

せん断弾性係数に着目した不攪乱まさ土の強度特性

Strength Characteristics of Undisturbed Decomposed Granite Soil Focusing on Shear Modulus

荒木繁幸*・竹内信**・鳥居宣之***・澁谷啓****・川尻峻三*****・鏡原聖史*

Shigeyuki ARAKI, Makoto TAKEUCHI, Nobuyuki TORII, Satoru SHIBUYA, Shunzo KAWAJIRI, Satoshi KAGAMIHARA

* 修士(工) 株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社 (〒564-0063 大阪府吹田市江坂町1-9-21)

** 神戸大学大学院 博士課程前期課程 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

*** 博士(工) 神戸大学大学院 助教 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

**** Ph.D, 博士(工) 神戸大学大学院 教授 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

***** 修士(工) 神戸大学大学院 博士課程後期課程 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

In this paper, we performed the bender element test as well as the constant pressure direct box shear tests using undisturbed decomposed granite soil for the purpose of clarifying the strength characteristics of undisturbed decomposed granite soil. In these tests, the elastic shear modulus was measured, and it was correlated to the strength. Furthermore, we compared the results of these tests with the results using disturbed decomposed granite soil.

Key Words : masado, shear strength, shear modulus

1. はじめに

花崗岩地域では、表層崩壊型のがけ崩れが発生しやすく、がけ崩れに伴う斜面災害を防ぐことが防災上重要な課題の一つである。花崗岩地域の斜面防災のためには、潜在すべり面(表土層と基岩層との境界面)上に分布する花崗岩風化残積土(まさ土)の変形・強度特性を適切に考慮した斜面安定解析手法により、斜面の安定性を定量的に評価することが重要である。しかし、潜在すべり面上のまさ土は風化残積土であるため、母岩である花崗岩の組織構造が残存し、母岩の風化程度によっても変化する。よって、潜在すべり面上のまさ土の正確な変形・強度特性を知るためには、不攪乱試料を採取して各種室内試験を実施し、その構造が変形・強度特性に及ぼす影響を考慮する必要がある。しかし、風化花崗岩地盤内部の複雑な風化状態や、乱れの少ない不攪乱まさ土試料の採取の困難さが原因で、不攪乱まさ土試料の力学試験結果にはバラつきが大きく、十分な精度で不攪乱まさ土試料の変形・強度特性を把握することは困難であると報告されている¹⁾。

筆者らは、花崗岩風化残積土に残存する母岩の組織構造が変形・強度特性に及ぼす影響を明らかにするため、土粒子の噛み合わせを石こうを混ぜることで擬似的に粒子間結合(以降、骨格構造と呼ぶ)を再現した石こう混じりまさ土を用いた各種力学試験を実施してきた^{2)~5)}。本報では、原地盤より不攪乱まさ土試料を採取して各種物理試験ならびにBender Element試験(以降、BE試験と呼ぶ)を伴った一次元圧縮試験、定圧一面せん断試験を実施し、石こう混じりまさ土や攪乱まさ土との比較を交えて不攪乱ま

さ土の骨格構造が変形・強度特性に及ぼす影響や風化程度と変形・強度特性の関係を考慮することで、不攪乱まさ土の変形・強度特性について詳細に検討を行った。

2. 試験に用いた試料

2. 1 試料採取及び供試体整形方法

本研究の試験対象地として、沖村・田中⁶⁾が対象とした図-1左に示す兵庫県六甲山系内の青谷試験地⁷⁾を選定した。試験に使用した不攪乱まさ土試料は、沖村・田中⁶⁾が青谷試験地で定義した土層区分(表-1参照)において、すべり面となる可能性が高いとされるB-C層に対応する深さより採取した。採取方法には、西田⁸⁾により提案されたネイルサンプリングを採用した。ネイルサンプリングとは、最終目的に応じた長さの釘と円周状に釘穴をあけたベークライト板を用いる簡単な採取手法である。その特徴は、

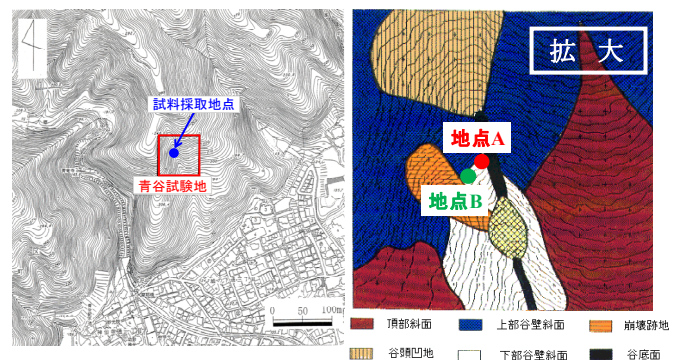


図-1 青谷試験地地形図および試料採取位置

まさ土を地盤からブロック状に掘り出すと非常に緩みやすいため、地盤内に打ち込んだ釘によりわずかな拘束圧を加えて写真-1 のように採取することである。本報では、この方法で採取した試料は、採取による乱れは少ないものと仮定し議論を進める。写真に示すように釘の長さは200mm、ベークライト板の釘穴は採取試料の直径が200mm となるようにした。採取したサンプル数は、図-1 右に示す地点 A より採取したサンプルが7 個、地点 B より採取したサンプルが3 個で、それぞれ A1～A7, B1～B3 と表記する。また、中村ら⁷⁾の実施した簡易貫入試験の結果から土層構造は地点 A, B ともにほぼ一致することを確認したことから、両地点より採取したサンプルを区別せず試験に用いることとした。

供試体の整形は、青山⁹⁾の研究を参考に、管の押し込み法で行った。管の押し込み法とは、単純に刃を取り付けた管を押し込むだけでなく、押し込みによる管からの試料面の圧縮を避けるため、刃先の半分を押し込んだ後に、刃の外側の土を取り除く作業を繰り返す方法である。なお、青山は管を固定しサンプルを上部に持ち上げて試料を押し込む方式を採用しており、この方式は管をサンプルに押し込む方式と比較して挿入時の管の傾きが生じにくく、試料の乱れが軽減できると報告していることから、本研究でも同様の方法で供試体の整形を行った。供試体は、1つのサンプルから上下方向に2つ作製し、サンプル A1 より作製した不攪乱供試体をそれぞれ A1-a, A1-b と表記する。供試体のサイズは直径 60mm, 高さ 40mm とした。なお、サンプル B1 に関しては、整形時に手順を誤ったため、作製した供試体は1つのみである。

2. 2 不攪乱まさ土の物理的特性

まず、試料の物理試験結果を採取地点ごとにそれぞれ表-2, 表-3 に、粒径加積曲線を図-2 に示す。なお、粒度試験及び土粒子密度試験に関しては、試料のときほぐしの程

表-1 区分された土層と物理的特性の関係

土層名	簡易貫入試験 N_{10}	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	三軸圧縮試験		平均厚 (cm)
				$\phi(^{\circ})$	$c(\text{kPa})$	
A	0～2	1.20以下	1.10以上			10
B	2～7	1.20～1.40	1.10～0.70	15～23	13～14	60
B-C	7～13	1.40～1.50		26～29	9～12	25
C						
D	13以上	1.50以上	0.70以下	30以上	5以下	

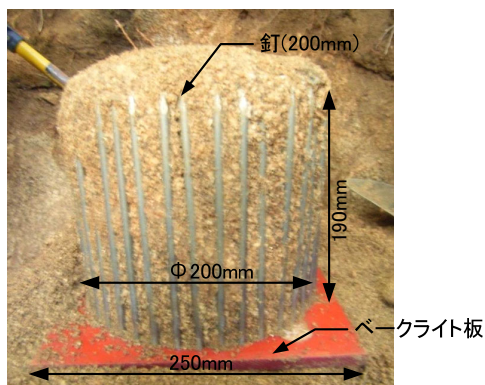


写真-1 不攪乱まさ土サンプル

度が試験結果に影響を及ぼすため、高さ 1.5m から 30 回落下させてときほぐしの程度を統一した試料¹⁰⁾を使用している。表-2 及び表-3 より、隣接する地点かつ同一深度から全ての試料を採取したにも関わらず、サンプルの初期間隙比 e_0 は0.6～1.0 程度の広範囲にバラついており、均一ではないことがわかる。また、同一サンプルから作製した供試体でも、初期間隙比には0.01～0.11 程度のバラつきがみられた。この初期間隙比のバラつきは、風化程度の違いと考えられる。よって、不攪乱まさ土の力学特性を正確に知るためには、風化程度と力学特性の関係を把握することが必要となる。そこで、同一条件で実施した不攪乱まさ土供試体の試験結果を比較することで、風化程度と力学特性の関係について検討を行った。

一方、土粒子密度 ρ_s (表-2, 表-3 参照)や粒度(図-2 参照)に関しては、ときほぐしの程度を統一¹⁰⁾した試料を用いた場合、強く風化が進行していると推測されるサンプル B3 を除き、明確な違いはみられなかった。

3. 試験装置と測定方法

変形特性を知るため一次元圧縮試験を、強度特性を知るため定圧一面せん断試験を実施した。また、セメント混合砂のせん断波速度・ヤング率と圧縮強度には正の相関関係が認められること¹⁰⁾を参考に両試験とも初期状態及び鉛直応力 σ_v を載荷した状態でBE 試験によりせん断波速度を測定した。試験数は、一次元圧縮試験を6 ケース、定圧一面せん断試験を8 ケースとした。それぞれの試験に用いた不攪乱供試体は表-4 に示している。また、各不攪乱供試体と初期条件及び使用する試料を合わせた攪乱まさ土供試体でも比較のため試験を行った。表記方法は、不攪乱供試体 A1-a に対応した攪乱供試体を A1-a(D)のように統一する。試験装置には、BE 付き一面せん断試験装置を用いている。図-3 に一面せん断試験装置の概略図¹¹⁾を、図-4 にBE 試験システムの概略図¹²⁾をそれぞれ示す。一次元圧縮試験は、表-4 に示す手順で鉛直応力 σ_v の載荷を行い、各載荷段階で圧縮量の測定及びBE 試験を実施した。なお、一次元圧縮試験の載荷ステップ時間は、図-3 の例に示すとおり実施した。

BE 試験におけるせん断波速度 V_s は、次式により求めることができる。

$$V_s = L / \Delta t \quad (1)$$

ここで、 L はせん断波の伝播距離(m)、 Δt は伝播時間(s)である。また、せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$ を測定することで、せん断弾性係数 $G(\text{MPa})$ が次式により算定する。

$$G = \rho_t \cdot (V_s)^2 \quad (2)$$

ここで、 ρ_t は湿潤密度(g/cm^3)である。なお、伝播距離 L は送・受信一对のBEにおける先端間距離(tip-to-tip)とし¹³⁾、伝播時間 Δt は受信波の立ち上がり点は送信用

表-2 物理試験結果 (不攪乱まき土, 地点A)

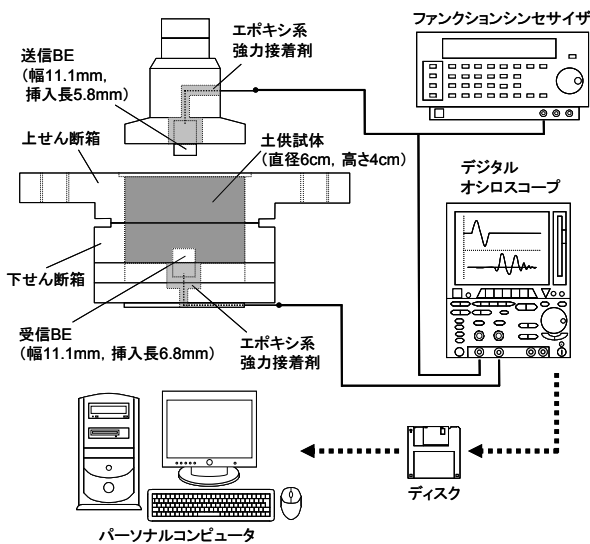
サンプルNo.	A1		A2		A3		A4		A5		A6		A7	
供試体No.	A1-a	A1-b	A2-a	A2-b	A3-a	A3-b	A4-a	A4-b	A5-a	A5-b	A6-a	A6-b	A7-a	A7-b
初期湿潤密度 $\rho_{10}(\text{g/cm}^3)$	1.59	1.66	1.95	1.83	1.80	1.81	1.81	1.78	1.77	1.76	1.60	1.64	1.56	1.63
初期乾燥密度 $\rho_{d0}(\text{g/cm}^3)$	1.44	1.50	1.77	1.65	1.66	1.67	1.61	1.59	1.61	1.61	1.47	1.51	1.43	1.49
初期間隙比 e_0	0.87	0.80	0.53	0.64	0.63	0.62	0.68	0.70	0.68	0.69	0.84	0.79	0.89	0.81
初期飽和度 $S_{r0}(\%)$	33.2	36.1	53.8	45.0	35.7	36.3	48.9	47.4	38.9	38.5	27.0	28.7	28.6	31.5
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.687		2.705		2.708		2.702		2.707		2.712		2.699	
自然含水比 $w(\%)$	10.7		10.6		8.4		12.3		9.8		8.4		9.4	

表-3 物理試験結果 (不攪乱まき土, 地点B)

サンプルNo.	B1		B2		B3	
供試体No.	B1-a	B2-a	B2-b	B3-a	B3-b	
初期湿潤密度 $\rho_{10}(\text{g/cm}^3)$	1.79	1.78	1.76	1.57	1.59	
初期乾燥密度 $\rho_{d0}(\text{g/cm}^3)$	1.63	1.59	1.57	1.31	1.33	
初期間隙比 e_0	0.65	0.70	0.71	1.03	1.00	
初期飽和度 $S_{r0}(\%)$	39.5	46.1	45.2	51.7	53.4	
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.687		2.692		2.645	
自然含水比 $w(\%)$	9.5		11.9		20.1	

表-4 試験条件

試験	鉛直応力 $\sigma_v(\text{kPa})$	使用した供試体
一次元圧縮試験	10→30→50→100 →150→300	A1-a, A1-b, A2-a A2-a, A7-b, B3-b
定圧一面せん断試験	50	A3-a, A3-b, A4-a, A6-a A6-b, A7-a, B1-a, B3-a

図-4 BE試験システムの概略図¹²⁾

BEと初動の向きが一致する¹⁴⁾ことや周波数および波形の異なる送信波によって得られた受信波形からnear-field-effectなどを考慮し、送信波と受信波の立ち上がり点の時間差(start-to-start)とした¹⁵⁾。図-5にBE試験で得られた送・受信電圧時刻歴の一例を示す。

定圧一面せん断試験に関しては、前述の通り不攪乱供試体の物理特性にはバラつきが大きく、単純に全ての供試

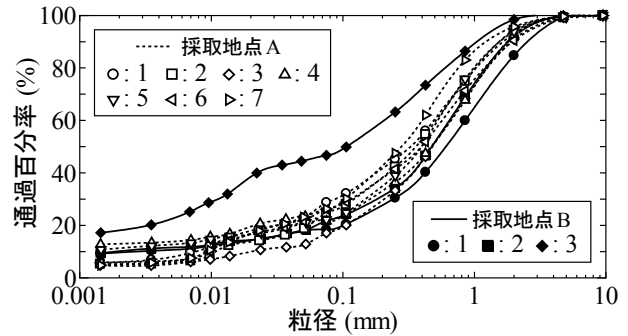
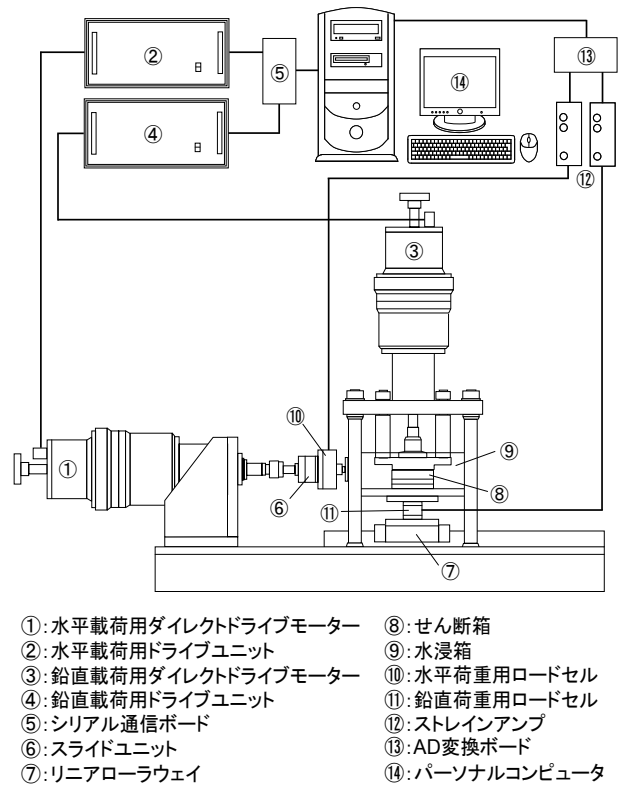


図-2 粒径加積曲線（不攪乱まき土）

図-3 一面せん断試験装置の概略図¹¹⁾

体を均質とみなし複数の鉛直応力で試験を行い強度定数を検討することは困難なことから、まず潜在すべり面上を想定した低拘束圧かつ圧力コントロールしやすい $\sigma_v = 50\text{kPa}$ で全ての試験を実施し、比較を行うこととした。せん断時に設けるせん断箱上下の隙間は 0.2mm とし、 0.2mm/min の一定速度でせん断変位 7mm までせん断を行った。また、不攪乱まき土試料の自然含水比も風化程度に関

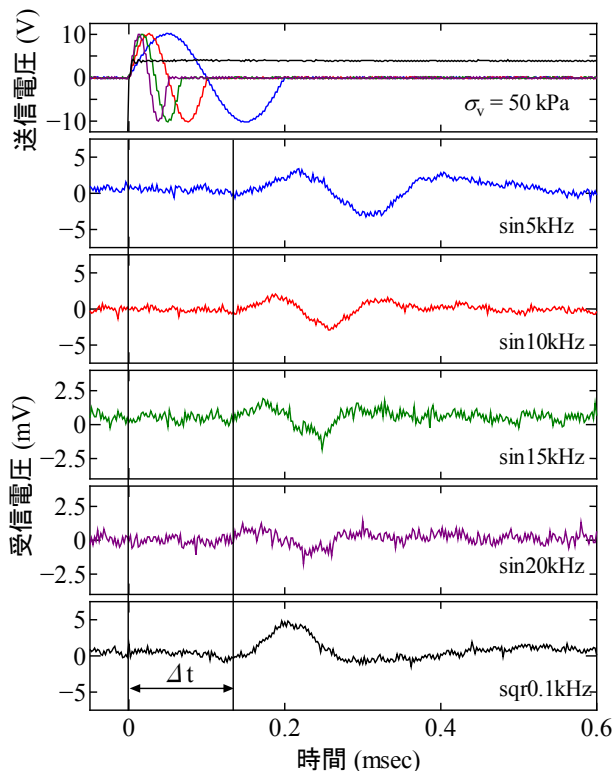


図-5 BE 試験で得られた送・受信電圧時刻歴の一例

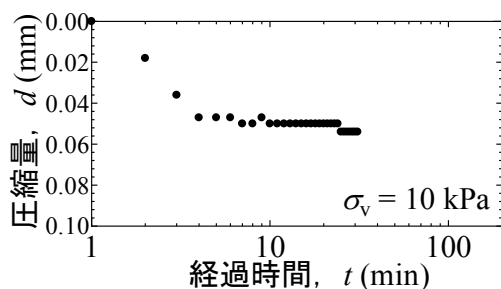


図-6 一次元圧縮試験結果の一例

連すると考え、一次元圧縮試験、定圧一面せん断試験ともに自然含水比状態で試験を実施することとした。一次元圧縮試験及び定圧一面せん断試験の試験条件は表-4 にまとめている。加えて、不攪乱まさ土供試体を定圧一面せん断試験にある水浸箱に水を注入することで水浸状態として試験を実施し、水浸状態の強度定数についても検討を行った。なお、試験の際、せん断箱から土砂が流出していないことを確認している。

4. 試験結果及び考察

4. 1 骨格構造が変形・強度特性に及ぼす影響

まず、骨格構造が不攪乱まさ土の変形特性に及ぼす影響について述べる。一次元圧縮試験で得られた $e - \log \sigma_v$ 関係の一例を図-7 に示す。図より、不攪乱まさ土と攪乱まさ土を比較すると、低拘束圧下では両者は同程度であるが、鉛直応力 50kPa を越える付近から不攪乱まさ土は急激に圧縮することがわかる。また、最終圧縮量に着目すると、石こう混じりまさ土では骨格構造が破壊し大きく圧縮し

ても攪乱まさ土に近づく程度であるが³⁾、不攪乱まさ土に関しては、攪乱まさ土より大きく圧縮している(図-7 参照)。このことは、石こう混じりまさ土で擬似的に作成した骨格構造とは異なる不攪乱まさ土特有の骨格構造の存在が示唆されるが、現段階では詳細な評価は行えない。

次に、BE 試験で得られるせん断弾性係数 G を間隙比関数 $e^{-1.5}$ で除して間隙比の影響を除去した $G/e^{-1.5}$ と $\log \sigma_v$ 関係の一例を図-8 に示す。不攪乱まさ土と攪乱まさ土の比較を行うと、低拘束圧下では不攪乱まさ土の方が $G/e^{-1.5}$ が大きい。一方、高応力域 150kPa 以上では、鉛直応力の増加に伴い不攪乱まさ土の $G/e^{-1.5}$ は攪乱まさ土の値に漸近している(図-8 参照)。この結果から不攪乱まさ土の骨格構造が破壊して攪乱まさ土の値に近づくことが示唆される。

さらに、不攪乱まさ土の骨格構造が強度特性に及ぼす影響を検討する。定圧一面せん断試験で得られたせん断応力とせん断変位の関係 ($\tau - \delta$ 関係) の一例を図-9 に示す。不攪乱まさ土のせん断応力の最大値は、せん断変位が 7mm 程度で発揮されており、攪乱まさ土よりせん断応力の最大値が大きく、その時のせん断変位も大きいことがわかる。この現象は、不攪乱まさ土のダイレイタンスに依存するものと考えられるため、ダイレイタンス角 ν とせん断変位の関係 ($\nu - \delta$ 関係) について整理した。ダイレイタンス角 ν は次式より算定する。

$$\nu = \tan^{-1}(\Delta H / \Delta \delta) \quad (3)$$

ここで、 $\Delta \delta$ はせん断変位増分(mm)、 ΔH は $\Delta \delta$ 当たりの鉛直変位変化量(mm)である。

図-10 に示す通り、不攪乱まさ土は攪乱まさ土よりダイレイタンス角のピーク値が大きいことがわかる。これらのことから、骨格構造が残存している不攪乱まさ土では、攪乱して骨格構造を失った攪乱まさ土に比べて、せん断強度が大きく内部摩擦角 ϕ_i も大きくなったものと推察される。また、骨格構造が不攪乱まさ土のせん断強度特性に関する知見は、骨格構造を擬似的に再現した石こう混じりまさ土での検討結果^{3)~5)}とも整合している。

4. 2 風化程度と変形・強度特性の関係

不攪乱まさ土の風化程度を評価する指標として一般的に用いられる⁹⁾初期間隙比 e_0 と、不攪乱まさ土の変形・強度特性との関係について検討する。

定圧一面せん断試験で得られた $\sigma_v = 50\text{kPa}$ でのせん断弾性係数と初期間隙比の関係 ($G_{50} - e_0$ 関係)を図-11 に、 $\sigma_v = 50\text{kPa}$ での定圧一面せん断強度と初期間隙比の関係 ($\tau_f - e_0$ 関係)を図-12 に示す。攪乱まさ土は、初期間隙比の増加に伴いせん断弾性係数は低下するもののせん断強度は一定である。一方、不攪乱まさ土は、初期間隙比の増加に伴いせん断弾性係数は攪乱と同様に減少するか、せん断強度も低下する。また、せん断弾性係数の絶対値は不攪乱まさ土の方が大きく、低下も顕著なことが伺える。この結果か

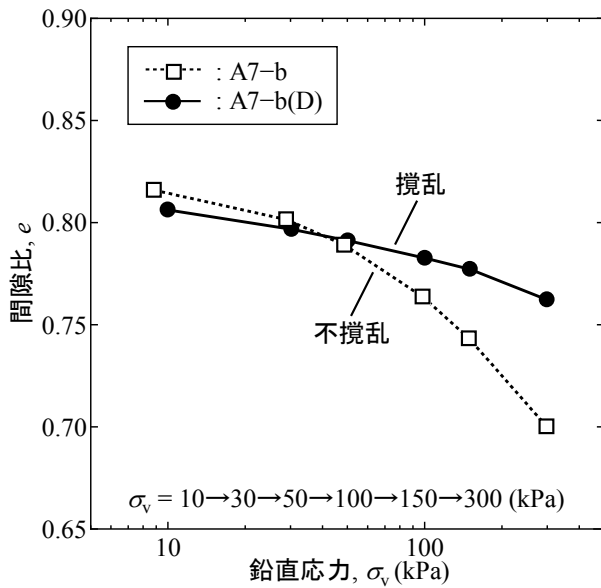


図-7 $e - \log \sigma_v$ 関係 (A7-b, A7-b(D))

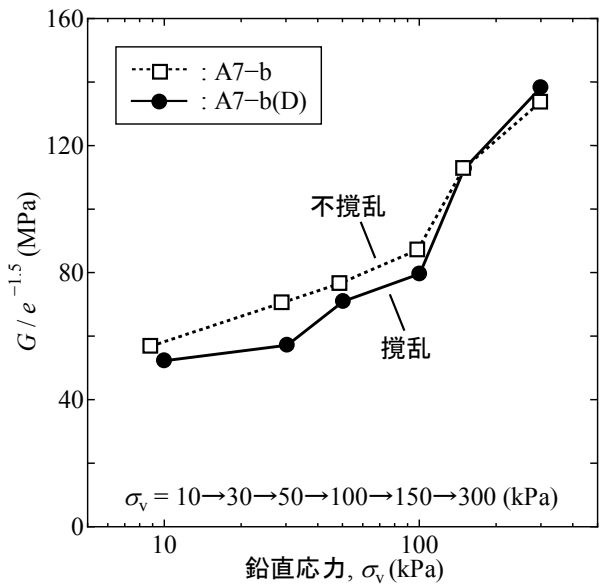


図-8 $G/e^{1.5} - \log \sigma_v$ 関係 (A7-b, A7-b(D))

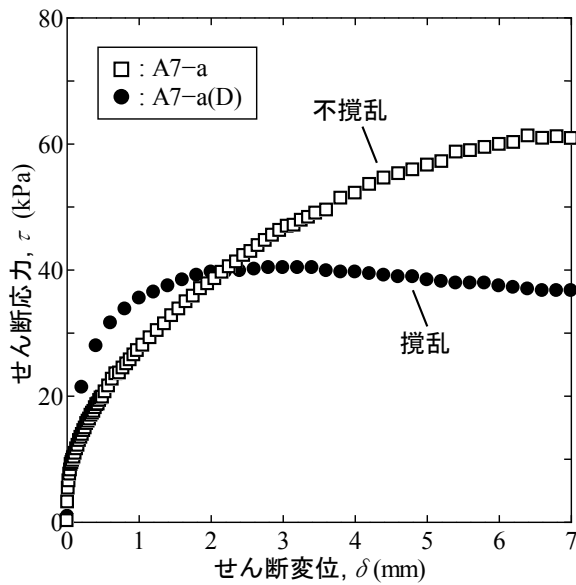


図-9 $\tau - \delta$ 関係 (A7-a, A7-a(D))

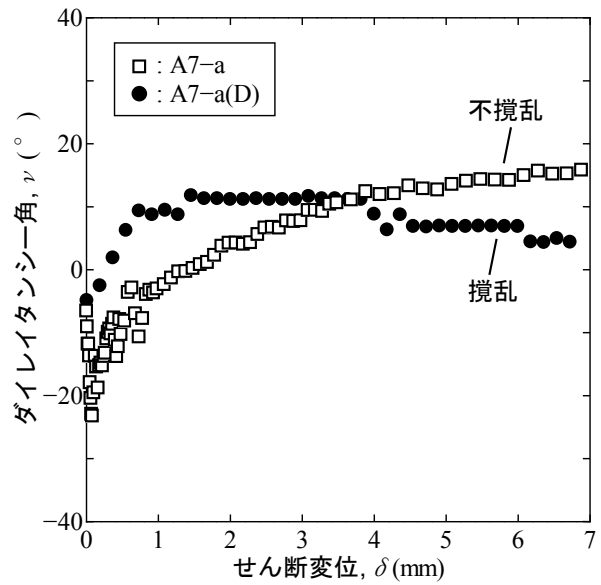


図-10 $\nu - \delta$ 関係 (A7-a, A7-a(D))

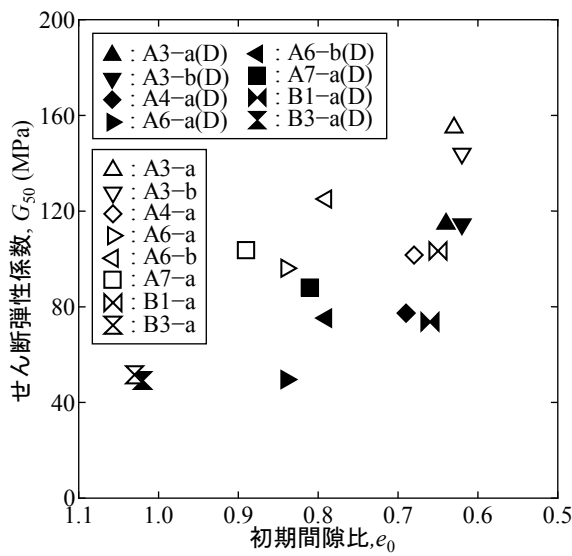


図-11 $G_{50} - e_0$ 関係 (不攪乱まさ土, 攪乱まさ土)

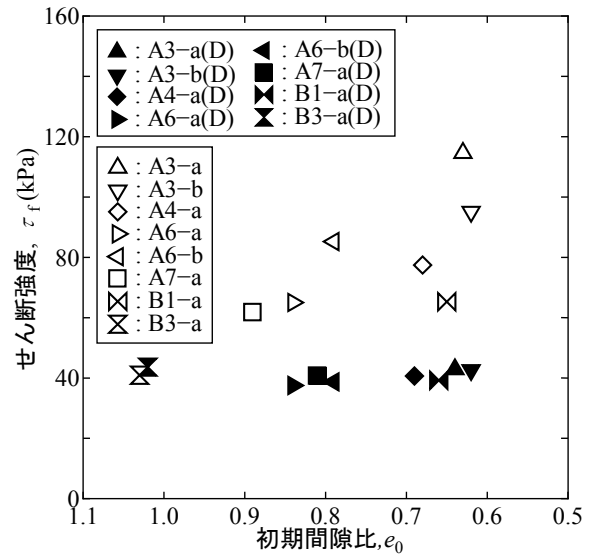


図-12 $\tau_f - e_0$ 関係 (不攪乱まさ土, 攪乱まさ土)

ら、花崗岩風化残積土は撓乱と同じ間隙比であっても骨格構造によって、せん断弾性係数が大きく風化の進行（間隙比の増加）に加えて骨格構造の消失も進行し、力学特性が大きく変化すると考えられる。

以上の結果から、不撓乱まき土ではわずかな初期間隙比の違いが力学試験結果に大きく反映されることが原因で不撓乱まき土の試験結果にはバラつきが大きくなると考えられる。このため、室内試験により不撓乱まき土の力学特性を正確に把握するためには、初期間隙比で評価するだけでは不十分であり、骨格構造の残存程度も考慮して評価を行うことが必要と考えられる。

また、初期間隙比が1.0程度と強く風化が進行した供試体 B3-b では、不撓乱まき土のせん断弾性係数やせん断強度は撓乱まき土とほぼ等しいことから（図-11 及び図-12 参照）、初期間隙比が1.0程度まで強く風化が進行すると、骨格構造が消失している可能性がある。

4. 3 せん断弾性係数による不撓乱まき土のせん断強度の評価

不撓乱まき土の力学特性を正確に知るためには、骨格構

造の残存程度も考慮して均質性を評価することが必要となる。前述の試験結果及び既往研究である石こう混じりまき土の試験結果^{3)~5)}を参考に、BE 試験により非破壊で測

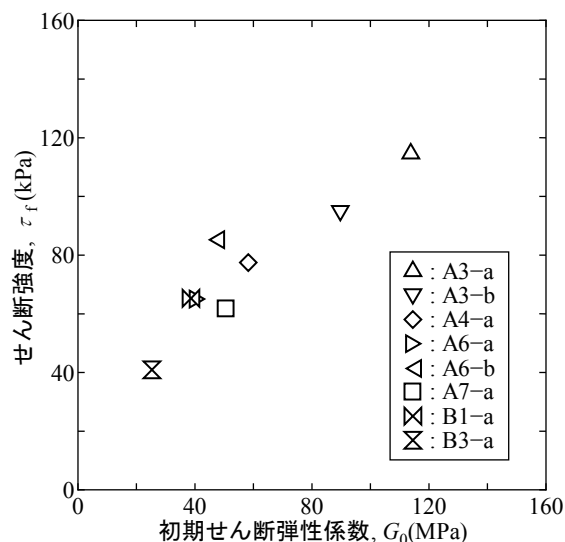


図-13 τ_f - G_0 関係（不撓乱まき土）

表-5 供試体の初期条件（強度定数の検討）

試験条件	不撓乱まき土						撓乱まき土
	自然含水比			水浸			自然含水比
鉛直応力 σ_v (kPa)	50	100	200	50	100	200	
試験に用いた供試体	A4-a	B2-a	B2-b	A4-b	A5-a	A5-b	
初期含水比 w_0 (%)	12.3	11.9		12.3	9.8		10.8
初期間隙比 e_0	0.68	0.70	0.71	0.70	0.68	0.69	0.79
初期S波速度 V_{s0} (m/s)	180	174	180	177	173	184	
初期せん断弾性係数 G_0 (MPa)	58	54	57	56	53	60	

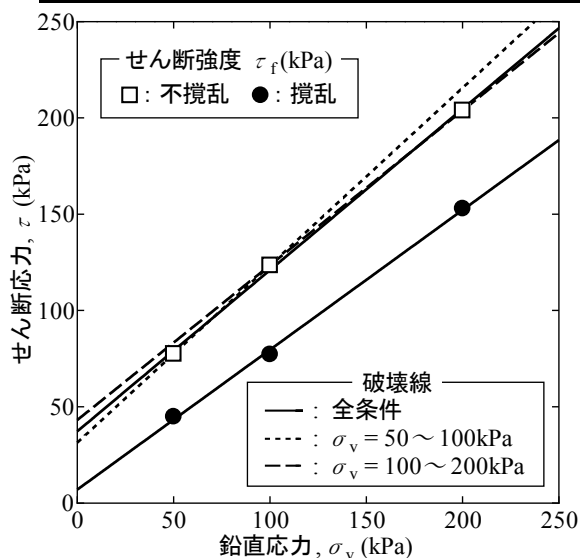


図-14 定圧条件の破壊線
（不撓乱まき土と撓乱まき土の比較）

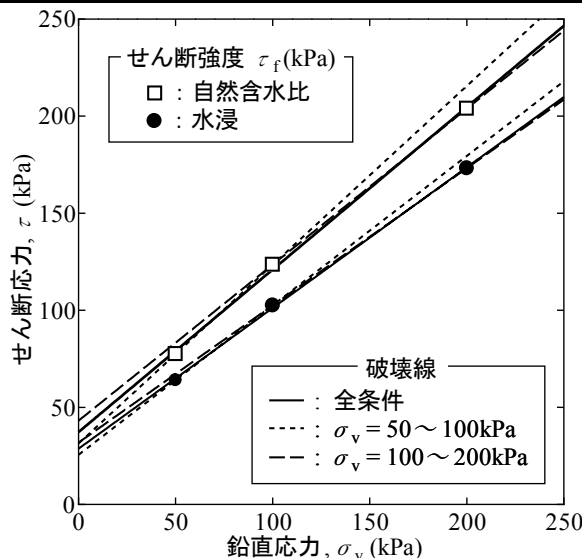


図-15 不撓乱まき土の破壊線
（水浸状態と自然含水比状態の比較）

表-6 定圧条件の強度定数（不撓乱まき土供試体）

試験条件	自然含水比			水浸		
鉛直応力 σ_v (kPa)	全条件	50~100	100~200	全条件	50~100	100~200
内部摩擦角 ϕ_d (°)	39.9	42.6	38.8	35.9	37.6	35.3
粘着力 c_d (kPa)	37.3	31.4	43.1	28.7	25.6	31.9

定可能な初期せん断弾性係数 G_0 を用いて不攪乱まさ土供試体の強度特性を評価出来るかの検討を行った。

ここで、定圧一面せん断試験で得られたせん断強度と初期せん断弾性係数 G_0 の関係 ($\tau_f - G_0$ 関係) を図-13 に示す。不攪乱まさ土の初期せん断弾性係数とせん断強度の関係には、よい相関がみられることがわかる。この相関性は、初期間隙比とせん断強度の関係よりも相関性がよく、初期間隙比に加えて骨格構造の残存程度も反映される初期せん断弾性係数は不攪乱まさ土の供試体のせん断強度を的確に評価することが可能と考えられる。

4. 4 不攪乱まさ土の強度定数について

不攪乱まさ土の強度定数について検討を行った。鉛直応力は $\sigma_v = 50\text{kPa}$, 100kPa , 200kPa の計3ケースで実施した。

まず、試験に用いた不攪乱供試体の初期条件を表-5 に示す。初期間隙比、初期せん断弾性係数ともに各供試体の値がほぼ等しいことから、同様な強度特性を示す供試体であると判断できる。また、本試験で用いた不攪乱供試体は、初期間隙比が 0.70 程度と B-C 層の中では風化が進行していない試料と考えられ、骨格構造が強く残存していると予想される。なお、試験はこれまでの検討と同様に自然含水比状態で実施したが、各供試体の自然含水比もほぼ等しい。

ここで、得られた定圧条件での破壊線を図-14 に、破壊線から求めた強度定数を表-6 に示す。なお、前述の検討結果から、鉛直応力の増加に伴い骨格構造の破壊や粒子単体の破碎が進行し、強度定数が拘束圧に依存すると推測されるため、 $\sigma_v = 50\text{kPa}$ と $\sigma_v = 100\text{kPa}$ でのせん断強度から求めた破壊線と強度定数及び $\sigma_v = 100\text{kPa}$ と $\sigma_v = 200\text{kPa}$ でのせん断強度から求めた破壊線と強度定数についても図-14 及び表-6 に示す。また、同時に少し間隙比が異なるが同じ B-C 層から採取した攪乱まさ土 ($e_0 = 0.84$) の破壊線⁴⁾ についても、不攪乱まさ土との比較のため図-14 に併記する。不攪乱まさ土の定圧条件での強度定数は、初期間隙比が若干異なるため厳密な比較には問題が残るものの、攪乱まさ土の強度定数⁴⁾ (粘着力 $c_d = 7.0\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi_0 = 36.0^\circ$) と比較して、粘着力、内部摩擦角ともに大きいことがわかる。この結果は、前述の $\sigma_v = 50\text{kPa}$ での定圧一面せん断試験による検討結果とも整合しており、不攪乱まさ土はその骨格構造の影響で粘着力、内部摩擦角ともに大きくなると判断できる。

また、図-14、表-6 より、 $\sigma_v = 100\text{kPa}$ 及び $\sigma_v = 200\text{kPa}$ でのせん断強度から求めた内部摩擦角の方が、 $\sigma_v = 50\text{kPa}$ 及び $\sigma_v = 100\text{kPa}$ でのせん断強度から求めた内部摩擦角より小さいことがわかる。この結果は、前述の $\sigma_v = 50\text{kPa}$ での試験結果や、不攪乱まさ土の破壊包絡線は曲線を呈すとの報告¹⁾とも整合しており、鉛直応力の増加に従って骨格構造の破壊が進行し、内部摩擦角が減少しているものと考えられる。よって、潜在すべり面上の土被り圧(15kPa程度)に対応した低拘束圧下での強度定数は、本実験のように潜在すべり面上の土被り圧よりも大きい鉛直応力でのせん断強度から求めた強度定数と比較して、内部摩擦角が大きく、粘着力は小さいと考えられる。さらに、不攪乱

まさ土の破壊包絡線が曲線を呈す傾向は、風化程度が著しいほど顕著との報告¹⁾もなされており、本研究でも間隙比が大きく風化が進行しているほど骨格構造の破壊が生じやすいことを確認していることから、風化が進行しているほど拘束圧の増加に伴う内部摩擦角の減少は顕著になると推測される。

以上のことから、表層崩壊を想定した斜面安定解析に用いる強度定数を正確に得るためには、低拘束圧でも精度良く応力を測定可能な試験装置を使用し、潜在すべり面上の土被り圧を想定した鉛直応力で試験を実施する必要があると判断できる。

次に浸水状態での破壊線を図-15 に、破壊線から求めた水浸状態での強度定数を表-6 に示す。図-15、表-6 より、水浸に伴い粘着力は 8.6kPa 低下することがわかる。その主要因はサクシオンによるみかけの粘着力の消失と推察される。また、強度定数の拘束圧依存性に関しても自然含水比状態と同様であり、水浸状態でも鉛直応力の増加に従い内部摩擦角が減少することが示唆された。

一方、内部摩擦角について水浸状態と自然含水比状態の比較を行うと、水浸に伴って内部摩擦角もわずかに低下していることが伺える(図-15 参照)が、本報で実施した試験の結果のみでは、詳細な検討を行うことが困難であり、今後、厳密に飽和状態を確認した力学試験やサクシオン測定を含む力学試験などを行い、水分状態が不攪乱まさ土の力学特性に及ぼす影響について風化程度も考慮して詳細に検討すべきと考えられる。

5. まとめ

本報では、原地盤より不攪乱まさ土試料を採取して各種力学試験を実施し、骨格構造が変形・強度特性に及ぼす影響や風化程度と力学特性の関係を検討することで、不攪乱まさ土の変形・強度特性について詳細に検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 隣接する地点かつ同一深度から不攪乱まさ土試料を採取しても、その間隙比にはバラつきがみられる。このバラつきは、花崗岩の複雑な風化状態を反映していると考えられる。
- 2) 一次元圧縮試験の最終圧縮量に着目すると、不攪乱まさ土の方が攪乱まさ土より大きい。また、不攪乱まさ土は 50kPa 以上の鉛直応力化では骨格構造の破壊が顕著になっている。近年の可視化技術を利用して骨格構造の変化に着目した研究も必要である。
- 3) 同じ上載荷下でのせん断応力は、攪乱まさ土より不攪乱まさ土の方が大きい。また、強度の発現状況も異なる。この現象は、ダイレイタンスー角の変化から骨格構造の影響が示唆される。
- 4) 不攪乱まさ土は、初期間隙比の増加に伴いせん断弾性係数やせん断強度は低下する。これは、風化の進行により骨格構造が変化し、力学特性が大きく変化するものと推測できる。
- 5) 不攪乱まさ土の BE 試験から求めたせん断弾性係数は

せん断強度と良い相関性があり、骨格構造を評価する指標として有効である。これは、せん断試験を実施しなくても、せん断弾性係数を測定することによって、ある程度のせん断強度を推定できる可能性を示唆している。

- 6) 不攪乱まさ土の粘着力や内部摩擦角は、同一間隙比に締固めた攪乱まさ土より大きい。この違いは、骨格構造の違いによるものと考えられる。さらに、強度定数は拘束圧によって変化するため、斜面の表層崩壊などを取り扱う場合、すべり面上の有効土被り圧に対応した低拘束圧で試験を行う必要があると考えられる。
- 7) 不攪乱まさ土は、水浸によって、粘着力は低下することが確認された。しかし、不攪乱まさ土の水分状態が力学特性に及ぼす影響については、今後詳細な検討を加える必要がある。

謝辞：本報における実験に関して、神戸大学大学院工学研究科博士課程前期課程の中谷圭希氏に多大な御協力を賜った。ここに記して感謝の意を表します。

pp.763-764, 2000.

- 11) 津野沙織, 蔡鍾吉, 川口貴之, 守屋敏明, 澁谷啓：長大斜面の安定性評価のための一面せん断試験方法, 第41回地盤工学研究発表会, pp.481-482, 2006.
- 12) 金大仁, 蔡鍾吉, 川口貴之, 澁谷啓, 加藤正司：「構造」に着目した洪積粘土の工学的性質の一様性に関する実験的研究, 第40回地盤工学研究発表会, pp.297-298, 2005.
- 13) Viggiani, G and Atkinson, J. H. : Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.
- 14) 桑野二郎, 本江邦旬, 内田智也：ベンダーエレメントによる三軸供試体内せん断波速度計測, 第34回地盤工学研究発表会概要集, 1, pp.991-992, 1999.
- 15) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野佑房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No. 694/III-57, pp.195-207, 2001.

(2010年3月9日 受付)

参考文献

- 1) 土質工学会：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用, 316p., 1979.
- 2) 鳥居宣之, 沖村孝, 加藤正司：地震後の降雨による斜面崩壊発生機構に関する実験的検討, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.140-149, 2007.
- 3) 中谷圭希, 澁谷啓, 鳥居宣之, 荒木繁幸, 鏡原聖史, 川尻峻三, 竹内信：不攪乱まさ土を模擬した石こう混じりまさ土の変形・強度特性に関する研究(その1), 第44回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.355-356, 2009.
- 4) 竹内信, 澁谷啓, 鳥居宣之, 荒木繁幸, 鏡原聖史, 川尻峻三, 中谷圭希：不攪乱まさ土を模擬した石こう混じりまさ土の変形・強度特性に関する研究(その2), 第44回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.357-358, 2009.
- 5) 竹内信, 澁谷啓, 鳥居宣之, 川尻峻三, 荒木繁幸, 鏡原聖史, 片岡沙都紀：石こう混じりまさ土の一軸圧縮強度と石こう混合率の関係 -サクシオンを考慮した検討, 土木学会第64回年次学術講演会講演概要集, pp.109-110, 2009.
- 6) 沖村孝, 田中茂：一試験地における風化花こう岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究, 新砂防, Vol.37, No.1, pp.7-16, 1980.
- 7) 中村幸一, 沖村孝, 鳥居宣之：潜在崩土層深の経年変化量ならびに崩壊発生危険度に及ぼす影響, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, pp.7-8, 2007.
- 8) 西田一彦：風化残積土の工学的性質, 鹿島出版会, 192p., 1986.
- 9) 青山千彰：乱さないまさ土の物理・工学的性質に関する研究, 関西大学大学院博士論文, 234p., 1987.
- 10) 地盤工学会：土質試験の方法と解説 -第一回改訂版-,