合条件

安定材として例えばセメントスラリーを用いる場合、水セメント比は施工機種によって制約を受ける。

- 4) 試料土の種類

現地を代表する土層区分毎に行う。

- 5) 材令

標準的な材令は 1, 3, 7, 21 (28), 60, 180, 360 日を基準とする。

6. 参考資料

- 1) 寺師，他：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究（第1報），港研報告，Vol. 16, No. 1, 1977年
- 2) 寺師，他：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報），港研報告，Vol. 19, No. 1, 1980年
- 3) 奥村，他：石灰による深層混合処理工法（第3報），港研報告，Vol. 13, No. 2, 1974年
- 4) 鎌田，阿久津：施工例からみた深層混合処理工法，土と基礎，Vol. 14, No. 12, 1976年
- 5) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔I〕，埋立と浚渫，No. 78, 1977年
- 6) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔II〕，埋立と浚渫，No. 79, 1978年