

複合地盤の圧密現下特性

愛媛大学 工学部 正 室 達 朗
愛媛大学 工学部 正 榎 明 潔
豊橋市役所 正 ○三 南 邦 元

1. まえがき 本研究では、サンドコンパクションパイル工法による複合地盤の特性のうち、圧密沈下量の低減とその機構について調べる。

2. 実験方法 複合地盤圧密試験 図-1に示す圧密箱を使用した。この特徴は、加圧板内に装着されたロードセルにより砂杭上にかかる荷重を測定でき、全荷重から砂杭上の荷重を引くことにより、粘土上の荷重を算出することができることである。この試験機により初期圧密荷重 P_0 で飽和粘土を圧密する。圧密終了後、粘土穿孔用パイプで供試体中央を穿孔し、ここに飽和砂を入れる。このように形成した複合地盤供試体により、圧密試験を行なう。実験条件としては、表-1に示すように砂杭の直径 ϕ 、粘土の初期圧密荷重 P_0 、砂杭の間隔 s の状態の組み合わせにより16種類の試験を行なった。ただし供試体の直径は6cmで一定、高さは約70cmである。

粘土の等方異方圧密試験 砂杭周辺の粘土の圧密特性を調べるため三軸圧縮試験機により $\sigma_1/\sigma_3 = 1, 1.5, 2, 2.5, 3$ で圧密試験を行ない、 $e \sim \log \sigma_1$ 関係を求める。

砂の排水三軸圧縮試験 砂杭の特性を調べるため、ゆるい砂($e \approx 0.8$)、

密な砂($e \approx 0.63$)において、側圧 $\sigma_3 = 0.5, 1, 2 \text{ kgf/cm}^2$ での $\epsilon \sim \sigma_1/\sigma_3, \Delta V/V$ の関係を求める。

使用した粘土は、高知県日高村にて採取した粘土(比重2.77, 液性限界39.0%, 塑性限界26.3%, 有効内部摩擦角 $\phi' = 32.8^\circ$)と、砂は豊浦標準砂(比重2.65)である。

3. 実験結果と考察 図-2, 図-3に示すように置換え率 $a_s = A_s/(A_s + A_c)$ 、応力集中率 $n = \sigma_s/\sigma_c$ によって定義する。複合地盤の一次元圧密に対する圧密ひずみ ϵ' の計算法は従来の計算法に砂杭の体積変化とそれに伴う断面積変化を考慮し、次式を用いた。

$$\epsilon' = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{P}{P_0} - \frac{C_c}{1+e_0} \log \left\{ \frac{(n-1)(1+\Delta V/V) a_{s0}}{1-\epsilon'} + 1 \right\} \quad (1)$$

ここで e_0 は粘土の初期間隙比、 C_c は圧縮指数、 $\Delta V/V$ は軸ひずみ ϵ' に対応した砂杭の体積変化、 a_{s0} は初期置換え率である。

複合地盤の圧密ひずみ $\phi 4 \text{ cm}$ の圧密試験による $\epsilon \sim P$ の関係を前期の ϵ' (砂杭の体積5%膨張、断面積変化)とともに図-4に示す。これから実際のひずみは ϵ' に比べ非常に小さい値をとり、ひずみの低減効果は砂杭の密なもので、 a_s の大きいものほど大きいこと。また、 P_0 の大きいものの方がひずみ ϵ は多少小さく、 ϵ の勾配は圧密圧力 P の増加とともに比較的 ϵ' の勾配に近づくことが判明した。

砂の応力-ひずみ特性による影響 $\phi 4 \text{ cm}$ の試験による各圧密段階終了時の $\epsilon \sim n$ の関係を図-5に示す。ゆるい砂杭の場合の値は一般的に小さく、圧密段階の進行に伴い徐々に大きくなっていく。密な砂杭の場合の値は最初の圧密段階でピークに達し、その後徐々に小さくなる。両者とも最終圧密段階での値は3~4程度に近

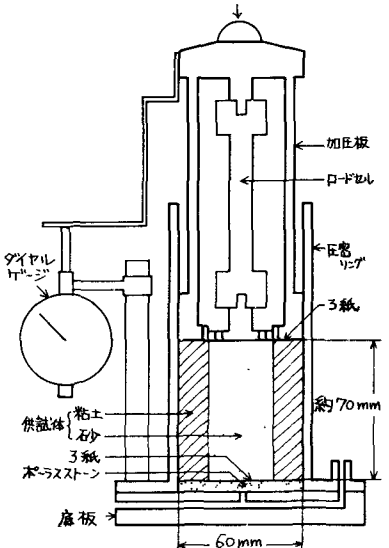


図-1 複合地盤の圧密箱

$\phi 3 \text{ cm}$		(kg/cm^2)	
σ_1/σ_3	0.5	0.4	1.6
砂	A ₁	B ₁	C ₁
中	A ₂	B ₂	C ₂
密	A ₃	B ₃	C ₃
$\phi 4 \text{ cm}$		(kg/cm^2)	
σ_1/σ_3	0.5	0.4	
ゆるい	D ₁	E ₁	
中	D ₂	E ₂	
密	D ₃	E ₃	
$\phi 6 \text{ cm}$		(kg/cm^2)	
σ_1/σ_3	0.5	0.4	
ゆるい	F ₁	G ₁	
中	F ₂	G ₂	

表-1 実験条件

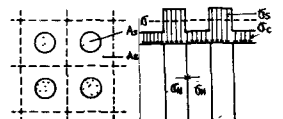


図-2 置換え率 図-3 応力集中率

グキPを増加させていけばほぼ一定の値に近づくと思われる。この $\varepsilon \sim \sigma_3/\sigma_c$ の関係は、砂の $\varepsilon \sim \sigma_3/\sigma_s$ の關係に非常によく似ており、 σ_s の大きい複合地盤の圧密沈下は、粘土の特性よりも、砂の特性すなわち砂の応力-ひずみの關係に大きく支配されていると考えることができる。

複合地盤の粘土の間ゲキ比の推定 各圧密段階終了時の粘土の間ゲキ比は応力による推定(e_{stress})、体積変化による推定(e_{strain})の二種の観点から推定される。 e_{stress} は、粘土の応力状態を $\sigma_c, \sigma_H, \sigma_o$ の三軸圧縮状態と考え、

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_c + \sigma_H + \sigma_o) = \frac{1}{3}\left\{\sigma_c + \sigma_H + \max(\sigma_H, \sigma_c) \cdot \frac{1 - \sin \phi'_c}{1 + \sin \phi'_c}\right\} \quad (2)$$

として粘土の等方圧密による $e - \log \sigma_m$ 曲線から推定される。ここで σ_c は実測値、 σ_H は実測の ε と σ_3 とから砂の $\varepsilon \sim \sigma_3/\sigma_s$ 關係によつて求められる。 σ_o の推定においては、粘土の変形状態から σ_o を最小主応力であるとし、粘土が塑性状態であると仮定している。またここで、粘土の体積変化におよぼせん断力などを考慮に入れながら、たのは、試料粘土のダイレイタンシーによる間ゲキ比の変化が実用上無視できたためである。

e_{strain} は次の式によつて推定される。

$$e_{strain} = \frac{V_c}{V_{co}}(e_o + 1) - 1 = \frac{\pi r^2 \gamma (1 - \varepsilon) - V_{so}(1 + \frac{\Delta V}{V})}{V_{co}} \cdot (e_o + 1) - 1 \quad (3)$$

ここで V_o は粘土の初期体積、 V_{so} は砂杭の初期体積、 V_c は各圧密段階終了時の粘土の体積、 r は複合地盤供試体の半径、 $\frac{\Delta V}{V}$ は砂の $\varepsilon \sim \frac{\Delta V}{V}$ 關係により求まる。

この二つの推定法による e_{stress} 及び e_{strain} を、実測の粘土の最終間ゲキ比 e_f とともに図-6に示す。 e_f のほとんどが e_{stress} より少し大きい値を示すことから実際の σ_m は一般に(2)式による推定のものより小さい。なお、応力による推定において σ_o が最小主応力であると仮定したことは適当であつたと思われる。また e_{strain} の値と e_f との差には、砂杭及び粘土の初期体積の測定における誤差が影響していると考えられる。

4. 結論 複合地盤の圧密沈下において、実測の圧密ひずみは推定式(1)による ε' に比べ非常に小さい値を示す。この傾向は密な砂杭ほど、また置換え率の大きいものほど顕著である。すなわち、複合地盤の圧密沈下は粘土の特性よりも砂の応力-ひずみ特性に多く依存しており、砂の $\varepsilon \sim \sigma_3/\sigma_s$, $\frac{\Delta V}{V}$ 關係及び粘土の $e - \log \sigma_m$ 關係を用いることによつて実験結果の各圧密段階終了時の粘土の間ゲキ比を説明することができた。

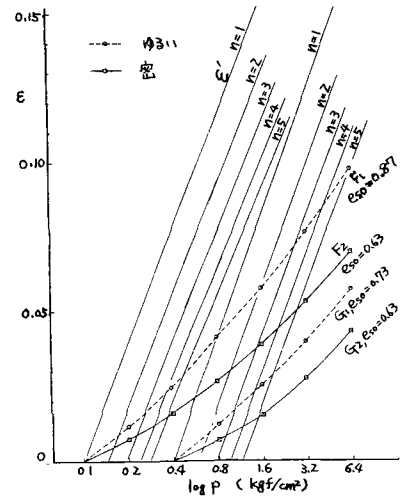


図-4 $\varepsilon \sim P$ 關係及び ε' (φ40mm)

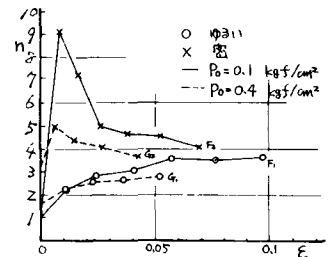


図-5 $\varepsilon \sim n$ 關係 (φ40mm)

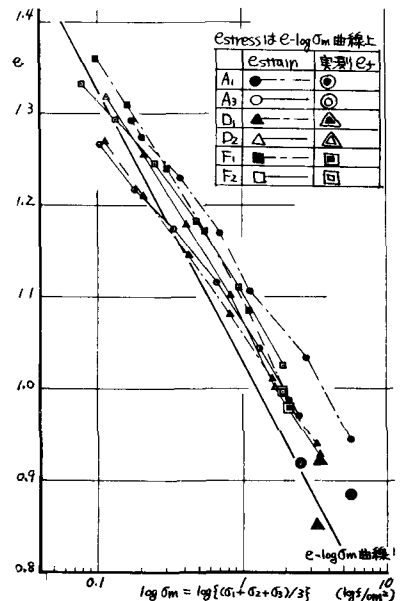


図-6 粘土の等方圧密による $e - \log \sigma_m$ 曲線と e_{stress} , e_{strain} 推定値及び実測値 e_f