

原位置調査・室内試験・逆解析による土と岩の変形係数 (その2) ——弾性的性質と測定誤差——

Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests and Back-Analyses Part II
——Elastic Properties and Measurement Errors——

龍岡 文夫*・木幡 行宏*・金 有性**・澁谷 啓***
Fumio TATSUOKA, Yukihiko KOHATA, You-Seong KIM and Satoru SHIBUYA

0.001%以下の微小ひずみレベルでは地盤材料は弾性的特質を示す。また、一軸・三軸圧縮試験で軸ひずみを载荷ピストンや供試体キャップの変位から求めると、供試体上下端での緩みによる誤差のためにヤング率を非常に過小評価する可能性があること(特に、硬質な試料ほど)を示す。さらに、その誤差を含まないで正確に微小な軸ひずみを測定する方法を示し、最後に、地盤の変形予測に必要な土と岩の変形特性を、原位置せん断弾性波速度によるせん断剛性率 G_r (もしくはヤング率 E_r) を変形係数のひずみレベル依存性を考慮して低減して得る方法を述べる。

1. はじめに

本解説の前半(龍岡ら, 1992)では、堆積軟岩・粘性土・砂質土・人工軟岩の地盤において、各種の原位置試験と室内試験、および地盤変形から逆算した変形係数は、ひずみレベルを合わせて比較すれば基本的に一致することを示した。特に、0.001%以下の微小ひずみレベルでは地盤材料は弾性的特質を示し、原位置せん断弾性波速度から求めたヤング率 E_r と不攪乱試料の三軸圧縮試験で微小ひずみレベルで求めた変形係数は、試料の乱れが無ければ基本的に一致することを示した。

この後半の解説では、まず各種の土質材料・軟岩・欠陥の無い硬岩の要素を用いた室内試験で、微小ひずみレベルでの変形特性は可逆的であり、またひずみ速度に依存しないこと、したがって弾性的であることを示す。これは、上記の測定事実を補完するものである。また、このような結論を得るためには、室内試験で正確に変形係数が測定されている必要がある。一軸・三軸圧縮試験では、通常軸ひずみを载荷ピストンや供試体キャップの軸変位から求めているが、この方法では供試体上下端でのベディングエラーの為に真の軸ひずみを相当過大評価する可能性があることを示す(特に硬質試料では)。さらに、0.0001%程度から10%程度までの広範囲な軸ひずみを正確に測定する方法を示す。最後に、原位置せん断弾性波速度から求めた弾性的変形係数と室内試験から求めた変形係数のひずみレベル依存性から原位置での変形

係数を推定する方法を議論する。

2. 土と岩の弾性的性質

従来、動的試験(原位置せん断弾性波速度測定、室内超音波パルス法・共振法土質試験等)で得た変形係数 (E_d, E_d') を動弾性係数と呼び、静的試験(原位置孔内水平载荷試験・平板载荷試験、室内一軸・三軸圧縮試験等)での初期载荷や繰り返し载荷での応力・ひずみ関係の見かけの直線部での傾きから求めた変形係数 ($E_{BHLT}, E_{PLT}, E_{initial}, E_{50}$) を静弾性係数と呼んで区別している例が多い。さらに、通常動弾性係数は静弾性係数よりも10倍程度大きいと報告されている。本解説の前半(龍岡ら, 1992)に示した例でも、そのようになっている。しかし、前述のように、 E_d と E_{max} は良く一致しているため、上記の区別は見かけのものである。図12は、堆積

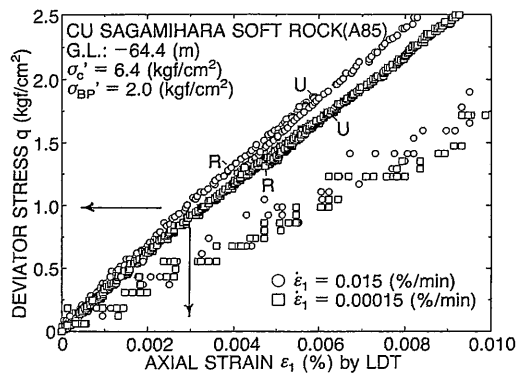


図12 相模原堆積軟岩での圧密三軸圧縮試験における小ひずみレベルにおける応力・ひずみ関係(軸ひずみは供試体側面で測定)のひずみ速度依存性(金ら, 1991)

* 東京大学生産技術研究所 第5部
** 韓国調達庁 (元東京大学大学院生)
*** 北海道大学工学部土木工学科 (元東京大学生産技術研究所助手)

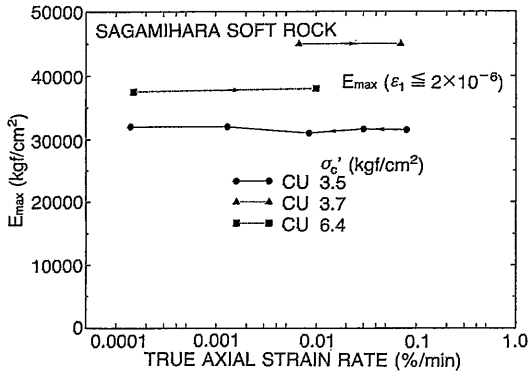


図13 相模原堆積軟岩での E_{max} と実測軸ひずみ速度の関係

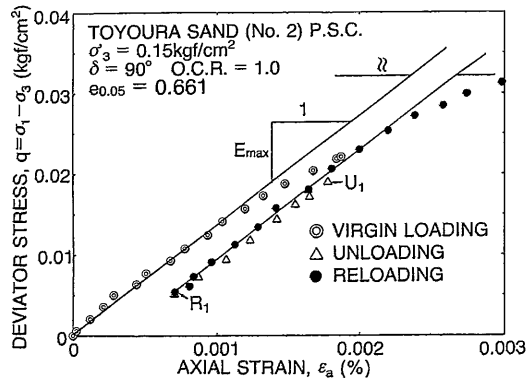


図15 豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験における微小ひずみレベルでの変形特性の可逆性 (実験は朴春植による)

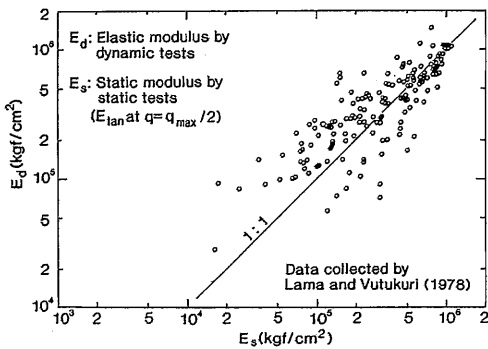


図14 硬岩のコアでの動弾性係数 E_d と静弾性係数 E_s の比較

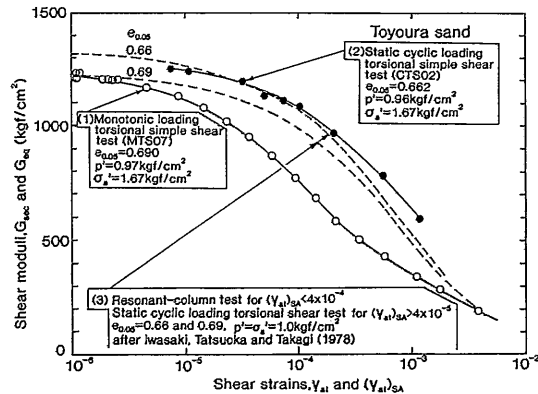


図16 豊浦砂の静的試験と動的試験によるせん断剛性率の比較 (1と2の実験は Teachavorasinskun et al. (1991a, 1991b) による, 3つの実験は Iwasaki et al. (1978) による)

軟岩の応力・ひずみ関係 (軸ひずみは供試体側面で測定) のひずみ速度依存性を調べた結果である (U, R は除荷・再載荷開始点)。下側の応力・ひずみ関係は 0.001% 以下の部分を拡大したものであり、その q と ϵ_1 の値は縦軸と横軸の座標値の 1/10 である。図13には、きわめて広い範囲の軸ひずみ速度に対して E_{max} をプロットしてある。これらの図から、微小ひずみレベルでは変形係数のひずみ速度依存性はほとんど無いことがわかる。また図12に示すように、この小さなひずみレベルでは変形特性は可逆的である。すなわち、「完全に弾性」と言うこと異論が多いが、工学的に見て弾性的と見なしても問題がほとんど無いと言える。マイクロクラックの無い硬岩のコア供試体でも、「動弾性係数 E_d 」と「静弾性係数 E_s 」は平均的に見て一致している (図14)。したがって、原位置地盤調査と室内試験、動的試験と静的試験の間で変形係数が異なることを、節理・亀裂・断層の影響や変形係数のひずみレベル依存性で説明するのは合理的であるが、動弾性係数・静弾性係数の概念で説明するのは合理的ではないと思われる。

図15は、砂の微小ひずみレベルでの可逆的変形特性を示したものである。さらに、図16は次の三つの試験により求めた豊浦砂のせん断剛性率を比較した結果である。

- (1) 一次元圧密供試体の静的単調載荷ねじり単純せん断試験での割線せん断剛性率 $G_{sec} = \tau_{at}$ (せん断応力) / γ_{at} (せん断ひずみ) と γ_{at} の関係。
- (2) 一次元圧密供試体の静的繰り返し載荷ねじり単純せん断試験での等価せん断剛性率 (ピーク間の割線せん断剛性率) $G_{eq} = \{(\tau_{at})_{SA} : \text{せん断応力片振幅} / \{(\gamma_{at})_{SA} : \text{せん断ひずみ片振幅} \}$ と $(\gamma_{at})_{SA}$ の関係。
- (3) 等方圧密供試体でねじり共振法土質試験で求めた G_{eq} と $(\gamma_{at})_{SA}$ の関係 ($(\gamma_{at})_{SA} \leq 0.04\%$) と、同じく等方圧密供試体で静的繰り返し載荷ねじりせん断試験で求めた G_{eq} と $(\gamma_{at})_{SA}$ の関係 ($(\gamma_{at})_{SA} \geq 0.004\%$)。

この図で、同一の $p' = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ と同一の間隙比で比較すれば、0.001% 程度以下の微小ひずみでのせん断剛性率 G_{max} には動的試験・静的単調載荷試験・静的繰り返し載荷試験の間で差がない。一方、ひずみが大きくなると繰り返し載荷での変形係数は単調載荷での変形係数よりも次第に大きくなっている。

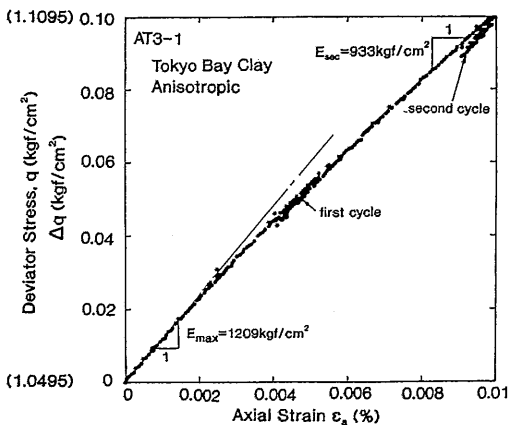
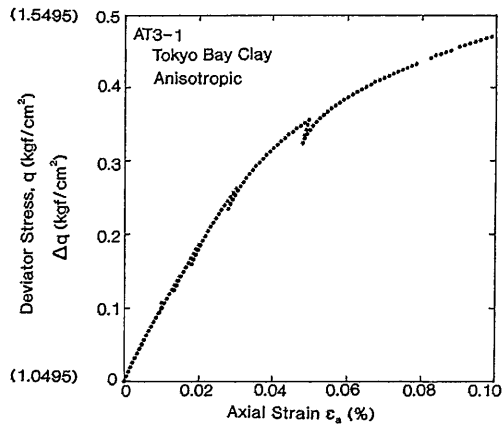


図17 東京湾粘性土の異方圧密非排水三軸圧縮試験での微小ひずみレベルでの変形特性の可逆性

図17に、自然粘性土の微小ひずみレベルでの可逆的変形特性を示す。また、図18はカオリンの圧密非排水三軸圧縮試験での0.001%以下の微小ひずみレベルでの最大ヤング率 E_{max} のひずみ速度非依存性を示している。

3. 一軸・三軸試験での軸ひずみ測定における系統誤差

次に、図3, 5, 6で $E_{initial}$ (E_{50}) が $E_f \sim E_{max}$ よりも相当小さい理由 (すなわち、本解説前半 (龍岡ら, 1992) 2節での①, ②の理由) と、拘束圧の影響 (③の理由) を考察する。図19は、軟岩 (砂岩) の一軸圧縮試験の例である。供試体の上下端面は整形後石膏でキャッピングしてある。ここで、軸差応力 $q \sim \varepsilon_1$ (外部) (通常の方法で載荷ピストンの変位から求めた軸ひずみ) 関係の見かけの直線部の勾配が $E_{initial}$ である。この値は $1,450 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であり、三軸圧縮試験で求めたヤング率 $E_{max} = 51,000 \text{ kgf/cm}^2$ (図24 c) よりも大変小さい。

一方、 ε_1 (LDT) は、図19での挿入図で供試体側面の ab 間の圧縮量を局所変形測定装置 LDT (Local deformation transducer, Goto et al., 1991) で測定して求

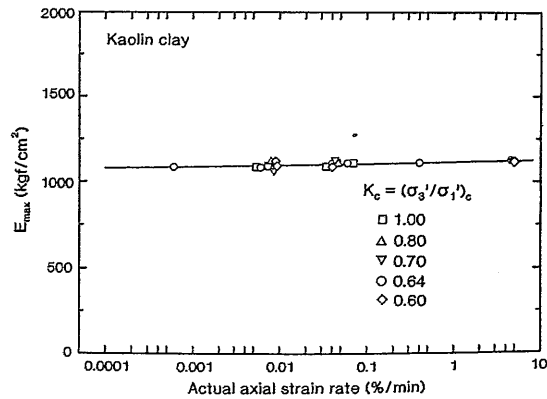


図18 カオリンの圧密非排水三軸圧縮試験での微小ひずみレベルでの最大ヤング率 E_{max} と実測軸ひずみ速度の関係: 圧密時平均有効主応力 $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3 = 3 \text{ kgf/cm}^2$, 圧密応力比 $K_c = \sigma_3 / \sigma_1 = 1.0, 0.8, 0.7, 0.64, 0.6$

めた軸ひずみである。図20は、三軸試験でLDTを用いているようすである。LDTは、磷青銅の薄い帯にストレインゲージを張りつけて、二点間の圧縮量を帯の曲げに変換して測定する方法であり、 $0.1 \mu\text{m}$ 以下の圧縮量の測定からできる。図19では、 ε_1 (外部) は ε_1 (LDT) よりも相当大きい。これは、供試体上下端での過大な軸変位量によるものであり、これを一般的にベッディングエラー (Bedding error, BE) と呼んでいる。図19に示す実験の場合は、供試体上下端を整形した時に形成された緩み層の圧縮である (図21 a)。これは、供試体の上下端面を整形後石膏でキャッピングしても解消できない。BEは、その他に硬い試料の場合は供試体とキャップ・ペDESTAL面の接触が不完全なためと (図21 b)、ろ紙等の排水層や端面の摩擦を除去するためにグリースやゴムシートを用いた場合 (図21 c) にも生じる。このようなBEの問題は硬岩・コンクリートの圧縮試験では良く知られていて、正確な軸ひずみをストレインゲージを供試体の側面に貼りつけて求めている。しかし、風化軟岩・堆積軟岩の供試体の表面はルーズであり、ストレインゲージをはるの容易ではないし、湿っていると用えない。したがって、通常の軟岩の圧縮試験では、 ε_1 (外部) を求めている。

図19に示す $q \sim \varepsilon_1$ (LDT) 関係は、依然としてS字型をしている。これは、原地盤にもともとあったマイクロクラックが応力解放により開いたものと、またコアサンプリング時と供試体整形時に形成されたマイクロクラックが無拘束状態では開いていて、軸圧縮に伴って次第に閉じていくためであり、原位置で拘束された状態での物性ではないと思われる。岩の室内試験の場合、拘束圧の影響は小さいと考えられている場合が多く、一軸状態で試験が行われることが多い。しかし、少なくとも軟岩の場合は試料の乱れの影響を考慮しないで、一軸圧縮試験

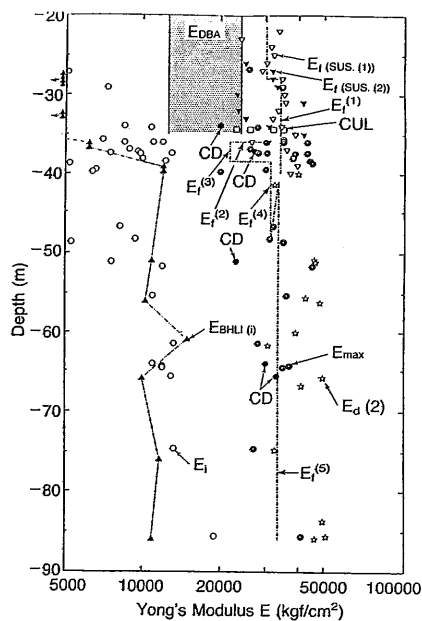


図3 相模原市における上総層群堆積軟岩地盤での各種変形係数の比較 (越智ら, 1992, 金ら, 1992)

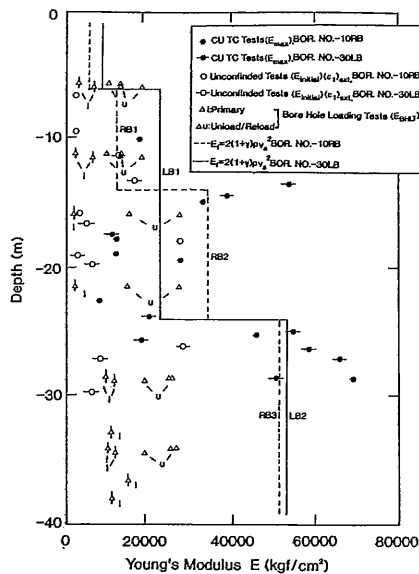


図5 静岡における相良層堆積軟岩での各種変形係数の比較 (石ら, 1992)

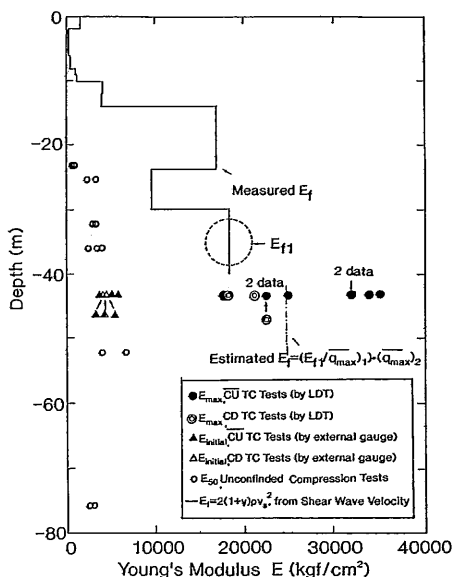


図6 横浜市根岸町堆積軟岩での各種変形係数の比較 (石ら, 1992)

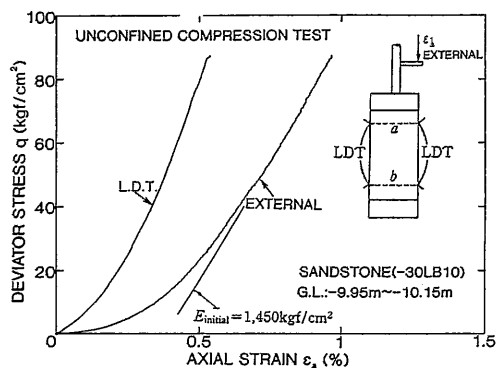


図19 静岡堆積軟岩での一軸圧縮試験の例

と原位置試験によるヤング率の比較をすると、以下の例のような混乱した結論が得られる場合がある。

図22は、弱風化花崗岩地盤での各種測定で得られた各種せん断剛性率の比較である。無拘束のコアボーリングで得た不攪乱試料を用いた超音波パルス法による G_d は孔内水平載荷試験による G_{BHLT} に近い値である。一方、

静的繰り返し三軸試験から求めた G_{max} は G_r の値に近い。したがって、この場合のせん断剛性率 G の値のばらつきを「動弾性係数・静弾性係数」の分類法で説明できないことは明らかである。相模原市堆積軟岩でも超音波パルス法で把束圧の影響を調べている (図23)。粒径の粗い砂質泥岩 (SM) では一軸状態での E_d は非常に小さく E_{BHLT} よりも小さい値もある。しかし、原位置拘束圧以上で得られた E_d は E_r の値に近いし、拘束圧の影響を受けていない。また原位置の応力状態で圧密してから三軸圧縮試験を行うと、図24(a)、図25(a)に示すように $q-\epsilon_1$ (LDT) 関係は s 字型ではない (しかし、試料の乱れが著しい場合は s 字型応力・ひずみ関係が現れる場合もある)。したがって、少なくとも軟岩の場合は、正確な変

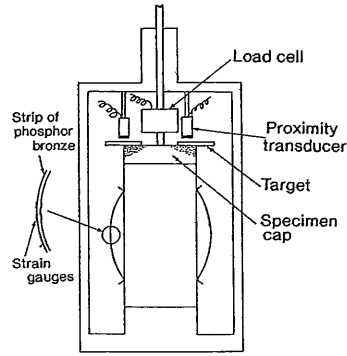


図20 精密な三軸試験法

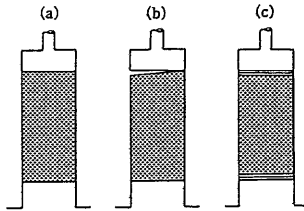


図21 ベッディングエラーの原因

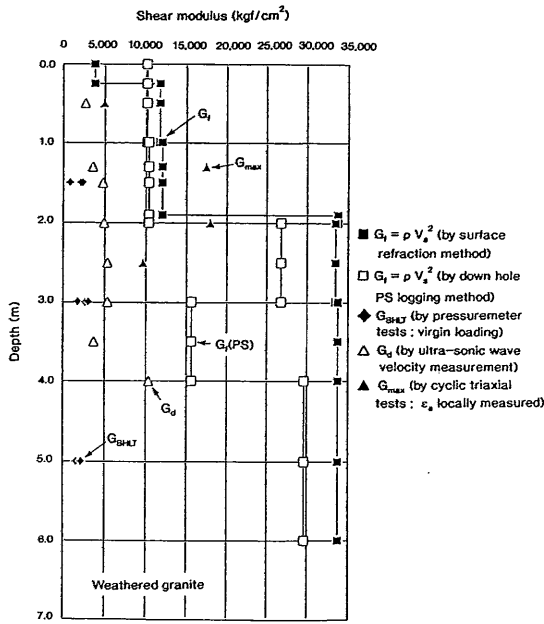


図22 弱風化花崗岩岩盤での各種せん断剛性率の比較例 (データは本四公団の好意による)

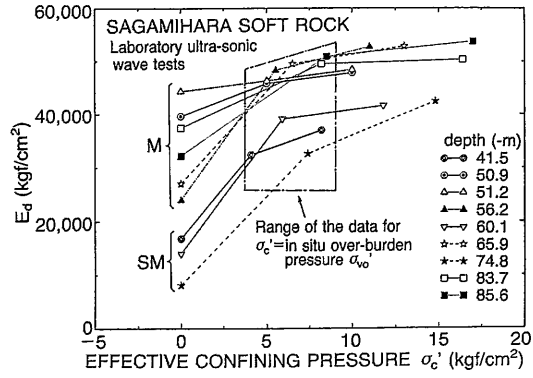


図23 相模原堆積軟岩での超音波パルス法での E_d に対する拘束圧の影響

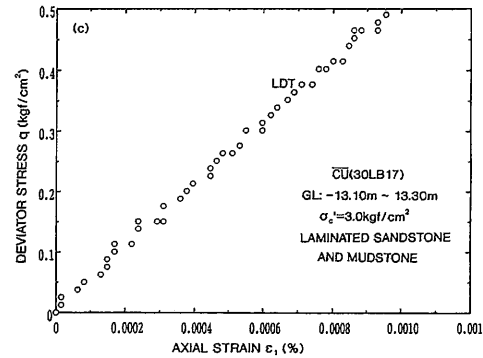
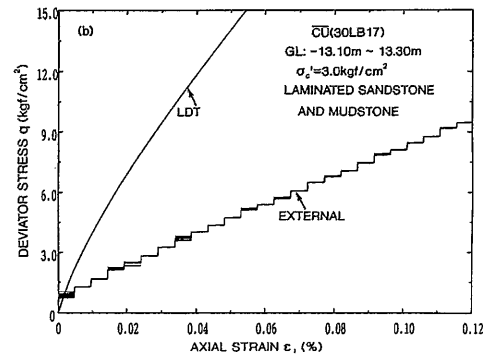
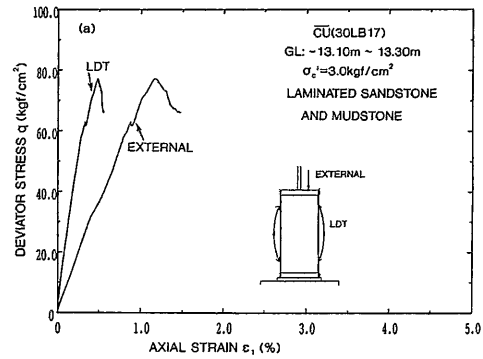


図24 静岡相良層群堆積軟岩のCU三軸圧縮試験の例

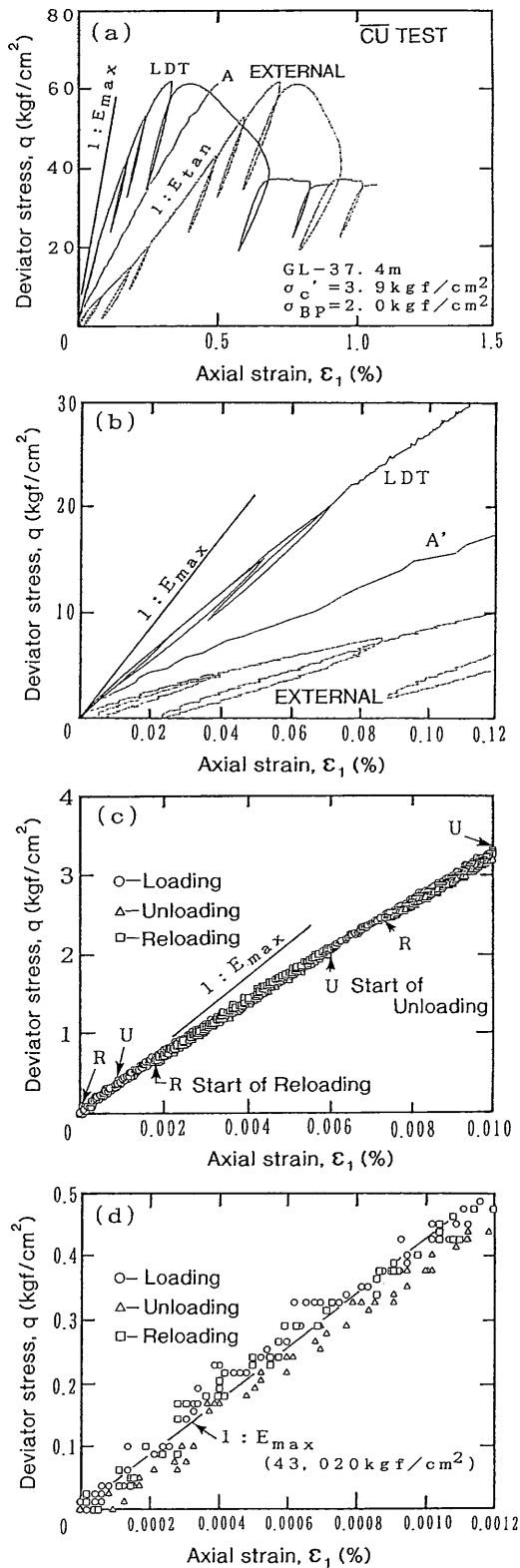


図25 相模原堆積軟岩のCU三軸圧縮試験の例

形係数を求めるためには、少くとも原位置有効上載圧で圧密することが必要であると結論できる。

図24, 25の三軸圧縮試験では、圧密しても図21(a)の要因が消えないためと、ろ紙を用いているので図21(c)の要因が加わったためBEの影響が大きい。図24(c), 図25(d)を見ると、微小ひずみレベルでは線形な関係であり真の弾性ヤング率 E_{max} は $51,000 \text{ kgf/cm}^2$, $36,200 \text{ kgf/cm}^2$ と大変大きく、原位置せん断弾性波速度から求めた E_t とほぼ一致している (図3, 5参照)。一方, E_{max} は $E_{initial}$ よりもはるかに大きい (図26)。

上記のようなBEの影響は、土質材料でも軟弱粘土・細砂以外では通常無視できない。図27に、非常に良く締固めた粒度調整碎石の大型三軸圧縮試験の結果を示す。丁寧に仕上げた供試体上下端面は直接ポーラスストーンに接しているが、BEの影響は無視できない (図27 b)。なお、軸ひずみ0.01%以下の点ab間と点cd間で、変形特性は可逆的である (図27 c)。

4. 原位置変形係数の推定法の提案

図3, 6に示す堆積軟岩の掘削事例では、孔内水平載荷試験から得られる1%以上のひずみでの E_{BHLT} の値は小さすぎる。また、平板載荷試験は一般に大がかりになり費用が掛かるが、その割にはデータのばらつきが大きいようである。以上のことから、原位置での $G_{sec} \sim \gamma$ 関係の推定法として、図28に示す方法が提案できる (ヤング率でも同様な議論ができる)。すなわち、

- (1) 原位置せん断弾性波速度測定を行い、 $G_t = \rho \cdot V_s^2$ を求める。
- (2) 孔内水平載荷試験を行い、ひずみとそれに対応した G_{BHLT} を求める。できれば繰り返し載荷も行い、0.1%~1%のひずみ範囲での変形係数を求める。
- (3) 良質の試料を用いて、原位置圧力レベルで圧密した単調載荷三軸圧縮試験を行う。できれば図20に示す

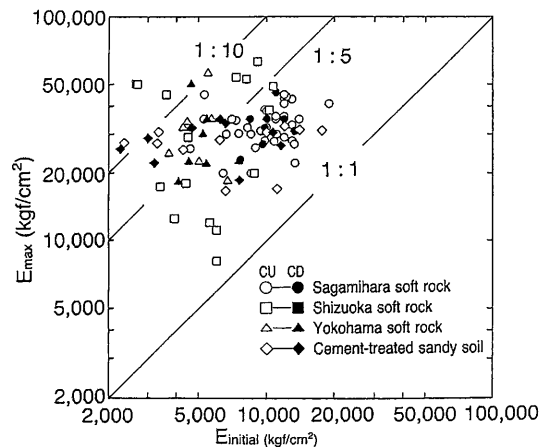


図26 堆積軟岩の三軸試験による E_{max} と $E_{initial}$ の比較

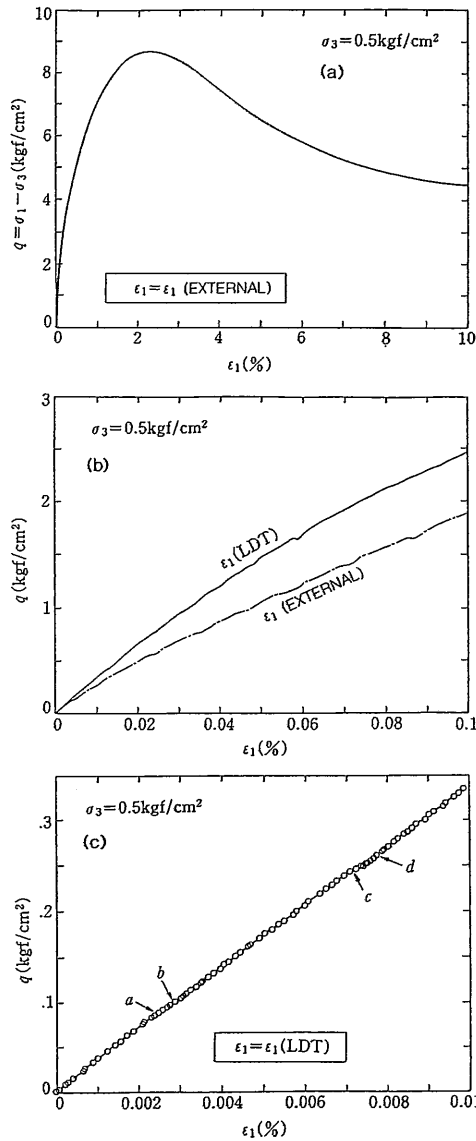


図27 粒度調整碎石 ($D_{50}=4.2\text{ mm}$, $U_c=61.2$, やや角ばった粒形, 単位体積乾燥重量 2.23 g/cm^3 の直径 30 cm , 高さ 60 cm の大型供試体の三軸圧縮試験結果 ($\sigma_3=0.5\text{ kgf/cm}^2$) (実験は Dong Jun による)

方法で軸荷重は三軸セル内部のロードセルで、軸ひずみは供試体側面で正確に測定し、 0.0001% から 10% までのひずみ範囲での変形係数 G_{sec} を連続的に求め、強度も同時に求める。このような精密な三軸試験を行う場合は、他の室内動的試験は不要であろう。

- (4) G_f と 0.001% 以下のひずみレベルでの G_{sec} ($=G_{max}$) が一致するか確認する。当然、両者は地盤の非一様性、供試体の乱れの影響等の為、厳密には一致しないが、地盤全体で 2 倍程度以上の系統差が

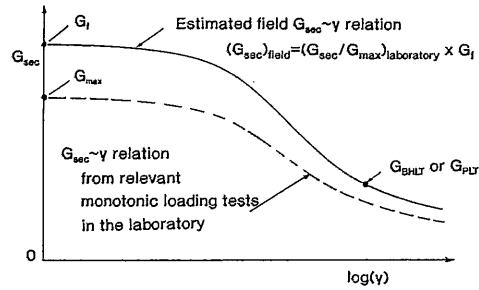


図28 原位置での $G_{sec} \sim \gamma$ 関係の推定法の提案

あるときは、原位置試験法・室内試験法を再検討する。

- (5) 図28で G_f と G_{BHLT} の二点を、三軸試験から求めた $G_{sec} \sim \gamma$ 関係を参考にして結び、「原位置での $G_{sec} \sim \gamma$ 関係」を求める。
- (6) 以上において、設計目的により単調載荷と繰り返し載荷の差（繰り返し載荷回数の影響）、圧力レベル・応力経路・排水状態の影響を調べる。特に、(3) では設計問題に応じて繰り返し載荷も行う。しかし著者らの意見としては、繰り返し載荷問題の設計調査においても必ずせん断強度を求める過程があるのだから、まず上記のような精密な単調載荷三軸圧縮試験を行うことを勧める。

図28に示す方法は、すでに耐震設計で用いられているが、孔内水平載荷試験を用いた例はほとんどない。図29は、変形係数のひずみレベル依存性の全体像である。なお、 E_{max} は排水条件に依存する。すなわち、微小ひずみでは排水状態でのポアソン比 ν_d は 0.2 程度であり (Techavorasinskun et al., 1992), 微小ひずみでの弾性的せん断剛性率 G_{max} は排水条件に依存しないので、排水状態と非排水状態の E_{max} の比は、 $E_{max}(\text{drained}) / E_{max}(\text{undrained}) \sim 2(1+0.2) / 2(1+0.5) = 0.8$ となる。ひずみが弾性限界を越えて大きくなると、正規圧密土の単調載荷での関係 (実線) を変形係数の基本にすると、過圧密や繰り返し載荷により変形係数は増加する (破線) が、緩い飽和砂や正規圧密粘土の変形係数は非排水繰り返し載荷で小さくなる (点線)。しかし、多くの場合単調載荷試験では単に強度や $E_{initial}$, E_{50} 等曖昧な変形係数を求め、繰り返し載荷試験では強度を求めないので、図29に示すような全体像が得られる例はまれである。

5. ま と め

- (1) 粘性土・砂質土・礫・堆積軟岩・硬岩 (節理・亀裂・断層の影響の無い場合) で共通して、 0.001% 以下のひずみでは変形特性は可逆的でひずみ速度に依存しない。したがって、弾性的である。

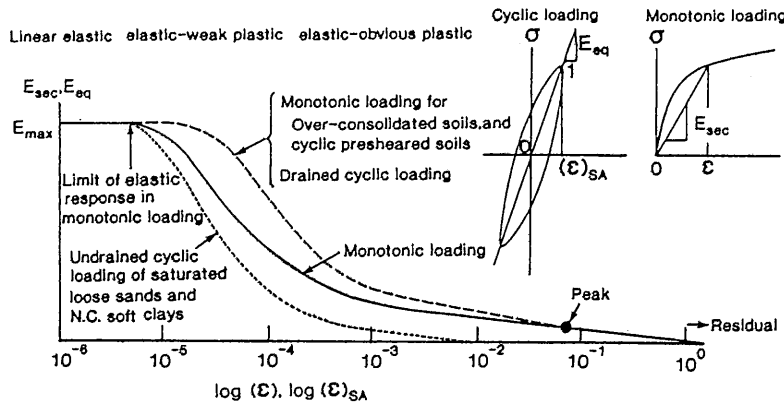


図29 土と岩のせん断剛性率のひずみレベル依存性の全体図

(2) 軟岩の変形係数を正確に求める目的には、一軸圧縮試験ではなく原位置の圧力レベルで圧密した三軸圧縮試験の方が適切である。また、供試体上下端でのベッディングエラーの影響が無いことを確認できない場合は、供試体の側面で軸ひずみを測定するのを基本とする必要がある。

(3) 耐震設計など繰り返し載荷問題の場合でも、室内試験としてはまず精密な単調載荷試験を行う。この単調載荷試験では、微小ひずみレベルでの弾性係数 (E_{max} , G_{max}), 0.0001%~10%のひずみ範囲での連続的変形係数とピーク強度を得る。引き続き必要に応じて繰り返し載荷試験を行い、繰り返し載荷の影響を検討する。

最後に、全体的な感想を述べたい。個々のプロジェクトで地盤の変形係数を推定することになった場合、地盤材料の変形係数があまりにも多様で複雑で可変であるため、その調査の方針をたてるのに苦慮する技術者は多いと思われる。その場合、この解説で述べたような地盤材料(土と岩)の変形係数の全体像を把握しておく、見通しが効くようになるはずである。

しかし、このような全体像が提示された例はほとんどないようである。その構築のためには、① 静的問題(常時設計)と動的問題(耐震設計)間で、② 構造設計者と地盤工学者の間で、③ 通常の粘性土・砂質土に対する土質工学と軟岩・硬岩に対する岩盤力学と応用地質学の間で、④ 原位置試験と室内試験の間で、⑤ 実務者と研究者の間で、⑥ 土木工学・建築・農業土木の間で、設計・調査の分裂と不必要な重なり合いが生じないようにする必要があるようである。分裂と専門化は個々の項目の進化発展のためには必然であったが、現在再び統一的に全体を見渡して、土・岩の変形係数の全体像を構築する段階にきたようである。

4. 謝 辞

本小論で示した室内試験データの大部分は東京大学生産技術研究所で職員・大学院生・研究生諸君により得られたものであり、末筆ながら感謝の意を表します。

(1992年 8月10日受理)

参 考 文 献

- 15) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978): Shear moduli of sands under cyclic torsional shearloading, *Soils and Foundations*, 18-1, pp. 39-56.
- 16) 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.
- 17) Lama, R.D. and Vutukuri, V.S. (1978): *Handbook on Mechanical Properties of Rocks Testing Techniques and Results*, Vol. II, Trans Tech Publications, pp. 318-453.
- 18) 龍岡文夫・木幡行宏・金 有性・澁谷 啓 (1992): 原位置調査・室内試験・逆解析による土と岩の変形係数(その1) —原位置試験・室内試験・逆解析のデータの比較—, 解説, 生産研究
- 19) Teachavorasinskun, S., Shibuya, S., Tatsuoka, F., Kato, H. and Horii, N. (1991a): Stiffness and damping of sands in torsion shear, *Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engrng. and Soil Dynamics*, March, St. Louis, Vol. I, pp. 103-110.
- 20) Teachavorasinskun, S., Shibuya, S., Tatsuoka, F. (1991b): Stiffness of sands in monotonic and cyclic loading in simple shear, *Proc. ASCE Geotechnical Engineering Congress*, Boulder, Geotechnical Special Publication No. 27, Vol. I, pp. 863-878.