

不攪乱海成粘土の K_0 圧密挙動と 二次圧密中における非排水せん断特性

西江俊作¹・王林²・杳沢貞雄³・兵動正幸⁴

¹正会員 中央開発株式会社 大阪事業部 事業部長 (〒564-0062 大阪府吹田市垂水町 3-34-12)

²正会員 工博 中央開発株式会社 技術開発部 副長 (〒169-8612 東京都新宿区西早稲田 3-13-5)

³正会員 中央開発株式会社 事業推進本部 技師長 (〒169-8612 東京都新宿区西早稲田 3-13-5)

⁴正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

本研究は、自動制御型 K_0 三軸装置を用いて、応力履歴や二次圧密が不攪乱海成粘土の K_0 圧密挙動に及ぼす影響と二次圧密中における非排水せん断特性について調べたものである。本研究に用いた試料や試験条件の範囲では、① K_0 値は、年代効果による構造の発達や応力履歴の影響を強く受けること、②二次圧密中の K_0 値はあまり変化しないことがわかった。また二次圧密が進行中、③ダイレタンシー特性やひずみ軟化型の応力-ひずみ関係に支配されて特徴のある有効応力経路を示すこと、④ q_{max} や E_{50} は圧密時間とともに増加するが、限界状態線への到達点は圧密時間にあまり依存しないこと、⑤ q_{max} は p' - q 平面上で固有の直線上にあり、さらに⑥ q_{max} の時間変化は簡便な式を用いて予測可能であることを示した。

Key Words : K_0 consolidation, triaxial test, undisturbed, marine clay, undrained shear strength, stress history, secondary consolidation, effective stress path, time dependence

1. はじめに

わが国の沿岸地域に広く分布する海成粘土層のように、穏かな環境下で水平層状に沈降堆積した自然粘土地盤は K_0 状態に保たれたまま、数千年から数万年規模の年月に亘る長期的な圧密によって形成されているため、年代効果が粘土の圧密特性や力学特性に大きな影響を及ぼすことが広く知られている^{1),2)}。

この年代効果は、①長期に亘る二次圧密による密度の増加、②セメンテーションがない場合で、密度の増加では説明できない何らかの年代効果による粒子構造の安定化による構造化、③粒子間のセメンテーションによる構造化の要因によるものと理解されている^{3),4)}。

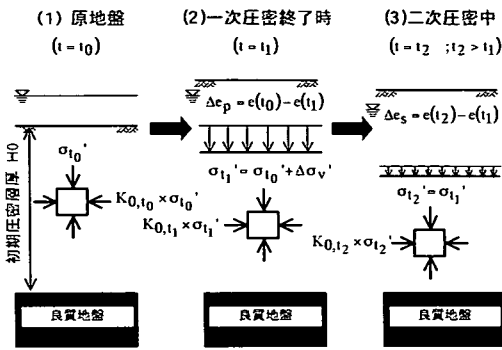
本研究では、①、②、③の全ての要因、①と②あるいは①と③の要因の影響を受けた年代効果粘土を区別せず、ともに構造の発達した粘土と呼称する。

図-1 は、構造の発達した年代効果粘土の地盤上に、大規模な埋立て工事や盛土工事が施工された場合の粘土地盤中の地中応力変化と粘土の e - $\log \sigma_v$ 関係を模式的に示したものである⁵⁾。図-1(b)において、①の要因だけの影響を受けた年代効果粘土の場合、点

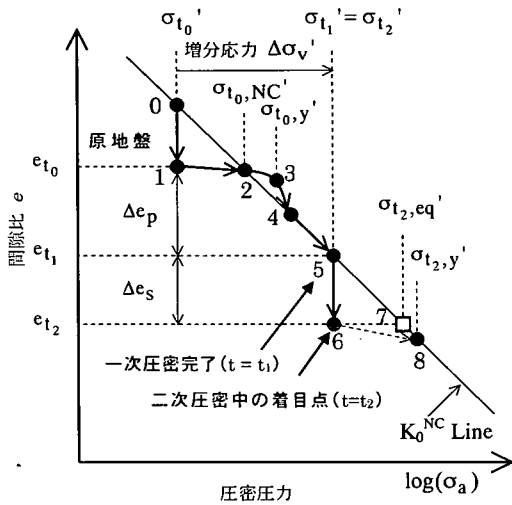
1 から正規圧密線上の点 2 → 点 4 → 点 5 の経路をとる。一方、①の二次圧密による密度の増加に加えて、②や③の要因の影響を受けて構造の発達した年代効果粘土の場合には、先ず点 1 から点 2 に達した後、正規圧密線の右側にある点 3 へ一旦飛び出し⁶⁾、その後にもまた正規圧密線上の点 4 に戻り、さらに点 5 への経路をとる逆 S 字形の曲線を示すことが知られている。

原位置強度の把握のように、圧密圧力が図-1(b)の点 1 から点 4 の範囲にある場合には、年代効果の解明は、力学特性を解明する上で非常に重要なテーマとなる。しかし、点 5 のように点 4 を超える大きな圧密圧力を受けた場合には、自然の堆積過程で形成された年代効果は消滅し、正規圧密状態へ戻ってしまう。さらに、盛土放置のように、点 5 の圧密圧力で長時間圧密される場合には、 K_0 状態に保たれたまま、図-1(b)の点 6 で示されるように二次圧密が進行することになる。

既往の研究^{7),8),9),10),11)}によると、圧密降伏応力や非排水せん断強さ、変形係数などは、二次圧密の進行とともに増加することが知られている。このような二次圧密が進行中の任意時刻における圧密降伏応力



(a) 盛土等の上載荷重による地中応力の変化



(b) 年代効果粘土の $e - \log \sigma_a$ 関係

図-1 二次圧密が進行する場合の概念図

や非排水せん断強さなどの変化が予想される物性を事前に予測できるならば、将来、構造物が建設される時点での調査コスト縮減や設計定数の精度向上などに役立つものと考えられる。

しかしながら、二次圧密が進行中の任意時刻における応力状態や非排水せん断強度を予測する場合、既知の情報は上載圧力（鉛直応力）が一定と言う条件しかわかっていないため、予測するのに困難が伴う。例えば、二次圧密中における K_0 値の変動に関しては、以前より研究^{12),13),14)}されているが、その結論は未だ明確になっておらず、初期応力状態を精度良く設定することさえ難しいのが実状だと思われる。

また、非排水せん断強さに関して、Ladd・Foott

の SHANSEP 法¹⁵⁾で用いられている粘土の正規性を利用して誘導された予測法が安原・上¹⁶⁾によって提案されているが、載荷過程と除荷過程から同じ間隙比が得られたとしても両者の応力状態は一致しないとの指摘もある¹⁷⁾。

以上のような現状を踏まえると、原位置における応力履歴や応力状態を忠実に反映した三軸試験により、 K_0 状態に保れたまま二次圧密が進行する粘土の圧密挙動や非排水せん断特性を解明することは、実務的な立場から見て意義ある研究だと言える。

三軸試験装置を用いて、粘土の K_0 圧密特性を調べた代表的な研究として、土田・菊池¹⁸⁾や小田・三田地¹⁹⁾らの研究があり、また K_0 圧密非排水せん断試験方法は、既に地盤工学会で基準化²⁰⁾も行われている。しかし、この試験を実際に行う場合、多大な労力、経験や試験コストを必要とするため、実務的には充分活用されていないのが実態だと思われる。

このような観点から、本研究では海上ボーリングで採取した不攪乱海成粘土を対象にして、筆者らが開発を進めてきた漸増載荷から上載荷重を一定に保った二次圧密過程まで全ての載荷段階で K_0 制御可能な自動制御システム^{21),22)}を用いて、まず①漸増載荷、初期載荷→除荷→再載荷の応力履歴を与えた条件や二次圧密中における K_0 圧密挙動を調べた。次に、②圧密完了後に非排水せん断試験を行い、有効応力経路、圧密時間や圧密圧力と最大主応力差や変形係数との関係などについて調べた。そして最後に、③二次圧密中に圧密時間とともに増大する最大主応力差を簡易に予測する実務的手法について検討した。

2. 試験方法および試験内容

(1) 試験装置

通常の段階載荷圧密試験は、軸ひずみと排水方向が一致しており、理想的な一次元圧密条件 (K_0 圧密条件) を満足している。過去の研究では、圧密箱を用いた K_0 測定²³⁾も行われているが、圧密リングと供試体との摩擦の影響により、圧密試験中の K_0 値を精度良く求めることは難しい。さらに圧密後に実施するせん断試験時のひずみや応力状態が不明確なことから、本研究では、三軸試験装置を用いることとした。

三軸試験装置を利用して K_0 圧密試験を行う方法には、①側方ひずみを直接的、あるいは排水量より間接的に計測し、側方ひずみが生じないように側圧または軸圧を調整する方法と、②二重セルを用いて、キャップと供試体の断面積が常に一致するとの仮

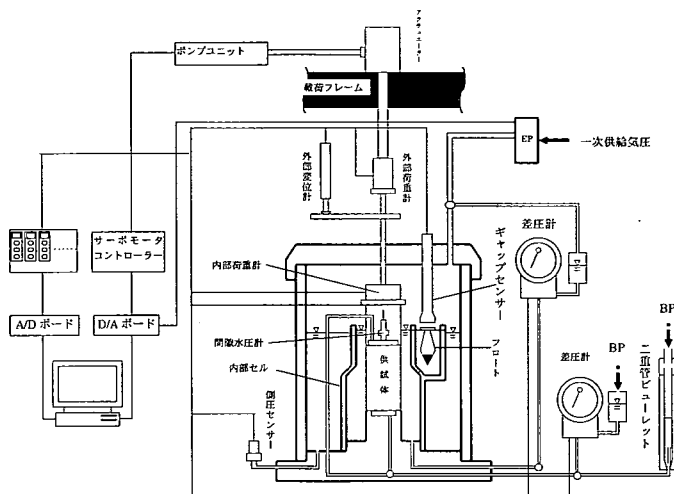


図-2 二重セル型の三軸試験装置

定の元に、内セルの水位が常に一定になるように側圧または軸圧を調整する方法とがある^{24),25),26)}。

本研究には、図-2 に示した二重セル型の三軸試験装置を試験に用いた。この装置は本来、不飽和土用の試験機であったものを K_0 圧密試験が行えるように改良したものであり、内セル上部の自由開放水面積を小さくすることで内セル水位変化量の測定精度が向上するように工夫されている。セル水位変化量を $1\mu\text{m}$ の分解能を有するギャップセンサーで測定することにより、側方ひずみは $\pm 0.01\%$ 以下（地盤工学会基準は $\pm 0.05\%$ 以下）の高い精度で抑制することが可能になっている。

試験装置は、ビューレット排水量で制御する方式と内セル水位変動量で制御する方式のどちらの方式も可能であるが、後者の方式が前者の方式よりも制御の安定性が高いことを事前に確認²²⁾していたため、本研究では、内セル水位変動量から側方ひずみを換算し、許容値以内に収まるように側圧を制御する後者の方式を採用した。

試作した試験装置では、ひずみ制御試験を行う場合、直径 50mm 、高さ 100mm の供試体に対し、ひずみ荷重速度は $0.002\sim 5.0(\%/min.)$ の範囲で試験可能である。また、荷重および除荷の繰返し試験、圧密圧力を一定に保った長期圧密試験などの応力制御試験を行う場合には、最大容量 $4.9(\text{kN})$ の内部ロードセルを用いることで応力速度 $0.1\sim 10(\text{kPa}/min.)$ の範囲で制御することが可能になっている。

供試体からの排水量は、測定範囲 $640\text{mmH}_2\text{O}$ の差圧計で測定し、 K_0 状態を保持できているかどうかをモニターできる構造になっている。また、体積変化

を内セル水位変動量とビューレット排水量の2種類の方法で測定することにより、ゴムスリーブの疲労などによりセル水が漏水するようなトラブル原因をチェックすることもできる。

(2) 制御システム

三軸試験装置を用いた K_0 圧密試験に関する既往の研究成果によると、①荷重速度、②初期等方圧力、③圧密時間を短縮するために供試体周囲に取付けるろ紙の吸排水が試験結果に影響する^{19),24)}ことがわかっており、また④二重セルを用いて空圧負荷した長時間の試験を行う場合には、セル水の蒸発も問題になる²⁷⁾こともわかっている。特に、ろ紙の吸排水とセル水の蒸発は試験中の制御にも直接影響するため、逐次補正する必要がある。

さらに試験時には、荷重や除荷の過程あるいは放置期間中に発生する側方ひずみと、軸圧や側圧を逐次フィードバック制御することが要求されるため、手動操作で実際の試験を行うことは非常に難しい。

これらの課題を解決するために著者らが開発を進めてきた自動制御システムには、ろ紙の吸排水補正や内セル水の蒸発補正を行いながら側方ひずみや側圧などを逐次計算するフィードバック機能、短時間で側方ひずみが許容値内に収まるように軸圧を微調整する機能などが組み込まれている。

開発したシステムの内、応力制御により K_0 圧密試験を実施する場合のフローチャートを図-3 に示す。同図において、側方ひずみは 12bit の A/D ボードから内セル水位変化量を用いて換算する方式を、また軸圧や側圧の負荷調整は 16bit の D/A ボードを介し

て、電圧と空圧の変換器 (E/P) へ指令する方式を採用している。

試験中に時々刻々と変化する軸ひずみ、側方ひずみ、軸圧、側圧、排水量および K_0 値の経時変化は、逐次パソコン上で画面を切換えながらモニターできるようにコード化しており、この自動制御システムを用いることにより高精度の K_0 圧密試験を行うことができる。

(3) 研究試料と試験内容

本研究に用いた試料と試験内容は、表-1 に示した

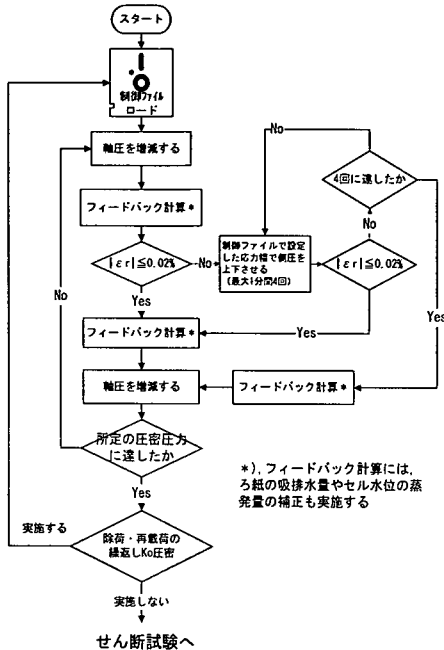


図-3 応力制御による K_0 圧密試験のフローチャート

表-1 研究試料と試験内容

粘土名称	試料 No.	採取深度 (G. L. - m)	塑性指数 I_p	試験内容			
				C-1	C-2	C-3	S-1
藤ノ森	F0	予圧密 70kPa	43.8	○			
三河湾	AM1	15.00-15.85	70.1	○			
	AM2	11.00-13.80	59.2			○	○
神戸沖	AK1	6.00- 6.80	59.3		○		
	AK2	4.00- 4.80	61.9	○		○	○
大阪港	AO1	12.00-12.80	74.3	○		○	○
	DO1	48.00-49.45	62.0		○		
	DO2	52.00-53.70	57.4	○			

C-1: 漸増載荷 K_0 圧密

C-2: 初期載荷, 除荷, 再載荷の繰返し K_0 圧密

C-3: 漸増載荷後に長期 K_0 圧密

S-1: K_0 圧密試験後の非排水せん断試験

通りである。

研究試料は、①予圧密圧力 70kPa で作成した藤ノ森粘土 (F0)、②三河湾粘土 (AM1, AM2)、③神戸沖粘土 (AK1, AK2)、④大阪港粘土 (AO1, DO1, DO2) の4地点で採取された試料であり、藤ノ森粘土を除く各試料は何れも海上ボーリングにより採取された不攪乱の海成粘土である。

不攪乱試料の内、大阪港粘土の DO1 と DO2 は洪積粘土であり、三河湾粘土 (AM1, AM2)、神戸沖粘土 (AK1, AK2) および大阪港粘土 (AO1) は何れも沖積粘土である。なお、DO1 と DO2 は Ma12 に相当し、セメンテーション効果を受けた疑似過圧密粘土であることが知られている^{28),29)}。また、表中に記載しているように不攪乱試料は、何れも $I_p = 57.4 \sim 74.3$ の高塑性の粘土に分類される。

試験内容は、①一定の載荷速度で所定の圧密圧力まで漸増載荷した K_0 圧密試験 (C-1)、②一定の載荷速度で所定の圧密圧力まで漸増載荷し、所定の圧密圧力から一度除荷して、さらに再載荷の応力履歴を与えた繰返し K_0 圧密試験 (C-2)、③一定の載荷速度で所定の圧密圧力まで漸増載荷し、所定の圧密圧力を一定に保ったまま二次圧密を進行させた長期 K_0 圧密試験 (C-3)、さらに④ K_0 圧密試験後の非排水せん断試験 (S-1) の4種類であり、S-1 の試験には C-3 の試験で圧密させた供試体を用いた。

(4) 試験条件

試験に用いた供試体の初期寸法は、直径 50mm × 高さ 100mm であり、供試体の周面には圧密による排水を促進させるためにろ紙 (被覆率 45%) を取付け、さらに背圧 $u_b = 98$ (kPa) を供試体に負荷して試験を行った。

粘土の $e - \log \sigma_v$ 関係は、軸ひずみや軸応力の載荷速度に強く影響を受けることが知られている。定ひずみ速度載荷による圧密試験では、塑性指数 40 以上の粘土の場合、軸ひずみ速度は 0.01 (%/min.) とすることが推奨されている^{30),31)}。

そこで、本研究に先立って、先ず軸ひずみ速度が K_0 圧密試験時の $e - \log \sigma_v$ 関係に与える影響を事前に調べた。図-4(a) は、軸ひずみ速度を変えて K_0 圧密試験した不攪乱根岸粘土の $e - \log \sigma_v$ 関係を示したものである。これより、軸ひずみ速度を 0.01 (%/min.) にすることで、 $e - \log \sigma_v$ 関係に大きな影響を及ぼさないことが確認できた。

次に、藤ノ森粘土の再構成試料を用いて、軸ひずみ速度 0.01 (%/min.) の K_0 圧密試験と、通常の段階載荷圧密試験 (標準圧密試験) から得られた $e - \log \sigma_v$ 関係を比較し、図-4(b) に示した。この結果より、

ひずみ制御方式の場合には、軸ひずみ速度を 0.01(%/min.) にすることで、標準圧密試験と同等の $e-\log\sigma_v$ 関係が得られることを把握した。

本研究では、応力履歴による影響などを調べる試験を行うため、応力制御方式を用いる必要があった。そこで、三河湾粘土を用いて、ひずみ制御方式と応力制御方式との比較試験を行い、その結果を図-4(c) に示した^{32),33)}。同図において、応力制御方式に用い

た軸応力速度は、制御の安定性が保証できる最小速度の 0.147(kPa/min.) とし、側方ひずみの許容値はひずみ制御方式、応力制御方式とも 0.02% を用いた。図-4(c) より、応力制御方式の場合には、軸応力速度を 0.147(kPa/min.) にすることで、軸ひずみ速度 0.01(%/min.) と同等の $e-\log\sigma_v$ 関係が得られることも確認できた。

以上の結果から、本研究で実施した C-1~C-3 の各 K_0 圧密過程には、軸応力速度 0.147(kPa/min.) の応力制御方式を用いた。

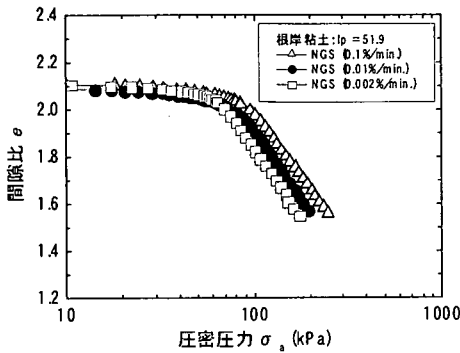


図-4(a) ひずみ速度が $e-\log\sigma_v$ 関係に与える影響

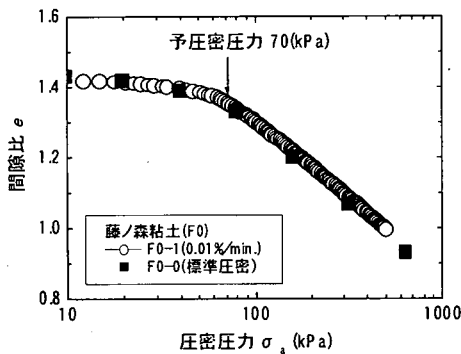


図-4(b) ひずみ制御 K_0 圧密試験と標準圧密試験の比較

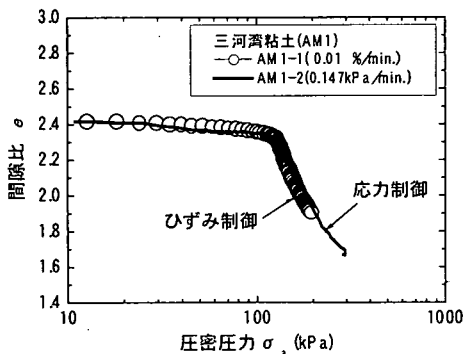


図-4(c) ひずみ制御と応力制御による $e-\log\sigma_v$ の比較

3. K_0 圧密挙動

(1) 漸増載荷試験

藤ノ森粘土 (F0)、三河湾粘土 (AM1)、神戸沖粘土 (AK2) および大阪港粘土 (DO2) の漸増載荷 K_0 圧密試験 (C-1) から得られた $e-\log\sigma_v$ 関係および $K_0-\log\sigma_v$ 関係を図-5 に示す。

先ず $e-\log\sigma_v$ 関係について見ると、図-5(a) に示した F0 試料や図-5(c) に示した AK2 試料の場合、過圧密領域から正規圧密領域へ緩やかに移行する標準的な曲線形状を示しているのに対し、図-5(b) に示した AM1 試料や図-5(d) に示した DO2 試料では、粒子構造の安定化や粒子間のセメンテーションの影響を受けて構造の発達した粘土で典型的に見られる逆 S 字形の曲線形状を示し、F0 試料や AK2 試料と異なっていることがわかる。これらの結果より、AM1 試料および DO2 試料は、構造の発達した年代効果粘土であるものと解釈される。

次に、 $K_0-\log\sigma_v$ 関係について見ると、 $e-\log\sigma_v$ 関係と同様に、図-5(a) の F0 試料および図-5(c) の AK2 試料と、図-5(b) の AM1 試料および図-5(d) の DO2 試料に明瞭な違いが認められる。すなわち、前述した構造の発達が見られる AM1 試料および DO2 試料の場合、 K_0 値は圧密圧力が有効上載圧 σ'_v 近傍で最小値を示し、圧密降伏応力 p_c 付近を超えると K_0 値が上昇する凹型の曲線を示しているのに対し、構造の発達が見られない F0 試料および AK2 試料の場合には、 K_0 値は p_c 付近まで単調減少し、 p_c 以上の圧密圧力で、ほぼ一定値に収束する結果となっている。これは、構造の発達した AM1 試料および DO2 試料の場合、圧密圧力 $\sigma'_v \sim p_c$ の間で構造の損傷を受け、凹型の曲線を示したものと考えられる³⁴⁾。

以上の結果より、粒子構造の安定化や粒子間のセメンテーションによる構造の発達は、粘土の $e-\log\sigma_v$ 関係だけでなく、 $K_0-\log\sigma_v$ 関係にも大きく影響を与えることがわかった。

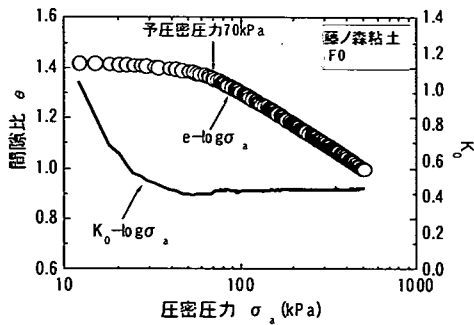


図-5(a) 漸増载荷 K_0 圧密試験結果 (F0)

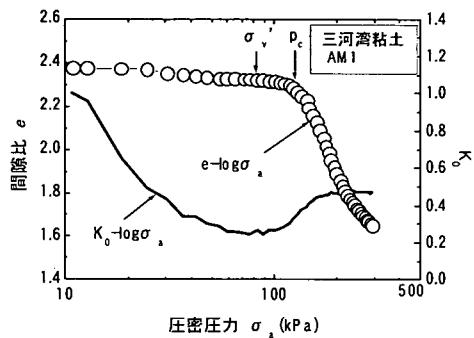


図-5(b) 漸増载荷 K_0 圧密試験結果 (AM1)

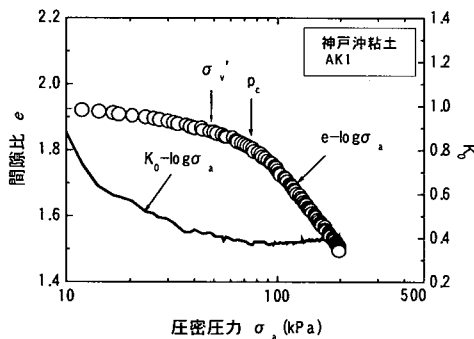


図-5(c) 漸増载荷 K_0 圧密試験結果 (AK1)

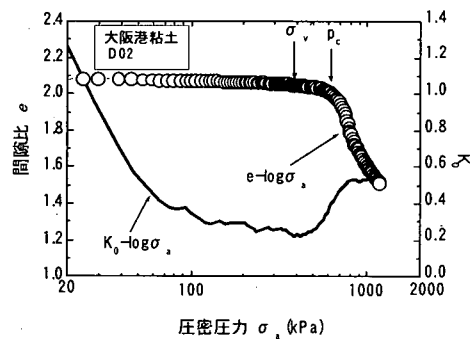


図-5(d) 漸増载荷 K_0 圧密試験結果 (D02)

(2) 正規圧密領域における K_0 値 (K_0^{NC})

粘土の正規圧密領域における K_0 値 (K_0^{NC}) は、これまでに国内外で多く報告されている。海外の粘土の K_0^{NC} は、Mayne・Kulhawy³⁵⁾によって整理されており、塑性指数 I_p との関係を図示すると図-6(a)の通りである。なお、この文献データには一部、国内粘土のデータも含まれていたが、これらのデータは除外してプロットした。同図によると、ややばらつきが見られるものの、 I_p の増加に伴って、 K_0^{NC} も増加する傾向が見られる。

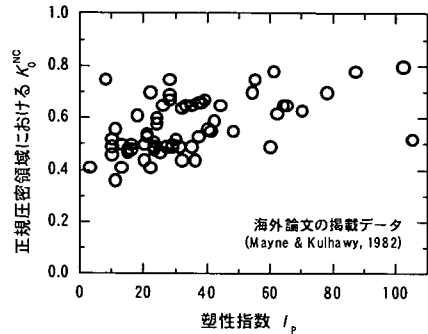


図-6(a) K_0^{NC} と I_p の関係 (文献³⁵⁾の掲載データ)

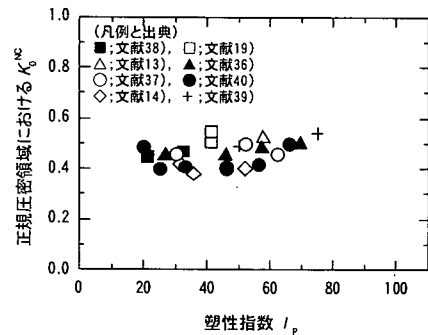


図-6(b) K_0^{NC} と I_p の関係 (国内論文の掲載データ)

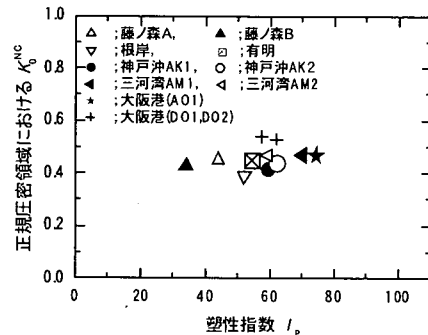


図-6(c) K_0^{NC} と I_p の関係 (文献⁴¹⁾に加筆修正したデータ)

一方、これまでに国内で報告されている粘土の代表的な K_0^{NC} と I_p との関係^{13),14),19),36),37),38),39),40)}を整理すると、図-6(b)に示した通りである。この図から明らかなように、国内の粘土は海外の粘土とは異なり、 K_0^{NC} は I_p にあまり依存せず、ほぼ一定の値を示している。また国内の粘土の場合、海外の粘土に比べて、 K_0^{NC} はやや小さな値をとることがわかる。

図-6(c)は、筆者らがこれまでに実施してきた粘土の K_0^{NC} と I_p との関係⁴¹⁾に加筆したものである。この結果から明らかなように、 K_0^{NC} は I_p にあまり依存せず、ほぼ一定の $K_0^{NC}=0.40\sim 0.50$ の範囲にあることがわかる。また、図-6(b)と図-6(c)を比較すると、筆者らが得た K_0^{NC} は、これまでに発表されている国内の粘土の K_0^{NC} と同程度の値を示している。

(3) 応力履歴が K_0 値に与える影響

応力履歴が粘土の K_0 - $\log \sigma_a$ 曲線に与える影響について調べた結果を図-7に示す。ここで、図-7(a)に示した AK1 試料は、初期載荷→二次圧密→除荷→再載荷の応力履歴を、また図-7(b)に示した DO1 試料は、初期載荷→除荷→再載荷の応力履歴を与えた場合の試験結果である。

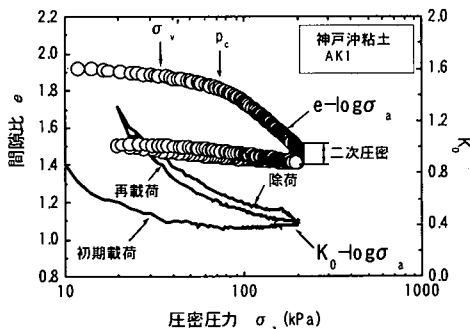


図-7(a) 繰返し K_0 圧密試験結果 (AK1)

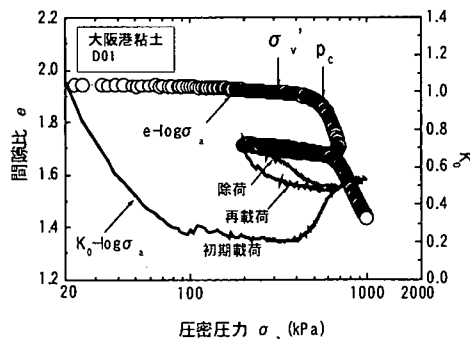


図-7(b) 繰返し K_0 圧密試験結果 (DO1)

この結果より、両試料とも応力履歴に応じて、 K_0 - $\log \sigma_a$ 関係はヒステリシスを描き、同じ圧密圧力における初期載荷、除荷および再載荷の各 K_0 値は、初期載荷 K_0 値 < 再載荷 K_0 値 < 除荷 K_0 値の順になっており、応力履歴の影響を強く受けることがわかる。この応力履歴による影響は、構造の発達した洪積粘土試料 DO1 の場合、特に顕著である。

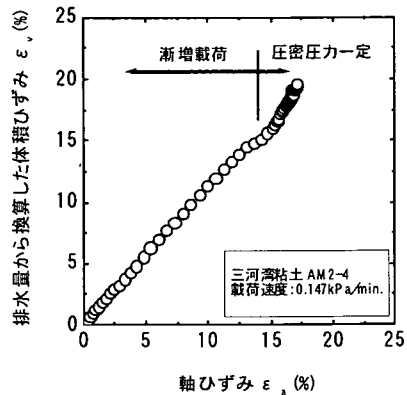


図-8(a) ϵ_r と ϵ_a の比較 (三河湾粘土 AM2)

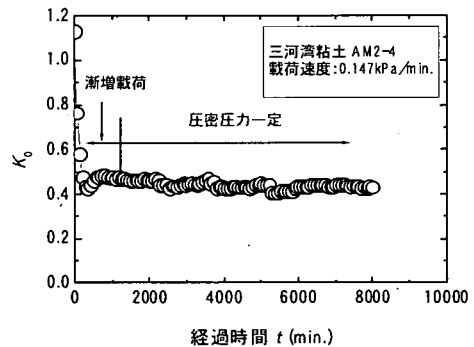


図-8(b) K_0 経時変化 (三河湾粘土 AM2)

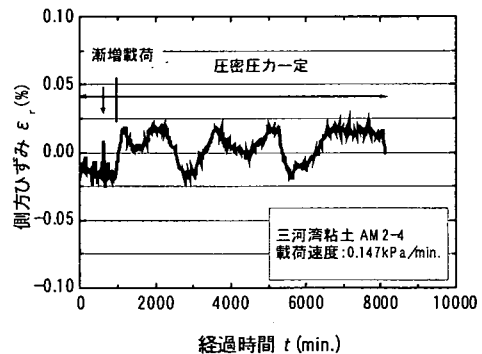


図-8(c) ϵ_r の経時変化 (三河湾粘土 AM2)

(4) 二次圧密中における K_0 値の変化

圧密降伏応力を越えた圧密圧力で二次圧密領域まで K_0 圧密させた AM2, AK2, AO1 試料について、試験中における軸ひずみ (ε_a) と体積ひずみ (ε_v) の関係、 K_0 値の経時変化、側方ひずみ (ε_r) の経時変化をそれぞれ図-8～図-10 に示した。

先ず ε_a と ε_v の関係について見ると、漸増载荷中および二次圧密中とも両者はほぼ一致しており、また試験期間中を通じて、側方ひずみは各試料とも 0.02%以下に抑制できていることがわかる。これより、各試料は、漸増载荷中および圧密応力を一定に保った二次圧密期間中とも所定の精度内で K_0 状態が保

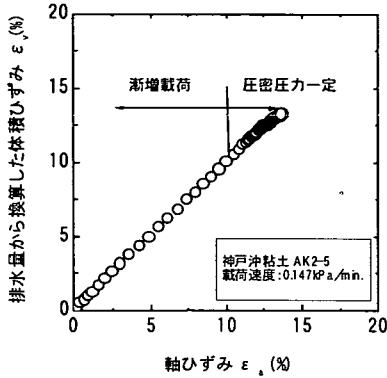


図-9(a) ε_r と ε_a の比較(神戸沖粘土 AK2)

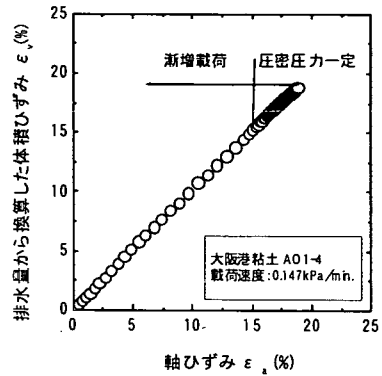


図-10(a) ε_r と ε_a の比較(大阪港粘土 AO1)

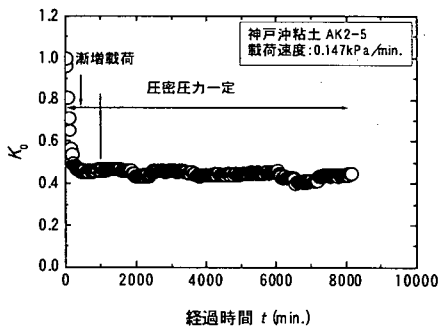


図-9(b) K_0 経時変化(神戸沖粘土 AK2)

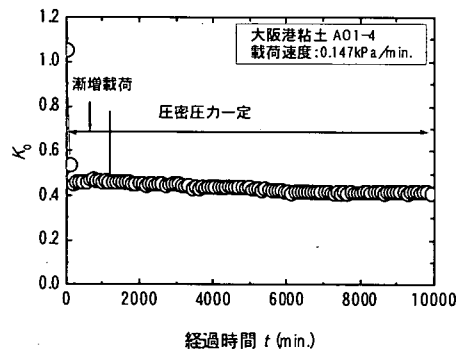


図-10(b) K_0 経時変化(大阪港粘土 AO1)

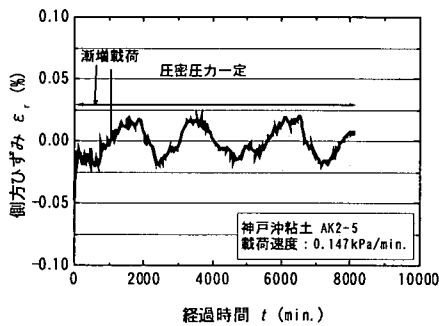


図-9(c) ε_r の経時変化(神戸沖粘土 AK2)

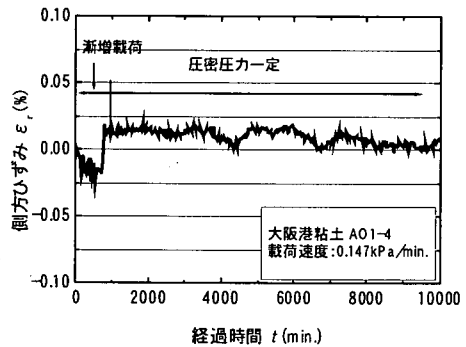


図-10(c) ε_r の経時変化(大阪港粘土 AO1)

持されており、試験の妥当性が確認された。

次に、 K_0 値の経時変化について見ると、各試料とも圧密圧力が一定になった直後から試験終了時点までの間で若干の変動が見られるものの、 K_0 値はほぼ一定の値を示し、本研究の圧密時間の範囲では二次圧密中に変化しない結果が得られた。

この二次圧密中に K_0 値は変化しない結果に、 K_0 値は初期荷重→除荷→再荷重の応力履歴を受ける結果を加味して考えると、先の図-1(b)に示した点5から点6まで二次圧密が進行した粘土の K_0 値と、点8から点6まで除荷した粘土の K_0 値は異なることが容易に推測される。これより、SHANSEP 法¹⁵⁾などに用いられている粘土の正規性は、必ずしも成立するとは言えないことが示唆される。

4. 非排水せん断特性

K_0 圧密終了後に実施した各供試体の非排水せん断試験結果を表-2 に示す。なお、表-2 中に記載した σ'_v , p_c , C_c , C_a は、不攪乱試料を採取した深度における有効上載圧(現在の有効上載圧)、圧密降伏応力、圧縮指数、二次圧密係数であり、 p_c と C_c は漸増荷重 K_0 圧密試験 (C-1 試験) より得られた $e-\log \sigma'_v$ 関係から、 C_a は漸増荷重後の長期 K_0 圧密試験 (C-3 試験) より得られた $e-\log r$ 関係からそれぞれ求めた。また、非排水せん断試験時の軸ひずみ速度には、0.01(%/min.)を用いた。

(1) 有効応力経路

非排水せん断中における三河湾粘土 (AM2)、神戸沖粘土 (AK2) および大阪港粘土 (AO1) の有効応

力経路を図-11(a)~図-11(c)にそれぞれ示した。

まず、圧密圧力と圧密時間を変化させた図-11(a)に示す三河湾粘土 (AM2) の有効応力経路についてみると、各供試体の最大主応力差 (q_{max}) が生じる点は、原点を通る同一の直線 (P.S.L) 上にあること、さらに圧密圧力が同じ場合、特異な挙動を示している AM2-3 供試体を除く他の供試体は、圧密時間とは無関係に限界状態線 (C.S.L) 上のほぼ同じ点付近に到達していることがわかる。これより、C.S.L への到達点は圧密圧力に依存するが、圧密時間にはあまり依存しない結果が得られた。

次に、圧密時間が非排水せん断特性に与える影響を詳細に調べるために実施した図-11(b)に示す神戸沖粘土 (AK2) と図-11(c)に示す大阪港粘土 (AO1) の有効応力経路について見ると、両試料とも最大主応力差 (q_{max}) は圧密時間に依存するが、C.S.L への到達点は圧密時間にあまり依存しておらず、三河湾粘土 (AM2) の有効応力経路と類似した挙動を示すことがわかる。

図-11(b)および図-11(c)の両図において、一次圧密完了直後の AK2-1 供試体や AO1-1 供試体の場合、せん断開始直後より負のダイラテンシーが生じて、平均主応力が減少しながら C.S.L に漸近しているのに対し、二次圧密が進行した AK2-5 供試体や AO1-4 供試体の場合には、せん断開始直後に急激に起ちあがり、 q_{max} に達すると急激に軟化して C.S.L に漸近する経路を示しており、両者に明瞭な違いが認められる。このような圧密時間によって有効応力経路が形状変化する結果は、既往の研究結果^{42),43)}にも示されている。

表-2 K_0 圧密試験後の非排水せん断試験結果

試料名	σ'_v (kPa)	p_c (kPa)	C_c	C_a/C_c	供試体 No.	圧密圧力 σ'_v (kPa)	圧密時間 t (min.)	最大主応力差 q_{max} (kPa)	変形係数 E_{50} (MPa)	
三河湾粘土 (AM2)	65	87	1.24	0.065	AM2-1	100	2240	67.2	11.2	
					AM2-2		7980	72.0	13.1	
					AM2-3		1200	104.8	16.2	
					AM2-4	150	8134	111.7	18.5	
					AM2-5		15334	115.5	21.0	
					AM2-6		200	1437	126.2	19.4
					AM2-7			8467	145.0	25.8
神戸沖粘土 (AK2)	23	52	0.90	0.053	AK2-1	120	900	78.3	8.4	
					AK2-2		1634	80.6	14.9	
					AK2-3		3834	82.6	17.5	
					AK2-4		5234	88.4	20.3	
					AK2-5		8134	89.7	21.7	
大阪港粘土 (AO1)	51	73	1.47	0.046	AO1-1	120	1391	76.7	12.0	
					AO1-2		2354	80.5	13.9	
					AO1-3		4153	86.2	15.9	
					AO1-4		9965	89.0	22.5	

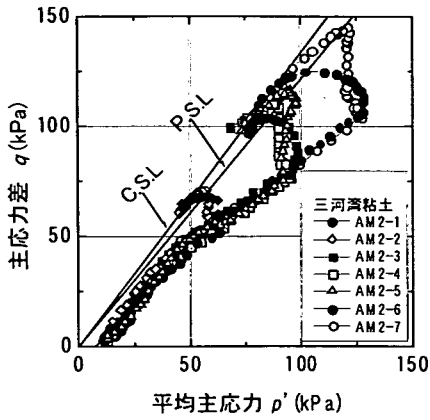


図-11(a) 有効応力経路 (三河湾粘土 AM2)

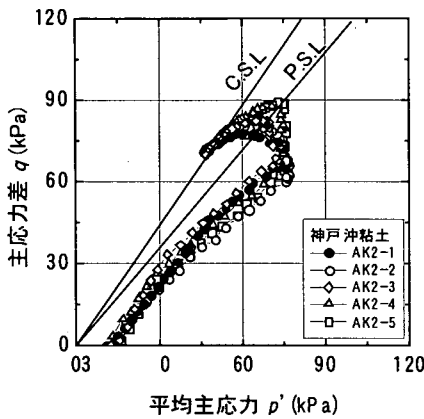


図-11(b) 有効応力経路 (神戸沖粘土 AK2)

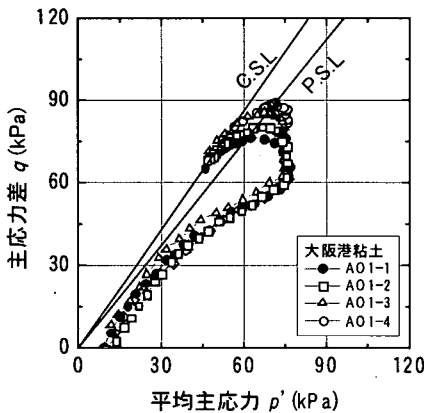


図-11(c) 有効応力経路 (大阪港粘土 AO1)

(2) ダイレタンスー特性

圧密時間の増大に伴って、有効応力経路が形状変化する要因を調べるため、図-12(a)に供試体 AO1-1 と AO1-4 の平均主応力の変化 ($\ln p'/p'_0$) と応力比 (q/p') との関係、また図-12(b)に供試体 AO1-1 と AO1-4 の主応力差 (q)、過剰間隙水圧 (Δu) と軸ひずみ (ϵ_a) との関係をそれぞれ示した。

まず図-12(a)に示した平均主応力の増分率と応力比との関係について見ると、①一次圧密完了直後にせん断した AO1-1 の場合、負のダイレタンスーにより平均主応力は単調に減少しながら限界状態線の勾配 $M=1.46$ に漸近しているのに対し、②二次圧密の進行した AO1-4 では、 $q/p'=1.25$ 付近まで平均主応力が変化せず、応力比がこれを超えると AO1-1 と同様に負のダイレタンスーを生じながら $M=1.46$ に漸近しており、挙動に違いが見られる。

足立の研究によると、Wet 側にある過圧密粘土であっても Cambridge 理論で与えられる降伏面に達するまでは平均主応力が変化せず、ダイレタンスーの発生は顕著でないことが実験で確認されている。そして、この時の有効応力経路は q 軸と平行な弾性的応答を示し、この領域では Von Mises 型の降伏関数が得られるとしている⁴⁾。

二次圧密の進行した AO1-4 の場合には、図-12(a)に示したように $q/p'=1.25$ 付近まで平均主応力が変化しておらず、せん断開始直後は過圧密粘土に類似した挙動を示したのではないかと考えられる。

次に、図-12(b)の主応力差、過剰間隙水圧と軸ひずみの関係について見ると、AO1-1 および AO1-4 の両供試体の応力-ひずみ関係は、共にひずみ軟化型のモードを示していることがわかる。また過剰間隙水圧は、せん断開始よりゼロまたは正の値 (負のダイレタンスー) を示し、過剰間隙水圧が一定 (限界状態) になる軸ひずみは、主応力差が最大になる軸ひずみ (破壊ひずみ) よりも大きいことがわかる。したがって、最大主応力差を超えたひずみ領域では、応力-ひずみ関係や過剰間隙水圧-ひずみ関係に支配されて、平均主応力が減少しながら軟化して限界状態に到達する有効応力経路になったものと考えられる。

このような、破壊ひずみと限界状態に達する軸ひずみが一致しないこと、さらに最大主応力差を超えた後、負のダイレタンスーを伴いながら軟化して限界状態に達する挙動の要因として、圧密過程で異方圧密 (K_0 圧密) をさせたことによる応力誘導異方性の影響、練返し試料ではなく不攪乱試料を用いていることなどが考えられる。

以上の有効応力経路およびダイレタンスー特性よ

り、本研究の圧密圧力（圧密降伏応力の 1.15~2.30 倍）や圧密時間（一次圧密完了時間の 7~13 倍）の範囲では、①圧密時間や圧密圧力を変化させても、最大主応力差 (q_{max}) は、 p - q 平面上で試料固有の直線 (P.S.L) 上にあること、また②二次圧密を受けた粘土の場合、せん断開始直後の有効応力経路は q 軸と平行の弾性的応答を示す過圧密的挙動を示し、 q_{max} を越えた場合には、負のダイラテンシーを伴いながら軟化し、試料固有の限界状態線 (C.S.L) へ漸近し、特徴のある形状を示すことがわかった。さらに、③圧密圧力が同じ場合、圧密時間は、 q_{max} の増加や有効応力経路の形状変化に寄与するが、C.S.L への到達点にはあまり寄与しないことがわかった。

(3) 最大主応力差、変形係数と圧密時間の関係

前述のように、最大主応力差 (q_{max}) は、圧密時間とともに増加するため、各試料の圧密時間と最大主応力差 (q_{max}) との関係を図-13(a)~図-13(c)にそ

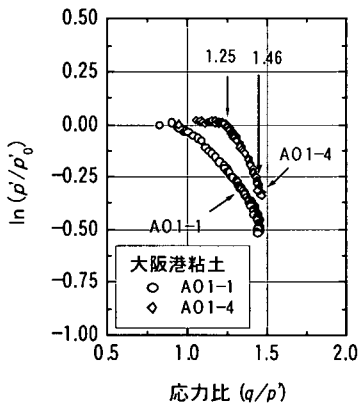


図-12(a) 平均主応力の変化と応力比の関係

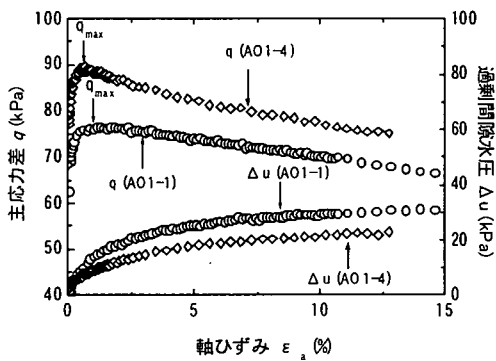


図-12(b) 主応力差、過剰間隙水圧と軸ひずみの関係

れぞれ示した。この結果から明らかのように、各試料とも、 q_{max} は圧密時間の対数に対して直線的に増加していることがわかる。粘土の非排水せん断強さ (s_u) が $q_{max}/2$ に等しいとすると、長期間 K_0 圧密した粘土の非排水せん断強さは圧密時間の対数に対して直線的に増大することを意味しており、このような結果は三田地・藤原⁹⁾によっても報告されている。

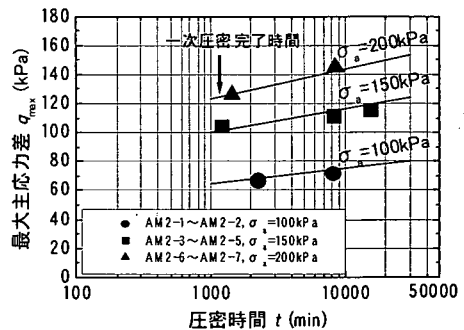


図-13(a) q_{max} と t の関係(三河湾粘土 AM2)

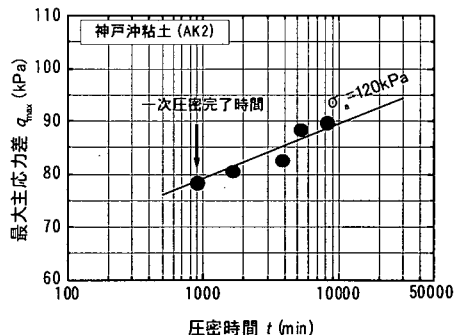


図-13(b) q_{max} と t の関係(神戸沖粘土 AK2)

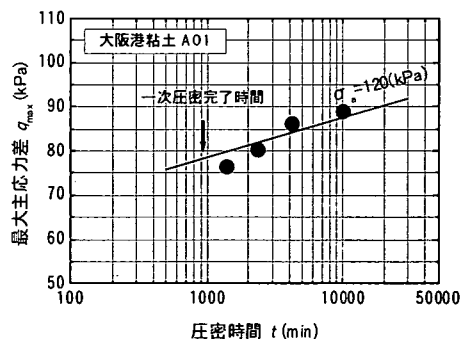


図-13(c) q_{max} と t の関係(大阪港粘土 AO1)

次に、各試料の圧密時間と変形係数 (E_{50}) との関係を図-14(a)~図-14(c)にそれぞれ示した。なお、これらの図における変形係数には、応力-ひずみ曲線上の破壊ひずみの 1/2 が生じる点における割線係数を用いた。せん断試験中の軸ひずみを外部変位計で測定しているため、 E_{50} は q_{max} と比べてややばらつきが大きい。また、 E_{50} は q_{max} と同様に、圧密時間の対数に対して直線的に増加する傾向が得られた。

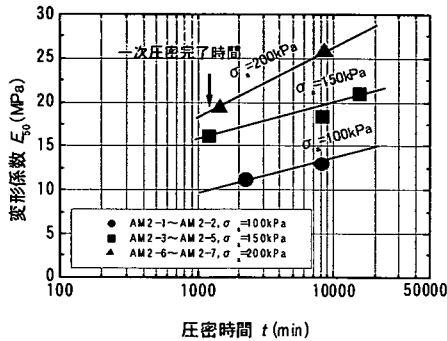


図-14(a) E_{50} と t の関係(三河湾粘土 AM2)

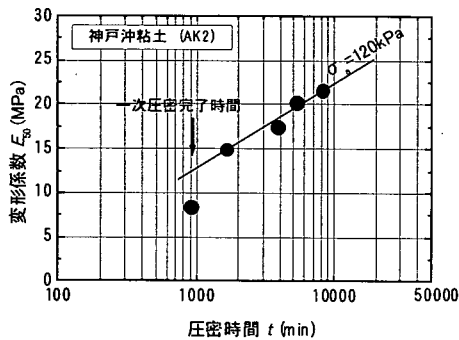


図-14(b) E_{50} と t の関係(神戸沖粘土 AK2)

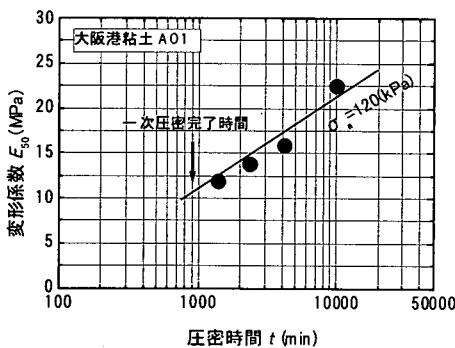


図-14(c) E_{50} と t の関係(大阪港粘土 AO1)

5. 非排水せん断強さの時間変化予測

(1) 時間変化の要因

前章に示した非排水せん断強度が圧密時間の対数に対して直線的に増加する主な要因として、①二次圧密の進行により間隙比が減少して硬化したこと、②二次圧密による間隙比の減少に加え、粒子構造の安定化や粒子間のセメンテーションによる構造の発達との2点が考えられる。

図-15 は通常の圧密試験装置を用いて、三河湾粘土 (AM2) の標準圧密試験から得られた e - $\log \sigma_a$ 曲線と、途中段階の $\sigma_a=157(\text{kPa})$ の圧密圧力で 10 日間の長期圧密試験を行い、その後再載荷した圧密試験から得られた e - $\log \sigma_a$ 曲線を比較したものである。この図より、二次圧密中に間隙比が減少し、再載荷後は前に示した先の図-5(b)や図-5(d)に示したような正規圧密線から一端右側に飛び出すような顕著な構造の発達は見られず、正規圧密線に戻っている。この結果より、非排水せん断強さが圧密時間とともに増加する今回の結果は、二次圧密の進行に伴う間隙比の減少(密度の増加)に起因したものと推測される。

(2) 時間変化の予測式

二次圧密中に変化する見かけの圧密降伏応力の予測法は、村上⁷⁾や Mesri・Choi⁸⁾により研究されている。一方、二次圧密中に変化する非排水せん断強さの予測法に関しては、安原・上¹⁰⁾は、式(1)に示す予測式を提案しており、有明粘土の単純せん断試験結果から換算した試験値と計算値との比較を行い、その妥当性を示している。なお、検証の際、式(1)の β には 1.0 が用いられている。

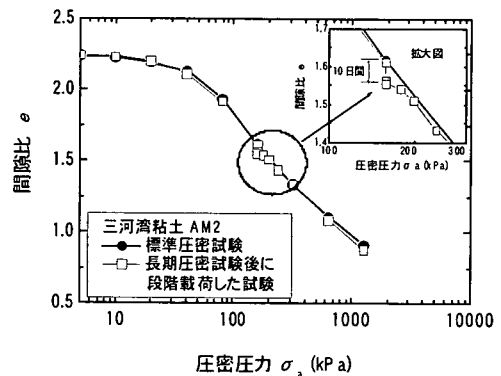


図-15 長期圧密試験後に段階載荷した e - $\log \sigma_a$ 曲線 (三河湾粘土 AM2)

$$\frac{s_u(t_2)}{s_u(t_1)} = \beta \Lambda_0 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^{\frac{R \times \Lambda_0}{1-\lambda}} \quad (1)$$

ここに、 $s_u(t_2)$ と $s_u(t_1)$ は二次圧密中の時刻 t_2 および一次圧密完了時刻 t_1 における非排水せん断強さ、 β はセメンテーション効果を示す定数(1.0~1.1)、 R は二次圧密係数と圧縮指数との比(C_a/C_c)、 λ は膨潤指数と圧縮指数との比(C_s/C_c)、 Λ_0 は実験定数である。

式(1)は、二次圧密によって生じる過圧密(疑似過圧密)と、膨潤(除荷)することによって生じさせる過圧密は等価と考える粘土の正規性に基づいて誘導されたものである。さらに安原・上は、特に不攪乱粘土について、この仮定が成立するかどうかを検証する必要があることを強調している。

一方、不攪乱粘土を用いた本研究の場合、①正規圧密領域における二次圧密中の K_0 値は、漸増载荷中の K_0 値(初期载荷 K_0 値)とあまり変わらないこと、さらに②同じ圧密圧力での初期载荷 K_0 値と除荷時の K_0 値は異なり、構造の発達した洪積粘土では、両者の差が顕著である試験結果が得られている。これより、二次圧密により生じる過圧密(疑似過圧密)と膨潤(除荷)から生じさせた過圧密は、 e - $\log \sigma_a$ 平面上で同一点であっても、せん断開始時点での両者の平均主応力や主応力差は異なるため、等価であるとは言えないことがわかる。

そこで筆者らは、膨潤(除荷)から生じさせた過圧密が二次圧密によって生じる過圧密(疑似過圧密)に一致させるために安原・上が導入している C_s や Λ_0 を用いず、通常の段階载荷圧密試験や長期圧密試験などの圧縮過程から得られる定数だけを用いて、二次圧密中に変化する非排水せん断強度の予測式を以前に誘導した^{5),41)}。筆者らが誘導した予測式は次の通りである。

先の図-1(b)に示したように、二次圧密の進行とともに間隙比が減少し、それに伴って粘土の非排水せん断強度が増加するものとする。この場合、著者が研究の対象としている圧密時間の範囲では、前項(1)の結果より粒子構造の安定化やセメンテーションによる構造の発達は無視できるので、 e - $\log \sigma_a$ 関係は過圧密領域と正規圧密領域は2本の直線で近似したバイリニアな関係で示されるものと仮定する。

図-1(b)に示したように、圧密圧力 σ'_{1i} が载荷されて、二次圧密が進行中の時刻 t_2 (図-1(b)の点6)における間隙比 e_{i2} と同じ間隙比を持つ正規圧密状態での圧密圧力 $\sigma'_{12,eq}$ (図-1(b)の K_0^{NC} 線上にある点7の圧密圧力)は、幾何学的な関係を利用して、式(2)より求められる。

$$\sigma'_{12,eq} = \sigma'_{1i} \times \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^{\frac{C_a}{C_c}} \quad (2)$$

この $\sigma'_{12,eq}$ は、一次圧密完了時刻 t_1 から二次圧密進行中の時刻 t_2 の間における間隙比の減少量に見合っ
て正規圧密線上で増加する仮想的な圧密圧力である。

次に、正規圧密線上にある粘土の最大主応力差(q_{max})は、圧密圧力(σ_a)に直線比例するものとし、その増加率(勾配)を m とすると、一次圧密完了時刻 t_1 における $q_{max}(t_1)$ は、式(3)で求められる。

$$q_{max}(t_1) = m \times \sigma'_{1i} \quad (3)$$

同様に、二次圧密が進行中の時刻 t_2 における最大主応力差(q_{max})は、式(2)で求めた仮想的な正規圧密線上での圧密圧力 $\sigma'_{12,eq}$ と式(3)で用いた m を用いて、式(4)から求められる。すなわち、

$$q_{max}(t_2) = m \times \sigma'_{12,eq} \quad (4)$$

ここで式(2)を式(4)に代入し、さらに式(3)と式(4)から m を消去すると、正規化した式(5)が得られる。

$$\frac{q_{max}(t_2)}{q_{max}(t_1)} = \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^{\frac{C_a}{C_c}} \quad (5)$$

前述した粘土の正規性が成立すると言う仮定を用いなくても、二次圧密中に変化する非排水せん断強度は、圧縮過程で得られる簡単な定数だけで式(5)から予測できることになる。

(3) 予測式の適用性

先の図-13に示した塑性指数や圧密圧力が異なる粘土の非排水せん断試験結果と、前項の式(5)に示した予測式から得られる二次圧密中の非排水せん断強さ予測値とを比較し、図-16に示した。なお、式(5)を用いて予測値を求める際、一次圧密完了時間における非排水せん断強さは、図-13中に示した一次圧密完了時間における直線上の値を用いた。また二次圧密中の時間は試験と同一の圧密時間を、式(5)の C_c と C_a は、表-2中に記載した値を用いた。

図-16より予測値は、実務的には満足できる精度で試験値に適合していることがわかる。

式(5)を実務において利用する場合、必要となるパラメータは、例えば一次圧密完了時間のように基準となる圧密時間での非排水せん断強さ(K_0 圧密後の q_{max} または s_u)、標準圧密試験や長期圧密試験から得られる C_c と C_a の計3つの定数が必要である。ここで、①Mcsri・Godlewski⁴⁵⁾は、通常の粘土では $C_a/C_c = 0.05 \pm 0.02$ にあること、また②国内粘土の場合、 K_0^{NC}

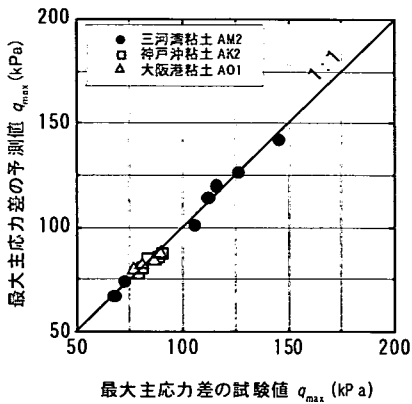


図-16 q_{max} の予測値と試験値の比較

は I_p にあまり依存せず、ほぼ一定の 0.40~0.50 の範囲にあるので、 K_0 状態での非排水せん断強さは、本研究に用いた二重セルのように制御や試験が複雑な三軸試験装置を用いず、標準的な三軸試験装置を用いた異方三軸試験で入手可能なことを考慮すると、式(5)のパラメータは、通常のルーチン試験から容易に得ることができる。

したがって、複雑な仮定を用いずに誘導されたこの簡便な予測方法は、二次圧密中に変化する粘土の非排水せん断強さの予測に利用可能だと考える。

6. まとめ

本研究は、二重セル式三軸試験装置を利用して筆者らが開発した K_0 圧密試験自動制御システムを用いて、不攪乱粘土の応力履歴や二次圧密が K_0 圧密挙動に及ぼす影響と、二次圧密中における非排水せん断特性の変化について調べたものである。

本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

(1) 年代効果の要因の内、粒子構造の安定化や粒子間のセメンテーションによる構造の発達には、粘土の e - $\log \sigma_v$ 関係だけでなく、 K_0 - $\log \sigma_v$ 関係にも影響を及ぼす。特に、構造の発達した洪積粘土の場合、初期載荷時における過圧密領域での K_0 値は、正規圧密領域における K_0 値よりも小さい値を示す。

(2) 正規圧密領域における漸増載荷中の K_0 値は、 $K_0^{NC}=0.40\sim 0.50$ の範囲でほぼ一定の値をとり、塑性指数 I_p にあまり依存しない。また二次圧密中の K_0 値についても、本研究の圧密時間の範囲では、 K_0^{NC} がそのまま保たれ、ほぼ一定の値を示す。

(3) 粘土の K_0 - $\log \sigma_v$ 曲線は、初期載荷、除荷、再載荷の段階でヒステリシスを描き、応力履歴の影響を強く受ける。特に、構造の発達した洪積粘土の場合、応力履歴による影響が顕著である。

(4) 二次圧密中の K_0 値はあまり変化しないこと、さらに K_0 - $\log \sigma_v$ 曲線は応力履歴の影響を受けることを考慮すると、SHANSEP 法などに用いられている粘土の正規性は、必ずしも成立していない。

(5) 本研究に用いた圧密圧力や圧密時間の範囲では、圧密圧力や圧密時間が変化しても、最大主応力差（非排水せん断強さ）は、 p - q 平面上で試料固有の直線 (P.S.L) 上にある。

(6) 圧密圧力が同じ場合、圧密時間が変化しても、限界状態線 (C.S.L) 上のほぼ同じ点に到達する。換言すると、圧密時間は、有効応力経路の形状変化や最大主応力差（非排水せん断強さ）に影響を及ぼすが、限界状態にはあまり影響を及ぼさない。

(7) 圧密時間によって、有効応力経路の形状が変化する。二次圧密が進行した場合の有効応力経路は、せん断開始直後には、過圧密粘土などで見られるようなダイレタンシーが発生しない q 軸と平行な弾性的応答を示し、最大主応力差を越えると、負のダイレタンシーを生じながら軟化して限界状態線 (C.S.L) に漸近する特徴のある形状を示す。

(8) 最大主応力差（非排水せん断強さ）は、圧密時間の対数に対して直線的に増加する。また変形係数についても、最大主応力差（非排水せん断強さ）と同様に、圧密時間の対数に対して直線的に増加する。本研究の圧密時間の範囲では、強度増加の要因は二次圧密の進行に伴う間隙比の減少（密度の増加）によるものであり、粒子構造の安定化や粒子間のセメンテーションによる構造の発達の影響は認められなかった。

(9) 二次圧密によって生じる過圧密（疑似過圧密）と膨潤（除荷）により生じさせた過圧密は等価と考える粘土の正規性は成立しないとの試験結果に基づき、圧縮過程から得られる定数だけを用いて、二次圧密中に変化する非排水せん断強さを予測できる簡便な式を誘導し、これを用いた予測値は試験値に適合した。この予測式は、複雑な試験装置を用いなくても簡単に求められるパラメータだけで記述されており、二次圧密中に変化する粘土の非排水せん断強さの予測に利用できる。

参考文献

- 1) Bjerrum, L. and Lo, K.Y. : Effect of aging on the shear strength properties of a normally consolidated clay, *Geotechnique*, Vol.13, No.2, pp.147-157, 1963.
- 2) Schmertmann, J.H. : The Mechanical aging of soils, *The 12th Karl Terzaghi Lecture, Proc. of ASCE*, Vol.117, No.GT9, pp.1288-1330, 1991.
- 3) Claton, C.R.I. and Serratrice, J.F. : General Report, Session2: The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks, *Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Balkema*, Vol.3, pp.1839-1877, 1997.
- 4) Vaughan, P.R. : Engineering behaviour of weak rock: Some answers and some questions, *Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Balkema*, Vol.3, pp.1741-1765, 1997.
- 5) 西江俊作, 王林 : 二次圧密中における飽和粘土の非排水せん断強度変化予測に関する研究, 第35回地盤工学研究発表会, pp.545-546, 2000.
- 6) 龍岡文夫[討議者], 川崎了, 西好一, 岡本敏郎[回答者] : 「圧密履歴を考慮した大深度堆積地盤の力学特性に関する考察」への討議・回答, *土木学会論文集*, No.624/Ⅲ-47, pp.293-297, 1999.
- 7) Murakami, Y. : Excess pore water pressure and preconsolidation effect in normally consolidated clays of some ages, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.17-29, 1979.
- 8) Mesri, G. and Choi, Y.K. : Excess pore water pressure during consolidation, *Proc. 6th Asian Reg. Conf. SMFE*, Vol.1, pp.151-154, 1979.
- 9) Mitachi, T. and Fujiwara, Y. : Undrained shear behavior of clays undergoing long-term anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.4, pp.45-61, 1987.
- 10) Shen, C.K., Arulanandan, K. and Smith, W.S. : Secondary compression and its effect on the undrained strength of a marine clay, *Proc. of ASCE*, Vol.99, No.SM1, pp.95-110, 1973.
- 11) 渋谷啓, 三田地利之, 荻野俊寛: 排水クリープによる粘性土のメタ安定化現象, *土と基礎*, 47-8, pp.21-24, 1999.
- 12) Schmertmann, J.H. : A simple question about consolidation, *Proc. of ASCE*, Vol.109, No.GT1, pp.119-122, 1983.
- 13) 赤井浩一, 佐野郁雄 : 二次圧密における粘性土の状態変化, *土木学会論文集*, No.364/Ⅲ-4, pp.123-131, 1985.
- 14) 森脇武夫, 藤井秀憲, 網干寿夫 : 飽和粘土の K_0 値に関する実験的研究, *土質工学会論文報告集*, Vol.28, No.2, pp.205-215, 1988.
- 15) Ladd, C.C. and Foott, R. : New design procedure for stability of soft clay, *Proc. of ASCE*, Vol.100, No.GT7, pp.763-786, 1974.
- 16) Yasuhara, K. and Ue, S. : Increase in undrained shear strength due to secondary compression, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.50-64, 1983.
- 17) 赤井浩一, 佐野郁雄 : 【ノート】遅延圧密土の一次元変形における状態経路, *土木学会論文報告集*, No.316, pp.167-170, 1981.
- 18) Tsuchida, T. and Kikuchi, Y. : K_0 consolidation of undisturbed clays by mean of triaxial cell, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.3, pp.127-137, 1991.
- 19) 小田美明, 三田地利之 : 飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について, *土木学会論文集*, No.448/Ⅲ-19, pp.45-52, 1992.
- 20) 地盤工学会基準 (JGS T 525-1996) : 土の K_0 圧密非排水三軸圧縮 ($\bar{K}_0 CUC$) 試験方法.
- 21) 王林, 西江俊作, 池田利昭 : 任意載荷経路を自動制御した飽和粘土用の高精度 K_0 圧密三軸試験装置の試作, 第32回地盤工学研究発表会, pp.351-352, 1997.
- 22) 王林, 西江俊作, 池田利昭, 荒井靖仁 : ひずみ漸増載荷の異なる制御方法が粘性土の K_0 圧密試験に及ぼす影響, *土木学会第53回年次学術講演会*, pp.400-401, 1998.
- 23) Dyvik, R., Lacasse, S. and Martin, R.T. : Coefficient of Lateral Stress from Oedometer Cell, *Norwegian Geotechnical Institute*, NR.163, pp.1-4, 1986.
- 24) 菊池喜昭, 土田孝, 中島謙二郎 : 三軸試験機による粘性土の静止土圧係数の測定, *港湾技術研究所資料*, No.577, pp.3-27, 1987.
- 25) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫 : 空圧サーボ制御方式による K_0 圧密試験装置の開発, 第17回土質工学研究発表会, pp.229-232, 1982.
- 26) 大河内保彦, 龍岡文夫 : K_0 測定方法 - 三軸セルを用いる方法 -, *土と基礎*, Vol.31, No.7, pp.56-58, 1983.
- 27) 王林, 西江俊作 : 三軸 K_0 圧密試験における内セル水の蒸発が試験結果に及ぼす影響, 第35回地盤工学研究発表会, pp.703-704, 2000.
- 28) 赤井浩一, 佐野郁雄 : 大阪上部洪積層粘土の長期圧密特性, *土と基礎*, Vol.29, No.3, pp.43-47, 1981.
- 29) Akai, K., Kamon, M., Sano, I. and Soga, K. : Long-term consolidation characteristic of diluvial clay in Osaka Bay, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.61-74, 1991.
- 30) 善功企, 西江俊作, 日下部伸, 土田孝 : 定ひずみ速度圧密試験について, 委員会報告 I-3, 特殊圧密試験に関するシンポジウム発表論文集, pp.27-46, 1985.
- 31) 日本工業規格 : 土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法 (JIS A 1227 : 2000) .

- 32) 西江俊作, 王林, 池田利昭, 荒井靖仁 : ひずみ漸増制御および応力漸増制御による正規圧密粘土の K_0 圧密試験, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.473-474, 1998.
- 33) 西江俊作, 王林 : 疑似過圧密状態にある乱さない海成粘土の K_0 圧密挙動, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.503-504, 1999.
- 34) 王林, 西江俊作 : 繰返し圧密载荷における応力履歴が海成粘土の K_0 値に与える影響, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.245-246, 2001.
- 35) Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. : K_0 -OCR Relationships in soil, *Proc. of ASCE*, Vol.108, No.GT6, pp.851-872, 1982.
- 36) 赤井浩一, 足立紀尚 : 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No.113, pp.11-27, 1965.
- 37) 中瀬明男, 小林正樹, 勝野克: 圧密および膨張における飽和粘土のせん断強度の変化, 港湾技術研究所報告, Vol.8, No.4, pp.103-141, 1969.
- 38) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
- 39) Hanzawa, H. : Undrained strength characteristics of normally consolidated aged clay, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.39-49, 1983.
- 40) 土田孝 : 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技研資料, No.688, pp.63-84, 1990.
- 41) Nishie, S. and Wang, L. : K_0 -Consolidation Behavior and Dependence of Undrained Shear Strength on Consolidation Time for Marine Clay, *Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Balkema*, Vol.1, pp.89-94, 2000.
- 42) Kamei, T., Ogata, S. and Tanaka, N. : The variation in undrained shear characteristics during consolidation process, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.91-98, 1987.
- 43) 王林, 西江俊作, 龍岡文夫 : 異なる圧密応力履歴を受けた正規圧密粘土の変形特性, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.615-616, 1998.
- 44) 足立紀尚 : 堆積軟岩の力学的挙動に関する研究, 京都大学学位論文, p.615-616, 1979.
- 45) Mesri, G. and Godlewski, P.M. : Time and stress-compressibility interrelationship, *Proc. of ASCE*, Vol.103, No.GT5, pp.417-430, 1977.

(2001. 2. 14 受付)

THE K_0 CONSOLIDATION BEHAVIOR AND UNDRAINED SHEAR CHARACTERISTICS OF UNDISTURBED MARINE CLAYS DURING THE SECONDARY CONSOLIDATION

Shunsaku NISHIE, Lin WANG, Sadao KUTSUZAWA and Masayuki HYODO

In order to investigate an effect of stress history on K_0 value and a change in undrained shear strength which caused by secondary consolidation during K_0 condition, triaxial compression tests using undisturbed marine clay were carried out by using an automatic control equipment. Results from laboratory K_0 consolidated undrained shear test could be summarized as, 1) K_0 value would be strongly affected by clay structure which depend on ageing effects chemical cementation and be subject to stress history. 2) K_0 value would be kept constant during secondary consolidation. 3) A unique effective stress path was showed due to the effect of dilatancy properties and softening stress-strain relationship during secondary consolidation. 4) q_{max} and E_{50} would be increasing in proportional to consolidated elapsed time on scale of logarithm before reaching to C.S.L line, and they would be independent of the time after reaching the C.S.L line. 5) q_{max} was located in an inherence line in p' - q plane. 6) It is possible that q_{max} could be estimated by a simple function based on the test results.