

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

中田 光彦¹・谷本 俊輔²・石田 修一³・大住 道生⁴

¹正会員 工修 （国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

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 研究員（同上）

³正会員 工修 （国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員（同上）
（現：復建調査設計株式会社 保全構造部 保全技術課）

⁴正会員 工修 （国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

橋梁基礎は地盤の液状化に伴う側方流動により被害を受ける可能性があり、一度被害を受けると復旧に多大な時間を要することから、その適切な評価および対策が重要となる。これまでに土木研究所では、液状化地盤における橋台を対象に大型振動台実験（Case1実験）による地震時挙動の検証^{1) 2) 3)}を実施し、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基準⁴⁾に基づいて設計された既設橋台基礎の地震時挙動を明らかにしてきた。

本研究では、この実験結果をもとに液状化地盤における既設橋台基礎の対策工法として、橋台前面に鋼管矢板壁を設置する工法および鋼管矢板壁を基礎側面で既設の基礎と一体化して補強する工法を提案し、その効果検証を目的とした振動台実験を実施した。本稿では、各対策工に対する振動台実験の結果および対策効果の検証結果について報告する。

2. 振動台実験の概要

(1) 実験で対象とした橋台

本稿で対象とする対策工に対する実験ケースを表-1に示す。対象とした橋台は、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基準⁴⁾に基づいて設計された既製RC杭に支持される可動支承側の橋台である。いずれのケースも実寸で橋台高さ8m、桁端部と橋台との間の遊間量50mm、液状化層厚10mを想定した。

表-1 既設橋台の対策工に対する実験ケース

Case	基礎の諸元	対策工法（実寸）
1	既製 RC 杭 φ 450mm 8×3 列	無対策
4	既製 RC 杭 φ 450mm 8×3 列	鋼管矢板壁（前面分離型） φ 800, t=19mm×11 本
5	既製 RC 杭 φ 450mm 8×3 列	鋼管矢板壁（側面一体型） φ 600, t=9mm×8 本（片側 4 本）

(2) 鋼管矢板壁（前面分離型）による補強工法

Case4実験の対策工法である鋼管矢板壁（前面分離型）補強は、液状化に伴う地盤変位を抑制し、杭に作用する流動力を軽減することを期待して、既設橋台前面の液状化層に鋼管矢板壁を増設したものである。同様の対策工は護岸背面の既設橋脚基礎の地盤流動対策としての適用性が検証されており⁵⁾⁶⁾、実橋に適用された事例⁷⁾もある。鋼管矢板壁は、既設基礎への影響を抑えるために橋台と一体化せず、分離した構造とした。また、増設位置を橋台の前面としたのは、背面地盤と比較して前面地盤が液状化しやすいことおよび対策工事施工中の道路の通行機能を確保することを意図したものである。補強鋼管の諸元は道路橋示方書⁸⁾に規定される橋脚基礎に作用させる流動力を載荷したときに、鋼管が弾性範囲内に収まるように設定した。

(3) 鋼管矢板壁（側面一体型）による補強工法

Case5実験の対策工法である鋼管矢板壁（側面一体型）補強は、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。鋼管矢板壁により躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が

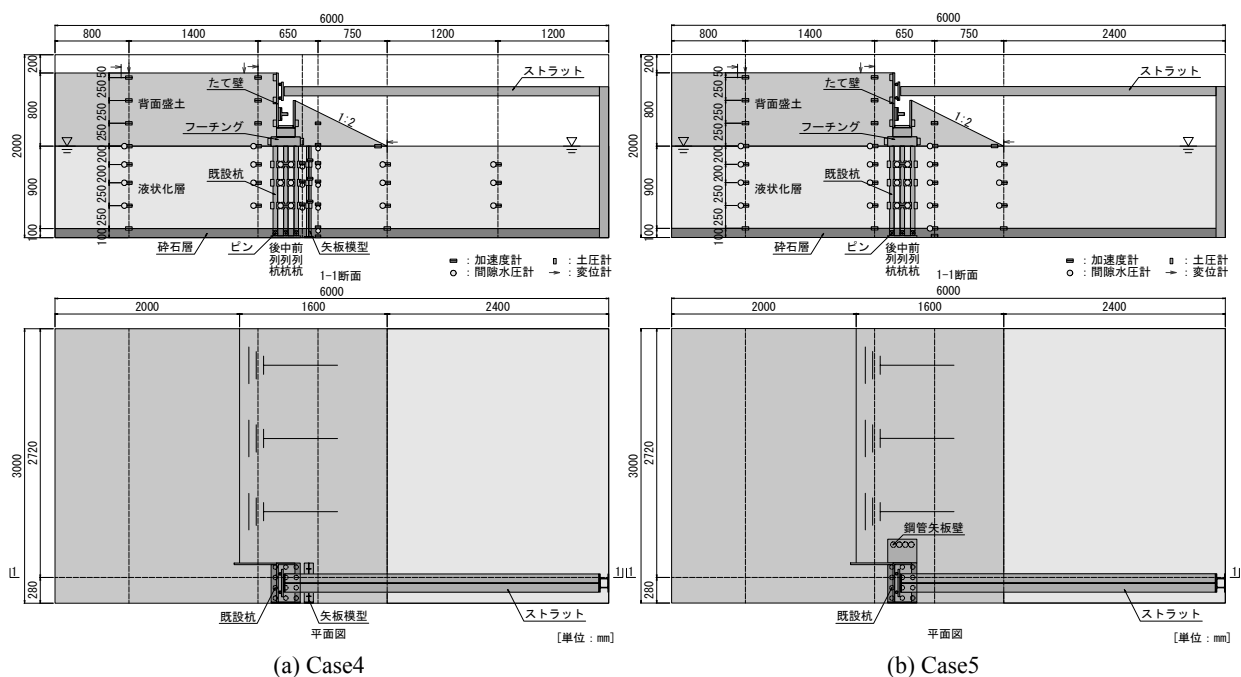


図-1 模型概要図

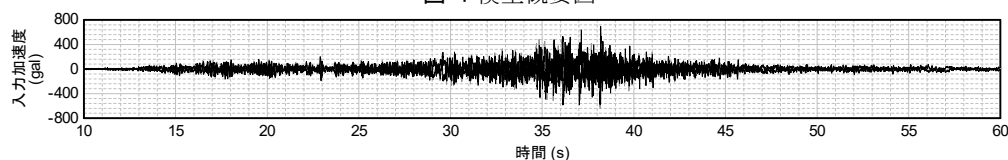


図-2 振動台への入力加速度の時刻歴

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。増設位置を橋台の側面としたのは、流動力の受圧面積の増加を抑えつつ基礎の剛性を高めることおよび対策工事施工中の道路の通行機能を確保することを意図したものである。補強鋼管の諸元は道路橋示方書⁸⁾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 ($\mu_a=3$) 以下となるように設定した。

3. 実験方法

実験模型および実験条件は鋼管矢板壁の模型を除き、全ケースで同一である。実験は、土木研究所所有の三次元大型振動台と大型剛土槽（幅 6m×奥行き 3m×高さ 2m、いずれも内寸）を使用して実施した。

補強供試体である Case4 および Case5 の模型概要図を図-1に示す。橋台模型は縮尺率 1/10 の半断面模型とし、土槽の側面沿いに設置した。既設杭模型は受圧面の機能を持つ軸管と断面力の伝達機能を持つ芯棒から構成される二重構造とし、芯棒の剛性は既製 RC 杭の降伏剛性に合わせた。杭先端は十分な根入れ深さの確保が難しいため、土槽底面にピン結合により支持させた。また、橋台の頭部には遊間相当として 5mm の離隔を設けてストラットを設置し、

桁とたて壁の接触や衝突を再現できるようにした。

Case4の鋼管矢板壁の模型は、単位長さあたりの曲げ剛性が鋼管矢板の曲げ剛性と等価となるように鋼板にリブを設けた矢板模型とした。矢板模型下端は、支持層に十分根入れされていると想定し、土槽底面に溶接して完全に固定した。矢板模型の高さは液状化層上面までとした。

Case5の鋼管矢板壁の模型は、既設杭模型と同様の二重構造とし、芯棒の剛性は鋼管の曲げ剛性に合わせた。鋼管の間に継ぎ手は設けず、それぞれの鋼管が接するように配置した。鋼管先端は、既設杭模型と同様に土槽底面にピン結合した。

模型地盤は背面盛土、液状化層ともに $Dr = 50\%$ の宇部硅砂6号 ($\rho_s = 2.647\text{g/cm}^3$, $D_{50} = 0.29\text{mm}$, $FC = 0.70\%$, $U_c = 2.08$, $R_L = 0.133$) により作製し、地下水位を橋台前面側の地表位置とした。

振動台への入力加速度の時刻歴を図-2に示す。入力地震動は、道路橋示方書⁸⁾におけるレベル2地震動（タイプ I）の動的解析用時刻歴波形の中から I-I-3（I 種地盤、新晩翠橋周辺地盤上 NS）を選定した。なお、振動台への実際の入力にあたっては、縮尺模型の周波数特性と入力地震動の周波数特性の相対的な関係を考慮して時間スケールは $(1/10)^{0.5}$ 倍に縮尺し、加速度振幅は原波形と同一（1.0倍）とした。

4. 振動台実験より得られた地震時挙動の比較

(1) 地盤の液状化の状況

Case4およびCase5における模型地盤の過剰間隙水圧比の経時変化を図-3に示す。また、比較対象としてCase1の結果を併記する。いずれのケースも、のり尻位置では過剰間隙水圧比が概ね1.0に達して液状化が発生したのに対し、橋台背面側の地盤では過剰間隙水圧の上昇度合いは鈍く、液状化には至っていない。

Case4では、背面地盤、のり尻位置とも過剰間隙水圧の大局的な増減傾向はCase1と概ね一致した。

Case5では、Case1と比較して15秒から30秒あたりの過剰間隙水圧比が小さい範囲で水圧の上昇が若干速い傾向にあるが、それ以降の水圧の変化はCase1と概ね一致している。

(2) 橋台の応答

Case4およびCase5におけるフーチング下面の水平変位、回転角、ストラット反力およびたて壁の背面土圧の経時変化を図-4に示す。また、比較対象としてCase1の結果を併記する。なお、Case4の変位計の記録は高周波成分にノイズが見られたため、フーチング下面の水平変位、回転角についてはローパスフィルタにより10Hz以上の成分を除去している。

無補強供試体であるCase1では、たて壁頭部がストラットに拘束されることにより、橋台が後転する方向に回転が生じ、フーチング下面中央では10mm程度の水平変位が生じた。

Case4のフーチング下面中央の水平変位は5mm程度と遊間量相当に収まり、回転角は他のケースと比較して非常に小さい。

Case5では、Case1と同様に橋台が後転する方向に回転が生じたが、その回転角はCase1の半分程度に抑制された。ただし、Case4と比較すると変位抑制の効果は小さかった。

ストラット反力はストラットとの接触、衝突によりたて壁に生じる力を表す。いずれのケースも30秒付近から接触し始め、その後の振動により衝突を繰り返している。また、衝突のタイミングは全ケースで一致しており、衝突力を表す反力のピーク値にも差は見られなかった。たて壁の背面土圧は、いずれのケースも衝突に呼応する形で増減しており、その大きさに差は見られなかった。

対策工法に応じて橋台の変位が異なる結果となったが、いずれのケースもたて壁が前面頭部をストラットに拘束された状態で背面地盤からの荷重を受ける状態となっており、たて壁に作用する外力は全ケ

ースで同程度であった。

(3) Case4における基礎の応答

a) 既設杭の曲げひずみ

最大応答時における既設杭の曲げひずみ分布を図-5に示す。曲げひずみの値は、実杭における降伏ひずみに相当する値(204 $\mu\epsilon$)で除して正規化している。

Case4の前列、中列杭の曲げひずみはCase1と比較して全体的に小さく、背面地盤から受ける土圧が低減されていることがわかる。一方、後列杭では曲げひずみの低減効果は限定的であり、杭頭および杭中間部で降伏ひずみに相当する値を超過した。また、Case4の曲げひずみ分布の特徴として、すべての既設杭で変曲点および最大値をとる位置がCase1より高くなっている。これは、Case4の既設杭の下部では杭が前面地盤から反力を受けたことを示す。

b) 既設杭に発生するせん断力

後列杭の杭頭の曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時刻および最大応答時における既設杭のせん断力分布図を図-6に示す。

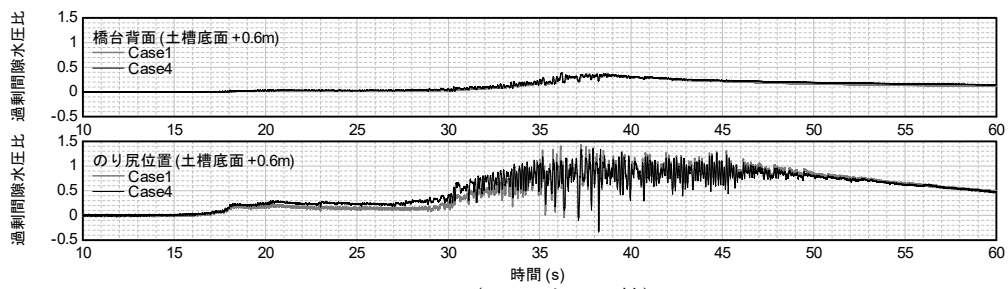
ここで、既設杭のせん断力はCase1に対する検討方法³⁾と同様に、杭の曲げひずみの計測値から求めた曲げモーメント分布の補間関数を1回微分することにより算出したものである。ただし、本実験の模型杭では降伏ひずみに相当する値を超過した後も材料の曲げ剛性は低下しないため、算出されるせん断力は曲げひずみが降伏ひずみ超過後も増加する。

図中のせん断耐力は、道路橋示方書⁸⁾に規定されるせん断耐力の評価式が設計上の不確実性を考慮して安全側に設定されていることを踏まえて、文献9)を参考に、コンクリートが有するせん断耐力に寸法効果とばらつきの影響およびスパイラル鉄筋が有するせん断耐力を考慮できると仮定して算出した値とした。

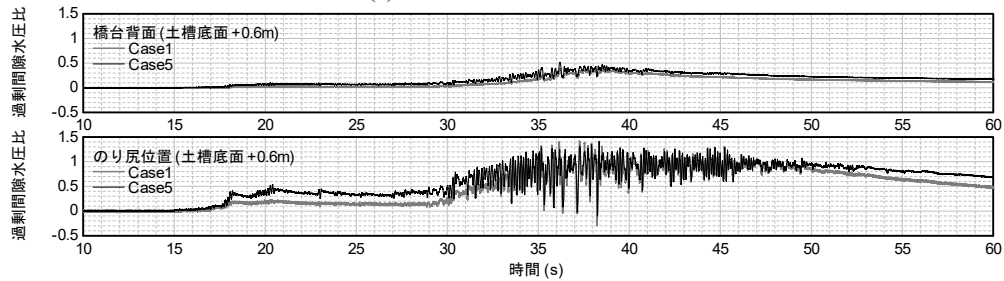
最大応答時で比較すると、Case4の既設杭のせん断力は、前面地盤から反力を受けたことでCase1より低減されたものの、杭頭ではせん断耐力を大きく超過している。また、後列杭の杭頭のせん断力は、曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時点でせん断耐力を超過しており、曲げ降伏に至る前に杭頭がせん断破壊すると評価される。

c) 既設杭に作用する土圧

最大応答時における既設杭に作用する土圧分布を図-7に示す。ここで、既設杭に作用する土圧は、前項で算出した既設杭のせん断力分布の補間関数をさらに1回微分することにより算出したものである。また、土圧については、橋台背面から前面に向かう方向を正としている。

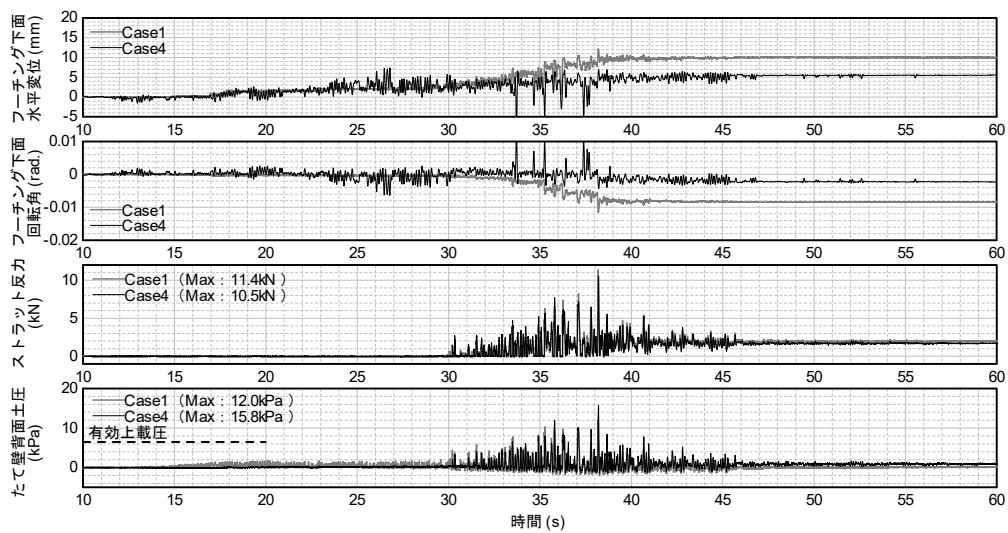


(a) Case4 (Case1 との比較)

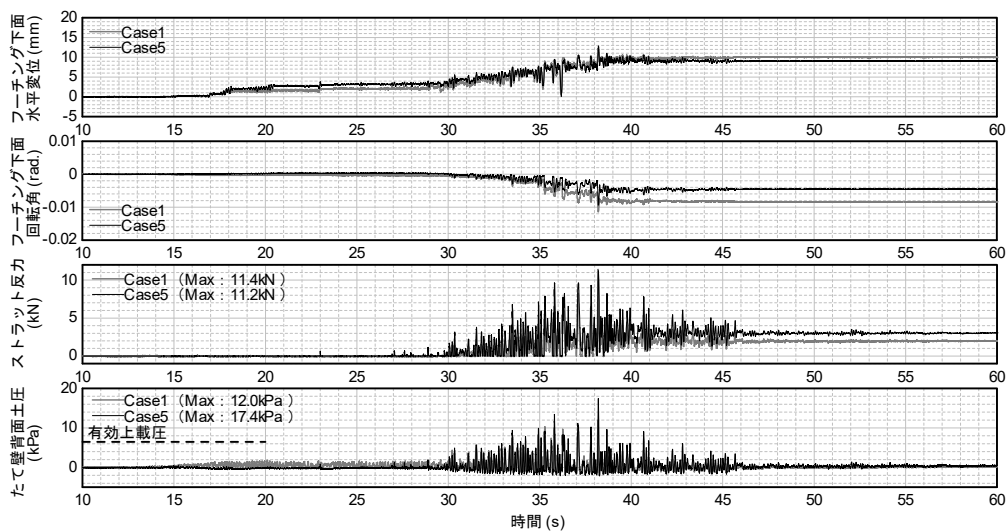


(b) Case5 (Case1 との比較)

図-3 過剰間隙水圧比の経時変化



(a) Case4 (Case1 との比較)



(b) Case5 (Case1 との比較)

図-4 フーチングの水平変位・回転角、ストラット反力およびたて壁背面土圧の経時変化

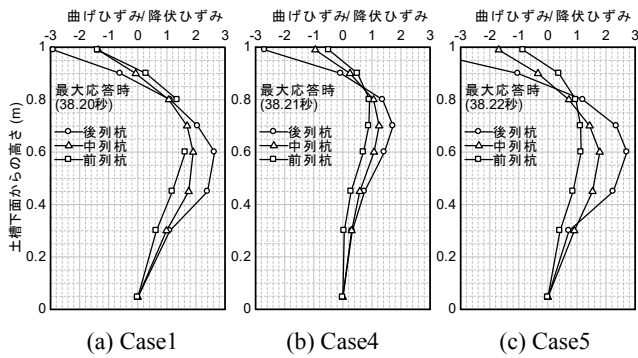


図-5 既設杭の曲げひずみ分布

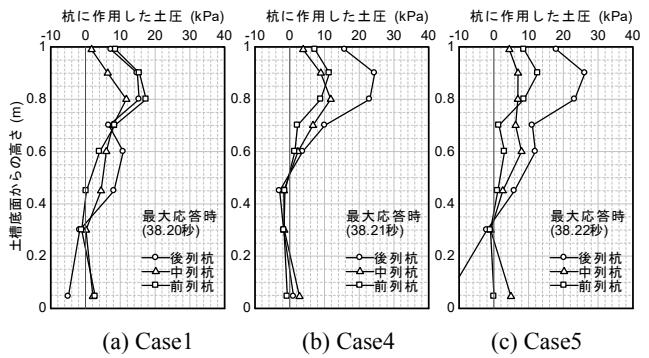


図-7 既設杭に作用する土圧分布

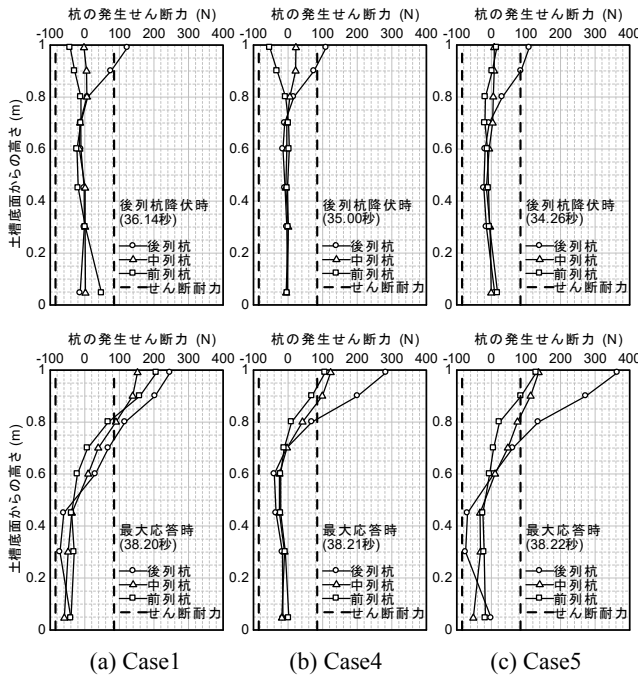


図-6 既設杭のせん断力分布

Case4の既設杭の杭頭付近では橋台背面より土圧を受けているのに対して、土槽底面からおよそ0.5mの範囲では土圧の作用方向が反転し、既設杭が前面地盤から反力を得ることができている状態になっている。このことから、前面の矢板模型により液化化層の変形抑制効果が発揮されたと考えられる。

d) 補強鋼管の曲げひずみ

最大応答時における補強鋼管の曲げひずみ分布を図-8に示す。補強鋼管の曲げひずみは、実鋼管のモーメントが全塑性モーメントに達するときのひずみに相当する値(Case4 : 984 $\mu\epsilon$, Case5 : 391 $\mu\epsilon$)で除して正規化している。

Case4の補強鋼管の曲げひずみは最大応答時で概ね弾性範囲内にとどまっており、補強鋼管は作用する地盤の流動力に対して十分な剛性を有していたと考えられる。

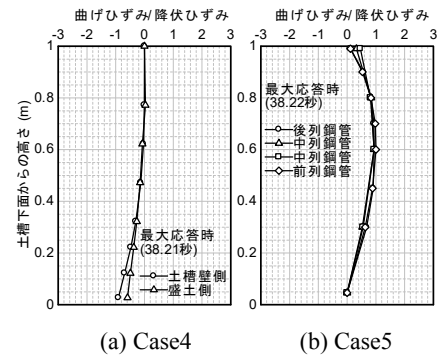


図-8 補強鋼管の曲げひずみ分布

(4) Case5における基礎の応答

a) 既設杭の曲げひずみ

図-5に示すとおり、Case5の既設杭の曲げひずみの大きさ、分布形状はCase1と類似しており、Case5の既設杭はCase1と同様に、杭頭および杭中間部の曲げひずみが降伏ひずみに相当する値を大きく超過した。

b) 既設杭に発生するせん断力

図-6に示すとおり、最大応答時と比較すると、Case5の既設杭のせん断力の大きさはCase1と同程度であり、杭頭でせん断耐力を超過した。また、後列杭の杭頭のせん断力は、曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時点でせん断耐力を超過しており、曲げ降伏に至る前に杭頭がせん断破壊すると評価される。

c) 既設杭に作用する土圧

図-7に示すとおり、Case5の既設杭に作用する土圧は、杭列によって杭頭付近の値にばらつきがあるものの、全体的にはCase1との差は小さく、既設杭にはCase1と同程度の土圧が作用したと考えられる。

d) 補強鋼管の曲げひずみ

図-8に示すとおり、Case5の補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまっている。さらに、補強鋼管の実せん断耐力も十分に大きいことから、既設杭の曲げひずみ、せん断力はそれぞれ降伏ひずみ、

せん断耐力に相当する値を超過したものの、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することができる。

5. まとめ

本研究では、液状化地盤における既製RC杭に支持される既設橋台を対象に、振動台実験の結果に基づいて、対策工の効果検証を実施した。実験より得られた知見を以下に示す。

(1) 鋼管矢板壁（前面分離型）補強

- ・ 橋台前面に鋼管矢板壁を設置する工法である鋼管矢板壁（前面分離型）補強では、液状化層の変形が抑制され、既設杭が前面地盤から反力を得ることにより、橋台の水平変位、回転および既設杭に発生する断面力が低減される効果が確認された。
- ・ 今回の実験では、杭頭の曲げひずみ、せん断力はそれぞれ降伏ひずみ、せん断耐力に相当する値を超過し、今回のケースには適さない。既設杭の構造や液状化層厚などの異なる実験条件下において対策工の適用性の検証を行う必要がある。
- ・ 本対策工の実用化にあたっては、鋼管矢板壁による地盤変位や流動力の低減効果を解析的に評価できる手法の検討が必要となる。

(2) 鋼管矢板壁（側面一体型）補強

- ・ 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する工法である鋼管矢板壁（側面一体型）補強では、橋台の回転の低減がみられたものの、既設杭の曲げひずみ、せん断力は無対策の場合と同程度であり、それぞれ降伏ひずみ、せん断耐力に相当する値を大きく超過した。
- ・ 補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまっており、かつ、せん断耐力は十分に大きい。本対策工は、鋼管矢板壁を既設橋台と一体化する構造であることから、既設杭が損傷したあとも、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することができる。

本実験の結果をふまえ、今後、鋼管矢板壁（側面一体型）補強を対象とした大規模実証実験を実施する予定である。その際は、既設杭の塑性化後の挙動を再現できる模型を用いることで、既設杭の塑性化による荷重分担の変化の影響等を含めて対策効果を検証していきたい。

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」（管理法人：JST）の一環として実施したものである。また、対策工の設計、実験条件や計測計画の検討は、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ているものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 谷本俊輔，石田修一，星隈順一：液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計年次の影響（その1 振動台実験の条件および地盤の応答），土木学会第71回年次学術講演会講演概要集，2016.9.
- 2) 石田修一，谷本俊輔，星隈順一：液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計年次の影響（その2 橋台の応答），土木学会第71回年次学術講演会講演概要集，2016.9.
- 3) 石田修一，谷本俊輔，大住道生，星隈順一：橋台杭基礎が液状化地盤から受ける土圧に関する実験的検討，第19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，2016.7.
- 4) （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.
- 5) 小笠原政文，谷和弘，松尾隆志，坂本俊一：流動化における橋梁基礎構造物の設計手法に関する研究，土木学会論文集，No.645，Ⅲ-50，pp.77-89，2000.3
- 6) 小笠原政文，佐藤正義，谷和弘：遠心振動実験を用いた流動化現象の再現と杭基礎に作用する流動圧，土木学会論文集，No.645，Ⅲ-50，pp.115-124，2000.3
- 7) 木下琢雄，原隆広：曙運河付近の地盤流動対策設計・施工，基礎工，Vol.27，No.4，pp.43-47，1999.4.
- 8) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2012.3.
- 9) 岡田太賀雄，鬼木浩二，河野哲也，星隈順一：既製RC杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究，土木技術資料，Vol.58，No.5，pp.24-27，2016.5.