

(31) 堆積軟岩の変形係数とそのひずみおよび応力レベル依存性

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・遊谷 啓・佐藤 剛司

Deformation modulus of sedimentary soft rocks and its strain-level and stress-level dependency

KIM, You-Seong Graduate School, University of Tokyo
OCHI, Kenzo Tokyu Construction Co., Ltd
TATSUOKA, Fumio SHIBUYA, Satoru and SATO, Takeshi IIS, University of Tokyo

ABSTRACT

A series of unconfined compression tests and isotropic consolidated undrained triaxial compression tests were performed on two types of sedimentary soft rock and an artificial soft rock, cement-treated sandy soil. By using the LDT(Local Deformation Transducer), it was possible to measure the local axial strain for a whole range of strain between 10^{-6} (0.0001%) and 10^{-2} (1%).

The test results also showed that due to the effect of bedding error at the top and bottom of specimen, the axial strain measured externally (i.e., from the displacement of the loading piston) was considerably larger (up to almost eight times) than the local axial strain free from the bedding error. The ratio of the Young's modulus obtained by means of LDT to the compression strength was about eight hundred, which is much higher than those when the Young's modulus was obtained from external gauge.

Furthermore, the dependency of stiffness on strain level and stress level is discussed, and it is shown that they are very different from the hyperbolic stress-strain relation.

1. はじめに

堆積軟岩の(特に飽和供試体の)微小な軸ひずみをひずみゲージを用いて測定するのは難しい。その一方で、キャップの動きから軸ひずみを測定すると供試体上下端面での緩み層等の圧縮の影響が大きくなる。そのため、実際の変形問題の解析に必要な軟岩の0.1%(10^{-3})程度以下の小ひずみレベルでの変形係数の正確なデータは少ない。今回、堆積軟岩及び比較として人工軟岩の広範囲なひずみレベル(10^{-6} ~ 10^{-2})での変形特性を、三軸供試体側面での局所軸圧縮量を特別な装置を用いて測定して求めた。さらに、一軸圧縮試験結果と三軸圧縮試験結果を比較することにより、サンプリング時に形成されたと思われるマイクロクラックの影響を検討した。

2. 試験の概要

試料: 試料は次の三種である。(1)静岡県堆積軟岩相良層からコアボーリングで得た直径5cm・高さ10cmの円柱供試体^{1) 4)}。(2)相模原堆積軟岩中津層(いわゆる土丹層)からコアボーリングで得た直径6.5cm・高さ18cmの円柱供試体^{2) 5)}。(3)原位置打ち込み試験地盤から「ブロックサンプリング+コアサンプリング」で得たセメント改良砂質土の直径30cm・高さ60cmと直径5cm・高さ10cmの円柱供試体⁶⁾。堆積軟岩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、堆積軟岩では金切り鋸歯とカッターナイフで手で非常に丁寧に整形した後サンドペーパーで仕上げ、セメント改良砂質土では回転するナイフの歯で仕上げた。一軸圧縮試験では、キャップ及びベDESTALの表面(金属面)に石膏でキャッピングした供試体端面を直接接

させた。圧密三軸圧縮試験では、(1)と(2)の試料では、供試体上下端面はナイロンメッシュ（一枚）とポーラスストーンを介してキャップおよびベDESTALに接し、側面には幅1cmの5本の短冊状の濾紙を付けた。(2)の試料に対しては、供試体上下端は一枚の濾紙を二枚のナイロンメッシュで挟んでものを介してキャップおよびベDESTALの剛な面に接しさせた。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。また、2-3kgf/cm²の背圧のもとで原位置の有効上載圧（ σ'_v =土かぶり高さ×全単位体積重量）で等方圧密した。二重負圧法で飽和化した所、間隙水圧係数B値の測定値は約0.90以上であった。軸ひずみ速度は堆積軟岩で0.02%/分、セメント改良砂質土は0.006%/分であり、キャップは回転しない。

軸ひずみ測定： 三軸セル外部のダイヤルゲージと、供試体側面の対角位置に設置した2つのLDT（試料により長さは9cm、12cm、50cmの三種類）を用いた⁷⁾。一軸供試体では、LDTの先端固定用ヒンジを供試体側面に直接貼り付けた。三軸圧縮試験では-0.3kgf/cm²のサクシオンでメンブレイン（厚さ0.3mm）を供試体に密着させて、メンブレイン上にヒンジを固定した。

3. 試験結果

S字型応力・ひずみ関係について： 図1・図2に相良層軟岩の一軸・三軸圧縮試験の代表的な結果を示す。図1から次のことが分かる。(1)セル外部で測定した軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{EXT}$ はLDTで測定した軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{LDT}$ よりも相当大きい。(2) $(\varepsilon_1)_{EXT}$ と $(\varepsilon_1)_{LDT}$ による応力・ひずみ関係は共に載荷初期のS字型応力・ひずみ関係が目立つが、 $(\varepsilon_1)_{EXT}$ による応力・ひずみ関係の方がS字の程度が大きい。これに対し、図2に示す三軸圧縮試験の結果ではS字型応力・ひずみ関係は見られない。図4に示す土丹の $q \sim (\varepsilon_1)_{LDT}$ 関係でも載荷初期の明瞭なS字型関係⁷⁾は全く認められない。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閉じたためと思われる。また、図4aに示す三軸圧縮試験の結果では二つのLDT出力が殆ど似ていてかつS字型になっていないが、 $q \sim (\varepsilon_1)_{EXT}$ 関係はS字型になっている。以上のことから、 $q \sim (\varepsilon_1)_{EXT}$ 関係がS字になる主要因は、供試体端面の平面・平滑・平行度の問題ではなく、試料採取時に生じたマイクロクラックとベDDINGエラー(BE)であると思われる。即ち、 $q \sim (\varepsilon_1)_{LDT}$ 関係でもS字型になる場合は、それはマイクロクラックの影響でありマイクロクラックの無い場合の物性ではないと思われる。

ベDDINGエラーについて： 一軸圧縮試験におけるキャッピングした供試体上下端のベDDINGエラー(BE)の原因は供試体端面整形時に生じた緩み層の過大な圧縮であり、三軸圧縮試験では更に濾紙の圧縮も原因となる。また、図4(a)で対角に設置した二つのLDTによる軸ひずみには大差はないが $(\varepsilon_1)_{EXT} > (\varepsilon_1)_{LDT}$ になっていることから、三軸圧縮試験においてもその差の理由は供試体端面とキャップおよびベDESTALとの平行度の問題ではなく、供試体の端面でのBEが主な原因だと思われる。濾紙の圧縮量を次に検討する。まず、図2の三軸圧縮試験での $(\varepsilon_1)_{EXT}$ と $(\varepsilon_1)_{LDT}$ との差は一軸圧縮試験よりも相当大きいのは、供試体両端面に排水のため用いた濾紙の圧縮と考えられる。図3は上下端に濾紙を置いた鉄性のダミー供試体の一軸圧縮試験を行って濾紙の圧縮量を調べた結果である。これから分かるように濾紙の圧縮量は載荷初期に非常に大きく次第に小さくなる。従って、三軸圧縮試験では濾紙の圧縮は圧密時に大部分が生じ、残りが三軸圧縮せん断時に生じるものと思われる。図2に $(\varepsilon_1)_{EXT}$ から「濾紙の圧縮による見かけの軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{FP}$ 」を差し引いた値を示すが、この値もまだ $(\varepsilon_1)_{LDT}$ よりも相当大きい。図4にも、 $(\varepsilon_1)_{EXT}$ から「供試体両端面での二組のナイロンメッシュと濾紙の圧縮による見かけの軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{FP}$ 」を取り除いた結果を示してある。以上の結果から、三軸圧縮試験でピークまで生じるBEの約半分程度は濾紙の圧縮であり、半分は供試体両端面の緩み層の過大な圧縮によるものと考えられる。なお、図3は排水条件であり図2・図4は非排水条件であり、その差の影響は今後正確に調べる必要がある。

図5(a)に、0.3kgf/cm²からの等方圧密中のキャップの動きから求めた軸ひずみ $(\varepsilon_1)_{EXT}$ とLDTから求めた $(\varepsilon_1)_{LDT}$ を対数目盛りで示す。 $(\varepsilon_1)_{EXT}$ は圧倒的に $(\varepsilon_1)_{LDT}$ よりも大きいことが分かる。図5(b)に同様に $(\varepsilon_1)_{EXT}$ と $(\varepsilon_1)_{EXT} - (\varepsilon_1)_{LDT}$ を示す。両者が似た値であることから、2例を除いて $(\varepsilon_1)_{EXT}$ の大部分

はBEのための見かけの軸ひずみであることが分かる。また、等方圧密中のBEの影響は三軸圧縮試験中よりも大きい。これは、等方圧密中の方が濾紙の圧縮量が特に大きいためであると思われる。以上のことから、圧密中の変形係数の測定にもLDTなどを用いて局所的なひずみ測定が必要であることが分かる。

LDTの測定精度： 図4(d)に示すように、LDTを用いると0.001%(10^{-5})以下の変形係数を正確に測定できる。従って、この様に求めた「いわゆる静的変形係数」と原位置弾性波探査や室内超音波パルス試験で求めた「いわゆる動的変形係数」の関係の検討が可能になる。これまでの検討によると両者は一致する^{3) 5)}。従って、従来のような両者を区別して定義する理由はないと思われる。なお、メンブレンと供試体の間のズレはこれまでの実験では観察されていない。

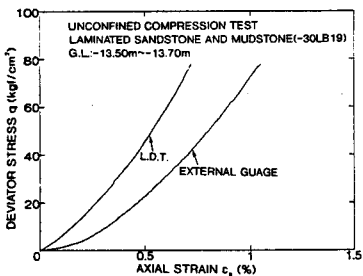


図1 相良堆積軟岩の一軸試験結果

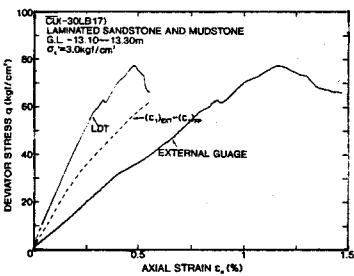


図2 相良堆積軟岩のCU試験結果

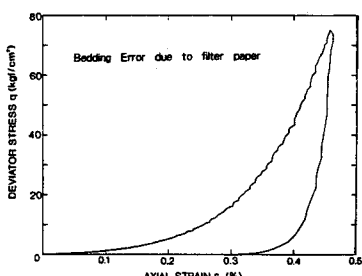


図3 濾紙2枚の圧縮試験結果

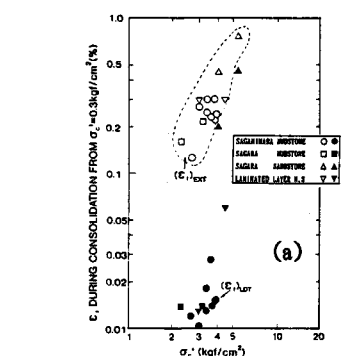
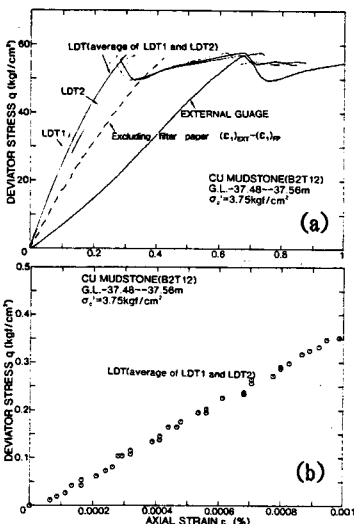


図5 等方圧密中の軸ひずみ

図4 中津層土丹の圧密排水三軸圧縮試験結果、
(a)軸ひずみ1%、(b)軸ひずみ0.001%

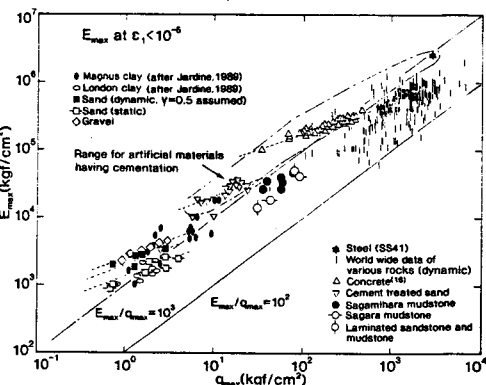
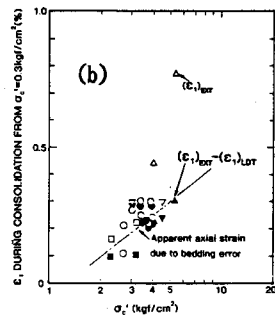


図6 一軸試験と三軸試験による $E_{max} \sim q_{max}$ 関係

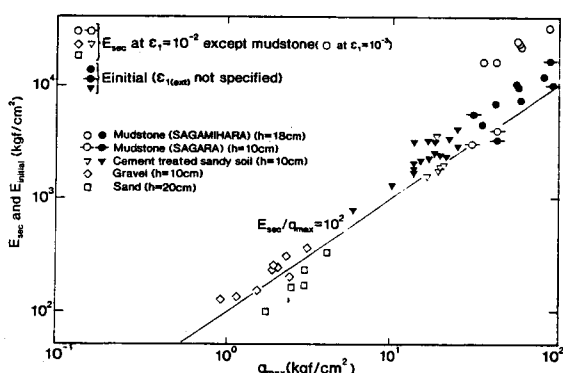


図7 $E_{initial}$ と $(\epsilon_1)_{LDT=1\% (0.1\%)}$ での E_{sec} の比較

4. $E_{max} \sim q_{max}$ 関係

図6に、堆積軟岩とセメント改良砂質土を含めた各種の土質材料及びコンクリート、鋼 (SS41) の圧縮強度 q_{max} と E_{max} との関係を示す。この図から分かるように、土質材料の場合、拘束圧・粒径・セメンテーションの有無によってやや異なる関係を示しているが、 E_{max}/q_{max} の比は500~2000の範囲にある。鋼 (SS41) とコンクリートのデータもこの範囲から大きく離れていない。しかし、堆積軟岩等の自然材料の E_{max}/q_{max} の値は、 q_{max} が大きくなるとやや小さくなる傾向にあり、また E_{max}/q_{max} の比はセメンテーションのあるセメント改良土とコンクリートや鋼の人工材料よりも若干小さい。

図7に、 $(\varepsilon_1)_{LDT} = 10^{-2}$ (1%) での割線変形係数 E_{sec} と外部測定した軸ひずみによる初期直線部分の変形係数 $E_{initial}$ と q_{max} との関係を示す。但し、相模原堆積軟岩 (○印のデータ) の場合は軸ひずみ 10^{-2} 前にピークに達するので軸ひずみ 10^{-3} での割線変形係数 E_{sec} を表示した。 $E_{initial}$ は、従来言われている弾性変形係数である。この図から、軸ひずみレベル 10^{-2} での E_{sec}/q_{max} の比は100~200程度であり、この関係はたまたま $E_{initial}/q_{max}$ と類似であることが分かる。

5. 変形係数のひずみレベル依存性・応力レベル依存性

図8(a), (b), (c)に示すのは、それぞれの試料の割線弾性係数 E_{sec} のその最大値 E_{max} に対する比のひずみレベルに対する変化である。変形係数を線形で近似して良い範囲はセメント改良砂質土の場合はやや大きい。全体として約 2×10^{-5} (0.002%) から 10^{-4} (0.01%) のひずみレベルまでである。それ以上のひずみレベルでは急激に変形係数が低下し、セメント改良砂質土の場合 10^{-3} のひずみに至る前に、堆積軟岩の場合は 10^{-3} 以上のひずみレベルで変形係数が半分になる。即ち、人工的にセメンテーションを与えた試料が初期にはひずみ依存性が小さくそれ以後は大きくなる。更に、全体として $2 \times 10^{-2} \sim 10^{-2}$ のひずみレベルでピーク強度に至っている。

図9(a), (b), (c)に示すのは、 E_{sec}/E_{max} の応力レベル q/q_{max} に対する変化である。図中の対角線: $q/q_{max} + E_{sec}/E_{max} = 1$ は双曲線関係を表す。堆積軟岩の場合は応力レベル q/q_{max} の増加によって载荷初期に E_{sec}/E_{max} は確実に減小し、その応力レベル依存性は双曲線関係における応力レベル依存性より大きい。破壊近くなると逆に小さくなる。セメント改良砂質土の応力レベル依存性は、双曲線関係における応力レベル依存性より常に大きい。これらの図から次のことが言える。(1)軟岩の種類による差はあるが、供試体による傾向の差は小さいからそれぞれの種類の軟岩に対して一つの標準的の曲線を提案できそうである。(2)双曲線関係はどの試料でも当てはまらない。

また、実際の荷重条件 (Working load condition) での軟岩地盤内のひずみレベルは 0.1% (10^{-3}) 以下であり、応力レベル q/q_{max} は 0.5 以下であるとする、次のことが言える。(1)この場合の変形係数 E_{sec} の値は、 E_{max} の値の30%以上であり E_{max} の値と大きくかけ離れてはいないので、この値を原位置せん断弾性波速度から得られる変形係数 E_s からひずみレベル・応力レベルを考慮して推定する方法は合理的である。(2)この場合の E_{sec} の値を三軸圧縮試験で測定する場合は、 0.01% (10^{-4}) 以下での (出来れば 0.001% 以下での) 応力・ひずみ関係の正確な測定が必要である。通常の方法で得られる変形係数 $E_{initial}$ は、この場合の E_{sec} の値としては過小である。

6. まとめ

(1)自然軟岩の一軸圧縮試験では、軸ひずみを局所的に正確に測定してもマイクロクラックの存在のため原位置の変形係数を過小評価する可能性が高い。原位置応力で圧密した三軸圧縮試験では、より正確な変形・強度特性が得られる。(2)一軸圧縮試験と三軸圧縮試験でも供試体上下端でのベッディングエラーが有るため、軸ひずみは供試体側面で測定する必要がある。供試体端面をキャッピングしてキャップの動きを測定しても十分な解決にはならない。(3)局所ひずみ測定装置 (LDT) から測定したセメント改良砂質土の E_{max}/q_{max} の比は約1000~1500であり、堆積軟岩の E_{max}/q_{max} の比は約800である。これは通常の方法で得られる初期変形係数の q_{max} に対する比100~200よりもかなり大きい。(4)変形係数を線形で近似できるのは、セメント改良砂質土と堆積軟岩で 2×10^{-5} (0.002%) $\sim 10^{-4}$ (0.01%) 程度のひずみまでであり、それより大きいひずみでは非線形性が強くなる。また、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ のひずみレベルでピーク強度に至る。(5)堆積軟岩、セメント改良砂質土の応力・ひずみ関係には、共に双曲線関係は当てはまらない。

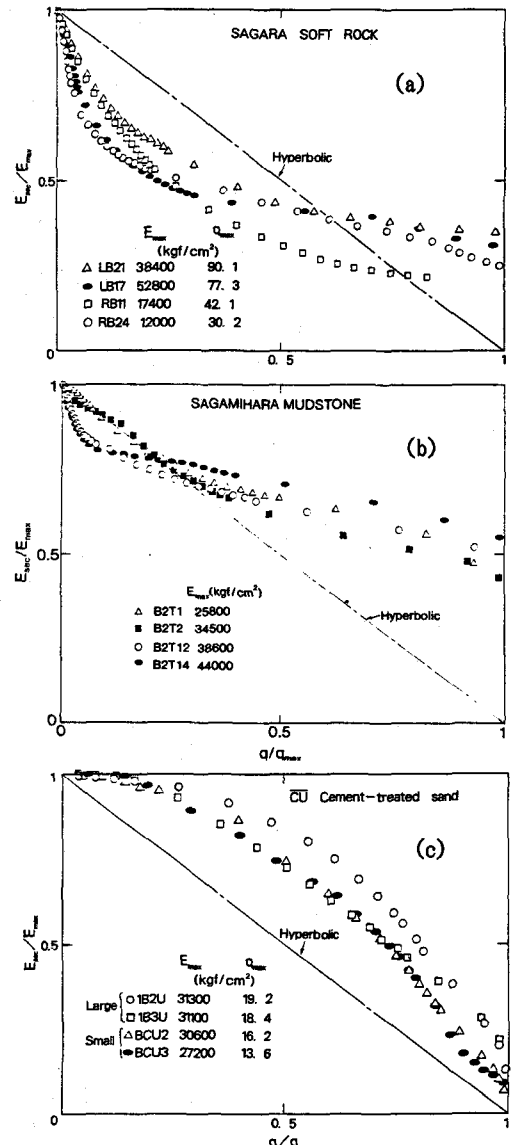
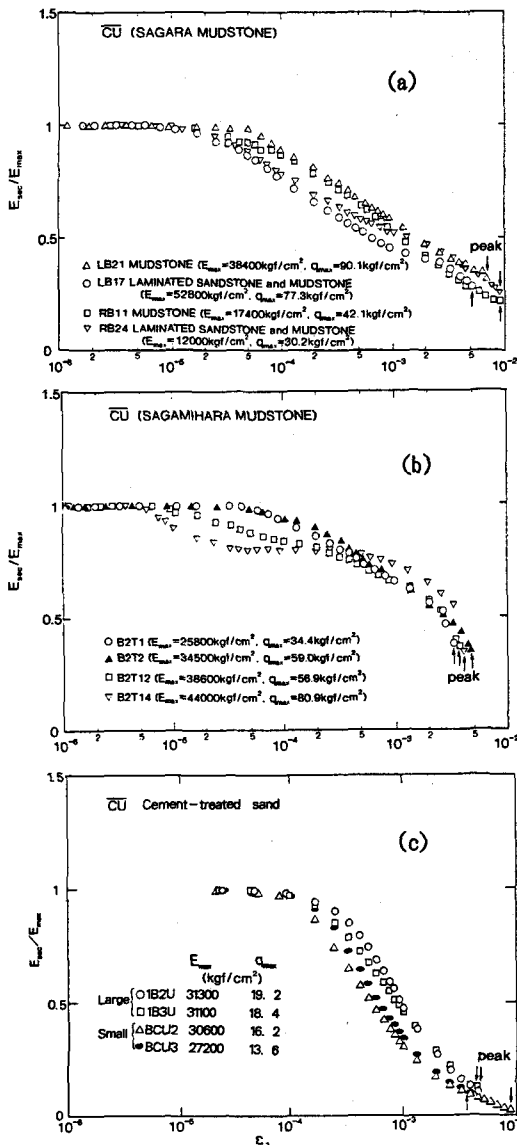


図8 三軸圧縮試験による $E_{sec}/E_{max} \sim \log \epsilon$ 関係 (a)相良軟岩, (b)相模原軟岩, (c)セメント改良砂質土

図9 三軸圧縮試験による $E_{sec}/E_{max} \sim q/Q_{max}$ 関係 (a)相良軟岩, (b)相模原軟岩, (c)セメント改良砂質土

謝辞: 相良堆積軟岩の実験では、応用地質の稲垣隆二・橋口稔両氏のご協力を得た。日本大学生産工学部藤澤岳史氏には実験に協力していただいた。末筆ながら感謝致します。

参考文献: (1)橋口・稲垣・金・龍岡・遊谷・佐藤(1990):堆積軟岩の変形係数と圧縮強度の関係、土木学会45回年次学術講演会Ⅲ。(2)金・越智・龍岡(1990):三軸圧縮試験による軟岩の変形係数および圧縮強度の関係、第8回岩の力学国内シンポジウム。(3)金・越智・遊谷・石・龍岡(1991):人工および自然軟岩の微小ひずみでの変形係数と強度、三軸試験方法に関するシンポジウム論文集、1月、土質工学会(4)金・龍岡・佐藤・橋口(1990):堆積軟岩の一軸・三軸圧縮試験における微小ひずみレベルでの変形係数、土木学会第45年次学術講演会。(5)越智・金・中村・龍岡(1990):軟岩の変形係数のひずみレベル依存性と室内・原位位置測定値の比較、第8回岩の力学国内シンポジウム。(6)佐藤・遊谷・金・龍岡・木村・中垣(1989):セメント改良土の三軸圧縮試験方法、第24回土質工学研究発表会、649-652頁。(7)佐藤・遊谷・龍岡・金・Teachavorasinskun・Lo Presti(1991):三軸および一軸供試体の微小ひずみでの変形係数の測定方法、三軸試験方法に関するシンポジウム論文集、1月、土質工学会。(8)龍岡・金・橋口・稲垣(1990):堆積軟岩の室内試験と現場試験による変形係数の関係、土木学会45回年次学術講演会Ⅲ。