

複合地盤の応力分担特性に着目した非着底改良地盤の圧密沈下挙動に関する考察

九州大学大学院 学○甲斐田葉丞

九州大学大学院 正 石藏良平 F 安福規之 学 有間航

1. はじめに

我が国やアジア諸国には軟弱地盤が広く分布する地域が存在する。軟弱地盤層が厚い場合、施工機械の改良深度限界や経済性、環境への配慮の観点から、支持層に改良体を到達させない非着底地盤改良技術の開発が期待されている。本研究は、厚い軟弱地盤層に非着底地盤改良を適用した場合の圧密沈下予測モデルを提案することを最終目的とする。本研究では、実際に非着底地盤改良に用いられるセメント固化処理土と砂杭の応力分担特性に着目し、各改良体を用いた改良地盤内の圧密沈下挙動を明らかにするため、平面ひずみ载荷模型実験を行った。

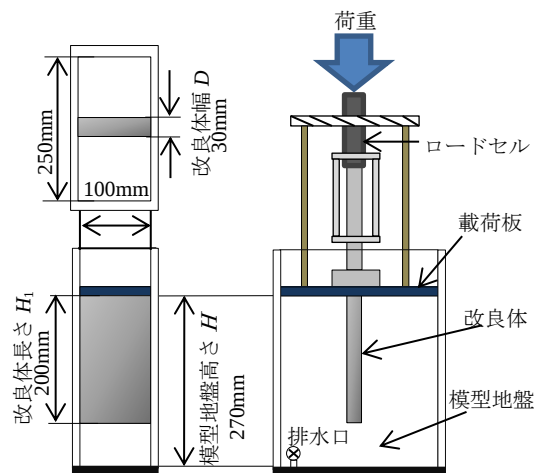


図1 平面ひずみ载荷模型装置概略図

表1 改良体の条件

Case 0	Case 1	Case 2	Case 3
無改良	セメント固化処理土	豊浦砂	アルミ

平面ひずみ载荷模型装置の概略図を図1に示す。模型地盤に载荷を行い、その際の圧密沈下量の経時変化を計

測する。模型実験に用いた改良体を表1に示す。セメント固化処理土は模型地盤に用いるカオリン粘土と高炉セメントB種を用いて作製した。モデル改良体の表面粗さは、アルミの算術平均粗さ $R_a = 1.09 \mu\text{m}$ 、最大表面粗さ $R_y = 6.76 \mu\text{m}$ に対し、セメント固化処理土は $R_a = 2.35 \mu\text{m}$ 、 $R_y = 16.7 \mu\text{m}$ となっており、どちらの値も2倍以上大きな値を示した。砂杭は、豊浦砂を相対密度80%に締め固めて作製した。

模型地盤には含水比 $w = 80\%$ のカオリン粘土を使用し、アクリル容器内面にはテフロンシートおよびシリコングリスを塗布した上にメンブレンを貼り付けることで容器と粘土の間の摩擦を低減した。载荷圧 $\sigma = 20\text{kPa}$ で予圧密を行うことで予圧密終了時に模型地盤高さ H が27cm程度となるようにカオリン粘土を充填した。予圧密終了後、改良体を模型地盤に挿入し、 $\sigma = 20\text{kPa}$ で再度予圧密を行った後、段階的に $\sigma = 40\text{kPa}$ 、 80kPa で载荷を行った。Case 1(セメント固化処理土)、Case 2(砂杭)では载荷板と改良地盤の間に小型の応力計を設置することで载荷板直下の応力を測定した。また、Case 3(アルミ)では改良体の杭頭に作用する荷重を計測でき、そこから応力分担比を計算している。

3. 実験結果

図2に $\Delta\sigma = 40\text{kPa}$ における圧密沈下量の経時変化を示す。Case 3(アルミ)と比較して表面粗さの大きな改良体を用いた Case 1(セメント固化処理土)の方が、沈下量が抑えられ、 $\Delta\sigma = 20\text{kPa}$ においても同様の傾向が現れた。

改良体と粘土地盤の応力分担比 n を、载荷板直下において改良体に作用する

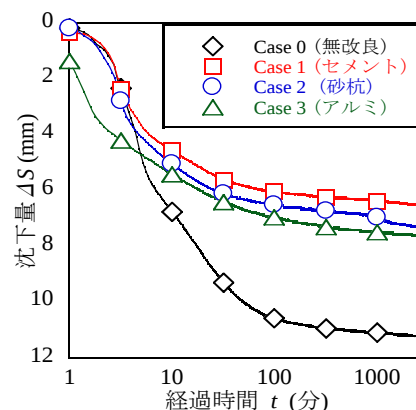


図2 圧密沈下量の経時変化

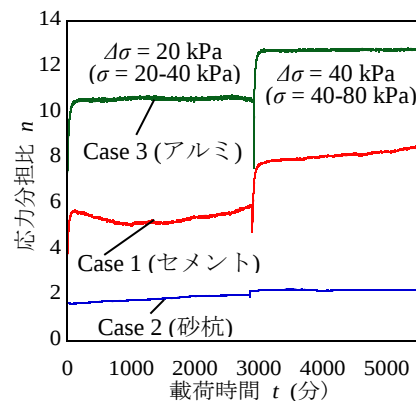


図3 応力分担比の経時変化

キーワード：軟弱地盤、非着底、地盤改良、応力分担、圧密沈下、周面摩擦抵抗

連絡先：〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地 九州大学ウエストⅡ号館 1108 号室

応力 σ_p と粘土地盤に作用する応力 σ_c を用いて $n = \sigma_p / \sigma_c$ と定義する. 図 3 に応力分担比 n の経時変化を示す. $\Delta\sigma = 20 \text{ kPa} (\sigma = 20\text{-}40 \text{ kPa})$, $\Delta\sigma = 40 \text{ kPa} (\sigma = 40\text{-}80 \text{ kPa})$, どちらの载荷段階も, Case 3(アルミ)の応力分担比 n が大きな値を示した.

改良地盤が一様に沈下すると仮定したとき, 応力分担比 n は以下の式によって表される¹⁾.

$$n = \frac{R}{D + R(1 - D)} \quad (1)$$

R は粘土地盤と杭の剛性比, D は改良深さと軟弱地盤層厚の比である. Case 1(セメント固化処理土), Case 2 (砂杭)の条件に(1)式を適用した値を計算結果, 実験により得られた応力分担比の収束値を実験結果として図 4 に示した. 剛性比 R は, 粘土地盤の体積圧縮係数を m_v^* , 改良体の体積圧縮係数を m_{vs} とすると $R = m_{vs} / m_v^*$ として求めた. セメント固化処理土の場合は剛性が载荷段階によって変化しないと仮定し, 変形係数 E_{50} の逆数から体積圧縮係数を, 砂杭の場合は豊浦砂の圧縮指数 C_c を 0.05, 豊浦砂の相対密度が 80% のときの空隙比を 0.68 として体積圧縮係数を計算した. 剛性比 R が小さい Case 2 (砂杭)では計算結果と実験結果がほぼ等しい値を示した. 一方, Case 1 (セメント固化処理土)では計算結果よりも実験結果の方が大きな値を示した. Case 1 (セメント固化処理土)では, 改良体の剛性が高く, 粘土との間に周面摩擦抵抗が作用したことが原因と考えられる. また, 図 5 に改良体と粘土の剛性比と, 応力分担比の関係を示す. 図 4, 5 から Case 1 (セメント固化処理土)において, $\Delta\sigma = 20 \text{ kPa} (\sigma = 20\text{-}40 \text{ kPa})$ と比較して $\Delta\sigma = 40 \text{ kPa} (\sigma = 40\text{-}80 \text{ kPa})$ の方が計算結果との値の差が大きくなったことがわかる. これは, 载荷応力の増分が大きな条件の方が, 改良体と粘土の相対変位が大きくなり周面に作用する摩擦が大きくなったことが原因の一つと考えられる.

Case 1(セメント固化処理土), Case 2(砂杭)における鉛直ひずみ分布を図 6, 7 に示す. Case 1(セメント固化処理土)において, 鉛直方向ひずみは荷重が集中する改良体直下で大きく生じた. Case 2(砂杭)においては, 鉛直ひずみが地盤内にほぼ均等に分布する傾向を示した. これは, 砂杭の剛性がセメント固化処理土と比較して小さく, 改良体が周辺の粘土地盤と一体となって沈下したことが原因として考えられる.

4. 結論

アルミ杭, セメント固化処理土を用いた改良地盤では, 表面粗さの大きなセメント固化処理土を用いた改良地盤の方が, 沈下抑制効果が大きくなる結果となった. 砂杭を用いた改良地盤の応力分担比は, (1)式から導かれた計算結果とほぼ等しい値を示したのに対し, 改良体の剛性が大きく, 摩擦抵抗の影響を受けるセメント固化処理土を用いた改良地盤の応力分担比は計算結果と比較して大きな値を示した. 改良体に作用する応力が大きなセメント固化処理土を用いた改良地盤では改良体直下に鉛直ひずみが集中し, 砂杭を用いた改良地盤では鉛直ひずみが地盤内に一様に分布する傾向を画像解析結果から確認した.

【謝辞】本研究の一部は科学研究費補助金(課題番号15K18114)の支援を得て実施したものである. ここに記して謝意を表します. また, 研究を行う上でご指導頂いたハザリカ・ヘマント教授, 装置の作製等においては中島通夫技術協力スタッフに対してここに記して厚く謝意を表します.

【参考文献】1)石蔵良平他: 曲げ破壊に着目した非着底型深層改良体を有する浅層改良地盤の安定性の検討, 材料 Vol.59 No.1 pp.38-43, 2010.1

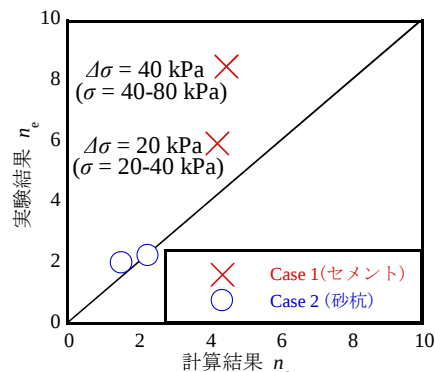


図 4 応力分担比の計算結果と実験結果

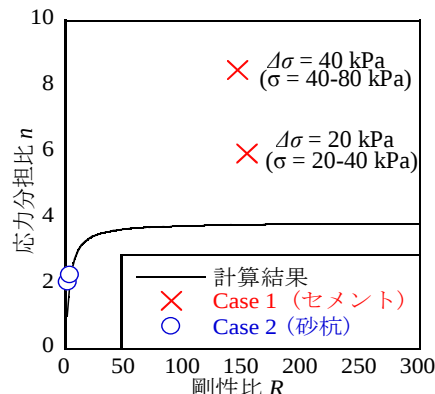


図 5 応力分担比と剛性比の関係

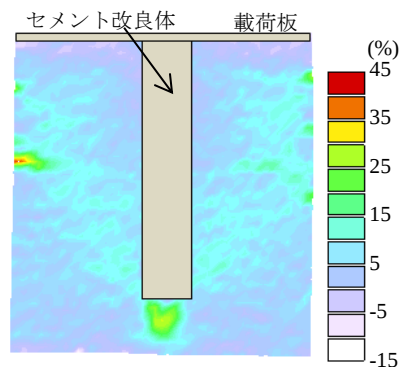


図 6 模型地盤内の鉛直ひずみ分布
Case 1(セメント) ($\sigma = 0\text{-}80 \text{ kPa}$)

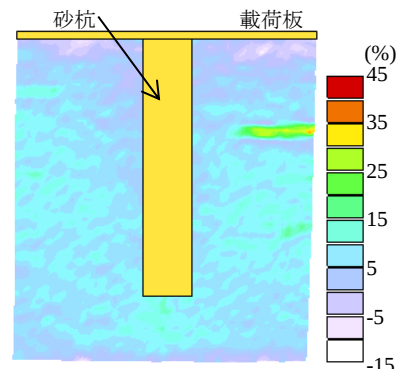


図 7 模型地盤内の鉛直ひずみ分布
Case 2(砂杭) ($\sigma = 0\text{-}80 \text{ kPa}$)