

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：福島宏文、富澤幸一、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した。

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的に用いられる構造物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、静的な水平抵抗特性が砂質土とは異なる⁸⁾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から杭周面摩擦力度の低減設定が定められている⁹⁾。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¹⁰⁾、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強度特性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、特に杭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した。

2. 研究概要

本研究は、主に北海道における火山灰質地盤の液状化強度特性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、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適切な試験調査法の検討、ならびに、模型実験の解析結果から、火山灰質地盤の地震時力学

挙動を適正に評価した杭基礎の耐震設計法に資する検討を行う。

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、ボーリング調査や原位置試験、サンプリング試料を対象とした室内土質試験等、地盤調査の方法と解説¹¹⁾、地盤材料試験の方法と解説¹²⁾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), 13), 14), 15)}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¹⁶⁾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。

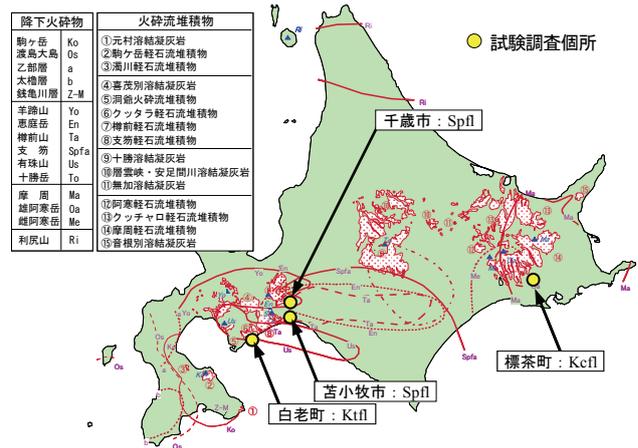


図-1 北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図と試験調査箇所（文献1の図に加筆）

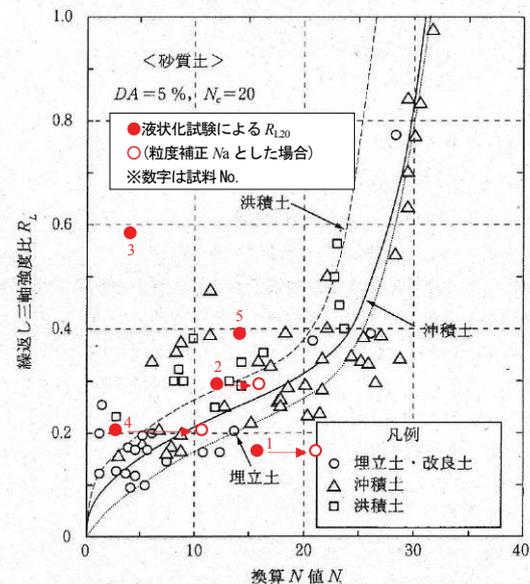


図-2 換算 N 値 N_1 と液状化強度比 R_{L20} の関係（文献17の図に加筆）

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 G.L. (m)	N 値	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	含水比 W (%)	湿潤密度 ρ_i (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 (Sp1)	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 (Sp1)	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	クッチャロ軽石流堆積物 (Ktl)	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 (Kcd)	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_i (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 動の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

試料 No.	調査箇所	火山灰種別 (記号)	採取深度 G.L.- (m)	室内試験		原位置 (PS検層)	原位置・室内比
				変形係数 E_{0i} (MN/m ²)	せん断弾性係数 G_{0i} (MN/m ²)	せん断弾性係数 G_{0f} (MN/m ²)	G_{0i}/G_{0f}
動の変形 1	苫小牧市	支筋軽石流堆積物 (Spd)	10.40	113	38	43	0.88
動の変形 2			15.40	88	29	43	0.67
動の変形 3			17.40	193	65	43	1.51

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 動の変形特性試験・PS 検層結果の考察

動の変形特性試験・PS 検層は、苫小牧市における調査箇所で行った。動の変形特性試験結果から得られたせん断弾性係数 G_{0i} を表-3 に示した。同表には PS 検層の S 波速度から求めたせん断弾性係数 G_{0f} を比較して示した。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_{0i}/G_{0f} の関係¹⁸⁾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_{0i} が同じにはならないからとされる¹⁸⁾。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_{0i}/G_{0f} はほぼ 1.0 となる¹⁹⁾。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、動の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. 3 耐震性能評価のための試験調査法の検討

地震時における地盤~構造物基礎系の相互作用を検討するうえで、種々の地盤に応じた地震時ならびに液状化時における構造物基礎の水平地盤反力~変位関

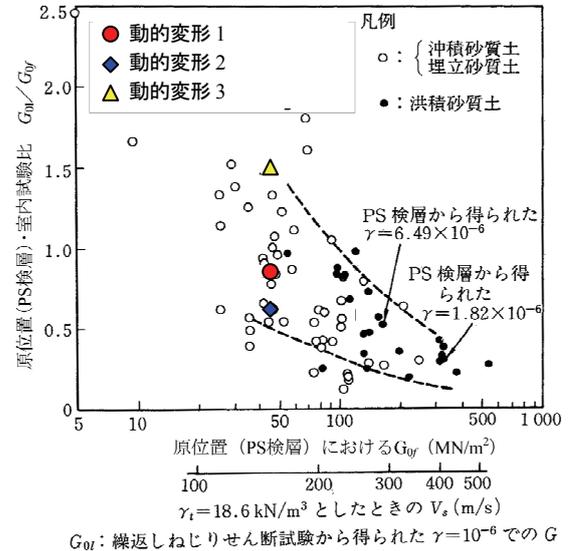


図-3 原位置 (PS 検層) における G_{0f} と原位置 (PS 検層) ・室内試験比 G_{0i}/G_{0f} の関係 (文献 18 の図に加筆)

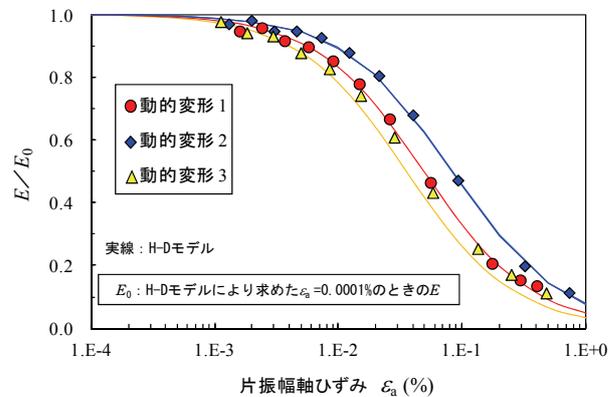


図-4 ひずみの増加に伴う変形係数 E の低下傾向

係を明らかにすることが重要である。4 章における杭の模型実験結果の考察からも、常時 (静的) の水平地盤反力係数や液状化に伴うその低減度合いが砂地盤と火山灰質地盤とは異なり、火山灰質地盤の液状化時においては地盤の液状化強度比に応じた低減設定の必要が示唆された。これらのことから、火山灰質地盤における構造物基礎の耐震性能評価については、静的水平地盤反力係数ならびに液状化強度比を的確に評価することが重要となる。構造物基礎の静的水平地盤反力

表-4 杭の水平載荷試験による実測値と各種原位置試験から推定した杭の静的水平地盤反力係数 k_H

試験No. 試験箇所	杭諸元		1/ β 区間 火山灰 種別	杭の水平載荷試験からの実測値		各種原位置試験から推定された変形係数 E_0 により求めた水平地盤反力係数 k_H (kN/m ³)*				
	杭種 (施工方法)	杭径 ϕ (mm) 杭長 L (m)		杭特性長 1/ β (m)	水平地盤反力係数 k_H (kN/m ³)	孔内水平 載荷試験	N値 ($E_0=2,800N$)	原位置せん断 摩擦試験 ²¹⁾	PS検層	
①	千歳市	鋼管(打込)	$\phi 600, L=17.5$	Spfl	2.823	34,556	2,910	27,945	6,872	138,614
①'					2.860	32,812	2,896	27,808	6,838	137,939
②	千歳市	鋼管(打込)	$\phi 800, L=36.0$	Spfl	3.868	13,541	1,870	17,338	5,096	50,423
②'					3.823	12,504	1,878	17,415	5,119	50,645
③	白老町	鋼管(中掘)	$\phi 600, L=23.0$	Ktfl	2.470	40,997	13,536	48,967	26,731	362,587
④	樺茶町	鋼管(打込)	$\phi 800, L=21.0$	Kcfl	3.056	30,600	17,831	144,670	35,745	559,737

* 地盤反力係数の推定式に用いる換算係数 α ^{23),24)}による補正を行っていない値

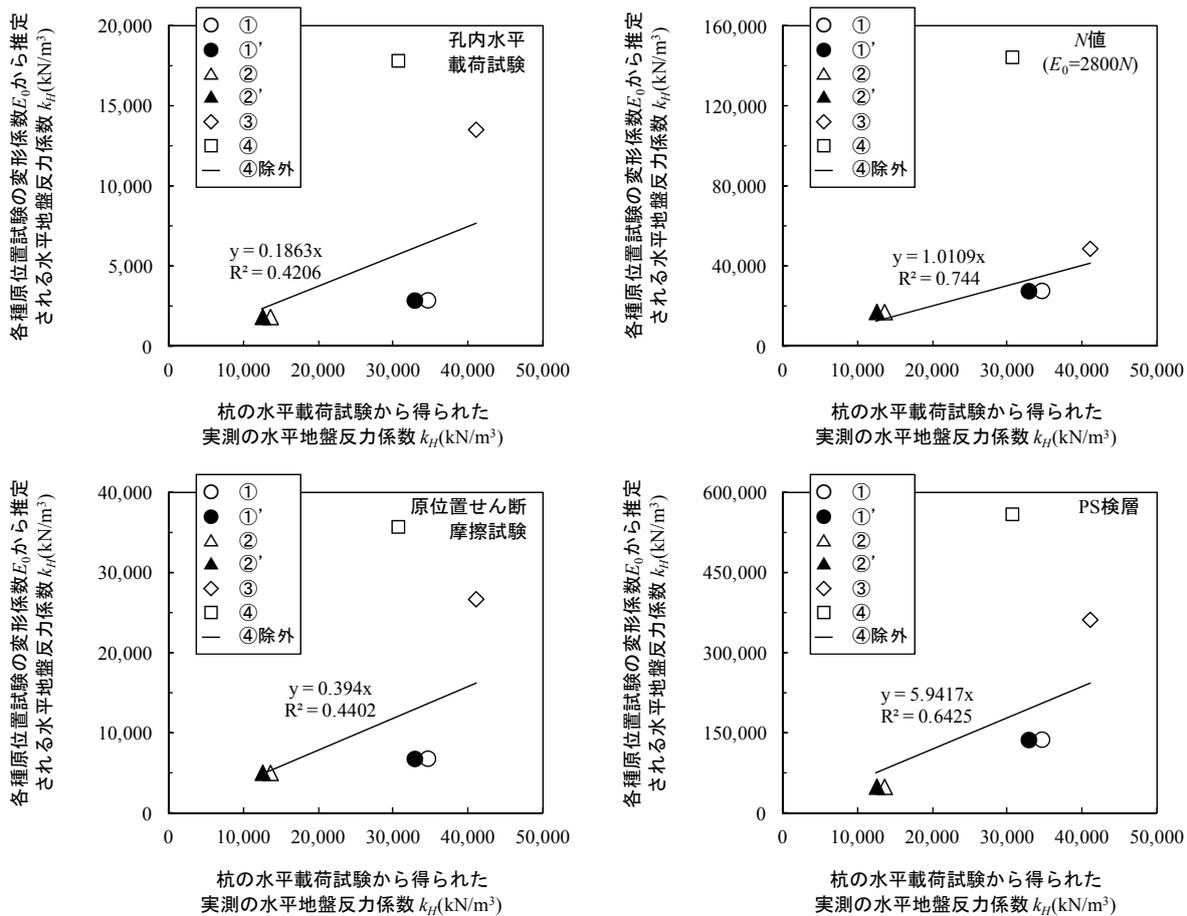


図-5 杭の水平載荷試験による実測値と各種原位置試験から推定した杭の静的水平地盤反力係数 k_H の関係

係数 k_H は、式(1)で示される²⁾とおり、地盤の変形係数の影響が支配的であり、地盤の変形係数 E_0 は各種原位置試験により推定される。

$$k_H = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \cdot \left(\frac{\sqrt{D/\beta}}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

ここに、 k_H : 基礎の水平地盤反力係数(kN/m³),
 α : 地盤反力係数の換算係数, E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²), β : 基礎の特性値(m⁻¹) $\beta = \sqrt[4]{(k_H D) / 4EI}$
 D : 杭径(m), EI : 基礎の曲げ剛性(kN・m²)

ここでは、過去に実施された火山灰質地盤における杭の静的水平載荷試験から得られた実測の静的水平地盤反力係数 k_H ⁸⁾と、同地点で実施された各種原位置試験から推定された地盤の変形係数 E_0 ²⁰⁾により求めた静的水平地盤反力係数 k_H とを比較し、的確な杭の静的水平地盤反力係数を評価するための試験調査法の検討を行った(表-4、図-5)。杭の水平載荷試験方法の詳細は省くが、地盤工学会基準に準拠²²⁾し、試験①では正負交番載荷、その他の試験では一方向載荷である。正負交番載荷試験は正負両方向を、一方向載荷試験では反力杭からの判定が可能であった場合のみあわせて示した(表、図中の○'番号は、負方向ならびに反力

杭の結果)。また、各種原位置試験から求めた静的水平地盤反力係数 k_H は、地盤反力係数を求める際の換算係数 α ²³⁾ による補正を行っていない値である。

図-5には、特異な値を示した試験④を除外した関係式をあわせて示したが、今回の結果からは標準貫入試験による N 値ならびに PS 検層による推定値との相関が高い傾向にある。各関係式より、火山灰質地盤における各種原位置試験から常時の地盤反力係数を求める際の換算係数 α として表-5 の関係が得られ、今後これらの関係を考慮した的確な構造物基礎の静的水平地盤反力の評価が必要と考える。

表-5 実測値との関係から得られた火山灰質地盤における常時の地盤反力係数の換算係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	現行 ^{23),24)} (地盤種別なし)	火山灰質地盤 ()は実測値との 相関係数($=\sqrt{R^2}$)
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	5.367 (0.648)
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	0.989 (0.862)
原位置せん断摩擦試験で測定した変形係数	2	2.538 (0.663)
PS検層によるP波、S波より算出した変形係数	—	0.168 (0.801)

4. 耐震設計法の検討

火山灰質地盤における構造物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おいても同様に水平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),25)}。しかしながら、火山灰質土は特異な力学特性を示すことや^{1),5),6),7)}、砂質土として設計された常時（静的）の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^{26),8)}、地震時における地盤～構造物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。

地震時における地盤～構造物基礎系の相互作用を検討するうえでは、種々の地盤に応じた地震時ならびに液状化時における構造物基礎の水平地盤反力～変位関係を明らかにすることが重要であり、本検討では、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、火山灰質地盤と砂地盤の相対密度ならびに液状化強度比を指標とした杭の遠心力模型実験から考察を行った。

4. 1 地盤の相対密度を指標とした実験

4. 1. 1 実験概要

実験は、図-6 に示す 1/50 縮尺模型に 50G の遠心加速度を作用させ表-6 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試験を行った。

模型杭は、外径 $D=10.0\text{mm}$ 、厚さ $t=0.2\text{mm}$ 、長さ $L=400\text{mm}$ (実物換算で杭径 $D=500\text{mm}$ 、肉厚 $t=10\text{mm}$ 、杭長 $L=20\text{m}$) のスチール製 (SS400) とし、杭配列は図-6 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、杭頭は錘を付けた自由端とし、4 本組杭のうち 1 本にひずみゲージを 6 深度各 2 点に貼付けている。

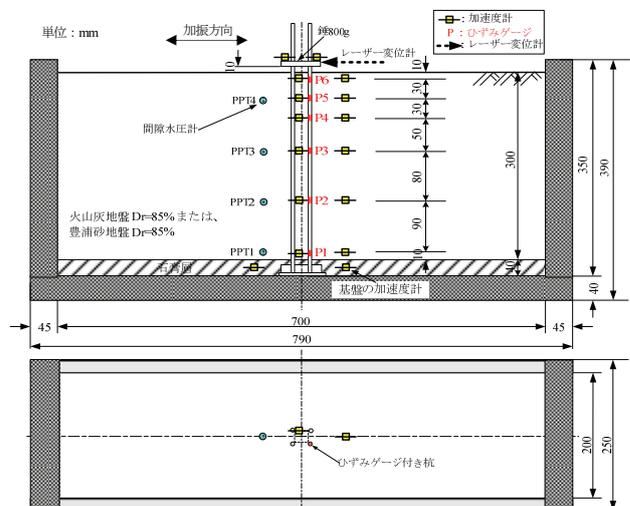


図-6 実験模型概要

表-6 実験ケース

	模型地盤	基礎入力地震動
D1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	正弦波20波 周波数1.5Hz 最大750gal程度 単発加振 ※実物換算値
D2	豊浦砂 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.590\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.412$	

表-7 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

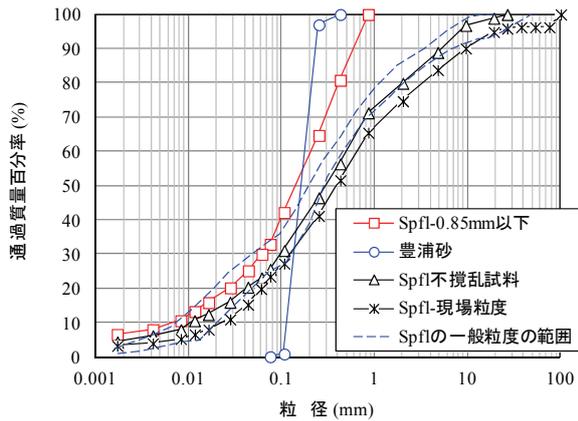


図-7 模型地盤材料の粒径加積曲線

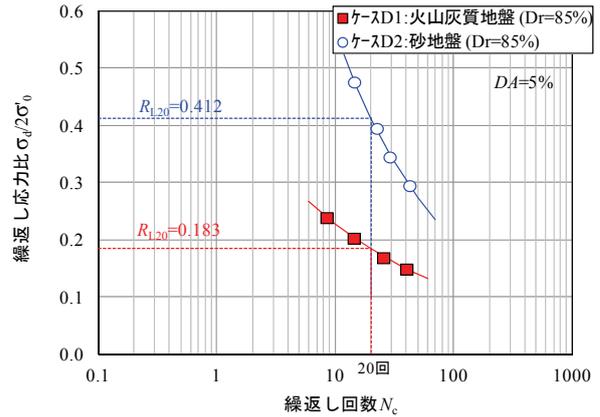
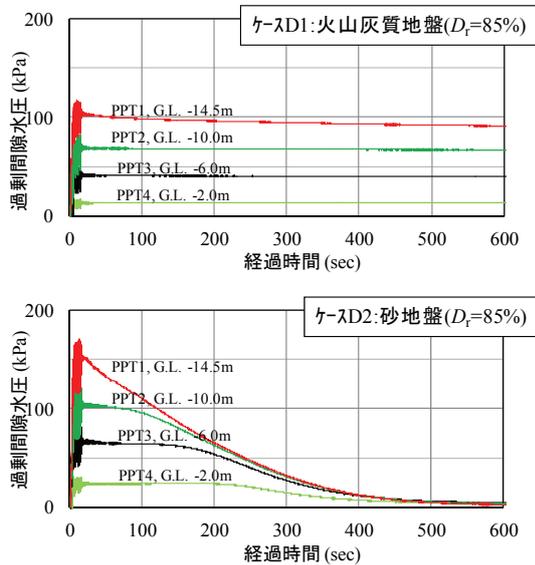
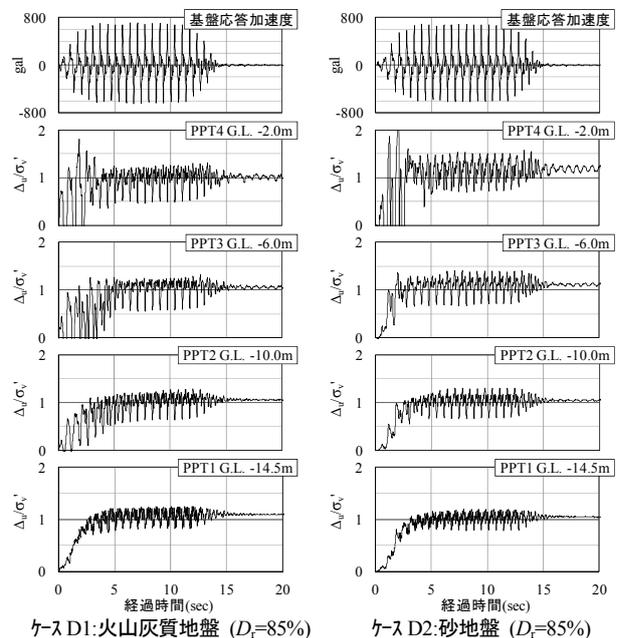


図-8 模型地盤の液状化強度曲線



(a) 地盤内過剰間隙水圧 (0~600sec)

図-9 加振により発生した地盤内過剰間隙水圧ならびに過剰間隙水圧比 Δ_u/σ'_v の時刻歴



(b) 過剰間隙水圧比 Δ_u/σ'_v (0~20sec)

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筋軽石流堆積物 Spfl の 0.85mm ふるい通過分を用い、表-6 に示す採取現場密度相当で作製した。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。

各模型地盤材料の物理特性と粒径加積曲線を表-7 と図-7 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¹⁶⁾。図-8 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

山灰質地盤の液状化強度比 R_{L20} は、相対密度を同等とした砂地盤よりも低い値となっている。

4. 1. 2 実験結果と考察

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。

(1) 地盤内過剰間隙水圧の挙動

図-9(a)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(b)は(a)の0~20秒における各深度の値を過剰間隙水圧比 Δ_u/σ_v' 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 Δ_u/σ_v' 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。

(2) 杭の水平地盤反力係数の評価

1) 水平地盤反力係数の評価方法

杭の水平地盤反力係数の評価は、杭の水平荷重試験結果等から一般に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。しかし、本検討では、各種実験により生じる杭変位に応じた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水平地盤反力と杭の水平変位から評価する時松らの整理方法²⁷⁾を参考とした。杭の水平変位は、その点の加速度記録を時間で積分しても求められるが、一連の検討では、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曲げモーメントを求め、杭の水平変位を算出している²⁸⁾。図-10に静的水平荷重実験ならびに加振中の水平地盤反力係数の算出方法を示す。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²⁹⁾により各計測点間を補間し作成した。

静的ならびに加振中の水平地盤反力係数は、式(2)に示すように地盤反力 P を杭と地盤の相対変位 y_R (静的の場合は杭の変位 y)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 から基礎の変位 y_B を引いたものである。杭の変位 y は、式(3)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(4)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 と基礎の変位 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(5)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(6)に示すように微分式を差分化して近似的に行った。

2) 静的水平荷重実験による水平地盤反力係数

各ケースの加振前に実施した静的水平荷重実験から得られた杭頭載荷点における水平荷重~水平変位関係を図-11に示す。火山灰質地盤では、相対密度を同等とした砂地盤よりも水平荷重~水平変位関係の傾きが小さく杭1本あたりの静的水平地盤反力は小さい。

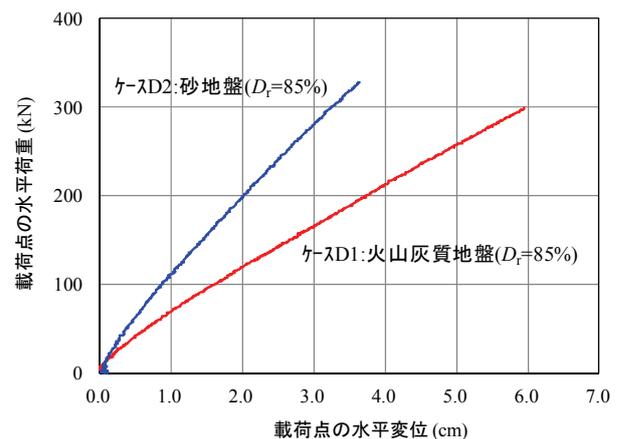


図-11 各ケースの杭頭載荷点における
水平荷重~水平変位関係

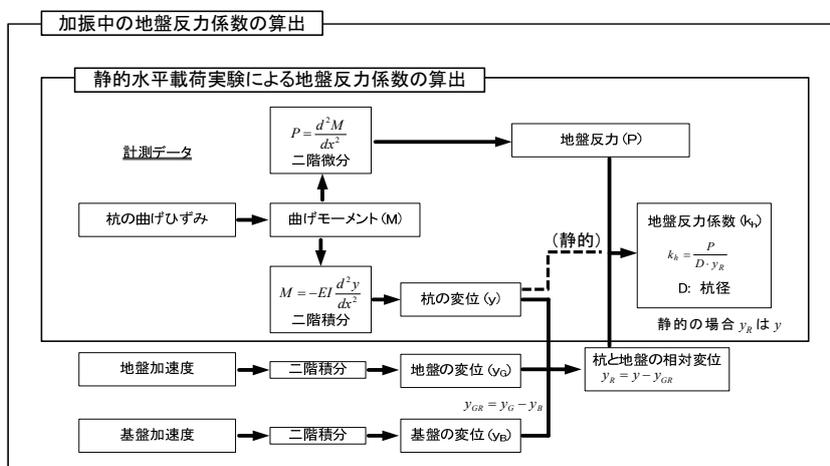


図-10 静的水平荷重実験ならびに加振中の水平地盤反力係数の算出方法

$$k_h = \frac{P}{D \cdot y_R} \quad (2)$$

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (3)$$

$$M = \varepsilon \frac{EI}{r} \quad (4)$$

$$P = \frac{d^2 M}{dx^2} \quad (5)$$

$$P = \frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{M_{n+1} + M_{n-1} - 2M_n}{\Delta x^2} \quad (6)$$

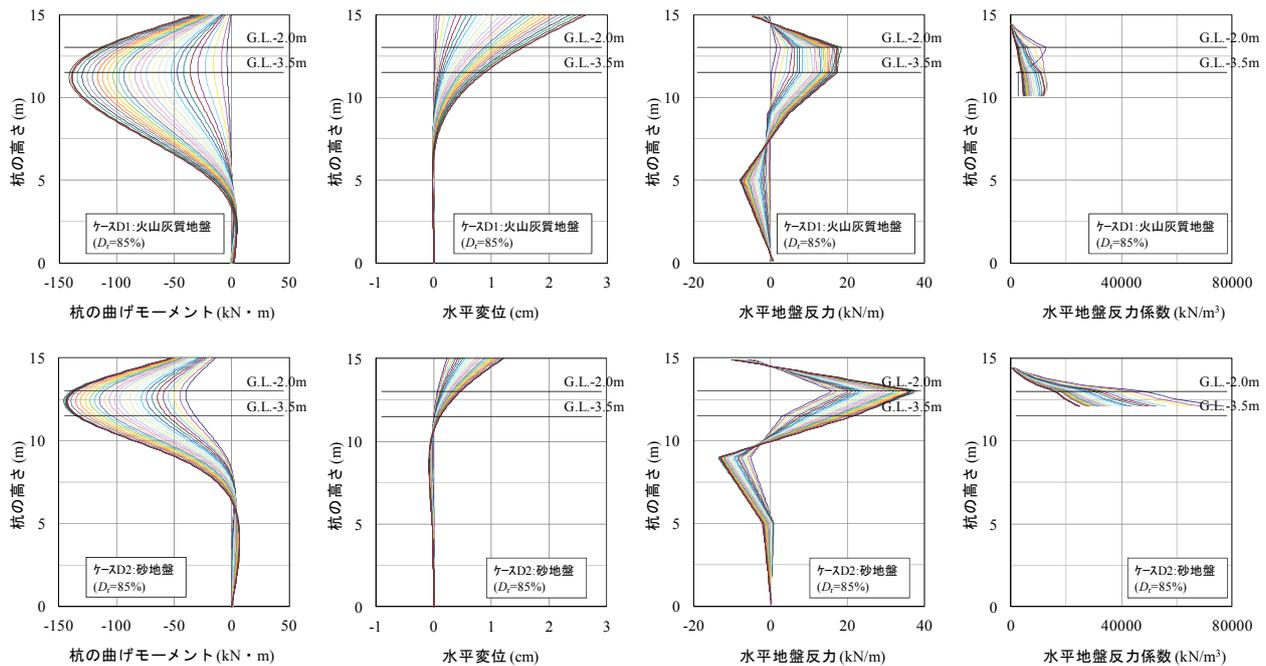
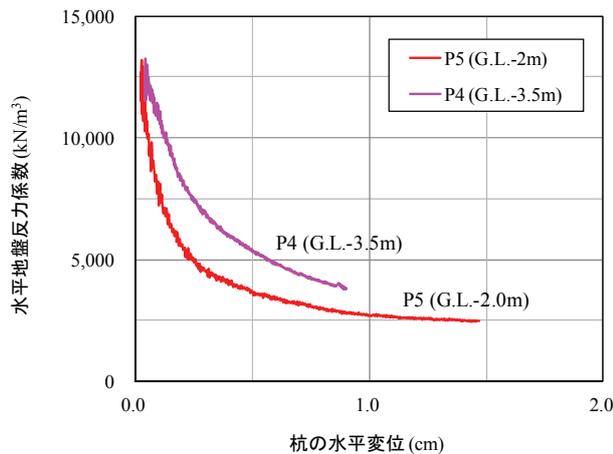
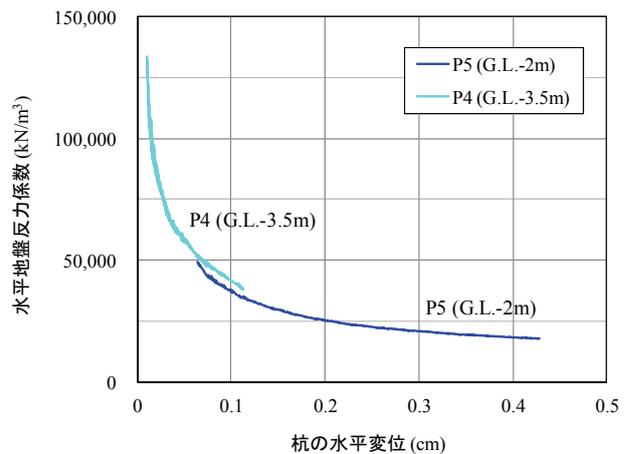


図-12 静的水平荷重実験による杭の曲げモーメント、水平変位、水平地盤反力、水平地盤反力係数の深度分布



(a) ケースD1:火山灰質地盤 ($D_f=85\%$)



(b) ケースD2:砂地盤 ($D_f=85\%$)

図-13 P4(G.L.-3.5m)とP5(G.L.-2.0m)における杭の水平変位と水平地盤反力係数の関係

図-12 に、この際における各ケースの杭の曲げモーメント、水平変位、水平地盤反力、水平地盤反力係数の深度分布を示す。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、水平変位、水平地盤反力は増加し、水平地盤反力係数は減少する傾向を示した。

杭頭水平荷重時における地盤内の詳細な静的水平地盤反力係数を確認するため、杭の水平抵抗領域である杭の特性長 $1/\beta$ の範囲に位置し杭の曲げモーメントが卓越したひずみゲージ P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)

の計測値から算出した杭の水平変位と水平地盤反力係数の関係を図-13 に示す。各ケース各深度ともに杭の水平変位の増加に伴い、地盤内における水平地盤反力係数は減少し概ね収束した。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荷重初期の値からの低減量が小さい。収束した水平地盤反力係数を静的水平地盤反力係数と評価すると、火山灰質地盤の静的水平地盤反力係数は相対密度を同等とした砂地盤に比べて $1/10$ 程度と小さい。

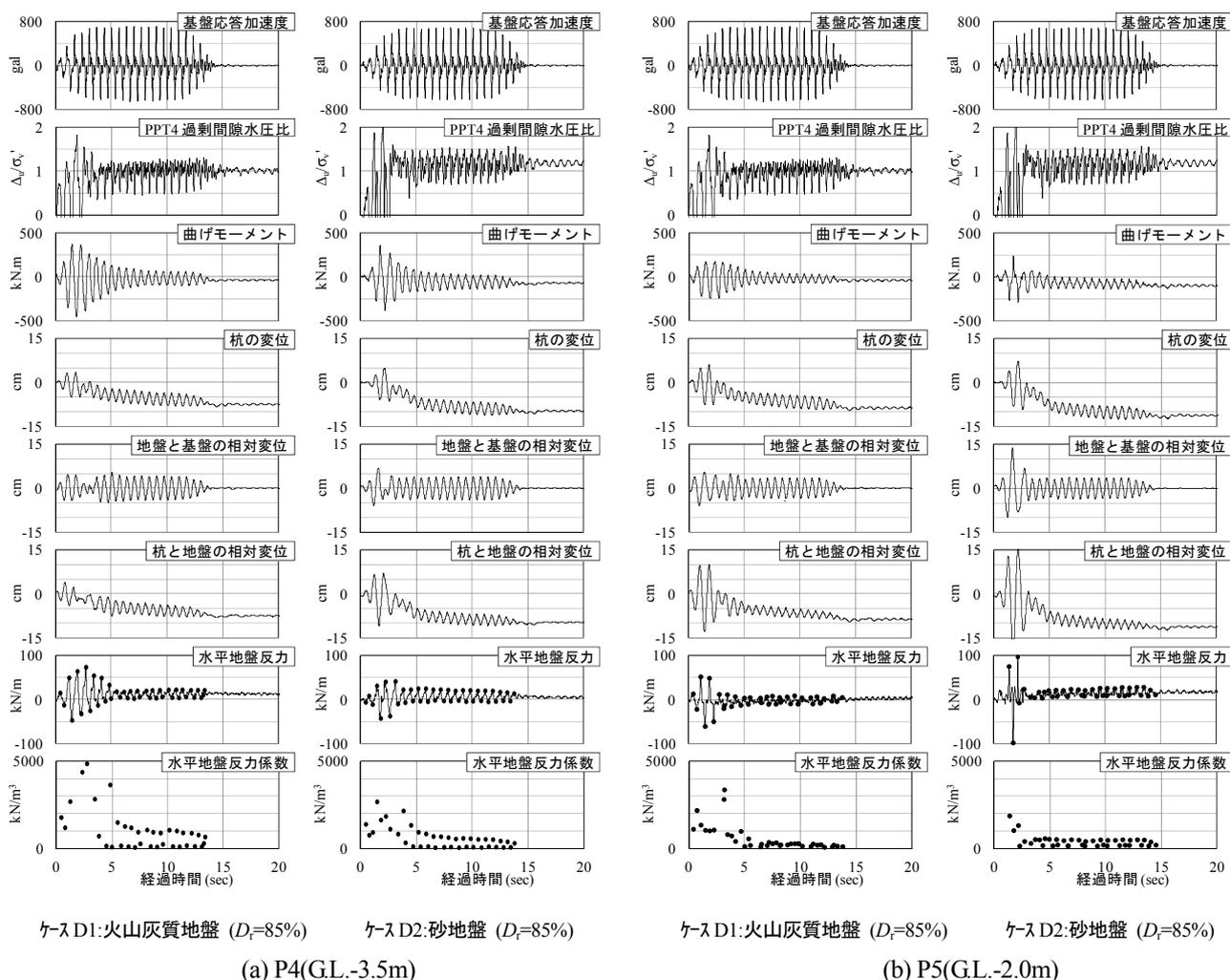


図-14 P4(GL.-3.5m) と P5(GL.-2.0m) の計測値から求めた各算出値の時刻歴

3) 加振中の水平地盤反力係数

各ケースの動的加振実験から得られた、杭の特性長 $1/\beta$ の範囲に位置する P4(GL.-3.5m)と P5(GL.-2.0m)の計測値から求めた各算出値の時刻歴を図-14 に示す。P4(GL.-3.5m)深度では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、GL.-2.0m での過剰間隙水圧比をあわせて示した。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³⁰⁾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。

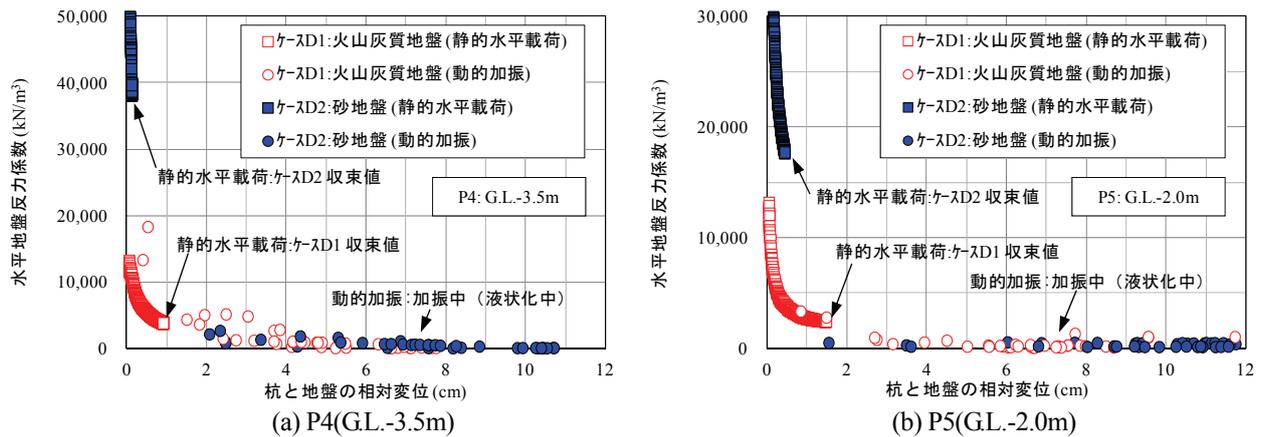


図-15 加振前と加振中（液状化中）の水平地盤反力係数と杭と地盤の相対変位との関係

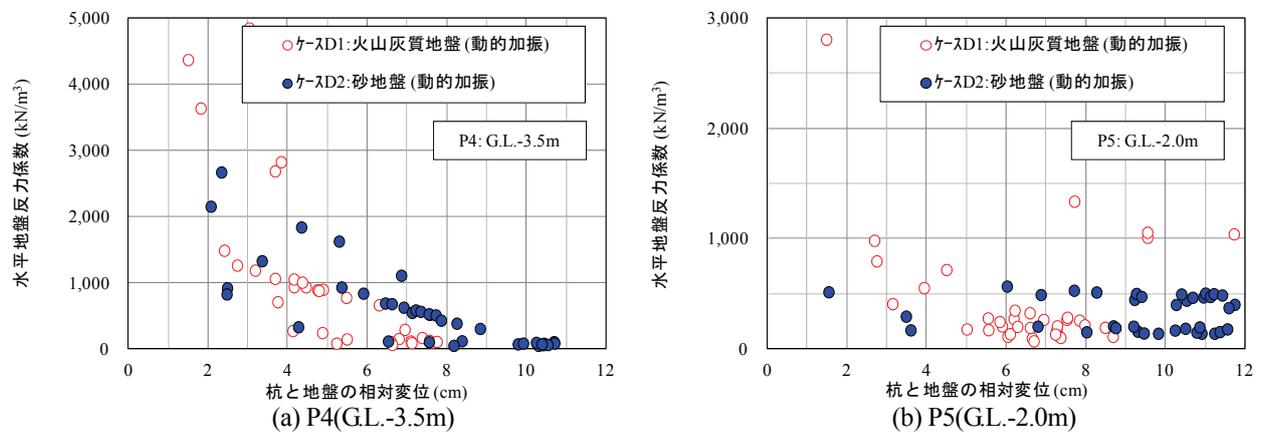


図-16 加振中（液状化中）の水平地盤反力係数と杭と地盤の相対変位の関係

(3) 地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向

図-15 に、各ケースの P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m) におけるの加振前と加振中（液状化中）の杭の水平地盤反力係数を杭と地盤の相対変位との関係として深度別に示した。各ケースにおける液状化中の水平地盤反力係数は、加振前の静的水平荷重実験から得られた静的水平地盤反力係数よりも低減していることが確認され、その低減量は砂地盤に比べて火山灰質地盤のほうが小さい。

図-16 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、図-15 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。

このことから、地盤の相対密度が同程度の火山灰質地盤と砂地盤における杭の水平地盤反力係数の低減傾向として、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量が大きく、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量は砂地盤に比べ小さいものと考察される。

4. 2 地盤の液状化強度比を指標とした実験

4. 2. 1 実験概要

実験は、図-17 に示す 1/50 縮尺模型に 50G の遠心加速度を作用させ表-8 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荷重試験を行った。

模型杭ならびに模型地盤材料は、地盤の相対密度を指標とした実験と同様である。

模型地盤の作製条件は、表-8 のとおりケース R1, R3 ならびにケース R2, R4 の火山灰質地盤と砂地盤の

液状化強度比 (R_{L20}) がそれぞれ同等となる相対密度 (D_r) を事前に検討し作製した。図-18 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したが、液状化強度比と相対密度との関係は両地盤で異なる。

4. 2. 2 実験結果と考察

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。

(1) 地盤内過剰間隙水圧の挙動

図-19 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（ケース R3, R4）では、発生した過剰間隙水圧が時間の経過に伴い大きく消散する様子が確認される。一方、火山灰

質地盤（ケース R1, R2）ではその程度が小さく、砂地盤に比べ細粒分が多く含まれることが原因と考えられる。両地盤ともに、液状化強度比が異なることによる過剰間隙水圧の消散過程に大きな差はない。

図-20 は、図-19 の 0~20 秒における各深度の値を過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) 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

表-8 実験ケース

	模型地盤	基盤入力地震動
R1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	正弦波20波 周波数1.5Hz 最大400ga程度 単発加振 ※実物換算値
R2	火山灰質土 $D_r=81\%$ $\rho_d=1.082\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	
R3	豊浦砂 $D_r=55\%$ $\rho_d=1.493\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	
R4	豊浦砂 $D_r=40\%$ $\rho_d=1.449\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	

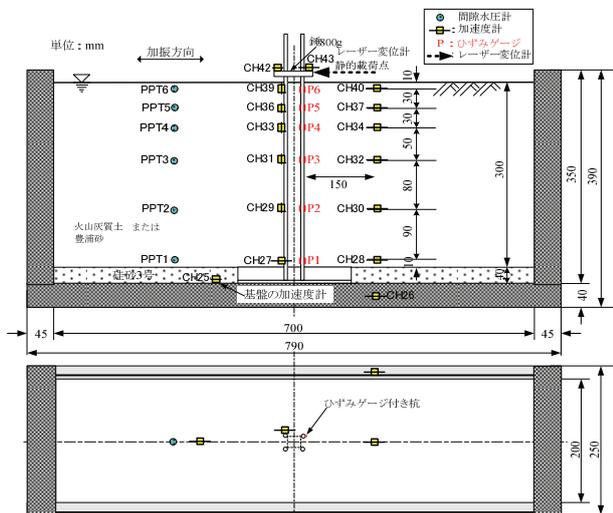


図-17 実験模型概要

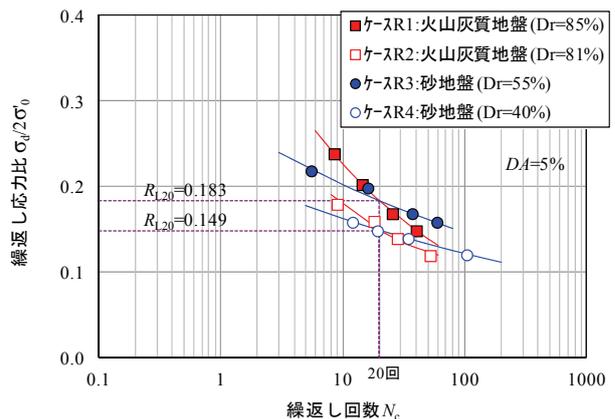


図-18 模型地盤の液状化強度曲線

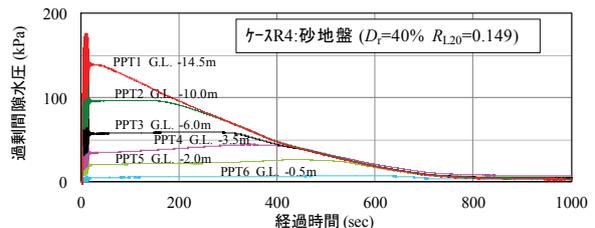
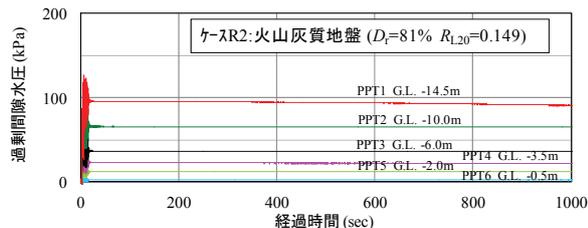
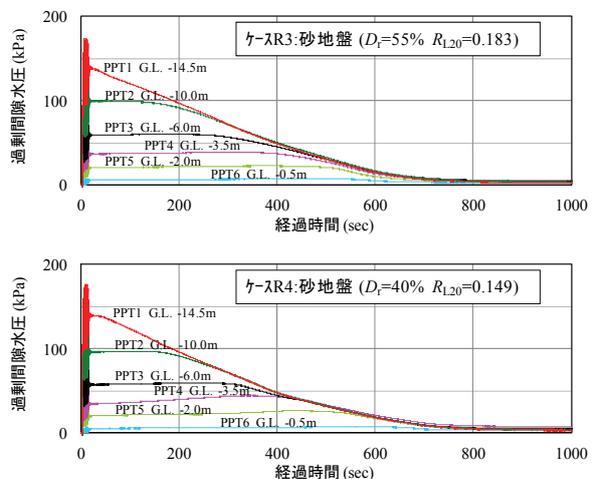
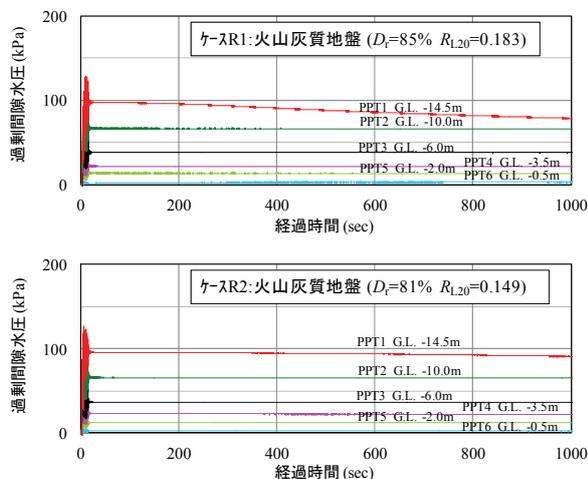


図-19 加振により発生した地盤内過剰間隙水圧の時刻歴 (0~1000sec)

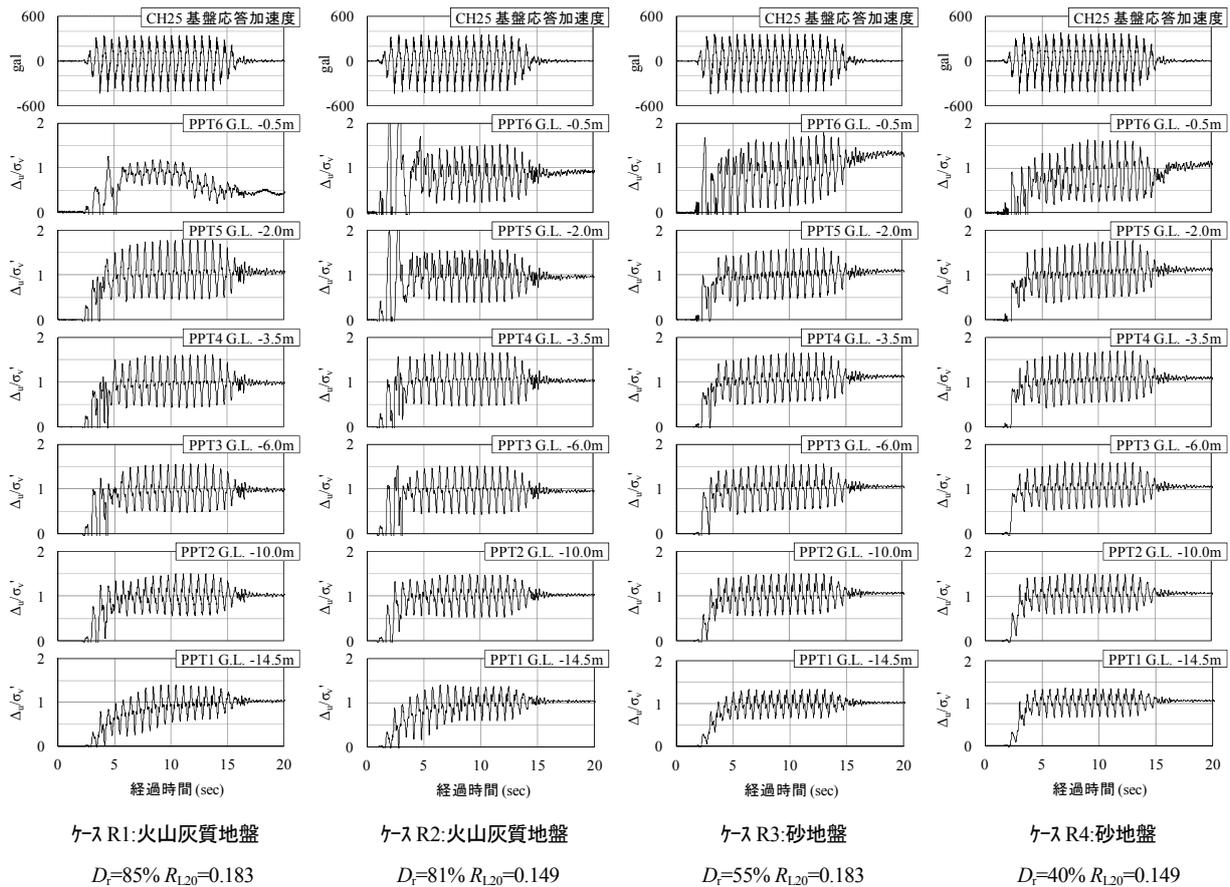


図-20 加振により発生した地盤内過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) の時刻歴 (0~20sec)

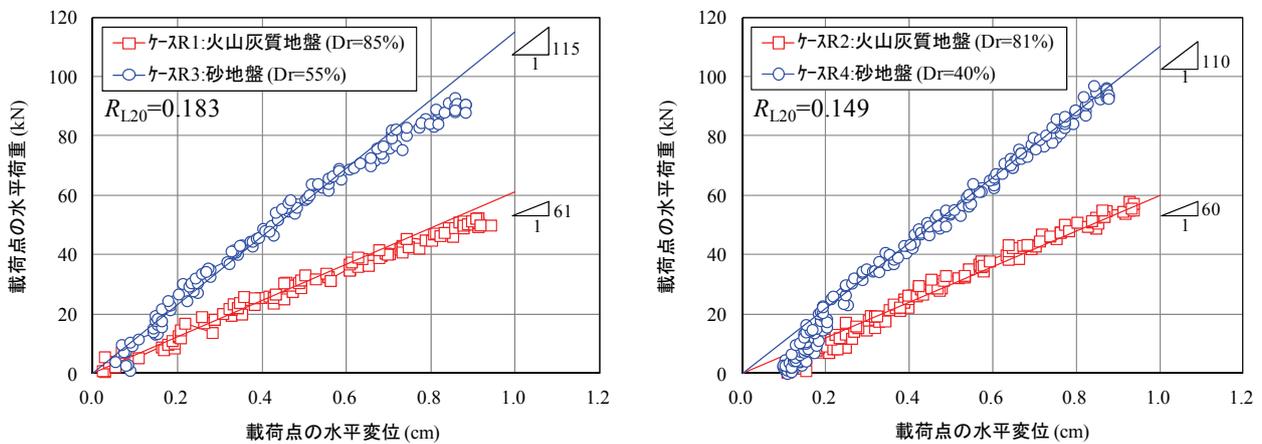


図-21 各ケースの杭頭載荷点における水平荷重～水平変位関係

わかる。液状化強度比の小さいケースで過剰間隙水圧比が1に達するまでの時間が早く、また、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様である。

(2) 杭の水平地盤反力係数の評価

杭の水平地盤反力係数の評価方法は、地盤の相対密度を指標とした実験と同様である。

1) 静的水平載荷実験による水平地盤反力係数

各ケースの加振前に、杭への応力や変位が残留しない範囲で静的水平載荷実験を実施した。図-21に、その結果から得られた各ケースの杭頭載荷点における水平荷重～水平変位関係を液状化強度比別に示す。なお、静的水平載荷実験は、各ケースの杭頭載荷点における水平変位量が同程度となるように実施している。

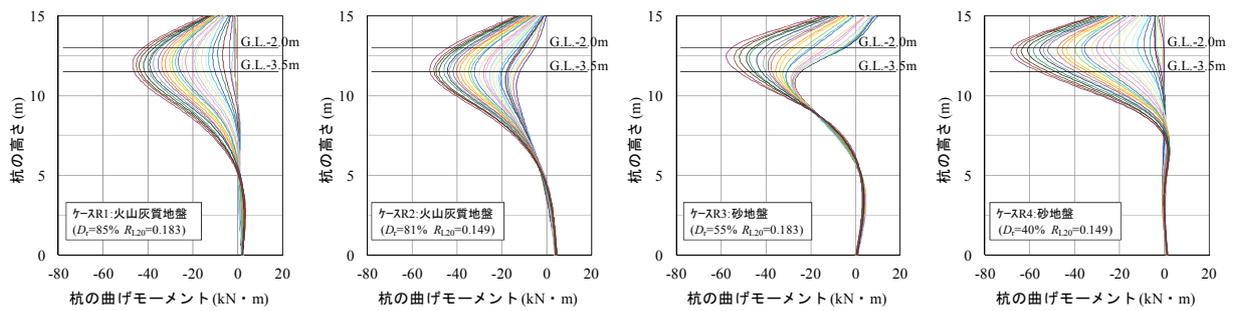


図-22 静的水平載荷実験による杭の曲げモーメントの深度分布

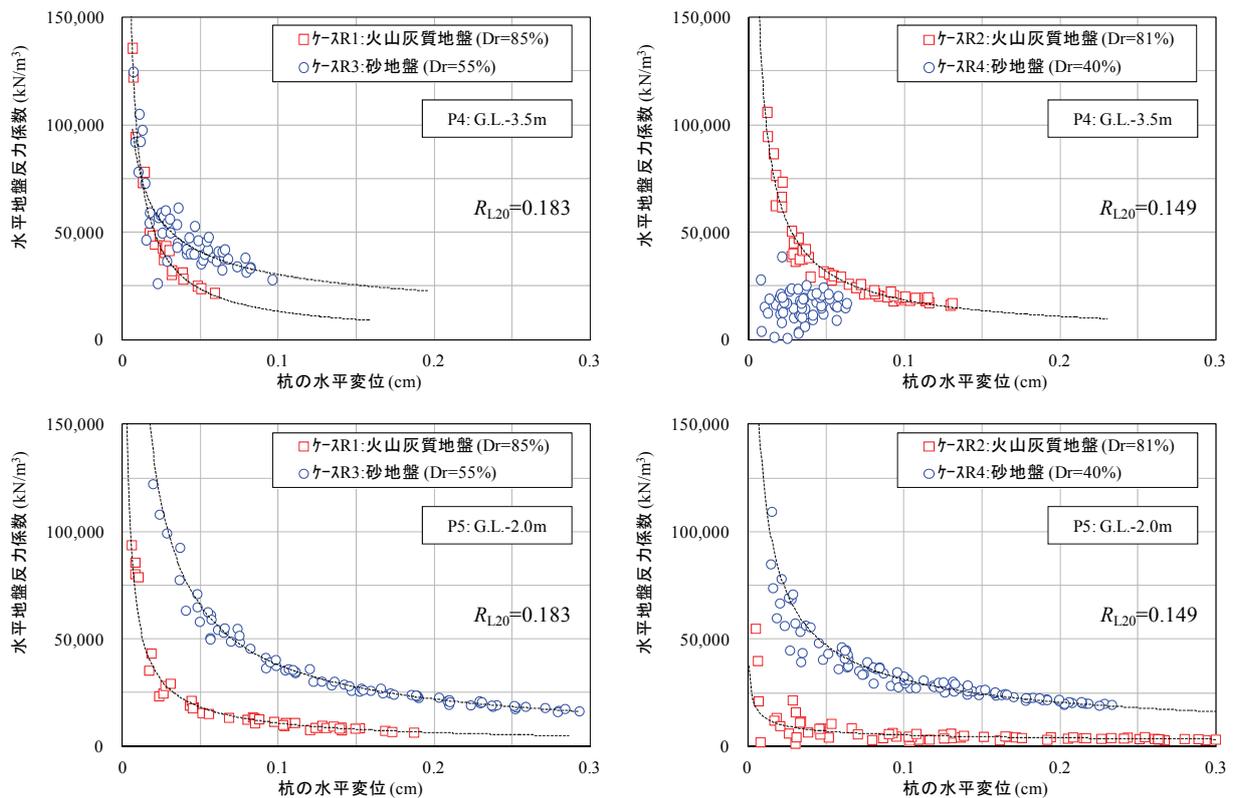


図-23 P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)における杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の
液状化強度比別の関係

何れの液状化強度比においても、砂地盤よりも相対密度が大きい火山灰質地盤の水平荷重～水平変位関係の傾きが小さく、杭1本あたりの静的水平地盤反力は砂地盤に比べて小さい。両地盤ともに、若干の差ではあるが液状化強度比の小さいケースで静的水平地盤反力が小さい。図-22に、この際の各ケースにおける杭の曲げモーメントの深度分布を示す。各ケースともに、杭頭水平変位の増加に伴い杭の曲げモーメントは、マイナス方向に増加し、杭の特性長 $1/\beta$ の範囲で最大値を示した。

杭頭載荷時における地盤内の詳細な静的水平地盤反力を確認するため、杭の水平抵抗領域である杭の特性長 $1/\beta$ の範囲に位置し、杭の曲げモーメントが卓越するひずみゲージ P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)の計測値から図-10の方法で算出した杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の関係を液状化強度比別に図-23に示す。各ケースともに、杭の水平変位の増加に伴い静的水平地盤反力係数は減少し概ね収束した。ケース R4における P4では、生じた変位量が小さいためか明確な相関を得ることはできなかったが、そのデータを除くと

火山灰質地盤の静的水平地盤反力係数は地盤の相対密度が小さな砂地盤に比べて小さい。砂地盤では、液状化強度比の異なりによる杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の関係に大きな傾向の違いはない。一方、火山灰質地盤では、液状化強度比の小さいケース R2 において、ケース R1 と比べて P4、P5 深度での水平変位が大きく、収束した静的水平地盤反力係数は小さい。

2) 加振中の水平地盤反力係数

各ケースの動的加振実験から得られた、杭の特性長 $1/\beta$ の範囲に位置するひずみゲージ P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)の各計測値から図-10 の方法で求めた各算出値の時刻歴を図-24、図-25 に示す。

杭の曲げモーメントは、その程度に差はあるものの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

している。振幅の減少度合いは、液状化強度比の大小にかかわらず地盤の相対密度が大きな火山灰質地盤で顕著であるが、砂地盤の相対密度を $D_r=85\%$ としたケース D2 でも同様の結果が得られている。

地盤と基盤の応答加速度から求めた地盤と基盤の相対変位についても、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、または、乱れる傾向が確認される。その傾向は、液状化強度比の大小にかかわらず地盤の相対密度が大きな火山灰質地盤で顕著である。これは、地盤の初期剛性が大きいほど加速度応答が大きく加振初期に大きく応答するが、液状化の進展に伴い地盤の初期剛性が低下し地盤が軟化することに起因しているものと窺われる。杭と地盤の相対変位は、地盤と基盤相対変位の振幅が減少、または、乱れる頃よりプラス側に偏っていくことがわかる。

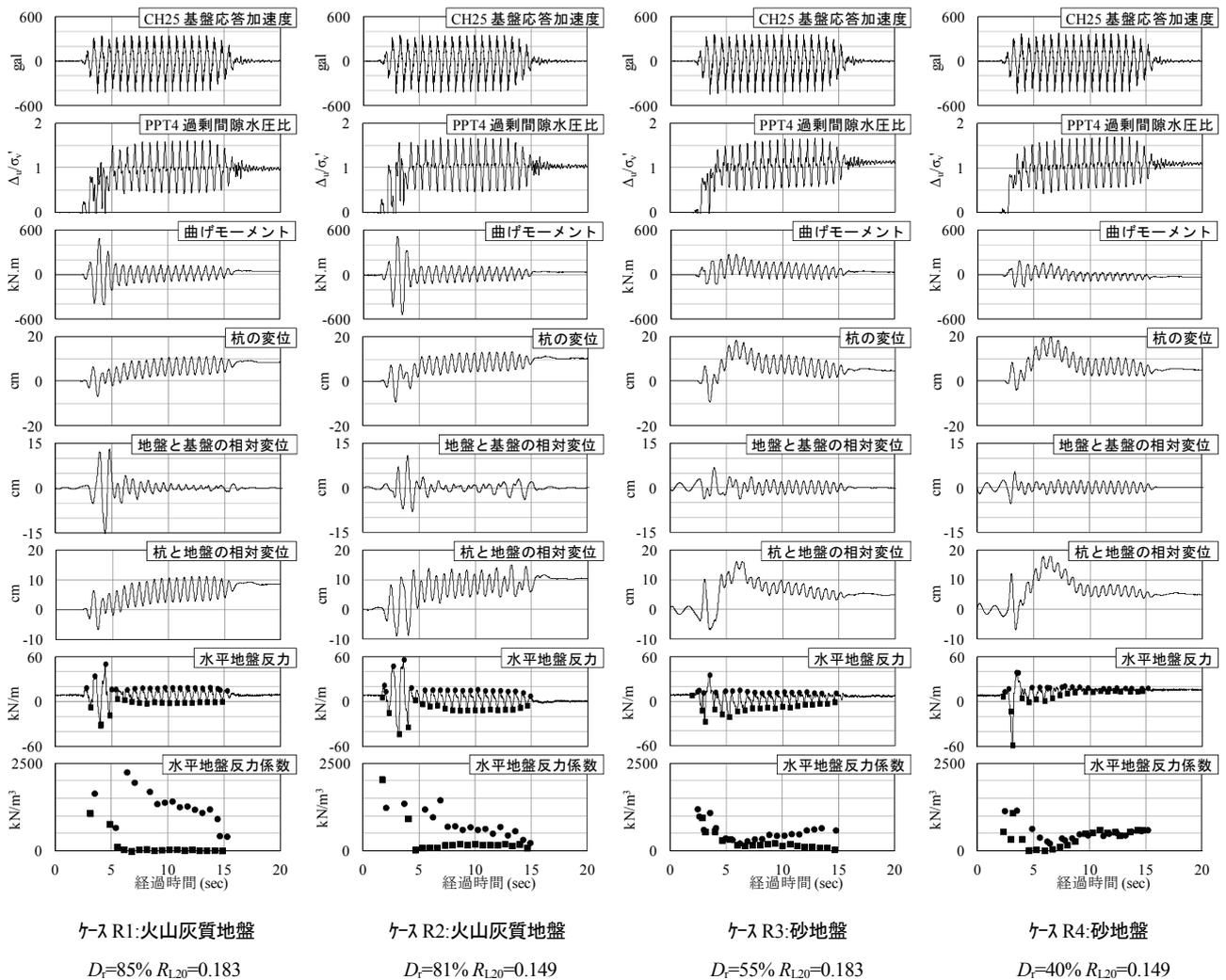


図-24 P4(G.L.-3.5m)の計測値から求めた各算出値の時刻歴

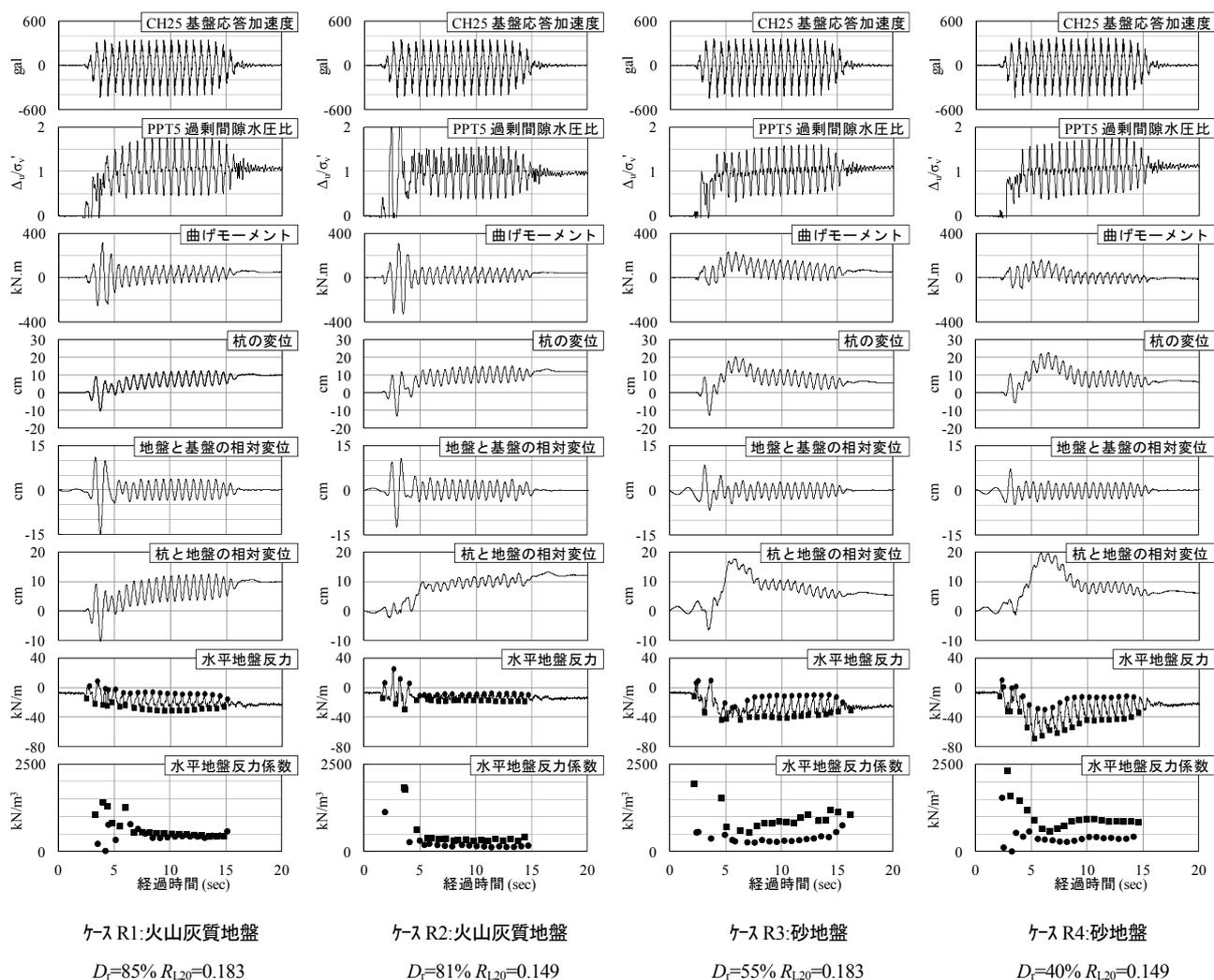


図-25 P5(G.L.-2.0m)の計測値から求めた各算出値の時刻歴

水平地盤反力についても、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、または、乱れる傾向が確認される。

これらの関係から求まる水平地盤反力係数は、液状化の進展に伴い低減していくことが確認され、火山灰質地盤では液状化強度比の小さなケース R2 でより小さい。一方、砂地盤では、液状化強度比の異なるによる水平地盤反力係数の値に大きな差は見受けられないが、加振後半にその値が回復していく傾向が確認される。これは、地盤の相対密度が低い場合には、負のダイレイタンスにより地盤の密度が増加していることが窺われる。

これらのことから、液状化中の地盤における地盤～杭基礎系の相互作用として、地震動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

した状況では地盤の初期剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平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、杭の振幅に減少、または、乱れが生じるものと考えられ、地盤の相対密度を指標とした検討と同様の傾向が得られた。

(3) 地盤の液状化強度比の異なるによる杭の水平地盤反力係数の低減傾向

図-26 に、各ケースの P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)における加振前と加振中（液状化中）の杭の水平地盤反力係数を杭と地盤の相対変位との関係として液状化強度比別に示す。各ケースにおける液状化中の水平地盤反力係数は、加振前の静的水平地盤反力係数よりも低減している。ケース R4 における P4 を除くとその低減量は、砂地盤に比べて加振前の静的水平地盤反力係数が小さい火山灰質地盤の方が小さい。

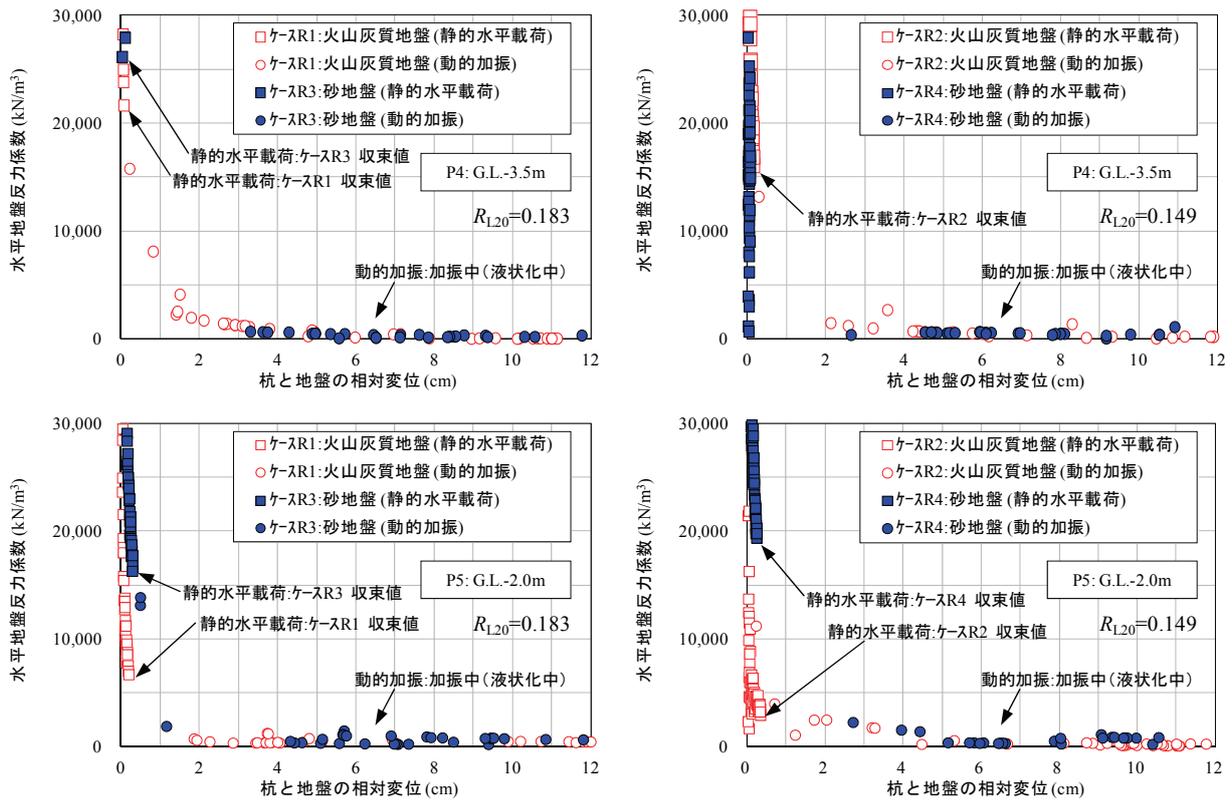


図-26 P4(G.L.-3.5m)とP5(G.L.-2.0m)における加振前と加振中（液状化中）の水平地盤反力係数と杭と地盤の相対変位との液状化強度比別の関係

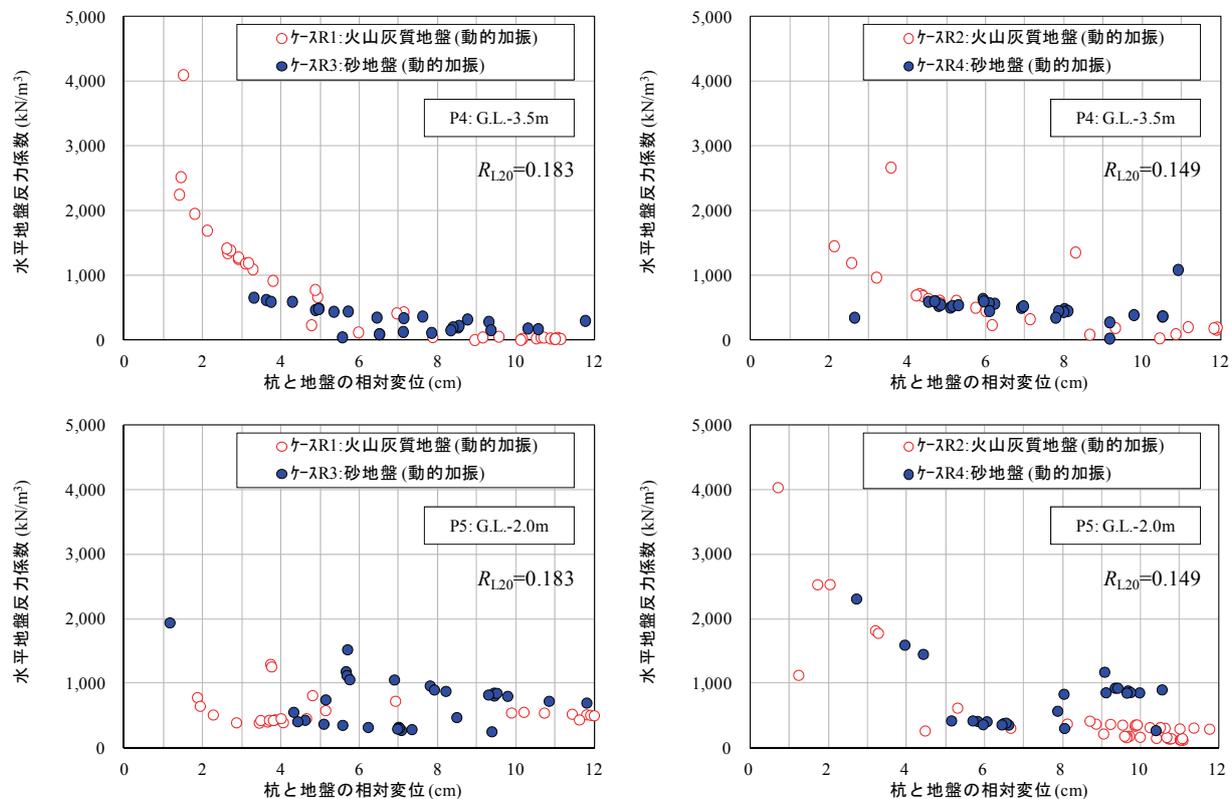


図-27 P4(G.L.-3.5m)とP5(G.L.-2.0m)における加振中（液状化中）の水平地盤反力係数と杭と地盤の相対変位との液状化強度比別の関係

図-27 に、液状化中における水平地盤反力係数の低減傾向を確認するために、図-26 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す。液状化中における水平地盤反力係数は、地盤種別、液状化強度比の大小にかかわらず、全てのケースにおいて同程度の値まで低減していることがわかる。これらのことから、地盤の液状化に伴う水平地盤反力係数の低減度合いは、砂地盤では加振前の静的水平地盤反力係数が大きいためその低減量は大きく、一方、火山灰質地盤では加振前の静的水平地盤反力係数が小さいためその低減量は砂地盤に比べ小さいものと考察される。

液状化強度比の異なりによる水平地盤反力係数の低減度合いは、砂地盤では加振前の静的水平地盤反力係数に大きな違いがないことからその低減量は同程度と評価されるが、火山灰質地盤では液状化強度比の小さいケース R2 の静的水平地盤反力係数がケース R1 に比べ小さいことからその低減量は小さい。このことから、火山灰質地盤では、液状化強度比の異なりにより水平地盤反力係数の低減度合いが異なっており、液状化強度比に応じた低減設定の必要性が窺われる。

4.3 火山灰質地盤の液状化を考慮した杭の水平地盤反力係数の低減度の評価

前節までの検討において、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合いは、液状化強度比と相関があり、液状化強度比に応じた低減設定の必要性が窺われた。ここでは、火山灰質地盤の液状化中の杭の水平地盤反力係数の低減度について、地盤の液状化強度比を指標とした実験結果の再整理から検討

する。

前節までの検討では、その過程において杭の深さ方向各測点で得られる曲げモーメントを3次スプライン関数により各測点間を補間し、滑らかな曲線の杭の曲げモーメント分布関数を求めている。しかしながら、その関数を二階微分して求まる杭の水平地盤反力の深度分布が滑らかな曲線とはならず、杭の水平変位との関係から求まる杭の水平地盤反力係数が連続した精度の良いデータとはならない問題があった。火山灰質地盤の液状化中の杭の水平地盤反力係数の低減度を定量的に評価するにあたり、実験結果から精度良く杭の水平地盤反力係数を評価する必要がある。

このような問題に対し菊池は、比較的精度良く杭の静的水平地盤反力分布が推定できる整理方法として、3次スプライン関数で補間した杭の曲げモーメント分布を、一度微分した後にもう一度3次スプライン関数で補間し直し、2回目の微分を行うことを提案している³¹⁾。そこで、本節の検討では、動的遠心力模型実験結果に同様の整理方法を適用し、精度の良い液状化中の杭の水平地盤反力係数の評価を試みた。図-28 に、菊池の提案する整理方法を考慮した杭の水平地盤反力係数の算出手順を示す。

本節における検討の対象は、表-8 に示す実験ケースに加え、火山灰質地盤の相対密度を $D_r=90\%$ と大きくした、すなわち、液状化強度比を大きく設定したケースの全5ケースとした。本検討の対象とした実験ケースを表-9 に示す。なお、ケース1の実験方法等の詳細は前節と同様である。

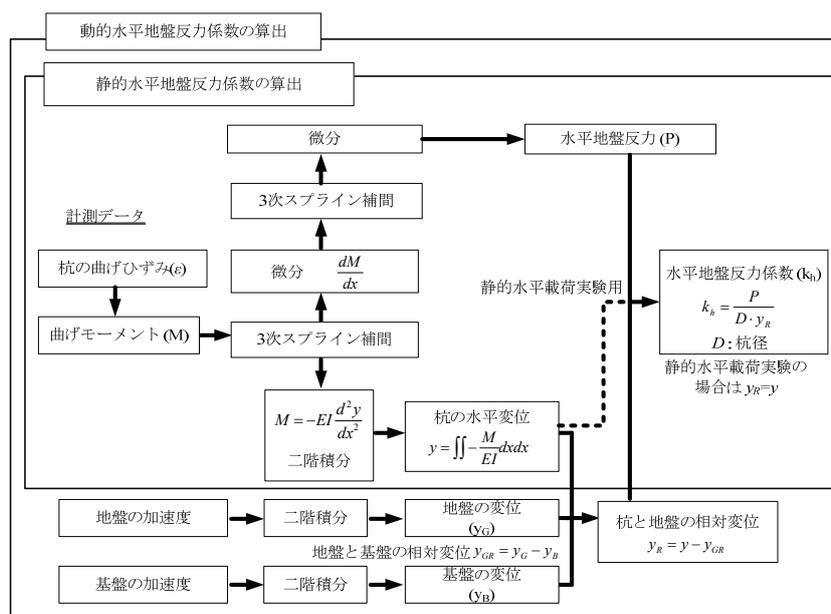


図-28 実験計測データに基づく杭の水平地盤反力係数の算出手順

表-9 本節の検討対象実験ケース

	模型地盤	基盤入力地震動
1	火山灰質土 $D_r=90\%$ $\rho_d=1.120\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.215$	正弦波20波 周波数1.5Hz 最大400ga程度 単発加振 ※実物換算値
2	火山灰質土 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	
3	火山灰質土 $D_r=81\%$ $\rho_d=1.082\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	
4	豊浦砂 $D_r=55\%$ $\rho_d=1.493\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	
5	豊浦砂 $D_r=40\%$ $\rho_d=1.449\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	

図-29 に、静的水平載荷実験ならびに動的加振実験から得られたデータを用いて図-28 の手順で算出した、杭の水平地盤反力の深度分布をケース 2 を代表例として示す。3 次スプライン関数で補間した曲げモーメントを一度微分した後に、再び 3 次スプライン関数で補間し直してもう一度微分することで、杭の水平地盤反力に滑らかな深度分布が得られていることが分かる。これらの算出データから液状化前ならびに液状化中の杭の水平地盤反力係数を図-28 に示す手順で算出し、その低減度を評価する。

図-30 に、加振前の静的水平載荷実験で杭の曲げモーメントが卓越した P5 (GL.-2.0m) 深度における杭の変位 y_0 (動的は杭と地盤の相対変位 y_R) と静的・動的な地盤反力係数の関係についてケース 2 を代表例として示す。杭の水平地盤反力に滑らかな深度分布が得られたことにより、杭の水平地盤反力係数に杭の変位と相関を持った連続したデータが得られた。本検討では、これらの関係をそれぞれ以下の近似関数式で整理した。

静的水平地盤反力係数

$$k_{h0} = \beta_0 \cdot y_0^{\alpha_0} \quad (7)$$

ここで、 α_0 、 β_0 は静的時の近似係数

動的水平地盤反力係数

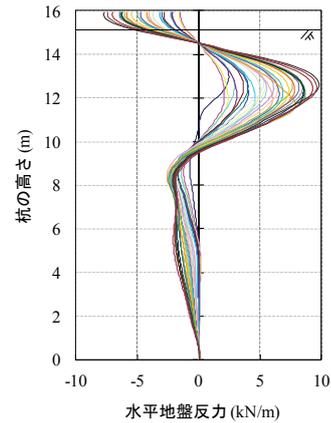
$$k_{hL} = \beta_L \cdot y_R^{\alpha_L} \quad (8)$$

ここで、 α_L 、 β_L は液状化中の近似係数

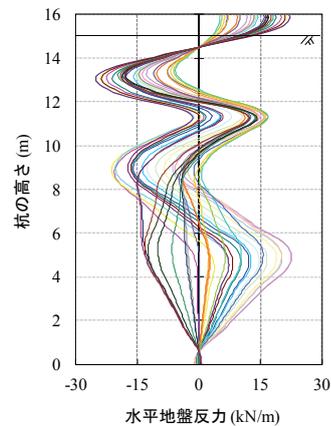
(7)、(8)式から、地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度は、(9)式で表される。

$$\frac{k_{hL}}{k_{h0}} = \beta \cdot y_R^\alpha \quad (9)$$

ここで、 $\beta = \frac{\beta_L}{\beta_0}$ 、 $\alpha = \alpha_L$ である。

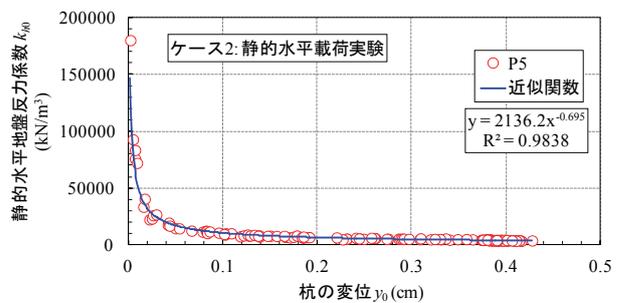


(a) 静的水平載荷実験

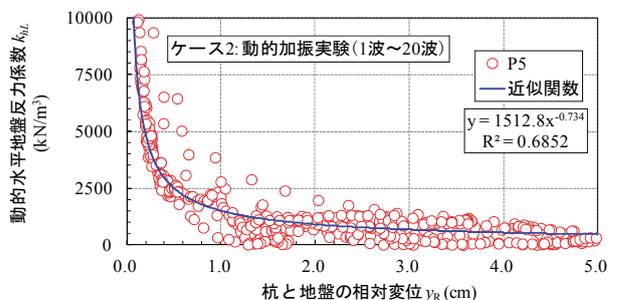


(b) 動的加振実験

図-29 ケース 2 の杭の水平地盤反力の深度分布



(a) 静的水平載荷実験



(b) 動的加振実験

図-30 ケース 2 の杭の水平変位と杭の水平地盤反力係数の関係 (P5(G.L.-2.0m)深度)

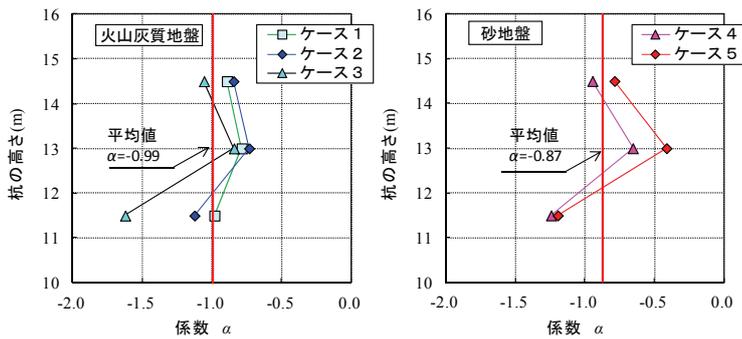


図-31 係数 α の深度分布

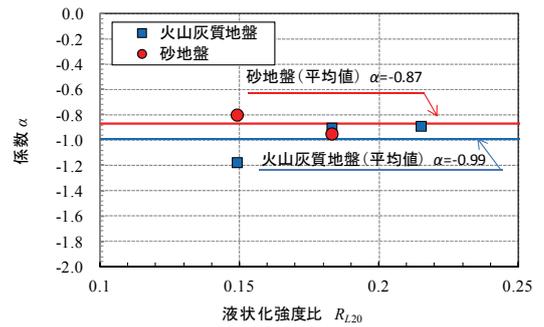


図-32 液状化強度比 R_{L20} と
係数 α の深度分布

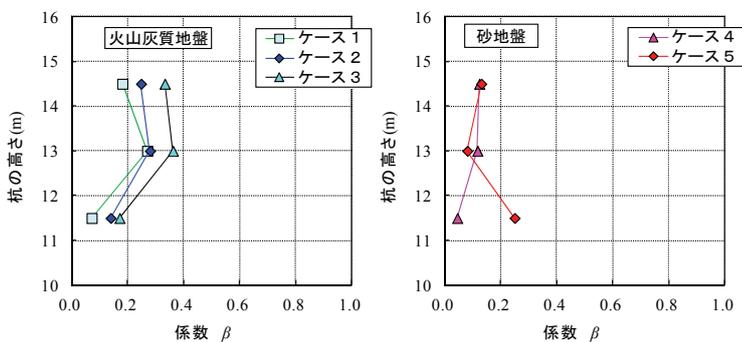


図-33 係数 β の深度分布

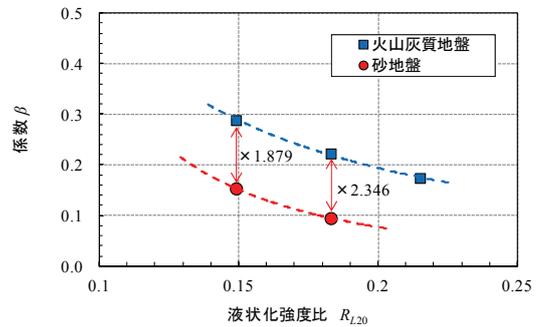


図-34 液状化強度比 R_{L20} と
係数 β の深度分布

なお、 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ており、 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なる。本検討では、杭の特性長 $1/\beta$ 付近に位置する P4~P6 (GL.-3.5~-0.5m) 深度についてこれらの関係式を整理し、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する係数 α 、 β を検討する。

図-31 に、各ケース各深度で得られた係数 α の分布を地盤種別に比較して示す。火山灰質地盤、砂地盤共に D_r や R_{L20} の異なりにかかわらず係数 α は各深度別で概ね同じ値を示した。杭基礎の設計では一般に、同様な物性を示す土層を一様に取り扱うため、各ケース 3 深度の係数 α を平均し R_{L20} との関係として図-32 に示した。その結果、火山灰質地盤、砂地盤共に R_{L20} の異なりにかかわらず係数 α は同程度の値を示し、地盤種別の平均値の差も小さい。このことから、曲線の傾向を示す係数 α は火山灰質地盤と砂地盤では同程度と評価される。

図-33 に、各ケース各深度で得られた係数 β の分布を地盤種別に比較して示す。図-31 と同様に火山灰質地盤、砂地盤共に D_r や R_{L20} の異なりにかかわらず係数

β は各深度別で概ね同じ値を示した。また、図-32 と同様に各ケース 3 深度の係数 β を平均し R_{L20} との関係として図-34 に示した。その結果、杭の水平地盤反力係数の低減度合いを示す係数 β は、火山灰質地盤、砂地盤共に R_{L20} の増加に伴い低下する傾向を示した。また、 R_{L20} の増加に対する係数 β の低下率は両地盤で同程度であるが、火山灰質地盤の係数 β は砂地盤よりも約 2 倍 (平均 2.1 倍) 大きいことが分かる。このことから、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は、砂地盤の 1/2 程度を考慮すれば概ね良いものと考えられ、現行の道路橋示方書に示される液状化時の土質定数の低減係数 D_E^{16} に本検討結果を適用するとすれば、L1、L2 (タイプ I) 地震動において動的せん断強度比 R が 0.3 以下の場合、表-10 の様に整理できるものとする。ただし、火山灰質地盤の係数 β が砂地盤よりも大きい、すなわち、杭の水平地盤反力係数の低減度合いが小さい原因は、加振 (液状化) 前の静的水平地盤反力係数が R_{L20} を同等とした砂地盤よりも小さいためであり、実務への適用に当たっては、確実な手法による静的水平地盤反力係数ならびに R_{L20} の把握が必要である。

表-10 現行の土質定数の低減係数 D_E との関係

F_L の範囲	地表面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 $R \leq 0.3$				
		現行道示 ¹⁶⁾		火山灰質地盤		
		D_E	低減度	低減度	D_E	
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	100%	1/2	50%	1/2
	$10 < x \leq 20$	1/3	67%		34%	2/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	67%		34%	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	34%		17%	5/6
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	34%		17%	5/6
	$10 < x \leq 20$	1	0%		0%	1

5. まとめ

本研究において、主に北海道の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適切な試験調査法の検討ならびに杭基礎の耐震設計法に資する基礎的な検討を行った。

①火山灰質地盤の液状化強度特性、動的変形特性ならびに構造物基礎の耐震性能評価のための適切な試験調査法について、各種現場試験調査結果の考察から以下の知見を得た。

- 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。
- 火山灰質地盤におけるせん断弾性係数 G_0 は、原位置 (PS 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。
- 火山灰質地盤における構造物基礎の耐震性能評価にあたり常時の (静的) 水平地盤反力を的確に評価することが重要であることが示唆された。杭の静的水平載荷実験と各種原位置試験から推定された静的水平地盤反力係数の関係を整理し、火山灰質地盤における構造物基礎の静的水平地盤反力係数を各種原位置試験から求める際の換算係数 α の関係が得られた。今後これらの関係を考慮した的確な常時の

地盤反力の評価が必要と考える。

②火山灰質地盤における杭基礎の耐震設計法検討にあたり、地盤~杭基礎系の地震時相互作用について、火山灰質地盤と砂地盤の相対密度と液状化強度比を指標とした遠心力模型実験結果の考察から以下の知見を得た。

- 加振により地盤内に発生した過剰間隙水圧は、砂地盤に比べて火山灰質地盤で消散が遅く、両地盤ともに相対密度や液状化強度比が異なることによる消散過程に大きな違いはない。
- 火山灰質地盤における杭の静的水平地盤反力係数は、地盤の相対密度ならびに液状化強度比が同等の砂地盤と比べて小さい。杭の水平変位と静的地盤反力係数の関係は、砂地盤では液状化強度比の大小に大きく影響を受けないが、火山灰質地盤では相対密度、液状化強度比の大小による影響が顕著である。
- 液状化中の杭の曲げモーメントならびに地盤と基盤の相対変位は、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。その傾向は、地盤の相対密度が大きな場合に顕著にみられた。杭と地盤の相対変位は、これらの減少が生じる頃より杭が傾き一方向に偏りが生じた。
- 上記のことは、液状化中の地盤における地盤~杭基礎系の相互作用として、地震動初期では地盤の振幅に追随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の初期剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平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。
- 加振前の静的地盤反力係数は、地盤種別、地盤の相対密度ならびに液状化強度比の大小にかかわらず、地盤の液状化に伴い同程度まで低下した。砂地盤では加振前の静的地盤反力係数が大きいためその低減度合いは大きく、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その低減度合いは小さいものと考察される。
- 火山灰質地盤では、液状化強度比が小さい場合に液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度合いが小さく、液状化強度比の違いによりその低減度合いが異なった。火山灰質地盤における杭基礎の耐震設計にあたっては、的確な液状化強度比ならびに常時の (静的) 水平地盤反力係数の推定が重要であり、これらに応じた低減設定の必要が窺われた。
- 実験結果に基づき地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度を表す関係式を提案し、関係する

係数を検討した。その結果、今回の実験条件および整理方法においては、曲線の傾向を示す係数 α は火山灰質地盤と砂地盤では同程度と評価された。また、低減度合いを示す係数 β は火山灰質地盤では砂地盤の約2倍大きく、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度は、砂地盤の1/2程度を考慮すれば概ね良いものと考察された。

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、2012.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001.
- 4) 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.
- 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碎とその評価、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) 江川拓也、西本聡、富澤幸一：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.
- 9) 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、2013.
- 10) 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.
- 11) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2013.
- 12) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2009.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 北海道開発庁：5万分の1地質図幅説明書、尾幌、1965.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.134-143、2012.
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.353-355、2002.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 福島宏文、西本聡、富澤幸一、三浦清一：原位置試験による水平地盤反力係数推定に関する考察、地盤工学会北海道支部技術報告集、第53号、pp.153-156、2013.
- 21) 高速道路総合技術研究所：設計要領、第二集、橋梁建設編、pp.4-4-4-6、2012.
- 22) 地盤工学会：地盤工学会基準、杭の水平載荷試験方法・同解説、第一回改訂版、2010.
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、pp.284-287、2012.
- 24) 高速道路総合技術研究所：設計要領、第二集、橋梁建設編、p.4-39、2012.
- 25) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、2012.
- 26) 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.
- 27) 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.
- 28) 江川拓也、富澤幸一、山梨高裕：遠心力模型実験に基づく火山灰質地盤の液状化中の杭水平地盤反力係数の評価、地盤工学会北海道支部技術報告集第55号、pp.17-24、2015.
- 29) 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>
- 30) 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.
- 31) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究、港湾空港技術研究所資料 No.1039、pp.15-25、2003.

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

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2014

Research Team : Cold Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical Research)

Author : FUKUSHIMA Hirofumi

TOMISAWA Koichi

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