

III-141 洪積地盤の三軸圧縮試験による変形強度特性(その3)

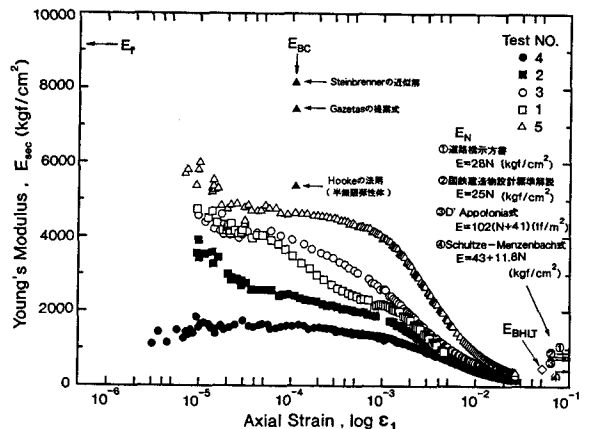
— 原位置試験および現場計測との比較 —

武蔵野土質調査(株) 正員 ○本庄達夫 木村 勝
西松建設(株)技術研究所 正員 佐藤靖彦 宮崎啓一
東京大学生産技術研究所 正員 木幡行宏 龍岡文夫

1. まえがき 本報告では、東京都港区新橋の掘削現場で採取された不攪乱試料の大型三軸圧縮試験から求めた変形係数と、原位置試験(孔内水平載荷試験、弾性波速度測定)および現場計測からの逆算値によって求めた変形係数を比較検討している¹⁾²⁾。

2. 変形特性のひずみレベル依存性について 図-1に割線ヤング率 E_{sec} と軸ひずみ ε_a の関係を示す。図中、大型三軸試験、孔内水平載荷試験、弾性波速度測定から求めた変形係数をそれぞれ E_{sec} 、 E_{BHLT} 、 E_f として示した。また、現場計測からの逆算値(E_{BC})およびN値からの推定値(E_N)によって求めた変形係数もあわせて示した。 E_{BHLT} が475kgf/cm²であるのに対して E_f は9100kgf/cm²であり、約20倍異なる。また、大型三軸試験結果から求めた E_{max} は、正規圧密で約2700kgf/cm²、過圧密で約5000kgf/cm²である。図に示すように、 E_{sec} は 10^{-6} ~ 10^{-2} の範囲においてひずみの増大と共に減少している。また、過圧密供試体の方が正規圧密供試体よりも E_{sec} は全体的に大きい値を示している。これは、サンプリング時の乱れの影響のためと考えられる。したがって、 10^{-6} レベルのひずみで比較すると、 $\varepsilon_a < 0.001\%$ の初期直線部分で定義した E_{max} は、 E_f より小さく、 E_f は E_{max} の2倍程度である。一方、 E_{BHLT} 、 E_N は 10^{-2} 以上のひずみで測定される値であり、そのひずみレベルでの E_{sec} はそれらの値にほぼ一致している。また、 E_{BC} はひずみが 10^{-4} での値であるが、 E_{sec} に比べて大きい値を示している。 E_{BC} がこのひずみレベルでの原位置の変形係数であり、 E_f とも整合的であるので、原位置での $E \sim \log \varepsilon_a$ 曲線は、図に示す $E_{sec} \sim \log \varepsilon_a$ 曲線より上方に位置している。

一方、互層状の洪積地盤においても変形係数にはひずみレベル依存性がある。このことは、他の土質材料で見られる結果と同様である³⁾。図-2(a)(b)には、それぞれ E_{sec} を E_{max} で正規化した変形係数と ε_a および偏差応力 q をピーク時の偏差応力 q_{max} で正規化した関係を示した。図-2(a)から、本試料では、変形係数のひずみレベル依存性の程度は、正規圧密砂よりもはるかに小さく、軟岩⁴⁾と同様に線形性が強いことが分かる。また、図-2(b)より、初期部分では変形係数の応力レベル依存性は大きい、0.1%以上のひずみでは応力レベル依存性は小さい。さらに、双曲線関係とは一致していない。図-3(a)(b)は、接線変形係数 E_{tan} 、微小繰返し時の等価変形係数 E_{eq} と軸ひずみ ε_a 、 q/q_{max} の関係を示している。図-3(a)より、 E_{tan} および E_{eq} は $\varepsilon_a < 0.1\%$ の範囲では類似であり、ひずみレベル依存性が小さいことから、弾性的挙動であることが分かる。また、図-3(b)より応力レベル依存性についても小さいことが分かる。 E_{eq} が q/q_{max} の増加と共に増加しているのは、 σ_a が増加しているためである。しかし、 $E_{eq} = \sigma_a^{0.5}$ の関数で近似できないのは、載荷と共に構造が破壊されるためであろう。図-4は、 $E_{max}/\sigma_c^{0.4}$ と間隙比 e の関係を示している。なお、図中の直線は、 $E_{max}/\sigma_c^{0.4} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot 900(2.17 - e)^2 / (1 + e)$ で示される直線である。また、図中の△・□は朴らによる実験結果⁵⁾である。本報告の試料は、平均粒径が約0.2mmで豊浦砂に似ているにも関わらず、 $E_{max}/\sigma_c^{0.4}$ は推定式より大きい値を示している。このことは、ゆるい砂であるにもかかわらず初期変形係数は大

図-1 接線変形係数 $E_{sec} \sim \log \varepsilon_a$ 関係

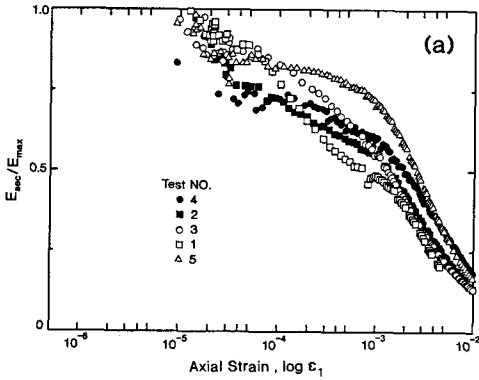


図-2 (a) $E_{sec}/E_{max} \sim \log \varepsilon_a$ 関係

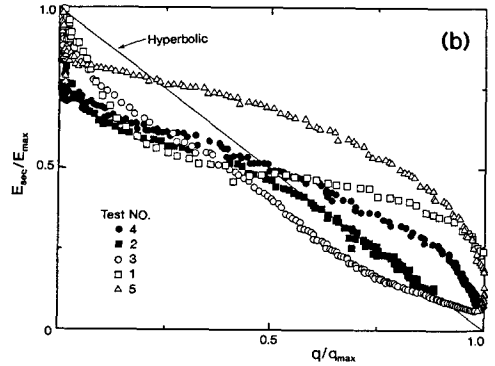


図-2 (b) $E_{sec}/E_{max} \sim q/q_{max}$ 関係

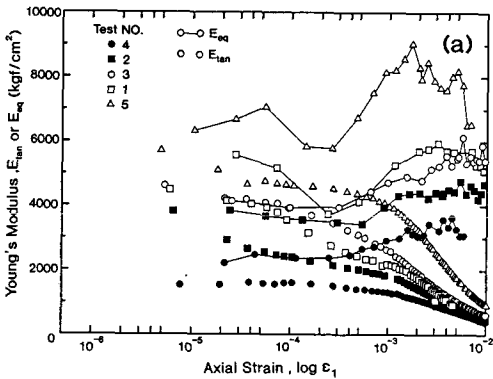


図-3 (a) $E_{tan}, E_{eq} \sim \log \varepsilon_a$ 関係

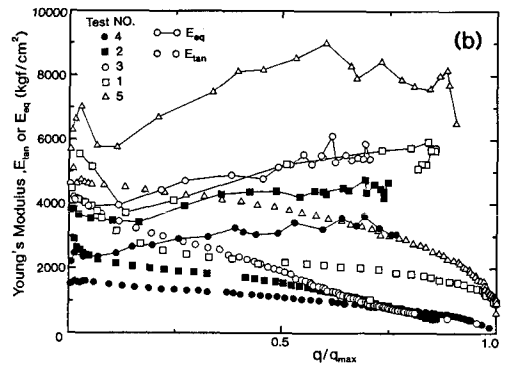


図-3 (b) $E_{tan}, E_{eq} \sim q/q_{max}$ 関係

きく、硬質な砂であることを示している。

3. まとめ

1. 洪積互層地盤においても変形係数のひずみレベル依存性が認められたが、その程度は正規圧密砂に比べると比較的小さく線形性が強い。
2. E_{tan} 、 E_{eq} は $\varepsilon_a < 0.1\%$ でひずみレベル、応力レベル依存性が小さい。
3. 洪積互層地盤では、間隙比が比較的大きいにもかかわらず変形係数は大きい。

<参考文献> 1) 佐藤・宮崎・龍岡・木幡・本庄・木村：洪積地盤の三軸圧縮試験による変形強度特性(その1)―ブロックサンプリングと三軸試験の方法―，第47回土木学会年次学術講演会講演概要集，1992。 2) 木村・本庄・佐藤・宮崎・木幡・龍岡：洪積地盤の三軸圧縮試験による変形強度特性(その2)―三軸圧縮試験結果について―，第47回土木学会年次学術講演会講演概要集，1992。

- 3) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for Session No.1, Proc. of the 9th Asian Regional Conf. on SMFE, 1991. 4) 龍岡・金・石・木幡：堆積軟岩の非線形応力・ひずみ関係とその定式化，第27回土質工学研究発表会講演集，1992。 5) 平面ひずみ圧縮試験による Silver Leighton Buzzard 砂の低拘束圧下での変形・強度特性，第45回土木学会年次学術講演会講演概要集，1990。

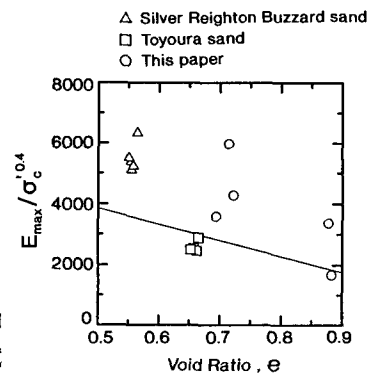


図-4 砂の $E_{max}/\sigma_c^{0.4}$ と 間隙比の関係