

### Ⅲ-4 地盤の不安定化を考慮した橋台構造物の耐震設計法に関する試験調査

研究予算：運営交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 13～平 17

担当チーム：耐震研究グループ（振動）

研究担当者：杉田秀樹，近藤益央，高橋章浩，谷本俊輔

#### 【要旨】

抗土圧構造物の1つである橋台は，橋梁上部構造の荷重を支えるだけでなく，裏込めからの土圧や取付け盛土荷重に起因する基礎地盤の変形に対しても抵抗しなければならない．基礎地盤が砂地盤の場合，地震時においては液状化により基礎地盤が大きく変形する恐れがあるが，橋台の耐震設計においては，工学的な判断を加味した一手法として，地震時保有水平耐力法が採用されており，基礎地盤の変形による基礎への作用力については，不明な点が多いため，現時点では考慮されていない．本検討では，まず模型実験や数値解析を通じて，液状化により不安定化する地盤上の橋台に作用する土圧及び液状化による基礎地盤の変形に起因する基礎への作用力（流動力）の大きさと，これが基礎の応答に与える影響を把握した．その結果を踏まえて，液状化地盤上の橋台に対する耐震設計に必要な外力の設定方法を提案し，液状化に対する橋台の耐震性能照査法を概成した．

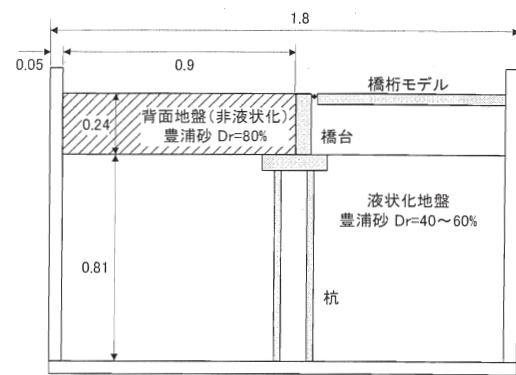
キーワード：液状化，橋梁橋台，模型実験，有限要素解析，土圧，永久変形

#### 1. はじめに

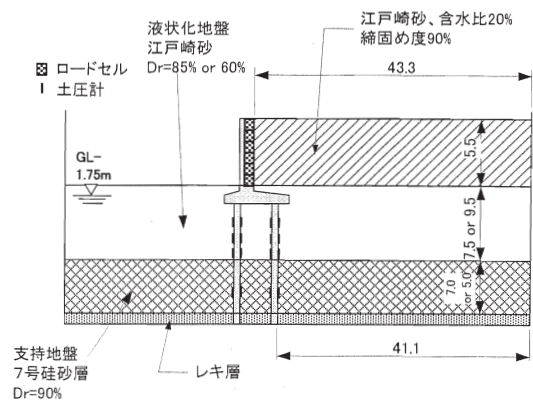
抗土圧構造物の1つである橋台は，橋梁上部構造の荷重を支えるだけでなく，裏込めからの土圧や取付け盛土荷重に起因する基礎地盤の変形に対しても抵抗しなければならない．基礎地盤が軟弱粘土の場合，常時の盛土荷重に起因する基礎地盤の変形を抑えるために，軽量盛土材を採用したり，地盤改良を施したりすることが多いため，橋台基礎の設計において，基礎地盤の変形の影響を考慮することは稀である．一方で基礎地盤が砂地盤の場合は，常時において基礎地盤の変形が問題となることはないが，地震時においては液状化により基礎地盤が大きく変形する恐れがある．しかしながら，橋台の耐震設計においては，工学的な判断を加味した一手法として，地震時保有水平耐力法が採用されており，地盤の液状化の影響は，地盤反力度の低減という形でのみ考慮されている．しかし，基礎地盤の変形による基礎への作用力については，不明な点が多いため，現時点では考慮されていない<sup>1,2)</sup>．

本検討では，まず，模型実験や数値解析を通じて，液状化により不安定化する地盤上の橋台に作用する土圧及び液状化による基礎地盤の変形に起因する基礎への作用力（流動力）の大きさとその基礎応答に与える影響を把握した．その結果を踏まえて液状化地盤上の橋台に対する耐震設計に必要な外力の設定方法を提案し，液状化に対する橋台の耐震性能照査法を概成した．

#### 2. 模型実験概要



(a) 振動台実験



(b) 遠心模型実験

図1 模型地盤概要

平成 13～14 年度に中型振動台を用いた重力場における模型実験を，平成 15～16 年度に大型動的遠心力载荷試験装置を用いた遠心力場における模型実験を実施した．模型の概要を図1に示す．前者は杭基礎に作用する流動

表1 遠心模型実験条件

ケース	基礎形式	橋台頂部の拘束条件	液状化層の相対密度	液状化層厚
1	杭基礎	自由	85%	7.5m
2			60%	
3				9.5m
4	直接基礎	拘束	85%	7.5m
5	杭基礎		85%	
6			60%	9.5m
7				7.5m
8				7.5m

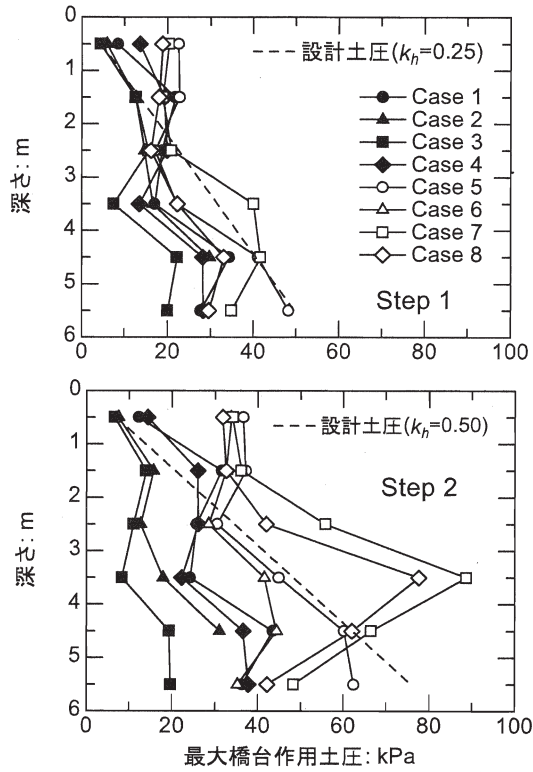


図2 橋台背面に作用する地震時最大土圧

力を計測することを目的とした実験であり、後者は橋台背面に作用する土圧並びに杭基礎に作用する流動力を計測することを目的とした実験である。

重力場における実験では、橋軸直角方向に振動を加え、計測土圧に慣性力の影響が含まれないように工夫した。模型地盤は豊浦砂で作成し、ゆるい液状化層（飽和土層）と中密な裏込め土（乾燥砂）で構成されている。模型杭はアクリル製とし、小型土圧計とひずみゲージにより杭に作用する土圧を計測した。

遠心力場における模型実験では、地盤密度、液状化層厚、上部構造による橋台頂部の水平方向変位の拘束条件を表1に示すように変化させた。実験には1/50縮尺の逆T型橋台模型を用い、50gの遠心加速度場にて振動実験を行った（各ステップで2Hzの正弦波を20波入力）。地

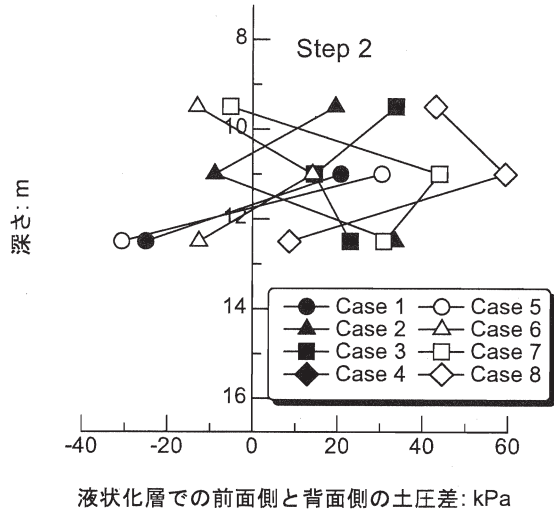


図3 液状化地盤の流動力分布 (Step 2)

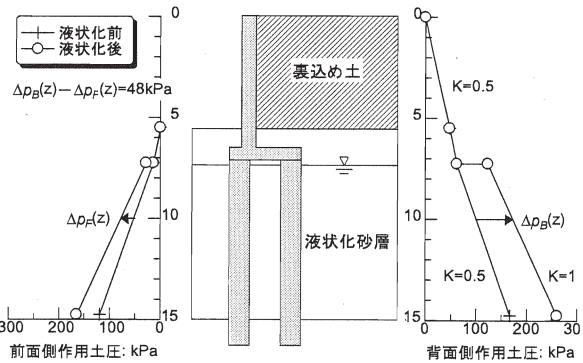


図4 液状化前後に橋台に作用する土圧

盤密度は、液状化しやすい相対密度約60%と液状化しにくい相対密度約85%の2種類とし、背面土及び液状化層直下の支持層の相対密度については全てのケースで同一とした。模型地盤作成後、模型地盤を水の50倍の粘性を有するメトロゾ水溶液で飽和化させた。橋台模型はステンレス製で、埋め込まれたロードセルのより橋台背面に作用する土圧を測定した。杭模型はアクリル製で、小型土圧計により杭に作用する土圧を計測した。上部構造による橋台頂部の水平方向変位の拘束条件としては、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、前者では、橋台頂部はゴム版を介して固定されていたため、ゴムの弾性変形分（実物換算で約30cm程度）は橋台に水平変位が生じた。

### 3. 橋台に作用する土圧の特性

ここでは、遠心模型実験結果を主に示す。振動台実験の結果については、文献3を参照願いたい。図2に橋台

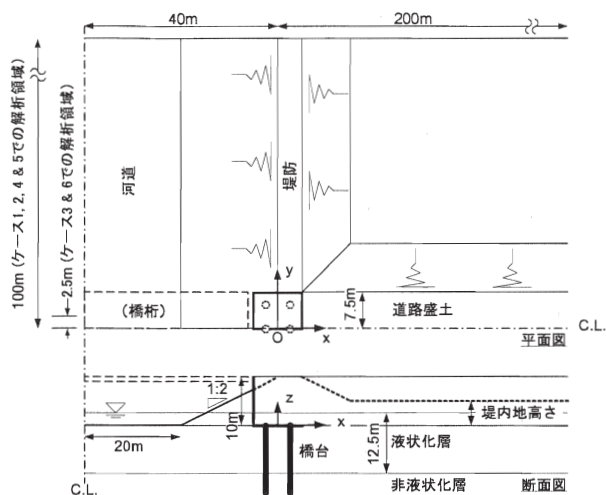


図5 数値解析の対象とした橋台とその周辺地盤概要

背面に作用する地震時最大土圧の深さ方向分布を示す。ここで、Step 1 では加速度振幅約 240gal の、Step 2 では加速度振幅約 480gal の正弦波を入力しており、図には、設計に用いられる土圧（砂質土用）もあわせてプロットしてある。この図から、上部構造により橋台頂部の水平方向変位が拘束されていて、液状化層の密度が小さい場合（Case 7 及び 8）、大規模地震時（Step 2）に若干設計土圧を上回るものの、その他のケースは概ね設計に用いられている土圧と等しいか、それを下回っていることから、現行設計に用いられている地震時土圧式を用いれば、概ね橋台背面に作用する土圧を評価できることが確認された。

図3に杭に作用する土圧から求められた液状化地盤の流動力（振動成分を取り除いた杭基礎に作用する前面側と背面側の土圧差）の深さ分布を示す。杭に作用する土圧の計測は、土圧計が小さく、接地面積が小さかったため、橋台背面土圧に比して、その計測値の信頼性は劣るが、橋台に作用する土圧と同様、橋台頂部の水平方向変位が拘束されているものほど流動力は大きく、その最大値は 60kPa 程度であることはわかる。図4に液状化前後に橋台に作用する土圧の模式図を示す。液状化層の土圧係数は、液状化により、地震前の値から変化し、ほぼ 1 になると考えられるが、仮に地震前の土圧係数を 0.5 し、図4に示すような土圧分布を仮定（橋台とその基礎が剛な壁であると仮定）すれば、本実験での液状化により増加する前面側と背面側の土圧差（ $\Delta p_B - \Delta p_F$ ）は、液状化層内で深さ方向に一定の値となり、その大きさは 48kPa となる。この値は、図3の流動力の最大値に近いことから、橋台に作用する液状化地盤の流動力は、液状化層の土圧係数の変化に起因する前面側・背面側の土圧の変化

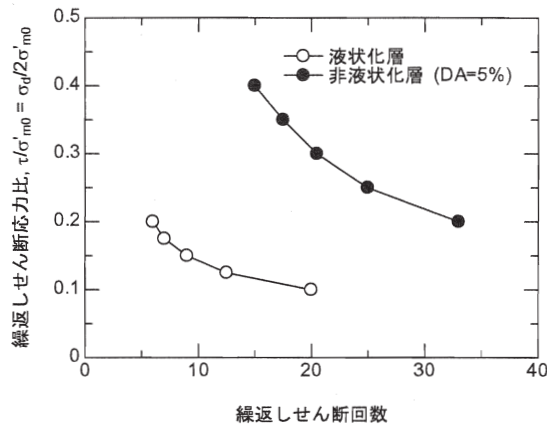


図6 液状化強度曲線

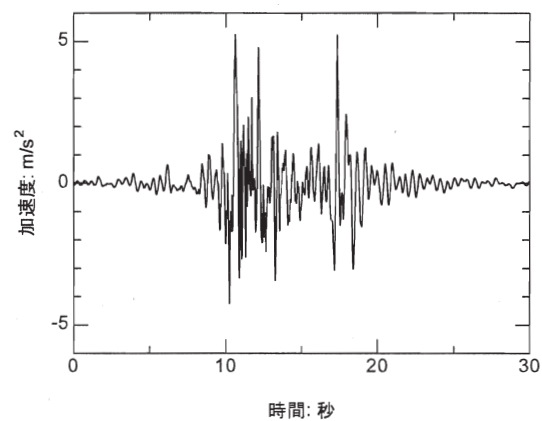


図7 入力地震動の時刻歴

表2 数値解析条件

ケース	杭	堤防	堤内地高さ
1	有	有	5m
2	有	有	10m
3	有	無	—
4	無	有	5m
5	無	有	10m
6	無	無	—

量と強く関係していることがわかる。

#### 4. 数値解析概要

河川堤防内に設置された橋台の応答に、液状化による周辺地盤の変形が与える影響を、有効応力に基づく3次元動的有限要素解析により検討した。対象とした河川橋の橋台とその周辺地盤の概要を図5に示す。川を挟んだ橋台間の距離は 70m とした。高さ 10m の橋台は、1:2 の勾配を有する河川堤防内に設置されており、これに幅員 15m の 1:2 の勾配を有する道路盛土が接続されているとした。橋台基礎は杭径 2m、杭長 20m の場所打ち杭を想

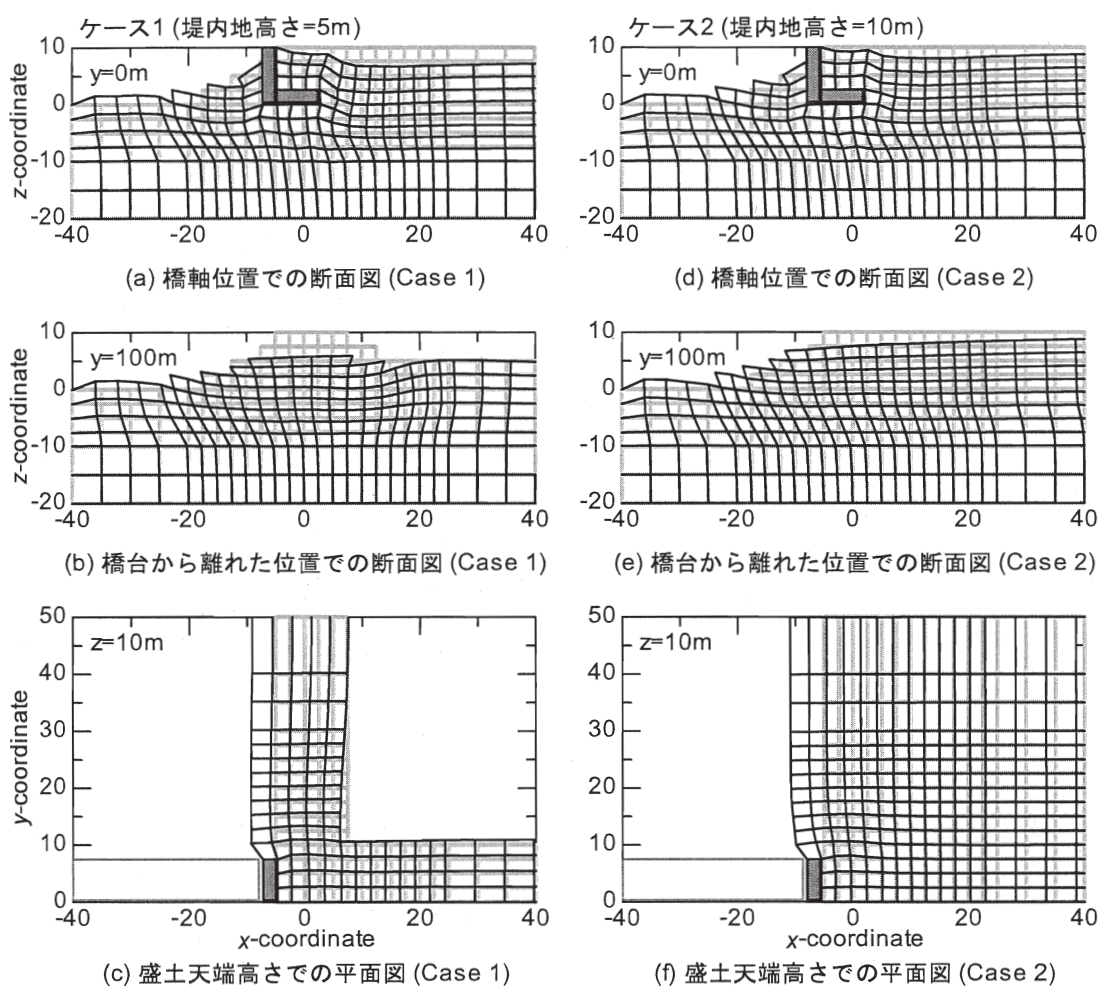


図8 橋台とその周辺地盤の変形状況 ( $t=30$  秒, 変位を10倍に拡大)

定し、 $2 \times 3$ の格子状に5mの杭間隔で打設されている場合を想定した。水位は堤防天端から7.5mのところであり、堤内地高さは河道から5m若しくは堤防高さと同じ(河道から10m)とした。堤防や道路盛土下の液状化する可能性の高い緩い砂質土層(液状化層)の層厚は12.5mとし、堤防と道路盛土の材料は、地下水位以浅の堤内地の表層地盤(液状化層より上の地盤)と同じと仮定した。橋台を支える杭は、液状化層下の密な砂礫層(非液状化層)に10m根入れされているとした。

数値解析では、u-p formulationに基づく、土/水連成動的解析手法を用いた。解析領域は、橋軸方向に地震動を入力するため、対称性を考えて、図中y方向(橋軸直角方向)は橋軸から100m、x方向(橋軸方向)は河道中心から240mの範囲とした。土、橋台躯体は固体要素で、杭は降伏時の曲げ剛性を有する弾性梁でモデル化した。土のモデルには、Hashiguchi & Chen<sup>5)</sup>によって提案されている拡張下負荷面モデルを使用した。用いたモデルパラメータや計算条件の詳細は文献4に詳しく記されている。

本解析での液状化層並びに非液状化層の液状化強度特性は図6に示すような強度曲線を有するものである。図7にレベル2タイプIIの地震動を想定して与えた地震動(鉄道構造物等設計標準のスペクトルII適合波)の時刻歴を示す。最大加速度は525galであり、これをx方向(橋軸方向)に入力した。

解析条件を表2に示す。堤内地高さ5m(堤防天端高さの半分)を基本(ケース1)とし、堤内地高さ10m(堤防天端と同じ高さ)のケース2と比較することによって、液状化による堤防の河道側への変形量の差が橋台応答に与える影響を調べることができる。ケース3では、橋台が擁壁のようにy方向に無限に続く、即ち、堤防の影響がなく、道路盛土の橋軸直角方向への変形がない場合を想定しており、これとケース1, 2を比較することにより堤防と橋台との相互作用の影響や橋台背後地盤の3次元性の影響を調べることができる。このケース3はマクロに見れば解析対象は2次元であるが、杭と地盤の相互作用は依然として3次元であるため、杭配置を考慮し、図

5に示すように奥行き方向に $y=0\sim 2.5\text{m}$ を解析領域とする3次元モデルとした(以下疑似2次元と称する)。比較のため、地盤条件はケース1~3と同じであるが、橋台が杭によって支持されていないケースも計算対象とした(ケース4~6)。なお、道路盛土高さは全てのケースで河床から10mで一定である。なお、本解析では、橋台とその周辺地盤との相互作用に主眼をおいたため、上部構造はモデル化されていない。

## 5. 基礎への作用力と応答特性

### 5.1 橋台と周辺地盤の変形

図8にケース1及び2の地震動後( $t=30$ 秒)における橋台とその周辺地盤の変形状況を示す。この図から以下のことがわかる。

- (1) 堤内地の高さに関係なく、液状化層の大きな変形が、橋台周辺地盤の河道側への変位を大きくしており、堤防天端の変位量は橋台のそれと比べて大きい。
- (2) この図のみでは橋台の永久変形量に対する堤内地高さの影響は比較しづらいが(図9参照)、堤内地が高い方が橋台、堤防共に永久変形量は大きい。
- (3) 堤内地が低い場合には、道路盛土の橋軸直角方向への変形がみられ、その結果橋台背後の道路盛土の沈下が大きくなり、橋台近傍の堤防の河道側への変形が遠方に比べて大きくなっている。

また、ここには図示していないが、橋台が杭基礎によって支持されていない場合は、橋台の水平変位は堤防のそれとの差は小さく、河道側へ倒れこむように橋台は変形していた。このような橋台とその周辺地盤の地震時永久変形は、緩い砂質土層における地震時の過剰間隙水圧の上昇によって引き起こされたわけだが、必ずしも全域にわたって液状化していたわけではない。ここには図示していないが、橋台直下地盤は、橋台重量が杭によって支持されている場合は上載圧が小さいため液状化していたが、そうでない場合には過剰間隙水圧の大きな上昇は見られた(上載圧の70%程度まで上昇)ものの液状化には至らなかった。また、橋台の支持条件によらず、堤内地、河道は液状化したものの、道路盛土直下、堤防直下地盤は液状化には至っていない。

図9に橋台頂部の水平変位の時刻歴を、図10に橋台背面の土圧係数の時刻歴を示す。いずれのケースにおいても、地震動が最大となる $t=11$ 秒付近で橋台に作用する土圧(土圧係数)は最大となり、橋台に大きな水平変位が生じる。この時点では、橋台の耐震性能照査に用いる外力相当の力が橋台に作用していると考えられるが、その後も振動と共に橋台変位は増加する。その変位増加割

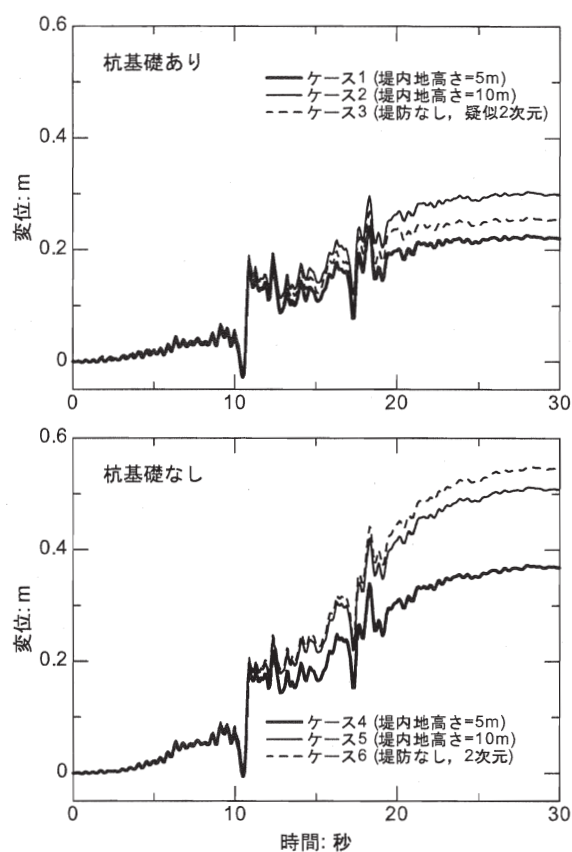


図9 橋台頂部の水平変位の時刻歴

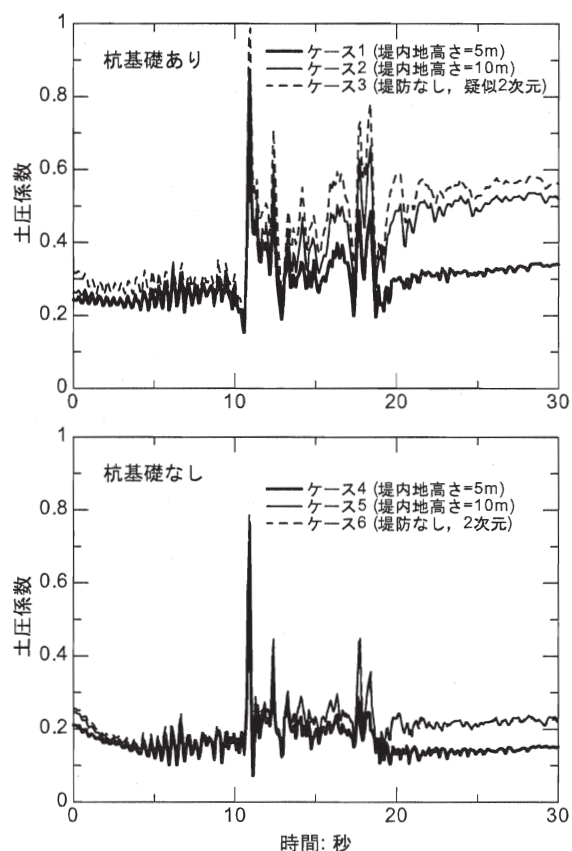


図10 橋台背面の土圧係数の時刻歴

合や作用土圧の変化は条件によって異なり、まとめると下記の通りである。

- (1) 杭基礎がない場合、橋台の変位量が大きいため、橋台背面への作用土圧は大きくなり、大きさは主働土圧相当となるが、杭基礎がある場合には、橋台変位が小さいことから、作用土圧はそれほど小さくならない。
- (2) 堤内地が低い場合（ケース1,4）、道路盛土は橋軸直角方向に変形する（堤内地側に逃げやすい）ため、道路盛土の橋軸方向変形が生じない場合（ケース2,3,5,6）と比べて橋台に作用する土圧は小さくなる。
- (3) 杭基礎の有無にかかわらず、堤内地が高い方が、橋台の永久変形量は大きくなる。
- (4) 堤内地が低い場合、杭基礎に支持された橋台の永久変形量は地震動が最大となる時点での変位量と同等であったが、堤内地高さが橋台に接続する道路盛土と同じ高さの場合には、永久変形量は、前者の1.5倍ほどになった。

上記(1)(2)は、地震動が最大となった時点以降の橋台変位の蓄積は、橋台背面に作用する土圧が大きくなるためだけでなく、周辺地盤全体の河道側への変形によるものであること、(3)(4)は、道路周辺の地盤変形が橋台の地震時永久変形量に関係していることを示唆している。

## 5.2 杭の応答

図11に各ケースの橋台に作用する土圧が最大となる時（ $t=10.88$ 秒）の杭の曲げモーメント分布を示す。本解析では杭の位置によらず、曲げモーメントの値はほぼ同じであったことから、この図には全杭の平均値を示しており、合わせて地震動中の最大・最小曲げモーメントの分布を破線で示している。いずれのケースでも、杭頭並びに土層境界付近の大きな曲げモーメントが発生する深さにおいて、土圧最大時の曲げモーメントは、地震動中の最大若しくは最小値とほぼ同じであることがわかる。

図9にこれらの大きな曲げモーメントが発生する深さでの盛土側中央杭の曲げモーメントの時刻歴を示す。いずれのケースでも地震動が最大値を示したときに曲げモーメントは急増し、その後若干減少した後、曲げモーメントは振動と共に徐々に増え続け、その増加割合は堤内地の高いケースの方が大きい。今回用いた入力地震動の特異性（ピークが2度ある）から、ケース2では第2のピーク時（ $t=17$ 秒付近）の曲げモーメントが、振動中の最大値となってしまっているが、地震動が最大かつ橋台に作用する土圧が最大となる時点の値が、概ね最大値になるといってよいであろう。従って、地震時保有水平

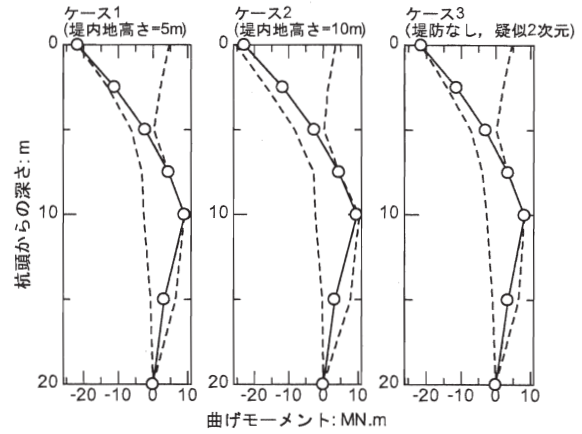


図11 最大土圧時の曲げモーメント分布

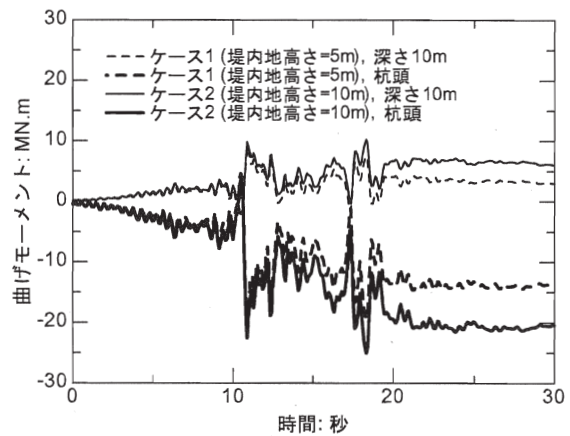


図12 曲げモーメントの時刻歴

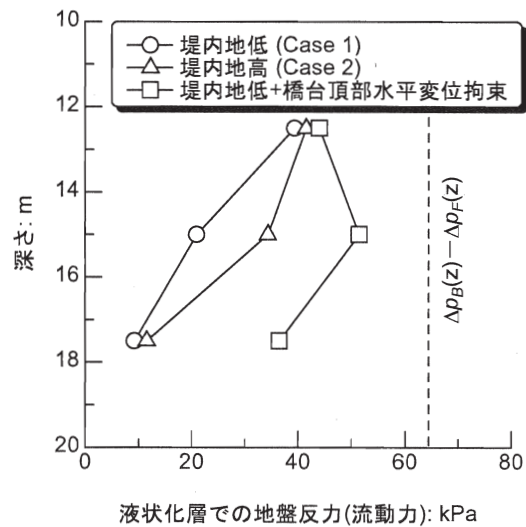


図13 液状化地盤の流動力分布 (FEM)

耐力法で想定している外力で橋台基礎を照査すれば、所定の耐力を橋台基礎に付与させることはできるといえるであろう。

図13に図3と同様の整理方法によって得られた液状化層での流動力分布を示し、合わせて図4の考え方に基

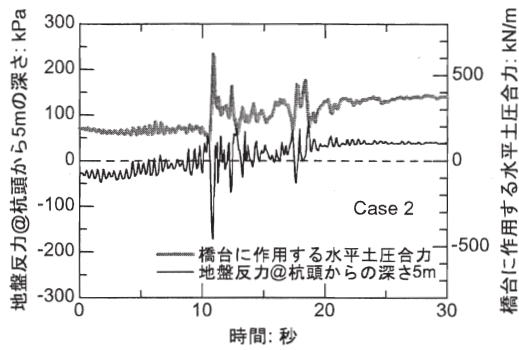


図14 橋台に作用する土圧合力と液状化層での地盤反力の時刻歴

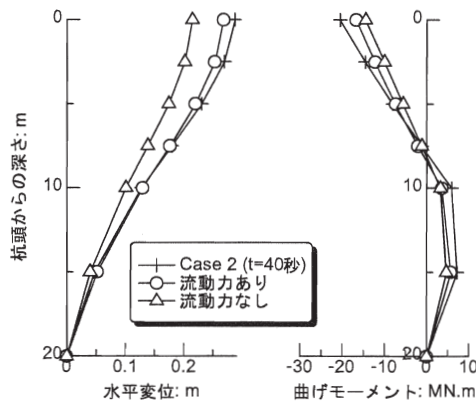


図15 流動力の有無が基礎の応答に与える影響

づく液状化により増加する前面側と背面側の土圧差 ( $\Delta p_B - \Delta p_F$ ) もプロットしてある。橋台頂部の水平変位が、上部構造によって拘束されない場合 (Cases 1 & 2), 作用土圧はそれほど大きくなるもの、拘束がある場合には、模型実験結果と同様、流動力が大きくなり、液状化により増加する前面側と背面側の土圧差 ( $\Delta p_B - \Delta p_F$ ) に近づくことがわかる。ただし、ここには図示していないが、橋台頂部の水平変位が拘束された場合、杭の曲げモーメントの最大値は非常に小さくなっており (5MN.m 程度)、流動力が大きくなっても必ずしも杭の断面力の増加につながるわけではない。

図14にCase2における橋台に作用する水平土圧合力と液状化層 (杭頭からの深さ5mの地点) での地盤反力の時刻歴を示す。前節で示した杭の曲げモーメントが最大となる、橋台作用土圧最大時 ( $t=10.88$  秒) では、液状化層での地盤反力は負となっている。即ち、この時点では液状化層は橋台の川側 (前面側) への変位に対して抵抗していることになる。このことは、杭の断面力照査法としての現行設計方法の考え方の妥当性を支持しているといえる。

### 5.3 液状化地盤の流動力が基礎応答に与える影響

前節までに示した、液状化により増加する前面側と背面側の土圧差 ( $\Delta p_B - \Delta p_F$ ) による流動力の考慮の有無が、基礎の応答に与える影響を、3次元有限要素解析で得られた杭基礎の応答を2次元骨組みモデル (梁-バネモデル) で再現することによって調べた。試算ではCase2の地震動終了時を対象とし、まず、橋台背面土圧並びに液状化層での流動力を受ける基礎の応答が、有限要素解析結果とほぼ同じになるように、支持層 (液状化層下の非液状化層) の地盤反力係数を求め (液状化層での杭の水平抵抗は無視した)、次に、同じ物性値を用いて、流動力を無視した計算を行い、流動力の考慮の有無が基礎の応答に与える影響を定性的に調べた。実験結果とのフィッティングでは、橋台に作用する土圧の土圧係数を解析結果より0.5として水平土圧合力を求め、有限要素解析で得られた知見<sup>9)</sup>を元に、橋台側面に作用する摩擦力を考慮して、水平土圧合力の2倍の値を橋台に作用させた。また、流動力は図13に示した  $q=64.4\text{kPa}$  とした (対象橋台は杭が2列あるため、それぞれの列に分配して与えた)。その結果、支持層の地盤反力係数を  $3.0\text{MN/m}^3$  とすると概ね有限要素解析結果を再現できた (この値は、地震動中の間隙水圧の上昇や繰り返しに伴う杭の永久変位の蓄積の影響を含んだものであるため、常時のものと比べると非常に小さい)。図15にその試算結果を示す。流動力の考慮の有無によって、杭の曲げモーメントにはそれほど差は見られない (最大値で13%) もの、杭頭での水平変位量は20%ほど異なっており、簡易モデルを用いて動的有限要素解析で得られた橋台の永久変形量を再現するためには、液状化地盤の流動力と液状化層下の非液状化層の繰り返しせん断に伴う変形係数の低下を考慮する必要があった。

### 6. まとめ

上述の知見より、液状化地盤上の橋台の耐震設計法の考え方は、下記の通りである。

- (1) 橋台の慣性力や橋台に作用する土圧最大時に杭の断面力 (曲げモーメント) は最大となり、このとき液状化層は橋台の前面側への変位に対して抵抗しており、流動力として杭に作用することはない。このことは、現行設計法が杭の断面力照査法として妥当であることを支持するものである。
- (2) 一方で、主要動後は、橋台の慣性力や橋台に作用する土圧は小さくなるものの、液状化層の土圧係数変化に伴う流動力が杭に作用するようになり、主要動

後も橋台の変位は増加し続けることから、橋台の変位に対する照査としては、液状化層での流動力と液状化層下の非液状化層の軟化を考慮した設計計算が必要である。この知見にもとづき、橋台の前面側への変形が橋の性能上問題になる場合に適用する橋脚の場合と類似の２段階照査法（地震動に対する照査と液状化地盤変形（流動化）に対する照査）を提案し、設計法として概成した。

#### 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，平成 14 年 3 月
- 2) 白戸真大，福井次郎，基礎の耐震設計法，基礎工，第 30 巻，第 6 号，49-56，平成 14 年 6 月
- 3) 近藤益央，田村敬一，鈴木貴喜，谷本俊輔，護岸背後の液状化により杭基礎に作用する流動圧に関する振動台実験，土木学会地震工学論文集，Vol.27，CDROM，平成 15 年 12 月
- 4) Takahashi, A., Sugita, H. & Tanimoto, S. Permanent deformation of bridge abutment on liquefiable soils, *Proceedings of 21<sup>st</sup> US-Japan Bridge Workshop*, 411-424, 2005.
- 5) Hashiguchi, K. & Chen, Z.P. Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.22, 197-277, 1998.
- 6) 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔，液状化地盤上の橋台の地震時永久変形，土木技術資料，Vol.48，No.4，22-27，平成 18 年 4 月