

高い橋台の杭基礎の液状化対策の補強効果に関する実験的研究

楊 勇¹・谷本 俊輔²・桐山 孝晴³

¹ 正会員 (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: y-yang55@pwri.go.jp

² 正会員 (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: s-tanimo@pwri.go.jp

³ 正会員 (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: kiriyama-t673bs@pwri.go.jp

本研究では、動的遠心模型実験より橋台杭基礎の各種液状化対策の補強効果を調べた。その結果、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策は、橋台の変位・回転への抑制効果が橋台や地盤条件に大きく依存し、高い橋台の杭基礎において橋台の変位や回転への抑制効果が限定的であった。また、斜杭による側面一体型の補強対策は、斜杭を有する杭基礎の変形モードの影響で、液状化層が厚い地盤条件や高い橋台条件においても橋台の変位・回転への抑制効果が限定的であった。一方で、鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策は、橋台の変位や回転への抑制効果が橋台や地盤条件に大きく依存せずに安定的に発揮できており、高い橋台の杭基礎においても橋台の変位や回転を大きく抑制された。

Key Words: bridge abutment, pile foundation, liquefaction damage, dynamic centrifuge model test, seismic retrofit effect

1. はじめに

平成7年(1995年)兵庫県南部地震や平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震においては、液状化に伴う側方流動が影響したとみられる橋台基礎の被害が発生し、地震後に通行時の速度制限が行われたり緊急車両の通行が妨げられたりした事例がある。そのため、液状化地盤上に建設された道路橋に対して、特に地震直後にも緊急輸送道路としての役割を果たす橋梁には、液状化に伴う側方流動による被害を軽減することが非常に重要であると考えられる。

これまで、土木研究所構造物メンテナンス研究センターでは、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の既設橋台を対象とし、耐震補強対策の効果に関する一連の検討¹⁾³⁾を行ってきた。

本研究においては、動的遠心模型実験を用いて橋台の地震時挙動を分析するとともに、液状化対策の補強効果を検証した。

2. 橋台の液状化被害事例

過去の地震における橋台の液状化被害事例⁴⁾⁶⁾によると、橋台には前面側への水平変位が生じようとする一方、

遊間の詰まりや桁・パラペット間の接触によって橋台上部の水平変位が拘束されるため、結果として橋台に後転側の回転が生じるケースが多い。このような被災形態は、液状化被害を受けた橋台の変位モードや各部材への断面力の生じ方に対しては、地盤の側方流動と橋桁による変位拘束が支配的な影響を及ぼしているものと考えられる。

また、既往の地震による橋台の液状化被害事例について、橋台の被災ランクと換算液状化層厚、橋台高さの関係⁷⁾を図-1に示す。ここで、橋台の被災ランクとは、震後に橋の供用が可能か否かに着目した4段階で設定された指標であり、数字が大きい被災ランクが被災の程度が甚大であるように分類された。また、換算液状化層厚とは、各層の液状化程度(F_L)を加味して補正した液状化層厚である。この関係より、同じ換算液状化層厚であれば橋台高さが高いほど被災の程度が大きくなること、また、橋台高さが同じであれば換算液状化層厚が大きいほど被災の程度が大きくなる傾向が確認される。

本研究では、これらを考慮して検討対象とする橋台条件を図-1に示すようにパターンAとBと設定した。パターンAは橋台高さが低く、設計時に大きな水平力の作用が想定されていない橋台に対し、側方流動による大きな水平力が作用しうる条件である。パターンBは、橋台高

さが高く、大きな水平力が作用する一方で、液状化による地盤抵抗が失い橋台基礎の被害が発生しうる条件である。

既報^リではパターン A の条件を対象に動的遠心模型実験を行い、一連の補強対策の効果を確認した。これに対し、本報ではパターン B の条件を対象に動的遠心模型実験を行い、一連の補強対策の効果を確認した結果について報告する。

3. 耐震補強対策の概要及び課題

本研究では、図-2 に示す耐震補強対策を検討対象としている。ここでは、各補強対策の概要を、図-1 に示すパターン A の条件を対象とした既報の実験結果^リとあわせて以下に示す。

補強対策[1]は、前面地盤に増設する鋼管矢板壁により、液状化地盤の前面への流動を防止し、既設杭に作用する流動力を遮断あるいは軽減することを狙った工法である（以下、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策と呼ぶ）。その補強効果については、動的遠心模型実験^リにおいて液状化地盤の流動を有効に抑制できることにより既設杭の作用土圧が低減されるため、橋台の変位・回転及び既設杭の断面力を大きく軽減することが確認され、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果が明らかになっている。

補強対策[2]は、既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設したものである。鋼管矢板壁に

より基礎の剛性を高めて躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が損傷した場合でも補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力を確保することを目的としている（以下、鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策と呼ぶ）。動的遠心模型実験^リにおいては、加振中に既設杭や増設杭ともに降伏モーメント以上の断面力が発生したが、橋台の変位や回転への抑制効果が発揮できており、鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果が確認されている。

補強対策[3]は既設フーチング側面に新たにフーチングと斜杭を増設した方法である（以下、斜杭による側面一体型の補強対策と呼ぶ）。杭の曲げ抵抗だけでなく杭軸方向の斜角による軸剛性で水平力に抵抗するため、既設橋台杭基礎の剛性向上や変形抑制が期待されるが、動的遠心模型実験^リにおいて斜杭による側面一体型の補強対策は、増設杭による橋台の変位や回転への抑制効果が

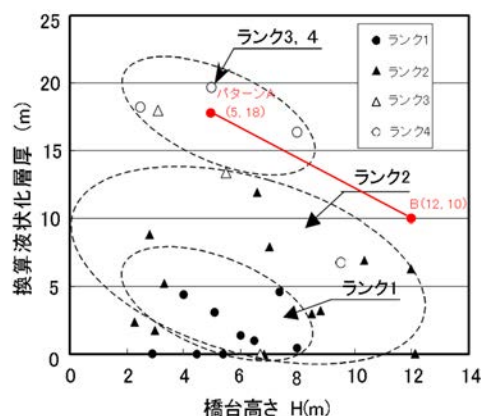


図-1 橋台高さおよび換算液状化層厚と被災ランクの関係⁷⁾

方法[1] 鋼管矢板壁による前面分離型	方法[2] 鋼管矢板壁による側面一体型	方法[3] 斜杭による側面一体型

図-2 耐震補強対策のイメージ

表-1 実験ケース（実寸）

Case	盛土層厚 (橋台高さ)	液状化 層厚	支持層厚	既設橋台 杭基礎	耐震補強対策
8	12 m	10 m	3.6 m	場所打ち杭 (杭列 4×4) (杭径 1.0 m)	無補強
9-2					鋼管矢板壁による前面分離型 (杭列 1×10, 杭径 1.0 m)
10					斜杭による側面一体型 (片側の杭列 4×1, 杭径 1.0 m)
11					鋼管矢板壁による側面一体型 (片側の杭列 8×1, 杭径 0.8 m)

十分に発揮できなかった。その原因は、通常の直杭と異なる斜杭を用いた杭基礎の変形モード^{9,9)}により、橋台が背面へ回転し、補強効果が発揮しにくいことが考えられる。

4. 動的遠心模型実験の概要

(1) 実験ケースおよび基本条件

本報の報告対象とした実験ケースを表-1に示す。これらの実験ケースは、液状化の影響を考慮されていなかった時代の旧基準¹⁰⁾で設計された杭基礎に支持される液状化地盤上の逆T式橋台を対象としたものである。同表に示す各実験ケースにおいては、前述の被災事例の分析結果を踏まえ、橋台高さ(盛土層厚)と液状化層厚をそれぞれ12mと10mとした(図-1に示すパターンB)。また、既設杭基礎は杭列4×4の場所打ち杭(杭径1.0m)とした。

これらの実験ケースは耐震補強対策の有無及びその工法を実験パラメータとしたものである。Case8は無補強ケースである。Case9-2は、10本の鋼管杭(杭径1.0m)から構成される前面分離型の鋼管矢板壁による対策を行ったケースである。Case9-2における鋼管杭の諸元は、道路橋示方書¹¹⁾に規定される橋脚基礎に作用させる流動力に対し、鋼管が弾性範囲内に収まるように設定した。Case10は片側に4本の鋼管杭を斜杭(斜角10°、杭径1.0m)として回転杭工法による施工される側面一体型の補強対策を有するケースである。Case11は、片側に8本の鋼管杭(杭径0.8m)より構成される側面一体型の鋼管矢板壁による対策を行ったケースである。Case10と11における補強鋼管の諸元は道路橋示方書¹¹⁾に規定される液状化地盤における橋台基礎の設計手法に準じ、レベル2地震動に対する基礎の応答塑性率が許容塑性率以下となるように設定した。

また、入力地震動は道路橋示方書¹²⁾に規定されるレベル2地震動(タイプI)の動的解析用時刻歴波形2-II-3(図-3)を相似則に基づいて補正した波形とした。

(2) 実験模型

本節における実験模型の寸法は、模型スケールで表示する。一連の実験は、縮尺率1/60の模型に対し、60Gの遠心力場の下で行ったものである。Case9-2を例として実験模型の概要を図-4に示す。橋台や杭基礎模型を組み立てた後の様子を図-5に示す。液状化被害事例における橋台の変位モードを再現するために、橋桁模型も設けた。橋桁の端部を土槽の側壁に固定し、可動支承側の橋台上部の水平変位がこれに拘束されるような実験条件とした。

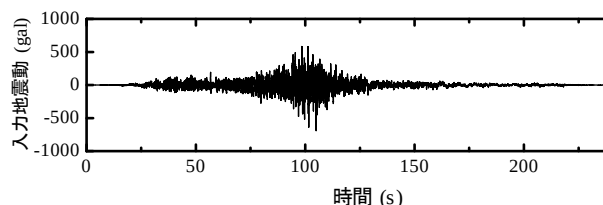


図-3 入力地震動

a) 橋台

土槽側面から橋台の挙動が観察できるように、橋台模型を半断面模型とし、その詳細を図-6に示す。いずれの実験ケースにおいても、橋台模型のフーチング底面から橋台天端までの高さは、200mmとし、橋台模型の大きさは、158.3mm(橋軸方向)×83.3mm(橋軸直角方向)とした。ただし、Case10と11における橋台模型は、側面の増設部材と一体化させるため、橋軸直角方向の幅をそれぞれ91.7mmと50mmの拡幅を行った。なお、全ての実験ケースにおける橋台の材質は、アルミニウムとした。

b) 杭

半断面模型となる既設杭列の配置が4×2列で、杭間隔を2.5D(D:杭径)とした。杭の曲げ剛性と地盤からの受圧面積に関する相似則を満足するように、アルミ製パイプの断面寸法(外径16mm、厚さ1mm)を設定した。

前面分離型の補強対策を有するCase9-2において増設した鋼管矢板壁は、既設杭と同様に、アルミ製パイプ(外径16mm、厚さ1.5mm)を用いて製作し、フーチング前面から33.3mm離れて設置した。

側面一体型の補強対策を有するCase10における斜杭は、アルミ製パイプ(外径16.7mm、厚さ0.72mm)で製作し、杭間隔を2.5Dとしてフーチング側面から75mm離れた位置に10°の傾斜角を設けて設置した。

側面一体型の補強対策を有するCase11における鋼管矢板壁模型は、アルミ製パイプ(径13.3mm、厚さ0.46mm)を用いて製作し、フーチング側面から33.3mm離れた位置に設置した。ただし、鋼管矢板壁の継手は単純化のためモデル化していない。

なお、各ケースにおける既設杭は、杭頭をフーチングと剛結させ、杭先端の支持層への根入れを1.0Dとした。増設杭の固定条件は、Case9-2においては、地盤変位の抑制効果を得る上で液状化層下面で深への十分な根入れによって水平抵抗を確保するため、実験条件を単純化し増設鋼管矢板の先端を土槽底面に完全に固定した。Case10やCase11における増設杭の杭頭及び先端の固定条件は、既設杭と同様に設定した。

c) 地盤

支持層には7号珪砂(土粒子密度 $\rho_s = 2.653 \text{ g/cm}^3$, 50%粒

径 $D_{50}=0.149\text{ mm}$ ，細粒分含有率 $F_C=3.5\%$ ，均等係数 $U_c=1.58$ ）を使用し，相対密度 $Dr=95\%$ を目標とし，締固め法により作製した．背面盛土や液状化層には，宇部珪砂6号（土粒子密度 $\rho_s=2.647\text{ g/cm}^3$ ，50%粒径 $D_{50}=0.29\text{ mm}$ ，細粒分含有率 $F_C=0.7\%$ ，均等係数 $U_c=2.08$ ）を使用し，相対密度 $Dr=50\%$ を目標とし，締固め法により作製した．盛土形状は，河川堤防を想定して土槽奥行き方向に一様とした．

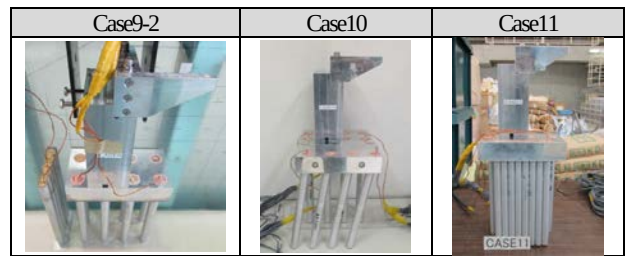


図-5 半断面の橋台杭基礎模型の様子

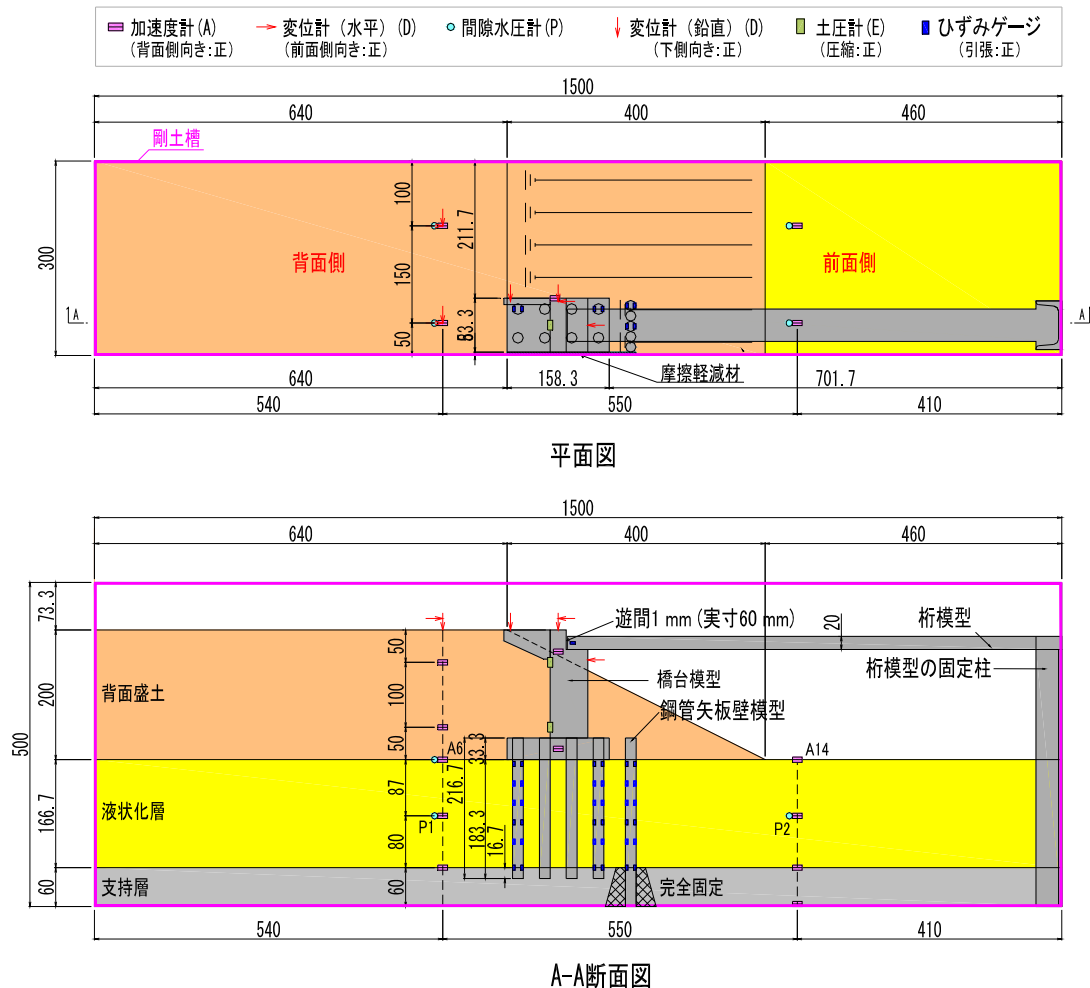


図-4 実験模型の概要（Case9-2，模型スケール，単位:mm）

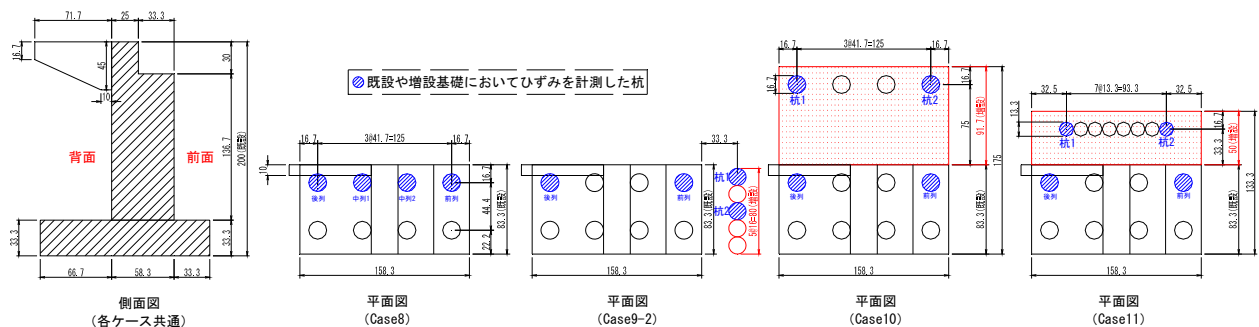


図-6 半断面の橋台模型（模型スケール，単位:mm）

支持層と液状化層は、真空脱気槽を用いて負圧の条件下で飽和させ、地下水位を前面地盤の地表面と一致させた。地下水位以深の砂の間隙は、透水性に関する相似則を満足させるため、水の60倍の粘度に調整したメトローズ水溶液によって飽和させた。

(3) 実験方法

遠心加速度上昇過程における橋台の前面への水平変位（約 0.7 mm、模型スケール）を考慮した上で、たて壁と桁の遊間を、遠心加速度上昇前に 1.7 mm に調整した。遠心加速度を 60 G まで上昇させた後に、図-3 に示す入力地震動を用いて加振を実施した。加振中に、橋台の前背面地盤の加速度・変位・水圧や杭の軸方向のひずみ（計測センサーの位置を図-4、計測対象杭を図-6 に示す）などを計測した。

5. 動的遠心模型実験の結果及び考察

本章の実験結果の数値は、特に記述しない限り、相似則に基づき実物スケールに換算した値である。

(1) 周辺地盤の挙動

Case8 を代表として前背面地盤の加速度応答の時刻歴（計測位置は図-4 参照）を図-7 に示す。背面地盤における液状化層上端の加速度は、土槽底面と比べて大きく増幅しているのに対し、前面地盤の地表付近の加速度は、入力地震動とほぼ同程度であることが分かる。これは、地震動による繰返しせん断に伴い、地盤が液状化し剛性低下が生じたことを示すものであり、特に有効拘束圧が小さい前面地盤においてその傾向が強く現れている。なお、他のケースにおいて前背面地盤の加速度応答の変化傾向は Case8 と同様である。

Case8 を代表として前背面地盤の過剰間隙水圧の時刻歴（計測位置は図-4 参照）を図-8 に示す。背面地盤における液状化層の過剰間隙水圧は、時刻が約 75s より上昇し、約 105s で過剰間隙水圧比が一時的に 1.0 に到達したものの、直ちに消散している。それに対して、前面地盤における過剰間隙水圧比は、時刻が約 30s の時に上昇し、約 80s 以降で過剰間隙水圧比が 1.0 付近で保持されており、液状化していることが分かる。これらの結果は、図-7 に示す加速度応答と対応した。なお、他のケースにおいて前背面地盤過剰間隙水圧の変化傾向は Case8 と同様である。

また、加振終了後の地盤の残留変位を図-9 に示す。Case9-2 における地盤の残留変位の分布及び大きさは、無補強 Case8 とほぼ同じで、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策が地盤変位への抑制効果が発揮できていな

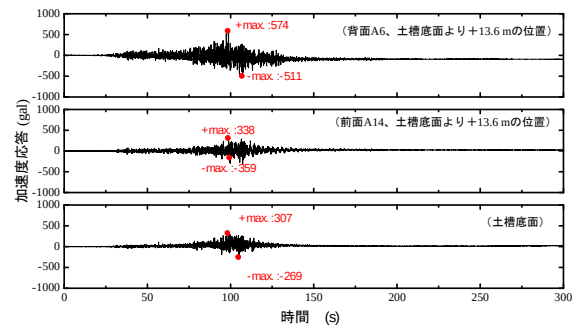


図-7 前背面地盤における加速度応答 (Case8)

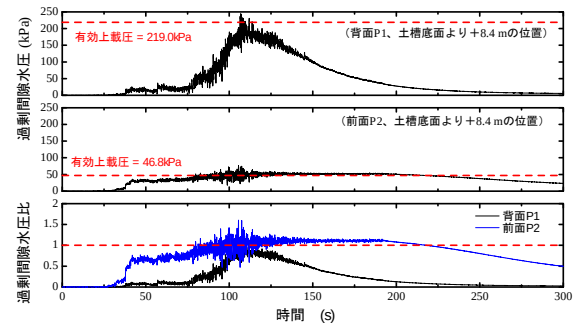


図-8 前背面地盤における過剰間隙水圧 (Case8)

いことが分かる。なお、今回の実験における地盤変位への抑制効果は、既往研究²⁾におけるパターン A の実験結果と比べて明らかに小さく、地盤条件に大きく依存することが考えられる。斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case10 と 11 においては、増し杭を既設杭基礎の側面に増設したが、地盤の液状化による側方流動を抑制する機能が発揮しないために残留変位が無補強 Case8 とほぼ同程度であった。

(2) 鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果

無補強の橋台 (Case8) と鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を行った橋台 (Case9-2) について、実験データに基づき求めた橋台の回転角とフーチング底面の水平変位をそれぞれ図-10 と図-11 に、杭の曲げモーメントの最大応答値及びその時の杭の作用土圧を図-12 に示す。杭の曲げモーメントは、杭の曲げひずみの計測値に基づき算出し、前面側が引張の状態を正としている。また、杭の作用土圧は、曲げモーメント分布の補間関数を 2 回微分³⁾することで算出し、前面側に向かう方向を正としている。なお、実験においては実杭の降伏モーメントに相当する断面力を超過しても模型杭が弾性挙動を示すため、降伏モーメントを超える曲げモーメントや、それに対応した作用土圧が得られている。

加振段階における橋台の回転角の変化傾向に着目すると、両ケースにおいても橋台は、約 75s までわずかに前

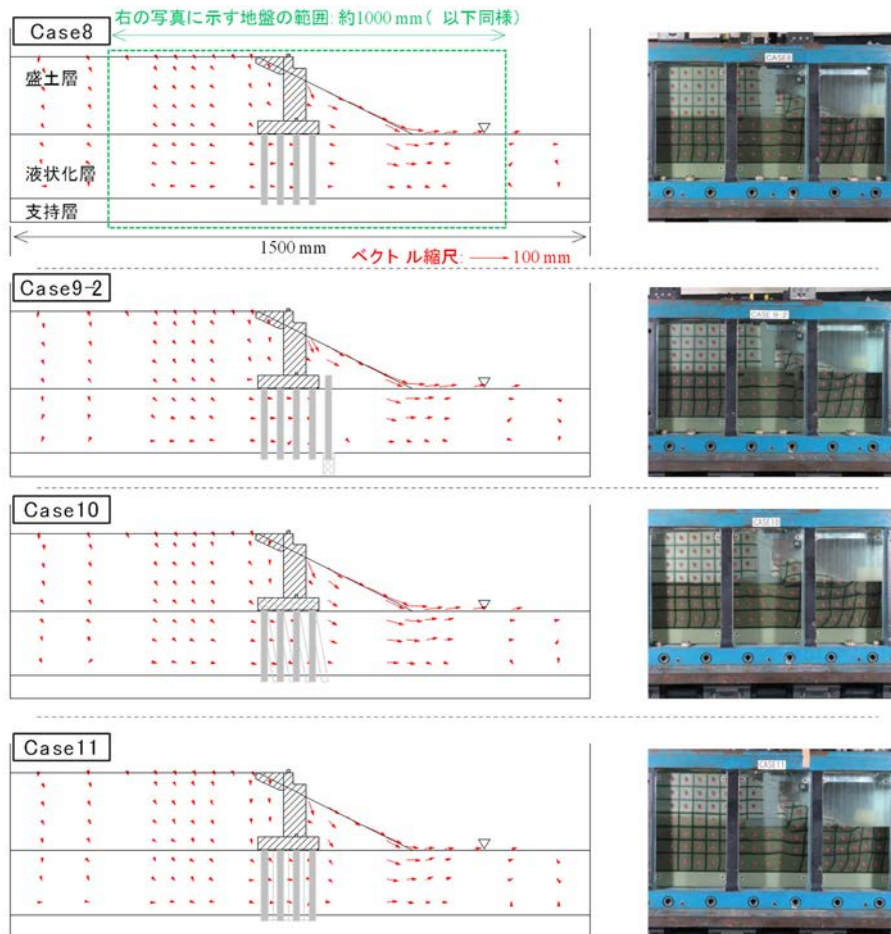


図-9 地盤の残留変形（左：ベクトル図（模型スケール）；右：残留変形が生じた橋台周辺地盤の様子）

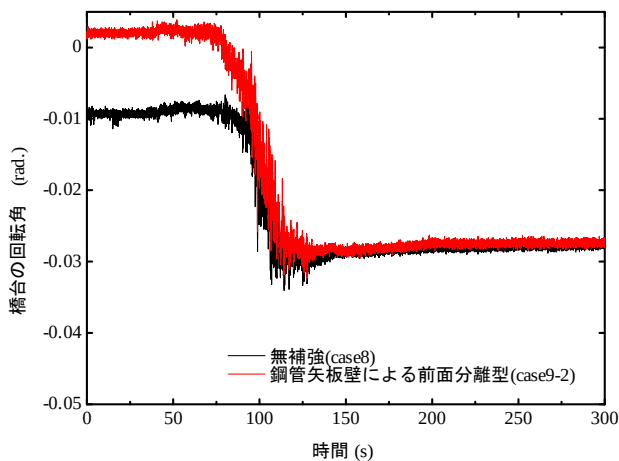


図-10 Case8 と Case9-2 における橋台の回転角
（前面側への回転：正）

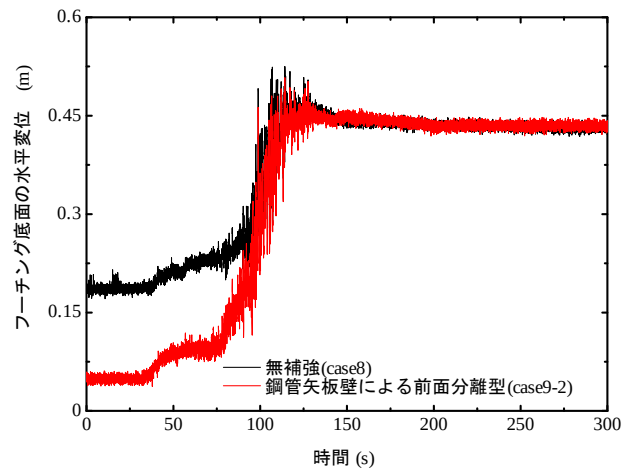


図-11 Case8 と Case9-2 におけるフーチング底面の水平変位
（前面側向き：正）

面側に傾斜した後に、背面側に傾斜する挙動を示した。それに対して、フーチング底面の水平変位は前面側に向かって概ね一方向的に累積していることがわかる。橋台の回転方向が反転したのは、橋台たて壁が橋桁と接触して拘束されたためと考えられる。また、図-8に示すように 30s 以降で前面地盤の過剰間隙水圧が大きく上昇しており、液状化が影響した可能性が考えられる。なお、こ

れらの橋台の変位モードは橋台の液状化被害事例とも一致した。

橋台の回転角やフーチング底面の水平変位の絶対値に着目すると、加振中の最大値は両ケースの結果がほぼ同様であった。また、図-12に示すように、両ケースにおける既設杭の曲げモーメントや作用土圧はほぼ同程度であった。これらの結果より、鋼管矢板壁による前面分離

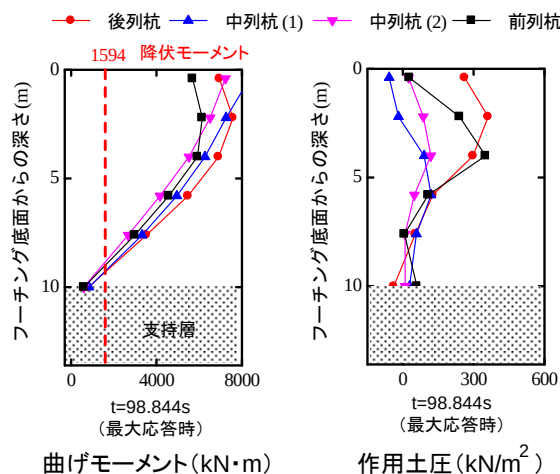
型の補強対策の効果は、既往研究⁹⁾におけるパターン A の場合と異なり、限定的であったと言える。

更に、Case9-2 において鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果が発揮できなかった原因を、側方流動圧の分布形状に着目して考察する。パターン A の場合⁹⁾

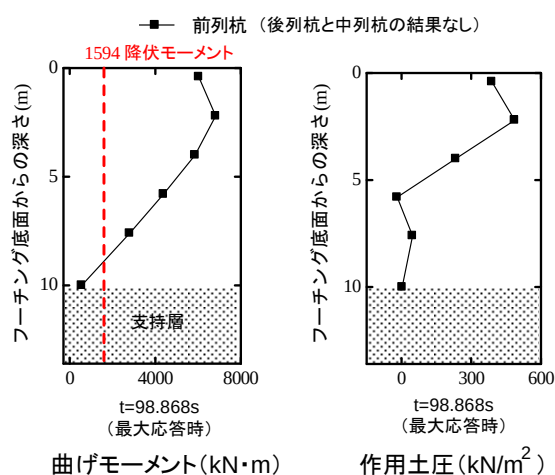
には、鋼管矢板壁の土圧が液状化層の中央付近で最大値を示した一方で、パターン B の場合には、図-12 に示すように鋼管矢板壁の土圧の最大値位置が液状化層の中央より上端に近い位置となった。液状化層の中で片持ち梁のような支持条件を有する前面分離型の鋼管矢板壁に対しては、側方流動圧が鋼管矢板壁の上端付近に作用する場合に大きな変位が発生し、地盤変位の抑制効果が小さくなったものと考えられる。そのため、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策に対しては、側方流動圧が鋼管矢板壁の上端付近に集中的に作用する場合、補強効果が大きく期待できないと考えられる。

(3) 斜杭による側面一体型の補強対策の効果

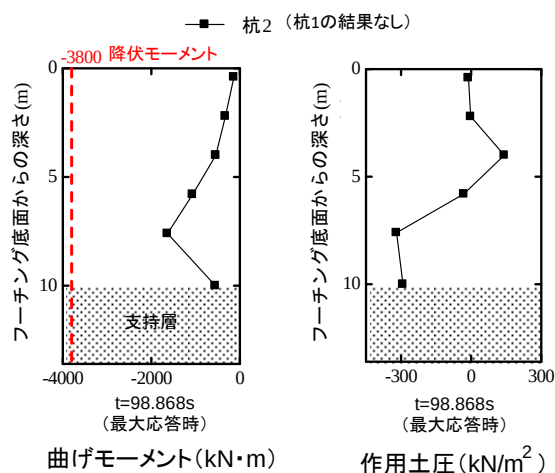
斜杭による側面一体型の補強対策を行った橋台 (Case10) について、実験データに基づき求めた杭の曲げモーメントと作用土圧を図-13 に示す。Case10 における既設杭の曲げモーメントと作用土圧は、多少のばらつきがみられるものの、無補強 Case8 (図-12(a)) と比べて補



(a) 既設杭 (Case8)

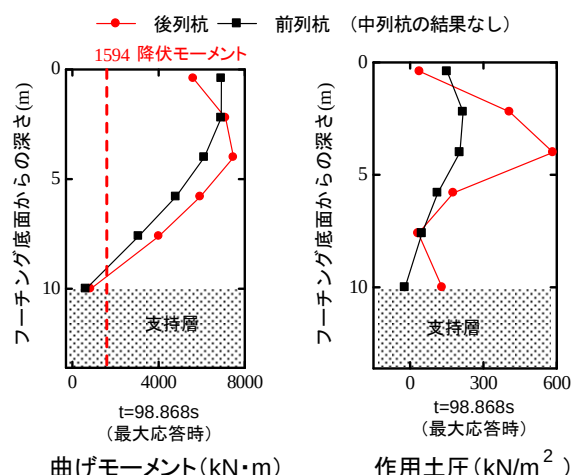


(b) 既設杭 (Case9-2)

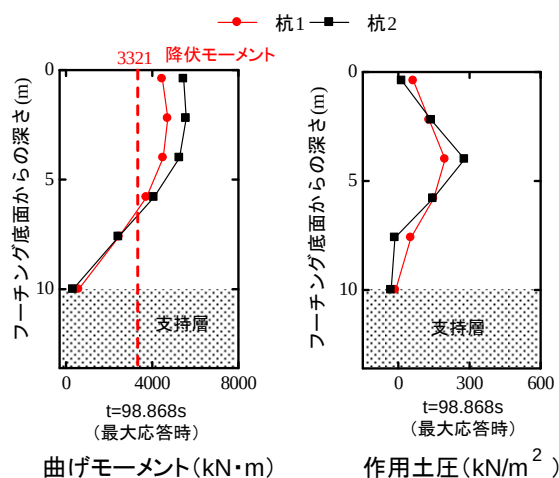


(c) 鋼管矢板壁 (Case9-2)

図-12 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧 (Case8 と Case9-2, 最大応答時)



(a) 既設杭



(b) 斜杭

図-13 既設杭及び斜杭の曲げモーメントと作用土圧 (Case10, 最大応答時)

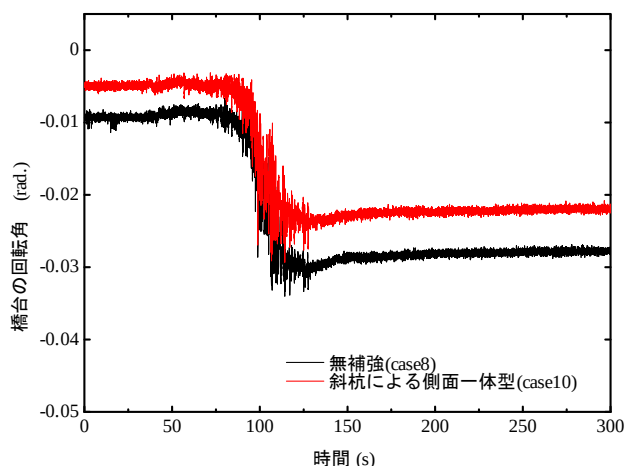


図-14 Case8 と Case10 におけるフーチングの回転角
(前面側への回転：正)

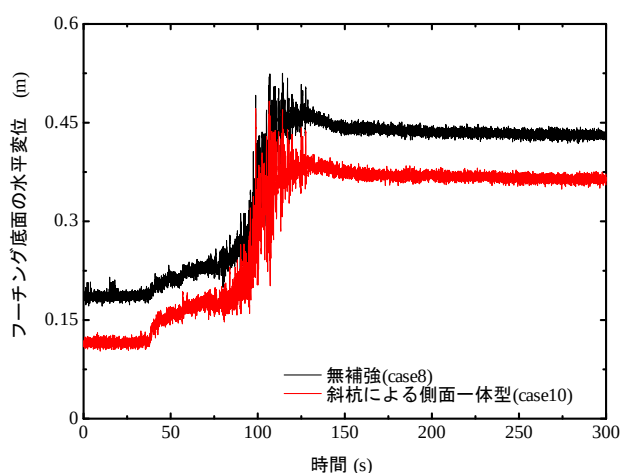
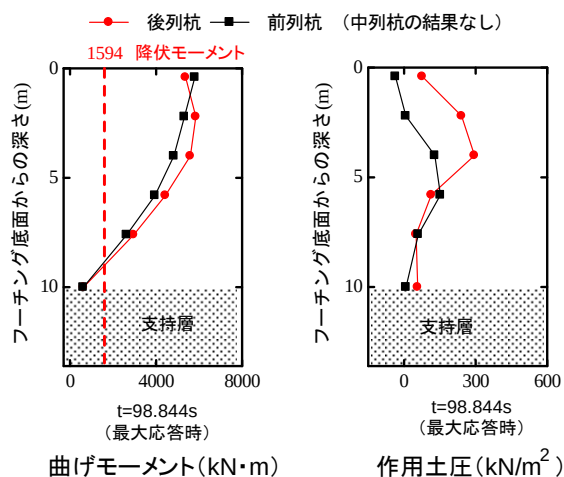


図-15 Case8 と Case10 におけるフーチング底面の水平変位
(前面側向き：正)

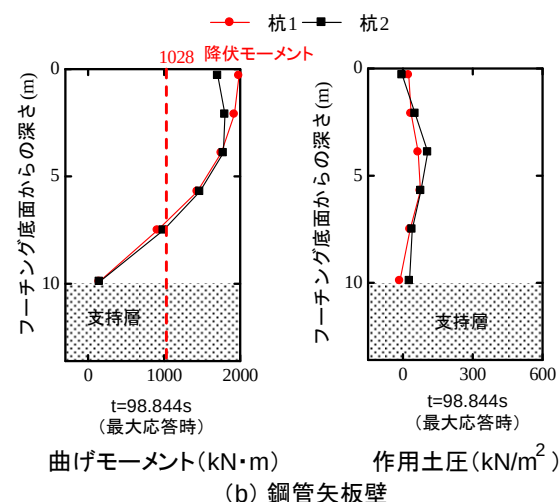
強対策の有無によらず近い結果となった。それは、Case10 において増設の斜杭を既設側から遠く設置し、既設と増設間の群杭効果の影響が小さいため、既設杭の作用土圧及びそれによる曲げモーメントが近い結果となることが考えられる。

加振による橋台の回転角（図-14）の変化量に着目すると、Case8 と Case10 においては回転角の変化量がほぼ同程度で明らかな差がなかったことが分かる。図-15 に示すフーチング底面の水平変位についても、Case8 と Case10 においては水平変位の変化量がほぼ同程度で、加振中における回転角の変化と対応した結果となった。

ただし、既往研究⁹⁾におけるパターン A の場合と比べ、Case10 における橋台の回転角への抑制傾向が異なった。既往研究⁹⁾において橋台の回転角への抑制効果は、加振初期段階に発揮できたが、加振が大きくなるとともに徐々に小さくなり、加振終了時に補強した場合の橋台の回転角は無補強場合より大きい結果となった。その原因については、斜杭を有する杭基礎の変形モード⁹⁾の影響



(a) 既設杭



(b) 鋼管矢板壁

図-16 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧
(Case11, 最大応答時)

で橋台の背面への回転を助長し、特にパターン A の場合においてはその影響が大きく、結果として無補強場合より大きな回転角が生じたことが考えられる。

これらの結果より、パターン A 及び B の場合においても、斜杭杭基礎の抵抗機構が十分に発揮されず、斜杭による側面一体型の補強対策により橋台の回転角や水平変位への抑制効果が限定的であったと言える。

(4) 鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果

鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を行った橋台 (Case11) について、実験データに基づき求めた杭の曲げモーメントと作用土圧を図-16 に示す。Case11 における既設杭の曲げモーメントと作用土圧は、多少のばらつきがみられるものの、無補強 Case8 (図-12(a)) と比べて小さくなる傾向が見られた。その理由としては、側面一体型の補強対策は、Case11 のように既設杭基礎の近くに増設杭を設置される場合、群杭効果の影響で既設杭の作用

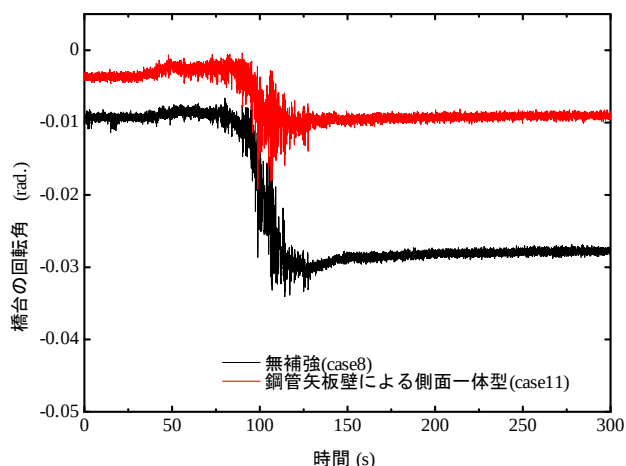


図-17 Case8 と Case11 におけるフーチングの回転角
(前面側への回転：正)

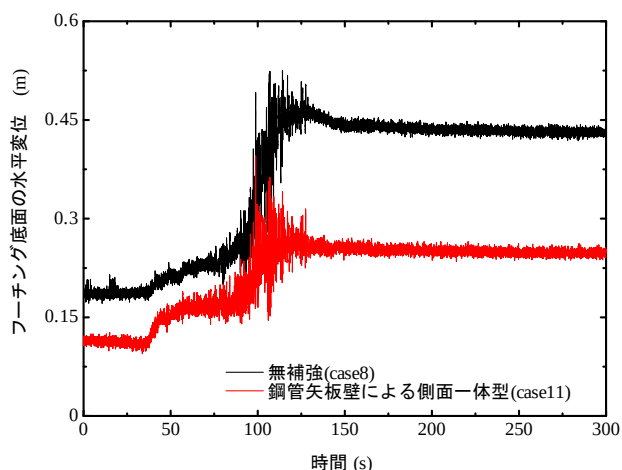


図-18 Case8 と Case11 におけるフーチング底面の水平変位
(前面側向き：正)

土圧が小さくなるため、発生した曲げモーメントが無補強場合より低減されることが考えられる。

Case11 における鋼管矢板壁の曲げモーメントは、既設杭と比べて明らかに小さい傾向が見られる。その原因は、Case11 において設置された鋼管矢板壁の間に曲げモーメントを再分配し、既設杭より小さくなることが考えられる。また、図-17 及び図-18 に示すように、Case11 において加振中の橋台の回転角やフーチング底面の水平変位の最大値が無補強場合の約半分まで抑制されたことがわかる。これらの結果より、Case11 において増設した鋼管矢板壁の抵抗機構が有効に発揮しており、既設杭基礎の水平剛性が増加されたことも考えられる。

なお、パターン A の場合³⁾においても鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果が確認された。鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策に対しては、橋台や地盤条件に大きく依存せず、補強効果が発揮できることが分かる。

6. まとめ

本研究では、動的遠心载荷実験に基づき、鋼管矢板壁による前面分離型及び斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の液状化対策の補強効果を検証し、得られた知見を以下に示す。

- ・鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策は、橋台の変位・回転への抑制効果及び杭の曲げモーメント・作用土圧への低減効果が橋台や地盤条件に大きく依存し、今回の高い橋台の杭基礎においては、補強効果が限定であったことが確認できた。

- ・斜杭による側面一体型の補強対策は、斜杭を有する杭基礎の変形モードの影響で、液状化層が厚い地盤条件や高い橋台条件においても橋台の変位や回転への抑制効果が限定的であったことが分かる。

- ・鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策は、橋台の変位や回転への抑制効果が橋台や地盤条件に大きく依存せず、高い橋台の杭基礎においても、橋台の変位や回転への抑制効果が確認できた。

なお、前述したように各種補強対策の効果は橋台や地盤条件により異なるため、橋台や地盤条件に応じて補強効果を定量的に評価した上でそれぞれの適用範囲を検討する必要があると考えられる。

謝辞：本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）

「レジリエントな防災・減災機能の強化」（管理人：JST）の一環として実施したものである。また、東京工業大学大学院高橋章浩教授、ならびに（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施したものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 楊勇，谷本俊輔，桐山孝晴：液状化地盤における既設橋台杭基礎の各種補強対策の効果に関する動的遠心模型実験，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 77, No. 4（地震工学論文第 40 巻），I_184-I_195, 2021. 7.
- 2) 中田光彦，谷本俊輔，石田修一，大住道生：液状化地盤における既設橋台基礎の耐震対策工に関する実験的検討，第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，2017.7.
- 3) 中田光彦，谷本俊輔，高橋宏和，大住道生，七澤利明，河又洋介：液状化地盤における既設橋台基礎の非線形挙動を考慮した大規模振動台実験，第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，2018.7.
- 4) (公社)地盤工学会：液状化災害発生直後の新潟市街地航空写真集，1999.
- 5) (財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路

- 震災から復旧まで，1995.1.17-1996.9.30 [写真集]，1997.
- 6) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害・第 1 章橋梁，1996.
 - 7) (国研)土木研究所：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例，土木研究所資料，第 4014 号，2006.
 - 8) 阿知波秀彦，関雅樹，吉田幸司，岩田秀治，小長井一男，松田隆，武田篤史：軟弱地盤上の斜杭基礎の橋脚の模型試験体を用いた振動台実験（その 1），第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1283-1284, 2007.7.
 - 9) 阿知波秀彦，関雅樹，岩田秀，吉田幸司，武田篤史，小長井一男：深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚の地震時挙動に関する考察，構造工学論文集，Vol. 54A, pp. 360-371, 2008.3.
 - 10) (公社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.3.
 - 11) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.
 - 12) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
 - 13) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No. 1039, 2003.

EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECT OF LIQUEFACTION COUNTERMEASURES FOR BRIDGE ABUTMENT PILE FOUNDATIONS WITH HIGH PARAPET WALL

Yong YANG, Shunsuke TANIMOTO and Takaharu KIRIYAMA

In this study, the seismic retrofit effect of three liquefaction countermeasures for the bridge abutment pile foundations was investigated using the dynamic centrifuge model experiments. For the liquefaction countermeasure with the steel pile wall constructed at the front side of the bridge abutment, the restraint effect of the displacement and rotation of the bridge abutment largely depends on the bridge abutment or ground conditions, and the seismic retrofit effect was limited in the case with high parapet wall. For the liquefaction countermeasure with the battered steel pile constructed at the two sides of bridge abutment, due to the deformation mode of battered steel pile, the restraint effect of the bridge abutment rotation and its displacement was limited both in the case with thick liquefaction layer and with high parapet wall. However, for the liquefaction countermeasure with the steel pile wall constructed at the two sides of bridge abutment, the restraint effect of the displacement and rotation of the bridge abutment do not largely depend on the bridge abutment and ground conditions, and the seismic retrofit effect was confirmed in the case with high parapet wall.