

模擬自然粘土の作製法とその圧縮・せん断挙動

日下部伸¹・森尾 敏²

¹正会員 (株) 奥村組 技術研究所 主任研究員 (〒300-33 つくば市大砂 387)

²正会員 (株) 奥村組 電算センター・数値解析グループ

有効土被り圧による密度の増加速度と固結力の発現速度の比を調整し、自然地盤の堆積過程を模擬する方法を提案した。ついで、この方法で作製した模擬自然粘土が不攪乱自然粘土と工学的に類似な挙動を示すことを実証した。さらに、模擬自然粘土が、繰返し非排水ねじり単純せん断時にひずみ速度の影響をあまり受けない実験事実を提示した。

Key Words : clay, aging effect, simulation material, strain rate dependency, cyclic undrained simple shear test

1. まえがき

自然粘土地盤の変形・強度特性を把握するには、可能な限り、いわゆる不攪乱試料を用い、原地盤の応力状態の再現に努め、想定する外力や変形条件に見合った試験を実施する必要がある。その場合、自然粘土地盤に生じる工学的な種々の現象のスケールに比べ、室内のいわゆる要素試験の供試体の寸法レベルでは、相対的に自然粘土試料の非均質性が顕在化する。そのため、不攪乱自然粘土を用いた試験では、十分に再現性のある結果が得られないこともある。

一方、構造物の大型化や新しい構造様式の採用に伴い、複雑な外力・変形条件に対応した多種の試験結果による総合的な検討の必要性も高まっている。また、最近の重要な構造物や高層建築物の地震応答解析では、外力の不確定性を考慮し、複数の地震入力波形とその振幅の組合せを解析ケースとして要請される。しかし、自然粘土地盤の不攪乱供試体を十分な同一性を確保して、多様な試験のケース数だけ用意することは極めて困難である。

したがって、自然粘土と工学的に類似（あるいは等価）な挙動を示す均質な模擬自然粘土を量的な制約を受けず、短期間に作製する実用的な技術の開発^{1), 2)}が望まれている。

自然粘土は、いわゆる年代効果を持っている。その挙動を模擬する方法として、高温圧密法が土田ら³⁾により提案されている。この方法による自然粘土の再現性については、森脇ら⁴⁾をはじめ多くの報告がなされている。赤木ら⁵⁾は、高温圧密中に排水された間隙水を化学分析することにより、高温圧密が2次圧密と類似の構造変化を発生させているという見解を示している。しかし、高

温環境が粘土の工学的諸特性に及ぼす影響の解明については、多くの部分が今後の研究課題と言えよう。

他方、自然粘土のセメントーション作用の再現が重要であるという認識から、化学的結合物質を粘土スラリーに混練し圧密することにより、セメントーションによる年代効果を定性的に模擬し得る可能性が、嘉門ら⁶⁾、上ら⁷⁾により報告されている。しかし、従来の研究では、供試体作製過程において、セメントーションの発現速度と圧密による密度の増加速度の関係を制御すると言う視点は明示されていない。本研究で提案する方法は、自然地盤堆積過程での有効土被り圧による密度の増加速度とセメントーション作用による固結力の発現速度の比を試行錯誤的に制御し、固有の自然粘土地盤の堆積過程そのものを模擬することを試みている。

本論文では、自然粘土の挙動を模擬する上で重要な土質工学的視点を検討し、セメントーション作用が卓越する自然粘土の工学的性質を模擬する模擬自然粘土の作製法を提案する。次いで、作製した模擬自然粘土と不攪乱自然粘土の類似性（工学的な等価性）を実証する。さらに、模擬自然粘土が繰返し非排水ねじり単純せん断時にひずみ速度の影響をあまり受けない実験事実を提示する。

2. 自然粘土を模擬する上で重要な工学的視点

一般に海成の自然粘土は、圧密圧力の履歴による正規圧密（N.C.）と過圧密（O.C.）の区別に加え、年代効果（セメントーション、2次圧密、リーチング、乾燥応力等）の有無による若い粘土（Young）と古い粘土（Aged）の組合せにより、4種類（N.C. Young, N.C. Aged, O.C. Young, O.C. Aged）に大別され

る^{8), 9)}。半沢ら¹⁰⁾は、沖積粘土として最も普遍的な粘土はN.C. Aged粘土であることを指摘するとともに、ある深さまでは化学的結合作用が卓越し、それ以上の深さでは2次圧密作用が優勢となる事例を示している¹¹⁾。

鋭敏な自然粘土の構造の定義として、Quigleyら¹²⁾は土粒子の幾何的配列とともにセメントーションを挙げている。無機質や有機質の結合物質によるセメントーションの重要性については、Sangrey¹³⁾やKelly¹⁴⁾により古くから指摘されている。最近では、中世古ら¹⁵⁾、嘉門ら¹⁶⁾により生物活動によるペレットの存在が粘土の構造や地盤の形成過程、圧密挙動に影響することが報告されている。

また、Kellyら¹⁴⁾は炭酸塩の含有量が多くセメントーション作用が大きいほど液性指数が大きく、有効土被り圧で正規化された非排水せん断強度比も大きくなる事例を報告している。この点に関して、藤堂、寒河江ら¹⁷⁾は国内外各地の沖積粘土地盤を調査し、液性指数と有効上載圧の間に明確な相関が認められる地盤とそうでない地盤が存在することを指摘している。両者の違いは、堆積過程におけるセメントーションの発現時期の相違によるもの、およびセメントーションの発達速度と堆積速度の相違によるものとしている。

一方、液性限界 W_L の値は、粒度組成、粒子形状、比表面積、粘土鉱物の組成・結晶構造、含有電解物質の種類や濃度などと総合的に関係することが知られており、年代効果が付加される以前の粘土の素材としての性質を反映している。特に圧縮指数 C_c は W_L と強い相関があり、古くから多くの報告がなされている^{18), 19)}。土田²⁰⁾はセメントーションによる構造を保持しない粘土の正規圧密状態の圧縮性は、粘土の種類にかかわらず液性限界によってほぼ決定されるとする見解を示している。

以上の既往の研究成果を踏まえ、本研究ではN.C. Aged粘土に分類され、年代効果のなかでセメントーション作用が卓越する自然粘土と工学的に類似な挙動を示す模擬自然粘土の作製方法を以下に提案する。

3. 模擬自然粘土の作製方法

ここに提案する方法の特色は、自然地盤堆積過程での有効土被り圧による密度の増加速度とセメントーション作用による固結力の発現速度の関係を考慮している点にある。実地盤の堆積過程を実時間で再現するのは非現実的である。そのため、密度の増加速度と固結力の発現速度の比に着目し、これを試行錯誤的に再現することにより自然堆積過程を模擬しようとするものである。

(1) 化学的結合物質

セメントーション作用を付加する化学的結合物質として、早強セメントを用いる。使用量は模擬対象の(p_c/σ'_{60})

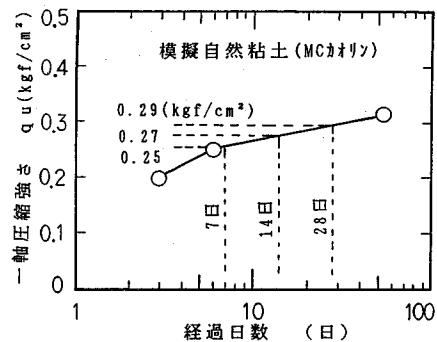


図1 一軸圧縮強さと経過日数

の値、もしくは(S_u/σ'_{60})の値に応じて数種類の予備配合・圧密実験から決定する。ここに、 p_c は圧密降伏応力、 σ'_{60} は有効土被り圧、 S_u は非排水三軸圧縮試験時のせん断強度である。事前に実施した予備配合・圧密実験によると我が国の沖積粘土の場合、液性限界の2~3倍の含水比の粘土スラリー 1000 cm^3 当り早強セメント6~14gが目安となる様である。粘土をスラリー化する時の含水比は、土田ら³⁾、森脇ら⁴⁾の高温圧密法で採用している値にならった。

早強セメントを用いる理由は、①固結力の発現速度を早くし、かつ材令7日~28日間ではほぼ一定と見なせる固結力を保持することにより、供試体の作製期間の短縮と試験実施期間の制約緩和を図る、②固結力の発現速度が圧密による密度の増加速度に拮抗し、両者の比を制御し易くするためである。

図1は、液性限界が74.6%、塑性限界が34.6%のMCカオリンを液性限界の2倍の含水比でスラリー化し、そのスラリー 1000 cm^3 に対して早強セメント8.0gを混練し、圧密荷重 $p=0.05 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ を載荷して養生後、経過日数毎に一軸圧縮強さ q_u をプロットしたものである。同図によると14日の q_u は、7日と28日の q_u に対して約±7%の変化であり、早期に固結力が発現するとともにはほぼ一定に近い値を保つ事が知れる。したがって、セメント混合土の強度発現に悪影響を与えるフルボ酸や腐植酸を多量に含まない通常の海成粘土でも、定性的にMCカオリンと同様の固結力の発現傾向が得られるものと考えられる。

(2) 供試体と圧密履歴

スラリーと粉末の早強セメントの混練には市販の業務用ミキサー(容量 1800 cm^3 、毎分9000回転)を使用した。1パッチのスラリー量は 1600 cm^3 で、スラリーに早強セメントを投入(この時点を経過時間の始点とする)直後より1分間混練した。経過時間2分~6分の間に真空脱気(75 cm Hg程度)し、供試体作製用のアク

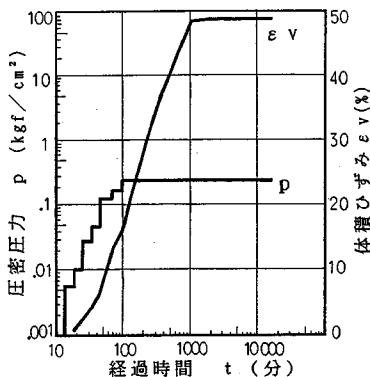


図-2 圧密履歴(有明粘土)

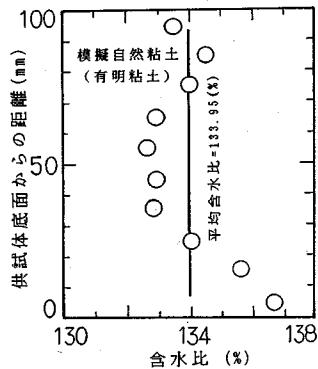


図-3 供試体の含水比分布

リル型枠(内周面にシリコングリス塗付)に流し込んだ(経過時間6分~10分の間)。

上下端面を排水面とする一次元圧密条件の下で、経過時間12分の時点より供試体に圧密荷重の載荷を開始した。図-2にその圧密履歴の一例を示す。素材は有明粘土(液性限界 $W_L=10\%$ 、塑性指数=60)で、 W_L の3倍の含水比のスラリー 1000 cm^3 に対して早強セメント 10.0 g を混合した事例である。試料の初期高さは 200 mm 、直径は 50 mm である。密度の増加速度と固結力の発現速度の比を試行錯誤的に再現することにより、自然堆積過程を模擬するために、同図に示す様に圧密圧力を段階的に増加させた。経過時間100分で最終圧密圧力 0.25 kgf/cm^2 を載荷している。体積ひずみの大部分は1000分以前に発生し、2000分以降はほぼ一定値に達する。

この様にして作製された供試体の含水比分布を図-3に示す。同図によれば含水比は概ね一様であり、ここに示す圧密履歴の与え方は、高さ 100 mm 程度の要素試験の供試体作製法として妥当と言える。

(3) 液性限界による素材選定の妥当性

模擬自然粘土の素材としては、模擬対象地盤の試料が

表-1 粘土の物理的性質と供試体の初期条件

	大阪沖 Ma 13	広島粘土	有明粘土
液性限界(%)	115~125	116.5	105.0
塑性限界(%)	35~45	45.4	44.7
塑性指数	約80	71.1	60.3
土粒子の密度(g/cm³)	2.6~2.7	2.62	2.68
自然含水比(%)	105~115	123*	108*
液性指数	0.9	1.1*	1.0*
初期間隙比	2.9~3.3	3.22*	2.98*
湿潤密度(g/cm³)	1.40~1.45	1.38*	1.42*

*印は広島、有明粘土を用いた模擬自然粘土の値(他は素材時の値)

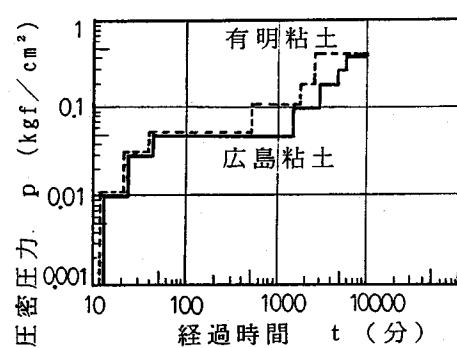


図-4 圧密履歴

望ましいが、原則として液性限界 W_L が同様な粘土とする。液性限界による素材選定の妥当性を調べるために、異なる2種類の素材を用いて、不攪乱自然粘土の圧縮挙動を模擬した。模擬対象は大阪湾海底地盤の大坂沖 Ma 13(深度-10 m付近の沖積粘土)²¹⁾である。素材は、広島市佐伯区五日市沖の広島湾(深度1.0 m前後)で採取された広島粘土と佐賀市六角川河口付近(深海0.5~2.0 m前後)で採取された有明粘土である。表-1に粘土の物理的性質と供試体の初期条件を示す。事前に実施した予備配合・圧密実験を参考にして、液性限界の2倍の含水比の粘土スラリー 1000 cm^3 に早強セメント 10.0 g を混合し、図-4に示す圧密履歴を与えて供試体を作製した。試料の初期高さは 45 mm 、直径は 61 mm で、両面排水の一次元圧密条件である。模擬対象地盤の大坂沖 Ma 13の有効土被り圧に近い最終圧密圧力 0.5 kgf/cm^2 まで載荷した。

定ひずみ速度圧密試験(ひずみ速度は $3 \times 10^{-2} \%/\text{min}$)で得られた間隙比 e ~圧密圧力 p 関係を図-5に示す。図中には参考のために、同一条件で作製した固結物質無しの、いわゆる再構成の有明粘土の結果も併記した。同様な液性限界の広島粘土と有明粘土を用いて作製した模擬自然粘土の圧縮挙動はそれぞれ類似してお

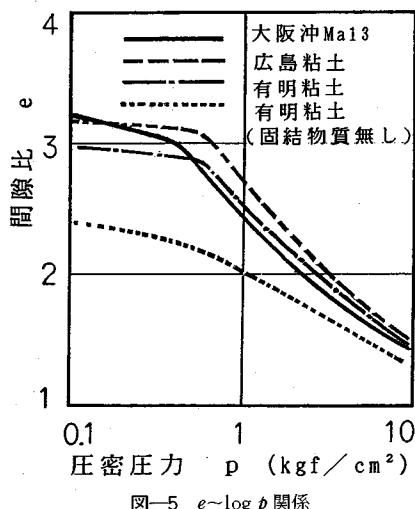
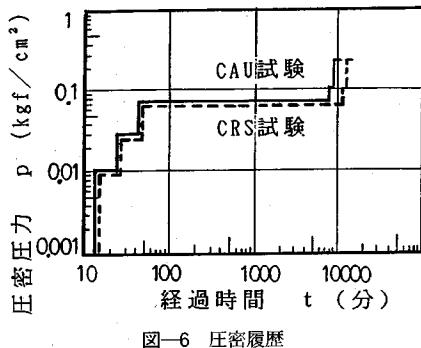
図-5 e - $\log p$ 関係

図-6 圧密履歴

り、大阪沖 Ma13 の圧縮挙動にも似かよっている。非排水せん断挙動についても同様な検討を実施するのが望ましい。しかし、圧縮挙動と非排水せん断挙動が極めて密接な関係にある²²⁾事実を考慮すれば、液性限界による素材の選定が、ほぼ妥当であることがわかる。

4. 自然粘土が示す圧縮・せん断挙動の模擬

模擬自然粘土が不攪乱自然粘土と工学的に類似な挙動を示すことを実証するために、粘土の力学的性質にとつて最も基本的とされている圧縮、および非排水せん断挙動の模擬を試みた。

模擬対象の不攪乱自然粘土は、九州地方の有明粘土²²⁾である。海外の不攪乱自然粘土の一例として、北部アイルランド地方の Belfast 粘土^{23), 24)}の非排水せん断挙動についても比較検討した。いずれも軟弱で鋭敏な沖積粘土とされている。

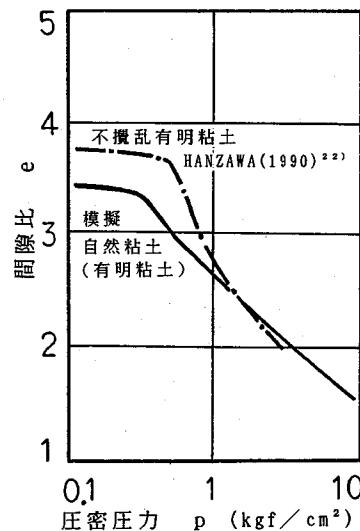
(1) 試料と試験方法

模擬自然粘土の素材として用いた有明粘土と自然粘土

表-2 粘土の物理的性質

	素材の有明粘土	不攪乱有明粘土 ²²⁾	Belfast 粘土 ²⁴⁾
採取深度 (m)	GL-0.5~2.0	GL-4.2~5.6	GL-4.0
液性限界 (%)	105.0	90~100	42
塑性限界 (%)	44.7	40	20
塑性指数	60.3	50~60	22
自然含水比 (%)	118	106~118	37
液性指数	1.2*	1.3	0.8

*印は模擬自然粘土の値

図-7 e - $\log p$ 関係

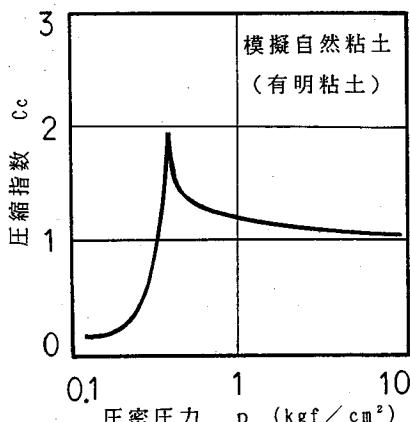
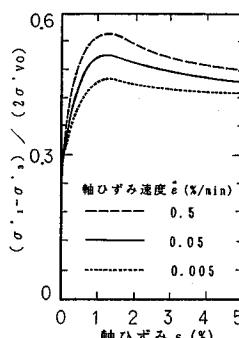
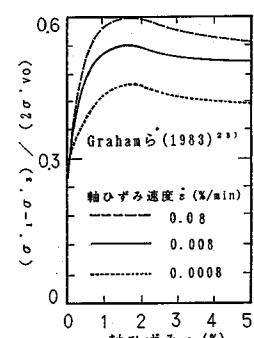
の物理的性質を表-2 に示す。液性限界の 2 倍の含水比の有明粘土スラリー 1000 cm^3 に早強セメント 8.0 g を混合し、図-6 に示す圧密履歴を与えて供試体を作製した。試料の初期高さは 130 mm、直径は 50 mm で、両面排水の一次元圧密条件である。最終圧密圧力は、模擬対象地盤の有明粘土の有効土被り圧 σ'_0 に近い 0.25 kgf/cm² まで載荷した。この供試体について、定ひずみ速度圧密(CRS)試験と異方圧密非排水三軸圧縮(CAU)試験を実施した。CRS 試験は、直径 46 mm、高さ 10 mm の供試体の上端を排水面とし、下端の非排水面で間隙水圧を測定した。ひずみ速度は $3 \times 10^{-2} / \text{min}$ である。CAU 試験は、直径 50 mm、高さ 81 mm の供試体を使用した。供試体の両端面は拡幅・摩擦除去を行った。異方圧密は、主応力比 σ_3/σ_1 を 0.45 に保ちながら、軸ひずみ速度一定 ($0.01\% / \text{min}$) で σ_1 が 0.25 kgf/cm² まで載荷した。その後 40 分間放置し、非排水せん断を開始した。せん断時の軸ひずみ速度は 0.50, 0.05, 0.005 /min の 3 種類とした。

(2) 圧縮挙動

CRS 試験で得られた間隙比 e -圧密圧力 p 関係を図

表-3 異方圧密非排水三軸圧縮試験条件と結果

粘土の種別	温潤密度 (g/cm³)	含水比 (%)	有効土被り圧 σ'_{vo} と 異方圧密時の σ'_s ($= \sigma'_{vo}$)	異方圧密時の σ'_s/σ'_s	$(\sigma'_s - \sigma'_s)_{max}$	$(\sigma'_s - \sigma'_s)_{max}$	軸ひずみ速度 (%/min)
					$2 \cdot \sigma'_{vo}$	時の軸ひずみ (%)	
模擬自然粘土	1.365	119.7	0.25	0.45	0.58	1.28	0.5
	1.368	119.7	0.25	0.45	0.53	1.15	0.05
	1.369	120.0	0.25	0.45	0.48	1.29	0.005
不攪乱有明粘土 Hanzawa(1990) ²²⁾	1.37	118	0.20	0.54	0.57	—	0.1
不攪乱Belfast粘土 Grahamら(1983) ²³⁾ Crooksら(1976) ²⁴⁾ (Holywood地区)	1.5	3.7	0.43	0.49	0.60	1.6	0.08
			0.43	0.54	0.54	1.4	0.008
			0.43	0.49	0.46	2.0	0.0008

図-8 圧縮指数 C_c ~ $\log p$ 関係図-9 応力比~ひずみ関係
(模擬自然粘土)図-10 応力比~ひずみ関係
(不攪乱 Belfast 粘土)

—7に示す。不攪乱有明粘土（自然粘土）に比べ、模擬自然粘土の初期間隙比と圧密降伏応力はやや小さいものの、 $e-\log p$ 関係の基本的特徴は極めて良く類似している。すなわち、セメンテーションによる構造が外力による圧縮変形を抑制している載荷初期の $e-\log p$ 曲線の形状、および圧密降伏応力を越えたあたりでセメンテーションによる構造が破壊され圧縮変形が激増する部分の $e-\log p$ 曲線の形状は、自然粘土の圧縮挙動を良く模擬している。

これらの挙動を圧縮指数 C_c ~ $\log p$ 関係で表示したのが図-8である。同図において模擬自然粘土の C_c は、不攪乱自然粘土がそうである様に、圧密降伏応力を越えたあたりで明確なピーク値 (C_{cmax}) を示している。この C_{cmax} の値と、その時の圧密圧力の 5 倍の圧密圧力における C_c の値の比で定義される圧縮指数比 r_c ³⁾ は、1.7 である。この値は、わが国の海成の不攪乱沖積粘土が示す圧縮指数比の値 (1.2~3.0)³⁾ と整合している。

(3) 異方圧密非排水三軸圧縮 (CAU) 挙動

非排水せん断強度を有効土被り圧で正規化した値 ($(\sigma'_s - \sigma'_s)_{max}/2\sigma'_{vo}$) は、粘土のせん断強度特性や応力履歴、

年代効果を評価する上で重要な力学定数とされている²⁵⁾。以下、この値を正規化せん断強度と呼ぶ。

表-3は、模擬自然粘土と不攪乱有明粘土、Belfast 粘土の CAU 試験条件と結果を整理したものである。年代効果を持たない N.C. Young 状態の有明粘土の正規化せん断強度の値は、0.31 である²²⁾。これに対して同表が示す様に、模擬自然粘土の値は 0.48~0.58 であり、固結作用による強い構造の付加が認められる。不攪乱有明粘土の軸ひずみ速度は 0.1%/min であり、このひずみ速度に対応する模擬自然粘土の正規化せん断強度の値は 0.53~0.58 の間にあり、不攪乱有明粘土の 0.57 という値に極めて近い。また、模擬自然粘土の破壊時の軸ひずみは約 1.3% であり、同様な正規化せん断強度を示す不攪乱 Belfast 粘土の 1.4~2.0% という値にも符合する。

図-9、10 は各々、模擬自然粘土と不攪乱 Belfast 粘土の応力比~ひずみ関係を示す。同様な異方圧密条件後、非排水せん断された模擬自然粘土と不攪乱 Belfast 粘土の応力比~ひずみ関係は、良く類似している。非排水せん断強度 S_u のひずみ速度依存性は、ひずみ速度のログサイクルの変化に対して検討されることが多い。模擬自然粘土の軸ひずみ速度 0.05 (%/min) と不攪乱 Belfast 粘土の同 0.008 (%/min) の S_u の値に対して、ひずみ速度が 10 倍および 10 分の 1 に変化した場合の S_u の値

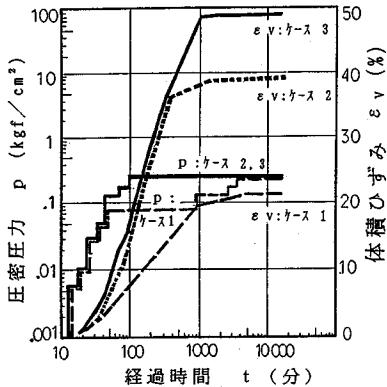


図-11 圧密履歴

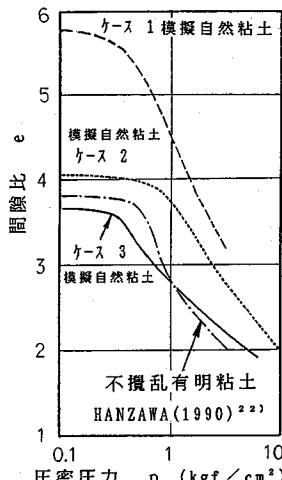


図-12 $e \sim \log p$ 関係

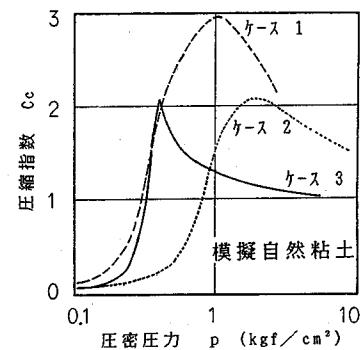


図-13 圧縮指數 $C_c \sim \log p$ 関係

は、それぞれ+9%, -9% と+11%, -15% 変化している。Lefebvre ら²⁶⁾は、鋭敏な不攪乱粘土（7種類）の S_u が、ひずみ速度のログサイクルに対して線形的に7~13%（平均10%）変化する事を報告している。模擬自然粘土の S_u のひずみ速度依存性は、不攪乱自然粘土に近いと言える。さらに、ひずみ速度の大小による応力比～ひずみ曲線の変化の仕方も似かよっている。

以上の実験事実は、提案した方法で作製された模擬自然粘土が不攪乱自然粘土と工学的に類似な挙動を示すことを実証している。

5. 繰返し非排水ねじり単純せん断時のひずみ速度依存性

提案した方法で作製した模擬自然粘土を用いて、繰返し非排水ねじり単純せん断を実施した。以下に、作製した模擬自然粘土の静的な特徴、および応力～ひずみ関係、有効応力経路、等価せん断剛性、履歴減衰係数のひずみ速度依存性について検討した。

(1) 使用した模擬自然粘土の静的な特徴

模擬自然粘土の素材として用いたのは前述の有明粘土である。外径100 mm、内径60 mmの中空円筒供試体と外径50 mmの中実円柱供試体が同時に作製できる型枠を用い、CRS、CAU 試験と繰返し非排水ねじり単純せん断試験で使用する供試体の同一性を図った。この実験では、液性限界の3倍の含水比のスラリー1000 cm³に早強セメント14.0 g（ケース1, 2）と10.0 g（ケース3）を混合する3ケースを対象に実施した。スラリーを型枠に打設終了した時点での試料の初期高さを、ケース1, 2で180 mm、ケース3で200 mmとし、図-11に示す

圧密履歴を与えて供試体を作製した。ケース1と2は早強セメントの量が同一である。しかし図-11に示す様に、ケース1の圧密圧力の増加のさせ方はケース2, 3に比べ遅い。一方、ケース2と3は、圧密圧力の増加のさせ方は同一であるが、ケース2の早強セメントの量はケース3に比べ多い。最終圧密圧力は、模擬対象地盤の有明粘土の有効土被り圧 σ'_v に近い0.25 kgf/cm²とした。CRS 試験は直径46 mm、高さ20 mmの供試体を用い、ひずみ速度 $3 \times 10^{-2} \%/\text{min}$ で実施した。CAU 試験は直径50 mm、高さ89 mmの供試体を使用し、せん断時の軸ひずみ速度は0.05%/minとした。

図-12, 13にCRS 試験で得られた $e \sim \log p$ 関係と $C_c \sim \log p$ 関係を示す。図-14にCAU 試験で得られた応力比～ひずみ関係・有効応力経路を示す。図-12の $e \sim \log p$ 関係より以下のことが知れる。ケース1は不攪乱有明粘土に比べ、初期間隙比が過大であり、有効土被り圧による密度の増加速度に対してセメンテーション作用による固結力の発現速度が卓越した地盤の堆積過程を模擬している。ケース2は不攪乱有明粘土に比べ、初期間隙比は類似しているが圧密降伏応力が過大である。したがって、ケース2は、有効土被り圧による密度の増加速度とセメンテーション作用による固結力の発現速度は模擬対象の不攪乱有明粘土の堆積過程に近い状態になつたものと判断される。しかし、ケース2は、早強セメントの量が多すぎたため、セメンテーション作用による固結力が過大な地盤の堆積過程を模擬している。ケース3は、模擬対象の不攪乱有明粘土の $e \sim \log p$ 関係に類似である。早強セメントの量と圧密圧力の増加のさせ方が適切であったため、セメンテーション作用による固結力の発現速度と有効土被り圧による密度の増加速度の比が模擬対象の堆積過程に近い状態になったものと判断され

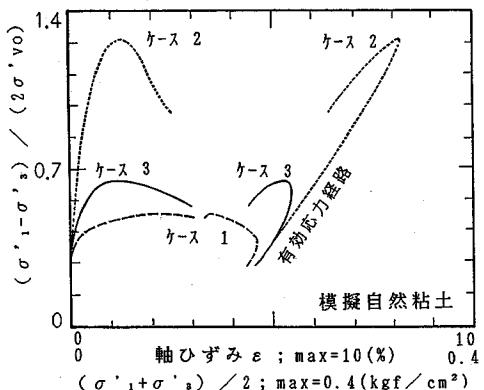


図-14 応力比～ひずみ関係・有効応力経路

表-4 実験条件

ステージ	サイクル	ひずみ速度 (%/min)	せん断ひずみ振幅
1	1	0.2	$\pm 5 \times 10^{-4}$
	2	0.08	
	3	0.02	
	4	0.007	
	5	0.007	
	6	0.02	
	7	0.08	
	8	0.2	
2	1	0.02	$\pm 1 \times 10^{-3}$
	2	0.05	
	3	0.2	
	4	0.4	
	5	0.4	
	6	0.2	
	7	0.05	
	8	0.02	
3	1	0.9	$\pm 5 \times 10^{-3}$
	2	0.3	
	3	0.06	
	4	0.02	
	5	0.02	
	6	0.06	
	7	0.3	
	8	0.9	
4	1	0.04	$\pm 1 \times 10^{-2}$
	2	0.1	
	3	0.4	
	4	1.2	
	5	1.2	
	6	0.4	
	7	0.1	
	8	0.04	
5	1	1.6	$\pm 3 \times 10^{-2}$
	2	0.7	
	3	0.2	
	4	0.08	
	5	0.08	
	6	0.2	
	7	0.7	
	8	1.6	

る。図-13から得られるケース3の圧縮指数比は1.8であり、わが国の海成の不攪乱沖積粘土の値とも整合している。さらに、図-14が示すように、非排水せん断強度を有効土被り圧で正規化した値は、ケース3の場合0.64であり、模擬対象の不攪乱有明粘土の0.57（表-3参照）に近い。

(2) ひずみ速度可変・ひずみ振幅漸増(VSRA)実験法

ひずみ速度の影響を詳細に検討する場合、用いる供試体間にバラツキが無く、かつ初期状態が同一であること

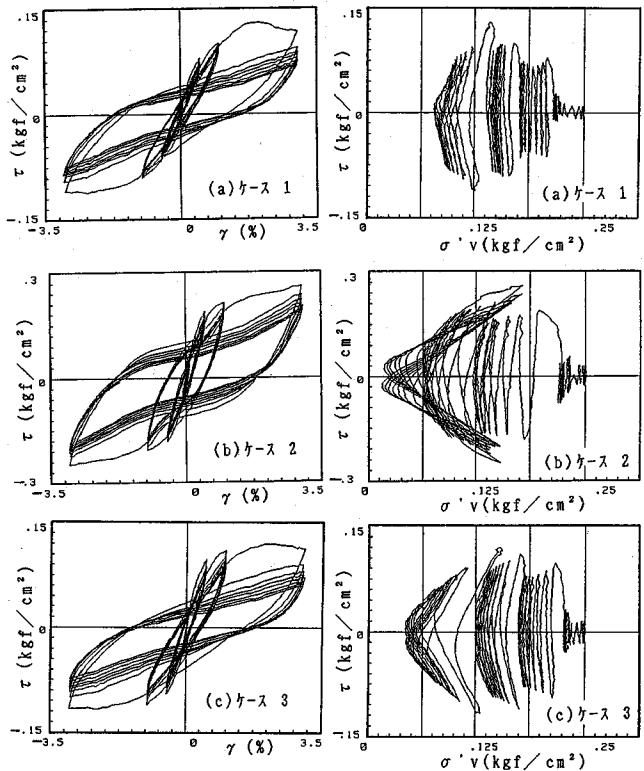


図-15 せん断応力～せん断ひずみ関係

図-16 有効応力経路

が前提条件となる。RichardsonとWhitman²⁷⁾は単一の供試体を使用し、せん断中にひずみ速度を変化させるいわゆるStep-changing法を採用することによりこの問題を克服することを提案している。

本研究で用いるVSRA実験法の特長は、地震時地盤挙動の実態により近い状態を模擬すべく、Step-changing法を拡張したものである。すなわち、ひずみ速度が変化しながらひずみ振幅が漸増し、降伏・破壊に至る方法である。具体的には、単一の供試体を使用し、表-4に示す様に同じステージ内では同一のひずみ振幅の下で異なるひずみ速度でせん断する。その場合、ひずみ速度を大、中、小、最小、小、中、大の順に変化させる。ひずみ振幅を増加させた次のステージでは、逆に最小から開始し最小で終了するという組合せを繰返していく。

使用した供試体の寸法は、外径100mm、内径60mm、高さ100mmの中空円筒状である。CAU試験と同様の異方圧密後、龍岡ら²⁸⁾の方法で繰返し非排水ねじり単純せん断を行った。

(3) 応力～ひずみ関係と有効応力経路

図-15、16にケース1、2、3の応力～ひずみ関係と有効応力経路を示す。ここでは模擬対象の不攪乱有明粘

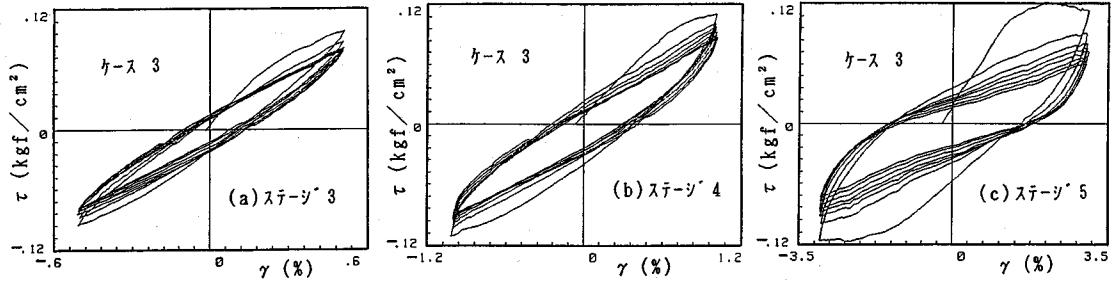


図-17 せん断応力～せん断ひずみ関係 ケース 3

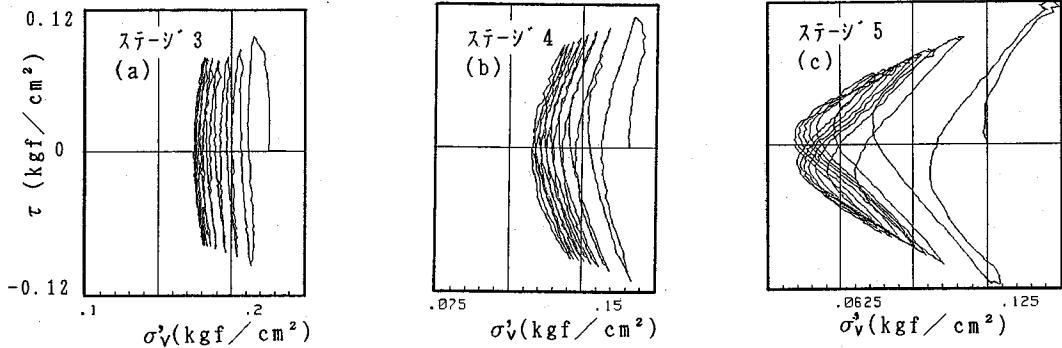


図-18 有効応力経路 ケース 3

土に良く似ているケース 3 について、ひずみ速度の影響を検討する。図-17, 18 にケース 3 の応力～ひずみ関係と有効応力経路を示す（ステージ 3, 4, 5）。表-4 に示した様に、ステージ 3 はひずみ速度を大、最小、大の順に、ステージ 4 は逆に最小、大、最小の順に、ステージ 5 では再び大、最小、大の順に変化させている。もし、ひずみ速度の影響が著しいのであれば、応力～ひずみ関係、有効応力経路にその傾向がはっきりと認められるはずである。しかし、同図から分かるように、ひずみ速度の変化に拘わらず繰返し回数に応じて、せん断応力の最大値は単調減少傾向を示している。有効応力経路も同様である。地震時地盤挙動の実態をそれなりに模擬した、繰返し非排水ねじり単純せん断条件下の VSRA 実験では、ひずみ速度の影響よりも明らかに繰返しせん断変形によるせん断抵抗の劣化が卓越していることが伺える。

(4) 等価せん断剛性と履歴減衰係数

等価せん断剛性と履歴減衰係数に与えるひずみ速度の影響と繰返しせん断変形の影響を整理すると図-19 と 20 の様になる。同図の黒丸は各ステージの第 1 サイクルを示している。また、図中の実線は表-4 に示すサイクル 1 から 4 の、破線はサイクル 5 から 8 にいたる過程を示している。模擬自然粘土の降伏および破壊に近い状態に着目すると、ひずみ速度の影響よりも、明らかに繰返しせん断変形による物性の劣化の進行が卓越してい

る。すなわち、図-19 のケース 1 のステージ 5 およびケース 2 と 3 のステージ 3, 4, 5 における等価せん断剛性の単調低下がそれに相当している。同じく図-20 のケース 1, 2, 3 のステージ 5 の履歴減衰係数の単調減少が、劣化の進行を明示している。

ケース 1, 2, 3 の相違点としては、次の点が指摘される。セメントーション作用による固結力の発現速度と有効土被り圧による密度の増加速度の比が不攪乱有明粘土の堆積過程により近いケース 2 と 3 は、ケース 1 に比べ、よりせん断ひずみの小さい状態で等価せん断剛性の単調低下傾向が生じている。

本研究では比較的せん断ひずみ速度が大きい方に分類される、せん断ひずみ速度が約 $1 \times 10^{-1} \%/\text{min}$ 以上の範囲では、せん断ひずみ速度が 10 倍大きくなると等価せん断剛性が約 4% 増加しているにすぎない。繰返し非排水ねじり単純せん断条件下の VSRA 実験では、顕著なひずみ速度の影響は認めがたい。

Isenhower ら²⁹⁾は、サンフランシスコの Bay Mud より不攪乱試料を採取し、有効土被り圧の 2 倍以上で等方圧密した単一の供試体について、ねじりせん断と共振柱試験を行い、等価せん断剛性のひずみ速度依存性を検討している。せん断ひずみが $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-3}$ で、せん断ひずみ速度が $7 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^2 \%/\text{min}$ の範囲では、せん断ひずみ速度が 10 倍大きくなると等価せん断剛性が 4% 増加する結果が示されている。この値は模擬自

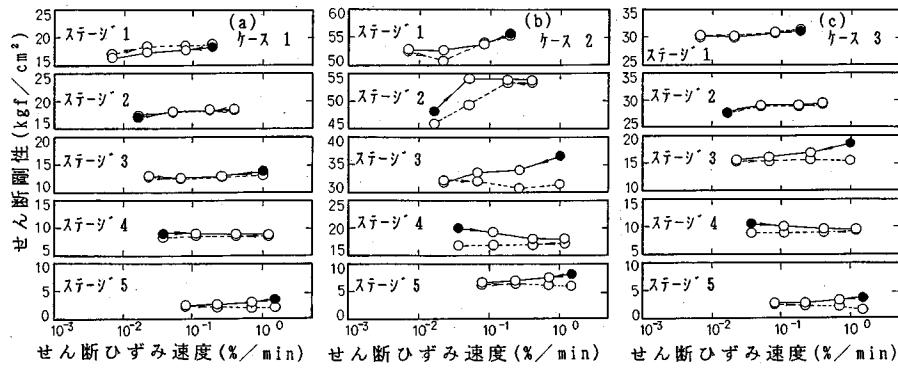


図-19 せん断剛性とせん断ひずみ速度の関係

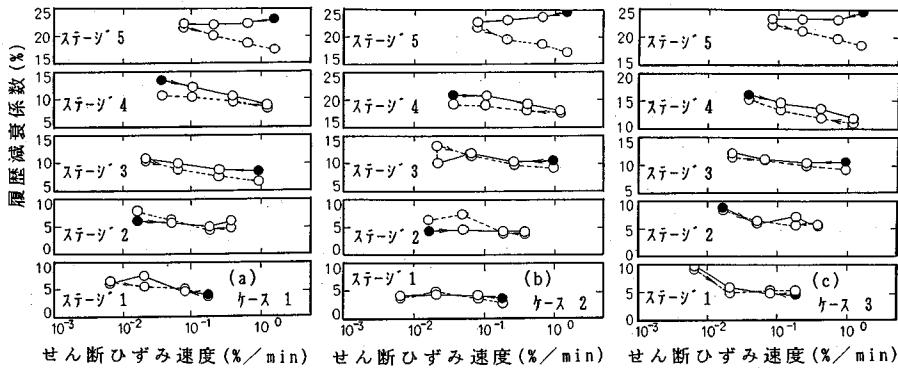


図-20 履歴減衰とせん断ひずみ速度の関係

然粘土で得られた値に等しい。

6. まとめ

自然地盤堆積過程での有効土被り圧による密度の増加速度とセメントーション作用による固結力の発現速度の関係が重要であると言う認識から、密度の増加速度と固結力の発現速度の比に着目し、これを試行錯誤的に再現することにより自然堆積過程を模擬する方法を提案した。次いで、この方法で作製した模擬自然粘土が不攪乱自然粘土と工学的に類似な挙動を示すことを実証するために、粘土の力学的性質にとって最も基本的とされている圧縮、および非排水せん断挙動の模擬を試みた。さらに、模擬自然粘土が、繰返し非排水ねじり単純せん断条件下で受けるひずみ速度の影響と繰返しせん断変形の影響を検討した。これらの結果を要約すると以下の通りである。

(1) 供試体作製期間の短縮と試験実施期間の制約緩和を図り、固結力の発現速度と圧密による密度の増加速度の比を制御し易くするための化学的結合物質として、早強セメントが有効である。

(2) 有効土被り圧による密度の増加速度と早強セメ

ントによる固結力の発現速度の比を調整し、自然堆積過程を模擬する適切な圧密履歴の与え方を提示した。

(3) 模擬自然粘土の素材として、模擬対象の自然粘土と同様な液性限界の粘土を用いる事の妥当性を明示した。

(4) 模擬自然粘土の圧縮および非排水せん断挙動は、不攪乱自然粘土に良く類似しており、この限りにおいては、不攪乱自然粘土と工学的に等価であることを実証した。

(5) 地震時地盤挙動の実態を模擬した、繰返し非排水ねじり単純せん断条件下のひずみ速度可変・ひずみ振幅漸増実験では、ひずみ速度の影響よりも明らかに繰返しせん断変形によるせん断抵抗の劣化が卓越し、顕著なひずみ速度の影響は認めがたい。

参考文献

- 1) 日下部伸, 森尾 敏, 有本勝二: 自然粘土シミュレーション材料の開発, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集(III), pp.374-375, 1991.
- 2) 日下部伸, 森尾 敏, 小田恵之輔: 自然粘土シミュレーション材料の開発(その2), 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集(III), pp.434-435, 1992.
- 3) Tsuchida, T., Kobayashi, M. and Mizukami, J.: Effect of

- aging of marine clay and its duplication by high temperature consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.133-147, 1991.
- 4) 森脇武夫, 吉国洋, 永井大海, 名合牧人: 高温再圧密粘土の三軸繰返し圧密拳動, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.55-63, 1993.
 - 5) 赤木寛一, 中畠禎, 二宮真: 排出間隙水の化学分析による飽和粘土の高温圧密過程中の構造変化に関する考察, 第27回土質工学研究発表会, pp.413-416, 1992.
 - 6) 嘉門雅史, 長尾毅: 人工的にセメントーション効果を与えた粘性土の土質工学的特性について, 第21回土質工学研究発表会, pp.389-390, 1986.
 - 7) 上俊二, 藤原東雄, 安原一哉: 長時間圧密履歴を受けた粘土の圧密・せん断特性, 第23回土質工学研究発表会, pp.291-292, 1988.
 - 8) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others), *Proc. 8th, ICSMFE*, pp.111-159, 1973.
 - 9) Hanzawa, H. and Kishida, T.: Fundamental considerations on undrained strength characteristics of alluvial marine clays, *Soils and Foundations*, Vol.21, No.1, pp.39-50, 1981.
 - 10) 半沢秀郎, 岸田隆夫: 年代効果を受けた粘土の非排水強度特性, 土と基礎, Vol.30, No.12, pp.5-10, 1982.
 - 11) Hanzawa, H. and Adachi, K.: Overconsolidation of alluvial clays, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4, pp.106-118, 1983.
 - 12) Quigley, R.M. and Thompson, C.D.: The fabric of anisotropically consolidated sensitive marine clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. III, No.2, pp.61-73, 1966.
 - 13) Sangrey, D.A.: Naturally cemented sensitive soils, *Geotechnique*, Vol.22, No.1, pp.139-152, 1972.
 - 14) Kelly, W.E., Nacci, V.A., Wang, M.C. and Demars, K.R.: Carbonate cementation in deep-ocean sediments, *Proc. ASCE*, Vol.100, No.GT3, pp.383-386, 1974.
 - 15) 中世古幸次郎, 山内守明, 大野照文: エッティング法による泥質堆積物の観察, 地質学雑誌, 第92巻, 第2号, pp.163-165, 1986.
 - 16) 嘉門雅史, 曾我健一, 木山正明, 井上啓司: 大阪湾海成粘土のペレットの出現特性とその土質工学的性質への影響, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.181-189, 1989.
 - 17) 藤堂博明, 寒河江武司, 庄司岳雄: エージングを考慮した沖積海成粘土の分類, (社) 土質工学会, 土の判別と工学的分類に関するシンポジウム論文集, pp.27-34, 1993.
 - 18) Skempton, A.W.: Notes on the compressibility of clays, *Quart Jour. Geol. Soc. London*, Vol.100, pp.119-135, 1944.
 - 19) 小川富美子, 松本一明: 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾技術研究所報告, Vol.17, No.3, pp.3-89, 1978.
 - 20) 土田孝: 粘性土の圧縮性と液性限界の関係に関する一考察, (社) 土質工学会, 土の判別と工学的分類に関するシンポジウム論文集, pp.95-102, 1993.
 - 21) 大阪湾海底の地盤研究委員会: 大阪湾海底地盤, (社) 土質工学会関西支部, pp.108-159, 1990.
 - 22) Hanzawa, H., Fukaya, T. and Suzuki, K.: Evaluation of engineering properties for an Ariake clay, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.11-24, 1990.
 - 23) Graham, J., Crooks, J.H.A. and Bell, A.L.: Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays, *Geotechnique*, Vol.33, No.3, pp.327-340, 1983.
 - 24) Crooks, J.H.A. and Graham, J.: Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits, *Geotechnique*, Vol.26, No.2, pp.293-315, 1976.
 - 25) 半沢秀郎, 鈴木耕司, 田中洋行: 粘土のノーマライズされた非排水せん断強度, 土と基礎, Vol.39, No.8, pp.29-34, 1991.
 - 26) Lefebvre, G. and LeBoeuf, D.: Rate effects and cyclic loading of sensitive clays, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.113, No.5, May, pp.476-489, 1987.
 - 27) Richardson, Jr, A.M. and Whitman, R.V.: Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded Fat clay, *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp.310-324, 1963.
 - 28) Tatsuoka, F., Pradhan, T.B.S. and Yoshi-ie, H.: A cyclic undrained simple shear testing method for soils, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.12, No.4, pp.269-280, 1989.
 - 29) Isenhower, W.M. and Stokoe, K.H.: Strain-rate dependent shear modulus of San Francisco Bay Mud, *Proc. of Int. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, II, pp.597-602, 1981.
- (1994.6.2 受付)

A PROPOSAL OF DUPLICATION METHOD FOR NATURALLY CEMENTED SENSITIVE CLAYS AND ITS COMPRESSION AND SHEAR DEFORMATION BEHAVIOR

Shin KUSAKABE and Satoshi MORIO

This paper deals with a proposal of a simulation material (SM) for naturally cemented sensitive clays and its compression and shear deformation behavior. The SM is obtained from simulating the process of natural sedimentary environment by controlling the ratio between increment rate of soil density and increment rate of cementation. A series of constant strain rate of consolidation, undrained triaxial compression and cyclic undrained torsional simple shear with constant strain amplitude and variable strain rate (VSRA) tests was carried out for SM. The results showed that (1) the compressibility and undrained shear behavior of SM are similar to naturally cemented sensitive clays, (2) at VSRA test, the effect of strain rate of SM is not dominant.