

橋台及び杭基礎に作用する 地震時土圧に関する実験的研究

近藤益央¹・田村敬一²・鈴木貴喜³・谷本俊輔⁴

¹独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail:kondoh@pwri.go.jp

²独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail:tamura@pwri.go.jp

³株式会社ヒロコン第一技術本部橋梁設計部(元独立行政法人土木研究所交流研究員)
(〒733-0036 広島県広島市西区観音新町1-7-62)

E-mail:suzuki@hirocon.co.jp

⁴独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail:s-tanimoto@pwri.go.jp

抗土圧構造物である橋台には、背面土側からの土圧に対して安定した性能が求められている。液化化地盤上に構築される橋台では、背面土からの地震時土圧に加えて、地盤の液化化による背面土の側方流動が発生し、側方流動に伴う土圧が作用することが考えられる。しかし、地盤の液化化に起因した流動により橋台に作用する土圧や地震時挙動については不明確な点が多く残されている。そこで著者らは、橋台及び杭基礎に作用する土圧を検討する目的で、振動台及び動的遠心力載荷試験装置を用いた模型実験を実施した。本論文では、橋台及び杭基礎に作用する地震時土圧および地盤流動に伴う土圧に関して行った実験的検討結果について報告する。

Key Words : Bridge Abutment, Pile Foundation, Earth Pressure during an Earthquake

1. はじめに

抗土圧構造物の1つである橋台は、背面土側からの土圧を受けるとともに、橋梁上部構造の荷重が作用した状態での安定性が求められている。桁や橋脚は、大規模地震時において損傷を受けても、その損傷部の修復は比較的容易に行える部材であるが、橋台は背面土を有していることから、損傷を受けた場合には交通遮断をともなう復旧が必要となる。そのため、橋台の耐震設計においては大規模地震時においても降伏応力を超えないことが求められている。しかし、橋台が建設される場所では、地盤条件が悪く、杭基礎が選択される場合も多い。緩い砂質土の場合には地震時に液化化することが考えられ、背面土の沈下に伴う側方流動による土圧が橋台及び杭基礎に作用する可能性がある^{1), 2), 3)}。この側方流動の発生メカニズムに関しては未解明な点が多く残されており、橋台の合理的な耐震設計には、橋台躯体や杭基礎に作用する地震時土圧の特性を把握し、それ

を的確に評価する必要がある。

著者らは、液化化地盤上に杭基礎及び橋台模型を設置して動的遠心模型実験及び振動台実験を行った。本論文では、実験で計測された橋台背面に作用する地震時土圧及び杭基礎に作用する土圧と地盤液化化の関係を報告するとともに、道路橋示方書に示されている橋脚の杭基礎に作用する流動力との比較を行った結果を報告する。

2. 実験模型

動的遠心模型実験は地盤密度、液化化層厚、上部構造による拘束条件を変化させることにより計8ケースとし、図-1に示す1/50縮尺の逆T型橋台模型(高さ140mm、底版幅70mm)を用いて行った。地盤密度は表-1に示すように、液化化しやすい相対密度約60%と液化化しにくい相対密度約85%の2種類とし、背面土及び液化化層直下の支持層の相対密度につい

表-1 動的遠心模型実験ケース

ケース名	基礎形式	橋台天端の拘束条件	液状化層の密度	液状化層厚
Case1	杭基礎	自由	Dr=85%	150mm
Case2			Dr=60%	
Case3			Dr=85%	190mm
Case4	直接基礎		Dr=85%	150mm
Case5	杭基礎	前面拘束	Dr=85%	150mm
Case6			Dr=60%	190mm
Case7			Dr=85%	150mm
Case8			Dr=60%	150mm

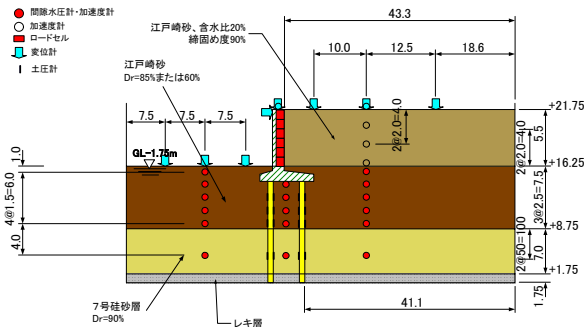


図-1 動的遠心実験模型の概要
(寸法は実地盤換算, 単位: m)

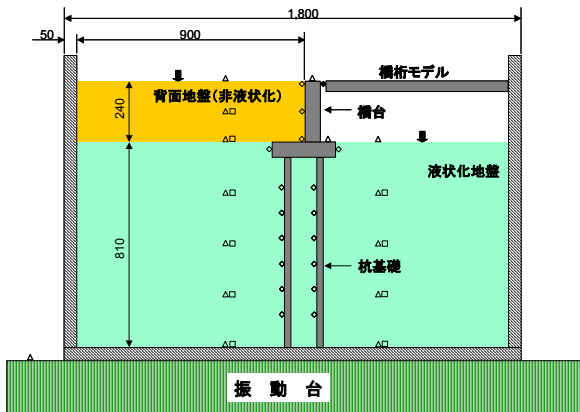


図-2 振動台実験模型の概要 (単位: mm)

ては全てのケースで同一とした。地盤模型の作成にあたっては、気乾状態の7号東北硅砂を所定の相対密度(約90%)になるように突き固めて支持層を作成し、その上に含水比18%の江戸崎砂を所定の相対密度(約60%または約85%)になるように突き固めて液状化層を作成した。このようにして作成した液状化層上に背面土を突き固めて作成した後、土槽全体を真空槽に入れ、浸透に対する相似則を満足させるために粘性を水の50倍に調整したメトローズ水溶液(遠心実験の際の室温が10℃として、1.8%濃度のメトローズ水溶液を使用)を土槽底面より通水して飽和化させた。橋台模型はステンレス鋼で作成し、一部に鉛を埋め込んで模型重量及び重心位置の調整を行った。また、杭模型はアクリルで作成し、橋台底面へはねじにより固定し杭下端は自由とした。上部構造による拘束条件としては、桁端部の衝突により前面方向への変形を拘束したケースと拘束せず橋台が自由に振動にできるケースを設定した。ただし、橋台天端にゴム版を介して固定したため、固定条件で行ったCaseにおいてもゴムの弾性変形分(実物換

算で約30cm)は橋台が変位した。今回実施した動的遠心模型実験では、装置の制約条件から加振は橋軸方向であり、計測される土圧には地震時土圧以外に流動力も加わる。このため、橋軸直角方向に加振し、杭基礎に作用する流動力を計測することを目的として、図-2に示した振動台実験も実施した。模型地盤の作成にあたっては、まず、土槽内にあらかじめ重量を計測してある豊浦乾燥砂を投入し、土槽底面からポンプにて水を圧入してボイリングさせて目標の相対密度よりゆるい液状化層を作成した。その後、予備加振により地盤を液状化させて圧密沈下により目標の相対密度になるよう調整した。このように作成した地盤(液状化層)上に、乾燥砂を所定の高さから空中落下させることにより目標の相対密度を有する背面土を作成した。また、杭基礎に作用する土圧を土圧計により直接計測する方法と杭の曲げモーメントから求める方法⁴⁾を併用するため、杭模型はφ25mmのアクリル棒を使用し、剛性は614.9kN・cm²とした。

3. 実験結果

(1) 橋台背面に作用する土圧

実験は、動的遠心力載荷装置を用いて50G場で行った。本実験模型は1/50スケールなので、50G下で実験を行うことで地盤内応力については実地盤と同じ状態が再現されていることになる。地盤の飽和化にあたって地下水位を地表面まで上昇させたため、遠心加速度を50Gに上げる際に土槽底部より排水し、地下水位が所定の位置(地表面-1.75m)に達してから動的載荷実験を行った。動的載荷試験では、100Hzの正弦波を20波入力し、入力レベルはStep1では12G(実物換算で約240gal)、Step2では25G

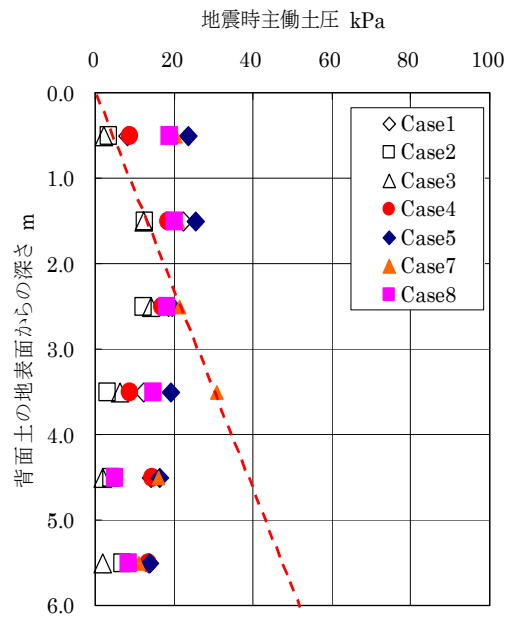
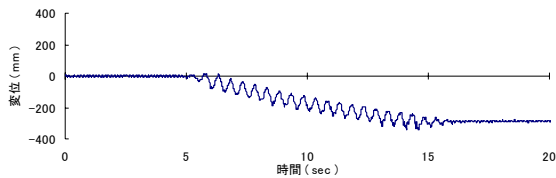
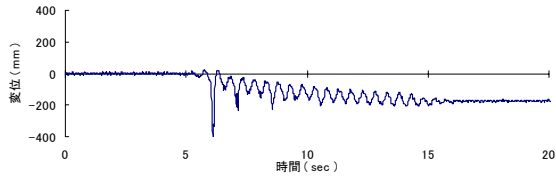


図-3 地震時主働土圧 (Step1)



(a) Case 2



(b) Case 8

図-4 橋台天端の水平変位 (Step 1)

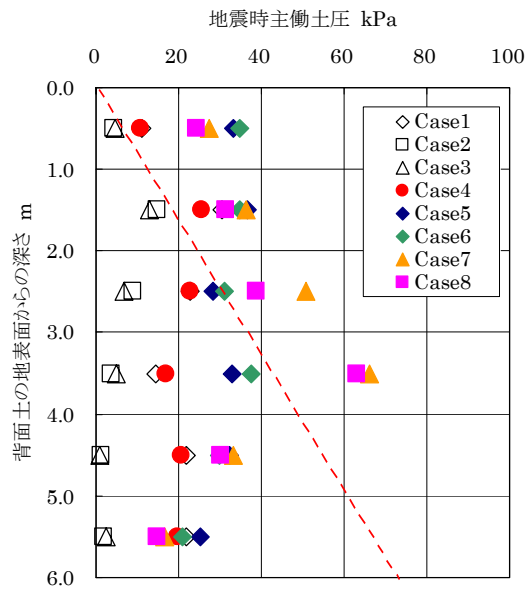
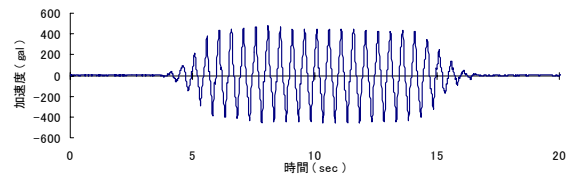
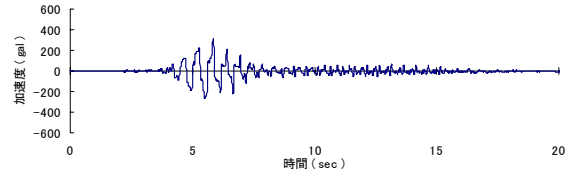


図-5 地震時主働土圧 (Step2)

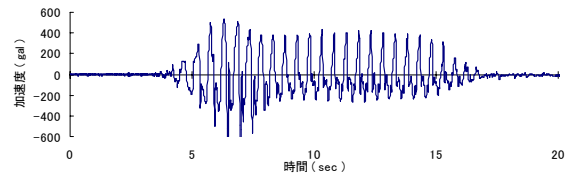
(実物換算で約500gal)とした。図-3に橋台背面に設置したロードセルにより計測したStep1の各深度における最大土圧を実物換算して示す。同図では、動的加振により発生した土圧の最大値から遠心荷重により発生した静止土圧を差し引いているので、地震時主働土圧となる。また、図中には道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾に示されている地震時主働土圧を前面地盤の地表付近の加速度より算出して併記した。地盤が液状化したCase2, 3, 7及び8と液状化しないCase1, 4及び5を比較すると、液状化しない場合の方が若干大きな土圧が発生している。また、橋台天端の変位を拘束したCase5, 7及び8では、背面土の地表付近の土圧が計算値を上回っていることがわかる。これは、図-4に示したように、桁端部と橋台が衝突することにより橋台天端の変位が拘束され、橋台背面に作用する土圧が増加しているものと考えられる。従って、このような傾向は変位拘束が少ない段階(加振加速度が小さな段階Step1)では背面土の地表面から浅い範囲に限られているが、変位拘束が大きく(加振加速度が大きな段階Step2)になるとより深い位置でも土圧の増加が認められる。



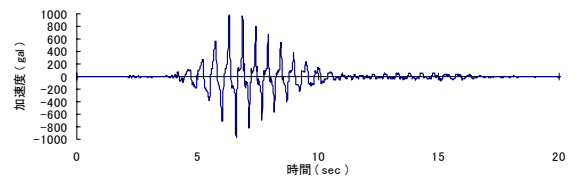
(a) 土槽底部 (Case 2)



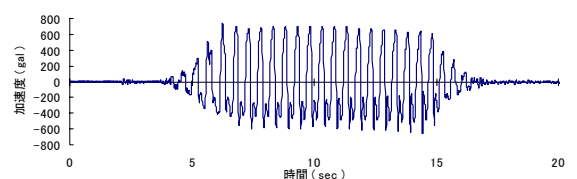
(b) 前面地盤の地表付近 (Case 2)



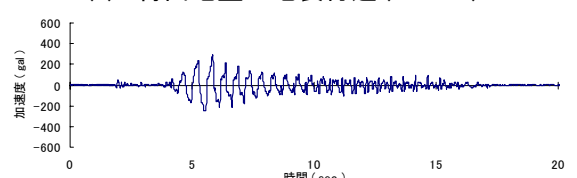
(c) 背面地盤の地表付近 (Case 2)



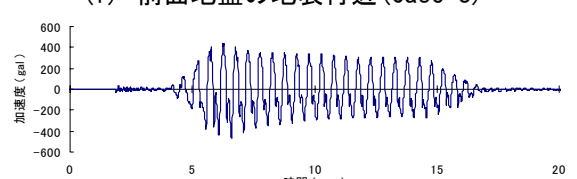
(d) 前面地盤の地表付近 (Case 5)



(e) 背面地盤の地表付近 (Case 5)



(f) 前面地盤の地表付近 (Case 8)



(g) 背面地盤の地表付近 (Case 8)

図-6 応答加速度波形 (Step 2)

次に地盤が液状化し、背面土の側方流動が顕著に表れるStep2の結果を図-5に示す。同図においても地盤の液状化の影響よりも橋台天端の変位拘束の条件の違いによる影響が大きいことがわかる。橋台天端の変位を拘束しないCase1, 2, 3及び4では、Step1と同様に概ね計算値の範囲内となっているが、橋台天端の変位を拘束したCase5, 6, 7及び8では計算値を

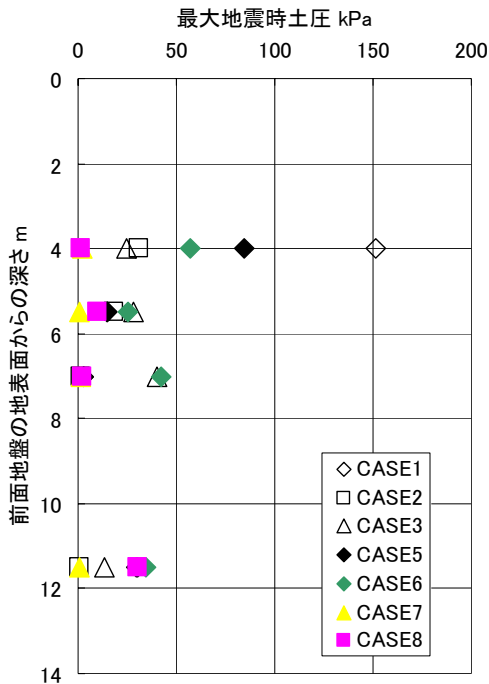


図-7 前面側杭の地震時主働土圧 (Step2)

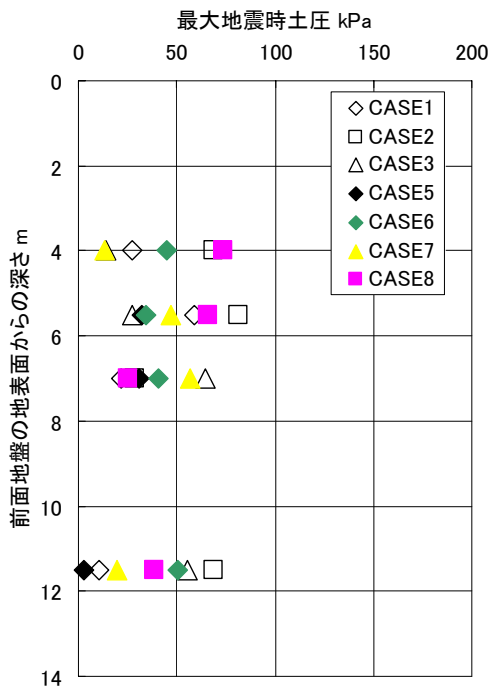


図-8 背面土側杭の地震時主働土圧 (Step2)

大きく上回る土圧が作用していることがわかる。Case1, 5及び6では液状化層の相対密度が高いことから、図-6(d)のように前面地盤側で最大加速度が約1000galに達した後に液状化による加速度の伝達が減少しているものの、背面土側では有効拘束圧の違いから図-6(e)のように背面土の地表面付近では加速度の減少は認められない。このことから背面土側では地盤が完全に液状化していないことがわかる。これに対して、Case2, 3, 7及び8では図-6(c)及び(g)のように背面土側でも地盤が液状化し、地表面付近

での応答加速度が減少している。これらのCaseでは地盤が同じように液状化しているにも関わらず橋台背面に作用する土圧が異なるのは橋台天端の変位を拘束しているか否かの違いである。液状化層厚を変えたCase7とCase8を比較しても橋台背面に作用する土圧には顕著な差は認められなかった。従って、橋台が橋軸方向に水平移動し、桁端との遊間が縮まると橋台と桁端部との衝突が発生し、橋台背面に設計値以上の地震時土圧が作用することになる。

(2) 杭基礎に作用する土圧

動的遠心力載荷装置を用いて50G場で行った実験結果から杭に作用する地震時土圧に着目してみる。杭模型には土圧計を設置した。ただし、この土圧計で計測される値は、土圧と間隙水圧の合算値である。そこで、土圧計で計測した値から同一深度の杭間に設置した間隙水圧計により計測した間隙水圧を同一時刻で引くことにより、杭に作用する土圧を求めた。橋台は前面側（桁側）には比較の変形しやすいが、背面土側には変形しにくい構造物であることから、杭の前面側（桁側）には受働土圧が、背面土側には主働土圧が作用する。そこで図-7に杭の前面側に作用したStep2における最大地震時土圧を示す。Case1及びCase5では、液状化層の相対密度が約85%と高く、間隙水圧の上昇は認められるものの、応答加速度の減少傾向が発生するのが液状化層の相対密度が低いCaseに比べて遅くなっている。そのため地盤の液状化が不完全な状態では、橋台が前面側に変形することにより、杭の前面側に大きな受働土圧が作用する。図-7に示したように、液状化層の密度の高いCase1及びCase5では、深度4mと比較的浅い位置で大きな土圧が計測されているのは、このような不完全な液状化状態で発生しているものと考えられる。また、液状化層の地盤密度が同じCase1とCase5では、橋台天端変位を拘束していないCase1において、橋台天端変位を拘束しているCase5より大きな土圧が発生している。しかし、Case1と同様に橋台天端変位を拘束していないCase2では大きな土圧は発生していない。これは、地盤が液状化したことにより地盤反力が減少していることを表している。このような現象は、地盤が早期から完全に液状化するCase3, 7及び8でも確認できる。

次に、図-8にStep2における杭の背面土側での地震時土圧を示す。杭の背面土側では杭の前面側とは逆に、地盤が液状化したことにより地盤反力が減少しているCase2の方がCase1により大きな土圧が作用していることがわかる。これは、Case2では地盤が液状化することにより背面土を支持できなくなり、このため背面土が沈下し前面方向への流動したことにより、杭に流動力が加わったと考えられる。そこで、道路橋支方書V耐震設計編に示されている次式により流動力 q_L を求めた。

$$q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (1)$$

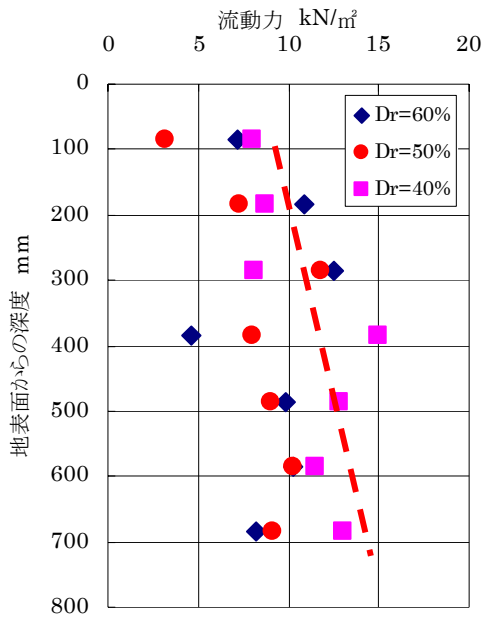
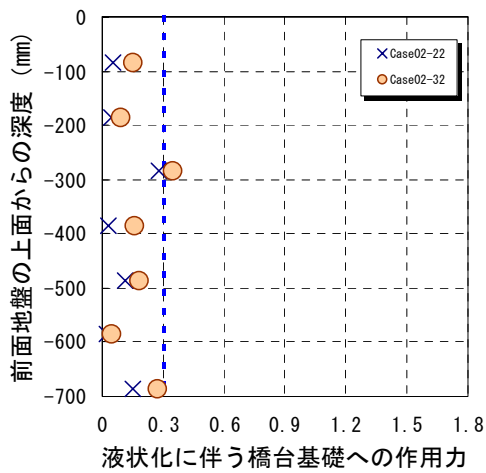
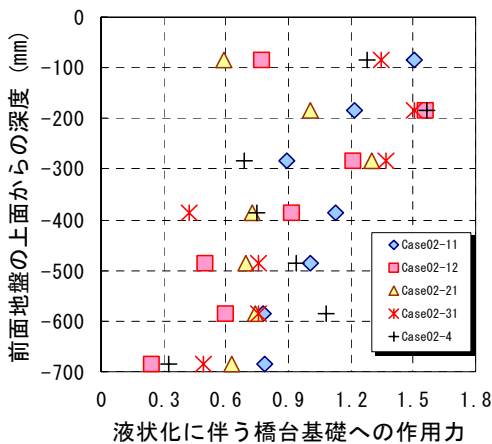


図-9 振動台実験による流動力



(a) $FL \geq 0.75$



(b) $FL < 0.75$

図-10 橋台基礎に作用する流動力

ここに、

c_s : 水際線からの距離による補正係数

c_L : 液状化層中の流動力の補正係数 (0.3)

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m^3)

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m^3)

H_{NL} : 非液状化層厚 (m)

x : 地表面からの深さ (m)

水際線からの距離による補正係数 $c_s=1.0$ として式 (1) により土圧の計測深さにおける液状化地盤中の流動力を求めると、深度4m、5.5m、7mでのそれぞれの流動力は 20.8 kN/m^2 、 28.6 kN/m^2 、 36.5 kN/m^2 となる。実験では計測された土圧は流動力、土塊の地震時慣性力、主動土圧の合算値であるため、地盤が完全に液状化したCase2と液状化がほとんど発生していないCase1の土圧との差が流動力と仮定すると実験結果では深度4m、5.5m、7mでの流動力が 41.2 kN/m^2 、 21.8 kN/m^2 、 6.6 kN/m^2 となる。計算値と実験値を比較すると、Case2の場合には深度4mで計算値の2倍程度の流動力が作用していることになる。道路橋示方書の流動力算出手法は、兵庫県南部地震の際に地盤流動により被害を受けた杭基礎に同様の被害程度を発生させるための流動力を逆解析により求め、液状化地盤中の流動力補正係数 c_L を決めている^{6), 7)}。しかし、橋台背面で発生している地盤流動は、一般的な概念の地盤流動とは異なり、液状化層上の非液状化層（背面土を含む）が液状化層に沈み込み拘束圧の小さな前面側に流動するものであり、橋脚の杭基礎に作用する流動力とはメカニズムが異なる。そこで、このような背面土の沈下により発生する流動力を検討するため、橋軸直角方向に加振する1G場における振動台実験を行った。振動台実験では、拘束圧の影響を受ける土の特性を考慮できないため、模型レベルの寸法で検討した。振動台実験においても動的遠心模型実験と同様に、土圧計で計測される値は土圧と間隙水圧の合算値である。そこで、杭の背面土側と前面側のそれぞれに土圧計を設置し、杭背面土側（流動の上流側）の土圧から杭前面側（流動の下流側）の土圧を引いた値を杭に作用する流動力とした整理した。図-9に加振加速度400gal、橋台天端変位を拘束した振動台実験による深度毎の最大流動力を示す。同図に示したように、深度や相対密度の違いにより若干のばらつきはあるものの、 10 kN/m^2 前後の流動力が作用していることがわかる。図-9に示したような勾配を有する直線で近似すると、400mm以深では動的遠心模型実験結果と同様に、式 (1) により求めた流動力の約2倍となっている。これは、道路橋示方書では、流動する液状化層については完全液状化の状態を想定しているものであるが、橋台直下で発生しているような流動は液状化層に不飽和の土塊が混入するために、道路橋示方書で示されている非液状化層の流動力と液状化層の流動力の中間的な現象であるためと考えられる。そこで、地盤密度と加振加速度から模型地盤の F_L 値を求め、橋

台基礎に作用する流動力の違いについて検討した。図-10に示した作用力は杭基礎に作用する流動力を初期有効応力で除して無次元化したもので、液状化層中の流動力の補正係数 c_l と同じものになる。図-10(a)に示した F_l 値が0.75以上の模型地盤の場合は、液状化が不完全なため背面土の沈み込みが十分に起きていないと考えられる。これに対して図-10(b)に示した F_l 値が0.75を下回る模型地盤の場合には、杭基礎への作用力は0.3~1.5と大きくばらついている。これは、道路橋示方書で F_l 値が2/3を下回ると地盤反力係数の低減を行うことと同様に、背面土直下の地盤が液状化により背面土を支持できなくなり、沈み込んだのちに前面側へ流動したと考えられる。特に浅い範囲においては不飽和の背面土の影響が大きいため作用力が大きくなり、深い範囲では不飽和の背面土の沈み込みの影響が少なくなっていると考えられる。

4. まとめ

本研究では、液状化地盤上の橋台に作用する地震時土圧及び杭基礎に作用する流動力に関する実験的検討を行った。その結果、以下のような所見が得られた。

- ① 橋台背面に作用する地震時土圧は、橋台天端の変位が桁端部との衝突等により拘束されると、設計時に考慮している地震時土圧を上回る土圧が作用することがわかった。さらに、橋台を支持する地盤が完全液状化の状態に至ると、設計時に考慮している地震時土圧を上回る土圧が作用する範囲が増加することがわかった。
- ② 橋台を支持する地盤が液状化すると、背面土が沈み込むことにより地盤流動が発生し、杭基礎には流動力が作用するメカニズムを確認した。
- ③ 橋台基礎部で発生する流動は、臨海部の水際で

起こる流動と異なり、液状化層に不飽和の背面土が混入することから、浅い位置での流動力補正係数 c_l は橋脚の杭基礎の場合より大きなる場合があることがわかった。

本研究では、動的遠心模型実験及び振動台実験により得られた結果より、橋台背面及び杭基礎に作用する地震時土圧を検討した。今後はさらなる実験データの蓄積並びに動的解析による検討をすすめ、橋台背面に作用する地震時土圧の算出手法及び橋台の杭基礎に作用する流動力の算出手法の開発を行う必要がある。

参考文献

- 1) 福井次郎、宮本宏一、染谷克典、佐伯光昭、白戸真大：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例分析、第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp.247-252、2003
- 2) 白戸真大、福井次郎：橋台の地震時保有水平耐力法における課題、レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集、pp.427-434、2003
- 3) 土木学会 地震工学委員会 杭基礎耐震設計研究小委員会：杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書、2001
- 4) 社団法人地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集、pp.63-65、1998
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002
- 6) 田村敬一、濱田 禎、東 拓生：流動化に対する耐震設計法、基礎工Vol.25 No.3、pp.40-46、1997
- 7) Keiichi TAMURA and Takuo AZUMA：Development of Analytical Procedure for Estimating Effects of Liquefaction-Induced Ground Flow on Bridge Foundation, 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, 2003

(2003. 6. 30 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON EARTH PRESSURE ACTING ON BRIDGE ABUTMENT AND PILE FOUNDATION DURING EARTHQUAKES

Masuo KONDOH, Keiichi TAMURA, Takayoshi SUZUKI and Syunsuke TANIMOTO

Seismic earth pressure has significant influence over designing retaining structures such as bridge abutments and retaining walls. However, there are various uncertainties about the earth pressure especially when the ground liquefies. We conducted shaking table tests and dynamic centrifuge tests, in which a bridge abutment on the liquefiable ground was modeled, and we measured dynamic response of bridge abutment including earth pressure induced by liquefaction. Based on the experimental results, we systematically investigated seismic behavior of bridge abutment and liquefaction-induced earth pressure.