

飽和粘土の K_0 値に関する実験的研究(An Experimental Study on K_0 -values of Saturated Clays)

森 脇 武 夫ⁱ⁾ (Takeo Moriwaki)
 藤 井 秀 憲ⁱⁱ⁾ (Hidenori Fujii)
 網 干 寿 夫ⁱⁱⁱ⁾ (Hisao Aboshi)

キーワード：クリープ／試験方法／静止土圧／ダイ
 レイタンシー／土の構成式／二次圧密／粘性土／飽
 和土 (IGC : D 6/D 5)

1. ま え が き

弾塑性あるいは弾・粘塑性有限要素法を用いて地盤の挙動解析を行う際には、地盤の初期応力状態を規定する必要がある。その際、堆積過程を経て形成されることの多い自然地盤は通常一次元状態にあり、鉛直応力と水平応力を決定すれば応力状態を規定したことになる。そして、鉛直応力 σ_v' は土被り圧より容易に計算できるが、水平応力 σ_h' は直接計算することができない。そこで、水平応力 σ_h' は、一次元状態での水平応力と鉛直応力の比である静止土圧係数 K_0 値 ($=\sigma_h'/\sigma_v'$) を用いて $\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_v'$ として一般に求められている。このように土の K_0 値を決定するということは地盤の初期応力状態を決定することと等価なことであり、 K_0 値の評価は解析結果と密接に関係している。

また、土の K_0 値が一次元圧密過程中にどのように変化するか、あるいは他の力学的特性および物理的特性とどのような関係にあるのかを明らかにすることは、土の構成式を構築するうえで非常に重要な問題である。例えば、二次圧密中の K_0 値の変動は、ひずみ増分方向を規定する塑性あるいは粘塑性ポテンシャル曲面の時間的变化と密接に関係している。

このように K_0 値に関する研究は、土の構成式を確立するといった学問的な問題ばかりでなく、実地盤の挙動を解析するといった実用的な問題に対しても重要である。そのため、 K_0 値に関する研究はこれまで数多くなされ、一次圧密中の K_0 値はほぼ一定であるが、二次圧密中の K_0 値は増加、不変、減少の3つの場合があることなどが次第に明らかにされてきた^{1), 7)}。

しかし、これらの研究で行われた K_0 圧密試験の大半は、側方変位が直接あるいは間接的に測定できるような三軸試験機を用いて行われ、この場合は側方変位が生じないように応力が制御されている。しかし、実際にはわずかながら側方変位が生じてから応力を制御するのが普通であり、側方変位を全く生じさせないようにするためには、予め K_0 値を想定し応力を制御する必要がある。そのため得られた結果は、 K_0 条件を満足できなかったため生じた多少の誤差や、研究者の主観が入ったものとなっている。

また、荷重を瞬時に載荷する段階載荷型の K_0 圧密試験においては、円柱供試体の外周面の半径方向の変位を全く生じないようにしても、半径方向に排水を行えば供試体の外側から硬化が進み、供試体内部が圧密途中および終了後も半径方向に不均質になる。従って、得られた K_0 値も排水方向と変形方向が一致する通常の一次元圧密で得られるものとは若干異なったものとなる。

そこで本研究では、側方変位を測定し応力を制御する方法を用いず、圧密期間中の応力比を常に一定とする漸増異方圧縮試験を数種類の応力比について行った。このとき、供試体内部に過剰間隙水圧が発生し、供試体が不均質にならないように極めて遅い速度の漸増載荷を行い、その際に生じる変形状態をつぶさに観察することによって、 K_0 条件となる応力状態を推定した。また、所定の応力に達したら、そのままの応力状態を保ち、排水クリープ挙動を観察することによって、二次圧密中の K_0 値の変化を検討した。

2. K_0 圧密試験と制約条件2.1 K_0 圧密の制約条件

K_0 値 (静止土圧係数) とは、水平方向の変形が生じないで鉛直方向の変形だけが生じる場合の水平方向の応力 σ_h と鉛直方向の応力 σ_v の比である。したがって、 K_0 条件とは円筒座標系を用いて表せば次のようである。

$$\varepsilon_r = \varepsilon_\theta = 0 \quad (1a)$$

$$\gamma_{r\theta} = \gamma_{\theta z} = \gamma_{zr} = 0 \quad (1b)$$

$$\varepsilon_z \neq 0 \quad (1c)$$

i) 広島大学工学部第四類 助手 (東広島市西条町下見)

ii) 姫路市下水道局下水道建設部

iii) 広島大学工学部第四類 教授

(1986.10.12 原稿受付・討議期限 1989.1.1, 要請があれば1か月の期限延長可能)

ここに、 $\varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z$ はそれぞれ半径、円周、軸方向の直ひずみ、 $\gamma_{r\theta}, \gamma_{\theta z}, \gamma_{zr}$ はそれぞれせん断ひずみである。式(1)は三軸圧密試験等で用いられる円柱供試体における K_0 条件とは、半径および円周方向に一樣な軸ひずみだけが生じ、半径および円周方向には変化するものがない、すなわち一次元状態であることを表している。

そして、このような条件下での半径方向の応力 σ_r 、または円周方向の応力 σ_θ と、軸方向の応力 σ_z の比をもって K_0 値としている。本論文では有効応力に関する K_0 値 (K_0') と全応力に関する K_0 値 (K_0^T) を次のように区別して表す。

$$K_0' = \frac{\sigma_r'}{\sigma_z'} = \frac{\sigma_\theta'}{\sigma_z'} \quad (2a)$$

$$K_0^T = \frac{\sigma_r}{\sigma_z} = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_z} \quad (2b)$$

2.2 応力およびひずみパラメータ

本研究では三軸セルを用いて実験を行っているため、応力およびひずみパラメータも三軸圧縮試験等で通常使用されているパラメータを用いる。すなわち、応力パラメータは、平均有効応力 p 、主応力差 q 、および応力比 η であって、次式で定義される。

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_a' + 2\sigma_r') \quad (3a)$$

$$q = \sigma_a' - \sigma_r' \quad (3b)$$

$$\eta = \frac{q}{p} \quad (3c)$$

ここで、 σ_a' と σ_r' は三軸試験における有効軸圧と有効側圧である。また、本実験では後述するように過剰間隙水圧が十分消散できるような載荷速度で排水試験を行っているため、過剰間隙水圧は発生していない。したがって、全応力と有効応力は常に等しく、区別する必要はない。

そこで、式(2)で定義した K_0 値を、式(3)で定義した応力パラメータを用いて表せば、本実験の場合 K_0 値は次のようになる。

$$K_0' = K_0^T = \frac{3 - \eta_{K_0}}{3 + 2\eta_{K_0}} \quad (4)$$

ここに、 η_{K_0} は K_0 条件を満足させるような応力比である。

ひずみパラメータは、体積ひずみ v とせん断ひずみ r であって、次式で定義される。

$$\varepsilon_a = \ln\left(\frac{H_0}{H}\right) \quad (5a)$$

$$v = \ln\left(\frac{V_0}{V}\right) \quad (5b)$$

$$r = \varepsilon_a - \frac{v}{3} \quad (5c)$$

ここで、 ε_a は三軸円柱供試体の軸方向ひずみ (対数ひずみ)、 H_0 と H は初期および試験中の供試体の高さ、

V_0 と V は初期および試験中の供試体の体積である。また、ひずみにおいて上添字 e は弾性成分、 p は塑性成分、 vp は粘塑性成分を示すものとする。

また、式(1)で示した K_0 条件を式(5)で定義したひずみパラメータを用いて表せば

$$\frac{r}{v} = \frac{dr}{dv} = \frac{2}{3} \quad (6)$$

となり、 K_0 条件を保つためにはせん断ひずみ r と体積ひずみ v とのひずみ比、およびひずみ増分比が常に $2/3$ となる必要がある。

2.3 K_0 値と K_0 圧密試験法

K_0 値を求めるためには、前述したような K_0 圧密の制約条件を満足するような試験を行う必要がある。最も簡単に K_0 条件を満足させる方法は、標準圧密試験のようにモールドで半径方向への変形を拘束するとともに、排水を変形が生じる方向と同じ方向へ行うものである。この方法では一次元的な変形しか生じなく、供試体のどの部分を取りあげても K_0 条件を満足している。しかし、この方法ではモールドと供試体の間に働く周面摩擦の影響のために正確な応力の測定が困難である。更に、半径方向の応力 (拘束圧) を測定するためには計測器の原理上、何らかの変形が必要であり、厳密には K_0 条件を満たしていないことになる。

そこで、周面摩擦の影響を取り除き、正確な応力を測定するために、三軸セルを用いて円柱供試体の外周面での半径方向変位を生じないように側圧あるいは軸圧を制御する方法が用いられることが多い。この試験においては、半径方向の変位の測定、あるいは応力の制御に関して様々な方法が考案されている。その概要および特徴は文献 8)~15) で詳しく述べられており、ここでは省略する。いずれにしても、これらの方法では半径方向の変位を検出して初めて、その変位をなくす方向に応力を増減するのが普通であり、厳密には K_0 条件を満足することができない。また、半径方向の変位を全く生じさせないようにするためには、予め K_0 値を想定して応力を制御する必要がある。したがって、これらの試験で得られた K_0 値は、 K_0 条件を満足できなかったために生じた誤差や、試験者の主観が入ったものとなっている。

また、三軸セルを用いて K_0 圧密試験を行う場合には、松井・阿部¹⁶⁾が指摘するように様々な問題がある。すなわち、実際の K_0 圧密のように排水を変形方向と同じ軸方向に行くと圧密は軸方向に進行するため、供試体のすべての外周面で半径方向変位をゼロにするためには側圧を軸方向に変化させる必要がある。ところが、三軸セルでは流体圧によって側圧を載荷しているため、そのようなことは不可能である。そこで、通常の K_0 圧密試験では排水を半径方向に行っている。しかし、排水を半径方向

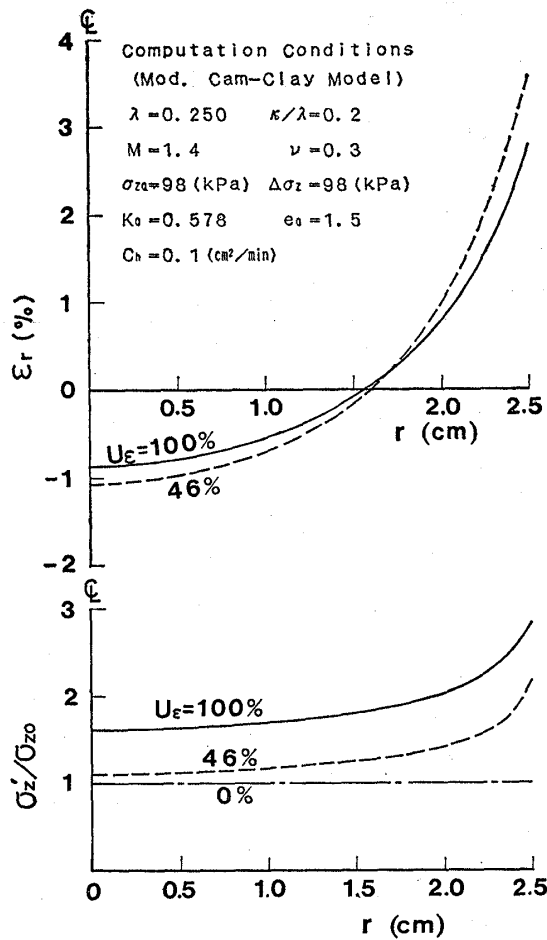
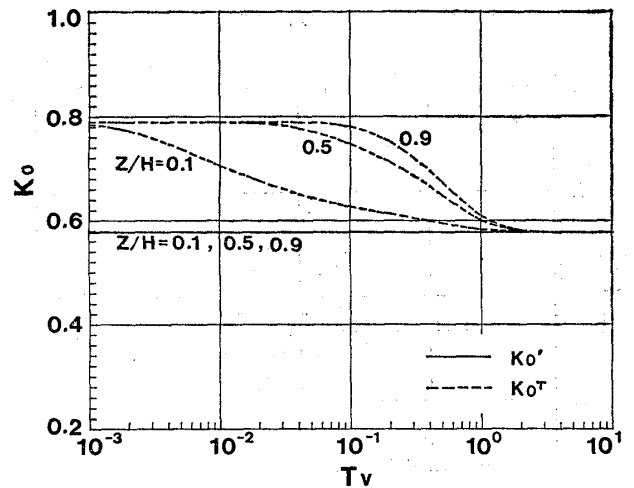


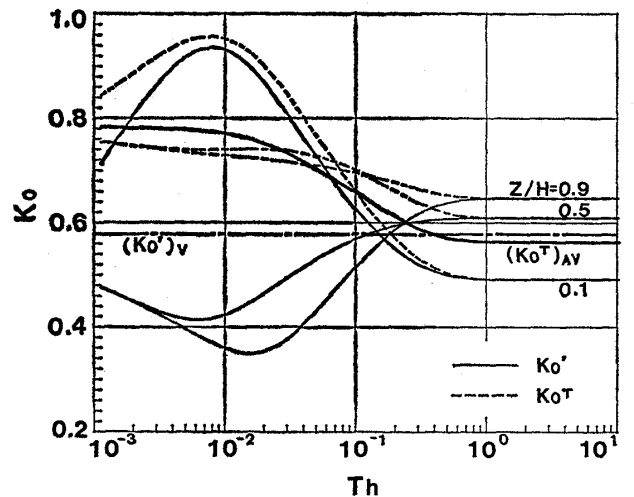
図-1 数値計算により求められた K_0 圧密三軸試験における半径方向ひずみと軸方向応力の分布

に行うと変形方向と排水方向が異なるため、供試体の外周面での半径方向の変位をゼロにしても供試体内部では軸方向ひずみだけでなく半径方向ひずみも発生し、一次元変形状態とはならない。そして、圧密が終了したときも、材料が弾性体であるなら供試体内部の半径方向ひずみもゼロとなるが、粘土のように塑性的性質を強く持つ材料ではそのようにはならず、供試体内部ではかなりの半径方向ひずみが残る。

図-1 は、弾塑性体（直径 5cm、高さ 10cm の円柱供試体）の K_0 圧密試験を、有限要素法によって数値実験して得られた半径方向ひずみと軸方向応力の半径方向分布を示したものである。この解析で用いた弾塑性体は、粘性土の挙動を良く表現しているとされる修正 Cam-clay モデル¹⁷⁾であり、排水は半径方向に行っている。この図から明らかなように、供試体の外周面の半径方向変位を完全にゼロにしても、供試体内部には半径方向ひずみがすべての圧密過程を通じて存在し、 K_0 条件は守られていない。また、軸方向応力にも半径方向の分布があり、これを平均して得られた軸方向応力と供試体外周面に作用する側圧とで K_0 値を算出しても、その材料の正しい K_0 値を求めたことにはならない。



(a) 軸方向排水



(b) 半径方向排水

図-2 数値計算により求められた K_0 圧密三軸試験における K_0 値の変化

図-2 は前述した円柱弾塑性体の K_0 圧密試験を、排水を半径方向と軸方向に行った場合の K_0 値の経時変化を示したものである。ただし、通常の三軸セルでは側圧は軸方向に一樣であるため、軸方向に排水を行って K_0 圧密試験を行うことはできず、モールド等で半径方向変位を拘束しなければならない。図-2 から明らかなように、軸方向に排水を行い排水方向と変形方向が一致し一次元変形状態である場合は、有効応力に関する K_0' 値は場所的にも時間的にも一定であるが、半径方向に排水を行い三次元的な変形が生じる場合は、 K_0' 値の時間的な変化は場所によって異なり、圧密が終了しても同じ値とはならない。また、供試体の外周面に働く側圧と平均的な軸方向応力との比で求めた全応力に関する K_0^T 値も、圧密が終了しても純粋な一次元変形状態で得られる正しい K_0 値とは一致せず、それより若干小さな値となっている。また、図-3 に示すように、圧密終了時の供試体全体の軸方向ひずみも排水を半径方向と軸方向に行った場合とでは異なり、半径方向に排水を行ったほうが

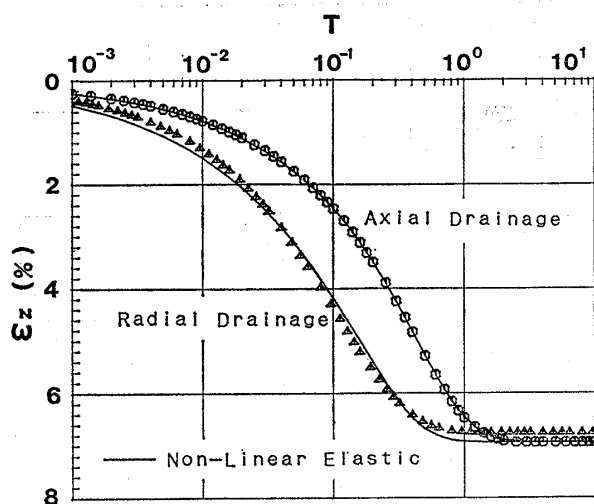


図-3 数値計算により求められた K_0 圧密三軸試験における軸ひずみ～時間関係

小さくなっている。これは、半径方向に排水を行うと供試体外周部から圧密が進行し、硬化したこの部分で軸方向応力を分担するようになるためである。ここで、図中の実線は数値実験で用いた弾塑性体と同様に圧密係数 C_σ が一定で、弾塑性体の正規圧密領域での剛性と等価な剛性を持つ非線形弾性体の圧密曲線である。

このように変形方向と排水方向とが一致しない K_0 圧密試験では松井・阿部¹⁶⁾が指摘したように一次元変形状態とはならず、得られた K_0 値およびひずみ量も純粋な K_0 条件下で得られたものとは異なったものとなる。そこで本研究では、供試体内部に間隙水圧が発生し、供試体が半径方向に不均質にならないように、ゆっくりとした速度の漸増载荷を行った。更に、半径方向の変位を測定し、 K_0 条件となるように応力を制御するという方法を用いず、载荷中の応力比を常に一定とする漸増異方圧縮試験を数種類の応力比について行った。そして、その際に生じる変形状態をつぶさに観察することによって、

表-1 各粘土の物理的および力学的性質

	広島粘土	柳井粘土Ⅲ	柳井粘土Ⅳ
種類	攪乱試料	不攪乱試料	不攪乱試料
採取深度 (m)	—	-10.9~-11.7	-15.8~-16.6
比重 G_s	2.68	2.64	2.66
液性限界 w_L (%)	66.3	66.8	82.6
塑性限界 w_P (%)	35.0	31.0	30.6
塑性指数 I_P (%)	31.3	35.8	52.0
圧縮指数 λ	0.2464	0.3036	0.5320
膨潤指数 κ	0.0200	0.0215	0.0321
CSL の応力比 M	1.65	1.89	1.61

K_0 条件となるような応力状態を推定した。

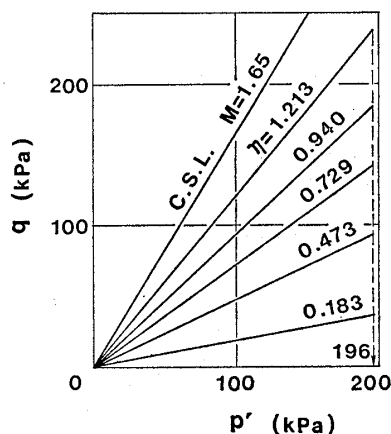
3. 実験方法

3.1 試料

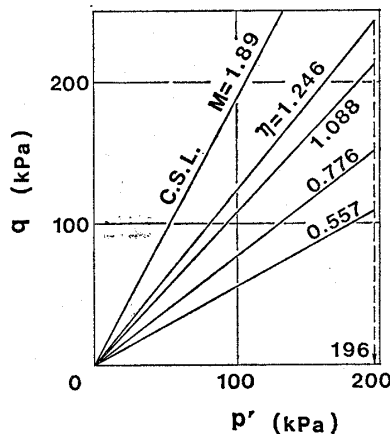
実験に用いた試料は、山口県柳井市沖より採取した柳井粘土と広島県広島市沖より採取した広島粘土であり、その物理的および力学的性質は表-1 に示すとおりである。ここで、圧縮指数 λ と膨潤指数 κ は、標準圧密試験を行って得られる $e \sim \ln(p)$ 関係を直線とみなし、正規圧密領域の直線の傾きと膨潤曲線の傾きより決定した。また、限界状態線の傾き M は、非排水三軸圧縮試験を行って得られた有効応力経路より決定された破壊時の応力比である。

柳井粘土は、山口県柳井市柳井湾に建設される中国電力柳井火力発電所の埋立て予定地の海底地盤からシンウォールサンプラーによって採取された不攪拌試料である。当地盤の上部粘土層は5層に分けることができ¹⁸⁾、本論文で取り上げるのは深度 -9.0m~-13.0m の第Ⅲ層（サンプリング深度 -10.9m~-11.7m）と深度 -13.0~-20.0m の第Ⅳ層（サンプリング深度 -15.8m~-16.6m）である。

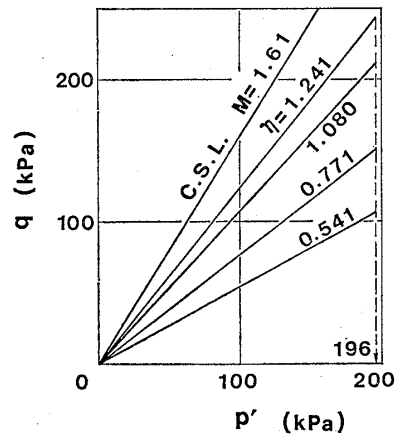
広島粘土は、液性限界の約2倍の含水比になるように水道水を加え、十分攪拌したのち、420 μ m ふりを通し、貝殻片等を取り除いた。この試料を十分脱気したの



(a) 広島粘土



(b) 柳井粘土Ⅲ
図-4 応力経路



(c) 柳井粘土Ⅳ

ち、予圧密セル（直径 25cm，高さ 40cm）に導き，約 49kPa の鉛直応力を加え，約 2 週間，一次元的に予圧密を行った。

3.2 実験装置および実験方法

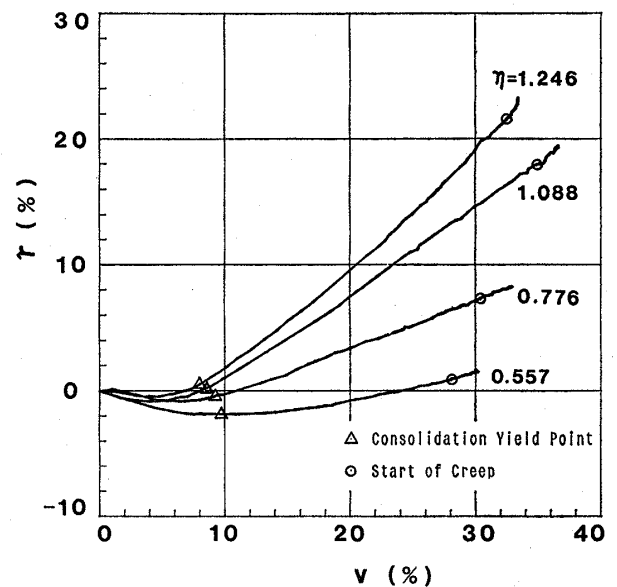
予圧密によって作成された試料，およびボーリングによって採取された試料から，直径 3.5cm，高さ 8.0cm の円柱形供試体を作成した。供試体にスリットを付けたペーパードレーン用のろ紙を二重に巻き，脱気水中で厚さ 0.2mm のゴムメンブレンを被せ，三軸セルにセットした。なお，供試体の上下両端面には摩擦の影響を軽減させるためにシリコングリースを塗布したゴムメンブレンを置いた。

試験は，一定の応力比で間隙水圧が十分消散できるような遅い速度で応力が増加される漸増载荷期間と，その後の一定応力状態で放置される排水クリープ期間から成っている。

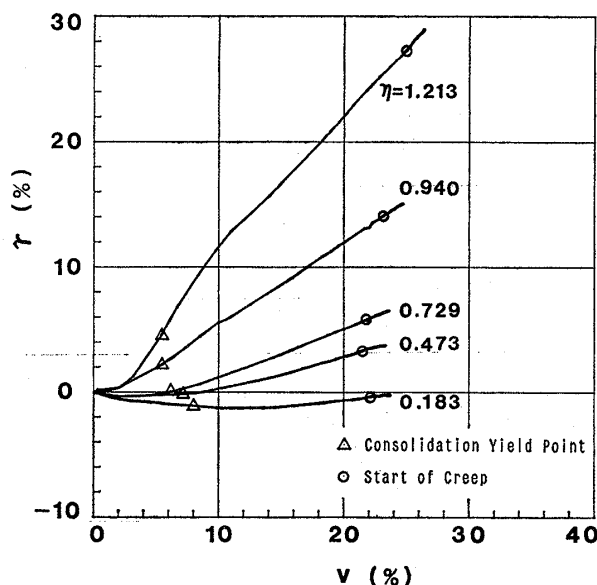
载荷は，载荷速度を 9.8kPa/day から 735kPa/day まで自由に変えることのできる漸増载荷装置を用いて行った。軸圧は，漸増载荷装置によって調整した空気圧を復動式のペロフラムシリンダーを介して与え，载荷ピストンに取り付けられたロードセルで測定した。側圧は，漸増载荷装置によって調整した空気圧をセル内の脱気水の水圧に変換して与え，ひずみゲージタイプの水圧計で測定した。軸圧と側圧は，漸増载荷期間中，応力比が常に一定で，载荷速度が 49kPa/day となるように調整されている。試験に用いた応力比は，図-4 に示すように 4～5 種類である。応力比一定の漸増载荷は，平均有効応力が $p' = 196\text{kPa}$ となるまで続け，この間に生じる変形状態を観測した。そして， $p' = 196\text{kPa}$ に達したら载荷を停止し，そのままの応力状態を保ち，排水クリー

プ挙動を観察した。

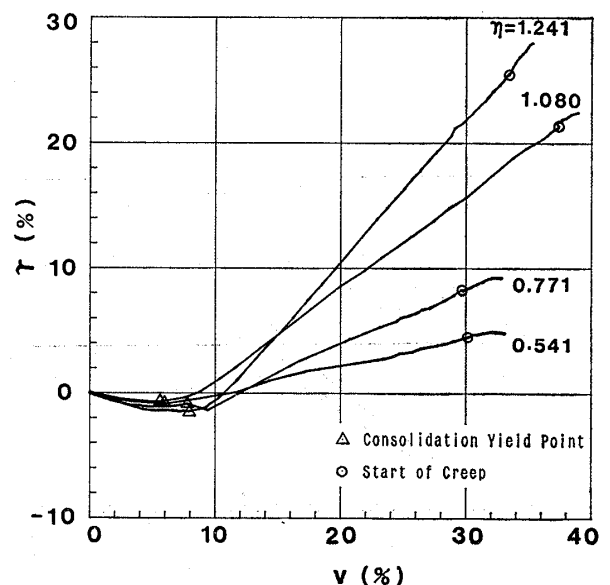
供試体からの排水量はペーパードレーンを介してビューレットで，軸方向変位はダイヤルゲージで測定した。供試体底面中央部の間隙水圧はひずみゲージタイプの水圧計で測定し，すべての試験期間を通じて過剰間隙水圧が十分に消散していることを確認している。また，一部の試験ではゴムメンブレンの透水性の有無を確認するため，非接触型の変位計を用いて半径方向変位も併せて測定した。その結果，半径方向変位と軸方向変位を用いて算出した体積ひずみと，排水量から求めた体積ひずみには有意差がなかったため，ゴムメンブレンの透水性は無視できるものと考えた。そして，本論文での体積ひずみは排水量より算出した値を用いた。なお，実験はす



(b) 柳井粘土III



(a) 広島粘土



(c) 柳井粘土IV

図-5 ひずみ経路

べて 98kPa のバックプレッシャーのもとで行った。

4. 実験結果と考察

4.1 漸増载荷期間中の挙動と K_0 値

本実験は、一定の応力比で応力が増加する漸増载荷期間と、その後の応力状態を一定に保った排水クリープ期間とに分けることができる。本節では、主として前者の漸増载荷期間中の挙動について考察する。図-5 は、すべての期間を通じてのせん断ひずみと体積ひずみの関係、すなわちひずみ経路を描いたものである。この図において、○印以前は漸増载荷期間中、○印以後は排水クリープ期間中の挙動である。

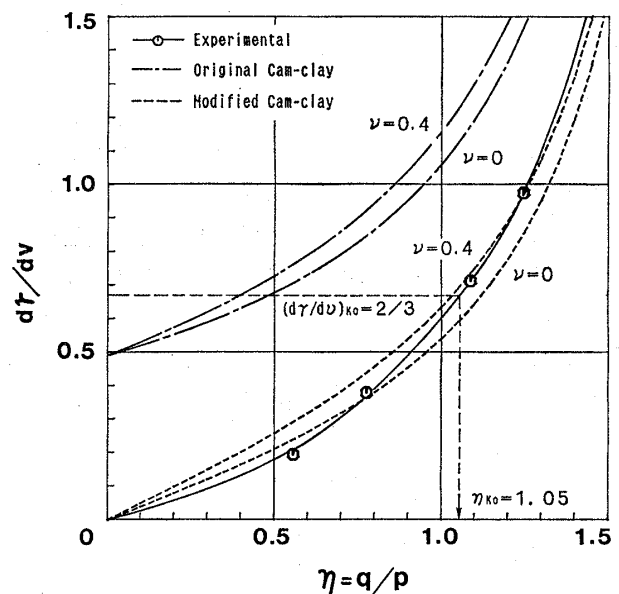
漸増载荷期間中のひずみ経路は、前半の曲線部とその後の直線部の2つに分けることができる。前半の曲線部でひずみ経路が湾曲しているのは、原地盤、および試料作成時に一次的に圧密されていた試料がサンプリングおよび三軸セルにセットされるときに応力解放され、過圧密状態となっていたためである。図中の△印は、軸方向応力が広島粘土においては予圧密（一次元圧密）時の鉛直応力に、柳井粘土においては標準圧密試験より得られた圧密降伏応力にそれぞれ達したときである。応力比などが異なるため、この△印点は標準圧密試験で決定される圧密降伏点と厳密な意味では異なるが、ここではこの点を圧密降伏点と呼ぶ。この△印点は前述したひずみ経路が曲線部から直線部へと移行する点と良く対応しており、この点以前は過圧密領域、以後は正規圧密領域と考えることができる。载荷が進み、正規圧密領域に入ると、ひずみ経路はほぼ直線となり、その傾きは応力比とともに大きくなっている。したがって、正規圧密領域において応力が増加し続ける場合のひずみ増分比は、応力

表-2 各粘土の K_0 値

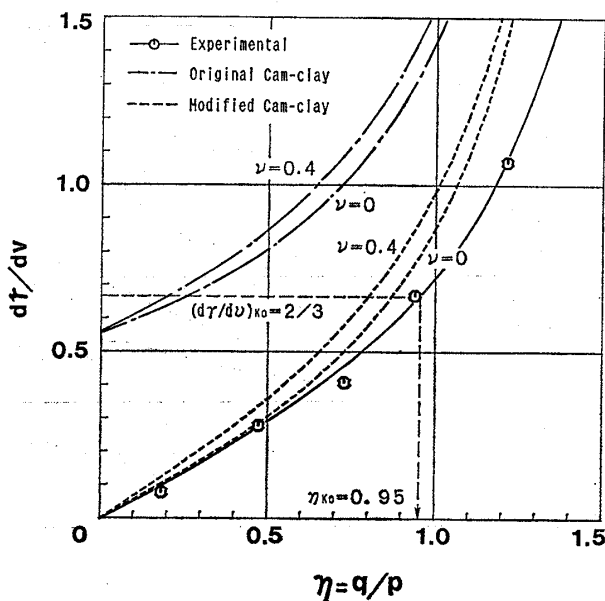
	広島粘土	柳井粘土Ⅲ	柳井粘土Ⅳ
η_{K_0}	0.95	1.05	1.00
K_0	0.42	0.38	0.40

比に応じて一定値となる。

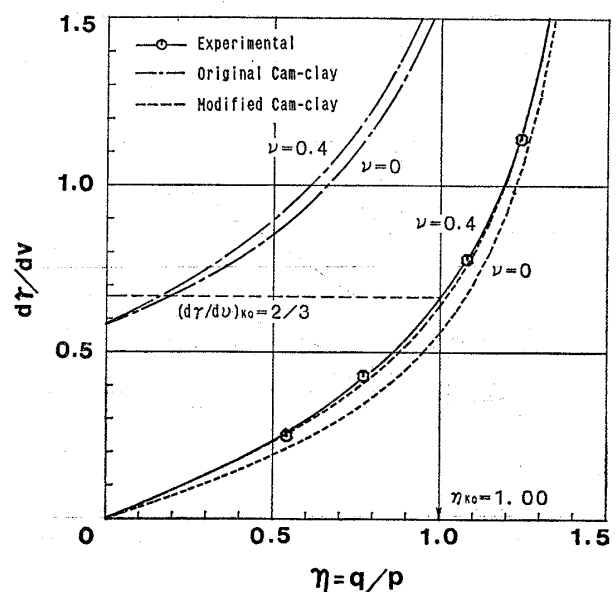
図-6 は、このときの応力比とひずみ増分比の関係を各粘土について描いたものである。なお、ひずみ増分比は、前述したように図-5 の正規圧密領域でのひずみ経路を直線と見なし、この直線の勾配で定義した。これらの図より、式(6)で示した K_0 条件を満足するようなひずみ増分比となる応力比を求めると表-2 に示すようになる。また、応力比一定で漸増载荷される場合のひずみ増分比は一定値となるため、その逆に K_0 条件を満足



(b) 柳井粘土Ⅲ



(a) 広島粘土



(c) 柳井粘土Ⅳ

図-6 応力比～ひずみ増分比関係

するひずみ増分比で圧密が進行する場合の応力比 (K_0 値) は、応力が増加し続ける期間、すなわち一次圧密中は一定であると考えられる。したがって、各粘土が正規圧密領域において一次元的に圧密される場合、一次圧密中の K_0 値は、表-2 に示すような値で、一定値になると考えられる。

また、図-6 には Cam-clay モデルを用いた場合のひずみ増分比と応力比の関係も併せて示してある。粘土を弾塑性体と考え、応力比一定の圧縮、および膨潤の際に、 $e \sim \ln(p)$ 関係が直線となり、それぞれの傾きを λ と κ とすると、ひずみ増分比は次式によって表せる。

$$\frac{d\gamma}{dv} = \frac{\kappa}{\lambda} \left(\frac{d\gamma}{dv} \right)^e + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) \left(\frac{d\gamma}{dv} \right)^p \quad (7)$$

ここに、 $(d\gamma/dv)^e$ と $(d\gamma/dv)^p$ はそれぞれひずみ増分比の弾性成分と塑性成分である。弾性則として Hooke 則を用いると、ひずみ増分比の弾性成分は次式で表される。

$$\left(\frac{d\gamma}{dv} \right)^e = \frac{2}{9} \frac{1+\nu}{1-2\nu} \frac{dq}{dp} \quad (8)$$

ここに、 ν はポアソン比である。また、弾塑性モデルとして Cam-clay モデルを用いると、ひずみ増分比の塑性成分は次式で表される。

・オリジナル Cam-clay モデル

$$\left(\frac{d\gamma}{dv} \right)^p = \frac{1}{M - (q/p)} \quad (9a)$$

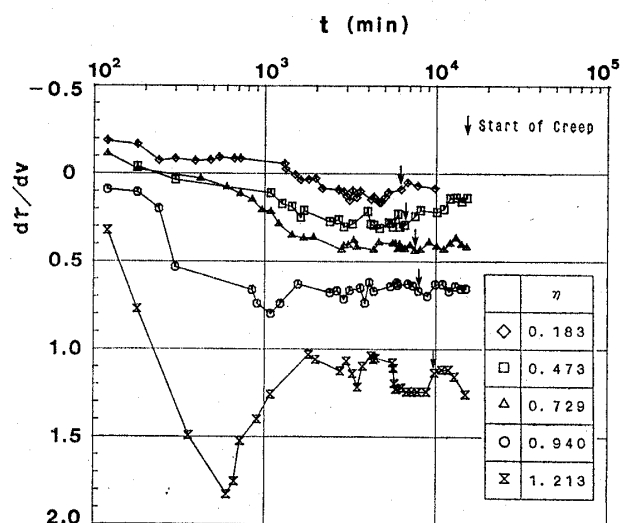
・修正 Cam-clay モデル

$$\left(\frac{d\gamma}{dv} \right)^p = \frac{2(q/p)}{M^2 - (q/p)^2} \quad (9b)$$

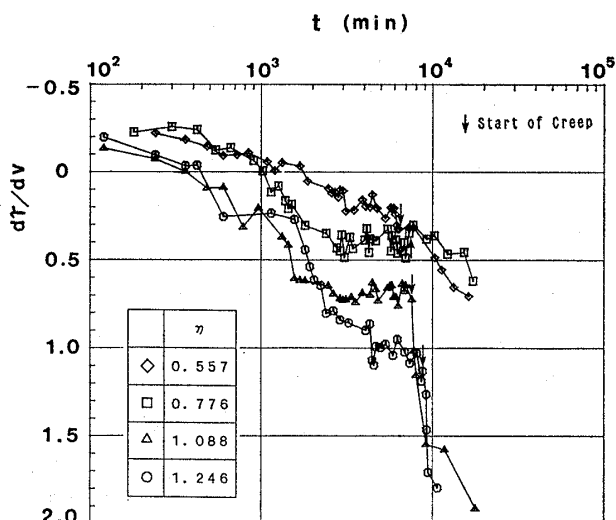
ここに、 M は限界状態線の傾き (応力比) である。

式 (7)~(9) に、表-1 で示した材料定数を代入して得られたひずみ増分比と応力比の関係は、図中の一点鎖線、および破線として示されている。ただし、土のポアソン比を決定することは容易なことではないため、ここではポアソン比が $\nu=0$ と 0.4 の極端な場合を示している。そして、実際の土はこの間にあると考えられる。

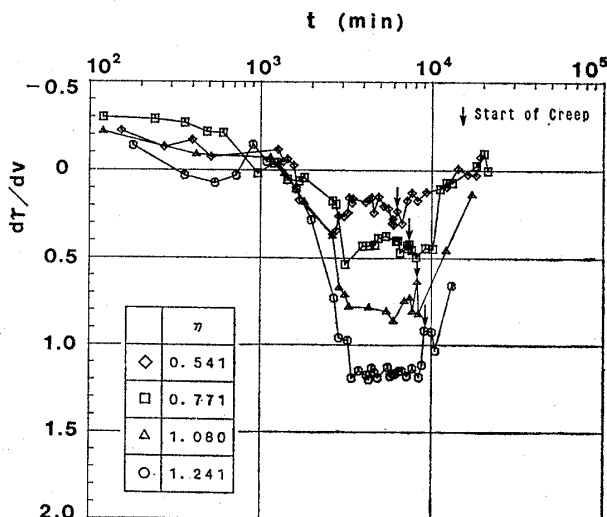
これらの図より、オリジナル Cam-clay モデルを用いて得られるひずみ増分比と応力比の関係は、実験で得られたものとはかなり異なったものとなっており、このモデルを用いて K_0 値を予測するとかなり大きな値を予測することになる。また、修正 Cam-clay モデルを用いて得られるひずみ増分比と応力比の関係は、実験値と比較的良好く一致しており、このモデルでは実際の K_0 値に近い値を予測することができる。また、Cam-clay モデルを用いた弾塑性理論によれば K_0 値は、式 (7)~(9) で示したように限界状態線の傾き M 、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、およびポアソン比 ν の関数となり、Jaky¹⁰⁾ の式のように破壊時の強度定数だけでは表現することができない。



(a) 広島粘土



(b) 柳井粘土Ⅲ



(c) 柳井粘土Ⅳ

図-7 ひずみ増分比の時間的变化

4.2 排水クリープ期間中の挙動と K_0 値

図-5 のひずみ経路において、○印以後は応力状態を一定に保った排水クリープ期間中の挙動である。これらの図より、排水クリープ期間中のひずみ経路は、広島粘土では漸増载荷期間中のひずみ経路の延長線上を進んでいるが、柳井粘土Ⅲでは漸増载荷期間中のひずみ経路よりせん断ひずみが卓越する傾向にあり、柳井粘土Ⅳではその逆に体積ひずみが卓越する傾向にある。

この様子をもう少し分かりやすくしたものが図-7 であり、各粘土のひずみ増分比の時間的変化を示している。前節でも述べたとおり漸増载荷期間中のひずみ増分比は、各試験の応力比によって若干異なるが時間が約 2000～3000 分経過し正規圧密領域に入ると、ほぼ一定値となっている。その後の排水クリープ期間中のひずみ増分比の時間的変化は、試験に用いた粘土によって異なり、広島粘土では漸増载荷期間中の値とほぼ同じで変化しないのに対し、柳井粘土Ⅲでは増加、柳井粘土Ⅳでは減少する傾向にある。したがって、広島粘土では排水クリープ期間中のひずみ増分比が時間的に変化しないため、 K_0 条件を満足するようなひずみ増分比となるためには、一定の応力比を保っていれば良いと考えられる。すなわち、広島粘土では二次圧密中の K_0 値は一定であると言えることができる。これに対して、柳井粘土Ⅲと柳井粘土Ⅳでは、排水クリープ期間中のひずみ増分比が変化するため、 K_0 条件を満足するようなひずみ増分比となるためには応力比が変化する必要がある。すなわち、二次圧密中に K_0 条件を満足するためには、柳井粘土Ⅲでは排水クリープ期間中のひずみ増分比が増加するため応力比が減少する必要がある、 K_0 値は増加する。一方、柳井粘土Ⅳでは排水クリープ期間中のひずみ増分比が減少するため応力比は増加する必要がある、 K_0 値は減少すると考えられる。

以上で示したように、応力状態を一定に保っていても時間の経過とともにひずみ増分比は変化している。このことは粘性土の時間依存性を表現するための弾・粘塑性モデルにおいて粘塑性ポテンシャル曲面の形自体を時間的に変化させる必要があることを物語っている。すなわち、弾・粘塑性モデルでは粘塑性ひずみ増分比は粘塑性ポテンシャル曲面によって規定されているため、ひずみ増分比の時間的変化は粘塑性ポテンシャル曲面の時間的変化に直接関係している。したがって、応力状態を一定に保ったときのひずみ増分比が時間に拘らず一定の場合は粘塑性ポテンシャル曲面が相似形を保って変化していることを意味しており、ひずみ増分比が時間とともに変化する場合粘塑性ポテンシャル曲面が時間とともにその形を変えていることを意味している。現在提案されている弾・粘塑性モデルの大半²⁰⁾は、粘塑性ポテンシャル

表-3 各粘土のダイレイタンス係数と二次圧縮指数

	広島粘土	柳井粘土Ⅲ	柳井粘土Ⅳ
間隙比 $e(\eta=0.75, p=196\text{kPa})$	1.19	1.28	1.57
ダイレイタンス係数 D	0.063	0.065	0.121
二次圧縮指数 α	0.0043	0.0054	0.0051
α/D	0.068	0.083	0.042

曲面を相似的に変化させているため、前述したような理由によって二次圧密中の K_0 値の変化を本質的に表すことができない。したがって、二次圧密中の K_0 値の変化が表現でき、より一般的な土の構成式を確立するためには、粘塑性ポテンシャル曲面がその形も含めて時間的にどのように変化するかを規定する必要がある。

このような二次圧密中の K_0 値の変化は、どのようなメカニズムによって生じるかを検討する。赤井・佐野⁷⁾は、二次圧密中の K_0 値の変化は粘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り、クリープ特性がダイレイタンス特性より卓越する場合は K_0 値が増加し、ダイレイタンス特性がクリープ特性より卓越する場合は K_0 値が減少するとしている。この考え方を本実験結果に適用してみる。

表-3 は、各粘土のダイレイタンス特性を表すダイレイタンス係数 D と、クリープ特性を表す二次圧縮指数 α を求めたものである。ここで、ダイレイタンス係数は太田²¹⁾の導出した次式を用い、表-1 の材料定数より求めた。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (10)$$

また、二次圧縮指数は排水クリープ期間中の体積ひずみと時間の関係より次式によって算出した。

$$\alpha = \frac{dv}{d \ln t} \quad (11)$$

ただし、これらの計算で用いた間隙比と体積ひずみ～時間関係は、応力比 $\eta=0.75$ で平均有効応力 $p=196\text{kPa}$ まで漸増圧縮したときの間隙比と、その後の体積ひずみ～時間関係であり、漸増载荷を停止した時を $t=0$ としている。

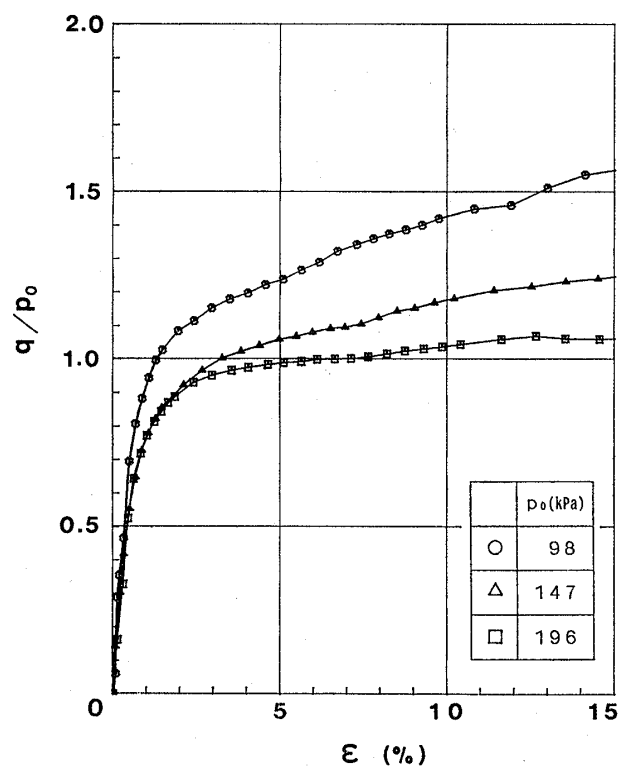
クリープ特性とダイレイタンス特性の優劣を二次圧縮指数とダイレイタンス係数の単純な比較で議論することはできないが、両者の比をとると表-3 に示したようになり、 α/D は K_0 値が増加すると考えられる柳井粘土Ⅲで大きく、 K_0 値が減少すると考えられる柳井粘土Ⅳで小さく、 K_0 値が変化しないと考えられる広島粘土ではその中間の値となっている。 α/D が大きい粘土はクリープ特性がダイレイタンス特性より優っていると考えることができるため、これらの結果は、前述した赤井・佐野⁷⁾の考え方を裏付けるものである。しかし、彼らの考え方においては、平均有効応力の増加によって発生する体積ひずみの時間遅れは極めて小さく、他の時間

遅れのあるひずみに比べて無視できるとしている。しかし、実際には等方圧密した場合でもかなりの時間遅れのある体積ひずみが発生するため、 K_0 値の変化を定量的に議論するためには体積ひずみの時間遅れ成分も考慮する必要がある。

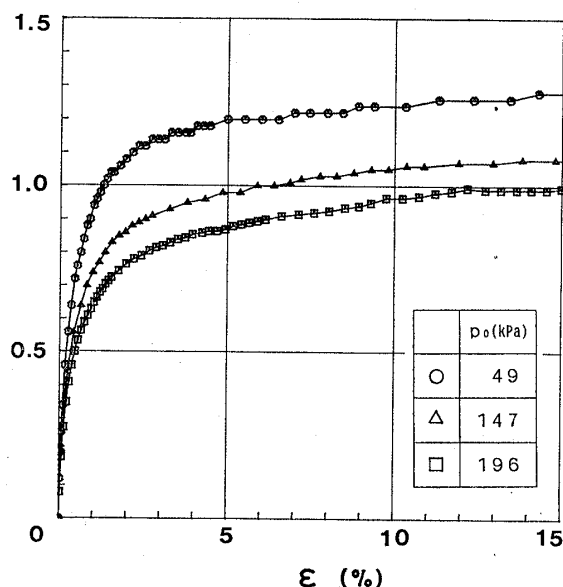
次に、二次圧密中の K_0 値が増加するのか減少するのかを、どのようにして判定すればよいか考えてみる。前述したように α/D はクリープ特性とダイレイタンス特性の優劣を表すものであり、これを用いて K_0 値の変化を判定することができると思われる。本論文で示した以外に 2～3 種類の粘土について行った同様な実験結果も含めて考えると、 K_0 値が増加する場合と減少する場合の α/D の境界値は 0.06～0.07 で、これより大きな値の粘土では K_0 値が増加し、小さな値の粘土では K_0 値が減少すると考えられる。ただし、この値は数種類の限られた粘土の実験結果を基にしたもので、更に数多くの種類の粘土で実験を行い、一般的な値を求める必要がある。

最後に、二次圧密中の K_0 値の変化と三軸非排水圧縮試験の応力ひずみ曲線の関係について言及する。図-8 は、各粘土の三軸非排水圧縮試験の応力～ひずみ曲線を描いたものである。ただし、この図において、応力は主応力差を圧密圧力で除したもので、ひずみは軸ひずみである。これらの図より、各粘土の応力～ひずみ曲線は、二次圧密中の K_0 値が増加する柳井粘土Ⅲではひずみ硬化型で、 K_0 値が減少する柳井粘土Ⅳではひずみ軟化型であることが認められる。これは、中瀬ら²²⁾、土田ら²³⁾の実験結果に見られるように、ひずみ硬化型となる粘土では塑性指数が低くダイレイタンスも小さいこと、および山口ら²⁴⁾、安原ら²⁵⁾の実験結果に見られるように、

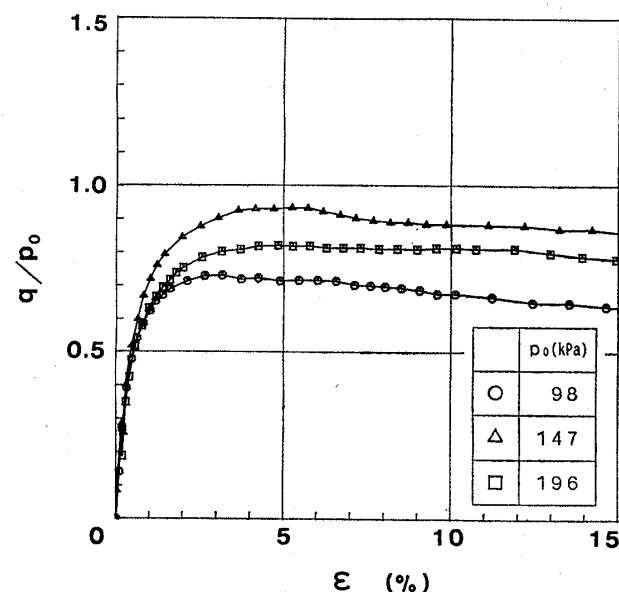
三軸非排水圧縮試験の応力～ひずみ曲線の形状そのものは二次圧密の影響をほとんど受けないことや、軸ひずみ速度が 0.1%/min 程度の試験時間では二次圧密特性が支配的な因子とならないことに起因していると考えられる。すなわち、これらの実験事実と前述したダイレイタンス特性と二次圧密特性の優劣と二次圧密中の K_0 値の変化との関係を考え合わせると、ダイレイタンスがある程度小さな粘土では三軸非排水圧縮試験の応力～ひ



(b) 柳井粘土Ⅲ



(a) 広島粘土



(c) 柳井粘土Ⅳ

図-8 非排水三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係

ひずみ曲線はひずみ硬化型になり二次圧密中の K_0 値も増加し、ダイレイタンシーがある程度大きな粘土では応力～ひずみ曲線はひずみ軟化型になり二次圧密中の K_0 値も減少すると考えられる。しかし、同じような粒度組成の粘土でも応力～ひずみ曲線がひずみ硬化型と軟化型に分かれることもあり²⁶⁾、応力～ひずみ曲線の形状がどのような特性によって支配されるかは未だ明らかでない。更に、本研究で得られた応力～ひずみ曲線の形状と二次圧密中の K_0 値の変化との関係も、限られた種類の粘土に対する実験結果を基にしたものであり、一般性に乏しい。このように、応力～ひずみ曲線の形状と二次圧密中の K_0 値の変化との関係には未だ不明な点も多く、今後検討する必要がある。

5. 結 論

本研究で得られた主な結論を列挙すれば以下のとおりである。

(1) 弾塑性モデルを用いた数値実験によれば、変形方向と排水方向の異なる通常の K_0 圧密試験で得られる K_0 値は、変形方向と排水方向とが同じで純粋な一次元状態となる場合の K_0 値とは一致せず、それより若干小さな値となる。

(2) 完全排水条件のもとで、一定の応力比で応力が漸増する場合のせん断ひずみと体積ひずみの関係、すなわちひずみ経路は正規圧密領域で直線となる。したがって、その傾きとして定義されるひずみ増分比も応力比に応じて一定値となる。

(3) このようにして得られたひずみ増分比と応力比の関係より、 K_0 値を推定することができる。更に、漸増載荷期間中のひずみ経路が直線となることから、応力が増加する一次圧密中の K_0 値は一定であると推定できる。

(4) オリジナル Cam-clay モデルを用いて K_0 値を予測すると、実際よりかなり大きい値を予測し、修正 Cam-clay モデルで K_0 値を予測すると、かなり実際に近い値を予測することができる。

(5) 応力状態を一定に保った排水クリープ期間中のひずみ増分比の時間的変化は、粘土の種類によって異なり、それまでの漸増載荷期間中のひずみ増分比より、時間とともに大きくなる場合、小さくなる場合、あるいは変化しない場合がある。

(6) 結論(5)と二次圧密中の K_0 値の変化は排水クリープ期間中のひずみ増分比の変化と直接関係していることを考え合わせると、二次圧密中の K_0 値の変化は、粘土の種類によって異なり、時間とともに大きくなる場合、小さくなる場合、あるいは一定の場合があると推定できる。

(7) 二次圧密中の K_0 値の変化は、赤井・佐野⁷⁾が指摘するように二次圧密特性とダイレイタンシー特性の優劣によって決まり、二次圧密特性がダイレイタンシー特性より卓越するような粘土では K_0 値が増加する。

(8) 二次圧密特性とダイレイタンシー特性の優劣は、二次圧縮指数 α とダイレイタンシー係数 D との比 α/D によって便宜的に表すことができ、本実験においては二次圧密中の K_0 値が減少するか増加するかの境界は $\alpha/D = 0.06 \sim 0.07$ と推定され、これより大きな値の粘土では K_0 値が増加し、小さな値の粘土では K_0 値が減少すると考えられる。

(9) 二次圧密中の K_0 値の変化と三軸非排水圧縮試験の応力～ひずみ曲線の形状との間には相関関係があり、応力～ひずみ曲線がひずみ硬化型であるような粘土では K_0 値が増加し、ひずみ軟化型であるような粘土では K_0 値が減少すると考えられる。

最後に、本研究に当たり、温かい励ましとご指導を頂いた広島大学工学部吉国洋教授、中ノ堂裕文助手に深甚の謝意を表します。また、広島大学工学部山本博技官、および卒業生岩原和徳氏、山村浩介氏には労をいとわぬ実験協力を頂いた。感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Thompson, W. J. (1963): "Lateral pressures in one-dimensional consolidation," Proc. Asian Regional Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 26-31.
- 2) 赤井浩一・足立紀尚 (1965): 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」, 第 113 号, pp. 11~27.
- 3) Schmertmann, J. H. (1983): "A simple question about consolidation," Proc. ASCE, Vol. 109, GT-1, pp. 119-122.
- 4) 嘉門雅史・金剛一智 (1983): 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.
- 5) 関口秀雄 (1983): 粘土の構造骨格の圧縮性に及ぼす時間効果, 「第 18 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 209~210.
- 6) 金谷泰邦 (1984): 二次圧密による K_0 値の変化, 「第 19 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 215~216.
- 7) 赤井浩一・佐野郁雄 (1985): 二次圧密における粘性土の状態変化, 「土木学会論文集」, 第364号, III-4, pp. 123~131.
- 8) 大河内保彦・龍岡文夫 (1983): K_0 値測定法—三軸セルを用いる方法—, 資料, 室内試験技術のあれこれ, 「土と基礎」, Vol. 31, No. 7, pp. 56~58.
- 9) 鬼塚克忠 (1983): K_0 値測定法—側方拘束円筒を用いる方法—, 資料, 室内試験技術のあれこれ, 「土と基礎」, Vol. 31, No. 7, pp. 58~59.
- 10) 大西有三・矢野隆夫・小西真治・芦田徹也 (1982): マイクロコンピュータによる自動 K_0 圧密三軸試験装置について, 「第 17 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 213~216.
- 11) 大矢 暁・佐藤勝英・堀之内富夫・中山栄樹 (1982): 圧密リングによる K_0 測定の一例, 「第 17 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 217~220.

- 12) 柳田真司・一條昌幸・神立哲男・丸井伸之・岩崎恒明：(1982)：上野地下駅設置工事に伴う K_0 圧密試験結果，「第 17 回土質工学研究発表会講演集」，pp. 221～224.
- 13) 西 好一・江刺靖行・吉田保夫 (1982)：空圧サーボ制御方式による K_0 圧密試験装置の開発とその適用，「第 17 回土質工学研究発表会講演集」，pp. 225～228.
- 14) 菅野安男・増見文昭 (1982)： K_0 圧密試験における横ひずみ制御法の影響，「第 17 回土質工学研究発表会講演集」，pp. 229～232.
- 15) 渡 義治・網干寿夫・新舎 博・劉 常夫 (1983)：側液体積一定型三軸 K_0 圧密装置とその適用，「第 18 回土質工学研究発表会講演集」，pp. 193～194.
- 16) 松井 保・阿部信晴 (1982)：三軸粘土供試体の圧密過程，「第 17 回土質工学研究発表会講演集」，pp. 141～144.
- 17) Burland, J. B. (1965)："The yielding and dilation of clay," Correspondence, *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 211-214.
- 18) 吉国 洋・森脇武夫・新谷 登・住岡宣博・山本康治 (1986)：部分改良された軟弱粘性土地盤の沈下予測，「第 31 回土質工学シンポジウム」，pp. 101～106.
- 19) Jaky, J. (1948)："Pressure in soils," Proc. 2nd Int. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 103-109.
- 20) Sekiguchi, H. (1977)："Rheological characteristics of clays," Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 289-292.
- 21) Ohta, H. (1971)："Analysis of deformations of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankments," Dr. Eng. Thesis, Kyoto University, pp. 1-202.
- 22) Nakase, A. and Kamei, T. (1983)："Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils," *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 1, pp. 91-101.
- 23) 土田 孝・佐藤正春・小林正樹 (1982)：乱さない粘土の三軸圧縮伸張試験，「第 17 回土質工学研究発表会講演集」，pp. 437～440.
- 24) 山口晴幸・三田地利之・北郷 繁 (1981)：練返し飽和粘土の非排水応力一ひずみ一強度挙動に及ぼす二次圧密の影響，「土質工学会論文報告集」，Vol. 21, No. 3, pp. 123～131.
- 25) Yasuhara, K. and Ue, S. (1983)："Increase in undrained shear strength due to secondary compression," *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 3, pp. 50-64.
- 26) 土田 孝・佐藤正春 (1981)：乱さない粘土質シルトの強度について，「土木学会第 36 回年次学術講演会講演概要集」，III-112, pp. 222～223.