

関東洪積層より採取した不攪乱試料の微小ひずみ変形特性

長岡技術科学大学大学院 西村哲也
長岡技術科学大学大学院 豊田浩史

1. はじめに

近年、都市部の大規模再開発に伴い、高層建物や既存の地下鉄トンネルの存在により、掘削深度が深い近接施工が増加した。このような地下開発には、地盤の掘削によって上載圧が取り除かれて、掘削底面の土が膨らむリバウンド現象を引き起こす。このリバウンド量の予測は、経験則に頼っている現状である。また、リバウンド量を求めるための地盤の変形係数は、室内試験では単調または繰返し載荷を採用している。しかしながら、これらは伸張方向に膨張するリバウンド現象を正確に考慮した地盤の変形係数とは言えない。そこで、リバウンド現象の詳細な解析をするために、伸張方向のせん断による微小ひずみレベル($10^{-6} \sim 10^{-3}$)の各種変形係数を精度よく求める必要がある。

既往の研究では、飽和状態の豊浦砂の異方性とせん断方向が、微小ひずみ変形特性に与える影響を調べたり。しかし、原地盤から採取した不攪乱試料による試験を実施していない。そこで本研究では、関東洪積層より採取した不攪乱試料と再構成試料で試験を行い、試験結果よりリバウンド現象が関東洪積層の不攪乱試料の微小ひずみ変形特性に与える影響を調べる。

2. 試料及び供試体作製方法

本研究では、関東洪積層の深度 21.5~22.5m より採取した不攪乱粘土 ($\rho_s = 2.694 \text{g/cm}^3$, $w_L = 72.16\%$, $w_p = 37.50\%$) と関東洪積層の土丹部分より作製した再構成土丹粘土 ($\rho_s = 2.716 \text{g/cm}^3$, $w_L = 50.09\%$, $w_L = 29.64\%$) を対象とする。Fig. 1 に用いる試料の粒径加積曲線を示す。再構成土丹粘土は、850 μm のふるいにかけた後に蒸留水を混ぜ合わせてスラリー状態にして1日放置する。その後、円筒の亚克力槽に流し込み、脱気させる。十分に脱気した後に圧密応力 60kPa で24時間圧密する。供試体上側の圧密終了後は、下側も同様に圧密する。圧密終了後は、供試体を台座に設

置して直ナイフとトリマーにより直径 50mm、高さ 125mm の円柱供試体に成形する。成形後の供試体を Fig. 2 の右側に示す。不攪乱粘土の成形は、Fig. 2 の左側 (赤枠) に示すように貝殻の混入が確認されたため供試体を乱さないようにやすりなどで慎重に削りながら成形を行った。

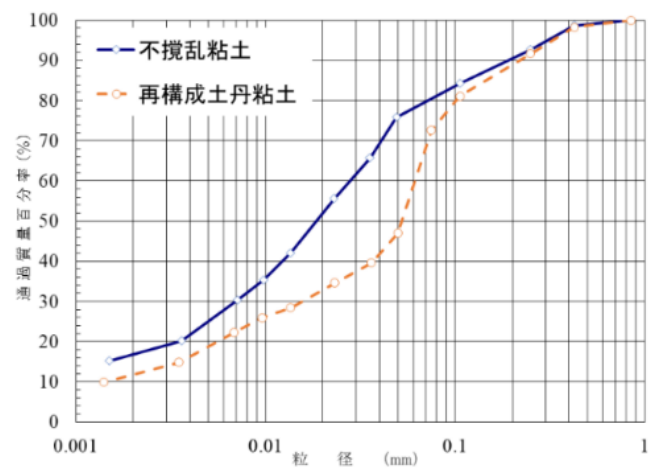


Fig. 1 試験に用いた試料の粒径加積曲線



Fig. 2 成形の様子 (再構成土丹, 不攪乱試料)

3. 試験方法

3.1 飽和試験の手順

Fig. 3 と Fig. 4 に本研究で使用した微小三軸試験機と試験のフローチャートをそれぞれ示す。まず、成形した供試体を Fig. 3 の微小三軸試験機に設置する。試験機に供試体を設置した後にセル水を給水して二重負圧、 $p' = 50\text{kPa}$ で等方圧密を行い、背圧 200kPa をかけて飽和度を高める。その後、原地盤を想定した K_0 圧密を行う。再構成土丹粘土の K_0 圧密は、平均有効主応力 $p' = 300\text{kPa}$ を目標値に設定した有効鉛直応力 $\sigma'_a = 460\text{kPa}$ に到達するまで十分に排水される軸速度 0.005mm/min で行う。不攪乱粘土は、採取された深度より求めた $\sigma'_a = 158\text{kPa}$ を目標値に K_0 圧密を行う。Fig. 5 に K_0 圧密時の応力経路を示す。Fig. 5 より両方の試料は、ほとんど同じ応力経路をたどっていることが分かる。また、圧密が進むにつれて、応力比 $K = 0.49$ に落ち着き、その状態を保って圧密が進行している。 K_0 圧密終了後は、 K_0 圧密終了時の応力比 $K = 0.49$ と p' を一定に維持して 24 時間 K 圧密を行う。その後、微小ひずみレベルのせん断剛性率を求めるベンダーエレメント試験 (BE 試験) 及び圧縮荷重と伸張荷重による局所微小ひずみ測定試験 (LSS 試験) を実施する。

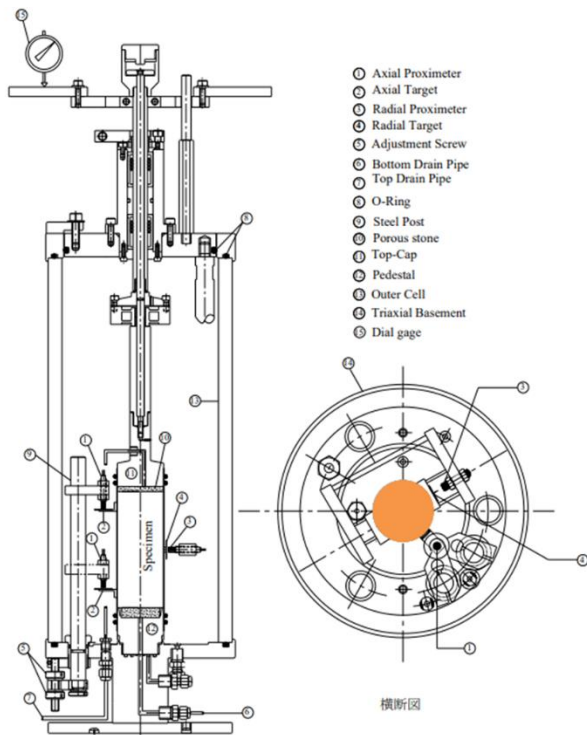


Fig. 3 微小三軸試験機

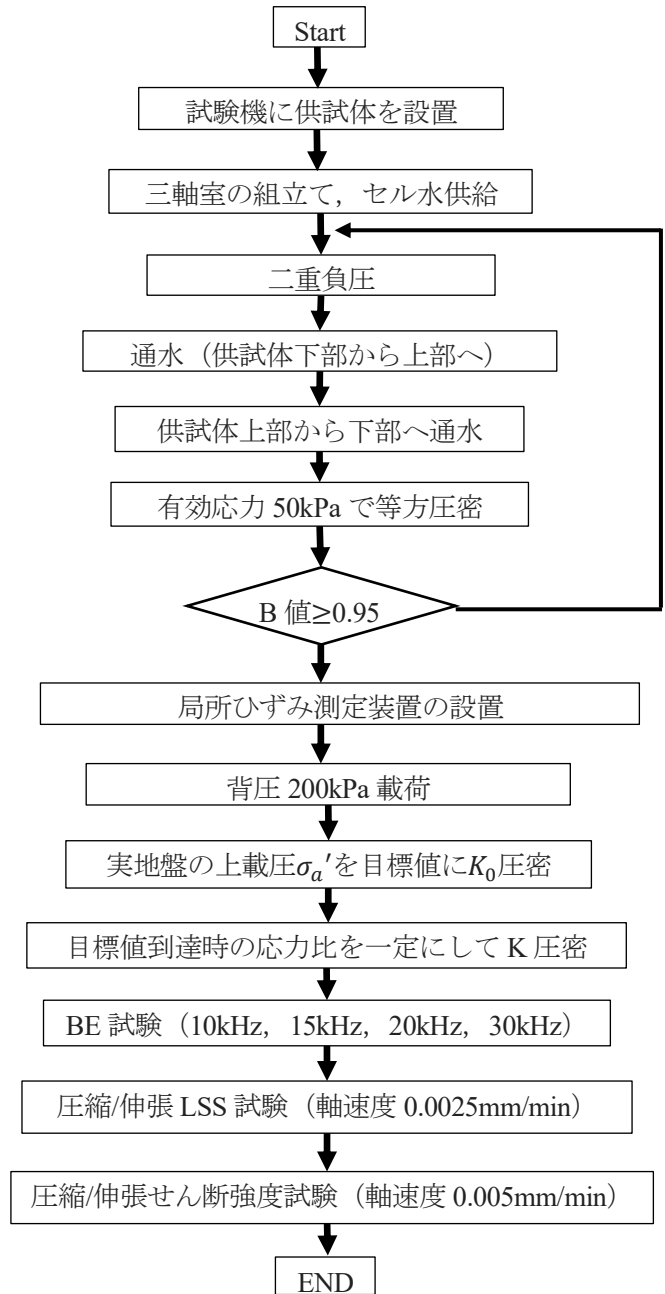


Fig. 4 試験のフローチャート

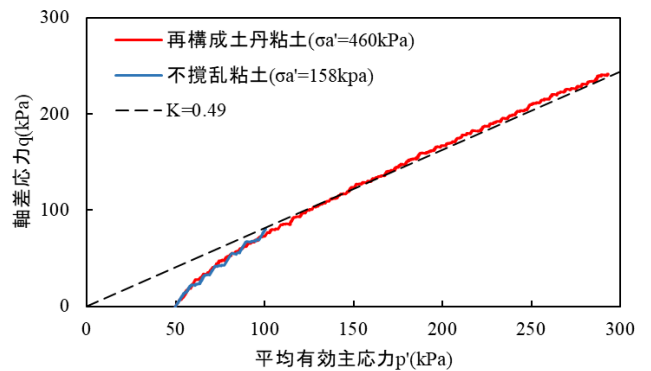


Fig. 5 K_0 圧密時の応力経路

3.2 BE 試験

三軸試験機のキャップおよびペダスタルにベンダーエレメントを装着する。Fig. 6 に BE 試験時の様子を示す。K 圧密終了後にキャップ側から供試体の軸方向にせん断波を送信し、ペダスタル側で受信する。本研究では、送信波条件を波形：sin 波、電圧：±10V、周波数：10kHz、15kHz、20kHz、30kHz として行う。また、伝播時間の同定法は T.D.法の start-to-start を適用する。Eq. (1) にせん断波速度 V_s (m/s) および初期せん断剛性率 G_0 (MPa) の算出式を示す。ここで、せん断波の伝播距離 L (m)、せん断波の伝播時間 Δt (s)、湿潤密度 ρ_t (kg/m³) とする。

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad G_0 = \rho_t V_s^2 \times 10^{-6} \quad (1)$$

3.3 LSS 試験

LSS 試験は、排水条件下で局所軸ひずみ ε_a (%) および局所せん断ひずみ ε_s (%) が 0.1% に達するまで、せん断速度 0.0025mm/min でせん断を行う。Fig. 6 に LSS 試験時の様子を示す。軸変位および側方変位の測定には、非接触型変位計を使用する。局所軸変位測定を 2 箇所、局所側方変位測定を 1 箇所設置する。これらの変位計により、局所軸ひずみ ε_a (%) および局所せん断ひずみ ε_s (%) を測定し、各種変形係数を Eq. (2) にて算出する。ここで、軸差応力 q (kPa)、鉛直有効応力 σ'_a (kPa)、側方有効応力 σ'_r (kPa)、割線せん断剛性率 G_{sec} (MPa) とする。

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad G_{sec} = \frac{q}{3\varepsilon_s} \times 10^{-1} \quad (2)$$

4. 試験結果

K_0 圧密と K 圧密を経て K_0 値=0.49 の状態で BE 試験と LSS 試験を実施した。それらの結果と各試験ケースの結果をまとめた表を Fig. 3 と Table. 1 にそれぞれ示す。Fig. 7 より、BE 試験の初期せん断剛性率と LSS 試験による初期の割線せん断剛性率がほとんど一致していることが分かる。このことから、初期せん断剛性率は誤差の少ない妥当な結果が得られたと考える。また、初期せん断剛性率が、再構成土丹粘土より不攪乱粘土の方が高い理由としては、 K_0 圧密時の有効鉛直応力が不攪乱粘土より再構成土丹粘土の方が大きいためである。泉らは、締固め度や圧密応力が増加する程、

Table. 1 各試験ケースとその結果

試料	载荷	K_0 圧密 σ'_a (kPa)	K_0 値	BE 試験 G_0 (MPa)
再構成	圧縮	460	0.49	114.6
	伸張	460	0.49	112.4
不攪乱	圧縮	158	0.49	60.7
	伸張	158	0.49	59.3

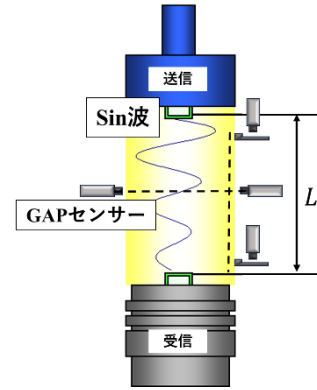


Fig. 6 BE 試験と LSS 試験時の様子

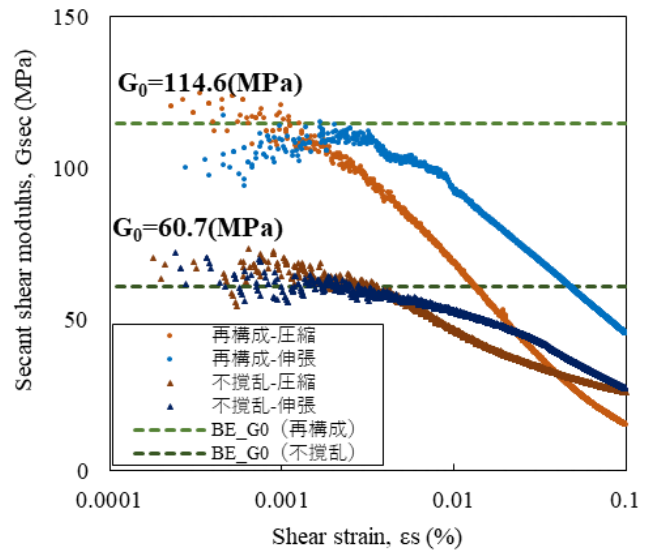


Fig. 7 BE 試験と圧縮/伸張载荷 LSS 試験結果 (再構成土丹粘土, 不攪乱粘土)

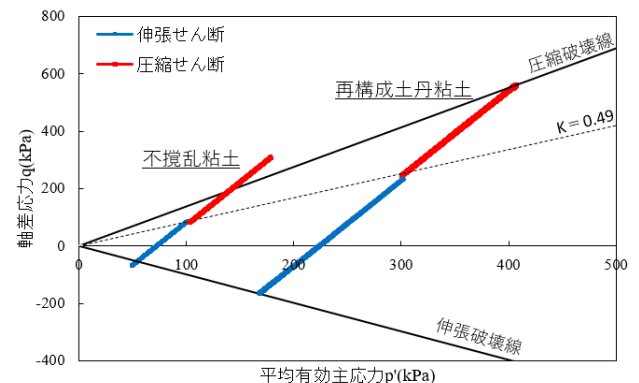


Fig. 8 応力経路 (圧縮/伸張载荷せん断時)

初期せん断剛性率は増加するとしている²⁾。本実験においても泉らの結果と同様の傾向が見られたと考える。

次に荷重方向に着目すると、両方の試料は、荷重方向によってせん断ひずみの進展に伴う割線せん断剛性率の低下（以下、ひずみ軟化）の傾向が異なる。圧縮荷重は、せん断開始直後から大きくひずみ軟化する。一方の伸張荷重は、圧縮荷重と比較して緩やかにひずみ軟化する傾向を示した。

せん断時の応力経路と応力とせん断ひずみ、体積ひずみとせん断ひずみの関係を Fig. 8, Fig. 9, Fig. 10 にそれぞれ示す。Fig. 8 より、圧縮荷重はせん断中に平均有効主応力が増加、伸張荷重は減少しながら破壊線に近づくせん断である。再構成土丹粘土の粘着力をゼロと仮定して破壊線を引いてみると、不攪乱粘土はその破壊線を越えていることがわかる。つまり、粘着力が存在している可能性がある。

Fig. 9 の圧縮荷重（赤線）で、不攪乱粘土と再構成土丹粘土を比較すると、再構成粘土の方が、ゆるやかに軸差応力が増加していることが分かる。一方、伸張荷重では、ほぼ同じような傾きとなっている。これにより、割線せん断剛性率のひずみ軟化がおおよそ予測できる。

Fig. 10 の不攪乱粘土と再構成土丹粘土の体積ひずみとせん断ひずみの関係より、圧縮荷重（赤線）では再構成土丹粘土と不攪乱粘土ともにせん断ひずみによる体積収縮が生じていることが分かる。これは応力経路で示したように、圧縮荷重ではせん断中に p' が増加しているためである。一方、伸張荷重（青線）の不攪乱粘土では、せん断ひずみの増加に伴い体積膨張し続けている。それに対して、再構成土丹粘土は、せん断ひずみ 0.3%付近まで体積膨張して、それ以降は体積収縮に転じている。不攪乱粘土と再構成土丹粘土の比較より、不攪乱粘土の方が体積膨張（ダイレタンス）しやすいことがわかる。これは、不攪乱粘土は過圧密、または年代効果による骨格構造が発達していることが示唆される。

5. 不攪乱粘土と再構成土丹粘土との比較

圧密応力の異なる不攪乱粘土と再構成土丹粘土の LSS 試験結果を比較するために Eq. (3) より割線せん断剛性率の正規化を行った。

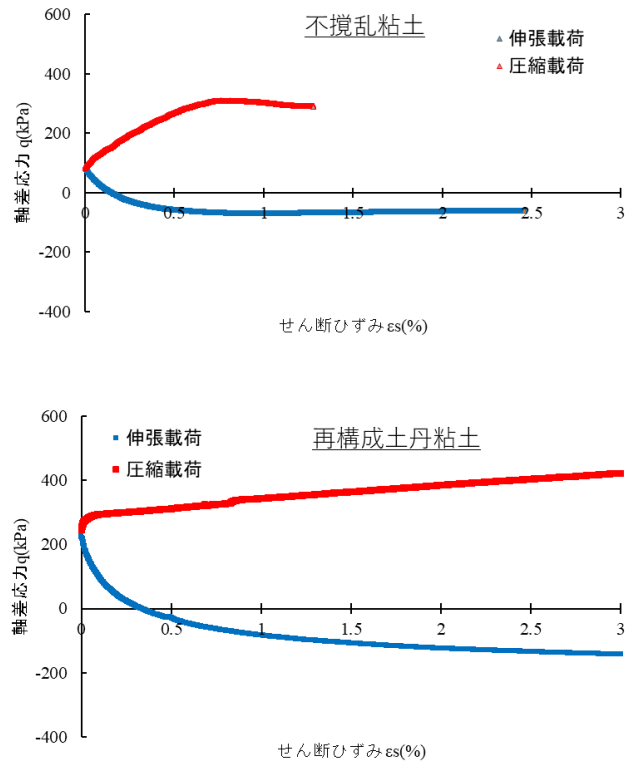


Fig. 9 応力-せん断ひずみ

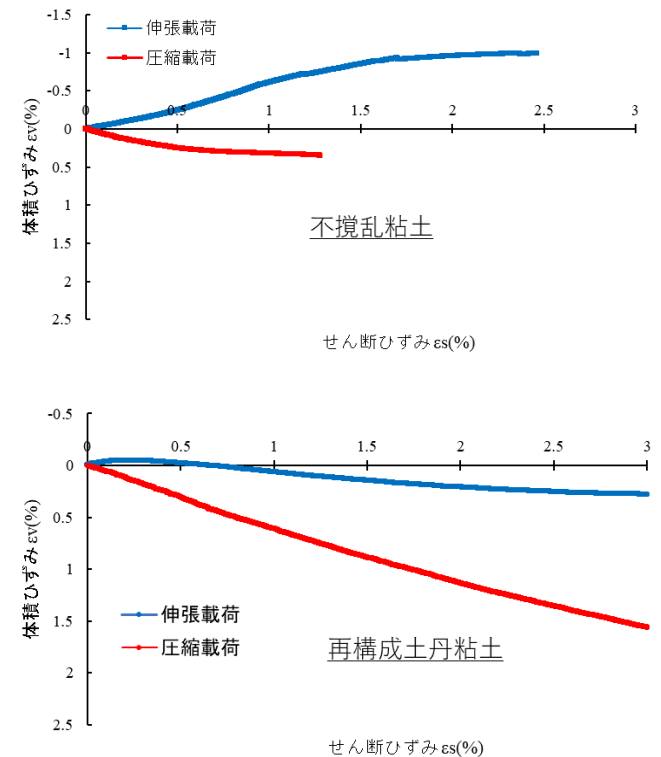


Fig. 10 体積ひずみ-せん断ひずみ

$$\text{正規化された割線せん断剛性率} = \frac{G_{sec}}{G_{sec_0}} \quad (3)$$

Fig. 11 と Fig. 12 に正規化された圧縮荷重 LSS 試験と伸張荷重 LSS 試験結果をそれぞれ示す。Fig. 11 より圧縮荷重におけるひずみ軟化は、不攪乱粘土より再構成土丹粘土の方が大きい傾向を示している。これは、練返して作製した再構成試料より不攪乱試料の方が、高位な構造であることが原因として考えられる。一方、Fig. 12 の伸張荷重におけるひずみ軟化は、両者ともに似た傾向を示していることが分かる。これは、 K_0 値が 0.49 と圧縮圧密状態からせん断しているため、微小ひずみレベルでは圧縮荷重ほどの大きな変化が生じなかったことが原因として考えられる。よって、圧縮圧密状態での圧縮荷重の微小ひずみレベルにおけるひずみ軟化の傾向は、再構成試料と不攪乱試料で異なるため、不攪乱試料での評価が必須であると考えられる。また、圧縮圧密状態での伸張荷重の微小ひずみレベルにおけるひずみ軟化の傾向は、再構成試料と不攪乱試料で似た傾向を示すため再構成試料の結果より不攪乱試料を概ね評価することができると思われる。

6. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

1. 再構成土丹粘土と不攪乱粘土は、ともに荷重方向によってひずみの進展に伴う割線せん断剛性率の低下傾向（ひずみ軟化傾向）が異なり、伸張荷重より圧縮荷重の方がひずみ軟化が大きかった。特に不攪乱粘土より再構成土丹粘土の方が、荷重方向によるひずみ軟化の違いが大きかった。
2. 再構成土丹粘土と不攪乱粘土のひずみ軟化傾向を荷重方向別に比較すると、伸張荷重は似た傾向を示し、圧縮荷重は再構成土丹粘土の方がより大きいひずみ軟化を示した。
3. 圧縮荷重試験の結果を用いると、伸張荷重試験の結果よりリバウンド量を過大に評価することがわかった。

今後、試験条件を変更して同様の試験を行い、本研究の結果の妥当性を確認する必要があると考えられる。

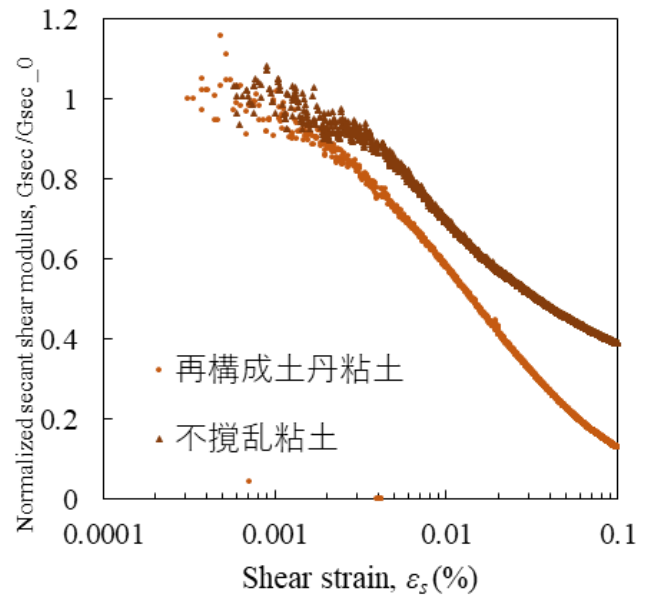


Fig. 11 正規化された圧縮荷重 LSS 試験結果

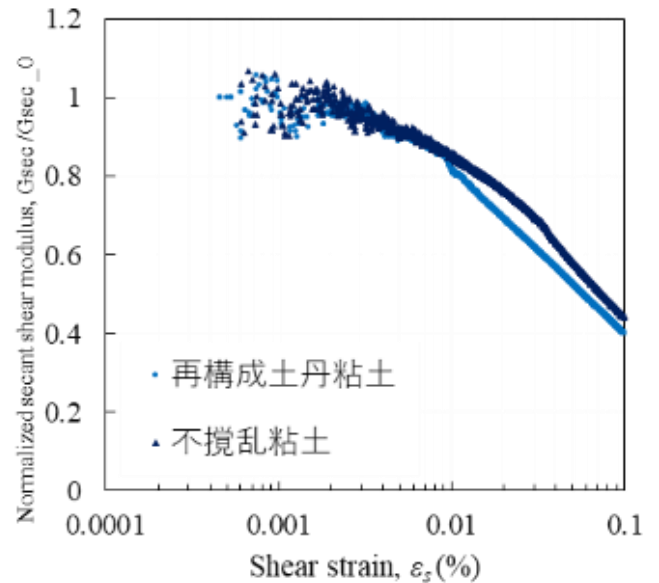


Fig. 12 正規化された伸張荷重 LSS 試験結果

【参考文献】

- 1) 高木伸晃：異方圧密された砂のせん断剛性率のひずみレベル依存性，長岡技術科学大学修士論文，2022。
- 2) 泉信太朗：BEによる締固め土のせん断剛性率の測定とその利用法について，北海道大学大学院，公益社団法人地盤工学会北海道支部技術報告集第51号，2011年2月。