

係数 $\overline{m_{v2}^*}$ は $5.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{kN}$ 、改良体の体積圧縮係数 m_{vs} は $5.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{kN}$ である。図4に土圧計で測定された応力と3.1の手法で計算された杭頭応力を示す。(1)~(3)はそれぞれ(1)~(3)式による応力分担比により得られた杭頭応力の計算結果を示す。杭頭応力の実測値は、盛土の施工が完了した150日経過後に最大値を示した。浅層改良地盤直下の未改良土に作用する応力は最大値で23 kPaと小さな値を示し、剛性の大きな改良体が多くの荷重を受け持っていることが確認された。動態観測結果との比較から、(1)、(3)の計算結果は概ね実測値と近い値を示した。(2)と比較して(3)の計算結果の方が実測値と近い値を示したことから、杭頭部に作用する荷重を考慮する上で周面摩擦の影響を考慮することが重要であると考えられる。(2)と比較して(1)の計算結果の方が実測値に近づいた。実地盤では剛性の高い改良体に荷重が集中するため、改良体直下の未改良土に大きな荷重が作用し、経過日数に伴う圧密により未改良土の強度が増加したことが原因の一つと考えられる。

図5において過剰間隙水圧の実測値と、過剰間隙水圧計と同深度の未改良土に作用する応力の計算結果の比較を行った。未改良土の応力は改良体下端の応力が図2の分散角で横断方向、縦断方向に分散すると仮定し、計算を行った。過剰間隙水圧のピーク値は未改良土に作用する応力と関係するものと考えられる。過剰間隙水圧の実測値は、盛土完了直後に最大値40.2 kPaを示した。動態観測結果との比較から、(1)、(3)の計算結果は概ね過剰間隙水圧のピーク値と近い値を示し、(1)の計算結果が最も良い一致を示した。これは杭頭応力の比較と同様の傾向である。杭頭応力を小さく評価した(2)は未改良層に作用する応力においても実測値と比較して小さな値を示している。

図6に深さ方向に見た沈下量の実測値、計算結果の比較を示す。未改良層の沈下量は未改良層の中心深さに作用する応力が全体に作用していると仮定し計算を行った。比較から実測値、計算結果ともに未改良部で大きな圧密沈下が発生する傾向はとらえている。荷重に関してよい一致を示した(2)、(3)の沈下量は実測値と比較して大きな値を示している。改良部のみ

の沈下量は概ね良い一致を示していることから、改良地盤の沈下量を予測するためには、未改良層の荷重分散の方法を適切に評価することが必要である。しかし、図5から、過剰間隙水圧の消散が終了していないことを考慮すれば、今後更なる沈下が発生し、実測値は(2)、(3)の計算結果に近づくことが予想される。

4. まとめ

動態観測結果との比較から杭頭応力、未改良層に作用する応力に関して、改良土と未改良土の剛性比を応力分担比に用いた計算結果および摩擦を考慮した弾性ばねモデルを用いた計算結果は実測値と概ね近い値を示したが、層別沈下量の比較から、実測値と比較して計算結果は大きな沈下量を示した。改良地盤の沈下予測を行うためには、未改良層の沈下量評価が課題であり、未改良層における適切な荷重分散方法の評価が、必要である。

【謝辞】本研究の一部は、科学研究費補助金(課題番号 JP 15K18114)の支援を得て実施したものです。また、本論文の動態観測結果は、国土交通省熊本河川事務所に提供いただきました。ここに記して厚く謝意を表します。

【参考文献】1) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所 (2014):「国道57号熊本宇土道路軟弱地盤対策・橋梁検討委員会」平成26年度第1回委員会資料。2) 石蔵良平・安福規之他(2016): 盛土荷重を受ける非着底壁式改良地盤の荷重分担特性と沈下予測, 第12回地盤改良シンポジウム論文集 pp. 33-36. 3) 石蔵良平・大嶺聖他(2010): 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.

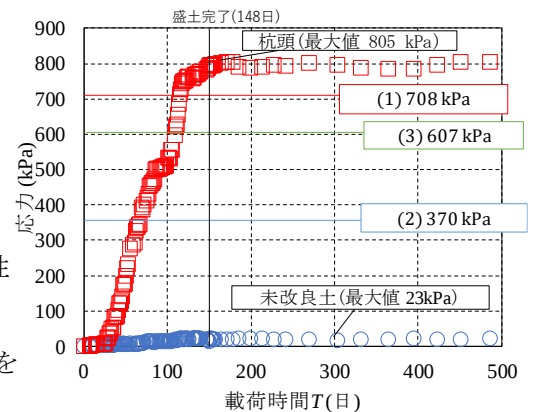


図4 杭頭応力の実測値との比較

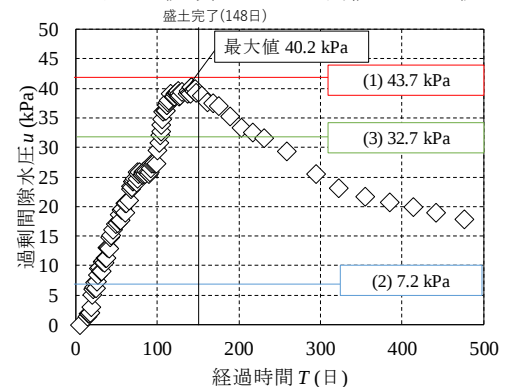


図5 過剰間隙水圧の実測値と未改良層に作用する応力の計算結果の比較

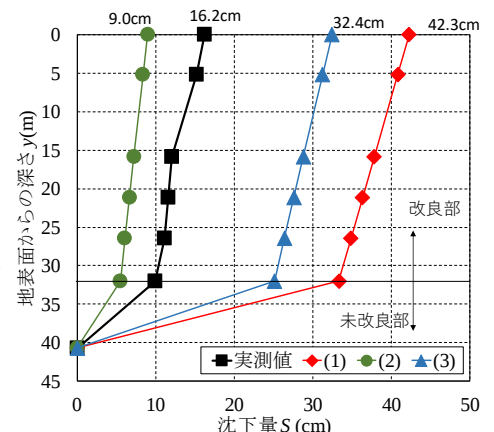


図6 層別沈下量の比較