

(50) 原位置試験と室内試験による変形係数のひずみレベルを考慮した比較例
(神奈川県上総層群堆積軟岩の例)

東京大学大学院	学	○金 有性
東急建設(株)技術研究所	正	越智 健三
東京大学 生産技術研究所	正	龍岡 文夫
法政大学 工学部	学	真保 裕

A Comparison of Stiffness of Sedimentary Soft Rock between Field and Laboratory Tests Taking into Account Strain Level-Dependency of Stiffness

You-Seong KIM	Graduate School, University of Tokyo
Kenzo OCHI	Tokyu Construction Co., Ltd
Fumio TATSUOKA	IIS, University of Tokyo
Yutaka SHINPO	Hosei University

ABSTRACT

For a soft rock deposit in Kanagawa Prefecture, the following Young's moduli are compared: E_f from field shear wave velocities in a borehole, E_{BHLT} from pressuremeter tests, E_{max} defined at strains less than 0.001% from consolidated triaxial compression (TC) tests measuring axial strains locally along the lateral surface of specimen, $E_{initial}$ from the conventional TC testing method measuring the axial strain from the displacement of the loading piston, E_a from the ultra-sonic wave method on consolidated specimens, and E_{FEM} back-analysed from the deformation of the deposit due to an excavation work. E_{max} , E_f and E_a agree very well with each other, despite that they were determined by statical or dynamical methods, and by field or laboratory tests. This means also that the effect of cracks and joints in the ground is negligible. The other smaller stiffness values are due to the strain level-dependency of the stiffness and relatively large strains at which they were determined and the over-estimation of axial strains due to the bedding error at the top and bottom ends of specimen in triaxial compression tests.

1. はじめに

堆積軟岩地盤の掘削・構造物建設に伴う変形・応力計算には、変形係数が必要である。しかし、同一軟岩地盤に対してでも、各種異なる原位置・室内試験により異なる変形係数が得られるのが普通である。図1は、相模原の堆積軟岩上総層群(いわゆる土丹層)で各種原位置・室内試験で測定されたヤング率の比較であり、この場合も変形係数に非常に大きなバラツキが見られる。通常この理由を、(a) 静的試験と動的試験のメカニズムの差や (b) 地盤のクラック・亀裂の影響に求める場合が多い。しかし、図1の地盤では、正確に測定された変形係数を同一のひずみレベル・応力レベルで比較すれば、動的試験と静的試験の間で、また原位置試験と室内試験の間で一致する。従って、「静弾性係数」・「動弾性係数」の区別は必要ではなく、また地盤内のクラック・亀裂の影響は無視できる。別の軟岩地盤に対しても同様な結論を石ら(1992)⁶⁾が報告して

いる。しかし、上記 (a), (b) の様な理由付けが通例であったのは、① 軟岩の変形係数にも無視できないひずみレベル依存性があるにも拘らず、それを無視して変形係数の比較・検討する場合が多かったことと、② 一軸・三軸圧縮試験で、供試体内のマイクロクラックと供試体上下端での緩み層・排水層の圧縮（ベッディングエラー）の影響を受けていない「0.001% 以下のひずみレベルからピーク強度までの連続的な応力・ひずみ関係」のデータが殆ど無かったために変形係数の全体像が不明であったため、と思われる。

2. 室内試験の概要

試料： ボーリング孔からコアサンプリングで得た試料（平均直径 5.5cm）を、平均高さ 15cm にトリミングして円柱三軸試験供試体を作製した。原位置試験の詳細は、越智ら(1992)⁵⁾を参照されたい。試料は酸化した形跡が殆ど無く、風化していない。供試体両端面は平行・平面・平滑になるように、金切り鋸歯とカッターナイフで非常に丁寧に整形した後、サンドペーパーで仕上げた。更に、ベッディングエラーを無くす目的ではなく、供試体の端面の平坦性・平面性とキャップ・ベDESTAL面との平行性を確保して供試体内に応力集中が生じないようにする為に供試体両端面を石膏でキャッピングし、一枚の鉄製プレートをした。鉄製プレートとキャップ・ベDESTAL

の間には、ナイロンメッシュ（2枚）に1枚の濾紙を挟んで排水層として、キャップ・ベDESTAL中央の排水孔に通じさせた。これは、濾紙をナイロンメッシュで挟むことで全面的に押しつぶされないようにしてフィルター機能と排水機能を確保するためである。供試体側面には、幅 1cm の5本の短冊状の濾紙を付けて、これを供試体上下端の排水層に接続した。キャップは回転しない。また、供試体を二重負圧法と2kgf/cm²の背圧で飽和化した所、間隙水圧係数B値は約0.90以上であった。原位置の有効上載圧（ σ'_c = 土かぶり高さ × 有効単位体積重量）で等方圧密した。ロードセルは、三軸セル内部に設置した。軸ひずみ速度 0.01%/分で2供試体は排水せん断し、他は非排水せん断した。

軸ひずみ測定： 三軸セル外部でダイヤルゲージ載荷ピストンの変位と、供試体側面の対角位置に設置した2つの長さ 10cm の局所変形測定装置(local deformation transducer、LDT、石ら(1992)⁶⁾図4参照、詳細は Goto et al.(1991)¹⁾を参照)で供試体側面の圧縮量を局所的に測定した。供試体に -0.3kgf/cm²のサクションを加えてメンブレン（厚さ0.3mm）を供試体に密着させてから、メンブレン上に LDT を固定した。

2. 室内試験の結果

応力・ひずみ関係： 図2に、三軸圧縮試験の代表的な結果を示す。この試験では、特別に設計製作した軸載荷装置を用いて軸ひずみ速度一定のもとで非常に小さい振幅の繰返し載荷を何回か行って、単調載荷過程での弾性的性質を調べている。図2から、次のことが分かる。(1) セル外部のダイヤルゲージで測定した軸ひずみ (ϵ_1)_{EXT} は LDT で測定した軸ひずみ (ϵ_1)_{LDT} よりも極めて大きい。(2) (ϵ_1)_{EXT} による応力・

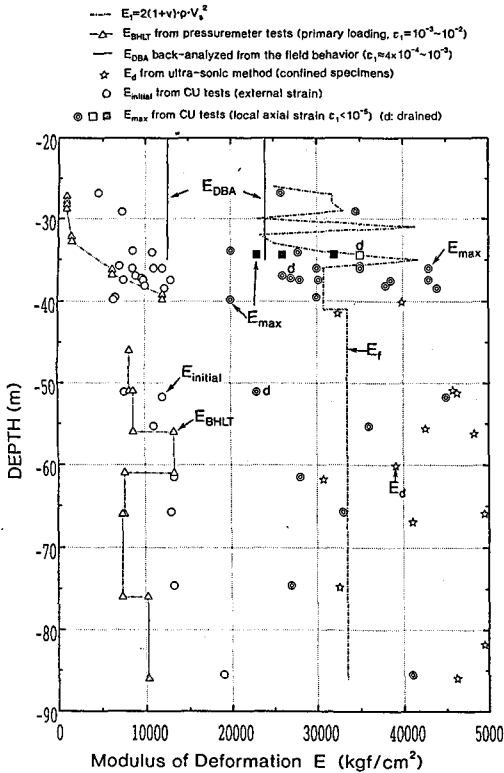


図1 各種原位置・室内試験、原位置挙動から求めたヤング率の深度分布

ひずみ関係は载荷初期はS字型である。これは、供試体端面の平面・平滑・平行度の問題が理由ではなく、試料上下端面の整形時に形成された緩み層と排水層の圧縮（ベディングエラー）が原因である。一方、 $(\varepsilon_1)_{LDT}$ による応力・ひずみ関係にはS字型は見られない。その理由は、コアサンプリングの過程で試料内にマイクロクラックが仮に生じていても、原位置の有効上載圧レベルの拘束圧を加えることによってこれが閉じたためと思われる。(3) 0.1% (10^{-3}) 以下の軸ひずみでは（特に0.01% (10^{-4}) 以下では）、応力・ひずみ関係は線形的であり、また载荷・除荷・再载荷曲線が一致して可逆的である、即ち線形弾性的である。(4) LDT を用いると、0.001% (10^{-5}) 以下での真の弾性ヤング率 E_{max} が求まり（図1での◎印のデータポイント、◎dは排水試験の結果）、これと原位置弾性波探査や室内超音波パルス試験で求めたいわゆる「動弾性係数」と比較が可能になる。これに対して、通常の三軸圧縮試験法で求めた「いわゆる静弾性係数 $E_{initial}$ 」（図2a参照）を、図1にプロットしてあるが（データポイント○）、 E_{max} よりも相当小さい。なお、図3に圧縮強度 q_{max} の深度分布を示す。 q_{max} の値は、大略 40 ~ 80kgf/cm²である。

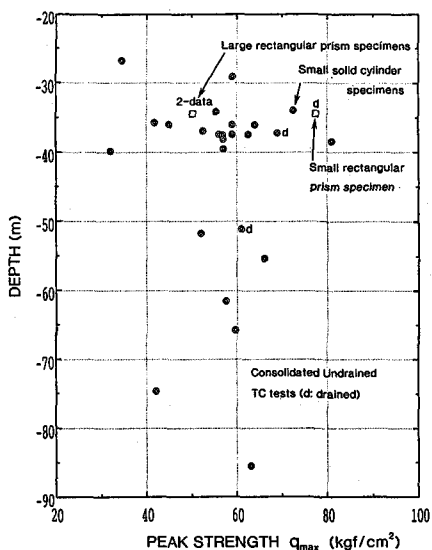


図3 圧密非排水三軸圧縮試験による圧縮強度の深度分布

ベディングエラーの詳細： 図4 (a)は、全ての三軸圧縮試験供試体の0.3kgf/cm²からの等方圧密中に測定した以下の量を最終圧密拘束圧 σ_c' に対してプロットしたものである。①供試体からの排水量から求めた体積ひず

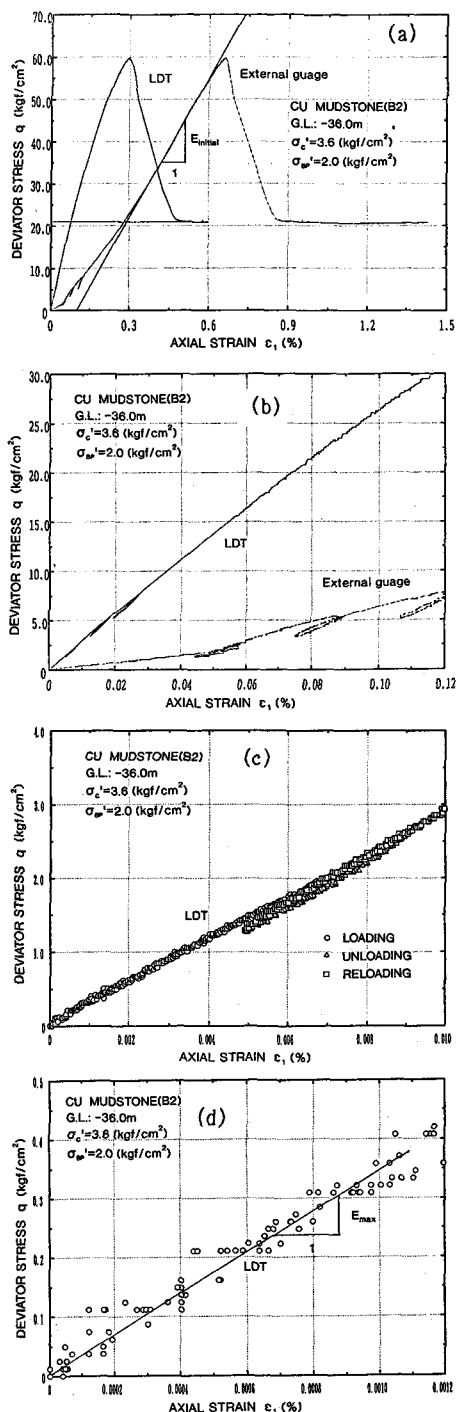
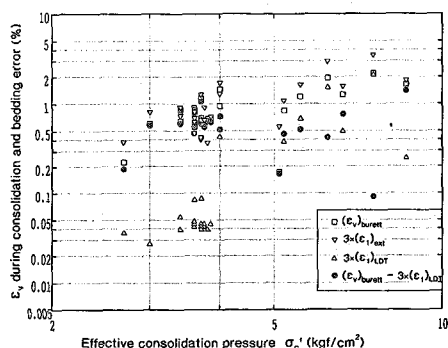


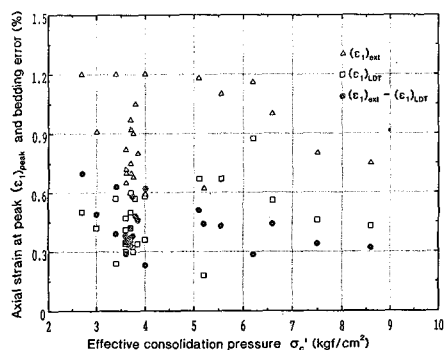
図2 圧密非排水三軸圧縮試験による典型的応力～ひずみ関係

み $(\varepsilon_v)_{\text{burett}}$ 、②外部変位計で求めた軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{\text{ext}}$ を3倍した $(\varepsilon_v)_{\text{ext}}$ 、③ LDT で測定した軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ を3倍した $(\varepsilon_v)_{\text{LDT}}$ 。図から分かるように、 σ_c' の増加に伴い何れの体積ひずみも増加するが、 $(\varepsilon_v)_{\text{LDT}}$ が他の二種の体積ひずみよりも圧倒的に小さい。この差は、供試体上下端面と側面でのベディングエラー (BE) によるものである。 $(\varepsilon_v)_{\text{burett}} - (\varepsilon_v)_{\text{LDT}}$ の値は、この軟岩が等方的であると仮定した場合の BE による体積ひずみの誤差を表しているが、この値は σ_c' に対してほぼ一定で平均して約 0.7% である。この値は、真の体積ひずみ $(\varepsilon_v)_{\text{LDT}}$ よりも低圧では遙かに大きく、高圧で同等の大きさである。図 4 (b) は、三軸圧縮試験でせん断開始からピーク時までの外部変位計と LDT で測定した軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{\text{ext}}$ 、 $(\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ とその差 $(\varepsilon_1)_{\text{ext}} - (\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ (即ち、BE による軸ひずみの誤差) を σ_c' に対してプロットしたものである。図から分かるように、 $(\varepsilon_1)_{\text{ext}}$ は $(\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ よりも相当大きい。また、 σ_c' の増加に対して $(\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ は若干増加傾向にあるが、 $(\varepsilon_1)_{\text{ext}}$ はほぼ一定の傾向にあり、 $(\varepsilon_1)_{\text{ext}} - (\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ は若干減少傾向にある。即ち、三軸圧縮試験中の BE による軸ひずみの誤差は拘束圧が大きくなるほど減少する。図 4 (c) は、BE による軸ひずみの誤差 $(\varepsilon_1)_{\text{ext}} - (\varepsilon_1)_{\text{LDT}}$ を、①圧密中、②三軸圧縮試験でせん断開始からピーク時まで、③圧密開始から三軸圧縮試験でのピーク時まで、で比較したものである。この図から、 σ_c' が増加すると圧密中の BE は増加するが三軸圧縮試験中の BE は減少し、圧密時とせん断中生じた BE の和は σ_c' によらずほぼ一定 ($\varepsilon_1 =$ 約 0.8%、または約 1mm) であることが分かる。濾紙の厚さが片端面 0.3mm、両端面合わせて 0.6mm であることを考えると、供試体上下端部の緩み層の過大な圧縮による BE が相当大きいことが分かる。以上のことから、三軸圧縮試験中は勿論圧密中の変形係数の正確な測定にも LDT などを用いた供試体側面での局所的なひずみ測定が必須であることが分かる。

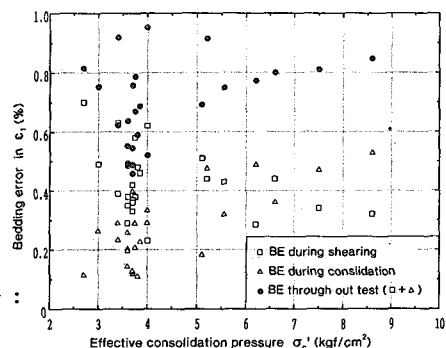
図 4 各種ひずみとベディングエラー :



(a) 0.3 kgf/cm² からの等方圧密中の体積ひずみ



(b) 三軸圧縮試験でのせん断開始からピーク強度までの軸ひずみ



(c) 0.3 kgf/cm² からの等方圧密中から三軸圧縮試験でのピークまでの軸ひずみ

3. 原位置試験と室内試験による変形係数の比較

図 1 に、次の 6 種類のヤング率 E がプロットした。① PS 検層による変形係数 $E_f = 2(1+\nu) \cdot \gamma_t \cdot V_s^2$ (V_s はせん断弾性波速度、深さ約 35m までは Suspension 法、35m 以深は Down hole 法)⁵⁾。② 孔内載荷試験での初期載荷曲線による $E_{\text{BHLT}} = (1+\nu) \Delta p / \Delta \varepsilon_1$ (ポアソン比 ν は 0.33 と仮定し、 $\Delta \varepsilon_1 = \Delta r / r$ は孔壁面での最大主ひずみ)⁵⁾。深さ 40m を境に異なる方法で行っている。③と④ CU 三軸圧縮試験での E_{max} と E_{initial} 。深さ約 34.4m での三つのデータポイント (■印) は大型矩形供試体を用いた試験結果 (小幡ら (1992)⁴⁾、一つのデータポイント (□印) は小型矩形供試体を用いた試験結果である。⑤ 圧密供試体の超音波パルス法による値 E_{do} 。⑥ 深さ約 35m までの立坑変形と横坑の変形から有限要素法と境界要素法を用いて逆算したヤング率 E_{DBA} (越智ら (1992)⁵⁾、後者による値の方が大きい)。図 1 から、以下のことが分かる。

- (1) $E = 20,000 \text{ kgf/cm}^2$ を境にして、一見二種類のヤング率が存在するように見えるが、これは「静弾性係数」と「動弾性係数」の区別ではない。このことは、以下のことから分かる。
- (2) 地盤の非一様性によると思われるデータのバラツキがあるものの、圧密三軸圧縮試験で求めた真の弾性ヤング率 $E_{\max}$ は超音波パルス法で求めたいわゆる「動弾性係数 E_d 」とはほぼ一致する。なお、金ら(1991a)²⁾は、この軟岩の三軸圧縮試験で $E_{\max}$ に対するひずみ速度の影響が殆ど無いことを確認している。従って、少なくともこの軟岩では、「静弾性係数」、動弾性係数」と言う区別は本質的ではない。
- (3) この場合もデータのバラツキはあるが、 $E_{\max}$ と E_d の値は原位置せん断弾性波速度から求めた E_f とほぼ一致する。従って、この軟岩地盤では、クラック・亀裂の影響は無いか、非常に小さい。なお、 $E_{\max}$ 、 E_d の方が若干であるが大きい傾向にある。最終的比較は更にデータが蓄積してから行いたい。
- (4) 孔内載荷試験で求めた E_{BHLT} と従来の三軸圧縮試験法で求めた E_{initial} の値はたまたま類似である（このため、従来客観的に静弾性係数が存在するように考えられていたであろう）。また、これらの値は、 $E_{\max}$ 、 E_d 、 E_f の値よりも遙かに小さい。この理由は、前述の通り、 E_{initial} における BE とひずみレベルの影響、 E_{BHLT} におけるひずみレベルの影響である。
- (5) 掘削による地盤の変形から逆算した E_{DBA} は E_{BHLT} よりもはるかに大きく、 E_f の値の約 $2/3 \sim 1/2$ である。この差は、変形係数のひずみレベル依存性のためであり、 E_{DBA} の値は原位置試験測定値 (E_f と E_{BHLT}) と三軸圧縮試験から求めた変形係数のひずみレベル依存性を用いて推定できる (越智ら(1992)⁵⁾)。この方法は、石ら(1992)⁶⁾ も論じている。なお、異なった方法で求めたヤング率でも同一のひずみレベルで比較すれば類似になる。同様な比較は、金ら(1991)³⁾、Tatsuoka and Shibuya (1991)⁷⁾、越智ら(1992)⁵⁾、石ら(1992)⁶⁾ も行っており、同様な結論を得ている。

4. まとめ

- (1) 三軸圧縮試験で載荷ピストンの変位から軸ひずみを測定すると、主に供試体上下端面での緩み層・排水層の圧縮 (Bedding error, BE) のためにヤング率を非常に過小評価する。広範囲なひずみレベル ($10^{-6} \sim 10^{-2}$) での正確な変形特性は、三軸供試体側面での軸圧縮量を測定することにより得られる。
- (2) 静的試験である圧密三軸圧縮試験では微小ひずみレベルでの変形特性は線形弾性的であり、それに対応する変形係数は原位置せん断弾性波速度と室内超音波パルス試験から得られるいわゆる「動弾性係数」と一致する。従って、従来の「静弾性係数」・「動弾性係数」の区別は見かけの区別であり、本質的ではない。
- (3) 孔内載荷試験で得られる E_{BHLT} は、 E_f 、 $E_{\max}$ 、 E_d よりも遙かに小さい。これは、孔内載荷試験でのひずみレベルが大きいことと、軟岩の変形係数のひずみレベル依存性のためである。正確に測定された変形係数を同一のひずみレベルで比較すれば、異なる原位置・室内試験方法による変形係数は基本的に一致する。
- (4) 以上のことから、軟岩の室内試験として最も優先度が高いのは「**0.001% 以下のひずみレベルからピーク強度までの連続的応力・ひずみ関係とピーク強度が測定できる圧密三軸圧縮試験**」である。超音波パルス法は、微小ひずみレベルでの弾性係数が得られるだけであるので、上記三軸圧縮試験を行う場合、あるいは原位置せん断弾性波速度から求まる E_f で十分な場合は、行う必要がない。

参考文献：1) Goto, S. et al. (1991): A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, 31-1, pp.169-180. 2) 金有性ら (1991a): 自然堆積軟岩の応力～ひずみ関係について、土質工学会、長野、1115-1118頁。3) 金有性ら (1991): 人工および自然軟岩の微小ひずみレベルでの変形係数と強度、土質工学会三軸試験方法に関するシンポジウム論文集、1月、265-272頁。4) 木幡行宏ら (1992): 矩形供試体による堆積軟岩の微小ひずみにおける変形特性、土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム論文集。5) 越智健三ら (1992): 実験空洞で測定した堆積軟岩の変形係数、同上。6) 石達民ら (1992): 堆積軟岩の弾性的変形係数について、同上。7) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991): Deformation characteristics of soils and rocks from fields and laboratory tests, Keynote Lecture for Session 1, Proc. 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, Vol.2.