

火山灰地盤における構造物基礎の耐震性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 26

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：富澤幸一、福島宏文、江川拓也

【要旨】

日本の高度成長期に構築された構造物基礎の多くは、耐震設計法が未整備の段階で施工されている。そのため、地震履歴による老朽化や変状が認められているものもあり、今後、地盤の性状を適切に評価した耐震設計法や維持管理法が必要である。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、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に準じて設計されているが、火山灰質土は粒子破碎性により特異な力学特性を示す。これまでの研究の結果、火山灰質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少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、火山灰質地盤の地震時挙動を明らかにし、適切な耐震性能評価法の確立が望まれる。本研究では、火山灰質地盤の液状化メカニズムを含めた地震時挙動を適確に評価し、構造物基礎の耐震性能評価のための試験調査法および耐震設計法を検討するものである。

キーワード：火山灰質土、液状化、杭基礎、地震時挙動

1. はじめに

日本の高度成長期に構築された構造物基礎の多くは、耐震設計法が未整備の段階で施工されたことから、地震履歴による老朽化や変状が認められているものもあり、今後、構造物基礎の長寿命化を図るためには、適確な耐震設計法や適正な維持管理法を確立する必要がある。そのためには、対象となる地盤の性状を把握し適切に評価する必要がある。

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域に堆積している。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¹⁾。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法も砂質土に準じて設計されている^{2),3),4)}が、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た^{5),6),7)}。また、これまでの研究成果から、北海道の火山灰質地盤に施工される杭基礎では、水平抵抗特性が砂質土とは異なることや、周面摩擦力が砂

質土に準じた設計値よりも過少な発現を示すことから杭周面摩擦力度の低減設定が定められている⁸⁾。さらに、火山灰質土の液状化抵抗率は砂質土とは異なる¹⁾ことや、近年に発生したいくつかの大きな地震では、火山灰質土の斜面崩壊や、火山灰質地盤の液状化による農地や宅地の大規模な地盤変状等の被害の増加が確認されており⁹⁾、その地震時力学挙動を明らかにし、地盤性状の実態に即した適切な耐震性能評価法の確立が望まれている。

以上の背景を受けて本研究では、火山灰質地盤の液状化メカニズムを含めた地震時力学挙動を適確に評価し、火山灰質地盤における構造物基礎の耐震性能評価のための試験調査法および耐震設計法を検討するものである。

2. 研究概要

本研究は、主に北海道の火山灰質地盤の液状化メカニズム検証とその対策を含めた地震時における杭基礎の耐震性能評価に関する検討を行う。研究内容として、現場試験調査から、杭基礎の性能設計に対応した火山灰質地盤の液状化強度特性、せん断弾性係数・変形係数の動的応答値に関する適切な試験調査法の検討、な

らびに、模型実験・数値解析結果から、火山灰質土の地震時力学挙動を適正に評価した杭基礎の耐震設計法の検討を行う。

3. 液状化強度特性・試験調査法の検討

液状化強度特性・試験調査法の検討は、ボーリング調査による原位置試験ならびに採取したサンプリング試料を対象に、地盤調査の方法と解説¹⁰⁾、地盤材料試験の方法と解説¹¹⁾に示される汎用的な試験方法から各種物性値を求め、砂質土との違いを評価した。

北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図¹⁾に現場試験調査箇所をあわせて図-1に示す。試験調査箇所は北海道内4箇所である。表-1に各箇所の火山灰質土の種別、物理・力学試験結果を示す。火山灰質土の種別は、物理試験結果ならびに既存資料^{1), 12), 13), 14)}により判別した。細粒分の多い試料4は火山灰質細粒土と判断され、その他の試料は火山灰質粗粒土の一般的な値¹⁾を示している。

3. 1 液状化試験結果の考察

ここでは、各試料の液状化試験から得られた液状化強度比 R_{L20} と、砂質土の液状化を判定する方法として道路橋示方書¹⁵⁾に示される、有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した換算 N 値 N_1 から求める繰返し三軸強度比 R_L との比較を行った。

表-2に換算 N 値 N_1 の粒度の影響を考慮した補正 N 値 N_a から求めた繰返し三軸強度比 R_L と液状化試験から得られた R_{L20} の値を示す。両者の比は、試料2、4で1.0に近く概ね一致しているが、その他の試料では0.02~4.0とバラツキが大きい。試料6では、原位置の N 値が大きなことから道路橋示方書の方法からは R_L が大きく判定されるが、 R_{L20}/R_L の値は極めて小さい。

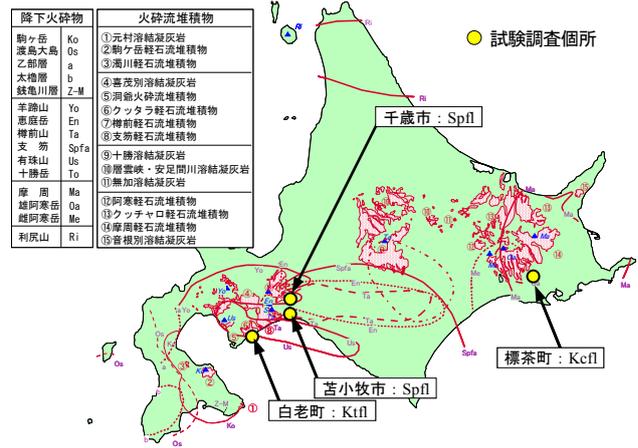


図-1 北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図と試験調査箇所 (文献1の図に加筆)

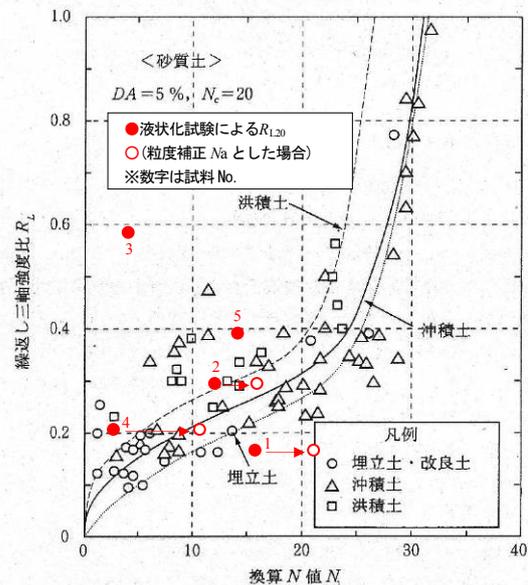


図-2 換算 N 値 N_1 と液状化強度比 R_{L20} の関係 (文献16の図に加筆)

表-1 各試験調査箇所の火山灰質土種別と物理・力学試験結果

試料 No.	調査箇所	火山灰種別 (記号)	採取深度 GL-(m)	N 値	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	含水比 W (%)	湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	間隙比 e	細粒分含有率 F_c (%)	液状化強度比 R_{L20}
1	千歳市	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	7.35	15	2.736	31.4	1.676	1.172	24.2	0.164
2			4.90	9	2.722	31.0	1.789	0.997	28.0	0.296
3	苫小牧市	支笏軽石流堆積物 (Spfl)	7.92	4	2.570	66.4	1.339	2.311	10.1	0.584
4			13.35	3	2.476	54.8	1.591	1.410	65.8	0.206
5	白老町	クッタラ軽石流堆積物 (Ktfl)	8.40	16	2.689	53.1	1.307	2.147	9.0	0.391
6	標茶町	クッチャロ軽石流堆積物 (Kcfl)	7.30	48	2.626	34.5	1.704	1.076	6.3	0.299

表-2 換算 N 値 N_1 の粒度補正 N 値 N_a から求めた繰返し三軸強度比 R_L と液状化試験から得られた R_{L20} の関係

試料 No.	N 値	湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	50%粒径 D_{50} (mm)	有効上載圧 σ'_v (kN/m ²)	細粒分含有率 F_c (%)	換算 N 値 N_1 と粒度補正 N 値 N_a				N_a からの R_L (理論値)	液状化強度比 R_{L20}	室内/理論値 R_{L20}/R_L
						N_1	c_1	c_2	N_a			
1	15	1.676	0.450	93.6	24.2	15.6	1.3	0.8	20.8	0.318	0.164	0.52
2	9	1.789	0.200	57.7	28.0	12.0	1.4	1.0	17.3	0.282	0.296	1.05
3	4	1.339	0.788	72.0	10.1	4.8	1.0	0.0	4.8	0.149	0.584	3.92
4	3	1.591	0.040	94.0	65.8	3.1	2.3	3.1	10.2	0.216	0.206	0.95
5	16	1.307	0.690	132.0	9.0	13.5	1.0	0.0	13.5	0.248	0.391	1.58
6	48	1.704	0.390	92.7	6.3	50.2	1.0	0.0	50.2	16.915	0.299	0.02

表-3 動的変形特性試験結果とPS検層から求めたせん断弾性係数 G_0 の比較

調査箇所	試料 No.	採取深度 GL- (m)	室内試験		原位置 (PS 検層)	原位置・室内比
			変形係数 E_{01} (MN/m ²)	せん断弾性係数 G_{01} (MN/m ²)	せん断弾性係数 G_{0f} (MN/m ²)	G_{01}/G_{0f}
苫小牧市 (Spfl)	動1	10.00 ~ 10.80	113	38	43	0.88
	動2	14.80 ~ 15.80	88	29	43	0.68
	動3	17.00 ~ 17.80	193	65	43	1.50

図-2 に換算 N 値 N_1 と各試料の液状化試験から得られた R_{L20} の関係を示す。試料 2、4 のように粒度補正により液状化試験からの液状化強度比が沖積土の値に近づく試料もあるが、その他の試料では換算 N 値 N_1 ならびに補正 N 値 N_a との明瞭な関係は見られない。

このように、火山灰質土の液状化強度特性は砂質土とは傾向が異なることを示唆しており、今後、火山灰質土の液状化強度特性の詳細を明らかにし、これらを適切に評価した液状化判定法の整理が必要であると考える。

3. 2 動的変形特性試験・PS 検層結果の考察

動的変形特性試験・PS検層は、苫小牧市における調査箇所で行った。動的変形特性試験結果から得られたせん断弾性係数 G_{01} を表-3 に示した。同表にはPS検層のS波速度から求めた¹⁰⁾せん断弾性係数 G_{0f} と比較して示した。また、図-3 には原位置 (PS検層) における G_{0f} と原位置 (PS検層)・室内試験比 G_{01}/G_{0f} の関係¹⁷⁾に、今回の同様の関係をあわせて示した。

地盤のせん断弾性係数を求める方法はPS検層を用いる方法が良いとされており、これは、図-3 に示されるように、原位置で計測された G_{0f} と室内で計測された G_{01} が同じにはならないからとされる¹⁷⁾。この原因として、試料の採取・運搬時の乱れと考えられており、このような乱れが少ない凍結試料では G_{01}/G_{0f} はほぼ1.0となる¹⁸⁾。今回の試験調査結果から得られた同様の関係は、約0.7~1.5 とバラツキが大きいことがわかる。今後、火山灰質土の性質に適した試験調査法の選定・検討が必要であると考える。

また、図-4 に、動的変形特性試験から得られた変形係数 E のひずみの増加に伴う低下傾向を示した。いずれの試料もひずみの増加に伴い変形係数が初期値の0.1~0.2 倍に低下しており、地盤の変形係数の影響が支配的となる杭の水平方向地盤反力は、地震時に大きく低下することが推察される。

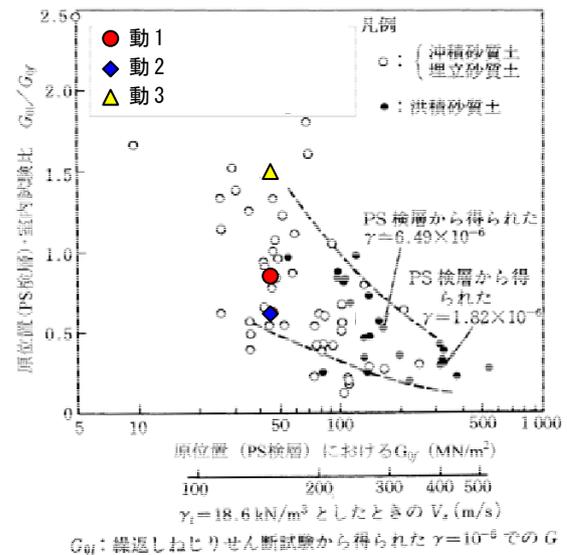


図-3 原位置 (PS検層) における G_{0f} と
原位置 (PS 検層)・室内試験比
 G_{01}/G_{0f} の関係 (文献 17 の図に加筆)

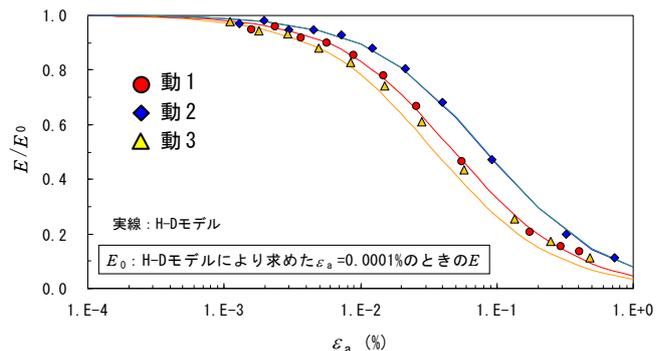


図-4 ひずみの増加に伴う
変形係数 E の低下傾向

4. 耐震設計法の検討

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おり、地震時の静的照査法による照査でも同様に杭の水平方向地盤反力係数等を常時 (静的) の設計値を基本に一義的に決定されている^{2), 19)}。しか

しながら、北海道の火山灰質土は特異な力学特性を示すことや¹⁾、砂質土として設計された常時の（静的な）杭の鉛直支持力や水平抵抗の発現が設計値とは異なることが報告されており²⁰⁾、地震時における地盤～杭基礎系の相互作用も砂質土とは異なることが考えられる。地震時ならびに液状化時の杭の水平地盤反力～変位関係を明らかにすることは、地震時における地盤～杭基礎系の相互作用を検討するうえで重要であり、本検討では、火山灰質地盤における杭の地震時水平地盤反力～変位関係について、火山灰質地盤と砂地盤を対象とした杭の遠心力模型実験から考察を行った。

4. 1 実験概要

遠心力模型実験は、**図-5** に示す縮尺 1/50 の模型地盤に模型杭を組杭としてたて込み、50G の遠心加速度場において**表-4** に示す実験ケースに対し動的加振実験と動的加振実験前に静的水平載荷試験を行った。入力地震動はレベル 2 相当とし、実物換算で最大加速度 750gal 程度、周波数 1.5Hz の正弦波 20 波とした。

模型杭は、外径 10.0mm、厚さ 0.2mm、長さ 400mm（実スケール換算で外径 500mm、肉厚 10mm、杭長 20m）の鋼製（SS400）とし、杭配列は**図-5** に示すように 2 本×2 列の組杭とした。4 本組杭のうち 1 本は杭内部 12 カ所（6 深度各 2 点）にひずみゲージを貼付している。杭先端は固定端とし、杭頭はおもりを取り付けた自由端としている。

模型地盤は、火山灰質地盤には札幌市近郊の土取場から採取した支笏軽石流堆積物 Spfl の 0.85mm ふるい通過分を用い、**表-4** に示す採取現場密度相当で作成した。砂地盤には豊浦砂を用い、火山灰質地盤模型と同等の相対密度となるように作成した。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脱気して用いており、脱気槽内で飽和させた。

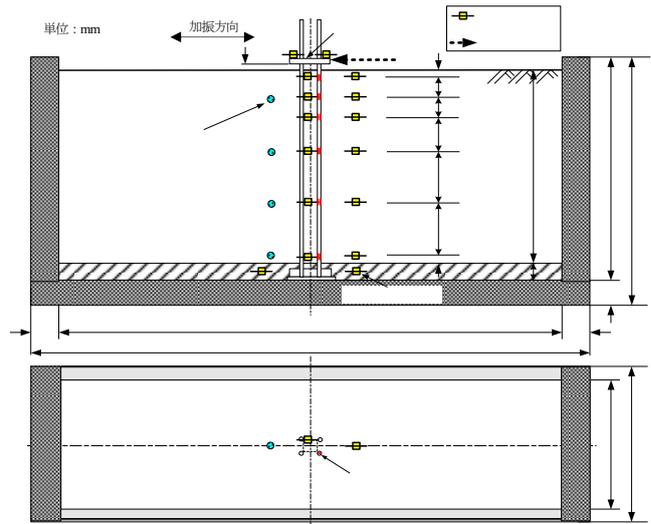


図-5 実験模型概要

表-4 実験ケース

ケース	模型地盤	入力地震動
1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$	正弦波20波 周波数1.5Hz 最大750gal程度 単発加振 ※実スケール換算値
2	豊浦砂 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.590\text{g/cm}^3$	

表-5 模型地盤材料の物理特性

	火山灰質土	豊浦砂
砂分(%)	67.1	99.8
シルト分(%)	24.2	0.1
粘土分(%)	8.7	0.1
細粒分含有率 F_C (%)	32.9	0.1
最大粒径 D_{max} (mm)	0.85	0.43
50%粒度 D_{50} (mm)	0.143	0.164
10%粒度 D_{10} (mm)	0.007	0.115
均等係数 U_c	29.90	1.60
曲率係数 U'_c	2.60	0.91
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.434	2.643
繰返し三軸強度比 R_{L20}	0.183	0.412

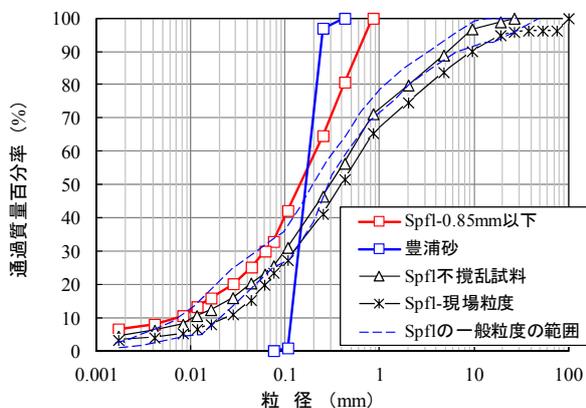


図-6 模型地盤材料の粒径加積曲線

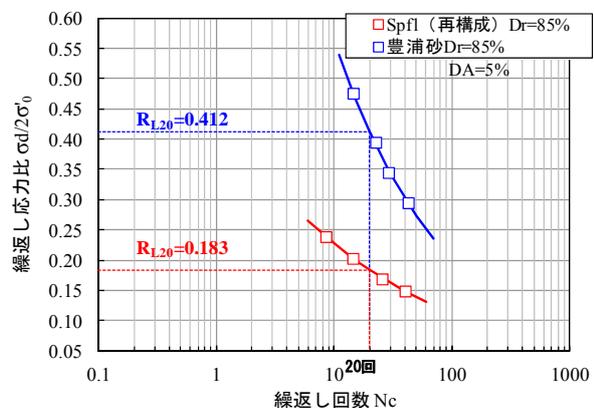


図-7 模型地盤の液状化強度曲線

各模型地盤材料の物理特性と粒径加積曲線を表-5と図-6に示す。火山灰質土 (Spfl) の細粒分が豊浦砂に比べ多いものの、各材料とも液状化の判定を行う必要がある砂質土層 ($F_c \leq 35\%$ 、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$) に分類される¹⁵⁾。図-7に各模型地盤の繰返し非排水三軸試験による液状化強度曲線を示す。火山灰質土 (Spfl) の液状化強度比 R_{L20} は相対密度を同等であるとした豊浦砂よりも低い値となっている。

4. 2 実験結果の考察

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スケール換算として整理している。

4. 2. 1 地盤内過剰間隙水圧の挙動

図-8に、加振により地盤内に発生した各ケースの過剰間隙水圧とその消散過程を示す。砂地盤では、発生

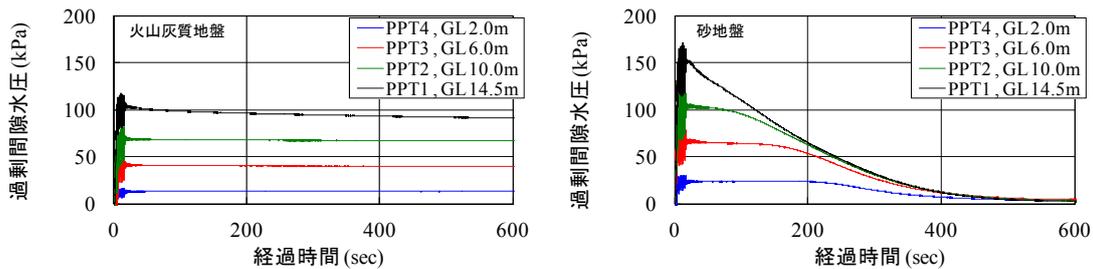
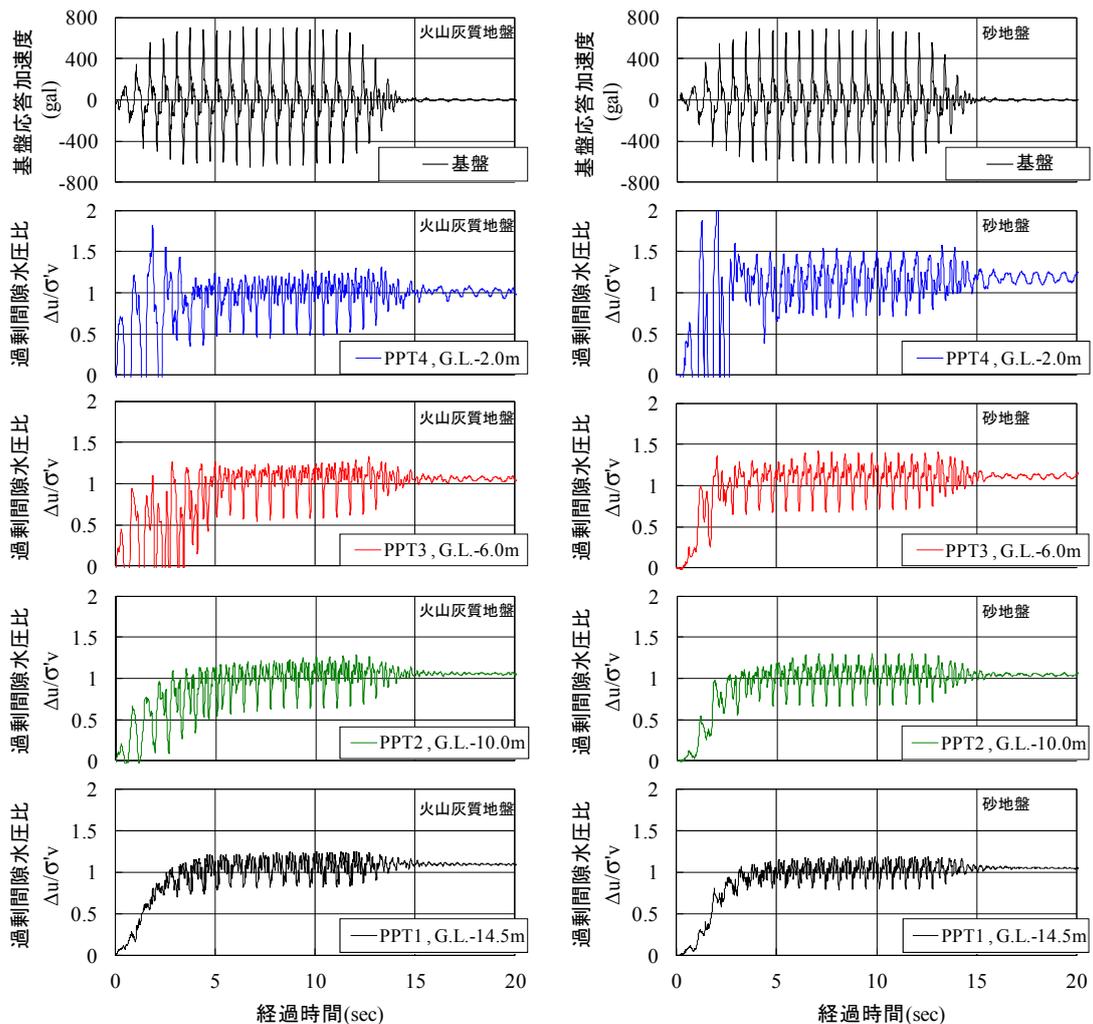


図-8 加振による過剰間隙水圧の発生と消散の時刻歴(0~600sec)



(a) Case1 : 火山灰質地盤

(b) Case2 : 砂地盤

図-9 0~20sec 部分における過剰間隙水圧比の時刻歴

した過剰間隙水圧が時間の経過とともに速く消散する様子が確認されるが、火山灰質地盤では、発生した過剰間隙水圧の消散が遅くなっており、これは、細粒分が多く含まれることが原因と考えられる。図-9は図-8の0~20秒における各深度の値を過剰間隙水圧比として整理したものである。各ケースともに地盤深部においても過剰間隙水圧比が1に達しており、地盤全体に

液状化が生じていることがわかる。地盤深部では地盤浅部に遅れて過剰間隙水圧が上昇しており、地盤浅部から液状化が生じていることがわかる。

4. 2. 2 杭の地盤反力係数の評価

(1) 静的水平載荷実験による地盤反力係数

図-10に各ケースの加振前に実施した静的水平載荷実験から得られた杭頭載荷点における荷重~変位の関

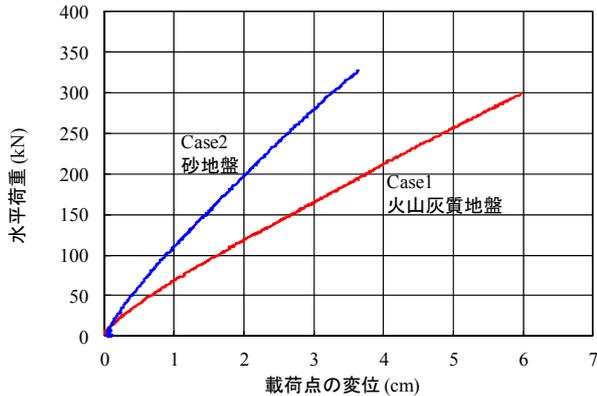


図-10 杭頭載荷点における荷重~変位関係

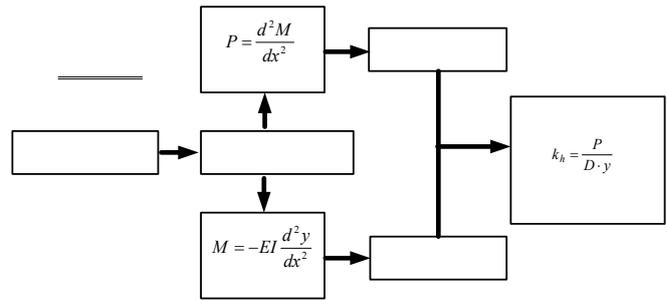


図-11 静的地盤反力係数の算出方法

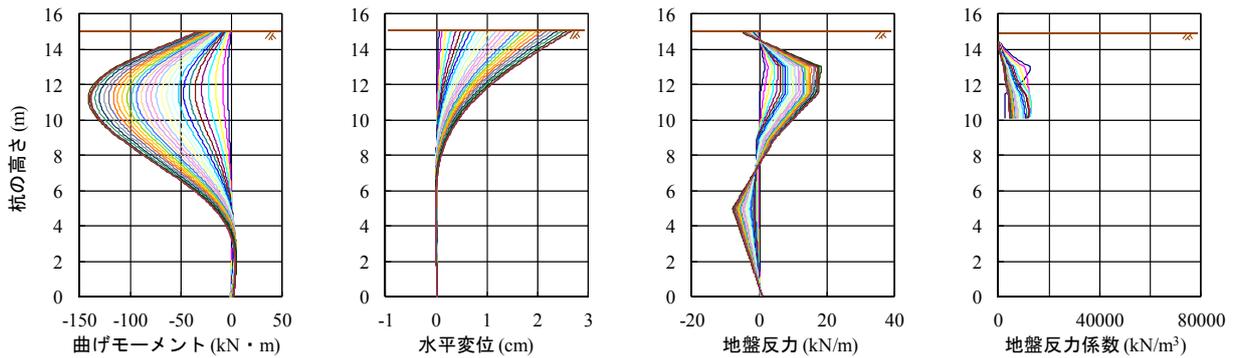
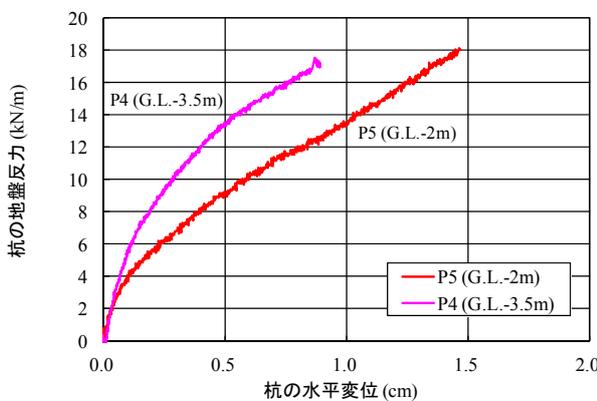
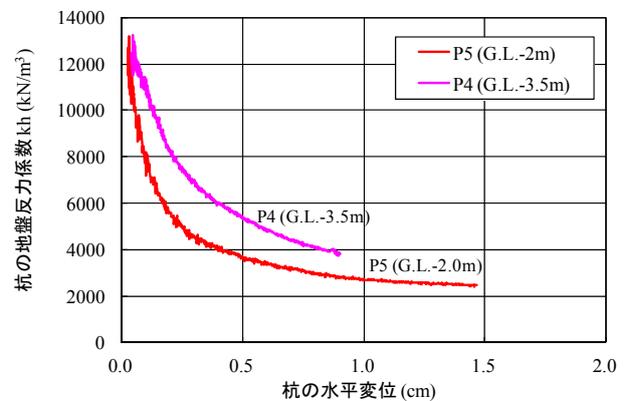


図-12 静的水平載荷実験による杭の曲げモーメント、水平変位、地盤反力、地盤反力係数
(Case1 : 火山灰質地盤)



(a) 杭変位と地盤反力



(b) 杭変位と地盤反力係数

図-13 杭の特性長 $1/\beta$ 相当の範囲に位置する P4 と P5 での杭変位と地盤反力・地盤反力係数の関係
(Case1 : 火山灰質地盤)

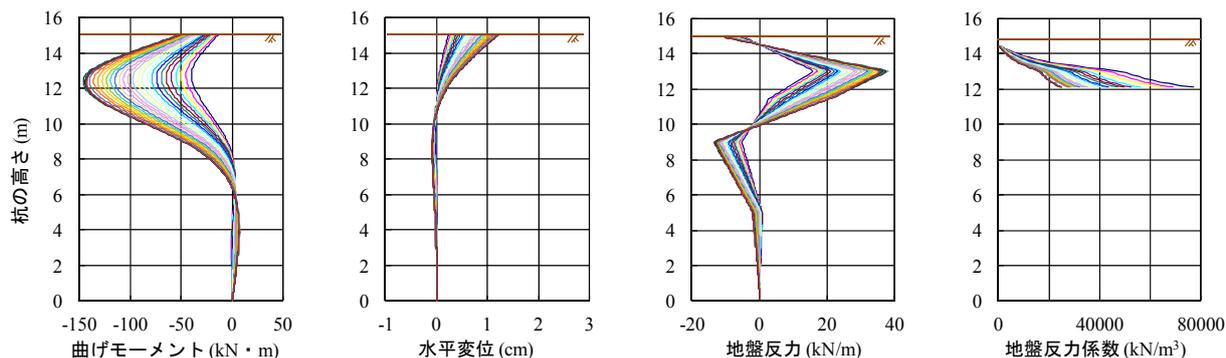


図-14 静的水平載荷実験による杭の曲げモーメント、水平変位、地盤反力、地盤反力係数
(Case2 : 砂地盤)

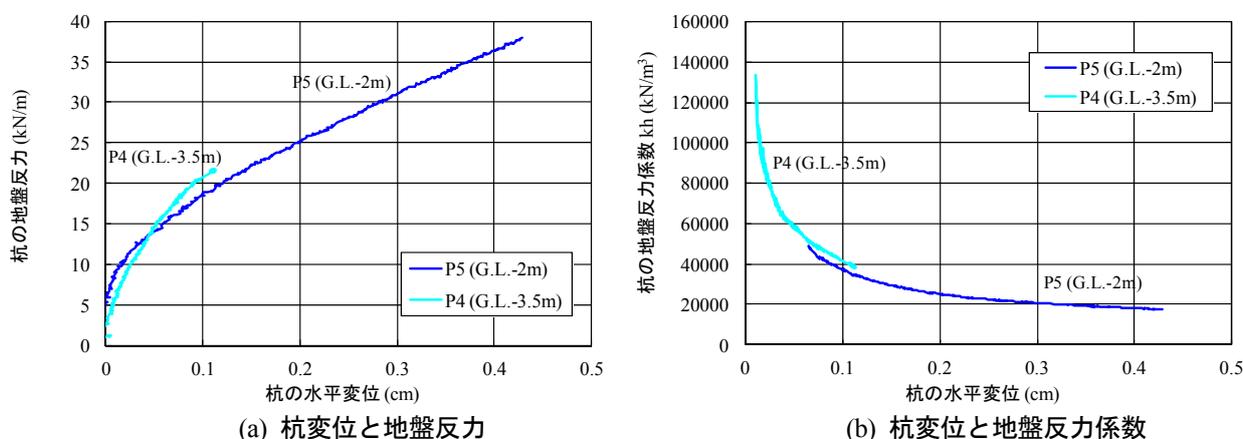


図-15 杭の特性長 $1/\beta$ 相当の範囲に位置する P4 と P5 での杭変位と地盤反力・地盤反力係数の関係
(Case2 : 砂地盤)

係を示す。一般に杭の水平載荷試験結果からの地盤反力係数の評価は、杭の弾性地盤反力法の基本方程式²⁾により基準変位量時（杭径の 1%変位時）の値を用いて評価されるが、本検討では、杭変位に伴う地盤反力係数の変化を評価するため、実験により各深度で計測される杭の曲げひずみから曲げモーメントを求め、これを深度方向に二階微分または二階積分することで求まる地盤反力、杭の変位から評価する時松らの整理方法²¹⁾を参考とした。図-11 に静的水平載荷実験結果から地盤反力係数を算出する方法を示す。なお、杭の曲げモーメントの深度分布は、3次スプライン補間法²²⁾により各計測点間を補間し作成した。加振中の地盤反力係数の評価も同様としており、各数値の算出方法の詳細については後述する。

図-12～図-15 に、各ケースの静的水平載荷実験から

得られた、杭の曲げモーメント、杭変位、地盤反力、地盤反力係数の深度分布と、杭の水平抵抗領域である杭の特性長 $1/\beta$ 相当の範囲に位置するひずみゲージ P4 と P5 での杭変位と地盤反力・地盤反力係数の関係を示した。各ケースともに杭頭水平変位の増加に伴い、地盤内における杭の曲げモーメント、杭変位、地盤反力は増加し、地盤反力係数は減少し概ね収束した。その傾向は非線形的に増減することが確認され、微小な変位内での評価ではあるが、砂地盤に比べ火山灰質地盤のほうが増減の程度が小さい。収束した地盤反力係数を静的地盤反力係数と評価すると、火山灰質地盤の静的盤反力係数は相対密度が同等の砂地盤に比べて $1/10$ 程度と小さい。

(2) 加振中の地盤反力係数

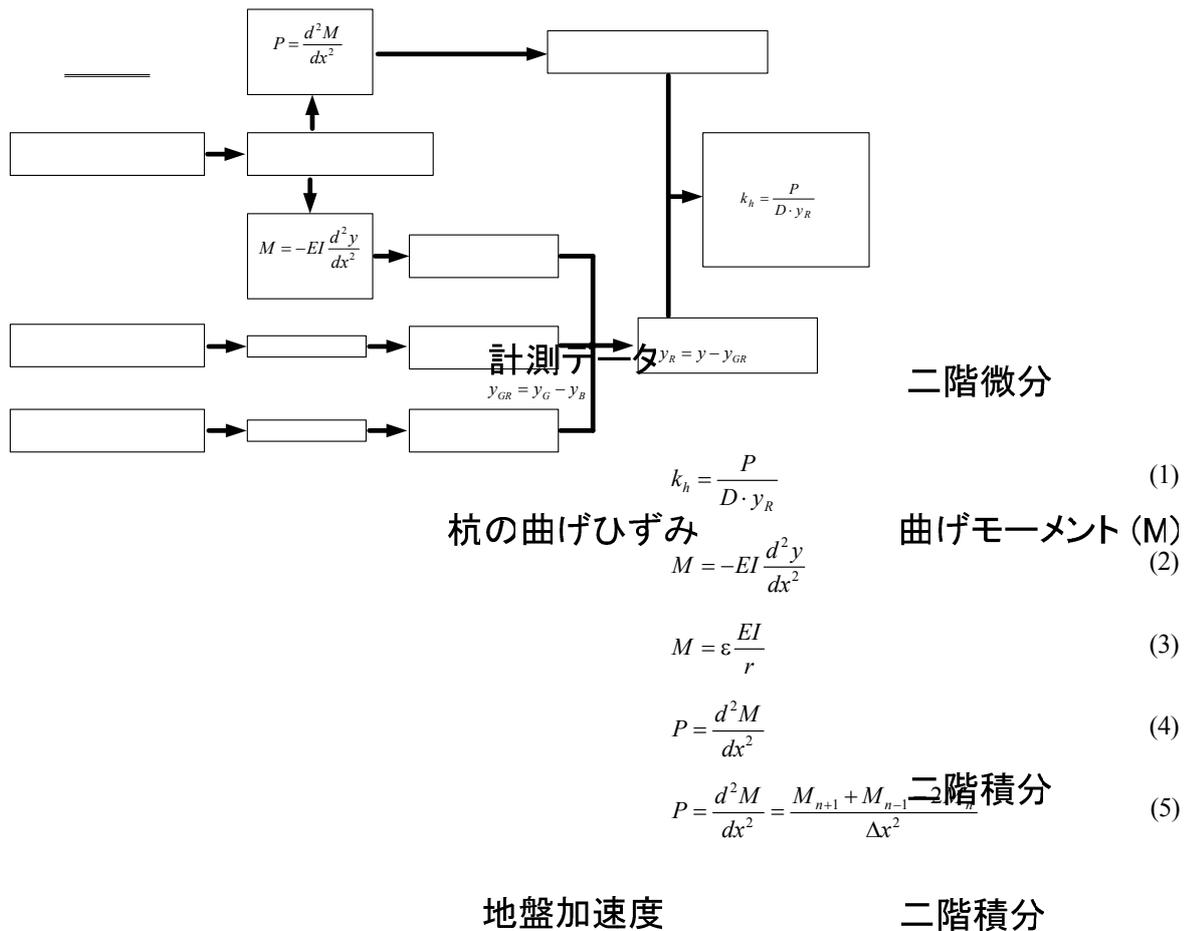


図-16 加振中の地盤反力係数の算出方法

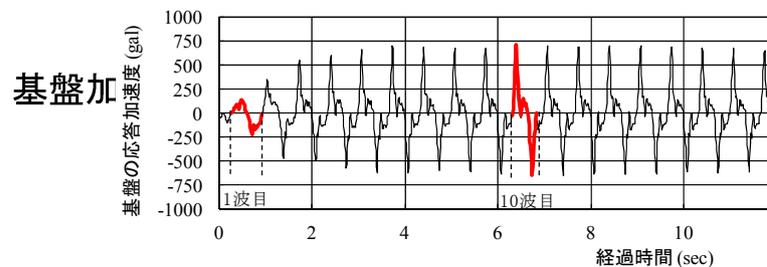


図-17 基盤応答加速度の1波目と10波目

図-16 に加振中の地盤反力係数の算出手順を示す。加振中の地盤反力係数は、式(1)に示すように地盤反力 P を杭と地盤の相対変位 y_R と杭径 D で除すことで求められる。杭と地盤の相対変位 y_R は、杭の変位 y から地盤の相対変位 y_{GR} を引いたものであり、地盤の相対変位 y_{GR} は、地盤の変位 y_G から基盤の変位 y_B を引いたものである。杭の変位 y は、式(2)の杭の変位と曲げモーメントの関係を用いて、杭の曲げモーメントを高さ x で二階積分することで求め、杭の曲げモーメントは式(3)に示すように測定された杭の曲げひずみ ε より求める。地

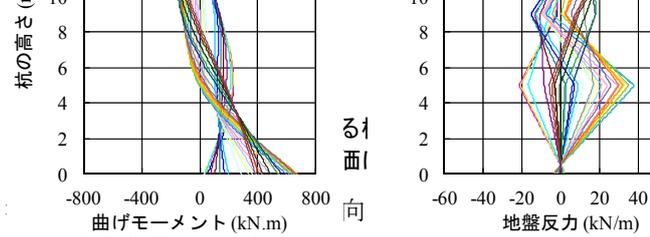
盤の変位 y_G と基盤の変位 y_B は、その地点の計測された加速度を二階積分することで求める。二階積分は台形公式を用いた数値積分により行った。地盤反力 P は、式(4)に示すように杭の曲げモーメントを高さ x で二階微分することで求め、二階微分は、式(5)に示すように微分式を差分して近似的に行った。

図-18、図-19 に、各ケースの加振1波目と10波目(図-17参照)の杭の曲げモーメント、地盤反力、杭変位の深度分布を示す。各ケースともに地盤全体に液状化が生じる前の1波目では、地盤浅部での杭の曲げ

モーメント、地盤反力が卓越しており、浅い位置で変位が生じている。一方、地盤全体に液状化が生じている10波目では、地盤浅部で杭の曲げモーメント、地盤反力が減少しており、地盤深部でそれらが卓越し、深い位置から変位が生じていることがわかる。1波目な

らびに10波目別の違いによる大きな差は見られない。

図-20、図-21に、各ケースの杭の特性長 $1/\beta$ 相当の範囲に位置するP4とP5における主要計測値の時刻歴



(a) 1波目

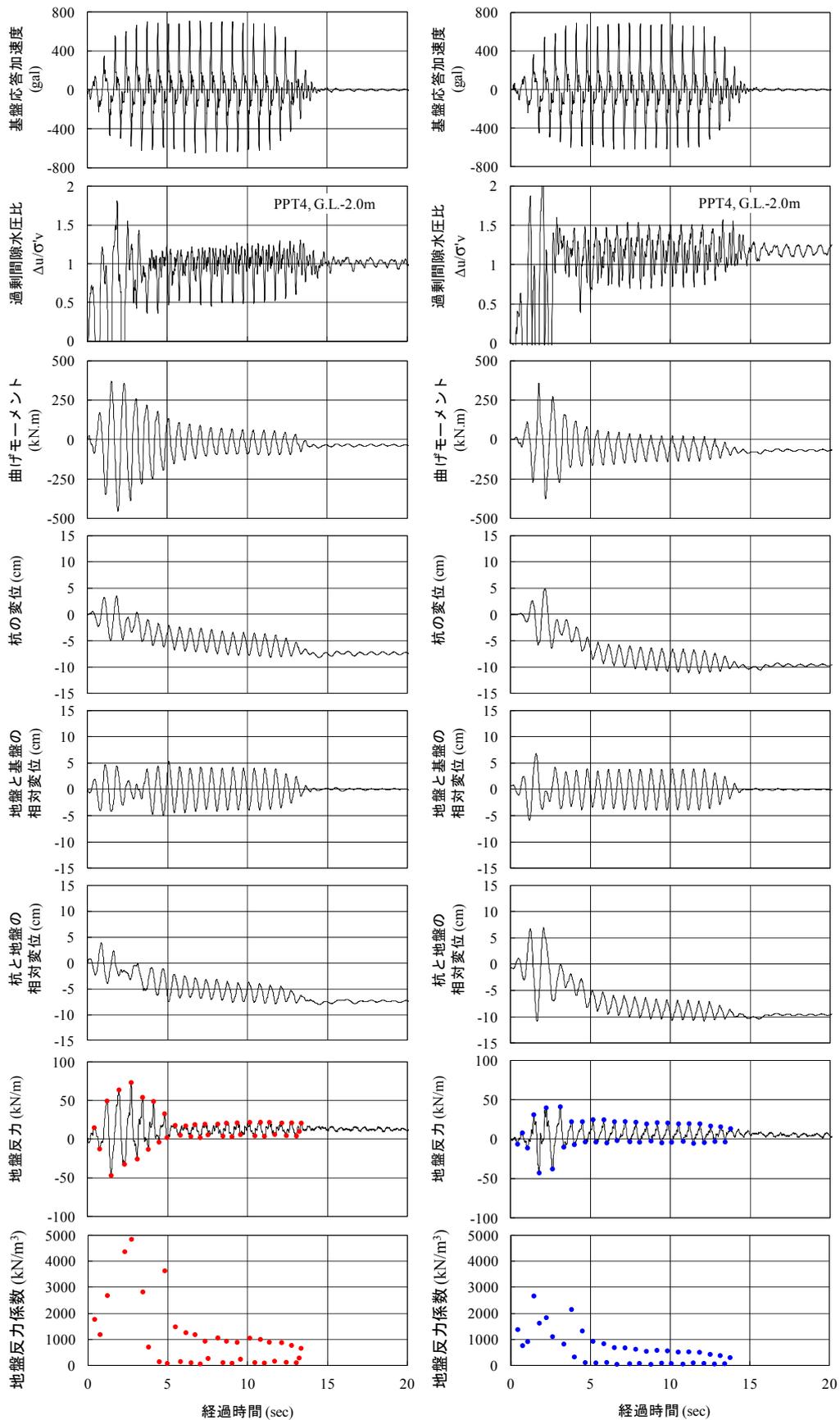
(b) 10波目

図-18 加振中の杭の曲げモーメント、地盤反力、水平変位の深度分布 (Case1 : 火山灰質地盤)

(a) 1波目

(b) 10波目

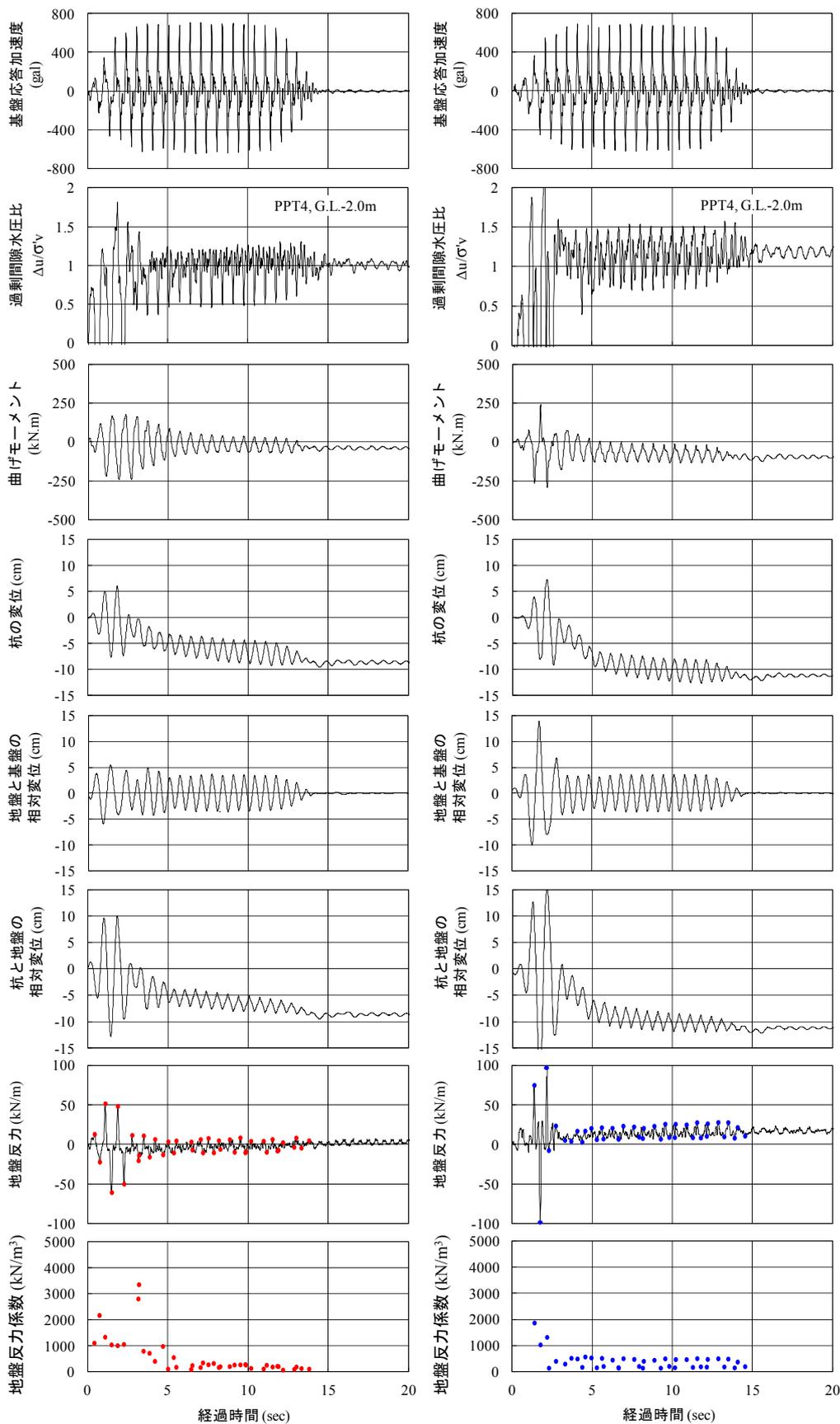
図-19 加振中の杭の曲げモーメント、地盤反力、水平変位の深度分布 (Case2 : 砂地盤)



(a) Case1 : 火山灰質地盤

(b) Case2 : 砂地盤

図-20 各ケースのP4(G.L.-3.5m)位置における主要計測値の時刻歴



(a) Case1 : 火山灰質地盤

(b) Case2 : 砂地盤

図-21 各ケースのP5(G.L.-2.0m)位置における主要計測値の時刻歴

を示した。図-20 では P4(G.L.-3.5m)深度での間隙水圧を計測していないが、過剰間隙水圧の上昇に伴う杭の挙動を確認するために、P5(G.L.-2.0m)深度での過剰間隙水圧比を示した。各図より、地盤と基盤の相対変位は比較的同程度の振幅をもって継続しているが、杭の曲げモーメント、杭の変位、杭と地盤の相対変位、ならびに地盤反力は、加振初期に大きな値の振幅を示し、加振による過剰間隙水圧の上昇すなわち液状化の進展に伴い振幅が減少していく様子が確認される。この関係から求まる地盤反力係数も液状化の進展に伴い低減していくことがわかる。

これらのことから、液状化が生じる地盤における地盤～杭基礎系の地震時相互作用として、地震動の初期では地盤の振幅に追従して杭は大きな振幅を示すが、液状化が進展した状況では、地盤反力ならびに地盤反力係数の低減すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損ない、杭の振幅が減少したものと考えられる。飛田らの同様の研究²³⁾においても、乾燥砂では曲げモー

メントや杭変位の振幅が減少せずに継続するが、飽和砂では今回の結果と同様に加振初期に大きな値の振幅を示し液状化が進展するにつれて減少していくことが報告されており、その原因として、杭と地盤がほぼ一体となって動いている可能性や、振動による地盤の非線形性による振動時の地盤反力係数の低下などが考えられている。

4. 2. 3 地盤の液状化に伴う杭の地盤反力係数の低減傾向の評価

図-22、図-23 は、各ケースの加振前と加振中（液状化中）の杭の地盤反力係数を杭と地盤の相対変位との関係として比較したものである。各ケースにおける液状化中の地盤反力係数は、加振前の静的水平載荷実験から得られた静的地盤反力係数よりも低減していることが確認され、その低減度合いは砂地盤に比べて火山灰質地盤のほうが小さい。

図-24、図-25 は、図-22 と図-23 の関係を深度毎に火山灰質地盤と砂地盤をあわせて比較したものである。

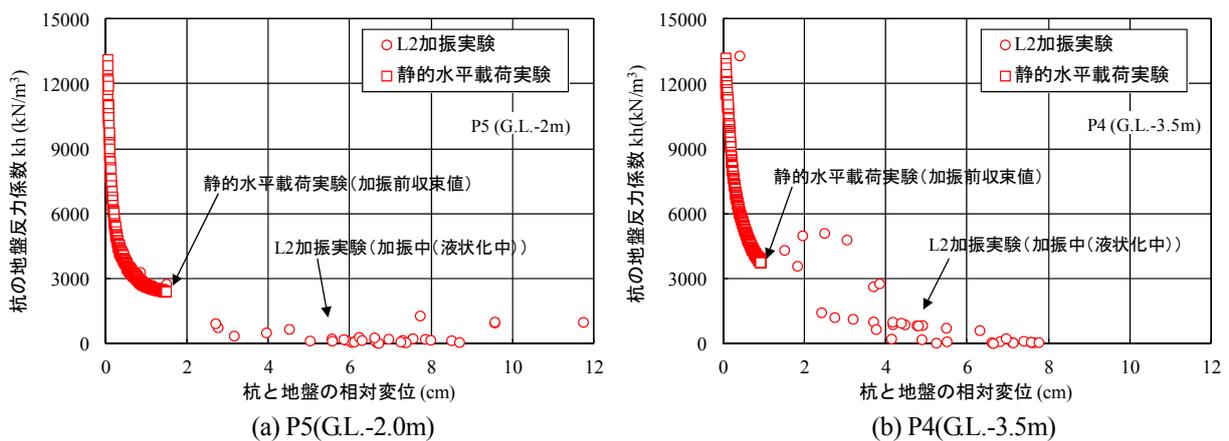


図-22 加振前と加振中（液状化中）の地盤反力係数の比較 (Case1 : 火山灰質地盤)

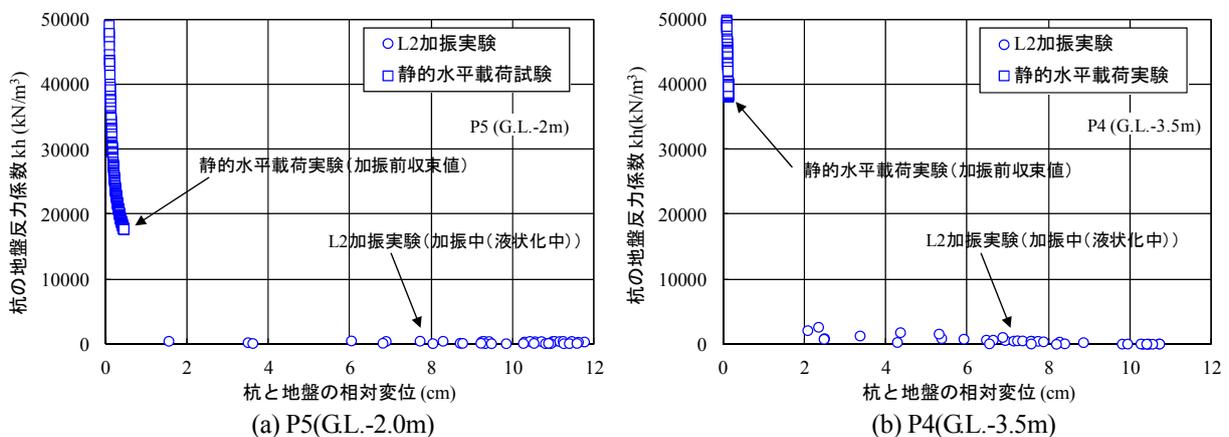


図-23 加振前と加振中（液状化中）の地盤反力係数の比較 (Case2 : 砂地盤)

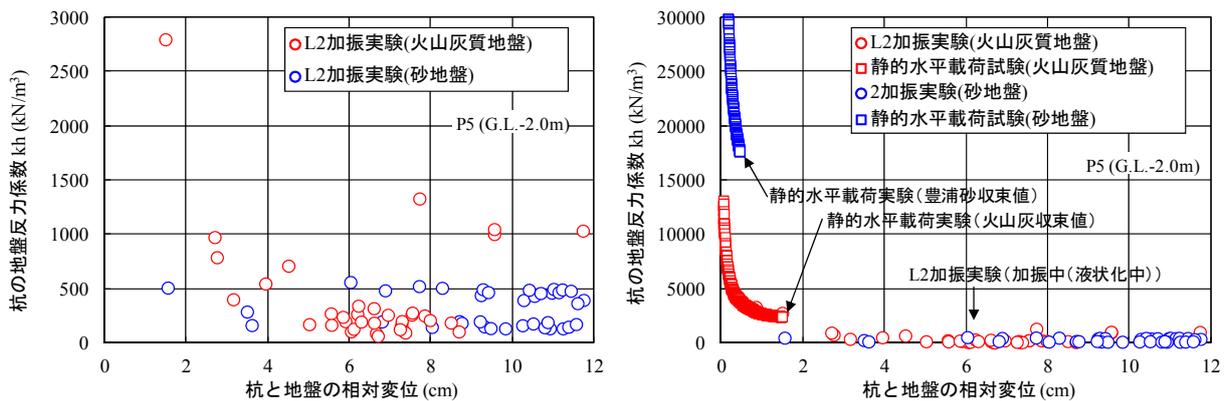


図-24 火山灰質地盤と砂地盤の地盤反力係数の比較 (P5 : G.L.-2.0m)

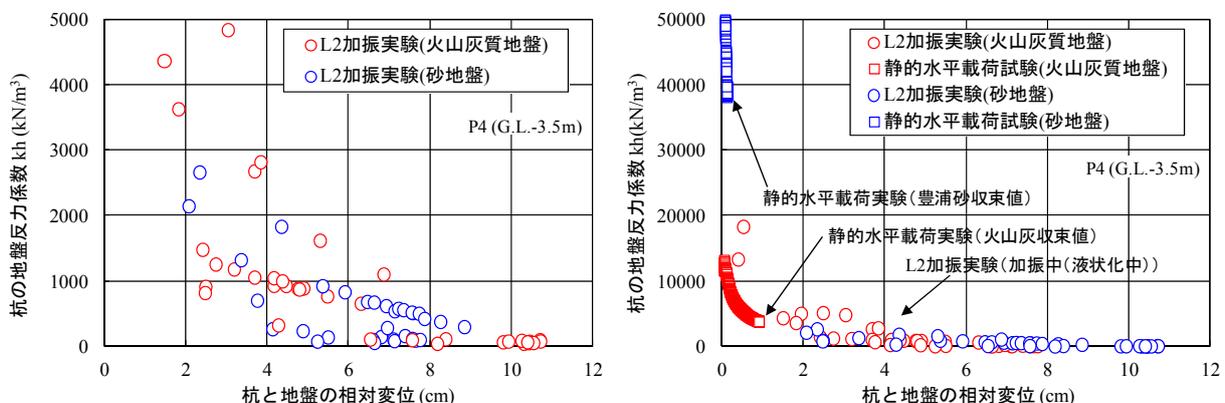


図-25 火山灰質地盤と砂地盤の地盤反力係数の比較 (P4 : G.L.-3.5m)

両図(a)は、液状化中における地盤反力係数の低減傾向を確認するために、両図(b)の加振中(液状化中)のデータを抽出し縦軸のスケールを変えて示したものであるが、地盤種別による傾向の違いはほとんどなく、地震時の液状化に伴い加振前の静的地盤反力係数は両者で同程度まで低下し同様の低減傾向を示すものと考えられる。しかし、両図(b)に示す通り、砂地盤では加振前の静的地盤反力係数が大きいため地震時の液状化に伴う静的地盤反力係数の低減度合いが大きく、火山灰質地盤では加振前の静的地盤反力係数が小さいため地震時の液状化に伴う静的地盤反力係数の低減度合いは砂地盤に比べ小さいものと考察される。

5. まとめ

本研究において、主に北海道における火山灰質土の液状化強度特性、せん断弾性係数等の動的応答値に関する適切な試験調査法の検討ならびに火山灰質地盤における杭基礎の耐震設計法に資する基礎的な検討を行った。その結果を要約すると以下の通りである。

- ①火山灰質土の液状化強度比は、現行の道路橋示方書に示される換算 N 値 N_1 ならびに補正 N 値 N_a から求めた繰返し三軸強度比 R_L と液状化試験から得られた R_{L20} の関係は必ずしも一致せず、換算 N 値 N_1 ならびに補正 N 値 N_a との明瞭な関係は見られない。火山灰質土の液状化強度特性は砂質土とは傾向が異なり、今後、火山灰質土の液状化強度特性の詳細を明らかにし適切に評価した液状化判定法の整理が必要であると考えられる。
- ②火山灰質地盤におけるせん断弾性係数 G_0 は、原位置(P S 検層)で求めた値と室内試験から求めた値とのバラツキが大きく、火山灰質土の性質に適した試験調査法の選定・検討が必要である。動的変形特性試験から得られた変形係数 E は、ひずみの増加に伴い初期値の0.1~0.2倍に低下しており、地盤の変形係数の影響が支配的となる杭の水平方向地盤反力は、地震時に大きく低下することが推察される。
- ③火山灰質地盤における杭基礎の地震時水平地盤反力~変位関係について、砂地盤と比較した遠心力模型

実験結果から、加振中における杭の曲げモーメントならびに杭と地盤の相対変位は、加振初期に大きな値の振幅を示し、液状化の進展に伴い振幅が減少した。

- ④③のことは、液状化が生じる地盤における地盤～杭基礎系の地震時相互作用として、液状化の進展に伴う地盤反力ならびに地盤反力係数の低減すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損なうものと考えられる。
- ⑤加振前の静的地盤反力係数は、地震時の液状化に伴い火山灰質地盤と砂地盤で同程度まで低下し、液状化中における杭の地盤反力係数の低減傾向は両者で同様の傾向を示すものと考えられる。
- ⑥砂地盤と相対密度が同等の火山灰質地盤における杭の地盤反力係数は、加振前の静的地盤反力係数が砂地盤に比べて1/10程度と小さいため、液状化による静的地盤反力係数の低減度合いは砂地盤に比べ小さいものと考察される。今後、水平方向地盤反力の低下度合いに及ぼす地盤の液状化強度比等の影響について検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部 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～、pp.1-80、2010.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、pp.243-433、2002.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.173-326、2001.
- 4) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物・抗土圧構造物、pp.201-264、2000.
- 5) 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砕とその評価、土木学会論文集、No.561/III-36、pp.257-269、1997.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 北海道開発局：道路設計要領、第3集橋梁第1編道路橋、pp.3-A-9-3-A-10、2010.
- 9) 地盤工学会北海道支部 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～、pp.113-130、2010.
- 10) 地盤工学会 地盤調査法改定編集委員会：地盤調査の方法と解説、2004.
- 11) 地盤工学会 地盤調査法改定編集委員会：地盤材料試験の方法と解説、2009.
- 12) 地質調査所：地域地質研究報告5万分の1図幅、千歳地域の地質、1980.
- 13) 北海道地下資源調査所：5万分の1地質図幅説明書、登別温泉、1953.
- 14) 北海道開発庁：5万分の1地質図幅説明書、尾幌、1965.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.121-125、2002.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.353-354、2002.
- 17) 安田進、山口勇：室内および原位置で求めた動的せん断定数、砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価—室内試験法および試験結果の解釈と適用—に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp.115-118、1984.
- 18) 時松孝次：室内試験、原位置試験及び地震記録から求めた土の動的性質、第2回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム、pp.11-16、1989.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.1-133、2002.
- 20) 富澤幸一、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.
- 21) 時松孝次、鈴木比呂子、鈴木康嗣、藤井俊二：大型振動台実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力の評価、日本建築学会構造系論文集、No.553、pp.57-64、2002.
- 22) 例えば、松本英敏：3次スプライン補間、<http://www.civil.kumamoto-u.ac.jp/matsu/spline.pdf>
- 23) 飛田哲男、井合進、原哲郎：遠心力場における群杭の振動実験—静的水平載荷実験との比較および液状化地盤中の挙動—、第38回地盤工学研究発表会、平成15年度発表講演集、pp.1443-1444、2003.

A STUDY ON SEISMIC ASSESSMENT OF STRUCTURE FOUNDATIONS IN VOLCANIC ASH GROUND

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2014

Research Team : Cold Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical Research)

Author : TOMISAWA Koichi

FUKUSHIMA Hirofumi

EGAWA Takuya

Abstract : Many structure 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 seismic design techniques as methods for seismic assessment of structure foundations.

Keywords : volcanic ash soil, liquefaction, pile foundation, seismic behavior