

セメント混合固結土の強度・変形特性に関する研究 (その1)

—対象土の相違, 拘束圧, 均一性の影響—

西林清茂 松尾龍之 細谷芳己
須藤賢 小日向隆

Studies on Strength and Deformation Properties of Soils Stabilized with Cement (Part 1)

—Influences of Differences in Soils Studied, Confined Stresses and Uniformities—

Kiyoshige Nishibayashi Tatsuyuki Matsuo Yoshimi Hosoya
Ken Sudo Takashi Kohinata

Abstract

The uniformities of soils stabilized with cement by the Deep Mixing Method and the confined stresses to which these soils are subjected in the ground were taken up by the authors and laboratory tests were performed on the effects on their strength and deformation properties. The results obtained are as follows:

(1) Stress-strain curves of stabilized soils are variant depending on the object soils, but in all cases they show distinct peak strengths.

(2) The Mohr's circle based on triaxial compression tests (UU) of stabilized soils does not give a distinct ϕ_u , but an envelope similar to that for an unsaturated cohesive soil.

(3) The failure strain of stabilized soils decreases with incremental unconfined compressive strength and increases under the influence of confined stress. Also the failure strain decreases as uniformity of mixing decreases.

(4) The residual strength ratio, $M \left(M = \frac{\text{residual strength}}{\text{peak strength}} \right)$ increases under the influence of confined stress, and under sufficient confined stress, roughly, $M=70\sim 90\%$.

概要

深層混合工法におけるセメント混合固結土の均一性と, それが地中で受ける拘束圧に着目し, その強度-変形特性に与える影響について室内試験を行なった。その結果, 以下のことが判明した。

(1) 固結土の応力-ひずみ曲線の形状は対象土により異なるが, いずれも明確なピーク強度が認められる。

(2) 固結土の三軸圧縮(UU)試験によるモールの応力円からは, 明確な ϕ_u は求まらず, 不飽和粘性土などと同様な包絡線が得られる。

(3) 固結土の破壊ひずみは, 一軸圧縮強度の増加に伴って減少し, また拘束圧の影響で大きくなる。また混合の均一性が低下すると破壊ひずみは小さくなる。

(4) 残留強度比 $M \left(M = \frac{\text{残留強度}}{\text{ピーク強度}} \right)$ は拘束圧の影響を受けて大きくなり, 十分大きな拘束圧下ではおおむね $M=70\sim 90\%$ となる。

1. まえがき

深層混合処理工法は, セメントなどの固化材を現地土と攪拌混合して強固な地盤を造成する比較的新しい工法である。

一般に, 当工法が扱う対象地盤は複雑であり, また工

法自体も開発途上にあるため, できあがる固結体は必ずしも均一なものばかりは得られていない現状である。

したがって, 深層混合処理工法の設計に当っては, この不均一な混合固結土の強度・変形特性をいかに評価するかが大きな関心事となっている。また, 当工法による地盤改良は, 現在深さ約 50 m にも及んでおり, 固結体

項目		土質名				
		粘性土	砂質土	関東ローム	有機質土	
比	重	2.682	2.749	2.837	1.770	
自然含水比(%)		74	40~70	117	721	
物理特性	液性限界(%)	68.00	35.31	131.0	478.0	
	塑性限界(%)	30.30	70.11	75.5	141.0	
	塑性指数	37.70	15.20	55.5	337.0	
強度特性	P	H	8.6	7.6	6.5	5.0
	レキ分(%)	0	1.05	0	3.0	
	砂分(%)	7.31	43.07	10.67	20.00	
	シルト分(%)	40.69	36.88	48.83	7.00	
	粘土分(%)	52.00	19.00	40.50	70.00	
	コロイド分(%)	23.00	7.00	7.00		
有機物含有量(%)		7.0	—	13.9	71.5	
強度特性	一軸圧縮試験 (強度定数) 排水条件(UU)	C=0.8kgf/cm ² φ _u =0°	C=0.2~0.3kgf/cm ² φ _u =5°~13°	C=0.3kgf/cm ² φ _u =25° 乱した場合 φ=5°	C=0.5kgf/cm ² φ _u =5°	

表一 室内混合試験に使用した対象土の土質性状

は当然大きな拘束圧を受けることになるが、その影響についての研究はまだ緒についたばかりである²⁾。

本研究は、この混合固結土の不均一性とこれが受ける拘束圧の影響に着目し、その基本特性である強度・変形特性(特に、対象土の相違と応力-ひずみ関係、非排水せん断強度、破壊ひずみ、残留強度、変形係数など)についての実験成果をまとめたものであり、多くの知見を得たので以下に報告する。

2. 実験概要

2.1. 対象土の種類と土質性状

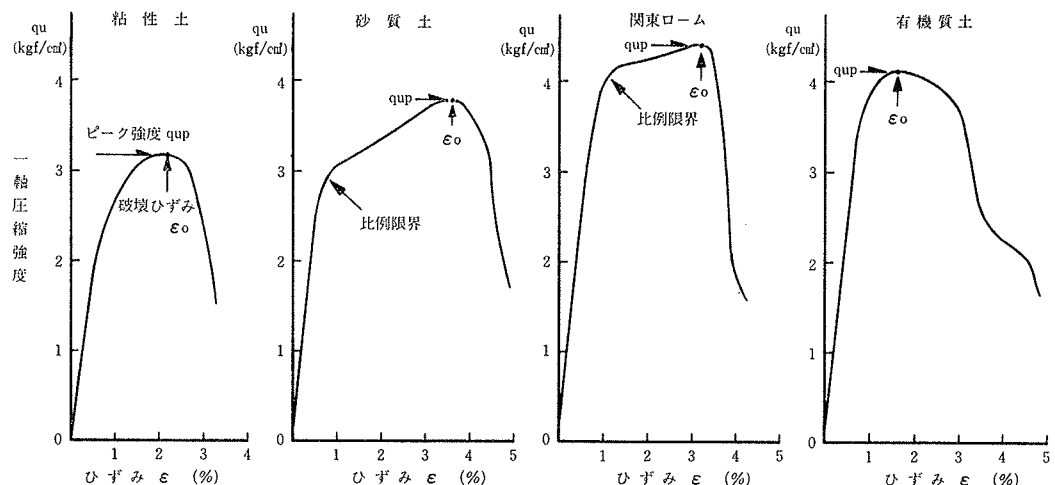
2.1.1. 室内混合実験用対象土 室内混合実験で使用した対象土は、川崎沖の海成粘土、荒川河川敷内の堆積砂質土、当研究所内で採取した関東ローム、江別産有機質土(以下、産地は省略して土質名で呼ぶこととする)の4種類であり、その土質性状は表一に示すとうりである。

なお、表中の砂質土は次に述べる現場混合実験の対象地盤から事前に

採取したものである。

2.1.2. 現場混合実験対象地盤の土質性状

現場混合実験は、埼玉県荒川河川敷内の自然堆積地盤を利用して行なった。地盤は、含水比 $w=50\sim60\%$ 、粘着力 $C=0.2\text{ kgf/cm}^2$ 程度の



図一 セメント混合固結土の応力-ひずみ曲線 (各対象土の目標一軸圧縮強度 $q_u=3\text{ kgf/cm}^2$ の例)

比較的均質な地盤である。

なお、試験工事の具体的な説明は本文の内容とは直接関係ないので、ここでは割愛することにする。興味ある諸兄は他の文献を参照されたい²⁾。

2.2. 試験方法

室内混合実験のための試料調整と供試体作製方法は、土質工学会「締固めを伴わない安定処理土の試験方法(案)」に準じて行なった。

配合については、28日標準養生後の一軸圧縮強度がおおむね $q_u=1, 3, 5, 10\text{ kgf/cm}^2$ となるセメント配合量とした。

また、現場混合固結土は、現場で所定の施工条件の下に混合後、径10cmの塩ビパイプを挿入してサンプリングしたものを室内標準養生し、試験時に径5cm、高さ10cmに整形して試験に供した。

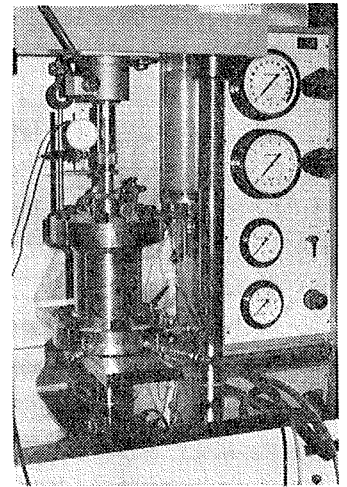
試験は、非圧密非排水せん断試験として一軸および三軸圧縮試験を行なった。

なお、三軸圧縮試験は、写真一に示すような側圧 $\sigma_3=100\text{ kgf/cm}^2$ 、軸圧 $P_1=10$ トンまでの容量を有する中高压(仮称)三軸圧縮試験機を使用した。

3. 実験結果と考察

3.1. 対象土の相違による固結土の応力-ひずみ関係

図一は、粘性土・砂質土・関東ローム・有機質土の



写真一 中高压三軸圧縮試験機

4種類の対象土に対して実施したセメント混合固結土の一軸圧縮試験結果の一例である。

一般に、軟弱な粘性土や有機質土、あるいは乱された粘性土などの応力-ひずみ関係は明確なピーク強度が現われず、ひずみが15%に至っても強度低下しないものが多い。しかし、図のようにセメント混合固結土は対象土の種類に関係なく、深層混合工法における実用的な強度 $q_u = 1 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では明確なピーク強度を示すことがわかる。ところで、各対象土別に応力-ひずみ曲線の特徴を比較すると、砂質土および関東ロームと、粘性土および有機質土の2種類に区別できる。すなわち、砂質土や関東ロームは、初期の比例限界が表われた後、破壊にいたるまで応力が漸増する傾向が明確に認められることである。このような傾向は、強度によらず、また三軸圧縮試験における拘束圧条件下においても観察された大きな特徴である。

3.2. 非排水せん断強度に及ぼす拘束圧・均一性の影響

図-2は、室内混合固結土の三軸圧縮(UU)試験(非圧密・非排水せん断試験)から求めたモールの応力円であり、砂質土を対象土とした固結強度 $q_u \approx 3 \text{ kgf/cm}^2$ の供試体について例示したものである。

図のように、固結土は明確な包絡(直)線が求められる。しかし、拘束圧 $\sigma_3 < 10 \text{ kgf/cm}^2$ と $\sigma_3 > 10 \text{ kgf/cm}^2$ (この 10 kgf/cm^2 に特別な意味はない) の領域に分けてみると、 $\sigma_3 < 10 \text{ kgf/cm}^2$ では $\phi_u \approx 11^\circ$ 、 $\sigma_3 > 10 \text{ kgf/cm}^2$ では $\phi_u \approx 0^\circ$ と求まる。

紙面の都合上、ここには示さなかったが、このように三軸圧縮試験から求まる ϕ_u 値は、対象土の種類、固結土の強度により異なるものの、 σ_3 が q_u 値に比べて十分大きい領域で $\phi_u \approx 0^\circ$ 、小さい領域で見掛け上の ϕ_u が認められるという傾向は同様であった。

このように、モールの応力円で明確な ϕ_u が求まらないのは、不飽和粘性土や硬質粘土あるいは、ひび割れ粘土などに良く見られる現象であり³⁾、セメント混合固結

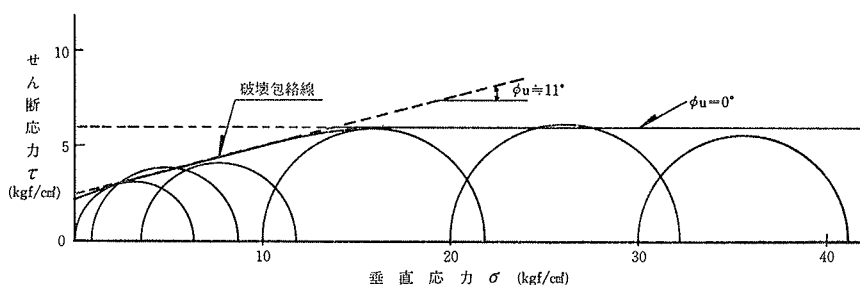


図-2 室内混合固結土の三軸圧縮(UU)試験結果 (対象土:砂質土,セメントスラリー添加率:10%の例)

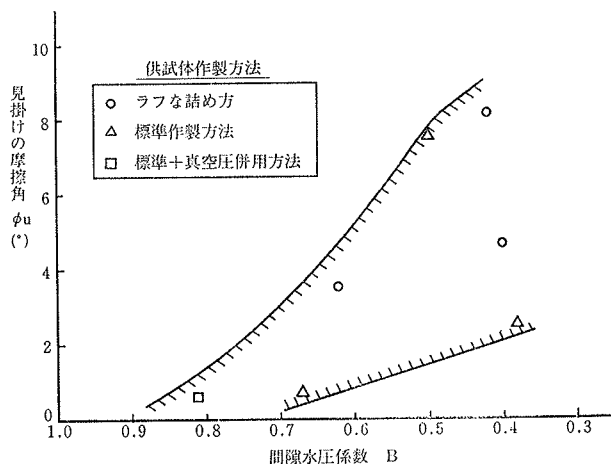


図-3 固結土の飽和度が見掛けの ϕ_u に与える影響 (対象土:粘土,セメントスラリー添加率:7.5%)

土もこれらの粘性土と同様な性状を有しているものと考えられる。すなわち、不飽和な性状を有する固結土は、拘束圧を加えることによって体積が減少し、その結果有効応力が増えて最大圧縮応力も大きくなるからであり、 σ_3 が q_u 値に比べて十分大きくなると微小な間隙空気が全部間隙水に溶け込んで飽和粘性土に近い性状($\phi_u = 0$)となって表われるものと考えられる。

ちなみに図-3は固結土の飽和度(ここではその尺度としてスケンプトンの間隙水圧係数 $du/d\sigma_3$ (du : 間隙水圧))で示している)と先に述べた見掛けの内部摩擦角 ϕ_u の関係を調べたものであるが、飽和土の相違が ϕ_u の値に影響を与える一つの要因になっていることがわかる。

以上のように、セメント混合固結土は、実用上の小さ

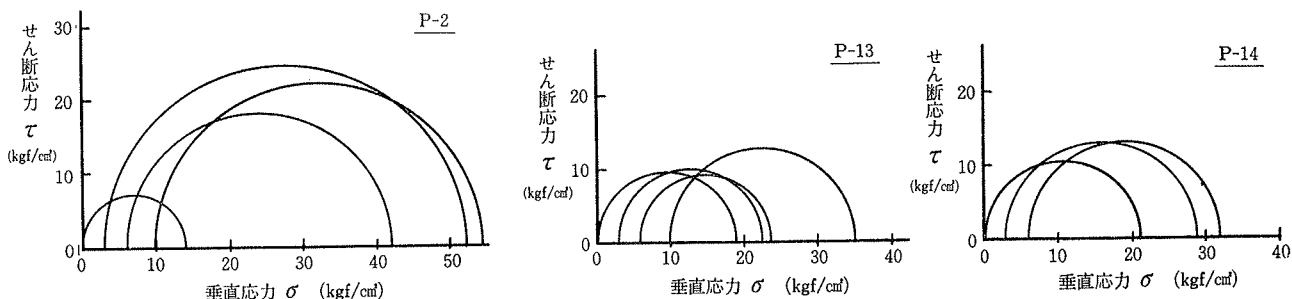


図-4 現場混合固結土の三軸圧縮(UU)試験結果

い拘束圧 σ_3 領域では $\phi_u \approx 0$ となる特性を有することから、固結土の非排水せん断強度を厳密に評価するためには三軸 $u \cdot u$ 試験によるべきであろう。

次に、図-4 は現場混合固結土の三軸圧縮(UU)試験から求めたモールの応力円であるが、室内混合土で求められたような一定の包絡線は認められず、ばらついている。

これは、個々の供試体が不均一であることを示すものであるが、改良効果の違い²⁾により若干の差が認められる、すなわち、改良効果の良い(P-13, P-14)ものほど均一混合体が得られ、 $\sigma \sim \tau$ に連続的な相関性が表われてくるようである。

3.3. 破壊ひずみに及ぼす拘束圧・均一性の影響

図-5 は、室内混合固結土の一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係である。

各対象土により破壊ひずみ ϵ_0 の大きさに差はあるが、 q_u の増加に伴って ϵ_0 が減少するという傾向はすべてに共通している。しかし、また各象土により極めて特異な傾向も認められる。すなわち、今回調査した固結強度 $q_u < 10 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲において、粘性土の ϵ_0 は3%から1%に減じているのに対し、有機質土は4%から1%へと大きく低下している。また、砂質土は全体的に ϵ_0 が大きく、その低下の幅も4%から3%へと小さい。さらに、関東ロームにいたっては、強度に対する ϵ_0 の変化

は極めて僅少であり、 $\epsilon_0 \approx 2.5\%$ で一定と考えてもさしつかえないほどである。

次に、図-6 は三軸圧縮(UU)試験により拘束圧の影響を調べたのである。

図より、拘束状態にある場合の ϵ_0 は非拘束条件下に比べて大きくなる傾向がみられる。中でも、砂質土や関東ロームのように拘束圧の増加と共に ϵ_0 が大きくなる傾向を示すものもある。

このように、拘束圧を受けると ϵ_0 が大きくなるのは、3.2. で述べたと同様に、これらの固結土が不飽和粘性土や硬質粘土あるいは、ひび割れ粘土などと同様に、拘束圧の影響を受け易い性状を有していることに起因しているものと考えられる。

また、砂質土や関東ロームにおいて強度増加に伴って ϵ_0 が増加するのは、拘束条件下で粒度や密度、飽和度、土の構造などが変化し、前述のせん断時における応力一ひずみ関係の特性が一層助長されたものと考えられる。

次に、図-7 は現場混合固結土の一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係をまとめたものである。

各パイルとも室内混合にみられたような q_u と ϵ_0 の明確な反比例的関係はみられず、バラツキのある中でほぼ $\epsilon_0 \leq 1\%$ を示している。この値は、同じ対象土(砂質土)である室内混合土の破壊ひずみ $\epsilon_0 = 5 \sim 4\%$ を大きく下回

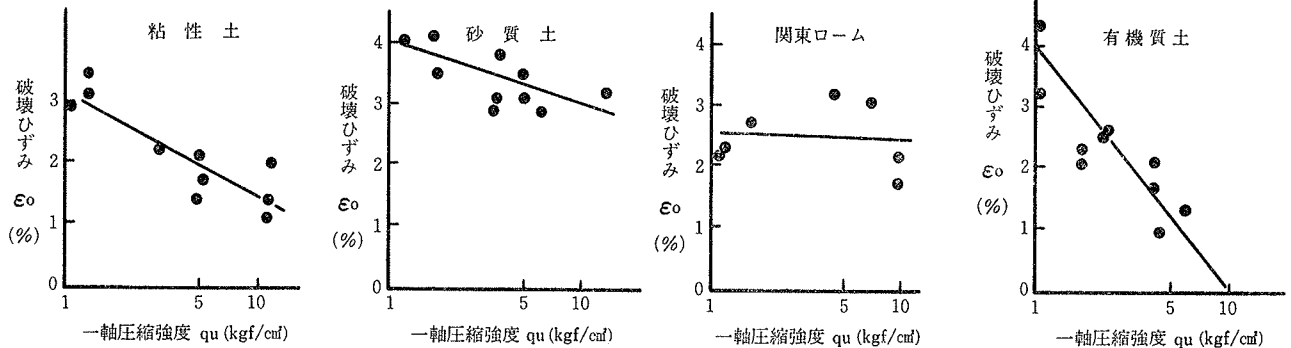


図-5 室内混合土の一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係

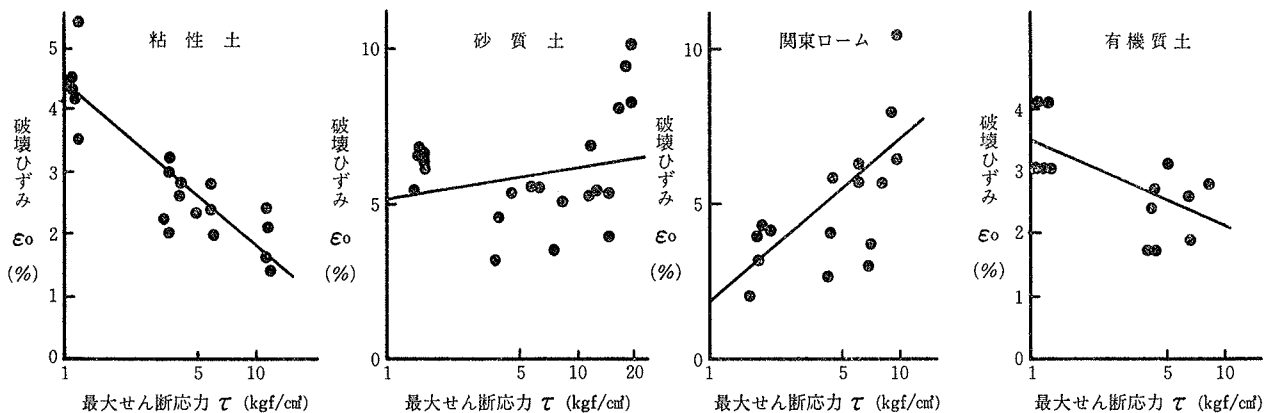
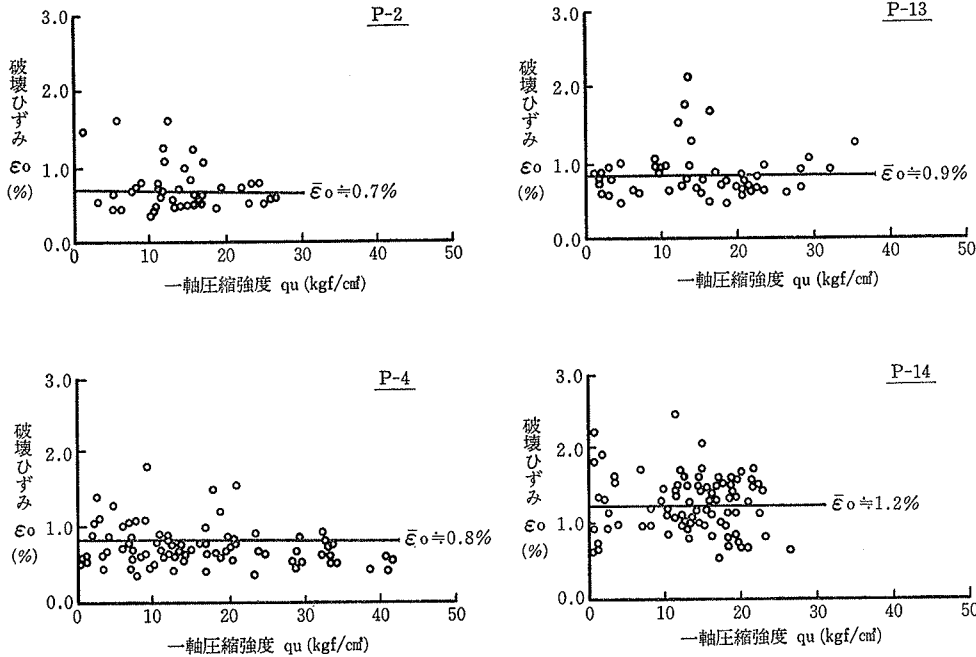
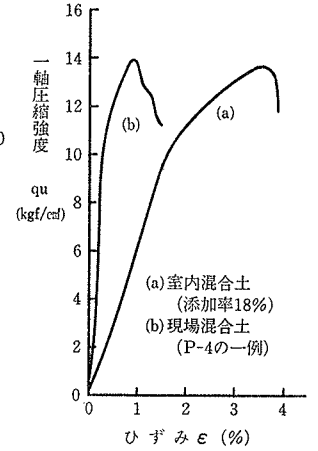


図-6 室内混合土の拘束圧の影響によるせん断強度と破壊ひずみの関係



図一七 現場混合固結土の一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係



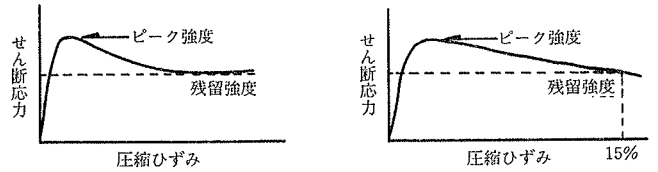
図一八 室内混合と現場混合の相違による応力-ひずみ関係の相違例

るものである。これは、図一八のように両者の応力-ひずみ曲線の関係に差があるため、混合の均一性が大きく影響しているものと考えられる。

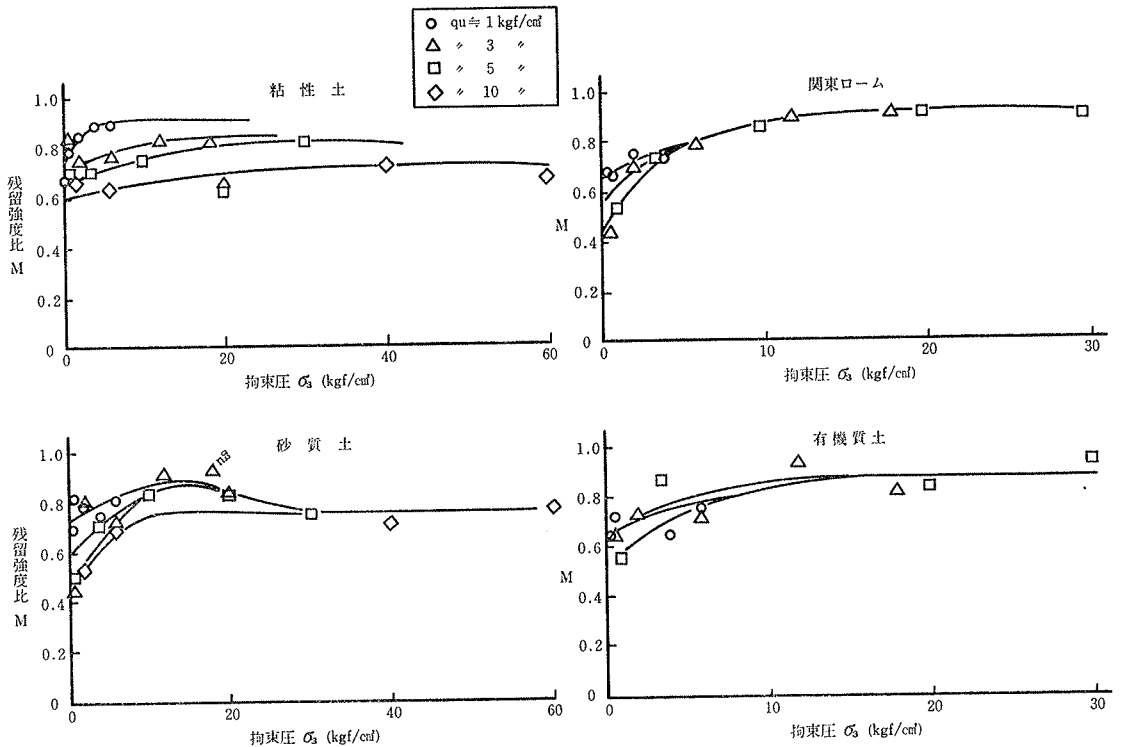
図一七において、パイル番号の大きいものほど均一性に富んだものである²⁾ ことと、破壊ひずみの平均値が若干ではあるがそれと共に大きくなっていることとあわせて

考えれば、破壊ひずみが混合の均一性に影響を受けるものと推察される。

現場混合固結土の破壊ひずみがほとんど1%以内であるという事実は、杉山⁴⁾らも報告しているところであるが、以上の試験結果は、今後深層混合工法において均一性を高めることの重要性を示唆するものであろう。



図一九 残留強度を定義する模式図



図一十 拘束圧と残留強度比の関係

3.4. 残留強度に及ぼす拘束圧の影響

ここでいう残留強度とは、図-9に示すように、ピーク強度を超過して強度が低下し、一定の値に漸近する時に示す値であり、漸近しないで減少し続けるものについては15%ひずみ時の値で整理している。

残留強度が拘束圧の影響により増加することは既報⁵⁾で述べた通りであるが、ここでは次式により定義された残留強度比 M ($M = \text{残留強度} / \text{ピーク強度}$) と拘束圧の関係を対象土の相違に関して調査した結果について検討する。

図-10は、拘束圧力と残留強度比の関係であるが、残留強度比は拘束圧と共に増加しており、大きな拘束圧の下では、ある一定割合に収れんする傾向がみられる。その値は土質の相違により若干異なるようであるが、おおむね $M = 70 \sim 90\%$ である。

また、固結土の強度と拘束圧の関係を見ると、強度の小さいものほど小さい拘束圧に対して M が大きく表われている。これは、同じ拘束圧であっても固結土の強度が小さければ、相対的にその固結土にとっては大きな拘束圧を受ける高強度の固結土と同様な拘束条件になっているものと考えられる。

このことから、残留強度を期待するような厳密な設計に対しては、固結強度の大きいものほどこの拘束圧の影響を考慮する必要があるものと考えられる。

3.5. 変形係数に及ぼす拘束圧・均一性の影響

図-11は、各対象土の一軸圧縮強度と変形係数の関係である。両者は一般に、

$$E_{50} = \alpha \cdot q_u (\alpha : \text{定数})$$

なる比例関係が認められ、図中に示すようにその比例定数 α は、各対象土別におおむね $\alpha \approx 70 \sim 130$ である。また、図-12は、拘束条件下でのせん断強度と変形係数の関係を調べたものであるが、拘束圧の増加に伴いその比はおおむね $\alpha = 100 \sim 150$ に増加している。

以上の結果から、非拘束時の α の値や、拘束時の α の変化がそのまま対象土の土性によるものと即断することはできない。というのは、一軸圧縮試験から得られる変形係数はバラツキが大きく、この程度の差が対象土の相違によるとは断定できないからである。むしろ、現段階では土質の相違が α に与える影響は小さいといえよう。これについては、今後のデータの集積を待ちたい。

次に、図-13は現場混合固結土について調べた E_{50} と q_u の関係である。

値は相当バラツキしているが、その平均勾配 α は、P-2, P-4, P-13, P-14 とパイル番号の大きいものほど少しずつ小さくなっている。パイル番号が大きくなるほど改良効果が良く、混合が均一であることと、前述のように室内混合時の値が $\alpha = 104$ であったことを考えると、変形係数が混合の均一性にある程度影響を受けていることが伺える。

これについても今後のデータ集積が必要であり、検討

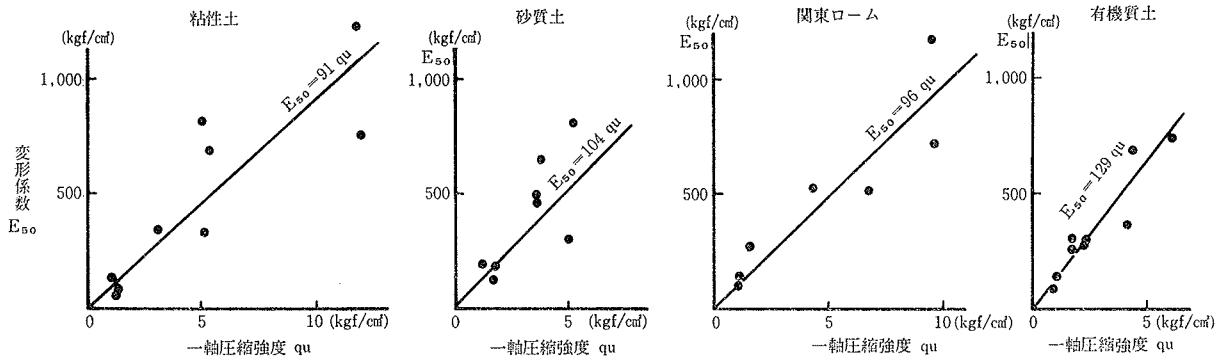


図-11 室内混合土の一軸圧縮強度と変形係数の関係

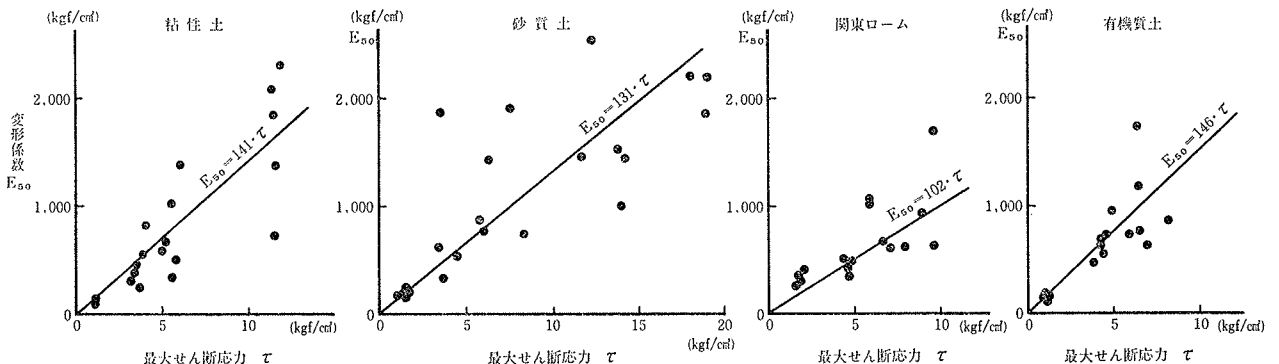


図-12 室内混合土の拘束圧の影響によるせん断強度と変形係数の関係

課題であろう。

4. まとめ

種々の地盤を対象とする深層混合工法における混合固結土の均一性と、それが地中で受ける拘束圧に着目し、その強度-変形特性に関する基本的な実験を実施した。

対象土は、代表的な粘性土、砂質土、関東ローム、有機質土、の4種類を選び、室内混合固結土および現場

混合固結土に対して一軸、三軸圧縮(UU)試験を実施し、以下の結果を得た。

(1) 固結土の応力-ひずみ関係

固結土の応力-ひずみ曲線の形状は、対象土の種類により異なるが、いずれも明確なピーク強度が認められる。

(2) 非排水せん断強度

固結土の三軸圧縮(UU)試験によるモールの応力円からは、明確な ϕ_u は求まらず、不飽和粘性土や硬質粘土、あるいはひび割れ粘土などと同様な傾向が得られた。したがって、固結土の非排水せん断強度を厳密に評価するためには、拘束圧を考慮した三軸圧縮(UU)試験によるべきであろう。

しかし、現在の深層混合工法により得られる固結土は不均一であり、個々に得られた試料でUU試験を行ってもそのせん断強度はバラバラで評価しにくい欠点がある。将来の厳密な検討のためにも均一な混合体を造成することが急務である。

(3) 破壊ひずみ

固結土の破壊ひずみは対象土により異なるが、一軸強度の増加に伴って減少する。一方、拘束圧の影響により破壊ひずみは全体的に大きくなる傾向にある。

また、混合の均一性が低下すると破壊ひずみは小さくなる。

(4) 残留強度

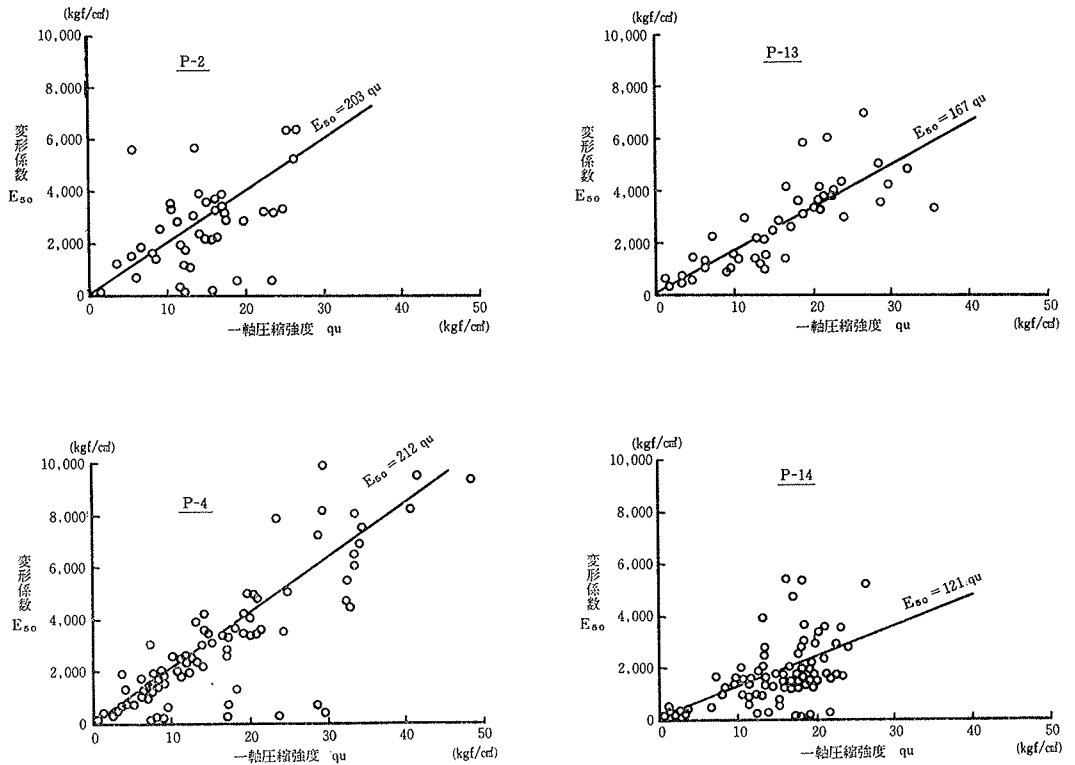


図-13 現場混合固結土の一軸圧縮強度と変形係数の関係

残留強度比 M ($M = \text{残留強度} / \text{ピーク強度}$) は拘束圧の影響を受けて大きくなり、十分大きな拘束圧下ではおおむね $M = 70 \sim 90\%$ となる。また、残留強度を期待するような厳密な設計を行なう場合には、固結強度の大きいものほど拘束圧の影響を考慮する必要がある。

(5) 変形係数

変形係数は、拘束圧の影響を受けて若干大きくなり、均一性にも影響を受けるようであるが、データのバラツキもあり、今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 三木, 五十嵐, 龍岡: セメント系固結土の一軸及び三軸圧縮試験による強度・変形特性, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集, (1980), pp. 227~278
- 2) 西林, 松尾, 細谷, 須藤: 深層混合処理工法について(その4), 大林組技術研究所報, No. 25, (1982), pp. 85~89
- 3) 土質工学会: 土質試験法, 第6章試験結果の解釈と利用, (1979), pp. 586~587
- 4) 杉山, 北脇, 森本: セメント系硬化剤による海底軟弱地盤改良工法, 土木施工, vol. 21, No. 5, (1980), pp. 65~73
- 5) 斎藤, 西林, 松尾, 細谷: 深層混合処理工法について(その3), 大林組技術研究所報, No. 23, (1981), pp. 87~91