

戦-70 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

研究期間：平 22～平 24

担当チーム：寒地地盤チーム

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：火山灰質地盤、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策定する必要がある。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)}。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、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、現場試験調査結果から、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比、せん断弾性係数・変形係数の動的応答値に関する適確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. 試験調査法の検討

初年度における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験料を対象に、地盤調査の方法と解説¹⁰⁾、地盤材料試験の方法と解説¹¹⁾に示される一般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。

試験調査箇所は、北海道苫小牧市沼ノ端の道路橋近傍における素地盤である。当該箇所は、支笏火砕流堆積物Av層が卓越しており、Av層は、既設の道路橋ならびに道路盛土の施工に際し、液状化対策が施されている。試験ならびに調査は、図-1に示すAv層のサンプリング試験料において、液状化試験、動的変形特性試験ならびにPS検層を実施した。

3. 1 液状化試験結果の考察

Av層における液状化試験結果から得られた液状化強度比 R_{L20} を表-1に示した。ここでは、砂質土層の液状化を判定する方法として道路橋示方書に示される、有効上載圧 100kN/m^2 に換算したN値 N_1 と液状化強度比 R_L の相関性から求める方法¹²⁾との比較を行った。図-2、表-2に液状化試験結果から得られた R_{L20} と、換算N値 N_1 から求めた R_L の関係を示す。

北海道における一般的な火山灰質粗粒土の物性を示す液状化試料1では $R_{L20}=0.584$ を示し、同じN値の沖積層砂質土が示す換算N値 N_1 から求めた $R_L=0.149$ の約3.9倍の値を示した。一方、細粒分含有率が多く火山灰質細粒土の物性を示す液状化試料2は $R_{L20}=0.206$ であり、換算N値 N_1 から求めた $R_L=0.216$ と同等の値を示し液状化強度は小さいと評価される。これらのことは、火山灰質土の液状化強度特性は砂質土とは異なることを示唆しており、今後その詳細についてさらに検討する必要があると考える。

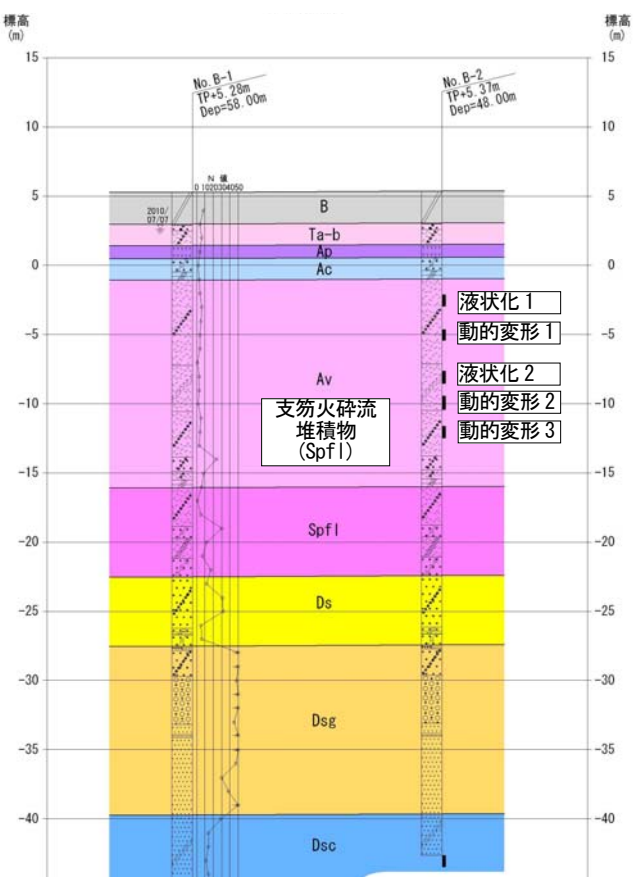


図-1 調査箇所地質断面図

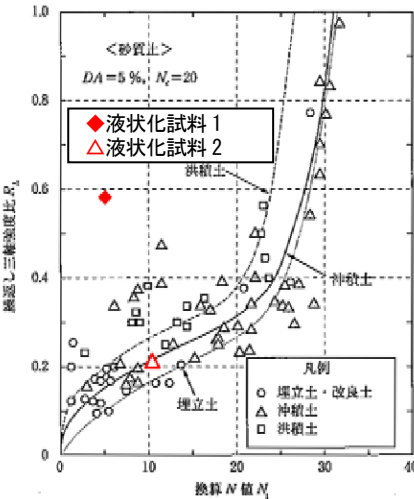


図-2 換算N値 N_1 と液状化強度比 R_L の関係 (文献13の図に加筆)

表-1 液状化試験結果

試料 No.	深 度 (m)	圧密応力 (kN/m ²)	土粒子の密度 (g/cm ³)	初期状態				圧密前				試験結果 R_{L20}	物理特性			
				湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	間隙比	乾燥密度 (g/cm ³)	間隙比	乾燥密度 (g/cm ³)	間隙比		細粒分含有率 %	液性限界 %	塑性限界 %	塑性指数
液1	7.50 ~ 8.34	70	2.570	1.151	91.8	0.600	3.283	0.608	3.227	0.617	3.163	0.584	10.1	NP	NP	-
				1.196	82.6	0.655	2.924	0.667	2.853	0.678	2.790					
				1.375	55.0	0.887	1.897	0.911	1.821	0.924	1.782					
				1.635	36.1	1.201	1.140	1.214	1.117	1.227	1.094					
液2	13.00 ~ 13.70	95	2.476	1.590	57.1	1.012	1.447	1.025	1.416	0.952	1.602	0.206	65.8	54.2	34.1	20.1
				1.614	46.6	1.101	1.249	1.104	1.243	0.983	1.518					
				1.582	57.1	1.007	1.459	1.015	1.439	0.948	1.613					
				1.578	58.2	0.997	1.483	1.003	1.469	0.948	1.613					

表-2 換算 N 値 N_1 から求めた R_L のと R_{L20} の関係

試料 No.	N値	湿潤密度	50% 粒径	S波速度		有効上載圧	礫分	細粒分	換算N値計算				N_s から 求める R_L (理論値) R_L	液状化 試験結果 R_{L20}	室内・理論値比 R_{L20}/R_L
				N値換算	PS検層										
		ρ_t (g/cm^3)	D_{50} (mm)	V'_s (m/s)	V_s (m/s)	$\sigma'_{v'}$ (kN/m^2)	(%)	FC (%)	N_1	c_1	c_2	N_a	R_L	R_{L20}	R_{L20}/R_L
液1	4	1.339	0.7880	145	170	72	28.4	10.1	4.8	1.0	0.0	4.8	0.149	0.584	3.932
液2	3	1.591	0.0399	132	170	94	1.0	65.8	3.1	2.3	3.1	10.2	0.216	0.206	0.952

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

地層	試料 No.	深度 (m)	室内試験		原位置 (P S 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}
Av層	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

3. 2 動的変形特性試験・P S 検層結果の考察

Av 層における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} を比較して示した。さらに、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¹⁴⁾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¹⁴⁾。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¹⁵⁾。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。

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。

4. 耐震設計法の検討

初年度における耐震設計法の検討は、火山灰質地盤における杭基礎の地震時挙動を遠心力载荷装置を用いた模型実験から検証した。

遠心力模型実験は、縮尺 1/50 の模型地盤に模型杭を

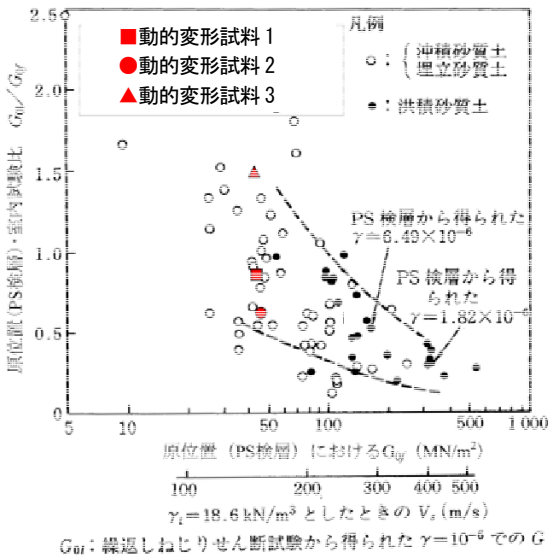


図-3 原位置 (PS 検層) における G_{0f} と
原位置 (PS 検層)・室内試験比
 G_{01}/G_{0f} の関係 (文献 14 の図に加筆)

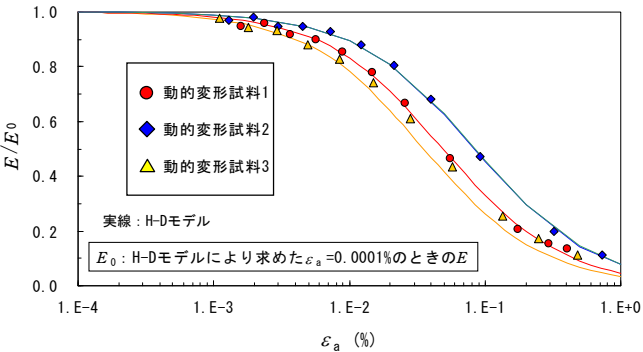


図-4 ひずみの増加に伴う
変形係数 E の低下傾向

立て込み(図-5)、50Gの遠心加速度場において動的加振実験と動的加振実験前後に静的水平載荷実験を行った。模型地盤は、北海道北広島市の土取場から採取した支笏軽石流堆積物を、採取現場密度相当($\rho_a=1.097\text{g/cm}^3$ 、 $D_r=94\%$)に締固め、その後、水で飽和させた。模型杭は、外径10mm・厚さ0.2mm・杭長400mmのスチール製である。入力加振波形は、レベル1・レベル2相当(それぞれ実換算最大加速度約150gal・750gal)の正弦波とした。

4. 1 レベル1加振実験結果の考察

図-6に、レベル1加振により得られた各計測値の時刻歴を示す。

図-6(a)に、加振中に発生した地盤の過剰間隙水圧 Δu を有効土被り圧 σ'_v で除した過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)の時刻歴を示した。レベル1加振では、実換算地表面深度2.0mに設置した間隙水圧計(PPT1)位置で過剰間隙水圧比が1に達しており、液状化が生じていることがわかる。その他の深度では過剰間隙水圧比が0.4以下と液状化が生じていないことがわかる。

図-6(b)に杭頭における応答変位を、(c)に入力加速度波形の時刻歴を実換算値で示した。杭頭における応答変位は、加振初期に大きく最大約60mmを示し、この値は通常設定される杭頭許容水平変位量15mmよりも大きい。また、過剰間隙水圧が大きく発生している加振中盤から後半では杭頭応答変位が小さくなっていることがわかる。

4. 2 レベル2加振実験結果の考察

図-7に、レベル2加振により得られた図-6と同様の各計測値の時刻歴を示す。

レベル2加振では、地盤深部においても過剰間隙水圧比が1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。

また、杭頭における応答変位は、レベル1加振時と同様に加振初期に最大約200mmと大きく、加振中盤から後半での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わかる。

レベル1・レベル2加振の結果から、液状化が生じた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が収束していくことが確認された。これは、液状化により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るものと考えられる。

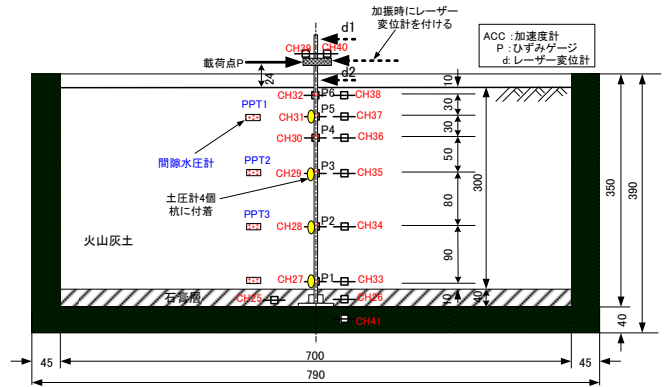


図-5 実験模型概要

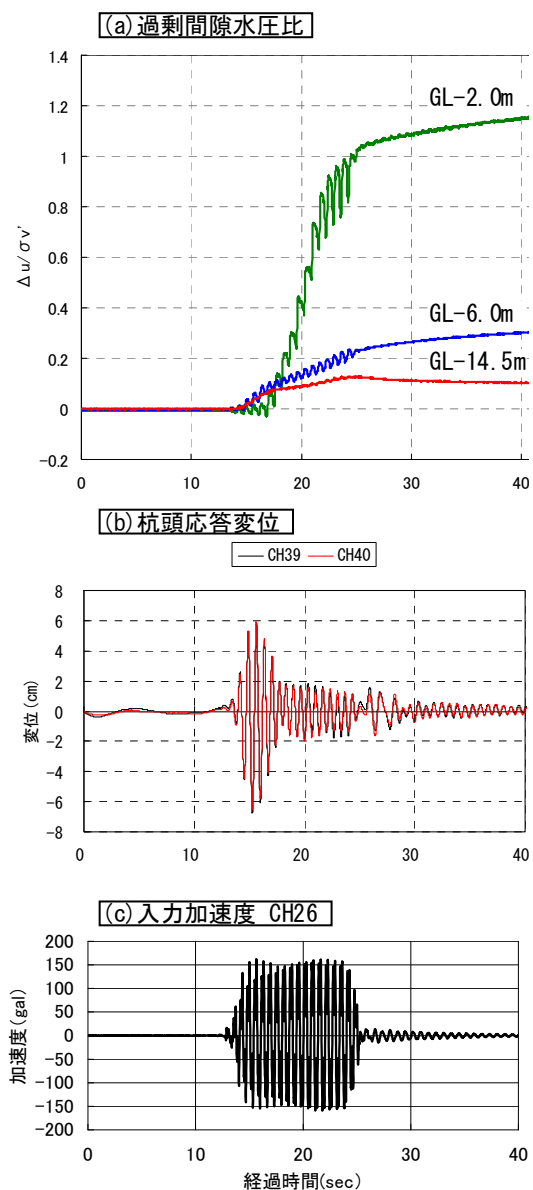


図-6 レベル1加振による各計測値の時刻歴

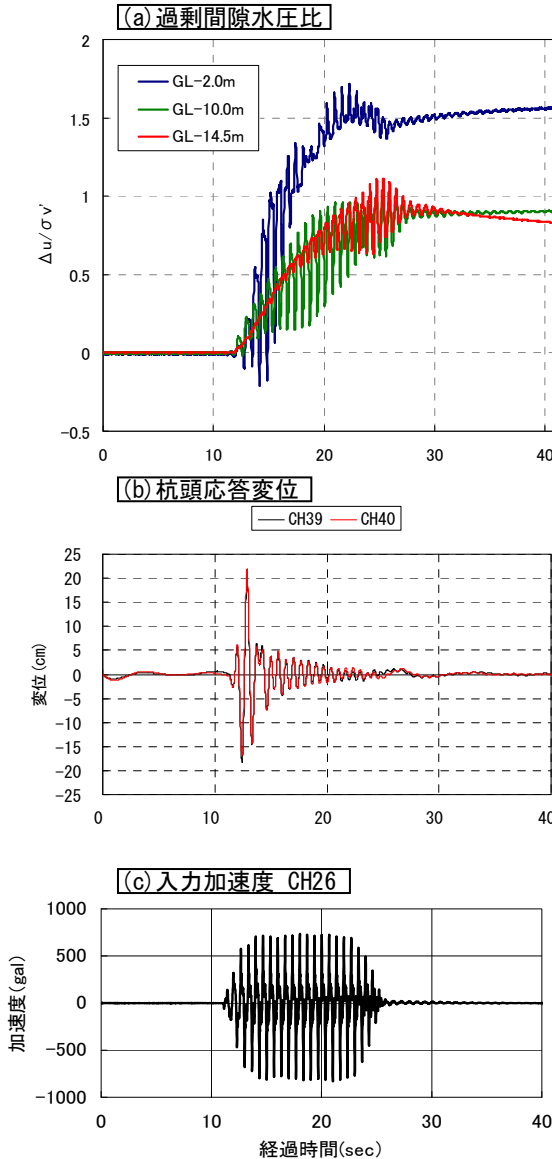


図-7 レベル 2 加振による各計測値の時刻歴

4. 3 静的水平載荷実験結果の考察

図-8(a)～(c)に、レベル 1・レベル 2 加振前後に実施した静的水平載荷実験の荷重～変位関係から逆算²⁾した杭の地中変位とその際の水平方向地盤反力係数 k_h をあわせて示す。

図より、杭の変形モードに加振前後での大きな違いは見られない。一方、各加振後の k_h は、加振前の値に比べ大きくなっており、これは加振中の液状化過程における負のダイレイタシーにより過剰間隙水圧消散後の地盤の密度が大きくなっているためと考えられる。また、同時に実施した加振前後のコーン貫入試験結果から推定した N 値(図-9)も加振後に大きくなっており、同様のことがうかがわれる。

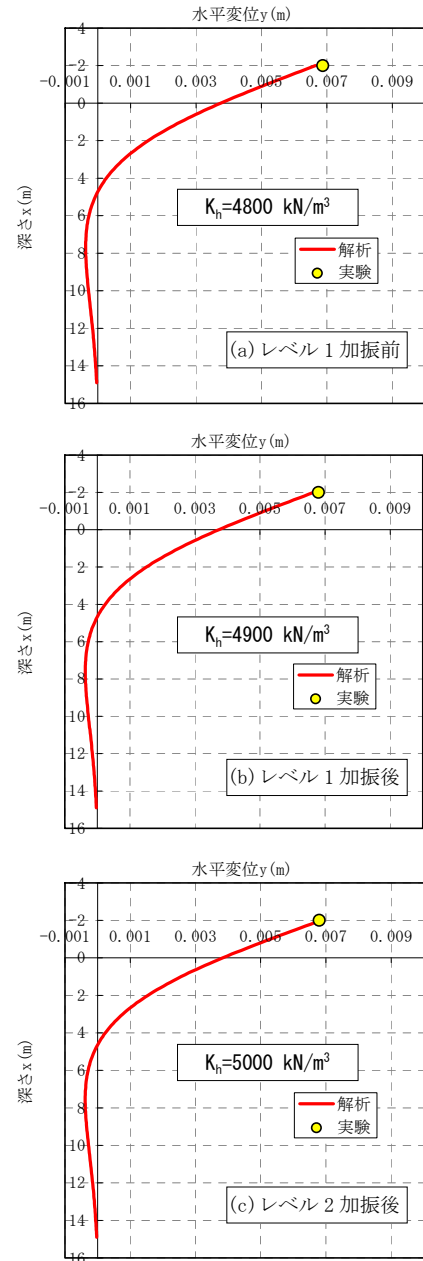


図-8 加振前後の荷重～変位関係から求めた
杭の地中変位と地盤反力係数 k_h

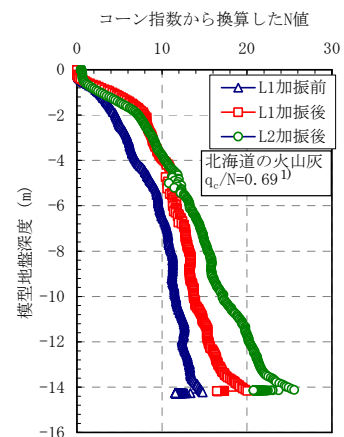


図-9 加振前後のコーン貫入試験から推定した N 値

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評価に関する検討を行った。その結果を要約すると以下の通りである。

- ①火山灰質粗粒度の物性を示す試料の液状化強度比は、同じ N 値を示す砂質土よりも大きな値を示し、火山灰質細粒土の物性を示す試料の液状化強度比は、同じ N 値を示す砂質土と同等の値を示した。このことは、火山灰質土の液状化強度特性は砂質土とは異なることを示唆しており、今後その詳細について検討する必要がある。
- 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は一致せずバラツキが大きい。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、遠心力载荷装置を用いた動的加振実験を行った。その結果、液状化が生じた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が収束した。これは、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られる。
- ④遠心力载荷装置を用いたレベル 1・レベル 2 加振前後の静的水平载荷実験の結果、水平方向地盤反力係数 k_h は加振前の値に比べ大きくなっており、これは加振中の液状化過程における負のダイレイタンスーにより過剰間隙水圧消散後の地盤の密度が大きくなっているためと考えられる。

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.348-432、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) 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。
- 13) 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。
- 14) 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。
- 15) 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。