

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・谷本俊輔・桐山孝晴

1. はじめに

過去の地震において、地盤の液状化による橋梁の被害事例は広く知られているところであるが、平成23年東北地方太平洋沖地震では、軟弱粘性土地盤上の橋台についても基礎の損傷等の被害が確認されている^{1),2)}。

軟弱粘性土地盤上の橋台においても、液状化地盤の場合と同様、地震時に橋台たて壁や基礎に地盤の側方流動の影響が及ぶことが考えられる。また、大規模地震動を考慮した耐震設計がなされていない既設橋について考えると、これらの橋では桁の遊間が小さい場合が多いため、側方流動の影響により橋台が前面側に移動した際に、上部構造と橋台との接触が発生するおそれがある。このような接触が発生した場合、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地震による慣性力のみが作用する場合と異なるものと考えられるが、これらの事象に関する研究事例が少なく、軟弱粘性土地盤上に設置された既設橋台の地震時挙動には不明な点が多いのが現状である。

そこで、本研究では、軟弱粘性土地盤上に設置された既設道路橋の耐震性を合理的に評価するため、橋台を対象とした動的遠心模型実験を実施した。本報では、動的遠心模型実験より確認した既設橋台の地震時挙動の実験結果を報告する。

2. 動的遠心模型実験の概要

2.1 実験パラメータ

本実験は、杭基礎に支持される可動支承側橋台の1/75スケールの模型に対して、75Gの遠心力場で実施したものである。実施した一連の実験のうち、本報では、軟弱粘性土地盤の材料と層厚を変化させた3ケースの実験結果を示す。実験ケースを表-1に示す。そのうち、ケース1を基準ケースとする。なお、粘性土層に使用した材料について

は、カオリンに比べてスミクレーは圧縮性が低く、せん断強度が大きい点が特徴である。

橋台の地震時挙動に大きく影響する桁との境界条件である可動支承は、模型実験において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ることにより再現した。

また、入力地震動(図-1)は、H29道示³⁾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とした。

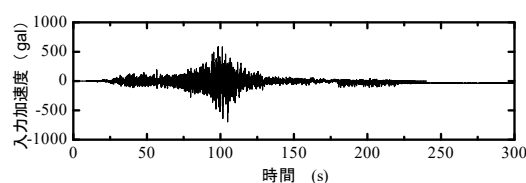


図-1 入力地震動 (2-I-I-3)

2.2 実験模型と計測

基準ケース1を例として実験模型の概要を図-2に示す。まず、剛土槽内に、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、支持層上に粘性土を投入し、上載荷重を与えた状態で75G場にて90%圧密に達するまで予備圧密を行った。その後、1G場において粘性土層を所定の高さで整形し、フーチング、たて壁、桁の設置および背面盛土の製作を行った。最後に、75G場において再び90%圧密に達するまで圧密を行い、加振を実施した。

また、たて壁およびフーチング模型の詳細と杭列配置を図-3に示す。いずれのケースもたて壁とフーチング模型の材質はアルミニウムとした。杭模型は、アルミ製パイプより製作しフーチングと剛結させた。

実験では、図-2に示す位置で地盤や橋台の加速度や変位などを計測した。

その他、杭の曲げモーメントを算定するため、図-3に示す計測対象杭の軸方向ひずみを計測した。ケース1と2は、杭ごとに7箇所断面にひずみ

ゲージを、ケース3は、杭ごとに8箇所の断面にひずみゲージを貼付した。貼付位置は、杭の曲げモーメント分布の算定結果に合わせて、後述した図-7に示す。

3. 動的遠心模型実験の結果と考察

以降に示す数値は、実物スケールに換算した値である。

3.1 地盤の応答変位

基準ケース1を例として、加振中における地表の水平変位および沈下量（計測位置は図-2参照）の時刻歴を図-4に示す。時刻0秒における計測値は、加振前の圧密段階で発生した地表の水平変位

や沈下を意味する。各計測位置における水平変位や沈下は、加振中の約50～100s間に大きくなったことがわかる。特に、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、加振中の増加量が他の位置に比べて最も大きい。また、加振終了後の約300秒に、いずれの計測位置においても加振中に生じた最大水平変位や沈下がほぼそのまま残留した。なお、この傾向はケース2、3においても同様であった。

3.2 橋台の応答変位

基準ケース1を例として、加振中における橋台の水平応答変位（計測位置は図-2を参照）の時刻歴を図-5に示す。各計測値の大小関係に着目する

表-1 実験ケース（模型スケール）

ケース	地盤条件				杭				
	背面盛土層厚(mm)	粘性土層		支持層層厚(mm)	間隔(mm)	直径(mm)	本数	杭長(mm)	根入れ(mm)
		層厚(mm)	材料						
1	160	160	カオリン	80	35	14	3×4	210	50
2			スミクレー						
3		240	カオリン					290	

※背面盛土と支持層は、宇部珪砂6号より製作した。

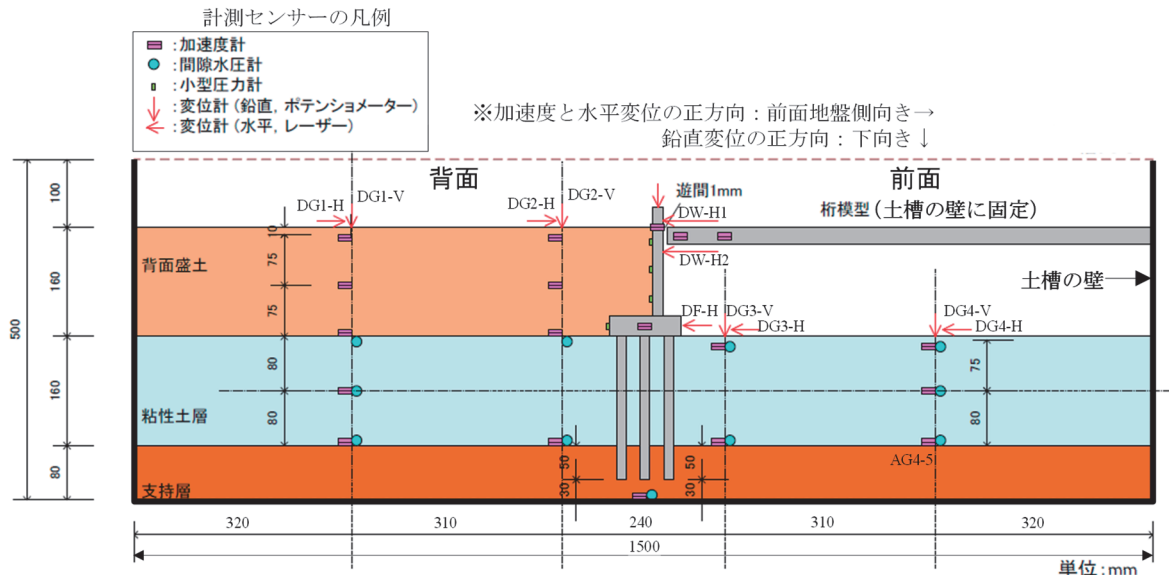


図-2 実験模型の断面図（基準ケース1、模型スケール）

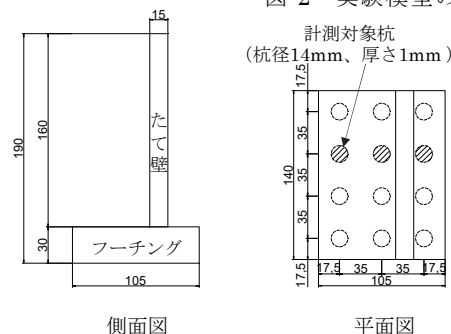


図-3 たて壁やフーチング模型の詳細と杭列配置（模型スケール）

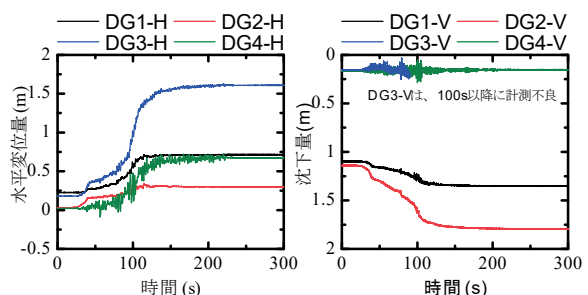
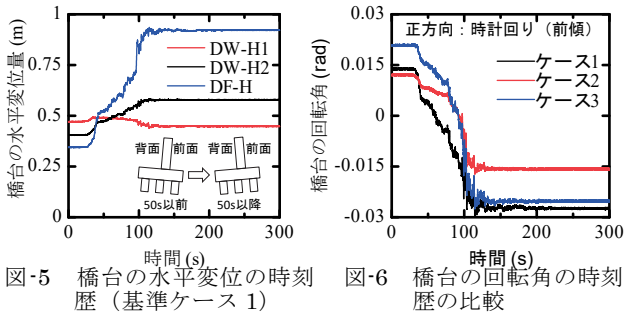


図-4 地表変位の時刻歴（基準ケース1）



と、0秒の時に加振前の圧密により橋台が既に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、たて壁の変位が桁との接触により拘束された状態で、粘性土層の側方流動によりフーチング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。この傾向は、ケース2や3においても同様である。

また、橋台の水平変位DW-H1とDW-H2より求めた各ケースにおける橋台の回転角を図-6に示す。せん断強度が高いスミクレーの粘性土層を有するケース2は、加振前に基準ケース1とほぼ同程度で前傾したが、加振中の回転角の変化量が明らかに基準ケース1より小さいことが分かる。また、粘性土層の層厚が大きいケース3は、加振前に基準ケース1より大きく前傾したが、加振中に基準ケース1より大きく逆方向に回転したため、加振中の回転角最大値が基準ケース1とほぼ同程度となった。加振終了後の約300秒に、いずれの実験ケースにおいても加振中に生じた橋台の回転角がほぼそのまま残留した。

3.3 杭の断面力分布

計測した杭の軸方向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曲げモーメント分布を図-7に示す。

全ケースにおいて、加振中における杭の曲げモーメントの最大値は、加振前と比べて明らかに大きい。加振終了後の杭の曲げモーメントは、加振中の最大値と比べてやや小さくなるがほぼ同様な大きさを有することが分かる。

全ケースにおいて、加振中における杭の曲げモーメントが最大値になる時に、前列・中列杭と比べて後列杭の断面に大きな曲げモーメントが作用する傾向が見られる。また、理論上、杭の曲げモーメント分布の2回微分（カーブの曲率）が分

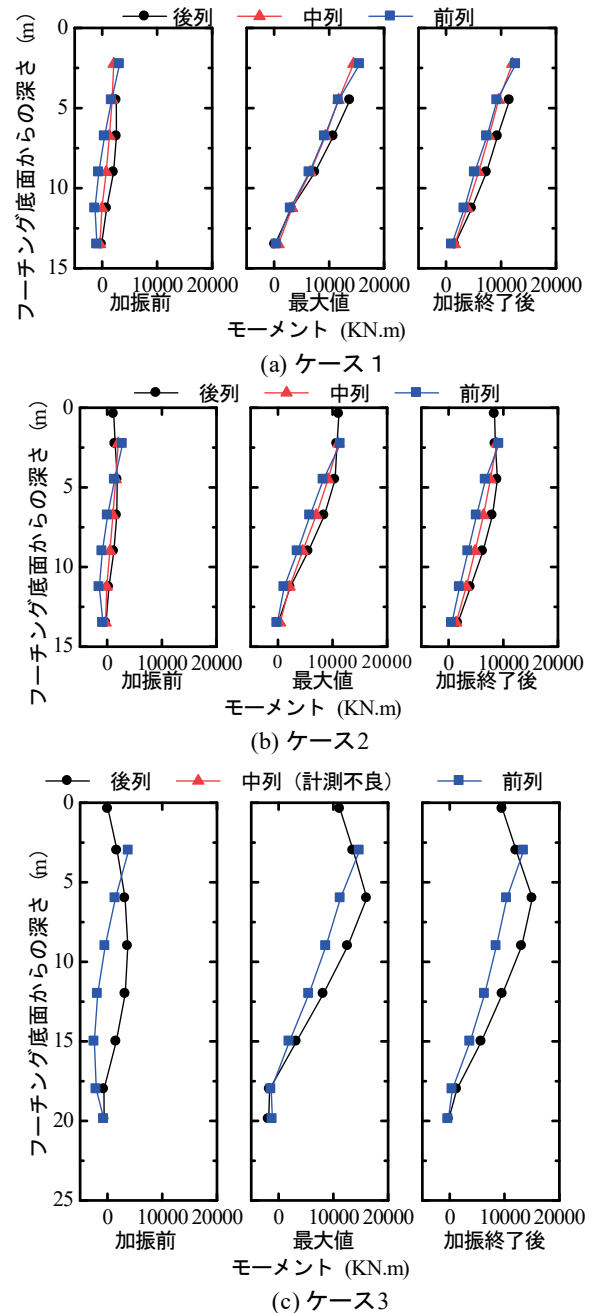


図-7 杭の曲げモーメント分布

布荷重と一致することを考慮すると、各ケース、各タイミングにおいて、後列杭には背面から前面に向かう方向の分布荷重、すなわち土圧が作用していることが分かる。特に、ケース2、3における後列は、フーチング底面からの深さが約5mの位置に大きな土圧が作用することがわかる。

また、加振中における杭の曲げモーメント最大値を比較すると、粘性土層のせん断強度が大きいケース2では、杭の曲げモーメントは、基準ケース1とほぼ同程度である。一方、杭の作用土圧は、ケース2が基準ケース1より大きい結果となる。これより、せん断強度が大きい粘性土層の場合は、

せん断強度が小さい粘性土層と比べて側方流動による杭の変形が小さいと考えられるが、杭の作用土圧が大きいため、せん断強度が小さい粘性土層の場合と同程度の杭の曲げモーメントが発生したことがわかる。

粘性土層が厚いケース3において、加振中の杭の曲げモーメント最大値は、基準ケース1とほぼ同程度となるが、杭の作用土圧は、特に中央付近に基準ケース1より明らかに大きい。ただし、ケース3における後列杭の曲げモーメント分布曲線の曲率に示すように、杭の全深さでなく局部的に大きな土圧が作用することがわかる。

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の橋台に対して、粘性土層の材料・層厚を実験パラメータとし、1/75模型スケールの動的遠心模型実験を実施した。地震時に側方流動の影響を受けた橋台の挙動を調べることで、既設道路橋の耐震性評価手法の構築に必要な基礎データを得た。得られた知見を以下にまとめる。

(1) 加振による粘性土層の側方流動が発生する際に、橋台に近い前面地盤の水平変位や背面地盤の沈下は、他の位置より明らかに大きい。加振終了後、加振によって生じた地盤変位がほぼそのまま残留した。

(2) 粘性土層の側方流動の影響を受ける既設橋台において、桁との接触により橋台のたて壁の水平変位を抑制する一方で、フーチング部分が前面側に大きく変位し、橋台が大きく回転したことが確認された。粘性土層のせん断強度や層厚が加振中の橋台の回転角に与える影響も確認された。

(3) 杭の曲げモーメントは、加振中に明らかに増加し、加振終了後にもほぼ減少することなく残留した。また、加振中に、後列杭が受けた土圧が前列・中列より大きいため、後列杭に発生した曲げモーメントが最も大きい。

(4) 粘性土層のせん断強度が大きいケースにおいて、杭に相対的に大きい土圧が作用するので、せん断強度が低いケースと比べて杭の曲げモーメントが同程度であったものの、杭により大きな土圧が作用することが確認された。

(5) 粘性土層の層厚が大きい場合、杭の曲げモーメントは、粘性土層の層厚が小さい場合と同程度になる可能性があるが、杭に局部的に大きな土圧が作用する。

今後は、本実験を対象とした再現解析等を通じて、側方流動の影響を受ける橋台への作用（土圧）や、これに対する耐荷機構についてさらなる検討を重ねることで、軟弱粘性土地盤上の既設道路橋の耐震性評価手法を構築していきたい。

参考文献

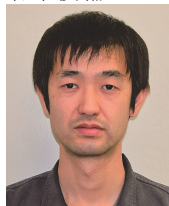
- 1) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告、国総研資料第814号/土木研究所資料第4295号、2014
- 2) 七澤利明、河野哲也、坂下学：東北地方太平洋沖地震により被災した橋梁のFEM解析による被災メカニズムの推定、土木研究所資料第4367号、2018
- 3) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、pp.76～80、2017

楊 勇



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 専門研究員、博士(工学)
Dr. Yong YANG

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、(併)構造物メンテナンス研究センター 主任研究員
TANIMOTO Shunsuke

桐山孝晴



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
KIRIYAMA Takaharu