

地盤材料の繰り返し・単調載荷における変形特性

Deformation characteristics of geomaterials from cyclic and monotonic loading triaxial tests

木 幡 行 宏*・鈴 木 正 人*・龍 岡 文 夫**

Yukihiro KOHATA, Masato SUZUKI and Fumio TATSUOKA

従来、地盤材料の変形係数は静的載荷問題と地震応答解析に対して別々に取り扱われてきた。すなわち、静的試験から得られる「静弾性係数」と動的試験から得られる「動弾性係数」を区別している。本解説では、ブロックサンプリングによる不攪乱堆積軟岩（泥岩）と室内再構成の豊浦砂に対して非常に広い範囲の載荷周波数での排水および非排水繰り返し三軸試験と単調載荷三軸試験を実施して、微小ひずみレベルでの変形特性に及ぼす排水条件と軸ひずみ速度の影響について詳細に検討し、「静弾性係数」と「動弾性係数」の区別は本質的ではないことを示す。

1. はじめに

従来、地盤材料の変形係数は静的載荷問題と地震応答解析に対して別々に取り扱われてきた。すなわち、静的載荷問題としては、地盤と構造物の常時（建設時、掘削時、建設後）の変形・安定解析であり、変形係数は「静的試験」と呼ばれる単調載荷三軸圧縮試験、平板載荷試験や孔内水平載荷試験等から得られ、「静弾性係数」と呼ばれている。一方、地震応答解析に用いられる変形係数は、「動的試験」と呼ばれる共振法土質試験・超音波パルス試験や繰り返し単純せん断試験・繰り返し三軸試験等の室内試験やせん断弾性波速度測定等の原位置試験から得られ、「動弾性係数」と呼ばれている。一般に、土の応力～ひずみ関係は非線形なので、上記のように測定されるひずみが大幅に異なる試験法の結果を用いる従来の方法では、地盤材料の変形特性のひずみレベル依存性を広範囲なひずみレベルで統一的に議論することが難しい。また、一般に「動弾性係数」は「静弾性係数」に比較して大きいと言われているが、通常、後者はかなり大きいひずみレベルで測定されているのに加えて、三軸試験の供試体の上下端面にはろ紙や供試体整形時に形成される緩み層等に起因するベディングエラーの影響により、載荷ピストンや上部キャップの変位を測定する方法では軸ひずみを過大評価している。これらの問題を解決して微小ひずみレベルからの正確な軸ひずみ測定を行った粘性土・砂質土・軟岩・セメント改良土等に対する最近の研究では、「静弾性係数」と「動弾性係数」はひず

みレベルを考慮して比較すれば矛盾がなく、両者の区別は本質的なものではないことが報告されている（Tatsuoka and Shibuya, 1992, 龍岡ら, 1992, ムカビら, 1994, 木幡ら, 1994）。

本解説では、堆積軟岩（泥岩）のブロックサンプリングにより得た良質の不攪乱試料を用いてベディングエラーの影響を含まない正確な軸ひずみ測定を実施した繰り返し三軸試験と単調載荷三軸圧縮試験から、微小ひずみレベルでの変形特性、特に、排水条件と軸ひずみ速度の関係について詳細に検討した。セメンテーションが強い地盤材料である堆積軟岩（泥岩）では、ヤング率や圧縮強度はある程度以下の拘束圧の影響をほとんど受けない。しかし、その対照的な地盤材料、すなわち、セメンテーションがまったくない砂ではヤング率と圧縮強度は拘束圧に依存する。したがって、本解説では、豊浦砂を用いて堆積軟岩と同様の繰り返し試験を行い比較検討した。

2. 試料および実験

実験に用いた軟岩は、相模原市効外の上総層群堆積軟岩（通称土丹）地盤内部に掘削した深さ48 mでの試験横坑内部でブロックサンプリングで採取した（図1参照）。この方法では回転軸の固定度が非常によいダイヤモンドコアカッターを使用して乱れの少ない試料を得た。供試体は直径5 cm、高さ15 cmの円柱であり、上下端面のみを丁寧に整形した。一方、豊浦砂の供試体は、直径7.5 cm、高さ15 cmであり、空中落下法で作成した。図2に豊浦砂の粒径加積曲線を示す。

実験は、軟岩では原位置有効上載圧（4.8 kgf/cm²）まで

*東京大学生産技術研究所 第5部

**川崎製鉄(株) (元東京大学大学院学生)

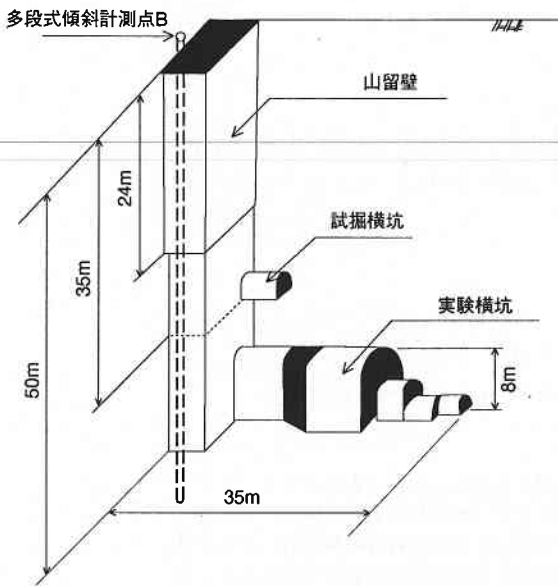


図1 上総層群堆積軟岩地盤内の試験立坑・横坑の概略 (越智ら, 1994)

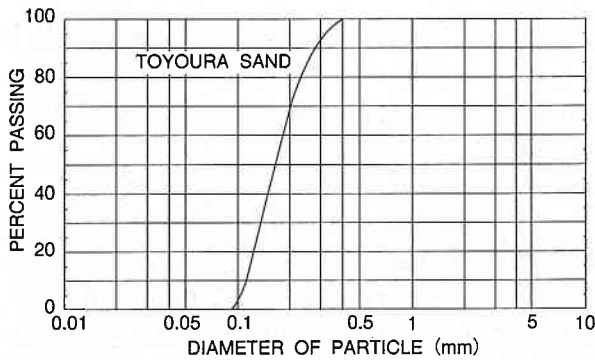


図2 豊浦砂の粒径加積曲線

等方圧密した後、非排水および排水状態で載荷周波数を変化させて繰り返し三軸試験を実施した。さらに、一部の供試体ではその後に異方応力状態 ($\sigma'_a = 10 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma'_r =$

4.8 kgf/cm^2) にした後、繰り返し三軸試験を実施した。載荷波形は正弦波を用い荷重制御で行った。各繰り返し載荷ステージで11回または載荷周波数 f が非常に小さい試験では1時間の繰り返し載荷を行い、各ステージ間では1分以上排水放置して供試体を十分に排水させた。2種類 (0.001%と0.01%程度) の軸ひずみ片振幅で、等価ヤング率 E_{eq} と履歴減衰係数 h を求めた。繰り返し三軸試験終了後、同じ試料を用いて単調載荷三軸圧縮試験 (非排水) を実施し、割線変形係数 E_{sec} 及びその最大値 E_{max} とピーク強度 q_{max} を求めた。図3に、各種変形係数と h の定義を示す。一方、豊浦砂では、有効拘束圧 1.0 kgf/cm^2 で等方圧密した後、軟岩と同様に載荷周波数を変化させて排水繰り返し三軸試験を実施した。

図4は三軸試験装置の概略図であるが、図に示すように、軸力は三軸セル内部のキャップに剛結したロードセルにより、軸変位量は三軸セル外部の変位計とキャップ上部に設置した非接触変位計およびベッディングエラーの影響を含まない微小な軸ひずみを正確に測定するための供試体側面に設置した局所変形測定装置 LDT (Local Deformation Transducer; Goto et al. (1991)) でそれぞれ測定した。

3. 繰り返し三軸特性に及ぼす排水条件・軸ひずみ速度の影響

3.1 応力～ひずみ関係

図5は、堆積軟岩に対して実施した非常に広い範囲の載荷周波数 $f = 0.001 \text{ Hz} \sim 0.1 \text{ Hz}$ の排水および非排水繰り返し三軸試験 ($\sigma'_r = 4.8 \text{ kgf/cm}^2$) による偏差応力と軸ひずみの履歴曲線である。なお、軸ひずみはすべて LDT による測定である。また、図(a)(b)は軸ひずみ片振幅が0.008%であり、図(c)(d)は軸ひずみ片振幅が0.0007%である。さらに、応力・ひずみ履歴曲線はループの下端をそろえて同一図面上にそれぞれ示した。図中の軸ひずみ速度は、繰り返し載荷中の平均軸ひずみ速度 ($\%/min$) $= 240 \cdot f \cdot (\epsilon_a)_{SA}$;

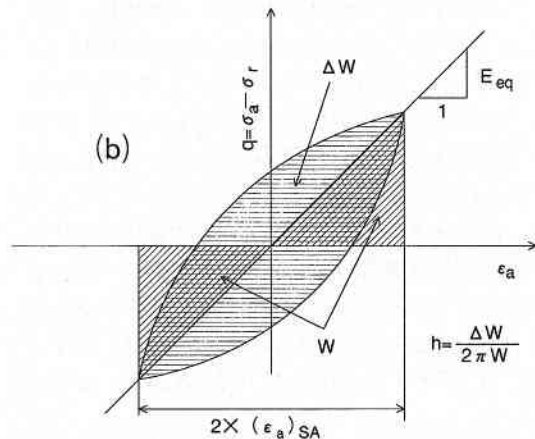
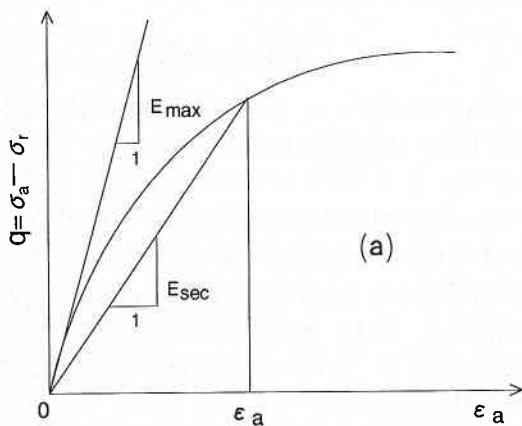


図3 各種変形係数の定義

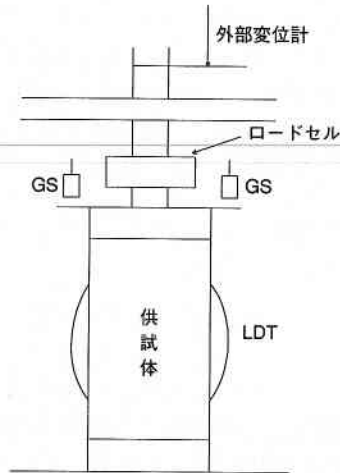


図4 三軸試験装置の模式図

s_A ; %) を表している。

図5(a)(b)を比較すると、このひずみレベルでは排水・非排水で同一軸ひずみ速度の応力・ひずみ履歴曲線はほぼ一致している。また、軸ひずみ速度が遅くなるにつれてループの傾きが小さく、履歴曲線の面積が大きくなっている。一方、図5(c)(d)に示すひずみレベルでは、排水・非排水で軸ひずみ速度が遅くなるにつれて応力・ひずみ履歴曲線が大きく異なっている。すなわち、排水試験では軸ひずみ速度が遅くなるにつれてループの傾きが小さくなり、履歴曲線の面積が極端に大きくなっているのに対して、非排水試験では軸ひずみ速度の影響はほとんど見られない。

3.2 等価ヤング率

図6に、堆積軟岩に対する繰り返し载荷中の平均軸ひずみ速度と E_{eq} の関係を示す。aとbのそれぞれのデータセットは、それぞれの軸ひずみレベルでの一連の試験の一番最初と最後に行った試験データであるが、両者の E_{eq} にはほとんど差がない。したがって、この軸ひずみ速度とひずみレベルの範囲では载荷順序の影響がなかったことを示している。この図において、軸ひずみ速度が増大するにつれて弾性係数は増大する。しかし、軸ひずみ速度がある値以上になると、軸ひずみと軸ひずみ速度に依存しない一定の値に収束している。この値は原位置せん断弾性波速度による弾性係数 $E_f = 2(1 + \nu_u) \cdot \rho \cdot V_s^2$ (ν_u は非排水ポアソン比) と類似の値である。図7は、豊浦砂に対する排水繰返し三軸試験での平均軸ひずみ速度と E_{eq} の関係である。 $(\epsilon_a)_{SA} = 0.001\%$ と 0.01% およびその中間のひずみレベルで測定した。 E_{eq} に軸ひずみ依存性が見られるものの、軸ひずみ速度依存性はほとんどみられない。図8に、豊浦砂

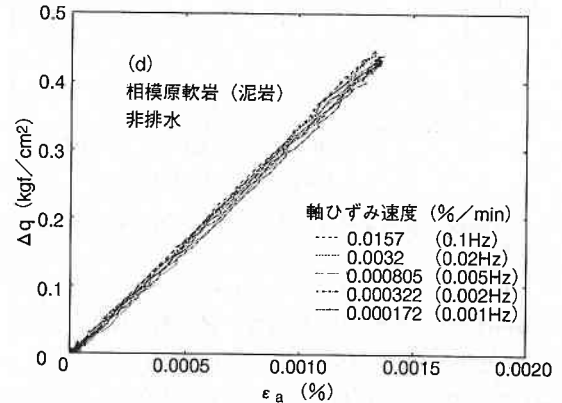
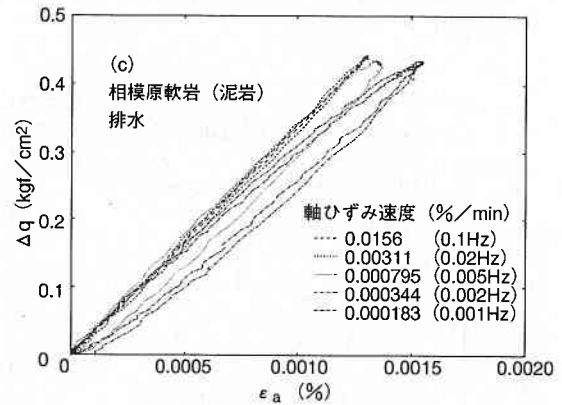
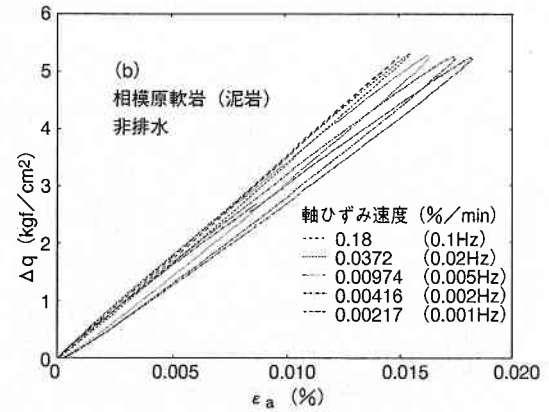
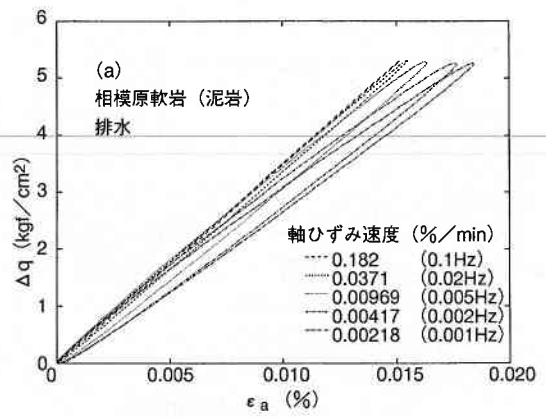


図5 相模原堆積軟岩の繰返し三軸試験 ($\sigma_r = 4.8 \text{ kgf/cm}^2$) における応力・ひずみ履歴曲線: (a)排水载荷・ $(\epsilon_a)_{SA} = 0.008\%$, (b)非排水载荷・ $(\epsilon_a)_{SA} = 0.008\%$, (c)排水载荷・ $(\epsilon_a)_{SA} = 0.0007\%$, (d)非排水载荷・ $(\epsilon_a)_{SA} = 0.0007\%$

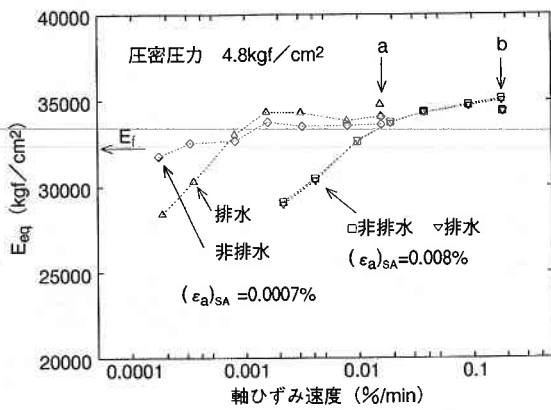


図 6 相模原堆積軟岩の繰り返し三軸試験における E_{eq} のひずみ速度依存性

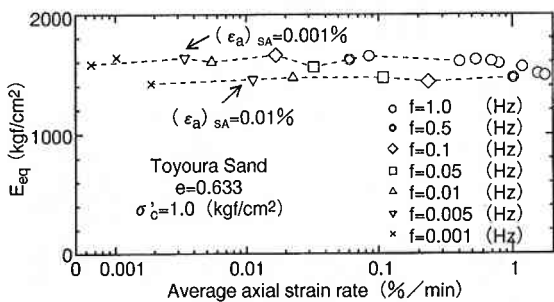


図 7 豊浦砂の排水繰り返し三軸試験における E_{eq} にひずみ速度依存性

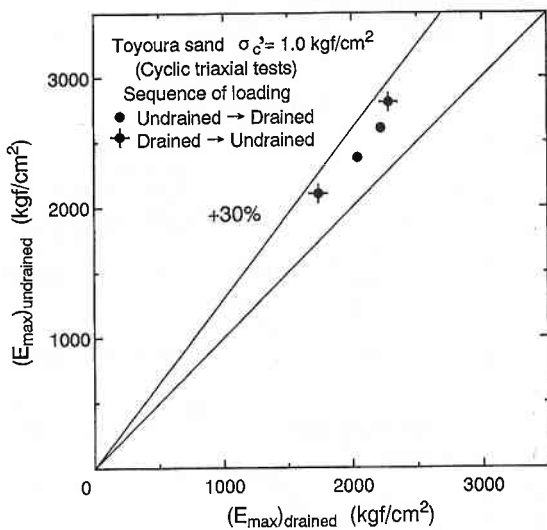


図 8 豊浦砂の排水試験での E_{max} と非排水試験での E_{max} の比較

においても、軸ひずみ速度 0.001%/min 以下では非排水試験での E_{eq} は、排水試験での E_{eq} よりも大きくなっている。これは、以下の理由によるものと考えられる。まず、土を等方弾性体と仮定した場合、せん断剛性率 G とヤング率 E の関係は、一般に以下の式で表される。

$$E = 2(1 + \nu)G$$

$$\gamma = (1 + \nu)\epsilon_a$$

ここで、 $\nu = -(\Delta\epsilon_r/\Delta\epsilon_a)$: ポアソン比

微小ひずみレベルでは、G は排水条件に依存しないので、三軸試験における排水条件の相違による E_{eq} の差はポアソン比の相違の影響と考えられる。このポアソン比は非排水条件の場合、供試体が完全に飽和していれば (B = 1.0) $\nu_u = 0.5$ に近いと考えられる。堆積軟岩の場合、試料採取位置での原位置弾性波速度 V_s と V_p から求めた値は $\nu_u = 0.42$ である。それに対し排水条件の場合は $\nu_d < 0.42$ と考えられる。f = 0.002 Hz での E_{eq} は排水試験と非排水試験でそれぞれ (E_{eq})_d = 30,287 kgf/cm² と (E_{eq})_u = 32,553 kgf/cm² である。軸ひずみ速度が 0.001%/min よりも小さい場合で、排水試験では供試体からの排水がはじまっているため、非排水試験での E_{eq} に比較して小さくなったと考えられる。

いま、非排水条件でのポアソン比を 0.42 とすると、

$$(E_{eq})_u = 2(1 + 0.42) \times (G_{eq})_u \dots\dots\dots(1)$$

$$(E_{eq})_d = 2(1 + \nu_d) \times (G_{eq})_d \dots\dots\dots(2)$$

であり、

$$(G_{eq})_u = (G_{eq})_d \dots\dots\dots(3)$$

より、排水状態のポアソン比 $\nu_d = 0.32$ が得られる。

しかし、f = 0.002 Hz でも完全に排水状態になっている保証はないので、完全に排水状態の時の ν_d は 0.32 より小さい可能性もある。一方、豊浦砂の場合、非排水試験では供試体をほぼ完全に飽和させることが可能であり、また、排水試験の場合にはほぼ完全に排水条件であると考えられる。したがって、非排水条件でのポアソン比を 0.5 とすると、

$$(E_{max})_u = 2(1 + 0.5) \times (G_{max})_u \dots\dots\dots(1)'$$

$$(E_{max})_d = 2(1 + \nu_d) \times (G_{max})_d \dots\dots\dots(2)'$$

$$(G_{max})_u = (G_{max})_d \dots\dots\dots(3)'$$

となる。

ここで、排水条件での豊浦砂のポアソン比は $\nu_d = 0.15$ なので (S. Teachavorasinskun, 1992.)、(1)~(3)' 式より、

に対する排水・非排水繰り返し三軸試験から得られた弾性係数の比較を示す (S. Teachavorasinskun, 1992.)。非排水試験での弾性係数は排水試験での弾性係数より大きい。一方、図 6 に示す堆積軟岩で $(\epsilon_a)_{SA} = 0.0007\%$ の場合に

$$(E_{max})_u = 1.3(E_{max})_d \quad (4)$$

を得る。図8の結果は(4)式にほぼ一致していることがわかる。したがって、このように地盤材料に対する三軸試験では、ポアソン比の違いから非排水条件で得られるヤング率は排水条件で得られる弾性係数よりも大きいと考えられる。

ところが、堆積軟岩の場合には、図6に示されるように、排水試験と非排水試験における弾性係数は、ある軸ひずみ速度以上では差がなくなる。これは、軸ひずみ速度が大きくなると供試体内から間隙水の出入りが供試体の軸方向の変形速度についていけず、排水が生じなくなるためと考えられる。軸ひずみ片振幅が0.0007%の微小ひずみレベルで、軸ひずみ速度が0.001%/min (载荷周波数0.005 Hz) のかなり遅い载荷速度にもかかわらずこのような結果になるということは、この軟岩の透水係数が非常に低いことを示している。

3.3 履歴減衰係数

図9は、堆積軟岩の軸ひずみ速度と履歴減衰係数 h の関係である。 $(\epsilon_a)_{SA} = 0.0007\%$ で排水試験の場合に軸ひずみ速度が小さくなるにつれて h が特に大きい。これは、排水状態では間隙水の出入りによって、軟岩の構造と間隙水との相対流れによる摩擦力によりエネルギーが損失しているためと思われる。このことを図10に示すような応力~ひずみ曲線で考察する。すなわち、軟岩の排水試験では透水係数が低いため、繰り返し载荷中は不完全排水状態になり、排水が生じはじめるのはある方向に载荷したときの後半部分 (bc 間や de 間) になるので、 $q \sim \epsilon_a$ 関係の勾配が非排水状態での勾配 $(E_{eq})_u$ から排水状態での勾配 $(E_{eq})_d$ に低下することにより履歴面積が大きくなって、 h が大きくなると考えられる。また、図9によれば、同一のひずみレベルでの非排水試験の場合には、軸ひずみ速度が小さいほど h が大きい。これは、図11に模式的に示すように、軸ひずみ速度が小さいほど繰り返し载荷中のクリープ変形

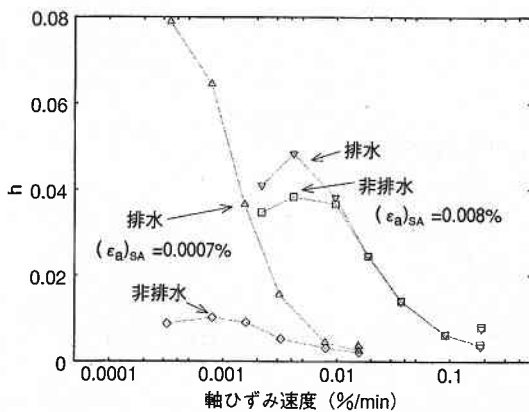


図9 相模原堆積軟岩の繰り返し三軸試験における h のひずみ速度依存性

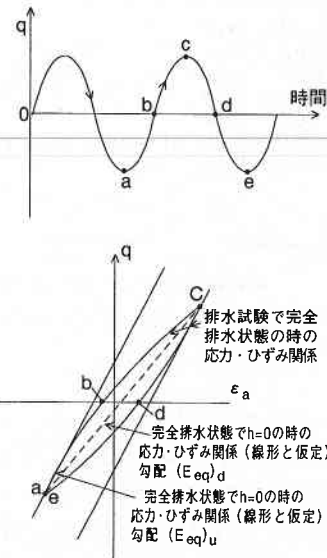


図10 堆積軟岩の排水条件の違いによる応力~ひずみ関係の模式図

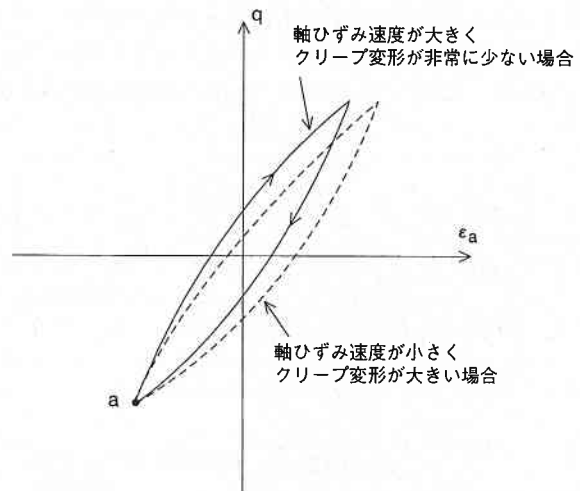


図11 堆積軟岩のクリープ変形による応力~ひずみ関係の模式図

が大きくなるためと考えられる。すなわち、クリープ変形が大きくなると変形が進行して $q \sim \epsilon_a$ 関係の勾配が小さくなり履歴面積が大きくなって h が大きくなるのである。

図12には、豊浦砂の軸ひずみ速度と履歴減衰係数 h の関係を示す。 h には軸ひずみ依存性は見られるものの、軸ひずみ速度依存性は見られない。

以上のことから、排水試験での h の値は厳密に言えば载荷周波数の他に载荷波形と排水条件 (供試体の大きさを含む) の影響も受ける。

4. 繰り返し载荷と単調载荷の関連

図13(a)~(d)に、繰り返し三軸試験後に同一の供試体を用いて $\sigma'_r = 4.8 \text{ kgf/cm}^2$ で行った非排水三軸圧縮試験の偏差

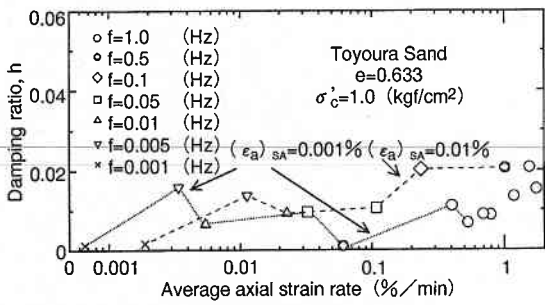


図12 豊浦砂の排水繰り返し三軸試験におけるhのひずみ速度依存性

応力～軸ひずみ関係を示した。載荷ピストンの軸変位を外部変位計により測定した軸ひずみは、供試体側面で測定したLDTによる軸ひずみに比較してかなり大きい。これは、三軸試験供試体の上下端面でのろ紙や供試体整形時に形成される緩み層等に起因するベッディングエラーの影響によるものである。したがって、このような硬質な地盤材料では載荷ピストンや上部キャップの動きから変位を測定する方法では正確な軸ひずみ測定が保証されないのでベッディングエラーを含まない軸ひずみの測定が必要である。図13(c)を見ると、LDTによる載荷・除荷・再載荷曲線が一致

していることから、この堆積軟岩は軸ひずみが0.01%の範囲内でも弾性的で非常に線形性が高いことがわかる。また、図13(d)より、 $E_{max}=31360 \text{ kgf/cm}^2$ が得られた。

図14には、 $\sigma'_a=\sigma'_r=4.8 \text{ kgf/cm}^2$ の等方圧密状態と $\sigma'_a=10 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma'_r=4.8 \text{ kgf/cm}^2$ の異方応力状態で繰り返し三軸試験で求めた非排水状態での割線ヤング率 E_{eq} と軸ひずみ片振幅 $(\epsilon_a)_{SA}$ の関係と図13での割線変形係数 $E_{sec}=q/\epsilon_a$ と軸ひずみ ϵ_a の関係をあわせて示した。それぞれの試験において、軸ひずみを供試体キャップの軸変位から非接触変位計を用いて、あるいは載荷ピストンの軸変位を外部変位計で求めた場合は、ヤング率を大きく過小評価している。LDTを用いて軸ひずみを測定した場合は、三軸圧縮試験と繰り返し三軸試験による0.01%以下の軸ひずみでのヤング率は、非常によく一致している。さらに、これらの値は原位置せん断弾性波速度測定によるヤング率 E_f の値とも類似である。

図15は、堆積軟岩に対する種々の載荷周波数fでの排水および非排水繰り返し三軸試験によって得られた E_{eq} のひずみレベル依存性を比較した図である。f≧0.01 Hzで同一の載荷周波数では、このひずみレベル $((\epsilon_a)_{SA} < 0.01\%)$ において E_{eq} にひずみレベル依存性がほとんど見られない。

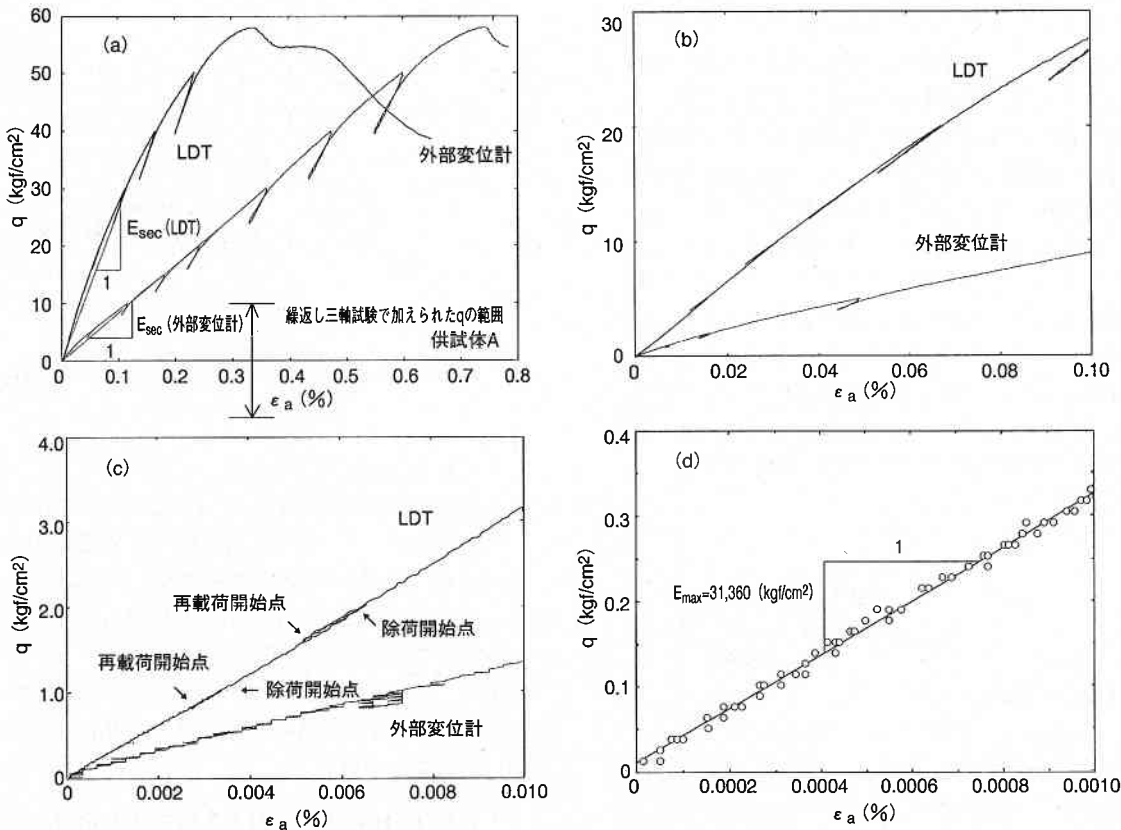


図13 相模原堆積軟岩の単調載荷CU三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係：(a)全体、(b)ひずみ0.1%まで、(c)軸ひずみ0.01%まで、(d)軸ひずみ0.001%まで

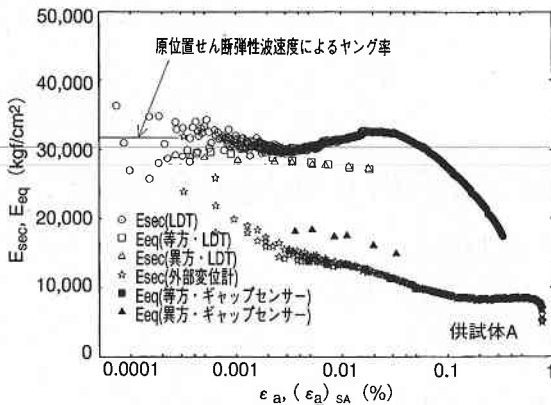


図14 相模原堆積軟岩の単調荷重 CU 三軸圧縮試験による E_{sec} と非排水繰返し三軸試験による E_{eq} の比較

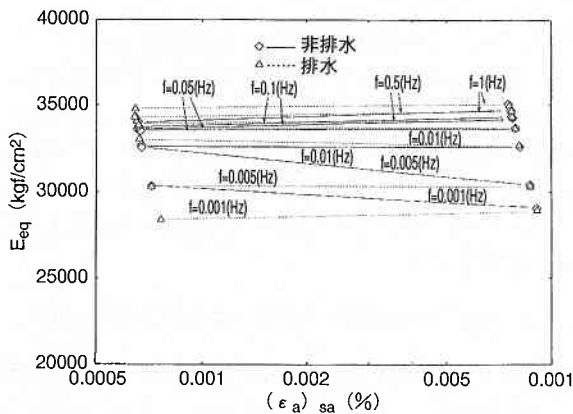


図15 相模原堆積軟岩に対する種々の荷重周波数 f で排水および非排水繰返し三軸試験によって得られた E_{eq} のひずみレベル依存性

一方、 $f < 0.01$ Hz では、非排水試験の場合に E_{eq} のひずみレベル依存性が見受けられる。これは、ひずみが大きくとクリープ変形の影響が大きくなるためである。クリープ変形の影響は図6の非排水試験での E_{eq} と軸ひずみ速度の関係にも見られ、 $(\epsilon_a)_{SA} = 0.008\%$ での E_{eq} は軸ひずみ速度が小さくなるに伴い減少している。しかし、排水試験ではひずみレベル依存性が見られない。これは、 $(\epsilon_a)_{SA}$ が大きくなると実質的に非排水になり E_{eq} が大きくなるが、これがクリープ変形の増大による E_{eq} の低下と打ち消しあったものであり本質的なものではないと考えられる。

5. 結 論

ブロックサンプリングによる不攪乱堆積軟岩（泥岩）と室内再構成の豊浦砂に対して非常に広い範囲の荷重周波数での排水および非排水繰返し三軸試験と単調荷重三軸試験を実施して、微小ひずみレベルでの変形特性に及ぼす排水条件と軸ひずみ速度の影響について詳細に検討した結果、以下に示す知見を得た。

1) 供試体の上部キャップや荷重ピストンの動きから軸

ひずみを求めると、供試体上下端面でのベッディングエラーの影響により剛性を過小評価する。したがって、軸ひずみは供試体側面で測定すべきである。

2) 原位置と室内での静的荷重と繰返し荷重試験の間で、ひずみレベルを考慮すれば得られる変形係数に矛盾はないことから、静弾性係数と動弾性係数の区別は本質的なものではない。

3) 軟岩の非排水繰返し三軸試験において、ある軸ひずみ速度以上ではひずみ速度によらず弾性係数は一定となったが、それ以下では軸ひずみ速度が小さくなるほど変形係数は小さくなった。これは、クリープ変形によるものと考えられる。

4) 軟岩の排水繰返し三軸試験での E_{eq} は、十分にひずみ速度が小さい場合には非排水試験での E_{eq} よりも小さくなった。

5) 軟岩の履歴減衰係数は、非排水試験ではひずみ速度が小さいほどクリープ変形の影響により大きくなる。排水試験で、ひずみ速度が大きく実質的に非排水状態の時には、非排水試験の h と同一になる。しかし、ひずみ速度が小さくなり不完全排水が生じると非排水試験での h に比較して非常に大きくなる。
(1994年7月18日受理)

参 考 文 献

- 1) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S., and Sato, T. (1991): A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, 31-1, pp. 169-180.
- 2) ジョン・N. ムカビ・龍岡文夫・木幡行宏・土田孝・善功企・阿部廣史 (1994): 洪積粘性土の室内・原位置試験による剛性率の比較, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性一試験法・調査法および結果の適用一」に関する国内シンポジウム発表論文集, pp. 241-246.
- 3) 木幡行宏・龍岡文夫・阿部廣史・後藤聡・鳥井原誠 (1994): 繰返し三軸試験によるセメント改良土の小ひずみにおける変形特性, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性一試験法・調査法および結果の適用一」に関する国内シンポジウム発表論文集, pp. 285-290.
- 4) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫 (1994): 立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性, *土木学会論文集*, No. 468, III-22, pp. 143-152.
- 5) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992): Deformation characteristics of soil and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for Session 1, Proc. 9th Asina Reginal Conference, Bangkok, Vol. II, pp. 101-170 (reprinted as Report of the Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Vol. 37, No. 1).
- 6) 龍岡文夫・越智健三・金有性・木幡行宏 (1992): 堆積軟岩の非線形変形特性の調査・試験法, *土と基礎*, Vol. 40, No. 11, pp. 7-12.
- 7) Teachavorasinskun, S. (1992): Deformation characteristics of sands at small strains, 東京大学博士論文.