

III-9

洪積砂礫地盤から採取した不攪乱試料の動的変形特性

清水建設(株)技術研究所 正会員 西尾伸也
同 上 正会員 後藤 茂

1. はじめに 洪積砂礫地盤は従来から多くの構造物の支持地盤として利用されている。しかし、原位置から乱れの少ない試料を採取するのが非常に困難なため、試料の乱れに敏感な動的強度特性、変形特性についての研究はほとんど行われていない。筆者らは、凍結サンプリング法^{1), 2)}を用いることにより、洪積砂礫地盤から乱れない状態³⁾で試料を採取し、その試料を用いた室内試験を現在継続して実施している⁴⁾。以下の報告では、凍結サンプリングした試料(以下、不攪乱試料)およびそれと同一密度、同一粒度に再調整した試料(以下、攪乱試料)について行った動的変形試験の結果を中心に述べる。

2. 試料

(1) 不攪乱試料 試料は、千葉県中部の万田野砂礫層から採取した。この砂礫層はG.L.-5.5m以深に分布しており、原位置試験⁵⁾によれば、試料採取深度(G.L.-6m~-9m)において、N値は50以上、S波速度 V_s は300m/secである。今回報告する試験は、G.L.-6m~-7mの砂礫層から採取した試料($\phi=30$ cm, $h=60$ cm)を用いて行った。試料の乾燥密度 ρ_d は、1.95~1.97 Mg/m^3 である。試験後に測定した供試体の粒度分布を図-1に示すが、供試体間の粒度のばらつきは非常に少ない。

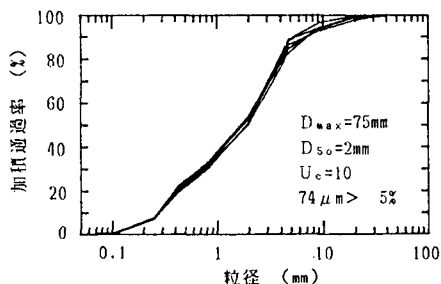


図-1 不攪乱試料の粒度分布

(2) 攪乱試料 不攪乱試料と力学特性を比較するため、室内で攪乱試料を作成した。作成に際しては、不攪乱試料と密度および粒度分布を揃えることに留意し、図-1の平均的粒度分布になるよう粒度調整した試料を供試体($\phi=30$ cm, $h=60$ cm)作成用モールドにつめ、一定時間、小型バイブレーターでモールドの側壁を加振して密度を高めた。

3. 試験方法 試験は大型三軸試験装置⁴⁾を用いて行った。以下に、不攪乱試料の試験手順を述べる。

1. 試験に先立ち、冷凍室(室温 -20℃)内で保存してある試料の端面および側面の状態を確認する。もし、礫の欠落等によりメンブレン貫入が懸念されるような場合は、標準砂をつけて補修、整形する。ただし、今回の試験に用いた試料は、端面および側面の状態は極めて良好で、この必要は全くなかった。
2. 冷凍室から試料を搬出し、速やかに大型三軸セルにセットした後、35kPaのセル圧を載荷し、約40℃の温水でセル液を循環させ試料を解凍する。解凍に要する時間は約2時間である。
3. セル圧を49kPaにした後、供試体に CO_2 を約15時間通気し、続いて脱気水を約24時間通水する。
4. 有効拘束圧を49kPaに保ったまま、B値が0.95以上になるまでバックプレッシャーを載荷する。
5. 所定の有効拘束圧まで段階的に等方圧密を行う。各圧密段階では一次圧密終了後約1時間放置する。
6. 非排水条件で、動的変形試験を行う。軸荷重だけを振幅一定、周波数0.1Hzの条件で変動させるステージテストで、各ステージで5波の繰返し荷重を与える。

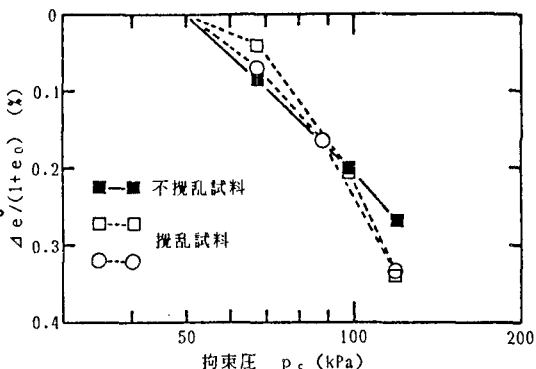


図-2 圧密中の間隙比変化

攪乱試料の試験の場合も、3.以降の手順は同じである。

4. 試験結果

(1) 圧密特性 各圧密段階で供試体の排水量から体積変化を求め、有効拘束圧と間隙比変化の関係を調べたのが図-2である。なお、初期間隙比 e_0 は、有効拘束圧49kPaのもとで飽和した時の間隙比であり、 Δe は、 e_0 からの変化分である。試験をした拘束圧の範囲で見ると、攪乱試料に比べ、不攪乱試料の圧密線の傾きの変化は少なく、原位置で受けた圧密履歴が影響しているものと思われる。しかし、両試料とも間隙比変化の絶対値は非常に小さく（0.004～0.005程度）、圧密による体積変化量の差が、動的変形試験結果におよぼす影響は少ないと考えられる。

(2) 動的変形特性 有効拘束圧118kPaのもとで実施した動的変形試験の結果を図-3に示す。初期剛性 G_0 （せん断ひずみ γ が 10^{-5} の時の剛性）を比較すると、攪乱試料の90MPaに対して、不攪乱試料では185MPaであり、約2倍の剛性を示している。しかし、各ひずみレベルでの剛性低下率を調べてみると（図-4）、不攪乱試料と攪乱試料による顕著な相違はないことがわかる。なお、剛性が1/2に低下するひずみレベルは、両試料とも 4×10^{-4} とかなり小さい。図-5は、各拘束圧で測定した初期剛性 G_0 を $f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ で正規化した値と有効拘束圧の関係を調べたものである。両者の関係を両対数軸上で直線で近似すると、その傾きは、攪乱試料で0.47、不攪乱試料で0.85となり、従来、攪乱砂で得られている値0.4～0.5⁶⁾と比較すると、不攪乱試料の値は著しく大きなものであることがわかる。

5. まとめ 洪積砂礫地盤から採取した不攪乱試料と室内で作成した攪乱試料の動的変形特性を比較した結果、剛性およびその拘束圧依存性は大きく異なるが、各ひずみレベルでの剛性低下率には顕著な差は見られないことがわかった。今後は、不攪乱試料の減衰特性について検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 大崎順彦、後藤 茂ら：洪積砂礫地盤の凍結サンプリング；土質工学会 昭和60年度サンプリングシンポジウム発表論文集 pp.53～58 (1985)
- 2) 後藤 茂、赤川 敏ら：原位置凍結による洪積砂礫試料の採取方法；第21回土質工学研究発表会(1986)
- 3) 西尾伸也、社本康広ら：大型三軸セルを用いたS波速度の測定；第21回土質工学研究発表会(1986)
- 4) 社本康広、西尾伸也ら：洪積砂礫地盤の真の液状化強度；第21回土質工学研究発表会(1986)
- 5) 玉置克之、社本康広：凍結採取法による洪積砂礫地盤の力学特性の評価方法に関する研究；日本建築学会大会学術講演梗概集 (1986)
- 6) 足立紀尚、龍岡文夫：土木学会編 新体系土工学 18 土の力学(Ⅲ) pp.220～222 (1981)

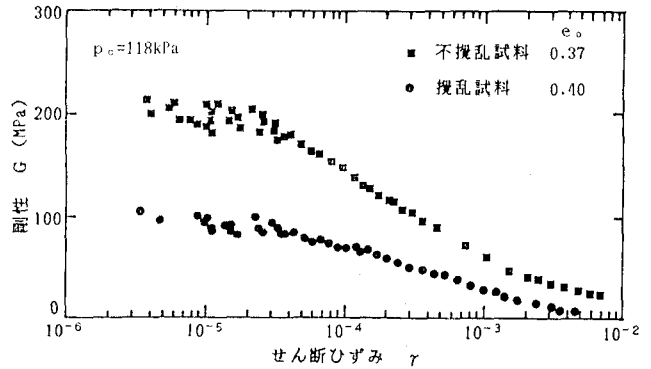


図-3 G～ γ 関係の比較

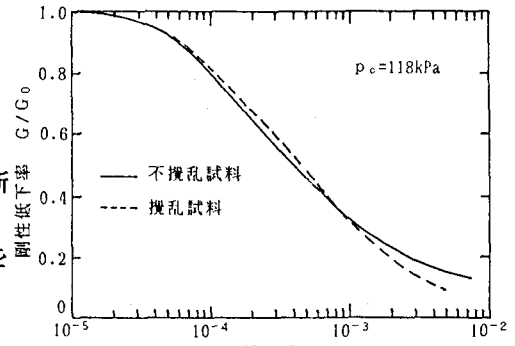


図-4 剛性低下率の比較

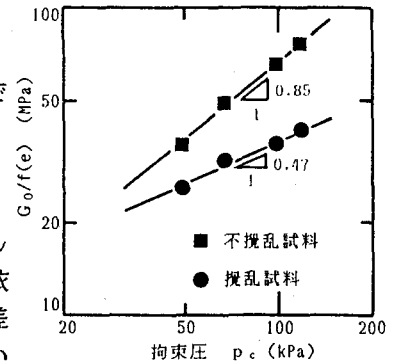


図-5 $G_0/f(e) \sim p_c$ 関係の比較