

火山灰質地盤における杭基礎の耐震補強技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 27～平 31

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ
(寒地地盤)

研究担当者：林宏親、富澤幸一、江川拓也

【要旨】

日本の高度経済成長期に構築された杭基礎の多くは、耐震設計の概念が希薄であった時期に施工されたことから、地震により変状が認められるものもある。一方、火山国である日本には、火山噴出物が広域に堆積している。特に北海道は、総面積の40%以上が未固結な火山噴出物で覆われており、火山灰質土の種類や性質も多様である。火山灰質地盤における杭基礎の設計は砂質土や粘性土に準じて設計されているが、火山灰質土は粒子破碎性を有する等、特異な工学的性質を示す。これまでの研究の結果、火山灰質粗粒土地盤における杭基礎の支持力は、砂質土に準じた設計値よりも過小な発現を示すことを明らかにした。また、近年における大きな地震では、火山灰質地盤の液状化による大規模な地盤変状等の被害が増加している。これらのことから、火山灰質地盤の液状化特性・地震時力学挙動を考慮した杭基礎の耐震補強技術の開発が望まれる。本研究では、火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価した杭基礎の耐震性評価技術ならびに耐震補強技術を検討する。

キーワード：火山灰質土、液状化、杭基礎、耐震性評価、耐震補強

1. はじめに

日本の高度経済成長期に構築された杭基礎の多くは、耐震設計の概念が希薄であった時期に施工されたことから、現行の耐震設計法との不整合や地震により損傷や変状が認められるものもある。

道路構造物の杭基礎は、地震により損傷を生じると、点検や修復に多大な費用と時間と要し¹⁾、道路・路線としての機能も損なわれる。しかしながら、道路橋の上下部工の耐震補強は逐次進められているが、杭基礎の耐震補強はほとんど図られていない。国土強靱化基本法に基づき示された国土強靱化アクションプラン 2016²⁾においても、地震時および地震後の人命保護を図るため「交通施設および沿線・沿道建物の耐震化を促進する」とされており、未だ確立されていない道路橋杭基礎の耐震性評価技術および耐震補強技術の開発は喫緊の課題であると考えられる。

一方、火山国である日本には、第四紀以降の活発な火山活動によって火山噴出物が広範囲に堆積している。特に北海道は、全面積の40%以上が未固結な火山噴出物で覆われており、火山灰質土の種類が多くその性質も多様である^{3),4),5)}。しかし、火山灰質土に適切と思われる設計法は確立されておらず、砂質土や粘性土の設計法がそのまま適用されている実情にある。

火山灰質地盤において一般に用いられる杭基礎の設計も砂質土や粘性土に準じて行われている^{6),7),8)}。しかし、火山灰質土は粒子破碎性を有することや堆積過程での溶結の影響により、特異な力学特性を示すことが明らかとなってきている^{9),10),11)}。また、これまでの研究成果から、北海道の火山灰質地盤における杭基礎では、静的な水平抵抗特性が砂質土とは異なる¹²⁾ことや、周面摩擦力が砂質土に準じた設計値よりも過小な発現を示すことが報告されており¹³⁾、地震時における地盤と杭基礎の相互作用も砂質土地盤とは異なることが考えられる。さらに、過去のいくつかの地震により火山灰質地盤の液状化が確認されており¹⁴⁾、これらの液状化は、砂質土地盤を対象とした既往の液状化判定法では適切に評価できないことが指摘されている^{15),16),17)}。

これらのことから、火山灰質地盤の液状化特性・地震時力学挙動を考慮した杭基礎の耐震補強技術の開発が望まれる。また、広範囲かつ複雑に堆積する火山灰質地盤において杭基礎の耐震補強や耐震対策を効率的に進めていくためには、対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための評価技術が必要である。

以上の背景から本研究では、火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価した杭基礎の耐震性評価技術ならびに耐震補強技術を検討する。

2. 耐震性評価技術の検討

ここでは、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが、地震時の杭基礎の挙動ならびに耐震性に及ぼす影響について遠心力模型実験から検証し、対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための耐震性評価技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的とする。

2.1 遠心力模型実験による検討

2.1.1 実験概要

本検討では、液状化層として相対密度 $D_r=85\%$ とした火山灰質土層を、非液状化層として相対密度 $D_r=95\%$ とした砂質土層を設定した。

表1に、実験ケースの一覧を示す。ケース1は、模型地盤全層を液状化層とした。ケース2、ケース3は、ケース1の液状化層厚をそれぞれ3分の2、3分の1と薄くしたものである。ケース4、ケース5は、液状化層と非液状化層を互層にしたものであり、それぞれ層順を逆転させた。図1に、代表例としてケース2の実験模型概要を示す。図2に、全てのケースを1つの断面で比較した模式図を示す。

遠心力模型実験は、図1に示す1/50縮尺模型に、50Gの遠心加速度を作用させ、表1に示す実験条件で動的加振実験と動的加振実験前に静的水平載荷実験を行った。入力地震動は正弦波20波とし、実物換算で周波数1.5Hz、最大200gal程度の加速度とした。

模型杭は、外径 $D=10.0\text{mm}$ 、厚さ $t=0.2\text{mm}$ 、長さ $L=400\text{mm}$ （実物換算値で外径 $D=500\text{mm}$ 、肉厚 $t=10\text{mm}$ 、杭長 $L=20\text{m}$ ）のスチール製（SS400）とした。杭配列は図1に示すように2本×2列の組杭（杭中心間隔=3D）とした。杭先端は固定端、杭頭は錘を取り付けた自由端とした。4本組杭のうち1本には、ひずみゲージを11深度（各2点）に貼付けた。

表1 実験ケース一覧

ケース	地盤材料	相対密度	液状化強度比	層厚	基盤入力地震動
1	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{120}=0.242$	15m	正弦波20波 周波数1.5Hz 最大200gal程度 単発加振
2	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{120}=0.242$	10m	
	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	5m	
3	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{120}=0.242$	5m	
	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	10m	
4	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	5m	
	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{120}=0.242$	5m	
5	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	5m	
	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{120}=0.242$	5m	
	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{120}=0.242$	5m	

※実物換算値

火山灰質土には、北海道の代表的な火山灰質粗粒土で非溶結の支筋軽石流堆積物 Spfl（採取地：北広島市）の0.85mmふるい通過分を用いた。砂質土は、試験や実験の際に標準的な砂として一般に使用される豊浦砂を用いた。各模型地盤材料の物理特性を表2に、粒径加積曲線を図3に示す。火山灰質土の細粒分含有率（FC）が豊浦砂に比べ多いものの、液状化の判定を行う必要がある砂質土層（ $FC \leq 35\%$ 、 $D_{30} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$ ）に分類される¹⁸⁾。図4に、 $D_r=85\%$ で作製した火山灰質地盤

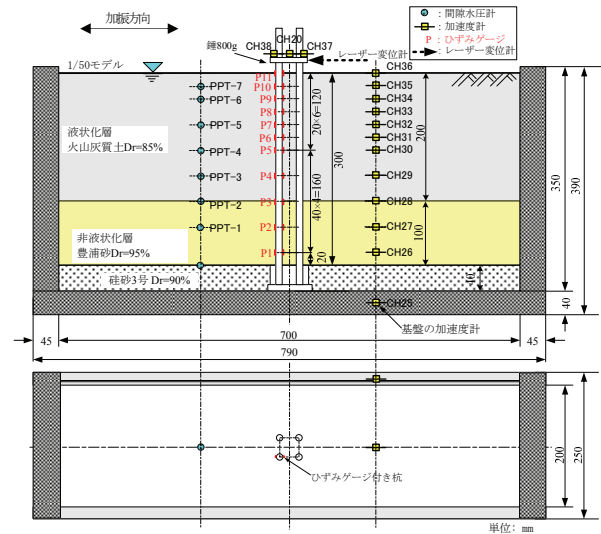


図1 実験模型概要（ケース2）

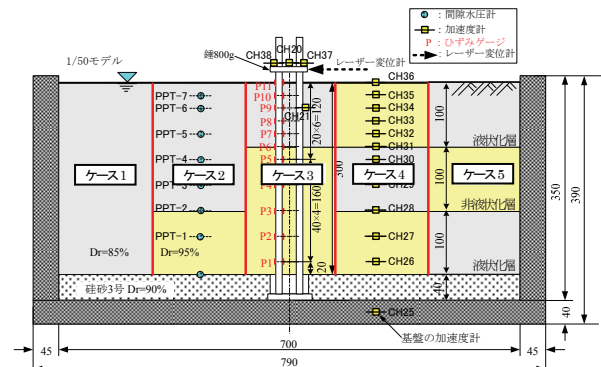


図2 実験模型模式図（全ケース比較）

表2 模型地盤材料の物理特性

	火山灰質土	豊浦砂
砂分(%)	67.9	99.8
シルト分(%)	26.3	0.2
粘土分(%)	5.8	0.0
細粒分含有率 $F_c(\%)$	32.1	0.2
最大粒径 $D_{max}(\text{mm})$	0.850	0.425
50%粒度 $D_{50}(\text{mm})$	0.136	0.169
10%粒度 $D_{10}(\text{mm})$	0.013	0.127
均等係数 U_c	14.80	1.42
曲率係数 U_c'	1.92	0.97
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.366	2.646

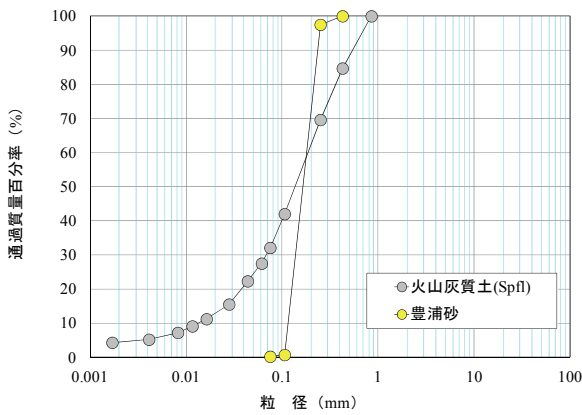


図3 模型地盤材料の粒径加積曲線

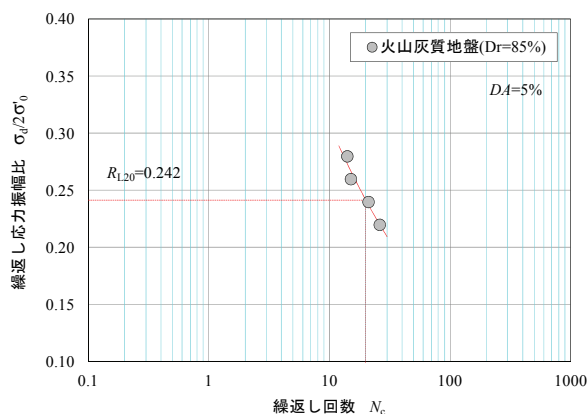


図4 液状化強度曲線 (火山灰質地盤 $D_r=85\%$)

の繰返し非排水三軸試験による液状化強度曲線を示す。

模型地盤内には、図1に示すように加速度計と間隙水圧計を設置した。各模型地盤の間隙流体には、水の50倍の動粘度を持つシリコンオイルを用いており、脱気槽内で飽和させた。

2.1.2 実験結果および考察

上記の条件で実施した遠心力模型実験から得られた計測データを整理し考察を行った。なお、以降に示す計測値等の数値は、実物換算値として整理した。

(1) 地盤内過剰間隙水圧の挙動

液状化層の層厚や堆積状況の異なりによる液状化の発生状況について、加振により地盤内に発生した過剰間隙水圧の挙動から確認する。

図5に、加振により各ケース各深度で計測された過剰間隙水圧の時刻歴を、各深度の有効上載圧で除した過剰間隙水圧比の時刻歴として示す。ここでは、液状化層厚を変化させたケース1~3と、液状化層を互層とし層順を逆転させたケース4、5に分割して深度別に示す。なお、基盤での入力加振時間は、横軸経過時間の2.2秒付近から15.5秒付近の13.3秒間である。

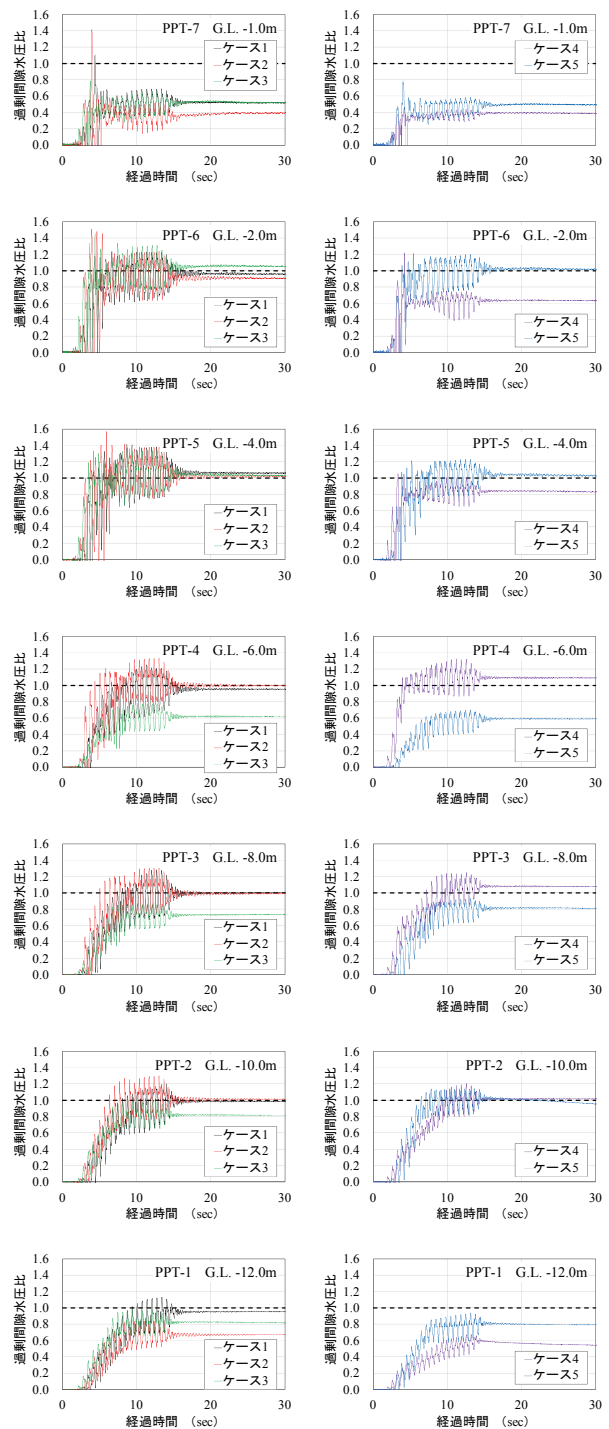


図5 加振により発生した過剰間隙水圧比の時刻歴

ケース1~3を比較すると、模型地盤全層を液状化層としたケース1では、全層において過剰間隙水圧比が概ね1.0に達しており、地盤全体に液状化が生じている。ケース2では、G.L.-10.0mより上位層で、ケース3では、G.L.-4.0mより上位層でそれぞれ過剰間隙水圧比が概ね1.0に達しており、非液状化層の上位に設定した液状化層で液状化が生じている。ケース1~3で液状化が

生じた同一深度を比較すると、過剰間隙水圧の上昇時間・傾向に大きな違いはない。

ケース4,5を比較すると、下部層のG.L.-12.0mでは、非液状化層としたケース4よりも、液状化層としたケース5の過剰間隙水圧の上昇量が大きい。なお、同様に下部層を液状化層としたケース1とケース5を比較すると、上昇傾向は同様であるがケース5の上昇量はケース1ほど上昇していない。G.L.-10.0mでは、両ケース過剰間隙水圧比が1.0に達しているが、ケース4では同一深度のその他のケースと比較すると緩やかな上昇を示した。中間層のG.L.-6.0m、G.L.-8.0mでは、ケース4で過剰間隙水圧が大きく上昇し液状化が生じている。特に、G.L.-6.0mでは急激に上昇し過剰間隙水圧比が1.0に達する時間が早い。ケース5では過剰間隙水圧比が1.0には達していないが、G.L.-8.0mで比較的大きく、下部層の過剰間隙水圧が伝播している可能性も考えられる。上部層のG.L.-2.0m、G.L.-4.0mでは、ケース5で過剰間隙水圧比が1.0に達しており液状化が生じている。ケース4では液状化が生じていないものの、G.L.-4.0mで比較的大きく、中間層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播している可能性が考えられる。

G.L.-1.0mでは、全てのケースにおいて過剰間隙水圧比が大きく上昇しておらず、発生した過剰間隙水圧が地盤表面に消散しているものと考えられる。

以上のように、特に互層としたケースでの地盤内過剰間隙水圧の挙動は複雑であり、今後、有効応力解析等による実験の再現解析・検証が必要であると考ええる。

(2) 杭の水平地盤反力係数の低減度

地震時における地盤と杭基礎の相互作用を検討するうえで、液状化時の杭の水平地盤反力～変位関係、すなわち、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の変化を明らかにすることが重要である。ここでは、過去の研究において検討した、静的水平載荷実験ならびに動的加振実験結果から杭変位に応じた杭の水平地盤反力係数の変化を評価する整理方法¹⁹⁾により、火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度の違いを考察する。

図6に、実験による各種計測データから静的ならびに動的水平地盤反力係数を算出する手順を示す。なお、杭の水平変位は、その計測点の応答加速度記録を時間で積分しても求められるが、杭に曲げや傾きが生じて安定して得られる杭の応答曲げひずみより算出している。

図7に、静的水平載荷実験による杭の水平変位 y_0 と静的水平地盤反力係数 k_{h0} の関係を、図8に、動的加振実験による杭と地盤の相対変位 y_R と動的水平地盤反力係数 k_{hL} の関係を、図9に、火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL} / k_{h0} を、それぞれG.L.-3.0m(ひずみゲージP8深度)を代表例としてケース1～3、ケース4、5に分割して示す。

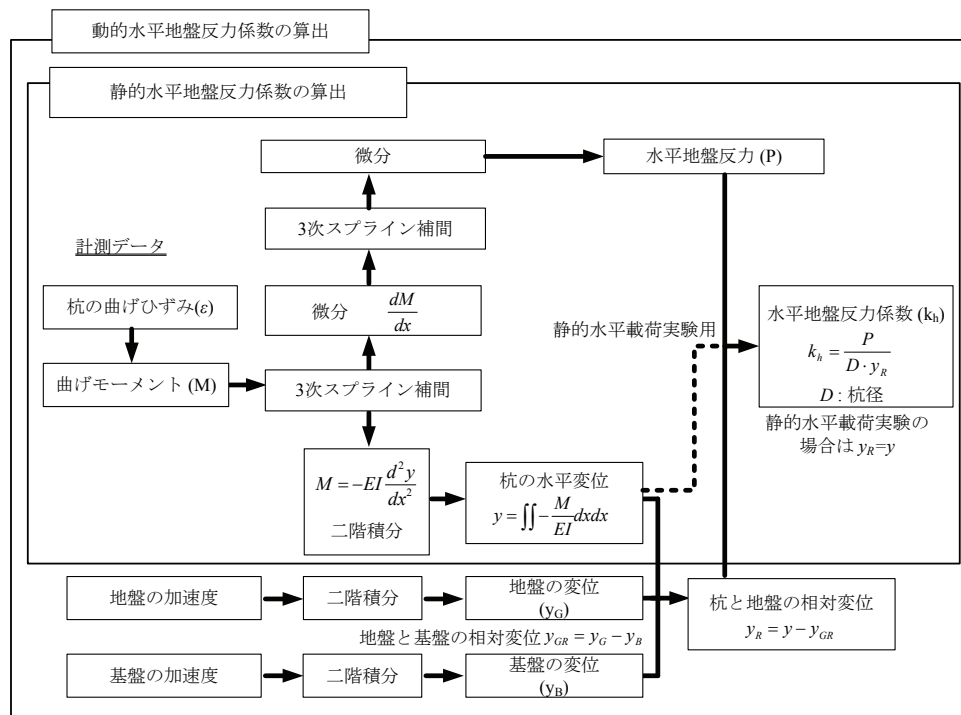


図6 実験計測データに基づく杭の静的・動的水平地盤反力係数の算出手順

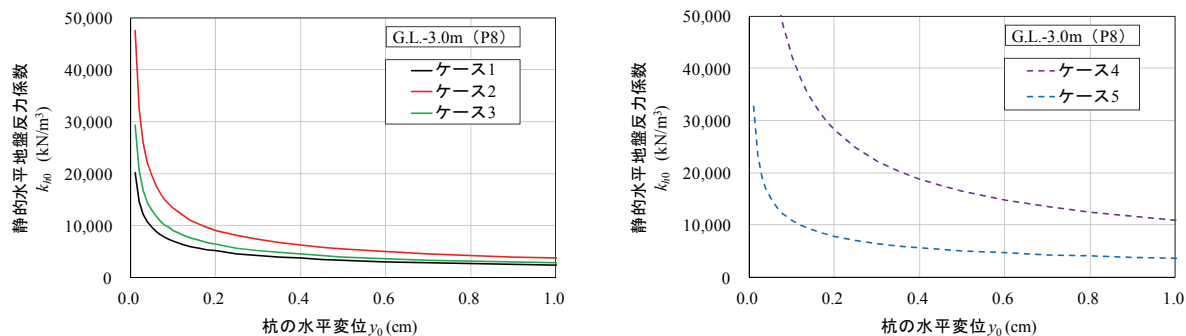


図7 静的水平载荷実験による杭の水平変位 y_0 と静的水平地盤反力係数 k_{h0} の関係 (G.L.-3.0m (P8))

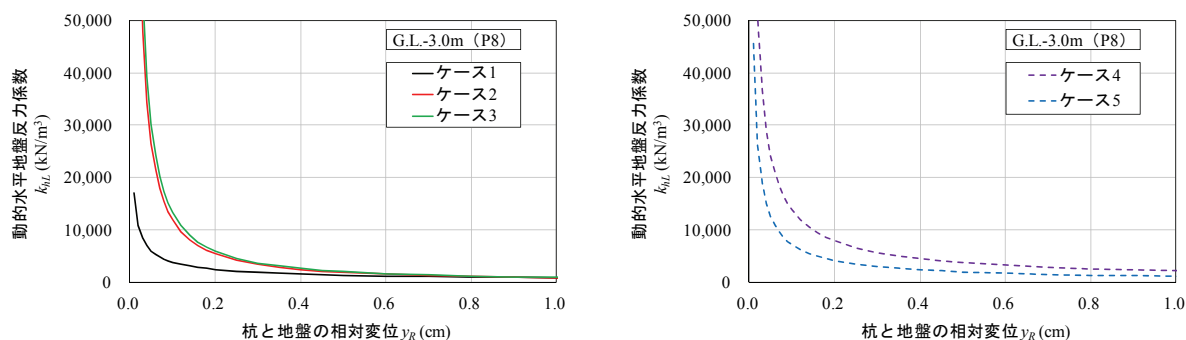


図8 動的加振実験による杭と地盤の相対変位 y_R と動的水平地盤反力係数 k_{hL} の関係 (G.L.-3.0m (P8))

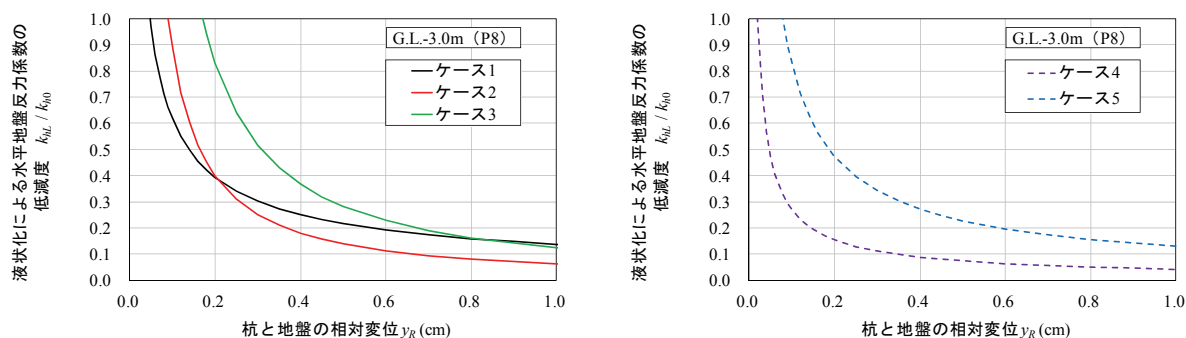


図9 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL}/k_{h0} (G.L.-3.0m (P8))

本検討では、これらの関係をそれぞれ以下の関数式で整理した。

静的水平地盤反力係数

$$k_{h0} = B_0 \cdot y_0^{A_0} \quad (1)$$

ここに、 A_0 、 B_0 は静的時の係数

動的水平地盤反力係数

$$k_{hL} = B_L \cdot y_R^{A_L} \quad (2)$$

ここに、 A_L 、 B_L は液状化中の係数

(1)、(2)式から、地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度は、(3)式で表される。

$$\frac{k_{hL}}{k_{h0}} = B \cdot y_R^A \quad (3)$$

ここに、 $B = \frac{B_L}{B_0}$ 、 $A = A_L$ である。

ここで、 k_{h0} は杭地表面変位が杭径の1% (0.5cm) となる時の該当深度での算出値とし、 k_{hL} は加振中 (全 20 波) の当該深度各変位に応じた算出値としている。

ここでは、静的水平載荷実験において水平地盤反力ならびに水平変位が確認された上部層 G.L.-1.0~4.0m (ひずみゲージ P10~7 深度) についてこれらの関係式を整理し、火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度に関係する係数 A 、 B を検討する。

図 10 に、各ケースから得られた係数 A の深度分布を示す。同一層内であっても、各ケース各深度で係数 A の値が異なった。杭基礎の設計では一般に、同様な物性を示す土層を一樣に取り扱うため、各ケース 4 深度の平均値を同図に示した。その結果、曲線の傾向を示す係数 A は、ケース 1、4、5 で概ね $-0.8 \sim -0.9$ 、ケース 2、3 で概ね $-1.0 \sim -1.1$ を示した。図 11 に、図 9 の関係を両対数表示として全ケース合わせて示す。図 11 より、変位量に応じた低減勾配が各ケースで異なっており、全層を液状化層としたケース 1 で最も緩く、次いで液状化層を互層としたケース 4、5 で概ね同じ勾配、液状化層厚を順に薄くしたケース 2、3 はこれらに比べて急勾配を示した。

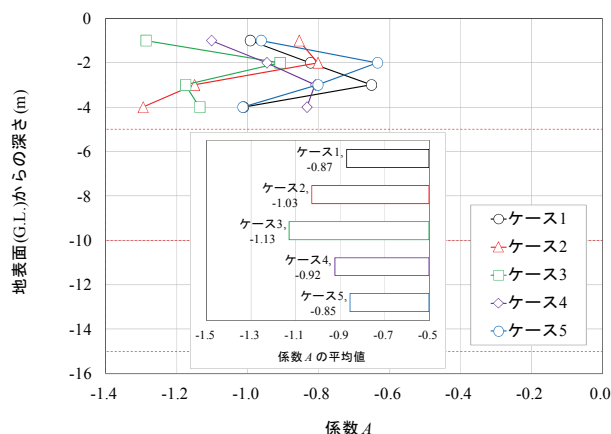


図 10 係数 A の深度分布

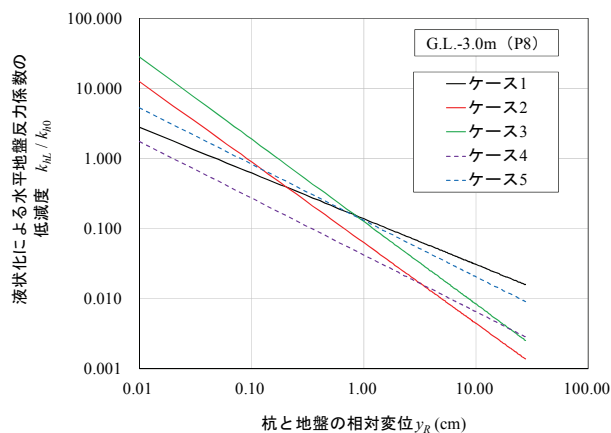


図 11 G.L.-3.0m (P8) における k_{HL} / k_{H0} (図 9 の両対数表示 (全ケース))

図 12 に、各ケースから得られた係数 B の深度分布を示す。液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度合いを示す係数 B は、各ケース地盤表面から徐々に小さくなる、すなわち、液状化に伴う静的水平地盤反力係数の低減度合いが地盤表面から徐々に大きくなる傾向を示した。また同図には、図 10 と同様に各ケース 4 深度の平均値を併せて示した。その結果、ケース 1、3、5 で概ね $0.3 \sim 0.4$ と同様の値を示した。一方、ケース 2、4 で概ね $0.1 \sim 0.15$ と大きな低減度を示した。これは、ケース 4 は上部層を非液状化層としたケースであり、加振前の静的地盤反力係数がその他のケースよりも大きく (図 7)、上部層 G.L.-2.0~4.0m の過剰間隙水圧比が 1.0 に達していないものの比較的大きなことから (図 5)、地盤の初期剛性が大きく低下したためと考えられる。

ケース 2 は、共通して上部層が液状化層であるケース 1、3、5 に比べて大きな低減度を示しており、これは、地盤の層厚や層構成に起因する地盤の卓越振動数の異なりにより、地盤内の加速度応答特性の違いや地盤内に生じるせん断ひずみの違いなどが考えられ、今後、有効応力解析等による地盤の詳細な地震時挙動を踏まえた実験の再現解析・検証が必要であると考える。

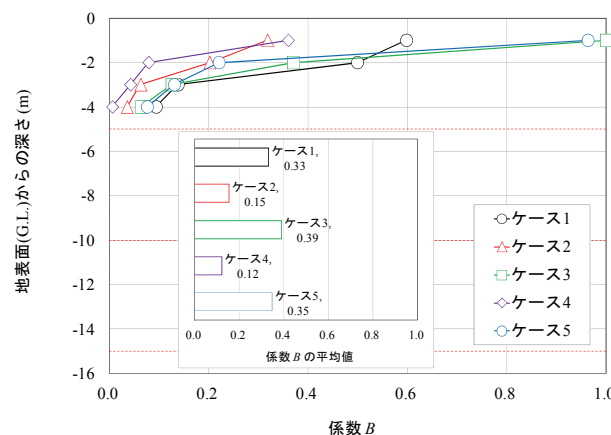


図 12 係数 B の深度分布

3. まとめ

火山灰質地盤における杭基礎の耐震性評価技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが、地震時の杭基礎の挙動ならびに耐震性に及ぼす影響について遠心力模型実験から検証した。その結果、以下の知見を得た。

(1) 地盤内過剰間隙水圧の挙動について

- 液状化層厚を変化させた実験ケースでは、設定した液状化層で液状化が生じており、液状化が生じた同一深

度では過剰間隙水圧の上昇時間・傾向に大きな違いはない。

- ・液状化層を互層とし層順を逆転させた実験ケースでは、液状化層で発生した過剰間隙水圧が非液状化層へ伝播していることが考えられた。また、中間層を液状化層とした実験ケースでは、中間層で過剰間隙水圧が急激に上昇し、過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時間が早い。

(2) 杭の水平地盤反力係数の低減度について

- ・火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度を水平変位量との関係で表す関数式を整理し、関係する係数を検討した結果、変位量に応じた低減勾配を示す係数は、液状化層を全層とした実験ケースと互層とした実験ケースでは同様の値を示し、液状化層厚を順に薄くした実験ケースではこれらよりも急勾配である値を示した。
- ・火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度合いを示す係数は、上部層を非液状化層とした実験ケースでは加振前の静的地盤反力係数が大きく、液状化が生じた中間層からの過剰間隙水圧の伝播が考えられ地盤の初期剛性が大きく低下し、大きな低減度合いを示す値が得られた。
- ・液状化層厚を変化させた実験ケースでは、1 つのケースにおいて傾向が異なり大きな低減度合いを示す値が得られた。これは、地盤の層厚や層構成に起因する地盤の卓越振動数の異なりにより、地盤内の加速度応答特性の違いや地盤内に生じるせん断ひずみの違いなどが考えられた。

以上のように、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりによる地盤内過剰間隙水圧、杭の水平地盤反力の挙動は複雑であり、今後、有効応力解析等による実験の再現解析から詳細な検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 千葉県 県土整備部：東日本大震災の記録 ～公共土木施設の復旧対応について～、第 8 章 復旧事例、(1) 道路、1) 神崎大橋の復旧、
http://www.pref.chiba.lg.jp/gikan/kikaku/documents/08_01_1.pdf, 2013.
- 2) 国土強靱化推進本部：国土強靱化アクションプラン 2016、
http://www.cas.go.jp/jp/seisaku/kokudo_kyoujinka/pdf/ap2016.pdf, 2016.
- 3) 火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会：火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-122、1995.

- 4) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書およびシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-74、1999.
- 5) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工、被災事例～、地盤工学会北海道支部、pp.1-130、2010.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、2012.
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001.
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物、2012.
- 9) 三浦清一、八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価、土木学会論文集、No.561/III-36、pp.257-269、1997.
- 10) 飯竹重光：関東ロームのコンシステンシー特性について、土木学会論文集、第 277 号、pp.85-93、1978.
- 11) 高田誠、北村良介、北田貴光：二次しらす地盤の力学特性の評価、土木学会論文集、No.561/III-38、pp.237-244、1997.
- 12) 江川拓也、西本聡、冨澤幸一：火山灰質地盤に施工された杭基礎の水平抵抗特性、寒地土木研究所月報、No.699、pp.29-35、2011.
- 13) 冨澤幸一、三浦清一：火山灰地盤における杭基礎の支持力特性に関する検討、土木学会論文集 C、Vol.63、No.1、pp.125-139、2007.
- 14) 風間基樹、三浦清一、八木一善、海野寿康、鈴木輝之、伊藤陽司：講座 火山灰質土 ―その性質と設計施工― 6.火山灰質地盤の被害事例、土と基礎、Vol.54、No.2、pp.45-54、2006.
- 15) 高田誠、北村良介、北田貴光、冨山貴史：二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル、土木学会論文集、No.631/III-48、pp.61-69、1999.
- 16) 風岡修、楠田隆、香村一夫、楡井久：軽石質火山灰の混入が砂層の液状化強度に与える影響、日本地質学会学術大会講演要旨、巻 107th、p.193、2000.
- 17) 國生剛治、三森祐貴、石田小百合：エネルギー法と FL 法による液状化判定の比較 ―2003 年十勝沖地震端野町ケーススタディー―、第 49 回地盤工学研究発表会、pp.1559-1560、2014.
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、pp.132-143、2012.
- 19) 江川拓也、林憲裕、冨澤幸一：火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の評価に関する研究、寒地土木研究所月報、No.749、pp.12-21、2015.

A STUDY ON SEISMIC REINFORCEMENT OF PILE FOUNDATION IN VOLCANIC ASH GROUND

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2015-2019

Research Team : Cold Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical Research)

Author : HAYASHI Hirochika

TOMISAWA Koichi

EGAWA Takuya

Abstract : Many pile foundations built during Japan's high-growth period were constructed before aseismic design methods had been established. As a result, aging and deformation are observed in earthquake history records in some cases, and it is necessary to prepare maintenance, management and aseismic design methods based on appropriate assessment of ground properties. In Japan, which is a volcanic country, volcanic products are accumulated over extensive areas. In Hokkaido in particular, 40% of the total land area is covered with unconsolidated volcanic products, and the types and properties of volcanic ash soil are diverse. While pile foundations in volcanic ash ground are designed based on the specifications of sandy soil, volcanic ash soil has peculiar mechanical characteristics due to particle breakage. The results of past studies revealed that the bearing capacity of pile foundations in volcanic ash ground is smaller than the design value based on sandy soil. Large earthquakes in recent years have also caused liquefaction of volcanic ash ground, resulting in increased large-scale ground deformation and other types of damage. Accordingly, it is desirable to clarify the seismic behavior of volcanic ash ground and establish appropriate seismic assessment methods. This study accurately assessed the seismic behavior of volcanic ash soil, including its liquefaction mechanism, and presented test and aseismic design techniques as methods for seismic assessment of pile foundations.

Key words : volcanic ash soil, liquefaction, pile foundation, seismic assessment, seismic reinforcement