

液状化地盤における既設橋台基礎の大規模振動台実験

中田光彦・谷本俊輔・大住道生・七澤利明

1. はじめに

橋梁基礎は地盤の液状化に伴う側方流動が発生すると被害を受ける可能性があり、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の際にも側方流動が疑われる被害が発生している。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く、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である。

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・解析を行ってきた^{2),3)}。

本稿では、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の模型を対象として実施した大規模振動台実験の結果について報告する。

2. 補強工法

本実験で採用した補強工法である鋼管矢板壁（側面一体型）補強は、図-1に示すように、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及び補強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。

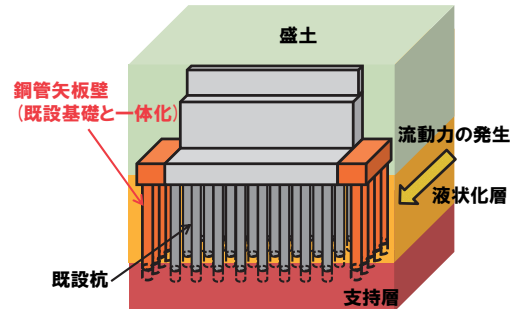


図-1 補強概要図

表-1 実験における橋台諸元（実寸）

Case	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	桁とパ レットの 遊間 50mm
補強			鋼管矢板壁 （側面一体型） φ600×8本（片側4本）	

3. 振動台実験の概要

本実験の対象として想定した橋台の諸元を表-1、模型概要図を図-2、実験状況を写真-1に示す。

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）と補強を実施した橋台（補強供試体）の模型を設置し、同時加振を行った。模型の縮尺率は1/4.5であり、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、鋼製のたて壁模型の前面に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杭により作製した。鋼管矢板壁模型は外径100mm、板厚3mmのアルミニウム管（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。

フーチング模型は鋼材により製作した。既設杭模型、鋼管矢板壁模型の杭頭部は、杭とフーチング模型に設けた鋼管との隙間に無収縮モルタルを注入することで結合した。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することに

Large-Scale Shaking Table Tests of Bridge Abutments Designed According to an Old Standard to Investigate their Seismic Behavior on Liquefiable Ground

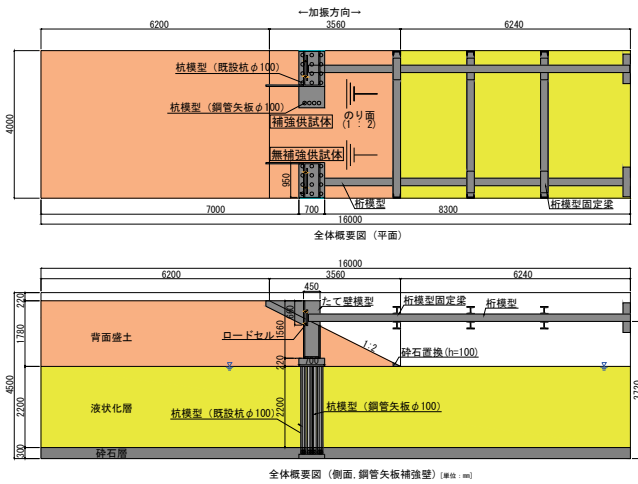


図-2 模型概要図



写真-1 実験状況

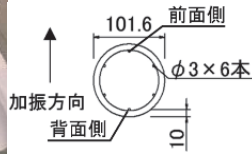


図-3 既設杭模型断面図

より、杭先端の境界条件を模擬した。

模型地盤は背面盛土、液状化層ともに緩詰め
の砂により作製し、液状化が生じやすい条件²⁾とした。
地下水水位は橋台前面側の地表位置に設定した。

入力地震動には、道路橋示方書⁵⁾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2-I-I-3 (I種地盤、新晩翠橋周辺地盤上NS) を選
定した。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を $(1/4.5)^{0.5}$ 倍
に縮尺したものを入力した。加振は2回実施して
おり、入力加速度は、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。本稿
では、地盤の液状化や杭の損傷の程度がより進
んだ150%加振における結果を報告する。

4. 地盤及び橋台の地震時挙動

4.1 地盤の応答

加振開始後62s付近における過剰間隙水圧比
(過剰間隙水圧 / 初期有効上載圧) の分布を図-4
に示す。液状化は、のり尻から前面地盤 (図中の
オレンジから赤の範囲) にかけて発生した。

加振後の地盤には、写真-2に示すように、のり
面に無数のクラックを生じつつ、のり面が前面側

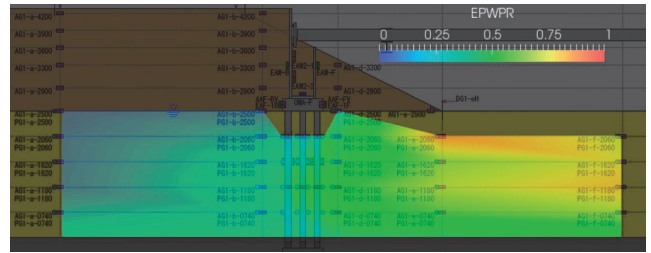


図-4 過剰間隙水圧比の分布 (62s付近)



写真-2 加振後の地盤の残留変形

らみ出した。地表に生じた残留水平変位は、2橋台
間ののり面中腹で409mm、のり尻で272mm (た
だし、100%加振からの累積値) であった。

4.2 橋台の応答

たて壁が橋桁に接触したことより生じる桁反力、
フーチング下面の水平変位およびたて壁の回転角
の経時変化を図-5に示す。

桁反力は全時刻で正の値をとっているが、こ
れは、加振1回目の終了時点で橋台に残留変位が
生じ、加振2回目の開始時点でたて壁頭部が橋
桁と接触していたためである。その後の著しい
桁反力の増減の様子から、たて壁と橋桁が衝
突を繰り返したことがわかる。

たて壁は桁模型に拘束されることにより後
転する方向の回転が生じており、フーチング下
面では30mm程度の水平変位が生じた。なお、
両供試体で変位量に顕著な差は見られなかつ
た。

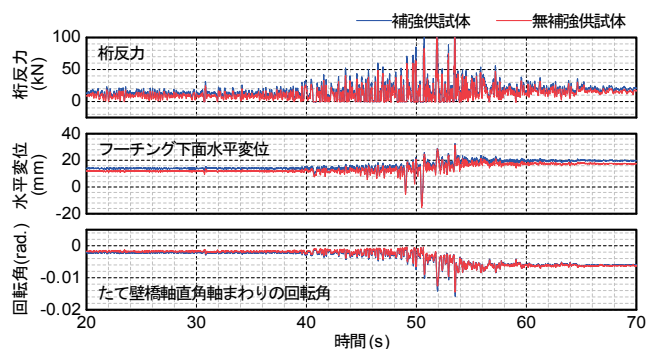


図-5 桁反力、フーチング下面水平変位およびた
て壁回転角の経時変化

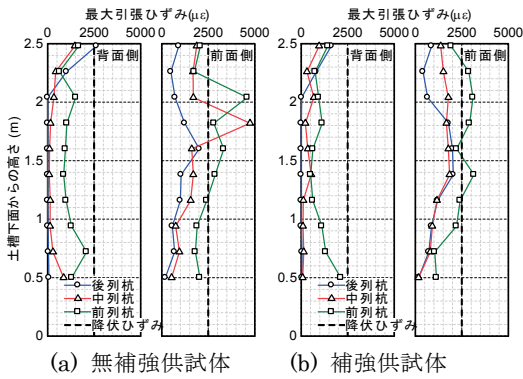


図-6 既設杭軸方向鉄筋の最大引張ひずみ分布

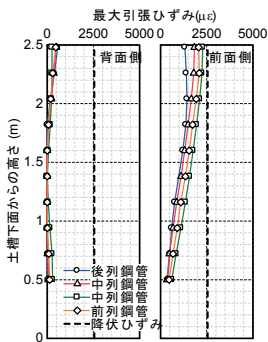


図-7 補強鋼管の最大引張ひずみ分布

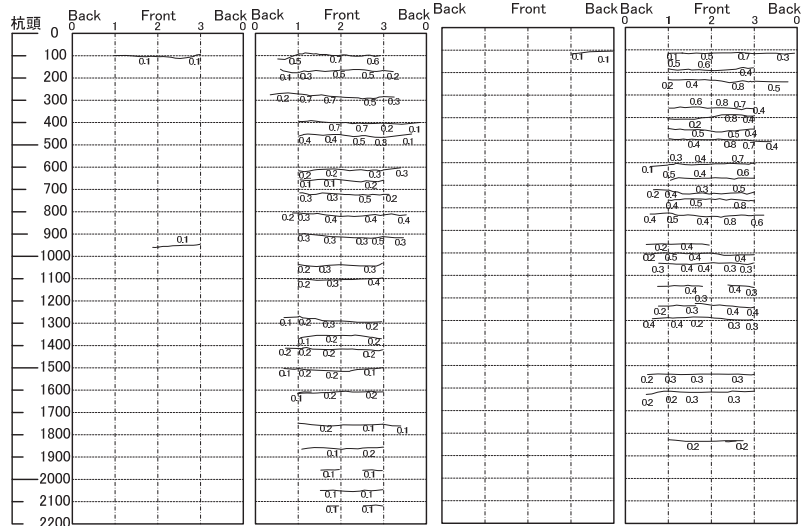
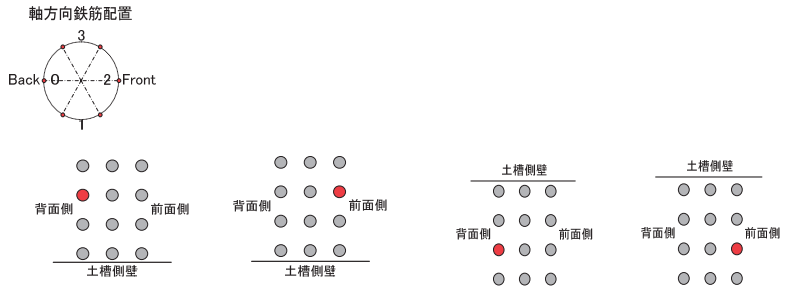


図-8 加振後のひび割れ状況展開図
(a) 無補強供試体 (b) 補強供試体

4.3 既設杭の損傷状況および耐震補強の効果

効果

既設杭の軸方向鉄筋、補強鋼管の最大引張ひずみ分布をそれぞれ図-6、図-7に示す。既設杭軸方向鉄筋のうち、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。

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-8に示す。なお、既設杭のコンクリートの剥落は見られなかった。

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まで及び、最大引張ひずみ分布の降伏ひずみを超過した範囲と整合している。

最大応答時(53.5s)における既設杭の曲げひずみ分布、軸ひずみ分布をそれぞれ図-9、図-10に示す。既設杭の曲げひずみは杭中間部で最大となる分布形状となっており、既設杭は背面地盤より土圧を受けていると考えられる。

既設杭のうち前列杭は、全深度で一様に引張(正)の軸ひずみが生じており、最大応答時に引抜

き力を受けていたことがわかる。また、図-6、図-8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側で最大となり、ひび割れは深部にまで及んでいた。

これに対し、図-7に示すように、補強鋼管のひずみは弾性範囲にとどまり、150%加振後に掘り起こして観察した結果、損傷も見られなかった。

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-11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、補強鋼管に損傷はみられなかった。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、E-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地震時挙動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。

本実験では、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、深部にわたって損傷が広がること、補強鋼管矢板壁は損傷せず、補強供試体は基礎全体としての耐震性が確保されることが示された。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とその補強技術を対象として、基礎に作用する流動力の評価手法および基礎の耐震性評価手法について検討を進めていく予定である。

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、並びに、(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。

参考文献

- 1) (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
- 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メカニズム、土木技術資料、第58巻、第9号、pp.30~35、2016
- 3) 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補強技術に関する

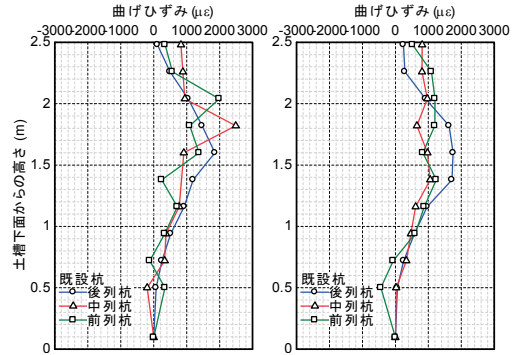


図-9 最大応答時(53.5s)における既設杭の曲げひずみ分布

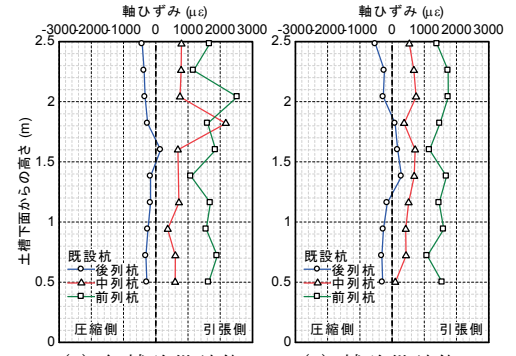


図-10 最大応答時(53.5s)における既設杭の軸ひずみ分布

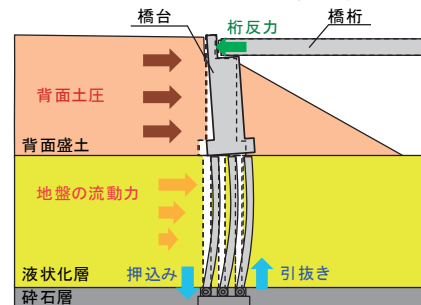


図-11 液状化地盤における既設橋台の地震時挙動

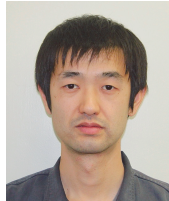
- 振動台実験、土木技術資料、第58巻、第6号、pp.28~31、2017
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、2017.11
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、2017.11

中田光彦



研究当時 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、現 パシフィック
コンサルタンツ(株)交通
基盤事業本部 耐震セ
ンター
Mitsuhiro NAKATA

谷本俊輔



土木研究所地質・地盤研
究グループ土質・振動
チーム 研究員、(併)構
造物メンテナンス研
究センター 研究員
Shunsuke TANIMOTO

大住道生



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
Michio OHSUMI

七澤利明



研究当時 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、現 国土交通省国
土技術政策総合研究
所道路構造物研究部構
造・基礎研究室長
Toshiaki NANAZAWA