

地盤と橋台の地震時応答に関する動的遠心模型実験

有馬 俊・澤田 守・谷本俊輔・大住道生

1. はじめに

平成29年道路橋示方書・同解説¹⁾(以下「道示」という。)において、一般的な条件下の橋台の設計では、経験的な評価(既往の被災事例)により橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動(以下「L2地震動」という。)に対する応答を直接算出せず、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動(以下「L1地震動」という。)に対して限界状態1(部分的にも損傷が生じておらず荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態)を超えない場合にL2地震動に対しても限界状態2(荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態)及び限界状態3(これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態)を超えないとみなす照査体系となっている。橋台の性能を合理的に評価するには、本来、実挙動に即した手法により体系化することが望ましい。しかし、橋台は橋梁下部構造と抗土圧構造の2つの性格を有し地震時挙動が複雑であることから、応答を直接算出するには未解明な点が多く残されており^{2),3)}、橋台の挙動を評価する標準的な方法を確立するには至っていない。また、大きな被災経験の少ない一般的な橋台は、L2地震時の橋台挙動の観測データや模型を用いた実験事例^(例えば4)も少ないのが現状である。

著者らは、橋台のL2地震時の応答を適切に算出し合理的に照査する方法の確立を目的として、動的遠心模型実験により橋台模型の地震時挙動の計測を行うとともに、計測した橋台模型の挙動の分析を行った。本稿では、表層の地盤条件をパラメータとした実験結果に基づき、橋台の挙動や作用する力等を分析した主な結果を報告する。

2. 実験の概要

橋台の挙動を把握する上では、橋台は抗土圧構

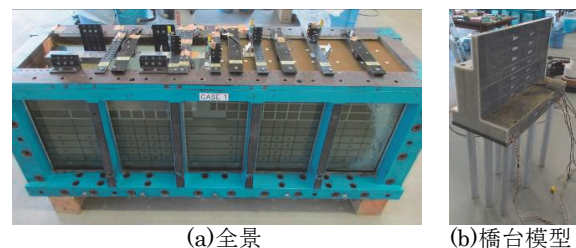
造物であることから地盤の挙動を適切に考慮する必要がある。土の挙動は自重による応力状態の影響を受けるため、自重に起因する影響を実物大と同じ状態にするように、縮尺模型の逆数倍の遠心加速度を作用させた状態で加振する動的遠心実験を行った。実験模型を写真-1に示す。1径間の単純桁の橋台を想定して、縮尺1/50倍の構造模型を土槽にセットするとともに地盤模型を作製した。

構造模型は、杭基礎の逆T式橋台模型、土槽に剛結した橋脚模型及び上部構造模型である。材料には、アルミニウムを用いた。上部構造の支持条件は、橋台側をピン固定、橋脚側を可動条件とした。

地盤模型は、実際に橋台が建設される状況を踏まえて、支持層、表層、盛土層の3層構成とした。支持層(杭先端の地盤)は、十分堅固な地盤を模擬するように砂質土を用いた。盛土層(橋台背面)は、道示⁵⁾より砂質土を締固めて作製されることが多いことから、砂質土を用いた。表層(杭先端からフーチング下面間の地盤)は、実際には建設地に依存するため多種多様な地層構成が存在する。本実験では、砂質土と粘性土の2ケースの条件とした(表-1)。

加振には、道示に規定されるL1地震動とL2地震動(タイプⅡ)を基盤面に引き戻した基盤波を続けて土槽底面に与えた。計測は、図-1に示すように、加速度計、変位計、ひずみ計、及び圧力計により計測するとともに、外観変状を確認した。

以降の整理では、L2地震動入力時を対象とし、各計測値は実物大に換算した値としている。また、



(a)全景

(b)橋台模型

写真-1 実験模型

表-1 実験ケースの代表諸元

本稿での呼称	盛土層	表層	杭の肉厚
砂質土のケース	砂質土	砂質土(乾燥砂)	1mm
粘性土のケース		粘性土	2mm※

※ 弾性応答となるように砂質土のケースに対して諸元を変更

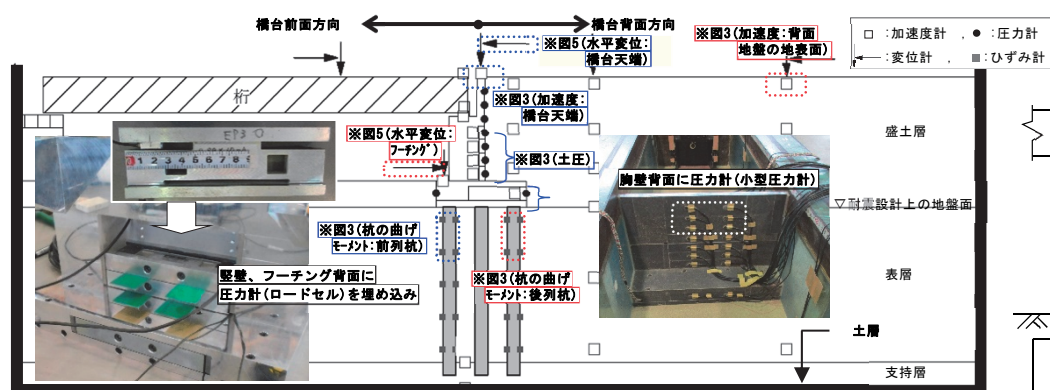


図-1 計測内容、位置及び圧力計の写真

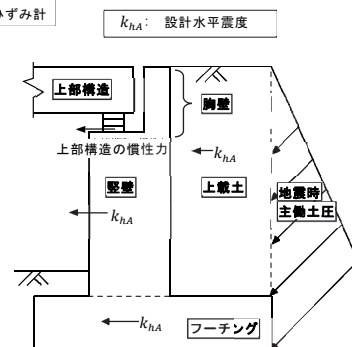
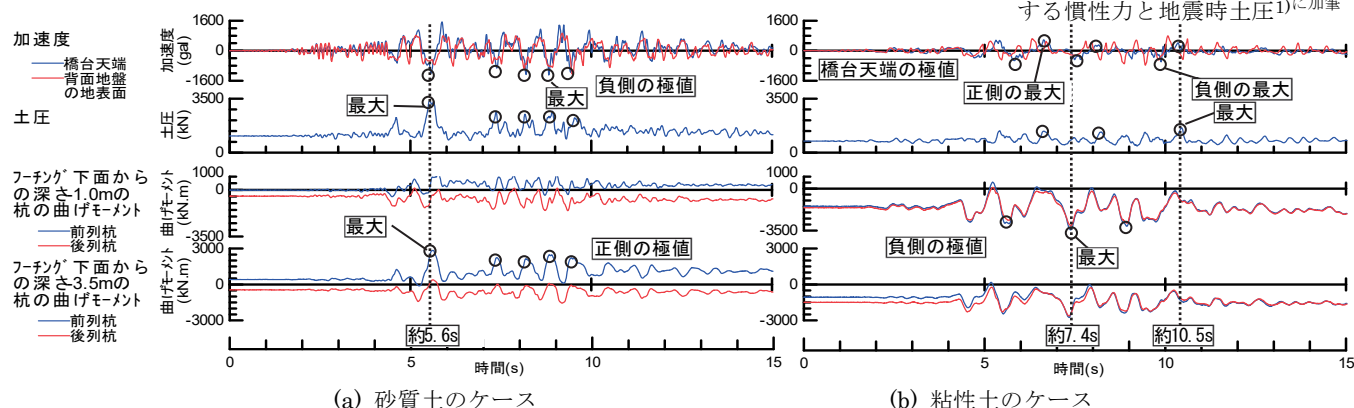


図-2 逆T式の橋台の設計において考慮する慣性力と地震時土圧¹⁾に加筆



(a) 砂質土のケース

(b) 粘性土のケース

図-3 着目した各応答の時刻歴

各計測値の初期値は、加速度計及び変位計は遠心加速度を作用させてL1地震動を入力する直前の状態を0とし、ひずみ計及び圧力計は遠心加速度を作用させる前の状態を0とした。

3. 橋台及び地盤の地震時挙動

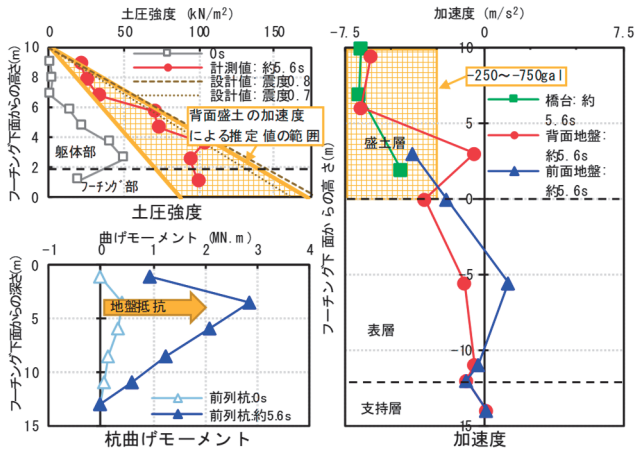
3.1 橋台に作用する力

図-2に、道示におけるL2地震動に対する橋台の設計で考慮する作用を示す。この時、橋台と背面盛土は一体に挙動するといった考えに基づき、橋台の慣性力、上載土の慣性力、地震時主働土圧は、同一の設計水平震度（慣性力を求めるために構造物の重量に乗じる係数）を用いて求めている。このため、実験で計測した加速度により橋台と背面盛土の挙動（一体性）を確認し、その上で、橋台加速度と土圧の関係性を分析し、橋台に作用する力を確認する。ここで、土圧の計測に用いた圧力計は、図-1に示すように、胸壁背面は壁面に設置可能な小型圧力計を、**堅壁及びフーチング背面は計測精度の高いロードセルを用いており、以降では、後者による計測値の合計を土圧と呼ぶ。**

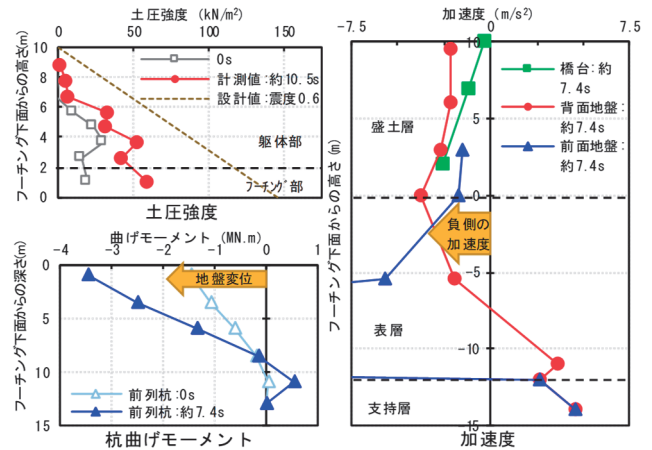
図-3(a)に、砂質土のケースの橋台前面方向を正とした橋台天端と背面地盤の地表面の加速度と、土圧の時刻歴を示す。橋台天端と背面地盤の地表面の

加加速度を比較すると、時刻歴は概ね近く両者は一体に近い挙動といえる。また、図-3(a)の図中に橋台天端の加加速度及び土圧の最大値とともに極値を示す。土圧が大きくなる時刻は、橋台の加加速度が負側の極値となる時刻と一致している。土圧が最大となった時刻約5.6sに着目して、図-4(a)に、土圧強度（単位当たりの土圧）と背面地盤の加加速度の深度分布を示す。また、図-4(a)の図中に、道示に示される地震時主働土圧¹⁾（以降、道示式）に基づき地盤条件に応じた設計水平震度（Ⅰ種地盤：0.8、Ⅱ種地盤：0.7）を用いて算出した土圧強度（設計値）を示す。土圧強度は、計測値に比べて設計値が大きく、設計で考慮される土圧強度は安全側となっている。また、背面地盤盛土層の加加速度が $-250 \sim -750 \text{ gal}$ であることを踏まえて、図-4(a)の図中に、この加加速度を用いて道示式で算出した土圧強度の範囲（加加速度による推定値）を示す。計測値は、加加速度による推定値の範囲となっている。以上より、砂質土のケースでは、橋台と背面地盤が一体に近い挙動となり、土圧強度は背面地盤盛土層の加加速度を用いて道示式で推定した値と概ね一致することが確認できた。

図-3(b)に、粘性土のケースの加速度と土圧の時刻歴を示す。橋台天端と背面地盤の地表面の加速度を比較すると、時刻歴は一致していない。また、図



(a) 砂質土のケース



(b) 粘性土のケース

図-4 着目した各応答の深度分布

-3(b)に橋台天端の加速度及び土圧の最大値とともに極値を示す。土圧が大きくなる時刻は、橋台の加速度が正側の極値となる時刻と近い傾向となっている。土圧が最大となった時刻約10.5sに着目して、図-4(b)に、土圧強度の深度分布を示す。また、図-4(b)の図中に、道示式に基づき地盤条件に応じた設計水平震度（Ⅲ種地盤：0.6）を用いて算出した土圧強度（設計値）を示す。土圧強度は、計測値に比べて設計値が大きく、設計で考慮される土圧強度は安全側となっている。以上より、粘性土のケースでは、橋台と背面地盤が別々に振動し、地盤条件に応じた設計水平震度を用いて算出される土圧強度は、安全側の評価であるものの差がみられることがわかった。

3.2 杭に作用する力

地震時に橋台の杭に作用する力には、図-2に示す上部構造等の慣性力や土圧などの地上部の作用の他に、地盤の著しい塑性変形に伴う流動力や地震動による地盤振動により生じる地盤振動変位といった地盤変位の影響もある。ただし、道示では、地上部の作用と地盤変位を連成した影響を評価する方法の確立には至っていない。そのため、杭の設計では、地上部の作用の最大を考慮するとともに、地盤変位の影響が考慮できるよう構造細目等が規定されている。このため、実験で計測した杭の曲げモーメントと橋台加速度及び土圧との関係を分析し、地盤の影響についても確認する。ここで、杭の曲げモーメントは、ひずみ計の計測値と杭の諸元より算出している。

図-3(a)に、砂質土のケースの橋台背面側引張の作用を正とした前列杭と後列杭の曲げモーメントの時刻歴を示す。ここでは、応答が大きくなった杭上部2つの深度（フーチング下面から1.0m、3.5m）

を抽出している。前列杭と後列杭を比較すると、両者の大きさには差があり、フーチング下面からの深さ3.5mの前列杭の正側の曲げモーメントが大きくなっている。また、図-3(a)の図中にこの杭の曲げモーメントの最大値とともに正側の極値を示す。橋台の加速度及び土圧と比較すると、杭の曲げモーメントが大きくなる時刻は、橋台の加速度が負側の極値となる時刻及び土圧が大きくなる時刻と一致している。また、杭の曲げモーメントが最大となった時刻約5.6sに着目して、前列杭の曲げモーメントの深度分布を図-4(a)に示す。深度分布は、杭頭から少し深い位置の杭上部の正側（背面側引張）で大きな値となっている。これは、地中部では地上部の作用方向とは反対方向の地盤抵抗が作用しているため、杭の曲げモーメントの最大となる位置は杭頭部より少し深い位置となっているものと考えられる。以上より、砂質土のケースでは、地上部の作用が最大となる時刻において、杭の曲げモーメントが最大となることが確認できた。

図-3(b)に、粘性土のケースの杭の曲げモーメントの時刻歴を示す。前列杭と後列杭を比較すると、時刻歴は概ね近く、フーチング下面からの深さ1.0mの杭の負側の曲げモーメントが大きくなっている。また、図-3(b)の図中に、この杭の曲げモーメントの最大値とともに負側の極値を示す。橋台の加速度及び土圧と比較すると、杭の曲げモーメントが大きくなる時刻は、橋台の加速度が極値となる時刻及び土圧が大きくなる時刻とは一致していない。杭の曲げモーメントが最大となった時刻約7.4sに着目して、図-4(b)に、前列杭の曲げモーメントの深度分布を示す。深度分布は、杭頭部で最大となり、計測した深さ8.5mまで負側（前面側引張）

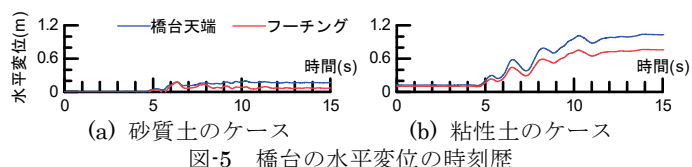
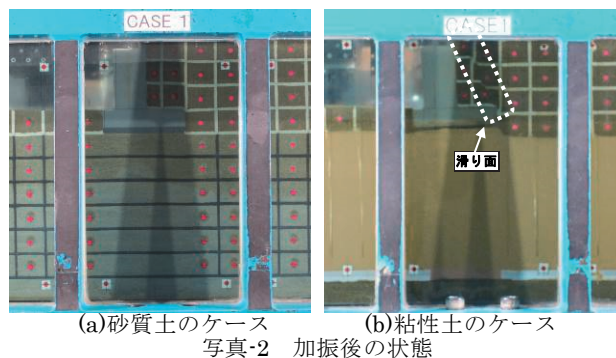
となっており、砂質土のケース（図-4(a)）とは差が見られる。図-4に、加速度の深度分布を示す。砂質土のケースでは、盛土層上部の加速度が大きくなっているのに対して、粘性土のケースでは、地盤条件が大きく異なる盛土層と表層の境界付近の加速度が大きくなっている。このような加速度の深度分布と地盤抵抗の影響により、杭の曲げモーメントは図-4(b)に示す分布となったと考えられる。以上より、粘性土のケースでは、杭に作用する力が最大となる時刻と、地上部の作用が最大となる時刻は一致せず、杭の曲げモーメントの分布は砂質土の分布とは異なる傾向となることが確認できた。

3.3 加振後の状態

写真-2に各ケースの加振後の地盤の状態を示す。砂質土のケースでは大きな変状はみられない。一方で、粘性土のケースでは盛土層において、フーチングの橋台背面側先端から橋台頂部に向かって斜めの滑り面がみられた。図-5に、橋台前面方向を正とした橋台及びフーチングの水平変位の時刻歴を示す。砂質土のケースに比べて粘性土のケースは、水平変位が著しく大きな値となっている。本実験では、橋台及び杭基礎は弾性応答の範囲にあり、橋台には大きな変状が生じていないものの、このように地盤の条件によって加振後の状態に差がみられた。異なる傾向がみられた要因には、地盤の抵抗特性や地盤変位が影響を及ぼした可能性が考えられ、これらの影響を評価するには今後さらなる検討が必要である。

4. まとめ

本稿では、橋台の地震時応答特性を解明するための基礎資料を得るため、地盤と橋台の応答に着目した動的遠心模型実験により、橋台の地震時挙動の計測と分析を行った主な結果を報告した。今回の実験により、L2地震動に対する橋台の挙動が取得で



きたとともに、地盤条件の違いが橋台に及ぼす影響を確認した。

今後は、橋台に特有の非対称な復元力特性を考慮した簡易な解析モデルやFEMによる詳細な解析モデル等による再現解析を行い、橋台の地震時の応答を適切に算出する手法を検討するとともに、実務的な橋台のL2地震動に対する設計法の確立に向けて検討を進める予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.243～250、pp.98～102、2017.11
- 2) Shirato, M., Fukui, J. & Koseki, J.: Current status of ductility design of abutment foundations against large earthquakes, Soils and Foundations, Vol.46, No.3, pp.377-396, 2006.6
- 3) 谷本俊輔、田辺晶規：橋台の耐震設計に関する課題と取り組み、土木技術資料、第57巻、第12号、pp.55～56、2015
- 4) 西岡英俊、渡辺健治、篠田昌弘、澤田亮、神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討、第13回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1330～1337、2010.11
- 5) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.542～544、2017.11

有馬 俊



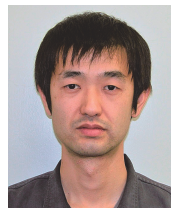
土木研究所構造物メンテナンス
ナンス研究センター橋梁
構造研究グループ 交流
研究員
ARIMA Shun

澤田 守



土木研究所構造物メンテナンス
ナンス研究センター橋梁
構造研究グループ 主任
研究員
SAWADA Mamoru

谷本俊輔



土木研究所構造物メンテナンス
ナンス研究センター橋梁
構造研究グループ 主任
研究員
TANIMOTO Shunsuke

大住道生



土木研究所構造物メンテナンス
ナンス研究センター橋梁
構造研究グループ 上席
研究員
OHSUMI Michio