

(47) 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

東京大学生産技術研究所 正 ○木幡 行宏
東京大学大学院 学 金 有性
東急建設技術研究所 正 越智 健三
東京大学生産技術研究所 正 龍岡 文夫

Stress-strain behavior at small strains of sedimentary soft rock in rectangular prism specimens

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

ABSTRACT

A series of isotropic consolidated triaxial compression tests were performed on block-sampled large rectangular prism specimens of sedimentary soft rock. By using the LDT (Local Deformation Transducer), a wide range of axial strain between 10^{-6} (0.0001%) and 10^{-2} (1%) were measured accurately along the lateral surface of specimen. The following results were obtained.

1) Due to the effect of bedding error at the top and bottom of specimen, the stress-strain relation exhibits a "S" shape response, if the axial strain measured from the displacement of the specimen cap is used, leading to the underestimation of the Young's modulus. 2) As micro-cracks are developed in undrained triaxial compression, the rate of increase in the positive excess pore water pressure Δu started to decrease, and as the strain, further increases and sliding plane(s), or shear band(s), started to develop, the increment of Δu changed from positive to negative ones. 3) The behaviour at very small strain is almost linear isotropic elastic. 4) In comparison with the results of smaller specimens, almost no scale effect was observed in the strength, the stiffness at very small strains and the entire stress-strain relation. 5) The terms 3) and 4) lead to that the effect of cracks and joints for the soft rock deposit is negligible.

1. まえがき

従来、軟岩を対象とした室内試験は一軸試験が多く、三軸試験を行った例は比較的少ない。しかし、一般的に堆積軟岩の圧縮強度は 100 kgf/cm^2 以下であり、高い含水比のため間隙水の挙動が結果に影響を及ぼすので¹⁾、排水条件を制御した三軸試験でその変形・強度特性を調べる必要がある。さらに、供試体上下端面での緩み層やろ紙等の排水層の影響を受けない方法で軸変位量を測定しなければ初期変形係数を過小評価するが、従来の軟岩の三軸試験方法ではこの点に留意していない²⁾。さらに、実際の変形解析に必要な軟岩のひずみレベル 0.1% (10^{-3}) 程度以下での変形特性であるが、この正確なデータは極めて少ない。そこで本報告では、神奈川県相模原市郊外の上総層群からブロックサンプリングして得られた大型矩形不攪乱軟岩試料の等方圧密非排水三軸試験を実施し、広範囲なひずみレベルでの変形特性を、縦方向LDTにより供試体側面で測定した軸圧縮量から求めた軸ひずみを用いて検討した(図-1)。LDTは局所変形測定装置 (local deformation transducer) の略号であり、詳しくは石ら³⁾の図4、Goto et al.⁴⁾を参照されたい。矩形供試体を用いた理由は、(1) 矩形供試体の方がブロック試料の整形が容易であり、(2) 供試体側面に設置した横方向 LDT を用いて、有効拘束圧が変化する場合の供試体側面のベディングエラーの影響を受けない正確な横方向ひずみを直接測定するためである。

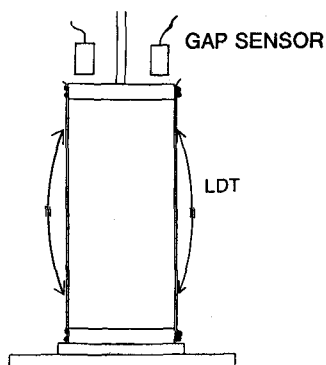


図-1 LDTの設置位置及び供試体寸法

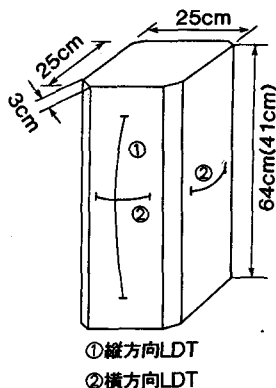
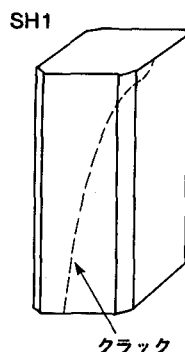


図-2 供試体SH1のセット時状況



2. 試料および実験

深度GL-34.4mから素掘り工法で採取された試料を、供試体端面及び側面を非常に丁寧に成形した。得られた試料は均一な泥岩（いわゆる土丹）で、平均単位体積重量は $\gamma_t = 2.0 \text{ tf/m}^3$ であった⁵⁾。実験に用いた供試体は、供試体番号SH1及びSH2(25cm×25cm×64cm)、供試体番号SH3(25cm×25cm×41cm)である。試験時には供試体の対角となる2側面と上下端面にろ紙を巻き、さらに供試体上下端面にはろ紙が試験中に押しつぶされないようにして排水機能を確保するため、ろ紙を挟むようにしてナイロンメッシュを置いた。試料の飽和化は、二重負圧法と 2 kgf/cm^2 のバックプレッシャーで行い、その結果間隙水圧係数 B 値は0.97以上の値を得た。試験中の軸力は三軸セル内にセットされたロードセルで測定し、供試体からの排水量および有効側圧は差圧計によって測定した。軸ひずみの測定は、供試体側面の対角位置に設置した2つの縦方向LDT（供試体高さにより長さ50cmと20cm）とキャップ上部の対角位置に設置した2つのギャップセンサーを用いて行った（図-1）。また、側方変位量の測定は供試体の3側面にLDTを横向きに1個ずつ設置して行った。なお、キャップと載荷ピストンは剛結されているためキャップは回転しない。実験は、以下のように実施した。

1) 供試体SH1：この供試体は、図-2に模式的に示すように試料採取時に既に二つに割れてしまい、三軸圧縮試験はこれを再び重ね合わせて実施した。従って、この試験結果は参考値として用いた。有効拘束圧 0.3 kgf/cm^2 から原位置の有効上載圧に等しい有効拘束圧 3.44 kgf/cm^2 まで応力増分 0.1 kgf/cm^2 で等方的に載荷・除荷・再載荷を繰り返した後、側圧一定のもとで軸ひずみ速度 $0.02\%/min$ で非排水せん断試験を実施。

2) 供試体SH2：SH1と同様な等方圧密終了後、側圧一定のもとで軸ひずみ速度 $3.3 \times 10^{-4} \%/min$ で軸ひずみ 5×10^{-4} (0.05%)まで排水せん断を実施し、除荷した後にSH1と同様に非排水せん断（微小ひずみ幅 $[5 \times 10^{-4}$ (0.05%)]での載荷・除荷を伴う）を実施。

3) 供試体SH3：有効拘束圧 3.44 kgf/cm^2 まで等方圧密した後、軸応力 σ_a 一定、側圧 σ_r 一定の応力制御排水せん断試験を実施した後、有効拘束圧 3.44 kgf/cm^2 まで等方再圧密を行い、その後SH2と同様な側圧一定のもとでの非排水せん断試験を実施。

3. 実験結果と考察

3.1 一般的な応力～ひずみ特性について：今回は、側圧一定のもとで行った非排水三軸圧縮試験の結果のみを報告し、その他の試験結果は別途報告する。図-3 (a)～(d)は、各試験における偏差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ϵ_a (0.5%まで)の関係を示している。図から分かるように、単調載荷の途中で非常に小さな軸ひずみ振幅の除荷・再載荷の繰返し載荷を繰返し加えることにより、載荷途中での弾性的変形特性の変化を調べた。初期部分においてLDTを用いて測定した軸ひずみ（実線）よりもギャップセンサーを用いて測定した軸ひずみ（破線）の方が大きい。また、ギャップセンサーによる応力～ひずみ曲線はS字型の曲線を示し

ている。特にSH3の試料でこの傾向は顕著である。これは供試体両端面の緩み層と紙の圧縮によるベッディングエラーの影響によるものである⁶⁾⁷⁾。したがって、軸ひずみを正確に求めるためにはベッディングエラーを含まない方法を用いなければならないことが分かる。なお、SH1の応力～ひずみ曲線が途中で切れているのは、データの記録に失敗したからである。また、圧縮強度 q_{max} はSH2およびSH3で50 kgf/cm^2 である。金ら⁸⁾の図-4に、この軟岩地盤における圧縮強度の深さ方向の分布をプロットしてあるが、大型矩形供試体の強度(●印)と小型円柱供試体(○印)で差がなく、強度の寸法効果が無いことが分かる。これ

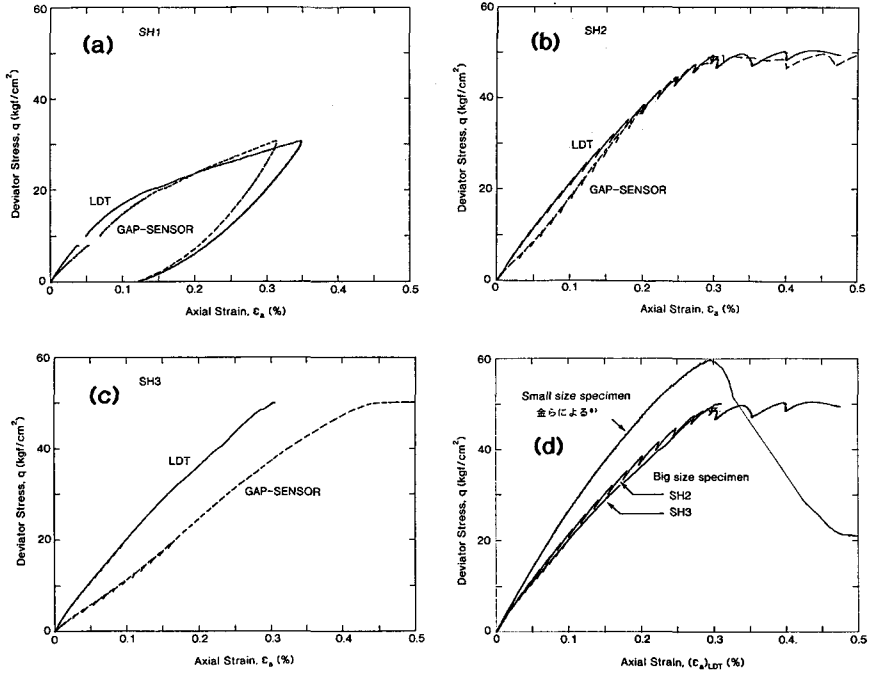


図-3 偏差応力～軸ひずみ関係

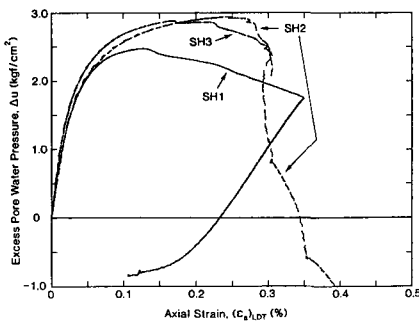


図-4 過剰間隙水圧～LDTによる軸ひずみ関係

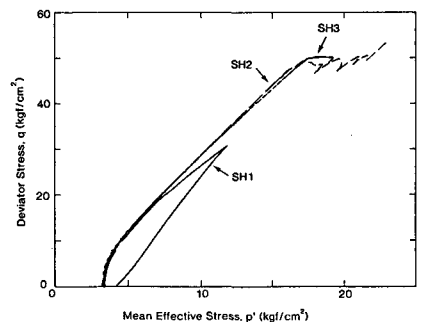


図-5 有効応力経路

は、安部ら⁹⁾が、大谷石の大型三軸圧縮試験(供試体寸法 $\phi 30\text{cm} \times$ 高さ 60cm)で得た結論と同じである。なお、SH1ではpeakに至っていないため圧縮強度は求められないが、他の試験と比較して明らかに強度は弱いことが分かる。これは、SH1の試料が良好な試料ではなくセット時にはすでに鉛直方向にクラックが入っていたことによるものと考えられる。図-4に、過剰間隙水圧 Δu とLDTによる軸ひずみ $(\epsilon_a)_{LDT}$ の関係を示す。 Δu の発生傾向を見ると、各試験とも試験開始と同時に急激に正の Δu が発生し、その後、 $(\epsilon_a)_{LDT}$ がSH1では約0.12%、SH2では約0.25%、SH3では約0.17%でそれぞれ増加から減少に転じている。これらの $(\epsilon_a)_{LDT}$ の値を図-3で見ると、応力～ひずみ曲線における変曲点に一致している。図-3(a)に示すセット時にはすでにクラックが入っていたSH1では変曲点がよく読み取れる。この過剰間隙水圧の挙動は、供試体内に形成されるマイクロクラック、さらには、せん断帯の形成と密接な関係があると考えられる。図-5は、偏差応力と平均有効主応力 $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ の関係で示した有効応力経路である。この図から、この軟岩は強い過圧密の挙動を示している。

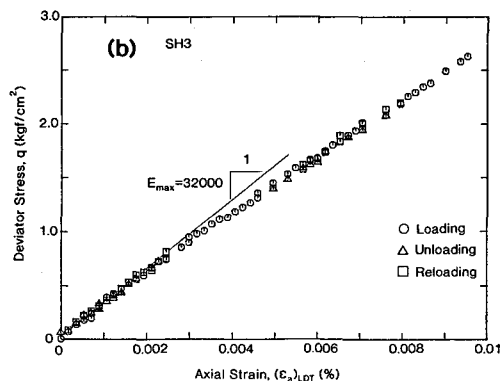
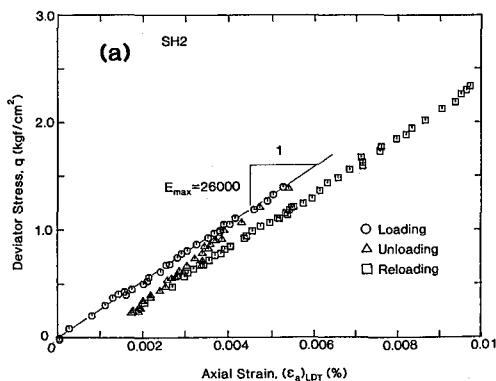


図-6 微小ひずみでの偏差応力～軸ひずみ関係

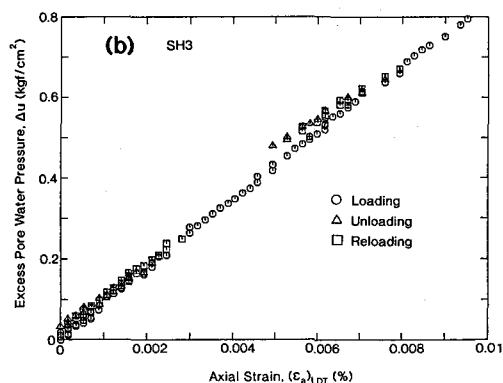
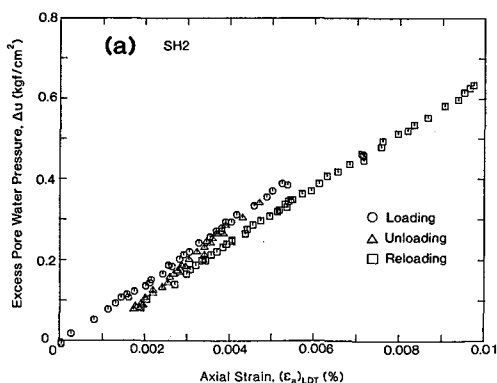


図-7 微小ひずみでの過剰間隙水圧～軸ひずみ関係

3.2 微小ひずみでの応力～ひずみ特性について： 図-6 は $(\varepsilon_a)_{LDT}$ が 0.01% までの SH2 と SH3 の応力～ひずみ関係を示している。なお図中の $\bigcirc \triangle \square$ はそれぞれ載荷・除荷・再載荷を示しているが、SH3 ではループが 2 回あるので初期載荷部分を $\bigcirc$ で示した。これらの図より、 $(\varepsilon_a)_{LDT} < 0.002\%$ では線形弾性であり、SH3 では 0.01% 近くまでも弾性的挙動を示している。軟岩の従来の三軸試験においては前述したようにベッディングエラーの影響を含んだ軸変位量を測定していたため応力～ひずみ曲線は図-3 に示すような S 字型曲線を示すことが多い。この場合、変形係数は応力～ひずみ曲線の最急勾配を用いていた。この方法で図-3 に示すギャップセンサーによる応力～ひずみ関係から変形係数 $E_{initial}$ を求めてみると、SH2 では 21000 kgf/cm^2 、SH3 では 14000 kgf/cm^2 である。しかし、図-6 (a) (b) に示すように明瞭な線形弾性部分 (本報告では $(\varepsilon_a)_{LDT} < 0.002\%$) から求められる初期変形係数は、SH2 で $E_{max} = 26000 \text{ kgf/cm}^2$ 、SH3 で $E_{max} = 32000 \text{ kgf/cm}^2$ である。この結果から判断すると、ギャップセンサーを用いてキャップの変位から軸ひずみを求めても変形係数を過小評価すると言える。今回用いた矩形供試体は大型であるので、ベッディングエラーの影響はこの程度であったが、石ら³⁾、金ら⁸⁾ が示すように高さ 10 ~ 15cm の小型供試体の場合は、ベッディングエラーによる $E_{initial}$ と E_{max} の差は非常に大きくなる。なお、LDT によって求められた変形係数 E_{max} は、小型供試体で得られた E_{max} と金ら⁸⁾ の図-1 で比較してある。大型と小型供試体で値の違いがなく、微小ひずみレベルでの変形係数にも寸法効果は見られない。また、より広いひずみ範囲の応力～ひずみ関係にも寸法効果は見られない (図-3 (d) 参照)。さらに、河本ら¹⁰⁾ もセメント改良土の三軸試験においても寸法効果は見られないという結論を得ている。ここで注意することは、ベッディングエラーを含む軸ひずみで、大型供試体と小型供試体の応力～ひずみ関係を比較すると、「小型供試体の方が剛性が小さい」と言う寸法効果がある」と言う誤った結論が得ら

れることである。上記前述の安部ら⁹⁾の大谷石の三軸圧縮試験でも軸ひずみはベッディングエラーを含んでいると見られ、供試体が小型ほど剛性が小さい傾向が示されている。更に、このようにして求めた $E_{\max}$ の値は、金ら⁸⁾の図2に示してあるように、原位置弾性波速度で測定した変形係数 E_t と非常に良く一致している^{8) 11)}。図-7 (a) (b) には $(\varepsilon_a)_{LDT}$ が0.01%までの過剰間隙水圧 Δu と $(\varepsilon_a)_{LDT}$ の関係を示した。図-6 (b) で見られたように、SH3は $(\varepsilon_a)_{LDT} < 0.002\%$ の範囲で線形弾性挙動を示し

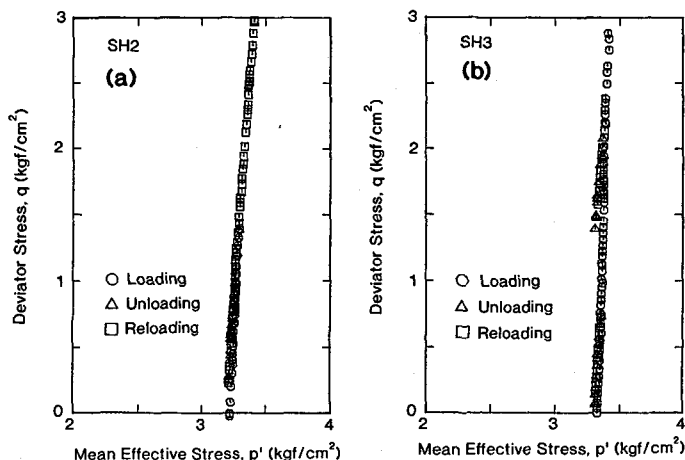


図-8 微小ひずみでの有効応力経路

ている。図-7 (a) はSH2の結果を示しているが、図-6 (a) に示す応力～ひずみ曲線と同様の挙動を示している。すなわち、載荷・除荷・再載荷において除荷曲線と再載荷曲線が一致しておらず再載荷曲線の勾配は載荷曲線に近いものとなっていることが分かる。これらの結果から、SH2においては $(\varepsilon_a)_{LDT} = 0.005\%$ 程度ですでに供試体内部にマイクロクラックが生じていた可能性がある。図-8 (a) (b) は $(\varepsilon_a)_{LDT}$ が約0.01%までの有効応力経路を示している。図-6, 7, 8から $(\varepsilon_a)_{LDT}$ が0.01%の範囲では、 p' がほぼ一定であり、弾性挙動を示していることが分かる。周知のように等方線形弾性体は体積一定（非排水）条件のもとではせん断中に p' 一定になる。これらの結果をまとめると、堆積軟岩の微小ひずみにおける変形特性は基本的には線形等方弾性であると考えられるが、マイクロクラック等が生じている場合にはその線形弾性領域は減少し剛性も弱くなることが推測される。

4. まとめ

- 1) ギャップセンサーを用いてキャップの軸変位量を測定しても、ベッディングエラーの影響により応力～ひずみ曲線はS字型となり、求められる変形係数は過小評価される。
- 2) 軸圧縮に伴うマイクロクラックの形成に対応して過剰間隙水圧は増加から減少に転じ、すべり面（せん断帯）が生じる時点で急激に減少する。
- 3) 微小ひずみレベル（本報告では $(\varepsilon_a)_{LDT} < 0.002\%$ ）では軟岩の変形特性は線形等方弾性である。
- 4) 圧縮強度、微小ひずみレベルでの変形係数、応力～ひずみ関係には寸法効果が見られない。
- 5) 正確な微小ひずみレベルでの弾性ヤング率 $E_{\max}$ は、原位置せん断弾性波速度から求めた弾性ヤング率 E_t と一致する。
- 6) 上記二項目のことから、本軟岩地盤ではクラック・ジョイントの影響は有っても非常に小さいと言える。

<参考文献> 1) 土質工学会編：堆積軟岩の工学的性質とその応用，土質基礎工学ライブラリー，Vol. 30, 1987. 2) 土木学会：軟岩の調査・試験の指針（案），1991. 3) 石達民・金有性・龍岡文夫：堆積軟岩の弾性的変形係数について，第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1992. 4) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y-S., and Sato, S.: A simple device for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundation, Vol. 31-1, 1991. 5) 越智健三・壺内達也・金有性・龍岡文夫：堆積軟岩の室内・原位置試験による変形係数とその解析への応用，第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1991. 6) 金有性・越智健三・澁谷啓・石達民・龍岡文夫：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発表論文集，1991. 7) 金有性・越智健三・龍岡文夫・澁谷啓・佐藤剛司：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，第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1991. 8) 金有性・越智健三・龍岡文夫・真保裕：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），第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1992. 9) 安部透・傳田篤・渡辺浩平：多孔質凝灰岩の強度特性に対する寸法効果について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，1987. 10) 河本憲二・木村勝・中垣透・澁谷啓・龍岡文夫・佐藤剛司：セメント改良土の大型三軸試験，第24回土質工学会研究発表会講演集，1989. 11) 越智健三・壺内達也・馬場千児・龍岡文夫：実験空洞で測定した堆積軟岩の変形係数，第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1992.