

非排水せん断変形で生じた乱れに基づく 正規圧密粘土の圧密現象*

CONSOLIDATION PHENOMENA OF NORMALLY CONSOLIDATED CLAYS
DUE TO THE DISTURBANCE CAUSED BY UNDRAINED SHEAR

森 麟**・赤木 寛一***

By Akira MORI and Hirokazu AKAGI

1. ま え が き

わが国の大都市は河口の平野部に位置するものが多く、このような大都市での土木工事においては第四紀沖積世から現在までの最も新しい地質時代に堆積形成された N 値がゼロに近い軟弱な沖積粘土地盤を対象とせざるを得ない場合が少なくない。このような軟弱粘土地盤における土木工事により周辺地盤は非排水条件下でせん断変形を受けて、その結果粘土の微視的な骨格構造が変化し、いわゆる乱れが生じることになる。

一般に乱れを受けた粘土の力学特性（強度・変形特性および圧密特性）が乱さない状態と比べて変化することはよく知られており、軟弱粘土地盤での土木工事によって周辺部の粘土に乱れが生じると、この乱れに基づいて周辺地盤は施工前とは異なった挙動を示すことが予想される。実際、軟弱粘土地盤におけるシールド工事で周辺地盤に乱れに基づくと考えられる圧密沈下が相当量発生している例があり、著者らはこのことについて数年前より深い関心をもって論及¹⁾している。このほか、開削工事により周辺地盤に長期にわたって発生している沈下の要因の一つとしてこのような乱れに基づく圧密沈下を挙げることができることを示し²⁾、また、杭の打設時に周辺部の粘土に生じた乱れに基づく圧密沈下により杭周面にいわゆる負の摩擦力が作用する状況を数値解析例を用いて示している³⁾。さらに、排除型サンドドレーンを打設された軟弱粘土地盤において、地表面にはまったく載

荷がないにもかかわらず地盤沈下が進行している例が報告⁴⁾されており、サンドドレーン打設により生じた乱れに基づく圧密沈下が発生したものと推測される。

以上のように、軟弱粘土地盤における各種の土木工事により周辺部の粘土に生じた乱れに基づいて、周辺地盤にはかなりの圧密沈下が発生すると考えられるので、特に既設構造物との近接施工を余儀なくされる都市部のシールド工事、開削工事等においては周辺地盤にどの程度の圧密沈下が生じ得るかを予測し、適切な沈下防止対策あるいは構造物防護工事等を行う必要がある。

従来、粘土の乱れを取り扱った研究には、粘土試料のサンプリングの過程で生じる乱れに着目したもの（たとえば、Schmertmann⁵⁾、Ladd and Lambe⁶⁾、Skempton and Sowa⁷⁾、Noorany and Seed⁸⁾、Nakase⁹⁾、Okumura¹⁰⁾、中瀬ら¹¹⁾、その他）と前述のような粘土地盤における各種の土木工事により生じる乱れに着目したもの（たとえば、稲田¹²⁾、木庭・堀江¹³⁾、Akagi¹⁴⁾、Massarsch and Broms¹⁵⁾、その他）があり、乱れの度合を表わすさまざまな尺度（間隙比～圧密圧力関係の変化、有効応力の変化、変形係数 E_{50} と非排水せん断強度 C_u の比 (E_{50}/C_u) の変化、その他）が提案されているが、土の力学特性は基本的には有効応力の大きさに伴って変化することから、有効応力変化の度合を乱れの尺度とするのが最も妥当であることが指摘されている¹⁶⁾。

このように土の乱れの大きさは有効応力変化の度合で評価するのが一般的であるが、土の乱れは本質的には骨格構造の変化（せん断ひずみの累積）に起因するものであることから、本研究では正規圧密粘土に非排水せん断変形を与えた場合に生じる乱れの大きさが非排水せん断時に与えたせん断ひずみを用いて評価し得るか否かを検討し、あわせて軟弱粘土地盤における土木工事による乱れに基づく圧密沈下量を予測するのに必要な乱れに基づく粘土の圧密収縮率 α （式 (11) 参照）について調査し、 α の定量的な値を定める一般式を導くことを目的とした。

* 本論文は、第 15 回土質工学研究発表会（No. 59, 昭和 55 年 6 月）、第 16 回土質工学研究発表会（No. 57, 昭和 56 年 5 月）、第 17 回土質工学研究発表会（No. 111, 昭和 57 年 6 月）および第 37 回土木学会年次学術講演会（Ⅲ-70, 昭和 57 年 10 月）にて著者らが発表したものに一部修正を行ってまとめ直したものである。

** 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

*** 学生会員 工修 早稲田大学大学院博士後期課程

なお、過圧密状態にある粘土に非排水せん断変形を与えたときにも同様の乱れが生じると予想されるが、その乱れの大きさおよび乱れに基づく圧密収縮率は正規圧密粘土に比べて小さく、乱れによる有効応力の変化を考慮する場合にも先行圧密圧力の取扱い等不明の点が多いので、ここでは正規圧密粘土を対象を限定した。

2. 正規圧密粘土の乱れに基づく圧密現象

(1) 正規圧密粘土の乱れとその大きさの評価方法

粘土の構造に関する研究は古くから行われており、粘土粒子の配列構造モデルとしては図-1に示すようなランダム構造、綿毛化構造、分散（不完全配向）構造および完全配向構造があるとされているが¹⁷⁾、近年の電子顕微鏡を用いた自然土の構造の観察によれば、個々の粘土粒子が単独で存在することはむしろまれであり、複数の粘土粒子の凝集した集合体（ベッド、アグリゲートなどよばれる）が構造の最小構成単位として粒径の大きなシルト粒子、砂粒子といった粗粒子とともに骨格構造を形成していることが指摘されている¹⁸⁾。

一方、粘土の乱れ（かく乱）について奥村¹⁶⁾は温度変化、除荷などによる乱れを除いた狭義の定義として、「等温・等体積の条件において粘土に生じる変形に伴い、粘土の構造が変化し、その力学特性が変わる現象である」と述べているが、前述のような骨格構造をもつ粘土に等体積（飽和土では非排水）条件下で外力（たとえば、三軸圧縮応力）を作用させた場合に変形（せん断変形）が生じると、骨格を形成しているベッドと粗粒子間あるいはベッド間の固体接触が破壊され、変形前後で全応力が一定であっても土粒子骨格の有効応力は変化し、その結果土の力学特性も変化することになる。以上のような、土粒子骨格の有効応力を含めた意味での土の骨格構造の変化を乱れとよぶことにする。

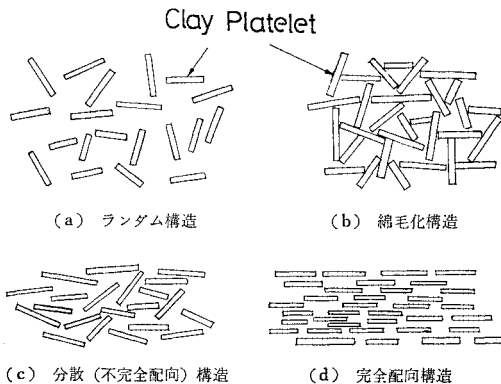


図-1 粘土粒子の配列構造モデル

このような土の乱れを考える場合に奥村¹⁶⁾は土に乱れを生じさせる外部的な要因に当たるかく乱行為と外的に土を乱した結果として生じる内部的な変化に相当するかく乱効果とを明確に区別する必要があることを述べている。後者のかく乱効果の尺度としては乱れに基づく種々の力学特性の変化（たとえば、非排水せん断強度の低下）が基本的には有効応力変化に起因するものであることから、有効応力変化の度合として次式で定義されるかく乱比 R をとるのが合理的である。

$$R = \frac{\sigma'_0}{\sigma'_r} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ'_0 ：乱さない状態での有効応力（後述の実験における初期等方圧密時の平均有効主応力に相当する）、 σ'_r ：ある程度乱された状態で残留している有効応力。

この式(1)よりわかるとおり、一般にかく乱比 R は1以上となるが、実際にどの程度の乱れが生じたかを表現するにはかく乱比の増分 r を用いた方が好都合である。

$$r = R - 1 = \frac{\sigma'_0}{\sigma'_r} - 1 = \frac{\sigma'_0 - \sigma'_r}{\sigma'_r} \dots\dots\dots (2)$$

著者らは後述の実験で行っているように、等方正規圧密粘土に非排水せん断変形を与えた後にせん断応力を除荷して初期の等方応力状態に戻した場合に生じる平均有効主応力変化からこのかく乱比 R またはその増分 r を求めているが、これを等方正規圧密粘土の非排水せん断時の有効応力経路および応力比とせん断ひずみの関係に基づいて考えてみることにする。

粘土の非排水せん断時の有効応力経路ないしは応力比とせん断ひずみの関係を与えるモデルは Roscoe らの Cam Clay モデルをはじめ数多く提案されているが、ここでは非排水せん断変形を与えた後のせん断応力の除荷過程を表現する必要があるため、 K_0 圧密等の異方圧密を受けた粘土のせん断時の応力～ひずみ挙動に関して Ohta, et al.¹⁹⁾ によって提案されている、いわゆる Anisotropic Cam Clay モデルを用いることにする。

この Ohta, et al. のモデルによれば、等方正規圧密粘土に非排水せん断変形を与えた場合の有効応力経路 ($\tau_{oct} \sim \sigma'_m$) および応力比 (τ_{oct}/σ'_m) とせん断ひずみ (r_{oct}) の関係は次のようになる。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} = - \frac{\lambda}{(1+e_0) \cdot \mu} \cdot \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_m} \dots\dots\dots (3)$$

$$\tau_{oct} = - \frac{\varepsilon \cdot \mu}{3 \cdot \lambda} \cdot \ln \left\{ 1 - \frac{(1+e_0) \cdot \mu}{\lambda - \kappa} \cdot \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} \right\} \dots (4)$$

ここに、

$$\sigma'_m : \text{平均有効主応力} \left(= \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \right)$$

τ_{oct} : 八面体せん断応力

$$\left(= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \right)$$

τ_{oct} : 八面体せん断ひずみ

$$\left(= \frac{1}{3} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2} \right)$$

 σ_{m0}' : 非排水せん断開始時の平均有効主応力
 e_0 : 非排水せん断開始時の間隙比
 $\lambda = 0.434 \cdot C_c$ (C_c : 圧縮指数)
 $\kappa = 0.434 \cdot C_s$ (C_s : 膨張指数)
 μ : ダイレイトンシー係数

上記の Anisotropic Cam Clay モデルに従って、応力比 (τ_{oct}/σ_m') が η_1 までの非排水せん断変形を与えた後にせん断応力を除荷した場合の有効応力経路については次のように考えることにする。非排水せん断変形を受けて、ある程度有効応力が低下した状態は過圧密状態と類似なものと考えられるので、せん断応力除荷時の有効応力経路を過圧密比が $\sigma_{m0}'/\sigma_{m1}'$ (σ_{m1}' : せん断応力除荷開始時の平均有効主応力) に当たる等方過圧密履歴を受けた後、応力比が η_1 から徐々に減少していく形での非排水せん断変形を受けた場合のそれで近似することとすると、この場合の有効応力経路は次式で表わされる。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma_m'} = \eta_1 + \frac{1}{(1+e_0) \cdot \mu} \left\{ \lambda \cdot \ln \frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} - \kappa \cdot \ln \frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

このとき、応力比 (τ_{oct}/σ_m') が

$$-\frac{\kappa}{(1+e_0) \cdot \mu} \cdot \ln \frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} \leq \frac{\tau_{oct}}{\sigma_m'} \leq -\frac{\lambda}{(1+e_0) \cdot \mu} \cdot \ln \frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} = \eta_1$$

の範囲では、せん断応力 τ_{oct} のみが減少し平均有効主応力 σ_m' にはまったく変化が生じないことになるが、清水ら²⁰⁾は実験で非排水せん断履歴を受けた正規圧密粘土のせん断応力除荷時に、このような平均有効主応力に変化が生じにくい領域が存在することを示しており、著者らが行った実験でもそのような領域が観察された(図

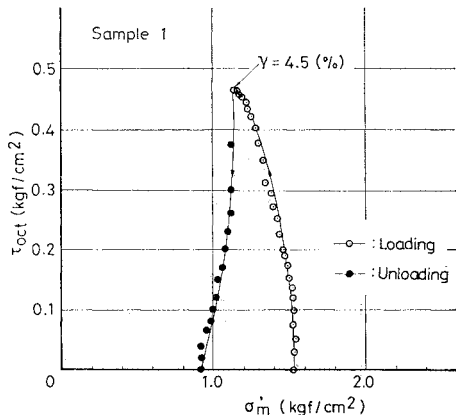


図-2 実験で得られたせん断応力載荷・除荷時の有効応力経路の一例 (1 kgf/cm²=98 kPa)

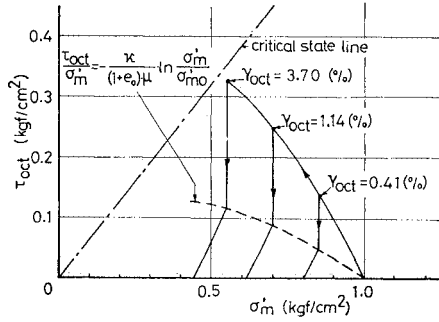


図-3 等方正規圧密粘土のせん断応力載荷・除荷時の非排水有効応力経路 (1 kgf/cm²=98 kPa)

—2 参照)。

前記の式 (4)、式 (5) より得られる等方正規圧密粘土の非排水条件下でのせん断応力載荷・除荷時の有効応力経路をいくつか図示すると図-3 のようになる。なお、計算に用いたモデルの諸定数は Ohta, et al. が示した以下のような値である。

$$\lambda = 0.31, \kappa = 0.11$$

$$\mu = 0.12, e_0 = 1.594 (\sigma_{m0}' = 1 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ kPa}))$$

また、式 (5) で τ_{oct} が 0、すなわち非排水せん断変形を与えた後にせん断応力を除荷して再び等方応力状態に戻した場合に残留している平均有効主応力を σ_{mr}' とすると、次式を得る。

$$\frac{\sigma_{m0}'}{\sigma_{mr}'} = \left(\frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} \right)^{-\frac{\lambda + \kappa}{\lambda}} \dots \dots \dots (6)$$

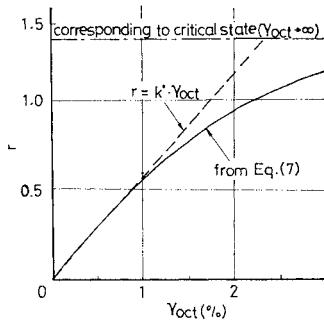
この式 (6) の左辺は式 (1) のかく乱比 R に相当するものであり、初期等方圧密時の平均有効主応力 σ_{m0}' 、せん断応力除荷開始時の平均有効主応力 σ_{m1}' 、および土質定数である λ, κ がわかれば、かく乱比 R を求めることができる。

ところで、土の乱れは前にも述べたように、直接にはせん断ひずみの累積の結果として生じるものなので、式 (3)、式 (4) を式 (6) に代入して、かく乱比 R をせん断応力載荷時に生じた八面体せん断ひずみ r_{oct} の関数で表わすと次式のようなになる。

$$R = \exp[A \cdot \{1 - \exp(-B \cdot r_{oct})\}] \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 $A = 1 - (\kappa/\lambda)^2$, $B = 3\lambda/\kappa \cdot \mu$

この式 (7) をもとに、せん断応力載荷時に生じた八面体せん断ひずみ r_{oct} とかく乱比の増分 $r (= R - 1)$ の関係を図示すると図-4 のようになり、せん断応力載荷時の応力状態が破壊 (critical state) に近づくにつれて、 r と r_{oct} の関係曲線は頭をたれてくる形になるが、 r_{oct} が小さな領域では良好な直線性を有することがわかる。したがって、破壊の手前、critical state に相当する応力比の7割程度 (r_{oct} では約 1.5% に当たる) までの非排水せん断変形を受けた場合には、 r は r_{oct} の一次関数で近似してよいであろう。



図一四 せん断応力載荷時に生じたせん断ひずみ γ_{oct} とかく乱比の増分 r の関係

$$r = k' \cdot \gamma_{oct} \dots\dots\dots (8)$$

通常の三軸試験では

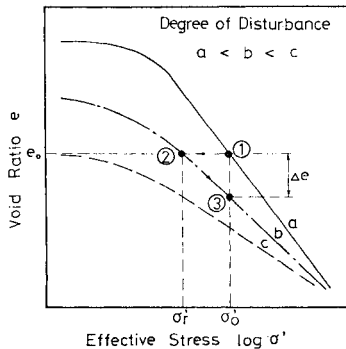
$$r = k \cdot \tau \left(k = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot k', \tau = \epsilon_1 - \epsilon_3 \right) \dots\dots\dots (9)$$

この式 (9) に含まれる定数 k は一定のせん断ひずみ τ を与えたときに生じる乱れの度合 (ここでは、かく乱比の増分 r) を支配するパラメーターであり、土の種類あるいは骨格構造の違いなどにより定まると考えられる。

以上のことより、粘土の乱れの大きさはさきの奥村のいうかく乱行為に相当する非排水せん断時に与えたせん断ひずみの大きさを用いて評価し得ることがわかる。

(2) 乱れに基づく圧密現象の考え方

乱さない状態 (a) とせん断変形を受けて骨格構造がある程度変化した状態 (b)、および完全に練り返した状態 (c) の粘土についてそれぞれ圧密試験を行うと、圧



図一五 乱れに基づく圧密曲線 ($e \sim \log \sigma'$ 曲線) の変化

密有効応力 σ' と間隙比 e との関係曲線は定性的には図一五のような形状になる。

この図一五で、圧密曲線 a 上の点 ① で正規圧密状態にある粘土に対して非排水せん断変形を与えた後にせん断応力を除荷して応力状態を元に戻しても、前節 (1) で述べたように粘土の骨格構造がある程度破壊されているために有効応力は σ'_r まで低下しているが、間隙比はせん断される前と同一であるので (飽和度 $S_r = 100\%$)、粘土の状態は圧密曲線 b 上の点 ② に移る。その後再び同じ圧密有効応力 σ'_0 のもとで圧密収縮させると、粘土は圧密曲線 b に従って有効応力が σ'_0 まで増加して点 ③ の状態に到達する。すなわち、同一の圧密有効応力 σ'_0 のもとで間隙比が Δe 減少し、圧密現象が発生する。以上が、正規圧密粘土の非排水せん断変形で生じた乱れに基づく圧密現象発生的基本的考え方である。

この図一五で圧密曲線 b の圧縮指数を C_c' とすると、点 ② から点 ③ の過程で生じる圧密収縮率 α (式 (11) 参照) は次式のように表わすことができる。

$$\alpha = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{C_c'}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_r} = \frac{C_c'}{1 + e_0} \cdot \log R \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 e_0 は非排水せん断変形による乱れを受ける前の粘土の初期間隙比であり、 R は式 (1) で定義されるかく乱比である。

なお、一般に乱された粘土の圧縮指数は乱さない状態に比べて低下し、図一五の圧密曲線の勾配は緩くなるので、乱さない状態の粘土の圧密曲線 a の圧縮指数を C_c とすれば C_c'/C_c は 1 以下となる。

次に、このような非排水せん断変形で生じた乱れに基づく正規圧密粘土の圧密収縮率 α について調査するために行った実験の方法、結果およびその考察について述べる。

3. 試料および実験方法

(1) 試料

土の乱れは前章 2. でも述べたように、土の種類あるいは骨格構造の違いに影響されると考えられるので、今回の実験で用いた試料のうち表一1 に示した Sample

表一1 試料の諸性質

| Sample | | 1 | 2 | 3 | A | B | C | D | E |
|--------------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Specific Gravity | G_s | 2.66 | 2.69 | 2.66 | 2.67 | 2.67 | 2.69 | 2.71 | 2.60 |
| Liquid Limit | w_L (%) | 63.5 | 43.9 | 47.1 | 23.6 | 33.9 | 38.4 | 55.0 | 74.5 |
| Plasticity Index | I_p | 26.6 | 22.7 | 18.2 | 3.7 | 8.6 | 15.2 | 24.9 | 44.3 |
| Initial Effective Stress | σ'_0 (kPa) | 150 | 44 | 71 | 105 | 78 | 78 | 78 | 78 |
| Range of Void Ratio | e_0 | 1.72 ± 0.05 | 1.27 ± 0.06 | 1.42 ± 0.06 | 0.67 ± 0.03 | 0.74 ± 0.03 | 0.88 ± 0.02 | 1.15 ± 0.01 | 1.21 ± 0.03 |
| Sensitivity | S_f | 29.7 | 12.5 | 45.4 | 4.2 | 4.6 | 4.8 | 5.9 | 4.0 |
| Compression Index | C_c | 0.76 | 0.43 | 0.52 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.32 | 0.47 |

1~3 についてはいわゆる 不かく乱試料として東京江東地区の現場よりなるべく機械的乱れを与えないように採取した土塊を実験室に持ち帰ってそのまま試料とし、残りの Sample A~E については土の種類特に塑性指数 I_p が乱れに対して及ぼす影響を調べるために、現場より採取した沖積粘土と豊浦標準砂の混合比を種々に変化させたものおよび木節粘土をその液性限界より大きな含水比で十分に練り返した後、大型圧密装置により約1か月の予備圧密を行って準備した。なお、試料の諸性質はそれぞれ表-1 に示すとおりであった。

(2) 実験方法

前節 (1) のようにして準備した土塊より直径 50 mm, 高さ 110 mm の円筒形供試体を切り出し、三軸室中で表-1 に示した平均有効主応力 σ'_0 のもとでペーパードレーンを併用して約 48 時間の等方圧密を行って正規圧密状態とした。その後、非排水三軸圧縮試験および伸張試験を行って軸ひずみで 10% (せん断ひずみ r では 15%) までの範囲内で適宜せん断ひずみを与えた後、せん断応力を徐々に除荷して再びせん断変形を与える前の初期の等方応力状態に戻し、そのまま約 1 時間放置して間隙水圧の平衡を待ってそのときの発生間隙水圧 du_r を測定してから、再度 48 時間等方圧密させた。この初期の等方応力状態のもとで発生している間隙水圧 du_r は非排水せん断変形で生じた乱れに基づく有効応力の低下分 ($=\sigma'_0 - \sigma'_r$) に相当し、式 (2) によりかく乱比の増分 r を求めた。また、2 度目の圧密の際の排水量 ΔV を初期等方圧密後の供試体体積 V_0 で除したものを乱れに基づく圧密収縮率 α とした。

$$\alpha = \frac{\Delta V}{V_0} \dots\dots\dots (11)$$

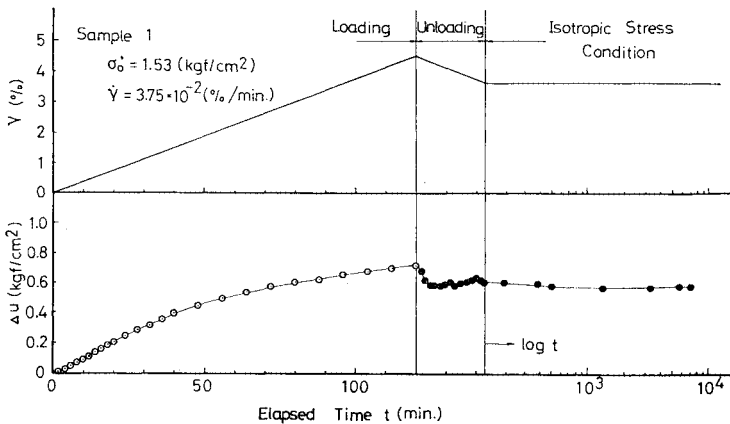


図-6 せん断応力荷重・除荷時およびその後の放置期間中のせん断ひずみ γ と間隙水圧 du の経時変化

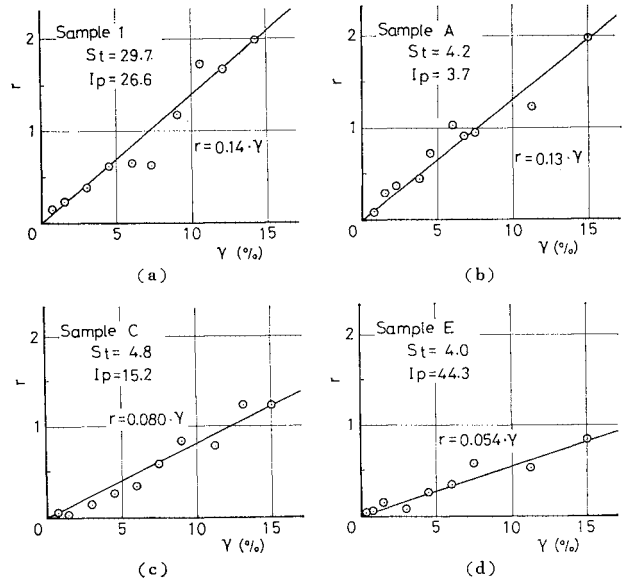


図-7 非排水せん断時に与えたせん断ひずみ r とかく乱比の増分 r の関係

なお、非排水せん断はすべてひずみ制御で行い、軸ひずみ速度は 1.5%/h を基準とした。

上記のように、非排水せん断前に三軸室内で等方圧密しているために試料採取時あるいは予圧密時の粘土の構造は変化すると思われるが、非排水せん断前後の全応力状態を同一にして有効応力変化および圧密収縮量を調べる必要があることから、応力状態の制御が比較的容易な等方応力状態を非排水せん断前後の基準となる応力状態として採用することにした。

また、せん断応力の荷重・除荷後、等方応力状態で約 1 時間放置して間隙水圧の平衡を待ってから再圧密を開始したが、比較のためにせん断応力荷重・除荷後、約 1 週間放置して、せん断応力荷重・除荷時およびその後の放置期間中のせん断ひずみと間隙水圧の経時変化を調べた結果は図-6 のようになった。

この図-6 よりわかるとおり、間隙水圧は放置期間中に若干低下するが、その低下量はわずかであったのでせん断応力の荷重・除荷後約 1 時間放置して再圧密を開始することにした。

4. 実験結果および考察

(1) 土の乱れの大きさに寄与する要因

前章 3. のようにして得られた実

験結果をもとに、土の乱れの大きさを表わすかく乱比の増分 r と非排水せん断時に与えたせん断ひずみ r の関係をたとえば Sample 1 および Sample A, C, E について図示すれば、それぞれ 図-7 (a)~(d) のようになる。これらの 図-7 (a)~(d) よりかく乱比の増分とせん断ひずみの間にはかなり良好な直線関係が存在することがわかる (図-4 および式 (9) 参照)。そこで、実験で用いた各試料について得られたかく乱比の増分とせん断ひずみの関係に対して、最小自乗法を用いて直線近似を行って式 (9) に含まれる定数 k を求めてみるとそれぞれ 表-2 に示すようなものになる。

この 表-2 より、鋭敏比 S_t の大きなかく乱試料 (Sample 1~3: 繰り返し後の強度は室内ペーン試験により求めた) の方が一般に定数 k は大きく、ほぼ同程度の鋭敏比をもつ繰り返し再圧密試料 (Sample A~E) については塑性指数 I_p の大きな土ほど定数 k は小さくなるのがわかる。

表-2 粘土の塑性指数および鋭敏比とパラメーター k の関係

| Sample | 1 | 2 | 3 | A | B | C | D | E |
|---------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| I_p | 26.6 | 22.7 | 18.2 | 3.7 | 8.6 | 15.2 | 24.9 | 44.3 |
| S_t | 29.7 | 12.5 | 45.4 | 4.2 | 4.6 | 4.8 | 5.9 | 4.0 |
| Parameter k | 0.14 | 0.11 | 0.18 | 0.13 | 0.10 | 0.080 | 0.074 | 0.054 |

土の乱れは前にも述べたように直接にはせん断ひずみの累積 (骨格構造の変化) に起因するものであるが、以上の結果からもわかるように、一定のせん断ひずみを与えた場合にも生じる乱れの大きさ (ここでは、かく乱比の増分) は同じではなく、式 (9) に含まれる定数 k は土の種類、特に骨格構造の違いにより異なったものになる。この定数 k は今回行ったような実験により求めることができるが、土の骨格構造の違いを反映する指標となり得るような土質定数を用いてこの定数 k を表わすことができれば実用上大変便利である。

このようなせん断変形時に生じる土の乱れ、骨格構造の変化に対して影響を及ぼす土質定数については、たとえばブラインドシールドの開口部に流入する土は一定のせん断変形を受けるが、そのときの土の乱れの程度を表わす強度低下比 (C/C_u) を調査するために種々の鋭敏比と塑性指数をもつ土を準備して行った実験結果によると、同じ塑性指数をもつ土では鋭敏比の大きなものほど生じる乱れは大きく、また同等の鋭敏比をもつ土については塑性指数が小さいほど大きな乱れが生じることが明らかにされている (図-8 参照)²¹⁾。これらの鋭敏比と塑性指数のほかにもせん断変形時に生じる土の乱れ、骨格構造の変化に対して影響を及ぼす土質定数があり得る

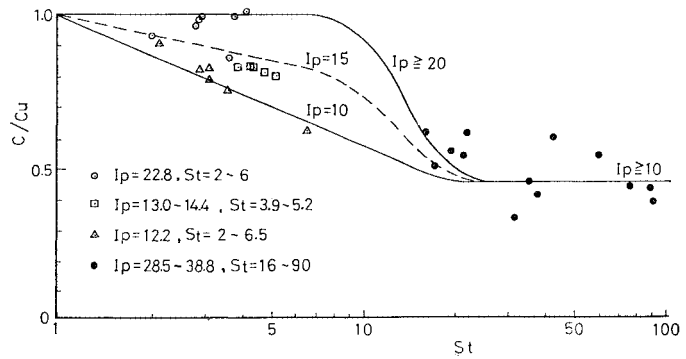


図-8 粘土の塑性指数 I_p をパラメーターにしたときのブラインドシールド流入土の強度低下比 (C/C_u) と鋭敏比 S_t の関係

が、これら2つが最も有力であると考えられる。したがって、粘土に一定のせん断ひずみを与えたときのかく乱比の増分 r の大きさを支配する式 (9) の定数 k は次式のように粘土の鋭敏比 S_t と塑性指数 I_p の関数になる。

$$k = f(S_t, I_p) \dots\dots\dots (12)$$

式 (12) の右辺の関数形としては種々のものが考えられるが、鋭敏比が1であるような粘土ではせん断変形を与えても乱れは生じないと考えるのが合理的なので、次式で定数 k を表わすことにする。

$$k = m \cdot \log S_t \dots\dots\dots (13)$$

上式に含まれる定数 m は粘土の塑性指数の関数であり、表-2 に示した各試料の k および S_t を用いて定数 m を求めて、それぞれの塑性指数に対して両対数紙上にプロットしてみると 図-9 のようになる。この 図-9 についても最小自乗法を用いて直線近似を行って定数 m と I_p の関係を求めてみると次式のようになる。

$$m = 0.33 \cdot I_p^{-0.37} \dots\dots\dots (14)$$

式 (13) に式 (14) を代入すると

$$k = 0.33 \cdot I_p^{-0.37} \cdot \log S_t \dots\dots\dots (15)$$

この式 (15) を用いて、粘土の塑性指数 I_p をパラメーターにしたときの定数 k と鋭敏比 S_t の関係を図示

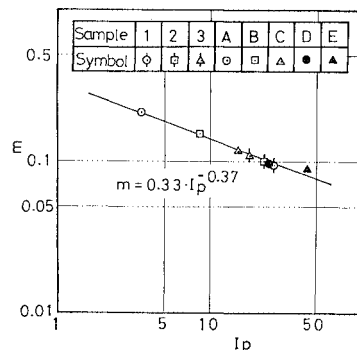


図-9 粘土の塑性指数と定数 m の関係

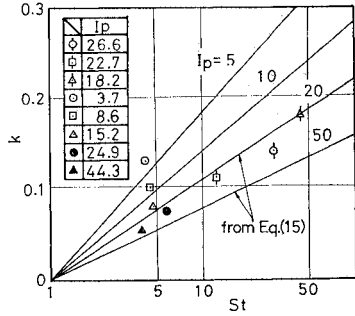


図-10 粘土の塑性指数をパラメーターにしたときの鋭敏比と定数kの関係

すると 図-10 のようになる。なお、この図に今回実験で用いた各試料についての値もあわせてプロットした。

(2) 乱れに基づく粘土の圧縮指数の変化

前にも述べたように、一般に乱された粘土の圧縮指数は低下し、定性的には 図-5 のように乱れの度合いが大きいほど、圧密曲線 ($e \sim \log \sigma'$ 曲線) は下の方に下がってくるのが指摘されているが、ここでは今回得られた粘土のかく乱比 R と乱れに基づく圧密収縮率 α の実験結果をもとに、式 (10) に含まれる非排水せん断変形による乱れを受けた粘土の再圧密領域 (図-12 参照) での圧縮指数 C_c' について調査してみた。

正規圧密粘土が非排水せん断変形による乱れを受けた後の再圧密領域での圧縮指数 C_c' は、式 (10) より次式で求めることができる。

$$C_c' = \frac{\alpha \cdot (1 + e_0)}{\log R} \dots \dots \dots (16)$$

ここに、 e_0 : 初期等方圧密後の供試体の間隙比
(表-1 に各試料についての平均値とその範囲を示す)

この C_c' と各試料についての乱さない状態における標準圧密試験結果より得られた圧縮指数 C_c (表-1 参

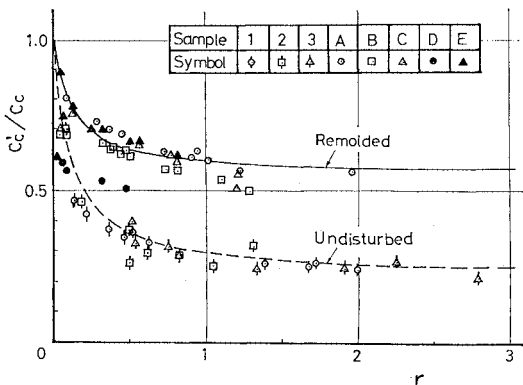


図-11 非排水せん断変形で生じた乱れに基づく粘土の圧縮指数の変化

照) の比をとったもの (C_c'/C_c) を各場合のかく乱比の増分 r に対して整理すると 図-11 のようになる。この 図-11 より、各試料についてその圧縮指数はかく乱比の増分 r が比較的小さな領域で乱さない状態と比べて急激に低下し、その後は r が大きくなってあまり変化せず、その低下の様子はいわゆる かく乱試料である Sample 1~3 と練り返し再圧密試料である Sample A~E とでは異なり、かく乱試料の方が練り返し再圧密試料に比べて C_c の低下の度合は大きいことがわかる。このように C_c の低下の様子がかく乱試料と練り返し再圧密試料とで異なる要因としては、まず土の微視的な骨格構造の違いを挙げることができるが、二次的に粘土粒子間のセメンテーションの度合の違いにもよるものと考えられる。

なお、各試料の C_c' は練り返し再圧密試料では乱さない状態の C_c の7割~5割、かく乱試料では4割~2割程度にまで低下しており、低鋭敏比の土に関して Skempton²²⁾ が実験で示した $C_c'/C_c = 0.77$ (C_c' : 練り返した試料の圧縮指数) という値に比べて小さいが、これは今回の実験で求めた C_c' は 図-12 に示すように有効応力がその土の先行圧密圧力より小さい過圧密に類似した状態から正規圧密状態への遷移領域 (再圧密領域とよぶことにする) での平均的な勾配を用いているためである。これに対して、Skempton の実験では完全に練り返してスラリー状にした試料を用い、かつその C_c' が 図-12 の処女領域におけるもので本実験の再圧密領域でのものとは異なっている。

以上のように、非排水せん断変形による乱れを受けた粘土の再圧密領域での圧縮指数 C_c' は乱さない状態に比べて低下することは明らかであるが、式 (10) を用いて乱れに基づく圧密収縮率 α を予測しようとする場合には実用上乱れの大きさに無関係にかく乱試料、練り返し再圧密試料についてそれぞれ次のような一定値を用いることにしても 図-11 をみる限りでは差し支えないと思

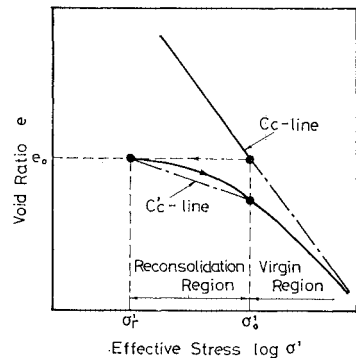


図-12 非排水せん断変形で生じた乱れに基づく圧密現象の模式図

われる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{不かく乱試料：} \\ C_c'/C_c=0.3 \quad \therefore C_c'=0.3 C_c \\ \text{練り直し再圧密試料：} \\ C_c'/C_c=0.6 \quad \therefore C_c'=0.6 C_c \end{array} \right\} \dots\dots(17)$$

しかし、今回の実験結果のみではまだサンプル数が十分とはいえないので、今後も種々の土性をもつ粘土について実験を行ってデータを集積し式 (17) を見直すことも必要と考えられる。

(3) 正規圧密粘土の乱れに基づく圧密収縮率

以上のことから、正規圧密粘土に非排水せん断変形を与えた場合に生じた乱れに基づいて一度低下した有効応力が再び乱れを受ける前の当初の有効応力に回復する過程で生じる圧密収縮率 α は、式 (10) に式 (9) を代入することにより、非排水せん断時に与えたせん断ひずみ r (%) の関数として式 (18) のように表わすことができ、また、式中の C_c' と k は次のようになる。

$$\alpha = \frac{C_c'}{1+e_0} \cdot \log R = \frac{C_c'}{1+e_0} \cdot \log(k \cdot r + 1) \dots(18)$$

すなわち、 C_c' は非排水せん断変形による乱れを受けた粘土の再圧密領域での圧縮指数であり、各試料の乱さない状態における標準圧密試験結果より得られた圧縮指数を C_c とした場合、現場の不かく乱試料については $C_c'=0.3 \cdot C_c$ 、練り直し再圧密試料については $C_c'=0.6 \cdot C_c$ を用いる。また k は粘土の乱れやすさを表わすパラメーターであり、鋭敏比 S_t と塑性指数 I_p の関数で次式のようになる。

$$k=0.33 \cdot I_p^{-0.37} \cdot \log S_t \dots\dots(15)$$

したがって、粘土の圧縮指数 C_c と鋭敏比 S_t 、塑性指数 I_p を測定することにより C_c' および k が決まるので、非排水せん断時に受けたせん断ひずみ r の大きさを求めれば乱れに基づく圧密収縮率 α がわかることになる。たとえば Sample 1 および Sample A, C, E についてせん断ひずみ r と乱れに基づく圧密収縮率 α の関係を求め、それぞれの実験結果とあわせて図示すると図 13 (a)~(d) のとおりである。

各種の土木工事で周辺地盤に変形が生じると予想される場合、有限要素法などを利用して発生するせん断ひずみの分布状況を求め、せん断ひずみ発生領域全体にわたって α を算定すれば、その粘土地盤における乱れに基づく圧密沈下量を予測することが可能となる。

5. ま と め

本研究では、軟弱粘土地盤における各種の土木工事により周辺部の粘土に生じる乱れを念頭において、正規圧密粘土に非排水せん断変形を与えた場合に生じる乱れの大きさが、粘土の微視的な骨格構造の変化の度合を直接に表わすと考えられるせん断ひずみの大きさをを用いて評価し得るかを検討し、あわせてこのような土木工事による乱れに基づく圧密沈下量を予測するのに必要な乱れに基づく粘土の圧密収縮率 α について調査し、 α の定量的な値を定める一般式を導くために実験と理論的考察を行い、以下に示すような結論を得た。

(1) 粘土の乱れの大きさは有効応力変化の度合で定義されるかく乱比 R またはその増分 r (式 (1) および式 (2) 参照) で評価するのが一般的であるが、このかく乱比 R またはその増分 r と非排水せん断時に与えたせん断ひずみ r との間には近似的に次式のような直線関係が存在し、乱れの大きさはせん断ひずみを用いて評価し得ることが確かめられた。

$$R=r+1=k \cdot r+1 \quad (k: \text{定数}) \dots\dots(9)'$$

(2) 上の式 (9)' からわかるように、一定のせん断ひずみを与えた場合に生じる乱れの大きさは同じではなく、土の種類、特に骨格構造から決まる定数 k の値により異なる。このような乱れの大きさに寄与する要因として、粘土の鋭敏比 S_t と塑性指数 I_p に着目し、鋭敏比の大きな土ほどまた塑性指数の小さな土ほど、一定のせん断ひずみを与えたときに生じる乱れが大きいことから、式 (9)' に含まれる定数 k は実験結果に基づいて次式のように表わすことができる。

$$k=0.33 \cdot I_p^{-0.37} \cdot \log S_t \dots\dots(15)$$

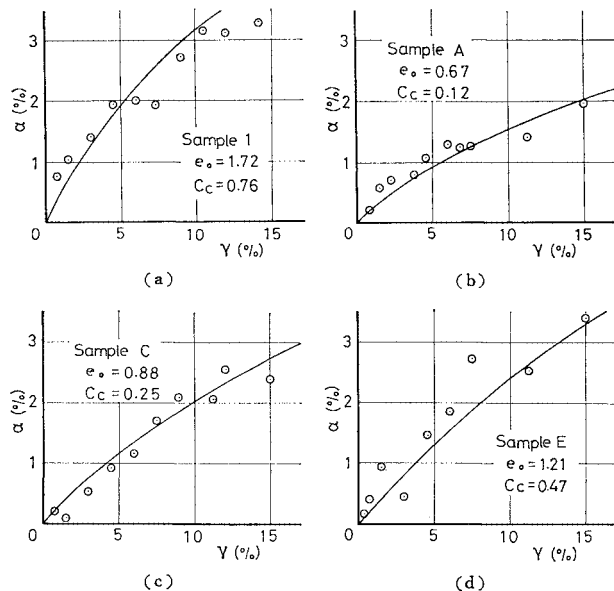


図13 非排水せん断時に与えたせん断ひずみ r と乱れに基づく圧密収縮率 α の関係

(3) 非排水せん断変形を受けた正規圧密粘土の乱れに基づく圧密収縮率 α は非排水せん断時に受けたせん断ひずみ r の関数になる。

$$\alpha = \frac{C_c'}{1+e_0} \cdot \log R = \frac{C_c'}{1+e_0} \cdot \log(k \cdot r + 1) \cdots (18)$$

ここに、 e_0 は粘土の初期間隙比、 C_c' は非排水せん断変形による乱れを受けた粘土の再圧密領域での圧縮指数であり、各試料の乱さない状態における標準圧密試験結果より得られた圧縮指数を C_c とした場合、現場のなかで乱試料については $C_c' = 0.3 \cdot C_c$ 、繰り返し再圧密試料については $C_c' = 0.6 \cdot C_c$ を用いる。

なお、現場では乱れに基づく圧密沈下は長期(数か月)にわたって発生するのが通例であるので、その場合にはシキソトロピー効果により骨格構造の強度がある程度回復して α の低減も起こり得ると考えられるが、現場で発生する乱れは完全に繰り返したものには比べれば一般に小さいので、シキソトロピー効果の影響は顕著なものではないと思われる。

参 考 文 献

- 1) 森 麟・赤木寛一：シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下、トンネルと地下、Vol. 11, No. 8, pp. 15~19, 1980.
- 2) 森 麟・赤木寛一・小松 寛：開削工事に伴うせん断変形で生じた乱れによる周辺地盤の圧密沈下解析、第36回土木学会年次学術講演会、III-260, 1981.
- 3) 森 麟・赤木寛一・五十嵐寛昌：杭の打設に伴う土の乱れによる圧密沈下とそれに基づくネガティブ・フリクションの解析、第17回土質工学研究発表会、No. 577, 1982.
- 4) 赤木俊允：排除型砂杭の打設に伴う間引き水圧と地表面の変動、第15回土質工学研究発表会、No. 409, 1980.
- 5) Schmertmann, J.H.: The undisturbed consolidation behaviour of clay, Trans. ASCE, Vol. 120, pp. 1201~1233, 1955.
- 6) Ladd, C.C. and T.W. Lambe: The strength of "Undisturbed" clay determined from undrained tests, ASTM, STP-No. 361, (Laboratory Shear Testing of Soils), pp. 342~371, 1963.
- 7) Skempton, A.W. and V.A. Sowa: The behaviour of saturated clays during sampling and testing, Géotechnique, Vol. 13, No. 4, pp. 269~290, 1963.
- 8) Noorany, I. and H.B. Seed: In-situ strength characteristics of soft clays, Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM 2, pp. 49~80, 1965.
- 9) Nakase, A.: The $\phi_u=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soil and Foundation, Vol. 7, No. 2, pp. 33~50, 1967.
- 10) Okumura, T.: The variation of mechanical properties of clay samples depending on its degree of disturbance, Proc. Speciality Session, Quality in Soil Sampling, 4th Asian Reg. Conf. SMFE, pp. 73~81, 1971.
- 11) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男：粘土の非排水せん断強度と変形係数、港湾技術研究所報告、Vol. 11, No. 2, pp. 243~259, 1972.
- 12) 稲田倍徳：サンドパイルの打設と盛土による軟弱地盤の土性変化、土と基礎、Vol. 13, No. 1, pp. 3~10, 1965.
- 13) 木庭宏美・堀江宏保：砂杭を打設した粘性土地盤の挙動一衣浦港における実験について一、港湾技術研究所報告、Vol. 10, No. 3, pp. 135~157, 1971.
- 14) Akagi, T.: Effect of mandrel-driven sand drains on strength, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 3~6, 1977.
- 15) Massarsch, K.R. and B.B. Broms: Pile driving in clay slopes, Proc. 10th ICSMFE, Vol. 3, pp. 469~474, 1981.
- 16) 奥村樹郎：粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究、港湾技研資料、No. 193, 1974.
- 17) たとえば、Yong, R.N. and B.P. Warkentin: Introduction to Soil Behavior, Macmillan, 1966.
- 18) たとえば、Collins, K. and A. McGown: The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, Géotechnique, Vol. 24, No. 2, pp. 223~254, 1974.
- 19) Ohta, H., S. Yoshitani and S. Hata: Anisotropic stress-strain relationship of clay and its application to finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 4, pp. 61~79, 1975.
- 20) 清水正喜・三村 衛：せん断応力除荷時の粘性土の弾性的挙動、京大防災研究所年報、No. 24, B-2, pp. 57~72, 1981.
- 21) 森 麟・添田俊道：ブラインドシールドの流入抵抗と適性地盤条件について、第13回土質工学研究発表会、No. 329, 1978 (図8には、その後の実験で得られた結果もあわせてプロットされている)。
- 22) Skempton, A.W.: Notes on the compressibility of clays, Quarterly Journal of Geological Society, London, Vol. C, pp. 119~135, 1944.

(1982.7.21・受付)