

# 液状化地盤における橋台の地震時挙動メカニズム

石田修一・谷本俊輔・星隈順一

## 1. はじめに

我が国で発生した既往の大地震による橋の震災経験の一つとして、液状化が生じた地盤における落橋や長期間の通行止めを要するような致命的な被害が生じた事例が挙げられる<sup>1)</sup>。このような震災経験を踏まえ、これまでに地盤の液状化を考慮した橋の耐震設計技術に関する研究が広く実施されてきたが、まだ明確に解明できていない課題も残されている<sup>2),3)</sup>。

土木研究所構造物メンテナンス研究センターでは、戦略的イノベーション創造プログラム（以下「SIP」という。）の研究プロジェクトに参画し、港湾空港技術研究所、総務省消防庁消防研究センターとの連携の下、「大規模実証実験等に基づく液状化対策技術の研究開発」を平成26年度から5カ年の計画で実施している。土木研究所は、その中の研究プログラムの一環として「液状化地盤における橋梁基礎の耐震性能評価手法と耐震対策技術の開発」を行っている<sup>4)</sup>。

本研究では、過去の地震において液状化地盤上の橋が受けた被災の中でも、通行機能に支障を生じるような被災事例が比較的多く、かつ、既往の研究事例が少ない液状化地盤上の橋台を対象としている。そして、その地震時挙動を明らかにするために、大型模型による振動台実験を実施した。実験結果の概要については、既に速報的に本誌1月号<sup>5)</sup>及び6月号<sup>6)</sup>で紹介しているが、本稿では、詳細な結果について報告するものである。

## 2. 振動台実験の概要

### 2.1 実験対象とした橋台

本研究では、これまでに液状化地盤における橋台基礎として表-1に示す3ケースの実験を行っている。Case1とCase2は液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準<sup>7)</sup>、Case3は液状化の影響を考慮した現行の基準<sup>8)</sup>にそれぞれ

表-1 各ケースにおける橋台諸元の違い

Case	適用基準	基礎の諸元	桁の遊間	背面盛土形状
1	S39 指針 <sup>7)</sup>	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	50mm	河川堤防
2	S39 指針 <sup>7)</sup>	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	50mm	道路盛土
3	H24 道示 <sup>8)</sup>	場所打ち杭 φ1200mm 4×3 列	200mm	河川堤防

基づいて設計された可動支点の橋台をモデル化したものである。本実験では、設計地震力の違いにより杭径や杭本数、桁端部と橋台との間の遊間が異なっていることに着目してそれぞれ設定した。また、背面盛土形状は、Case1とCase3は河川堤防、Case2は道路盛土を想定した。いずれも橋台高さは8m、液状化層厚は10mを想定した。

本稿では、Case1とCase3の結果を詳細に報告するとともに、これらの実験ケースの比較に基づいて液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計適用基準の影響について検討を行った。なお、Case2については、Case1と類似した結果となっている。

### 2.2 実験模型及び実験条件

実験は、土木研究所所有の三次元大型振動台と大型剛土槽（幅6m×奥行3m×高さ2m、いずれも内寸）を使用して実施した。実験状況を写真-1に示す。図-1は、振動台実験に用いた模型の概要を示したものであり、土槽の側面沿いに半断面の橋台模型を設置した。模型の縮尺スケールは、



写真-1 三次元大型振動台による実験状況

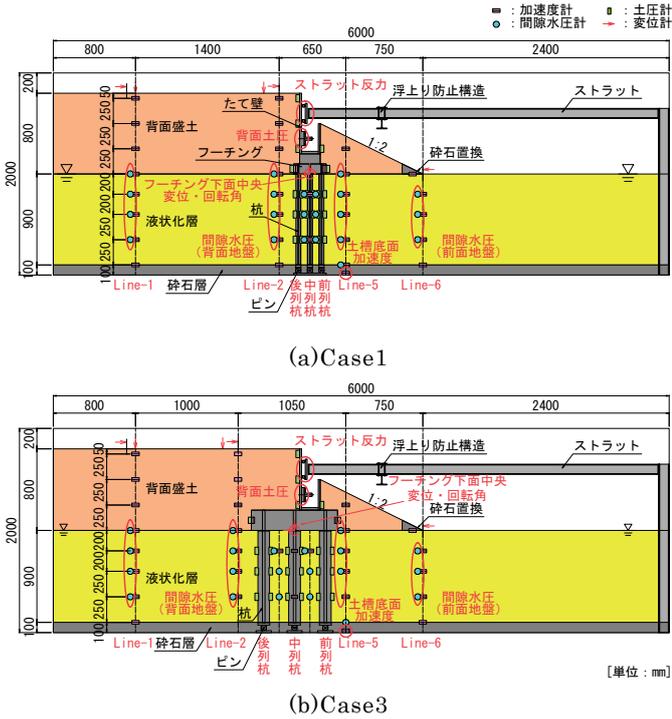


図-1 振動台実験に用いた模型の概要

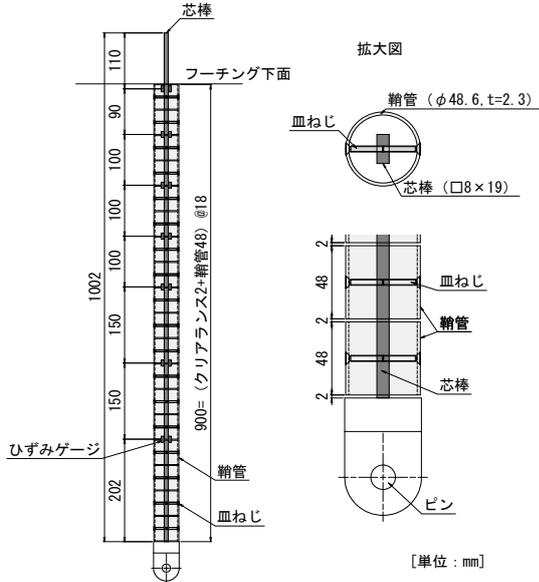


図-2 模型杭 (Case1の例)

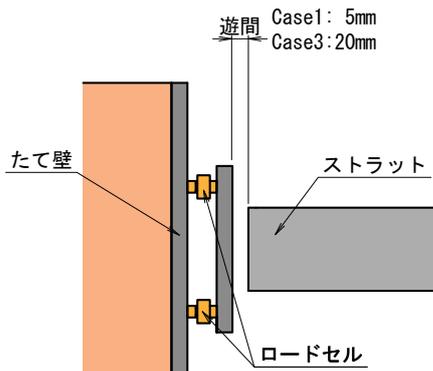


図-3 遊間部の拡大図

土槽寸法の制約から1/10に設定した。ただし、杭先端は十分な根入れ深さの確保が難しいため、土槽底面にピン結合により支持させた。また、実験の目的に照らし、地盤反力(土圧)の受圧面積に寄与する杭径と杭の曲げ変形のしにくさを示す曲げ剛性に関する相似性を考慮することが重要である。このため、杭模型は、図-2に示すように、地盤反力については鞘管が受け、曲げ剛性については芯棒で抵抗できるように工夫した。

また、橋の実際の構造特性を実験条件として適切に反映させるため、図-3に示すように、橋台たて壁と桁端部の遊間として相似則を考慮してCase1は5mm、Case3は20mmの離隔を確保した。なお、橋桁を模したストラットとたて壁の衝突力を計測するためにロードセルを配置した。

模型地盤は背面盛土、液状化層ともに相対密度  $Dr = 50\%$  の宇部珪砂6号(土粒子の密度  $\rho_s = 2.647\text{g/cm}^3$ 、50%粒径  $D_{50} = 0.29\text{mm}$ 、細粒分含有率  $FC = 0.70\%$ 、均等係数  $U_c = 2.08$ )により作製し、地下水位を橋台前面側の地表位置に設定した。 $Dr = 50\%$  の宇部珪砂6号に対する繰返し非排水三軸試験の結果、繰返し三軸強度比  $R_L = 0.133$  であった。その他、液状化層を均一に飽和させるため、土槽底面に碎石層を設置した。また、盛土のり尻部を安定させるため、のり尻部を碎石で置換した。なお、橋台背面の盛土形状は、河川堤防を想定して土槽奥行き方向に一樣とした。

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編<sup>8)</sup>におけるレベル2タイプI地震動の動的解析用時刻歴波形の中からI-I-3(I種地盤、新晩翠橋周辺地盤上NS)を選定した。これは、液状化に伴う地盤の残留変位の発生に対して厳しい結果を与えると考えられる、継続時間の長い地震動を用いるという考え方からである。なお、振動台への実際の入力にあたっては、相似則に基づき時間軸は  $(1/10)^{0.5}$  倍に縮尺し、また、加速度振幅は1.0倍とした。

### 3. 振動台実験により得られた地盤及び橋台の地震時挙動

#### 3.1 地盤の残留変形

加振後の模型地盤の変形状況を図-4に示す。両ケースともに、前面地盤ののり尻付近の地盤で比較的大きな残留変形が生じたこと、その一方で

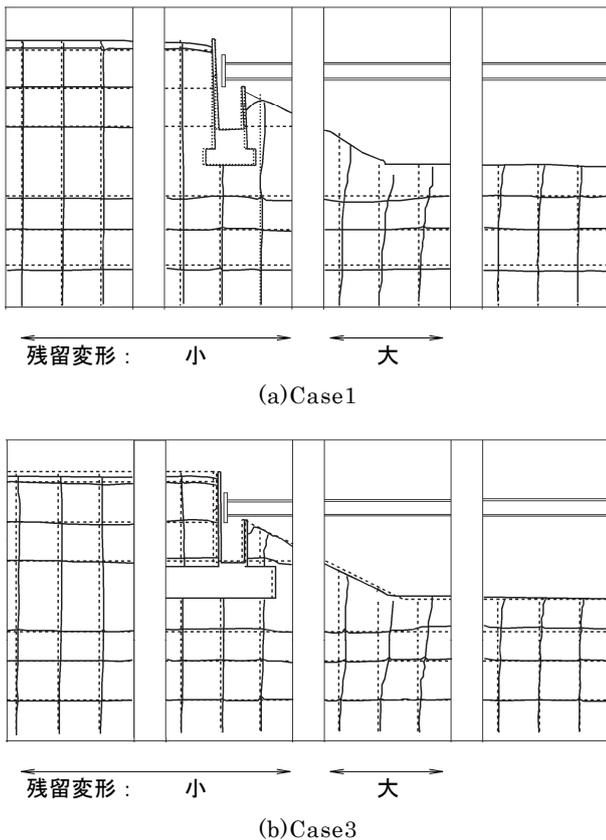


図-4 加振後の地盤の残留変形

フーチング下面から背面側の地盤に生じた残留変形は小さいことが特徴的である。ケース間での残留変形の状況に有意な差は見られない。

### 3.2 過剰間隙水圧の発生状況

地盤の過剰間隙水圧比、ストラット反力、たて壁の背面土圧、フーチング下面中央の水平変位及び回転角、杭頭曲げひずみ及び土槽底面加速度の時刻歴応答を図-5に示す。それぞれの計測位置は、図-1中に示している。また、各測線における深度ごとの過剰間隙水圧の最大値分布を図-6に示す。両ケースにおいて前面地盤ののり尻位置 (Line-6) で過剰間隙水圧が有効上載圧を超えており地盤が液状化したのに対し、背面地盤の遠方 (Line-1)、背面地盤の近傍 (Line-2) 及び前面地盤の近傍 (Line-5) の地盤は液状化していないことがわかる。これは、地盤の残留変形の発生状況ともよく整合している。図-5の時刻歴応答で見ると、前面地盤 (Line-6) では約30秒より上昇傾向が顕著となり、約35秒で過剰間隙水圧比が1.0に達して液状化した。一方で、背面地盤 (Line-2) でも約30~35秒間で上昇しているが、最大でも0.35程度と上昇度合いは鈍い。盛土下の液状化層で水圧が上昇しにくい傾向は既往の研究<sup>9),10)</sup>に

においても確認されており、その理由としては、盛土下の地盤は地震中にせん断応力比 (せん断応力と有効拘束圧の比) が大きくなりやすく、せん断変形に伴う体積膨張が卓越すること等が挙げられる。

### 3.3 橋桁とたて壁の衝突及び背面土圧

ストラット反力は、ストラットとたて壁の衝突力を表しており、Case1では30秒付近から衝突し生じ始め、その後の振動により衝突を繰り返していることがわかる。一方Case3では、36秒付近に衝突し生じ始めたが、数回の衝突に留まっている。たて壁の背面土圧は、それぞれ衝突に呼応する形で増減しており、特にストラットとたて壁の衝突の瞬間に著しいピークを示している。その大きさは38秒付近で有効上載圧に対してCase1では3.9倍、Case3では1.7倍であった。たて壁頭部の水平変位がストラットに拘束されていること、Case1における土圧の大きさから、背面土は受働状態に近いと見られ、発揮された背面土圧の大きさの違いは、土圧の発揮までの間に発生可能なたて壁の水平変位量の差、すなわち、桁の遊間の大きさの違いに起因するものと考えられる。

### 3.4 橋台の変位及び回転角

フーチング下面位置での水平変位及び回転角は、Case1では過剰間隙水圧の上昇が顕著となり始めた約30秒から増加し始めたが、回転角が後転側 (図-1 (a)で時計回り) に生じている点の特徴である。このような橋台の変形モードは既往の地震被害事例においても見られ、たて壁の変位が上部構造に拘束された状態で地盤からの厳しい偏荷重を受けた結果であると考えられる。以降、基礎に生じた変位は回復することなく、ほぼそのまま残留した。Case3では、同様に水平変位は増加しているが、回転角はほとんど生じていない。ここでも、遊間の違いによる影響が現れている。

### 3.5 杭の曲げひずみ

杭頭の曲げひずみは、両ケースとも橋台前面の地盤が液状化した35秒付近を境に大きな変化を示した。橋台前面の地盤に液状化が生じた時刻のおよそ2秒前と3秒後の杭の曲げひずみ分布を図-7に示す。ここで、両ケースの実験結果を相対的に比較するため、曲げひずみの値は、実杭における降伏ひずみに相当する値 (Case1 : 204 $\mu\epsilon$ , Case3 : 365 $\mu\epsilon$ ) で除して無次元化しており、1.0

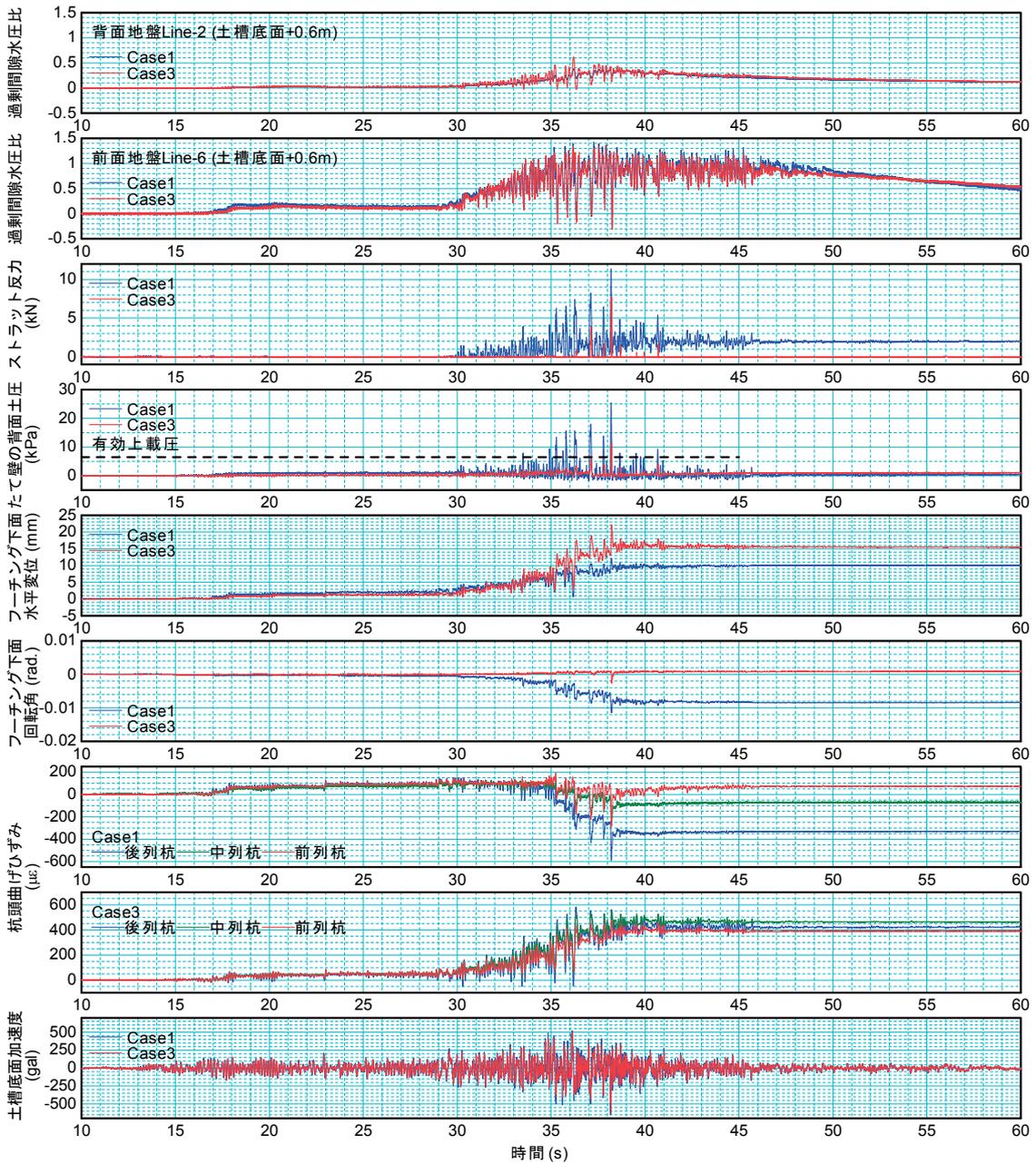


図-5 過剰間隙水圧比、ストラット反力、たて壁の背面土圧、フーチング下面水平変位・回転角、杭頭曲げひずみ及び土槽底面加速度の時刻歴応答

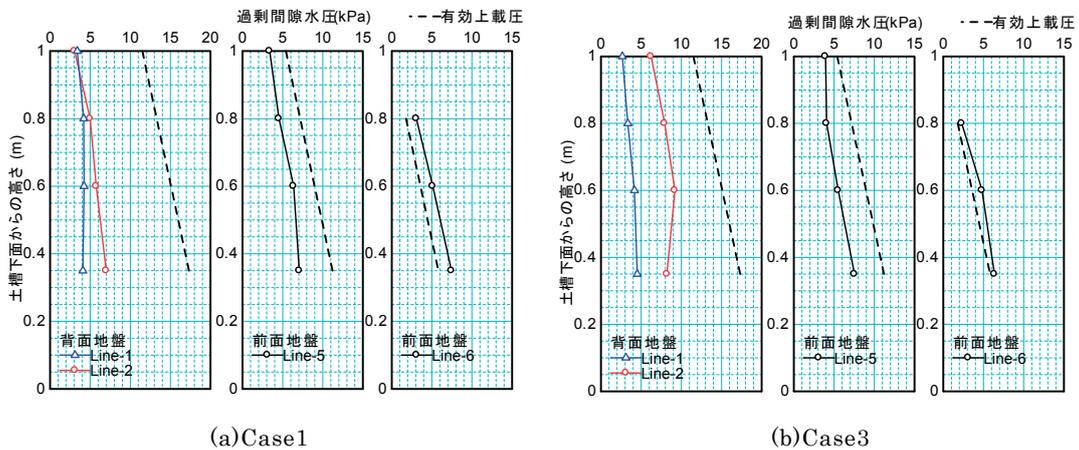


図-6 過剰間隙水圧の最大値分布

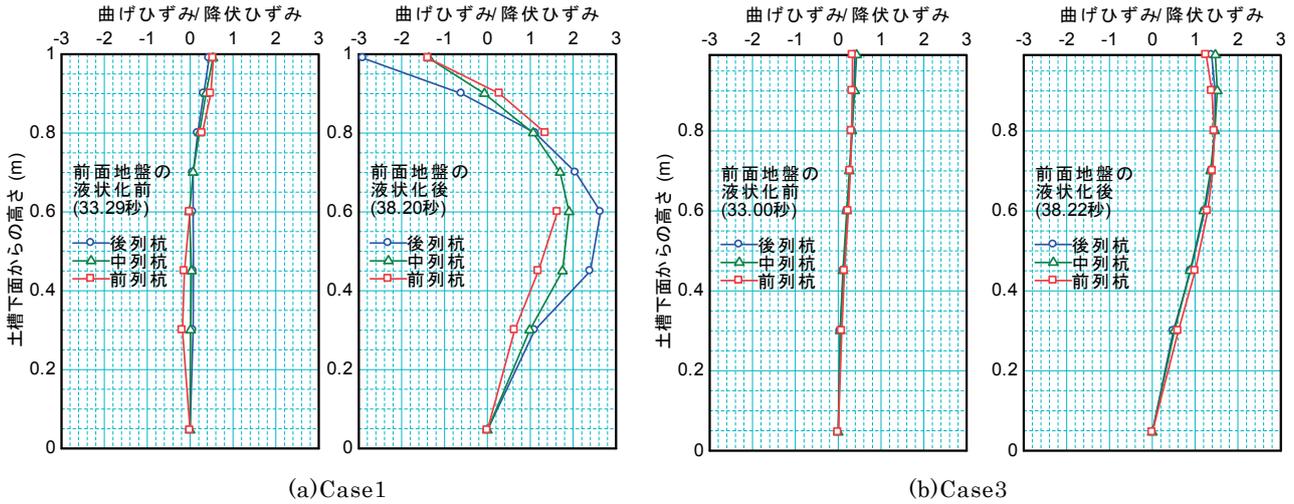


図-7 杭の曲げひずみ分布

は実杭が降伏していることを表している。前面地盤に液状化が生じる前における曲げひずみ分布は、両ケースとも基礎天端からの水平力を杭とその前面地盤で支持していることを示している。しかし、前面地盤に液状化が生じた後より曲げひずみ分布は、Case1では同図(a)右のような形状に急変し、分布形状の逆転と全深度にわたる曲げひずみの増加が生じた。一方Case3では、同図(b)右のように全深度で前面側に曲げひずみの増加が生じた。分布形状の違いは、杭の曲げ剛性の違いにより、剛性が小さいCase1では変形が大きくなったことによるものである。また、無次元化した曲げひずみの最大値は、Case1では1.6~2.6程度、Case3では1.5程度であった。これは、両ケースの全ての杭が杭頭あるいは地中部で降伏している状態であるが、杭の剛性が小さいCase1の方がより厳しい状態であったといえる。なお、現行基準では、液状化する地盤における橋台基礎の塑性化を許容している（橋台基礎の許容塑性率は3）。また、たて壁上部が自由に動けること、地盤が不動であることを仮定して照査している。本実験では、たて壁が桁に拘束され、かつ、液状化層中の杭が背後から土圧を受けているという違いがあるため、現行照査法との直接的な比較はできないものの、Case3では全杭が降伏をわずかに超えた程度であることから、橋台基礎の応答は現行基準における許容範囲内であったと考えられる。

#### 4. 液状化地盤における橋台の地震時挙動のメカニズム

上述した実験結果に基づき、液状化する地盤上

の橋台に生じる挙動メカニズムを模式的にまとめると図-8のようになる。両ケースとも、前述したように、前面地盤に液状化が生じる前までは、たて壁の背面土圧を杭とその前面地盤で支持している。前面地盤に液状化が生じた後は、液状化地盤が前面に変位し、Case1のような液状化の影響を考慮していない時代に設計された橋台では、橋台が前面に変位するもののすぐに橋桁との遊間が詰まり、たて壁の頂部が橋桁に拘束されることにより、受働状態に近い大きな土圧を受ける。さらに

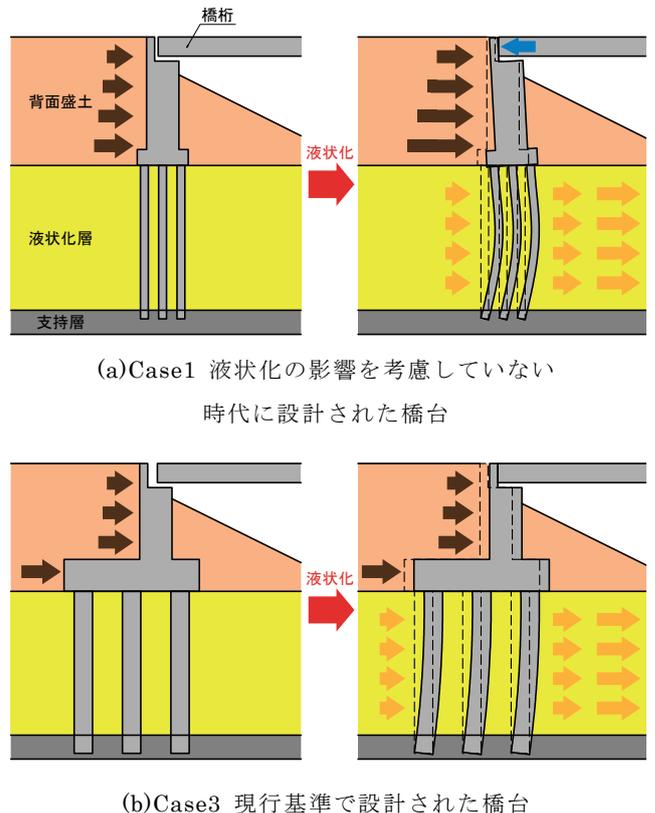


図-8 液状化する地盤上の橋台に生じる挙動メカニズム

杭の剛性が小さいために杭には大きな曲げひずみが生じる挙動となっていると考えられる。一方で、Case3のような現行の基準により設計された橋台では、橋台が前面に変位するものの、橋桁との遊間がCase1と比較すると相対的に大きいため、橋桁による拘束の影響を受けにくく、このことがたて壁に作用する土圧を減少させていると考えられる。さらに、杭の剛性が大きいこととも相まって、杭に生じる曲げひずみも相対的に小さくなっていると考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、液状化地盤上の橋台を対象として、その地震時挙動を明らかにするために大型振動台実験を行った。その結果、設計適用基準によって杭の剛性や遊間が異なっていることが、液状化地盤における橋台の地震時挙動メカニズムにも有意な影響をもたらすことを明らかにすることができた。

## 謝 辞

本研究は、総合科学技術・イノベーション会議のSIP（戦略的イノベーション創造プログラム）「レジリエントな防災・減災機能の強化」（管理人：JST）の一環として実施しているものであり、液状化対策運営委員会の委員各位より貴重なご意見をいただいた。また、実験条件や計測計画の検討は、東京工業大学大学院高橋章浩教授との共同研究「液状化地盤における道路橋基礎の挙動推定法に関する研究」の一環として実施した。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 運上茂樹、星隈順一、堺淳一、植田健介：過去の大規模地震における落橋事例とその分析、土研資料第4158号、2009.12
- 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研究小委員会活動成果報告書、pp.427～434、2003.6
- 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) 星隈順一、七澤利明：液状化地盤における橋梁基礎の耐震評価技術の開発、土木技術資料、第57巻、第10号、pp.46～47、2015
- 5) 運上茂樹、星隈順一、七澤利明、河野哲也、谷本俊輔：既設橋の液状化被害を防ぐための耐震技術の開発、土木技術資料、第58巻、第1号、pp.18～21、2016
- 6) 星隈順一、七澤利明：道路橋基礎の地震時挙動の評価と耐震対策技術の開発、土木技術資料、第58巻、第6号、pp.30～33、2016
- 7) （社）日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇、1964.3
- 8) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、2012.3
- 9) 荒木裕行、谷本俊輔、石原雅規、佐々木哲也：基礎地盤の液状化に対する堤体直下固化改良工に関する動的遠心模型実験、第2回地盤工学から見た堤体技術シンポジウム講演概要集、pp.59～62、2014
- 10) 渦岡良介：地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究、岐阜大学博士論文、2000

石田修一



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 交流研究員  
Shuichi ISHIDA

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  
研究員、(併)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 研究員  
Shunsuke TANIMOTO

星隈順一



研究当時 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  
究グループ上席研究員、現 国土  
交通省国土技術政策総合研究所道  
路構造物研究部橋梁研究室長、  
博(工)  
Dr. Jun-ichi HOSHIKUMA