

破碎性火山灰地盤の力学特性の評価

八木一善¹・三浦清一²

¹正会員 株式会社地崎工業 土木部技術課 (〒060-8588 札幌市中央区南4条西7丁目6)

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

本研究では、北海道にある代表的な火山灰地盤において原位置試験 (SPT, CPT, SCP 試験) を行い、さらに不攪乱と再構成試料に対する三軸圧縮試験および繰返しせん断試験を併せて実施し、原位置火山灰土の力学特性と適切な評価法を調べている。試験結果から、破碎性火山灰土の排水せん断では粒子破碎の効果による圧縮変形と粒子の再配列が顕著になるため、不攪乱供試体のせん断強度に及ぼす固結や構造異方性の影響は小さいことが明らかになった。また拘束圧が低い場合、原位置火山灰土の液化強度に及ぼす固結、構造異方性、粒径および細粒分の影響は大となることが判った。さらに SPT 試験時に生ずる粒子破碎を調べ、それが室内と原位置試験で得た強度定数の相関に及ぼす影響について考察した。

Key Words : volcanic coarse-grained soil, in-situ test, triaxial test, liquefaction, shear strength, particle breakage

1. まえがき

北海道には、40あまりの第四紀火山・火山群があって、反復された噴火により火山碎屑物 (=火砕物, 広義の火山灰) が広域かつ厚く堆積し、その分布は総面積の約40%にも及んでいる¹⁾。この火砕物に関連する学術上の語句は多く、研究分野や目的によって多様である²⁾。そこで本論文では、「火山灰, スコリア, 軽石とそれらから構成される二次堆積物」を火山灰土, 火山灰土で構成される地盤を火山灰地盤と称する³⁾ことにする。

火山灰土は、その堆積条件によって一次と二次堆積物に大別できるが、一次堆積物は降下火砕堆積物 (降下火山灰・降下軽石・降下スコリア) と火砕流堆積物に区分できる。中～大規模な火砕流堆積物は軽石流堆積物と称されており、高熱状態で流下堆積するために少なからず溶結⁴⁾の影響を受けている。このうち、火山灰土に含まれる軽石流堆積物は弱～非溶結部を指す⁵⁾。

九州に分布するしらすは火砕流堆積物の非溶結部と定義⁶⁾されているが、村田・山内による研究^{7), 8)}により、地質的な由来による固結効果が引張・圧縮強度に大きな影響を及ぼすことが明らかにされた。すなわち、乱さないしらすの強度成分は、乱したしらすが有する強度成分 (粒子間摩擦, インターロッキング, 粒子間の毛管水による表面張力) に固結の成分を加えたものとされている。また、乱さないしらすや軽石では強度-変形特性の異

方性が顕著に現れる^{9), 10), 11)}。この異方性は、乱さない火山灰土の力学特性を解明する上で無視できない要因となっている。

一方、しらす, 軽石, スコリアなどの火山灰土は破碎性土¹²⁾であり、その力学特性に及ぼす破碎の影響に着目した多くの研究^{11)~22)}が行われてきた。この粒子破碎は、

- ・粒子集合体の初期構造^{13), 14), 20)}
 - ・粒子自体の破碎強度^{12), 15)}
 - ・試験条件で変わる変形や有効応力の大きさ^{11)~13), 17)~22)}
- などに支配されるようであるが、粒子集合体に対して次のような現象を引き起こすものと考えられている^{16), 20)}。
- ・密度の増加 (密実化)
 - ・粒子形状や粒度分布の変化 (細粒化)
 - ・粒子配列構造の変化 (粒子の再配列)

したがって、破碎性粒状体で生じる構成粒子の破碎現象は、粒子集合体の構造状態の変化をもたらすと想定できる。しかし、粒子破碎に着目して原位置火山灰土の力学特性を調べた報告は限られており、粒子破碎に伴う粒子の再配列が固結の程度や力学異方性に及ぼす影響も明確にされていない。

破碎性火山灰地盤の力学特性を原位置試験で評価した報告も限られているが、高田ら²³⁾によって二次しらす地盤のN値が試験時の破碎の影響を確実に受けることが見出されている。N値は設計等で汎用的に用いられることから、動的貫入試験による粒子破碎の影響の有無, N値

表-1 対象とした火山灰土の記号と諸元

噴出源 (記号)	火山灰土	噴出年代	分類
駒ヶ岳 (Ko)	Ko-d	1964AD	降下軽石
恵庭岳 (En)	En-a	15~17 [*]	降下軽石
樽前山 (Ta)	Ta-a	1739AD	降下軽石
	Ta-b	1667AD	降下軽石
	Ta-c	2.5~3.0 [*]	降下軽石
支笏 (S)	Spfa-1	31~34 [*]	降下軽石
	Spfl	31~34 [*]	軽石流堆積物
	Spfa-7	40 [*] >	降下スコリア
摩周 (Ma)	Ma-l	11~13 [*]	降下軽石

※ (千年前)

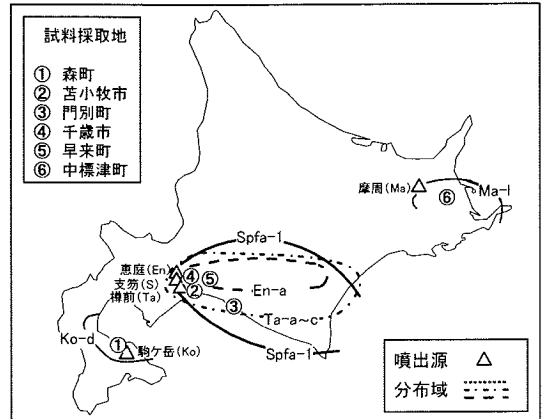


図-1 サンプルング地点と対象とした降下軽石の分布域

による破砕性火山灰地盤の強度推定の適否を明らかにすることは重要となる。

このような見地から、本論文では北海道各地から採取した不攪乱火山灰土に対する三軸試験結果、サンプリング箇所で行った標準貫入試験 (SPT)、コーン貫入試験 (CPT) およびサイスミックコーン貫入試験 (SCP) の結果に基づいて議論している。

さらに、再構成供試体に関する三軸試験結果と比較しながら、粒子破砕現象が引き起こす原位置火山灰土の構造的な変化を示し、その静的・動的三軸力学特性に及ぼす構造異方性や固結などの影響を調べた。次いで、破砕性火山灰地盤での標準貫入試験で生じる粒子破砕を調べて、 N 値による強度推定の問題点を論じた。さらに、静的コーン貫入試験の結果と火山灰地盤のせん断剛性率との関係についても考察を進めた。

2. 対象とした火山灰地盤

北海道火山灰土は、噴出源、噴出年代、堆積条件 (降下と流下) に応じて記号化されている^{1),2)}。表-1は本研究で対象とした火山灰土の記号と諸元であり、図-1は不攪乱試料の採取地と室内試験を行った降下軽石の分布域^{1),3)}を表す。

試料の採取は6市町に及ぶ地点で行っているが、森町、苫小牧市、千歳市、早来町、中標津町では標準貫入試験 (SPT)、オレンジ式二重管コーン貫入試験 (D-CPT)、電気式静的コーン貫入試験 (E-CPT) およびサイスミックコーン貫入試験 (SCP) などの原位置試験も実施した。図-2に、その代表的な原位置試験結果と地質断面を示す。なお、苫小牧市ウトナイ、早来町遠浅、中標津空港のデータは、田中ら²⁴⁾や阿曾沼ら²¹⁾が報告したSPTおよびSCPなどの試験結果にCPT試験の結果を対応させて示したものである。

(1) Ko-d (駒ヶ岳降下軽石)

森町姫川 (森H) で採取した降下軽石は、七飯町~森町~長万部~中山峠に広く分布し、森町にて層厚は最も大きい (80~200cm)¹¹⁾。図-2(a) で示されるように、この火山灰土は主として表層に分布し N 値はおおよそ8である。

(2) En-a・Ta-a~c・Spfa-1, 7・Spfl (恵庭・樽前・支笏降下軽石、支笏降下スコリア、支笏軽石流堆積物)

千歳市~苫小牧市~早来町~門別町には、上位から樽前降下軽石 (Ta-a~Ta-c)、恵庭降下軽石 (En-a)、支笏軽石流堆積物 (Spfl)、支笏降下軽石・スコリア (Spfa-1~Spfa-7) などが分布する。図-2(b) の苫小牧市ウトナイ (苫小牧U) の例²⁴⁾ では、Spfa-1の N 値が概ね10以下の値を示し、 N 値、コーン貫入抵抗 q_t 、せん断剛性率 G_{sc} の結果では深度の増加に伴う有効上載圧の影響が現れていない。その主たる原因は、地下水位以下の密度が小さい軽石層では、深度の増加による有効上載圧の増加が小さいためと考えられる。この傾向は図-2(c) に示される一次堆積の早来町遠浅 (早来T) 地点でも認められ、 G_{sc} の値についてのみ変動が生じている。Ta-a~cやEn-aの場合も低い N 値となっているが、溶結したSpflはSpfa-1に比べて高い N 値となることが多い。

(3) Ma-l (摩周降下軽石)

中標津町の武佐 (中標津M) および当幌 (中標津T) では、摩周火山噴出物に属する降下軽石層のMa-lから試料を採取した。また中標津空港において、試料採取とSPT、E-CPT、SCPなどの原位置試験を行った。図-2(d) に、中標津空港で行った試験結果を示す。この地域では、上位に摩周火山噴出物 (Ma1~Ma-l) があって、下位に二次堆積の火山灰質砂と屈斜路軽石流堆積物 (Kcf1) が堆積する。なお、2箇所で行ったSPT試験の結果では、Ma-lの N 値 (=1~2) が極めて小さい値となっている。

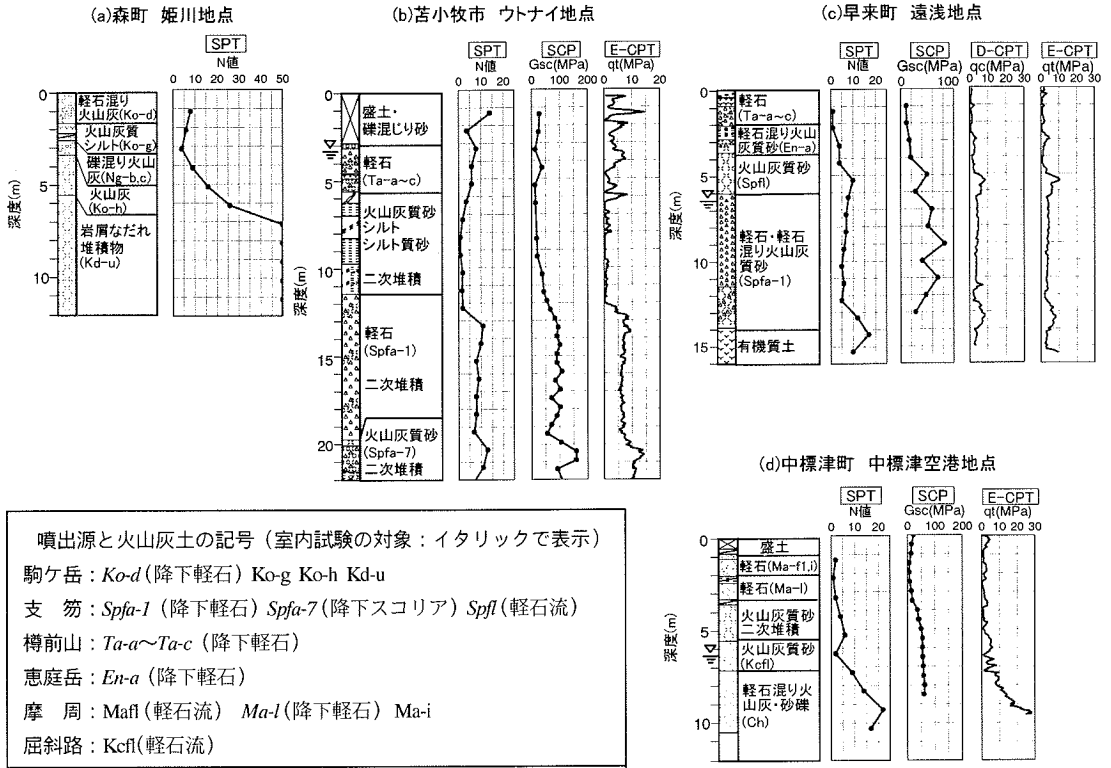


図-2 代表的な地質断面と原位置試験結果; (a)森町姫川, (b)苫小牧市ウトナイ²⁴⁾, (c)早来町遠浅, (d)中標津空港

3. 火山灰土の物理的性質

表-2に, 各火山灰土の物理的性質を示す。これらは全て地盤工学会基準の試験方法⁹⁾に基づいて求めた。降下軽石である *Spfa-1* と *Ma-l*, 軽石流堆積物の *Spfl* の土粒子密度 ρ_s や乾燥密度 ρ_d は低く, 含水比 ω_b は高い値となる。この傾向は *Spfa-1* と *Ma-l* で著しい。これは多孔質な粒子に多くの粒子内空隙 (Intra-particle void)^{20), 25), 26)} が含まれるためである。一方, 密実な粒子から成る降下スコリアの *Spfa-7* と磁鉄鉱を粒子に含有する *Ko-d* の ρ_s , ρ_d は大きな値となり, ω_b は低い値となっている。また *En-a* と *Ta-a* ~ *Ta-c* の ρ_s は, *Ko-d*, *Spfa-7* に類似した高い値 ($\rho_s = 2.70 \sim 2.92 \text{ g/cm}^3$) を示すが, *En-a* で ρ_d は 0.76 g/cm^3 程度, *Ta-a* ~ *Ta-c* では $\rho_d = 0.75 \sim 1.53 \text{ g/cm}^3$ となっている。

多くの降下軽石では, 空中運搬時の分級作用によって粒度は均一となり, 細粒分含有率は低い値となる。一方, 流下堆積した *Spfl* の場合は F_c が30%を超えることも多い。

なお, 一般的に *Ma-l* のような礫質土 ($D_{70} > 1 \text{ mm}$) は液状化判定の対象外とされている²⁷⁾。しかし, 1994年北海道東方沖地震の際には, 自然堆積状態にある *Ma-l* の液状化による構造物の被害が生じている¹¹⁾。

4. 試験方法

(1) 三軸試験

三軸試験の手順は, 基本的に地盤工学会基準⁹⁾に従った。原位置から採取した試料は, 凍結状態のまま試験室に運搬し, 所定の三軸供試体寸法 ($\phi = 70 \text{ mm}$, $H = 170 \text{ mm}$) になるよう冷凍庫内で整形を行った。供試体を三軸セル内に設置した後に, 有効拘束圧 $\sigma'_c = 19.6 \text{ kPa}$ のもとで完全に融解させた。なお, 本論文では試料採取時の乱れの評価は行っていないが, 原位置からトリプルチューブ, シンウォールおよびブロックサンプリング¹¹⁾によって採取された試料を以下では不攪乱供試体と称する。

降下軽石の異方的な力学特性を調べるために, ブロックサンプリングによって得た試料から図-3に示される2種類の三軸供試体を切り出した。UVとUH供試体の軸方向は, それぞれ原位置の鉛直方向と水平方向に一致している。なお, 両供試体は採取条件, 試料の品質および試験条件が同じであるから, その相違点は供試体の軸方向が自然堆積層の鉛直か水平方向かという点だけである。

また図-4に示されるアクリル製のモールド内に乱した乾燥試料を空中落下させ, 浸水と脱水を経た後に上蓋を付けて冷凍庫内で凍結した。この凍結試料から, UVと

表-2 主要な火山灰土の物理的性質（三軸試験で用いた試料）

採取地（地点名）	火山灰記号	堆積条件	試料採取	採取深度 (m)	有効上載圧 σ_v' (kPa)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_t (g/cm ³)	ω_0 (%)	D ₅₀ (mm)	Uc	Fc (%)
森町姫川（森H）	Ko-d	一次	B	1.5	25.0	2.91	1.36~1.59	1.55~1.76	10~14	0.68	2.4	0.2
苫小牧市ウトナイ（苫小牧U）		二次	TR ^{注1)}	12.6~13.9	91.1	2.33	0.47~0.66	1.01~1.29	87~113	3.8	6.4	2.1
苫小牧市柏原（苫小牧K）		一次	B	2.0	49.0	2.39	0.49~0.57	0.89~1.07	78~109	1.7	4.8	0.5
門別町富川（門別T）	Spfa-1	一次	TH	2.0	49.0	2.22	0.41~0.54	0.75~0.92	53~85	1.3	2.8	1.0
早来町遠浅（早来T）		一次	TR ^{注1)}	8.0~11.5	58.0~88.2	2.15	0.44~0.53	1.11~1.36	128~159	2.5	5.9	3.4
千歳市美々（千歳B）		一次	B	2.0	49.0	2.33	0.59~0.62	1.05~1.10	72~80	1.3	4.8	2.3
苫小牧市・早来町・千歳市	Spf1	一次	TR ^{注2)}	5.5~19.0	47.0~205.8	2.35	0.81~1.17	1.09~1.56	28~72	0.16	—	35.0
苫小牧市・早来町・千歳市	Spfa-7	一次	TR ^{注2)}	8.0~36.0	80.4~253.8	2.90	1.20~1.47	1.53~1.89	24~41	1.2	2.8	6.2
千歳市美々（千歳B）	En-a	一次	TR	2.2~3.0	28.4	2.92	0.76	1.26	65	1.1	7.2	10.0
苫小牧市ウトナイ（苫小牧U）	Ta-a-c	一次	TR	2.5~9.4	36.3~46.1	2.70	0.75~1.53	1.37~1.94	34~74	1.1	15.9	5.6
中標津町武佐（中標津M）		一次	D	2.0	29.4	2.51	—	—	—	4.6	5.1	1.6
中標津町当幌（中標津T）	Ma-1	一次	B	3.5~5.5	29.4	2.39	0.34~0.54	0.91~1.08	106~204	6.0	38.9	2.0
中標津空港（中標津A）		一次	TH	1.7~3.3	27.4~29.4	2.34	0.32~0.37	0.91~0.96	138~171	4.8	4.9	2.0

ρ_s :土粒子の密度, ρ_d :乾燥密度, ρ_t :湿潤密度, ω_0 :含水比, D₅₀:50粒径, Uc:均等係数, Fc:細粒分含有率
試料採取: B ブロック, TR トリプルチューブ, TH シンウォール, D 乱した試料

注1) SCP試験を行ったボーリング箇所での値 注2)多地点に及ぶため、代表値を示している

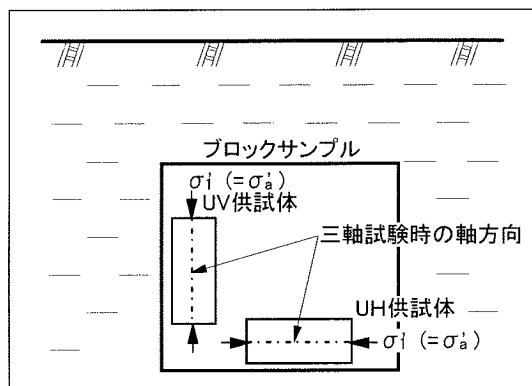


図-3 UV・UH 供試体の作製法

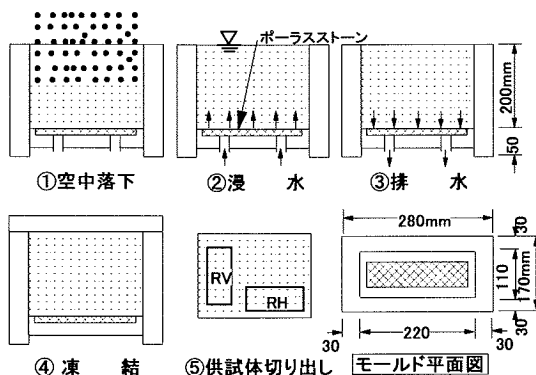


図-4 RV・RH 供試体の作製法

UH供試体の場合と同じくRV・RH供試体を切り出した。

再構成供試体では、粒子破碎を生じさせずに密度を調整することが困難であるため、圧密後の密度 ρ_{dc} は表-2 に示した各火山灰土の原位置密度を目標とし、多重ふるい落下法 (MSP法、ふるい目の大きさ20mm、7層) によって作製した¹¹⁾。これらの供試体の ρ_{dc} は、目標密度に対して±5%の範囲内にある。

不攪乱供試体では、飽和しづらいものがあるために①二重負圧法の適用、②脱気水の通水、③196kPaのバックプレッシャー供給の手順で飽和化を図った。再構成供試体の場合は、②の二重負圧法の代わりに二酸化炭素法を

採用している。この飽和方法により、全ての供試体の間隙係数*B*は確実に0.96以上の値となった。

引き続き、所定の有効拘束圧にて等方圧密を行い、全ての供試体の圧密は24時間以内に終了している。三軸圧縮試験では、排水あるいは非排水条件のもとで側圧一定・ひずみ制御 (ひずみ速度:0.20%/min) のせん断を行った。繰返し非排水せん断は、軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzの正弦波で行った。

(2) 原位置試験

標準貫入試験 (SPT)、電気式 (E-CPT) およびオラン

ダ式コーン貫入試験 (D-CPT) の方法は、全て地盤工学会の調査法²⁸⁾に準じている。サイスミックコーン試験 (SCP) 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ーザーによりせん断波の到達時間を測定する方法を用いている²⁹⁾。なお、せん断剛性率 G_w を算定する際に用いた ρ_p は、チューブ試料に対する試験結果を利用した。

5. 試験結果と考察

(1) 再構成された降下軽石の静的力学特性と粒子破碎

構成粒子の破碎性が力学挙動に及ぼす影響を明らかにするために、降下軽石の再構成供試体に関して行った排水・非排水三軸圧縮試験結果より得た主応力差 q と最大・最小主ひずみ ϵ_1, ϵ_3 の関係を図-5に示す。図には、既にその静的力学特性が明らかにされている森H、門別T、中標津M火山灰土のデータ^{11), 25)}を主応力差と主ひずみの関係で整理した結果および密な豊浦砂 ($D_{rc}=80\%$) に関する試験結果も図示した。図中の ρ_{dc} は、有効拘束圧 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ で等方圧密した後の供試体密度である。

Ko-dの応力-ひずみ関係は、密な砂や過圧密粘土が示すひずみ硬化～軟化型の挙動に類似し、Ma-Iは緩い砂や正規圧密粘土のような応力-ひずみ挙動となる。排水条件下にあるSpfa-1はKo-dとMa-Iとの中間的な挙動を示すが、非排水条件下ではMa-Iにやや類似するような挙動になる。

またKo-d, Spfa-1, Ma-Iで q の値を比較すると、供試体密度が低くなるほど小さな値となる。しかし、Spfa-1およびMa-Iについて地点ごとに ρ_{dc} と q の値を比較すると、必ずしも密度の増加によって q が高くなるとは言えず、その傾向は排水条件下で明瞭となる。その主たる原因は、後述の粒子破碎性の違いによるものと考えられる。

図-6は、図-5で示した排水試験でのダイレイタンス挙動を軸ひずみと体積ひずみとの関係で表している。Ko-dは豊浦砂に類似したダイレイタンス挙動を呈することがわかっているが¹¹⁾、他の火山灰土ではKo-dのような圧縮から膨張への移行は認められず、せん断の進行に伴う圧縮変形と体積収縮の増大はMa-Iで著しい。

図-7に、各火山灰土の再構成供試体で得た粒子破碎量 ΔF_c とせん断時に与えられた最大の有効平均主応力との関係を示す。苫小牧Uに関するデータのみ、トリプルチューブで採取された試料に関する結果を示した。ここで ΔF_c は圧密・せん断過程の粒子破碎によって生ずる細粒分含有率の増加を表す粒子破碎指標¹⁹⁾であり、試験前後の粒度分析によって求めている。なお、この ΔF_c と他の粒子破碎指標との相関関係は詳しく調べられている^{11), 19)}。

図では、 p' が高くなるほど破碎性火山灰土の ΔF_c は増加し、 $\Delta F_c-p'$ 関係は排水条件の違いによらず各採取地

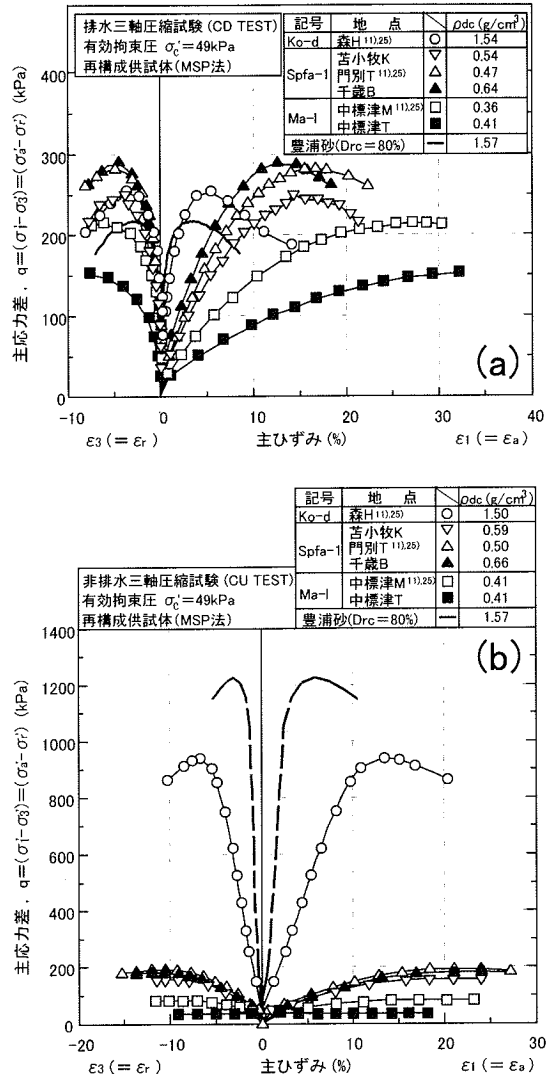


図-5 再構成した降下軽石の主応力差-主ひずみ関係；
(a) 排水試験, (b) 非排水試験

の火山灰土ごとに一義的に示される。またMa-Iの粒子破碎性は最も高い、この応力範囲でのKo-dは非破碎性である、さらにSpfa-1では両者の中間的な破碎性となっていること等の事実がわかる。

このように、有効応力の大きさに支配される破碎性火山灰土の粒子破碎はせん断特性に影響を及ぼし、その圧縮変形や体積収縮の増大は火山灰土の密実化や細粒化だけではなく、後述する粒子集合体の構造的な変化(構成粒子の再配列)を引き起こすものと考えられる。

(2) 乱さない降下軽石と軽石流堆積物の静的力学特性

図-8は、Ko-d (森H: 非排水試験^{11), 25)}とSpfa-1 (苫

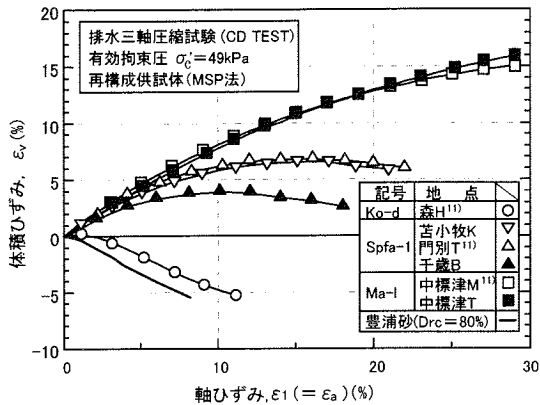


図-6 再構成した降下軽石の体積ひずみ-軸ひずみ関係

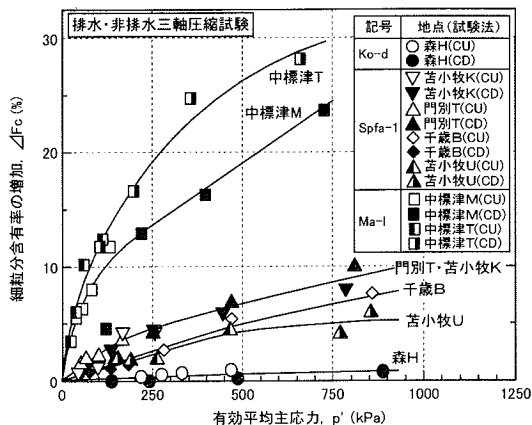


図-7 三軸圧縮試験による降下軽石の粒子破碎性 (文献19)に苦小牧Uと中標津Tの結果を加筆)

小牧K：排水試験)に関するUV・UH供試体の応力-ひずみ関係を比較している。図には、再構成供試体に関する試験結果も示している。図からわかるように、Ko-dのUV供試体はUH供試体に比べて変形しづらく高い主応力差となっている。このような異方的な力学挙動は三浦・土岐³⁰⁾が明らかにしている自然堆積の砂地盤の場合と良く一致することから、森Hの原位置地盤はこれと同種の異方性を有する堆積構造状態にあるものと推定される¹¹⁾。

Ko-dのUV・UH供試体に関する応力-ひずみ関係では、明確な拘束圧依存性は現われず、例えば $\sigma'_c = 49\text{kPa}$ における主応力差は $\sigma'_c = 98\text{kPa}$ の場合に比べてわずかに大きくなる程度である。これは、対象とした応力レベルで非破碎性を示す火山灰土では、せん断強度における拘束圧依存性が非排水条件下で小さくなること¹¹⁾に符合する結果である。一方、再構成供試体では拘束圧変化に伴う主応力差の変化が不攪乱供試体の場合よりも大きくなるが、これはKo-dで密度などの供試体条件の違いの影響が現われてしまったためと考えている。

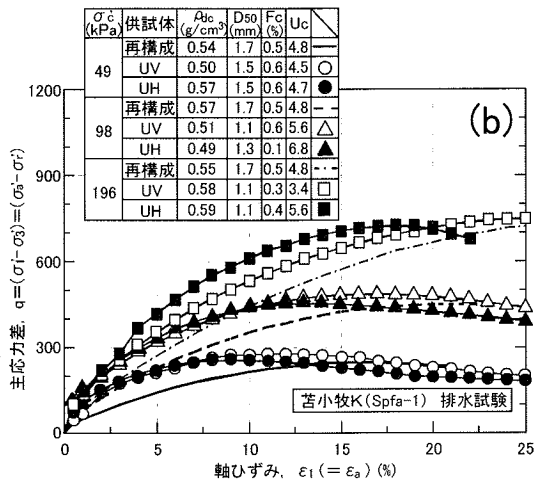
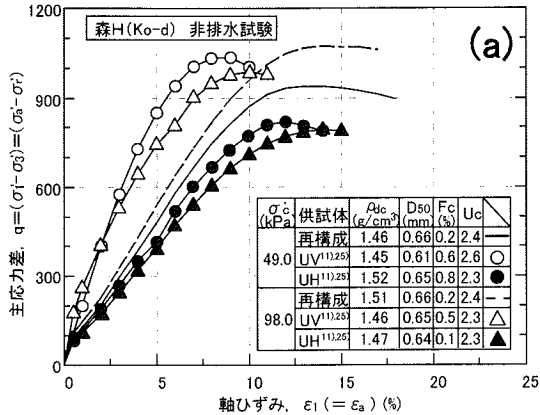


図-8 不攪乱降下軽石の強度異方性；(a)Ko-d, (b)Spfa-1

Spfa-1ではKo-dよりも強い有効拘束圧依存性が現れているが、軸ひずみや拘束圧が変化してもUVとUH供試体の応力-ひずみ関係に大差はない。しかし、後述の繰返し非排水せん断試験の結果(図-13)では、拘束圧49kPaにてSpfa-1(苦小牧K)の強度異方性が現われる。したがって、図-8(b)におけるUVとUH供試体の応力-ひずみ関係がほぼ一致することは、排水せん断で生ずる粒子破碎と圧縮変形の増大によって粒子の再配列が顕著となり、原位置火山灰土が保有する構造異方性が失われたためと推測される。

またSpfa-1の再構成供試体における軸ひずみの発達はUV供試体よりも著しいが、両供試体の q_{max} が同程度となることは興味深い結果である。

次に、乱さない降下軽石と軽石流堆積物のせん断特性に及ぼす固結の影響を調べるために、不攪乱と再構成供試体 ($\sigma'_c = 49 \sim 392\text{kPa}$) について、 q_{max} 時の主応力比 σ'_1/σ'_3 と有効平均主応力 p' との関係を比較した。 q_{max} は地盤工学会基準⁶⁾によるせん断強度の評価が $\varepsilon_1 \leq 15\%$ 以下で

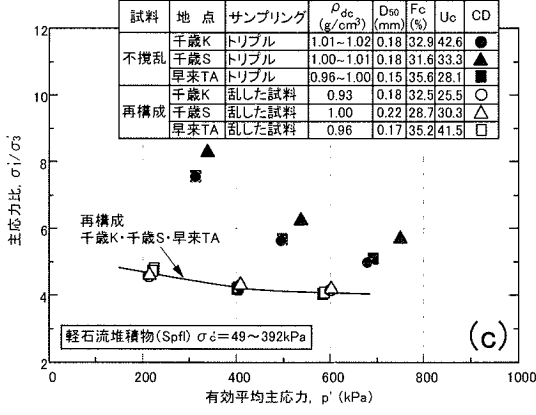
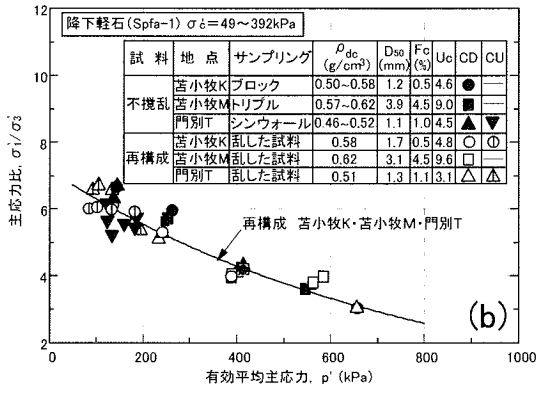
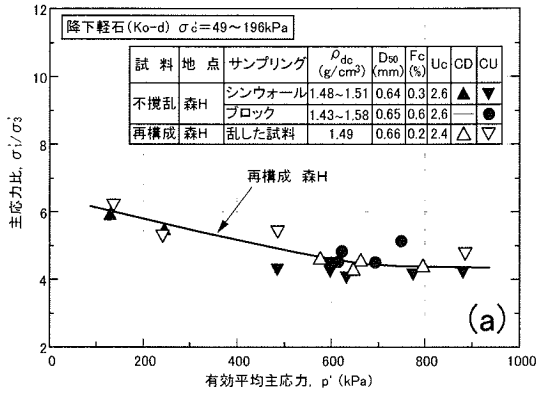


図-9 不攪乱・再構成火山灰土の σ'_1/σ'_3 と p' との関係；
(a)Ko-d, (b)Spfa-1, (c)Spfl

あることにならない、その範囲での最大値としている。
 図-9(a), (b)に示すように、降下軽石では破碎性に関係なく不攪乱と再構成供試体の $\sigma'_1/\sigma'_3 - p'$ 関係に大差はないという結果が得られた。図-8で示したように、せん断が進行してもKo-dの構造異方性は保持されるため、不攪乱供試体の構造変化が大であるためとは考えづらい。この不攪乱と再構成供試体の強度が一致することは、降

下軽石ではせん断強度における固結の貢献が小さいためと考えた方がよさそうである。

一方、図-9(c)の軽石流堆積物 (Spfl) では不攪乱と再構成供試体に明確な強度差があつて、高熱状態で流下堆積した際の溶結作用による固結の影響が顕著に現れている。また、不攪乱供試体の p' の増加に伴う σ'_1/σ'_3 の低下はSpfa-1の傾向に類似するが、再構成供試体における主応力比の低下幅はむしろKo-dに近い。細粒分が増加すると破碎性火山灰土の粒子破碎量は減少することから²⁰⁾、この不攪乱供試体の応力増加に伴う主応力比の低下は、粒子破碎の影響というよりも、せん断によって固結の効果が低減されやすいことを表した結果と推察される。

(3) 不攪乱および再構成された降下軽石の動的力学特性
 図-10(a), (b)は、降下軽石の不攪乱供試体 ($\sigma'_c = 29.4 \sim 58.0$ kPa) に関する液状化強度を比較している。図から明らかなように、各火山灰土の圧密後の乾燥密度 ρ_{dc} 、50%粒径 D_{50} 、細粒分含有率 F_c が変化し、同一の火山灰記号であっても採取地によって液状化強度線が大きく変化している。また、その液状化強度は密度の大小に依存しないようにみえる。そこで、乱さない降下軽石の液状化強度に及ぼす影響要因を調べるため、繰返し載荷回数 $N_c = 20$ 回で両振幅軸ひずみ DA が5%生ずるときの繰返し応力振幅比を SR_{20} と定め、それぞれ D_{50} および F_c との関係性を不攪乱と再構成火山灰土について調べてみた。

図-11は、不攪乱供試体 ($\sigma'_c = 29.4 \sim 98.0$ kPa) の SR_{20} と D_{50} の関係である。図には、再構成供試体 ($\rho_{dc} = 0.36 \sim 1.44$ g/cm³) と豊浦砂 ($D_{rc} = 80\%$, $\rho_{dc} = 1.57$ g/cm³) に関するデータもプロットした。各供試体の密度が異なるにも関わらず、再構成火山灰土の $SR_{20} - D_{50}$ 関係には明確な相関が認められ、密な豊浦砂に関する結果はその関係の延長線上に位置している。さらに、拘束圧が98kPaから49kPaに変化した場合の SR_{20} の増加割合は、 $D_{50} = 1.0$ mmで約1.21倍、 $D_{50} = 3.0$ mmでは約1.16倍となる。ところが、メンブレンペネトレーションの影響による液状化強度 ($\sigma'_c = 49$ kPa) の増加は、 D_{50} が1.0mm程度で約1.3倍、 D_{50} が3.0mm程度の場合で約1.5倍になることが報告されている³¹⁾。したがって、降下軽石の液状化強度は密度や98kPa以下の拘束圧変化の影響よりも、粒子形状や粒径の増加に伴うメンブレンペネトレーションの増大による影響の方が大きいようにみえる。

ただし、Ma-Iは他の火山灰土に比べて再構成供試体の液状化強度が低く、Spfa-1のうち千歳Bでは逆に高めの値となっている。千歳Bの液状化強度が高くなる原因は、その粗粒子が他の火山灰土よりも著しく扁平な形状を有しているため、構造異方性やメンブレンペネトレーションの影響がさらに増大するためと推測される。またMa-Iの液状化強度が低いのは、後述の粒子破碎性の卓越によ

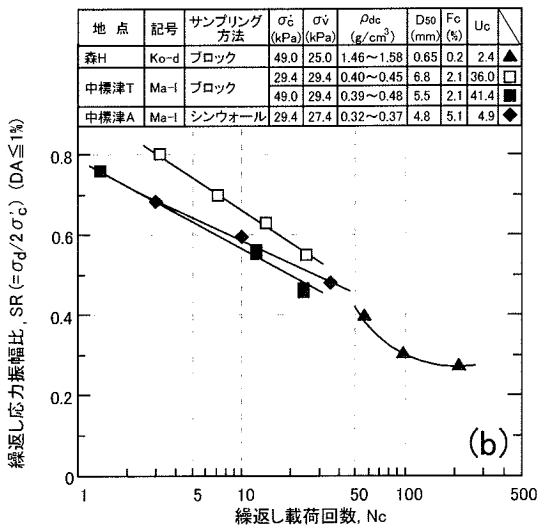
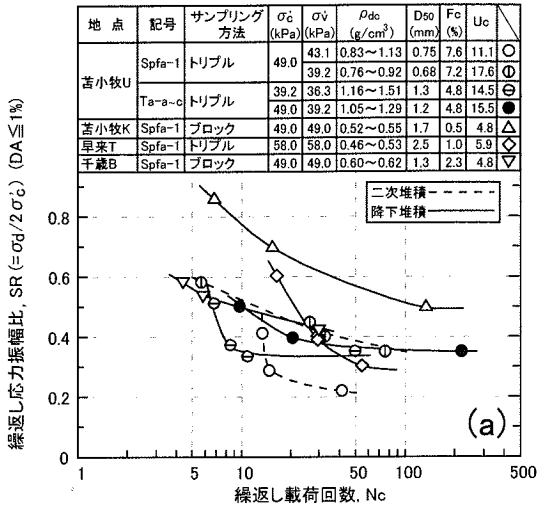


図-10 不攪乱降下軽石の液状化強度線；
(a)Spfa-1とTa-a-c, (b)Ko-dとMa-1

る供試体の構造的な変化によるものと考えられる。

不攪乱供試体では、粒径が大きくなるほど液状化強度は高くなるが、拘束圧と液状化強度との相関は認められず、各粒径での SR_{20} の値にばらつきが生じている。また不攪乱と再構成供試体は基本的に構造が異なるものと考えられるが、乱した供試体の液状化強度は乱さない供試体の値の下限値である。よって原位置火山灰土の液状化強度では、粒径の影響だけではなく堆積環境等で変化する固結の影響が大きいものと判断される。なお、火山灰土の液状化強度は再構成・不攪乱供試体を問わず再構成された密詰め豊浦砂 ($D_{rc}=80\%$) よりも高いようである。

火山灰土に含有される細粒分は、その液状化強度に影響を及ぼすことが明らかにされているため²⁰⁾、供試体の

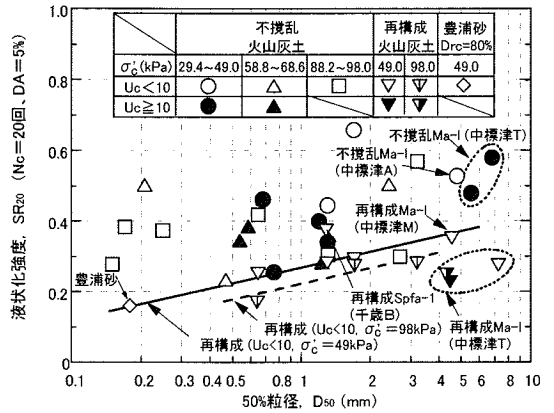


図-11 降下軽石の液状化強度と50%粒径との関係

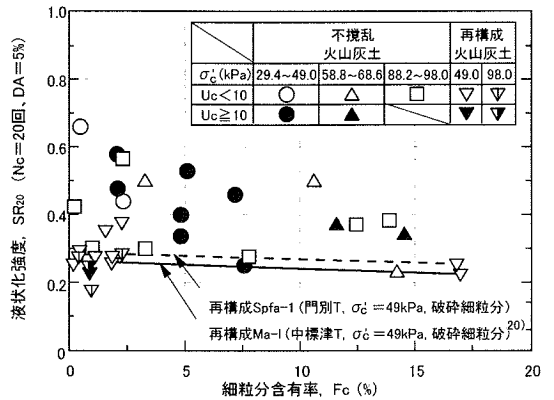


図-12 降下軽石の液状化強度と細粒分含有率との関係

表-3 降下軽石に含有される細粒分と破碎細粒分の性質

記号地点	細粒分 (F _c ≤ 75 μm)	W _L (%)	I _p	シルト (%)	粘土 (%)
Spfa-1 門別T	圧密で生じた破碎細粒分	64.5	N.P.	90	10
	粉碎して作製した破碎細粒分	66.5	N.P.	90	10
Ma-1 中標津T ²⁰⁾	原位置試料の細粒分	79.7	N.P.	45	55
	圧密で生じた破碎細粒分	75.0	N.P.	50	50
	粉碎して作製した破碎細粒分	77.3	N.P.	45	55

細粒分含有率 F_c と SR_{20} との関係を調べたのが図-12である。図には、粗粒子を粉碎して作製した細粒分(破碎細粒分)を試料に混合し、Ma-1²⁰⁾とSpfa-1に関して正規圧密した場合の $SR_{20}-F_c$ 関係も示した。その破碎細粒分と圧密過程の粒子破碎で生ずるもの、原位置試料に含まれるものとの性質の比較を表-3に示した。それらの性質はほぼ同じであって、破碎細粒分は非塑性となっている。

図-12に示される原位置火山灰土の F_c の範囲は0~15%であり、細粒分の増加によって液状化強度は著しく低下している。その強度低下は、再構成火山灰土よりも不攪乱火山灰土で著しい。 F_c が5%を超える火山灰土の D_{50} は

0.60mm以下となるが、再構成および不攪乱火山灰土の D_{50} は共に F_c の増加によって減少するため、 F_c の増加による両供試体の強度低下の違いは、粒径変化やメンブレンペネトレーションの影響の違いによるものではない。

阿曾沼ら²¹⁾は、二次しらすの細粒分が多くなると試験採取時の凍結による供試体の乱れが大きくなることを示している。このような不攪乱と再構成供試体との強度の違いが、試験採取時の乱れの影響、再構成供試体と不攪乱供試体の構造の違いあるいは固結等の他の要因によるものなのかは、さらなるデータの蓄積と研究を要する。

図-11では、粒子破碎が卓越するMa-1の液状化強度が他の火山灰土に比べて低いという傾向が示された。そこで強度異方性に及ぼす拘束圧の影響を調べるために、図-3に示したUVとUH供試体の液状化強度 SR_{20} の比を R_s と定め、有効拘束圧との関係を示したのが図-13である。また図には、図-4で示したRV, RH供試体に関する結果も示している。ただし、森Hの $\sigma'_c=49\text{kPa}$ に関するデータのみ $N_c=20$ 回における繰返し応力振幅比が求まらないため、 $N_c=100$ 回における R_s 値として示した。

図の $\sigma'_c=49\text{kPa}$ に関する R_s 値に着目すると、全ての降下軽石は再構成・不攪乱を問わず強度異方性を有しているが、異方性の程度は粒子破碎性が卓越する火山灰土で低くなるという図-8の三軸圧縮試験結果と同様の傾向が示されている。また最も粒子破碎しやすいMa-1では拘束圧の増加に伴って R_s 値が大きく低下し、その低下は再構成よりも不攪乱供試体で著しいことがわかる。

これらの供試体に関して、試験時に生じた粒子破碎量 ΔF_c と有効拘束圧との関係を調べた結果が図-14である。図から、圧密圧力の増加に伴ってMa-1の ΔF_c は著しく増加し、Ko-dの粒子破碎はわずかであるという図-7と同様の結果が得られた。また、Ma-1の不攪乱と再構成供試体、V方向とH方向に切り出した各供試体の ΔF_c に大差はなく、その差は初期細粒分の誤差の範疇となっている。

以上のように、降下軽石の液状化強度にも構造異方性の影響が存在するが、破碎性火山灰土では拘束圧が増加するほど粒子破碎量は多くなり、その影響は低減されることが明らかである。また、粒子破碎が卓越する火山灰土で液状化強度が低くなることは、低い拘束圧であっても供試体の構造変化が著しいためである。

(4) 標準貫入試験による粒子破碎

二次しらす地盤では、標準貫入試験による局所的な液状化や粒子破碎によって N 値が過小に評価されると報告されている²³⁾。静的力学特性で示したように、破碎性火山灰土では粒子破碎によって圧縮性が卓越する。固結の程度が低く破碎性が卓越する火山灰地盤の場合は、標準貫入試験時に粒子破碎が生じ、少ない打撃回数で所定の貫入量に至ることは考えられることである。これは、

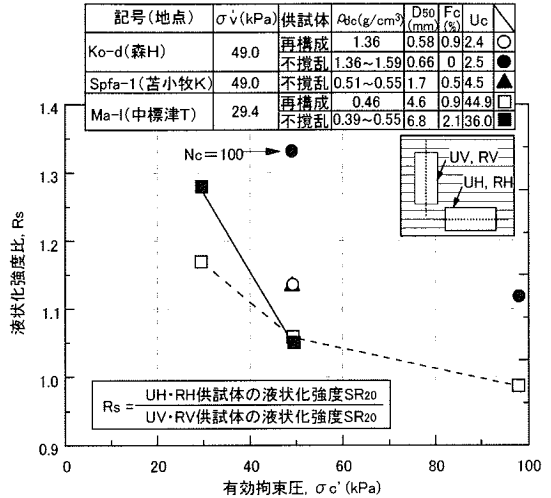


図-13 降下軽石の繰返し非排水せん断強度における異方性

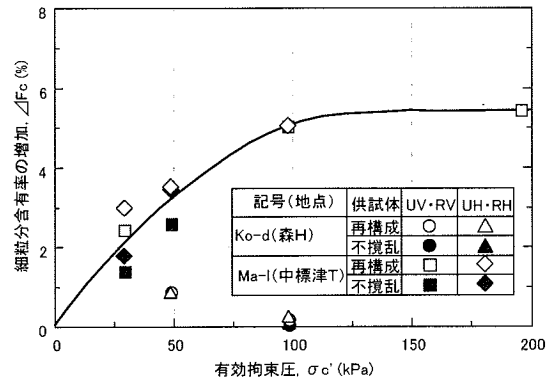


図-14 有効拘束圧の増加に伴う粒子破碎量の変化

図-2(d)に示される粗粒なMa-1の N 値が極めて小さな値($N=1$)になることで理解できる。

このことから、早来T地点でSPTによる粒子破碎の有無を調べた。図-15は、トリプルチューブ(内径 ϕ 83mm)とSPT試験時のサンプラー(内径 ϕ 35mm)で採取した試料の細粒分含有率と N 値を比較して示している。トリプルチューブサンプリングはSPT試験箇所から2m離れた2箇所で行い、深度ごとに詳細に調べた F_c は2箇所のデータの平均値で図示した。またSPTサンプラーによる結果は、50cm採取された試料における F_c 値である。

SPT試料とチューブ試料の F_c 値を比較すると、明らかにSPT試料の方が高い値となる。その F_c 値が高くなる場合は N 値も高くなるようにも見えるが、En-aの場合は低い N 値でも高い F_c 値となっている。これはEn-a層の上部が強く風化して粒子が脆弱となり、粒子破碎しやすいためと推察している。

以上のように、動的貫入時に生じる粒子破碎は破碎性火山灰地盤の N 値を低減させているものと考えられる。

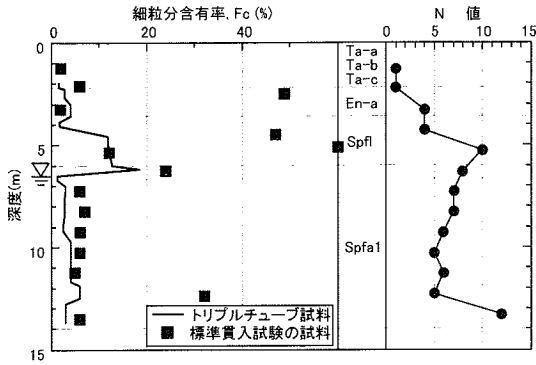


図-15 標準貫入試験による細粒含有率の変化 (早来T)

なお、粒子破碎等の影響により、SPTの試料の50%粒径10mmは概ね原位置の20mm程度あるいはそれ以上に相当するとされている²⁷⁾。SPTサンプラーの内径が小さいことから、標準貫入試験で生じる粒子破碎は粒径や粒子の硬さと関係付けて研究していく必要もあるだろう。

(5) 火山灰地盤のN値と力学パラメータとの相関

破碎性火山灰土の内部摩擦角 ϕ は粒子破碎の影響を受け、拘束圧や有効応力の大きさに強く依存する。しかし、一般にはモールの応力円解析によって ϕ が算定され、対象とする拘束圧の範囲で一定となる内部摩擦角が採用される。また砂地盤ではN値が相対密度と上載圧によって変化するために、 ϕ とN値の関係について直接その相関を求めた提案が多い。このことから応力円解析による不攪乱火山灰土 ($\sigma'_c=49\sim 392\text{kPa}$) の ϕ_d 、 ϕ' とN値との関係を調べ、砂質土²⁸⁾や二次しらす²³⁾に関して既に提案された関係と比較したのが図-16(a), (b)である。ここで、Ma-I(中標準T)のみ再構成供試体による結果を示した。

破碎性を示す降下軽石の粒子破碎はせん断強度を低下させることが明らかにされているが¹¹⁾、Ko-dを除けば降下火砕堆積物と砂質土の ϕ -N関係が良く一致することは興味深い。破碎性火山灰土ではせん断強度に及ぼす固結の影響が小さくなることや、静的せん断だけでなく動的貫入試験でも粒子破碎の影響が現れた結果、非破碎性粒状体と同等の関係になったものと推察される。

図-16(b)の軽石流堆積物では、N値が低くなるほど ϕ の値が降下火砕堆積物や砂地盤のそれよりも高く現れ、固結の影響が顕著になっている。ここで、降下火砕堆積物と軽石流堆積物の ϕ とN値との関係は、それぞれ式(1a)と式(1b)によって表すことができる。

$$\text{降下火砕堆積物 } \phi = 19 + \sqrt{11N} \quad (0 < N \leq 40) \quad (1a)$$

$$\text{軽石流堆積物 } \phi = 30 + \sqrt{3N} \quad (0 < N \leq 40) \quad (1b)$$

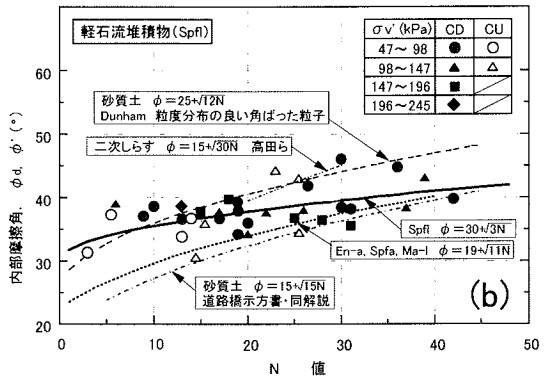
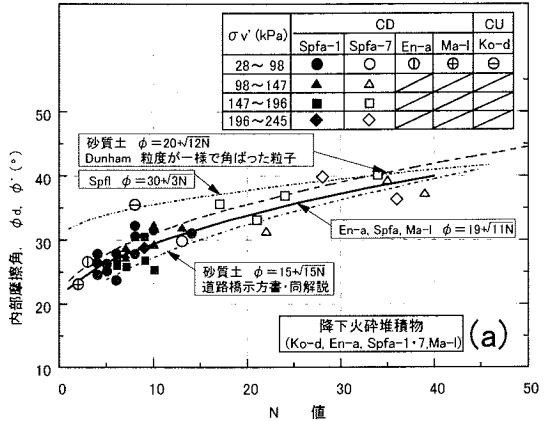


図-16 火山灰土のN値と内部摩擦角 ϕ との関係；
(a)降下火砕堆積物、(b)軽石流堆積物

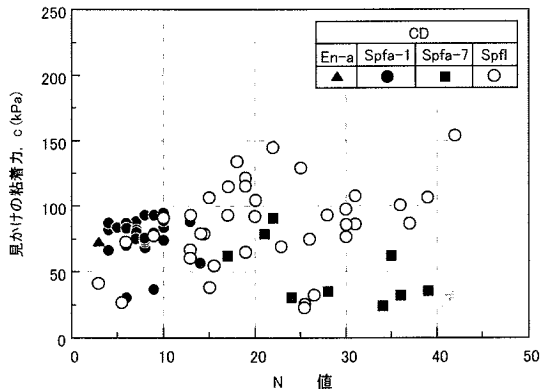


図-17 火山灰土のN値と見かけの粘着力cとの関係

図-17は、排水せん断試験の結果に基づく見かけの粘着力cとN値との関係である。SpflのcとN値との関係は正の相関となるが、降下軽石(En-a, Spfa-1)やスコリア(Spfa-7)では明確な相関関係が得られず、むしろ負の相関にあるかのようにも見える。また、乱さないしらすの見かけの粘着力は10~20kPaであるとされている⁶⁾が、

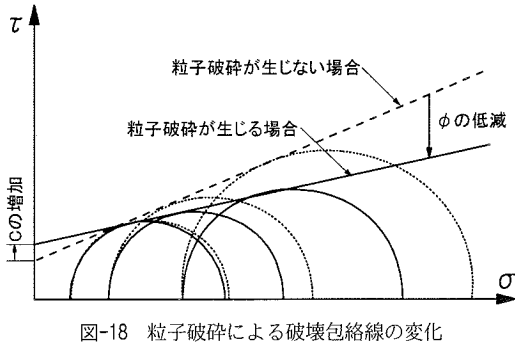


図-18 粒子破砕による破壊包絡線の変化

図の粘着力の値はそれよりもはるかに大きい。しかし、図-9(a), (b)に示した降下軽石の不攪乱と再構成供試体のせん断強度は同等であり、乱さない降下軽石で粘着力成分が卓越するような結果は得られていない。

この原因を説明するために、粒子破砕によって変化する破壊包絡線を模式的に表したのが図-18である。破砕性火山灰土の排水せん断では、拘束圧の増加に伴う粒子破砕の増大によってφが低減される。逆に拘束圧が減少すると粒子破砕の影響が小さくなるため、応力円解析で定まる見かけの粘着力は大きく評価されている。例えば、春山¹⁾は乱さない風化しらすの粘着力 ($c=23.5\text{kPa}$) が大きくなることは、包絡線が高い拘束圧の範囲で曲線を描くためと述べている。同様の現象は、対象とした破砕性火山灰土でも認められている。

以上から、火山灰地盤の N 値と c 、 ϕ との関係は三軸圧縮試験や標準貫入試験時に生ずる粒子破砕や固結の影響を受けていると指摘される。また、応力円解析による破砕性火山灰土のせん断強さの評価は必ずしも安全側とは言えず、その粘着力を考慮する場合は適切な判断が求められることになる。

図-19(a)に、液状化強度と N 値との関係を示す。試験時の拘束圧は、全て原位置の有効上載圧 σ'_v に対応している。Spfa-1の SR_{20} - N 関係には正の相関があるが、Ma-1の液状化強度に対応する N 値は非常に小さい。図-13と図-14により、拘束圧が29.4kPaの場合はMa-1の液状化強度に及ぼす破砕の影響は小さいことがわかる。その液状化強度に対応する N 値がSpfa-1の場合よりも著しく低くなることは、動的貫入による粒子破砕の影響がMa-1で大きいことを裏付けるような結果である。

次に、液状化強度が拘束圧で正規化表示されていることになり、 N 値も有効上載圧で正規化して整理したのが図-19(b)である。 σ'_v ($\cong \sigma'_v$) が58.8~98.0kPaの範囲ではSpfa-1の SR_{20} と N/σ'_v に正の相関が認められるが、 σ'_v が49.0kPa以下になると SR_{20} に対応する N/σ'_v が大きく評価されるという傾向を知ることができる。砂や砂礫地盤の N 値は上載圧や相対密度に依存²⁸⁾しているが、図-19の結

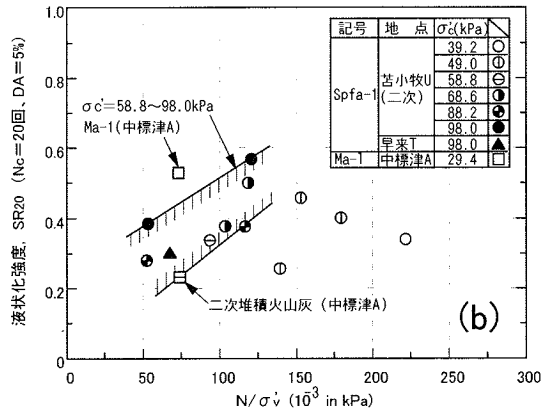
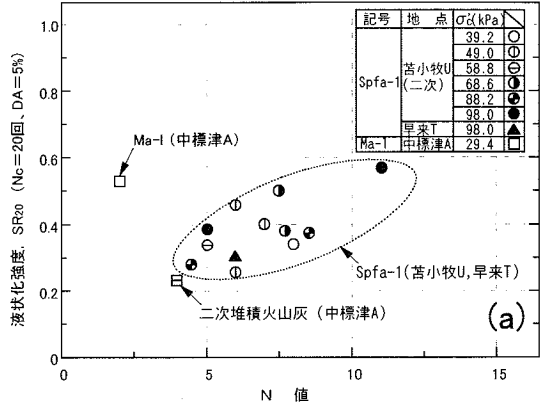


図-19 火山灰土の N 値と液状化強度 SR_{20} の関係；
(a) SR_{20} - N 関係、(b) SR_{20} - N/σ'_v 関係

果が上載圧の増加に伴う N 値の低下を表すのかはさらなるデータの蓄積を要する。また粗粒な火山灰土の粒径は、相対密度を求めるための試験の適用範囲外⁶⁾である。よって、火山灰地盤の N 値に及ぼす粒子破砕、上載圧および密度の影響を的確に評価する手法が望まれる。

図-20(a)は、 N 値とオランダ式二重管コーン貫入試験によるコーン貫入抵抗 q_c との関係である。比較として、Meyerhofの提案式³²⁾も図に示した。破砕性火山灰地盤の静的・動的貫入抵抗比 q_c/N は0.69となり、Meyerhofによる $q_c/N=0.39$ よりもはるかに大きいことがわかる。

図-20(b)では、 N 値と電気式コーン貫入試験による先端抵抗 q_t との関係を示した。Maf1, Kcfl (図-2参照)などの軽石流堆積物や砂質土盤に関する結果²⁹⁾もプロットしている。図から、火山灰地盤の q_t/N は0.72となり、 q_c/N とほぼ等しい値になることがわかる。したがって、ロームで構成される層を除いた北海道の火山灰地盤の静的コーン貫入試験結果と N 値の関係は次式で与えられる。

$$q_c, q_t = 0.7N \quad (\text{in MPa } 0 < N \leq 15) \quad (2)$$

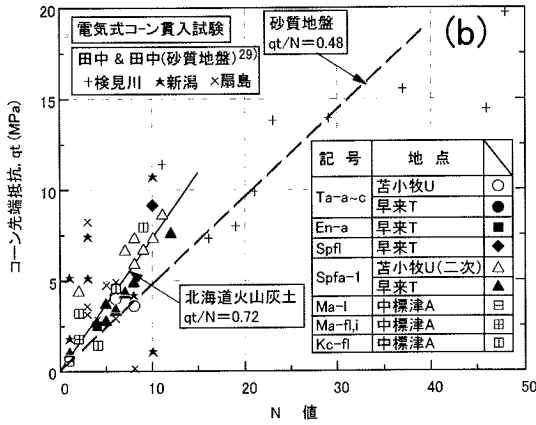
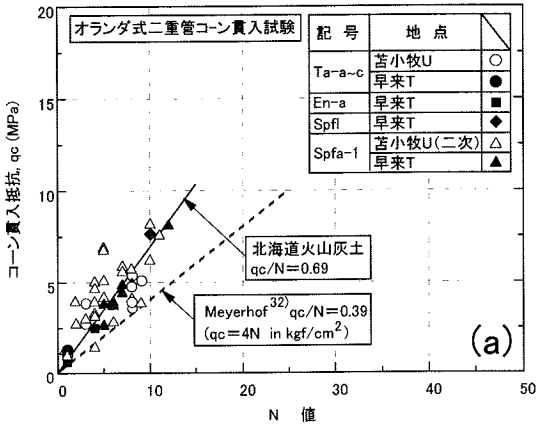


図-20 静的コーン貫入試験の結果とN値との関係；
(a) q_c -N 関係, (b) q_t -N 関係

なお、九州の一次しらすと二次しらす地盤に関する静的・動的貫入抵抗比³³⁾は、それぞれ1.0と0.8になることが明らかにされている。

さらに、図-20(b)に示した砂地盤の平均的な q_t/N は0.48である。Meyerhofによる q_c/N が0.39であることも併せて考えると、 q_c および q_t 値に対応する火山灰地盤のN値は砂地盤のN値の0.56~0.69倍ということになる。それゆえ、この破砕性火山灰地盤における粒子破砕の影響を考慮することなく、N値と砂地盤に関する式のみからその力学定数を判定することは適切ではないことになる。

(6) CPT試験による火山灰地盤のせん断剛性率の評価

破砕性火山灰地盤に関するSPT試験結果は粒子破砕の影響を受けているものと考えられるが、しらす地盤³³⁾では静的コーン貫入試験で生ずる粒子破砕は僅かであるとされている。しかし、降下軽石のCPT試験結果に及ぼす破砕の影響は、本研究でも明らかにしていない。このような未解決の問題はあるものの、以下ではその試

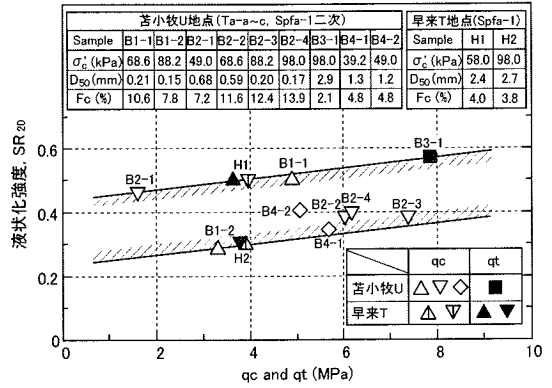


図-21 液状化強度 SR_{20} と q_c および q_t の関係

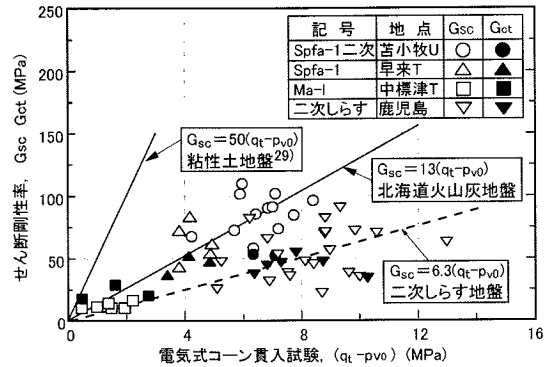


図-22 コーン貫入抵抗 q_t とせん断剛性率 G との関係

験結果と室内および原位置試験で調べた液状化強度およびせん断剛性率との相関について考察を行った。

図-21では、Ta-a-cとSpfa-1に関する液状化強度 SR_{20} を q_c 、 q_t に対応させて整理している。火山灰地盤の液状化強度は、 q_c あるいは q_t が増加すると高くなるようである。

図-22に、SCP試験結果から得たせん断剛性率 G_{sc} および繰返し三軸試験結果による G_{ct} ^{21),24)} と q_t との関係を示す。横軸の p_{v0} は土被り圧であり、図には二次しらす地盤²¹⁾ や粘性土地盤²³⁾ に関する結果も示した。図のように、北海道の破砕性火山灰地盤の G_{sc} と q_t の関係は式(3a)で表すことができ、また対象とした火山灰地盤は土被り圧が小さいために p_{v0} を無視しても式(3b)を得ることができる。

$$G_{sc} = 13(q_t - p_{v0}) \quad (\text{MPa}) \quad (3a)$$

$$G_{sc} = 12.7 q_t \quad (\text{MPa}) \quad (3b)$$

さらに、二次しらすに関しては次式が与えられる。

$$G_{sc} = 6.3(q_t - p_{v0}) \quad (\text{MPa}) \quad (4a)$$

$$G_{sc} = 6.2 q_t \quad (\text{MPa}) \quad (4b)$$

これらの式から、降下軽石 (Spfa-1, Ma-1) を主体とする火山灰地盤の G_{sc} は、二次しらす地盤よりも2倍ほど高い値になることがわかる。また繰返しせん断時に粒子破碎が発生しない条件下で求めた微小ひずみでの G_{sc} 値は、二次堆積である苫小牧U地点のデータを除外して定式化されたラインの近傍に位置する。このような結果は、静的コーン貫入試験結果により火山灰地盤のせん断剛性を推定できる可能性を示している。

6. ま と め

本研究では、北海道各地の火山灰地盤を対象とした室内試験と原位置試験の結果により、試験時に生ずる粒子破碎の影響などに着目して、破碎性火山灰地盤の力学特性の評価に関する考察を行った。主要な結論は以下の通りである。

- 1) 破碎性火山灰地盤の静的強度-変形特性は通常の砂地盤とは異なり、せん断強さは有効応力の大きさに支配される粒子破碎の影響を顕著に受けている。その評価においては火山灰土の粒子破碎性と対象とする応力範囲に注意を払うことが重要である。
- 2) 破碎性火山灰土の静的排水せん断では、圧縮変形の増大に伴う粒子の再配列が著しい。このため、原位置火山灰土のせん断強さに及ぼす堆積構造異方性と固結の影響は非常に小さくなる。
- 3) 原位置火山灰土の液状化強度は、粒径、含有される細粒分、固結や異方性の影響を強く受ける。また破碎が卓越する火山灰土では、低い拘束圧下においても粒子の再配列が生じて液状化強度は低い値となる。
- 4) 火山灰地盤のせん断強さ、液状化強度、コーン貫入抵抗と N 値には相関性が認められるが、破碎性火山灰地盤の N 値は動的貫入に伴う粒子破碎の影響を受けると考えられるため、その影響を考慮することなく N 値を用いて強度の評価を行うことは適切ではない。
- 5) 破碎性火山灰地盤に対する CPT 試験結果とせん断剛性率には正の相関が認められるため、この種の試験結果によりせん断剛性率を推定することの有利性が示された。

謝辞：試料採取や室内試験では、市川和宏君（現 川崎重工）を始めとする北海道大学や室蘭工業大学の学生諸氏、川村志麻助手（室蘭工業大学）および阿曾沼剛氏（防衛庁技術研究本部）にご尽力頂いた。田中洋行氏（国土交通省）には、苫小牧、中標津空港、しらすの原

位置試験情報や試料の提供を受けた。道南・道央地区の原位置情報の一部は、地盤工学会北海道支部「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」（委員長：北海道大学 三浦清一）における活動の一環として取りまとめたものである。ご協力頂いた多くの方々に、未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) 北海道火山灰命名委員会：北海道の火山灰, pp.1-2, 1982.
- 2) 町田洋, 新井房夫: 火山灰アトラス, 東京大学出版会, pp.6-162, 1992.
- 3) 火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会：委員会報告, 火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集, pp.3-84, 2002.
- 4) 土質工学会：日本の特殊土, pp.203-261, 1974.
- 5) 若松幹男, 近藤務：北海道の土質 北海道の火山灰質土, 土と基礎, Vol.37, No.9, pp.24-29, 1989.
- 6) 地盤工学会：土質試験の方法と解説, 2000.
- 7) 村田秀一, 山内豊聡：乱さないシラスの強度特性の要因について, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.3, pp.81-91, 1977.
- 8) 村田秀一, 山内豊聡：乱さないシラスの強度特性に及ぼす含水比の影響について, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.1, pp.105-115, 1978.
- 9) Haruyama, M. and Kitamura, R. : Anisotropic deformation-strength properties of soft sedimentary rock "Shirasu" originated from pyroclastic flows, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.84-94, 1984.
- 10) 龍岡文夫, 黄景川, 上原精治, 前田良刀：不攪乱二次堆積しらすの平面ひずみ圧縮試験, 土と基礎, Vol.36, No.4, pp.57-62, 1988.
- 11) 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.
- 12) 北村良介：破碎性土の力学特性と破碎性地盤の工学的諸問題, 土と基礎, Vol.48, No.10, pp.3-6, 2000.
- 13) 岡林巧, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一：乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.97-106, 1994.
- 14) 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.
- 15) 加登文学, 中田幸雄, 兵動正幸, 村田秀一：破碎性材料の粒子特性と一次元圧縮特性, 土木学会論文集, No.701/

- III-58, pp.343-355, 2002.
- 16) 片上典久, 片桐雅明, 斎藤邦夫, 大石幹太: しらす地盤における基礎の支持挙動, 土と基礎, Vol.48, No.10, pp.27-30, 2000.
- 17) 日下部治, 前田良刀, 大内正敏, 萩原敏行: 不攪乱スクリアの強度・変形特性と攪乱の影響, 土木学会論文集, No.439/III-17, pp.69-78, 1991.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 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砕細粒分の影響, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.305-317, 2001.
- 21) 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.
- 22) Hyodo, M., Hyde, A. F. L., Aramaki, N. and Nakata, Y.: Undrained monotonic and cyclic shear behaviour of sand under low and high confining stresses, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.3, pp.63-76, 2002.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) 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.
- 26) Wesley, L. D.: Determination of specific gravity and void ratio of pumice materials, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.24, No.4, pp.418-422, 2001.
- 27) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.120-125, 2002.
- 28) 地盤工学会: 地盤調査法, pp.193-241, 1995.
- 29) Tanaka, H. and Tanaka, M.: Characterization of sandy soils using CPT and DMT, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.3, pp.55-65, 1998.
- 30) 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.
- 31) Miura, S. and Kawamura, S.: A procedure minimizing membrane penetration effects in undrained triaxial test, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, pp.119-126, 1996.
- 32) Meyerhof, G. G.: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, *Proc. of the ASCE*, Vol.82, SM.1, pp.1-19, 1956.
- 33) 高田誠, 松元勇, 北村良介: 一次しらす地盤の力学特性に関する一考察, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.343-348, 2001.

(2003. 5. 21 受付)

EVALUATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS FOR CRUSHABLE VOLCANIC SOIL GROUNDS

Kazuyoshi YAGI and Seichi MIURA

In order to reveal the mechanical characteristics for in-situ volcanic soils, triaxial tests for undisturbed and reconstituted specimens were carried out. SPT, CPT and SCP tests were also performed at the sampling sites. The test results showed that the effects of fabric anisotropy and welding on monotonic shear behavior are insignificant for crushable volcanic soils due to fabric change induced by particle crushing. Although the influences of grain size, fines content and welding on liquefaction strength for in-situ volcanic soils seem to be strong, liquefaction strength and its anisotropy effect for brittle pumice are reduced with the increase in confining pressure and fabric change. Moreover, since in dynamic penetration test the particle crushing of volcanic soil grounds occurs, it was found that the correlations between N-value and strength parameter are different from that of sandy grounds.