

Eーディフェンスを用いた液状化地盤における橋台の大規模振動台実験 (その3 基礎の応答)

国立研究開発法人土木研究所 正会員 ○中田 光彦, 谷本 俊輔, 高橋 宏和, 大住 道生, 非会員 七澤 利明

1. はじめに

前報¹⁾では, 振動台実験に基づき, 液状化地盤における既設橋台および鋼管矢板壁(側面一体型)補強を実施した橋台の応答について報告した. 本報では橋台基礎の応答および鋼管矢板壁の補強効果について報告する.

2. 杭模型

既設杭模型は, 図-1 に示す外径 101.6mm, 軸方向鉄筋 $\phi 3\text{mm} \times 6$ 本(降伏ひずみ $2500\mu\epsilon$), 長さ 2.2m の RC 杭とし, 前面側, 背面側 2 本の軸方向鉄筋にひずみゲージを設置した. 鋼管矢板壁模型は外径 100mm, 板厚 3mm, 長さ 2.2m のアルミニウム管(材質 A6063-t5, 降伏ひずみ $2554\mu\epsilon$)で構成され, アルミニウム管の間に継手は設けず, 15mm の離隔を設けて設置した. 補強鋼管には管内部の前面側, 背面側の 2 箇所ひずみゲージを設置した. フーチング模型は杭径より大きな内径を有する鋼管を組み合わせた構造とした. 既設杭模型, 鋼管矢板壁模型ともに, 杭頭の結合条件は剛結を想定しており, 杭とフーチング模型の鋼管の隙間に無収縮モルタルを注入することにより杭頭を結合した. 杭の先端は土槽底面にピン結合した.

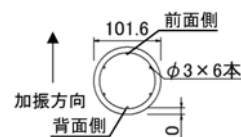


図-1 既設杭模型断面図

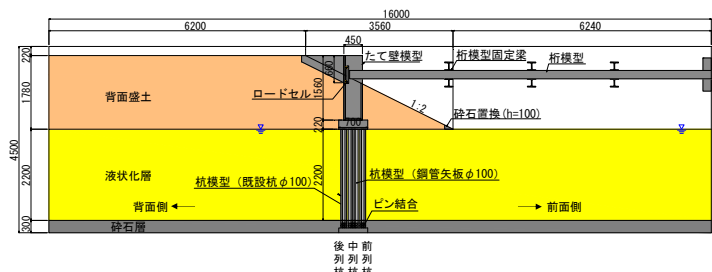


図-2 模型側面図(補強供試体側)

3. 振動台実験により得られた杭の応答

3.1 100%加振による杭の応答

道路橋示方書 2-I-I-3 の 100%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を図-3 に示す. 100%加振では, 無補強供試体既設杭の一部で軸方向鉄筋が降伏ひずみを超過した箇所があるものの, それ以外は既設杭, 補強鋼管ともに弾性範囲内にとどまった. これは, 既報²⁾のとおり 100%加振により液状化が発生した範囲がのり尻～前面地盤の表層のみであり, 地盤の流動化による土圧作用範囲が限定的であったためと考えられる.

3.2 150%加振による杭の応答

道路橋示方書 2-I-I-3 の 150%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を図-4 に示す. 150%加振では既設杭軸方向鉄筋のうち, 後列杭背面側鉄筋の杭頭および前列杭前面側鉄筋の広い範囲で降伏ひずみを超過した. 両供試体で降伏ひずみを超過する範囲に差は見られなかったが, 無補強供試体の方が一部で大きなひずみが生じた. 一方, 補強鋼管のひずみは弾性範囲内にとどまっており, 補強供試体は, 既設杭に損傷はあったものの, 基礎全体としては耐震性が確保される結果であったと評価できる.

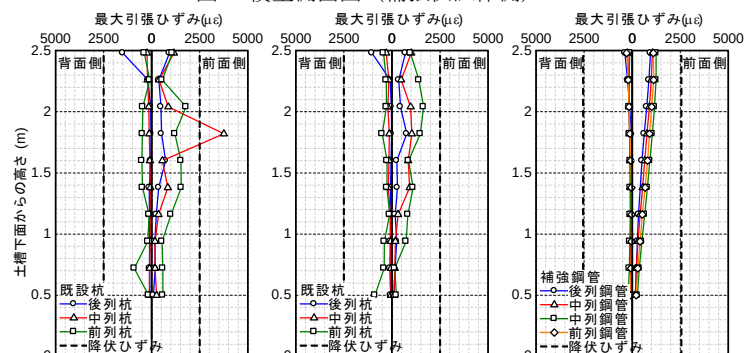


図-3 100%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

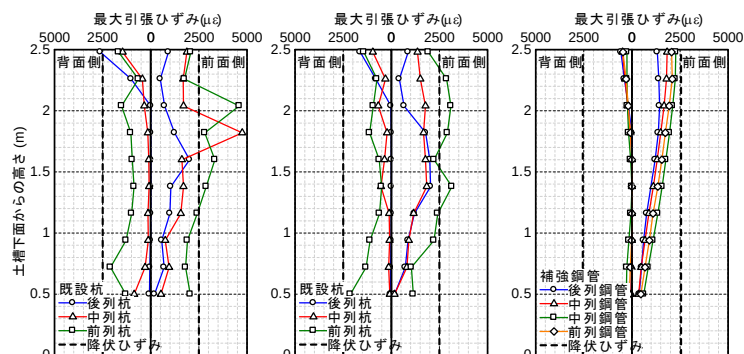


図-4 150%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

キーワード 液状化, 振動台実験, 既設橋台, 杭基礎, 耐震補強, 鋼管矢板壁

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (国研) 土木研究所 CAESAR TEL. 029-879-6773

3. 3 杭模型の損傷状況

150%加振後に地盤を掘り起こし、既設杭の損傷状況を記録した。無補強供試体既設杭、補強供試体既設杭の後列杭、前列杭の損傷状況展開図をそれぞれ図-5、図-6に示す。なお、既設杭のコンクリートの剥落、補強鋼管の損傷は見られなかった。

無補強供試体、補強供試体ともに、前列杭の前面側で水平方向のひび割れが発生した。ひび割れ範囲は杭の深部にまで及び、150%加振の最大引張ひずみ分布と整合している。後列杭は、前列杭と比較してひび割れの発生は軽微であった。

3. 4 既設杭の損傷メカニズム

150%加振の桁反力がピークを示した時刻のうち、液状化発生前の39.93sおよび液状化発生後の最大応答時(53.50s)における既設杭の曲げひずみ分布をそれぞれ図-7、図-8に示す。液状化発生前における曲げひずみの値は全深度で小さく、前列杭では杭頭付近で最大となる分布形状となった。一方、液状化発生後の最大応答時では、液状化発生前と比較して、杭中間部の曲げひずみが著しく増加しており、背面地盤より土圧を受けていたことがわかる。

最大応答時における既設杭の軸ひずみ分布を図-9に示す。前列杭は、全深度で一様に引張(正)の軸ひずみが生じた。これは、たて壁が前面頭部を桁模型に拘束された状態で後転したことにより、引抜き力が作用したためである。前報¹⁾で述べたとおり、両供試体で橋台の回転角に差はなく、軸ひずみの値にも大きな差は見られなかった。

また、図-4に示したとおり、既設杭前面側の軸方向鉄筋のひずみは前列杭で最大となり、杭の中間部で降伏ひずみを超過した。以上のことから、前列杭は、たて壁の後転による引抜き力を受けた状態で背面からの土圧を受けたため、他の杭と比較して前面側鉄筋のひずみが大きく、広い範囲でひび割れが発生したと考えられる。

4. まとめ

本報では、Eーディフェンスによる大規模振動台実験の結果に基づき、液状化地盤における既設橋台基礎の損傷メカニズムの検討および鋼管矢板壁(側面一体型)補強の効果検証を行った。今後は本検討結果をもとに、液状化地盤における既設橋台基礎およびその補強技術の評価手法について検討を進めていく予定である。

参考文献 1) 高橋ら：Eーディフェンスを用いた液状化地盤における橋台の大規模振動台実験(その2 橋台の応答)，土木学会第73回年次学術講演会講演概要集，2018.8.(投稿中)，2) 谷本ら：Eーディフェンスを用いた液状化地盤における橋台の大規模振動台実験(その1 実験概要および地盤の応答)，土木学会第73回年次学術講演会講演概要集，2018.8.(投稿中)

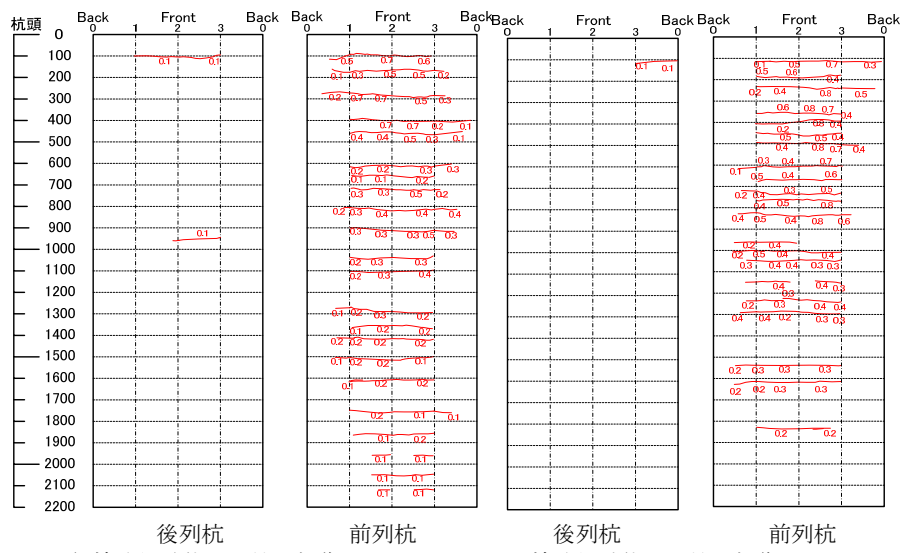
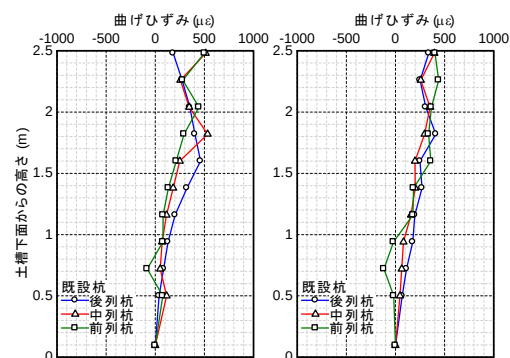
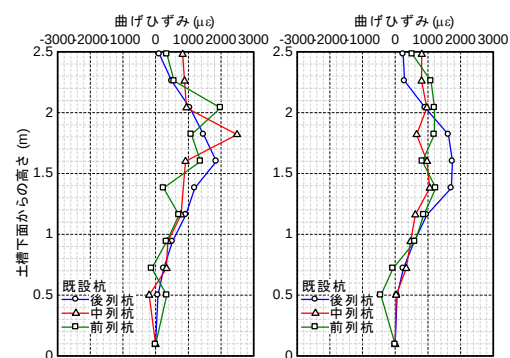


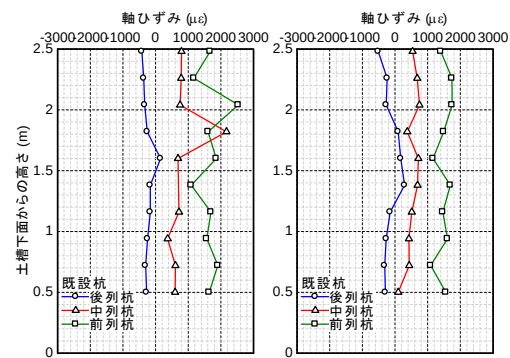
図-5 無補強供試体既設杭の損傷状況展開図 図-6 補強供試体既設杭の損傷状況展開図



無補強供試体 補強供試体
図-7 150%加振の39.93sにおける
既設杭の曲げひずみ分布



無補強供試体 補強供試体
図-8 150%加振の最大応答時(53.50s)
における既設杭の曲げひずみ分布



無補強供試体 補強供試体
図-9 150%加振の最大応答時(53.50s)
における既設杭の軸ひずみ分布