

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

中田 光彦¹・谷本 俊輔²・高橋 宏和³・
大住 道生⁴・七澤 利明⁵・河又 洋介⁶

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：日本工営株式会社 交通都市事業部 道路橋梁部）

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）

⁵非会員 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）

⁶正会員 工博 （国研）防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 主任研究員
（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋1501-21）

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る。基礎が一度被害を受けると復旧に多大な時間を要するため事前の補強が必要となる一方、基礎の補強には通行機能の確保や施工空間上の制約等、施工に当たっての課題が多いことから、保有する耐震性能の合理的な評価および施工性を考慮した補強技術の確立が重要となる。

これまでに土木研究所では、液状化の影響を考慮した設計がなされていなかった時代の基準¹⁾に基づいて設計された既製RC杭に支持される既設橋台基礎を対象として、地震時挙動の解明、補強工法の効果検証を目的とした一連の実験^{2) 3) 4) 5)}や解析⁶⁾を行ってきた。

本研究では、防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（Eーディフェンス）により、基礎の塑性化を考慮できる条件の下で、旧基準により設計された橋台基礎およびこれに対する耐震補強を行った基礎を対象として振動台実験を実施した。

本稿では振動台実験より得られた橋台基礎の地震時挙動、耐震補強の効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および補強工法

本実験の対象として想定した橋台の諸元を表-1に、採用した補強工法を図-1に示す。補強工法は、既設

表-1 実験における橋台諸元（実寸）

供試体	橋台の諸元	基礎の諸元	補強工法	備考
無補強	逆T式橋台 h=8m	既製RC杭 φ450mm 8×3列	補強無し	桁とバール ヘッドの 遊間 50mm
補強			鋼管矢板壁 （側面一体型） φ600×8本（片側4本）	

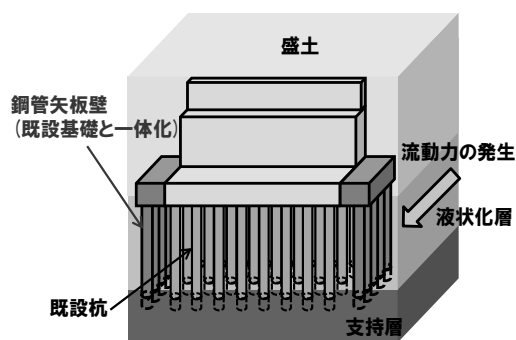


図-1 補強概要図

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り、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。鋼管矢板壁の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。

鋼管矢板壁を構成する補強鋼管の諸元は、道路橋示方書⁷⁾に規定される液状化地盤における橋台基礎

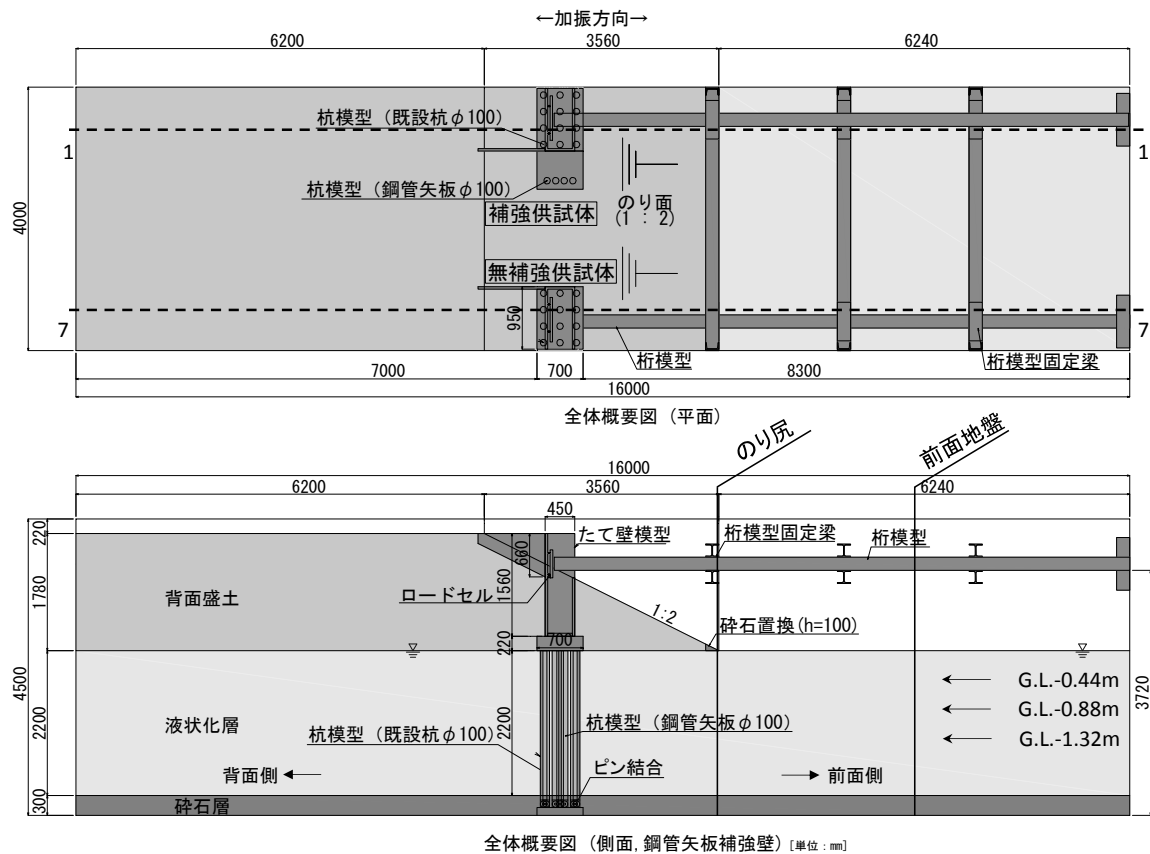


図-2 模型概要図



写真-1 実験状況

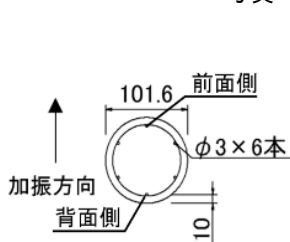


図-3 既設杭模型断面図



写真-2 既設杭模型とフーチング模型の結合部

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塑性率の制限値である3以下となるように設定した。

(2) 実験方法

模型概要図を図-2に、実験状況を写真-1に示す。内寸幅16m×奥行き4m×高さ4.5mの直方体剛体土槽の両側に、半断面モデルの無補強の橋台（無補強供

試体）と補強した橋台（補強供試体）を設置し、同時加振を行った。橋台高さおよび液状化層厚がそれぞれ実物スケールで8mおよび10mであるのに対し、模型スケールで1.78mおよび2.20mである。

実験模型は可動支承側の橋台を模擬したものであり、鋼製のたて壁の前面に10mmの遊間を設けて鋼製の桁模型を設置した。

既設杭模型は図-3に示す外径101.6mm、軸方向鉄筋φ3mm×6本（降伏ひずみ2500με）のRC杭として、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。既往の縮尺率1/10の模型に対する振動台実験²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾では、模型縮尺の影響から既製RC杭を鋼材により模していたが、本実験は杭模型を実物と同じRC模型により作製することにより、部材の非線形性を考慮することが可能となった。

鋼管矢板壁模型は外径100mm、板厚3mmのアルミニウム管（材質A6063-t5、降伏ひずみ2554με）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箇所に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、写真-2に示すとおり、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結合した。杭の先端は土槽底面にピン結合した。

模型地盤には背面盛土、液状化層ともに宇部珪砂6号（土粒子密度 $\rho_s = 2.647\text{g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} =$

0.29mm, 細粒分含有率 $FC = 0.7\%$, 均等係数 $U_c = 2.08$)を使用し, 相対密度 $D_r = 50\%$ を目標として湿潤突き固めにより作製した後, 土槽底面から脱気水を静注することで, 地下水位を橋台前面側の地表面と一致するように設定した。

本加振は計2回にわたって行い, いずれの加振においても, 道路橋示方書⁸⁾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のうち2-I-I-3(I種地盤, 新晩翠橋周辺地盤上NS成分)を基に, 実物との相似性を考慮して時間スケールを $(1/4.5)^{0.5}$ 倍に縮尺したものを入力した。加速度振幅の指令値は, 加振1回目で原波形と同一(100%), 2回目で原波形の150%とした。土槽底面で計測されたこれらの時刻歴を図-4に示す。

3. 振動台実験により得られた地震時挙動

(1) 液状化の状況

模型地盤の代表位置として, のり尻および前面地盤で計測された過剰間隙水圧比と加速度の経時変化をそれぞれ図-5, 図-6に示す。ここで, 「のり尻」, 「前面地盤」の位置は図-2に示すとおりである。また, 本稿では補強供試体が位置する1-1断面(図-2)における計測値を図示するが, 無補強供試体が位置する7-7断面においても地盤の応答は同様の傾向であったことを付記しておく。

100%加振では, いずれの箇所においても, 45s以降で過剰間隙水圧が上昇し始めた。前面地盤G.L.-0.44mにおける過剰間隙水圧は52s付近で概ね上限に達している。上昇後の水圧は平均的に初期有効上載圧の0.7~0.8倍程度とやや小さいものの, 52s程度以降の加速度にサイクリックモビリティの影響を示唆するスパイク状のピークが見受けられる等の状況から, 液状化が生じたと判断される。同様に, 前面地盤G.L.-0.88m, のり尻G.L.-0.44mにおいても, 初期有効上載圧の0.7~0.8倍程度で概ね上限に達するとともに, スパイク状のピーク加速度の発生状況から, これらの箇所においても液状化が生じたものと考えられる。

150%加振では, 20s付近から過剰間隙水圧の上昇が始まった。また, のり尻のG.L.-0.44m, 前面地盤のG.L.-0.44m, G.L.-0.88mおよび100%加振では確認されなかった前面地盤のG.L.-1.32mにおいてスパイク状のピーク加速度と過剰間隙水圧の頭打ちが見られた。水圧の上限が σ'_{v0} の0.7~0.8倍程度となる点は100%加振と同様であったが, 液状化発生範囲が地震動強さに応じて拡大していることがわかる。

なお, 100%加振, 150%加振ともに橋台直下から背面側では液状化は生じなかった。

(2) 地盤の応答

加振後の残留変位の状況を写真-3に示す。

100%加振では, のり面にクラックを生じつつ, 前面側へのはらみ出しが生じた。地表面の残留水平変位は, 2橋台間ののり面中腹で79mm, のり尻で77mmであった。

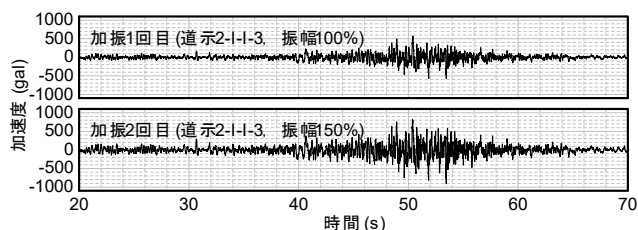


図-4 入力地震動(土槽底面での計測値)

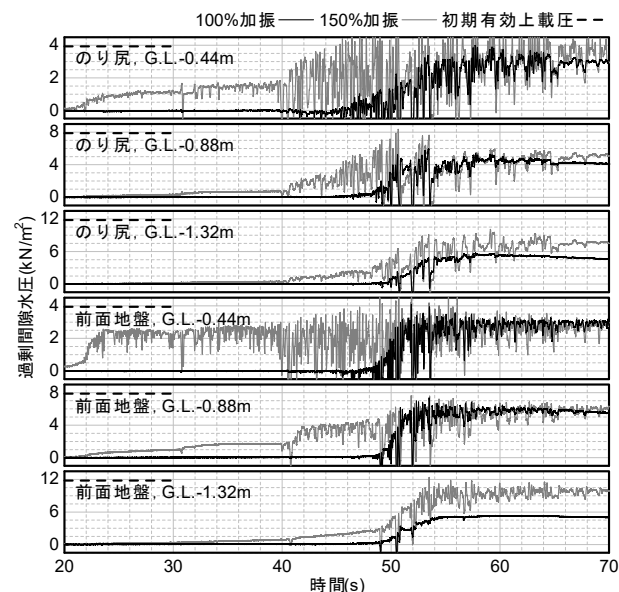
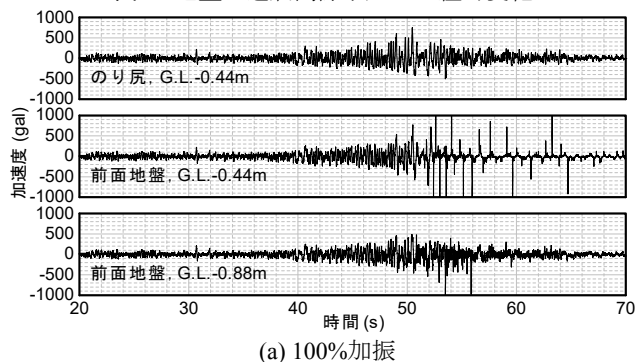
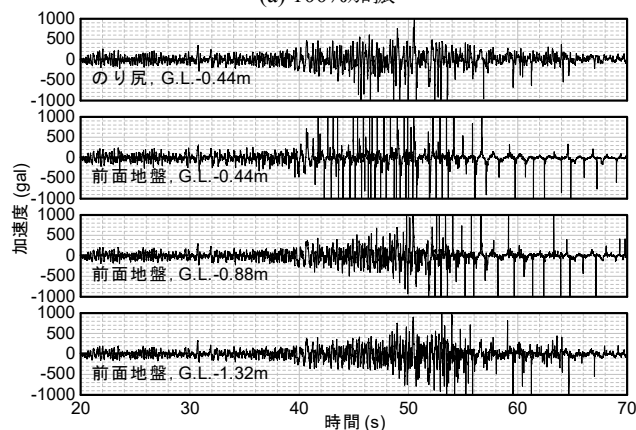


図-5 地盤の過剰間隙水圧比の経時変化



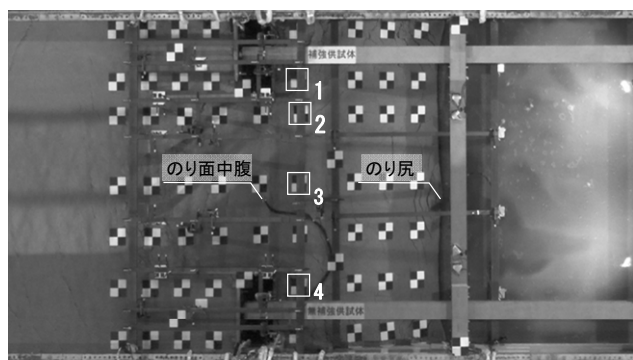
(a) 100%加振



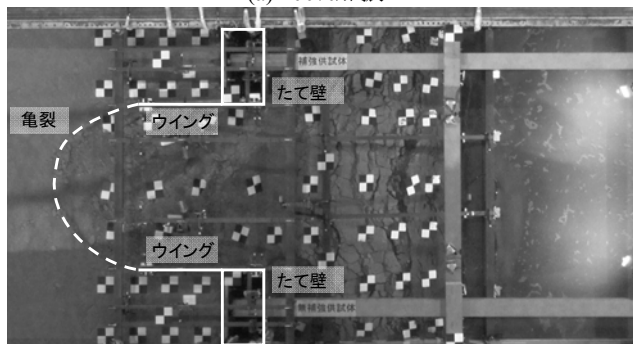
(b) 150%加振

図-6 地盤の加速度の経時変化

150%加振では, のり面のクラックの本数が増え, 開口幅が広がるとともに, のり肩付近では橋台ウイングの端部から一定の広がりをもった受働領域を残す形で崩壊した。地表面の残留水平変位は, 2橋台間ののり面中腹で409mm, のり尻で272mm (い



(a) 100%加振



(b) 150%加振

写真-3 加振後の地盤の残留変形

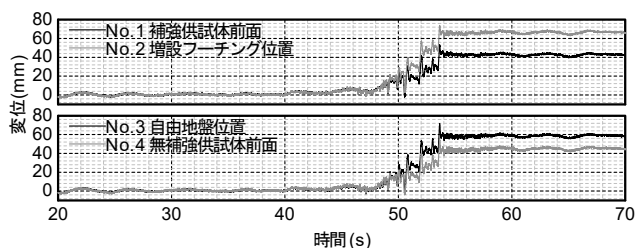


図-7 100%加振の橋台前面位置における地表面水平変位の経時間変化

れも加振2回の累積値)であった。

100%加振における地表面の水平変位の経時変化を図-7に示す。水平変位を図示する位置は写真-3(a)に示すとおりである。また、地表面変位は、高速度カメラを用いた画像解析により、地表に設置した標点を追尾することで算出したものである。

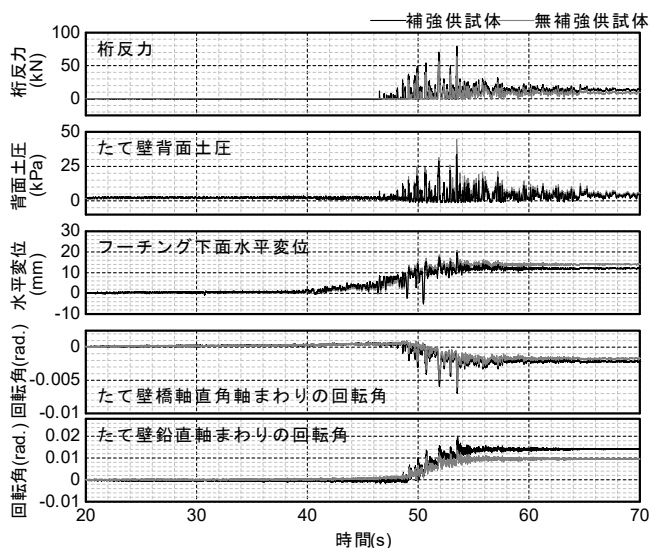
地表面の水平変位は48sから54sの間に急増し、前面側への変位が累積した。橋台前面と自由地盤位置では、自由地盤位置の変位が大きく、増設フーチングの位置で最大となった。

(3) 橋台たて壁の応答

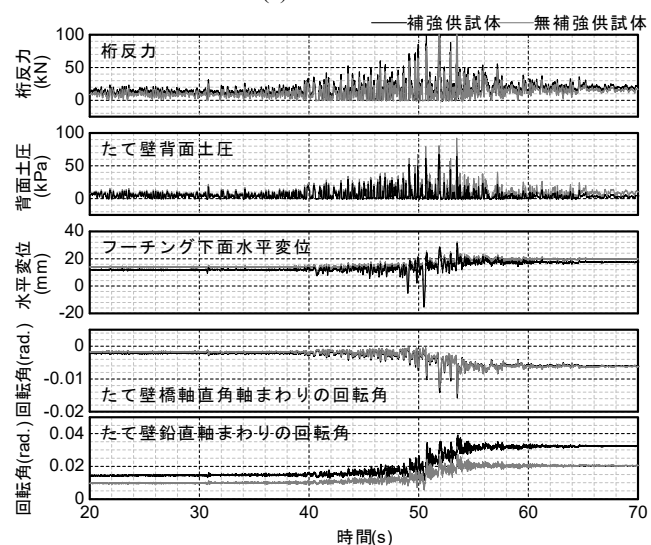
a) 橋台の時刻歴応答

実験では、橋台の地震時挙動を確認するために、たて壁には土圧計と変位計を設置し、加振により橋台に作用する土圧や水平変位、回転を計測するとともに、桁端部にロードセルを設置し、桁とたて壁が接触した際の桁反力も計測した。

図-8に桁反力、たて壁に作用する背面土圧、フーチング下面の水平変位、たて壁の回転角（橋軸直角軸まわりと鉛直軸まわり）の経時変化を示す。フー



(a) 100%加振



(b) 150%加振

図-8 桁反力、たて壁背面土圧、フーチング下面水平変位およびたて壁回転角の経時変化

チング下面水平変位は前方への変位を正、たて壁橋軸直角軸まわりの回転角は前転する方向を正とした。たて壁鉛直軸まわりの回転角は、補強供試体は反時計まわり、無補強供試体は時計まわりを正とした。

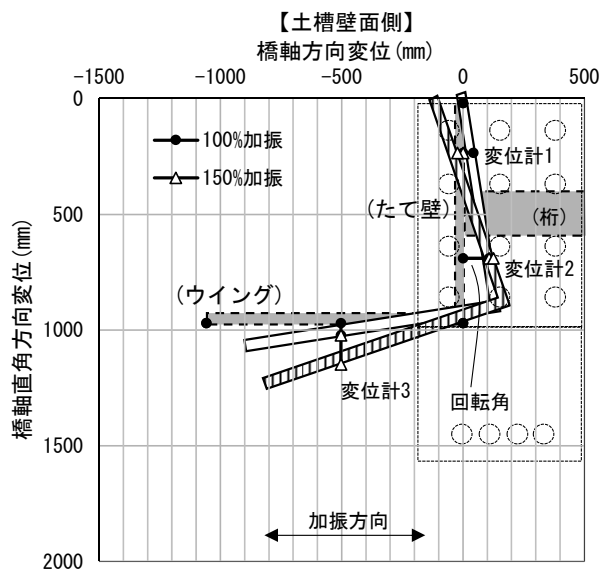
100%加振では、いずれの応答値も地盤の過剰間隙水圧が上昇し始めた45s以降で増加が顕著となり、桁反力が最大となった53.5sの時に最大値を示した。

一方、150%加振では、いずれの応答値も100%加振の残留値からさらに増加しており、100%加振と同様に、桁反力が最大となった53.5sの時に最大値を示した。

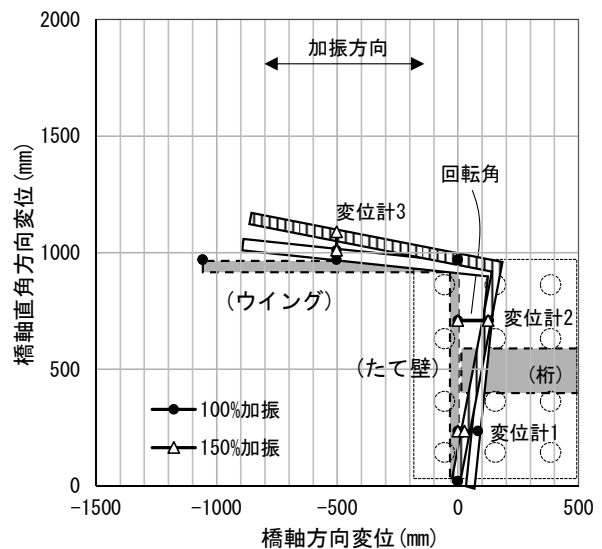
b) 桁とたて壁の衝突

100%加振では、46s付近からたて壁頭部と桁が接触したことによる桁反力が生じており、その後の著しい桁反力の増減の様子から、たて壁と桁が衝突を繰り返していたことがわかる。

150%加振では、桁反力は全時刻で正の値をとっており、加振開始時点からたて壁頭部が桁と接触した状態であったことがわかる。なお、計測に用いたロ

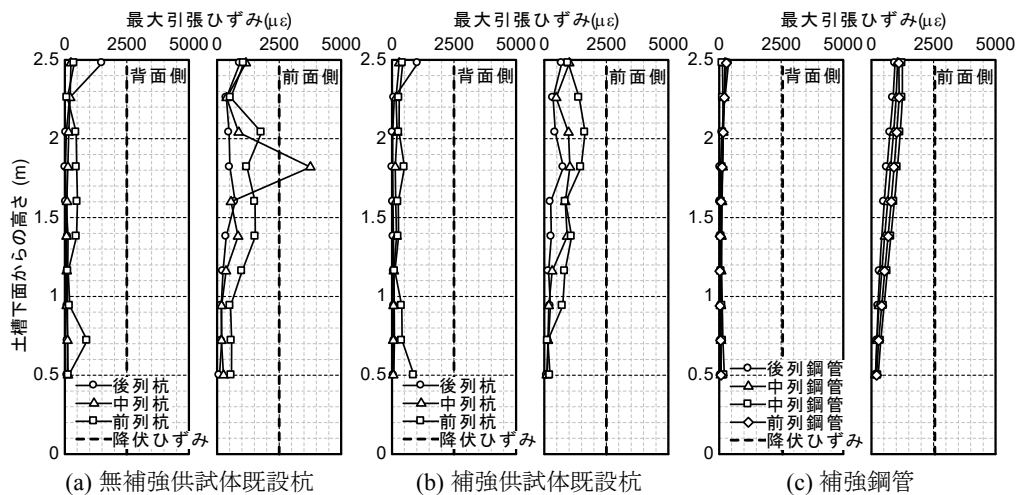


(a) 補強供試体



(b) 無補強供試体

図-9 加振後の残留変位図 (※変位倍率は10倍)



(a) 無補強供試体既設杭

(b) 補強供試体既設杭

(c) 補強鋼管

図-10 100%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

ードセルの最大容量が100kNであったため、それ以上は計測できていないが、その他の応答値が最大値を示す53.5sにおいて、桁とたて壁が衝突したことを示すピークが見られた。

c) たて壁に作用する背面土圧

100%加振では、たて壁に作用する背面土圧は桁とたて壁の衝突に呼応する形で増減しており、その大きさは有効上載圧5.8kPaに対して補強供試体では5.8倍、無補強供試体では7.6倍であった。

150%加振ではさらに背面土圧が上昇し、有効上載圧に対して補強供試体、無補強供試体ともに10倍以上に達していた。たて壁頭部の水平変位が桁に拘束されていること、のり肩の崩壊の状況（写真-3(b)）、またその土圧の大きさから、背面土は受働状態となっていると解される。

d) 橋台の水平変位および回転

たて壁頭部が桁に拘束された状態で大きな背面土圧を受けたため、フーチングには前面側に向かう水平変位が累積するとともに、たて壁橋軸直角軸まわりの回転が後転側に累積した。フーチング下面では、

100%加振で最大20mm、150%加振で最大30mm程度の水平変位が生じた。ただし、無補強供試体と補強供試体では顕著な差は生じていない。

一方、たて壁鉛直軸まわりの回転については、補強供試体の方が大きくなった。図-9に加振後の残留変位を示した平面図を示す。図-9より、橋台は桁との接触面を中心に回転しており、補強供試体の回転角の最大値は100%加振で1.1度、150%加振で2.2度（いずれの加振時も無補強供試体の1.4倍）である。

補強供試体の鉛直軸まわりの回転が無補強供試体に比べて大きくなった原因として、既設フーチング側面に新たに増設したフーチングと鋼管矢板壁による受圧面積の増加により、液状化層から受ける流動力が増えたこと、さらに桁との接触位置は変わらずに、フーチングを増設した分だけ接触位置からのアーム長が大きくなり、流動力による鉛直軸まわりのモーメントが大きくなったことが考えられる。

(4) 杭の応答

a) 100%加振における杭の応答

100%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補

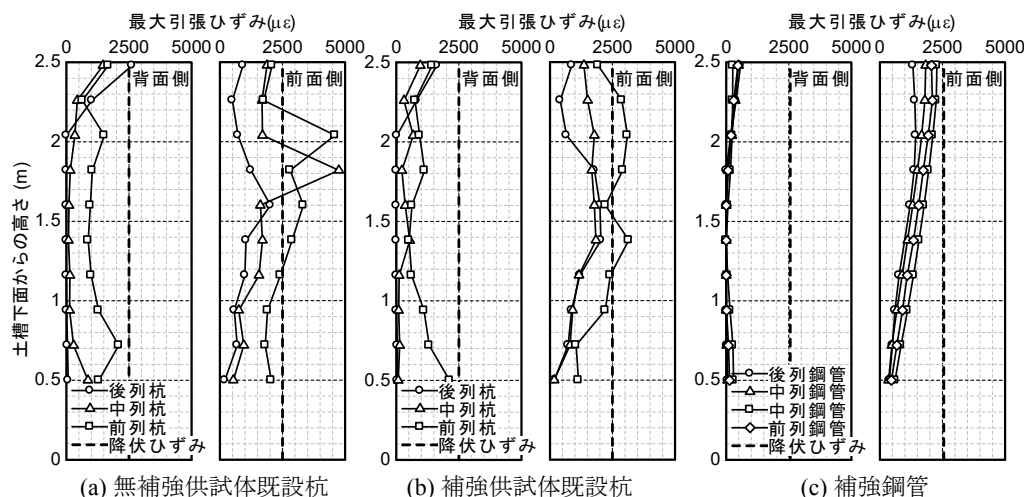


図-11 150%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

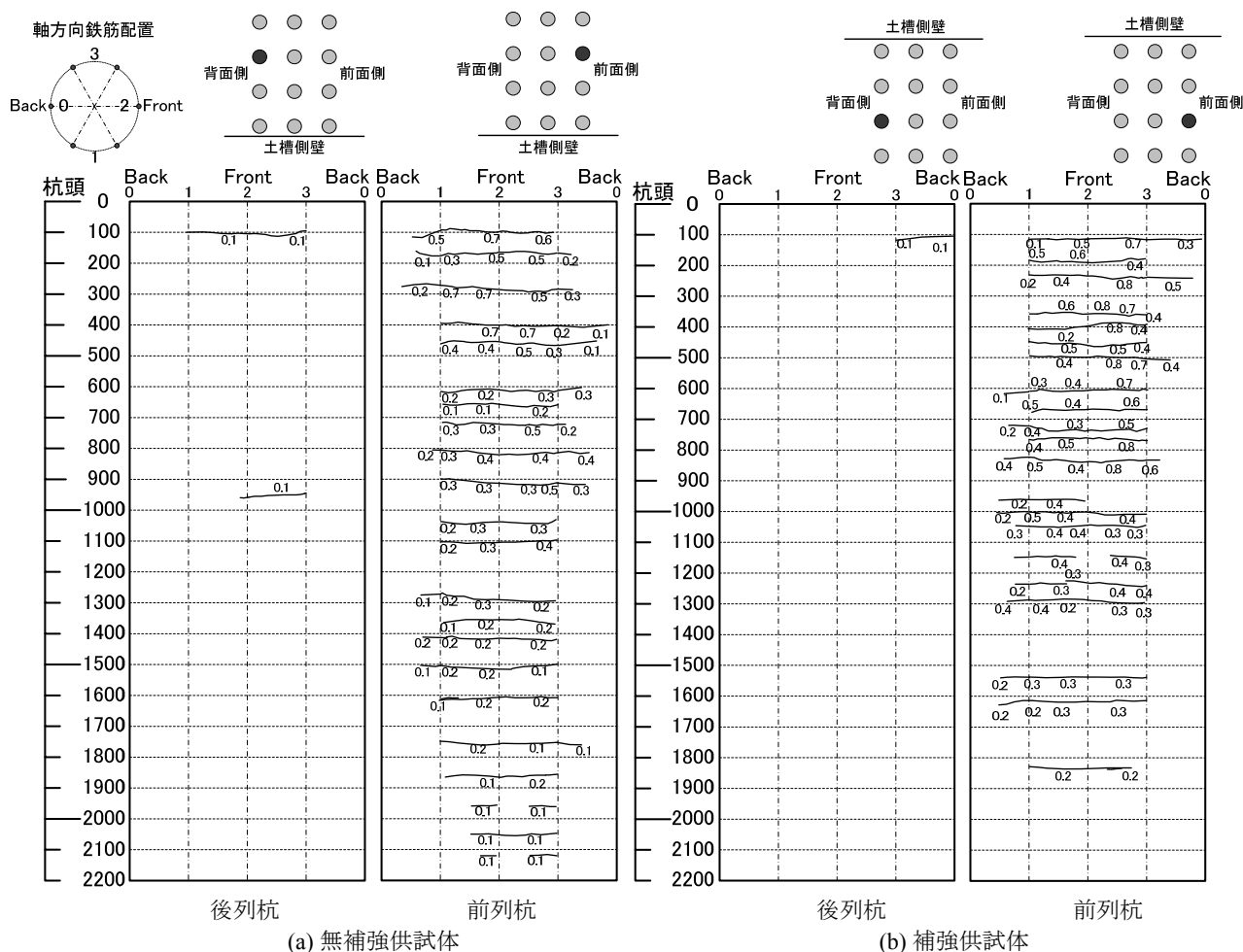


図-12 既設杭のひび割れ状況展開図

強鋼管の最大引張ひずみ分布を図-10に示す。100%加振では、無補強供試体既設杭のうち、中列杭前面側の一部で軸方向鉄筋が降伏ひずみ（2500 $\mu\epsilon$ ）を超過したものの、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。

b) 150%加振における杭の応答

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-11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顕著な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杭頭部で最大となったが、弾性範囲内にとどまった。

c) 杭の損傷状況

150%加振後に模型地盤を掘り起こして観察した既設杭の後列杭、前列杭のひび割れ状況展開図を図

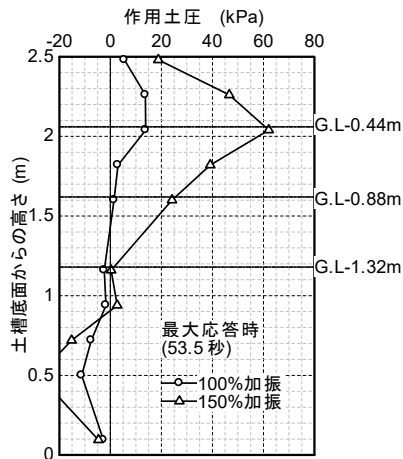


図-13 最大応答時(53.5s)における
最後列の補強鋼管に作用する土圧

-12 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%加振の最大引張り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。

d) 液状化層からの作用土圧

100%加振、150%加振の最大応答時(53.5s)における最後列の補強鋼管の作用土圧を図-13に示す。ここで、作用土圧は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2回微分する方法⁹⁾により算出したものである。

100%加振、150%加振ともに補強鋼管に作用する背面地盤からの土圧は、前面地盤の過剰間隙水圧の上昇が最も早いG.L.-0.44m付近において最大となり、そこから下方に向けて低減するような分布形状となった。また、150%加振では100%加振と比較して背面地盤からの作用土圧が増加するとともに、土圧の作用範囲が前面地盤の液状化範囲に比べてより深部にまで拡大していることから、前面地盤の液状化の程度が基礎に作用する流動力に影響していることがわかる。

4. 既設杭の損傷メカニズムと耐震補強効果

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および液状化後の最大応答時(53.5s)における既設杭の曲げひずみ分布をそれぞれ図-14、図-15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(53.5s)における既設杭の軸ひずみ分布を図-16に示す。既設杭のうち前列杭には一様に引張(正)の軸ひずみが生じ、後列杭には中間部を除き圧縮(負)の軸ひずみが生じた。このことか

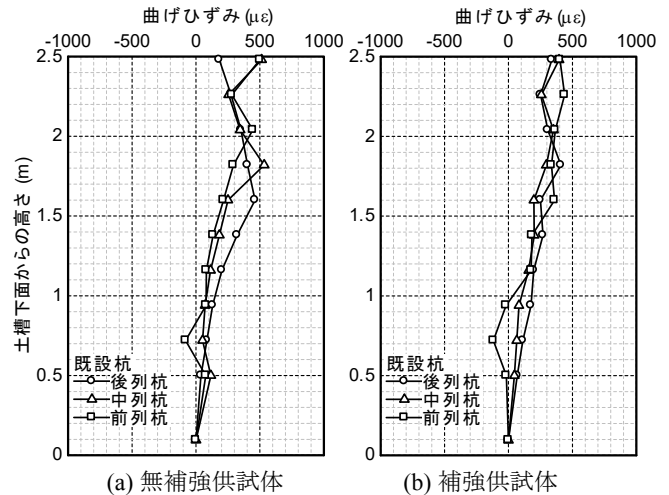


図-14 150%加振の39.93sにおける
既設杭の曲げひずみ分布

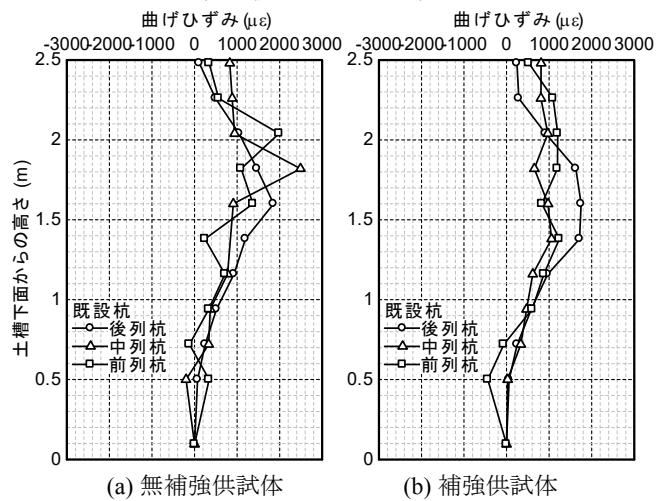


図-15 150%加振の最大応答時(53.5s)
における曲げひずみ分布

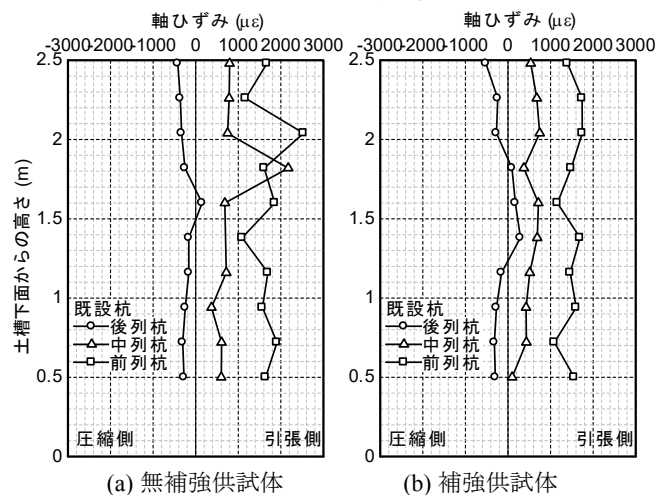


図-16 150%加振の最大応答時(53.5s)
における既設杭の軸ひずみ分布

ら、前列杭は引抜き力、後列杭は押込み力を受けていたことが分かる。また、図-11、図-12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、ひび割れは深部にまで及んでいた。

以上の実験結果から得られた、液状化地盤における既設橋台および基礎の地震時挙動の概念図を図-

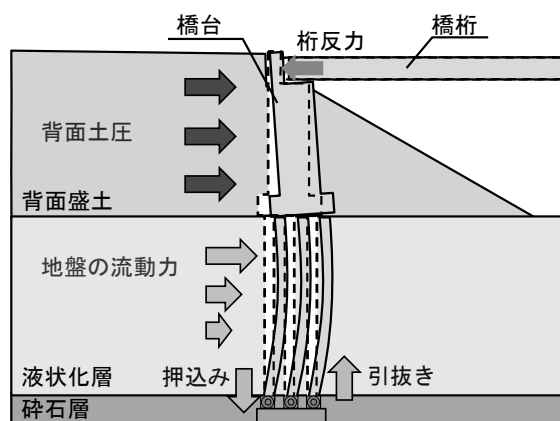


図-17 液状化地盤における橋台の地震時挙動

17に示す。たて壁は頭部を桁に拘束された状態で背面土圧を受けることにより、後転方向の回転が生じた。既設杭のうち前列杭は、たて壁の後転による引抜き力を受けた状態で背面地盤からの土圧を受けたことにより、他の杭と比較して軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを超過する範囲が広く、損傷が深部にまで及んだものと考えられる。

また、補強供試体は、無補強供試体と同様にたて壁の回転および既設杭の損傷は生じたものの、補強鋼管に損傷は見られなかった。補強鋼管はフーチングにより既設基礎と一体化されていることから、橋台の荷重を補強鋼管によって支持することができるため、補強供試体は基礎全体として耐震性能が確保される結果であったと評価できる。

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、Eーディフェンスを用いて実施した大規模振動台実験の結果に基づいて、橋台基礎の地震時挙動に関する検討および補強工法の効果検証を行った。実験より得られた知見を以下に示す。

- 橋台は、たて壁頭部が桁に拘束された状態で大きな背面土圧を受けたため、フーチングには前面側に向かう水平変位が生じるとともに、たて壁には橋軸直角軸まわりの回転が後転側に生じることが示された。また、たて壁が後転することにより、既設杭のうち前列杭は引抜き力を受けることが示された。
- たて壁の後転による引抜き力を受け、かつ背面地盤からの土圧が作用する既設前列杭において、深部にわたって水平方向のひび割れが広がることが示された。
- 補強供試体は既設杭に損傷は生じたものの、補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまり、損傷も見られなかった。本補強工法は、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。

- たて壁には鉛直軸まわりの回転が生じ、補強供試体の回転量は、無補強供試体と比較して大きくなった。これは、既設フーチング側面に新たに増設したフーチングと鋼管矢板壁による受圧面積の増加により、液状化層から受ける流動力が増加したことによるものと考えられる。

今後、液状化地盤における既設橋台の耐震性能の評価手法を確立するため、基礎に作用する流動力を解析等により評価する予定である。さらに、補強を行うことでより多く流動力を受けることの影響について、それらの影響程度を解析等で確認する予定である。

6. 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、補強工法の設計、実験条件や計測計画の検討は、東京工業大学高橋章浩教授、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

- （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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 高橋宏和，谷本俊輔，中田光彦，七澤利明：簡易解析モデルを用いた液状化地盤上の橋台杭基礎の地震応答評価，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.
- （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，2017.11.
- （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2017.11.
- 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底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，pp.15-25，2003.3