

三郡変成帯における後退性地すべりについて—山口県宇部市の場合—

Progressive Failure Occurred in Sangun Metamorphic Region — In Case of Ube, Yamaguchi —

瀬原洋一	Youichi SEHARA	(常盤地下工業株式会社次長)
山本哲朗	Tetsuro YAMAMOTO	(山口大学工学部社会建設工学科助教授)
中森克己	Katsuini NAKAMORI	(復建調査設計株式会社山口支社次長)
周藤宜二	Yosiji SUTOU	(復建調査設計株式会社課長)

山口県宇部市においては、昭和61年から市道請川・王子線の敷設に伴って、諸般の事由で三郡変成岩の風化した地盤条件の良くない山腹が開削された。その結果、毎年のように梅雨・台風時において切土斜面、自然斜面の多くが崩壊した。本文は1995年の梅雨期を契機にして活発化した地すべりについて地質学・岩石学をはじめとして、土質工学および防災工学の立場から調査を行った。特に、地すべり粘土の不攪乱試料を採取して残留強度を測定した。これらの結果に基づいて本地すべりの発生機構を明らかにした。

キーワード：地すべり、変成岩、残留強さ (IGC: E6)

1. はじめに

山口県下の三郡変成帯（狭義の分類では中生代高圧型の周防変成帯という）は、南西から北東方向にかけて宇部市—美東町—山口市—錦町地域において帯状ないし四角状の分布形態で点在している（図-1）。

この三郡変成帯は、県下において地すべり指定地域に該当する地域が7箇所あり、地すべりが発生するとともに、その他の地域では斜面崩壊が頻発している。このように、三郡変成帯は地すべり・斜面崩壊の発生しやすい地質の範疇の一つに入るものである。

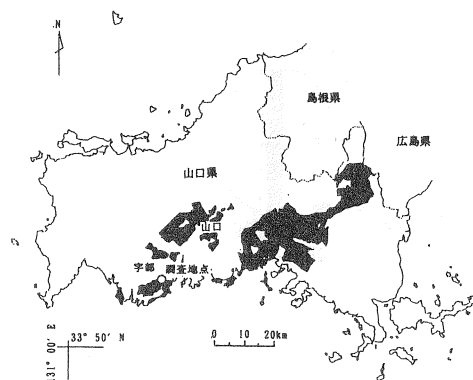


図-1 山口県下の周防変成帯の分布と調査地すべり地

筆者らは、すでに県下の三郡変成帯における風化岩からなる切土斜面のうちで特に、1993年の豪雨の際に崩壊した斜面を中心に地質学、土質工学および防災工学の立場から調査し、それらをまとめている。¹⁾ 今般その崩壊が発生した隣接地の自然斜面での地すべり事例を報告する。この現場の地質は、三郡変成岩に白亜紀花崗岩が貫入している複雑な地質構造を示し、地山全体が非常に脆弱な斜面を形成している。当現場の地すべりは、上述した地質条件下にある丘陵地において道路の敷設のため、山腹の末端部が開削された際に発生した。その後の梅雨期等の豪雨によって、地すべりブロックが稜線まで進行した、いわゆる後退性の地すべりが発生した。筆者らは、こういった特徴をもつ本現場で発生した地すべりに対して、通常の調査を実施したのを初め、長期にわたり地すべりの変位量、地盤内の変動量を継続的に測定した。また、当斜面の岩石・風化土の同定を行うとともに、風化土および地すべり面内の土について種々の物理的定数を調べた。さらに、すべり面の位置の硬軟との関係から見るために比抵抗映像法（高密度電気探査法）を試みた。すべり面内から採取した不攪乱粘土については、繰返し一面せん断試験機を用いて残留強度を測定した。

本文では、以上に述べたそれぞれの測定・試験結果を記述するとともに、それらの結果に基づいて、当地すべりの発生機構を考察している。

2. 調査した斜面

調査の対象となった斜面の平面図を図-2に、また主測線となる崩壊斜面Ⅵの断面図を図-3に示している。宇部市請川地区の丘陵地においては、1988年から開始された市道敷設工事の際、山腹が開削されたことに端を発して、1993年の豪雨時の際に三郡変成岩からなる切土斜面が6箇所(崩壊斜面Ⅰ～Ⅵ)にわたって表層崩壊が発生した¹⁾。その後の調査から、崩壊斜面Ⅵの背後にある自然斜面(山腹)に比較的規模の大きい後退性地すべりが発生していることを発見した。

この斜面の岩石は蛇紋岩が主体であるが、それは褶曲構造を有しており、また著しく破碎している上に、広島花崗岩の貫入によってホルンフェルス化している。このことは、当斜面の地質学・岩石学上の大きな特徴であると言える。

崩壊斜面Ⅵの背後の自然斜面で今回の地すべりが発生しているが、その規模は幅25m、長さ80mであり山腹の陵線にまで達している。その自然斜面勾配は約10～20°であり、地すべりの発生件数の最も高い勾配の範囲にある。

図-3ではボーリング孔B-1,2,3を通る主測線を示しており、この図に示す3本のすべり面①、②、③は斜面内の精査と後述する孔内傾斜計の測定結果に基づいて決定した。

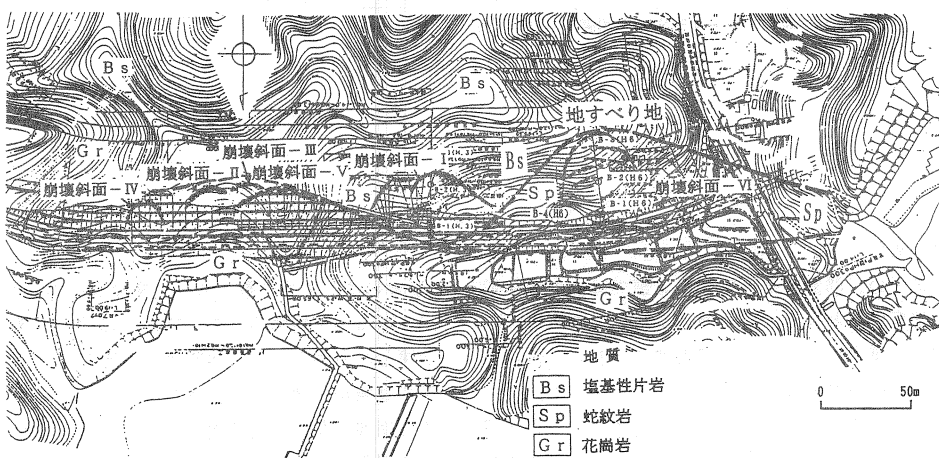


図-2 調査地すべり斜面と周辺の崩壊斜面

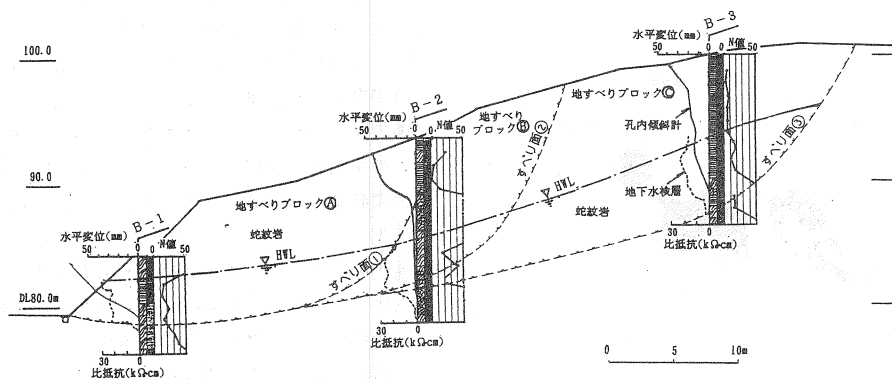


図-3 主測線に沿う斜面内のすべり面、地質断面図およびボーリング柱状図

3つの地すべりブロックは斜面下方からA, B, Cと称する。すべり面①, ②, ③が発生した時期はそれぞれ、1993年12月, 1994年10月, 同年12月と推定された。それぞれの地すべりブロックの場所には15~30cm程度の段差を生じた引張亀裂が見られた。当地すべり発生の原因は、1993年の集中豪雨によってすべりに対する斜面の安定度が低下し、徐々に後背地部にすべりが波及したものと理解することができる。

3. 斜面の地質構造および岩石と風化土

3.1 地質構造および岩石の同定

斜面の地質構造は、非常に複雑であり、周防変成岩類に属する蛇紋岩が花崗岩の貫入による接触変成作用を被ってホルンフェルス化している点が岩石学上の大きな特徴である。岩石の同定は比較的新鮮な岩石試料を対象にX線回折試験、偏光顕微鏡観察によって行った。それらの岩石の顕微鏡観察によって同定した結果を表-1に示す。蛇紋岩(試料I)、透角閃石岩(試料II)および透角閃石岩(試料IV)の顕微鏡写真をそれぞれ写真-1(a), (b), (c)に示した。写真-1(a)蛇紋岩では、花崗岩による接触変成作用によって蛇紋岩がかんらん石に変化している様子が、明瞭に見られる写真-1(b)の透角閃石岩では、同様の接触接成作用によって生成した蛇紋岩が、すべて透角閃石岩に変化している。透角閃石岩は接触変成作用によって造られる代表的鉱物の一つである。写真-1(c)の蛇紋岩は写真-1(a)の場合と同様に、花崗岩の接触変成作用によって、かんらん石が生成されているが、それが風化によって蛇紋岩に変質する際に生じる網目構造(メッシュストラクチャー)が認められた。

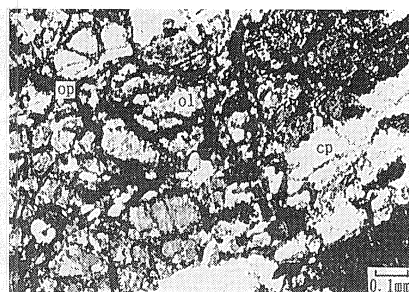


写真-1(a)蛇紋岩(試料I)

偏光顕微鏡(直交ポーラ)

(ol, かんらん石; cp,

単斜輝石; op, 不透明鉱物)



写真-1(b)透角閃石岩(試料II)

偏光顕微鏡(直交ポーラ)

(tr, 透角閃石)

また、蛇紋岩(試料1)および透角閃石岩(試料2)のX線回折図をそれぞれ図-4(a), (b)に示す。

表-1 岩石試料の同定結果

試料 番号	ホーリング 番号	深さ (m)	岩石名	造岩鉱物名
I	1	1.8	蛇紋岩	かんらん石, 単斜輝石, 蛇紋石, 透角閃石, 不透明鉱物
II	1	5.0	透角閃石岩	透角閃石, 不透明鉱物
III	2	1.6	透角閃石岩	透角閃石, 不透明鉱物
IV	2	6.3	蛇紋岩	かんらん石, 単斜輝石, 蛇紋石, 透角閃石, 不透明鉱物
V	2	8.0	透角閃石岩	透角閃石, 不透明鉱物
VI	2	9.7	蛇紋岩	かんらん石, 単斜輝石, 蛇紋石, 透角閃石, 不透明鉱物
VII	—	1.4	透角閃石岩	透角閃石, 不透明鉱物
VIII	—	0.7	透角閃石岩	透角閃石, 不透明鉱物

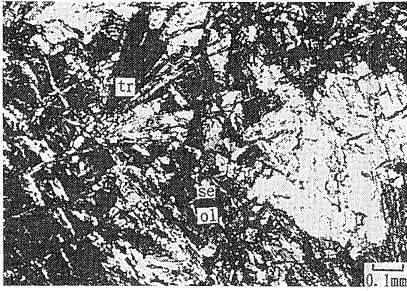


写真-1 (c) 蛇紋岩 (試料IV)

偏光顕微鏡 (直交ポーラ)

(ol, かんらん石; se,

蛇紋岩; tr, 透角閃石)

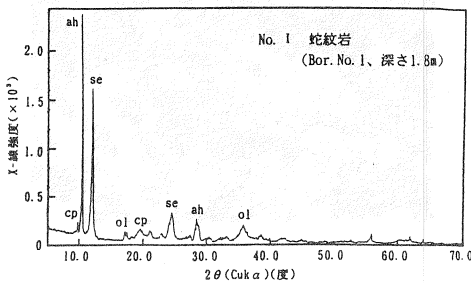


図-4 (a) 蛇紋岩 (試料I) のX線回折図

(se, 蛇紋岩; ol, かんらん石;

cp, 単斜輝石; ah, 直閃石)

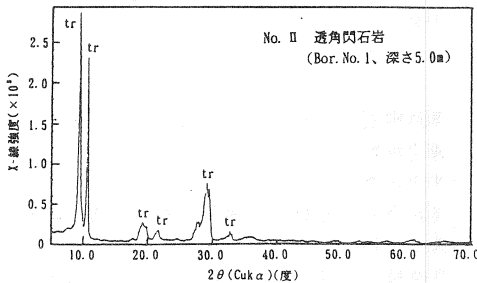


図-4 (b) 透角閃石岩 (試料II) のX線回折図

(tr, 透角閃石)

ボーリング調査結果から本斜面の地盤は均一な風化土からなるのではなく、岩片と風化土が極めて不規則な状態で分布していることが分かった。しかし、限られたボーリング調査からだけでは十分に斜面の地盤状況を把握することは困難であると考え、電気映像法を補足的に実施して、斜面地盤の硬軟状況を調べた。試験装置は応用地質(株)製であり、最大測線長68m、最大探査深度30mである。電極間隔は、探査深度から5.0mとしている。図-5にはその測定結果を示している。これから、比抵抗値0~500-mを示す軟らかい地盤がほぼ斜面のすべり面内に存在するとともに、斜面上方から下方に向かって帯状に分布していることが読み取ることができる。この比抵抗値をもつ地盤とそれが50~1000-mをもつ地盤の境界線は非常に複雑な形となっている。また、一般によく言われているように、斜面表面では地盤の含水比が小さいということの他に破碎されていた岩石塊が存在するために、比抵抗値が大きくなっている。このように、当斜面の比抵抗値の分布は極めて複雑であるが、この原因には岩石が褶曲作用を受けていると同時に破碎し、広範囲の違った風化を受けていることにあると推察される。

3.2 風化土の同定と土質の特徴

斜面土は風化の程度によって、色を初めとして粒度、含水状態が様々に相違していた。代表的な土の鉱物組織はX線回折試験によって測定した。結果は表-2にまとめている。代表的な土試料のX線回折図を、図-6(a)~(d)に示す。図-6(a)の褐色の土は風化度が小さいため、原岩の主要鉱物である透角閃石岩が顕著に存在する。その他に緑泥石やカオリナイトが認められる。図-6(b)の土は縦に破断した岩石表面に付着していた緑灰色の土であるが緑泥石が主体で、その他に白雲母が認められる。

表-2 土試料の同定結果

試料番号	ボーリング番号	深さ(m)	鉱物名
i	1	3.5	透角閃石, カオリナイト, 緑泥石
ii	2	6.5	透角閃石, 蛇紋石
iii	2	6.5	カオリナイト
iv	2	9.7	緑泥石, 白雲母
v	3	1.7	カオリナイト, 緑泥石, 石英
vi	3	11.7	透角閃石
A	2の側	7.5	透角閃石
B	2	7.5	緑泥石, 滑石?

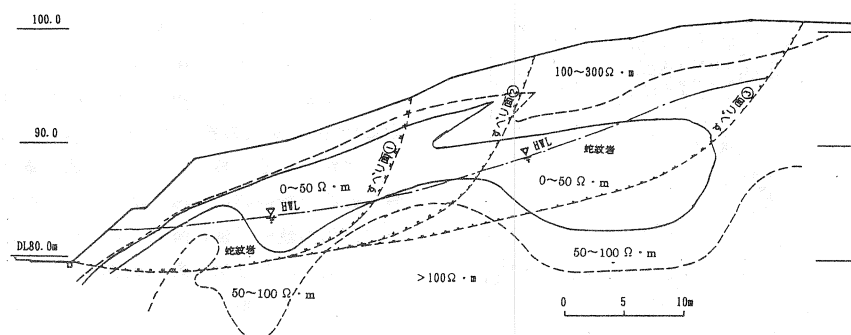


図-5 主測線に沿う斜面地盤の比抵抗分布

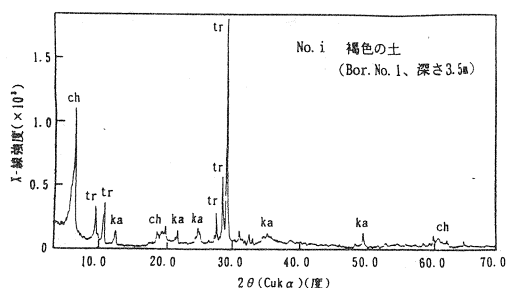


図-6 (a) 褐色の土 (試料番号 i) のX線回折図

(ka, カオリナイト; ch, 緑泥石;

tr, 透角閃石)

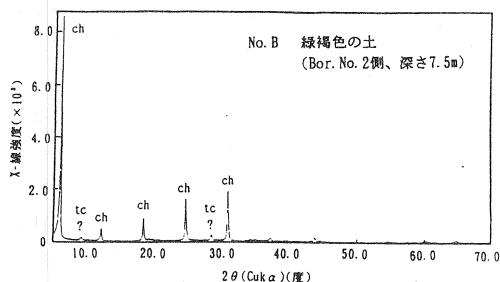


図-6 (d) 緑褐色の土 (試料B) のX線回折図

(ch, 緑泥石; tc, 滑石)

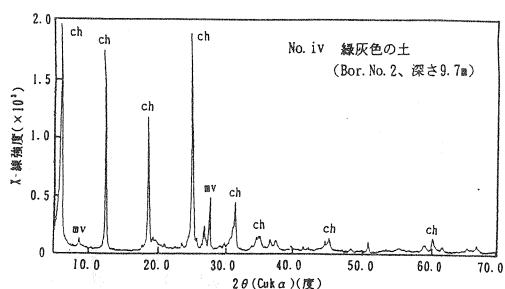


図-6 (b) 緑灰色の土 (試料番号iv) のX線回折図

(ch, 緑泥石; mv, 黒雲母)

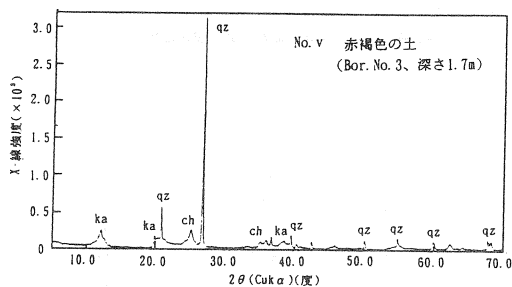


図-6 (c) 赤褐色の土 (試料番号v) のX線回折図

(ka, カオリナイト; ch, 緑泥石; qz, 石英)

図-6 (c)の表層部の赤褐色の土には石英, カオリナイトおよび緑泥石が存在する。図-6 (d)のトリプルチューブ法で採取したすべり面の粘土には, 主に緑泥石が存在する。滑石も若干ではあるが存在しているように見受けられる。X線回折試験によって蛇紋岩地すべり地に見られる主要粘土鉱物には, スメクタイト (モンモリロナイト), 蛇紋岩, 滑石, 緑泥石が見られると言われている。

しかし, 当斜面のすべり面内およびその周辺の粘土には, 粘土鉱物としてスメクタイトが全く確認されず主に緑泥石, 僅かに滑石が存在する。また, 表層近くの風化土等にはカオリナイトが存在する。

中森²⁾は瀬戸内沿岸および島根県松江で発生した第三紀地すべりの地すべり粘土を調べ, それらは高塑性粘土 (CH) に分類され, さらにスメクタイトの含有率が高いことを明らかにした。それらの粘土の塑性図を図-7に示す。当斜面のすべり面付近で採取した粘土試料A, Bの結果を図-7に示した。これから, 両方の粘土の塑性図での位置は, 第三紀地すべり粘土のそれに極めて近いことが分かる。以上の検討によって, 地すべり粘土の粘土鉱物はスメクタイトに限定されないという結果が得られた。

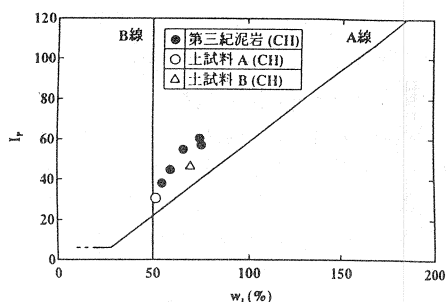


図-7 地すべり面内の土の塑性図

次に、以上の土試料を含めて10土試料について、土の物理試験を行って得られた結果を表-3にまとめてみた。この表から、当斜面の土の特徴として次の2つのことが挙げられる。

①通常の造岩鉱物の比重は2.6～2.8に入るものが多いが、当斜面の風化土は試料番号1, 4, 7の土のようにそれが3.0近く、あるいはそれ以上となるものが少なくない。これはこれらの土には透角閃石等の比較的比重の大きい鉱物が含まれているためと考えられる。

②砂質土 {SF} ないしシルト {MH} に分類される土がかなり多くあり、粘土 {CH} に分類されても粘土分 (5 μ m以下の土粒子) 含有率は比較的少なく、最大でも土試料Cの場合に24%であった。

5. 地すべり変位および地下水位の観測

地すべりが確認された後、斜面の安定性を維持し、さらに対策工を検討するために、1) 地表面変位、2) 孔内変位、3) 地下水位、4) 地下水検層について1994年12月14日から1995年8月31日までの間で観測を実施した。それらの結果については図-8～図-9に示している。図-8は伸縮計で測定した地表面変位と地下水の変動状況を示す。同図には、日降雨量データ

(図中、棒グラフ) も示す。

図-8から地下水位は渇水期はかなり低い位置にあるが、日雨量40mm程度を越える降雨あるいは一週間累積雨量190mmの長雨の際に地下水位は2～3mほど上昇することが分かる。特に、地すべり変位量は6月24日に降り始めた降雨時に急激に増加しているが、これはそれ以前の断続的で強い降雨(4月11日～5月30日)によって軟弱化した地盤の動きが増加したためであると考えられる。また地すべりが活発になった時期は、1995年6月下旬から7月上旬にかけて2週間の累積変位量65mm、最大日変位量4.6mmを記録した。孔内傾斜計で地すべりブロックの変位量を測定した。その結果の一例をボーリングB-2の場合について示したのが図-9である。この図から表面から深さ5m前後、12m前後(図中、丸印)を境界部にして変位量分布が不連続になっているのが分かる。これらの測定結果等に基づいて、図-3に示したすべり面を想定した。

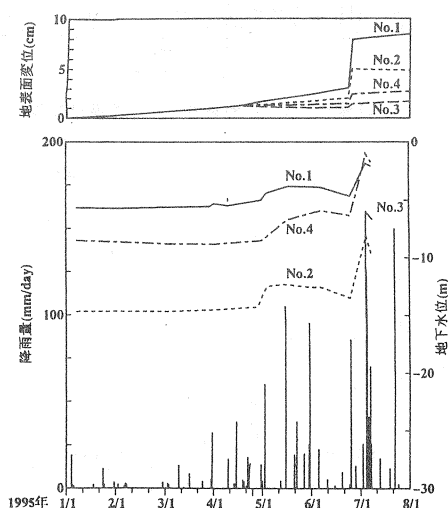


図-8 地表面変位・地下水位の測定結果

表-3 代表的な土試料の物理定数

試料番号	ボーリング番号	深さ(mm)	比重G _s	均等係数U _c	最大粒径D _{max} (mm)	細粒分含有率FC(%)	粘土分含有率F _{clay} (%)	自然含水比w _n (%)	液性限界w _L (%)	塑性指数I _p	土の分類
1	1	3.5	2.96	459.2	37.5	23.7	6.0	-	NP	NP	(GF)
2	1	3.7	2.82	216.2	19.0	29.4	11.0	-	36.1	16.1	(SF)
3	2	3.5	2.67	33.3	19.0	45.2	6.0	-	40.0	13.7	(SF)
4	2	1.7	3.17	27.1	19.0	38.3	8.0	-	NP	NP	(SF)
5	3	1.7	2.67	2.2	4.75	77.8	17.0	-	57.0	14.8	(MH)
6	3	1.9	2.77	2.1	4.75	80.8	19.0	-	57.2	21.2	(CH)
7	3	1.5	3.07	18.0	19.0	53.0	9.0	-	-	-	(F)
A	2の側	7.5	2.87	12.5	9.5	88.0	14.4	27.2	51.5	30.6	(CH)
B	2	8.0	2.86	24.6	9.5	51.0	9.0	38.6	64.4	43.5	(CH)
C	脚部	0.3	2.74	-	2.0	95.4	24.0	42.2	54.7	25.6	(CH)

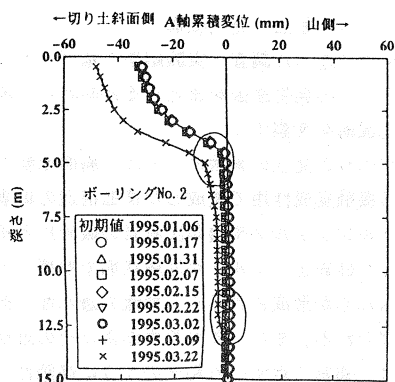


図-9 孔内変位分布の測定結果 (ボーリングNo. 2)

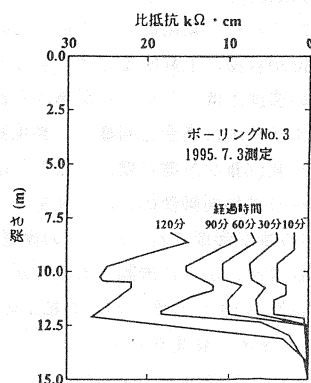


図-10 地下水検層結果 (ボーリングNo. 3)

地下水検層の測定結果の一例を図-10に示した。この図はボーリングB-3地点での豪雨時期に地下水位が上昇した時の測定結果である。ちなみにB-3地点では渇水期においては、ボーリング底に水位が存在する程度であった。このことから、当斜面の地下水位の変動量は非常に大きく、その地下水は極めて容易に流動する地下水であると判断される。この理由として前述したように当斜面の地盤は主として砂質土～シルト～粘土と破碎した岩石が入り交じって構成して水ミチを形成し易く、そのために地盤の透水性が高いことが挙げられる。

6. すべり面内の粘土の残留強度

3種類の土試料A, B, Cについて繰返し一面せん断試験を行い、その残留強度を測定した。土試料Aはボーリング孔B-2のすべり面位置 (深さ7.5～7.9m) からトリプルチューブ法によって採取した不攪乱土である。土試料Bはボーリング孔B-2で、すべり面内 (深さ7.0～9.0m) で採取した攪乱土である。土試料Cは切

土斜面末端部の小段上 (深さ0～0.5m) でブロックサンプリング法によって採取した不攪乱土である。土試料A, B, Cの諸物理的性質は表-3に示すとおりである。繰返し一面せん断試験機には、下部可動式Bishop型試験機に改良を加えたものを用いた。その仕様は文献³⁾に詳しく記載されている。今回の実験では、前回の場合と同様に片振幅6mmの繰返しせん断変位を排水状態で供試体に加えた。

せん断速度はせん断初期から最大せん断応力が得られるまでの間は0.02mm/min, それ以降は残留応力状態に達するまでは0.05mm/min, それ以降は再び0.02mm/minにした。供試体の寸法は直径60mm, 高さ20mmである。

不攪乱土試料A, Cの供試体はトリミングリングを用いて作製した。攪乱土試料Bの供試体は次の方法で作製した。液性限界以上の含水比で繰返した土試料を0.25mmのフルイで裏漉した後、直径150mmの中型圧密タンク内に移して圧密圧78.0kPaの下で約1ヶ月間、予圧密を行った。

図-11に土試料Aについて、鉛直圧 σ_v' がそれぞれ49.0, 98.0, 196.0および294.0kPaの試験から得られたせん断応力～累積水平変位の曲線を示す。この曲線において、せん断応力が一定となった時をもって、その土試料の残留強度と見なし、それと鉛直圧との関係を各土試料について求めた。その結果を図-12に示す。

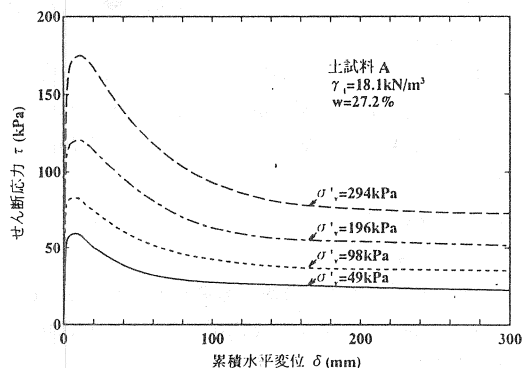


図-11 繰返し一面せん断試験から得られたせん断応力と累積水平変位の関係の一例 (土試料A)

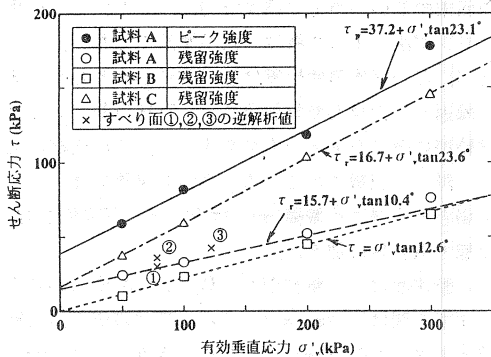


図-1 2 残留強度の測定結果と逆解析結果の比較

図-1 2から残留強度は土試料C, A, Bの順序で大きいことが分かる。すなわち、3つの土試料とも、土の分類では粘土の範疇にあるが、塑性指数の小さい土試料はほど残留強度が大きいという結果が得られた。不攪乱試料Aについては粘着力が15.7kPa発揮されているのに対して、 $\sigma_v' = 78.0$ kPaで作製した過圧密状態の再構成土試料である土試料Bでは粘着力が消失した結果となった。このように、再構成土の粘着力がゼロとなる結果は、他の土試料でも得られている。今回、このような結果が得られた理由としては、土試料が20数cm程度の大きな水平変位を受けた場合には、圧密時に形成された土粒子の骨格構造が完全に消滅することが考えられよう。なお、土試料Aについてはピーク強度に対する破壊線も示しているが、当然ではあるが、残留強度(○印)はピーク強度(●印)に比較して非常に小さい。

図-1 2中、×印の結果は3本のすべり面①, ②, ③について得られた逆解析値を示す。よく知られているように、逆解析の計算は式(1), (2)を用いて行う。

$$\bar{\tau} = \bar{w} \sin \theta / L \quad (1)$$

$$\bar{\sigma}_v' = \bar{w} \sin / (\bar{w} \cos \theta - uL) \quad (2)$$

ここで、 $\bar{\tau}$: すべり面上の平均せん断応力, $\bar{\sigma}_v'$: すべり面上の平均有効垂直圧, θ : すべり面角度, u : 間隙水圧, L : すべり面の長さ

3つのすべり面の逆解析値は、ほぼ土試料Aの残留強度に対する破壊線に乗っている点は非常に興味深い。このことは、すべり面内で採取した不攪乱土試料から得られた残留強度を用いて地すべりの安定計算を行うことができるということを示唆している。

7. 地すべりの原因と発生機構

前節までに述べた調査・実験結果に基づいて、当斜面の地すべりの発生原因をまとめると同時に、地すべりの発生機構を考察する。

本地すべりの発生の素因としては、斜面地盤は花崗岩による接触変成作用で生成した褶曲構造の顕著な蛇紋岩のホルンフェルスや透角閃石岩の破砕片とそれらの風化した砂質土～シルトが互層状態で堆積しているため、水みちが形成され易く、地盤の透水性が高いことが挙げられる。また、すべり面およびその近傍にある粘土は、通常の地すべり粘土のように高塑性で非常に柔らかい。

誘因には斜面脚部の切り取りによって、その安定性が損なわれたことと、豪雨によって水みちの多い地盤内の地下水位が容易に上昇することによって、すべり面内の粘土の強度が低下したことが挙げられる。

一般の地すべり地の場合と同様に、当現場でも降雨時に地すべり変位量が急激に増加したことはすでに述べた。地すべりは斜面脚部の方から発生して、最終的に3本のすべり面が形成されたが、この後退性地すべりの発生過程は次のように推論することができよう。

表-4には3つのすべり面における粘土の残留係数 $R^{2)}$ を次式から求めた結果を示す。

$$R = (\tau_p - \tau) / (\tau_p - \tau_r) \quad (3)$$

ここで、 τ_p : ピーク強度, τ_r : 残留強度, τ : すべり面上の平均せん断強度。

表-4 各すべり面の残留係数値

すべり面	$\bar{\tau}$ (kPa)	$\bar{\sigma}_v'$ (kPa)	残留係数R
①	29.9	77.1	1.05
②	36.8	77.1	0.87
③	41.4	119.7	0.91

表-4に示されるように、試料Aの残留強度値がほぼ妥当であると判断すると、すべり面①で $R=1.0$ であるということは、すべり面①上では残留強度が発揮されたものと推定される。これに対して、すべり面②, ③で $R<1.0$ であり、両すべり面では残留強度よりも少し高めのせん断強度が発揮されたことが判断される。

この結果から、すべり面①は旧地すべり土塊の再活動でもって発生し、それが引き金になってすべり面②③の発生に波及して後退性地すべりが発生したものと推定することができる。すなわち、すべり面①は二次すべりによって発生し、その破壊強度には残留強度が

関与する。一方、すべり面②、③は初生すべりによって発生し、それにはクリープ強度が関与する²⁾と考えられる。しかし、クリープ破壊によって、初生すべりが直ぐに発生するのではなく、降雨による地下水位の上昇等が地すべり発生の原因となることは言うまでもない。

8. まとめ

山口県宇部市請川地内の三郡変成帯において発生した後退性地すべりについて、地質学および土質工学の立場から調査を行い、その成果をまとめて地すべり発生機構について考察してみた。宇部市請川地区周辺の三郡変成帯からなる斜面は、本事例以外にも斜面崩壊を多発している。したがって、毎年の豪雨においては常に厳重な警戒が必要であることは、論を待たない。幸いにも尊い人災に至っていないことは、不幸中の幸いである。

以下、本事例の後退性地すべり調査から得られた知見は次のようにまとめることができる。

- (1) 地形は緩やかな緩傾斜（地表面角約15°）であり、末端から約80mの位置に稜線が形成されている。
- (2) 基本的に集水面積の小さい現場であったが、豪雨時には豊富な地下水が供給される。現在、水抜きボーリングを実施しているが、各孔の湧水量は異なるが、豪雨時にはいずれもかなりの湧水（最大2ℓ/分）が記録されている。ちなみに今年度（H8年7月現在）の豪雨に対し、地下水位は低水位で安定している。
- (3) 地質構造は複雑であり、同種の岩石の連続性は少ない。岩質は花崗岩の貫入時の接触変成作用によって生成された蛇紋岩のホルンフェルス化した岩石、マッシブなものから風化残積土まで広範囲のものとなっていることが特徴である。
- (4) 風化土あるいはすべり面近傍の粘土鉱物は、カオリナイト、緑泥石が主要なものであった。
- (5) 従来、地すべりの安定解析には逆算法から得られるせん断強度が用いられている。今般、地すべり粘土の残留せん断強度を繰返し一面せん断試験から求めた結果は、逆算法で求めたものに非常に近似していた。

謝 辞 高密度比抵抗電気探査は森岡研三氏（宇部興産コンサルタント（株））に実施して頂いたことを記し、厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) 山本哲朗, 大原資生, 西村裕二郎, 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
- 2) 中森克己: 第三紀層地すべり粘土のせん断強度特性および地すべり機構に関する実証的研究, 大阪府立大学農学部学位請求論文, 1996
- 3) 中森克己・周藤宜二: 繰返し一面せん断試験機を用いた地すべり粘土強度土と基礎, Vol.36, No.5, pp.30~36, 1988
- 4) Skempton, A.W: Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol.14, No.2, pp.75~101, 1964