

3.8 液状化判定法の高精度化に関する研究③

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平成 24 年度～27 年度

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：林憲裕、林宏親、富澤幸一、江川拓也

【要旨】

東北地方太平洋沖地震により発生した広域的かつ多大な液状化被害は、社会に大きな影響を与えた。次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、社会資本の液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研究は、我が国における多様な土質、地質構造を有する地盤を対象に、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより合理的に評価し、危険度が高い構造物の抽出精度向上に寄与すべく、液状化判定法の高精度化を目的として実施するものである。

本研究は、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取り扱いがされていない火山灰質土の液状化判定法を検討することを目的としている。本報では、火山灰質土の液状化履歴および液状化特性に関する事例分析結果、液状化特性を調べるための原位置調査および室内土質試験結果、および地震観測記録ならびに非線形地震応答解析に基づく火山灰地盤の地震時挙動の評価結果を示す。

キーワード：液状化、液状化判定法、細粒分、火山灰質土、特殊土、地震観測記録、非線形地震応答解析

1. はじめに

これまで、産学官の各方面において液状化対策に関する様々な技術開発がなされてきたものの、コスト等の様々な課題から液状化対策が必要な箇所は残されている。また、液状化対策の実施が必要とされる箇所について十分な対策効果を得るためには、地中の広い範囲にわたる地盤改良等が必要となることから、対策コストの縮減にも限界がある。

このような状況の下、東北地方太平洋沖地震により発生した広域的かつ多大な液状化被害が、社会に大きな影響を与えた。東北地方太平洋沖地震による液状化被害を踏まえ、国土交通省は「液状化対策技術検討会議」において、液状化被害の実態把握、現行の液状化発生の予測手法（液状化判定法）の検証を行った。その結果、現在の液状化判定法が今回の地震による液状化の発生を見逃した事例は確認されなかった。一方で、実際には噴砂等の液状化の痕跡が確認されないにもかかわらず液状化すると判定される箇所が多く確認されたことから、地震動の継続時間の影響、細粒分の影響、造成年代の影響等の評価について継続的に検討する必要があると結論付けられた¹⁾。

次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、社会資本の液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。そこで、本研究は、我が国における多様な土質、地質構造を有する地盤を対象に、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより合理的に評価し、真に危険度の高い構造

物的確な抽出に寄与すべく、液状化判定法の高精度化を図ることを目的として実施するものである。

本研究では、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取り扱いがされていない火山灰質土の液状化判定法の構築に必要な基礎資料を得ることを目的に、液状化履歴および液状化特性に関する事例分析、原位置調査および室内土質試験、火山灰質地盤の地震観測記録ならびに非線形地震応答解析による地震時挙動の評価を行った。

2. 火山灰質土の液状化特性に関する検討

我が国は環太平洋火山帯に位置しており、日本列島を囲む4つのプレート境界に沿って火山が多数存在している。図-1に、日本の第四紀火山カタログ²⁾に示される火山の分布を示す。火山の近傍では、火山砕屑物を主体とする火山灰質土を含む地盤が形成されている。火山砕屑物は火山の場所や噴出時期により化学組成が異なること、地域によって堆積条件が異なること等の理由から、火山灰質土の組成特性や力学的特性はその種類により異なる。関東ロームとしらすはどちらも火山灰質土であるが、前者は火山灰質細粒土、後者は火山灰質粗粒土という違いがある。特に、火山灰質粗粒土は、構成粒子が多孔質かつ脆弱であることに起因する粒子破砕や、堆積過程における溶結作用によりやや固結した様相を呈するものもあり、砂質土とは異なる物理・力学特性を示すことが分かっている^{3)~8)}。

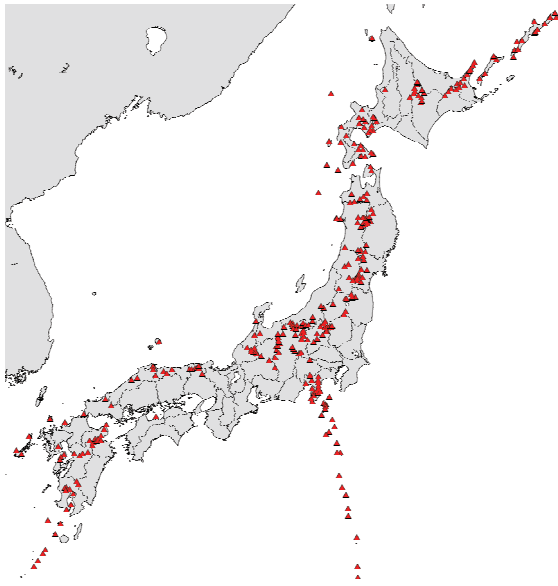


図-1 我が国の火山の分布²⁾

既往の地震において火山灰質土での液状化も確認されてはいるが^{9)~11)}、道路橋示方書同解説V耐震設計編¹²⁾等の設計指針や設計基準では、火山灰質土は液状化の判定を行う必要がある地層条件の「沖積層の砂質土」に該当していなかったため、火山灰質土の液状化判定に必要な力学的特性については十分明らかになっていない。

ここでは、火山灰質土の過去の液状化履歴および液状化特性についての文献調査、過去に火山灰質土の液状化が確認された地点における原位置調査、室内土質試験を実施し、その液状化特性の把握を試みた。

2.1. 火山灰質土の液状化履歴および液状化特性に関する事例分析

2.1.1. 調査方法

我が国の特殊土¹³⁾である火山灰質土の過去の液状化履歴、液状化特性に関する検討事例について、日本国内で刊行された論文集や報告書を調査した。

キーワードは「火山灰質土」、「液状化」、「液状化特性」を基本とし、1981年以降の文献を中心に検索した。

表-1に検索した対象文献を示す。また、過去の地震における火山灰質土の液状化履歴については、1968年十勝沖地震(Mj7.9)および同年に九州南部で発生したえびの地震(Mj6.1)以降の地震を対象とし、地震被害調査関連の文献について調査を行った。

2.1.2. 調査結果

上記の条件で文献調査を行った結果、57編の文献を抽出した。文献の内訳は、土木学会論文集が15編、土木学会年次学術講演会講演集が3編、「土と基礎」を含む地盤

工学会誌が9編、地盤(土質)工学研究発表会発表講演集が8編、各種地震被害調査報告書が6編、他16編である。

抽出した文献において調査研究の対象とされた火山灰質土は限定される傾向にあり、南九州に分布するしらすと北海道・東北地方の火山灰質土が多い。

1) 既往の地震による火山灰質土の液状化履歴

これまでに発生した多くの地震により火山灰質土の液状化が確認されている。表-2および図-2に火山灰質土の液状化が確認された地震の一覧を示す。液状化が確認されたそのほとんどは、粗粒の火山灰質土で構成された地

表-1 調査対象の文献

発行元	文献名称
土木学会	年次学術講演会講演集
	論文集
	地震工学論文集
地盤工学会	地盤工学ジャーナル
	地盤工学会誌(土と基礎を含む)
	地盤工学会論文報告集
	Soils and Foundations 地盤(土質)工学研究発表会発表講演集
日本建築学会	日本建築学会学術講演便覧集
	日本建築学会構造系論文集
農業土木学会	農業土木学会全国大会講演要旨集
応用地質学会	応用地質
その他	各種地震被害調査報告書、 大学・高専報告書等

表-2 既往の地震による火山灰質土の液状化履歴

No.	地震名称	液状化地点
1	1968年えびの地震	宮崎県えびの町
2	1968年十勝沖地震	札幌市清田区, 青森県三戸町・五戸町
3	1993年釧路沖地震	北海道釧路市
4	1993年北海道南西沖地震	北海道森町
5	1997年鹿児島県北西部地震	鹿児島県入来町
6	2003年十勝沖地震	北海道端野町, 札幌市清田区

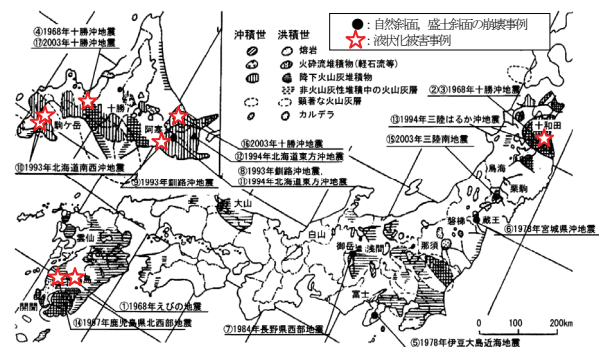
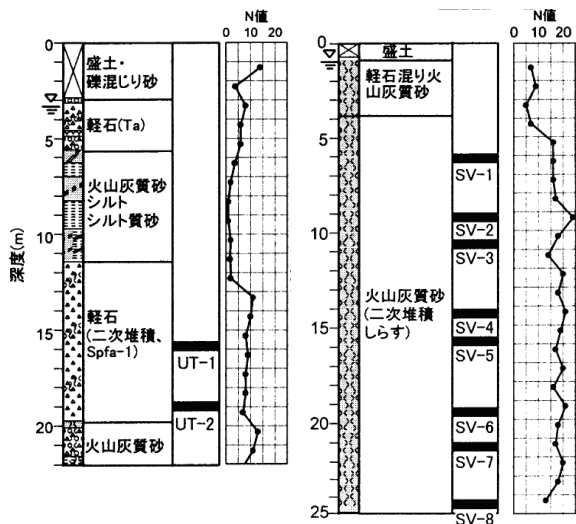


図-2 既往の地震による火山灰質土の液状化履歴
(参考文献14)の図-6.1に加筆)

盤で発生しているとされる¹⁴⁾。これらの被害を契機に、火山灰質土の動的力学特性に関する詳細な研究が精力的に行われている。

2) 火山灰質土の液状化特性に関する事例分析

論文中に北海道および鹿児島における地盤調査結果がいくつか示されており、概ね N 値 20 以下の地盤を対象に調査が行われている。図-3 に一例として、参考文献 6) に示される北海道ウトナイ地点と鹿児島大学地点における N 値分布を示す。



(a)北海道ウトナイ地点 (b)鹿児島大学地点

図-3 火山灰地盤の柱状図 (参考文献 6)の図-1 より抜粋)

図-4 に参考文献 15)に示される火山灰質土と砂質土の N 値と内部摩擦角(ϕ)の関係を示す。 N 値と ϕ の関係については、降下火砕堆積物(図-4(a))では砂質土と大きな違いが見られず、その理由として三軸圧縮試験と標準貫入試験の際に粒子破碎が生じ、両者に及ぼす影響が低減されているためと考えられている。一方、軽石流堆積物(図-4(b))では、 N 値が低くなると砂質土よりも ϕ が高くなるものとされている。さらに、図-5 に示す N 値と見かけの粘着力(C)との関係においても、低い N 値で C が大きく評価されており、粒子破碎によって C の過大評価が生ずるためと考えられている。したがって、火山灰質土の力学特性を評価するうえで、粒子破碎の影響を考慮する必要があるものとする。

既往の研究において、火山灰質土の液状化強度と相対密度の関係について報告されている。図-6 に参考文献 16)に示される火山灰質土と豊浦砂および利根川砂の液状化強度曲線を示す。この図からわかるように、火山灰質土の液状化強度は、同程度の相対密度の砂質土に比べ

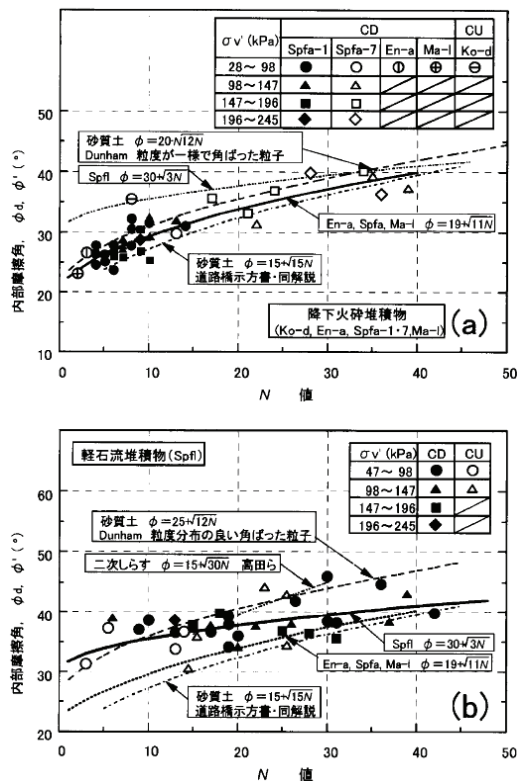


図-4 火山灰質土と砂質土の N 値と ϕ の関係¹⁵⁾

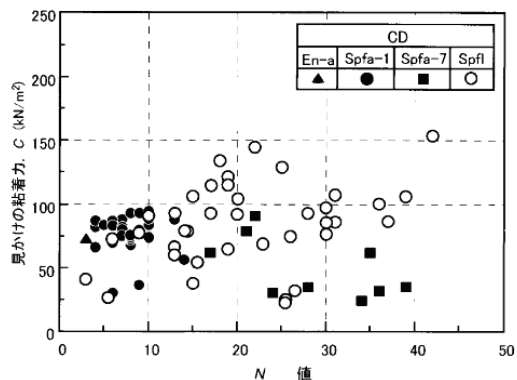


図-5 火山灰質土の N 値と C の関係¹⁵⁾

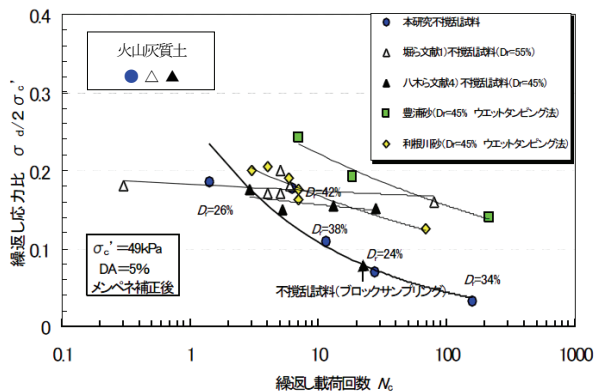


図-6 火山灰質土と砂質土の液状化強度曲線¹⁶⁾

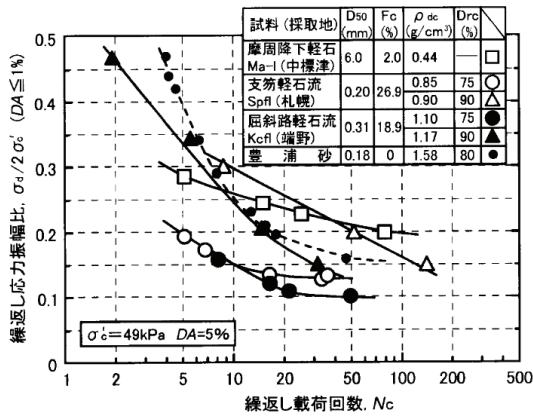


図-7 火山灰質土の相対密度と液状化強度¹⁵⁾

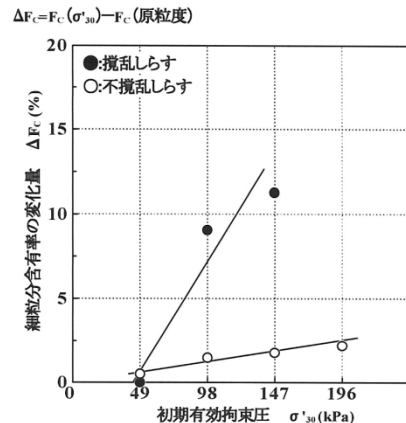


図-10 初期有効拘束圧と細粒分含有率の変化量²¹⁾

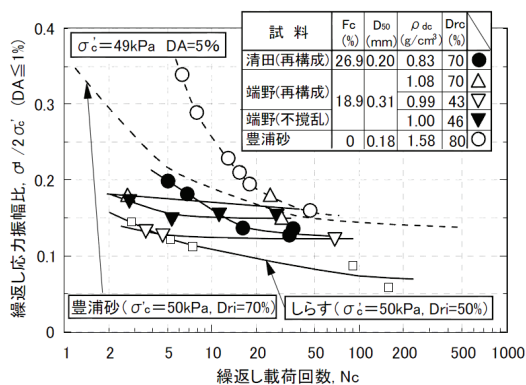


図-8 再構成試料と不攪乱試料の液状化強度¹⁷⁾

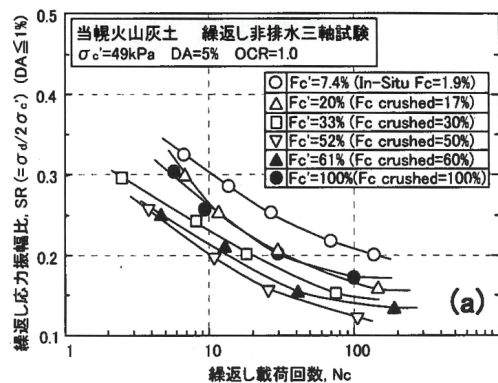


図-11 破碎細粒分を含む火山灰質土の液状化強度²²⁾

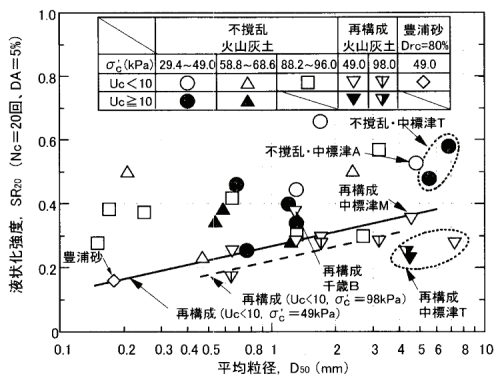


図-9 火山灰質土の液状化強度と D50 の関係¹⁸⁾

低く、相対密度が40%以下の試料では液状化強度は豊浦砂の約半分程度になっている。また、図-7(参考文献15))に示すように、相対密度が高くなるに従い火山灰質土の液状化強度は上昇し、豊浦砂の液状化強度との差異が小さくなる。

再構成試料についても同様の傾向がみられる。図-8に参考文献17)に示される再構成試料と不攪乱試料との液状化強度を示す。一般的な結果と同様に再構成試料の液

状化強度は不攪乱試料よりも低い。

火山灰土の粒径は様々であることから、参考文献18)では平均粒径 D50 と液状化強度(Nc=20回)の関係を示しており、明確な関係が認められるとされている(図-9)。参考文献19)では、火山灰質土の液状化強度は密度や拘束圧の影響よりも粒子形状やメンブレンペネトレーションの影響を示している。いずれの論文でも、火山灰土の液状化強度を評価する場合、粒子破碎の影響について述べており、火山灰質土の液状化強度に及ぼす粒子破碎の影響に関し、さらなるデータ収集・蓄積の必要性を示唆している。

既往の研究では、N値や原位置との比較がなされているが、そのデータは広く公開されているものではない。参考文献20)では、二次しらすの液状化強度をN値から推定する場合、N値を実測値の2倍にして評価すると良い一致が見られるとしている。また、参考文献21)では、液状化試験後に供試体内の細粒分が増加しているとの報告(図-10)や、参考文献22)では破碎細粒分を増加させると正規圧密状態では液状化強度が低下すると報告されている(図-11)。

3) 既往の液状化判定法の火山灰質土への適用に関する事例分析

既往の液状化判定法の火山灰質土への適用性を直接評価した文献は限定されている。既往の液状化判定法では、基本的に N 値と細粒分含有率から液状化強度を推定するため、 N 値と液状化強度の関係について検討された文献より、既往の液状化判定法の適用性について考察した。

参考文献 23)では、普通の砂層は締め固まるに従い液状化強度が高まるが、八戸軽石(軽石質火山灰)は、密に詰めても液状化強度があまり高まらず、また、軽石質火山灰が砂層中にわずかに混入しただけで、砂層の液状化強度は大きく減少することが指摘されている。そのため、同じ N 値でも砂質土よりも液状化強度が低い可能性があり、 N 値から液状化強度を推定すると大きめとなり、危険側の判定結果を与える可能性がある。一方、前述のように参考文献 20)では、二次しらすの液状化強度を N 値から推定する場合、 N 値を2倍にして評価すると良い一致が見られるという、相反した結果もある。また、参考文献 24)では、過去の地震により生じた火山灰質砂質土で埋め戻された緩斜面農地の液状化現象は、既往の F_L 法では評価しきれないことを指摘している。

火山灰質土には粒子破碎の影響もあり、既往の液状化判定法を用いることは難しいと思われ、これまでの調査研究データを総合して検討し、新たな係数、補正値を設ける等の改良が必要と考えられる。

2.2. 火山灰質土の液状化特性に関する原位置および室内土質試験結果からの考察

過去の地震において火山灰質土の液状化が確認された地点で原位置調査、室内土質試験を実施し、その液状化特性の把握を試みた。

2.2.1. 調査・試験の概要

調査・試験は、過去の地震により火山灰質土の液状化が確認された北海道内の森町²⁵⁾(表-2のNo.4)、札幌市清田区美しが丘²⁶⁾(表-2のNo.6)、端野町²⁶⁾(表-2のNo.6)近傍の美幌町の火山灰質地盤を対象に、地盤工学会基準^{27), 28)}に基づいた各種原位置調査およびサンプリング試料の室内土質試験を実施した。森町では、液状化が確認された地点とその近傍の非液状化地点の2地点(図-12)で実施した。美幌町の調査地点では、過去の地震による液状化履歴や痕跡は確認されていないが、現行の液状化判定法³⁰⁾では液状化すると判定される。各地点で実施した調査・試験項目を表-3に示す。

標準貫入試験は深さ1m間隔で行い、落下方法は半自動型とした。標準貫入試験により採取した試料は全て物

理試験に供することとした。また、調査地点における深さ方向のわずかな層相変化の状況を把握するため、電気式静的コーン貫入試験(CPT)を実施した。ただし、森

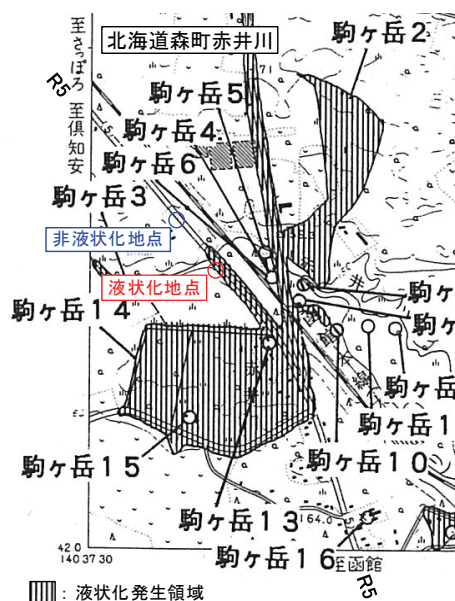


図-12 調査箇所図

(参考文献 29)の図 付 39 の一部を抜粋、加筆)

表-3 調査項目

調査項目	仕様
機械ボーリング	φ86 SPT, PS 検層と併用 φ116 サンプリング用
標準貫入試験 (SPT)	設計に用いる N 値を求めるための標準貫入試験仕様
PS 検層	サスペンション方式 ダウンホール方式 (地下水位以浅)
乱れの少ない試料の採取	トリプルサンプリング※ GP サンプリング ※美しが丘の1試料はシンウォールサンプリング
液状化試験	繰返し非排水三軸試験
物理試験	粒度, 土粒子密度, 含水比, 液性限界, 塑性限界

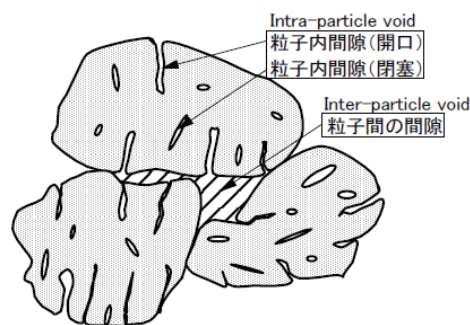


図-13 火山灰質土の粒子内間隙の模式図³¹⁾

町においては当該地盤に粗石が点在しており、CPTの貫入および正確な計測が困難と判断されたため実施しなかった。

液状化試験に用いる乱れの少ない試料の採取は、サンプリング精度が最も良いとされる凍結サンプリングでは、多孔質で粒子内間隙が多い火山灰質土(図-13)においては、間隙水の凍結膨張の影響による粒子破碎や土の骨格構造の変化が懸念されることから、本検討においては、φ86ボーリング孔に近接する別孔においてチューブサンプリングにより実施した。チューブサンプリングは、従来のトリプルサンプリング(美しが丘の1試料はシンウォールサンプリング)と、チューブサンプリングの中でも精度良くサンプリングできるとされるGPサンプリングを採用し、サンプリング精度の比較を行った。採取した試料は、凍結膨張による悪影響を避けるため現地でドライアイス等による凍結はさせていないが、試料の品質が保たれるよう運搬時には十分留意した。

今回の調査・試験では、乱れの少ない試料の品質の評価にPS検層を採用しており、得られたS波速度から原位置の初期せん断剛性 G_0 を算出した。PS検層は、サスペンション方式と地下水位以浅ではダウンホール方式とし、深さ方向に0.5m間隔(測定区間長1m)で測定することにより、乱れの少ない試料の採取区間に最も近い測定区間を対比区間として後に選定できるようにした。

液状化試験に先立ち、各供試体に微小なS波を与え、得られたS波速度から各供試体の初期せん断剛性 G_0 を算出した。液状化試験は、非排水繰返し三軸試験とし、載荷速度は0.1Hzとしている。各供試体の液状化強度比 R_L は、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ 、繰返し回数 $N_c=20$ 回に対応する繰返し応力振幅比 $\alpha_0/2\sigma_0$ としている。液状化試験後の供試体については、全供試体を物理試験に供した。

2.2.2. 地盤構造特性からの液状化特性の評価

ここでは、森町における調査・試験結果に基づき考察を行う。森町における調査地点の地質断面図を図-14に示す。当該箇所は、北海道駒ヶ岳の山麓北西に位置し、工学的基盤と思われる尾白内層(Ot)の上位に第四紀の駒ヶ岳火山噴出物(As, Ag)が厚く堆積しており、この層は、更新世後期から現在まで活動を続けている駒ヶ岳の噴出物で、溶岩、火山礫、軽石および火山灰からなり、礫をわずかに伴う岩屑なだれ堆積物の二次堆積物とされている。1993年の北海道南西沖地震では、この地域に広く堆積するAs層が液状化し、家屋や道路に被害をもたらしたとされている³²⁾。その上位に沖積堆積物とされる駒ヶ岳の降下軽石(Av)や砂質礫(Bk)が分布している。

液状化の発生の有無と地盤強度との関係を検討するた

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土	Bk	0.65~1.80	-	粘性土質砂質礫
	駒ヶ岳火山噴出物 (降下軽石: Ko-d)	火山灰	Av	1.10	0	軽石まじり火山灰
	駒ヶ岳火山噴出物 (岩屑なだれ堆積物の二次堆積物)	砂質土	As	6.25~13.25	1~14	粘性土質礫質砂 粘性土まじり礫質砂
	駒ヶ岳火山噴出物 (岩屑なだれ堆積物の二次堆積物)	礫質土	Ag	6.25	2~20	粘性土質砂質礫 粘性土まじり砂質礫
新第三紀	尾白内層	岩盤	Ot	3.29~3.80	>50	凝灰角礫岩

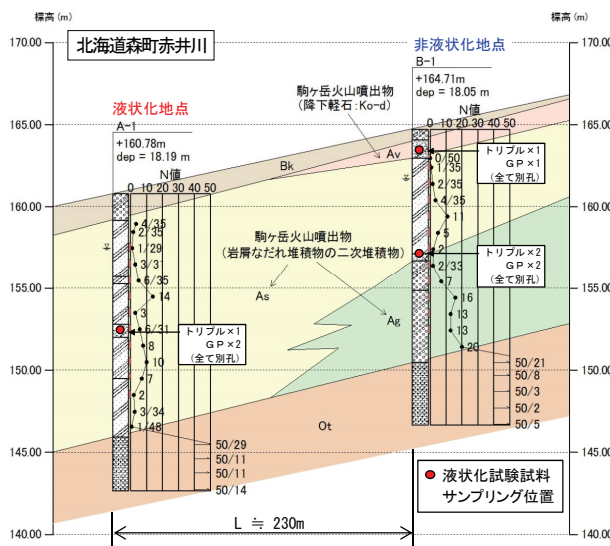


図-14 森町における調査地点の地質断面図

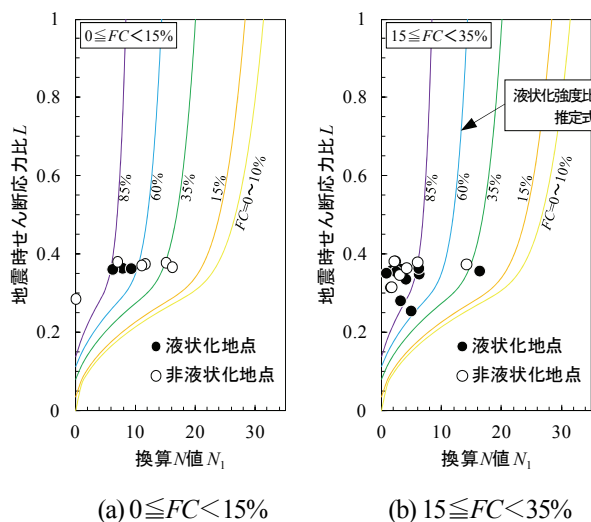


図-15 森町における換算N値 N_1 と地震時せん断応力比 L の液状化発生別, FC 別の関係

め、地下水位で深に堆積するAs層、Ag層を対象に、深度1m間隔で実施した標準貫入試験によるN値と各種物理試験結果から、道路橋示方書における現行の液状化判定法³⁰⁾で用いられる換算N値 N_1 と地震時せん断応力比 L との関係として、液状化箇所と非液状化箇所を併せて

図-15 に示す。地震時せん断応力比 L を求める際の地盤面の設計水平深度 k_{hel} は、1993 年北海道南西沖地震で当該箇所近傍の橋梁地盤面に設置された強震計で観測³³⁾された水平 2 方向の加速度記録のうちの最大加速度 (241cm/s^2) を重力加速度 (980cm/s^2) で除し、深さ方向の低減を行い求めた。また、図には、同様の液状化判定法で用いられる液状化強度比推定式を細粒分含有率 FC 別に設定される曲線で示した。なお、地震動特性による補正係数 C_w は 1.0 としている。この曲線よりも上側の範囲は「液状化する」と判定され、この曲線よりも下側の範囲は「液状化しない」と判定されることになる。

図-15 は、深度 1m 毎に把握した FC からその範囲別に分けて示したものであるが、それぞれ対応する曲線よりも上側の範囲にプロットされ、現行の液状化判定法からは、非液状化地点も全て液状化すると判定される。また、これらのデータ数からでは FC の範囲別による明瞭な傾向の違いは確認されない。しかし、非液状化地点では、液状化発生の痕跡は確認されておらず、「液状化対策技術検討会議」検討成果¹⁾ではこの様な箇所の特徴として、液状化判定上は同じ液状化するとの結果であるが、非液状化箇所は、液状化発生箇所と比べ相対的に現行の液状化判定法による「 F_L 値が大きい」「 $F_L \leq 1$ となる層厚が薄い」という傾向があり、周辺地域と比較すると相対的に液状化しにくい地盤であったことが要因の 1 つと指摘している。

当該箇所の非液状化地点において、 A_s 層の下位に堆積する A_g 層が液状化を生じない土質であった場合、液状化する層厚 (A_s 層) が液状化地点と比較すると薄く、相対的に液状化しにくい地盤であったことが考えられる。これらのことから、当該箇所における液状化の発生の有無は、現行の液状化判定法からでは適切に表現されず、地盤特性、地質構造、地震動応答特性を適切に評価する必要があることが示唆された。

2.2.3. 液状化強度比 R_L の評価

過去の地震による火山灰質土の液状化地点とその近傍の非液状化地点の液状化強度特性を把握する目的で、各地点で採取した試料の液状化試験(非排水繰返し三軸試験)を実施した。液状化試験に供した森町の試料のサンプル位置を図-14 に併せて示した。また、美しが丘、美幌町の試料のサンプル位置を図-16、図-17 の当該箇所の地質断面図に併せて示す。

美しが丘の調査地点は、沢地形の谷部や旧河道を火山灰質土で埋立てた造成地であり、2003 年十勝沖地震では $Bk3$ 層が液状化したとされており、家屋や道路に甚大な被害をもたらした²⁶⁾。

時代	地質	土層	記号 (施工年)	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土-1	Bk1 (S57~)	-	-	火山灰
		盛土-2	Bk2 (S52~S57)	-	-	火山灰
		盛土-3	Bk3 (S44~S48)	2.80	2~3	火山灰
		盛土-4	Bk4 (S40~S44)	-	-	火山灰
		盛土-5	Bk5 (S40~S44)	3.10	1~2	有機質シルト
支笏火山噴出物	火山灰-1	Sh1	3.10	1~12	火山灰 シルト質火山灰	
	火山灰-2	Sh2	6.41	20~>50	火山灰、軽石 軽石混じり火山灰	

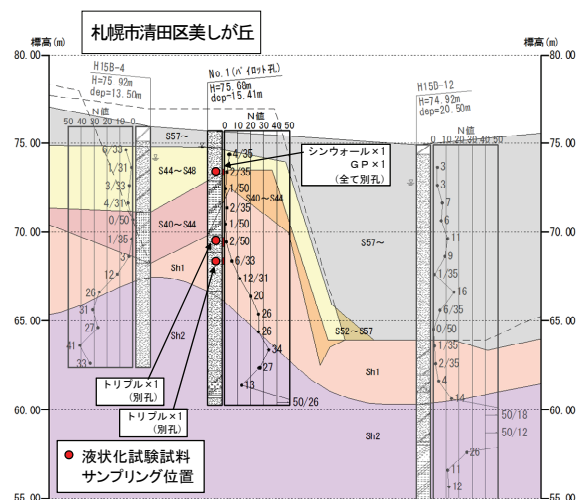


図-16 美しが丘における調査地点の地質断面図

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	屈斜路火山碎屑流堆積物	盛土	Bk	3.35	0~10	火山灰 有機質土
		火山灰-1	Kc1	6.75	7~13	火山灰 火山灰質砂
		火山灰-2	Kc2	5.35	10~31	砂混じり火山灰

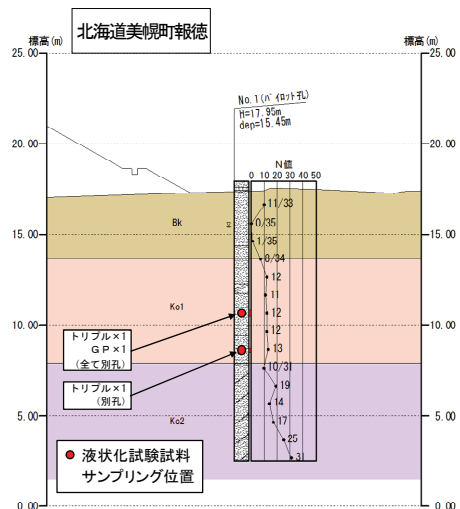


図-17 美幌町における調査地点の地質断面図

美幌町の調査地点は、新期屈斜路火山灰の二次堆積物である屈斜路火山砕屑流堆積物 (Kc1, Kc2)が卓越する層構成となっており、2003年十勝沖地震ならびに過去の地震において液状化の発生やその痕跡は確認されていないが、現行の液状化判定法³⁰⁾では全層に亘って液状化すると判定される。

本調査で収集したデータから液状化強度と N 値、粒度の相関関係を検討するにあたり、良い相関を得るためには採取試料の品質として、原位置と室内で粒度が一致し、かつ、原位置での密度や微視構造が室内試験においても保存されていることが必要である。

ここでは、原位置と室内でのばらつきと採取試料の品質を、粒度を代表するものとして細粒分含有率 FC 、密度を代表するものとして乾燥密度 ρ_d 、微視構造を代表するものとして初期せん断剛性 G_0 を指標として評価した。 FC を粒度の指標としたのは、我が国の火山灰質土の多くが粒子破碎性の特徴を有するためである。また、サンプリング方法の違いによる影響も比較した。原位置の乾燥密度 ρ_{dF} は、標準貫入試験試料の土粒子密度 ρ_s 、自然含水比 w_n および飽和度 S_r (100%と仮定) から次式³⁴⁾に

より算出したものである(水の密度 ρ_w は 1.0 とした)。

$$\rho_{dF} = \frac{\rho_w}{\rho_s / \rho_s + w_n / S_r} \quad (1)$$

室内の乾燥密度 ρ_{dL} は液状化試験供試体の圧密後の値である。原位置の初期せん断剛性 G_{0F} は PS 検層より、室内の初期せん断剛性 G_{0L} は液状化試験に先立って行った S 波速度の計測値より算出した。図-18に、原位置と液状化試験供試体の FC 、 ρ_d および G_0 の関係をサンプリング方法別に示す。なお、添字の F は原位置、 L は室内を示している。

図-18より、液状化試験供試体の各指標は、いずれのサンプリング方法においても原位置に対しばらつきを有していることがわかる。一般に、液状化試験に供した1試料4供試体の全てについて粒度試験を行うことは少ないが、地盤工学会基準では土の繰返し非排水三軸試験の結果として圧密後の ρ_d を報告することとされており³⁵⁾、 ρ_d の相対的な違いを指標に試料の品質を評価(異常値の除外)することはよく行われる。そこで、同図では、 $|\rho_{dF} - \rho_{dL}| \leq 0.2 \text{g/cm}^3$ の供試体とそれ以外の供試体で分けての評価を試みた。 ρ_d が $|\rho_{dF} - \rho_{dL}| \leq 0.2 \text{g/cm}^3$ の範囲

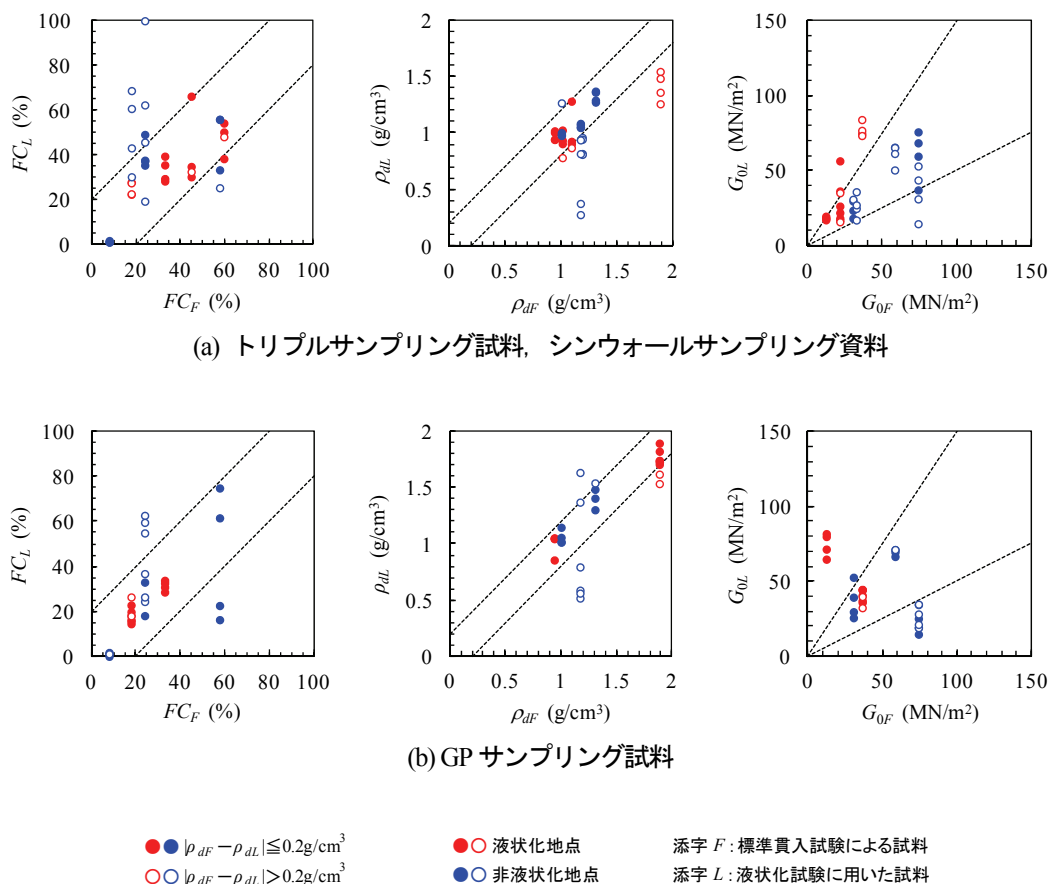


図-18 原位置に対する液状化供試体のばらつきと品質の比較

内にある試料は、他の指標のばらつきもある程度の範囲内に概ね収束している。ただし、全てのデータが必ずしも合致してはならず、 ρ_d は指標の一つとなり得るものの、これだけでは粒度や微視構造の違いを十分に把握できな

いものとする。なお、同図では、液状化、非液状化の地点別に分けて示したが、各指標との明確な相関は窺われない。

採取試料の品質の評価から、各液状化試験供試体に原

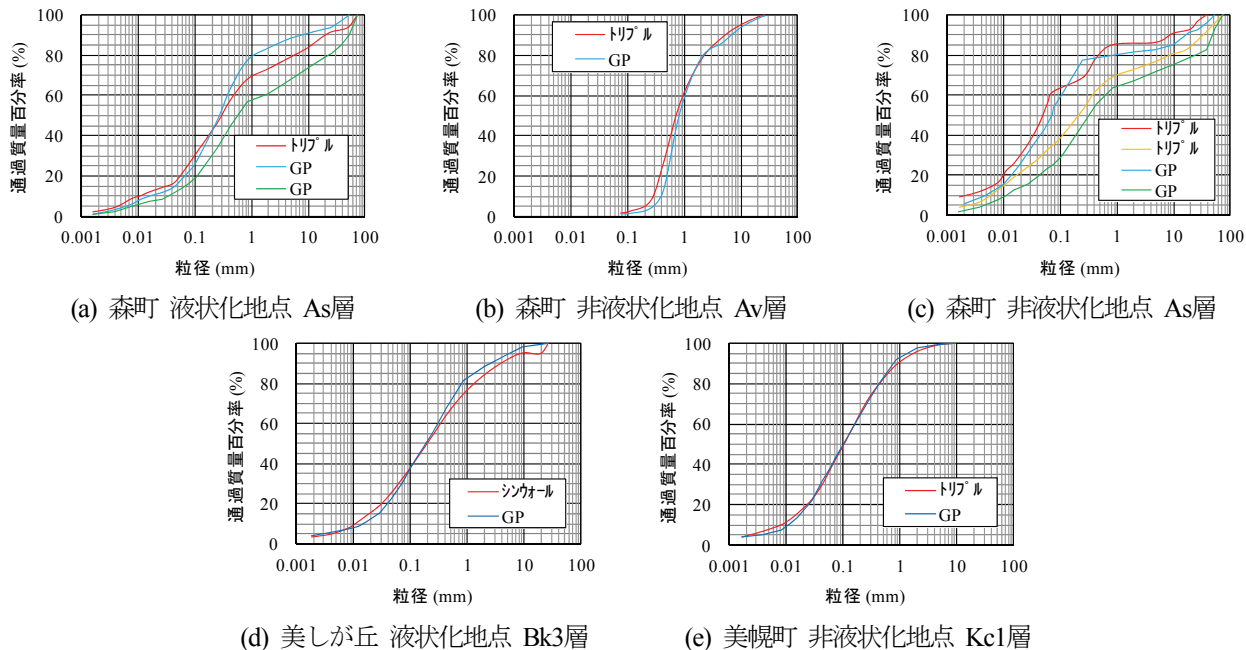


図-19 液状化試験1試料4供試体平均の粒径加積曲線

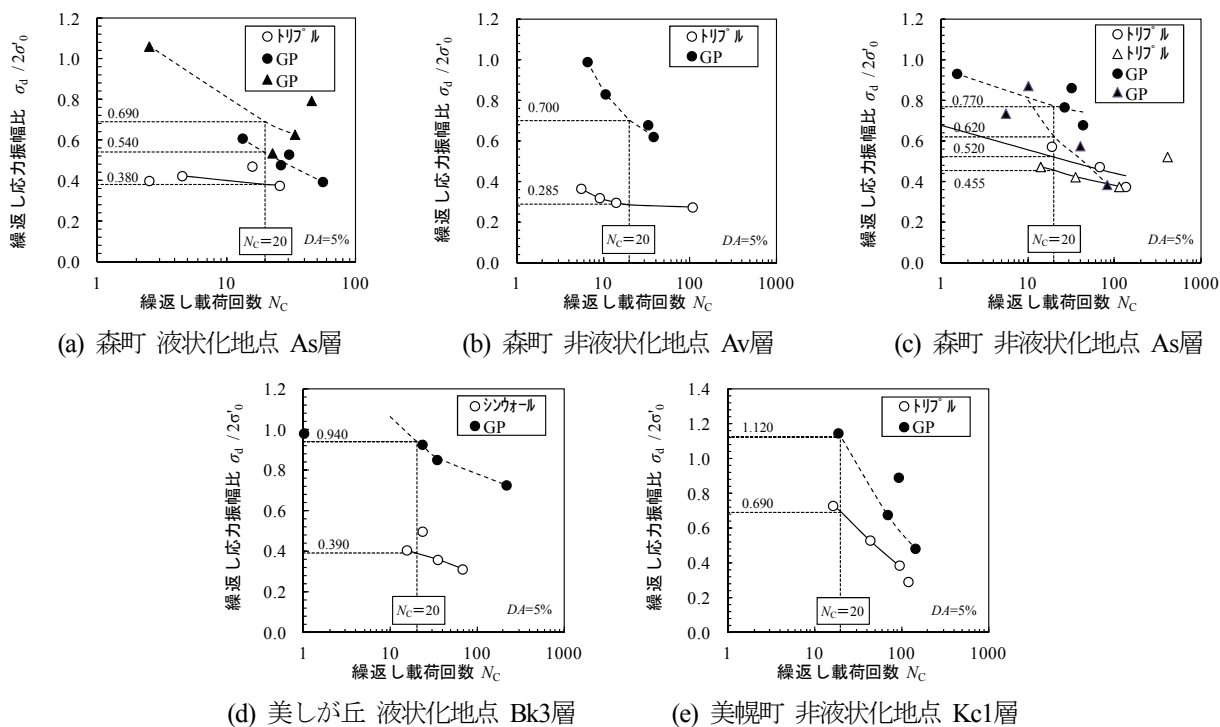


図-20 採取試料の液状化強度曲線

位置とのばらつきが確認されたものの、ここでは、1 試料 4 供試体の平均が各地点各深度の物性を代表するものとして扱った。図-19 に、液状化試験に供した 1 試料 4 供試体平均の粒径加積曲線を、図-20 に、各採取試料の液状化強度曲線を、トリプルサンプリング、シンウォールサンプリング、GP サンプリングを実施した同一深度(同一土層)毎に整理して示す。

図-19 より、サンプリング方法の違いにより粒度分布に大きな傾向の違いは確認されないが、図-20 より、GP サンプリング試料はその他のサンプリング試料よりも液

状化強度比が大きいことが分かる。

図-21 に、採取試料の全てを FC10%刻みで区分した液状化強度比 R_L を、道路橋示方書における現行の R_L 推定式³⁰⁾で用いられる SPT の N 値を有効上載圧 $\sigma'_v=100\text{kN/m}^2$ 相当に換算した換算 N 値 N_1 との関係としてサンプリング方法別に示した。同図には現行の R_L 推定式を FC 別に曲線で示した。なお、細粒分量 (FC) だけではなく、地盤を構成する土の質も地盤の液状化強度に影響を与える可能性が考えられるため、塑性指数 IP による区分も試みたが、全て NP であった。

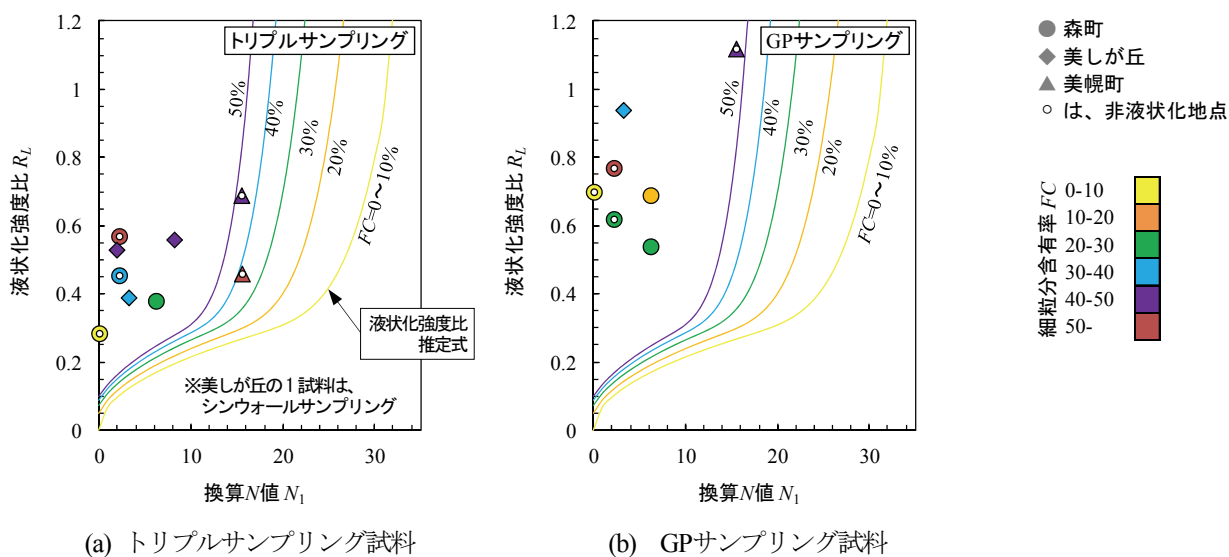


図-21 換算 N 値 N_1 と液状化強度比 R_L の FC 別、サンプリング方法別の関係

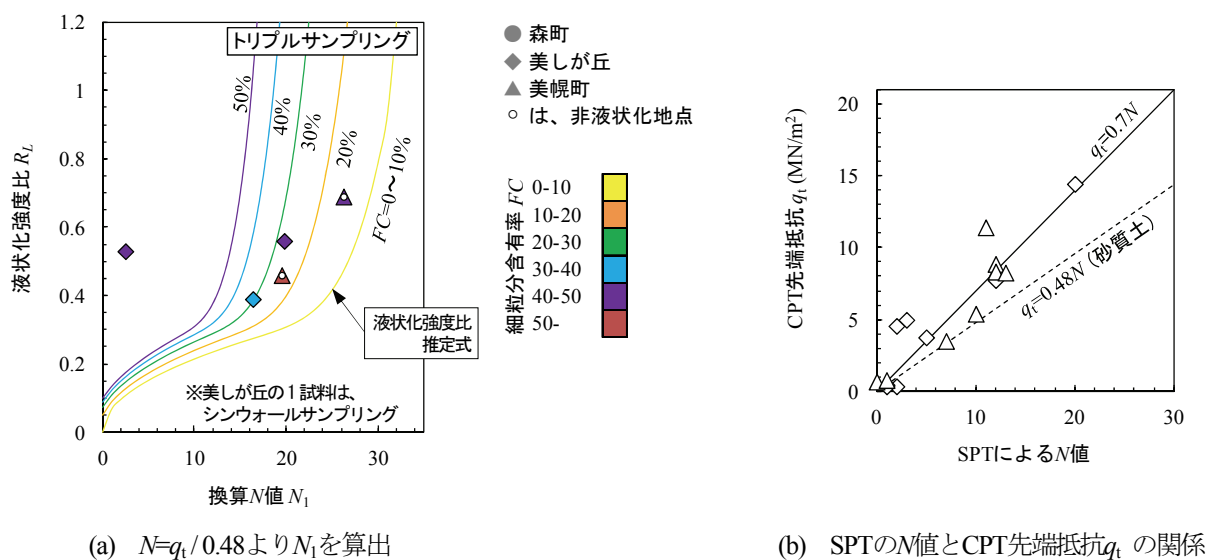


図-22 CPT 先端抵抗 q_t より求めた換算 N 値 N_1 と液状化強度比 R_L および静的・動的貫入抵抗の関係

図-21より、トリプルサンプリング試料では、 FC に応じて R_L が増加する傾向が確認されるが、美幌町のデータを除くと、それぞれ対応する FC の曲線よりも上側の範囲にプロットされ、現行の R_L 推定式よりも大きな値を示している。また、現行の R_L 推定式は、 N_1 が小さくなり 0 付近に近づくとも R_L が急激に減少する特性を有するが、 N_1 が小さいまたは 0 においても大きな R_L を有していることが分かる。森町のトリプルサンプリング試料では、図-15に示した地震時せん断応力比 L との比 ($F_L = R/L$ 、ここでは $R = R_L$) で評価すると、液状化発生の有無 ($F_L \leq 1.0$ の場合、「液状化する」と判定³⁰⁾) を概ね表現している。GPサンプリング試料は、トリプルサンプリング試料よりも R_L の値が大きく、また、 FC との明瞭な関係も見受けられない。

これらのことから、北海道森町における火山灰質土の R_L は大きく、トリプルサンプリング試料による R_L から液状化発生の有無を概ね表現できるが、現行の R_L 推定式は R_L を過小評価しており、現行の R_L 推定式への新たな係数や補正值、または、火山灰質土特有の R_L 推定法が必要と考えられる。

そこで、図-21(a)から、調査地点でCPTを実施した美しが丘と美幌町のデータを抽出し、CPT先端抵抗 q_t から算出した換算 N 値 N_1 で同様の整理を試みた(図-22(a))。また、同地点のSPTの N 値と q_t との関係を図-22(b)に示す。破碎性を有する北海道の火山灰質地盤の静的・動的貫入抵抗比 q_t/N は 0.7 の関係にあり砂地盤の平均的な $q_t/N = 0.48$ よりも大きいことが明らかにされている³⁶⁾。図-22(b)より、今回の調査地点においても同様の関係を示しており、SPTの動的貫入による粒子破碎により同程度の q_t を有する砂地盤よりも N 値が過小評価されている可能性が考えられる。そのため、静的貫入抵抗 q_t が火山灰質地盤本来の発揮し得る強度、すなわち、砂地盤と同等の静的・動的貫入抵抗比を有するものと解釈し、 $N = q_t/0.48$ から N 値を求め換算 N 値 N_1 を算出した。その結果、図-22(a)より、現行の砂質土における R_L 推定式とは一致しないものの、換算 N 値 N_1 が大きく評価され、 N 値と R_L の相関を適正に表す傾向を示し、破碎性を有する火山灰質土の R_L は静的貫入抵抗で評価できる可能性が示唆された。

3. 地震観測記録に基づく火山灰質地盤の地震時挙動の評価

液状化判定法の精度向上のためには、対象とする土の液状化強度特性のみならず、観測事実に基づく地震動応答特性等の実挙動の分析事例を蓄積していくことも重要

である。本報では、北海道苫小牧市の火山灰質土が卓越する地盤で行われている液状化アレー観測記録³⁷⁾を用い、地震観測記録から火山灰質地盤の地震時挙動を評価する。

3.1. 火山灰質土が卓越する地盤における液状化アレー観測の概要

北海道苫小牧市の火山灰質土が卓越する地盤で行われている液状化アレー観測(以後、苫小牧液状化アレー観測)、軟弱地盤上に建設された道路盛土の耐震性能および液状化対策技術の検証を目的に、北海道苫小牧市ウトナイ湖南部の軟弱地盤で1991年から実施されている。液状化アレー観測では、地震時の地盤の挙動と液状化の発生状況を同時に把握するため、加速度と間隙水圧の計測が行われている。

図-23に苫小牧液状化アレー観測地点の位置を示す。地盤を対象に2地点(SiteA、SiteB)、道路盛土を対象に1地点(SiteC)の計3地点で観測が行われており、本検討では、火山灰質土が卓越したSiteAを検討対象とする。図-24に、SiteAの地盤柱状図と計測機器の設置深度を、表-4に、SiteAの地盤物性を示す。工学的基盤は N 値が50に達するGL-33m以深の礫混り砂層と考えられ、柱状図からわかるように、工学的基盤よりも浅い表層地盤は、地表付近の埋土層を除くとほぼ火山灰質土で構成されている。加速度計は地表(GL-2m)、中間(GL-16m)、基盤(GL-35m)の3深度に設置されており、中間のみ水平二方向で、それ以外は鉛直方向を加えた三方向を計測している。地震計の設置方位はGL-2mがN340E、GL-16mがN349E、GL-35mがN006Eであり、GL-2mの地震計に対してGL-16mが時計回りに9度、GL-35mが時計回りに26度の誤差を有している。

観測開始以降36地震による地震動が観測されている。本報では、その中から振幅や震源特性、過剰間隙水圧の上昇特性を考慮して10地震を選定し、加速度記録は水平二方向(NS、EW)を検討の対象とする。選定した10地震の諸元および観測された加速度と過剰間隙水圧の最大値を表-5に、震源分布を図-23に示す。加速度は、佐藤らの方法³⁸⁾を参考に地震計の設置誤差を真北に合わせて補正している。過剰間隙水圧は、間隙水圧計の埋設深度の有効上載圧で除した最大過剰間隙水圧比も合わせて示す。有効上載圧は地下水位をGL-2mと仮定し、GL-8m=58.8kN/m²、GL-13m=83.3kN/m²とした。図-25に比較的地震動レベルの大きい地震番号2、4、7の加速度および過剰間隙水圧の時刻歴波形を示す。地震動により地盤内に過剰間隙水圧が発生しており、地震番号4において最大0.4程度の過剰間隙水圧比が得られている。

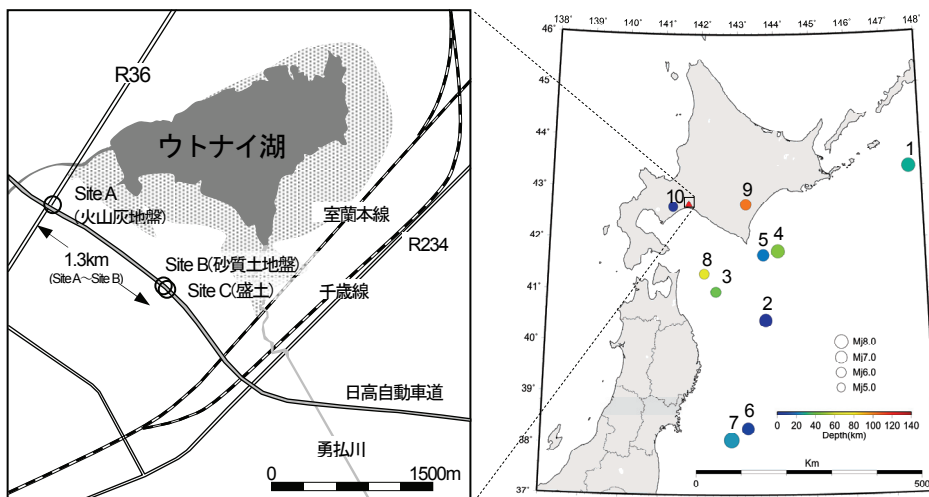


図-23 苫小牧液状化アレ観測地点の位置と検討の対象とした地震の震源分布

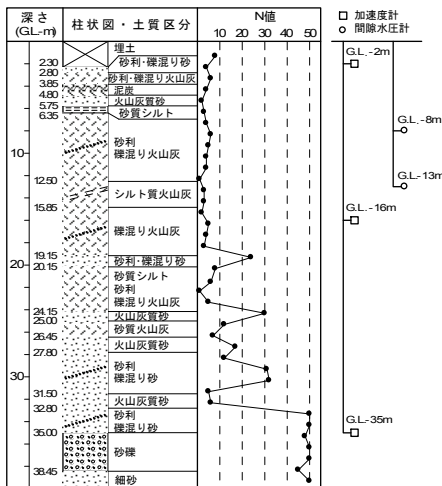


表-4 地震観測地点の地盤物性

層 No.	土質名称	深度(G.L.-m)		層厚 (m)	Vs (m/s)	密度 (t/m ³)	G (kN/m ²)
		上端	下端				
1	埋土	0.0	2.0	2.0	160	1.90	48640
2	軽石混り火山灰	2.0	3.0	1.0	70	1.40	6860
3	軽石混り火山灰	3.0	4.0	1.0	70	1.40	6860
4	泥炭	4.0	5.0	1.0	110	1.10	13310
5	砂質シルト	5.0	7.0	2.0	110	1.40	16940
6	礫混り火山灰	7.0	16.0	9.0	170	1.50	43350
7	礫混り火山灰	16.0	19.0	3.0	170	1.50	43350
8	礫混り火山灰	19.0	23.0	4.0	170	1.50	43350
9	軽石混り火山灰	23.0	28.0	5.0	250	1.20	75000
10	礫混り砂	28.0	33.0	5.0	300	1.90	171000
11	砂礫	33.0	35.0	2.0	350	2.00	245000

図-24 地盤柱状図と計測器の設置深度

表-5 苫小牧液状化アレ観測地点の位置と検討の対象とした地震の震源分布

No.	発生日時	地震名称	Mj	震央の緯度・経度	深さ (km)	加速度(cm/s ²) (上段: NS, 下段: EW)			過剰間隙水圧(kN/m ²) (下段: 水圧比)	
						G.L.-2m	G.L.-16m	G.L.-35m	G.L.-8m	G.L.-13m
1	1994.10.4 22:22:57	北海道東方沖地震	8.2	43° 22.3' 147° 40.7'	28	44.29 51.02	29.67 23.12	19.99 20.81	6.511 0.111	0.994 0.012
2	1994.12.28 21:19:21	三陸はるか沖地震	7.6	40° 25.6' 143° 44.9'	0	61.43 61.09	32.81 30.91	27.94 22.14	5.813 0.099	1.718 0.021
3	2001.08.14 5:11:25	青森県東方沖の地震	6.4	40° 59.5' 142° 26.4'	38	11.24 14.37	6.89 7.56	4.39 4.53	1.002 0.017	0.131 0.002
4	2003.09.26 4:50:07	十勝沖地震	8	41° 46.7' 144° 04.7'	42	99.95 93.38	80.91 72.40	65.34 62.37	24.078 0.409	12.620 0.152
5	2003.09.26 6:08:02	十勝沖地震の余震	7.1	41° 42.4' 143° 41.7'	21	55.47 43.69	30.44 29.08	23.29 20.17	6.130 0.104	2.441 0.029
6	2011.03.09 11:45:13	三陸沖の地震	7.3	38° 19.7' 143° 16.7'	8	5.32 6.58	4.31 5.87	3.33 4.64	1.215 0.021	0.770 0.009
7	2011.03.11 14:46:18	東北地方太平洋沖地震	9	38° 06.2' 142° 51.6'	24	20.18 22.65	14.73 17.10	14.30 16.29	6.173 0.105	4.284 0.051
8	2012.05.24 0:02:27	青森県東方沖の地震	6.1	41° 20.6' 142° 07.4'	60	10.28 10.13	6.42 6.32	3.78 4.04	0.842 0.014	0.480 0.006
9	2013/2/2 23:17:36	十勝地方南部の地震	6.5	42° 42.1' 143° 13.6'	102	28.39 29.11	17.56 16.50	18.48 11.79	2.646 0.045	1.696 0.020
10	2014.07.08 18:05:24	胆振地方中東部の地震	5.6	42° 39.2' 141° 16.8'	3	16.79 20.45	11.68 13.34	8.52 10.68	2.612 0.044	1.829 0.022

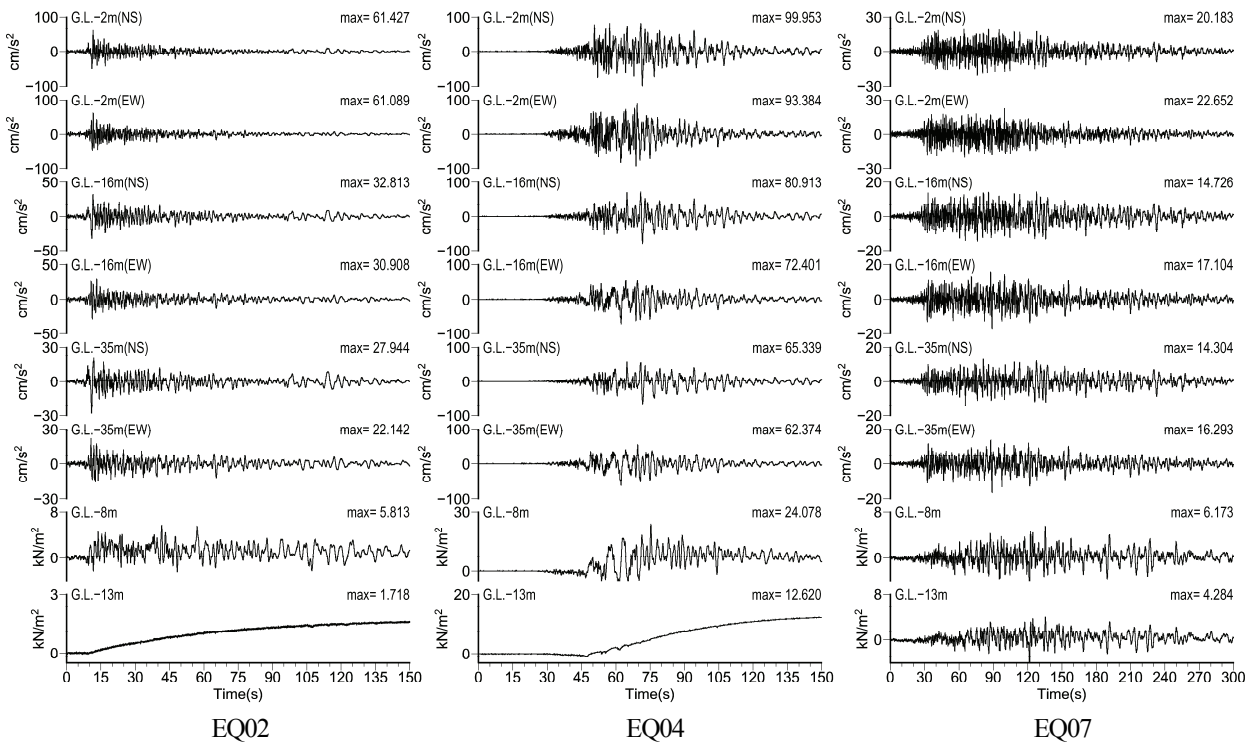


図-25 火山灰質地盤で観測された加速度および過剰間隙水圧の時刻歴波形

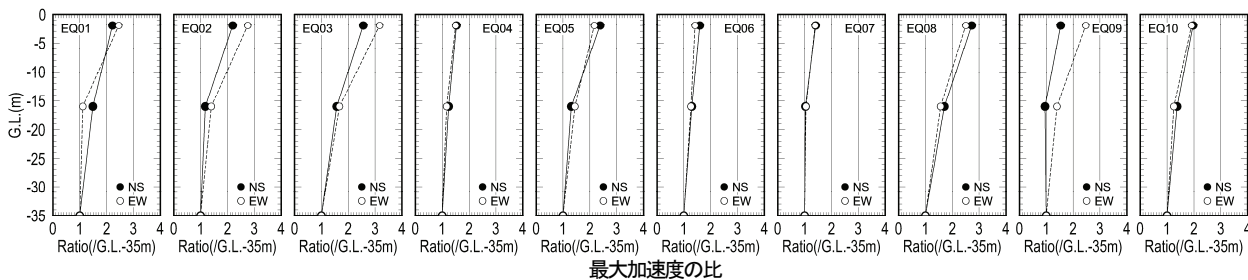


図-26 G.L.-35mの最大加速度を基準としたG.L.-2m, G.L.-16mの最大加速度増幅比の深度分布

3.2. 地震動の増幅特性

G.L.-35mでの地震動レベルを当該地点への入力地震動レベルと考え、入力地震動レベルと地盤の増幅特性との関係を検討する。

図-26に、地震別のG.L.-35mの最大加速度を基準としたG.L.-2m, G.L.-16mの最大加速度の増幅比の深度分布を示す。地震動の振幅は、インピーダンス (ρVs) が小さいほど大きくなる³⁹⁾ため、G.L.-16m~G.L.-35mよりもG.L.-2m~G.L.-16mの地盤の方が最大加速度増幅比が大きくなっていることが分かる。

図-27に、G.L.-35mの最大加速度に対するG.L.-2mの最大加速度の増幅比の関係を示す。入力地震動レベルが小さい場合、最大加速度増幅比に明瞭な相関は見られないが、G.L.-35mの最大加速度が 20cm/s^2 を超える辺りから最大加速度増幅比は低下し、 60cm/s^2 を超えると1.5程度となっていることが分かる。これは地震動レベルの増

加により地盤のせん断ひずみが増大し、それに伴うせん断剛性の低下が生じたためと考えられる。

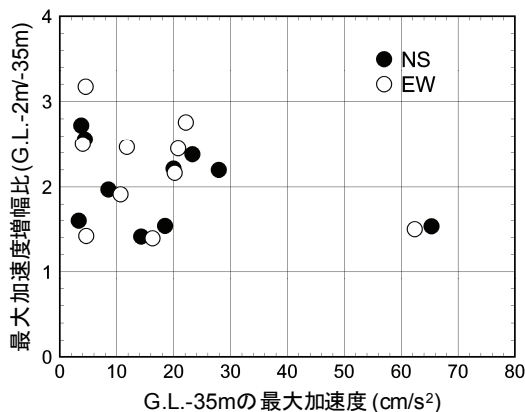


図-27 G.L.-35mの最大加速度と最大加速度増幅比 (G.L.-2m/G.L.-35m) の関係

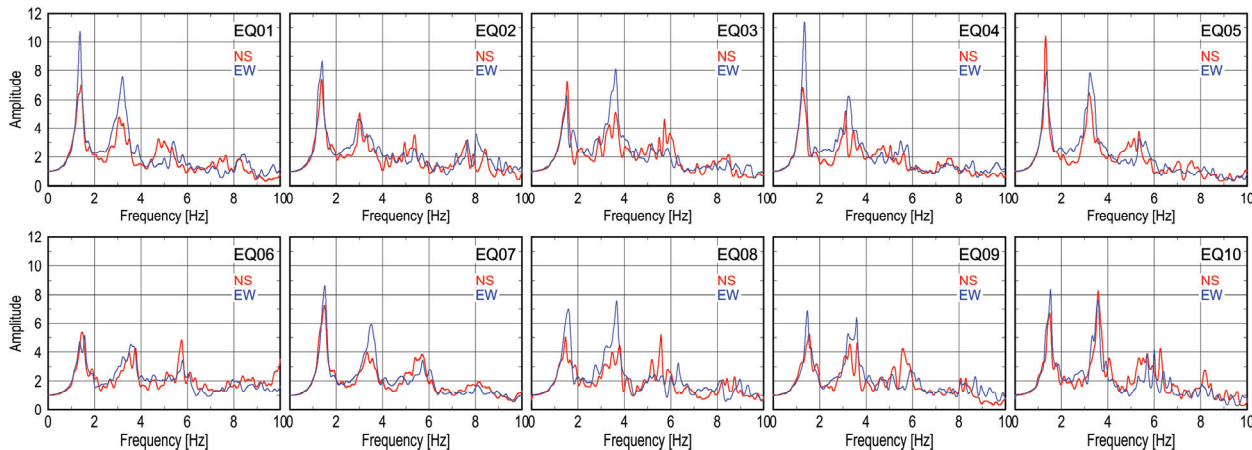


図-28 GL-35m に対する GL-2m の伝達関数 (バンド幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウで平滑化)

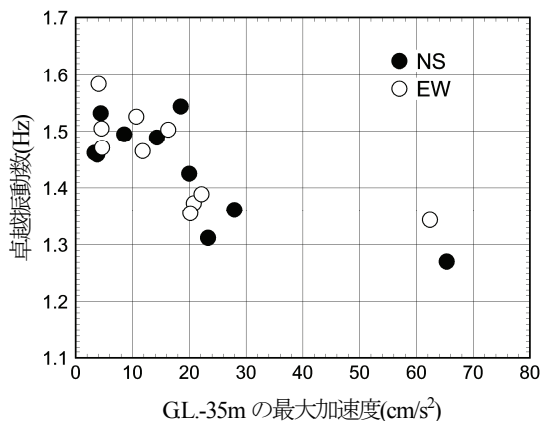


図-29 GL-35m の最大加速度と 1 次の卓越振動数の関係

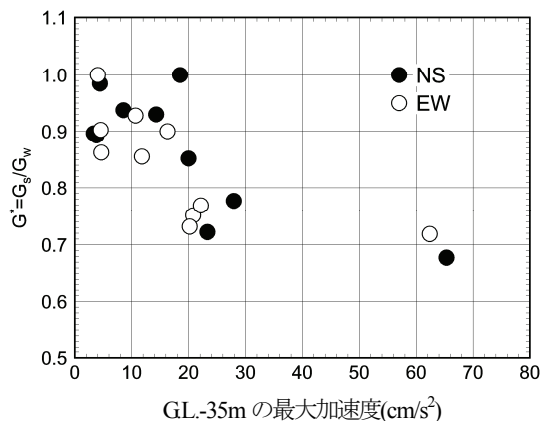


図-30 GL-35m の最大加速度とせん断剛性の低下率の関係

3.3. 地盤の非線形特性

図-28 に地震別の GL-35m に対する GL-2m の伝達関数を示す。本報で示す伝達関数とは加速度フーリエスペクトル (振幅) の比であり、バンド幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウで平滑化をしている。0~10Hz の振動数領域において概ね3つのピークが確認される。

図-29 に GL-35m の最大加速度に対する 1 次の卓越振動数の関係を示す。GL-35m の最大加速度が 20cm/s² を超える辺りから 1 次の卓越振動数が低下する様子が見られる。

地盤の地震時挙動が 1 次振動モードに支配されると考えると、1/4 波長測により卓越周期と卓越振動数は式(2)で表現される⁴⁰⁾。

$$T = \frac{1}{f} = \frac{4H}{V_s} \tag{2}$$

ここで、 T は卓越周期(s)、 f は卓越振動数(Hz)、 H は層厚(m)、 V_s はせん断波速度(m/s)である。強震時と弱震時の卓越振動数をそれぞれ f_s 、 f_w とし、さらに $G = \rho V_s^2$ の関係⁴¹⁾から V_s をせん断剛性 G に置換すると、強震時と弱震時の卓越振動数は、強震時と弱震時のせん断剛性 G_s 、 G_w を用いて(3)式のように表現できる。

$$f_s = \frac{1}{4H} \sqrt{\frac{G_s}{\rho}} \tag{3a}$$

$$f_w = \frac{1}{4H} \sqrt{\frac{G_w}{\rho}} \tag{3b}$$

両式を G に関して書き直すと(4)式のように表現される。

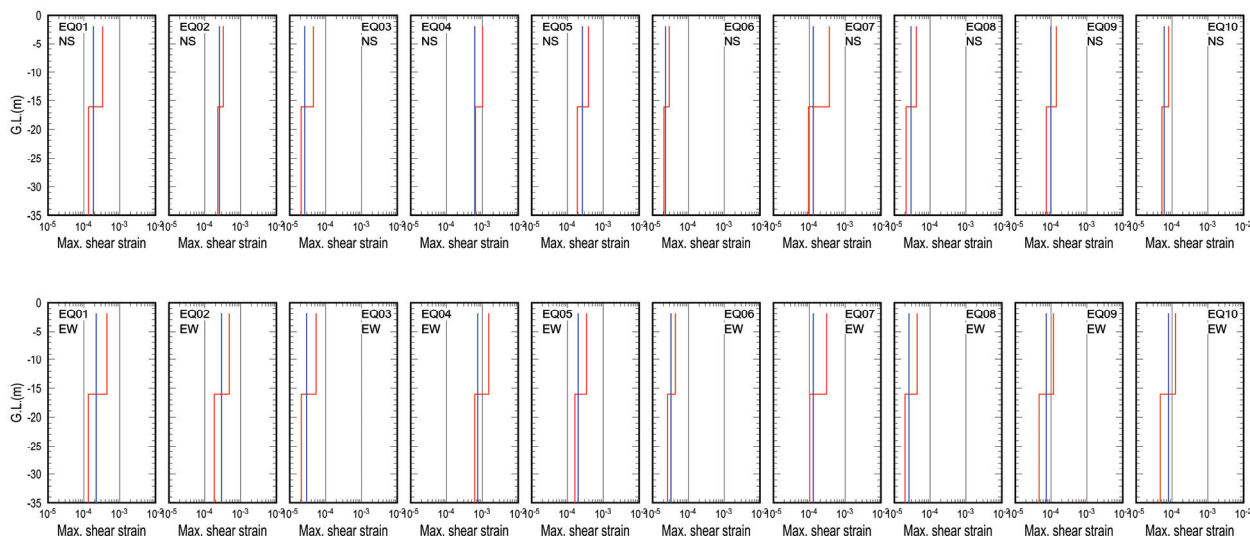


図-31 加速度観測記録から算出した地盤の最大せん断ひずみの深度分布

$$G_s = f_s^2 (4H)^2 \rho \quad (4a)$$

$$G_w = f_w^2 (4H)^2 \rho \quad (4b)$$

そのため、地震時のせん断剛性の低下率 G^* は、強震時と弱震時の卓越振動数を用いて(5)式のように表すことができる。

$$G^* = \frac{G_s}{G_w} = \left(\frac{f_s}{f_w} \right)^2 \quad (5)$$

図-30に、地震番号6の地震を弱震とし、その他の9地震を強震として(5)式により算出した、GL-35mの最大加速度に対するせん断剛性の低下率を示す。GL-35mの最大加速度が 20cm/s^2 を超える辺りからせん断剛性が低下することが分かり、せん断剛性の最大低下率は0.68程度と推定される。

図-31に、観測記録から地震別に算出したGL-2m~GL-16m (図中の赤線)、GL-16m~GL-35m (図中の赤線)、GL-2m~GL-35m (図中青線)の最大せん断ひずみの深度分布を示す。せん断ひずみは、各深度の加速度時刻歴を二階積分して得られた変位時刻歴からせん断ひずみ算出区間の相対変位を求め、これを区間長で除することにより算出した。GL-16m~GL-35m区間よりもGL-2m~GL-16m区間の方がせん断ひずみが大きくなっていることが分かり、図-4の結果と調和する。最も地

震動レベルが大きい地震番号4 (EQ04) では、最大で 1×10^{-3} レベルのせん断ひずみが生じていることが分かる。

図-32に、GL-2m~GL-35m区間の有効せん断ひずみと図-30で算出したせん断剛性の低下率との関係を示す。ここで、有効せん断ひずみとは、時々刻々と変化するせん断ひずみ時刻歴を調和振幅に換算したものであり、本検討ではせん断ひずみ時刻歴の最大値に0.65を乗じて算出している。せん断ひずみの増加に伴い地盤のせん断剛性が低下する非線形性が表れていることが分かり、図-27において考えられた最大加速度増幅比の低下の要因の1つと考えられる。図中には、SiteAのGL-10.0m~10.8mから採取された試料に対して行われた動的変形特性試験結果 (室内試験結果) を重ねて示したが、観測記録から得られた動的変形特性は室内試験結果とほぼ一致する結果が得られた。

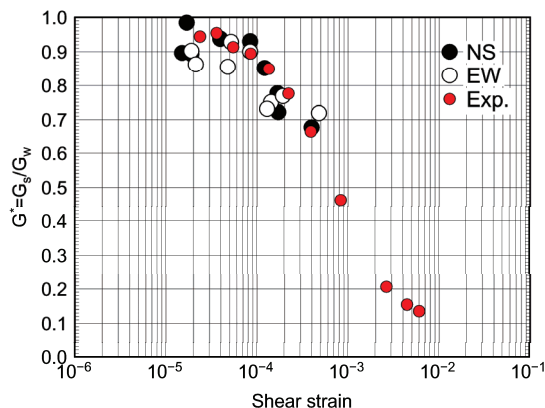


図-32 GL-2m~GL-35m 区間の有効せん断ひずみとせん断剛性の低下率の関係

4. 非線形地震応答解析に基づく火山灰質地盤の地震時挙動の評価

非線形地震応答解析手法により、解析的に火山灰質土の地震時挙動を詳細に検討する。検討に用いる地震動は、苫小牧液状化アレー観測地点で観測された表-5に示す10地震動とする。

4.1. 地盤モデルの設定

地盤調査結果に基づき解析対象地点の地盤のモデル化を行う。設定するパラメータは層厚を含めた地盤構造、せん断波速度 (V_s)、密度 (ρ) である。せん断剛性 (G) は式(6)により ρ と V_s から算出する。

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (6)$$

表-6に構築した地盤モデルを示す。また、図-33に修正した地盤モデルを用いて算出した伝達関数と、地震動レベルが小さいEQ03、EQ06、EQ09の地震観測記録を用いた伝達関数を重ねて示す。図-33からわかるように地盤モデルの伝達関数は弱震記録を用いて算出された伝達関数を満足していることがわかる。

表-6 火山灰地盤 (Site A) の地盤モデル

層厚 (m)	土質名称	V_s (m/s)	ρ (t/m ³)	G (kN/m ²)	動的変形特性	液状化特性
2.0	礫混じり砂, 火山灰	130	1.90	32,110	G1	-
1.0	軽石混じり, 火山灰	90	1.40	11,571	G1	L2
1.0	軽石混じり, 火山灰	90	1.40	11,571	G1	L2
1.0	泥炭	100	1.10	11,000	G4	-
2.0	砂質シルト	100	1.40	14,000	G2	L2
5.0	礫混じり, 火山灰	160	1.50	38,400	G1	L2
4.0	シルト質火山灰	160	1.50	38,400	G2	L2
3.0	礫混じり, 火山灰	170	1.50	43,350	G3	-
4.0	礫混じり, 火山灰	170	1.50	43,350	G2	-
5.0	軽石混じり, 火山灰	250	1.20	75,000	G3	-
5.0	礫混じり砂	300	1.90	171,000	G3	-
2.0	砂礫	350	2.00	245,000	G3	-

V_s :せん断波速度, ρ :密度, G :せん断剛性

4.2. 地盤の非線形特性の設定

地盤の非線形特性として、動的変形特性と液状化強度特性を設定する。検討対象地点では、不攪乱サンプリングにより採取された試料を用いた動的変形特性試験と液状化強度試験が行われているが、表-6に示した全ての層に対して行われていないため、試験結果を工学的に類似と判断される層に適用する。

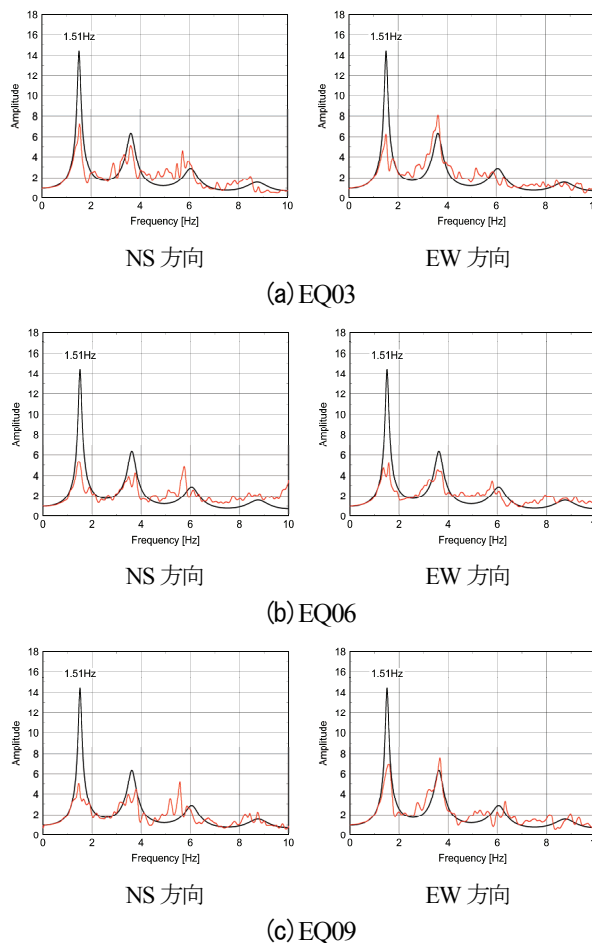


図-33 弱震記録を用いた地盤の伝達関数 (赤:観測、黒:解析)

4.2.1. 動的変形特性

動的変形特性試験は GL.-10.0m~-10.8m (G1)、GL.-14.8m~-15.8m (G2)、GL.-17.0m~-17.8m (G3)の3深度に対して実施されている。基本的に同じ土質については前述の3つの結果を割り当てる。GL.-4.0m~-5.0mの泥炭層については試験結果が得られていないため、隣接する砂質地盤 (Site B) における試験結果を使用する (G4)。図-34に動的変形特性試験結果を示す。表-6に各層に割り当てられた動的変形特性を示す。

4.2.2. 液状化特性

液状化特性を得るための繰返し非排水三軸試験は GL.-7.5m~-8.34m と GL.-13.0m~-13.7mの2深度から採取された試料に対して行われている。図-35に液状化強度を示す。L1は固定ピストン式二重管サンプラー (GSサンプリング)⁴²⁾により、L2はトリプルサンプリングにより採取された不攪乱試料である。

図-35に示すように、二つの液状化強度は R_{L20} で比較すると2倍程度の差があり、試料L1の R_{L20} は0.5を超える。稲垣他⁴³⁾はGSサンプリングで採取された試料の液

状化強度は地盤強度や土被り圧の差を反映できると示している。一方、GL.-7.5m~8.34m と GL.-13.0m~13.7m の N 値は GL.-7.5m~8.34m の方がやや大きいものの、N 値<10 と小さく、図-35 (a) で示された L1 の液状化強度は大きめであると考えられる。

そのため、本検討では液状化対象層全てに L2 の液状化強度を使用する。なお、液状化対象層は泥炭層を除く GL.-16m 以浅の飽和層とする。

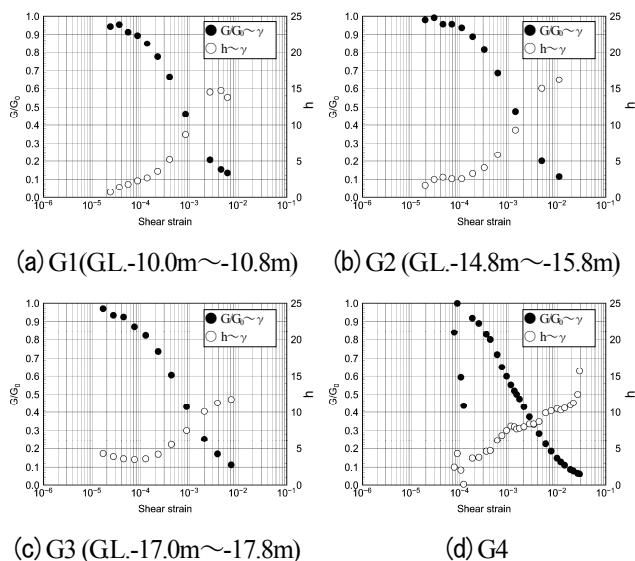


図-34 動的変形特性

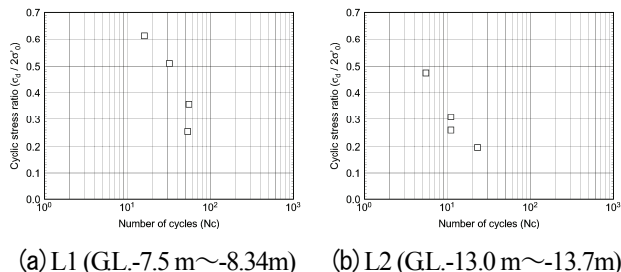


図-35 液状化強度特性

4.3. 非線形地震応答解析結果

本検討では、全応力と有効応力の二種類の非線形地震応答解析を行う。全応力非線形解析では地盤に生じるひずみに依存するせん断剛性の変化という非線形性が考慮できる。有効応力非線形解析は、全応力非線形解析に加え液状化の発生に起因する有効応力の変化に伴うせん断剛性の変化という非線形性を考慮することができる。

そのため、全応力非線形解析と有効応力非線形解析を比較することにより、過剰間隙水圧の発生が地盤の地震時挙動に及ぼす影響を検討することが可能となる。

地震応答解析は全応力および有効応力非線形解析の両

方が可能な YUSAYUSA-2^{44), 45)}を使用する。このプログラムは水平成層を仮定したバネ-集中質量系の一次元解析プログラムである。せん断応力~せん断ひずみの非線形性は双曲線モデルと Ramberg-Osgood モデル (修正 RO モデル) の二つを使用することができるが、本検討では双曲線モデルを使用する。

表-7 に非線形パラメータを示す。全応力非線形解析に必要なパラメータはせん断ひずみ~せん断応力の非線形関係を規定する双曲線モデルのパラメータとなり、最大せん断応力 τ_f を規定する内部摩擦角 ϕ となる。

τ_f は最大せん断強度を意味するが、本検討では強度特性とは考えずにせん断応力~せん断ひずみ関係の非線形性を表現するパラメータととらえ、双曲線モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 関係が実験結果と一致するように設定する。

有効応力非線形解析では、これらに加え液状化対象層において過剰間隙水圧の上昇モデルを規定するパラメータが必要となる。YUSAYUSA-2 では過剰間隙水圧の上昇は有効応力経路モデルで規定されているため、それを制御するパラメータの Bp、Bu、および変相角 θ が必要となる。

表-7 火山灰地盤 (Site A) の地盤モデル

層厚 (m)	土質名称	ϕ (deg.)	τ (kN/m ²)	Bp	Bu	θ (deg.)
2.0	礫混じり砂, 火山灰	50.0	22.213	-	-	-
1.0	軽石混じり, 火山灰	15.0	10.514	0.1	0.3	13.19
1.0	軽石混じり, 火山灰	15.0	11.566	0.1	0.3	13.19
1.0	泥炭	20.0	16.603	-	-	-
2.0	砂質シルト	20.0	18.210	0.1	0.6	17.67
5.0	礫混じり, 火山灰	23.0	28.108	0.1	0.7	20.38
4.0	シルト質火山灰	28.0	46.945	0.1	1.0	24.95
3.0	礫混じり, 火山灰	15.0	28.257	-	-	-
4.0	礫混じり, 火山灰	25.0	57.181	-	-	-
5.0	軽石混じり, 火山灰	20.0	49.988	-	-	-
5.0	礫混じり砂	32.0	102.677	-	-	-
2.0	砂礫	38.0	153.288	-	-	-

ϕ : 内部摩擦角, τ : せん断強度, θ : 変相角

4.3.1. 全応力非線形地震応答解析

図-36 に観測記録のうち最も入力地震動レベルが大きく、地盤の非線形性が大きかったと想定される 2003 年十勝沖地震における地震観測記録 (EQ04、NS 成分) を用いた場合の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を観測記録と解析結果を比較して示す。青色が観測記録で赤色が解析結果である。

加速度時刻歴波形については GL-2m、GL-16m とともに最大値に限らず、継続時間、位相特性とも全応力非線形解析で観測記録を再現できている。加速度応答スペクトルについても 0.5 秒以下の短周期領域にはやや差異が見られるが、それよりも長い周期領域については全応力非線形解析で観測記録を再現できている。

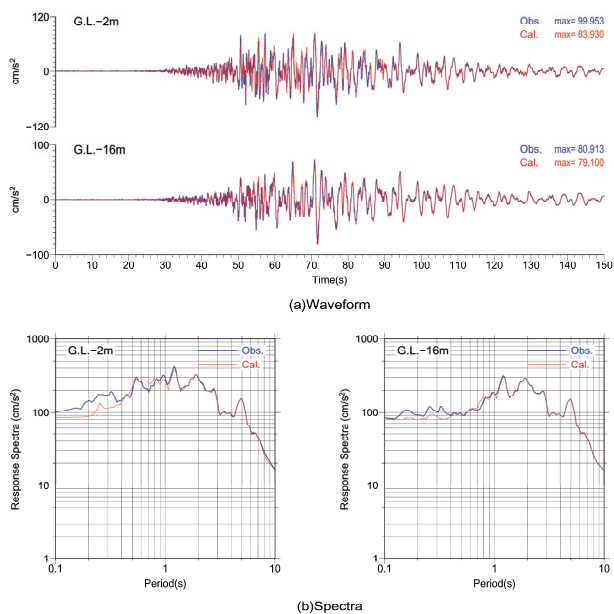


図-36 全応力非線形解析による観測記録のシミュレーション (EQ04, NS成分)

4.3.2. 有効応力非線形地震応答解析

図-37に前項と同じく 2003 年十勝沖地震における地震観測記録 (EQ04, NS 成分) を用いた場合の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を観測記録と解析結果を比較して示す。青色が観測記録で赤色が解析結果である。

加速度時刻歴波形については GL-2m、GL-16m とともに全応力非線形解析と同様に最大値に限らず、継続時間、位相特性とも観測記録を再現できている。過剰間隙水圧の時刻歴波形については最大上昇量をやや大きめに評価しているものの、上昇特性については観測記録を再現できている。GL-13m については上昇量が観測記録の 2 倍程度となっているため、液状化強度を小さめに評価した可能性が高い。加速度応答スペクトルについても全応力非線形解析と同様に 0.5 秒以下の短周期領域にはやや差異が見られるが、それよりも長い周期領域については観測記録を再現できている。

全応力非線形解析と有効応力非線形解析の加速度応答スペクトルを比較すると、その特徴に大きな違いは窺われない。図-38 に最大加速度、最大速度、最大変位、せん断応力、せん断ひずみ、過剰間隙水圧比の最大値の深度分布を示す。

ここで、最大加速度は絶対値、最大速度、最大変位は GL-35m に対する相対値である。せん断ひずみの最大値は 10^{-3} レベルであり、過剰間隙水圧比については最大では 0.6 程度まで上昇しているが、表層全体の過剰間隙水圧比が上昇しているのではなく、ある範囲に限定されていることがわかる。そのため、この程度の過剰間隙水圧の上昇範囲であれば、過剰間隙水圧の上昇が地盤の地震時挙動に及ぼす可能性は低いと考えられる。

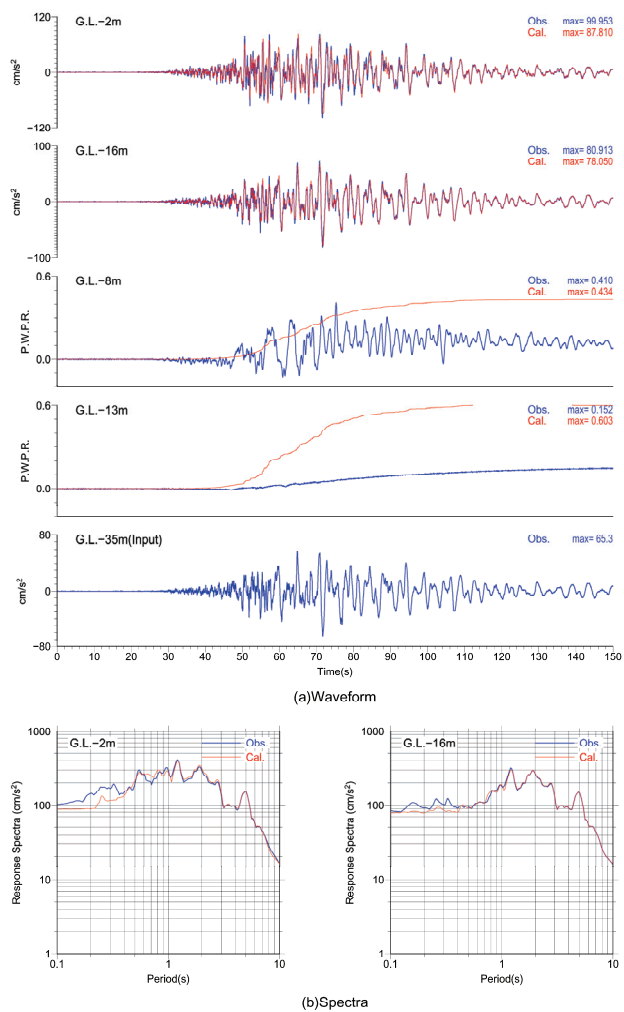


図-37 有効応力非線形解析による観測記録のシミュレーション (EQ04, NS成分)

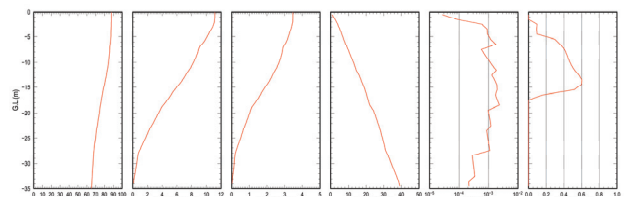


図-38 有効応力非線形解析による最大応答値の深度分布 (EQ04, NS成分)

5. まとめ

本研究は、我が国における多様な土質・地質構造を有する地盤を対象に、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより合理的に評価し、真に危険度の高い構造物の的確な抽出に寄与すべく、液状化判定法の高精度化を図ることを目的として実施するものであり、本報では、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取り扱いがされていない火山灰質土の液状化特性の把握と評価を目的に、過去の液状化履歴および液状化特性に関する事例分析、ならびに、原位置調査および室内土質試験結果から考察を行った。また、火山灰質地盤で実施された液状化アレー観測記録を用いて地震時の火山灰地盤の地震時挙動を明らかにするとともに、非線形地震応答解析を行い火山灰地盤の地震時挙動に及ぼす過剰間隙水圧の影響を検討した。

①火山灰質土の液状化履歴および液状化特性に関する事例分析から得られた知見は次のとおりである。

- 1968年えびの地震、1968年十勝沖地震、1993年釧路沖地震、1993年北海道南西沖地震、1997年鹿児島県北西部地震、2003年十勝沖地震の6地震において火山灰質土の液状化が確認された。
- 火山灰質土の液状化強度は同程度の相対密度の砂質土に比べ小さい。また、液状化強度の大きさは密度に依存し、密度が小さい場合は砂質土の半分程度であるが、密度が大きくなるに従いその差は小さくなる。火山灰質土の液状化強度に及ぼす粒子破碎や破碎細粒分の影響に関し、さらなる知見が必要であると考えられる。
- N 値から液状化強度を推定すると大きめに評価し、危険側の判定結果を与える場合がある。一方、特定の火山灰質土では、逆の傾向も指摘されており、火山灰質土の種類別あるいは地域別の検討が必要であると考えられる。

②過去の地震において火山灰質土の液状化が確認された地点で実施した、原位置調査および室内土質試験結果から得られた知見は次のとおりである。

- 北海道森町における1993年北海道南西沖地震での液状化地点と近傍の非液状化地点において、 N 値と近傍で観測された地表面加速度から液状化の発生の有無を検証した結果、非液状化地点も全て液状化すると判定され、現行の液状化判定法では適切に表現できなかった。非液状化地点では、「 $F_L \leq 1$ となる層厚が薄く、相対的に液状化しにくい地盤」であったとも考えられ、地盤特性、地質構造、地震動応答特性を適切に評価する必要があることが示唆された。

- 火山灰質土の標準貫入試験試料と液状化試験供試体、あるいは液状化試験の1試料を構成する各供試体では、粒度、密度が異なる場合がある。このような場合、液状化試験データと N 値の相関関係を分析していく上でデータをよく吟味することが必要である。
- 液状化試験供試体に原位置とのばらつきが確認されたものの、1試料4供試体の平均が、対象土層の液状化強度比 R_L 、各種物性を代表するものと評価し整理した結果、トリプルサンプリング試料による R_L から液状化発生の有無を概ね表現できるが、現行の R_L 推定式は R_L を過小評価しており、現行の R_L 推定式への新たな係数や補正值、または、火山灰質土特有の R_L 推定法が必要であると考えられる。
- 現行の R_L 推定式に用いられる換算 N 値 N_1 をCPT先端抵抗 q_t から評価することを試みた結果、破碎性を有する火山灰質土の R_L は静的貫入抵抗で評価できる可能性が示唆された。

③火山灰質地盤で実施された液状化アレー観測記録を用いて地震時の火山灰地盤の地震時挙動を明らかにするとともに、非線形地震応答解析を行い火山灰地盤の地震時挙動に及ぼす過剰間隙水圧の影響を検討した。得られた知見は以下のとおりである。

- 表層地盤の最大加速度増幅比は工学的基盤の最大加速度が 20cm/s^2 を超える辺りから低下し、 60cm/s^2 を超えると地表での最大加速度増幅比は1.5程度となる。
- 検討に用いた地震動レベルの最大値は地表面で 100cm/s^2 程度であったが、その際の地盤のせん断剛性の低下率は0.68程度と推定された。また表層地盤にせん断ひずみの増加に伴いせん断剛性が低下する非線形性が確認され、最大加速度増幅比の低下の要因の1つと考えられた。
- 検討に用いた地震動レベルの範囲では、地盤に発生する過剰間隙水圧は最大で有効応力の0.6程度であった。また、過剰間隙水圧が上昇した層が限定的であったことから、地盤の地震時挙動に及ぼす過剰間隙水圧の影響は小さかった。

一連の検討から、現行の液状化判定法³⁰⁾から得られる火山灰質土の液状化強度は、繰返し非排水三軸試験から得られる液状化強度に比べて小さく評価された。現行の液状化判定法では、粒度の影響を考慮した補正 N 値 N_a により評価され、砂質土では FC の影響が、礫質土では D_{50} の影響が大きく影響する。火山灰質土の液状化強度も粒度特性の影響を受けると考えられ、今後その影響を明らかにし、火山灰質土に適した N_a の評価式を検討する

必要がある。また、サンプリング方法により繰返し非排水三軸試験から得られる液状化強度が異なった。火山灰質土の液状化強度への粒度特性の影響を検討するうえで、適切な調査方法の確立・適用が重要と考える。

参考文献

- 1) 国土交通省, 液状化対策技術検討会議:「液状化対策技術検討会議」検討成果, 2011.8.
- 2) 第四紀火山カタログ委員会:日本の第四紀火山カタログ, <http://www.geo.chs.nihon-u.ac.jp/tchiba/volcano/index.htm>
- 3) 三浦清一, 八木一善, 川村志麻:北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.159-170, 1996.
- 4) 三浦清一, 八木一善, 川村志麻:破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形—強度特性に及ぼす応力履歴の影響, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.221-229, 1996.
- 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-38, pp.257-269, 1997.
- 6) 阿曾沼剛, 三浦清一, 八木一善, 田中洋行:火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法, 土木学会論文集, No.708/III-59, pp.161-173, 2002.
- 7) Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T.: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003.
- 8) 堀田大介, 三浦清一:種々の応力条件下における破碎性粒状体の力学特性, 土木学会論文集, No.813/III-74, pp.227-238, 2006.
- 9) 土質工学会シラス研究委員会:えびの地震と地盤災害, 土と基礎, Vol.16, No.9, pp.47-59, 1968.
- 10) 北郷茂, 土岐祥介:地震による火山灰および砂地盤の沈下に関する土質工学的研究, 1968年十勝沖地震調査報告, pp.463~494, 1968.
- 11) 三浦清一, 安田進, 山下聡, 規矩大義:2003年十勝沖地震による地盤災害について, 土木学会2003年十勝沖地震調査団調査報告書, 2003.
- 12) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.
- 13) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説, 第8編, 特殊土の試験, pp.945-1022, 2009.
- 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: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) 三浦清一, 八木一善:北海道火山灰土の地盤工学的特性, 土と基礎, Vol.53, No.5, pp.5-7, 2005.
- 16) 森戸義裕, 國生剛治, 原忠, 西依尚士:2003年十勝沖地震で崩壊した農地火山灰土の液状化特性, 第40回地盤工学研究発表会, pp.2213-2214, 2005.
- 17) 八木一善, 三浦清一, 志比川清史:2003年十勝沖地震によって液状化した火山灰土の動的力学特性, 土木学会第59回年次学術講演会, pp.485-486, 2004.
- 18) 八木一善, 三浦清一:破碎性を有する火山灰土の力学特性とその評価法-北海道の火山灰地盤における検討, 応用地質, 第44巻, 第3号, pp.142-153, 2003.
- 19) 山崎雅仁, 三浦清一, 松田正大:火山灰質土の液状化強度を支配する要因とその評価方法, 第37回地盤工学研究発表会, pp.537-538, 2002.
- 20) 高田誠, 北村良介, 北田貴光, 富山貴史: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.
- 21) 千田隆行, 山本哲郎, 鈴木素之, 吉森亜由美, 岡林巧:不攪乱しらすの液状化及び再液状化強度特性, 第37回地盤工学研究発表会, pp.545-546, 2002.
- 22) 八木一善, 三浦清一:火山性粗粒土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす破碎細粒分の影響, 土木学会論文集 No.694/III-57, pp.305-317, 2001.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) 1993年地震災害調査委員会:1993年北海道南西沖地震災害調査報告書, 地盤工学会, pp.180-182, 1997.
- 26) 2003年十勝沖地震地盤災害調査委員会:2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書, 地盤工学会, pp.29-48, 2004.
- 27) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説, 2013.
- 28) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説, 2009.
- 29) 1993年地震災害調査委員会:1993年北海道南西沖地震災害調査報告書, 地盤工学会, p.474, 1997.
- 30) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.134-141, 2012.
- 31) 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, p.31, 2010.
- 32) 電力中央研究所:1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明(その1)-地盤調査・試験と液状化判定-, 電力中央研究所報告・研究報告:U94007, 1994.
- 33) 1993年地震災害調査委員会:1993年北海道南西沖地震災害調査報告書, 地盤工学会, pp.16-19, 1997.

- 34) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説, 第3編, 第2章, 土粒子の密度試験, pp.97-103, 2009.
- 35) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説, 第7編, 第6章, 土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験, pp.730-749, 2009.
- 36) 八木一善, 三浦清一:破碎性火山灰地盤の力学特性の評価, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.221-234, 2004.
- 37) 西川純一, 林宏親, 江川拓也, 三輪滋, 池田隆明, 森伸一郎:異なる2つの地盤における液状化アレー観測と記録の分析, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.327-343, 2002.
- 38) 佐藤暢彦, 片山恒雄:地中地震計の設置方位の推定, 第17回地震工学研究発表会講演概要集, pp.115-118, 1983.
- 39) 嶋悦三:わかりやすい地震学, 鹿島出版会, pp.135-142, 1989.
- 40) 土木学会地震工学委員会地震防災技術普及小委員会:実務者のための耐震設計入門, 第2章, pp.1-9, 2000.
<http://www.jsce.or.jp/library/eq10/book/47823/2-0001.pdf>.
- 41) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説, 第3編, 第2章, 速度検層, pp.98-107, 2013.
- 42) 平井孝治, 規矩大義, 大島昭彦, 利藤房男:サンプリングの泣き所も乱れの少ない方法で採取:GSサンプリング(<特集>地盤調査技術の最前線), 地盤工学会誌, No.63(4), pp.10-13, 2015.
- 43) 稲垣光艶, 前田正志, 成迫法之, 平井孝治:固定ピストン式二重管サンプラー(GSサンプラー)による砂質土のサンプリング品質について, 全地連「技術フォーラム2014」秋田, No.32, 2014.
- 44) Ishihara, K. and Towhata, I.: One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquake Based on Effective Stress Method, Journal of the Faculty of Engineering, Vol. XXXV, No. 4, The University of Tokyo, pp. 656-700, 1980.
- 45) 吉田望, 東畑郁生:YUSAYUSA-2、SIMMDL-2 理論と使用方法(改訂版 Ver.2.1), 2005.
http://www.civil.tohoku-gakuin.ac.jp/yoshida/computercodes/Japanese_02.htm

RESEARCH ON A HIGH-PRECISION ASSESSMENT METHOD OF SOIL LIQUEFACTION

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2012-2015

Research Team : Cold Region Construction Engineering
Research Group (Geotechnical Research)

Author : HAYASHI Toshihiro

HAYASHI Hirochika

TOMISAWA Koichi

EGAWA Takuya

Abstract: In The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Great liquefaction damage occurred over a very wide area, and had large influence on society. It is the urgent subject to advance the countermeasure of infrastructures against liquefaction for mitigation of the damage caused by next large earthquake. The purpose of this study is to establish a high-precision assessment method of soil liquefaction for the ground which has various soil properties and geological structure in Japan. The purpose of this part is to study a method for assessing the liquefaction potential of volcanic ash soil, which is an unusual type of soil and one that has been improperly treated by conventional assessments. In this study, we performed collecting information from documents to understand the liquefaction properties and past liquefaction events, and sampling in-situ undisturbed samples and undrained cyclic triaxial tests to investigate liquefaction properties of volcanic ash soil. Furthermore we evaluated earthquake behavior of the volcanic ash ground by analyses of earthquake observation records and nonlinear dynamic response analyses

Key Words : Liquefaction, assessment of soil liquefaction, fine contents, volcanic ash soil, unusual soils, earthquake observation record, non-linear dynamic response analysis