

III-299 埋設管施工に用いられる地盤材料の変形特性

大阪市立大学 東田 淳・三好忠和(現・鴻池組)
タキロン(株) 日野林謙二・松山真三

まえがき 土の変形性は、たわみ性埋設管の土中での変形挙動を支配する重要な要因である。現行の設計ではアメリカ開拓局の提案による受働抵抗係数 E' の値を土の種類と締固め度に応じて選択することによってこれを考慮している¹⁾。しかし、この設計 E' 値を提案する際のベースになったスパングレーの土工分布は実際の土工分布とはかなり異なるので、この値は実際の土の変形性とは関連が薄く、さらに日本の施工条件(特に雨水浸透の条件)では、設計 E' 値は実際よりも小さ目の管たわみを与える場合が多い。

そこで、従来の設計法よりも適切な土の変形性の評価法が必要となる。土の変形性は、土の種類、応力・ひずみレベルなどによって複雑に変化するので簡単には求められないが、たわみ性管の変形は周囲の土が破壊するほど大きくないこと、また土を弾性体と仮定したFEM解析によって測定土工に割合近い結果が得られていることから、土を弾性体と仮定することが実用上許容される可能性が高い。このような観点から、土の変形係数 E_s とポアソン比 ν を簡単な実験装置を用いて求めることを試みたので、報告する。

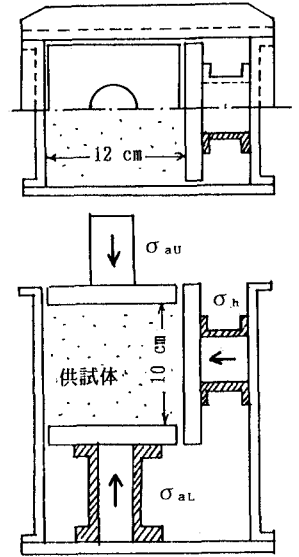


図-1 K₀圧縮試験装置

実験方法と土材料

図-1に土の E_s と ν を求めるための K_0 圧縮試験装置を示す。これは、12cm x 12cm x 10cmの締固め供試体に軸圧 σ_a を加えて K_0 条件で圧縮し、供試体の軸圧縮量 ε_a と側圧 σ_h を測定するものである。装置の内面には厚さ0.2mmのゴム2枚とシリコングリースによるリュブリケーションを施し、さらに摩擦抵抗を測定するために供試体の下部にもロードセルを設置した。

乾燥瀬戸珪砂を用いて行った予備実験の結果によれば、下部ロードセルによって測定された摩擦抵抗は σ_a の5%程度であった。またゴムの枚数を6枚に増やしても2枚の場合と測定値に有意な差は見られず、ゴムの圧縮の影響は無視し得ると判断した。

軸圧の荷重は段階的に行い、各段階で2分以上圧縮量に変化が見られなくなった時点で次の荷重に移った。各段階で測定された σ_a 、 σ_h 、 ε_a を、土を等方弾性体と仮定して得られる次式に代入することによって E_s と ν が得られる。ただし、この式の σ_a は上下ロードセル測定値(それぞれ σ_{au} 、 σ_{al} とする)の平均を用いた。

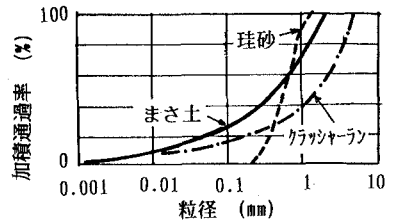


図-2 土材料の粒度分布

$$\nu = \sigma_h / (\sigma_a + \sigma_h) = (\sigma_h / \sigma_a) / (1 + \sigma_h / \sigma_a)$$

$$E_s = (1 - \nu - 2\nu^2) / (1 - \nu) \cdot \sigma_a / \varepsilon_a$$

土材料は、図-2、表-1に示す乾燥瀬戸珪砂、まさ土、クラッシューラン(C-40の5mmふるい通過分)の3種類である。

なお、クラッシューランについては施工後の雨水浸透の影響を見るため水浸状態での試験も行った。

表-1 土材料の性質と供試体の状態

| 土材料 | G_s | U_c | ρ_{dmax} (g/cm ³) | ρ_{dmin} (g/cm ³) | ρ_d (g/cm ³) | 含水状態 | 締固め方法 |
|----------|-------|-------|---------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------------|
| 珪砂 | 2.65 | 1.75 | 1.58 | 1.32 | 1.55-1.43 | 気乾 | ロート落下 |
| まさ土 | 2.65 | 40 | 1.90 | 1.39 | 1.90-1.70-1.50 | W=12-6(%) | ランマー頭部打撃(3層) |
| クラッシューラン | 2.71 | 80 | 2.01 | 1.40 | 1.87-1.40 | 気乾・飽和 | ランマー頭部打撃(3層)・締固め無 |

測定結果

瀬戸珪砂とまさ土(w=12%)を例にとって測定結果を示したのが、図-3(σ_{au} と σ_h の関係)、図-4(σ_{au} と ε_a の関係)である。図-3から応力レベルによらず σ_h/σ_a は一定で、その結果 ν も一定であること、図-4から ε_a の増分は応力レベルが大きくなるにつれて小さくなること、が分かる。これらの傾向は他の供試体でも同じであった。

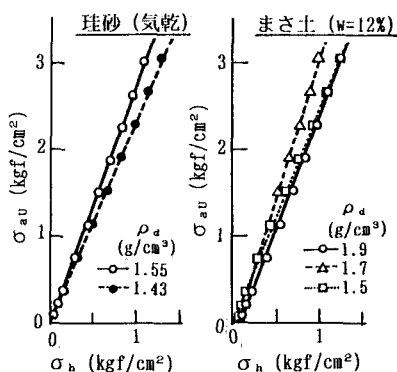


図-3 σ_{au} と σ_h の関係

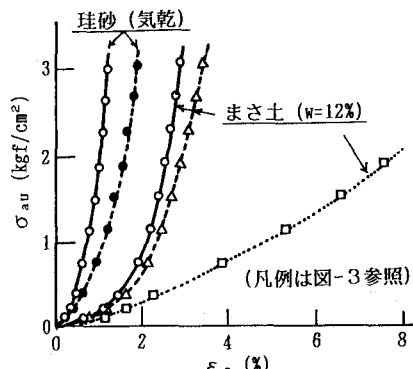


図-4 σ_{au} と ε_a の関係

土の変形定数の値

図-5は ν を相対密度 D_r に対してプロットしたもので、 D_r が大きくなると ν は小さくなる傾向が見られる。図-6は E_s と σ_a の関係で、この図から E_s は応力レベルが高くなると大きくなり、管の埋設深度によっては同じ土でも異なった E_s 値を選定する必要があることが分かる。また、図-6の↓の応力レベルで飽和させたクラッシャーランでは、気乾の場合に比べて E_s がほぼ1/2に低下しており、雨水浸透の影響が管にとってかなり危険側に働くことが分かる。

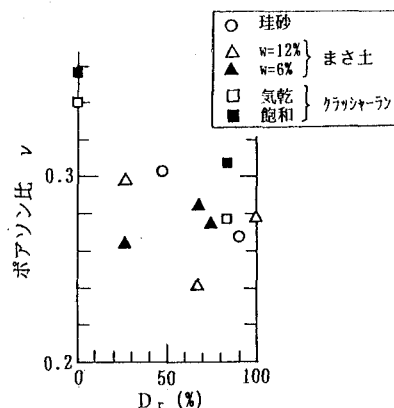


図-5 D_r と ν の関係

あとがき 埋設管施工に用いられる土の変形性の評価は、埋設管の妥当な設計法の確立のためには避けて通れない課題である。今回報告した手法は、装置と試験方法が簡単で実用的であることが最大のメリットであると考えている。今後はさらに粘性土に近い土材料について変形定数を求めるとともに、実施工との関連を調べていきたい。

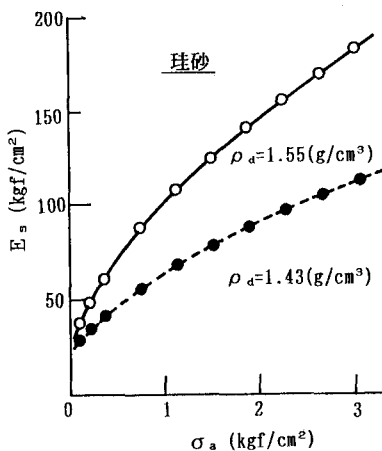
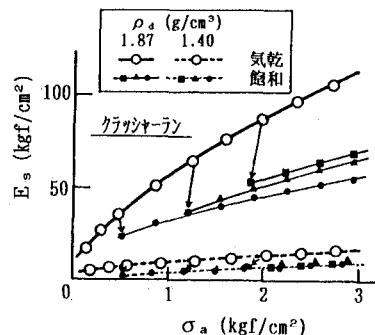
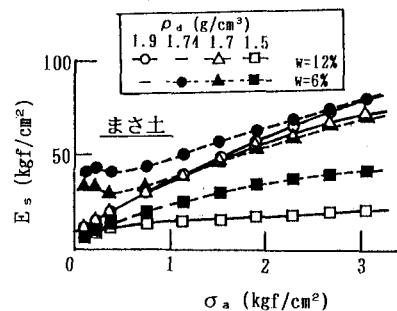


図-6 E_s と σ_a の関係



参考文献:1) A. K. Howard, Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe, ASCE, Journal of Geotech. Div., Vol.103, 1977.