

動的応力履歴を受けた飽和粘性土の沈下挙動

鈴木 猛 康*

Settlement of Saturated Clays under Dynamic Stress History

Takeyasu SUZUKI

Abstract

It is a well known fact that excess pore pressure builds up when the soil is subjected to cyclic loading. In the case of clays, the dissipation of pore pressure causes long term settlement. Dynamic simple shear test was carried out using different types of clays. Measurement was made of the residual excess pore pressure and volumetric change after cyclic shear. Then, drainage mechanism is discussed in details. The settlement or axial strain caused by the drainage of pore water can be expressed by a hyperbolic function of pore pressure ratio. This relation is not influenced by the amplitude and speed of cyclic shear stress. In addition, it was found that the drainage mechanism of normally consolidated clays after cyclic shear is closely related to the compressive coefficient C_c and swelling coefficient C_s which are obtained by a consolidation test. Finally, the settlement simulation was executed in order to apply this research to the field, involving discussions on the effect of over consolidation ratio.

1. ま え が き

粘性土地盤が動的応力を受ける環境は、地震時のみならず、建設工事における杭打時、交通荷重、潮波力、風荷重などさまざまである。北海の石油開発では、海洋重力式プラットフォームの潮波力に対する安定性検討に当たって、海底粘性土の非排水繰返し載荷時および載荷後の挙動が、かなり詳しく研究されてきた^{1),2),3),4),5),6)}。また New Jersey 沖では、建設予定の海洋浮遊式原子力発電所の基礎地盤が、主に 2 種類の粘性土地盤で構成されており、その地震および潮波力による動的挙動が検討された。Mexico では地震後数年にわたって、粘性土地盤上の建築物の沈下が急激に加速されたことも報告されており⁸⁾、耐震設計の立場からも、今後ますます粘性土の動的挙動の解明が望まれる。

新潟地震を契機として、砂の液状化現象が国内外で活発に研究され、そのメカニズムが解明されるのにもない、粘性土についても繰返し載荷試験を中心として、動的挙動に関する研究が進められてきた⁹⁾。とくに正規圧密粘土については、動的せん断時に過剰間隙水圧の上昇によって有効応力が減少し、せん断強度やせん断定数が

低下することは、数々の粘性土で確認されており^{1),10),11),12)}、さらに過圧密粘土の過圧密比の影響も議論されている^{7),13),14)}。

動的応力履歴を受けた粘性土地盤では、発生した過剰間隙水圧が徐々に消散されるため、その後、長期にわたる地盤沈下が生ずることが予想される。強度特性と比較して、このような圧密沈下現象に関してはまだ研究が少なく、十分に知られていない。古くは Bishop, Henkel (1953)¹⁵⁾が、正規圧密および過圧密粘土の非排水繰返し載荷試験を行い、せん断後の排水にともなう体積変化を測定した。この試験で彼らは、正規圧密粘土においては繰返し載荷により過剰間隙水圧が発生し、排水にともない体積収縮（圧密）が生じ、過圧密粘土の場合はその逆で、負の過剰間隙水圧発生と体積膨張（吸水）が生ずることを見出した。松井ら (1977)¹⁶⁾によれば、動的応力履歴を受けた正規圧密粘土の過剰間隙水圧消散にともなう体積収縮は、膨張曲線に沿って生ずる。これに対して Brown ら (1977)¹⁷⁾は、過圧密比 $OCR=1, 4, 10, 25, 50$ の Drammon Clay を用いて同様な試験を実施し、載荷後の排水にともなう体積変化が膨張曲線に沿って生ずると仮定し体積変化を予測した。その結果、 $OCR=50$ ではこれが非常に良い近似となったものの、 $OCR=4, 10,$

* (株)熊谷組・技術研究所

25 ではどちらとも言えず、 $OCR=1$ すなわち正規圧密試料では推定値が $4V/V=0.07\%$ であるのに対し実測値は 0.7% と大きく、膨張曲線よりむしろ正規圧密曲線の方が近いと述べている。

そこで本論文では、性質の異なる数種類の粘性土の動的単純せん断試験を、規則波および不規則波形のせん断力载荷で実施し、1) 残留過剰間隙水圧と圧密沈下量の関係を明らかにする。さらに、2) 動的応力履歴を受けた粘性土の圧密沈下挙動のメカニズムについて考察し、3) 本研究の応用例として地震後のビート層の地盤沈下シミュレーションを試みている。

2. 動的単純せん断試験

(1) 試験装置

試験装置は図-1に示すような動的単純せん断装置である。N.G.I.型に類似しており、ワイヤメンブレンのかわりにテフロンコーティングしたステンレス製の拘束リングを重ね、側方変位を拘束している。リングの寸法は外径 100 mm、内径 71 mm、厚さ 1 mm で、リング間の摩擦はきわめて小さい。試料はほぼ直径 70 mm、高さ 30 mm の円筒形に成形し、試料台と試料キャップ

の間にセットして、メンブレンで覆っている。鉛直圧は試料下部から加え、上部は鉛直方向に固定されている。また鉛直クランプを締めることにより、せん断時の鉛直変位を拘束できる。一方側圧はセル圧で制御されるので、任意の主応力比に試料をセットすることが可能である。せん断力は空圧アクチュエーターから水平载荷軸を通して試料上部の可動板に伝達され、これがボールベアリングの上を水平面でなめらかに移動する。この可動板は、試料キャップとネジで接続されており、 X および Y 軸方向のせん断力载荷で、二方向のせん断が可能となる。なお水平軸にはそれぞれストッパーが付いているので、試料作製から圧密まで、これを締めて軸を正しい位置に固定しておく。ただし本実験では等方圧密状態でせん断を行い、せん断力は一方向のみ载荷した。

次に荷重、変位および間隙水圧の測定について述べる。水平荷重の測定は、水平载荷軸に設置した水平ロードセルにより行う。また鉛直荷重は、任意変位摺動板下部の鉛直ロードセルで測定する。水平・鉛直変位は、それぞれ水平軸、鉛直軸に取付けた変位計で測定するとともに、ダイヤルゲージによる観察も行う。間隙水圧は、試料下部ポーラスストーンを通して、給排水管に設けた

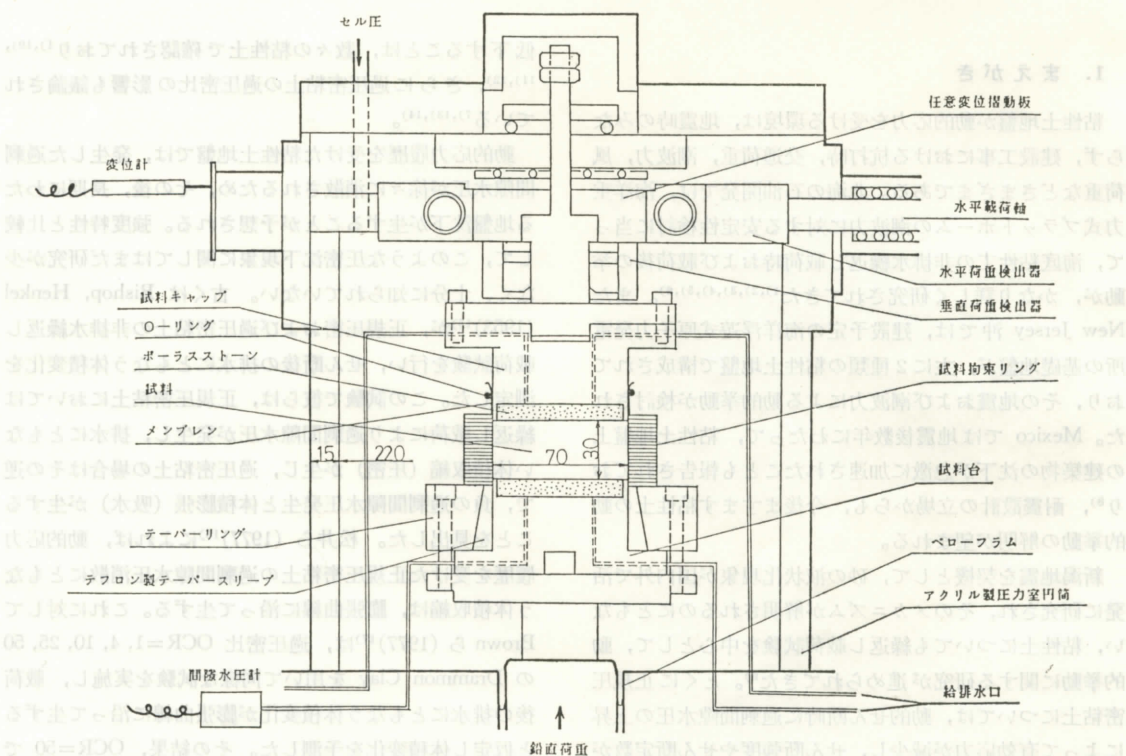


図-1 動的単純せん断装置

間隙水圧計で測定する。さらに本研究でもっとも重要とされるせん断後の排水量測定には、給排水管と接続した体積ビュレットを用いている。

このような動的単純せん断装置を用いると、垂直応力、測圧を変えることなく、試料の水平面にせん断力を加えることができ、地震等による地盤内の応力状態の再現が可能となる。

(2) 試験方法

粘性土試料はトリマー等でほぼ直径 70 mm、高さ 30 mm に成形し、試料室にセットする。次に有効拘束圧 0.2 kgf/cm^2 で等方圧密しながら約 24 時間通水し、試料を飽和させる。その時のバックプレッシャーは、試料により異なるが $1.5 \sim 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ である。十分飽和し B 値が 0.95 以上に達したら、有効拘束圧 σ'_v が所定の値になるまで徐々にセル圧を上げ、約 24 時間等方圧密する。排水がほぼ停止したのを確認し、測定装置をセットしておく。ここで排水バルブを閉じ非排水状態にし、サイン波あるいは不規則波のせん断力を载荷すると過剰間隙水圧が残留する。载荷停止後 30 秒程度で Δu は落ちつくので、载荷停止 30 秒後の過剰間隙水圧を測定し、これを残留過剰間隙水圧 ΔV とする。そこで排水バルブを開放し、過剰間隙水圧の消散による圧密、すなわち排水量を、体積ビュレットで測定する。排水量は 24 時間以上経過するときわめて少ないので、24 時間後の排水量を圧密による体積変化 Δv としている。排水時間 24 時間は、供試体の高さが約 3 cm であるから、粘性土の層厚 2 m の場合 12 年、3 m の場合 27 年の圧密時間に

3. 粘性土試料

試験に用いた粘性土試料は、リモールドされた沖積粘土として (1) 新小岩粘土、不攪乱表層粘土として (2) 仙台有機質土、高含水比の軟弱粘性土として (3) 仙台ビートおよび過圧密の (4) 秋田ビートである。それぞれタイプの異なる粘性土であり、その物理的性質は表-1 に示すとおりである。

表-1 粘性土の物理的性質

物理定数 種 類	G_s	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p (%)	ω_n (%)
新小岩粘土	2.575	49.1	31.3	17.8	47~50
仙台有機質土	2.564	84.5	38.5	46.0	68~82
仙台ビート	1.598				500~600
秋田ビート	1.359				400~450

相当する。

新小岩粘土は、深さ約 10 m から採取した沖積粘土である。これをスラリー状態にし、0.2 mm ふるいを通して、貝殻や小石を取り除いた。スラリーは圧密箱に入れ、圧密圧 0.7 kgf/cm^2 で約 2 カ月間両面排水の圧密を行い、その後トリマーで成形し試験に用いた。

仙台有機質土は、仙台市内において旧水田地の表層よりブロックサンプリングで採取したものである。黒色を呈し、部分的に未分解のヨシやアシの茎状の植物を鉛直方向に有している。ブロックサンプリングした試料は、トリマーで成形し試験に用いた。

仙台ビートは、仙台市内においてボーリングを行い、深さ約 2 m の位置でシンウォールサンプラーで採取したものである。黒色を呈し、未分解の細かい繊維を多量に含み、自然含水比 500% 以上を示す。トリマーを使用すると試料が乱されるので、成形には主にナイフを用いた。高圧縮性を示し、圧縮指数 C_c は 3.59 と非常に高い。

秋田ビートは、秋田市内においてボーリングを行い、深さ約 4 m の位置でシンウォールサンプラーで採取したものである。高含水比で、圧縮指数 C_c は 3.01 と高圧縮性を示すが、未分解の植物繊維が層状にかなり密に堆積している。乾燥させるとこの層に沿って試料が割れる。圧密降伏応力は 1.1 kgf/cm^2 で過圧密状態である。

4. 試験結果および考察

(1) 発生過剰間隙水圧と圧密沈下量の関係

まず発生過剰間隙水圧と圧密沈下量の表示方法について述べる。過剰間隙水圧は、非排水動的単純せん断により残留した過剰間隙水圧 Δu を、有効拘束圧 (圧密圧) σ'_v で除して無次元化し、間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ で表現する。すなわち $\Delta u/\sigma'_v$ は一般に正規圧密およびやや過圧密の粘土では 0 から 1 の範囲を持ち、過剰間隙水圧上昇の度合を示している。ここで $\Delta u/\sigma'_v = 1.0$ は、初期液状化を意味する。 $\Delta u/\sigma'_v$ を用いると、さまざまな有効拘束圧下にある現地盤の土の挙動を、実験によってシミュレートすることが可能となり便利である。

一方圧密沈下量は、軸ひずみ ε_a で表す。現地盤の応力状態は K_0 圧密状態と考えられ、側方への体積変化は生じないとされている。したがって体積変化は深さ方向に限られ、 $\Delta V/V$ は ε_a に等しい。しかし実験は等方応力状態で実施しているため、圧密により側方圧縮ひずみを伴い、 $\varepsilon_a \approx 0.6 \cdot \Delta V/V$ 程度となる。ここでは現地盤の圧密沈下量の予測を主目的とするため、側方変位については無視し、体積変化はすべて軸方向に発生するという仮定のもとに、 $\Delta V/V$ を ε_a で表示する。

前項で説明した4種類の粘性土試料のうち、3種類について動的単純せん断試験を実施し、得られた $\varepsilon_a \sim \Delta u/\sigma'_c$ の関係をそれぞれ図-2から4に示す。これらはすべて正規圧密状態で試験しているが、仙台ピートは過圧密状態で試験を行なったため、これについては後述する。図中では、それぞれプロットの近似式も与えている。これらから $\varepsilon_a \sim \Delta u/\sigma'_c$ の関係は、 $\Delta u/\sigma'_c = 1$ を漸近線とする次の双曲線によって十分近似されうることがわかる。

$$\varepsilon_a = \frac{a \cdot \Delta u/\sigma'_c}{1 - \Delta u/\sigma'_c} \quad (a \text{ は定数}) \quad (1)$$

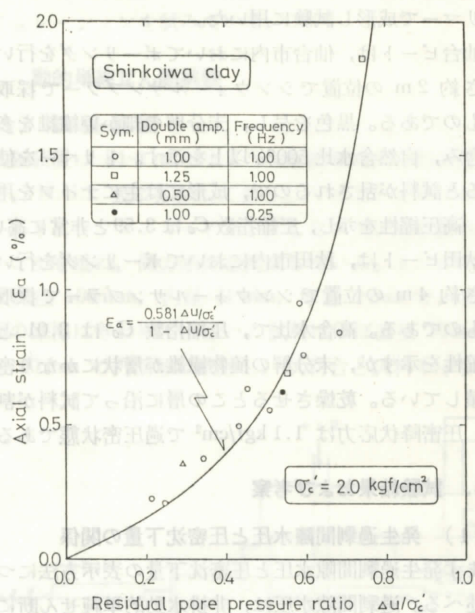


図-2 軸ひずみと間隙水圧比の関係 (新小岩粘土)

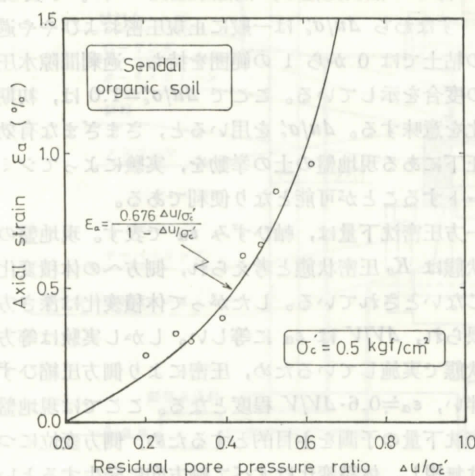


図-3 軸ひずみと間隙水圧比の関係 (仙台有機質土)

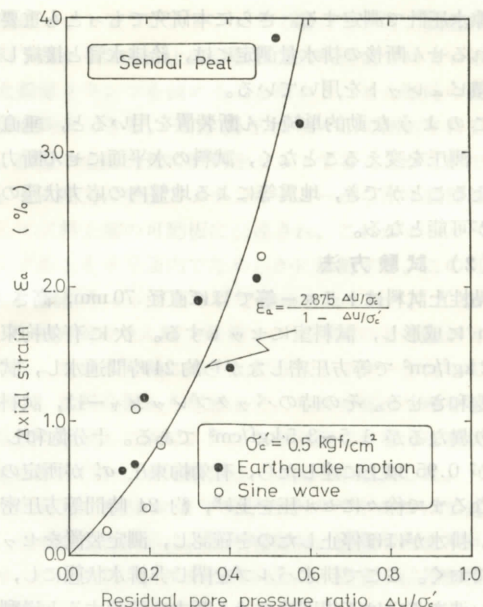


図-4 軸ひずみと間隙水圧比の関係 (仙台ピート)

この近似式は、 $\Delta u/\sigma'_c = 1.0$ の時 ε_a が無限大となり物理的に不合理であるが、粘性土では過剰間隙水圧上昇量に限界値がある (初期液化は起こり難い) と考えられるので、この限界の範囲内で式を適用すればよい。ただし、正規圧密状態であっても σ'_c が異なれば定数 a の値も変化することが予測される。また過剰間隙水圧の発生要因は、せん断応力荷重により塑性ひずみが発生し、間隙水の micropore から macropore への移動が生じたためと考えられ^{10), 18), 12)}、したがって排水とともに土粒子構造が変化する。

図-2 はリモールドされた沖積粘土に、サイン波の非排水繰返しせん断を行なった結果である。プロットは周波数 1.0 Hz, 繰返しせん断振幅が両振幅で 1.0 mm のサイン波荷重の場合を基準とし、これに周波数 0.25 Hz, せん断両振幅 0.5 mm と 1.25 mm のデータが付け加えられている。また荷重回数は 3~1000 回までさまざま、所定の過剰間隙水圧が得られた所で荷重を停止した。なお、1000 回の荷重でもせん断ひずみはそれほど増大しなかった。図から判断されるように、少なくとも規則波荷重の場合、周波数、せん断振幅に依らず、 ε_a と $\Delta u/\sigma'_c$ の間にユニークな関係が存在する。Brown ら (1975)¹⁸⁾ は、0.01~10 Hz では Frequency effect がほとんどないことを確認しており、松井ら (1977)¹⁶⁾ も、 $\Delta V/V$ と有効応力の増加量の間に荷重速度やせん断応力振幅によらないユニークな関係があることを示している。

図-3 は表層の不攪乱有機質土にサイン波による繰返しせん断を実施した結果であるが、不攪乱試料でも図-2と同様に双曲線関係を有している。さらに 図-4 は仙台の不攪乱ビートに、サイン波に加えて不規則波（宮城沖地震波）による動的単純せん断を行なった結果のプロットである。近似式の定数 a は 2.875 で前述の試料の 4～5 倍と大きく、このようなビート層では、地震等による動的応力履歴を受けた場合、その後長期にわたる地盤沈下が問題となる。動的せん断応力の載荷パターンは、規則波でも不規則波でも結果にはきわだった差はなく、動的応力履歴を受けた粘性土の圧密沈下挙動は、受けた動的応力のタイプには依らず、ただ発生した残留過剰間隙水圧によって一義的に決定されると言えよう。さらに間隙水圧比が同じでも、粘性土のタイプにより圧密沈下量が異なり、これは近似式の定数 a の大小で決まる。

最後に非排水クリープ挙動について考察する。粘性土はある有効拘束圧の下で数日圧密後非排水状態にすると、過剰間隙水圧がゆっくり上昇して、いわゆる非排水クリープ挙動を示すことが知られている²⁰⁾。また、静的なせん断力載荷段階の非排水クリープ挙動や²¹⁾²²⁾、繰返し載荷後の非排水クリープ挙動も報告されている²³⁾。本実験においても動的せん断後、過剰間隙水圧がある程度安定するまでしばらく放置して観測した。その結果、沖積粘土では $\Delta u/\sigma'_c$ が小さいほど非排水クリープに基づく過剰間隙水圧の上昇が著しく、 $\Delta u/\sigma'_c=0.5$ までは上昇傾向が持続した。ところが $\Delta u/\sigma'_c=0.6$ に近づくにつれ、過剰間隙水圧は変化しないか、あるいは下降する傾向を示した。また有機質土では $\Delta u/\sigma'_c$ が小さい場合でも過剰間隙水圧は下降した。さらにビートの場合には急速に下降し、動的応力履歴を受けて蓄積されたせん断ひずみが、徐々に回復していることが推測された。粘性土の非排水クリープ特性において植物繊維混じりの土あるいはビートは、Holzer, Höeg (1973)²⁴⁾ が示唆した有機分含有量やリモールドの程度以外の要因による特異な性質を有している。

(2) 動的応力履歴を受けた粘性土の排水挙動

粘性土の動的挙動について、動的応力履歴を受けた後の排水の影響まで考慮した研究は、ごくわずしか見られない^{3), 5), 15), 16), 17), 24), 25)}。本節では、動的応力履歴を受けた粘性土の排水にともなう圧密沈下について既往の研究を議論し、その後本研究の実験結果を解析しながら、排水挙動のメカニズムについて考察したい。

圧密試験において、除荷段階で描かれる膨潤曲線は $e - \log \sigma'$ 図上で直線近似され、その勾配は膨張指数 C_s と

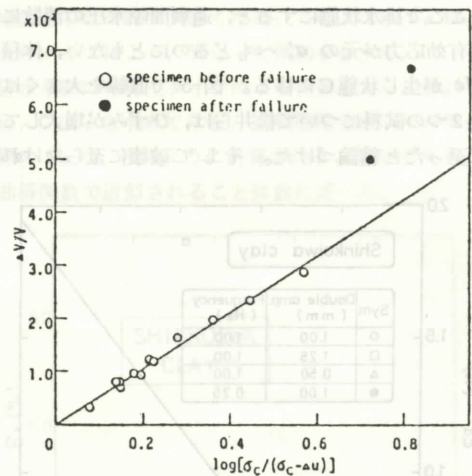


図-5 有効応力の増加量と体積ひずみの関係（松井ら, 1977）

呼ばれる。また除荷後さらに載荷（再圧密）を行うと、粘性土はほぼ膨張曲線に沿って圧密され、正規圧密状態にもどるにつれて次第にこの曲線からはずれて、正規圧密曲線の勾配 C_e に近づいてゆくことが知られている。松井ら(1977)は、動的応力履歴を受けたリモールドされた千里粘土の排水後体積ひずみ $\Delta V/V$ と $\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta u}$ の関係を図-5のように求め、両者の間にユニークな直線関係があることを示した。したがって図の縦軸を間隙比 e に置き換えても直線関係は存在し、その勾配 $\Delta e / \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta u}$ を動的応力履歴を受けた粘土の圧縮指数 C_a と定義した。図-6 は C_s と C_e および C_a の関係を示したものである。図中有効拘束圧 σ'_c で圧密され状態Aにあった粘性土は、非排水動的せん断により過剰間隙水圧 Δu が発生し、有効応力 σ' が Δu だけ減少し状態Bに移動す

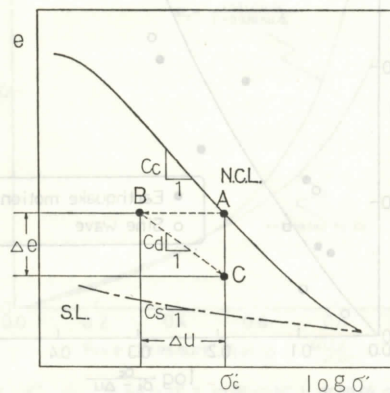


図-6 C_e , C_s および C_a の関係

る。ここで排水状態にすると、過剰間隙水圧の消散によって有効応力が元の σ'_c へもどるのにもない、体積収縮 Δe が生じ状態Cに移る。図-5 で直線を大きくはずれた2つの試料について松井らは、ひずみが増大して破壊に至ったと結論づけた。そして破壊に至らなければ

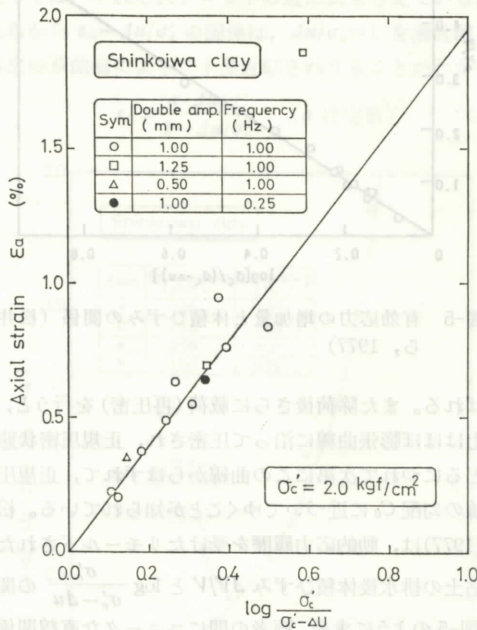


図-7 有効応力の増加量と軸ひずみの関係

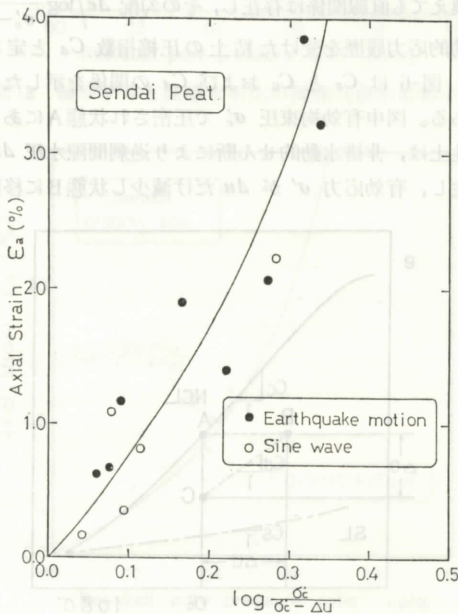


図-8 有効応力の増加量と軸ひずみの関係

Ca は一定であり、 Cs にほぼ等しくなるとしている。

本実験で得られた新小岩粘土と仙台ビートの結果を、松井らの方法にしたがってまとめてみると図-7、図-8 のようになる。新小岩粘土では、一点を除けば両者は直線で近似され、この一点は確かに Δu がもっとも上昇した場合であるが、この時生じたせん断ひずみは3%程度であり、破壊に至ったとは言い難い。さらに仙台ビートでは、両者の関係は直線というよりもむしろ曲線に近く、 Ca は過剰間隙水圧の上昇とともに増大することが推察される。図-9 は松井らの行なった動的三軸試験の結果を $\Delta V/V \sim \Delta u/\sigma'_c$ 図上にプロットし直したものであるが、 $\Delta u/\sigma'_c$ が0.8をこえて松井らが破壊に至ったと判断した2点も、双曲線ではきれいに近似される。ただしこの近似式は、漸近線の推定も行っており、漸近線を1と仮定した前述の近似式とこの点が異なる。しかし $\Delta u/\sigma'_c$ の高いデータがない場合、漸近線を1としても十分近似できる。例えば新小岩粘土で漸近線も含めて近似式を求めると、

$$\epsilon_a = \frac{0.599 \cdot \Delta u/\sigma'_c}{1 - 1.022 \cdot \Delta u/\sigma'_c} \quad (2)$$

となり、漸近線はほぼ1に等しく、曲線形も漸近線1の場合とほとんど変わらない。

松井らの研究を中心に議論を進めてきたが、1. で述べたように、Brownら(1977)¹⁷⁾は過圧密比の異なる Drammon Clay の繰返し載荷試験を行い、正規圧密粘土の排水にともなう体積収縮は、膨張曲線よりもむしろ正規圧密曲線に沿って生じたと述べており、以上から動的

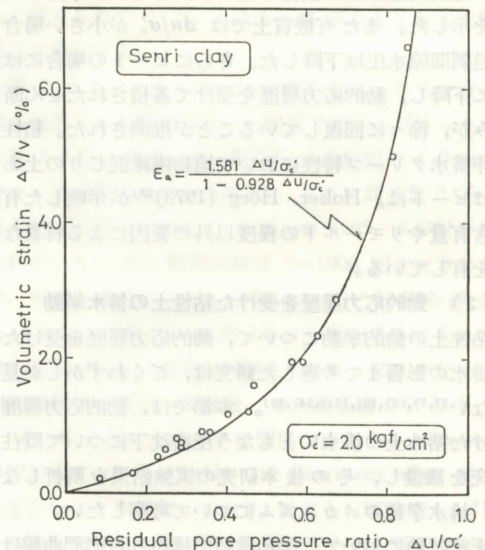


図-9 軸ひずみと間隙水圧比の関係(千里粘土)

表-2 C_0 , C_s および C_0/C_s

種類 \ 係数	C_0	C_s	C_0/C_s
新小岩粘土	0.36	0.04	9.00
千里粘土	0.597	0.115	5.19
仙台ピート	3.59	0.37	9.70
秋田ピート	3.01	0.35	8.60

応力履歴を受けた正規圧密粘土の圧縮指数 C_a は、過剰間隙水圧が増加するにつれ増大し、次第に C_0 に近づくと考えた方がより現実的と思われる。

このような観点から、新小岩粘土、千里粘土、および仙台ピートの C_s から推定される軸ひずみと実測値を比較してみる。標準圧密試験から得られた C_0 , C_s および C_0/C_s の値は表-2に示す通りである。

膨張曲線に沿って排水が生じるとすると、 C_s は次式で表すことができる。

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta u}} \quad (3)$$

上式を変形すると、排水による間隙比変化 Δe が得られる。

$$\Delta e = C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta u} \quad (4)$$

試料は飽和状態であるから、体積変化 Δv は次式となり、

$$\Delta V = \Delta e / v_s \quad (4)$$

ここで、 v_s : 試料中の土粒子体積

軸ひずみ ϵ_a , すなわち体積ひずみ $\Delta v/v$ は、(5) 式を試料体積 v で除すことにより与えられる。

$$\epsilon_a = \frac{\Delta V}{V} = \frac{C_s v_s}{V} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta u} \quad (6)$$

(6) 式の v_s/v をせん断前の初期間隙比 e_0 で表せば、最終的に (7) 式の形となる。

$$\epsilon_a = \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta u} \quad (7)$$

(7) 式で Δu を変化させ、 $\Delta u/\sigma'_c = 0.1 \sim 0.9$ の範囲における ϵ_a を計算し、実測値の近似式と比較してプロットしたのが図-10, 11, 12である。図-10 と 11 では、 $\Delta u/\sigma'_c = 0.5$ 付近まで C_s を用いて計算した推定沈下量の方がわずかに大きく、 $\Delta u/\sigma'_c$ がさらに増加すると両者の関係は逆転し、 $\Delta u/\sigma'_c = 0.9$ では実測値が推定値の2倍以上となる。これらはリモールドされた沖積粘土の代表的なパターンと言えよう。一方図-12では、 $\Delta u/\sigma'_c$ の値が小さくても実測値の方が大きく、両者の差は $\Delta u/\sigma'_c$

が増加するにつれて大きくなる。このように C_a は、粘性土のタイプにより、異なった挙動を呈する。

排水挙動の粘性土タイプによる差違をさらに検討するため、 C_a/C_s を求めてみる。過剰間隙水圧 Δu が発生した際の C_a は、次のように計算される。軸ひずみ ϵ_a が、双曲線関数で近似されることは前に述べた。

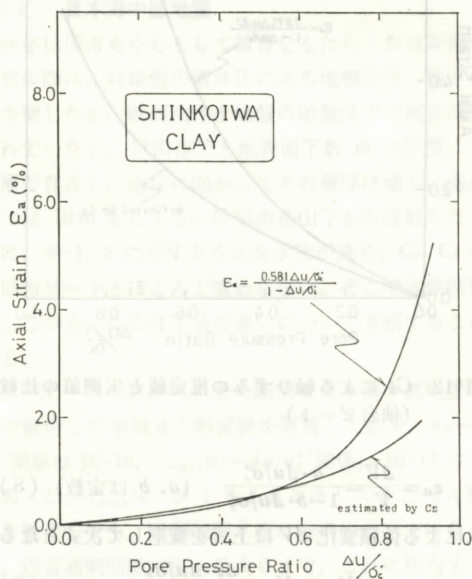


図-10 C_s による軸ひずみの推定値と実測値の比較 (新小岩粘土)

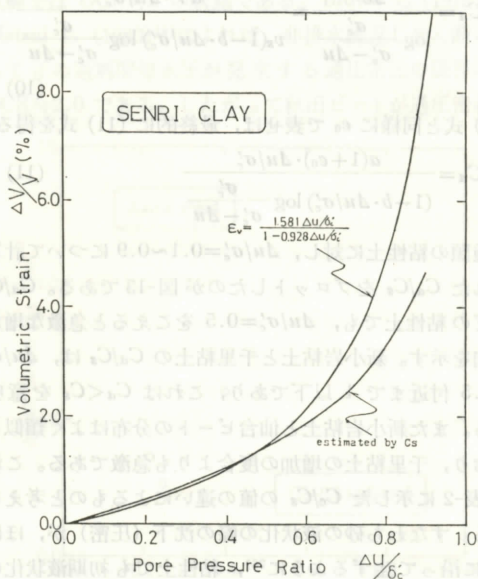


図-11 C_s による軸ひずみの推定値と実測値の比較 (千里粘土)

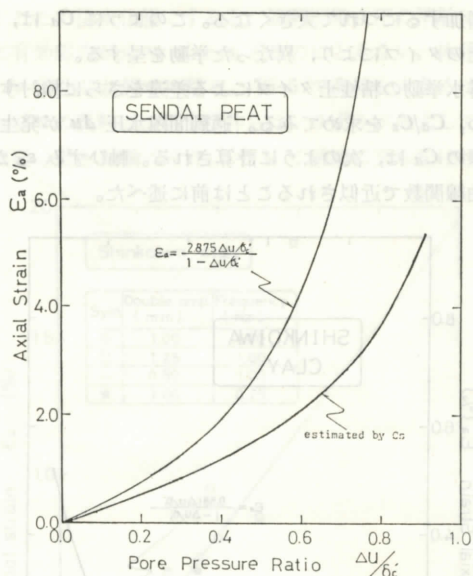


図-12 C_s による軸ひずみの推定値と実測値の比較 (仙台ピート)

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta V}{V} = \frac{a \cdot \Delta U / \sigma'_c}{1 - b \cdot \Delta U / \sigma'_c} \quad (a, b \text{ は定数}) \quad (8)$$

排水による体積変化 ΔV は上式を変形して次式となる。

$$\Delta V = \varepsilon_a V = \frac{a v \cdot \Delta U / \sigma'_c}{1 - b \cdot \Delta U / \sigma'_c} \quad (9)$$

よって (8), (9) 式より, C_a は次式により与えられ,

$$C_a = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta U}} = \frac{a V \cdot \Delta U / \sigma'_c}{v_s (1 - b \cdot \Delta U / \sigma'_c) \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta U}} \quad (10)$$

(7) 式と同様に e_0 で表せば, 最終的に (11) 式を得る。

$$C_a = \frac{a(1+e_0) \cdot \Delta U / \sigma'_c}{(1 - b \cdot \Delta U / \sigma'_c) \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_c - \Delta U}} \quad (11)$$

3種類の粘性土に対し, $\Delta U / \sigma'_c = 0.1 \sim 0.9$ について計算された C_a / C_s をプロットしたのが図-13である。 C_a / C_s はどの粘性土でも, $\Delta U / \sigma'_c = 0.5$ をこえると急激な増加傾向を示す。新小岩粘土と千里粘土の C_a / C_s は, $\Delta U / \sigma'_c = 0.5$ 付近まで 1 以下であり, これは $C_a < C_s$ を意味する。また新小岩粘土と仙台ピートの分布はよく類似しており, 千里粘土の増加の度合よりも急激である。これは表-2 に示した C_0 / C_s の値の違いによるものと考えられる。すなわち砂の液状化の際の沈下 (圧密) が, ほぼ C_0 に沿って生ずるように²⁶⁾, 粘性土でも初期液状化の際 C_a が C_0 に近づくと考えれば, 図-13 の曲線はおのこの C_0 / C_s に漸近してゆくものと予想され, 実際その

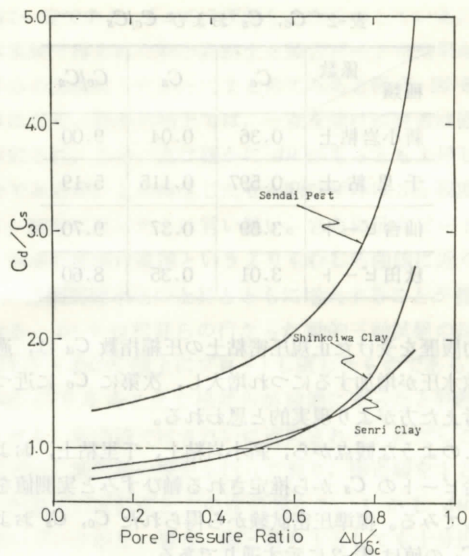


図-13 C_a の間隙水圧比による変化

傾向が見られる。このように動的応力履歴を受けた粘性土の圧縮指数 C_a は, C_0 , C_s および $\Delta U / \sigma'_c$ の関数として表すことができよう。

$$C_a = f(C_0, C_s) \cdot \Delta U / \sigma'_c \quad (12)$$

5. 地震後のピート層地盤の圧密沈下現象

(1) 宮城沖地震

1978 年の宮城沖地震の際, 仙台市周辺に発生した被害はまだ記憶に新しい。この被害の中で興味深いのは, 仙台市日の出町, 扇町を中心とする苦竹地区の地盤沈下である。苦竹地区は 3~4 m のピート層を含む軟弱地盤上を盛土した工業地域であり, 地震発生後数年にわたり

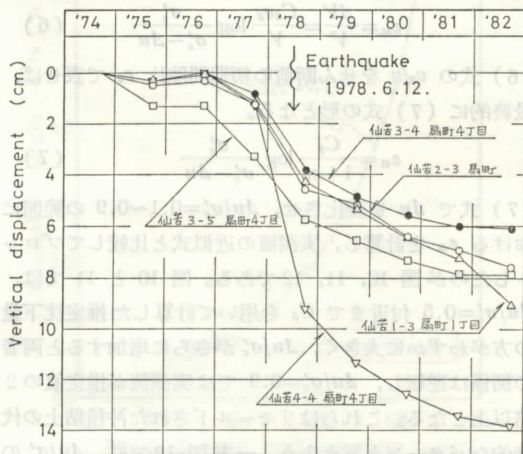


図-14 仙台市扇町の地盤沈下

沈下が急激に加速された。図-14 は扇町における水準測量結果をまとめたものであるが、地震により加速された沈下量は、4 年余りで数 cm から 10 cm に及んでいる。これは Zeevaert の報告⁸⁾と一致しており、地震によって発生した過剰間隙水圧の消散による圧密沈下現象と言えよう。粘性土では透水性が砂に比べてきわめて悪いために排水に時間を要し、粘性土の種類や層厚によっては、数年～十数年も沈下が持続することがある。

仙台市扇町から採取したピートを用いた実験結果は図-4 に示した通りである。またその時のせん断応力比 $\tau_{\max}/\sigma'_c$ と間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ の関係は、図-15 に示すようである。よって宮城沖地震の際のピート層におけるせん断応力比を、プログラム SHAKE による応答解析で求め、そのせん断応力比に対する間隙水圧比を図-15 から読めば、図-4 を用いて圧密沈下量を得ることができる。ただし現地盤が K_0 圧密状態であるのに対し、実験は等方圧密状態で実施している。

石巻市の開北橋で観測された地震波を基盤入力し、得られたピート層における最大せん断応力比は、0.3~0.4 程度である。 $\tau_{\max}/\sigma'_c=0.3\sim 0.4$ に相当する $\Delta u/\sigma'_c$ を図-15 から読みとると 0.2 程度となるが、一度動的応力履歴を受けて圧密を終了した試料では過剰間隙水圧の上昇量が減少するので、0.3 を採用することにする。 $\Delta u/\sigma'_c=0.3$ に相当する軸ひずみ ϵ_a は、図-4 から $\epsilon_a \approx$

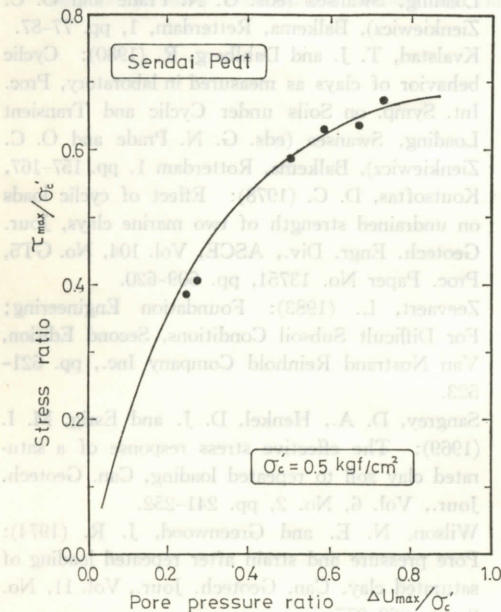


図-15 せん断応力比と間隙水圧比の関係 (仙台ピート)

1.5% となる。したがって、ピートの層厚を 3~4 m とすると、地震によるピート層の圧密沈下量は、4.5~6 cm となる。この結果は図-14 の沈下記録とオーダーが一致しており、苦竹地区の地盤沈下において、地震によってピート層に発生した過剰間隙水圧の消散が主要因であると結論づけられる。

(2) 日本海中部地震

昨年秋田市を中心として被害をもたらした日本海中部地震の際は、砂地盤の液状化による地盤沈下、地すべりが多発したが、軟弱粘性土地盤の地盤沈下の被害は報告されていない。秋田市でも地表面下数 m の位置にピート層が存在し、海岸に向かってその層厚は増し、海岸地域では 10 m をこえる。秋田市長山下から採取したピートは、表-1, 2 に示すように含水比が高く、 C_c , C_s の値は仙台ピートとほとんど変わらない。そこで実験結果を示しながら、この沈下量の違いについて考察することにする。

秋田ピートの試料に、せん断力を日本海中部地震の波形で載荷して単純せん断試験を実施した結果、 $\epsilon_a \sim \Delta u/\sigma'_c$ 関係は図-16、 $\tau_{\max}/\sigma'_c \sim \Delta u/\sigma'_c$ 関係は図-17 のようであった。 $\tau_{\max}/\sigma'_c$ が 1 をこえるほど大きなせん断応力を載荷しても、過剰間隙水圧は載荷の前半では負を示し、残留過剰間隙水圧も最大 0.4 で、これに相当する軸ひずみは 0.6% にすぎない。

秋田ピートの圧密降伏応力は約 1 kgf/cm² であるから、試験では OCR $\approx$ 2 の状態である。Brown ら (1975)¹³⁾、Matsui ら (1980)¹⁴⁾によれば、非排水繰返しせん断によって正の過剰間隙水圧が発生する過圧密比の限界は、OCR $\approx$ 2.0 である。したがって秋田ピートが過圧密状態

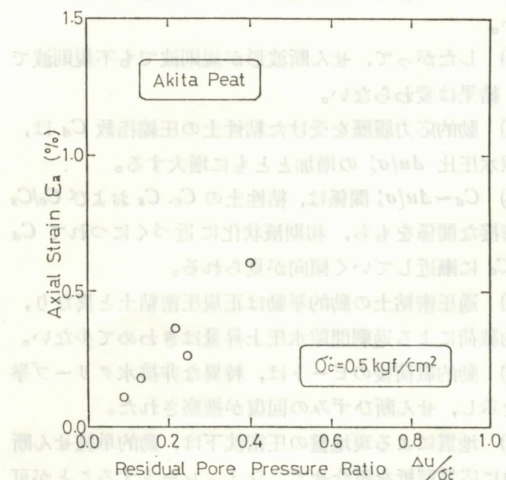


図-16 軸ひずみと間隙水圧比の関係 (秋田ピート)

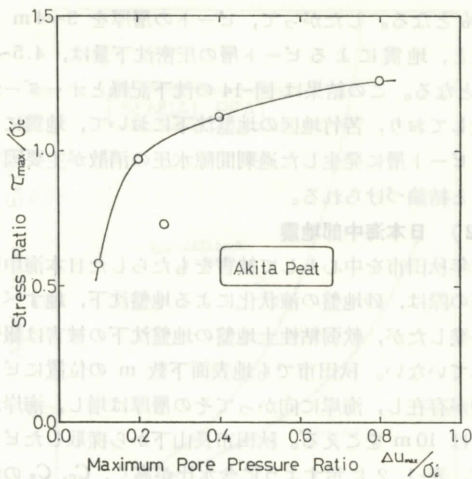


図-17 セン断応力比と間隙水圧比の関係 (秋田ビート)

であったために、地震後の圧密沈下がほとんど発生しなかったと結論づけられた。

6. まとめ

動的応力履歴を受けた粘性土の圧密沈下現象に対して動的単純せん断試験を実施し、その結果を解析して考察を加えてきた。結論を出すにはさらに多くの種類の粘性土試料の試験を行い、その挙動を検討する必要があるが、本研究でかなりの部分が明確になり、これをまとめると以下の通りである。

(1) 動的応力履歴を受けた正規圧密粘土の $\varepsilon_a \sim \Delta u/\sigma'_c$ 関係は双曲線関数によって近似され、

(2) この関係は、載荷速度やせん断振幅の影響を受けない。

(3) したがって、せん断波形が規則波でも不規則波でも、結果は変わらない。

(4) 動的応力履歴を受けた粘性土の圧縮指数 C_a は、間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ の増加とともに増大する。

(5) $C_a \sim \Delta u/\sigma'_c$ 関係は、粘性土の C_o , C_s および C_o/C_s と密接な関係を持ち、初期液状化に近づくにつれて C_a は C_o に漸近していく傾向が見られる。

(6) 過圧密粘土の動的挙動は正規圧密粘土と異なり、動的載荷による過剰間隙水圧上昇量はきわめて少ない。

(7) 動的載荷後のビートは、特異な非排水クリープ挙動を示し、せん断ひずみの回復が推察された。

(8) 地震による現地盤の圧密沈下は、動的単純せん断試験に応答解析を組合せて、シミュレートすることが可能である。

7. 謝 辞

本研究は、東京大学工学部土木工学科、土質研究室で行なったものである。石原研而教授には、本研究遂行に当って有益な助言を頂き、ここに感謝の意を表する次第です。また意欲的に実験を手伝って頂いた大学院生・谷和夫君には、深く感謝する次第です。

References

- Andersen, K. H. (1976): Behavior of clay subjected to undrained cyclic loading, Proc. of Conference on Behavior of Offshore Structures, Trondheim, Norway, Vol. 1, pp. 392-403.
- Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F. and Rosenbrand, W. F. (1980): Cyclic and static laboratory tests of Drammon clay, Jour. Geotech. Engr. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, No. GT5, Proc. Paper No. 15434, pp. 499-529.
- France, J. W. and Sangrey, D. A. (1977): Effect of drainage in repeated loading of clay, Jour. Geotech. Engr. Div., Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT7, Proc. Paper No. 13081, pp. 769-785.
- Bjerrum, L. (1973): Geotechnical problems involved in foundation of structures in the North Sea, Géotechnique 23, No. 3, pp. 319-358.
- Meimon, Y. and Hicher, P. Y. (1980): Mechanical Behavior of clays under cyclic loading, Proc. Int. Sym. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea (eds. G. N. Prade and O. C. Zienkiewicz), Balkema, Rotterdam, 1, pp. 77-87.
- Kvalstad, T. J. and Dahlberg, R. (1980): Cyclic behavior of clays as measured in laboratory, Proc. Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea (eds. G. N. Prade and O. C. Zienkiewicz), Balkema, Rotterdam 1, pp. 157-167.
- Koutsoftas, D. C. (1978): Effect of cyclic loads on undrained strength of two marine clays, Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, Vol. 104, No. GT5, Proc. Paper No. 13751, pp. 609-620.
- Zeevaert, L. (1983): Foundation Engineering; For Difficult Subsoil Conditions, Second Edition, Van Nostrand Reinhold Company Inc., pp. 521-523.
- Sangrey, D. A., Henkel, D. J. and Esrig, M. I. (1969): The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading, Can. Geotech. Jour., Vol. 6, No. 2, pp. 241-252.
- Wilson, N. E. and Greenwood, J. R. (1974): Pore pressure and strain after repeated loading of saturated clay, Can. Geotech. Jour., Vol. 11, No. 2, pp. 269-277.
- Castro, G. and Christian, J. T. (1976): Shear strength of soils and cyclic loading, Jour. of Geo-

- tech. Engr. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT9, pp. 887-894.
- 12) Seed, H. B. and Chan, C. K. (1966): Clay strength under earthquake loading condition, Jour. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 92, No. SM2, Proc. Paper No. 4723, pp. 53-78.
- 13) Brown, S. F., Lashine, A. K. F. and Hyde, A. F. L. (1975): Repeated load triaxial testing of silty clay, Géotechnique 25, No. 1, pp. 94-114.
- 14) Matsui, T., Ohara, H. and Ito, T. (1980): Cyclic strength—strain history and shear characteristics of clay, Jour. Geotech. Engr. Div., ASCE, Vol. 106, No. GT10, Proc. Paper No. 15776, pp. 1101-1120.
- 15) Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1953): Pore pressure changes during shear in two undisturbed clays, Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., Zürich, Vol. 1, pp. 94-99.
- 16) 松井, 小原, 伊藤 (1977): 飽和粘土の力学特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文報告集第 257 号, pp. 41-51.
- 17) Brown, S. F., Andersen, K. H. and McElvancy, J. (1977): The effect of drainage on cyclic loading of clay, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., Tokyo Vol. 2, pp. 195-200.
- 18) Lo, K. Y. (1969): Pore pressure—strain relationship of normally consolidated undisturbed clays, Part I, Theoretical consolidations, Can. Geotech. Jour. 6(4), pp. 383-394.
- 19) Lo, K. Y. (1969): Pore pressure—strain relationship of normally consolidated undisturbed clays, Part II, Experimental Investigation and practical applications, Can. Geotech. Jour. 6(4), pp. 395-412.
- 20) Shen, C. K., Arulandan, K. and Smith, W. S. (1973): Secondary consolidation and strength of a clay, Jour. Soil Mech. Div., ASCE, Vol. 99, No. SM1, Proc. Paper No. 9510, pp. 95-110.
- 21) Arulandan, K., Shen, C. K. and Young, R. B. (1971): Undrained creep behavior of a Marine Organic Silty Clay, Géotechnique 21, No. 4, pp. 359-375.
- 22) Holzer, T. L. and Höeg, K. (1973): Excess pore water pressure during undrained creep, Can. Geotech. Jour., Vol. 10, No. 1, pp. 12-24.
- 23) Holzer, T. L. and Höeg, K. (1973): Effect of seismic loading on undrained clay creep, Jour. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 99, No. SM1, Proc. Paper No. 9505, pp. 153-158.
- 24) Sangrey, D. A. and France, J. W. (1980): Peak strength of clay soils after repeated loading history, Proc. Int. Sym. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea (eds. G. N. Prade and O. C. Zienkiewicz), Balkema, Rotterdam, 1, pp. 421-430.
- 25) 安藤, 土谷, 今井, 福屋 (1983): 繰返し載荷を受けた粘土の力学特性, 第 38 回土木学会年次学術講演会概要集, 第 3 部, pp. 413-414.
- 26) 山崎文雄 (1978): 二方向に繰返しせん断した時の砂の挙動, 東京大学修士論文.
- (昭和 59 年 4 月 19 日受付, 昭和 59 年 8 月 7 日受理)