

流動化に対する橋梁基礎の耐震設計法の合理化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 17～平 20

担当チーム：土質・振動チーム

研究担当者：杉田 秀樹，佐々木哲也，
谷本 俊輔

【要旨】

流動化が生じる場合の橋梁基礎の挙動には未解明の点が残されており，流動化による地盤変位量に基づいた設計計算法を導入することで，耐震設計法を合理化することができる可能性がある．本研究では，流動化に対する橋梁基礎の設計計算法に応答変位法を導入することを念頭に，被災事例の逆解析および模型実験に基づく検討を行い，流動化に対して応答変位法を適用する場合の液状化層および表層非液状化層の地盤反力特性の評価方法を提案するとともに，応答変位法を適用した場合の基礎の照査値について検討を行い，設計の合理化の可能性があることを明らかにした．

キーワード：橋梁基礎，流動化，耐震設計，応答変位法

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震においては，道路橋基礎の被害に着目すると全体的に軽微であったものの，水際線構造物である護岸の移動に伴って護岸背後の液状化地盤が移動し，道路橋の基礎に大きな残留変位を与える被害が生じた¹⁾．流動化と呼ばれるこのような被害の形態に早急に対処すべく，平成8年の道路橋示方書より，流動化に対する基礎の耐震設計法が示されることとなった．その設計法の概要は以下のとおりである．

- (1) 液状化の判定結果や水際線からの距離等に基づき，流動化が生じる地盤であるか否かを判別する．
- (2) 流動化が生じる地盤中の基礎については，基礎を模した計算モデルに次式の流動力を与え，基礎の降伏に達するときの水平変位の2倍を上回らないことを照査する．

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (1)$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot \{ \gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L \cdot (x - H_{NL}) \} \quad (2)$$

ここに， q_{NL} は非液状化層中の構造部材に与える流動力(kN/m²)， q_L は液状化層中の構造部材に与える流動力(kN/m²)， c_s は水際線からの距離による補正係数(表-1)， c_{NL} は非液状化層中の流動力の補正係数(表-2)， c_L は液状化層中の流動力の補正係数(=0.3)， K_p は受働土圧係数， γ_{NL} は非液状化層の平均単位体積重量(kN/m³)， γ_L は液状化層の平均単位体積重量(kN/m³)， x は地表面からの深さ(m)， H_{NL} は非液状化層厚(m)， P_L は液状化指数である．

本報では，この設計計算法を土圧法と呼ぶこととする．土圧法における荷重モデルのイメージを図-1に示す．

流動化によって極めて大きな地盤変位が生じた場合，基礎周辺の地盤は極限状態に達し，それに相当する土圧が基礎に作用するものと考えられる．すなわち，表層非液状化層については受働土圧強度が作用すると考えられる．液状化層については極端に軟化した地盤としての極限状態，あるいは擬似粘性流体から受ける抗力に相当する土圧が作用するものと考えられる．流動化によって液状化層から基礎に作用する土圧については不明な点が多く，理論的に十分説明しうるものではないが，兵庫県南部地震で被災した橋脚基礎の逆解析から経験的に求められた値が用いられている²⁾．そして，水際線からの距離に応じた地盤の変位量が小さくなることで流動力が小さくなることの影響が補正係数 c_s として考慮される．また，地盤の液状化の程度が顕著でなく，地盤変位が小さいために表層非液状化層における地盤反力が極限に達しないような状況を想定し，補正係数 c_{NL} が導入されている．

このように，流動力を荷重として与える力学モデルは，計算が容易である反面，規定された荷重に対して基礎が耐力で抵抗する設計が要求されることとなるため，流動化による地盤の変形に対して基礎の変形性で追従し，荷重を受け流すような設計思想が成立しえない．また，地点ごとの流動化の影響の違いを荷重に乗ずる補正係数(c_s ， c_{NL})のみで考慮するため，流動化による地盤変位量が詳細な解析によって橋の建設地点ごとに把握されたとしても，地盤変位量の違いを明確な形で考慮することができない．これらが，現在の設計計算法における課題として挙げられる．

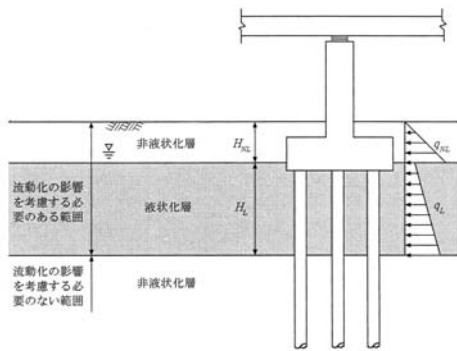


図-1 流動化に対する現行の荷重モデル (土圧法)

表-1 水際線からの距離による補正係数 c_s

水際線からの距離 s (m)	補正係数 c_s
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表-2 非液状化層中の流動力の補正係数 c_{NL}

液状化指数 P_L (m^3)	補正係数 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

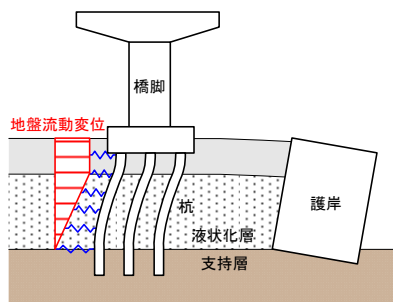


図-2 流動化時の地盤変位量に基づく基礎の設計法 (応答変位法) のイメージ

一方、流動化が基礎に与える影響の評価方法として、(1)流動化による地盤変位量をあらかじめ求め、(2)それを基礎-地盤間の相互作用ばねを介して強制変位として基礎に与える方法がある。これを静力学的に解析する方法は応答変位法と呼ばれる。応答変位法のイメージを図-2に示す。応答変位法を用いると、地盤変位量と基礎-地盤間の相互作用の2つを適切に評価しなければならない点に困難を伴うが、一方で、地点ごとの地盤変位量の違いを明確な形で計算モデルに反映することができ、かつ、剛性の小さな基礎で地盤変位に追随させるような合理的な設計を実現することができる可能性がある。また、流

動化による地盤変位量が極めて大きな地点においては、例えば、相互作用ばねに、土圧法で考慮する流動力と同じ大きさの地盤反力度の上限値を与えることとすれば、結果として基礎に作用する荷重の大きさが等しくなるため、応答変位法は土圧法を包含する力学モデルであると位置付けることができる。近年採用されている各種構造物基礎の流動化に対する設計法では、応答変位法が採用されているものが多い³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾。

本研究では、流動化に対する道路橋基礎の耐震設計に応答変位法を導入することを念頭に、変形量に基づく流動化時の基礎の設計法を確立することを目的としている。ここでは、主として、兵庫県南部地震において流動化の影響を受けたとみられる道路橋基礎を対象に土圧法と応答変位法による解析を行い、両手法の適用性を検討した。また、後に示すように、流動化に対する基礎の応答は表層非液状化層の地盤反力特性に強く依存することから、模型実験によりこれを詳細に調べた。

2. 流動力による橋梁基礎の被災事例の収集

まず、流動化の影響を受けたと考えられる橋脚基礎の被災事例に関する整理を行った。ここでは、兵庫県南部地震における被災事例のうち、湾岸地帯に位置する201基の橋脚基礎より、応答変位法の適用性を検討するための対象を抽出した。抽出は以下の考え方に基づいて行った。

- 1) 地震後における橋脚基礎および橋脚位置での地盤の残留変位量が航空測量により明らかとなっているもの。これらが不明な30基については検討対象外とした。
- 2) ボアホールカメラあるいは非破壊検査が行われ、基礎部材の損傷状況が明らかとなっているもの。不明な24基については検討対象外とした。
- 3) 護岸近傍に位置するもの。図-3に示す兵庫県南部地震後の調査結果¹⁾によれば、残留水平変位が顕著に表れるのは水際線から概ね100m程度以内の範囲であったことから、ここでは水際線距離が概ね100m以内の橋脚のみを対象とし、100m程度以上の69基については検討対象外とした。
- 4) 橋脚および地盤の残留変位の相対関係から、流動化の影響を受けた可能性が考えられるもの。すなわち、地盤と橋脚基礎に生じた残留変位の方向が逆向きであるもの、地盤より橋脚基礎の残留変位の方が大きいもの(49基)については、明らかに流動化の影響を受けていないと判断した。

以上により抽出された 29 基の基礎より、①特に被害が顕著な 4 基(A~D, いずれも杭基礎, 橋軸方向), ②橋軸方向に流動化の影響を受けたとみられる杭基礎 4 基, ③橋軸直角方向に流動化の影響を受けたとみられる杭基礎 4 基, ④流動化の影響を受けたとみられるケーソン基礎 2 基(いずれも橋軸方向)の計 14 基を抽出した. これらの概要を表-3に示す. なお, 同表に示す基礎および地盤の変位量は, 地震後の航空写真測量により実測された残留変位ベクトルのうち, 解析における着目方向の成分のみを抽出したものである.

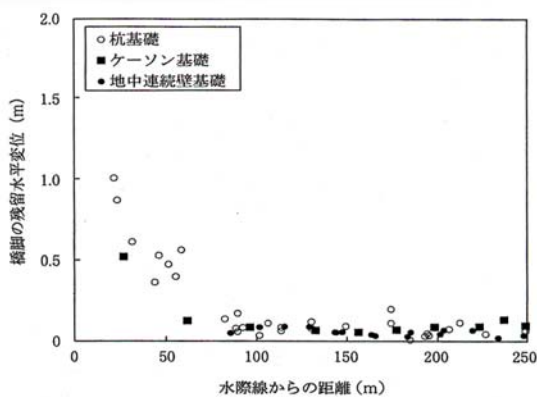


図-3 橋脚の残留水平変位と水際線からの距離の関係¹⁾

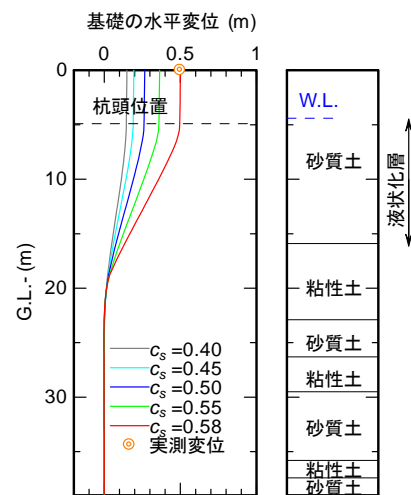
表-3 検討対象とした基礎
(LG: 橋軸方向, TR: 橋軸直角方向)

No.	基礎形式	着目方向	基礎の変位量 (m)	地盤の変位量 (m)
A	杭基礎	LG	1.01	1.28
B	杭基礎	LG	0.50	0.78
C	杭基礎	LG	0.62	1.10
D	杭基礎	LG	0.84	2.07
E	杭基礎	LG	0.22	0.81
F	杭基礎	TR	0.07	0.16
G	杭基礎	LG	0.11	0.40
H	杭基礎	LG	0.05	0.32
I	ケーソン基礎	LG	0.12	0.52
J	ケーソン基礎	LG	0.52	0.95
K	杭基礎	TR	0.11	0.44
L	杭基礎	TR	0.14	0.50
M	杭基礎	LG	0.07	0.39
N	杭基礎	TR	0.35	0.73

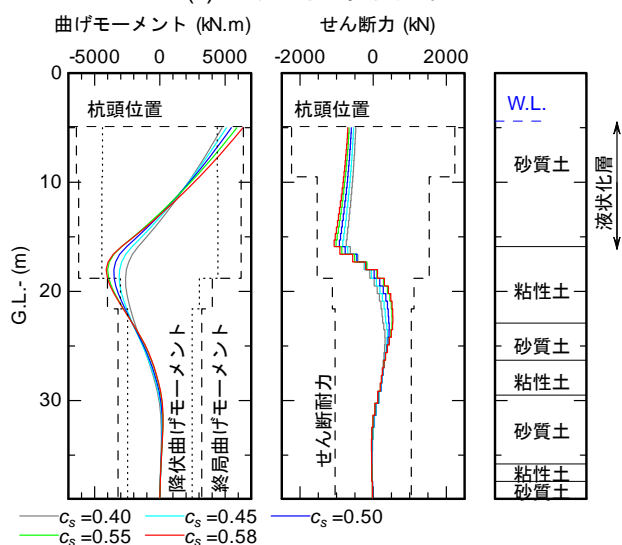
3. 土圧法による設計計算法の再評価

3.1 目的と解析の着目点

1. で述べたとおり, 土圧法では流動化時の地盤変位の大きさを明確な形で考慮することができず, 流動化の影響の程度を流動力に乗ずる補正係数で考慮することになる. そこで, 表-3に示す 14 基の橋脚基礎を対象に, 現行の道路橋示方書における設計計算モデルをベースとしつつ, 補正係数 c_s をパラメータとした被災事例の逆解析を行うことで, 土圧法の適用性について検討を行った. すなわち, 流動力の与え方は式(1), (2)を基本としつつ, 実際に計測された基礎の残留水平変位と整合するような補正係数 c_s を逆算した. 対象とした橋脚基礎の建設地点ではいずれも液状化指数 P_L が 18~42 程度と比較的大きいことから, 補正係数 c_{NL} は全て 1.0 とした. 受働土圧強度



(a) 基礎の水平変位分布



(b) 杭体の断面力分布(最前列)

図-4 土圧法による逆解析の例 (B 橋脚)

の設定における強度定数 c , ϕ は、近傍で得られた土質試験結果、あるいはそれがない場合は N 値から推定することで設定した。地下水位は当該地点のボーリング時における孔内水位から設定した。

3.2 解析結果

一例として、B 橋脚の解析結果を図-4 に示す。流動力の補正係数 c_s をパラメトリックに変化させたところ、0.58 とした場合に基礎の残留水平変位の実測値と一致した。このとき、杭頭部および地中部の曲げモーメントの極大点において、杭体が降伏曲げモーメント M_y に達していることが分かる。地震後におけるボアホールカメラによるクラックの観察によれば、杭頭(GL.-5m)付近および液状化層直下の粘性土層下面(GL.-23m)付近にひび割れが集中しており、その状況が概ね再現されたものと考えられる。なお、せん断力はいずれの深さにおいてもせ

ん断耐力に達していない。

このような解析を 14 基の基礎について行い、得られた補正係数 c_s を水際線からの距離に対してプロットしたのが図-5 である。ここで、C 橋脚と N 橋脚については、補正係数 c_s を 1.0 とした場合でも基礎の変位の計算値が実測値に達しなかったため、 $c_s > 1.0$ と評価している。現行設計法における c_s は逆算値の概ね平均値を与えているが、極めてばらつきが大きく、水際線からの距離のみによって流動力の大きさを十分に表すことが難しいことを示す結果が得られた。

4. 応答変位法による耐震設計法の適用性検討

4.1 解析の概要

次に、表-3 に示した 14 基の橋脚基礎に対して、応答変位法を適用した場合の結果を示す。

基礎部材については、道路橋示方書に基づいてモデル化した。地盤反力特性を表す基礎-地盤間の相互作用ばねを介して入力する地盤流動変位としては、実測された地盤の残留変位を与えた。すなわち、地表面における地盤変位は航空測量で実測された残留変位とし、地盤変位の深さ方向の分布は、図-6 に示すように、液状化層内のみに余弦分布の水平変位が生じたものと仮定した。液状化層が 2 層以上存在する場合は、全ての液状化層について平均せん断ひずみが等しいものと仮定した。

杭基礎の場合の水平方向の地盤反力特性は、地盤反力係数 k_h および地盤反力度の上限値 p_u を有する弾完全塑性型バイリニアとして与えた。地盤反力度の上限値については、受働土圧強度とする方法、杭が地盤中で水平移動する際の地盤の塑性流動メカニズムに関する解析⁷⁾ の 2 とおりを用いて計算したが、結果に大きな差が見られなかったため、道路橋示方書にしたがい、受働土圧強度として設定した。ケーソン基礎については、前面・側面地盤の水平抵抗特性、底面の鉛直・水平抵抗特性、前背面・側面の鉛直抵抗特性を道路橋示方書に基づいてモデル化した。ただし、前背面・側面の鉛直抵抗特性は、回転ばねに換算して与えることとした。また、現地盤面以深の橋脚躯体およびフーチングについても、弾完全塑性型バイリニアの地盤反力特性を考慮した。

いずれの基礎形式においても、液状化層については、地盤反力係数と地盤反力度の上限値の両者に土質定数の低減係数 D_E を乗ずることとし、これを数通り変化させて解析を行った。

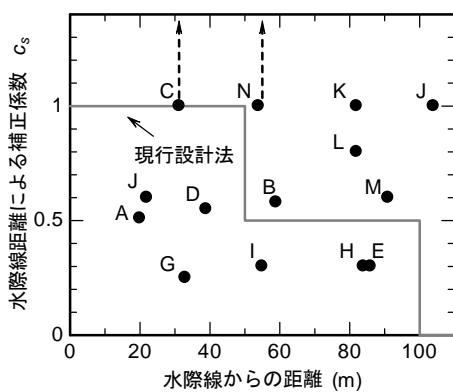


図-5 逆解析から得られた補正係数 c_s と水際線からの距離の関係

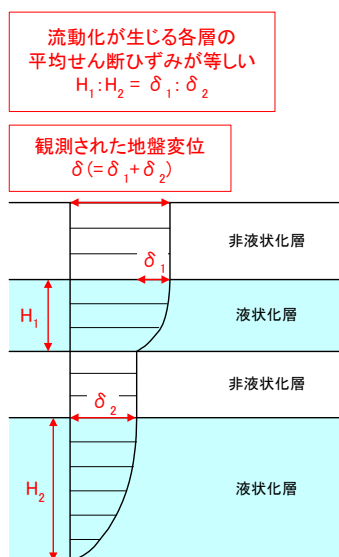
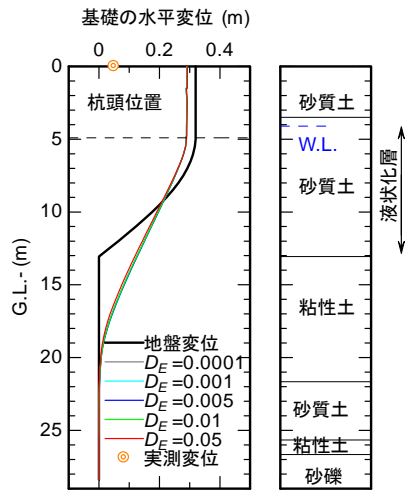
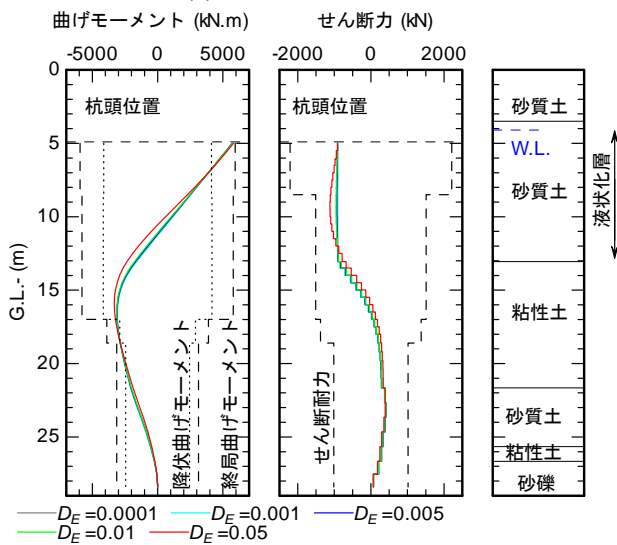


図-6 地盤変位分布の仮定

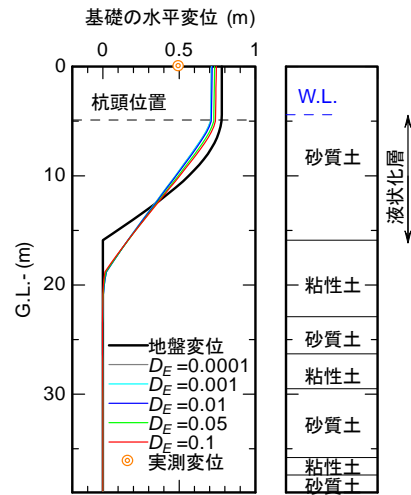


(a) 基礎の水平変位分布

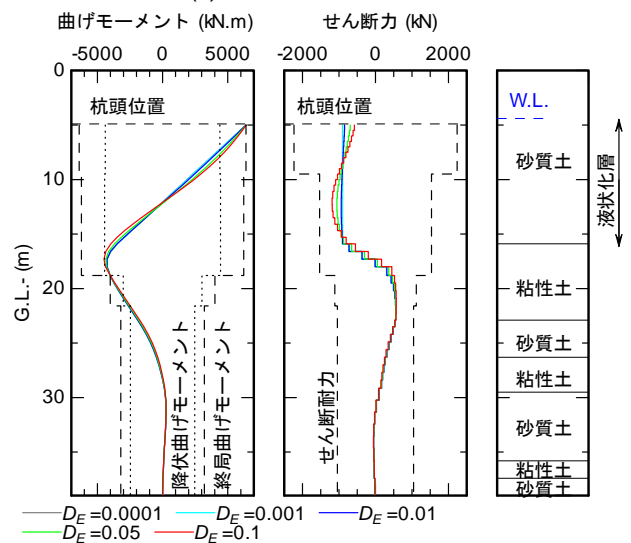


(b) 杭体の断面力分布(最前列)

図-7 応答変位法によるH橋脚の解析結果
(パターン1: 表層非液状化層の受働破壊および基礎部材の終局に至らないケース)



(a) 基礎の水平変位分布



(b) 杭体の断面力分布(最前列)

図-8 応答変位法によるB橋脚の解析結果
(パターン2: 表層非液状化層の受働破壊より基礎部材の終局が先行するケース)

4.2 解析結果

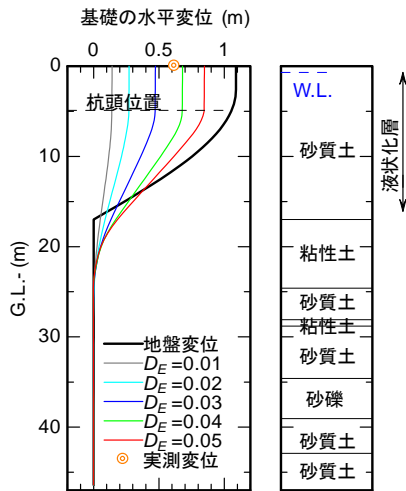
14 基の基礎に対して応答変位法を適用した結果の傾向は、表層非液状化層の受働破壊と基礎部材の終局状態に着目すると、3 パターンに分類することができる。なお、ここでいう受働破壊とは、表層非液状化層が全深度にわたって受働土圧強度に達する状態を指し、基礎部材の終局状態とは、杭基礎の場合、全ての杭について深さ方向に2 深度 (杭頭付近と液状化層下面付近) で終局曲げモーメントに達する場合のことを指している。以下、各パターンに対する解析結果の例を示す。

(a) パターン1: 表層非液状化層の受働破壊および基礎部材の終局に達しないケース

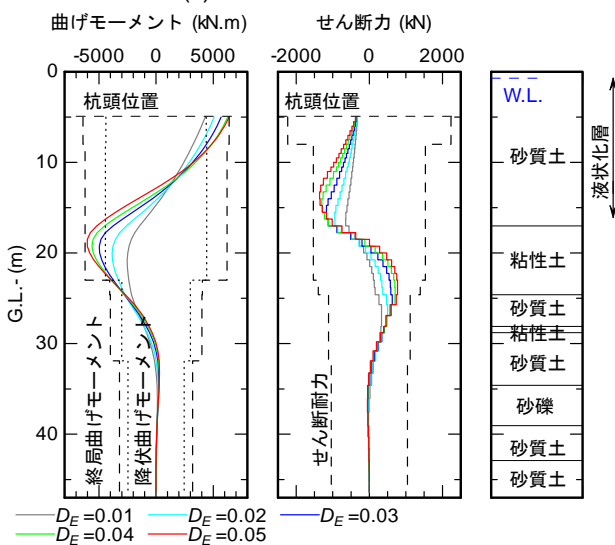
H 橋脚の解析結果を図-7に示す。解析で得られた基礎

の水平変位は、液状化層の D_E の変化の影響をほとんど受けず、基礎天端位置での水平変位は地表面における地盤変位の9割程度となっている。これは、表層非液状化層が受働破壊に至らず、橋脚躯体とフーチングが表層非液状化層の変位に追随させられたことが基礎の水平変位の支配的要因となっていたためであると解釈される。その結果として、断面力についても D_E の影響をほとんど受けていない。ただし、基礎の変位量は必ずしも計算値と実測値が整合しているわけではない。

この他、E, F, G 橋脚についても、表層非液状化層の受働破壊および基礎部材の終局状態に至らず、基礎天端の水平変位が地表面における地盤変位と同程度ないしは8割程度となる解析結果が得られた。ただし、原因は明



(a) 基礎の水平変位分布



(b) 杭体の断面力分布(最前列)

図-9 応答変位法によるC橋脚の解析結果

(パターン3: 基礎部材の終局より表層非液状化層の受働破壊が先行するケース)

らかとなっていないが、いずれの基礎についても、基礎の実測変位と整合していない結果が得られた。

(b) パターン2: 基礎部材の終局より表層非液状化層の受働破壊が先行するケース

C 橋脚の解析結果を図-9に示す。解析で得られた基礎の水平変位は、液状化層の D_E のわずかな変化に伴って大きく変化している。これは、表層非液状化層が受働破壊に至ることで、表層非液状化層内においても基礎・地盤間に大きな相対変位が生じ、液状化層の地盤反力特性が支配的となったためであると解釈される。その結果として、断面力についても D_E の影響を受けている。

この他、D, K, L, M, N 橋脚についても、同様の傾向が認められた。

(c) パターン3: 表層非液状化層の受働破壊より基礎部材の終局が先行するケース

B 橋脚の解析結果を図-8に示す。解析で得られた基礎の水平変位は、液状化層の D_E の変化による影響をほとんど受けていない。これは、杭部材が杭頭部・液状化層下面において終局曲げモーメントに達することで基礎部材の水平方向の抵抗力は上限に達し、表層非液状化層の水平変位に容易に追随したためであると解釈される。

この他、A, I, J 橋脚についても、同様の傾向が見られた。基礎の水平変位に関する傾向はパターン1とよく似ているが、基礎部材が2深度にわたって終局曲げモーメントに達しており、地震後の余震や交通荷重等の作用に対して極めて不安定な状態であることから、設計上許容しうる状態ではないと考えられる。

(d) 分析および考察

地震後に実測された基礎の変位と最も整合するように D_E を選んだ場合について、基礎の水平変位の実測値と計算値の比較を図-10に示す。ここでは、応答変位法による解析結果の傾向に関するパターンごとにプロットしている。

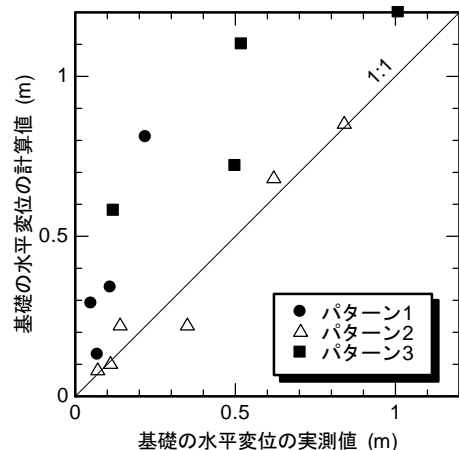


図-10 基礎の水平変位の実測値と応答変位法による計算値

表層非液状化層が完全な受働破壊に至らないパターン1および表層非液状化層の受働破壊より基礎部材の終局が先行するパターン3については、基礎の変位量は計算値の方が大きく、安全側の評価となっている。これらのパターンの場合、前述のように、液状化層では基礎と地盤に大きな相対変位が生じず、土質定数の低減係数 D_E をどのように設定しても大きな地盤反力度が発揮されないため、 D_E の評価はさほど重要ではない。むしろ、表層非液状化層における地盤反力特性の評価が重要となる。具体的には、

- 1) どれだけの受働土圧強度が発揮されるか。
 - 2) 受働土圧強度が発現されるまでにどの程度の基礎と地盤の相対変位を要するか。
- が重要となる。

設計計算においては、受働土圧強度は強度定数 c 、 ϕ や表層非液状化層の層厚から決定される。特に、表層非液状化層の層厚については地下水位によって決まることが多いと考えられるが、地下水位の変化が流動化時の基礎の変位・断面力等に対して本当に敏感に影響を及ぼすのかという疑問が残る。また、敏感に影響を及ぼす場合、降雨状況等によって常に変動する地下水位をどのように事前調査し、耐震設計上どの程度の高さを想定しておくべきかといった問題が残る。この点については本研究でさらなる検討を行っていないが、今後、計算の精度を向上させる場合には課題となるだろう。受働土圧強度の発現に必要な相対変位量については、基礎側面地盤が主要動中に主働・受働状態を繰返すと考えられるため、初期状態に比べて流動時には地盤反力の発現特性が大きく変化していることが考えられる。これについては実験的に調べた結果を5. に述べる。

基礎部材の終局より表層非液状化層の受働破壊が先行するパターン2については、地表～液状化層下面にわたって基礎と地盤の間に大きな相対変位が生じるため、液状化層における土質定数の低減係数 D_E の評価が重要となる。図-10には、基礎の水平変位の実測値と計算値が整合するように選んだ計算結果であることから、当然のことながら、両者は一致している。 D_E はケースによって0.001～0.04程度であった。パターン2に該当する各橋脚について逆算された D_E と液状化層の平均 F_L の関係を図-11に示す。データ数が少なく両者に一定の相関は認められず、測量誤差や表層非液状化層の反力特性のばらつき等が影響したことが考えられるが、地盤変位を強制的に与えるこの計算手法の性質上、液状化層の地盤反力度を大きめに見込んでおくことで安全側の結果が得られることを考慮すれば、当面は F_L と D_E の関係を以下のように関連付けておくことが考えられる。

$$D_E = 10^{-3(1-F_L)} \quad (3)$$

なお、これは液状化時の設計に用いる D_E とは異なる与え方となるが、液状化時の設計に用いる D_E が上部構造の慣性力に対する基礎全体系としての降伏点を捉えることを意図して設定されたものである⁹⁾のに対し、式(3)は地盤の残留変位による基礎の変位量を捉えることを意図

して設定されるものであることを考えると、両者で F_L と D_E の関係が異なることは不思議ではない。

以上より、流動化に対する基礎の応答算定法としての応答変位法について、一定の適用性が確認された。

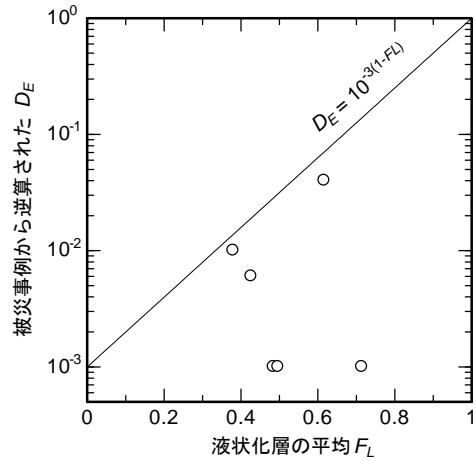


図-11 被災事例から逆算された D_E と液状化層の平均 F_L の関係

4.3 流動化に対する基礎の限界状態について

一般に、深い基礎の安定照査における制限値である許容塑性率の目安は4程度とされており、これは、大地震に対して基礎が系としての最大強度点を超えず、過大な損傷を受けず地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えないという意図の下に、部材の載荷実験に基づいて設定されたものである⁹⁾。また、流動化に対する基礎の設計では塑性率の制限値が2として示されており、この背景には、基礎全体系の最大強度点以下とすることで損傷度を小さく抑え、かつ、一定時間作用し続ける流動力に対して耐力で抵抗しようという設計思想がある。

一方で、流動化による地震後の最終的な地盤の残留変位が確実に安全側に評価されるのであれば、基礎の耐力で抵抗するのではなく、地盤の変形に追随しつつも基礎の損傷をある程度にとどめる、いわばじん性設計の概念を導入することも可能となるであろう。この場合、一般的な深い基礎の許容塑性率と同等の制限値を設けることが考えられる。ただし、地盤変位への追随を許容する方針で基礎の設計がなされる場合、流動化時の基礎の変位量が大きくなること、流動化による地盤変位量の評価が基礎の安全性を左右するためこれの確実な安全側の評価が求められることが想定されるため、これをけたかかり長の設定等に適切に反映させることが重要となる。

4.4 流動化による地盤変位量の評価について

流動化による地盤変位量の評価方法については、様々なものが提案されている。大まかに分類すると、以下のとおりである。

- 1) FEM 等の詳細な計算によって橋脚位置での地盤変位量を直接求める方法^{例えば10)}。
- 2) 護岸の変位量の簡易評価法と護岸からの距離減衰の簡易評価法を組み合わせた方法¹¹⁾¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾。
- 3) 液状化層の限界ひずみから地盤変位量を簡易評価する方法¹⁴⁾。

上記 1) については、液状化層に加えて表層非液状化層の剛性の評価が計算結果に大きな影響を与えることなどが想定され、計算自体に高度な技術的判断を要する。一方、実務的な取扱いの簡便さに配慮されたのが上記 2)、3) である。特に、時松¹⁴⁾が提案するのは上記 2) および 3) を組み合わせたものであり、過去の地震による実測地盤変位と、液状化層に生じうる限界せん断ひずみから推定される地表面変位のうちいずれか小さい方を用いるというものであり、これにより、過去の地震における地盤変位の実測値と大きく異ならず、かつ、液状化層のせん断ひずみが現実的に生じうる範囲で地盤変位を合理的に与えることができる。

流動化時の地盤変位量の評価方法としてどのような手法が適しているかについて、今後、流動化に対するじん性設計の成立性とセットで試算等によって検討する必要がある。

5. 表層非液状化層の地盤反力特性に関する遠心模型実験

5.1 実験概要

前章に述べたとおり、地盤の流動化に対する基礎の変位や損傷状態の評価にあたっては、表層非液状化層の反力特性の評価が重要となる。特に、基礎と地盤の相対変位が小さい場合の土圧の大きさは、地震動中に与えられたひずみ履歴に依存するものと考えられる。ここでは、このような杭基礎フーチングに作用する土圧発現に対する載荷履歴の影響を調べるため、遠心力場における水平繰返し載荷試験を行った。

杭基礎の場合、フーチングあるいは杭体の一部が非液状化層に位置し、水平方向の投影面積はフーチングの方が大きい場合、特にフーチングに対する受働土圧発現特性の評価が重要となる。このため、実験ではフーチングのみをモデル化している。図-12に模型地盤と載荷装置の概要を示す。本実験で本来調べたいのは、水平に移動す

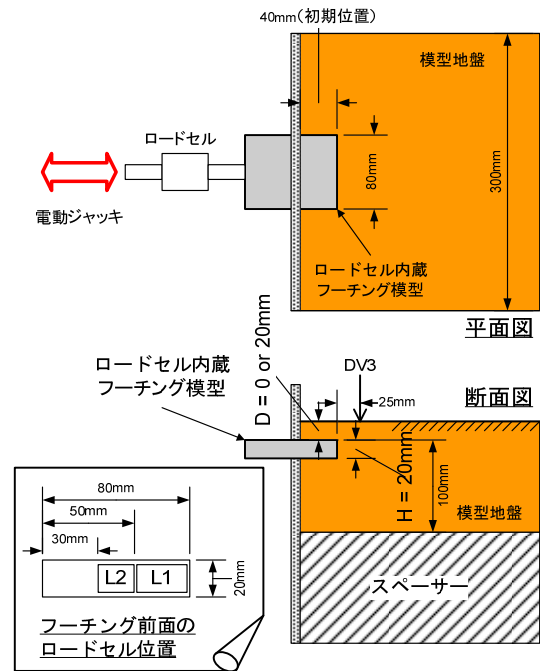


図-12 表層非液状化層の地盤反力特性に関する遠心模型実験の概要

表-4 実験条件

Case	地盤材料	土被り厚比 D/H	載荷パターン
1	乾燥豊浦砂	0	Mono.
3'	乾燥豊浦砂	0	Cyclic 1
4	乾燥豊浦砂	0	Cyclic 2
5	乾燥豊浦砂	1	Mono.
7	乾燥豊浦砂	1	Cyclic 1
8	乾燥豊浦砂	1	Cyclic 2
9'	湿潤江戸崎砂	0	Mono.
11	湿潤江戸崎砂	0	Cyclic 1
12	湿潤江戸崎砂	0	Cyclic 2
13	湿潤江戸崎砂	1	Mono.
15	湿潤江戸崎砂	1	Cyclic 1
16	湿潤江戸崎砂	1	Cyclic 2

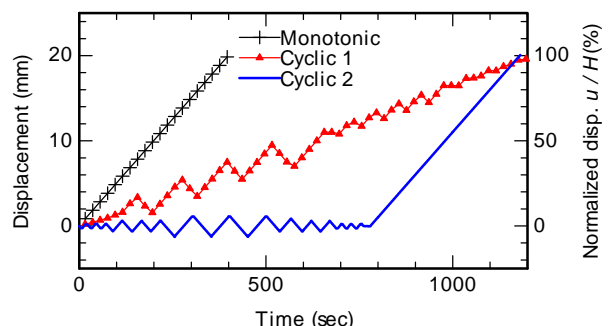


図-13 載荷パターンの例 (載荷速度: 3mm/min)

る地盤中の基礎に作用する土圧の発現性状であるが、実験では、停止した地盤内に埋め込まれた模型フーチングを電動ジャッキにて水平方向に動かすことで地盤と基礎の間に相対変位を発生させた。用いた模型フーチングには、フーチング中央および端部の2箇所に2方向ロードセルが内蔵されており、前面各部に作用する平均的な直応力と鉛直方向のせん断応力を直接計測することができる。フーチング周面は上下面、側面ともにグリースとメンブレンにより摩擦を低減し、前面については豊浦砂を接着することにより粗とした。これは、繰返し载荷効果がでやすいよう、実際のフーチングよりも粗となるようにしたものである。

载荷試験は50Gの遠心力場で行い、表-4に示すように、地盤材料、土被り厚比 D/H 、载荷パターンを変えて行った。ここで、 D はフーチングの土被り厚（地表からフーチング上面まで）、 H はフーチング厚である。1G場換算のフーチング寸法は幅4m×高さ1mであり、道路橋における一般的な橋脚基礎のフーチング寸法の半分程度である。

与えた载荷パターンは、(1)単調载荷(Monotonic)、(2)主要動中に地盤が流動する場合を想定したもの(Cyclic 1)、(3)主要動後に地盤が流動する場合を想定したもの(Cyclic 2)の3とおりである。なお、図-13に示すのは载荷

パターンの一例であり、実験条件によって振幅は若干異なっている。

5.2 実験結果と考察

図-14に、土被りがあるとき($D/H=1$)の、フーチング中央での動員土圧係数 $K_{mob}(=\sigma_h/\sigma_v)$ と動員壁面摩擦角 $\delta_{mob}(=\tan^{-1}(\tau/\sigma_h))$ の変化を正規化したフーチング変位 u/H に対してプロットしたものを示す。土圧係数の変化に着目すると、乾燥豊浦砂では、地盤とフーチングの相対変位が小さいときに繰返し载荷履歴を受けたものほど、(1)受働土圧に達するまでに必要な地盤とフーチングの相対変位が小さくなっていることと、(2)荷重-変位関係にピークが現れることが分かる。

一方で、細粒分を含み、締めめられた砂である湿潤江戸崎砂では、そのような傾向は見られず、繰返し载荷履歴を受けたケースの荷重-変位関係の包絡線は、単調载荷の荷重-変位関係とほぼ同じであった。なお、ここでは図示していないが、 $D/H=0$ のケースでは、江戸崎砂でも豊浦砂の場合と類似の繰返し载荷履歴の影響は見られた。また、除荷・再载荷時には、フーチングの正規化変位の小さい領域(10%程度以下)では、乾燥豊浦砂のケースでは見られる再载荷時の土圧増加が見られず、状態点は

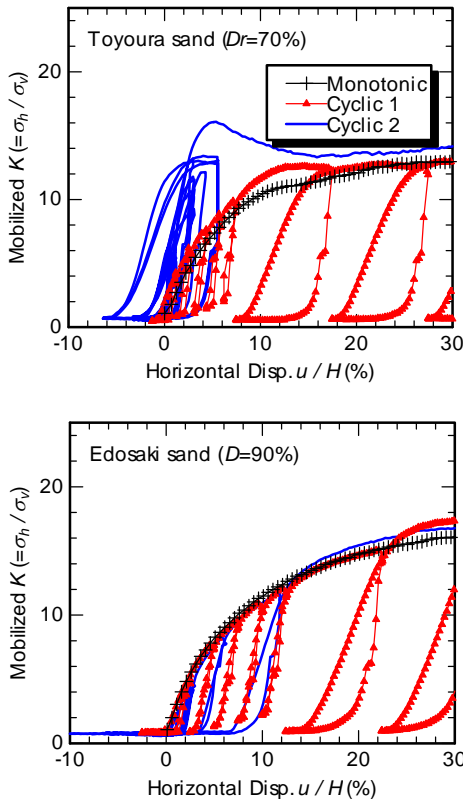


図-14 フーチング中央での土圧係数の変化 ($D/H=1$)

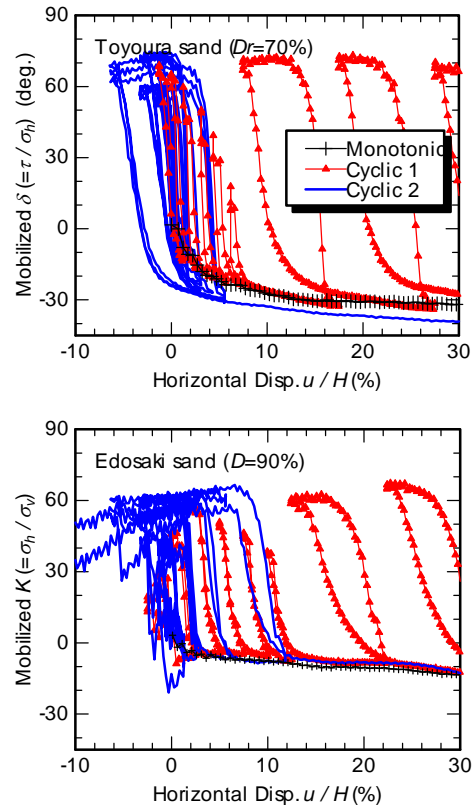


図-15 フーチング中央での壁面摩擦角の変化 ($D/H=1$)

除荷曲線上を移動し、時松ら¹⁵⁾が指摘しているようなゆるみ領域が生じる。それより大きな正規化変位領域においては、再載荷時に土圧の増加は見られるようになるが、再載荷開始後に土圧が増加し始めるまでには、1-2%程の水平変位が必要であった。

図-15に示す壁面摩擦角の変化を見ると、一般的に土圧算定に用いられる土のせん断抵抗角~その半分程度の値に対し、主働側(δ が正で、フーチングを下方方向に押し下げる方向に摩擦が働くとき)では非常に大きく、受働側では非常に小さい。乾燥豊浦砂では、壁面摩擦角が繰返し載荷に伴い連続的に変化し、載荷方向の反転に対して敏感に反応していることがわかる。ところが湿潤江戸崎砂の場合は、上記の再載荷時に土圧変化の見られない時点では壁面摩擦角はあまり変化せず、ほぼ主働時の値を維持していた。また、 $D/H=0$ のケースでは、土被りが大きなケースに比べてこの傾向が極端に現れていた。

このような乾燥砂と湿潤砂での土圧発現の違いは、見かけの粘着力の影響が大きいと考えられる。即ち、湿潤砂においてはフーチングが主働側へ変位しても、それに伴って変位するフーチング前面の土塊の大きさは見かけの粘着力によって相対的に小さく、繰返し載荷初期の地盤の変形はフーチング前面近傍に集中し、その結果、特に土被り厚の大きいケースでは、大変位時の土圧発現に載荷履歴の影響が顕著に現れなかったと推定される。ここでは図示していないが、図-12のDV3位置における地盤の鉛直変位変化を見ると、乾燥砂のケースでは、特にCyclic 2の載荷履歴を与えたとき、小さな変位レベルの繰返し載荷時から地表面の隆起が観察されたのに対し、湿潤砂ではそのような挙動が観察されず、上記の仮説を裏付けるものであった。発揮される見かけの粘着力の大きさは、載荷速度に依存すると考えられるが、今回の実験での載荷速度は、地震動時のものと比べるとかなり小さい(3mm/min)ことから、今後、大きな載荷速度の場合についても確認する必要があるかもしれない。

全実験ケースについて、ロードセルL1およびL2から求めたフーチング前面に作用する平均的な水平土圧が極大となる時のフーチングの正規化変位量 u/H を求めた結果を図-16に示す。これによると、受働土圧発現までの変位量は、土被り厚 D/H が大きいほど大きくなること、特に乾燥砂においてひずみ履歴を受けることで小さくなる傾向が認められた。そして、載荷パターンや土被り厚によって異なるものの、ひずみ履歴がない場合に比べてひずみ履歴を受けた場合の受働土圧発現までの変位量は乾燥豊浦砂で45%~100%、湿潤江戸崎砂で80%~100%

程度であった。実際の地震時には載荷速度がより大きいことを考えると、受働土圧発現までの変位量はさらに小さくなる可能性が考えられる。一方で、実際の橋梁基礎においては、フーチング周辺が本実験で用いたような完全な乾燥状態ではなく、ある程度の湿潤状態にあると考えられる。さらなるデータの蓄積が必要であるが、これらから総合的に判断すると、図-17に示すように、当面は受働土圧発現に要する変位量がひずみ履歴によって50%程度小さくなるものと見ておけば十分であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、流動化に対する道路橋基礎の耐震設計に応答変位法を導入することを念頭に、変形量に基づく流動化時の基礎の設計法に関する検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) まず、過去の地震において流動化の影響を受けたと考えられる14基の橋脚基礎に対して土圧法を適用する計算を行い、土圧法で規定する荷重(流動力)を水際線からの距離との関係のみで規定することが困難であることを明らかにした。

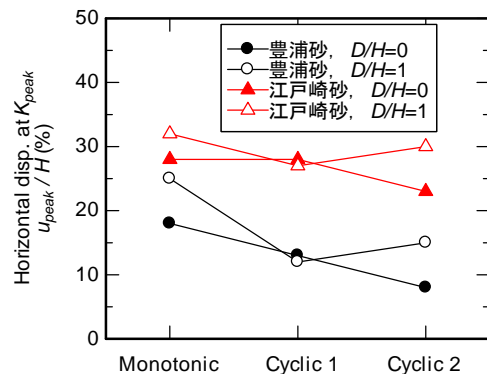


図-16 土圧が極大となる時のフーチングの正規化変位量

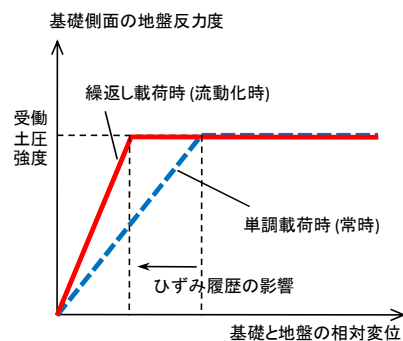


図-17 受働土圧発現に与えるひずみ履歴の影響の評価イメージ

- (2) 上記の 14 基の橋脚基礎に対して応答変位法による計算を行った。計算結果の傾向は大別して 3 パターンに分類され、液状化層における地盤反力特性を表す基礎—地盤間の相互作用ばねの低減係数 D_E が計算結果に影響を及ぼすパターンと及ぼさないパターンが存在すること、いずれのパターンにおいても表層非液状化層における地盤反力特性の評価が重要であることを明らかにした。また、液状化層の D_E が計算結果に影響を及ぼすパターンのみを対象に、 D_E の評価方法を暫定的に提案した。
- (3) 流動化に対する基礎の設計として応答変位法を適用する場合の照査値や地盤変位の与え方については、流動化による地盤変位量を確実に安全側に評価しておくことで、地盤の変形に追随しつつも基礎の損傷をある程度にとどめる、いわばじん性設計の概念を導入できる可能性があると考えられる。ただし、このような概念が実際に成立するか否かについては、地盤変位量の評価方法とセットで試算を行う必要があり、今後の課題として残された。
- (4) 流動化時の基礎に大きな影響を及ぼす表層非液状化層の地盤反力特性を実験的に調べた。特に、基礎の前背面の地盤が主要動中に主働・受働状態を繰り返すことが流動化時の受働土圧発現に要する変位量に影響を及ぼすことを明らかにし、その影響の評価方法を暫定的に提案した。
- 9) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, No.4030, 2006.11
- 10) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1999
- 11) 石原研而, 安田進, 井合進: 液状化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測手法, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.541-544, 1997
- 12) 小金丸健一, 安田進, 亀井祐聡, 石田栄介, 清水善久, 中山渉: 液状化護岸流動の簡易算出方法と埋設管の耐震評価, 地盤工学会論文報告集, Vol.45, No.6, pp.121-129, 2005.12
- 13) 池田雅俊: 耐震設計講座 (その 9) 8. 地盤変状で生じる基礎の変位と配管設計, LP ガスプラント, Vol.42, No.1, pp.9-16, 2005.1
- 14) 時松孝次: 耐震設計と N 値—建築—, 基礎工, Vol.25, No.12, pp.61-66, 1997.12
- 15) 時松孝次, 田村修次, 宮崎政信, 吉澤陸博: 大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 570 号, pp.101-106, 2003.8

参考文献

- 1) 建設省土木研究所: 平成 7 年 (1995 年) 兵庫県南部地震災害調査報告, 土木研究所報告, No.196, 1996.3
- 2) 田村敬一, 東拓生, 小林寛, 濱田禎: 橋梁基礎に作用した流動力の逆解析, 土木研究所資料, No.3770, 2000.12
- 3) 小笠原正文, 谷和弘, 松尾隆志, 坂本俊一: 流動化における橋梁基礎構造物の設計手法に関する研究, 土木学会論文集, No.645, III-50, pp.77-89, 2000.3
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999
- 5) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001
- 6) 須田嘉彦, 佐藤正行, 溜幸生, 國生剛治: 液状化に起因した地盤の側方流動に対する杭基礎設計法の提案, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp.487-501, 2007.5
- 7) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, pp.41-53, 1979.7
- 8) 谷本俊輔, 杉田秀樹, 白戸真大, 河野哲也: 道路橋基礎における液状化時の地盤反力特性の評価事例, 基礎工, 2009.4

TITLE: STUDY ON SEISMIC DESIGN PROCEDURE FOR BRIDGE FOUNDATIONS SUBJECTED TO GROUND FLOW DUE TO LIQUEFACTION

Abstract: It is unclarification to the behavior of the bridge foundations subjected to ground flow due to liquefaction, and it is necessary to rationalize the seismic design procedure. In this study, it has aimed to propose the seismic design procedure of a reasonable bridge foundations based on the ground displacement by development of evaluation method of lateral spreading force based on seismic deformation method, and review of allowable displacement of foundations subjected ground flow. In this study, the analysis concerning the case study with the damaged bridge foundations due to ground flow and centrifuge model tests were done, and evaluation method of the subgrade reaction in the surface non-liquefiable layer and liquefiable layer was proposed. Critical state of the foundation when seismic deformation method was applied was examined, and a possibility of the rationalization of the design procedure was clarified.

Key words: bridge foundation, ground flow, seismic design, seismic deformation method