

液状化地盤上の橋台基礎に作用する 側方流動力に関する実験的検討

鈴木貴喜¹・田村敬一²・近藤益央³

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

²正会員 工博 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 (同上)

³正会員 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 (同上)

1. はじめに

兵庫県南部地震を含む過去に経験した多くの被災事例では、橋台が液状化およびそれに伴う流動化の影響を受けることにより橋桁が落橋した事例は確認されていないものの、パラペット、支承、躯体等が損傷した事例や橋台躯体が傾斜した事例が報告されている。最近の事例としては、鳥取県西部地震では地盤の液状化およびそれに伴う流動化による橋台躯体の傾斜や背面土沈下による橋台取付け部の段差が生じるような被害が報告されている¹⁾。

液状化する可能性の高い地盤上に建設される橋台基礎の耐震設計は、過去の地震による被災事例などを参考に、現時点で得られている知見に工学的判断を加え、平成14年道路橋示方書²⁾に反映されているが、橋台の流動化に対する照査はしなくてよいとされている。これは橋台が流動化により移動する場合には前面に押し出される方向に移動するため、橋桁の落下に直接つながりにくいためである。しかし、橋桁により橋台の移動が拘束されることで、杭基礎に大きな土圧が作用することが考えられる。このように地震時における橋台の挙動は図-1のように複雑で、さらに背面土の沈下に伴う地盤の側方流動のメカニズムなど、未解明な点が多く残されている。その中でも、背面土沈下に伴い杭基礎に作用する土圧（側方流動力）は、慣性力による地震時荷重（上部工水平反力、地震時主働土圧）と同時に杭基礎に作用することが考えられ、その発生メカニズムの解明は重要である。

本研究では、橋台の杭基礎に作用する側方流動力の特性を把握することを目的として、液状化地盤、

橋台、杭基礎をモデル化し、1G場における模型振動実験を行った。模型振動実験では、背面土の沈下に伴い杭基礎に作用する側方流動力の時間的変化や分布形状に着目し、杭基礎に設置した小型土圧計により側方流動力を直接測定した。その測定した側方流動力と道路橋示方書に基づき算定した流動力の比較を行い、道路橋示方書の流動力算定式の橋台基礎への適用について検討した。

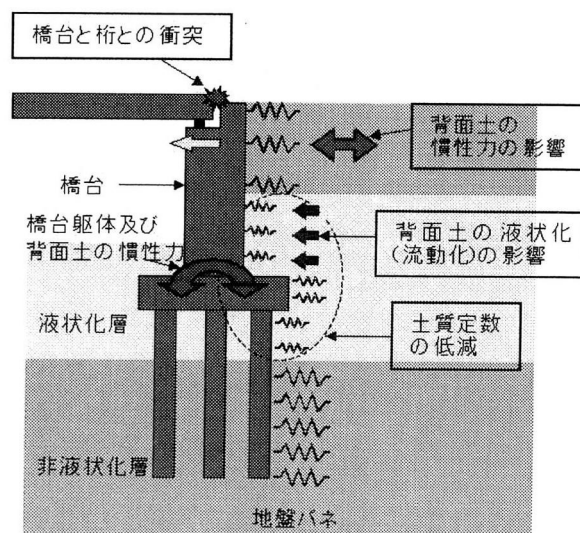


図-1 液状化が橋台に及ぼす影響のイメージ

2. 模型振動実験

(1) 実験概要

実験は、独立行政法人土木研究所所有の中型振動台（テーブルサイズ 長さ 3.0m×幅 2.0m）上に、実験用土槽（内寸 長さ 1.7m×幅 0.6m×高さ 1.15m）

を固定して行った。

橋台模型の縮尺は約1／25とし、RC構造物の単位体積重量(24.5kN/m³)に合うように、厚さを調整した鋼板製とした。杭模型は、曲げ剛性を考慮し³⁾、アクリル製とした。橋桁モデルは、橋台上端部の前面側への変位を拘束するために設けた。地盤材料には、豊浦砂を使用した。

計測項目は、橋台・地盤内の加速度、橋台・杭基礎に作用する土圧、杭の曲げひずみ、前面地盤・背後地盤の間隙水圧、裏込め土の沈下量、前面地盤の隆起量および橋桁モデルからの水平方向荷重である。

図-2に示す液状化地盤は、土槽底面からポンプにて水を注入し、ボイリングさせ目標の相対密度よりゆるい飽和地盤を作成した後、予備加振により地盤を沈下させ目標の相対密度(D_r=40%)になるよう調整した。このように作成した支持地盤(液状化層)の上に橋台裏込め土(非液状化地盤)として、目標の相対密度(D_r=80%)になるように、乾燥砂を空中落下法により作成した。

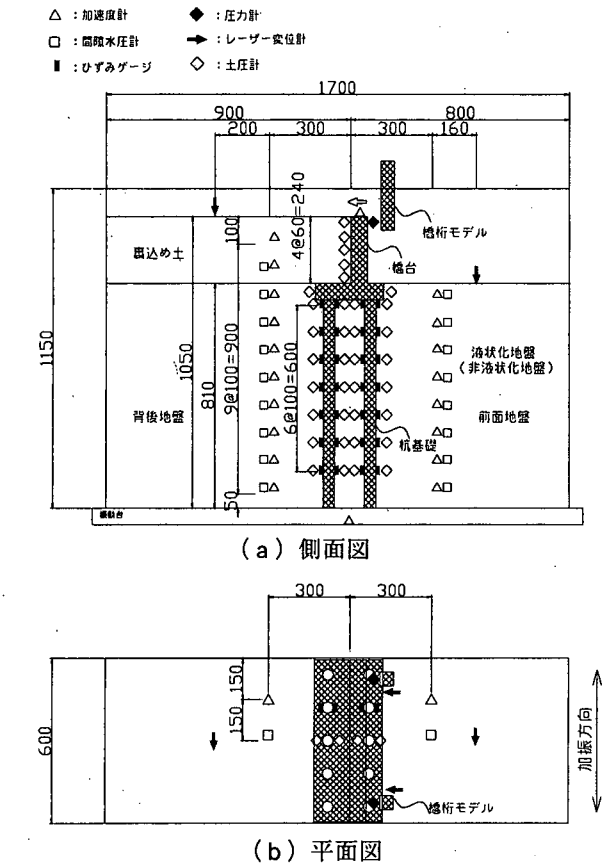


図-2 模型および計測器配置図

(2) 実験ケース

以前に実施した模型振動実験⁴⁾の結果より、液状化に伴って裏込め土が沈下して側方流動が発生する

時の杭基礎に作用する土圧は、液状化しない場合と比較して大きな値を示す。その実験結果を基に今回の実験では、加振による振動成分を取り除くため橋軸直角方向に加振を行い、その流動特性を把握した。実験では、橋台が橋桁に衝突した場合のように上端部の前面側への水平移動を拘束した Case1 と可動支承など上端部の前面側への水平移動を拘束しない Case2 の両極端の場合を想定した(表-1)。

表-1 実験ケース

実験ケース	最大応答加速度	地盤条件	橋台上端の拘束
Case1	564gal	液状化	あり
Case2	567gal		なし

加振波形は、模型が共振しない振動数(5Hz)の正弦波とし、地盤が液状化する加速度振幅(目標500gal)、波数(20波)を設定した。

3. 実験結果の考察

(1) 過剰間隙水圧の上昇過程

地盤の液状化過程を示す過剰間隙水圧の上昇過程の時刻歴図を図-3に示す。図は、同じ高さにおける橋台前面地盤内の過剰間隙水圧と裏込め土を有する背後地盤内の過剰間隙水圧を併記したものである。

Case1では、全層において加振開始と同時に過剰間隙水圧が上昇し初期有効上載圧(地盤変形が起こる前の有効上載圧)に達している。また、全層において前面地盤が先に完全液状化し、その後遅れて背後地盤が完全液状化する。これは、有効上載圧の違い(過剰間隙水圧の上昇の時間差)によるものであり、偏土圧が作用する液状化地盤の特徴的な現象といえる。このことから、先に液状化により地盤剛性を失った前面地盤の方へ、若干剛性の残った背後地盤が流れ込みやすくなることが考えられる。加振を継続すると、前面地盤では、完全液状化後も徐々に過剰間隙水圧が上昇し、背後地盤では過剰間隙水圧の低下が見られる。これは、背後地盤からの流動により前面地盤が盛り上がり、その結果として有効上載圧が増加したために初期の有効上載圧を超えた過剰間隙水圧が発生したものと考えられる。また、背後地盤においては加振後間もない段階で過剰間隙水圧が初期の有効上載圧にまで達しその後は減少しているが、圧力の低い前面地盤側への消散や裏込め土の沈下による有効上載圧の減少により過剰間隙水圧が低下したものと考えられる。裏込め地盤の沈下量

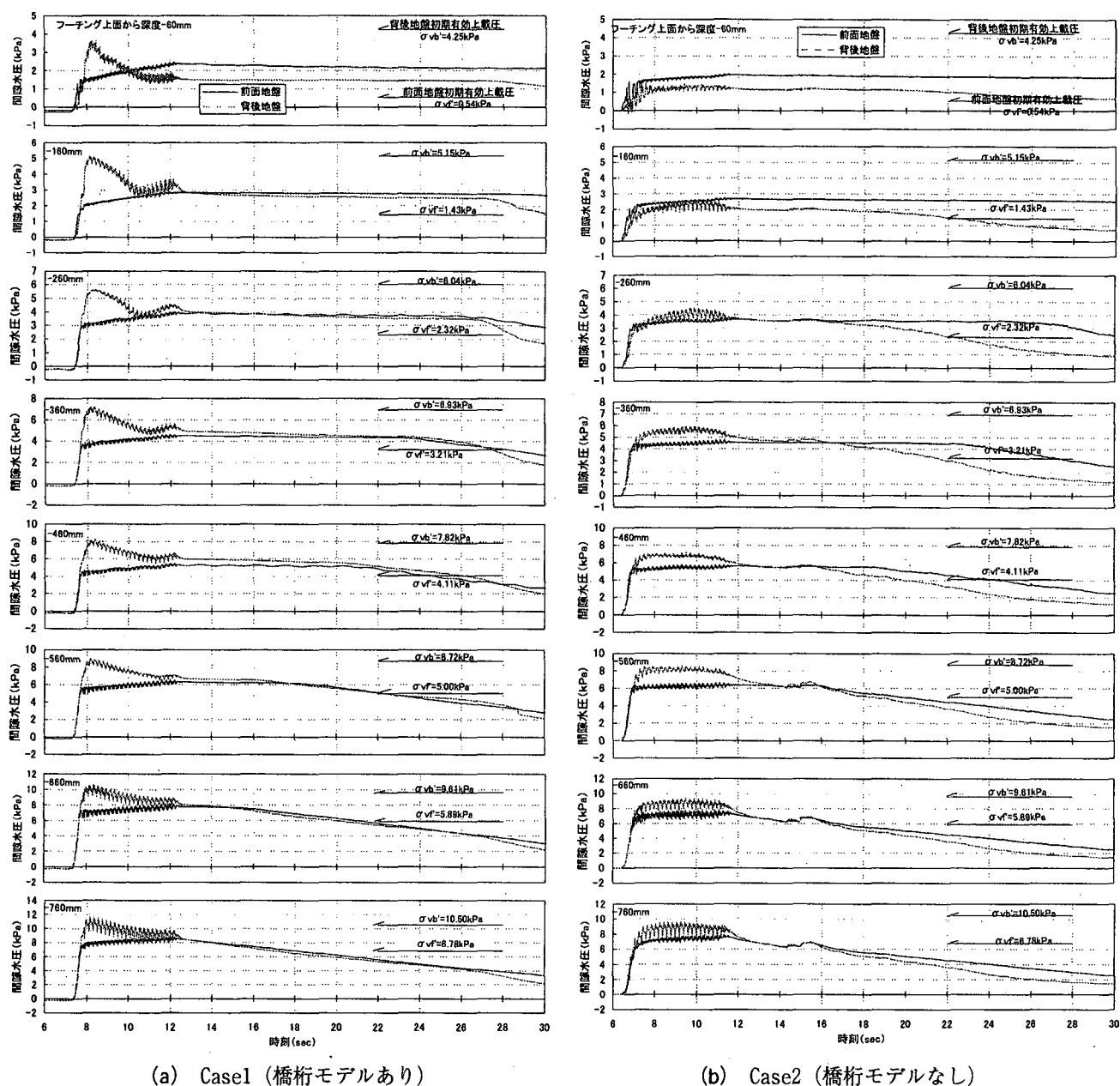


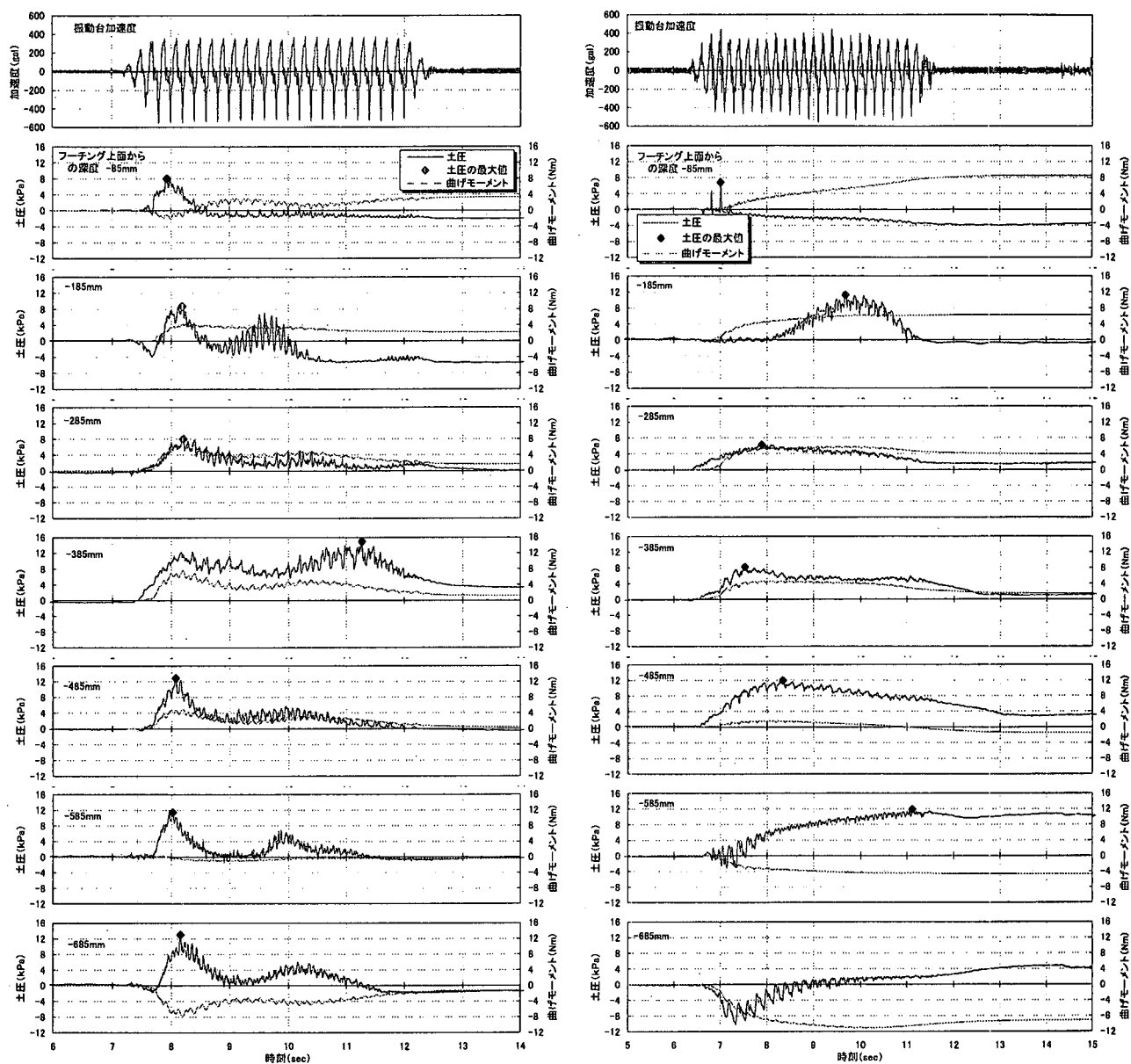
図-3 間隙水圧の時刻歴

については、計測していた変位計のレンジが不十分であったため十分な数値的検討はできなかったが、ビデオによる監視では加振中は継続して沈下が進展していることを確認している。また、前面地盤の隆起については、加振終了時で約 70mm (表-2) であり、前面地盤の過剰間隙水圧増加分が有効上載圧の増加分だけでは説明ができない。

表-2 背後地盤の平均沈下量および
前面地盤の平均隆起量

実験ケース	背後地盤の 沈下量 (mm)	前面地盤の 隆起量 (mm)
Case1	75	70
Case2	40	30

橋桁モデルのない Case2 では、前面地盤おける過剰間隙水圧の発生状況は橋桁モデルのある Case1 と概ね同様であるが、背後地盤側では過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達していない。これは、前面地盤の液状化による流動が発生すると橋桁モデルないために橋台が流動力により前面側に押し出されるように移動し、有効上載圧が Case1 に比べて早い段階から減少したためと考えられる。さらに、背後地盤側での過剰間隙水圧の蓄積と前面地盤側への消散が均衡したために、背後地盤側では過剰間隙水圧が有効上載圧まで達しなかったものと考えられる。また、前面地盤の過剰間隙水圧が早い段階から初期有効上載圧を超えている。ビデオ撮影による監視状況によると、前面地盤の隆起は Case1 とほぼ同様に増加し



(a) Case1 (橋桁モデルあり)

(b) Case2 (橋桁モデルなし)

図-4 杭に作用する土圧と曲げモーメントの時刻歴

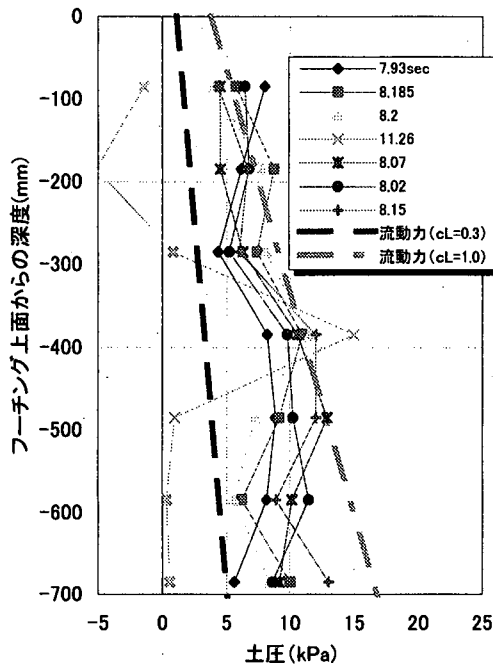
ている。したがって、早い段階から初期有効上載圧を超えた過剰間隙水圧が発生しているのは、Case1と同様に前面地盤の隆起に伴う有効上載圧の増加によるものと考えられる。

(1) 杭に作用する土圧の発生状況

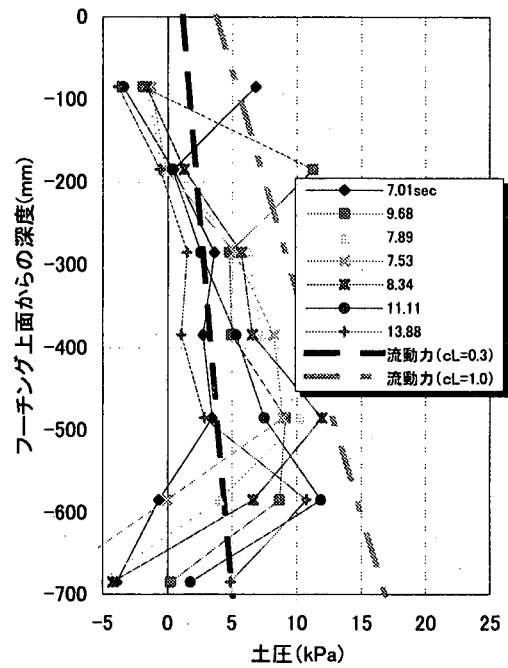
背後地盤側の杭で計測した土圧と曲げモーメントの時刻歴を図-4に示す。杭に設置した土圧計では、作用する土圧と同時に過剰間隙水圧も計測しているので、図の土圧は同時に計測された過剰間隙水圧値を除去するため、杭模型の前後に貼り付けた小型土圧計より計測された値の土圧差（相対土圧）を示している。曲げモーメントは杭基礎に設置したひずみ

ゲージより得られる曲げひずみより算出した。

Case1の深度-385mm以外では、加振開始とともに土圧が上昇し、完全液状化に達する付近で最大土圧を計測し、その後土圧は小さくなる。これは、先に完全液状化した前面地盤側へ、完全液状化する直前の地盤剛性の残った土が流動土圧として作用するためと考えられる。その後、背後地盤の完全液状化後は、地盤の剛性が非常に小さくなり杭間をすり抜けやすくなったことにより、土圧が小さくなると考えられる。また、深度-85mm以外においては、土圧が低下し始めた後、土圧が回復している。この土圧回復については、この地点における地盤内流動量（せん断ひずみ）が大きく、地盤の剛性回復が起こった



(a) Case1 (橋桁モデルあり)



(b) Case2 (橋桁モデルなし)

図-5 各深度で最大土圧が計測された時刻の土圧深度分布 (後列杭)

ものと推測される。このような、地盤のせん断ひずみが増加し、剛性回復する現象はこれまでの研究により報告されている⁵⁾。曲げモーメントも土圧とはほぼ同じように変化していることから、背後地盤の沈み込みによる流動土圧や剛性の変化が起こっていることが確認できる。

次に Case2 における土圧発生状況については、橋桁がないモデルのために橋台が前面に押し出され、裏込め土の沈下が Case1 に比べて少なく、背後地盤から前面地盤への流動量が少なくなっていることが前面地盤の隆起量の差からわかる。そのため、杭に作用する流動土圧は Case1 に比べて小さくなっている。この傾向は、杭の曲げモーメントについても同様である。また、杭に作用している流動土圧や曲げモーメントに着目して杭の変形モードをみると、Case2 の方が Case1 に比べて浅い位置に境界があり、Case2 では液状化層全層にわたって流動が発生していないことがわかる。

4. 実験結果と流動化モデルとの比較

(1) 流動力の算定式

流動力は、道路橋示方書に基づき式 (1) により算出した。

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

ここで、

q_L : 液状化層中の深さ $x(m)$ の位置における流動力 (kPa)

c_s : 水際線からの補正係数

c_L : 流動力の補正係数

γ_{NL} : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m^3)

H_{NL} : 裏込め土の高さ (m)

γ_L : 液状化層の単位体積重量 (kN/m^3)

x : 地表面 (フーチング上面) からの深さ (m)

c_s は水際付近の構造物と仮定し 1.0 とした。 c_L は 0.3 と規定されているが、ここでは比較のため 1.0 とした場合の流動力についても算出している。

(2) 土圧の深度分布と流動化モデルとの比較

各深度で後列杭に作用する最大土圧が計測された時刻の土圧深度分布を図-5 に示す。図中には土圧分布と合わせて、式 (1) を用いて算出した単位面積あたりの流動力 ($c_L=0.3$ と 1.0 を併記) を示している。

流動力の補正係数 c_L は、兵庫県南部地震で被害のあった橋脚の残留変位から逆解析により作用した流動力を求め、杭基礎に影響を及ぼす流動力は全上載圧の 30% として道路橋示方書では扱っている。しかし、本実験結果では Case1 のように流動量が多い場合には全上載圧のほぼ 100% が杭に作用している

ことがわかる。また、比較浅い範囲においては $c_L=1.0$ とした場合よりも大きくなっていることがわかる。これに対して橋台の前面への移動を拘束しなかった Case2 では、結果として流動量が減少し、杭に作用した流動力も小さくなっている。しかし、この場合においても杭に作用している流動力は $c_L=0.3$ を超えており $c_L=1.0$ に近い値となっている。

5. まとめ

本研究では、橋台の杭基礎に作用する側方流動力の特性を把握し、計測された土圧と道路橋示方書による流動力の比較を行うことにより、その適用について検討するため、模型振動実験を行った。その結果、次のような知見を得ることができた。

- ① 最大土圧は、前面・背後地盤の完全液状化に至る時間的なずれ（上載圧の関係）により若干地盤剛性の残った背後地盤が側方流動する時刻（背後地盤が完全液状化する付近）に発生する場合と、地盤内変形が大きくなり地盤剛性が回復する時刻に発生する。
- ② 橋台上端部の拘束条件により、過剰間隙水圧の上昇過程と土圧深度分布には差異が生じる。
- ③ 液状化時における最大土圧分布は、道路橋示方書で算出した流動力を上回り、流動力の補正係数を $c_L=1.0$ とした全上載圧に相当する大きさになる場合がある。

道路橋示方書における流動に対する照査は、地震動による慣性力と重ね合わせは考慮しなくてよいとされている。これは、地震後に過剰間隙水圧が高まり、ある程度液状化が進んだ段階から流動化が始まり、このような場合はすでに地震動の主要動部分は終わっていると考えられているためである。しかし、今回の実験では、加振開始とともに土圧は発生し、

加振が終了すると土圧は発生しなくなったというように、時間的なずれは確認できなかった。このような現象は、模型振動実験では実現象と比べ加振し過ぎるという点や、過剰間隙水圧が実地盤に比べて非常に速やかに消散してしまうことが原因ではないかと報告されている⁶⁾。しかしながら、振動と同時に裏込め土が沈下することは、橋台のような偏土圧が作用する場合における流動現象特有のものとも考えられる。裏込め土が沈下する時間の把握は、設計上、流動力と地震時慣性力の重ねあわせを考慮するかどうか判断する上では、非常に重要であり、今後明らかにしていく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成12年(2000年)鳥取県西部地震緊急調査報告書、土木研究所資料第3769号，2000年12月
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002年3月
- 3) 澤田亮：液状化地盤における抗土圧構造物の挙動に関する実験的研究，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.737-740，2001年8月
- 4) 鈴木、田村、小林、谷本、小野：液状化地盤における橋台の模型振動実験，第57回年次学術講演会講演概要集 第3部，pp.1045- 1046，2002年9月
- 5) Yasuda, S., Masuda, T., Yoshida, N., Kiku, H., Itafuji, S., Mine, K., and Sato, K.: Torsional Shear and Triaxial Compression Tests on Deformation Characteristics of Sands Before and After Liquefaction, Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Salt Lake City, pp.249- 266, 1994.
- 6) 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，1998年5月