

## 三郡変成岩不攪乱試料における片理構造に由来した強度異方性

Strength Anisotropy due to Schistosity in Undisturbed Soil Sample of Weathered Sangun  
Metamorphic Rock

鈴木素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院理工学研究科)  
寺山 崇 Takashi TERAYAMA (日特建設(株))  
河内義文 Yoshifumi KOCHI ((株)ケイズラブ)

山口県内に分布する三郡変成岩は特有な片理構造を有し、片理が非常に発達して風化しやすいことが特徴である。そのため、三郡変成岩からなる斜面では片理面を弱面とした崩壊が頻繁に発生している。崩壊の原因として片理構造に由来する力学的異方性が考えられる。本研究ではその全容を解明することを目的としている。本文では、三郡変成岩風化土斜面でみられた特異な崩壊形態を述べたうえで、不攪乱試料に対する段階的圧密試験、圧密定圧一面せん断試験および現場せん断試験の結果に基づいて、圧密・せん断特性における力学的異方性について検討した。その結果、不攪乱試料ではせん断面と片理面のなす角によって強度定数が変化することが明らかになった。

キーワード：三郡変成岩，斜面崩壊，不攪乱試料，片理，強度異方性 (IGC : D-06)

## 1. はじめに

日本列島には中生代変成岩類として三波川、領家、飛騨、三郡といった広域変成帯が分布し、それらは付加作用によって形成されたものである<sup>1)</sup>。三郡変成岩は広域変成岩の一種であり、図-1のように、九州から中国地方にかけて広く分布し、一部は中部地方にまで及ぶ<sup>2),3)</sup>。三郡変成岩は、地質学的には三郡-蓮華変成岩(約3億年前:古生代石炭紀)、周防変成岩(約2.2億年前:中生代トリアス紀)ならびに智頭変成岩(約1.8億年前:中生代ジュラ紀)に分類され<sup>2),3)</sup>、主に泥質片岩、塩基性片岩、砂質片岩などの千枚岩ないし片岩類からなり、蛇紋岩などの超苦鉄質岩を伴う。三郡変成岩の名称は福岡市東方の三郡山塊に分布する変成岩にちなんで命名された<sup>4)</sup>。山口県内の三郡変成岩はまさ土の分布地域と隣接する形で、図-2のように県北東部から西部にかけて分布し、周防変成岩がほとんどを占めている。三郡変成岩には白亜紀後期(6500~9700万年前)に貫入した花崗岩類による接触変成作用を受けてホルンフェルス化したものが多い<sup>5)</sup>。ただし、現場で多くみられる三郡変成岩は風化しており、一部ではガリ侵食を受けて梅雨期等の降雨によって斜面崩壊が頻発している。

三郡変成岩は写真-1に示すように、縞状の特有な片理構造を有しており、節理が非常に発達して風化しやすいことが特徴である。ここで、片理構造とは変成の過程で雲母、緑泥岩などの板状の結晶、角閃石などの柱状結晶が一定方向に配列したもので、このような片状・縞状の構造のことをいう<sup>2)</sup>。三郡変成岩からなる斜面では、この片理が素因

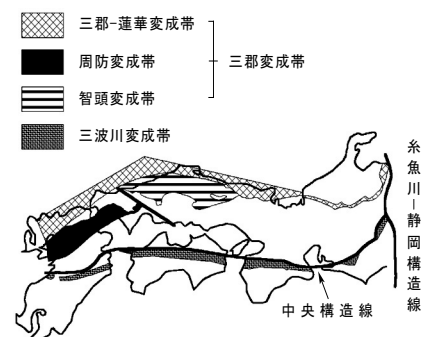


図-1 西日本の三郡変成帯<sup>6)</sup>

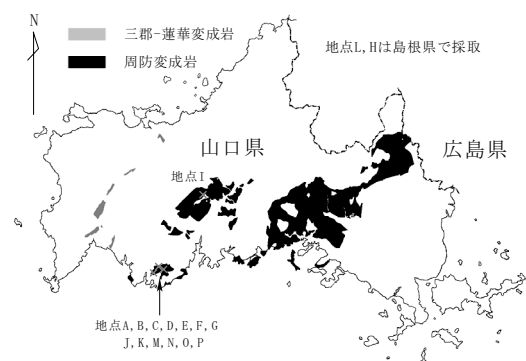


図-2 山口県の三郡変成岩の分布 (文献6)に加筆)

となり、切土法面において降雨時に崩壊が発生している<sup>7)~11)</sup>、また、降雨時以外にも切土に伴う応力解放によって崩壊が発生している<sup>12)</sup>。このような崩壊では、片理構造は物理的・化学的風化を受けた後も残存し、その片理面を弱面として平面すべりが発生している。従来の研究では、三

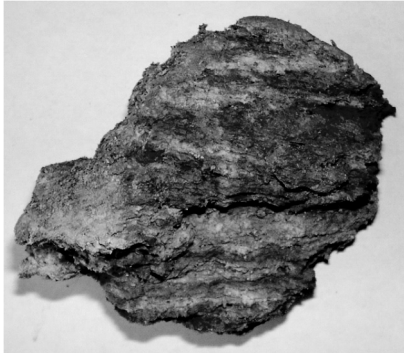


写真-1 三郡変成岩風化土の片理構造 (縞状)

型	a) 平面すべり	b) 円弧すべり	c) 鋸状すべり	d) 複合すべり
正面図				
断面図				
規模	小さい	大きい	小さい	非常に大きい
写真				

図-3 三郡変成岩斜面の崩壊形態 (文献 13)に加筆

郡変成岩不攪乱試料において、片理面や節理面に見られる不連続面のせん断強度特性は解明されてきたが<sup>14)~16)</sup>、片理面に起因した強度異方性については明らかになっていない<sup>8),9)</sup>。そのため、斜面の安定性を評価する上で不十分であった。片理構造を有する不攪乱試料のせん断強度特性を明らかにすることは、三郡変成岩からなる斜面の安定性を評価する上で重要である。

本文では、これまでの崩壊事例を基に、片理および節理の存在が関与した斜面崩壊形態を整理・分析した上で、三郡変成岩風化土の物理的・鉱物学的・化学的性質について、また不攪乱試料の一面せん断試験および現場せん断試験結果に基づく三郡変成岩風化土の強度特性および強度定数と物理的性質の相関について述べる。更に、不攪乱試料の圧密試験および一面せん断試験結果を基に圧密・せん断特性に及ぼす片理構造の影響について述べる。以上の結果を総合して、三郡変成岩特有の力学的異方性について言及する。

## 2. 三郡変成岩の崩壊形態に関する既往の研究

三郡変成岩からなる自然、人工斜面のどちらにおいても、崩壊が頻繁に発生している。それは、片理や節理など斜面内に潜む不連続面といえる弱面が崩壊の原因となっていたことが分かっている。三郡変成岩の切土斜面の崩壊の型は図-3の模式図<sup>13)</sup>に示すような4種類に分類される。以下に、3種類の斜面崩壊<sup>7)~11)</sup>と地すべり<sup>17)</sup>の概要を述べる。

### 2.1 平面すべり<sup>7)</sup>

1993年の7月中旬から8月中旬にわたる梅雨期の集中豪雨による斜面崩壊では、その8割強が平面すべり、2割弱が円弧すべりであり、平面すべりの発生率が円弧すべり

よりも高い。この理由としては片岩類に明瞭な片理面が存在し、その面に沿って平面すべりが発生したことが考えられる。平面すべりは厚さ2.5m以下の表層土が軟岩状を呈する片岩の片理に沿って起こるケース、扁平状の滑石の岩塊を含む表層土が比較的新鮮な岩盤上で発生しているケースを確認した。どちらのケースにおいても崩壊規模は小さい。

### 2.2 円弧すべり<sup>7)</sup>

円弧すべりは斜面が集水しやすい場所で発生し、片岩類あるいは滑石の著しく風化した厚さ5~9mの表層土とその下位の岩盤との境界において、崩壊が発生したケースがあった。この場合の崩壊規模は比較的大きい。

### 2.3 鋸状すべり<sup>10)</sup>

風化した軟岩の節理面に沿って斜面下方から崩壊が発生し、将棋倒しの様相を呈しながら、上方に次々と波及する形態で崩壊していったことから、その形状を擬して「鋸状すべり」と名付けた。軟岩の節理面が急勾配であったこと、斜面下端部の地盤が軟弱であったことから発生した崩壊と考えられる。

### 2.4 複合すべり<sup>11)</sup>

1999年6月末の集中豪雨の際に崩壊した切土斜面で、斜面先部が鋸状すべり、その上方部は円弧すべりの複合した形態の崩壊が発生した。泥質片岩中の片理が流れ盤を呈していたのに加え、節理が非常に発達していたため、豪雨時に斜面先部で鋸状すべりを引き起こした。それが引き金となり、その背後で円弧すべりが発生したものである。崩壊規模は非常に大きいものであった。

### 2.5 地すべり<sup>17)</sup>

三郡変成岩斜面において地すべりが発生することはまれであるが、ある自然斜面において斜面切取りと降雨が誘因となって後退性地すべりが発生した。構成地質は蛇紋岩

表-1 三郡変成岩風化土の物理定数

試料名	岩種	$\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	$D_{max}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	$F_c$ (%)	$F_{clay}$ (%)	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$	土質分類
A	蛇紋岩	2.677	9.5	0.043	65.8	10.2	36.9	33.8	3.1	ML
B	泥質片岩・花崗岩	2.799	5.4	0.023	81.6	17.0	53.7	33.8	19.9	MH
C	泥質片岩	2.710	14.3	0.066	54.2	9.8	34.3	27.8	6.5	ML
D	泥質片岩	2.701	9.5	0.047	58.3	9.8	31.4	25.1	6.3	ML
E	泥質片岩	2.698	6.3	0.065	50.4	7.0	32.5	27.5	5	ML
F	泥質片岩	2.699	10.6	0.073	50.2	9.9	33.8	28.7	5.1	ML
G	泥質片岩	2.710	14.3	0.066	44.4	9.8	34.3	27.8	6.5	ML
H	泥質片岩	2.701	9.5	0.047	48.5	9.8	31.4	25.1	6.3	ML
I	泥質片岩	2.653	14.4	0.010	80.0	37.5	40.6	23.3	17.3	CL
J	泥質片岩	2.617	13.5	0.120	45.4	5.0	34.8	30.3	4.5	SF-G
K	珪質片岩	2.844	14.4	0.048	61.5	8.8	44.4	38.3	6.1	ML
L	泥質片岩	2.725	16.7	0.950	20.6	3.5	37.7	31.4	6.3	SM
M	珪質片岩	2.714	8.1	0.035	68.6	10.8	46.7	38.3	8.4	ML
N	塩基性片岩	2.757	11.7	0.009	95.1	35.2	53.4	22.7	30.7	CH
O	泥質片岩	2.687	14.0	0.104	44.2	8.2	52.3	42.6	9.7	SF-G
P	泥質片岩	2.755	10.0	0.062	57.1	8.0	39.9	30.3	9.6	ML

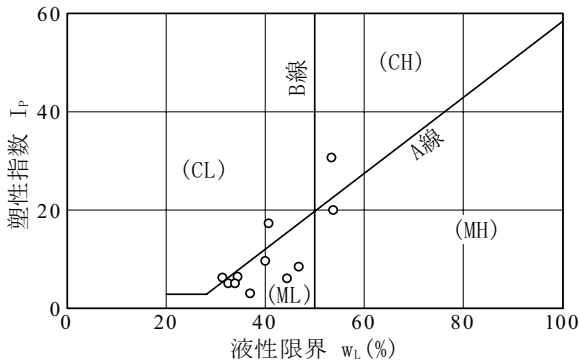


図-4 塑性図(細粒土試料)

であり、花崗岩の貫入によってホルンフェルス化しているとともに、蛇紋岩は著しく褶曲・破砕作用を受けていた。表層地盤内に水みちが形成され、その水みちに雨水が浸透し、緑泥石、滑石を含む軟弱地すべり粘土が生成されたことが崩壊の原因として考えられた。また、繰返し一面せん断試験によって求めたすべり面内の不攪乱地すべり粘土のすべり面強度が逆解析値と一致するケースであった。

上記のいずれの崩壊形態においても斜面内に潜在する片理および節理が崩壊形態を支配しており、それらが崩壊に密接に関与していることが明らかになった。

### 3. 三郡変成岩風化土の物理・鉱物学的・化学的特性

#### 3.1 物理的性質

図-2には本研究で用いた試料の採取地点を示している。

表-2 主要構成鉱物

土試料	岩種	主要構成鉱物
N	塩基性片岩	石英, カオリナイト, パーミキュライト
O	泥質片岩	石英, カオリナイト
P		石英, カオリナイト, 白雲母

採取した三郡変成岩試料の物理的性質を把握するため、土粒子の密度試験、粒度試験および液性・塑性限界試験を実施した。表-1に各試料(試料A~P)の物理定数を示している。採取した16試料のうち、泥質片岩が12試料、塩基性片岩が1試料、蛇紋岩が1試料、珪質片岩が2試料であり、泥質片岩が最も多い。図-4に細粒分含有率 $F_c$ が50%以上の全試料の塑性図を示す。全11試料のうち、9試料がCL(低液性限界粘土)およびML(低液性限界シルト)に分類された。

#### 3.2 鉱物学的性質

三郡変成岩風化土の主要構成鉱物を調べるため、粉末X線回折試験によって土試料の含有鉱物組成を同定した。塩基性片岩、泥質片岩の代表試料として、試料N~Pを同試験に供した。表-2に各試料の主要構成鉱物を示す。全試料に石英が確認され、試料によってはカオリナイト、ハロイサイト、メタハロイサイトなどの粘土鉱物を含有している。塩基性片岩は膨張性粘土鉱物の一つであるパーミキュライトを含んでいることが特徴として挙げられる。

#### 3.3 化学的性質<sup>6)</sup>

化学組成を把握するために、全自動蛍光X線分析装置

表-3 化学組成

土試料	岩種	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MnO	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Ig Loss	Total
N	塩基性片岩	45.39	4.50	25.94	18.41	0.20	4.10	0.39	1.38	1.15	0.25	—	101.7
O	泥質片岩	69.25	0.89	16.70	6.99	0.12	1.23	0.05	0.10	1.85	0.05	—	97.2

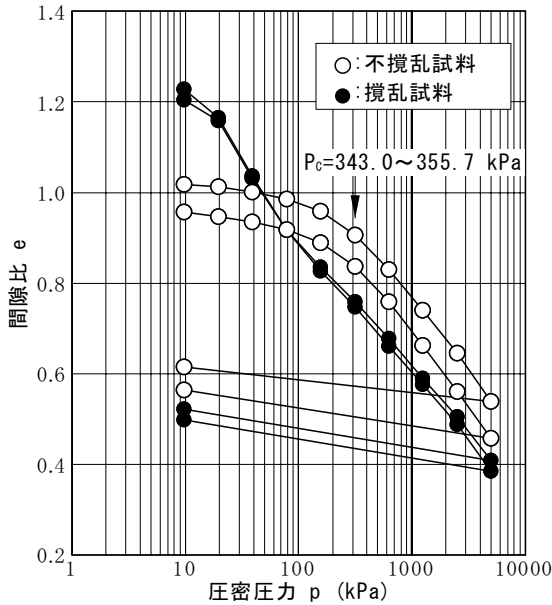


図-5 e-log p 曲線(高圧圧縮試験結果)

を用いた。試験には塩基性片岩、泥質片岩の代表試料として試料 N および O を用いた。表-3 に各土試料の化学組成の質量百分率を 10 元素の酸化物として示す。SiO<sub>2</sub> 含有率に関しては、塩基性片岩風化土が 45.39 % であるのに対し、泥質片岩風化土は 69.25 % と、泥質片岩風化土の方が含有率が高い。また、Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> の含有率に関しては、塩基性片岩風化土が 18.41% であるのに対し、泥質片岩風化土は 6.99% と、塩基性片岩風化土の方が含有率は高くなっている。まさ土を例に挙げると、三郡変成岩の風化土はまさ土に比べて SiO<sub>2</sub> 含有量は少ないものの、Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> 含有量は多くなることが化学組成上の特徴である。

#### 4. 三郡変成岩の土質工学的性質

##### 4.1 高圧圧縮試験における圧密特性

三郡変成岩風化土の圧密特性を調べるため、不攪乱試料と攪乱試料に対して高圧圧縮試験を実施した。圧密圧力  $p$  は最大 5017.7 kPa であり、通常の段階荷重による圧密試験よりも 2 段階多い。それ以外は地盤工学会基準<sup>18)</sup>に従って試験を行った。図-5 に両試料の間隙比  $e$  と  $p$  の関係を示す。不攪乱試料の圧密降伏応力  $p_c$  は 343.0~355.7 kPa であり、攪乱試料から再構成した試料においては圧密降伏応力

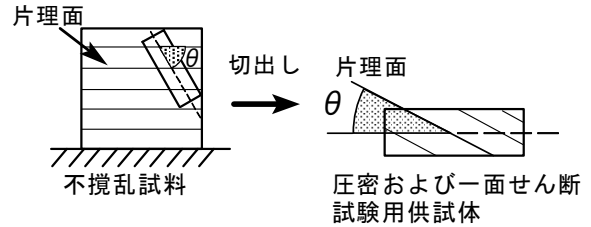


図-6 供試体の作製方法 (模式図)

はみられなかった。また、 $p=627.2$  kPa 以上では不攪乱試料および攪乱試料の圧縮性はほぼ同様の傾向を示しており、不攪乱試料の圧縮指数は  $C_c=0.26\sim0.33$ 、攪乱試料では  $C_c=0.29$  であった。ただし、本試験では片理面の向きの影響は検討していない。

##### 4.2 圧密特性に及ぼす片理構造の影響

###### a) 供試体の作製および試験手順

片理面に対する切出し角度  $\theta$  を変化した供試体を作製した。図-6 に供試体の作製方法の模式図を示す。供試体の作製手順を以下に示す。① 塊状の土試料の下端部を水平に成形し、また上端部は所定の角度をもたせるように成形する。② 試料上面にカッターリングを置き、刃先あたりの部分の試料を、ナイフを用いてカッターリングの内径よりも 1~2 mm 大きく削りこみ、カッターリングを慎重に土塊に 2~3 mm ほど押し込む。この操作を繰り返し、カッターリング内に試料を隙間なく詰める。③ カッターリングの両端から出ている試料をカッターリングの端面に沿って直ナイフで切り落とし、両端面を平面に仕上げる。④ 上記の①~③の作業により  $\theta=0, 30, 60, 90^\circ$  の 4 通りに変化した直径 6.0 cm、高さ 2.0 cm の供試体を作製する。ただし、試料 N に関しては、試料の量の不足のため  $\theta=0, 45, 90^\circ$  の 3 通りとした。⑤ 圧密試験は圧密圧力を通常時の最大荷重 1254.4 kPa まで荷重し、各荷重段階で圧密沈下量と圧密時間の関係を記録する。その他、上述の高圧圧縮試験と同様に、地盤工学会基準<sup>18)</sup>に従って試験を行った。

###### b) 試験結果および考察

図-7(a),(b)にそれぞれ試料 N および試料 O における  $e$  と  $p$  の関係を示す。図中の矢印は  $p_c$  の位置を示している。また、図-8 には両試料の  $p_c$  と片理面と圧密荷重の載荷面のなす角  $\theta$  の関係を示している。 $p_c$  はいずれの  $\theta$  においても 300 kPa 前後の値を示しており、圧密降伏応力は  $\theta$  の変



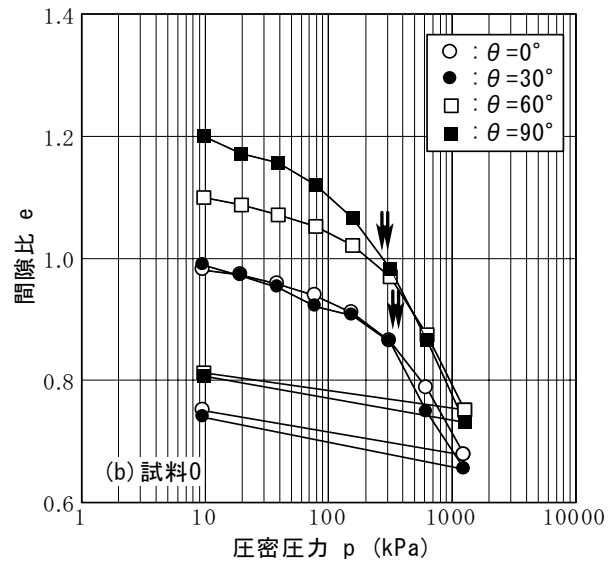
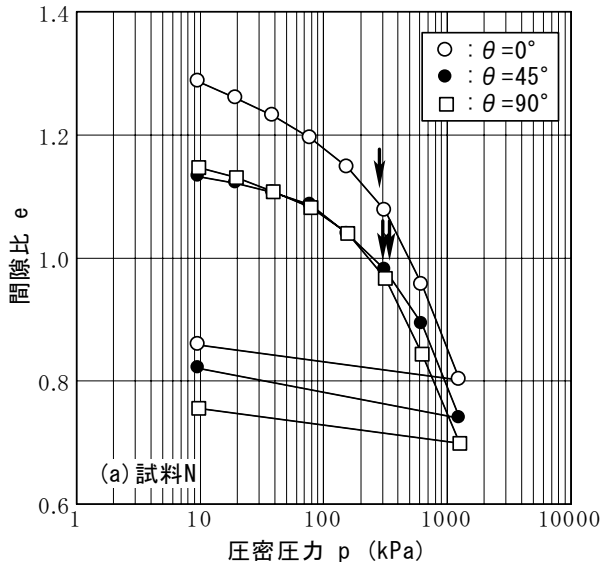


図-7 間隙比と圧密圧力の関係 (a) 試料 N, (b) 試料 O)

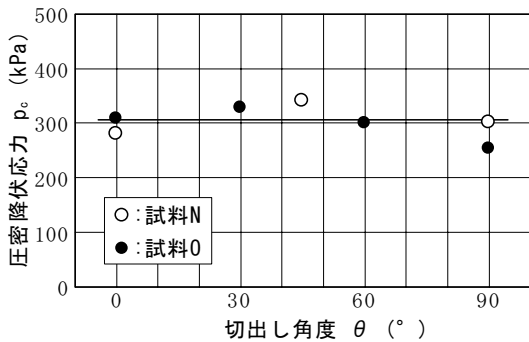


図-8 圧密降伏応力と切出し角度の関係

化による影響はみられない。上述したように、圧密降伏応力は 300 kPa と片理の向きによらずほぼ一定であった。この理由として三郡変成岩は形成された年代が古く、あらゆる方向から様々な応力履歴を受けていることが挙げられる。すなわち、片理構造を残存した不攪乱試料はいかなる方向からの载荷に対しても過圧密比はほとんど変わらないといえる。

#### 4.3 室内および現場せん断試験による強度特性

##### a) 室内および現場せん断試験結果の比較

不攪乱試料のせん断強さを調べるために、室内における圧密定圧一面せん断試験（以後、一面せん断試験と略記）とともに、本研究室で開発した現場せん断試験<sup>16)</sup>を実施した。いずれの試験も強度定数を決定するために複数の供試体を用いて異なる垂直応力の下で圧密定圧（排水）せん断試験を実施した。また、試験実施の都合上、試料の片理面とせん断面のなす角度は計測していない。なお、試験の詳細は文献 16) を参照されたい。表-4 にその結果を示す。な

表-4 一面せん断および現場せん断試験結果

試料名	F <sub>c</sub> (%)	W <sub>L</sub> (%)	I <sub>P</sub>	現場せん断		一面せん断	
				φ <sub>df</sub> (°)	c <sub>df</sub> (kPa)	φ <sub>df</sub> (°)	c <sub>df</sub> (kPa)
A	65.8	36.9	3.1	20.1	52.3	25.3	36.4
B	81.6	53.7	19.9	11.0	63.5	11.0	63.5
C	54.2	34.3	6.5	18.9	64.5	24.7	54.0
D	58.3	31.4	6.3	34.6	35.0	27.5	25.0
E	50.4	32.5	5.0	35.1	54.9	29.8	48.6
F	50.2	33.8	5.1	25.9	44.2	30.1	60.0
G	44.4	34.3	6.5	19.3	63.0	29.2	6.3
H	48.5	31.4	6.3	20.9	58.1	38.4	34.3
I	80.0	40.6	17.3	25.2	0.0	32.1	3.7
J	45.4	34.8	4.5	4.3	93.5	21.1	34.7
K	61.5	44.4	6.1	21.7	65.3	21.4	44.1
L	20.6	37.7	6.3	37.8	59.6	41.4	25.3
M	68.6	46.7	8.4	25.1	83.4	28.8	37.2
N	95.1	53.4	30.7	—	—	23.1	68.1
O	44.2	52.3	9.7	—	—	32.5	61.6
P	57.1	39.9	9.6	—	—	13.9	62.5

お、試料 N~P は次節で述べる強度異方性を調べる目的で試験を実施したものである。本節では、各試料の一面せん断試験と現場せん断試験の強度定数を比較した結果、物理定数と強度定数の相関について考察する。

図-9 (a), (b) にそれぞれ一面せん断および現場せん断試験による粘着力および内部摩擦角の比較を示す。図-9 (a) より、現場せん断試験による粘着力 c<sub>df</sub> は一面せん断試験の粘着力 c<sub>dl</sub> に比べて大きな値となっている。これは室内せん断試験では不攪乱試料を採取後、試験室までの運搬時の振動や放置時間に伴うサクシヨンの消失の影響によって土試料が持つ粘着力が消失したためと考えられる。ただし、室内試験では含水比を変化させていない。現場せん断試験では、供試体の運搬の必要はなく、原位置において自

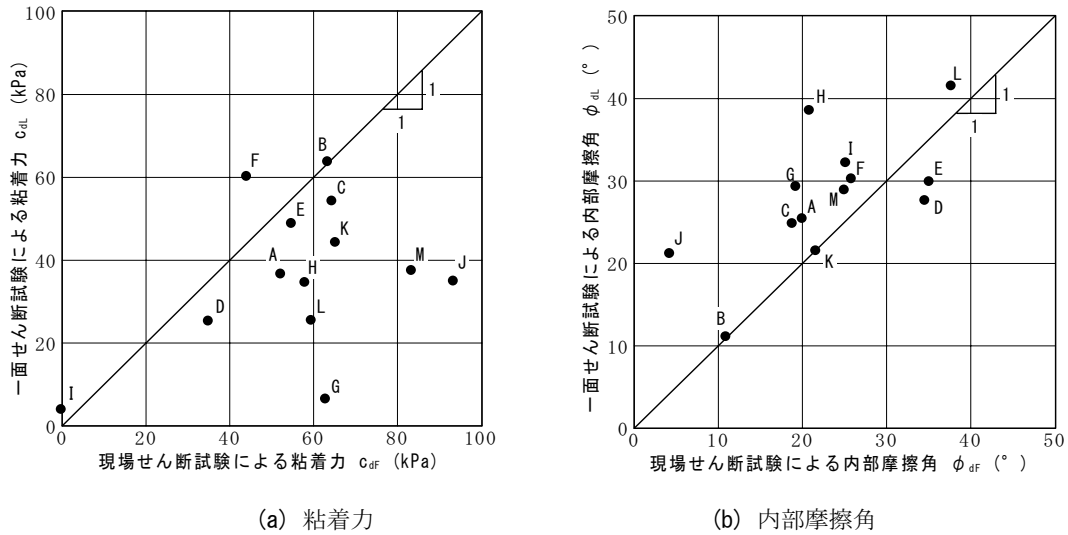


図-9 一面せん断試験および現場せん断試験機による強度定数の比較

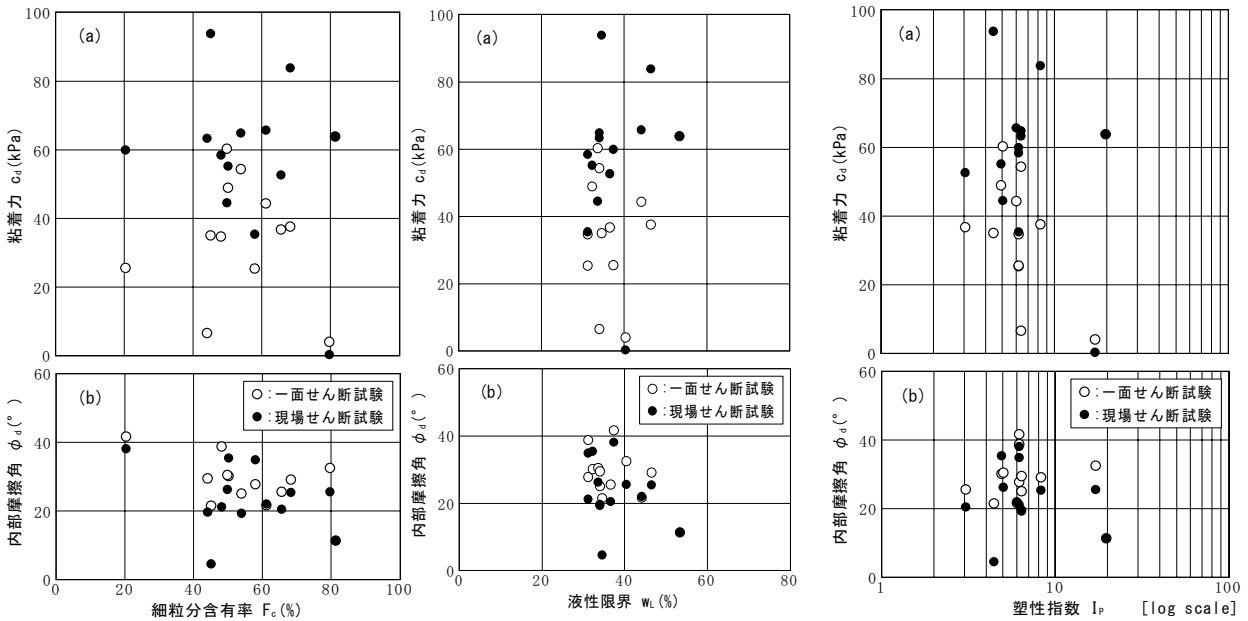


図-10 細粒分含有率と強度定数の関係 図-11 液性限界と強度定数の関係 図-12 塑性指数と強度定数の関係

然状態の土試料のせん断強さを求められるため、土試料本来の粘着力を測定していると考えられる。また、図-9(b)より、現場せん断試験による内部摩擦角  $\phi_{df}$  は室内一面せん断試験による内部摩擦角  $\phi_{dl}$  に比べて小さな値となっている。現場せん断試験で用いる供試体断面は  $10 \times 10 \text{ cm}$  の正方形であるのに対して、一面せん断試験では供試体断面は直径  $6 \text{ cm}$  の円形であることから、供試体サイズは現場せん断試験の方が大きい。内部摩擦角の値が現場せん断試験よりも室内せん断試験で小さい値が得られたのは、供試体の寸法による影響が現れたためと考えられる。

b) 物理定数と強度定数の関係

不攪乱試料の工学的性質を明らかにするうえで、強度定

数の指数的性質を調べることは必要であることから、三郡変成岩風化土の物理定数と一面せん断および現場せん断試験で得られた強度定数の関係について検討した。検討する物理定数は細粒分含有率  $F_c$ 、液性限界  $w_L$ 、塑性指数  $I_p$  である。図-10~12 に  $F_c$ 、 $w_L$  および  $I_p$  と強度定数との関係をそれぞれ示す。三郡変成岩風化土の  $F_c$  値は風化度によって広範囲に分布しているが、 $F_c=50 \%$  前後に最も集中している。また、 $w_L$  は  $34\%$ 、 $I_p$  は  $7$  前後の値をとるものが多く、相対的に低塑性である。これら物理定数と強度定数との関係はいずれも  $c_d$  値は広範囲にわたって分布しており、 $\phi_d$  の値は狭い範囲で分布している。また、風化度が大きい ( $F_c$  の高い) 試料ほど、 $w_L$  および  $I_p$  が大きくなれ

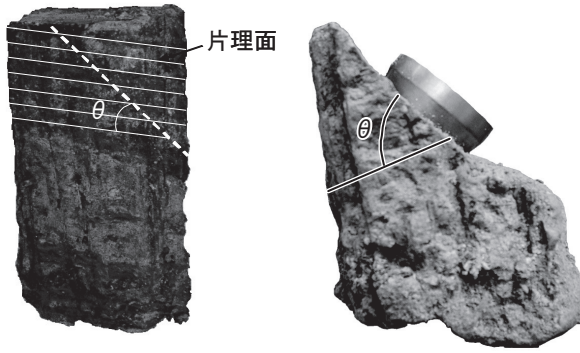


図-13 不攪乱試料からの供試体の作製

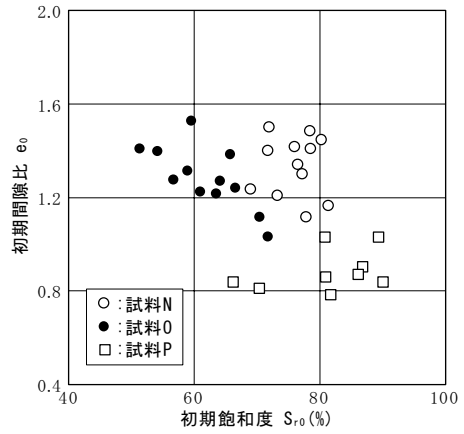


図-14 不攪乱供試体の初期間隙比と初期飽和度

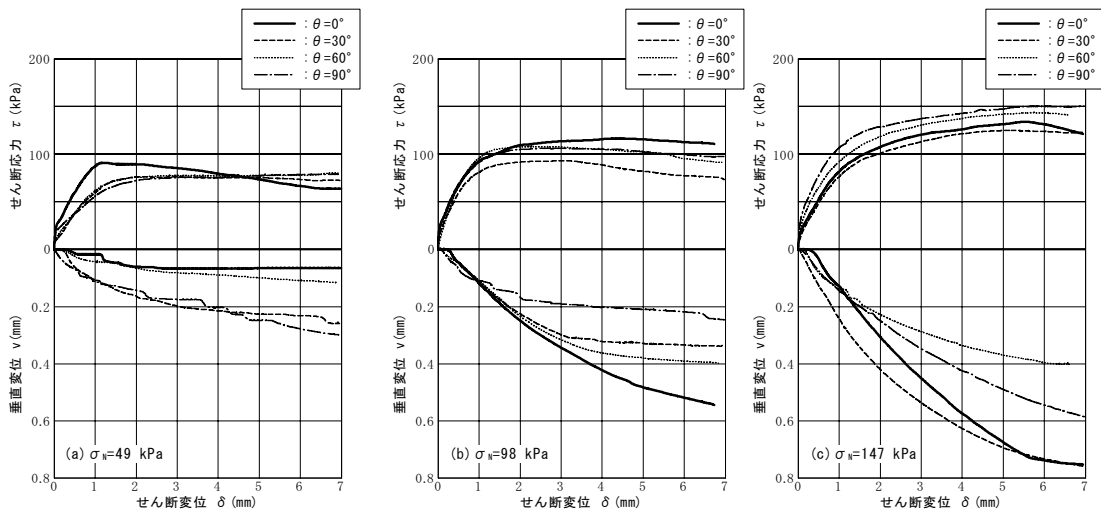


図-15 片理面とせん断面とのなす角  $\theta$  が異なる場合の一面せん断挙動 (試料 N, 非水浸条件)

ばなるほど、 $\phi_d$ は小さくなる傾向が認められる。

#### 4.4 強度異方性に由来したせん断特性

三郡変成岩風化土には特有の片理構造が発達しており、この片理構造が崩壊の形態を支配し、また崩壊の原因になっていることは既に述べた。既往の研究では、片理面が水平および鉛直になるように切出した供試体を用いた試験を実施し、せん断特性が異なることを確認している<sup>8)</sup>。本節では、泥質片岩2試料および塩基性片岩1試料の計3試料を用いて、片理面とせん断面とのなす角 $\theta$ を種々変化させた場合のせん断強度特性を検討した。

##### a) 試験概要

片理構造に由来するせん断特性を求めるために、ネイルサンプリングによって採取した乱さない三郡変成岩風化土を用いて、片理面とせん断面のなす角度 $\theta$ を変化させた供試体を作製した。供試体の作製方法は4.2 a)の①～③と同様の手順である。図-13に供試体の作製方法を示す。

図-14に全供試体の初期間隙比 $e_0$ と初期飽和度 $S_{r0}$ を示

す。図中には各試料の初期状態量の値を示している。 $S_{r0}$ は50%から90%までと広範囲に分布する。 $e_0$ は0.8から1.5の範囲に分布している。試料Pの $e_0$ 値は他の試料と比べて小さく、密な状態にあることがわかる。

試験手順としては地盤工学会基準<sup>18)</sup>の一面せん断試験方法に準じるものとした。試験機は通常の一面せん断試験機を用いた。試験条件として、試料Nおよび試料Pの場合には圧密応力 $\sigma_c=49, 98, 147$  kPa、試料Oの場合には $\sigma_c=98, 147, 196$  kPaの3通りの圧密応力で圧密した。圧密時間は3t法により打ち切った。その後、 $\sigma_c$ に等しい垂直応力 $\sigma_N$ の下、せん断変位速度0.02 mm/minで定圧せん断した。最終せん断変位は $\delta=7$  mmとし、試料Nおよび試料Oでは非水浸状態でせん断した。試料Pでは水浸状態で片理面が強度定数に及ぼす影響を調べるために水浸状態でせん断した。供試体の水浸は圧密と同時に開始した。 $\theta$ は試料Nおよび試料Oでは $\theta=0, 30, 60, 90^\circ$ の4通り、試料Pは試料の量の不足のため、 $\theta=0, 30, 60^\circ$ の3通りとした。

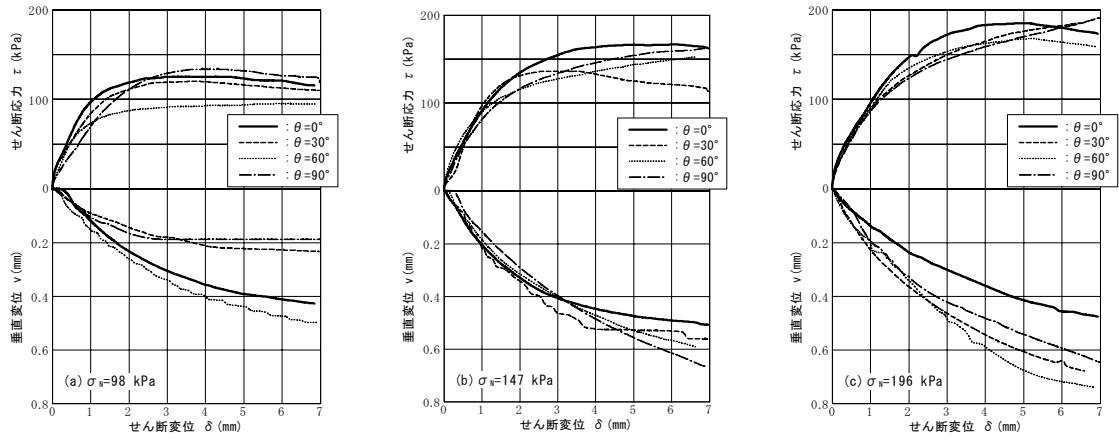


図-16 片理面とせん断面とのなす角  $\theta$  が異なる場合の一面せん断挙動(試料 O, 非水浸条件)

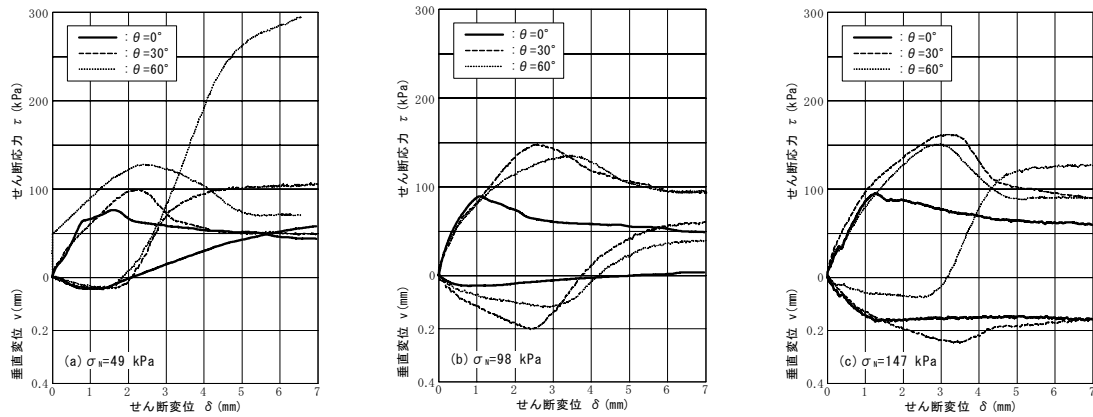


図-17 片理面とせん断面とのなす角  $\theta$  が異なる場合の一面せん断挙動(試料 P, 水浸条件)

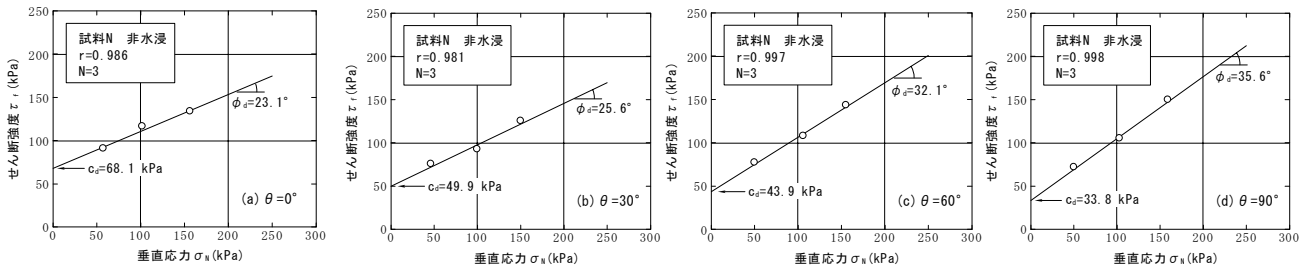


図-18  $\theta$  が異なる場合の破壊線と強度定数(試料 N, 非水浸条件)

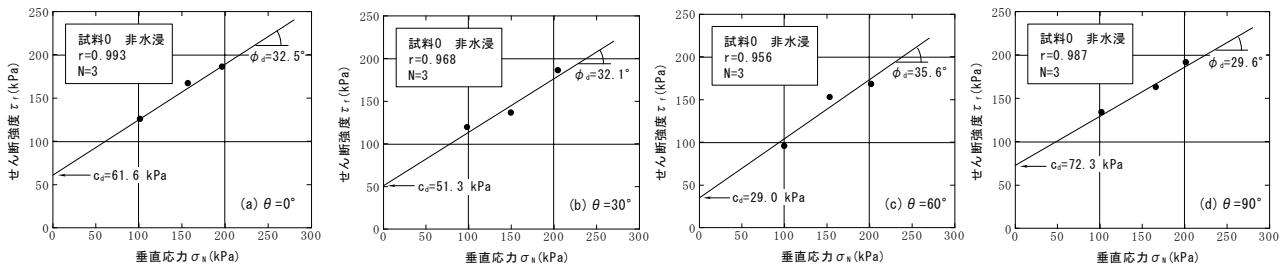


図-19  $\theta$  が異なる場合の破壊線と強度定数(試料 O, 非水浸条件)

b) せん断挙動試験結果

図-15~17 にそれぞれ 3 試料 N, O, P におけるせん断応力  $\tau$ , せん断変位  $\delta$  および垂直変位  $v$  の関係を示す. 各図には  $\theta$  が異なる場合の試験結果が示されている. 試料 N, 試料 O に関して,  $\tau \sim \delta$  関係において, せん断の進行とともに,  $\tau$  は単調に増加し, そのまま定常状態に達するか,

あるいは  $\tau$  がピーク値を示した後, わずかに減少していることが図より見て取れる. また,  $\theta$  の値によって  $\tau \sim \delta$  曲線は相異し,  $\theta$  が  $\tau \sim \delta$  曲線に与える影響は  $\sigma_N$  が高いほど顕著のようである. 一方,  $v \sim \delta$  関係において, 両試料ともに非水浸状態ではせん断過程を通じて常に収縮挙動を呈している. 一方, 試料 P に関しては,  $\tau \sim \delta$  関係にお



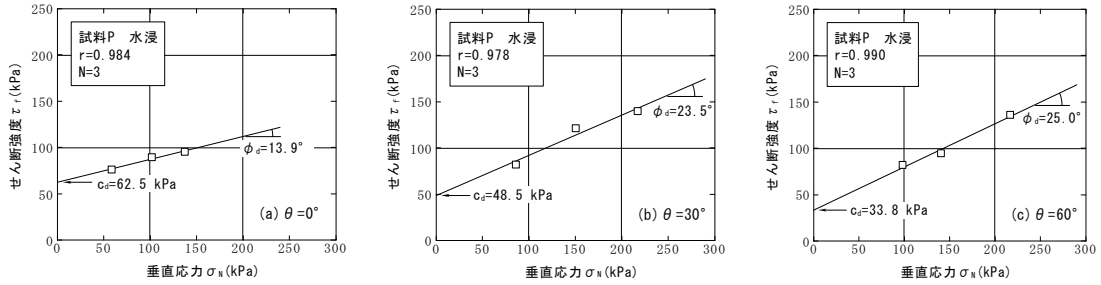


図-20 θが異なる場合の破壊線と強度定数(試料P, 水浸条件)

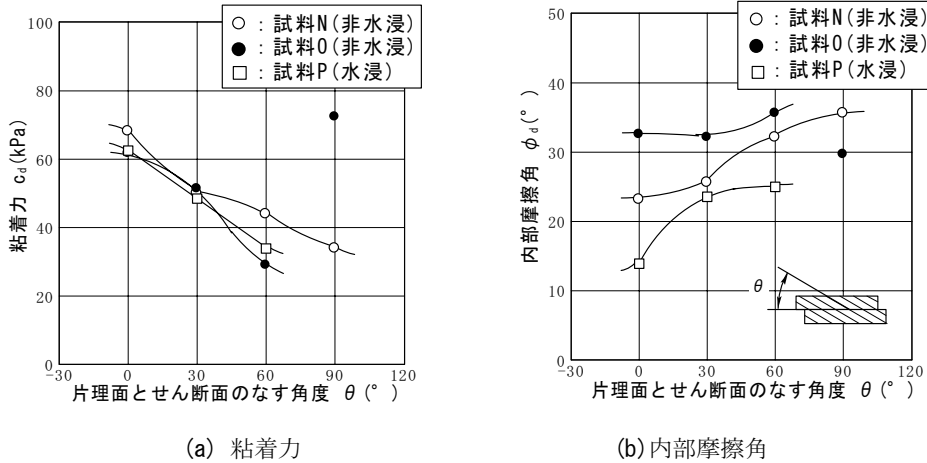


図-21 θと強度定数の関係

いては、いずれの  $\sigma_N$  においても、 $\tau$  はピークを示した後、著しく減少しており、 $\theta$  の影響が  $\tau \sim \delta$  曲線に明らかに現れている。 $\theta=60^\circ$  の場合、せん断開始直後にせん断応力が急激に増加する挙動がみられた。この原因として試料中の相対的に硬質な部分がせん断力を分担したものと考えられる。 $v \sim \delta$  関係において、せん断初期に収縮後、膨張に転じる傾向を示しており、強い正のダイレイタンスー挙動を示している。これは不攪乱試料が元々有する不均一性が原因であると考えられる。各試料において  $\theta$  の違いによるせん断挙動の変化には統一的な傾向がみられないため、試料の不均一性の影響が大きいものといえる。

図-18~20に各試料の  $\theta$  が異なる場合の破壊線と強度定数を示す。破壊線は実測値に対する最小二乗法によって決定した。また、破壊線の決定は周面摩擦力を考慮した垂直応力で整理したので、破壊時の垂直応力はせん断開始時の垂直応力とは異なる。いずれの場合も実測値と破壊線の適合性の度合いを表す相関係数  $r$  は 0.9 以上と高い。非水浸状態の試料 N および試料 O においては  $\theta$  の変化に伴って  $\phi_d$ 、 $c_d$  ともに変化している。個別にみると、試料 N では  $\theta$  の増加に伴って  $c_d$  は著しく減少しているが、試料 O では  $c_d$  は  $\theta=60^\circ$  から  $90^\circ$  にかけて著しい増加がみられる。水浸状態の試料 P においては  $\theta$  の増加に対して  $\phi_d$  の変化よりも  $c_d$  の変化が大きいようである。

c) 片理面が強度定数に及ぼす影響

片理面とせん断面のなす角度が強度定数に及ぼす影響を検討するため、図-21 (a), (b) にそれぞれ  $\theta$  と  $c_d$  および  $\phi_d$  の関係を示す。 $\theta$  と  $c_d$  の関係については、試料 O の  $\theta=90^\circ$  のデータが大きく外れているが、いずれの試料においても  $\theta$  の増加に伴って  $c_d$  は減少する傾向がみられる。 $\theta=0^\circ$  と  $90^\circ$  を比較すると、全ての試料において  $c_d$  は 30 kPa 程度減少し、約 5 割程度の低下がみられた。片理構造は薄く剥離する特徴をもっていることから、片理面とせん断面が一致する  $\theta=0^\circ$  のときはすべり破壊に対する片理面の粘着力の影響が強く、 $\theta$  が大きくなると粘着力の影響が相対的に低下することを意味する。

一方、 $\theta$  と  $\phi_d$  の関係については、試料 O の  $\theta=90^\circ$  のデータを除くと、 $\theta$  の増加によって  $\phi_d$  は増加する傾向がみられ、 $3 \sim 13^\circ$  程度増加している。試料によって変化率の違いはあるものの、およそ 3 割程度の増加がみられた。この  $\theta$  の増加に伴う  $\phi_d$  の増加の理由として  $\theta=0^\circ$  では片理面とせん断面が平行であるために、摩擦抵抗やかみ合わせが小さいが、 $\theta$  が高まるにつれて、せん断面の摩擦抵抗やかみ合わせが増加したことが考えられる。 $c_d$  の変化率に比べて  $\phi_d$  の変化率が小さいことから、 $\theta$  の変化による影響は内部摩擦角よりもむしろ粘着力に大きく現れているようである。片理構造はせん断特性に影響を与え、片理構造を残す土はせん断方向によって異なるせん断特性を発揮するといえる。今回新たに明らかになった強度異方性を

もとに安定計算を行えば、片理面のような不連続面が潜在する斜面の安定勾配を求めることができる。

#### d) 強度定数に及ぼす水浸の影響

図-21 (a), (b)において水浸試料と非水浸試料の強度特性を検討した。同じ試料における水浸の有無とはなっていないが、いずれの $\theta$ においても内部摩擦角、粘着力は水浸試料が総じて小さく、粘着力よりも内部摩擦角の方が水浸の影響をうけやすいようである。

## 6. 結論

本研究で得られた知見は次の通りである。

- (1) 三郡変成岩が有する片理構造は圧密降伏応力に影響を与えず、圧密降伏応力は300~350 kPa程度であった。すなわち、過圧密比はあらゆる方向からの载荷圧力に対して一定となる。
- (2) 風化度が大きく( $F_c$ の高い)、また液性限界および塑性指数が大きい試料ほど、内部摩擦角は小さくなる傾向がある。
- (3) 不攪乱試料ではせん断面と片理面の角 $\theta$ によって強度定数に変化がみられ、 $\theta$ の増加に伴って粘着力が低下し、内部摩擦角は増加する傾向がある。
- (4) 不攪乱試料の強度定数は $\theta$ の大きさによることなく水浸試料の方が総じて低かった。

## 謝辞

西村祐二郎 山口大学名誉教授には三郡変成岩の地質学および鉱物学上の知見について御教授頂くとともに、試料の岩石薄片の作製から偏光顕微鏡観察まで御指導を頂いた。山口県、宇部市をはじめとする各関係自治体には三郡変成岩の崩壊斜面の現地調査および土試料採取で御配慮を頂いた。高圧圧密試験は復建調査設計(株)において実施させて頂いた。現地調査および土質試験の実施では研究室の歴代の学生 小山泰正氏、竹田直樹氏、友清智広氏に助力頂いた。最後に、本研究成果を取り纏めることができたのは、故 山本哲朗 教授の生前の懇切丁寧な御指導のおかげである。以上の方々に深甚なる謝意を表すしだいである。

## 参考文献

- 1) 平 朝彦: 日本列島の誕生, 岩波新書 148, 岩波書店, 1990.
- 2) 山口地学会編: 山口県の岩石図鑑(代表編集 西村祐二郎, 松里英男), 第一学習社, pp.158~164, 1991.
- 3) Nishimura, Y.: Geotectonic subdivision and areal extent of the Sangun belt, Inner zone of southwest Japan,

Journal of Metamorphic Geology, Vol.16, No.1, pp.129~140, 1998.

- 4) Kobayashi, T.: The sakawa orogenic cycle and its bearing on the origin of the Japanese islands, Journal Faculty Science, Imperial University Tokyo, [ II ], Vol.5, pp.219~578, 1941.
- 5) 山本哲朗, 鈴木素之, 松本 直, 国広清己: 花崗岩の貫入を受けた三郡変成岩からなる切土斜面の崩壊, 土と基礎, Vol.47, No.4, pp.27~29, 1999.
- 6) 山本哲朗, 鈴木素之, 原田 博, 植野泰史, 小山泰正: 山口県内に分布する三郡変成岩風化土の化学・物理的性質と盛土材としての適用性, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.189~205, 2002.
- 7) 山本哲朗, 大原資生, 西村祐二郎, 瀬原洋一: 山口県下の三郡変成岩からなる切土斜面に見られる豪雨崩壊の特徴, 地盤工学会論文報告集, Vol.36, No.1, pp.123~132, 1996.
- 8) 山本哲朗: 三郡変成岩の切り土のり面に見られる豪雨崩壊の特徴について—山口県宇部市の場合—, 山口大学工学部研究報告, Vol.44, No.2, pp.43~53, 1994.
- 9) 山本哲朗, 鈴木素之, 宮内俊彦, 植野泰史: 三郡変成岩からなる切土斜面の豪雨時崩壊, 土と基礎, Vol.47, No.8, pp.29~31, 1999.
- 10) 山本哲朗, 高本直邦, 西村祐二郎, 瀬原洋一: 三郡変成帯における鋸状斜面崩壊, 土と基礎, Vol.44, No.11, pp.9~12, 1996.
- 11) 山本哲朗, 鈴木素之, 国広清己, 原田 博: 三郡変成岩切土斜面の複合すべりについて, 土と基礎, Vol.48, No.11, pp.21~23, 2000.
- 12) 山本哲朗, 鈴木素之, 寺山 崇, 池溝友謙: 山口県内における不連続面の発達した岩盤斜面崩壊, 第19回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.21-22, 2000.
- 13) 山本哲朗, 鈴木素之: 三郡変成岩風化土の工学的性質とその諸問題, 土と基礎, Vol.53, No.6, pp.19-21, 2005.
- 14) 山本哲朗, 鈴木素之, 寺山 崇, 原田 博: 斜面崩壊の素因となる不連続面のせん断強度の評価方法, 土と基礎, Vol.49, No.7, pp.7~9, 2001.
- 15) 山本哲朗, 鈴木素之, 吉原和彦, 宮内俊彦: 不連続面上の光沢質黒色薄層土に起因した斜面崩壊と設計強度定数, 地すべり, Vol.37, No.4, pp.49~57, 2001.
- 16) 山本哲朗, 鈴木素之, 福岡正人, 宮内俊彦, 岡林茂生, 瀬原洋一: すべり面上の光沢質黒色薄層土に起因した斜面崩壊, 土と基礎, Vol.48, No.7, pp.24~27, 2000.
- 17) 山本哲朗, 瀬原洋一, 中森克己, 森岡研三: 三郡変成帯で発生した地すべりについて—山口県宇部市の例—, 地すべり, Vol.34, No.3, pp.41~50, 1997.
- 18) 地盤工学会編: 地盤材料試験の方法と解説, 2009.

(2013年6月25日 受付)