地震時に側方流動の影響を受ける軟弱粘性土 地盤上の橋台の挙動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 専門研究員 (〒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 主任研究員 (同上) 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 耐震研究監(同上) E-mail: kiriyama-t673bs@pwri.go.jp

本研究では、既設道路橋の耐震性評価に関する知見を提供するため、粘性土層の厚さ・強度や杭間隔を 実験パラメータとして動的遠心模型実験を実施し、軟弱粘性土地盤上に設置された道路橋の橋台の地震時 挙動を調べた。橋台の全体挙動として、粘性土層の側方流動により桁とたて壁が衝突し、たて壁や杭の前 面側に引張力、桁に圧縮力が発生することが分かった。いずれのケースにおいても、加振中に側方流動に よる杭の土圧が大きくなり、杭に大きな曲げモーメントが発生し、両者がほぼ同時にピーク値を示した。 加振終了後も、杭断面に大きな断面力が作用し、側方流動の影響が大きく残留することも確認された。

Key Words: bridge abutment, soft clay ground, lateral flow, dynamic centrifuge model test, seismic performance evaluation

1. はじめに

1964 年新潟地震や 1995 年兵庫県南部地震において、 数多くの土木構造物は地盤の液状化により大きな被害を 受けた。それに対して、さまざまな構造物を対象に,液 状化の判定や対策に関する研究が行われてきた。土木研 究所においても、既設道路橋の橋台を対象として遠心模 型実験や振動台模型実験により、液状化の側方流動の影 響を受けた橋台の耐震性評価や耐震補強に関する研究を 行ってきた¹⁾。一方で、2011 年東北地方太平洋沖地震^{21,} ³⁾や 2016 年熊本地震において、軟弱粘性土地盤の側方流 動による道路橋の被害事例が確認された(**写真-1**)。

軟弱粘性土地盤上に設置された道路橋に対して、桁と たて壁間の遊間が小さく、側方流動により上部構造と橋 台の衝突が発生しやすいと考えられる。この場合、橋台 基礎等の部材に発生する断面力の大きさや分布は、設計 上想定した上部構造の慣性力のみが作用する場合と異な り、想定外の荷重で橋台基礎が破壊する可能性が高い。 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することも想定される。膨大な数の 既設道路橋に対して、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、このような被害を減らす ことが非常に重要であると考えられる。そのため、地震 時の粘性土層の側面流動による影響を合理的に評価する ことは、既設道路橋の耐震性評価や耐震補強において、 液状化と同様に重要な課題であると考えられる。

本報では、軟弱粘性土地盤上に設置された既設道路橋 を対象に、動的遠心模型実験により地震時の側方流動に よる橋台の挙動を調べるとともに、今後の既設道路橋の 耐震性評価に関する考察を行った結果について報告する。



写真-1 橋台杭基礎の破壊事例²⁾

2. 動的遠心模型実験の概要

(1) 実験ケースの設定

本実験は、杭基礎に支持される可動支承側の逆 T 式 型橋台を対象に行った 1/75 模型スケールの動的遠心模型 実験である。ただし、桁と橋台の境界条件である可動支 承は、模型実験において完全に再現せずに、粘性土層の 側方流動により橋台が前面に移動できるように、桁と橋 台模型の間に遊間を設けた。また、H29 道示⁴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-I-I-3 を相似則に基づいて補正した波形を入力地震動とし た。表-1 に示す実験ケースは、ケース1を基準ケースと し、粘性土層の厚さ・強度及び杭間隔を実験パラメータ とした。全ケースにおいて、背面盛土や支持層の厚さ・ 材料は同一である。

(2) 地盤模型

a) 構成

基準ケース1を例として実験模型の概要を図-1に示す。 各ケースにおける背面盛土と支持層は宇部珪砂6号を用 いて作製し、背面盛土は相対密度 Dr=80%で層厚 160mm、 支持層は相対密度 Dr=90%で層厚 80mm とした。

また、基準ケース1とケース4の粘性土層は、カオリ ンで作製し、層厚を160mmとした。ケース3において、 粘性土層は、同様にカオリンで製作したが、層厚を 240mmとし、基準ケース1の約1.5倍である。一方で、 ケース2の粘性土層は、基準ケース1と同様な層厚で、 力学特性が大きく異なるスミクレーで製作した。実験の 終了後に、橋台前面地盤から採取した試料で行った地盤 材料試験の結果を表-2に示す。スミクレーは、カオリ ンより圧縮性が低く圧密降伏応力が非常に大きいことや、 せん断強度が高いことがわかる。

	地盤条件			杭						
ケース	背面盛土の厚さ	粘性土層の厚さ	支持層の厚さ	間隔	直径	木粉				
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
1		160(カオリン)								
2	160 (宇部珪砂 6 号)	160 (スミクレー)	80 (宇部珪砂6号)	35	14	3×4				
3		240(カオリン)								
4		160(カオリン)		50	20	2×3				

表-1 実験ケース(模型スケール1/75)



図-1 地盤模型の構成・計測項目及び計測位置(基準ケース1、模型スケール1/75)

地盤	材料試験	カオリン	スミクレー				
口应	圧縮指数 c_c	0.336	0.195				
武験	E密降伏応力 (kN/m ²)	66.9	375.0				
圧密排水	粘着力 <i>c</i> (kN/m ²)	13.3	46.1				
二晌注袖	内部摩擦角 φ (°)	9.2	16.7				

表-2 粘性土の力学特性

b) 製作順序

各実験ケースにおいて、同一の剛土槽内に(内法寸法:1500mm×30mm×500mm)同様な順序で地盤模型を 作製した。まず、所定厚さで支持層を製作した。次に、 杭模型を土槽に設置・仮固定した上で、支持層の上に粘 性土材料を投入した。75G場(遠心加速度の上昇速度 0.1G/分)で75kPa程度の上載荷重を与えた状態で、90% 圧密に達したことを確認した。その後、粘性土層を1G 場で所定厚さまで整形し、たて壁やフーチングを設置し た後に背面盛土を製作した。最後に、加振前に再び75G 場で90%圧密に達するまで圧密を行った。

c) 計測項目

図-1 に示すように、橋台の前背面地盤において、加速度計や変位計などの計測センサーを設置した。また、前背面地盤に色の異なる棒状粘土などを埋めることにより(設置位置は図-6参照)地盤の残留変形を観察した。なお、本論文では、図-1に計測センサー名を表記された計測項目を中心に、実験結果を分析する。

(3) 橋台模型

図-1 に示すように、土槽壁面の影響を軽減するため、 実験対象となる中央橋台模型の両側にダミー橋台を設け た。また、中央とダミー橋台模型の間、ダミー橋台模型 と土槽壁の間に、摩擦軽減材(厚さ 5mm)も設置した。

a) たて壁・フーチングの詳細

たて壁とフーチング模型の詳細を図-2 に示す。全ケ ースとも、たて壁とフーチングの大きさは、それぞれ 160×140、105×140mm である。なお、全てのケースに おいてたて壁とフーチングの材質はアルミニウムとした。

b) 杭の詳細

ケース 1~3 における杭模型は、図-2 に示すように、3 ×4 列で直径が 14mm である。一方で、ケース 4 におけ る杭模型は、2×3 列で直径が 20mm である。なお、全 てのケースにおいて、杭をアルミ製パイプより製作し、 フーチングと剛結させた。また、直径が異なる二種類杭 の引張材料試験の結果を表-3 に示す。

杭の軸力や曲げモーメントを算定するため、図-2 に 示す計測対象杭の内側にひずみゲージを設置した。杭1 本あたりの計測深度は、図-3 に示すように、ケース1、 2、4において7点、ケース3において8点とした。



図-2 竪壁・フーチング模型の詳細(模型スケール1/75)

表-3 杭模型の引張材料試験

	降伏強度※	降伏ひずみ	ヤング率				
	(N/mm^2)	(μ)	(kN/mm ²)				
杭径 φ = 14mm、厚さ t=1mm							
No.1	195.8	4879	69.7				
No.2	195.2	4853	68.4				
No.3	199.0	4853	69.5				
平均	196.7	4862	68.9				
杭径φ=20mm、厚さt=1.5mm							
No.1	198.5	4954	67.6				
No.2	198.8	4939	67.5				
No.3	3 197.3 4920 67.6		67.6				
平均	198.2	4938	67.6				

※ 明瞭な降伏棚がないため、降伏強度を 0.2%耐力 とする。



図-3 杭模型のひずみゲージの位置(模型スケール1/75)

(4) 実験方法

75G場において粘性土層が90%圧密に達した後、まず、 遠心力を除荷して桁の遊間を約 lmmまで調整した。次に、 遠心加速度を75Gまで上昇し、間隙水圧が遠心力を除荷 する前とほぼ等しくなるまで粘性土層を続いて圧密させ た。最後に、土槽底面が非排水条件で加振を行った。た だし、加振装置の容量に合わせて、前述した入力地震動 の加速度振幅を80%まで低減した。

3. 動的遠心模型実験の結果と考察

以降に示す数値は、相似則に基づき実物スケールに換 算した値である。

(1) 前背面地盤の応答加速度

粘性土層の材料強度が異なる基準ケース1とケース2 を例として、土槽底面からの入力地震動と粘性土層の中 央位置の応答加速度の時刻歴を図4に示す。背面地盤 の粘性土層の応答加速度は、基準ケース1とケース2と もに、全時刻にわたって入力地震動に対してやや増幅し ている。それに対して、前面地盤の粘性土層の応答加速 度は、75秒付近以降で著しく減衰していることがわか る。ケース2においても、時刻はやや異なるものの、前 面地盤の応答加速度に明瞭な減衰が見られる。これらは いずれも、粘性土層が繰返しせん断に伴う剛性低下を生 じたことを示すものであり、有効拘束圧が小さい前面地 盤において、その影響が顕著に現れたものと解釈される。

なお、ケース3と4の地盤の応答加速度は、以上と同 様な変化傾向を有し、前面の粘性土層に減衰が見られる。

(2) 前背面地盤の応答変位

a) 地盤変位の時刻歴

基準ケース1を例として、前背面の地表の水平変位や 沈下量の変化過程(計測位置は図-1 参照)を図-5 に示 す。同図より、加振前の圧密過程において前背面の地表 に水平変位や沈下が発生したことがわかる。また、各計 測位置の水平変位や沈下は、加振中に入力地震動の増加 とともに大きくなったことがわかる。粘性土層の側方流 動の影響により、加振中に橋台に近い前面地盤の水平変 位 DG3-H と背面地盤の鉛直変位 DG2-V は、他の計測位 置より大きい。加振終了後、いずれの計測位置において も加振によって生じた変位がほぼそのまま残留した。

b) 地盤の残留変位

加振終了後に、基準ケース1を例としてスケールで計 測した地盤の残留変位を図-6 に示す。同図の(a)、(c)に 示すように、桁を設置していないダミー橋台の水平残留 変位が中央橋台より明らかに大きく、桁が橋台の水平変 位を抑制したことが分かる。背面地盤は、図-6(b)、(c) に示すようにフーチング中心から約 30m 範囲において ほぼ一様に沈下した。また、前背面地盤における粘性土 層の水平残留変位(図-7)は、両者ともフーチング中心 から離れるほど残留変位が小さくなる傾向が見られる。 フーチング中心に近い位置の水平残留変位は、前背面の 粘性土層においてそれぞれ約 1.65 と 0.75m で、杭径の約 1.57 と 0.71 倍となり、軟弱粘性土地盤の側方流動により 大きな水平変位が発生したことがわかる。

なお、他のケースにおいて、地盤変位の変化過程や残 留変位は、ケース1と同様な実験結果を有した。



乾麺(初期位置) 乾麺(加振後位置)



(c) 加振後の地盤の変形様子

カオリン



(3) 橋台に作用した土圧と各部の断面力の時刻歴

基準ケース1を例として、計測したひずみより算定し た桁端部の軸力、たて壁の土圧 EW1~3、たて壁基部の 曲げモーメント、及び菊池の方法⁵で求める杭断面(フ ーチング底面から 6.75m 離れた位置)の作用土圧と曲げ

モーメントの時刻歴を図8 に示す。同図より、桁端部 の軸力やたて壁基部・杭のモーメント、及びたて壁・杭 の土圧は 35 秒付近で増加し始縮モニトがわかる。入力 地震動のピーク付近にあたる 90 秒付近では、各部の土 圧や断面力がほぼ同時に最大値を示している。加振中に たて壁や杭の前面側に引張力、桁に圧縮力が作用した。 加振終了後にも、橋台の断面力が大きく残留した。 橋台と地盤の変状(GaseSA)間の時刻歴を拡大すると、橋台の各部 の断面力と土圧はほぼ同時にピークになった。加振中に、

桁端に近い EW1 や EW2 の土圧が相対的大きいことがわ かる。つまり、桁との接触位置に近い浅部において、た て壁と背面盛土の間に大きな相対変位が生じることで、 極めて大きな土圧が発揮されたものと考えられる。また、 土圧の計測結果より算定した EW1 における土圧係数は 約 10 となる。

図-6 地盤変位の概要(基準ケース1)



図-8 橋台の土圧と各部の断面力の時刻歴(基準ケース1)

更に、加振前(0s)と加振中(91.725s)の杭の土圧分布 を図9に示す。後列・中列杭は、加振前に杭の中央付近に 前面向きの土圧が作用したことに対して、加振中の土圧が 大きくなったことがわかる。また、前列杭は、加振前に杭 の下部に背面向きの土圧が作用したことに対して、加振中 に逆方向の土圧が中央付近に作用することもわかる。



なお、他のケースにいて、橋台の土圧と断面力の変化 傾向は、以上と同様な実験結果を有することが確認でき た。

(4) 橋台の応答変位・回転角

基準ケース1を例として加振中に橋台の応答変位の変 化を図-10に示す。加振前の圧密過程において橋台が前 傾しているのに対し、50秒付近から傾斜方向が逆転し ていることが分かる。その原因は、加振中に、桁とたて 壁が衝突したて壁の変位を抑制する一方で、粘性土層の 側方流動によりフーチングのみの水平変位が大きく増加 したことによるものと考えられる。他のケースにおいて、 橋台の応答変位も以上と同様な変化傾向を有した。

また、全ケースにおいて、フーチングの水平変位 DF-Hの比較を図-11に示す。加振中の水平変位の変化量について、粘性土層の層厚が大きいケース3は、基準ケース1よりやや小さい結果となった。その原因の一つは、粘性土層の層厚が大きい場合、最大水平変位の発生位置が地中部になることが考えられる。また、粘性土層の材料強度が高いケース2や杭間隔が大きいケース4は、基準ケース1と比べて水平変位の増加分が明らかに小さい。つまり、粘性土層が厚く強度が低い、杭間隔が小さい場合、地震時に側方流動により大きな変位が発生する可能性が高いと考えられる。

更に、たて壁の水平変位 DW-H1 と DW-H2 より求め た橋台の回転角を図-12 に示す。いずれの実験ケースに おいても、橋台の傾斜方向が逆転したため、橋台の回転 角は、加振と共に減少したことが分かる。また、加振中 に生じた橋台回転角の変化量の大小関係は、フーチング の水平変位 DF-H と同様な傾向を有した。



図-10 橋台の応答変位の時刻歴(基準ケース1)



図-11 フーチングの水平変位の時刻歴 (DF-H)



5) 杭の深さ方向の断面力の分布

各ケースにおいて、計測した杭のひずみデータに基づき、加振前(圧密終了後)、加振中の最大応答値及び加振終了後に着目して算定した杭の深さ方向の軸力・曲げモーメント分布を図-13に示す。

a) 加振前

全ケースにおける前列杭は、橋台が既に前面地盤側に 回転するため、中列・後列より大きな圧縮軸力が発生す る傾向がわかる。各ケースにおいて杭の中央付近断面の 曲げモーメントの作用方向は、前背面側の地盤から杭に 作用する土圧方向が逆であるため、後列杭が中列・前列 杭と異なる傾向が見られる。

各ケースにおいて、発生した軸力やモーメントの大き さは大きく異なり、杭本数が少ないケース4と粘性土層 が厚いケース3は他のケースより大きい傾向が見られる。

b) 加振中の最大値

全ケースにおける後列杭は、橋台が背面側に大きく回 転するため、前列・中列より大きな圧縮軸力が発生し、 加振前と逆な分布傾向が見られる。また、各杭の曲げモ ーメントは、深さ方向の分布がほぼ同様で、後列が前 列・中列よりやや大きい結果となる。いずれのケースに おいて、加振前と比べ、加振中に杭に大きな曲げモーメ ントが発生することがわかる。

各ケースにおいて、杭の軸力の大きさは、大きな違い が見られないが、杭の曲げモーメントの大きさは、大き く異なる。粘性土層のせん断強度が高いケース2におけ る杭の曲げモーメントは、基準ケース1と比べて小さい。 粘性土層が厚いケース3における杭の曲げモーメントは、 基準ケース1より大きい。杭径が大きいケース4は、杭 本数が少ないため、基準ケース1より大きな曲げモーメ ントが発生する。これらの実験結果から、既設橋台杭基 礎は、粘性土層が厚く強度が低い、杭本数が少ない場合、 地震時に側方流動により大きな曲げモーメントが発生す る可能性が高いと考えられる。

また、杭の最大モーメントの発生位置は、ケース 1、 2、4 において杭頭であるが、粘性土層が厚いケース 3 において中央付近となる。

c) 加振終了後

各ケースにおける杭の軸力や曲げモーメントは、加振 中の最大値と比べてやや小さくなるが、ほぼ同様な分布 と大きさを有する。つまり、側方流動の影響は、加振終 了後でも大きく残留することである。

4. まとめ

本研究では、軟弱粘性土地盤上に設置された既設道路 橋を対象に、模型スケール 1/75 の逆 T 型橋台の動的遠 心模型実験を行い、側方流動の影響による橋台の挙動を 調べた。得られた知見を以下にまとめる。

(1) 地震時に粘性土層の側方流動が発生する場合、 桁と衝突して橋台のたて壁の水平変位を抑制するため、 フーチング部分が前面側に大きく変位し、橋台に大きな 回転が生じたことが確認された。

(2) 粘性土層の層厚が厚い場合や強度が低い場合、 側方流動の影響によるフーチングの水平変位や橋台の回 転角は、相対的に大きかった。また、杭間隔が小さい場



図-13 杭断面の軸力とモーメントの分布

合、粘性土層の側方流動に対するすり抜け影響が大きい ため、相対的に大きなフーチングの水平変位と橋台の回 転角が発生した。

(3) 粘性土層の側方流動によりたて壁が桁と衝突 するため、橋台の前面側に引張力が発生し、桁に圧縮力 が発生した。また、橋台の各部の断面力と土圧はほぼ同 時にピーク値になったことがわかった。

(4) 杭の作用軸力は、加振中に後列杭が引張から 圧縮の状態に、前列杭が圧縮から引張の状態に変化し、 大きな変動軸力が発生したことが分かった。また、加振 中の各杭の曲げモーメントは、深さ方向にほぼ同様な分 布を有し、側方流動の影響で加振前より大きく増加し、 加振終了後にも大きく残留した。粘性土層の層厚が大き く強度が低い場合や杭本数が少ない場合、杭の曲げモー メントは相対的に大きいことも確認された。

今後、動的遠心模型実験より得られた知見に基づき、 再現解析より杭の作用土圧の設定や既設道路橋の耐震性 評価手法について引き続き検討する予定である。

参考文献

- 楊勇,谷本俊輔,河口大輔,桐山孝晴,大住道生: 液状化地盤における橋台杭基礎に作用する土圧のモ デル化と検証解析,第 22 回橋梁等の耐震設計シン ポジウム, 2019.
- 2) 七澤利明,河野哲也,坂下学:東北地方太平洋沖地 震により被災した橋梁の FEM 解析による被災メカ ニズムの推定,土木研究所資料第4367号,2018.
- 土木研究所:平成 23 年(2011年)東北地方太平洋沖地 震による.道路橋等の被害調査報告,土木研究所資料 第 4295 号, 2014.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp.76-80, 2017.
- 5) 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 BRIDGE ABUTMENT BEHAVIOR DUE TO EARTHQUAKE-INDUCED LATERAL FLOW OF SOFT CLAY GROUND

Yong YANG, Shunsuke TANIMOTO, and Takaharu KIRIYAMA

In this study, the behavior of bridge abutment subjected to the earthquake-induced lateral flow of soft clay ground was investigated for the seismic performance evaluation of existing road bridges. Specimens of bridge abutment were designed with the parameters including the thickness of soft clay layer, soft clay strength, and pile spacing. Four dynamic experiments were carried out under the centrifugal condition. When the collision occurred between gird and abutment wall due to the lateral flow of soft clay layer, the tensile force was generated at the front side of abutment and the compressive force in girder. It was confirmed that under the increasing earth pressure due to the lateral flow of soft clay, the large bending moment occurred on piles in each case. The bending moments reached their peak almost simultaneously with the acting earth pressure. Moreover, the influence due to the lateral flow still generated large bending moment acting on piles even after the experiment.