

火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法

阿曾沼剛¹・三浦清一²・八木一善³・田中洋行⁴

¹学生会員 工修 北海道大学大学院 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13西8)

²フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13西8)

³正会員 ㈱地崎工業 土木部技術課 (〒060-8588 札幌市中央区南4西7)

⁴正会員 工博 独立行政法人 港湾空港技術研究所 特別研究官 (〒239-0826 横須賀市長瀬3)

北海道(3カ所)と鹿児島県(1カ所)の代表的な火山灰地盤から、不攪乱試料と乱した試料を採取し、それらの供試体について一連の繰返し三軸試験を行い、火山灰質粗粒土の微小ひずみレベルにおける動的変形特性を調べた。試験結果から、粒子破砕が卓越する粒状体であるほどせん断剛性率 G の拘束圧依存性は大きく、履歴減衰定数 h では小さくなることがわかった。また、このような火山性粗粒土の G に及ぼす間隙比の影響は、豊浦砂やしらすに比べて小さなものとなる。一方、採取地点の原地盤で行われたサイスマックコーンから得たせん断剛性率と室内試験結果との比較から、原位置火山灰土の G にはセメンテーション効果が確実に存在するものの、室内試験によるその評価は不攪乱試料の質に強く依存することが示された。

Key Words : volcanic coarse-grained soil, in-situ test, triaxial test, shear modulus, damping ratio, particle breakage

1. まえがき

近年、北海道域を襲った大地震により、軽石を含む火山灰地盤において液状化による被害がもたらされている。例えば、1993年北海道南西沖地震($M=7.8$)では、森町赤井川や七飯町大沼地区一帯で駒ヶ岳噴火の際に堆積した火砕流堆積物が液状化し、また森港では埋立てに使用された火山灰質砂や礫が噴出して港湾施設に甚大な損害を与えた¹⁾。さらに、1994年北海道東方沖地震($M=8.1$)の際には、中標津町東部の住宅地にて火山性粗粒土の自然堆積地盤が広範に液状化し、道路や住宅等に被害が及んだ²⁾。これらの被災事例は、火山灰地盤の動的変形特性を的確に把握し、その耐震性能の評価法を確立していくことが緊急の課題であることを示している。

このような観点から、筆者らは室内試験によって火山性粗粒土の静的・動的強度特性を詳細に調べてきた。一連の研究^{3)~4)}から、火山性粗粒土は非常にポーラスであるために乾燥密度が小さいこと、脆弱な粒子から構成されるために圧密あるいはせん断過程で粒子破砕がもたらされ、それが力学特性に多大な影響を及ぼすこと等が明らかとなった³⁾。また有効平均主応力の増加により、粒子破砕量は増加することもわかっている³⁾。さらに、火山性粗粒土の液状化強度は、原位置地盤が保有するセメンテーションや圧密履歴の影響も受けることが示されている^{3), 4)}。

火山灰地盤の微小ひずみレベルにおける動的力学特性を調べた研究は限られているものの、室内試験結果に基づくいくつかの知見が得られている。例えば赤司ら⁵⁾は、乱さないしらすのせん断剛性率 G とせん断ひずみ γ との関係は砂質土に類似し、また履歴減衰定数 h とせん断ひずみ γ の関係は粘性土に似た傾向を示すことを指摘している。また高田ら⁶⁾は、不攪乱二次しらすはせん断ひずみ γ の増加によるせん断剛性比 G/G_0 の低下が一次しらすよりも顕著となるが、砂と比べるとその低下は緩やかであると述べている。

一般に、砂質土のせん断剛性率の大小は、間隙比に強く依存するとされている。ところが、構成粒子の内部に空隙が存在する火山性粗粒土では、砂に比べて乾燥密度 ρ_d は低く、間隙比 e が3.0を越えるような高い値になることも多い。このため、せん断剛性率の間隙比依存性を表す砂質土($e \leq 2.97$)の式^{7)~10)}と同じ枠組みで議論できるかについては全く不明である。また再構成された礫質土では、室内試験によって定まるせん断剛性率は間隙比に影響されるが、その G と h の値は相対密度を等しくする砂質土に比べて高くなると指摘されている^{11), 12)}。

多孔質な火山性粗粒土では、通常の砂質土のように間隙比をその状態量として採用できるかどうか重要なポイントであるため、特に北海道に分布する火山灰土では解明の急がれる問題である。また、せん断剛性率に及ぼす粒子破砕やセメンテーションの

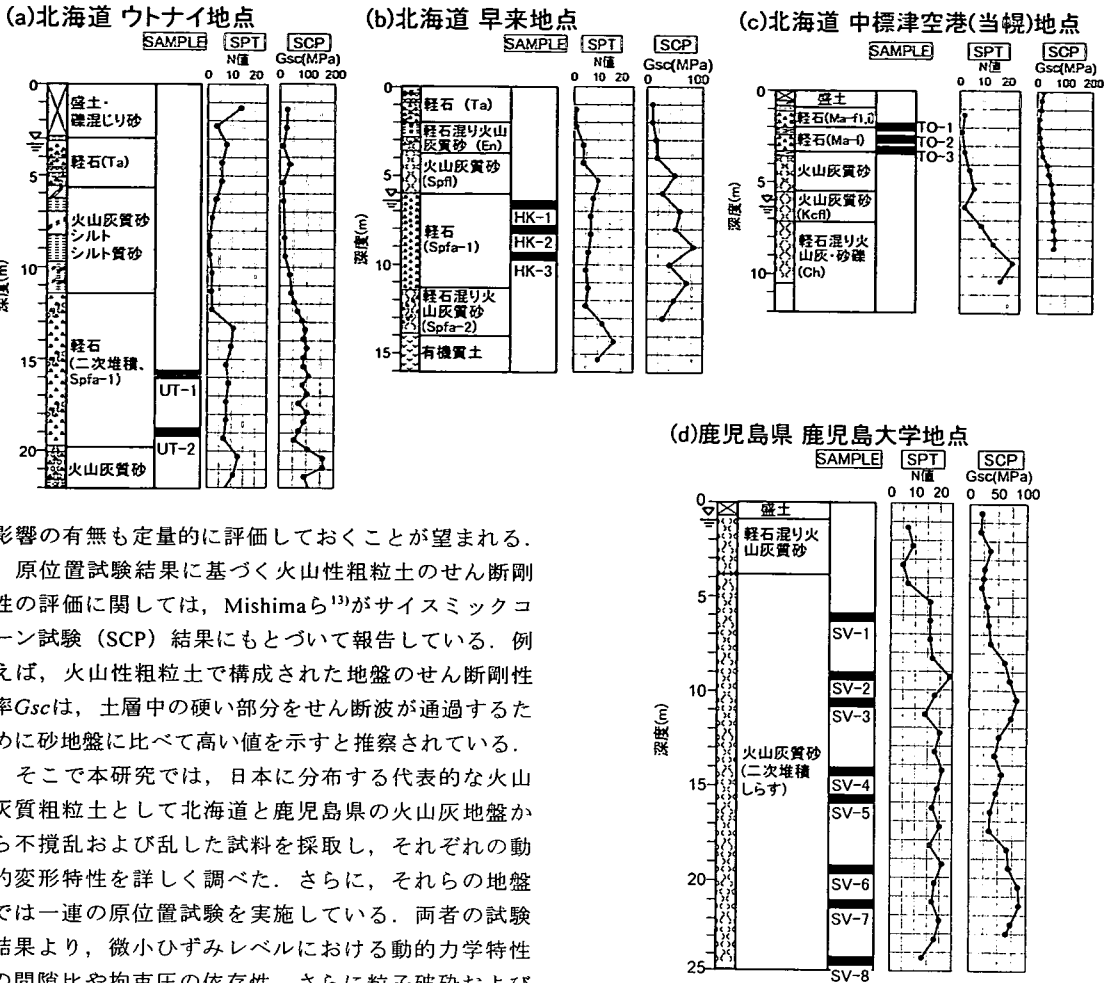


図-1 各火山灰地盤の柱状図と原位置試験結果：(a) 北海道 ウトナイ地点，(b) 北海道 早来地点，(c) 北海道 中標津空港(当幌)地点，(d) 鹿児島県 鹿児島大学地点

影響の有無も定量的に評価しておくことが望まれる。

原位置試験結果に基づく火山性粗粒土のせん断剛性の評価に関しては、Mishimaら¹³⁾がサイスマックコーン試験(SCP)結果にもとづいて報告している。例えば、火山性粗粒土で構成された地盤のせん断剛性率 G_{sc} は、土層中の硬い部分をせん断波が通過するために砂地盤に比べて高い値を示すと推察されている。

そこで本研究では、日本に分布する代表的な火山灰質粗粒土として北海道と鹿児島県の火山灰地盤から不攪乱および乱した試料を採取し、それぞれの動的変形特性を詳しく調べた。さらに、それらの地盤では一連の原位置試験を実施している。両者の試験結果より、微小ひずみレベルにおける動的力学特性の間隙比や拘束圧の依存性、さらに粒子破碎およびセメンテーションの影響等について研究した。

2. 対象とした火山灰地盤と物理的性質

本研究では、北海道(3カ所)と鹿児島県(1カ所)の火山灰地盤において、試料の採取と原位置試験を行っている。図-1(a)~(d)は、各採取地の柱状図と原位置試験結果を示している。図中の■部は試料の採取深度、SPTは標準貫入試験、SCPはサイスマックコーン試験¹⁴⁾を示している。

北海道 ウトナイ地点(図-1(a))では、深度22mまで火山灰質土が分布しているが、 N 値は概ね10以下の値を示しており、セメンテーション効果のような貢献は低いように思われる。同様に、北海道 早来地点(図-1(b))では深度約12mまで、北海道 中標津空港(当幌)地点(図-1(c))では深度約7mまで N 値は10以下の火山灰質土となる。また、 N 値とともにSCPの結果には、上載圧の影響が

あまり見られないようである。この傾向は、鹿児島県 鹿児島大学地点の二次しらす地盤(図-1(d))でも同様な傾向として認めることができる。ただし、このしらす層の N 値は15~25となっている。本論では、北海道で採取されたこれらの火山灰土を採取地名に応じてそれぞれウトナイ火山灰土、早来火山灰土、当幌火山灰土と称している。

以下にこれらの火山灰層の地質概要を述べる。ウトナイ地点(図-1(a))は、苫小牧市沼ノ端に位置するウトナイ湖近傍で、この地区では上位に樽前降下軽石(Ta)、下位に様な支筋降下火砕堆積物(Spfa-1)からなる二次堆積層が厚く分布する。試料は、この堆積層からトリプルチューブによって採取した。

道央の早来町の試料採取地点(図-1(b))は、

表-1 各火山灰土の物理的性質

試料名		深度 (m)	σ_v' (kPa)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{d0} (g/cm ³)	$e_{0..}$	ω_0 (%)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)	サンプリング法
ウトナイ 火山灰土	UT-1 ①	15.8	98.0	2.37	0.51	3.63	110.7	3.00	5.88	2.63	トリプルチューブ
	UT-2 ①	19.0	98.0	2.46	0.66	2.71	95.0	4.50	7.12	2.23	
早来火山灰土	HK-1 ①	6.5	78.4	2.32	0.56	3.14	76.7	1.36	4.52	0.81	トリプルチューブ
	HK-2 ①	8.0	88.2	2.27	0.56	3.04	96.5	2.40	5.65	2.95	
	HK-3 ①	9.5	98.0	2.18	0.49	3.45	132.6	3.30	5.68	1.03	
当幌火山灰土	TO-1 ①	1.8	29.4	2.42	0.41	4.90	184.9	4.20	6.82	2.66	シンウォール (中標津空港)
	TO-2 ①	2.5	29.4	2.61	0.43	6.07	157.5	4.76	28.18	5.17	
	TO-3 ①	3.2	39.2	2.42	0.38	5.37	136.0	3.90	6.00	1.67	
	TO-4 ①	1.8	29.4	2.49	0.40	5.23	140.9	6.35	36.36	4.38	シンウォール (中標津町当幌)
	TO-5 ①	—	98.0	2.54	0.51	4.03	114.0	5.25	41.18	5.32	
—	①	—	—	2.56	—	—	154.8	6.60	6.00	2.09	乱した試料(当幌)
しらす	SV-1 ②	6.4	49.0	2.61	1.27	1.05	27.4	0.31	2.69	3.06	トリプルチューブ
	SV-2 ②	9.1	68.6	2.60	1.24	1.09	35.1	0.27	2.34	3.59	
	SV-3 ②	10.6	78.4	2.50	1.06	1.36	49.5	0.22	2.68	5.87	
	SV-4 ②	14.1	98.0	2.51	1.09	1.30	43.7	0.22	—	10.23	
	SV-5 ②	15.8	107.8	2.49	1.10	1.26	45.9	0.17	—	19.13	
	SV-6 ②	19.5	127.4	2.47	0.99	1.49	54.9	0.23	—	12.59	
	SV-7 ②	21.2	137.2	2.43	0.92	1.64	60.1	0.32	—	10.60	
	SV-8 ②	24.5	156.8	2.47	0.97	1.54	57.2	0.21	—	10.16	
豊浦砂	—	—	—	2.68	—	—	—	0.18	1.47	0	

試料：①軽石、②火山灰質砂、

σ_v' ：有効上載圧， ρ_s ：土粒子密度， ρ_{d0} ：乾燥密度， $e_{0..}$ ：間隙比， ω_0 ：含水比， D_{50} ：平均粒径， U_c ：均等係数， F_c ：細粒含有率

地表から順に樽前降下軽石 (Ta)，恵庭降下火砕堆積物 (En)，支笏火砕流堆積物 (Spfl) が薄層で存在し，その下の深度 6~12m に軽石を主体とする支笏降下火砕堆積物 (Spfa-1) が厚く堆積する．トリプルチューブにより試料を採取したのは，この Spfa-1 層である．

道東の中標津空港 (図-1(c)) では，上位に摩周火山を起源とする降下軽石 (Ma) が堆積し，下位にカムイヌプリを噴出源とする Kcfl 層や茶志骨層 (Ch) などが分布する．ここでは，シンウォールサンプリングによって採取した Ma-1 層を当幌火山灰土と称している．この Ma-1 層では，ブロックサンプリング¹⁵⁾による試料採取も行っている．

鹿児島大学構内で採取されたしらすは，約 2.4 万年前に噴出した入戸火砕流堆積物¹⁶⁾の二次堆積と考えられている．ここでは，深度約 6m から 25m の間でトリプルチューブによる試料採取を行った．

表-1 と図-2 に，各火山灰土の物理的性質と粒径加積曲線を示す．図-1 と図-2 中で示される試料の略記名 (例えば HK-2 など) は，表-1 中のそれに対応している．粒径加積曲線から明らかのように，ウトナイ，早来および当幌火山灰土は軽石を主体とするために粒径が大きい．また，多孔質であるためにそれらの乾燥密度は低い値をとるとともに，間隙比と含水比は極めて高い値を示す．さらに，当幌火山灰土の構成粒子は非常にポーラスかつ脆弱であるため，著しい粒子破砕性を示すことが既往の研究¹⁷⁾から分かっている．

しらすでは，鉱物組成の大部分を占める火山ガラ

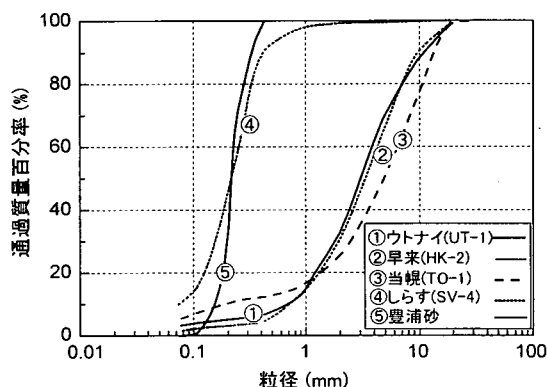


図-2 各火山灰土の粒径加積曲線

スの土粒子密度が低い¹⁸⁾ため， ρ_s は豊浦砂 ($\rho_{d\max} = 1.636\text{g/cm}^3$ ($e_{\min} = 0.636$), $\rho_{d\min} = 1.356\text{g/cm}^3$ ($e_{\max} = 0.974$)) より低い値となる．また，図-2 で示されるように，しらすの粒度分布は豊浦砂にかなり類似している．なお，しらすの乾燥密度は軽石を主体とする北海道の火山性粗粒土よりは高く，間隙比や含水比はそれらよりはるかに低い値となる．また，液性・塑性限界試験の結果から，このしらすに含まれる細粒分は，非塑性であると判定されている．

3. 原位置試験および室内試験の方法

行った SPT の試験方法は JIS A 1219 に準じているので，ここでは主として SCP の試験方法について述

べる。SCP 試験は、地表面から板たたき法でせん断波を発生させ、コーン先端に取り付けたレシーバーによりせん断波の到達時間を測定するものである¹⁴⁾。この試験により推定されるせん断剛性率 G_{SC} は、以下の式で求められる。

$$G_{SC} = \rho_s \cdot V_s^2 \quad (1)$$

ここで、 ρ_s はチューブ試料から求まる湿潤密度、 V_s は S 波速度である。

採取された不攪乱試料は現地で重力脱水され、引き続きドライアイスで凍結させた後に実験室へ運搬し冷凍庫内 (-24°C) に保存した。チューブからの解放や三軸供試体の整形 ($\phi = 70\text{mm}$, $H = 170\text{mm}$) などの作業は、融解による試料の乱れの誘発を避けるため、全て冷凍庫内で行われた。整形された供試体を三軸セル内に設置し、有効拘束圧 $\sigma'_c = 19.6\text{kPa}$ のもとで 2 時間以上放置することにより凍結状態から完全に融解させている。

間隙比 e と σ'_c の変化によるせん断剛性率 G の変化を調べるために、当幌火山灰土としらすの再構成供試体に関する試験も行っている。なお、全ての供試体作製は、空中落下法 (AP 法) によっている。

供試体の飽和は、①二重負圧法の適用、②脱気水の通水、③バックプレッシャー供給 (196kPa) の順で行った。再構成供試体の場合は、①二重負圧法の代わりに二酸化炭素を通気した。これらの方法により、供試体の間隙水圧係数 B は 0.96 以上の値を得ている。

不攪乱供試体の場合は、原位置の有効土被り圧 σ'_v を算定し、それを等方圧密時の σ'_c としている。等方圧密の終了は、体積ひずみの変化率が $1.0 \times 10^{-4} \%$ /min 以下になった時とし、全ての供試体の圧密時間は 12 時間以内となっている。

本研究では、新たに作製したひずみ制御式の繰返し三軸試験装置¹⁹⁾を用いている。この方法では、片振幅軸ひずみを 0.0001~10% まで高精度で制御することができる。軸ひずみの計測は、キャップ上に設置した非接触型変位計を用いることにより、 $0.6\mu\text{m}$ から 8mm まで測定可能である。なお、豊浦砂に関する応力およびひずみ制御の動的変形試験結果の比較から、本方法は通常の応力制御式の繰返し三軸試験結果と同じ結果を与えることが確認されている¹⁹⁾。

動的変形試験は地盤工学会基準“土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法”¹⁸⁾に従い、全て非排水条件下で行った。すなわち、ひずみ振幅を一定とし、非排水条件下にて載荷周波数 0.1Hz の正弦波を 11 サイクル与えた後に、再び圧密排水して間隙水圧を消散させ、ひずみ振幅を段階的に増加させている。

4. 試験結果と考察

(1) 室内試験による火山灰土の動的変形特性の検討

a) せん断剛性率と履歴減衰定数

図-3(a) は、不攪乱ウトナイ火山灰土に関する等価せん断剛性率 G_{eq} と履歴減衰定数 h を、片振幅せん断ひずみ γ_{SA} に対して示したものである。ここで、 G_{eq} は繰返し三軸試験から求まる等価ヤング率 E_{eq} を $1/3$ の値として求めた¹⁸⁾。また、 h は繰返し三軸試験の履歴ループより、繰返し載荷サイクルでの減衰エネルギーと等価弾性エネルギーから算出している¹⁸⁾。

図には、比較のために密な豊浦砂 ($Drc=80\%$) に関する試験結果も併せて示した。また、図-3(b) は不攪乱早来火山灰土、図-3(c) と (d) は当幌火山灰土としらすの不攪乱 (UN) および再構成 (RE) 供試体に関する試験結果を示している。火山灰土の繰返し変形特性は、通常の砂の場合と同様にひずみの大きさに依存することがわかる。ただし、微小ひずみ時に低い G_{eq} 値や高い h 値が与えられるのは、測定精度の不足のためと思われる。また、双曲線関数を外挿して求めた $\gamma_{SA} = 10^6$ レベルにおける G_{eq} 値 ($=G_0$) を図中の表に示す。火山性粗粒土 (ウトナイ、早来、当幌火山灰土) の G_0 は、豊浦砂よりも著しく低い値となるが、この理由として、まずこれらの火山性粗粒土の間隙比が豊浦砂よりも非常に大きな値であることが考えられよう。一方、しらすの相対密度は豊浦砂のそれと大差はないが、しらすの G_0 は豊浦砂の値を半減した値となっている。

図-3(c) の当幌火山灰土に関する不攪乱 (ブロックサンプル) と再構成供試体のせん断剛性率を比較すると、両者には明確な差が認められる。このことは、両供試体が異なる構造を有すること、原位置火山灰土はセメンテーションの影響を有していること²⁾ 等が原因として挙げられる。

しらすの場合では、不攪乱 (トリプルチューブ) と再構成供試体の G_{eq} がほぼ同等 ($\sigma'_c = 49\text{kPa}$ の場合)、あるいは不攪乱供試体の G_{eq} が再構成供試体の値よりも低いという結果 ($\sigma'_c = 98\text{kPa}$ の場合) が得られた。再構成供試体は、拘束圧が異なっても同一試料を用いているため、 $\sigma'_c = 98\text{kPa}$ の不攪乱供試体のみ F_c が 7% ほど高くなる。砂質土では、 F_c が増加すると G が低下する⁹⁾ と報告されている。 $\sigma'_c = 98\text{kPa}$ に関する結果は、この影響が現れたものと解釈される。一方、 $\sigma'_c = 49\text{kPa}$ で不攪乱と再構成供試体の G_{eq} 値が同等となる理由は、後述のトリプルチューブサンプリングによる試料の乱れにより、セメンテーション効果が減少したためと考えられる。

火山性粗粒土 (ウトナイ、早来、当幌火山灰土) の

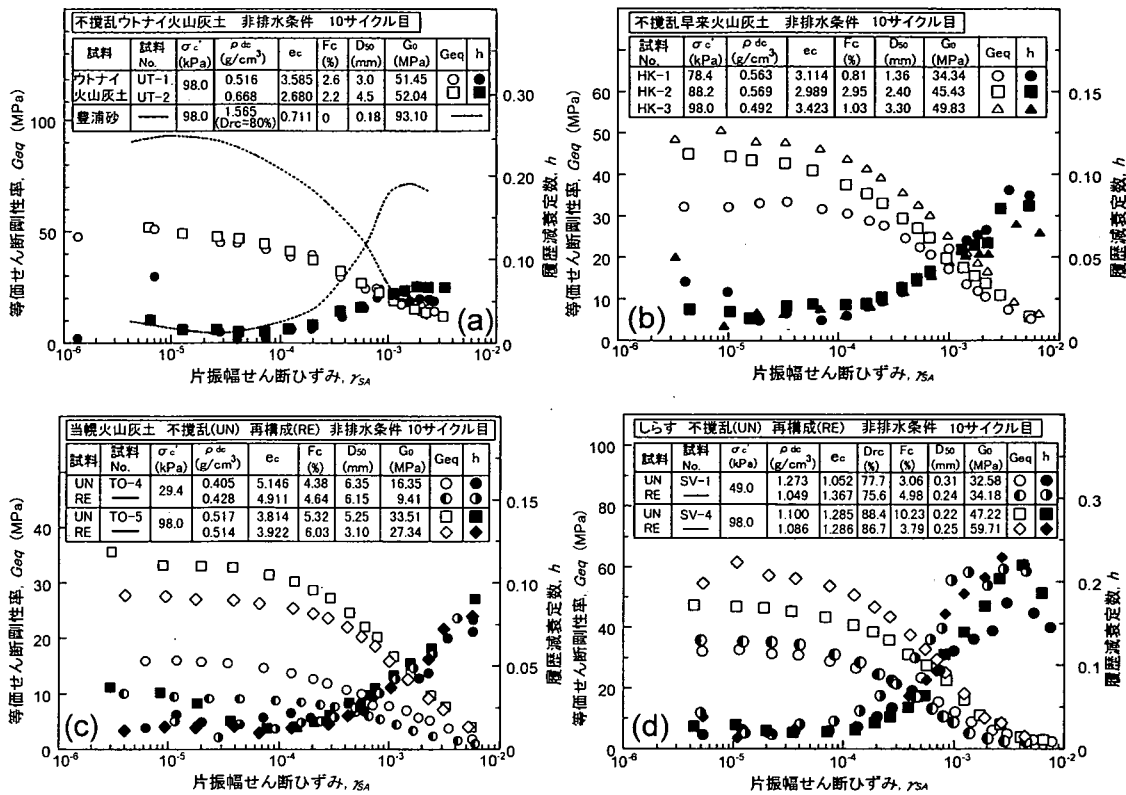


図-3 各火山灰土の繰返し変形特性：(a) ウトナイ，(b) 早来，(c) 当幌，(d) しらす

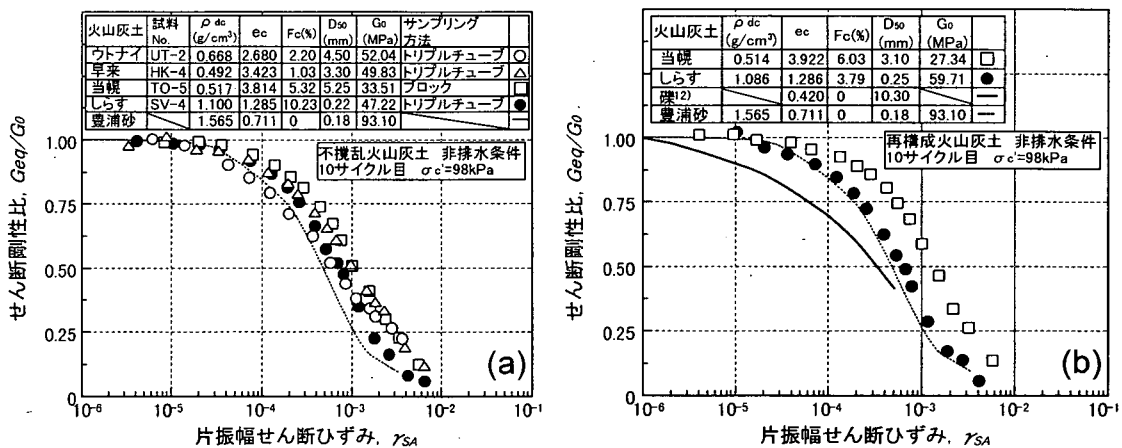


図-4 各火山灰土のせん断剛性率におけるひずみ依存性の影響：(a) 不攪乱供試体，(b) 再構成供試体

$h - \gamma_{SA}$ 関係では、 γ_{SA} の増加による h の増加が豊浦砂やしらすよりも著しく小さくなるという傾向が伺える。また、当幌火山灰土では、不攪乱および再構成供試体の $h - \gamma_{SA}$ 関係に大差はないようである。一方、不攪らしらすの h 値は、例えば $\gamma_{SA} = 10^{-3}$ レベルにおいて豊浦砂とほぼ同等の $h = 0.15$ であるが、

γ_{SA} の増加による h の変化自体は砂よりもにぶいように思われる。さらに、不攪乱供試体よりも再構成供試体の方が $\gamma_{SA} = 10^{-3}$ での h 値の急増が見られる。各火山灰土と豊浦砂のせん断剛性率のひずみ依存性を比較するために、図-4(a), (b) ではそれぞれ不攪乱供試体と再構成供試体の $G_{eq}/G_0 - \gamma_{SA}$ 関係

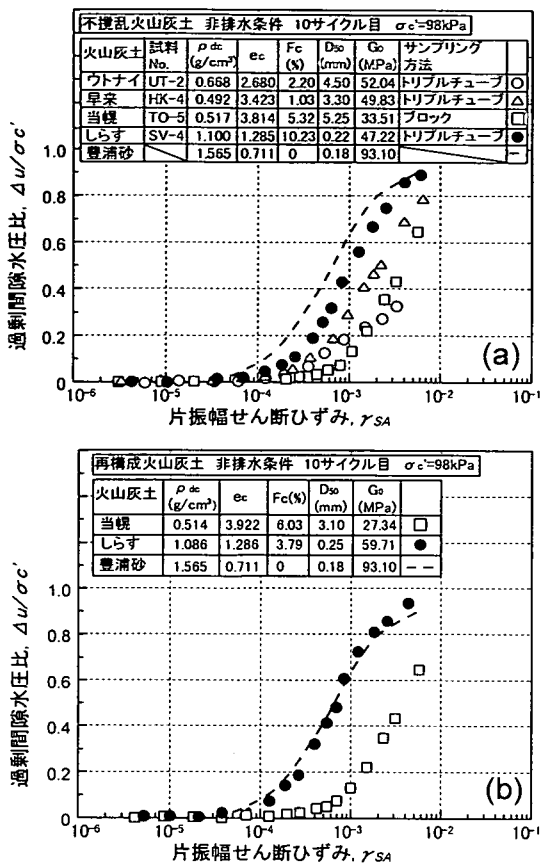


図-5 過剰間隙水圧の発生挙動：(a)不攪乱供試体，(b)再構成供試体

($\sigma'_c=98\text{kPa}$)を示した。図-4(b)には、礫 ($e_c=0.420$, $D_{50}=10.3\text{mm}$, $F_c=0$, $U_c=7.0$)に関する試験結果¹²⁾も併せて示している。図-4(a)で見られるように、不攪乱火山灰土のせん断剛性率のひずみ依存性は豊浦砂よりも低く、 γ_{SA} の増加に伴う G_{eq}/G_0 の低下は緩やかである。図-4(b)の再構成当幌火山灰土では、不攪乱供試体よりもさらにひずみ依存性は低くなり、豊浦砂と類似した傾向を呈するしらすとは明らかに異なっている。また、礫¹²⁾は火山灰土に比べて微小なひずみレベルから G_{eq}/G_0 の低下が始まり、そのひずみ依存性がより強いことが理解できる。

b) 繰返しせん断時の間隙水圧と累積エネルギー

図-3で示した北海道火山性粗粒土としらすの h の挙動差をもう少し深く考察するために、過剰間隙水圧の発生挙動に着目してみたのが図-5(a), (b)である。図の縦軸は過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ 、横軸は γ_{SA} であり、 $\sigma'_c=98\text{kPa}$ における結果を示している。図-5(a)より、火山性粗粒土の不攪乱供試体における $\Delta u/\sigma'_c$ は、豊浦砂と比べて著しく低い値となってい

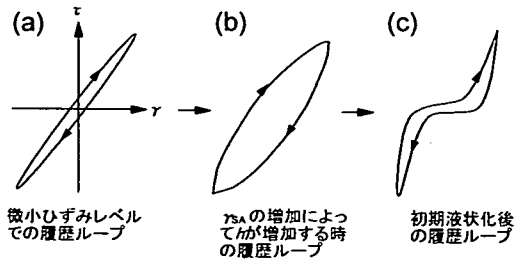


図-6 各荷段階における履歴ループの模式図

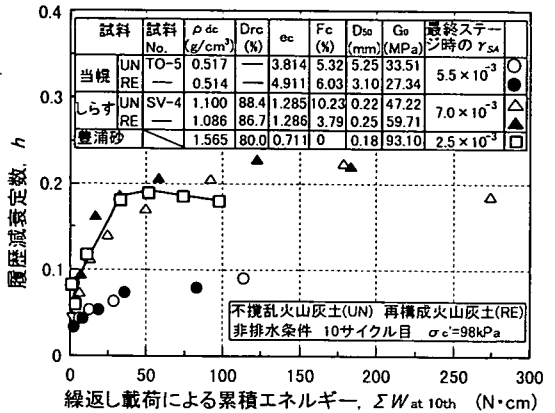


図-7 繰返し載荷による累積エネルギー $\Sigma W_{at 10th}$ と h の関係

る。例えば、 $\gamma_{SA}=10^{-3}$ レベルにおいては、豊浦砂で $\Delta u/\sigma'_c \approx 0.65$ であるが、当幌火山灰土とウトナイ火山灰土は $\Delta u/\sigma'_c \approx 0.1 \sim 0.2$ 、早来火山灰土では $\Delta u/\sigma'_c \approx 0.3$ という値になる。一方、不攪乱しらすの間隙水圧挙動は豊浦砂に類似し、 γ_{SA} の増加によって確実に間隙水圧は上昇する。この傾向は、図-5(b)の再構成供試体についても認められる。このように、火山性粗粒土の過剰間隙水圧の上昇は豊浦砂やしらすに比べて抑制されており、その結果として h の値が低くおさえられるような挙動を導くものと考えられる。

また、繰返しせん断試験では、繰返し載荷で供試体に与えられる累積エネルギーと h の発生量に密接な関係があると考えられる。ここでいう累積エネルギーとは、繰返し荷重を受けた土が塑性変形で費やす塑性仕事の累積²⁰⁾であり、応力-ひずみ関係を示す履歴ループの面積の総和として求められる。また、 $\Delta u/\sigma'_c \approx 1.0$ (初期液状化)に至るとそれまで増加挙動を呈していた h が、図-6中の(a), (b), (c)に示すような履歴ループの変化²¹⁾によって低下する。よって、 h の最大値に対応する累積エネルギーを初期液状化に至るまでの最大累積エネルギーと仮定して以下の検討を実施した。

図-7に、各繰返し荷段階($\sigma'_c=98\text{kPa}$)にお

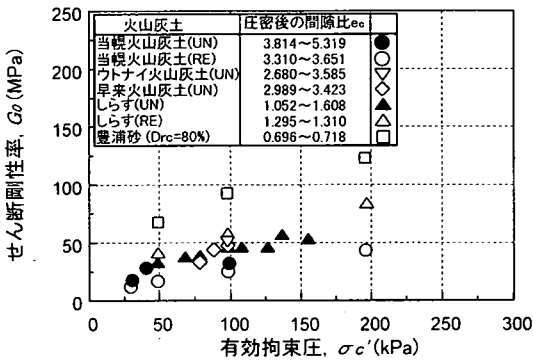


図-8 セン断剛性率 G_0 の拘束圧依存性 ($\gamma_{SA} = 10^{-6}$ 時)

る10波目までの累積エネルギー $\Sigma W_{at 10th}$ と h の関係を示した。比較として、密な豊浦砂 ($Drc = 80\%$) に関する結果もプロットしている。豊浦砂では、 h の上限値すなわち最大となる累積エネルギーが存在するが、当幌火山灰土では不攪乱、再構成を問わず、ピークとなるような h は得られていない。これは図-5で示したように、当幌火山灰土の過剰間隙水圧の発生がしらすや豊浦砂よりも低いためと考えられる。また、不攪乱、再構成しらすの最大となる累積エネルギーは明らかに豊浦砂よりも大きいことから (約3倍)、履歴減衰定数による評価においては、当幌火山灰土およびしらすはその間隙比が高いにも関わらず、豊浦砂よりも液状化に対する抵抗性は高いという結果になる。

c) G および h に及ぼす拘束圧の影響

せん断剛性率に及ぼす拘束圧の影響を調べるために、 G_0 と σ'_c との関係を整理したのが図-8である。なお、図に示した不攪乱供試体の σ'_c は、基本的に表-1で示した σ'_c に対応している。図から、いずれの火山灰土においても不攪乱、再構成を問わず、 σ'_c が増えると G_0 は増加する傾向にある。ただし、その増加傾向は豊浦砂に比べて極めてにぶいようである。

当幌火山灰土としらすによる再構成供試体の圧密後の間隙比 e_c を変化させ、この G_0 と σ'_c の関係を調べたのが図-9(a), (b)である。間隙比を統一することにより、 G_0 を σ'_c の関数で表すことができる。本研究から、当幌火山灰土では式 (2)、しらすに関しては式 (3) のように与えられる。

$$G_0 = 1120 (\sigma'_c)^{0.68} \quad (\text{in kPa}, e_c = 3.50 \sim 5.00) \quad (2)$$

$$G_0 = 4810 (\sigma'_c)^{0.52} \quad (\text{in kPa}, e_c = 1.30 \sim 1.45) \quad (3)$$

また、国生¹⁰⁾による豊浦砂 ($Drc = 80\%$, $e_c = 0.711$) の G_0 に関する $F(\sigma'_c)$ を求めると、式 (4) のようになる。

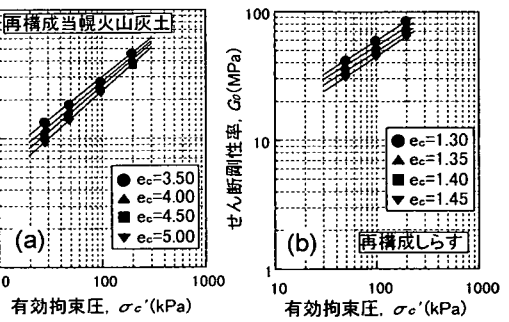


図-9 火山灰土のせん断剛性率と有効拘束圧の関係：
(a) 再構成当幌火山灰土, (b) 再構成しらす

$$G_0 = 10351 (\sigma'_c)^{0.5} \quad (\text{in kPa}, e_c = 0.711) \quad (4)$$

また田中ら²²⁾は、礫分50%の砂礫に関して $(\sigma'_c)^n$ の指数 n は0.6となることを報告している。

このように、 G_0 における $(\sigma'_c)^n$ の n 値は当幌火山灰土、しらす、豊浦砂の順に小さくなり、 σ'_c の影響は火山性粗粒土で大きいことが定量的に示される。

また、早来火山灰土としらすでは、 σ'_c の変化による履歴減衰定数 h の変動は、 γ_{SA} が微小な段階よりもより大きな段階 (例えば $\gamma_{SA} = 10^{-3}$ レベルにおいて) で現れてくる (図-3(b), (d) 参照) が、当幌火山灰土では σ'_c の変化による h の変動は認められないようである。そこで図-10に、 $\gamma_{SA} = 10^{-3}$ レベルにおける h と σ'_c との関係を示した。通常、砂質土の h に及ぼす間隙比の影響は非常に小さく、かつ h は σ'_c の増加によって減少するといわれている²³⁾。しかし当幌火山灰土では、供試体の不攪乱と再構成の違いに関わらず、 σ'_c の増加による h の減少は極めて小さい。一方、しらすの変化挙動は火山性粗粒土に比べて豊浦砂に近い h - σ'_c 関係を示している。すなわち、砂質土の場合と同様に履歴減衰定数は拘束圧の増加によって低下するが、いずれの拘束圧においても火山性粗粒土よりも高い h 値を呈示するようである。

このように、クリーンな砂に比べて火山性粗粒土の拘束圧依存性は、せん断剛性率で大きく履歴減衰定数では小さくなることが示された。なお、当幌火山灰土の σ'_c の増加に伴う G_0 の増大は、後述の粒子破砕と密接に関連している。

d) G に及ぼす間隙比の影響

図-11は、再構成された当幌火山灰土としらすについての G_0 と圧密後の間隙比 e_c との関係を示している。拘束圧を一定にすると、 G_0 と e_c はほぼ一義的な関係にあるようであり、 G_0 を e_c の関数で示すことができる。すなわち、本研究から当幌火山灰土では式 (5)、しらすについては式 (6) で与えられる。

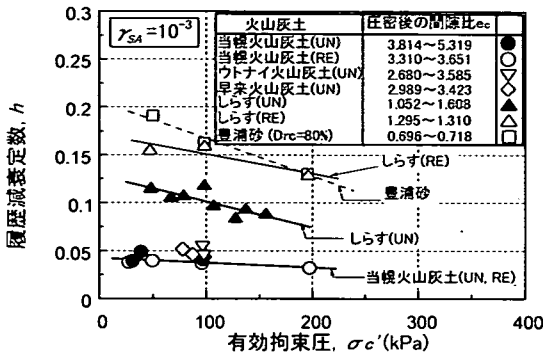


図-10 履歴減衰定数の拘束圧依存性 ($\gamma_{sa} = 10^{-3}$ 時)

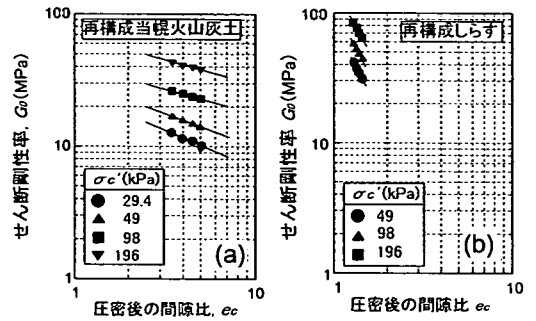


図-11 火山灰土のせん断剛性率と間隙比の関係: (a) 再構成当幌火山灰土, (b) 再構成しらす

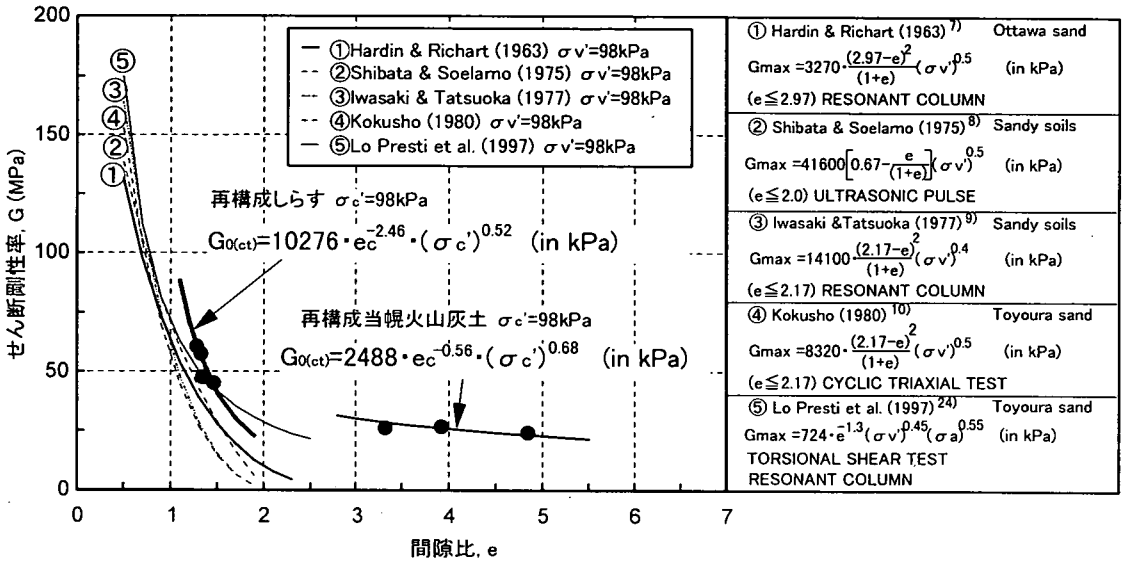


図-12 せん断剛性率と間隙比の関係

表-2 再構成火山灰土の係数

試料名	A	b	n
当幌火山灰土	2488	-0.56	0.68
しらす	10276	-2.46	0.52

$$G_0 = 45400 e_c^{-0.56} \text{ (in kPa, } \sigma'_c = 29.4 \sim 196 \text{ kPa)} \quad (5)$$

$$G_0 = 111000 e_c^{-2.46} \text{ (in kPa, } \sigma'_c = 49 \sim 196 \text{ kPa)} \quad (6)$$

なお、礫分50%の砂礫に関して田中ら²²⁾は、 G_0 に及ぼす e_c の影響を、国生¹⁰⁾が砂質土で示した関数である $(2.17 - e_c)^2 / (1 + e_c)$ にて表している。

図-12は、砂質土のせん断剛性率 G_{max} ($= G_0$) と間隙比 e の関係を表す既往の提案式^{7)~10), 24)}および再構成された当幌火山灰土としらすの室内試験結果から得られたデータを σ'_c ($= \sigma'_c$) = 98kPaについて描いている。ここでは砂質土のせん断剛性率の表示式にならって、本研究で得た当幌火山灰土としらすについてその表示を試みることにする。

$$G_{0(CT)} = A \cdot e_c^b \cdot (\sigma'_c)^n \quad (7)$$

ここで、式(7)中の $G_{0(CT)}$ は三軸試験(CT)から求めた値である。表-2に示すように当幌火山灰土およびしらすに対する係数 A , b , n の中で、 b は式(5)と式(6)の値、 n は式(2)と式(3)の値を用い、 A はそれらを回帰することにより決定した。さらに、これらの関係式が図-12中に示されている。しらすの間隙比の範囲は通常の砂質土と同様に狭く、その $G-e$ 関係は砂質土に酷似している。一方、当幌火山灰土の間隙比が大きくなる原因は、粗い粒子が主体であるという粒子形状によるものだけではなく、粒子が多孔質で内部に多くの空隙を有しているためと考えられる²⁵⁾。また、火山性粗粒土の含水比は非常

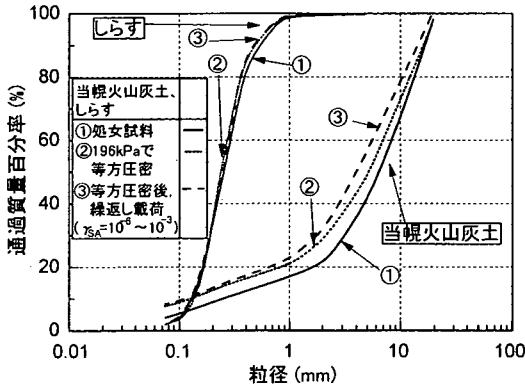


図-13 等方圧密と繰返し載荷による粒度分布の変化

に高い値となる¹⁷⁾ことが知られているが、これは閉塞された粒子内空隙だけでなく、開口された空隙も多く含むことも示唆している。このように、火山性粗粒土の間隙比の値が著しく高くなるため、砂質土やしらすに比べてせん断剛性率の間隙比依存性が非常に低くなることが示されている。

e) 動的変形特性に及ぼす粒子破碎の影響

当幌火山灰土はしらすに比べて極めて圧縮性に富んでおり、有効平均主応力の増加に伴う粒子破碎量が卓越するため、粒子破碎指標である細粒含有率の増加 ΔF_{CS} も大きな値となる。ただし、液状化試験の繰返し非排水せん断過程で生じる粒子破碎は等方圧密過程で生じるものよりも小さく、繰返し非排水せん断による ΔF_C は初期細粒分の誤差の範疇 ($\pm 1\% \sim 2\%$ 程度) となることがわかっている¹⁷⁾。

そこで、再構成供試体を作製する際に粒度調整を行って初期粒度の誤差を極力小さくし、等方圧密後と、全ての非排水繰返しせん断の載荷ステージを終了した後の粒径加積曲線を調べたのが図-13である。図に示されるように、当幌火山灰土の粒子破碎は圧密過程で発生するものが大部分を占めている。また、等方圧密による粒度分布の変化は平均粒径よりも小さな粒径区分で顕著となり、逆に繰返し非排水せん断過程では平均粒径よりも大きな粒径で変化が大きいという結果が示されている。一方、しらすの圧密・繰返し非排水せん断による粒度分布の変化は当幌火山灰土に比べて極めて小さく、 F_C の増加はほとんどないことがわかる。ここで、兵動ら²⁶⁾は、しらすに対する非排水単調せん断 ($\sigma'_c = 300\text{kPa}$) による細粒分増加は約10%であったことを報告している。このことを考慮すると、静的せん断による粒子破碎はかなり進行するとみられる。

また図のように、当幌火山灰土では繰返し非排水せん断過程でもわずかではあるが粒子破碎が発生す

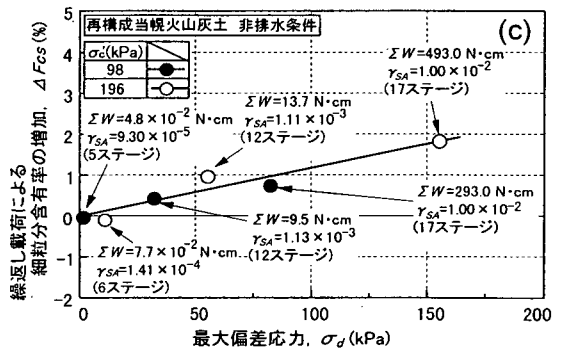
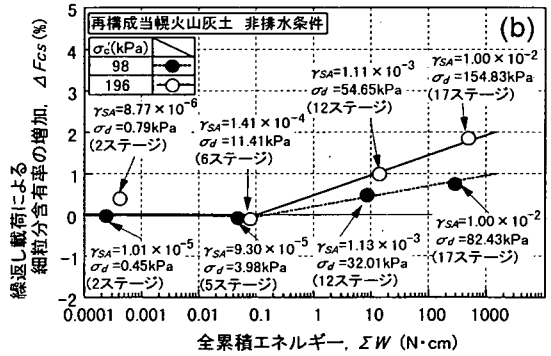
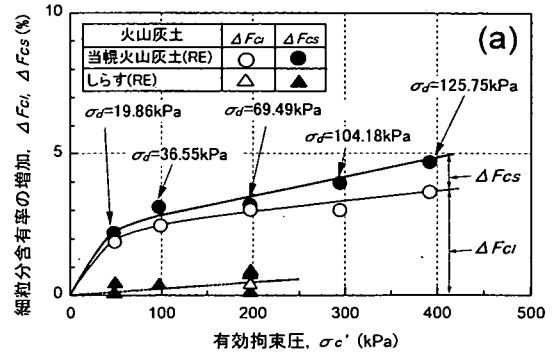
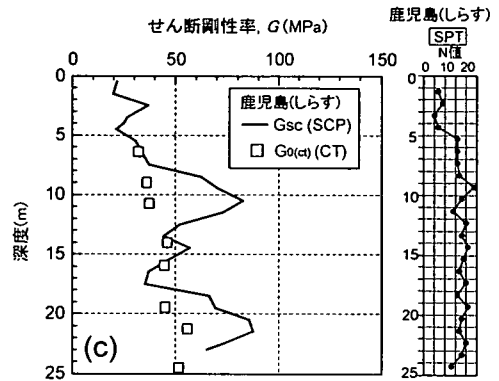
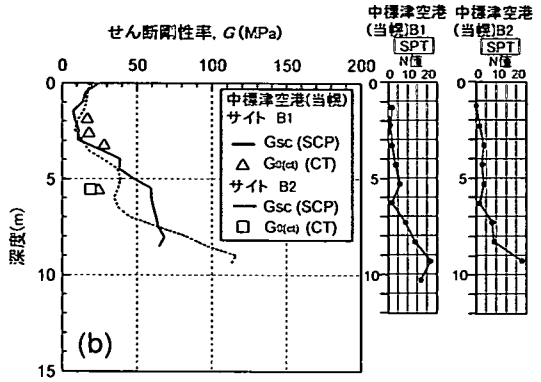
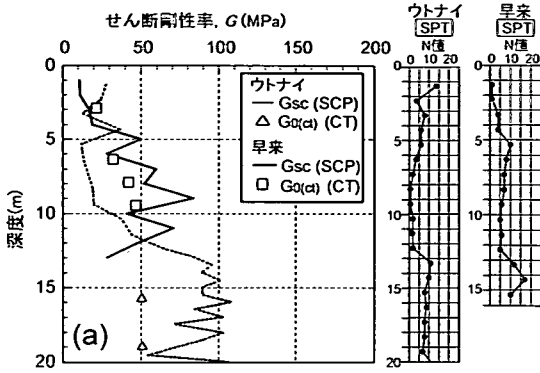


図-14 圧密・繰返し非排水せん断による細粒含有率の変化: (a) $\Delta F_{CI}, \Delta F_{CS} - \sigma'_c$ 関係, (b) $\Delta F_{CS} - \Sigma W$ 関係, (c) $\Delta F_{CS} - \sigma'_d$ 関係

るため、等方圧密終了後と繰返し非排水載荷のみの細粒分の増加をそれぞれ ΔF_{CI} 、 ΔF_{CS} とし、これらの値と有効拘束圧 σ'_c との関係調べてみたのが図-14(a)である。図中では、当幌火山灰土の繰返しせん断過程における最大偏差応力 σ'_d も示している。当幌火山灰土では、例えば $\sigma'_d = 125.75\text{kPa}$ 、 $\sigma'_c = 392\text{kPa}$ の繰返しせん断過程で生じる最大 ΔF_{CS} は1%程度である。しらすの場合も粒子破碎の増加は認められるが、 ΔF_{CI} 、 ΔF_{CS} ともに1%未満である。

図-14(b)は、当幌火山灰土に関して載荷ステージ数を変化させて ΔF_{CS} を調べた結果である。図の



横軸の ΣW は、図-7で示した累積エネルギーの全ステージおよび全サイクル数での総和である。図中には γ_{SA} 、 σ_d およびステージ数も併せて示した。図から、 $\gamma_{SA} \approx 10^{-4}$ ($\Sigma W \approx 0.1N \cdot cm$)に至るまで、 ΔF_{CS} は発生しないことが分かる。前述したように、 G_0 値は双曲線関数を外挿して求めているが、数種類の火山灰土で検討した結果では、 $\gamma_{SA} = 10^{-4}$ 以上の G_{eq} 値に影響されないことが確認されている。従って、当幌火山灰土の繰返し非排水せん断過程で生ずる粒子破碎は G_0 ($\sigma'_c \leq 196kPa$)に大きな影響を及ぼさないようである。

図-14(c)は、図-14(b)で示した試験結果のうち $\Sigma W \approx 0.05N \cdot cm$ 以上のものについて、 ΔF_{CS} と σ_d の関係を整理している。 ΔF_{CS} では、拘束圧の影響よりも、繰返し非排水せん断過程で与えられた最大の偏差応力 σ_d の影響の方が大きいようである。

前述のように、粒子破碎性が卓越する粒状体であるほど G_0 に及ぼす拘束圧の影響(式(7)の n 値)は大きい。しかし、 σ'_c の増加に対して n はほとんど変化しない。しかし、図-8で示されたように当幌火山灰土の σ'_c の増加に伴う G_0 の増加は、他の火山灰土よりも低い。これは、式(7)における係数 A の値が他の火山灰土よりも小さいためである。この値が小さいのは、圧密過程で生じる粒子破碎によるものと推察され、 σ'_c が高くなるほど G_0 値が低減されるためと考えられる。

(2) 原位置および室内試験によるせん断剛性率

図-15(a), (b), (c)では、各地点で実施したSCP試験から求まるせん断剛性率 G_{SC} (式(1))と三軸試験(CT)による $G_{0(ct)}$ を比較している。対象地盤の K_0 値が推定できないため、その効果に対する G_{SC} の補正は試みられてはいない。しかし砂地盤に関して、田中ら²⁷⁾は G_{SC} における K_0 の増加の影響は小さいとしている。また、図中には図-1のSPT試験の結果も併せて示している。さらに中標津空港地点については、B2で行った試験結果も追加して示し

図-15 原位置と室内試験結果によるせん断剛性率の比較：(a)ウトナイ・早来地点，(b)中標津空港(当幌)地点，(c)鹿児島(しらす)

た。図-15(a)のウトナイと早来火山灰土に関する $G_{0(ct)}$ は、深度が浅い場合は G_{SC} に近い値となるが、深くなるにつれて G_{SC} よりも小さな値となる。このことは、当幌火山灰土(図-15(b))でも認められる。一方、しらすに関する結果(図-15(c))では、全体的に室内試験の結果が原位置のそれに比べて低い値になるが、深度6mと15m付近の G_{SC} と $G_{0(ct)}$ はほぼ一致している。

次に、前述の $G_{0(ct)}$ と G_{SC} を拘束圧で正規化し、間隙比との関係として整理したのが図-16(a), (b)である。ここでは、 $G_{0(ct)}$ と G_{SC} が再構成供試体の場合で得た拘束圧と間隙比の依存性(図-12)を示すと仮定してプロットされている。すなわち、表-2に示すように当幌火山灰土としらすの b 値はそれぞれ-0.56と-2.46、 n 値はそれぞれ0.68と0.52を用いている。 G_{SC} に対する間隙比 e は、 G_{SC} 推定時に用いた対応深度のチューブ試料の値を用いた。また図-16(a)では、図-15(b)で示したデータのうち、深度3.4m以内の当幌火山灰土に関するものだけを示している。図-16(a)より、当幌火山灰土の G_{SC} は原位置で保持

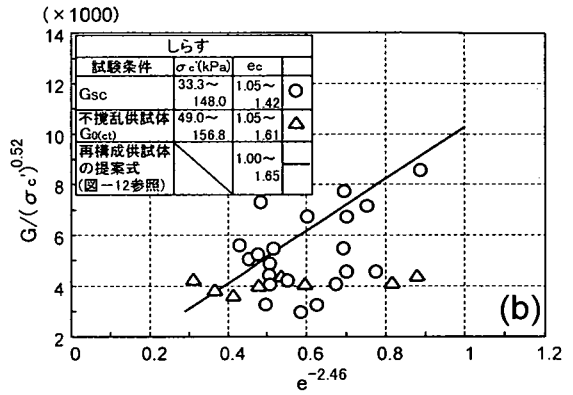
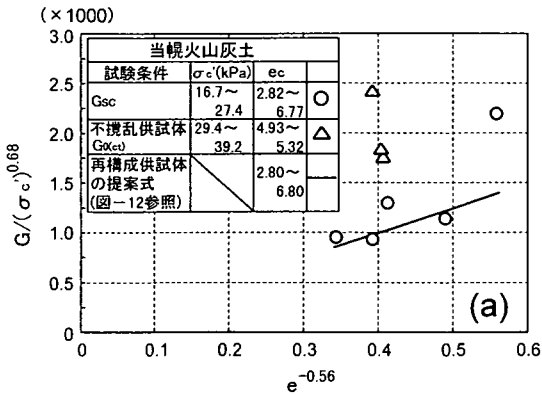


図-16 サイズミックコーン，不攪乱供試体と再構成供試体の提案式から求まる $G/(\sigma_c')^a - e^b$ 関係：(a) 当幌火山灰土，(b) しらす

されていたと思われるセメンテーションの影響のため，再構成供試体の提案式よりも高い値を示す傾向にある。一方，図-16(b)に示したしらすでは， G_{SC} の値が再構成供試体の提案式よりも全体的に低めの値となっている。これは，二次堆積であるため原位置におけるセメンテーションの効果が低かったためと直観的には想定される。しかし，図-3(d)でも示したように，不攪乱供試体の $G_{0(ct)}$ が再構成供試体のそれと同等か低いという結果が示されていることに注目しなければならない。これは，次に述べるようにトリプルチューブサンプリングによる試料の乱れが主因であると想定されているからである。

この地点のサンプリングでは，試料採取後の重力排水で試料内からの脱水が不充分であったと考えられる。すなわち，不攪乱供試体のせん断剛性率が低い原因として，飽和状態で水分を保持しやすいしらす¹⁸⁾ではサンプリング試料の凍結中，試料の凍結膨張による乱れの影響が大きかったと推察される。トリプルチューブ内に水分が残留する要因としてはいくつか考えられるが，試料中に含まれる細粒分の影響が大きいと予想される。ここで，供試体の乱れの大部分が凍結膨張により発生したものと仮定し，そのような乱れで生じた供試体の体積ひずみ $\epsilon_{V(RI)}$ に対応する原位置と室内試験によるせん断剛性率の比 $G_{0(ct)}/G_{SC(RI)}$ を調べたのが図-17である。なお，原位置のせん断剛性率 $G_{SC(RI)}$ および凍結膨張による体積ひずみ $\epsilon_{V(RI)}$ は，それぞれ以下の式で定義した。

$$G_{SC(RI)} = \rho_{d(RI)} \cdot V_s^2 \quad (8)$$

$$\epsilon_{V(RI)} = (\rho_{d(RI)} - \rho_{d0}) / \rho_{d(RI)} \times 100 \quad (\%) \quad (9)$$

ここで， $\rho_{d(RI)}$ と ρ_{d0} は RI コーン（密度コーン）²⁸⁾により推定される原位置の湿潤密度と乾燥密度であり，

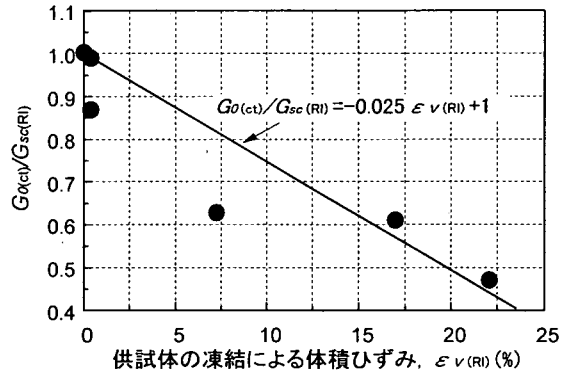


図-17 しらす試料の凍結時の体積ひずみとせん断剛性率の関係

繰返し三軸試験に用いた供試体の深度と対応した値である。これらの値は較正試験の結果から定まる土の密度と検出される γ 線量との関係から得られる。また， V_s は SCP から求まる S 波速度， ρ_{d0} は三軸供試体の初期の乾燥密度である。なお，RI コーンから推定される密度を用いたのは，上述の試料の乱れによる密度評価の誤差を除去するためである。

図より，若干のばらつきが見られるが，試料の凍結膨張により $G_{0(ct)}/G_{SC(RI)}$ は確実に低下していることが確認できよう。なお，今回のしらすでは試料の乱れによる $G_{0(ct)}$ の変化は図-17中に示した関係式で表される。

以上のことから，しらす地盤での $G_{0(ct)}$ と G_{SC} の不一致は不攪乱試料の乱れが主な要因と推定される。

また，図-18では本研究で対象とした火山灰地盤の原位置試験から求まる $G_0 (=G_{SC})$ と N 値の関係を示している。図中では沖積砂と洪積砂の結果²⁹⁾も併せて示した。この図より，当幌火山灰土としらすの結果は沖積砂の傾向と一致しているが，ウトナイおよび早来火山灰土では， N 値が増加してくると沖

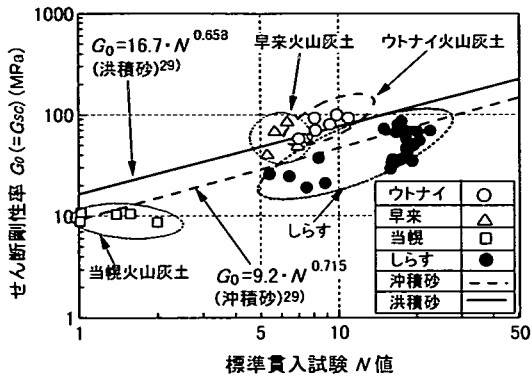


図-18 原位置試験から求まる各火山灰地盤の $G_0 (= G_{sc})$ と N 値の関係

積砂より高い G_{sc} 値を示す。これはSPT時のサンプラー貫入により粒子破砕がもたらされ、 N 値が過小に評価されるためである^{17), 30)}。なお、高田ら¹⁶⁾は、二次しらす地盤において N 値が増加すると粒子破砕によって N 値が過小評価されると報告している。

このように、破砕性火山灰土で構成される地盤では、動的貫入試験における粒子破砕がその試験結果に影響を及ぼすので、 N 値のみから地盤特性を判断することは適切ではない。

5. 結論

(1) 粒子破砕が卓越する火山灰土では、再構成、不攪乱供試体を問わず、拘束圧の増大に伴う G の増加は粒子破砕によって抑制される。また、その間隙比は通常の砂よりも著しく高くなるため、 G に及ぼす間隙比の影響は小さくなる。

(2) 当幌火山灰土に関する試験結果 ($\sigma'_c \leq 196 \text{ kPa}$) は、 $\gamma_{sa} = 10^{-4}$ 以下では繰返し非排水せん断による粒子破砕が、ほとんどもたらされないことを示している。このため、 G_0 値に及ぼす粒子破砕の影響は、非排水せん断過程よりも圧密過程で生ずるものが支配的となる。

(3) 再構成されたしらすや火山性粗粒土のせん断剛性率は、通常の砂と同様に、間隙比と拘束圧の間数によって表すことができる。

(4) 原位置火山灰土のせん断剛性率にはセメンテーションの影響が存在する。しかし、その評価には、不攪乱試料の質が強く関与していることが定量的に示された。

(5) 破砕性の強い火山灰地盤では、SPT試験時のサンプラー貫入により粒子破砕が発生し、これが N

値の過小評価を導くため、 N 値のみからこれらの地盤特性を判断することは適切ではない。

謝辞：室内試験では、前宗孝氏(現基礎地盤コンサルタンツ)、山崎雅仁、小林隼、中島謙介、渡辺則仁各君(北海道大学大学院)の協力を得た。原位置試験では北村良介教授(鹿児島大学)、佐藤厚子氏(北海道開発土木研究所)および池田晃一氏(北海道土質コンサルタント)にお世話になった。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Miura, S., Yagi, K. and Kawamura, S.: Liquefaction damage of sandy and volcanic grounds in the 1993 Hokkaido Nansai-Oki Earthquake, *Proc. of Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri*, pp.193-196, 1995.
- 2) 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砕, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.159-170, 1996.
- 3) 三浦清一, 八木一善: 火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破砕とその評価, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.257-269, 1997.
- 4) 三浦清一, 八木一善, 川村志麻: 破砕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) 赤司六哉, 山本繁登, 溝上建: 乱さないローム, しらす, まさ土の動的変形特性, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.675-678, 1986.
- 6) 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.
- 7) Hardin, B. O. and Richart, F. E.: Elastic wave velocities in granular soils, *J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE*, Vol.89, No. SM1, pp.33-65, 1963.
- 8) 柴田徹, D. S. Soelarno: 繰返し载荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性, 土木学会論文集, No.239, pp.57-65, 1975.
- 9) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.19-35, 1977.
- 10) Kokusho, T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.

- 11) Lo Presti, D. C. F. and Jamiolkowski, M.: Estimate of elastic shear modulus in holocene soil deposits, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.263-265, 1998.
- 12) 松本徳久, 安田成夫, 大久保雅彦, 木下靖: 粗粒材料のせん断強度と動的変形特性, 土木学会論文集, No.424/III-14, pp.95-104, 1990.
- 13) Mishima, O., Tanaka, H., Tanaka, M. and Miura, S.: Site investigation of Tomakomai volcanic ash by SPT, CPT, DMT and seismic cone tests, *Proc. of The International Symposium on Problematic Soils*, Vol.1, pp.195-198, 1998.
- 14) 田中洋行, 三島理, 田中政典: 粒径の大きな粒状体から成る地盤に対するCPTとDMTの適用性, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.273-283, 1999.
- 15) Miura, S and Toki, S. : Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984.
- 16) 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.
- 17) 三浦清一, 八木一善, 田中洋行, 阿曾沼剛: 破碎性粗粒土の力学挙動と評価 一主として北海道火山性堆積地盤について一, 土と基礎, Vol.48, No.10, pp.15-18, 2000.
- 18) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説, 第一回改訂版, 2000.
- 19) 阿曾沼剛, 三浦清一, 渡辺則仁, 前宗孝: 原位置および室内試験より求めた火山灰土の動的変形定数, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第41号, pp.19-28, 2001.
- 20) 風間基樹, 柳澤栄司, 増田昌昭: 定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性, 土と基礎, Vol.46, No.4, pp.21-24, 1998.
- 21) 安田進, 山口勇: 繰返し載荷中の排水条件が減衰定数に与える影響, 第18回土質工学研究発表会講演集, pp.505-506, 1983.
- 22) 田中幸久, 工藤康二, 国生剛治, 加藤宗明, 加藤朝郎, 長崎清: 砂礫材料の動的変形特性について, 第22回土質工学研究発表会講演集, pp.599-602, 1985.
- 23) 足立紀尚, 龍岡文夫: 新体系土工学18 土の力学(III), pp.211-241, 技報堂出版, 1981.
- 24) Lo Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. and Pedroni, S.: Shear modulus and damping of soils, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp.603-617, 1997.
- 25) 斎藤孝夫, 三木五三郎: 破碎しやすい火山レキ(摩周火山降下軽石)の二, 三の特性, 土木学会第27回年次学術講演会講演集 第3部, pp.583-586, 1972.
- 26) 兵動正幸, 荒牧憲隆, 岡林巧, 中田幸男, 村田秀一: 破碎性土の定常状態と液状化強度, 土木学会論文集, No.554/III-37, pp.197-209, 1996.
- 27) 田中洋行, 田中政典: 原位置試験によって計測される地盤の変形特性, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.83-91, 1997.
- 28) 三村衛, Abhay K. Shrivastava, 柴田徹, 延山政之: RIコーンによる砂質地盤の原位置含水比・湿润密度検層とその精度評価について, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.227-240, 1999.
- 29) Imai, T.: P- and S- wave velocities of the ground in Japan, *Proc. of 9th ICSMFE*, Vol.2, pp.257-260, 1977.
- 30) 田中洋行, 田中政典, 北村良介, 三浦清一, 箕作幸治: 二次堆積シラスの地盤調査結果, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.93-94, 2001.

(2001. 8. 1受付)

DYNAMIC DEFORMATION CHARACTERISTICS OF VOLCANIC SOILS AND THEIR EVALUATION METHODS

Tsuyoshi ASONUMA, Seiichi MIURA, Kazuyoshi YAGI and Hiroyuki TANAKA

In order to clarify the influence of confining stress, void ratio and particle breakage on the dynamic deformation characteristics of volcanic soils, some site investigations (e.g. standard penetration test and seismic cone penetration test) and cyclic undrained triaxial tests on undisturbed and reconstituted samples were carried out. The test results showed that the effect of confining stress on shear modulus G for crushable volcanic soils is more remarkable than Toyoura sand. However, confining stress-dependency of damping ratio h for crushable volcanic soils becomes less pronounced. Also, G values of crushable volcanic soils, consisting mainly of brittle pumice, are less dependent on void ratio than sand and Shirasu. Moreover, cementation effect in the volcanic ground on the dynamic properties for small strain level was detailedly discussed.