

二次圧密における粘性土の状態変化

CHANGE IN STATE OF COHESIVE SOIL DURING SECONDARY COMPRESSION

赤井浩一*・佐野郁雄**

By Koichi AKAI and Ikuo SANNO

The quasi-overconsolidation characteristics of a so-called aged normally consolidated clay are considered from the viewpoint of change in state during the secondary compression, in order to explain the mechanism of variation in stress and strain under the condition of 1-D compression. Especially, it is shown that the difference of time-dependency between the dilatancy and the distortional creep discriminates the pattern of change in state, through a series of the drained creep test and the long-term consolidation test using kaolin. As an approximate approach for analyzing such behaviors peculiar to the cohesive soil, a three-dimensional dilatant visco-elastic model of clay is calculated quantitatively by means of Laplace transformation.

1. 序

自然堆積による粘土層の形成においては、堆積終了後も有効上載圧のもとで K_0 状態のまま継続的な二次圧密が進行し、何万年もの堆積年代を経過することが多い。このような地史的な二次圧密は遅延圧密ともよばれるが、この経年作用 (aging) は粘土層の擬似的な過圧密特性を生み、そのような古い (aged) 正規圧密粘土は擬似過圧密粘土と呼称される¹⁾。

ところで、一次元圧密 (K_0 圧密) 状態で正規圧密粘土が受ける応力 (全応力と有効応力) の変化に関しては、一次元圧密期間中は鉛直方向の全応力 σ_v が一定であるのに対して、水平方向の全応力 σ_h が時間的に減少し、間隙水圧の減少とともに有効応力は鉛直・水平両方向とも増加して、その比 $K_0^{nc} = \sigma_h / \sigma_v$ は常に一定の静止土圧係数となり、したがって有効応力径路は $p-q$ 面上で原点を通る K_0^{nc} 線となることが知られている²⁾。一方、二次元圧密期間中の応力変化については定説がなく、Schmertmann³⁾はこの問題について欧米の研究者や実務家に見解を求めたところ、Table 1 のような結果となっ

Table 1 Summary of response to question: Will $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ of a normally consolidated cohesive soil increase or decrease during secondary aging in 1-D compression³⁾?

Categories	Number of Responses				Total
	Increase	Same	Decrease	Don't know	
Written	11	8	2	2	23
Verbal	5	1	2	1	9
	16	9	4	3	32
USA	11	3	4	2	20
Canada	2	4	0	0	6
Europe	3	2	0	1	6
Research/teaching	11	6	2	1	20
Consulting/practice	5	3	2	2	12
Estimated age > 50	9	6	2	1	18
Estimated age ≤ 50	7	3	2	2	14

たことを報告している。すなわち、二次元圧密中に $\sigma'_h (= \sigma_h)$ 、したがって K_0 値が増大するという回答が 1/2、不変とするものが約 1/4、残りは減少または不明とするものが半々であった。

著者らは、さきに大阪上部洪積層粘土の擬似過圧密特性に関連して遅延圧密土の一次元変形挙動を考察した⁴⁾。その概要は以下のとおりである。すなわち、大阪市を含む大阪湾東岸周辺の地盤構成において、地表面にある沖積層と深部の海成洪積層との間に現われる段丘相当層、別称上部洪積層に属する粘土 Ma 12, Ma 11 は、その塑性や塩分濃度の深度分布からみて、若い洪積層の

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部長 工学部土木工学科 (〒606 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 京都大学助手 工学部土木工学科 (同上)

徴候を示すが、それらの圧縮性や強度特性を支配する過圧密比はきわめて小さく、したがって力学的性質の観点からは、これらの粘土層はむしろ正規圧密土として取り扱うべきであることを指摘した。特に、重量の大きい構造物の建設や大規模な埋立に際しては、これらの粘土層の長期圧密を十分考慮する必要があることを強調し、これを検証するために擬似過圧密粘土の二次圧密中における状態変化の様子を状態境界面の概念により定性的に推定した。本文では、一次元圧縮における応力とひずみの制約条件を考慮することによって上記の推定に理論的根拠を与え、あわせてカオリン粘土に対する実験を行ってこれを検証するとともに、ダイレイタシーを考慮した三次元粘弾性理論により解析した結果を述べる。

2. 一次元圧縮における制約条件

先報⁴⁾において説明した状態境界面(SBS)による二次圧密中の状態変化の概要は、Fig. 1を参照して次のようである。すなわち、Fig. 1 (b)において、現在の有効上載圧のもとで正規圧密の状態に対応する処女圧縮線 (K_0^{NC}) 上の点 B_3 での初期間隙比 e_b が、二次圧密では上載圧 σ'_v 不変のまま時間とともにしだいに減少して、点 D_3 に相当する e_d になっている。Fig. 1 (a) は間隙比-有効応力 ($e-p-q$) 空間における状態径路を示す。この図では、 epq 軸のほか新たに最大有効主応力軸 (σ'_v -軸) を導入し、 $e-\sigma'_v$ 面上で二次圧密期間中の径路 B_3D_3 が e 軸に平行になるという Fig. 1 (b) の過程を利用する。Fig. 1 (a) では、二次圧密開始時に SBS 上の点 B にあったものが、状態径路は B から出発して aging 面 [AP] なる $e-\sigma'_v$ 面と $p-q$ 面の両者に直交する斜面上を、SBS の内部へ向かって移動する。

Fig. 1 (a) および (c) では、二次圧密中の状態径路として、便宜上 B 点から出発して $p=(\sigma'_v+2\sigma'_h)/3$ が増加、 $q=\sigma'_v-\sigma'_h$ が減少するように [AP] 上を移動するとしている。換言すれば、状態径路は [AP] 上をすべり降りる。もちろん、他の径路を考えることも可能であって、[AP] 上をすべり上がった (p が減少、 q が増加)、あるいは e 軸に平行に、つまり水平に移動する (p, q とも不変) 方式がある。これらのどの径路でも、いったん $e-\sigma'_v$ 面上にプロットすれば、Fig. 1 (b) のようにすべて e 軸に平行な直線 B_3D_3 となり、 σ'_v 一定なる応力の制約条件が満足されている²¹⁾。

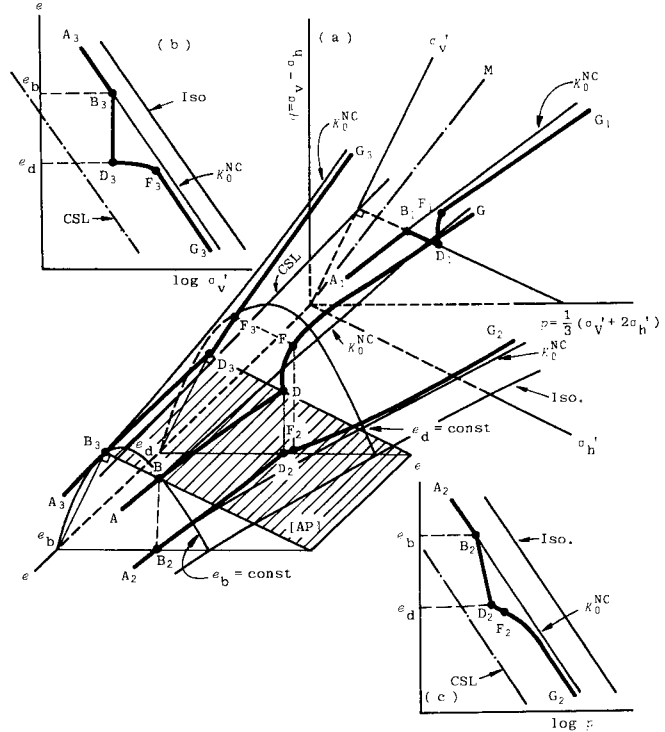


Fig. 1 State path in the $e-p-q$ space and their projection for quasi-overconsolidated soil.

これらの可能な径路のうちはたしてどの型をとるかが、さきの Schmertmann の問いかけである。そこで、この問題を解くのに必要な条件を分類すると、応力に関する制約条件とひずみに関する制約条件の2つになる。

A. 応力に関する制約条件

K_0 条件下の二次圧密期間中に保たれるべき応力条件は、単に $\sigma_v = \sigma'_v = \text{一定}$ である。これは上述のように、状態径路が [AP] 上を移動することを意味するものであり、前記したような種々の移動方式はこの応力条件からは決定できない。

B. ひずみに関する制約条件

一般に、円筒形土要素の軸ひずみ $\epsilon_v (= \epsilon_1)$ は次式で示される。

$$\epsilon_v = \frac{\epsilon_{vol}}{3} + \frac{2}{3}(\epsilon_v - \epsilon_h) = \frac{\epsilon_{vol}}{3} + \epsilon \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ϵ_{vol} 、 $\epsilon_{vol}/3$ 、 ϵ はそれぞれ体積ひずみ、平均ひずみ、偏差ひずみである。

K_0 条件は、変形の過程で側方ひずみ $\epsilon_h (= \epsilon_3)$ がない

注1) Fig. 1において、二次圧密状態 (D点) 以後に K_0 条件下で載荷された場合の径路 (DFG) は、ここでは単に模式的に示したものであり、その詳細を論ずることは本論文の主題を越えることになるので、別報^{5), 6)}または続報に譲る。

ことを意味し、この条件下では

$$\epsilon_{vol} = \epsilon_v + 2\epsilon_h = \epsilon_v + 0 = \epsilon_v \dots\dots\dots (2)$$

が成立する。これより、軸ひずみ ϵ_v が体積ひずみ ϵ_{vol} に等しくなるが、これは決して K_0 条件下で偏差ひずみ ϵ が無いことを意味するものではない。 ϵ_v をひずみの成分に分けると、平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ と偏差ひずみ $\epsilon = 2/3 \cdot \epsilon_v = 2/3 \cdot \epsilon_{vol}$ の比は、

$$\epsilon_{vol}/3 : \epsilon = 1 : 2 \dots\dots\dots (3)$$

結局、 K_0 状態におけるひずみの制約条件は、一次圧密・二次圧密期間とも偏差ひずみ ϵ が平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ の2倍、換言すれば体積ひずみ $\epsilon_{vol}(=\epsilon_v)$ の2/3倍でなければならないということになる。

ところで、直接的には、平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ は平均有効応力 p によって生じ、偏差ひずみ ϵ は主応力差 q によって起こると考えるのが妥当である。このほかに、土ではダイレイタンスがあるので、主応力差による体積変化を無視することができない。結局、土質材料における応力とひずみの対応は、次のように記述される。

$$\left. \begin{matrix} p \rightarrow \epsilon_{vol}/3 \\ q \rightarrow \epsilon \end{matrix} \right\} \epsilon_v (\Delta\epsilon) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、実線の矢印は直接的応答を、また破線のそれは間接的応答を意味している。これらの中で、 p と $\epsilon_{vol}/3$ の対応のみが時間遅れのない (inviscid) のものであり、他の2つは時間遅れを伴う (viscid) 対応であると考えられる(3.脚注参照)。そして次に述べるように、この後者の2つのひずみの時間依存性が、二次圧密中の側圧変化の様相を支配するものとなる。

3. K_0 圧密粘土の排水クリープ挙動

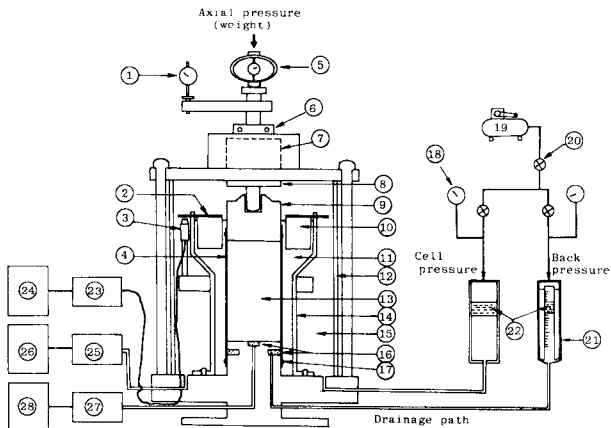
前記のような応力-ひずみ-時間関係を把握するために、まず応力条件を一定にして長期圧密試験を行い、ひずみの時間的推移を調べた。

試作した実験装置の概要を Fig. 2 に示す。供試体径と等しいロッド径を有する三軸セルを用いているため、軸圧と側圧を独立して載荷でき、また二重セル内の液のレベルを一定に保つ、いわゆる内セル液一定法⁷⁾によって K_0 圧密を行うことが可能である。内セル液のレベルは、内セルに装着した渦電流式ギャップセンサーと、アルミニウム製ターゲットフロートとの間の距離を計測し、この値を常に一定に保つように、圧密初期においては主として自動制御により側圧を変化させる。しかし、ゴムスリーブの腐食を防ぐ目的で、内セル液には粘性が高く比重が1より大きいシリコン油を使用するため、ターゲットの追随性が鈍感になることや、メンブ

レール自身の膨潤性のために、その後はピュレット内の排水量より求まる供試体の体積変化とこの軸変位量とを等値して、 $\epsilon_{vol} = \epsilon_v$ を保持させる手動法によっている。この際の測定精度としては、載荷直後に最大約0.2%の側方ひずみ ϵ_h が発生するが、本研究の主題である二次圧密領域に入る時点では $\epsilon_h = 0.005\%$ 程度になっており、それ以後は K_0 条件が十分保持される。

なお、本実験では長期間圧密を継続するために、下記のような種々の工夫がなされている。すなわち、載荷枠は振動等の影響が少ない剛性の高いものを用い、重錘により軸圧を安定して与えることができる。また、側圧は空気の混入が少ない油や透気性の小さいバルーン入りタンクを介し、空気圧を水圧に変換して載荷している。さらに、メンブレン自体の吸水膨張を抑えるため、1昼夜水にさらしたものを内側に用い、シリコン油を塗布した後にもう1枚のメンブレンを外側に二重にかけ、両者の間に水を入れる方式⁸⁾を採用した。加えて、蒸発を防ぐため、ピュレット上部には着色したケロシン油を用いている。実験の手順は次のとおりである。

1) カオリン粘土 ($G_s = 2.62$, $LL = 89.3\%$, $PI = 57.6\%$) を液状にして、土槽内で100 kPaの圧力を与えて予圧密したものを試料とし、この供試体(直径5 cm, 高さ10 cm) を静止土圧係数 $K_0^{NC} = 0.52$ に相当する応力比 $\eta = q/p = 0.706$ で側方排水により異方圧密する。最



- | | |
|-----------------------|-------------------------------|
| 1 : Dial gauge | 15 : Water |
| 2 : Target | 16 : Porous stone |
| 3 : Gap sensor | 17 : O-ring |
| 4 : Rubber membrane | 18 : Pressure gauge |
| 5 : Proving ring | 19 : Compressor |
| 6 : Clamp | 20 : Air regulator |
| 7 : Belofram cylinder | 21 : Burette |
| 8 : Rod | 22 : Oil |
| 9 : Cap | 23 : Displacement transducer |
| 10 : Float | 24 : Amplifier (gap sensor) |
| 11 : Silicon oil | 25 : Cell pressure transducer |
| 12 : Outer cell | 26 : Amplifier (cell press.) |
| 13 : Specimen | 27 : Pore pressure transducer |
| 14 : Inner cell | 28 : Amplifier (pore press.) |

Fig. 2 Schematic system diagram of K_0 -triaxial consolidation apparatus.

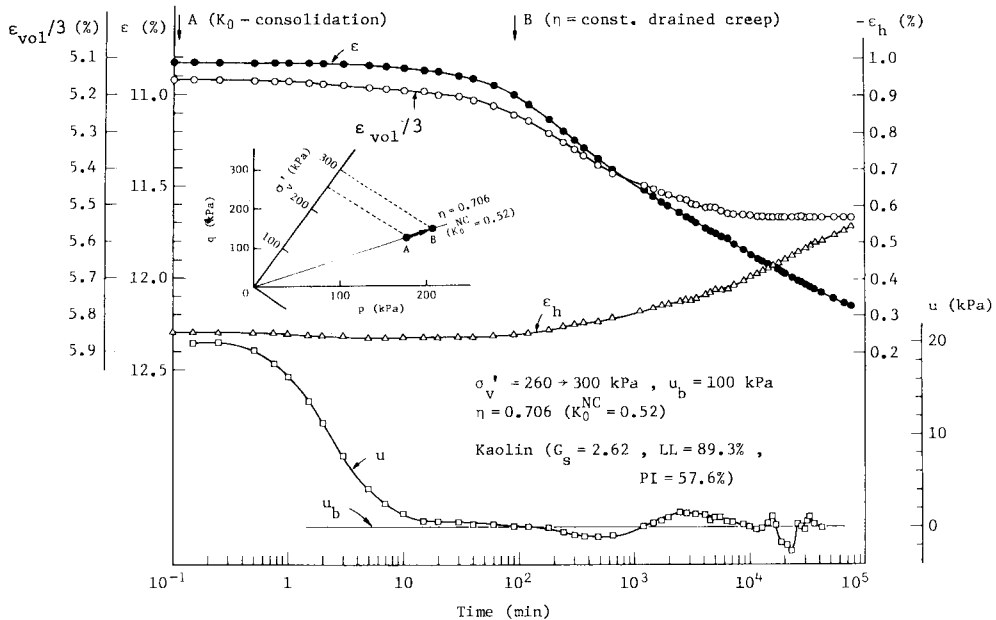


Fig. 3 Result of K_0 -consolidated drained creep test (p, q : const.).

終圧密圧力は $\sigma_v = 300$ kPa である。

2) 一次圧密終了後、応力状態をそれまでと同一に保つ。すなわち、鉛直有効応力 $\sigma_v' = 300$ kPa, 水平有効応力 $\sigma_h' = 300 \times 0.52 = 156$ kPa. この条件下で、供試体を約 2 か月間排水クリープさせる。

3) 上記の両段階において測定されるものは、軸ひずみ ϵ_v , 体積ひずみ ϵ_{vol} , 過剰間隙水圧 u である。 ϵ_v と ϵ_{vol} の記録から、平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ と偏差ひずみ $\epsilon = \epsilon_v - \epsilon_{vol}/3$ および水平ひずみ $\epsilon_h = (\epsilon_{vol} - \epsilon_v)/2$ が計算される。

Fig. 3 にこの実験結果を示す。過剰間隙水圧 u の消散状況から、一次圧密は $t_{100} \approx 90$ 分ないし 200 分で終了することがわかる。この間の平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ と偏差ひずみ ϵ の比率はほぼ 1 : 2 であって、式 (3) の K_0 条件が十分満足されている。このことは、この間に水平ひずみ ϵ_h が変化していないことから裏づけられる。

他方、 $t > t_{100}$ となって二次圧密領域に入ると、平均ひずみと偏差ひずみの進行の様子はしだいに異なってゆき、後者が前者より卓越するようになる。すなわち、一次圧密期間中は側方ひずみをなくして K_0 条件を保持させたが、二次圧密に入った後応力 p, q を一定に保った場合、Fig. 3 のように水平ひずみ ϵ_h が負側に増大 (側方に膨張) することになり、それまでの K_0 条件が破られる。ここで先述した式 (4) の対応において、平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ については、一次圧密中の平均有効応力 p の増大によりそのひずみの発生に時間遅れがない (inviscid) とする^(注2)と、 $t > t_{100}$ における $\epsilon_{vol}/3$ の出

現はすべて偏差応力 q によるダイレイタンスーの時間遅れに起因するものとみなされる。この平均ひずみの変動は $t \approx 10^4$ 分 (約 1 週間) で収束する傾向を示す。これに対して、 q による偏差ひずみ ϵ の挙動、すなわちクリープは、実験の範囲内の時間では収束の様相を示さず、対数時間に対してほぼ比例的に進行する。

4. 長期圧密における K_0 値の推移と沈下特性

一次圧密期間中に、粘性土内の過剰間隙水圧が減少するにつれて、平均有効応力 p と主応力差 q が徐々に増加し、圧密終了時にこれらが最終値に到達することはすでに明らかにした²⁾。いま、この応力状態が二次圧密期間中も変化しないと仮定しよう。これは前記の排水クリープにおける応力条件に相当する。このとき、ひずみの応答は次のようになる。

- 1) $p =$ 一定であるから、時間遅れがないとみなされる平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3 = 0$ 。
- 2) $q =$ 一定であるが、時間遅れのある偏差ひずみ $\epsilon(t)$ が生ずる。
- 3) さらに $q =$ 一定であるが、時間遅れのある平均ひずみ $\epsilon_{vol}(t)/3$ が生ずる。

ところで、 K_0 条件下で成立すべきひずみに関する制

注 2) この仮定は、等方的な土質または岩質材料の弾粘塑性理論において通常用いられるもので、具体的には $p \sim \epsilon_{vol}$ の対応を 1 つのばね (弾性挙動) としてモデル化していることになる (5. 参照)。現実にはこの対応も時間遅れを伴うが、ここでは $q \sim \epsilon, q \sim \epsilon_{vol}$ の対応における時間遅れに比して無視し得るほど小さいと考えた。

約条件 (式 (3)) から、平均ひずみと偏差ひずみの比は一次圧密と同様に二次圧密のすべての期間を通じて $\epsilon_{v01}(t)/3 : \epsilon(t) = 1 : 2$ でなければならない。もし、3. で述べたカオリン試料の排水クリープ試験のように、前者が後者の半分より小さければ、式 (4) により p が増加して平均ひずみの不足を補わねばならない。これに加えて、応力の制約条件 $\sigma'_0 = \text{一定}$ により、 q の減少が同時に生じる。逆に前者が後者の半分より大きければ、 p が減少し、 q が増加してこれを補う。

結論として、二次圧密期間中に K_0 値の増大・不変・減少という3つのケース (Table 1 参照) が起こり得る。その中のどれが現実生ずるかは、粘性土の物性としてのクリープ特性とダイレイタンス特性の優劣によって決まることになる。これが Schmertmann の問いかけに対する解答である。

Fig. 4 は軸圧や二次圧密期間が異なるいくつかの場合について、二次圧密期間中の主応力比 σ'_h/σ'_v の推移をまとめたものである。一次圧密終了点は $t_{100} \approx 200$ 分と推定され、この時点において計測される全応力比 σ_h/σ_v はほぼ一定値 $K_0^{NC} = \sigma'_h/\sigma'_v = 0.52$ に一致している。また、二次圧密領域においては K_0 値はしだいに上昇し、50 日後には $K_0^{QOC} = 0.77$ にまで達している。この上昇の傾向には、次のような特徴が認められる。すなわち、 $t = 200$ 分から $t = 4000$ 分付近までの間の K_0 値の上昇の様相とそれ以降のものとは明らかに傾向が異なり、対数時間に対する主応力比の変動は近似的に2本の直線で表現される。いま二次圧密の前半における K_0 値の上昇割合の低い部分を Phase I、また後半の上昇割合の高い部分を Phase II とよぶことにする。Fig. 4 には二次圧密期間の最も長い50日間の長期圧密に対する軸方向変位

(沈下)-時間曲線を併記しているが、Phase I では二次圧密係数 $C_\alpha = de/d\log_{10} t$ の値は、 $C_\alpha = 1.37 \times 10^{-2}$ から 5.7×10^{-3} 程度に漸減するのに対し、Phase II では $C_\alpha \approx 2.4 \times 10^{-3}$ の一定値をとる。このように、二次圧密における K_0 値の変化、すなわち側圧の増大と、二次圧密速度との間に明確な対応が認められる。

さらに、さきの Fig. 3 とこの Fig. 4 とを対比するとわかるように、Fig. 4 の Phase II に入ると Fig. 3 では平均ひずみ $\epsilon_{v01}/3$ が収束する傾向を示す。逆にいえば、 $\epsilon_{v01}/3$ の収束と偏差ひずみ ϵ の継続との差異が、二次圧密において K_0 値の著しい増加を生ずる原因となっている。この K_0 値の上昇の極限值については、Fig. 3 において平均ひずみ $\epsilon_{v01}/3$ が極限值をもつのに反し、偏差ひずみ ϵ が永久に継続するならば、 $K_0^{QOC} \rightarrow 1$ という静水圧状態に到達する可能性が考えられる (5. 計算例参照)。なお、これにより土の粒子配列が等方化に向かうことの例証として、二次圧密を受けたカオリン粘土の SEM (走査型電子顕微鏡) による微視的観察の報告⁹⁾がある。また、 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ なる Jaky の式は、その誘導の過程からみて、経時効果をもつ土質には適用さるべきでないと考えられる。すなわち、経時効果によりせん断開始時の応力点は異なっても、残留強度状態での内部摩擦角 ϕ' (有効応力表示) は正規圧密粘土とほぼ等しいことが知られている⁵⁾。

Phase II における K_0 値の極端な上昇は、Fig. 4 の時間軸 (横軸) が対数目盛であることにより強調されているためであり、普通時間軸ではもちろん Phase I より上昇の割合は小さい。なお、長期圧密期間中の K_0 状態 ($\epsilon_h = 0$) の保持に関しては、実験上避けがたい種々の誤差に基づく K_0^{QOC} の値の変化の精度が十分検討されなけれ

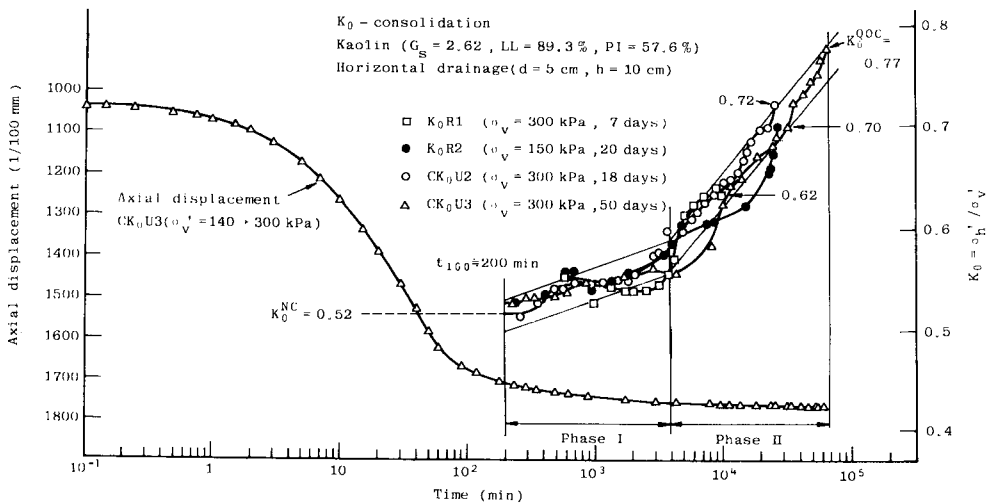


Fig. 4 Result of long-term K_0 triaxial consolidation tests.

ばならないが、少なくとも本実験では、さきの Fig. 3 において平均ひずみ $\epsilon_{vol}/3$ の変動が $t=10^4$ 分で全く収束し、一定応力下 ($p=一定, q=一定$) で圧縮も膨張も生じていないことが、この三軸装置による長期圧密実験全体の精度に対する1つの保証となると考えられる。

Fig. 4 にまとめた結果は、直径 5 cm, 高さ 10 cm のカオリン粘土供試体の側面に濾紙を巻き、側方排水により K_0 圧密を行った実験のものである。別に、直径 5 cm, 高さ 4 cm の偏平な供試体を用いて上下両面排水により K_0 圧密を行う実験でも、二次圧密期間中の K_0 値の推移

と沈下特性はほぼ同様の結果を得た (後掲 Fig. 6 の実測値参照)。したがって、上記の結果は圧密時の排水方向の相違には関係なく成立すると考えられる。

上述のような側圧の変化により、カオリン粘土の二次圧密において平均主応力 p および偏差応力 q はそれぞれ増大および減少する。Fig. 5 (a), (b) は、Fig. 4 に示した沈下曲線に対応する実験について、間隙比 e に対して p および q をプロットしたものである。二次圧密の進行は、 $\sigma'_v=一定$ なる応力の制約条件から e 軸に平行な直線となる (Fig. 1 (b) 参照) が、平均主応力 p および偏差応力 q の変化は図のように二次圧密の後半、すなわち Phase II において顕著である。また、Fig. 5 (c) は有効応力径路内に二次圧密の2つの相を記入したものであり、後半の Phase II において K_0 値 (K_0^{QC}) の増大が著しいことがこの図からも判明する。

5. ダイレイタンスーを考慮したレオロジーモデルによる考察

三次元線形粘弾性モデルの一般的な構成式は、

$$\text{体積変化に対して, } P s = Q e \dots\dots\dots (5 \cdot a)$$

$$\text{形状変化に対して, } P' S = Q' E \dots\dots\dots (5 \cdot b)$$

と書かれる¹⁰⁾。ここに、 s は平均応力、 S は偏差応力、 e は平均ひずみ、 E は偏差ひずみの一般的表示である。また、 P, P', Q, Q' は、

$$\left. \begin{aligned} P &= \sum_0^m p_k \frac{d^k}{dt^k}, & Q &= \sum_0^n q_k \frac{d^k}{dt^k} \\ P' &= \sum_0^{m'} p'_k \frac{d^k}{dt^k}, & Q' &= \sum_0^{n'} q'_k \frac{d^k}{dt^k} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

なる微分演算子を含めた互いに独立な係数であり、これらによって材料のレオロジー挙動を記述することができる。

式 (5・a), (5・b) は前述の式 (4) の実線で示した対応を表現したものにはかならないが、土質材料ではいまでもなく式 (4) の破線の対応を無視し得ない。すなわち、通常の粘弾性構成関係にダイレイタンスーの効果を導入することが必要である。

そこで、ダイレイタンスーに起因する応答を

$$P^* S = Q^* e \dots\dots\dots (5 \cdot c)$$

と書けば、さきの式 (5・a) と合わせて、全体積変化に対して、

$$P s + P^* S = (Q + Q^*) e \dots\dots\dots (5 \cdot d)$$

となる。ここに、

$$P^* = \sum_0^{m^*} p_k^* \frac{d^k}{dt^k}, \quad Q^* = \sum_0^{n^*} q_k^* \frac{d^k}{dt^k} \dots\dots\dots (6)'$$

なる演算パラメーターは、時間遅れを伴う材料のダイレイタンスー挙動を記述する互いに独立な係数である。

このような材料の一次元変形条件 (K_0 条件) に対す

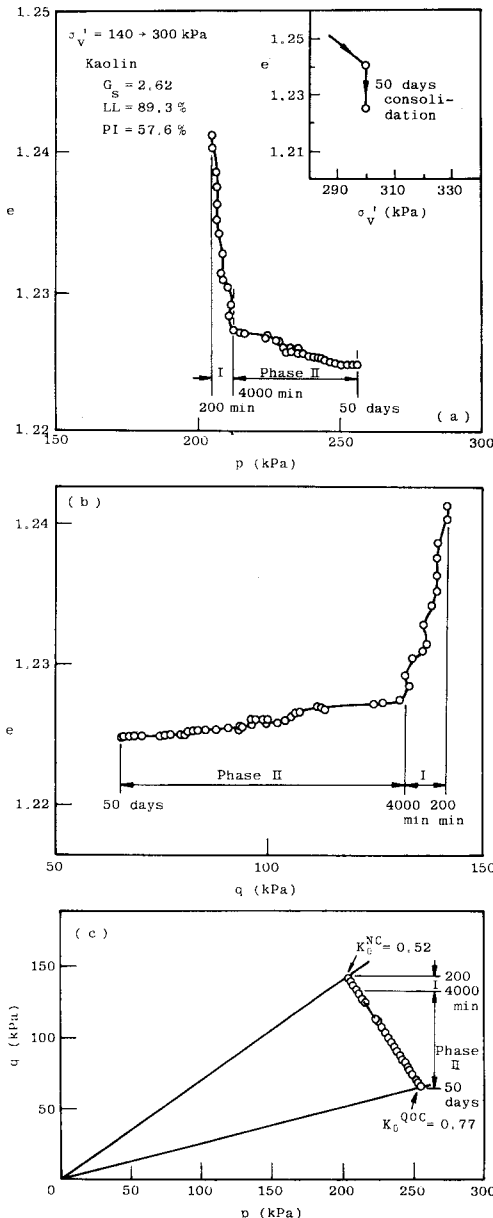


Fig. 5 Variation in stresses during secondary compression.

る構成関係は、次のようにして誘導することができる。

すなわち、まず一軸応力 σ_v のみに対する式、

$$\left. \begin{aligned} \{(P+2P^*)Q'+2(Q+Q^*)P'\}\sigma_v &= 3(Q+Q^*)Q' \cdot \varepsilon_v \\ \{(P+2P^*)Q'-(Q+Q^*)P'\}\sigma_v &= 3(Q+Q^*)Q' \cdot \varepsilon_h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

を水平方向の応力 σ_h (2成分) にも繰返し適用することにより、 σ_v と 2つの σ_h によって生ずる寄与の重ね合せとして各ひずみを表現して、微分方程式を定式化する。

このようにして得られる K_0 条件 ($\varepsilon_h=0$) 下の関係は、

$$\{2(P+2P^*)Q'+(Q+Q^*)P'\}\sigma_h = \{(Q+Q^*)P'-(P+2P^*)Q'\}\sigma_v \dots\dots\dots (8 \cdot a)$$

$$\begin{aligned} \{(P+2P^*)Q'+2(Q+Q^*)P'\}\sigma_v \\ + 2\{(P+2P^*)Q'-(Q+Q^*)P'\}\sigma_h \\ = 3(Q+Q^*)Q' \cdot \varepsilon_v \dots\dots\dots (8 \cdot b) \end{aligned}$$

実際には、既知の鉛直応力 σ_v に対してまず未知の水平応力 σ_h を式 (8・a) により求め、これを式 (8・b) に代入して未知の鉛直ひずみ ε_v を見出すことになる。なお、ダイレイタンスーを考慮しない従来の粘弾性理論では、上式中の *印の項がない。つまり、演算パラメーターにおける両者の相違は、

$$\begin{array}{ll} \text{[non-dilatant]} & \text{[dilatant]} \\ P & \longleftrightarrow P+2P^* \\ Q & \longleftrightarrow Q+Q^* \end{array}$$

となっている。

いま、前述の Fig. 3 に示した排水クリープ試験 (p, q : 一定) の結果より、正規圧密粘土の材料特性の粗い近似として、全体積変化 e のうち、純粋に平均応力 s によるものには弾性挙動 (体積弾性係数 K)、ダイレイタンスーにはばね-Voigt 系モデル (弾性係数 E_1^* , E_2^* , 粘性係数 $1/\mu_2^*$)、また偏差応力 S による形状変化 E には Maxwell モデル (E' , $1/\mu'$) を仮定する。さらに、作用応力として階段荷重 $\sigma_v = \sigma_0 \cdot H(t)$ を採用すると、そのラプラス変換は $\bar{\sigma}_v = \sigma_0/s$ となる。ただし、この場合の s は、時間 t の変換場での慣用のパラメーターである。

さきの材料特性を表現する演算パラメーターは次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} P=1, Q=3K \\ P^*=1+p_1^* \frac{d}{dt}, Q^*=q_1^*+q_2^* \frac{d}{dt} \\ P'=1+p_1' \frac{d}{dt}, Q'=q_1' \frac{d}{dt} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} p_1^* &= \frac{1}{E_1^*+E_2^*} \frac{1}{\mu_2^*}, q_2^* = \frac{E_1^*E_2^*}{E_1^*+E_2^*} \\ q_1^* &= \frac{E_1^*}{E_1^*+E_2^*} \frac{1}{\mu_2^*}, p_1' = \frac{1}{E'\mu'}, q_1' = \frac{1}{\mu'} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

これに対応して、ラプラス変換した写像場では、

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}=1, \bar{Q}=3K \\ \bar{P}^*=1+p_1^*s, \bar{Q}^*=q_1^*+q_2^*s \\ \bar{P}'=1+p_1's, \bar{Q}'=q_1's \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

一方、式 (8・a, b) の写像場の解は、

$$\bar{\sigma}_h = \frac{(\bar{Q}+\bar{Q}^*)\bar{P}'-(\bar{P}+2\bar{P}^*)\bar{Q}'}{2(\bar{P}+2\bar{P}^*)\bar{Q}'+(\bar{Q}+\bar{Q}^*)\bar{P}'} \bar{\sigma}_v \dots\dots\dots (11 \cdot a)$$

$$\bar{\varepsilon}_v = \frac{3(\bar{P}+2\bar{P}^*)\bar{P}'}{2(\bar{P}+2\bar{P}^*)\bar{Q}'+(\bar{Q}+\bar{Q}^*)\bar{P}'} \bar{\sigma}_v \dots\dots\dots (11 \cdot b)$$

であるから、式 (11・a) に式 (10) を代入して演算を行えば次式となる。

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_h &= \frac{\sigma_0}{s} \frac{(p_1'q_2^*-2p_1^*q_1')s^2 + \{(q_2^*-3q_1') \\ &\quad + (3K+q_2^*)p_1's + (3K+q_2^*) \\ &\quad + (3K+q_2^*)p_1's + (3K+q_2^*)\}}{s(p_1'q_2^*+4p_1^*q_1')s^2 + \{(q_1^*+6q_1') \\ &\quad + (3K+q_2^*)p_1's + (3K+q_2^*)\}} \\ &= \sigma_0 \left[\frac{1}{s} - \frac{3q_1'(2p_1^*s+3)}{(p_1'q_2^*+4p_1^*q_1')s^2 + \{(q_1^*+6q_1')p_1's + (3K+q_2^*)\}} \right] \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

いま、上式の右辺括弧内第 2 項の分母を 0 とおいたものの根を $s=-\lambda_1$, $s=-\lambda_2$ ($\lambda_1 > \lambda_2 > 0$) とする。これにより、式 (12) を部分分数に分解してラプラスの逆変換を行えば次式を得る。

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_0 \left[1 - \frac{3q_1'}{p_1'q_2^*+4p_1^*q_1'} \frac{1}{\lambda_1-\lambda_2} \right. \\ &\quad \left. \times \{2p_1^*(\lambda_1 e^{-\lambda_1 t} - \lambda_2 e^{-\lambda_2 t}) + 3(e^{-\lambda_2 t} - e^{-\lambda_1 t})\} \right] \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

これが、式 (9) の材料特性をもつ粘性土が一次元的な変形条件下で階段荷重 $\sigma_v = \sigma_0 \cdot H(t)$ を受けたときの側圧変動を与える式である。

$t=0$ において、

$$\sigma_h(0^+) = \sigma_0 \left[1 - \frac{6p_1^*q_1'}{p_1'q_2^*+4p_1^*q_1'} \right] \dots\dots\dots (14)$$

となるから、この材料は載荷の瞬間 ($t=0$) に載荷応力より小さい有限な側圧を発生し、時間とともに式 (13) に従って側圧が変化して、 $t=\infty$ において載荷応力と等しい側圧にまで上昇することになる。この時点で静水圧状態 ($K_0=1$) となるのは、せん断クリープに対して液体型の Maxwell モデルを採用したためであり、もし Voigt モデルや 3 要素のばね-Voigt 系モデルのような固体型のレオロジーモデルを用いれば、側圧の終局値は載荷応力 σ_0 より小さい値となる。

次に、鉛直方向ひずみの時間的变化に関しては、式 (11・b) よりさきの側圧と同様の計算を行って逆変換すると、

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{3\sigma_0}{p_1'q_2^*+4p_1^*q_1'} \frac{1}{\lambda_1-\lambda_2} \left[2p_1^*p_1'(\lambda_1 e^{-\lambda_1 t} - \lambda_2 e^{-\lambda_2 t}) \right. \\ &\quad \left. + (3p_1'+2p_1^*)(e^{-\lambda_2 t} - e^{-\lambda_1 t}) + 3\left\{ \frac{1}{\lambda_2} (1 - e^{-\lambda_2 t}) \right\} \right] \end{aligned}$$

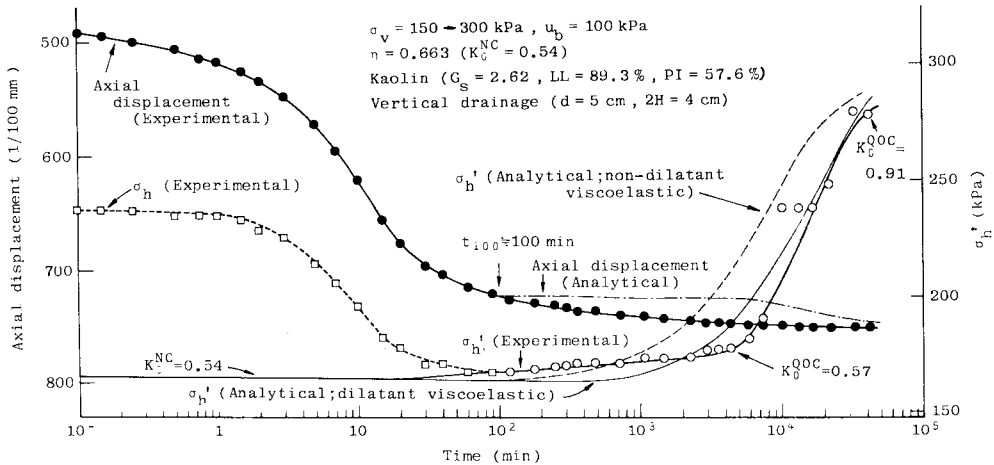


Fig.6 Change of horizontal stress and axial displacement during long-term 1-D compression.

$$-\frac{1}{\lambda_1}(1 - e^{-\lambda_1 t}) \Big] \dots\dots\dots (15)$$

が得られる。式(9)の特性をもつ正規圧密粘土のレオロジーモデルにおける二次圧密曲線は、この式を用いて計算することができる。

二次圧密期間中の粘性土の側圧変化を式(13)により計算した結果は、Fig.6に示すようである。計算に使用したレオロジー定数は次のとおりである。

- $K = 3\,920 \text{ kPa} \text{ (} 40 \text{ kgf/cm}^2 \text{)}$
- $E_1^* = 8\,820 \text{ kPa} \text{ (} 90 \text{ kgf/cm}^2 \text{)}$
- $E_2^* = 13\,230 \text{ kPa} \text{ (} 135 \text{ kgf/cm}^2 \text{)}$
- $1/\mu_2^* = 4.9 \times 10^8 \text{ kPa} \cdot \text{min} \text{ (} 5 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{min)}$
- $E_1' = 980 \text{ kPa} \text{ (} 10 \text{ kgf/cm}^2 \text{)}$
- $1/\mu_1' = 1.63 \times 10^7 \text{ kPa} \cdot \text{min} \text{ (} 1.67 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{min)}$

これらの定数について、体積圧縮係数 K はカオリン粘土の等方圧密試験により求められた値であり、また他のレオロジー定数は同じ試料の平均主応力一定排水せん断試験 ($p = 200 \text{ kPa}$) における $q \sim \epsilon \sim t$, $q \sim v \sim t$ 関係より求められた値を用いている。この図により、側圧は当初の一次圧密終了時のもの(計算例では $K_c^{NC} = 0.54$) をしばらく保持したのち半対数紙上で急激に上昇して、長期間後には上載圧に等しい値に近づくことが知られる。前述したカオリン粘土に対する K_c 三軸長期圧密試験の結果(図中の実験値)と比較すれば、式(13)がかなり良好な解析解であるということができよう。

なお比較のため、式(5・c)の応答を考えない、いわゆる non-dilatant な材料に対する側圧変化を Fig.6 に併記した。これにより、ダイレイタンスーを考慮した場合の方が、二次圧密における側圧上昇が遅れることが明らかである。

本節で述べた解析は、あくまでも単純なレオロジーモ

デルを用いた線形粘弾性理論に基づくものであり、土の材料特性の主要な因子としての非線形性や非回復性(塑性)、さらには種々の硬化特性などは現段階では考慮されていない。したがって、式(15)による鉛直ひずみの計算値と二次圧密の実測曲線との一致は、Fig.6中に示すようによくない。これらを取り入れた解析は、二次圧密土への載荷時の強度や変形挙動とともに今後の研究課題である。

6. 結 論

粘性土の二次圧密は、土構造物や基礎の完成後も長期間にわたって継続する沈下の現象として古くから知られており、その機構を解明しようとする研究も少なくない。本研究では、いわゆる古い正規圧密粘土の擬似過圧密特性を、二次圧密における状態変化という観点からとらえ、状態境界面の概念に基づいてその機構を説明した。得られた結論を列記すれば、次のようになる。

(1) 一次元圧密 (K_0 圧密) における応力とひずみのそれぞれに対する制約条件を明示し、二次圧密中の粘性土の状態はこれらを満足するような方法で推移することを説明した。

(2) 粘性土の構成関係の中で、ダイレイタンスー(体積クリープ)とせん断クリープの時間遅れの差異が二次圧密における状態変化の様相を支配することを示し、カオリン粘土の排水クリープ実験の結果に基づいて、後者が前者より卓越するようなこの種の土質では K_0 条件下で側圧が上昇せねばならないことを述べた。

(3) 新たに試作した K_0 三軸圧密試験装置を用いて長期間の二次圧密実験を行い、カオリン粘土供試体からの排水方向の差異にかかわらず、二次圧密の後半には側圧が著しく増大し、加えてこのような静止土圧係数 K_0

の増加が二次圧密曲線の形状にもそのまま反映することを示した。

(4) 上述のような粘性土の長期圧密特性を解析する近似的手法として、ダイレイタンスーを考慮した三次元粘弾性モデルによる計算を行い、レオロジーモデルの定数を決定して現象の定量的把握に努めた。これは線形粘弾性モデルによっているが、弾粘塑性構成式の確立のためには、レオロジー定数の非弾性的特性を導入することによって、解析の精度を増すことが必要である。

本研究に関連して、昭和58年・59年の両年度にわたり、「 K_0 圧密地盤の変形・強度特性と設計パラメーターに関する研究」なる課題に対し、文部省科学研究費補助金(試験研究)の交付を受けたことを付記して謝意を表す。また、実験には京都大学大学院学生石黒 健・松田道雄君の助力を得たことを感謝する。

記 号

[AP]: aging 面 (Fig. 1)

$C_a = de/d \log_{10} t$: 二次圧密係数

d : 供試体の直径

E : 偏差ひずみ (5.)

E', E^*, E^* : レオロジーモデルの弾性係数

e : 間隙比, 平均ひずみ (5.)

H : 鉛直方向排水における最大排水距離

$H(t)$: Heaviside の階段関数

h : 供試体の高さ

K : レオロジーモデルの体積弾性係数

$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$: 静止土圧係数

K_0^{NC} : 正規圧密状態での静止土圧係数

K_0^{OC} : 擬似過圧密(二次圧密)状態での静止土圧係数

P, Q, P', Q', P^*, Q^* : 微分演算子を含むレオロジー定数

$p = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$: 平均有効応力

$q = \sigma'_v - \sigma'_h$: 主応力差 (偏差応力)

S : 偏差応力 (5.)

s : 平均応力 (5.), ラプラス変換場での時間変数

SBS: 状態境界面

t : 時間

t_{100} : 一次圧密終了時刻

u : 過剰間隙水圧

$\varepsilon = \varepsilon_v - \varepsilon_{vol}/3 = 2/3 \cdot (\varepsilon_v - \varepsilon_h)$: 偏差ひずみ

ε_h : 水平ひずみ

ε_v : 鉛直ひずみ (軸ひずみ)

ε_{vol} : 体積ひずみ

$\varepsilon_{vol}/3$: 平均ひずみ

σ_0 : 上載圧

σ_h : 水平方向の垂直応力 (全応力)

σ'_h : 水平方向の垂直応力 (有効応力)

σ_v : 鉛直方向の垂直応力 (全応力)

σ'_v : 鉛直方向の垂直応力 (有効応力)

λ_1, λ_2 : パラメーター (式 (13), (15) 参照)

$1/\mu', 1/\mu_0^*$: レオロジーモデルの粘性係数

$\eta = q/p$: 有効応力比

参 考 文 献

- 1) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings (7th Rankine Lecture), Geotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 83-117, 1967.
- 2) 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.
- 3) Schmertmann, J. H.: A simple question about consolidation, Proc. ASCE, Vol. 109, GT-1, pp. 119-122, 1983.
- 4) 赤井浩一・佐野郁雄: 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.
- 5) 赤井浩一・佐野郁雄・馬 時冬・石黒 健: 遅延圧密に関する実験的研究, 京大防災研究所年報, No. 27 B-2, pp. 49-63, 1984.
- 6) 足立紀尚・佐野郁雄: 過圧密粘土の力学特性, 土と基礎, Vol. 33, No. 3, pp. 3-8, 1985.
- 7) 大西有三・安川郁夫: K_0 圧密三軸試験, 地質と調査, No. 4, pp. 31-35, 1980.
- 8) 大河内保彦: 三軸装置を用いた土の K_0 圧密特性の基礎的研究, 東大博士論文, pp. 198-281, 1981.
- 9) 嘉門雅史・金剛一智: カオリン粘土の一次圧密・二次圧密中の土構造変化について, 土木学会第38回年次学術講演会講演概要集, III-245, pp. 489-490, 1983.
- 10) Flügge, W.: Viscoelasticity, Blaisdell Publ., pp. 97-110, 1967.

(1984. 12. 21・受付)