

正規・過圧密セメント改良土のせん断特性と破壊基準

矢島 寿一¹・永岡 高²・谷崎 誠三³

¹正会員 博(工) 鉄建建設(株) 技術研究所 研究第1部 研究員 (〒286 千葉県成田市新泉9-1)

²正会員 鉄建建設(株) 技術研究所 研究第1部 首席研究員 (〒286 千葉県成田市新泉9-1)

³正会員 鉄建建設(株) 技術研究所 研究第1部 研究員 (〒286 千葉県成田市新泉9-1)

本研究はセメント改良土の力学的特性を解明することを目的とし、正規および過圧密履歴を受けたセメント改良土のせん断特性および破壊基準について調べている。その結果、正規圧密状態のセメント改良土のせん断特性は σ'_c/p_c の大きさに異なり、過圧密状態のセメント改良土のせん断特性はOCRの値と同様に σ'_c/p_c の値に影響されている。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応力状態の線で規定できることが判明した。

Key Words : cement-treated soil, triaxial compression test, consolidation yield stress, overconsolidation ratio, shear strength, failure criterion

1. まえがき

従来、セメント改良土のせん断特性を知る上で最も多く行われている試験は一軸圧縮試験である。この理由としては、その試験の簡便さから採用する試験材令を3, 7, 14, 28 日と任意に選定できること¹⁾、今まで行われてきたセメント改良土の一軸圧縮強さ(q_u)が数十kgf/cm²と高強度であること²⁾、また、セメント改良土のせん断力(τ)の算定方法が $\tau = q_u/2$ で決定されること³⁾等が挙げられる。しかし、近年の浅層混合処理工法、事前混合処理工法、流動化処理工法等のセメント改良土の一軸圧縮強さは数kgf/cm²である場合が多く、一般的な良質土と呼ばれる土と強度的には同等である。したがって、このセメント改良土のせん断特性を知るためにはセメント改良土を土材料と同様に取り扱い拘束圧を考慮した三軸圧縮試験を行う必要がある。さらに、セメント改良土に対する近年の研究では強度の拘束圧依存性⁴⁾やせん断特性の排水条件依存性⁵⁾等がみられることが知られており、一軸圧縮試験ではセメント改良土のせん断特性の本質を把握していないといわれている。

セメント改良土に対して三軸圧縮試験を行った研究は一軸圧縮試験を行った研究に比べ非常に少なく、従来、数十kgf/cm²の強度を有するセメント改良土の三軸圧縮試験では拘束圧(等方圧密圧： σ'_c)の条

件が等方圧密時にセメンテーション固結力の降伏する圧密降伏応力(p_c)以下の範囲で行われていることが多い⁶⁾。しかし、著者らの一部は⁷⁾セメント改良土の一種である $p_c=2.4\text{kgf/cm}^2$ ($q_u=2.0\text{kgf/cm}^2$)の気泡を混入した軽量土のせん断特性が拘束圧と圧密降伏応力の大小関係によって異なることを明確にしている。したがって、セメント改良土のせん断特性や破壊基準を明確にするためには拘束圧の条件として圧密降伏応力を考慮することは重要であると考えられる。

そこで本論文では、一軸圧縮強さ $q_u=2.6\text{kgf/cm}^2$ 、圧密降伏応力 $p_c=3.4\text{kgf/cm}^2$ のセメント改良土を対象として、このセメント改良土のせん断特性を明確にするために、拘束圧(等方圧密圧： σ'_c)の条件として拘束圧と圧密降伏応力(p_c)の比(σ'_c/p_c)を考慮した $\sigma'_c/p_c < 1$ の範囲で設定し、圧密排水・圧密非排水せん断試験を行っている。次に、拘束圧の条件として σ'_c/p_c を考慮した過圧密履歴をセメント改良土に生じさせた圧密非排水せん断試験を行っている。そして、これらの試験結果をもとにセメント改良土のせん断特性に及ぼす拘束圧の影響(σ'_c/p_c の影響)や過圧密比(OCR)の影響を明確にしている。また、セメント改良土の破壊基準についても検討を行うとともに、セメント改良土と改良する前の母材である粘性土の破壊基準の比較も行っている。

表-1 米山粘性土の物性値と配合条件

G _s	2.82
w _L (%)	64.2
w _P (%)	36.6
I _P	27.6
砂分 (%)	42.5
シルト分 (%)	29.5
粘土分 (%)	28.0
配合条件	
配合含水比: w _{mix} (%)	75
セメント量: C (kg/m ³)	100

表-2 セメント改良土の物性値

湿潤密度: γ _t (g/cm ³)	1.64
含水比: w (%)	60.5
間隙比: e	1.74
一軸圧縮強さ: q _u (kgf/cm ²)	2.63

表-3 試験条件

OCR	等方圧密圧 σ'c (kgf/cm ²)	せん断時拘束圧 σ'v (kgf/cm ²)	σ'c/p _c	σ'v/p _c	せん断時 排水条件
1	0.5	→	0.15	→	排水・非排水
	1.0	→	0.29	→	
	1.5	→	0.44	→	
	2.0	→	0.59	→	
	2.5	→	0.74	→	
	3.0	→	0.88	→	
	4.0	→	1.18	→	
	5.0	→	1.47	→	
2	6.0	→	1.76	→	非排水
	1.0	0.5	0.29	0.15	
	2.0	1.0	0.59	0.29	
3	4.0	2.0	1.18	0.59	
	1.5	0.5	0.44	0.15	
4	3.0	1.0	0.88	0.29	
	2.0	0.5	0.59	0.15	
	4.0	1.0	1.18	0.29	

圧密降伏応力(p_c)についてはe~logp'関係より得られたp_c=3.4kgf/cm²を用いている。

2. 試験方法

(1) 供試体作成方法と試験方法

セメント改良土を作成するために使用した母材は、新潟県米山より採取された表-1に示すような物性値を有する粘性土(米山粘性土と呼ぶ)である。

セメント改良土の供試体作成方法は、表-1に示すように米山粘性土の調整含水比(w_{mix})をw_{mix}=75%、普通ポルトランドセメントの混入量(C)をC=100kg/m³となるよう配合し混合した。この配合条件で混合したスラリー状のセメント改良土を型枠に投入し、約4時間後若干固化したものを所定の大きさに切り出した後、一軸圧縮強さがほぼ一定となる材令8週間以上水中養生し、その後、直径(φ)50mm×高さ(H)100mmの供試体に整形した。

以上のように作成された材令8週間後のセメント改良土の物性値は、表-2に示すように湿潤密度(γ_t)=1.64g/cm³、含水比(w)=60.5%、間隙比(e)=1.74、一軸圧縮強さ(q_u)=2.63kgf/cm²であった。

この供試体を三軸試験機にセットした後、バック・ブレッシャー(σ_{BP})としてσ_{BP}=1.0kgf/cm²を供試体に作用させ、B値が0.95以上となるのを確認した。なお、以下に行う全ての試験において、せん断時のひずみ速度は0.05%/minとした。

(2) 正規圧密状態での試験条件

拘束圧(等方圧密圧: σ'c)の条件は、セメント

改良土の圧密降伏応力(p_c)を一軸圧縮強さ(q_u)より推定し、σ'cとp_cの比(σ'c/p_c)を考慮し決定した。圧密降伏応力の推定方法としては、圧密降伏応力と一軸圧縮強さの間には、p_c=1.2~1.3q_uの関係があることが知られていることから⁵⁾、セメント改良土の材令8週間後の一軸圧縮強さはq_u=2.6kgf/cm²であり、このセメント改良土の圧密降伏応力はp_c=3.3kgf/cm²と推定した。正規圧密状態(OCR=1)での試験条件は表-3に示すように等方圧密圧(σ'c)がσ'c/p_c<1条件の0.5~3.0kgf/cm²の6種類とσ'c/p_c>1条件の4.0~6.0kgf/cm²の3種類とした。そして、せん断時の排水条件は排水および非排水条件とした。

(3) 過圧密状態での試験条件

過圧密状態での試験条件は表-3に示すように過圧密比(OCR)がOCR=2, 3, 4の場合、σ'c/p_cの値を考慮して、σ'c/p_cの値がσ'c/p_c<>1となるよう設定した。過圧密時の圧密方法は通常の過圧密試験と同様に行い、排水(吸水)量が収束した時点で圧密終了とした。そして、せん断時の排水条件は非排水条件とした。

3. 正規および過圧密時のe~logp'特性

等方圧密時の正規圧密状態のe~logp'関係と過圧密状態の膨潤線は図-1のようになり、正規圧密状態のe~logp'関係はセメンテーション固結力が

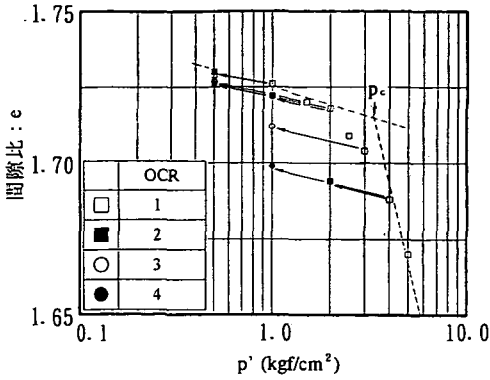


図-1 セメント改良土の $e \sim \log p'$ 関係

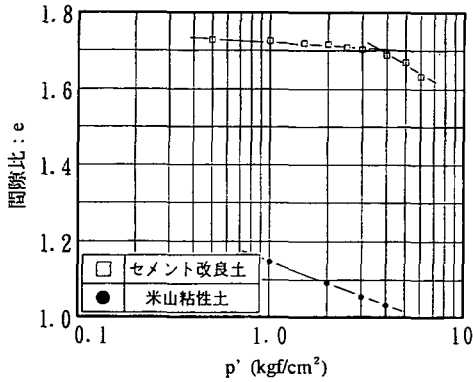


図-2 セメント改良土と米山粘性土の $e \sim \log p'$ 関係の比較

降伏する圧密降伏応力(p_c)が $p_c=3.4\text{kgf/cm}^2$ で明確にみられる。また、過圧密時の膨潤線はOCRの値が変化し、等方圧密圧(σ'_c)が p_c 以上となるような範囲($\sigma'_c/p_c > 1$)となっても膨潤線は平行となっており、一般的な粘性土の過圧密状態での膨潤線と同様な傾向を示している。

次に、セメント改良土と母材である米山粘性土(正規圧密状態)の $e \sim \log p'$ 関係を比較すると図-2のようになり、米山粘性土は正規圧密状態であることから当然一直線上にプロットされている。そして、セメント改良土と米山粘性土の間隙比(e)を比較するとその作成方法の違いから(セメント改良土:スラリー状→硬化, 米山粘性土:スラリー状→ 0.70kgf/cm^2 で予圧密), 等方圧密後もセメント改良土が米山粘性土の約1.5倍の間隙比を有していることがわかる。

4. 正規圧密状態でのせん断特性

(1) $\sigma'_c/p_c \leq 1$ でのせん断特性

排水および非排水せん断試験での拘束圧(σ'_c)と

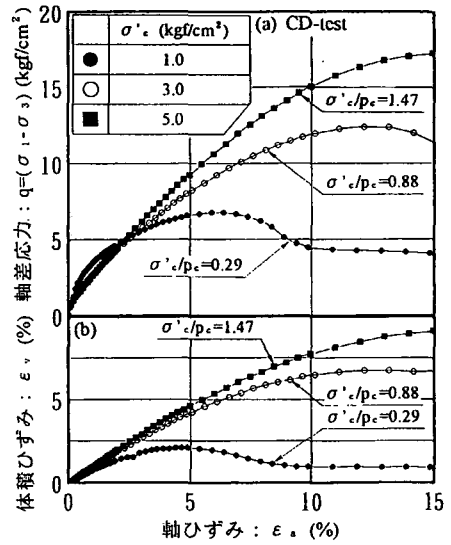


図-3 排水せん断試験結果

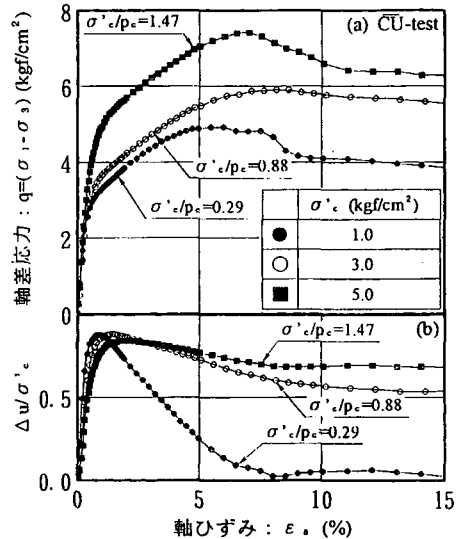


図-4 非排水せん断試験結果

圧密降伏応力(p_c)の比が $\sigma'_c/p_c = 0.29, 0.88 < 1$ である $\sigma'_c = 1.0, 3.0\text{kgf/cm}^2$ での軸差応力(q)~軸ひずみ(ϵ_a)関係を示すと図-3(a)および図-4(a)のようになる。これより、図-3(a)の排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、 σ'_c/p_c が $\sigma'_c/p_c = 0.29$ である $\sigma'_c = 1.0\text{kgf/cm}^2$ の場合には、等方圧密時にセメントイオン固結力の降伏が生じないため、 $\epsilon_a = 5\%$ 付近で明確な最大軸差応力(q_{max})を示した後、残留軸差応力(q_{res} : $\epsilon_a = 15\%$ 時)に達するひずみ硬化軟化型となっているが、 σ'_c/p_c が $\sigma'_c/p_c = 0.88$ と1に近くなる $\sigma'_c = 3.0\text{kgf/cm}^2$ となると、 q_{max} を示す ϵ_a が $\epsilon_a = 13\%$ 付近となりひずみ硬化型に近いひ

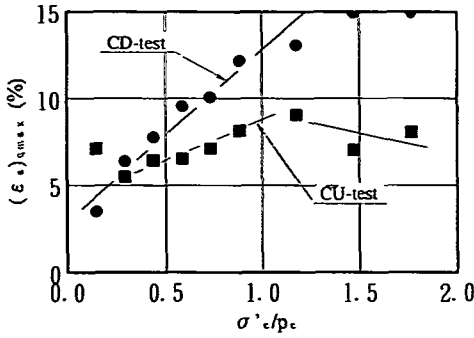


図-5 $(\epsilon_a)_{qmax}$ と σ'_c/p_c の関係

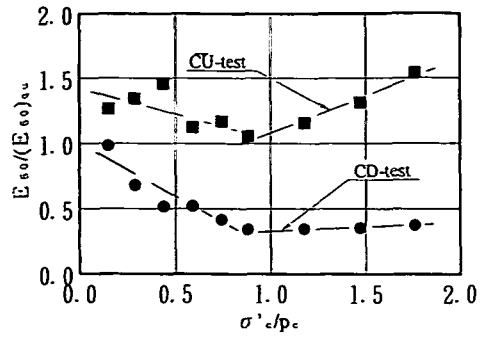


図-6 $(E_{50})/(E_{50})_{qu}$ と σ'_c/p_c の関係

ずみ硬化軟化型となっている。一方、図-4 (a) の非排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、 σ'_c/p_c が $\sigma'_c/p_c = 0.29, 0.88$ と $\epsilon_a = 7\%$ 付近で明確な q_{max} を示すひずみ硬化軟化型となっている。また、この時の排水せん断時の体積ひずみ (ϵ_v) \sim 軸ひずみ (ϵ_a) 関係および非排水せん断時の過剰間隙水圧 (Δu) \sim 軸ひずみ (ϵ_a) 関係をみると図-3 (b) および図-4 (b) のようになり、 $\sigma'_c/p_c = 0.29$ の場合には、 $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 関係はせん断初期には負のダイレタンスーを示すがせん断が進むにつれ正のダイレタンスーを示す傾向となり、 $\Delta u \sim \epsilon_a$ 関係がせん断初期に最大過剰間隙水圧 ($(\Delta u)_{max}$) を示した後、急激に低下することと対応しており、このような $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 、 $\Delta u \sim \epsilon_a$ 関係の挙動は一般的な過圧密粘性土と同様の挙動である。

(2) $\sigma'_c/p_c > 1$ でのせん断特性

排水および非排水せん断試験での拘束圧 (σ'_c) と圧密降伏応力 (p_c) の比が $\sigma'_c/p_c = 1.47 > 1$ である $\sigma'_c = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ での軸差応力 (q) \sim 軸ひずみ (ϵ_a) 関係を示すと図-3 (a) および図-4 (a) のようになる。これより、図-3 (a) の排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、 σ'_c/p_c が $\sigma'_c/p_c = 1.47$ の場合には等方圧密時にセメンテーション固結力が降伏しているため、 ϵ_a が増加しても明確な q_{max} を示さないひずみ硬化型となっている。一方、図-4 (a) の非排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、 σ'_c/p_c が $\sigma'_c/p_c = 1.47$ の場合でも、 $\sigma'_c/p_c < 1$ の場合と同様に $\epsilon_a = 7\%$ 付近で明確な q_{max} を示すひずみ硬化軟化型となっている。この $q \sim \epsilon_a$ 関係の形状の違いは、図-3 (b) および図-4 (b) の排水せん断時の体積ひずみ (ϵ_v) \sim 軸ひずみ (ϵ_a) 関係および非排水せん断時の過剰間隙水圧 (Δu) \sim 軸ひずみ (ϵ_a) 関係にも現れており、 $\epsilon_v \sim \epsilon_a$ 関係は常に負のダイレタンスーを示すのに対し、 $\Delta u \sim \epsilon_a$ 関係は $(\Delta u)_{max}$ を示した後

減少傾向を示している。

(3) σ'_c/p_c が $q \sim \epsilon_a$ 関係に及ぼす影響

前節において、 σ'_c/p_c の値が排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係の形状 (ひずみ硬化型 or ひずみ硬化軟化型) に影響を及ぼしていることを述べた。そこでここでは、排水および非排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係が σ'_c/p_c の値にどのように影響されているのかを知るために、最大軸差応力 (q_{max}) での軸ひずみ ($(\epsilon_a)_{qmax}$) と σ'_c/p_c の関係を示すと図-5 のようになり、排水せん断時の $(\epsilon_a)_{qmax}$ は $\sigma'_c/p_c < 1$ の範囲では σ'_c/p_c が 1 に近づくに従って $(\epsilon_a)_{qmax} = 15\%$ に近づく、 $\sigma'_c/p_c > 1$ の範囲では σ'_c/p_c が増加しても $(\epsilon_a)_{qmax} = 15\%$ であることがわかる (ここでは、明確な q_{max} が見られない場合、 $(\epsilon_a)_{qmax} = 15\%$ としているため)。したがって、排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係の形状は $\sigma'_c/p_c < 1$ の範囲ではひずみ硬化軟化型であり、 $\sigma'_c/p_c > 1$ となるとひずみ硬化型に変化していることを示している。一方、非排水せん断時の $(\epsilon_a)_{qmax}$ も $\sigma'_c/p_c < 1$ の範囲では σ'_c/p_c が 1 に近づくに従って $(\epsilon_a)_{qmax}$ は増加し、 $\sigma'_c/p_c > 1$ の範囲では σ'_c/p_c が増加すると $(\epsilon_a)_{qmax}$ は若干低下している。しかし、非排水せん断時の $(\epsilon_a)_{qmax}$ は常に $(\epsilon_a)_{qmax} < 10\%$ であり、 $q \sim \epsilon_a$ 関係の形状が σ'_c/p_c に影響されず常にひずみ硬化軟化型であることを示している。

次に、排水および非排水せん断時の $q \sim \epsilon_a$ 関係における割線勾配である変形係数 (E_{50}) と σ'_c/p_c の関係をみると図-6 のようになる。ここで、 E_{50} については一軸圧縮試験より得られる変形係数 ($(E_{50})_{qu} = 540 \text{ kgf/cm}^2$) で正規化している。これより、排水せん断時の $E_{50}/(E_{50})_{qu}$ は σ'_c/p_c の全ての領域で $E_{50}/(E_{50})_{qu} \leq 1$ であり、 $\sigma'_c/p_c = 0$ で $E_{50}/(E_{50})_{qu} = 1$ となっている。一方、非排水せん断時の $E_{50}/(E_{50})_{qu}$ は σ'_c/p_c の全ての領域で

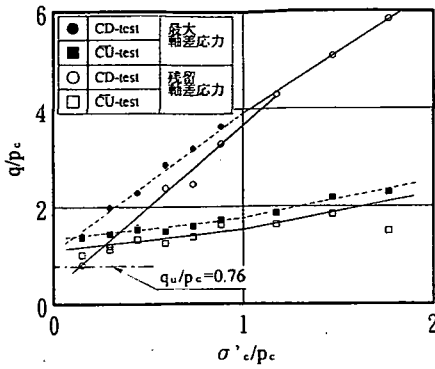


図-7 全応力による破壊基準の整理

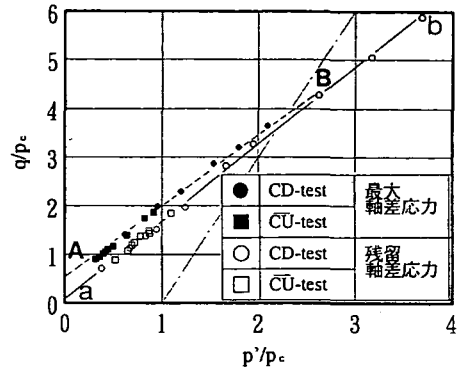


図-8 有効応力による破壊基準の整理

$E_{50}/(E_{50})_{qu} \geq 1$ であり、 $\sigma'_c/p_c = 1$ で $E_{50}/(E_{50})_{qu} = 1$ となっている。そして、排水および非排水せん断時の両試験から得られる $E_{50}/(E_{50})_{qu}$ は $\sigma'_c/p_c < 1$ の範囲では供試体のセメンテーション固結力が降伏する $\sigma'_c/p_c = 1$ まで σ'_c/p_c の増加に伴い低下し、 $\sigma'_c/p_c > 1$ の範囲では σ'_c/p_c の増加に伴いセメンテーション降伏後の σ'_c の増加による供試体の圧密が生じるため E_{50} は増加し、この増加は非排水せん断時の方が著しい。

5. セメント改良土の破壊基準

(1) 全応力による整理

セメント改良土の破壊基準を知るために、ここではまず拘束圧 (σ'_c) によって強度の推定あるいは評価する方法すなわち全応力法によって整理を試みた。

排水せん断および非排水せん断試験より得られる最大および残留軸差応力 (q_{max} , q_{res}) と拘束圧 (σ'_c) の関係を圧密降伏応力 (p_c) で正規化した $q/p_c \sim \sigma'_c/p_c$ 関係で示すと図-7 のようになり、排水せん断および非排水せん断での $q/p_c \sim \sigma'_c/p_c$ 関係は $\sigma'_c/p_c = 1.0$ 付近で変曲しており、等方圧密時のセメンテーション固結力の降伏が q_{max} , q_{res} に影響を及ぼしていることがわかる。

また、排水せん断による $q/p_c \sim \sigma'_c/p_c$ 関係は q_{max} , q_{res} が明確に σ'_c の増加に伴い増加し、 q_{max} , q_{res} の拘束圧依存性がみられ、排水せん断時の結果より得られるセメント改良土の破壊基準は内部摩擦角を有する材料であることを示している。一方、非排水せん断による $q/p_c \sim \sigma'_c/p_c$ 関係も q_{max} , q_{res} が σ'_c の増加に伴い増加し、 q_{max} , q_{res} の拘束圧依存性がみられるが排水せん断時の $q/p_c \sim \sigma'_c/p_c$ 関係よりも拘束圧依存性は低く、非排水せん断時の結果より得られるセメント改良土

の破壊基準は内部摩擦角よりも粘着力が卓越した材料であることを示している。このようにセメント改良土の破壊基準を全応力により整理すると排水条件によってその結果が異なる排水条件依存性がみられる。

そして、現在、設計で用いられる一軸圧縮強さ (q_u) を p_c で正規化した q_u/p_c を示すと図-7 中の一点鎖線となり、一軸圧縮試験より得られる q_u は三軸圧縮試験の排水や非排水せん断より得られる最大軸差応力よりも小さく、さらに残留軸差応力よりも小さい。したがって、一軸圧縮試験の結果は三軸圧縮試験の結果よりもかなり安全側の数値であることを示しており、従来、セメント改良土に対して行われている一軸圧縮試験ではセメント改良土のせん断特性の本質を把握していないことを意味し、セメント改良土の本質的な粘着力、内部摩擦角を求めるには三軸圧縮試験を行うべきであると言える。

(2) 有効応力による整理

セメント改良土に対しても有効応力の原理が成り立つことは善ら⁴⁾や小林ら⁹⁾の研究によって明らかであり、このことは排水条件によらずセメント改良土の力学的な挙動を統一的に記述できることを意味している。そして、セメント改良土の破壊基準を有効応力を用いて整理すると最大応力状態と残留応力状態の2つの線で示されることが知られている¹⁰⁾。

そこでここでも、排水せん断および非排水せん断より得られる最大および残留軸差応力 (q_{max} , q_{res}) と平均有効主応力 ($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$) の関係を圧密降伏応力 (p_c) で正規化した $q/p_c \sim p'/p_c$ 関係にプロットすると図-8 のようになり、最大軸差応力状態の破壊線はせん断時の排水条件によらず一つの線 (点線 AB) で示され、残留軸差応力状態の破壊線もせん断時の排水条件によらず一つの線 (実線 a

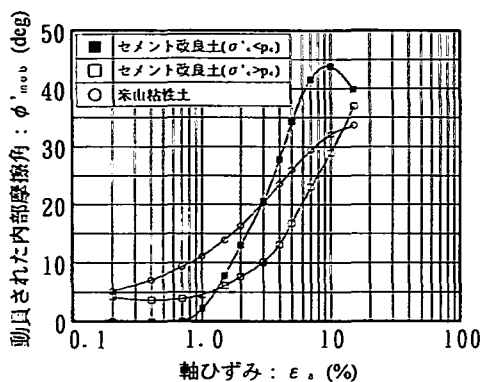


図-9 ϕ'_{mob} の軸ひずみによる変化

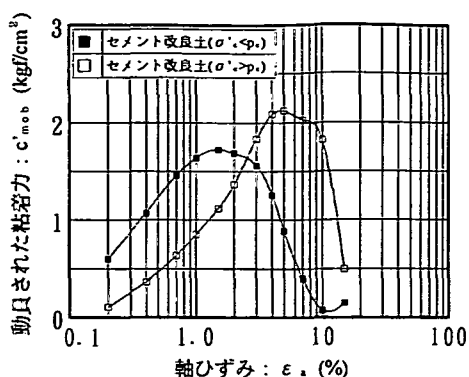


図-10 c'_{mob} の軸ひずみによる変化

b) で示される。また、今まで行われてきたセメント改良土の三軸圧縮試験では拘束圧の条件が圧密降伏応力以下 ($\sigma'_c/p_c < 1$) であることから最大応力状態と残留応力状態の2つの線は平行で示されることが多いが^{4), 9), 10), 11)}、ここでは拘束圧 (σ'_c) の条件として圧密降伏応力を考慮しており、 $\sigma'_c/p_c \geq 1$ の条件があることから、より明確な残留軸差応力状態の破壊線(実線 a b) が示されており、線 A B と線 a b は平行ではなく交差している。そして、線 A B と線 a b の交差する点は $\sigma'_c/p_c = 1$ を原点とする排水経路上(一点鎖線)付近であることがわかる。

このように、セメント改良土の破壊基準を有効応力で整理すると最大応力状態では粘着力を有し、内部摩擦角が卓越した材料であり、残留応力状態では粘着力をほとんど有さず、内部摩擦角が卓越した材料であることがわかる。したがって、全応力でも述べたように、セメント改良土の本質的な粘着力、内部摩擦角を求めるには三軸圧縮試験を行うべきであると言える。しかし、三軸圧縮試験を行ったとしても、設計時に全応力、有効応力どちらの粘着力、内部摩擦角を採用するかが問題となるが、この点については現段階では有効応力の場合、非排水せん断中の有効拘束圧の挙動が推定できなく実用的でなく、全応力による方が実用的であると言える。

次に、セメント改良土せん断中の等しい軸ひずみ状態(等軸ひずみ状態)より求まる内部摩擦角(動員された内部摩擦角(ϕ'_{mob}))と粘着力(動員された粘着力(c'_{mob}))を軸ひずみとの関係で示したのが図-9, 10である。なお、セメント改良土の ϕ'_{mob} , c'_{mob} は等方圧密 (σ'_c) 時にセメンテーション固結力の降伏を生じることから $\sigma'_c < p_c$ の条件別に求めた。また、図-9 中には比較のため、母材である米山粘性土の動員された内部摩擦角 (ϕ'_{mob}) も示している。

セメント改良土の動員された内部摩擦角 (ϕ'_{mob}) と軸ひずみの関係を示すと図-9 のようになり、等方圧密時にセメンテーション固結力の降伏しない拘束圧が $\sigma'_c < p_c$ の範囲では、 ϕ'_{mob} は $\epsilon_a = 1\%$ 以下で $\phi'_{mob} = 0^\circ$ であるが、 $\epsilon_a = 1\%$ 以上となると ϕ'_{mob} は急激に大きくなり $\epsilon_a = 10\%$ で最大 ($\phi'_{mob} = 44^\circ$) となる。一方、等方圧密時にセメンテーション固結力の降伏している拘束圧が $\sigma'_c > p_c$ の範囲では、 ϕ'_{mob} は $\epsilon_a = 1\%$ 以下で $\phi'_{mob} = 4^\circ$ とほぼ一定であるが、 $\epsilon_a = 1\%$ 以上となると急激に変化し $\epsilon_a = 15\%$ で最大 ($\phi'_{mob} = 37^\circ$) となる。また、母材である米山粘性土の場合、 ϕ'_{mob} は ϵ_a の増加とともに徐々に大きくなり $\epsilon_a = 15\%$ で最大 ($\phi'_{mob} = 33^\circ$) となる。そこで、セメント改良土と米山粘性土の残留応力状態 ($\epsilon_a = 15\%$ 時の軸差応力) の内部摩擦角を比較すると、 ϕ'_{mob} は土粒子間の摩擦力を意味するから、その作成方法において間隙比の大きくなるセメント改良土の ϕ'_{mob} が小さくなるものと考えていたが、セメント改良土の $\phi'_{mob} (= 37^\circ)$ が米山粘性土の $\phi'_{mob} (= 33^\circ)$ よりも大きく、セメント改良土の残留応力状態の内部摩擦角は間隙比以外のセメンテーション等の影響を受けていると考えられるがこの点是不明である。

セメント改良土の動員された粘着力 (c'_{mob}) と軸ひずみの関係を示すと図-10 のようになり、拘束圧が $\sigma'_c < p_c$ の範囲では、 c'_{mob} は軸ひずみ (ϵ_a) の増加に伴い増加し、 $\epsilon_a = 1.5\%$ で最大 ($c'_{mob} = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$) となった後、減少する。一方、拘束圧が $\sigma'_c > p_c$ の範囲では、 c'_{mob} は ϵ_a の増加に伴い徐々に増加し、 $\epsilon_a = 5\%$ で最大 ($c'_{mob} = 2.1 \text{ kgf/cm}^2$) となり、 $\epsilon_a = 10\%$ 以上となると急激に減少する。

(ここで、 $\sigma'_c < p_c$ より $\sigma'_c > p_c$ の c'_{mob} が大きいのは、 $\sigma'_c > p_c$ の c'_{mob} を求める際、 p_c 以下の範囲を考慮せずに求めたためである。)

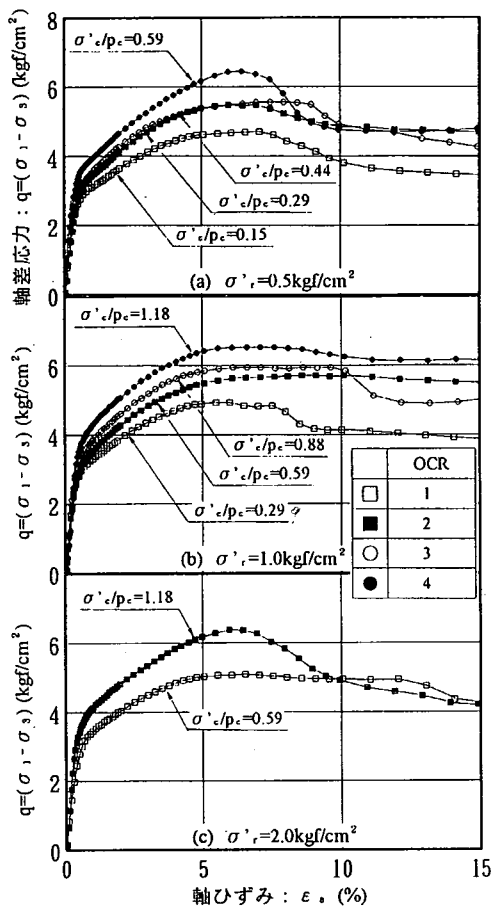


図-1-1 過圧密状態での $q \sim \varepsilon_a$ 関係

以上のことから、セメント改良土の ϕ'_{mob} , c'_{mob} は、 $\sigma'_c < p_c$ の範囲では、せん断初期である軸ひずみ (ε_a) が $\varepsilon_a=1\%$ までは動員された粘着力 (c'_{mob}) が卓越しているが、軸ひずみが $\varepsilon_a=1\%$ 以上となると動員された内部摩擦角 (ϕ'_{mob}) が卓越してくる。一方、 $\sigma'_c > p_c$ の範囲では、 c'_{mob} , ϕ'_{mob} ともに ε_a の増加に伴って増加するが、 $\varepsilon_a=5\%$ 以上となると ϕ'_{mob} のみが増加することがわかった。

6. 過圧密状態でのせん断特性

(1) σ'_c/p_c が $q \sim \varepsilon_a$ 関係に及ぼす影響

せん断時の拘束圧 (σ'_r) が $\sigma'_r=0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ のときの軸差応力 (q) \sim 軸ひずみ (ε_a) 関係は図-1-1 (a) (b) (c) に示すとおりであり、各 σ'_r 時の OCR の変化による σ'_c/p_c の変化は、 $\sigma'_r=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、 σ'_c/p_c の値は OCR が変化しても $\sigma'_c/p_c \leq 1$ である。また、 $\sigma'_r=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、 σ'_c/p_c の値は OCR が OCR=1.2.3 では

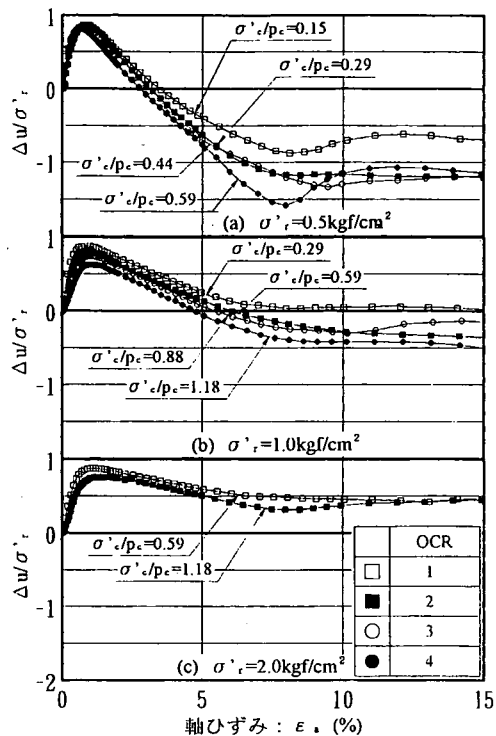


図-1-2 過圧密状態での $\Delta u \sim \varepsilon_a$ 関係

$\sigma'_c/p_c \leq 1$ であり、OCR=4 となると $\sigma'_c/p_c=1.18$ となる。さらに、 $\sigma'_r=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、 σ'_c/p_c の値は OCR=1 では $\sigma'_c/p_c \leq 1$ であり、OCR=2 となると $\sigma'_c/p_c=1.18$ となっている。したがって、各 σ'_r における $q \sim \varepsilon_a$ 関係で示される最大軸差応力 (q_{max}) は OCR の大きな値ほど大きくなっている。しかし、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係の形状は OCR や σ'_c/p_c の値に影響されず常にひずみ硬化軟化型となっており、OCR や σ'_c/p_c の値が $q \sim \varepsilon_a$ 関係の形状に及ぼす影響はみられない。

(2) σ'_c/p_c が $\Delta u \sim \varepsilon_a$ 関係に及ぼす影響

せん断時の拘束圧 (σ'_r) が $\sigma'_r=0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ のときの過剰間隙水圧 (Δu) \sim 軸ひずみ (ε_a) 関係は図-1-2 (a) (b) (c) に示すとおりであり、ここでは Δu を σ'_r で正規化している。 $\sigma'_r=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 時の $\Delta u/\sigma'_r \sim \varepsilon_a$ 関係をみると、小ひずみ領域でみられる最大過剰間隙水圧 ($(\Delta u/\sigma'_r)_{max}$) の大きさは OCR の範囲が 1~4 であっても、 σ'_c/p_c の範囲が $\sigma'_c/p_c=0.15 \sim 0.59$ と $\sigma'_c/p_c < 1$ であるため、圧密降伏応力 (p_c) の影響をそれほど受けず σ'_c/p_c による違いはあまりみられない、しかし、軸ひずみの増加に伴って発生する Δu の急激な減少は OCR の値 (σ'_c/p_c の値) が大きなほど大きく、一般

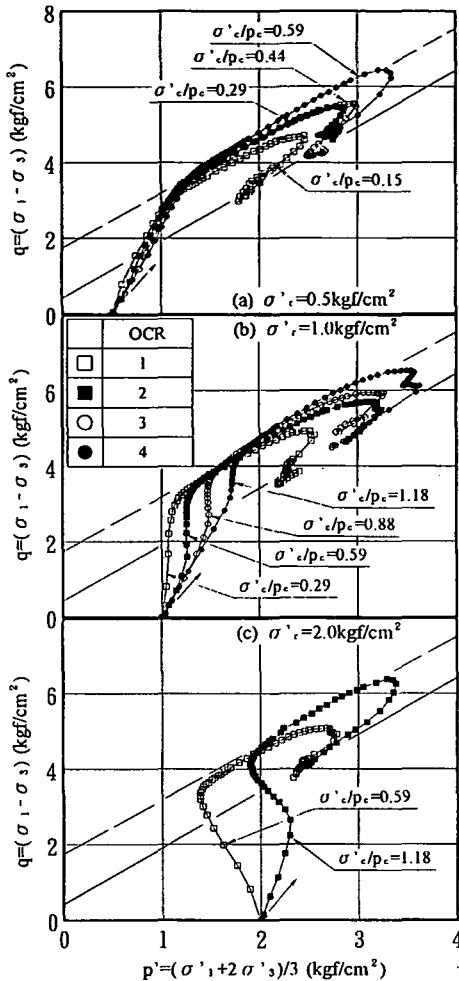


図-13 過圧密状態での有効応力経路

的な過圧密飽和粘性土と同様な傾向を示している。一方、 $\sigma'_r = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 時の $\Delta u / \sigma'_r \sim \varepsilon_a$ 関係を見ると、小ひずみ領域でみられる $(\Delta u / \sigma'_r)_{\max}$ の大きさは OCR の範囲が 1~4 であっても、 σ'_c / p_c の範囲が $\sigma'_c / p_c = 0.29 \sim 1.18$ と $\sigma'_c / p_c < > 1$ であるため、 p_c の影響を受け σ'_c / p_c の値が大きくなるほど小さい。また、軸ひずみの増加に伴って発生する Δu は緩やかに減少しており、この減少は $\sigma'_r = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 時と同様に OCR の値 (σ'_c / p_c の値) が大きくなるほど大きい。さらに、 $\sigma'_r = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 時の $\Delta u / \sigma'_r \sim \varepsilon_a$ 関係を見ると、小ひずみ領域でみられる $(\Delta u / \sigma'_r)_{\max}$ の大きさは σ'_c / p_c の値が $\sigma'_c / p_c = 0.59, 1.18$ と $\sigma'_c / p_c < > 1$ であるため、 σ'_c / p_c の値が大きくなるほど小さい。しかし、軸ひずみの増加に伴って発生する Δu は緩やかに低下するが負の値とはならない。

(3) 有効応力経路

過圧密状態での σ'_c / p_c や OCR の大きさがセメント改良土のせん断時の有効応力経路にどのように影響を及ぼしているのを知るためにせん断時の拘束圧 ($\sigma'_r = p'$) が $p' = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ のときの有効応力経路 ($q \sim p'$ 関係) を示すと図-13 (a) (b) (c) のようになる。図中の点線および実線は 5 章、図-8 で得られたセメント改良土の最大応力状態と残留応力状態での破壊線を示している。 $p' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、せん断初期での有効応力経路の立ち上がりは OCR の値が $\text{OCR} = 1 \sim 4$ と増加するに伴い少しずつ右側に移行しているが、過圧密状態での σ'_c / p_c の値が $\sigma'_c / p_c < 1$ であり、その範囲が $\sigma'_c / p_c = 0.15 \sim 0.59$ と小さいため右側への移行する大きさが少ない。そしてその後の有効応力経路は最大応力状態での破壊線上に沿って上昇し、 σ'_c / p_c (OCR) の値が大きくなるほど大きな最大軸差応力 (q_{\max}) を示した後、残留応力状態の破壊線に到達している。一方、 $p' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、せん断初期での有効応力経路の立ち上がりは $p' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合と同様に OCR の値が $\text{OCR} = 1 \sim 4$ と増加するに伴い右側に移行しているが、 σ'_c / p_c の範囲が $\sigma'_c / p_c = 0.29 \sim 1.18$ と σ'_c / p_c の値が $\sigma'_c / p_c < > 1$ であり、 $p' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合に比べ広範囲であることから、右側に大きく移行している。そしてその後の有効応力経路は $p' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合と同様に最大応力状態での破壊線上に沿って上昇した後、残留応力状態の破壊線に到達している。さらに、 $p' = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には、せん断時の有効応力経路は OCR の値が $\text{OCR} = 1, 2$ であり、 σ'_c / p_c の値が $\sigma'_c / p_c = 0.59, 1.18$ と $\sigma'_c / p_c < > 1$ であるため明確に右側に移行し、その後の有効応力経路は $p' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合と同様な挙動となる。以上のように、過圧密履歴を受けたセメント改良土のせん断時の有効応力経路は OCR の値と同等に σ'_c / p_c の値が大きく影響し、特に σ_r の値が大きい場合には σ'_c / p_c の値の影響が大きい。そして、過圧密履歴を受けたセメント改良土の最大軸差応力 (q_{\max}) は $q \sim p'$ 関係上では正規圧密状態でのセメント改良土の最大軸差応力状態の破壊線上にプロットされ、正規・過圧密セメント改良土の破壊線は同等であることがわかる。

また、一般に粘性土では、同一の σ'_c / p_c で圧密し、せん断時の拘束圧 (σ'_r) を変化させた場合には、 σ'_r の大きな条件の方が最大軸差応力 (q_{\max}) は大きくなる。しかし、セメント改良土の場合、 $\sigma'_c / p_c = 0.29$ で $\sigma'_r = 0.5, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合には $\sigma'_r = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の q_{\max} が大きい、 $\sigma'_c / p_c = 0.59$ で

$\sigma'_r=0.5, 1.0, 2.0\text{kgf/cm}^2$ の場合や $\sigma'_c/p_c=1.18$ で $\sigma'_r=1.0, 2.0\text{kgf/cm}^2$ の場合には σ'_r の小さなものほど q_{\max} が大きくなる。これは、圧密時の σ'_c/p_c の値とせん断時の σ'_r が影響しており、圧密時の σ'_c/p_c が小さく、せん断時の σ'_r も小さいため、圧密時やせん断時の拘束圧がセメンテーション固結力の降伏にほとんど影響しないため、 q_{\max} は σ'_r の大きな条件の方が大きくなる。一方、圧密時の σ'_c/p_c が1に近い場合や1以上の場合では、圧密時にセメンテーション固結力の降伏が影響し、さらに、せん断時の σ'_r の大きな条件ほどセメンテーション固結力の降伏が影響するため、 q_{\max} は σ'_r の小さな条件の方が大きくなる。

7. むすび

セメント改良土に対して正規および過圧密状態で三軸圧縮試験を行いセメント改良土のせん断特性や破壊基準について検討を行った。その結果を要約すると以下ようになる。

(1) 排水せん断時の $q \sim \varepsilon_a$ 関係は拘束圧が圧密降伏応力以下であるとひずみ硬化軟化型であり、拘束圧が圧密降伏応力以上となるとひずみ硬化型となる。

(2) 非排水せん断時の $q \sim \varepsilon_a$ 関係は拘束圧が圧密降伏応力以下であっても以上であってもひずみ硬化軟化型である。

(3) セメント改良土の破壊線を全応力によって整理すると、排水条件依存性と拘束圧依存性が見られ、排水せん断時より得られる破壊線は内部摩擦角が卓越しており、非排水せん断より得られる破壊線は粘着力が卓越している。

(4) セメント改良土の破壊線を有効応力によって整理すると、最大軸差応力状態と残留軸差応力状態の2つの線で示されるが、圧密降伏応力以上の拘束圧での排水せん断試験を行うことで、より明確な残留軸差応力状態の破壊線が求まり、最大軸差応力状態の破壊線と残留応力状態の破壊線は拘束圧が圧密降伏応力と同等の排水応力経路上付近で交差するようになる。

(5) セメント改良土の c'_{mob} 、 ϕ'_{mob} は、拘束圧が $\sigma'_c < p_c$ の範囲では、せん断初期である軸ひずみが $\varepsilon_a=1\%$ までは c'_{mob} が卓越するが、軸ひずみが $\varepsilon_a=1\%$ 以上となると ϕ'_{mob} が卓越する。一方、拘束

圧が $\sigma'_c > p_c$ の範囲では、 c'_{mob} 、 ϕ'_{mob} ともに ε_a の増加に伴って増加するが、 $\varepsilon_a=5\%$ 以上となると ϕ'_{mob} のみが増加する。

(6) セメント改良土と米山粘性土の残留応力状態 ($\varepsilon_a=15\%$ 時の軸差応力) の ϕ' を比較すると、セメント改良土の ϕ' が米山粘性土の ϕ' よりも大きく、セメント改良土の残留応力状態の内部摩擦角は間隙比以外のセメンテーション等の影響を受けていると考えられる。

(7) 過圧密履歴を受けたセメント改良土の非排水せん断時の $q \sim \varepsilon_a$ 関係は常にひずみ硬化軟化型となるが過圧密履歴の差異は $\Delta u \sim \varepsilon_a$ 関係に現れる。

(8) 過圧密履歴を受けたセメント改良土の有効応力経路はOCRの値と同等に拘束圧と圧密降伏応力の比 σ'_c/p_c の値に影響されている。また、正規・過圧密セメント改良土の破壊基準は同等である。

参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，pp. 320-330，1991. 2.
- 2) たとえば，山崎和夫，海野善彦，鶴田和久：東京湾岸道路羽田地区における地盤改良試験施工，土木施工，29巻，1号，pp. 23-29，1988. 1.
- 3) (社)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-第二版-，1994. 8.
- 4) 善功企，山崎浩之，佐藤泰：事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性，港湾技術研究所報告，第29巻，第2号，pp. 85~118，1990. 6.
- 5) 龍岡文夫：土質試験の課題と試験結果の評価—東京湾横断道路計画における土質工学の諸問題と室内試験土質試験—，昭和60年度最近の土質・基礎に関する講習会講演資料，地盤工学会，pp. 21-69，1985.
- 6) たとえば，足立紀尚，吉田信之，後藤裕：固結効果を付加した粘性土のせん断変形に関する一考察，第28回土質工学研究発表会，pp. 1401~1402，1993. 6.
- 7) 矢島寿一，丸尾茂樹，小川正二：気泡を混入した軽量土のせん断特性，土木学会論文集，No. 499/III-28，pp. 197-205，1994. 9.
- 8) 寺師昌明，田中洋行，光本司，新留雄二，本間定吉：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)，港湾技術研究所報告，第19巻，第1号，pp. 33~62，1980. 3.
- 9) 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，生産研究38巻8号，pp. 23-26，1982. 8.
- 10) G. Wayne Clough, Nicholas Sitar, Robert C. Bachus, Nader Shafiq Rad: Cement sands under static loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT 6, Paper 16319, pp. 799~862, June, 1981.
- 11) 栗原宏武，深沢栄造，嶋信之，八鍬昇：人工軟岩の力学的性質に関する研究(その1)，鹿島建設技術研究所年報第37号，pp. 183~188，1989. 10.

(1996. 5. 27 受付)

MECHANICAL PROPERTIES AND FAILURE CRITERION OF NORMALLY AND OVER CONSOLIDATED CEMENT-TREATED SOIL

Juichi YAJIMA, Takashi NAGAOKA and Seiji TANIZAKI

The purpose of this study is to evaluate the mechanical properties of cement-treated soil. Shear strength and failure criterion of cement-treated soil were investigated by performing normally and over consolidated triaxial compression tests. It was learned that shear behavior of normally consolidated cement-treated soil depends on the relative magnitude of $\sigma'c/pc$ ($\sigma'c$ is effective confining pressure and pc is consolidation yield stress), shear behavior of over consolidated cement-treated soil is influenced by OCR (over-consolidation ratio) and $\sigma'c/pc$. And failure criterion of cement-treated soil should be described with peak and residual strength line which have no reference to OCR.