

### 3.3 液状化地盤上の橋台の耐震補強技術に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 21

担当チーム：耐震研究グループ（振動）

研究担当者：杉田秀樹、高橋章浩、谷本俊輔

#### 【要旨】

本研究は、液状化に対する橋台の耐震診断を可能にする合理的な永久変形量評価手法を提案し、これを活用した既設橋台の過大な変位を抑制する地盤改良や構造的補強による耐震補強技術の合理的な選定・性能評価手法を提案することを目的としている。平成 19 年度は、橋台の安定性を決定する作用力の性状等を数値解析並びに模型実験により詳細に検討した。

キーワード：橋台、液状化、遠心模型実験、変形量評価

#### 1. はじめに

本研究は、液状化に対する橋台の耐震診断を可能にする合理的な永久変形量評価手法を提案し、これを活用した既設橋台の過大な変位を抑制する地盤改良や構造的補強による耐震補強技術の合理的な選定・性能評価手法を提案することを目的としている。平成 19 年度は、遠心模型実験により橋台基礎形式および上部構造が橋台の地震時応答に与える影響について調べるとともに、被害事例と模型実験結果に基づき橋台の永久変形量評価手法の検討を行った。

#### 2. 橋台の基礎形式や上部構造が橋台の地震時応答に与える影響

平成 18 年度に引き続き、液状化地盤上の橋台を対象に遠心模型実験を行い、橋台の基礎形式や上部構造が橋台の地震時応答に与える影響について検討した<sup>3)</sup>。

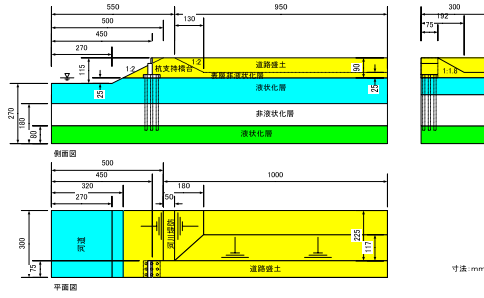
##### 2.1 実験概要

実験では平成 18 年度と同様に河川橋をモデル化し、鋼管杭基礎、直接基礎、木杭基礎の 3 種類の基礎条件、および上部構造の有無をパラメータとして実験を行った。実験模型の概要を図-1 に示す。実験は 50g の遠心加速度場で行い、地震動は橋軸方向に入力した。地盤が橋軸に対して線対称であることから、橋軸を境とした半断面のみをモデル化した。また、実験装置の制約から、実橋の半分の寸法のプロトタイプを想定した模型を作成した（模型縮尺 1/100）。

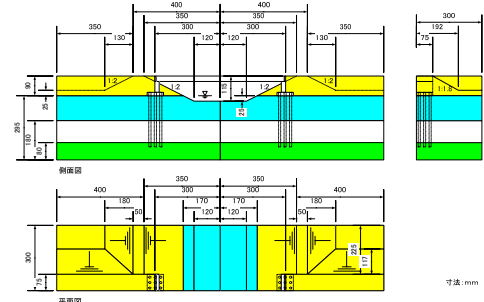
模型橋台はアルミブロック製で、高さは 90mm（実物換算で 9m）、全幅は 150mm とした（実際の模型は半断面のため、幅 75mm）。河川堤防と取り付け盛土の斜面

勾配は、それぞれ 1V: 2H、1V: 1.8H とした。地下水位は、橋台天端から 90mm の深さの地点とした。原地盤面の高さは、河床から 50mm の地点とした。基礎地盤の液状化層は江戸崎砂を用いて作製し、厚さは 115mm とした。液状化の下には、豊浦砂を用いて密な砂層（非液状化層）を作製した。さらに非液状化層の下には、豊浦砂を用いて支持層を作製した。上部構造の影響を調べるため、Case6 および Case10 では、土槽中央部に河道を配置するように模型地盤を作製し、河道両端に模型橋台を設置し、その上に橋桁模型を設置した。Case1 および Case6 では、鋼管杭に支持された橋台を想定し、模型杭は、直径 10mm のステンレスパイプを杭間隔 2.5D の 3×3 のボックス配列とした。模型杭の長さは 250mm とし、支持層まで根入れを行った。Case8 および Case10 の左側は、木杭に支持された橋台を想定し、木杭は爪楊枝を間隔 10mm の 7×7 のボックス配列とした。木杭の長さは 71mm とし、液状化層内のみ根入れを行った。Case7 および Case10 の右側は、直接基礎の橋台を想定した。

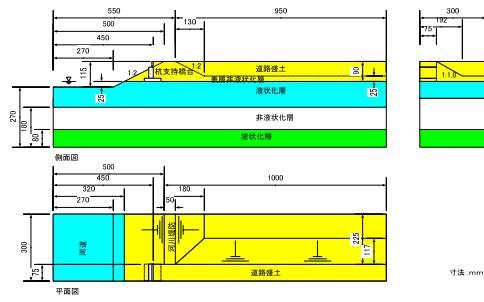
図-5 に、入力した地震動の時刻歴を示す。Step 1 では、内陸直下型を想定した地震動を、Step 2 ではプレート境界型を想定した地震動を入力し、また、上部構造のある Case6 では地盤の大変形の状況を確認するため、Step3 として周波数 50Hz の正弦波 20 波による加振を行った。Case 2 と Case7 と Case8 を比較することにより、橋台の基礎形式の影響を、Case 2 と Case6、および Case7、Case8 と Case10 を比較することにより、上部構造の影響を調べることができる。なお、以下の実験結果については Step1 加振での結果を中心に紹介する。



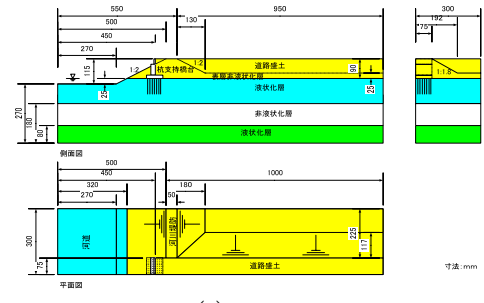
(a) Case2



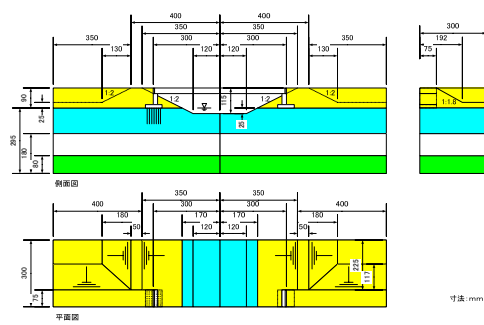
(b) Case6



(c) Case7



(d) Case8



(e) Case10

図-1 模型地盤概要

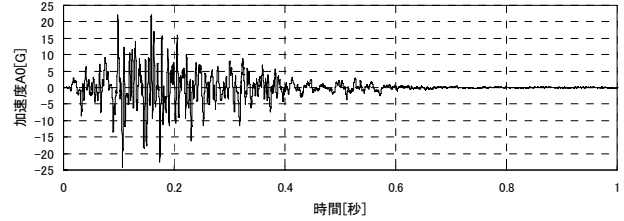


図-2 入力地震動波形の例

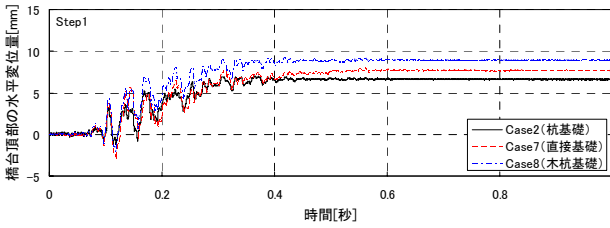
## 2.2 実験結果

まず、橋台の基礎形式が橋台の変状に与える影響を示し、ついで橋台の上部構造の影響について示す。

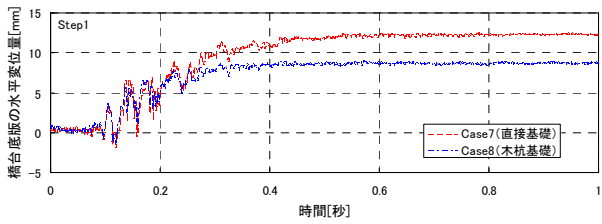
### 2.2.1 橋台の基礎形式の影響

図-3に Case2 (杭基礎)、Case7 (直接基礎)、Case8 (木杭基礎) の Step 1 加振における橋台の頂部と底版の水平変位、沈下、回転角、およびそこから離れた地点の土堤の水平変位下の時刻歴を示す。計測位置は図-1に示されており、橋台の沈下は、橋台の頂部で計測されているものであり、橋台底版の水平変位は橋台上部の水平変位と沈下より算出したものである。なお、橋台および堤防の水平変位は河道側への変位を正、橋台の回転角は橋台が河道側へ傾くのを正としている。

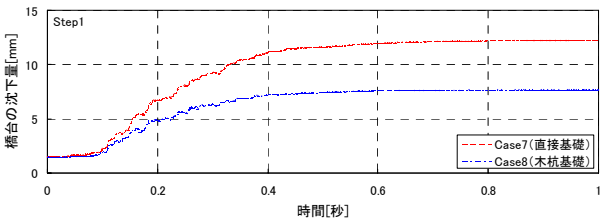
図 3(a)の橋台の水平変位について見ると、杭基礎により支持された Case2 で水平変位は最も小さく、木杭基礎により支持された Case8 で水平変位は最も大きくなっていった。木杭があることにより橋台の永久変位が大きくなるように見えるが、図 3 (d)より、これは直接基礎の Case7 では橋台の河道とは反対側への回転が大きいためであり、図 3(b)より、木杭基礎の Case8 の方が橋台底版での水平変位が小さくなっており、木杭は橋台の水平変位抑制に効果があることが分かる。また、図 3(a)、(b) および(e)より、橋台と堤防の水平変位量を比較すると、杭基礎により支持された Case 27 では、橋台の水平変位が堤防の水平変位よりも小さくなっていった。これは、杭基礎の場合は、非液状化層および支持層まで根入れされた鋼管杭が液状化層の流動力に抵抗するためと考えられる。これに対し、直接基礎の Case7 では、前述の通り、橋台の回転角が大きいため橋台頂部の水平変位は堤防の水平変位よりも小さいが、橋台底版の水平変位は堤防の水平変位よりも大きくなっていった。このことから、直接基礎の橋台は、液状化層の流動力は受けにくい、液状化層の単純せん断変形の影響が大きいものと考えられる。また、木杭基礎の Case8 では、いずれの水平変位も同程度の値となっており、杭基礎ほどではないものの、橋台の変位を抑制する効果があるものと考えられる。



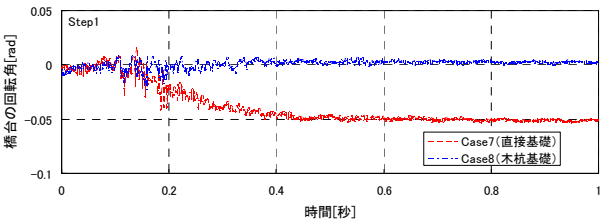
(a) 橋台頂部の水平変位の時刻歴



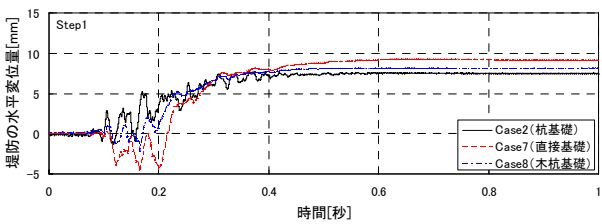
(b) 橋台底版の水平変位の時刻歴



(c) 橋台の沈下の時刻歴



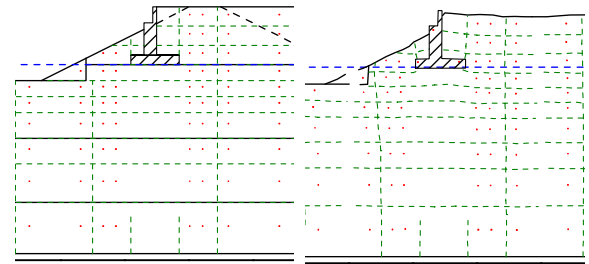
(d) 橋台の回転角の時刻歴



(e) 堤防の水平変位の時刻歴

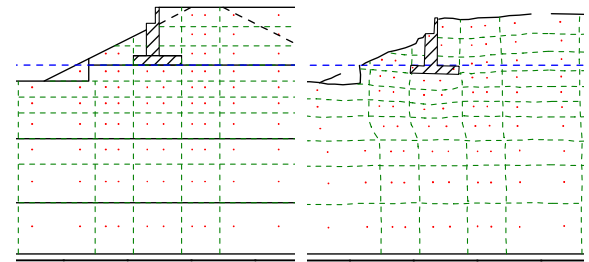
図-3 基礎形式の異なる実験ケースの時刻歴

次に、図 3(c)と(f)の橋台および堤防の沈下について見ると、堤防の沈下量はいずれのケースも同程度であるが、杭基礎に支持された Case2 および木杭基礎に支持された Case8 では、橋台の沈下量はほぼ同程度であるのに対し、直接基礎の Case7 では、木杭基礎の Case8 と比較して約 2 倍の橋台の沈下量となっていた。また、図 4 に示す加振前後の地盤の変形状況より、杭基礎により支持



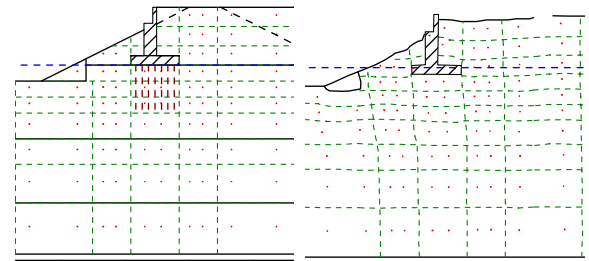
(a) Case2 加振前

(b) Case2 加振後



(c) Case7 加振前

(d) Case7 加振後



(e) Case8 加振前

(f) Case8 加振後

図-4 加振前後の地盤の変形状況

された Case2 では、橋台躯体の沈下はほとんど生じていないことが分かる。このことから、橋台躯体の沈下は液状化層の体積圧縮と橋台躯体の自重の影響を受けやすく、支持層まで杭基礎を根入れすることにより橋台躯体の沈下を効果的に抑制できるものと考えられる。また、杭基礎ほどではないものの、木杭基礎の場合についても橋台躯体の沈下抑制効果があるものと考えられる。

### 2.2.2 上部構造の影響

図-5 に Case2 と Case6 (杭基礎)、Case7 と Case10 右側 (直接基礎)、Case8 と Case10 左側 (木杭基礎) の Step 1 加振における橋台の水平変位の時刻歴を示す。なお、橋台の水平変位は河道側への変位を正としている。また、図-6 に橋桁の有る模型で実験を行った Case6 および Case10 の Step3 加振後の模型の写真を示す。図中の破線は加振前の橋台躯体の位置を示しており、実線は加

振後の橋台躯体の位置を示している。

図-5の橋台の変位の時刻歴より、杭基礎、直接基礎、木杭基礎のいずれのケースについても、上部構造を有するケースで橋台の変位量の絶対値が小さくなっていた。また、杭基礎に支持された橋台は、上部構造の有無にかかわらず、橋台上部が河道側に変位したのに対し、直接基礎および木杭基礎の橋台は、上部構造が無い場合は橋台上部が河道側に変位したが、上部構造が有る場合は橋台上部が河道と反対側に変位していた。図-6に示す加振後の写真より、杭基礎に支持された橋台の下部は、ほとんど変位していないのに対し、木杭基礎および直接基礎の橋台の下部は、河道側へ大きく変位している様子が見られる。これは、上部構造により橋台上部の動きがある程度拘束され、橋台上部の変位が抑制されるのに対し、橋台下部は上部構造の影響よりも支持形式の影響が大きく、特に木杭基礎や直接基礎の橋台下部は液状化層の流動や単純せん断変形の影響を受けやすいものと考えられる。

### 2.3 模型実験のまとめ

橋台の基礎形式や上部構造が橋台の地震時応答に与える影響について、遠心模型実験により検討した。その結果、杭基礎により支持された橋台は、液状化層の変状の影響を受けにくいのに対し、直接基礎の橋台は液状化層の流動、せん断変形、体積圧縮の影響を受けやすく、橋台の水平変位や沈下が生じやすいことが分かった。また、木杭基礎は、橋台底版の水平変位、橋台の沈下や回転を抑制する効果があることが分かった。また、上部構造は橋台上部の変位は抑制する効果が、橋台下部に与える影響は小さいことが分かった。

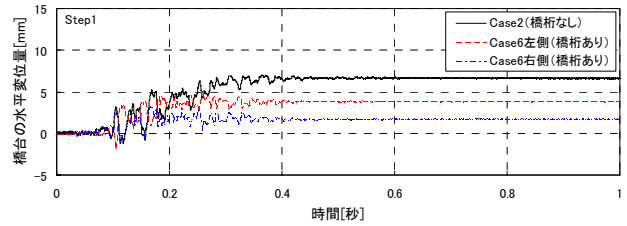
今後は、引き続き模型実験を行い、耐震補強された橋台の耐震性能について検討する予定である。

## 3. 橋台の地震時の永久変位の簡易計算手法の検討

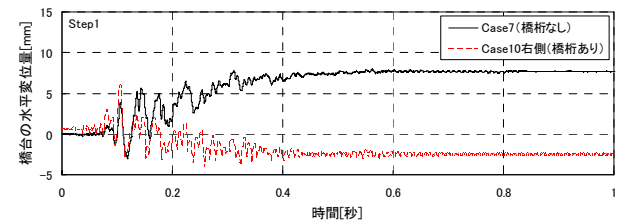
液状化地盤上の橋台の変位量を算出するための簡易モデルを構築し、動的有限要素解析や模型実験の結果との対比を行い、簡易モデルの適用性について検討した。

### 3.1 簡易モデルの概要

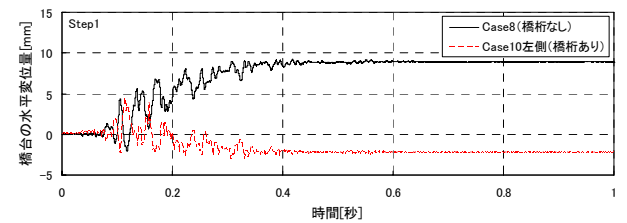
実際の橋台やその周辺地盤の地震時の応答は複雑なものであるが、模型実験の結果より、簡易変位算出モデル作成に先立ち、次のような仮定を行った。すなわち、直接基礎の橋台の場合は、図7に示す土台のようなものに橋台が支持されているものと考え、橋台直下地盤は完全液状化せず、橋台の水平変位は直下地盤の単純せん断変



(a) Case2 と Case6 の橋台の水平変位の時刻歴



(b) Case7 と Case10 の橋台の水平変位の時刻歴



(c) Case8 と Case10 の橋台の水平変位の時刻歴

図-5 上部構造の異なる実験ケースの時刻歴



(a) Case6



(b) Case10

図-6 加振後の橋台の変位状況

形により発生し、橋台の沈下は橋台躯体の自重による直下地盤の沈下により発生する。また、杭基礎形式の橋台の場合は、橋台の沈下は無視し、橋台の水平変位は橋台躯体へ作用する水平力と杭に作用する流動力により発生する。

上記のような仮定に基づき、橋台の変形に寄与する荷重として、①支承反力、②橋台躯体の自重・慣性力、③

橋台背面に作用する土圧、④裏込め土の存在により橋台前後で土圧が異なることにより生じる偏載荷重、⑤基礎地盤の液状化による土圧係数の増大に伴う土圧の変化、の5つを考慮してモデルの構築を行った。

図8に直接基礎の橋台のモデルの概要図を、図9に杭基礎形式の橋台のモデルの概要図をそれぞれ示す。これらの図に示すモデルより、直接基礎の橋台の水平変位量 $u_0$ および沈下量 $w_0$ は、

$$u_0 = \frac{h}{2G(B+h/2)(L+h/2)}(2H+pBh)$$

$$w_0 = \frac{h}{3G} \left\{ \frac{1}{(B+h/2)(L+h/2)} V - q \right\}$$

となり、杭基礎の橋台の水平変位量 $u_0$ は、

$$u_0 = \frac{1}{24EI} \left\{ 2C_H \left( \frac{H}{n_p} \right) + C_p p D h \right\}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad C_H = \left( \frac{1}{\beta} + h \right)^3 + 2 \left( \frac{1}{\beta} \right)^3$$

$$C_p = \left\{ 3 \left( \frac{1}{\beta} \right)^2 + 3 \frac{1}{\beta} h + h^2 \right\} \left( \frac{1}{\beta} + h \right) + 3 \left( \frac{1}{\beta} \right)^3$$

となった。ただし、 $L$ は橋軸方向の橋台の底版幅、 $B$ は橋軸直角方向の橋台底版幅、 $G$ は土台のせん断剛性係数、 $k_H$ は非液状化層の水平地盤反力係数、 $D$ は杭径であり、 $\tan \omega = 2$ と仮定した。これらの式を用いて、基礎の剛性を表す $G$ および $\beta$ をパラメータとして、平成18年度に実施した動的有限要素解析結果や平成18年度および19年度に実施した模型実験結果に基づいてキャリブレーションを行った。

### 3.2 キャリブレーション結果

まず、直接基礎の橋台の水平変位および沈下に関するキャリブレーション結果を示し、ついで杭基礎橋台の水平変位に関するキャリブレーション結果を示す。

#### 3.2.1 直接基礎橋台

直接基礎橋台の場合、簡易変位算出モデルで用いられるせん断剛性 $G$ は、液状化層の代表初期せん断剛性、地震動、直接基礎直下地盤の軟化の程度に依存することが想像される。そこで、地震動に関するパラメータをArias Intensity  $I_a$  ( $= \int_0^\infty \{a(t)\}^2 dt$ ) とし、地盤の軟化の程度に関するパラメータを液状化層中央における液状化強度

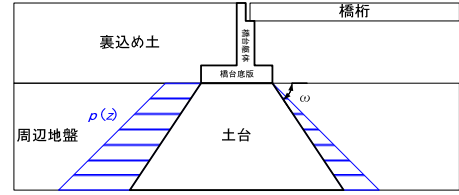
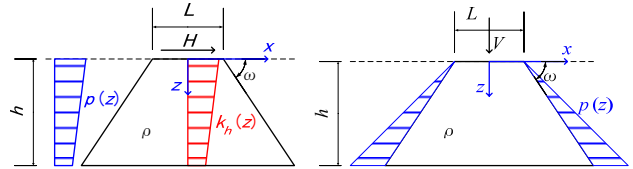


図-7 直接基礎橋台とその周辺地盤の概略図



(a) 水平変位算出のモデル (b) 沈下量算出のモデル

図-8 直接基礎橋台のモデルの概略図

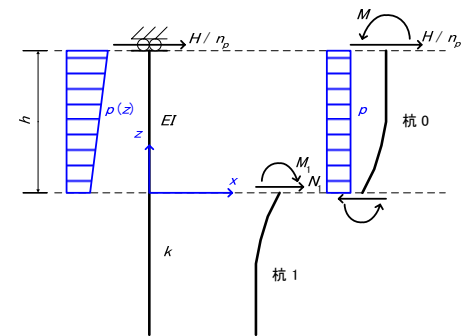


図-9 杭基礎橋台のモデルの概略図

比 $R_L$ として、フィッティングにより、これらの値を用いて正規化せん断剛性 $G/G_0$ を求めるための経験式が、

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(1+I_a^2/50)(1+0.6/R_L^2)}$$

として得られた。

この経験式より得られた液状化層厚 $h$ により正規化した橋台変位の予測値と実測値の比較を図10に示す。水平変位については、いくつかのケースで過小評価となっていたが、橋台水平変位の予測に用いるせん断剛性は上記の式により概ね推定できるものと考えられる。一方、沈下量については、数値解析結果は過大評価、模型実験結果は過小評価となる傾向が見られた。これは、模型実験では橋台が基礎地盤にめり込むことにより沈下量が大きく発生しているのに対し、数値解析ではこのような挙動が再現できないためであると考えられる。

#### 3.2.2 杭基礎橋台

杭基礎橋台の場合、 $\beta$ は非液状化層の水平地盤反力係数 $k_H$ で決定し、直接基礎橋台の場合と同様に、 $k_H$ は液状化層の代表初期せん断剛性、地震動、直接基礎直下地盤の軟化の程度に依存することが想像される。そこで、直接基礎橋台の場合と同様に、フィッティングにより、Arias

Intensity  $I_a$ 、液状化強度比 $R_L$ を用いて正規化地盤反力係数を求めるための経験式が、

$$\frac{k_H}{k_{H0}} = \frac{1}{\left(1 + I_a^4 / 1000\right) \left(1 + 0.0003 / R_L^4\right)}$$

として得られた。

この経験式より得られた液状化層厚 $h$ により正規化した橋台変位の予測値と実測値の比較を図 11 に示す。遠心模型実験の結果についてはやや過小評価となっているが、橋台水平変位の予測に用いる地盤反力係数は上記の式により概ね推定できるものと考えられる。

### 3.3 簡易計算手法検討のまとめ

液状化地盤上の橋台の地震時の簡易変位量計算手法について、有限要素解析結果および模型実験結果との対比により検討した。その結果、模型実験の結果については過小評価する傾向が見られたが、橋台の変位量を概ね推定できる簡易計算手法を提案した。

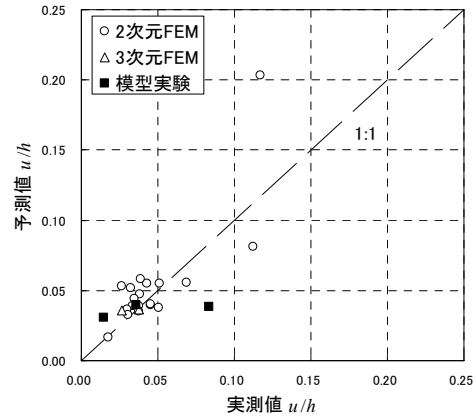
今後は、他の実験ケースや実被害事例とのキャリブレーションを行う予定である。

### 4. まとめ

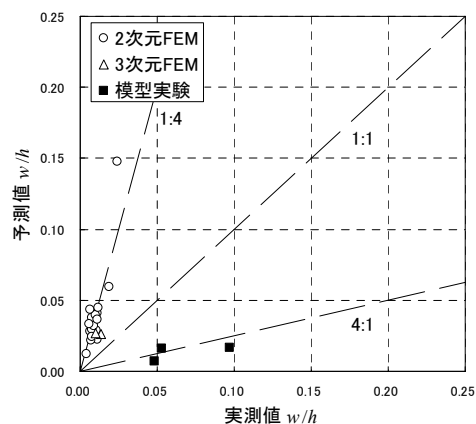
本研究は、液状化に対する橋台の耐震診断を可能にする合理的な永久変形量評価手法を提案し、これを活用した既設橋台の過大な変位を抑制する地盤改良や構造的補強による耐震補強技術の合理的な選定・性能評価手法を提案することを目的としている。2 年目である平成 19 年度は、遠心模型実験により橋台の基礎形式や上部構造が橋台の地震時応答に与える影響について明らかにするとともに、有限要素解析結果および模型実験結果との対比により橋台の地震時の簡易変位量計算手法の提案を行った。今後は耐震補強された橋台の耐震性能を模型実験により把握するとともに、簡易変位量予測手法の実被害事例への適用性について検討する予定である。

### 参考文献

- 1) Takahashi, A., Sugita, H. & Tanimoto, S.: Forces acting on bridge abutments over liquefied ground, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (accepted as of 22 Dec. 2006.)
- 2) 高橋章浩、杉田秀樹、谷本俊輔: 液状化地盤上の橋台の 3 次元動的有限要素解析、土木技術資料、Vol.48、No.4、22-27、2006.
- 3) Takahashi, A., Sugita, H. & Tanimoto, S.: Centrifuge model tests on abutments of river-crossing bridge on



(a) 水平変位量



(b) 沈下量

図-10 直接基礎橋台の予測値と実測値の比較

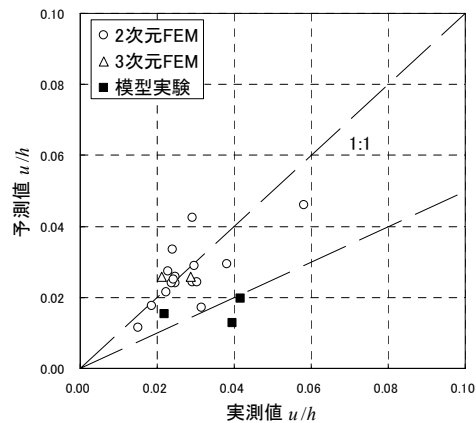


図-11 杭基礎橋台の予測値と実測値の比較

liquefiable soils, *Proc. 4th International conference on earthquake geotechnical engineering*, Thessaloniki, Greece, 2007.

- 4) Martin, G.R., March, M.L., Anderson, D.G., Mayes, R.L. & Power, M.S. 2002. Recommended design approach for liquefaction induced lateral spreads, *Proc. 3rd National seismic Conference and workshop on*

*bridges and highways*, MCEER-02-SP04, Buffalo,  
NY.

## SEISMIC RETROFITS FOR BRIDGE ABUTMENTS OVER LIQUEFIABLE GROUND

**Abstract:** Aim of this project is to develop methods for seismic performance assessment bridge abutment considering displacement demands and seismic retrofits for bridge abutments over liquefiable ground under strong earthquake motions. In the second fiscal year of the project, influences of the type of bridge abutment foundation on seismic response of bridge abutment were revealed by means of dynamic centrifuge model tests. Moreover, a simple prediction method for permanent deformation of bridge abutment after an earthquake was suggested by calibrating results of FE analyses and centrifuge model tests. Further model tests will be conducted in order to investigate seismic performance of retrofitted bridge abutment. Moreover, applicability of a simple prediction method for permanent deformation of bridge abutment to actual cases will be investigated.

**Key words:** bridge abutments, liquefaction, centrifuge model tests, prediction method for permanent deformation