

## 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な現況にある。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<sup>1)</sup>。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<sup>2),3),4)</sup>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<sup>5),6),7)</sup>。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<sup>8)</sup>。さらに、火山灰質土の液状化抵抗率は砂質土とは異なる<sup>1)</sup>ことや、また、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<sup>9)</sup>、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<sup>10)</sup>、地盤材料試験の方法と解説<sup>11)</sup>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<sup>1)</sup>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<sup>1), 12), 13), 14)</sup>により判別した。表-1より、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<sup>1)</sup>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<sup>15)</sup>に示される、有効上載圧 $100\text{kN/m}^2$ 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0.5~4.0とバラツキが大きい。

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

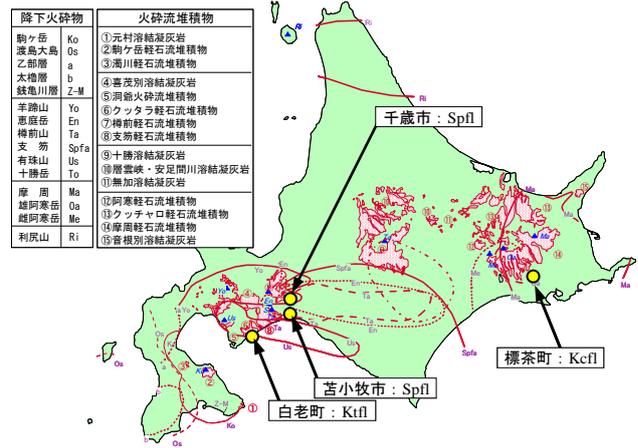


図-1 北海道の火砕流堆積物・降下テフラ分布図と試験調査箇所（文献1の図に加筆）

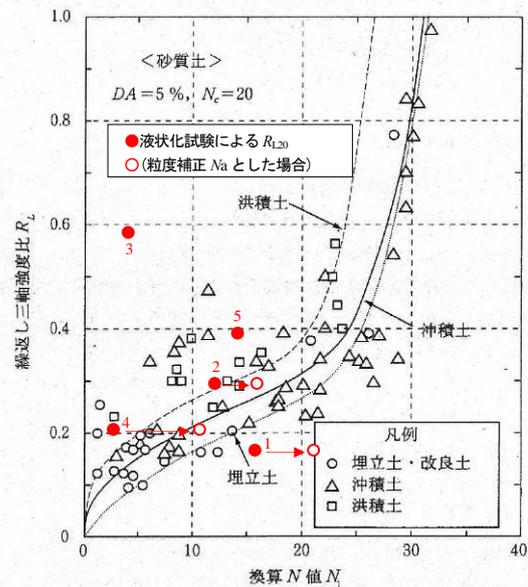


図-2 換算 $N$ 値 $N_1$ と液状化強度比 $R_{L20}$ の関係（文献16の図に加筆）

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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 $W$ (%)	湿潤密度 $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	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	クツ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 $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	50% 粒径 $D_{50}$ (mm)	有効上載圧 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	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 $G_{0i}/G_{0f}$
			変形係数 $E_{0i}$ (MN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $G_{0i}$ (MN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $G_{0f}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
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

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。また、試料 6 は特異な結果を示しており、原位置の  $N$  値が大きいためから道路橋示方書の方法からは値が大きく判定されるが、液状化試験からの液状化強度は小さいと評価される。

これらのことから、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られる。

### 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  $G_{0i}$  を表-3 に示した。同表には PS 検層の S 波速度から求めた<sup>10)</sup>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<sup>17)</sup>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<sup>17)</sup>。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<sup>18)</sup>。今回の試験調査結果から得られた同様の関係は、約 0.6~0.9、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られる。

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。

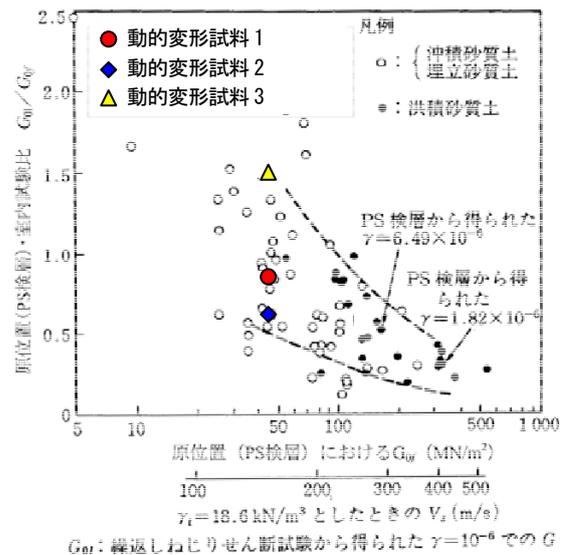


図-3 原位置 (PS 検層) における  $G_{0f}$  と原位置 (PS 検層)・室内試験比  $G_{0i}/G_{0f}$  の関係 (文献 17 の図に加筆)

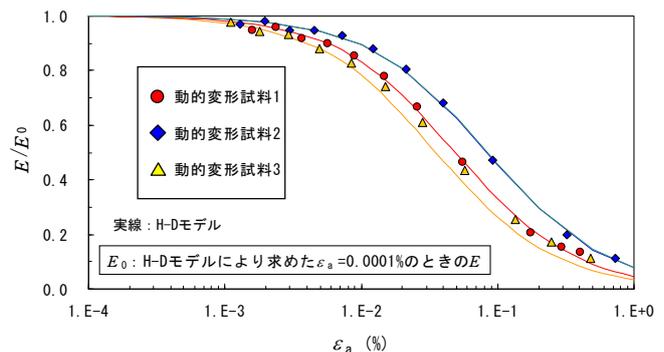


図-4 ひずみの増加に伴う変形係数  $E$  の低下傾向

### 4. 耐震設計法の検討

火山灰質土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<sup>2), 19)</sup>。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<sup>1)</sup>、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<sup>20)</sup>、地震時における杭～地盤系の動的相互作用も砂質土とは異なることが考えられる。これらのことから本検討では、火山灰質地盤における杭基礎の地震時挙動について砂地盤との比較を目的とした遠心力模型実験を実施し考察を行った。

#### 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単杭としてたて込み、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を行った。入力地震動はレベル2タイプI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。模型杭は実物換算で外径 500mm、肉厚 10mm、杭長 20m のスチール製とし、ひずみゲージを貼付した。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 ふり通過分を用い、表-4 に示す採取現場密度相当に締固めた。砂地盤には豊浦砂を用い、図-6 に示すように火山灰質地盤模型と同等の  $N$  値となるように締固めた。各模型地盤の飽和には水の 50 倍の粘性を持つシリコンオイルを用いた。

表-5 に各地盤材料の物理・力学特性を、図-7 に各模型地盤の液状化強度曲線を示す。表-5 より、各模型地盤ともに液状化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<sup>15)</sup>。各地盤材料の繰返し三軸強度比  $R_L$  は、豊浦砂では表-5 に示す現行の  $N$  値を基本とする推定値<sup>15)</sup>と非排水繰返し三軸試験による  $R_{L20}$  の値は同等の値を示したが、火山灰質土では  $N$  値による推定値が大きく評価されている。また、繰返し回数の増加に伴う繰返し三軸強度比  $R_L$  の低下度合いが豊浦砂に比べ大きい傾向にあり、砂質土とは異なる液状化強度特性を示した。

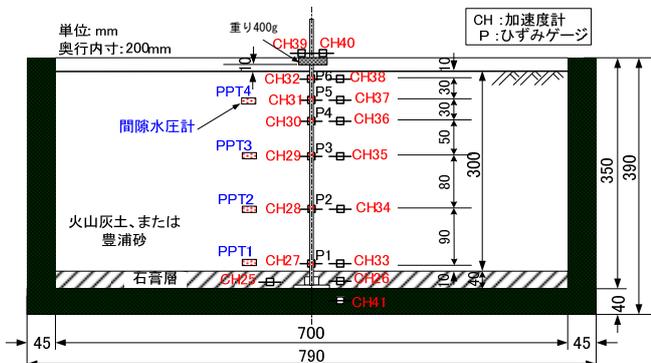


図-5 実験模型の概要

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 $D_r=84.7\%$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$	正弦波20波
2	豊浦砂 $D_r=40.0\%$ $\rho_d=1.449\text{g/cm}^3$	周波数1.5Hz 最大750gal程度

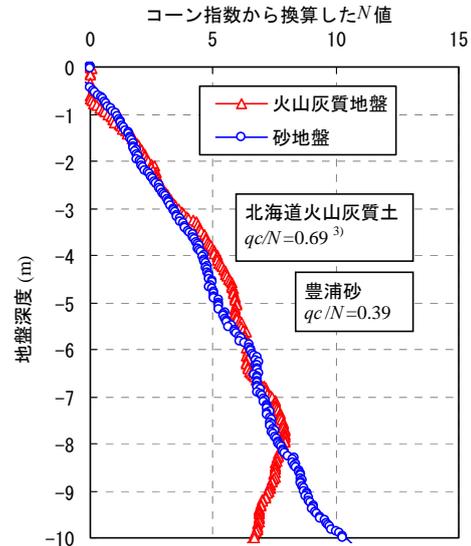


図-6 各模型地盤の実物換算  $N$  値

表-5 各地盤材料の物理・力学特性

	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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.434	2.643
繰返し三軸強度比 $R_L$ <sup>2)</sup>	0.240	0.176

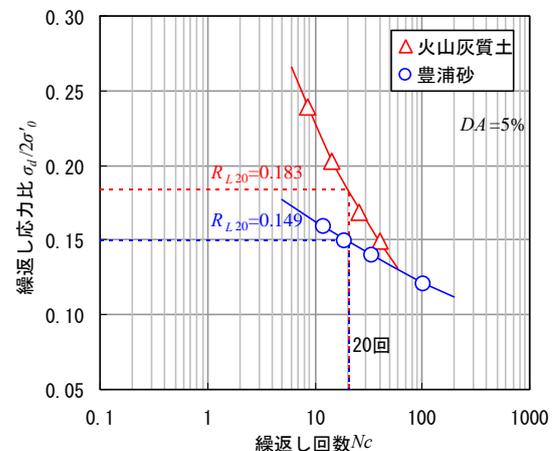


図-7 各模型地盤の液状化強度曲線

#### 4. 2 実験結果の考察

図-8 に実験により得られた各地盤各計測値の時刻歴を実物換算値で示す。地盤内間隙水圧の挙動は、各地盤ともに地盤深部においても過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_v$

が1以上もしくは1相当に達しており、地盤全体に液状化が生じていることがわかる。その傾向は相対密度  $D_r$  が小さく繰返し三軸強度比  $R_{L20}$  の値が小さい砂地盤で顕著である。杭頭部の応答加速度から求めた基礎に

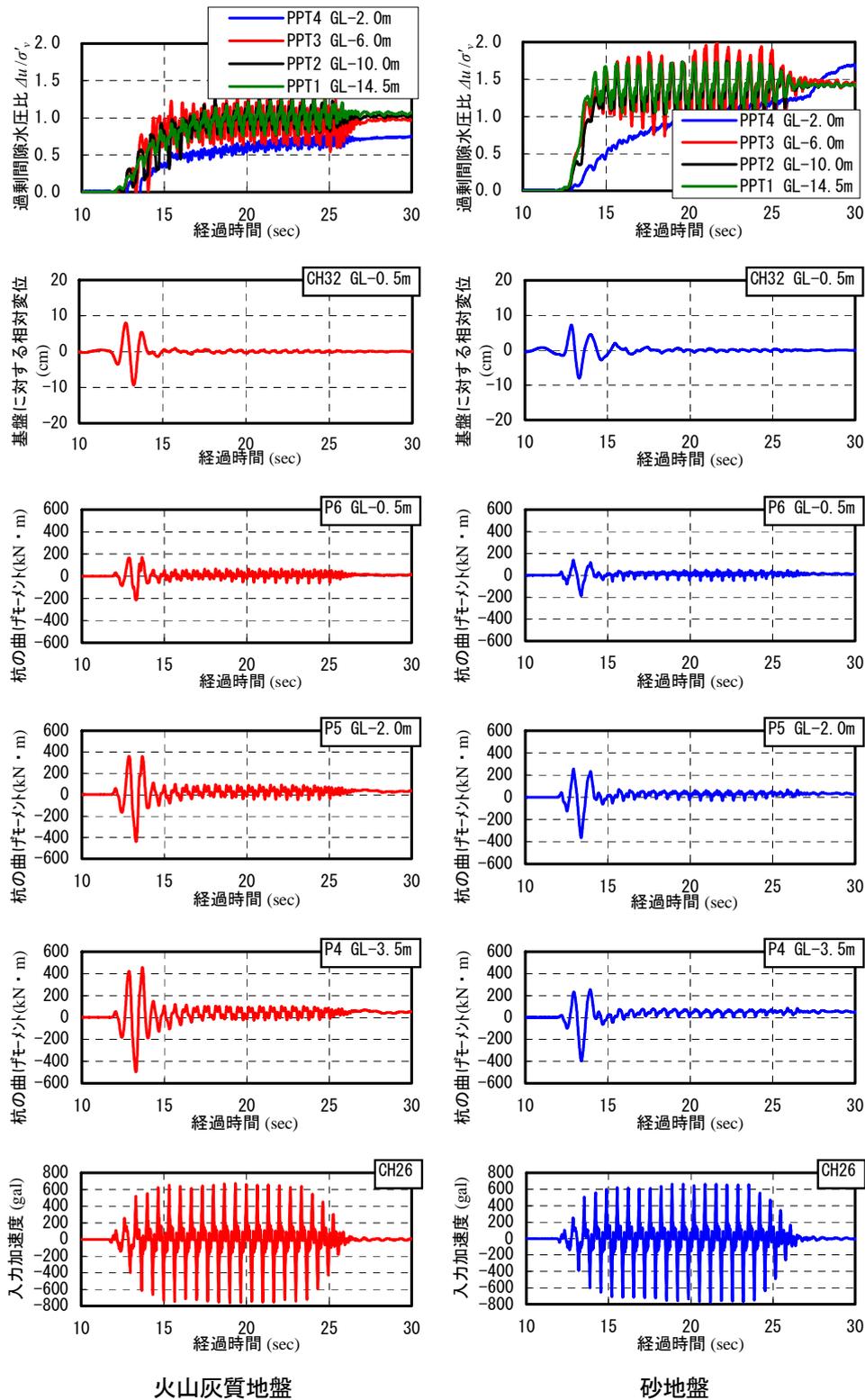


図-8 各地盤各計測値の時刻歴

対する杭頭の相対変位は、各地盤ともに加振初期に大きな変位を示すが加振により発生する過剰間隙水圧の上昇すなわち液状化の発生とともに収束していく様子が見られる。杭の水平抵抗領域である杭頭付近における杭の曲げモーメントについても加振初期に火山灰質地盤において若干大きな値が発生しているが同様の傾向が見られる。実験結果から、液状化が生じる地盤における杭基礎の地震時挙動は、各地盤ともに地震動の初期では地盤の振幅に追従して大きく振幅し、地盤の液状化の発生とともに杭の振幅・曲げモーメントが収束した。これは、液状化の発生に伴い地盤がせん断強度を失い杭を拘束する力すなわち水平方向地盤反力が著しく低下していくものと考えられる。

## 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（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。
- ③火山灰質地盤における杭基礎の地震時挙動について砂地盤と比較した遠心力模型実験結果から、液状化が生じる地盤における杭基礎の地震時挙動は、地震動の初期では地盤の振動に追従して大きく振幅し、地盤の液状化の発生とともに杭の振幅・曲げモーメントが収束した。これは、液状化の発生に伴い地盤がせん断強度を失い杭を拘束する力すなわち杭の水平方向地盤反力が著しく低下していくものと考え

えられる。

- ④③のことは、火山灰質地盤・砂地盤ともに同様であり、今回の検討結果からでは火山灰質地盤における杭基礎の地震時設計は、静的照査法においては液状化強度特性等の地盤性状の実態を適確に評価したうえで砂地盤に準じられるものと考えられる。ただし、水平方向地盤反力の低下度合いや地盤の液状化強度比が及ぼす影響について今後詳細な検討が必要である。

## 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) 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.

## 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** : 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