

3.5 地下水に関する評価

3.5.1 岩盤斜面内の地下水調査概要

岩盤内の地下水がどのような形態で賦存、もしくは流動しているのかを評価することはきわめて困難なことである。一般に岩盤内の地下水は岩盤実質部の間隙に存在するもの、岩盤に存在する大小様々な亀裂に存在するもの、破碎帯や断層に存在するもの、自然にできた岩盤内の空洞に存在するもの等、いろいろな形態で賦存もしくは流動している。これらの地下水状況を調査しその全容を予測するには、その目的あるいは地盤条件に合った適切な手法を選択する必要がある。

近年、地盤環境問題の高まりとともに、地下水保全対策や地下水汚染対策、産業廃棄物処分、高レベルの放射性廃棄物処分に関連した地下水流動挙動を詳細に把握する必要性から、地下水の流動調査に関する計測技術は著しい進歩がみられる。代表的なものとして任意の点における地下水の流向、流速を測定する技術、深さ方向の地下水流動挙動を測定する技術、あるいは広域地下水循環を把握する目的で開発されている技術等が挙げられる。

当然、岩盤斜面内の地下水の流動挙動を調査ならびに予測評価するためには、これらの技術を駆使する必要がある。特に、岩盤斜面内の地下水調査は、比較的狭い範囲を対象とすることが多いことから地下水の挙動を詳細に、また特定の地点における計測を長期にわたって実施することが一般的によく行われている。また、岩盤斜面を対象とする地下水調査は、斜面の安定性に関与することが多いため、岩盤斜面内の地下水位の把握から始まって、地下水の流動形態、水理地質の把握、降雨に対する地下水の挙動等多くの調査項目が挙げられる。しかし、これらの調査によって得られた結果の評価には、その複雑性から普遍的に取り扱うことは非常な困難を伴っているのが現状である。

岩盤斜面の場合、おおむね岩盤内の亀裂内を流動する地下水挙動を把握することが多いため、ここでは、これらの流動特性ならびに降雨との関係等について、実際に観測された資料を示して概説する。

3.5.2 岩盤斜面内の降雨に伴う地下水挙動

図3.5.1は、神戸市の六甲山系の山麓部に位置している地下水計測地点を示している。

計測地点は、その南側に諏訪山断層、北側に布引断層が北東～南西方向の走向を持ってほとんど平行に走っており、この大断層の間にある小谷部に位置している。この試験地の奥行きは約200m、幅約90mの矩形に近い領域で、集水面積約2ha、起伏量は約150mである。試験地の地質は、大半が白垂紀中～後期に貫入したいわゆる布引花崗閃緑岩である。図3.5.2、図3.5.3は本試験地の地質断面を表したものである。本試験地では、表流水

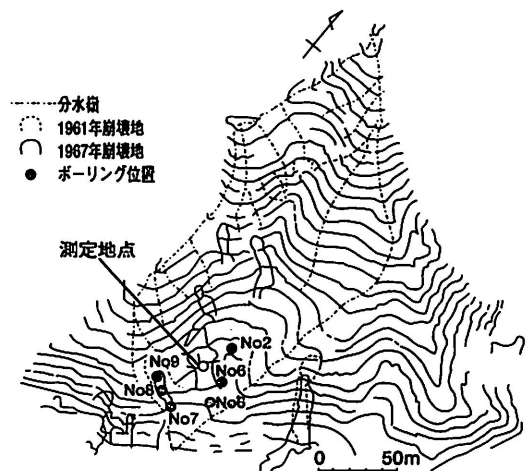


図3.5.1 青谷試験地地形図⁽⁴⁵⁾

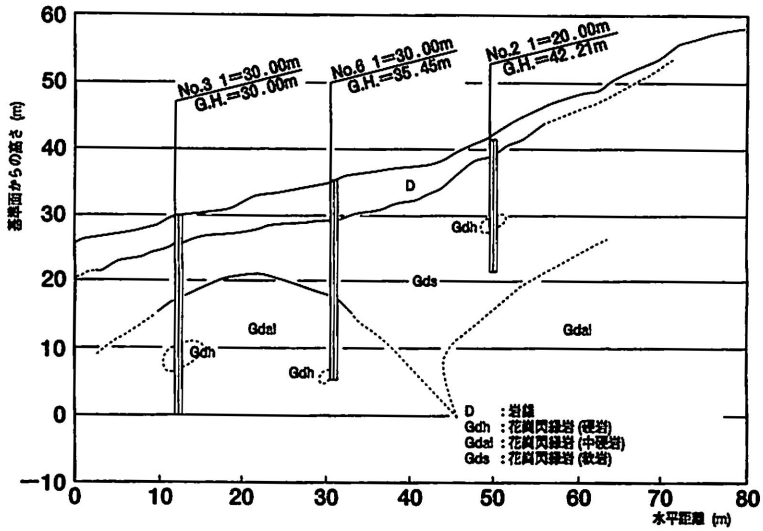


図 3.5.2 脊谷試験地地質推定断面図 (その1)⁴⁵⁾

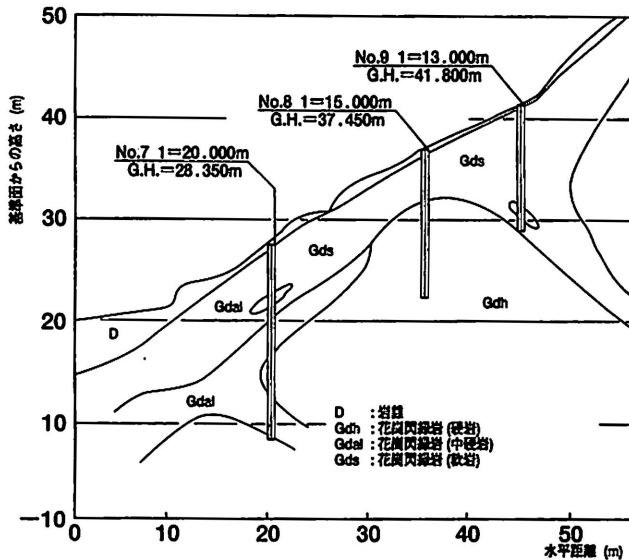


図 3.5.3 脊谷試験地地質推定断面図 (その2)⁴⁵⁾

の影響を観測する測定地点と基盤岩内の孔内地下水位を測定するボーリング孔 (No. 3, No. 6, No. 7, No. 8, No. 9) がある。基盤岩内の地下水位を観測するボーリング孔は、すべて亀裂に富みかつ破碎帯の発達している花崗閃緑岩中の水位を測定しようとするもので、その部分のみにスクリーンが切ってある。したがって、基盤岩内地下水位が上昇してその上の堆積土層との境界面に達すると、それ以後は堆積土層の方が透水性が悪いことから、その地下水は被圧状態となり、孔内水位は基盤岩内の水位ではなく加圧状態を示していることになる。図 3.5.4 は、各孔の水位の時系列変化と降雨との関係を示している。また、図 3.5.4 は豪雨時の水位の時系列変化を示している。これらの図より、孔内水位の変動は降雨に即応していること、水位の上昇が急速で、しかもその上昇量が大きいことが挙げられる。特に No. 3, No. 6 の 2 孔においてはこの傾向が著しい。この両地点の堆積土層厚は 4.1m、

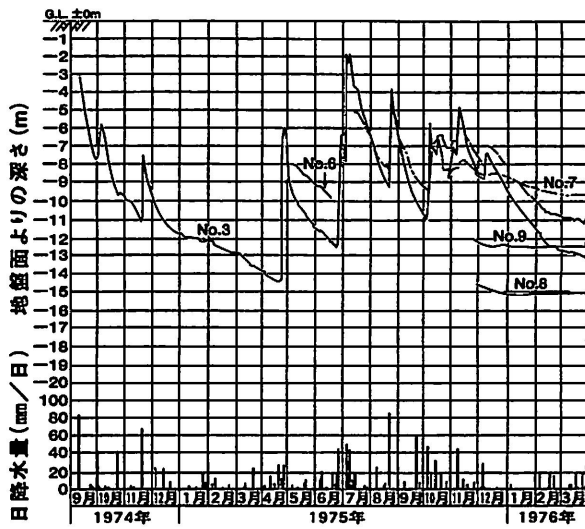


図 3.5.4 青谷試験地孔内水位の日変化と日降水量 (その1)⁴⁵⁾

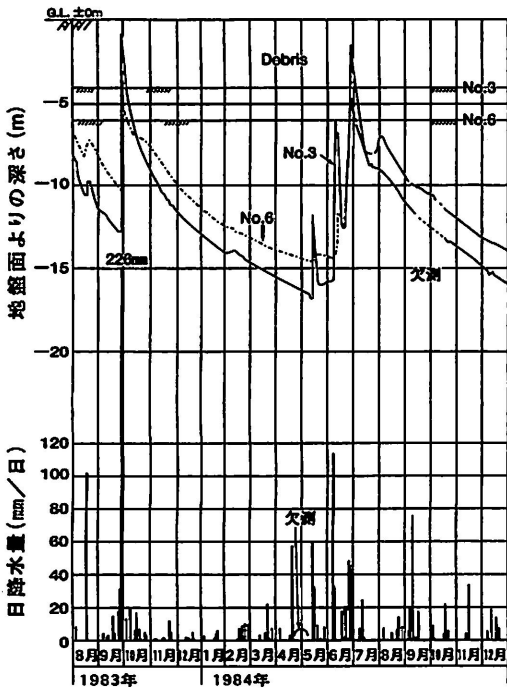


図 3.5.5 青谷試験地孔内水位の日変化と日降水量 (その2)⁴⁵⁾

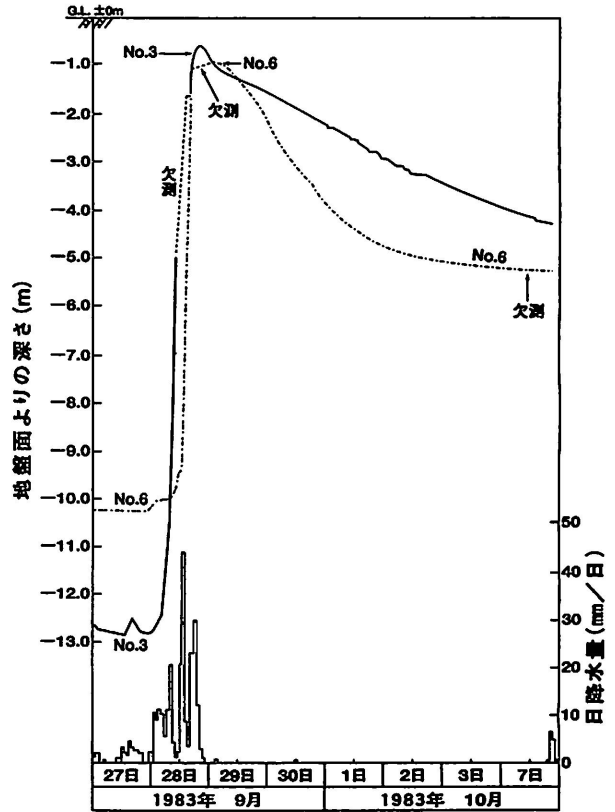


図 3.5.6 青谷試験地孔内水位の日変化と日降水量 (その3)⁴⁵⁾

6.1 mである。このことより、図 3.5.5 に示された 226 mm/day の豪雨時には、この堆積土層の下面に数 m の圧力水頭に相当する揚水圧が作用していたことになる。さらに、このときの孔内水位の変化を時間単位で表したものが図 3.5.6 である。これより、これらの地点における豪雨時の地下水位およ

び圧力水頭の上昇速度は、時間あたり3～4 mの割合であること、豪雨時のタイムラグが小さいこと、および地下水位の降下状況は上昇時に比べ、はるかに遅いことがわかる。このように岩盤内の地下水が降雨によって、大きな圧力水頭を持って堆積層を下から押し上げるような現象は、地下水が流動する岩盤内の亀裂性状によることは明らかである。このような降雨による水位上昇が斜面崩壊の一因であることから、岩盤内の主要な水みち部の降雨に対する流動特性、水位変動特性を把握する必要がある。

3.5.3 岩盤斜面内の融雪に伴う地下水挙動

寒冷地においては、一般に斜面は融雪期に変動することが多い。しかし、積雪時から融雪期の地下水変動を連続的に計測することは、積雪のため非常な困難を伴う。このため岩盤斜面の水みち部を対象とした連続的な地下水位記録となると、あまり計測されていないのが実状である。ここでは、新第三紀層泥岩、砂岩互層地帯の計測例を紹介する。

図3.5.7は新潟県内における、積雪時から融雪時(12月～4月)にかけて連続的に計測した地下水変動記録である⁴⁶⁾。60.3は深度25 m、60.5は深度10 mに圧力センサーを設置している。この図より60.3の地下水変動は、融雪が終了する直前に最高値に達している。このことは、以前からよくいわれているように、融雪が完全に終わる5月頃よりも3月下旬から4月にかけて、斜面の崩壊や地すべりの発生が多い事実と一致する。また60.5の地下水変動は、60.3のような大きな変動はしないが、融雪とともに、徐々に水位が上昇している。

このように、融雪時の地下水変動が、場所によって異なった傾向を示すことは、降雨時の場合と同様であるが、積雪よりもむしろ融雪の変化に関係があると考えられる。また、60.3のような大きなピークを示す箇所では、常時に比べ、岩盤ブロックにかなりの水圧が作用していることから、十分注意する必要がある。

したがって、融雪期に地下水位を連続して測定することは、斜面地や地すべり地の地下水挙動を知るうえで、重要であると考えられる。

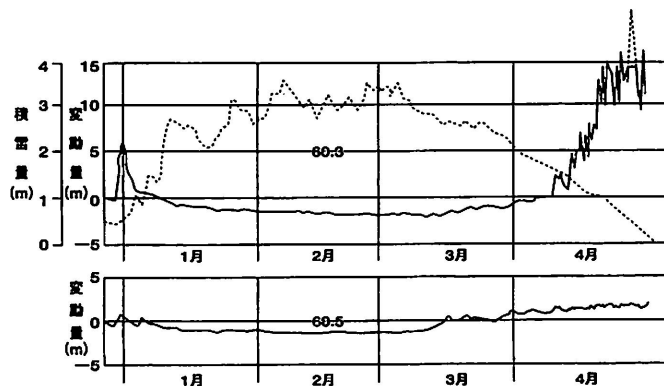


図 3.5.7 融雪時の地下水変化⁴⁶⁾

3.5.4 岩盤斜面内の地下水挙動計測と評価

岩盤斜面内の地下水挙動を計測することは、岩盤斜面の安定性を評価するうえで、重要な計測項目の1つである。計測にあたっては、斜面の地質状況をよく把握することは当然であるが、その中でも特に岩盤の亀裂状況、およびそれら亀裂の性状、連続性について事前に調査しておくことが必要である。ここでは、岩盤斜面を対象とした地下水計測の事例を紹介するとともに、それら計測データの整理およびその評価について説明する。

(1) 連続計測による降雨に伴う見掛け比抵抗変化とその評価

比抵抗探査法が、地盤の地下水状況を把握することに適した探査法であることはよく知られている。

図3.5.8は、ある岩盤斜面上に電極を設けて、連続的に斜面内の複数点の比抵抗を測定したときの比抵抗変化を示している。No.60-4は、電極番号60番地点の深さ4mにおける比抵抗変化を表している。この斜面は表面から約4~5mは風化帯、12~14mは軟岩帯、それ以下は古生層の砂岩が主体をなしている。これより、No.60-4は表土内に位置しているが、見掛け比抵抗は降雨に対してほとんど変化が見られず、ほぼ一定の値を示している。No.74-6およびNo.70-14では、降雨が観測されると見掛

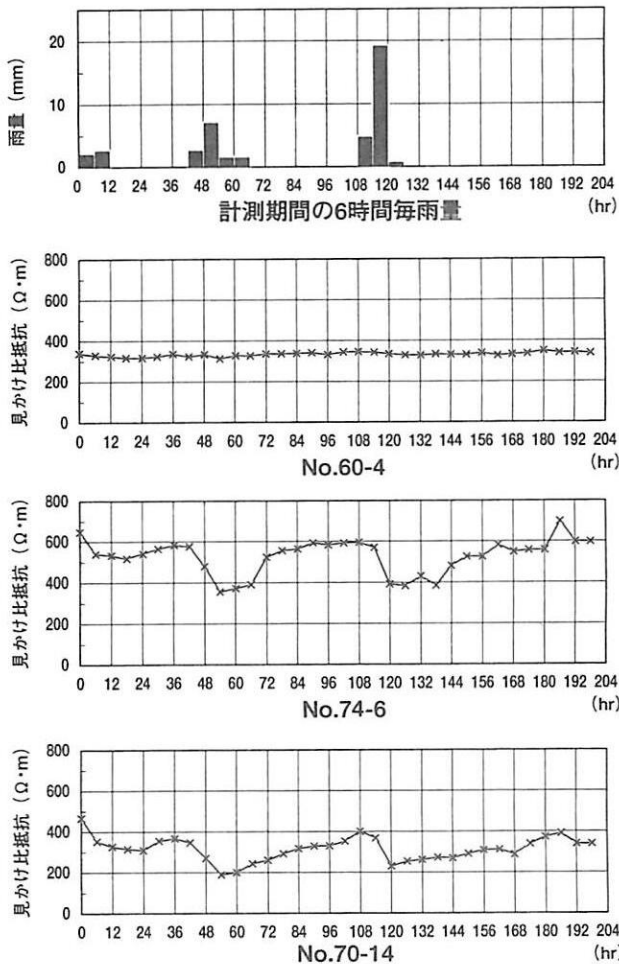


図3.5.8 計測期間(a)における降雨に伴う見掛け比抵抗変化⁴⁷⁾

け比抵抗は若干の遅れを伴って減少し、降雨後は徐々に増加している。No.60-4 のような見掛け比抵抗変化を示すのは、主に表層部の測点である。No.74-6 や No.70-14 のような降雨に伴って見掛け比抵抗の減少を示す測点は、この斜面内では十数点 (図 3.5.12 参照) 見られ、それらの測点位置は、破碎帯や地層境界部に一致している。No.74-6 は破碎帯部、No.70-14 は地層境界部の見掛け比抵抗変化を反映している。

図 3.5.8 に示したように、降雨が観測されると見掛け比抵抗が減少するような現象を定量的に解析するために、次式に示した見掛け比抵抗変化率 α を各測点で求めている。

$$\alpha = \frac{\rho_s - \rho_x}{\rho_s} \times 100 \dots\dots\dots(3.5.1)$$

ここで、 α : 見掛け比抵抗変化率

ρ_s : 計測期間内における最も高い見掛け比抵抗

ρ_x : ある連続する 6 時間降雨に対する最も低い見掛け比抵抗

図 3.5.9 は、No.74-6 における 5 つの異なる計測期間での降雨量と見掛け比抵抗変化率との関係を示している。各計測期間の見掛け比抵抗変化率と降雨量との関係は、次式に示すような指数関数で近似されている。

$$\alpha = m \cdot r^n \dots\dots\dots(3.5.2)$$

ここで、 r : 降雨量

m, n : 各測点によって決まる定数

この図では、各計測期間によって降雨に対する見掛け比抵抗変化率の増加傾向は異なっている。 ρ_s は各計測期間によって異なり、先行降雨が多い場合、もしくは先行降雨量の観測時期と計測開始時期がさほど離れていない場合には、 ρ_s は一般的に小さい値となる。計測期間 (b), (e) は上述したケースにあたるものと考えられる。そこで、すべての計測期間の中で、最も高い見掛け比抵抗が得られた計測期間 (a) の ρ_s を他の計測期間にも適用すると、No.74-6 の降雨量と見掛け比抵抗変化率との関係は、図 3.6.10 に示すように、計測期間中における雨の降り方に関係なく 1 つの指数関数として表され、次

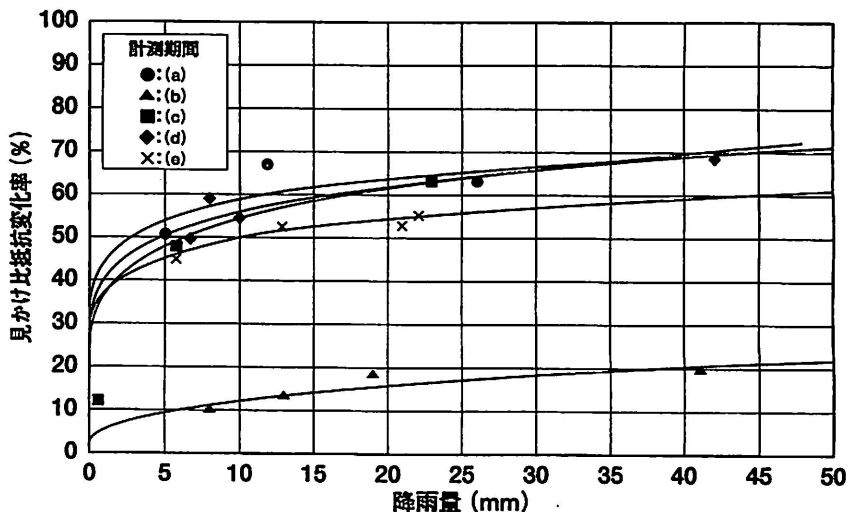


図 3.5.9 No.74-6 における降雨量と見掛け比抵抗変化率との関係⁴⁷⁾

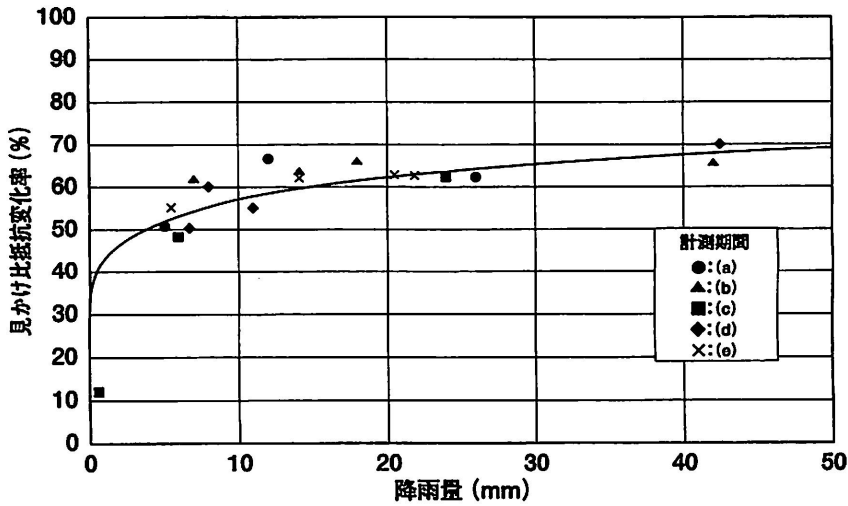


図 3.5.10 計測期間(a)の ρ_s をすべての期間に適用したときの No.74-6 における降雨量と見掛け比抵抗変化率との関係⁴⁷⁾

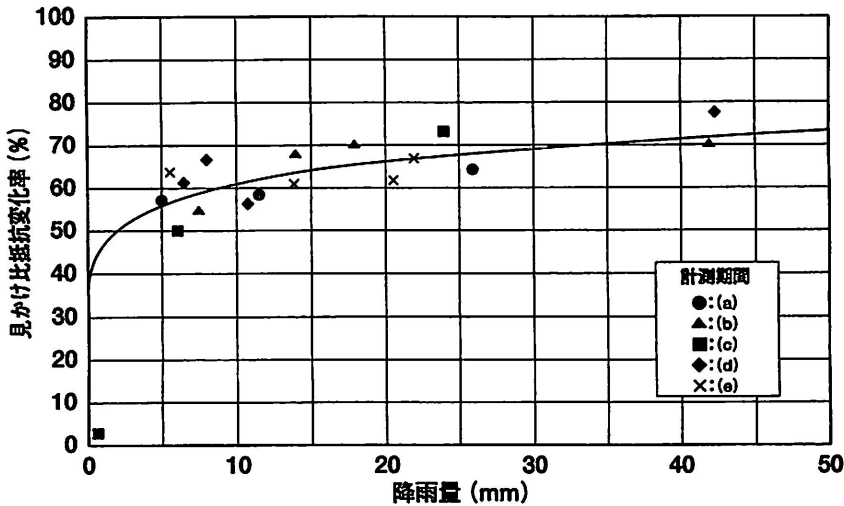


図 3.5.11 計測期間(a)の ρ_s をすべての期間に適用したときの No.70-14 における降雨量と見掛け比抵抗変化率との関係⁴⁷⁾

式が導かれている。

$$\alpha = 43.2 \cdot r^{0.12} \dots \dots \dots (3.5.3)$$

図 3.5.11 は、No.70-14 において、図 3.5.10 と同様な方法で解析した降雨量と見掛け比抵抗変化率との関係を示したものである。この図より、No.74-6 と同様、 α と降雨量は計測期間に関係なく、1 つの指数関数として表され、次式のように導かれている。

$$\alpha = 46.4 \cdot r^{0.12} \dots \dots \dots (3.5.4)$$

ここで、式(3.5.3)と(3.5.4)の m 、 n を比べると、 m の値は若干異なっているが、 n は 0.12 と同じ値を示している。これは、No.70-14 が地層境界部に対応しているとともに破砕帯部に近いことによるものと考えられる。

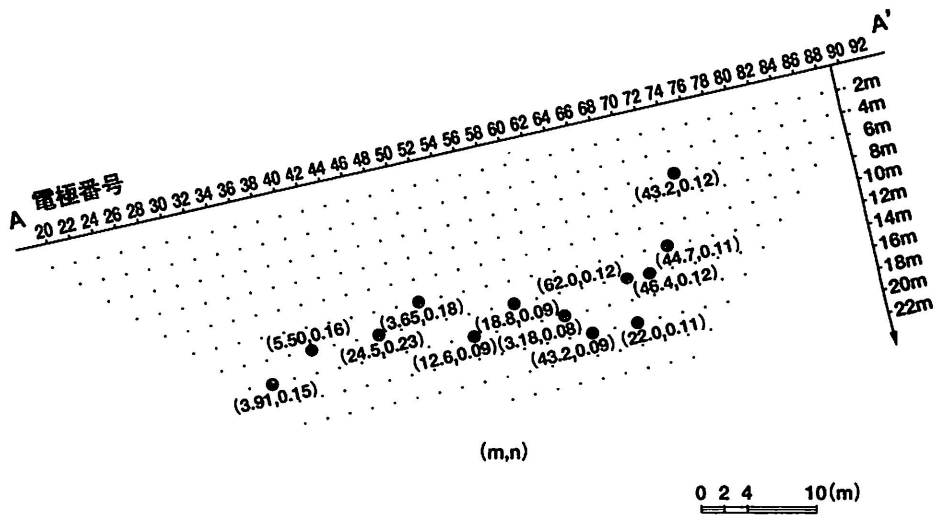


図 3.5.12 疑似断面における m, n の分布⁴⁷⁾

降雨と見掛け比抵抗変化率との関係が、No.74-6 や No.70-14 とほぼ同様な傾向を示す測点は、この岩盤斜面内には他に数点あることが認められている。図 3.5.12 はこれらの測点の位置と、各 m, n の値を示している。これら測点の位置は、図 3.5.8 で示した弾性波探査による地層断面の破碎帯と地層境界部に大方対応しているものと考えられる。ここで、No.68-14 の測点は、破碎帯部に近接しているためか、 n は No.74-6, No.70-14 と同様の値を示している。また、No.72-12 の測点は破碎帯部に位置していると推定されるが、 n は No.74-6, No.70-14 とほぼ似通った値を示している。

これらのことより、 m は 0 から 1 mm の降雨に対する見掛け比抵抗変化率の変化の大きさによって決まり、破碎帯部に対応する測点では値が大きいことから、降雨に対する見掛け比抵抗の変化が大きいことを示す物理量であることがわかる。 n は降雨量に伴う見掛け比抵抗変化率の増加の割合によって決まり、地質状況が同様な場所では、ほぼ同じ値を示している。

以上のように、これら 2 つの物理量に注目することにより、電気探査が降雨に伴う岩盤斜面内の不連続帯部における地下水流動のモニタリング、さらには岩盤斜面の安定性の監視に適用できる可能性があることがわかる。

(2) 地下水挙動と斜面変動

斜面の変動が地下水の動きと密接に関係していることは、以前から指摘されていることである。したがって、斜面の動きを詳細にとらえるためには、長期にわたって地下水変動を計測監視する必要がある。ここでは、第三紀中新世の砂岩、泥岩互層地帯で切土施工が行われた所で、約 3 年半にわたって、斜面のり肩、中央およびり尻部の孔内地下水位および孔内傾斜計を計測した結果を示している。なお切土高は最大 24 m、1 段の高さが 10 m、のり勾配は 1 割である。

図 3.5.13 は、84 年 7 月から 87 年 12 月までののり面 3 ヲ所の地下水変動とその期間の降雨量を示している⁴⁸⁾。地下水位は、継続した降雨が観測されると上昇し、降雨がやむと徐々に下がり、ある一定値に落ち着く傾向がある。ただし、詳細には、斜面の各部によって異なっている。斜面のり肩部では、降雨が観測されない場合、水位はほとんど一定値を示しているが、のり尻部では、季節ごとによって変動が異なり、夏から秋にかけて低く、冬から春にかけて高い傾向を示している。

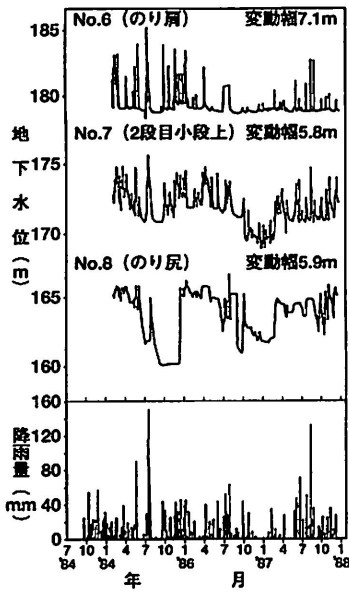


図 3.5.13 切土のり面の地下水変化⁴⁸⁾

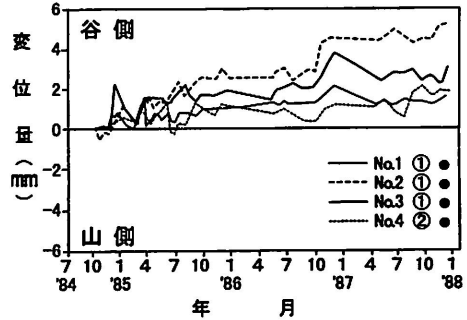


図 3.5.14 切土のり面の変位の経時変化⁴⁸⁾

図 3.5.14 は同時期における、各斜面部の孔内傾斜計から求めた、ある深さの斜面の変位を示している⁴⁸⁾。ここで、No.1 と No.4 はのり肩部、No.2 はのり中央部、No.3 はのり尻部である。この図より、各部とも、変位は山側と谷側へと繰り返しながら経過しているが、谷側に変位する量が多いことから、全体的には谷側へと変位していることがわかる。また、図 3.5.13 の地下水変動と比べると、地下水位の高くなる7月頃と10~11月頃にのり面の動きは谷側に変位し、地下水位の低くなる4月頃と8月頃に谷側から山側に変位していることがわかる。すなわち、地下水位の高くなるときに谷側に変位し、その一部分が永久変位として蓄積され、地下水位が下がったときに他の変位が山側に戻る。

このように、斜面の動きは地下水位の変動と密接な関係があり、斜面の短期および長期の安定性を論じるために斜面内の経時的な地下水変動特性を把握する必要があると思われる。

3.6 風化に関する評価

3.6.1 岩盤の風化の概念

岩盤の風化とは、岩石が地表面において水、空気、太陽熱の作用を受け分解変質する過程である。その要因は、従来からいわれているように、物理的要因、化学的要因、生物的要因の3つに分けられる⁴⁹⁾。しかし、これらの要因は単独で起こることはまれで、相互に関連し合っている。風化の進行程度は、これらの要因が有効に作用するような先行条件、たとえば岩石の成因に関係した地質構造、鉱物組成など、あるいは外的環境すなわち温度、湿度などに依存する。材料学分野の考えを導入すれば、物理的風化はいわゆる疲労破壊の過程に相当し、化学的風化は腐食、溶解といった過程に相当するものと考えられる。そして、岩石が外的作用力に対して示す応答は必ず時間依存性であって、岩石の風化に対して時間の尺度を導入する必要がある。これらの要因の相互関連を図3.6.1に示す⁵⁰⁾。

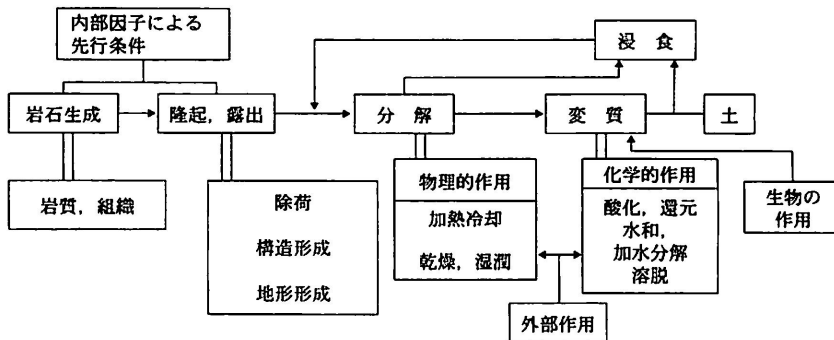


図 3.6.1 岩石の風化のプロセス⁵⁰⁾

岩盤斜面は、物理的風化によりゆるみと細片化→浸透水に接する面積大→化学的風化が容易となるが、また、化学的風化が進むと岩石の空隙率が增大し、岩石が脆くなり、物理的風化作用を受けやすくなって、より深部まで風化が及ぶようになる。風化が進行すると、弾性波速度 V_p 、岩石の単位体積重量 γ が低下、空隙率は大きくなり、圧縮強度、引張強度、ヤング率は低下し、ポアソン比は大きくなる（土に近くなる）。

風化の速度としては、緻密で堅硬な岩石より多孔質で軟弱な岩石の方が速いが、気候条件などによっても著しく異なる。気温の較差の激しいところでは岩石の膨張・収縮の繰返しによる細片化が著しい。降雨の多いところでは化学的風化作用が速く進行する。ちなみにシラスの風化は4.3 cm/年程度であることが知られている。

(1) 物理的風化

この風化作用は地表に露出している岩盤が、加熱、冷却あるいは乾燥、湿潤を繰り返し受けて劣化していく過程である。これを微視的にみると、岩石は一般に異なった鉱物の結晶の集合体である。これら結晶の熱膨張率、弾性係数などが結晶によって、また結晶の方向によって異なることから、岩石

が加熱、冷却を繰り返し受けると、内部の結晶粒界あるいは結晶内に熱応力が集中し、結晶粒界から破壊して亀裂が生ずる要因となる。この過程は固体材料の熱疲労による劣化に相当するものと考えられる。金属材料学の研究⁵¹⁾によれば、結晶粒子の小さい材料の方が疲労強度は大きいこと、つまり疲労しにくいこと、また、表面に切欠きのある材料は平滑な材料よりも疲労しやすいこと、温度が高いと疲労しやすいことなどが明らかにされている。これを岩石材料にあてはめると、結晶の大きい、表面が粗な深成岩ほど物理的風化を受けやすいことになり、また、温度の高い地域ほど風化しやすいことになる。

岩石の加熱、冷却による疲労については、Griggs⁵²⁾が乾燥状態と湿潤状態の花崗岩に対して、加熱、冷却を繰り返し与えると、乾燥状態ではほとんど変化しないのに対し、湿潤状態では10回の繰返しによって顕著な変化が現れたとしている。

物理的風化の過程では、岩石中に亀裂が生成し、その中に水が浸入して劣化の原因となる。一方、軟岩の場合、亀裂生成がなくても水の浸入は容易であり、乾燥湿潤を繰り返し受けると分解するものが多い。特に第三紀の泥岩は、この現象が非常に顕著に現れる。この原因として仲野⁵³⁾は、粘土鉱物が堆積圧密され固化する過程において、各種の塩類が析出し、粘土粒子の表面に水に難溶性の珪酸や、珪酸アルミニウムのゲルの薄い被膜が形成される。ところが、乾燥や破碎によって被膜が破壊されると、新しい面が露出し、水分子が配向性を持って吸着され、自由エネルギーが低下して余分のエネルギーが岩石を膨張分解させるとされている。そして、風化は含水比の増大、密度の減少、強度の低下となって現れるとしている。

岩盤斜面のゆるみは、河川や海岸部分での浸食や山体の隆起、重力性のクリープを原因とした物理的風化により進行する。山体の隆起や海岸・河川等の浸食が盛んな地域では、斜面が本来持っている岩質、地質構造に加えて、地形が変化することに伴い、徐荷作用と斜面下方の浸食を受けやすい。長期的には重力によって徐々に地山がゆるみ、塑性的な変形が進行していく。硬質な花崗岩でも、一定の荷重を加えられていると、長期間には次第に変形が進行し、クリープ（二次クリープ）が生じることが知られている。特に結晶片岩地帯では、地形の変化とともにゆるみは伸展しやすく、これに伴って地下水が浸透し、さらに強度を低下してゆく。斜面内部ではクリープに伴う破壊面が徐々に形成されてゆき、クリープした岩盤の深さは数十mから、広さ数km²で数百mの深さにまで及ぶことがある⁵⁴⁾。クリープに伴う変形がある深さで相対的に大きくなってくると、そこに破壊面が形成され、この破壊面は斜面上方から徐々に下方へ伸展し、部分的にはせん断面も形成される。これが平面的にほぼ連続したときすべり面や剝離面となって、降雨による間隙水圧の増加、斜面下部の浸食や切土等による抵抗力の減少を直接の原因として、岩盤斜面は破壊する。

斜面を構成する岩種や構造によってもゆるみの性状が異なる。塊状岩は、ブロック状となり新鮮部では節理面が密着してゆるみにくいが、強風化部では浮石状となり崩壊しやすい。層状岩（片理が発達した粘板岩、片岩、板状節理の発達した岩）は、片理・節理に沿ってはがれやすく、ゆるみやすい。特に粘板岩は細片状、粘土状に風化しやすい。流れ盤と受け盤ではゆるみの進行が図3.6.2のように異なる⁵⁵⁾。

ゆるみの進行により尾根の不連続性、逶迤線、二重（多重）山稜、鞍部地形、開口亀裂等の特徴的な「ゆるみ地形」を呈し、高透水性、低い弾性波速度、クラッキーゾーン、低い密度等の「ゆるみの

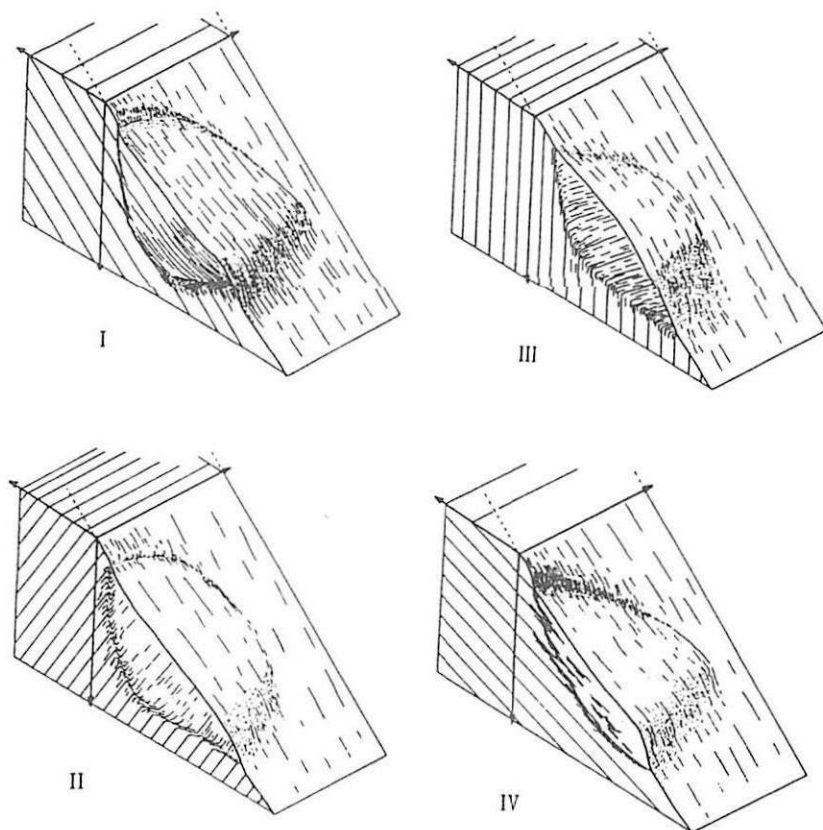


図 3.6.2 面構造の傾斜と斜面との関係に応じた岩盤クリープ⁵⁵⁾

兆候」がみられる。ゆるみ地形での切土はゆるみを助長させ、斜面の破壊につながることもある。

(2) 化学的風化

物理的風化によって発生した空隙に水が浸入すると、水と岩石の反応が発生し、これが化学的風化の始まりである。化学的風化は主に水を媒体として行われ、溶解、酸化と還元、炭酸化、水和、加水分解などが挙げられる⁵⁶⁾。これらの作用は岩石中の結晶に作用して、結晶内の元素を離脱させ、岩石中の空隙は増大する。ここで、化学的風化作用によって岩石中の Na_2O 、 K_2O 、 CaO 、 Fe_2O_3 、 Al_2O_3 、 SiO_2 は溶解され、特に、 Ca 、 Na 、 Mg 、 K は溶解しやすいが、 Fe は酸化して Fe_2O_3 の形で、また Al は Al_2O_3 として風化土中に残留しやすい。

水分子は鉱物粒子と水和の形で付加され、その際に発熱して物理風化の原因ともなる。

第三紀層等の堆積性軟岩では物理的風化のほかに化学的風化作用が進みやすく、深さ方向で表層酸化帯、酸化帯、溶解帯、新鮮岩体と区分される(図 3.6.3)⁵⁵⁾。表層酸化帯では空気や表層土壌から供給された炭酸が沸石などの鉱物を変質・溶解させている。酸化帯下部の酸化フロントでは、地表から移動していった酸素によって、黄鉄鉱(鉄の硫化物)が酸化され消失し、硫酸と鉄の酸化物あるいは水酸化物になる。さらに、酸化フロントでは泥岩の緑泥石が消失し、スメクタイトに変化する。

ここで生成された硫酸は山地では深部に移動していき、溶解帯下端の溶解フロントで鉱物を溶解して化学成分を溶脱する。このため、溶解帯では懸濁水の pH はあまり低下しない。

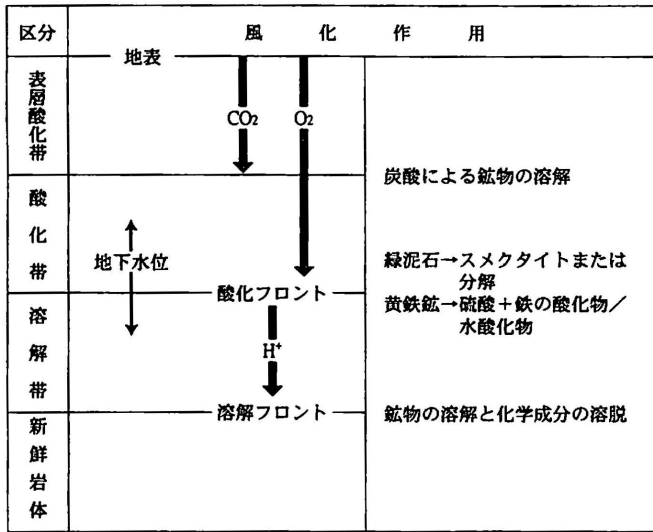


図 3.6.3 堆積性軟岩の風化における水-岩石相互作用のまとめ⁵⁵⁾

以上の化学的風化に伴い、岩石の力学特性は溶解帯で劣化し、酸化帯でス멕タイト（水分を吸って膨張しやすく、粘土鉱物の中では最も小さな残留強度を持つ）が増加することですべりを生じやすくなっている。

(3) 生物的風化

生物的風化とは、動物や植物による岩石の分解過程を意味する。岩盤表面には時々木が生えていることがあるが、木の根は岩石の割れ目に侵入し、拡大させ、また特殊なバクテリアは岩石中のある種の成分を濃縮させて岩石を膨張破壊させる。しかし、このような作用は、むしろ、土壌の生成に最も深い関係を持つものである。そして、物理的風化と化学的風化が複合したものである。たとえば、土粒子の破壊、物質の移動と混合、化学的成分の変化、発熱、pH の変化などが考えられる。

3.6.2 岩石の強度低下に及ぼす風化の影響

(1) スレーキング現象

岩石の風化にかかわる研究は、重要であるにもかかわらず、時間的な要素が大きいためあまり行われていないのが実状である。岩石を材料とした場合、その劣化の程度、すなわちスレーキングの程度を定量化する手法は、ISRM (国際岩の力学学会) から指針⁵⁷⁾が示されている。これは乾燥、湿潤を繰り返すもので、規定の試験装置を用いて、それによってスレーキング現象の起こりやすさを耐スレーキング性指数 I_{d2} (乾湿 2 回繰返し) で表すものである。耐スレーキング指数は、次式で求められる。

$$I_{d2} = \frac{C-D}{A-D} \times 100(\%) \dots\dots\dots (3.6.1)$$

- ここに、A：初期の試料とドラムの質量
- C：最終の試料とドラムの質量
- D：ドラムの質量

この方法は、簡便で早く岩石の風化の程度を定量的に求めることができるが、試験の性格上ドラムを回転させるために、岩石のすり減りの程度も加味されていることに問題がある。また、耐スレーキング指数 I_{d_2} は独立した値で、岩石の力学的な関係は把握できないことから、使用目的は限られたものとなっている。

その他、スレーキングを評価する方法は、建設省、日本道路公団などでは若干異なるが、どれも乾燥、湿潤を繰り返すことは ISRM の指針とはほぼ類似している。

(2) 乾湿履歴を受けた軟岩の強度特性

風化を受けた岩石の強度は、一般に減少することが知られている。しかし、その程度は岩石の種類によって、あるいは風化の程度によってかなり異なったものとなる。図 3.6.4 から図 3.6.6 は砂岩、砂質頁岩、頁岩の乾湿過程における一軸圧縮強度を表している⁵⁸⁾。図中の D は 2 日間炉乾燥、W は 5 日間湿潤、それぞれの数字は回数を示している。また小黑丸は最大値および最小値、白丸は平均値を示している。それぞれの岩石に共通していることは、湿潤状態と乾燥状態の一軸圧縮強度は大きく異

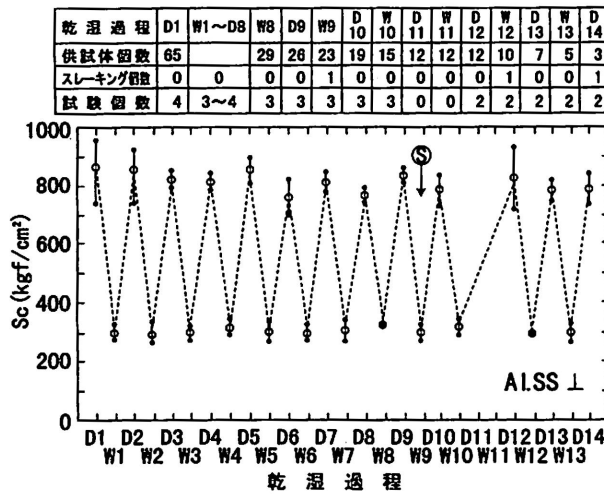


図 3.6.4 各乾燥過程の一軸圧縮強度 (砂岩)⁵⁸⁾

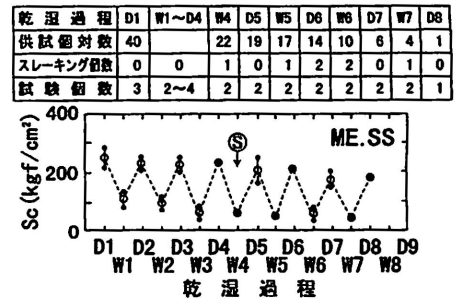


図 3.6.5 各乾燥過程の一軸圧縮強度 (砂岩)⁵⁸⁾

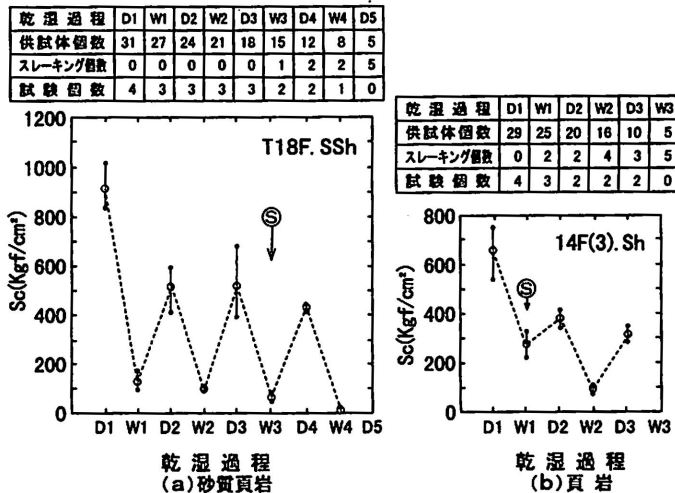


図 3.6.6 各乾燥過程の一軸圧縮強度⁵⁸⁾

なっている。また乾燥から湿潤をさせると、一軸圧縮強度は大きく低下するが、再び乾燥すると増加しており、その値は岩石によって異なり、乾燥状態の一軸圧縮強度は乾湿を繰り返し与えても、あまり変化しない岩石、徐々に低下する岩石、顕著な低下を示す岩石がみられる。これらの岩石は耐スレーキング指数 I_{d2} が90以上のものがほとんどで、また一軸圧縮強度も比較的大きいことから、いわゆる中硬岩の部類に属するもので、比較的にスレーキングしにくい岩石である。しかし、図3.6.6に示されるように、頁岩は乾湿を繰り返すことによって一軸圧縮強度は、砂岩に比べ急激に低下している。これは岩石を構成する鉱物および層理面の発達の程度などによる。

図3.6.7は、軟岩の部類に属する大谷石（凝灰岩）の乾湿繰返し回数と一軸圧縮強度との関係を示したものである⁵⁹⁾。これによると1回の乾湿繰返し（72時間炉乾燥、72時間吸水を1サイクル）で約50%低下しているが、2回目、3回目では大きな違いは見られないとしている。これに関しては、大谷石自体は低溶結凝灰岩であるため、1度の乾燥収縮・吸水膨張でケミカルな結合が壊れてしまうことが原因である⁵⁹⁾。

この大谷石のような軟岩は図3.6.7に示されたように、乾湿繰返しを受けると顕著な強度低下を示す。しかし、実際の岩盤斜面の問題として、乾湿を繰り返し受けている岩盤は、常にある応力状態下に存在している。図3.6.8、図3.6.9は、一定垂直応力およびせん断応力を載荷させた状態で、乾湿繰返しを行ったときの強度定数と乾湿繰返し回数との関係を応力比をパラメータとして表したものである⁶⁰⁾。ここで応力比 α とは、供試体に与える一定せん断応力と、乾湿履歴のない湿潤状態下の供試体のせん断強度との比である。これらの図より、粘着力 C は乾湿繰返し回数が増えるに従って減少して

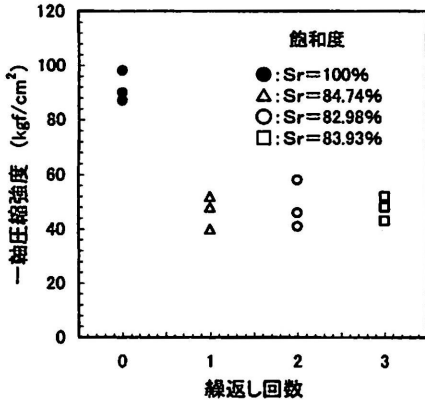


図3.6.7 乾湿履歴を受けた軟岩の一軸圧縮強度⁵⁹⁾

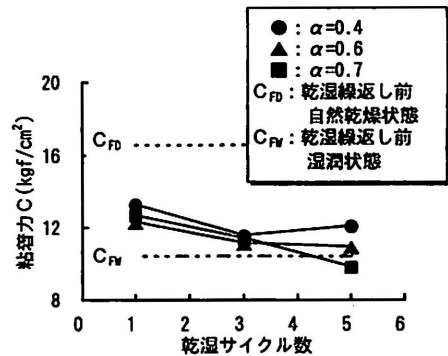


図3.6.8 粘着力 C と乾燥サイクル数との関係⁶⁰⁾

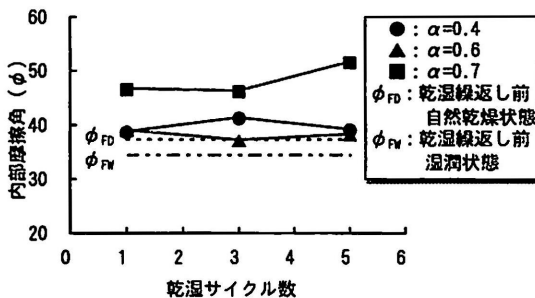
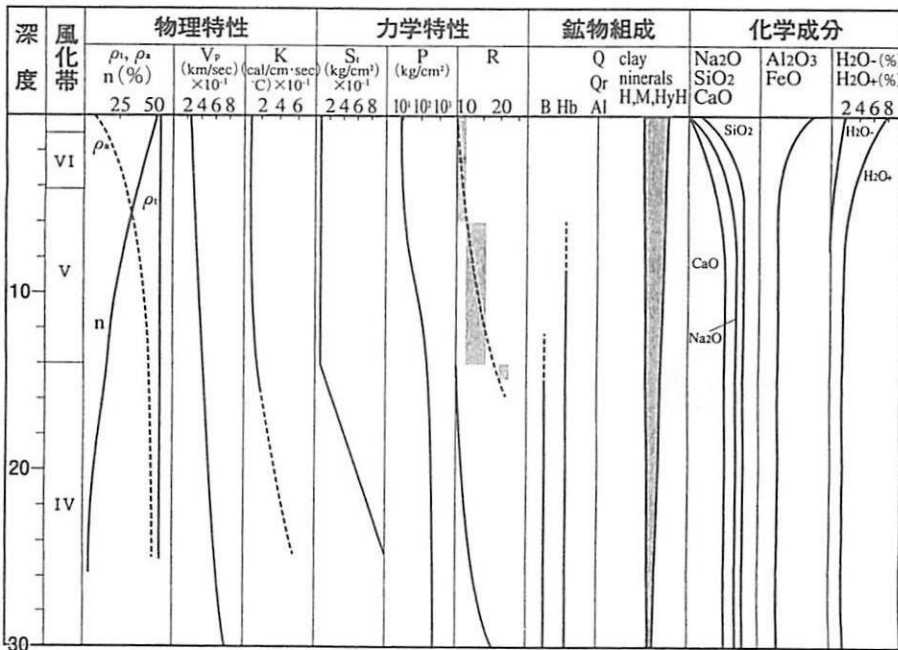


図3.6.9 内部摩擦角 ϕ と乾燥サイクル数との関係⁶⁰⁾

いる。その傾向は乾湿繰返し回数が1回、3回の場合、応力比による違いはあまり認められないが、乾湿繰返し回数が5回に増えると、応力比による差異が見られ、応力比の大きい試験条件下において粘着力の低下が認められている。これより、粘着力は乾湿履歴が少ない場合は載荷されているせん断応力の大きさにあまり左右されないが、乾湿繰返しを多く受けるとせん断応力が大きいと低下の割合は増すことを示している。内部摩擦角に関しては、乾湿繰返し回数が増えても、その値はあまり変化せず、乾湿繰返しを受けていない供試体のそれと大きく変わらない。内部摩擦角のこの傾向に関しては、島尻層泥岩に対して、乾湿繰返しを与えた後に非圧密排水三軸試験(UU試験)を行った結果⁶¹⁾と類似している。

3.6.3 のり面の風化程度とその評価

岩石、岩盤の風化の進行に及ぼす要因は、応力解放、地質構造、岩石組織、地形、地史および気候などがある。また、岩石の種類、硬さなどによってもかなり異なってくる。また、風化の程度は深さによっても違っており、一般に風化は表面から深くなるに従って、その程度は低くなっており、また風化は表面から内部へと進行する。図3.6.10は六甲花崗岩の深さ方向の物性変化を示したものである⁶²⁾。この図より間隙率、弾性波速度(P波速度)は、他の要素に比べ、深さ方向に対して連続的に変化しているのがわかる。図3.6.11は花崗岩礫の強度の時間変化を示したものである⁶³⁾。ここで、縦軸のTSI値は、点載荷試験によって求めた引張強度である。これによると、風化の進行は、直線的では



風化分帯は、木宮に従っており、IVは風化花崗岩、VはマサA、VIはマサB、VIIは土壌を表わす。 ρ_i :真比重、 ρ_s :かさ比重、n:間隙率、 V_p :弾性波速度、K:熱伝導率、 S_t :引張強度、P:コーン圧入硬度、R:シュミット・ハンマー反撥値、B:黒雲母、Hb:角閃石、Q:石英、Or:正長石、Al:曹長石、H:ハロサイト、M:モンモリロナイト、HyH:加水ハロサイト

図3.6.10 六甲花崗岩の風化による物性の鉛直方向の変化⁶²⁾

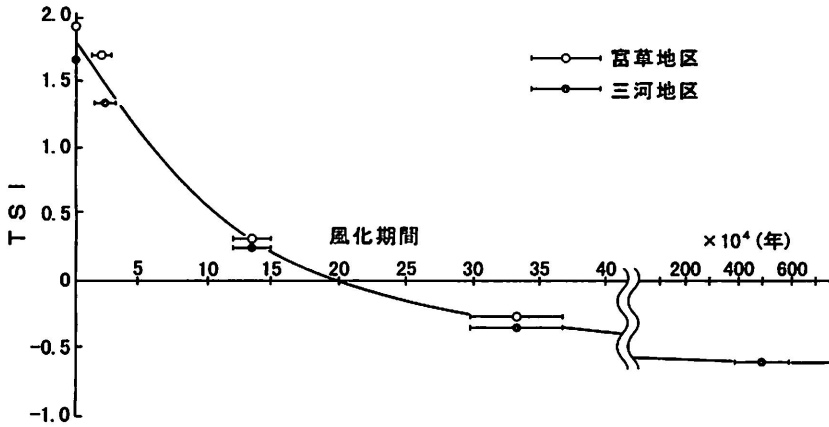


図 3.6.11 花崗岩礫の風化による強度減衰曲線⁶³⁾

なく、風化の初期に強度 (TSI 値) の低下が著しいことがわかる。Sunamura⁶⁴⁾は、風化による強度低下を表す次式のような一般式を示している。

$$S = S_0 \exp(-kt) \dots\dots\dots (3.6.2)$$

ここで、 S : 時間 t における岩盤の圧縮強度

S_0 : 風化開始時における岩盤の圧縮強度

k : 単位時間あたりの低下係数

式(3.6.2)は、岩盤表面における風化による強度低下を与える式として提案されたものである。また、風化の始まりは岩盤表面で生じるが、時間の経過とともに岩盤内部にも進行する。その分布は図 3.6.10 にも示したように、深さ方向に対して風化の程度は徐々に小さくなっている。これを次式のように表すことができる⁶⁴⁾。

$$S_z = S_0 \exp\{-A(z - z_c)^2 t\} \dots\dots\dots (3.6.3)$$

ここで、 S_z : 深さ z における岩盤の圧縮強度

S_0 : 風化が起こっていない深さ z_c の岩盤の圧縮強度

z : 岩盤表面からの深さ

z_c : 風化層厚

以上に示したことは、主に堅い岩石もしくは岩盤を対象としたもので、すでに風化が進んだ状態にある岩石・岩盤、またはもともと固結度の低い岩石・岩盤に対しては、風化の進行は格段に早いことが十分予測される。図 3.6.12 は道路の切取り後の変化を、種々の岩盤に対して経時的に弾性波速度を計測した結果を示したものである⁶⁵⁾。ここで、縦軸の風化带走時 t とは

$$t = \frac{d_1}{v_1} + \frac{d_2}{v_2} \dots\dots\dots (3.6.4)$$

ここで、 d_1, d_2 : 第 1, 第 2 風化層厚

v_1, v_2 : 第 1, 第 2 風化層の弾性波速度

である。この図より、風化は切取り後急速に進み、特に第三紀泥岩や花崗岩が特に顕著である。その後、風化の進行は遅くなり、ほぼ一定となっている。この傾向は図 3.6.11 で示した花崗岩礫の結果と

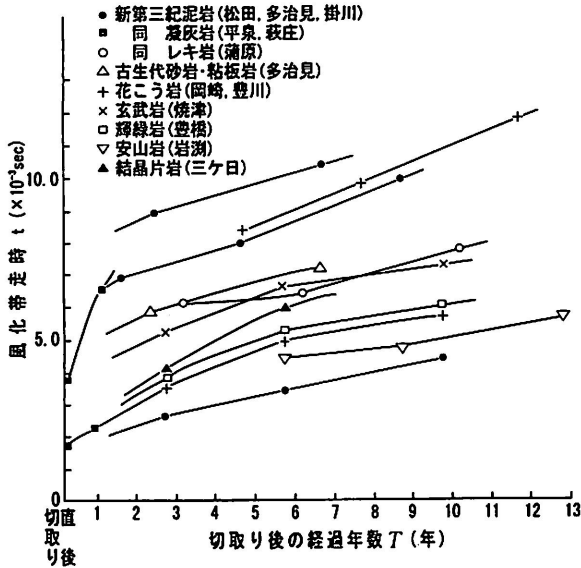


図 3.6.12 岩種別にみる風化量（走時）の経時変化⁶⁵⁾

類似しているが、風化の速度は、花崗岩礫の地質学的な時間オーダーに対して、図 3.6.12 に示した風化岩の速度は、土木構造物の安定に影響を与えるような短い時間のオーダーである。

[参考文献]

- 1) 土木学会：大規模岩盤崩落に関する技術検討委員会報告書，1997.3
- 2) Hudson, J. A. : Rock Engineering Systems Theory and Practice, Ellis Horwood, 1992
- 3) 土木学会：岩盤斜面の安定解析と計測，1994
- 4) Hoek, E., Bray, J. 原著，小野寺透・吉中龍之進訳：岩盤斜面工学 (原題：Rock Slope Engineering), pp.67~100, 朝倉書店, 1979
- 5) 日本道路協会：のり面工・斜面安定工指針，1972
- 6) Aydan, O., Shimizu, Y. and Kawamoto, T. : The Reach of Slope Failures, 6th Int. Sympo. on Landslides, pp.301~306, 1992
- 7) アイダン オメル・清水泰弘・川本脩万：岩盤斜面の崩壊の到達距離についての一考察，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.533~538, 1994
- 8) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：がけ崩れ災害実態統計，1976.9
- 9) 高速道路調査会：落石防護施設の設計に関する調査研究報告書，1948.2
- 10) 菅原紀明：地表面傾斜計を用いた岩盤斜面の安定度評価法の提案，大規模岩盤崩落と計測・監視技術ワークショップ話題提供資料，地盤工学会北海道古平町国道229号崩落調査委員会，1998.2
- 11) グム技術センター：多目的グムの建設「調査編」，第2巻，1987
- 12) 斎藤迪孝：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究，鉄研報告，No.629, 1968.2
- 13) 地学団体研究会編：新版地学事典，平凡社，1996

- 14) Goodman, R. E. and Shi, G. H. : ブロック理論と岩盤工学への応用 (吉中龍之進, 大西有三共訳), 土木工学社, 1992
- 15) 岩の力学連合会 : ISRM 指針 Vol.3, 岩盤不連続面の定量的記載法, 1985
- 16) Piteau, D. R. : Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice, *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), Suppl.2, pp. 5 ~31, 1973
- 17) Goodman, R. E. : 不連続性岩盤の地質工学 (赤井浩一・川本朧万・大西有三共訳), 森北出版, 1978
- 18) Patton, F. D. : Multiple modes of shear failure in rock, *Proc. 1 st Cong. ISRM Lisbon, V.1*, pp. 509~513, 1966
- 19) Ladanyi, B. and Archambault, G. : Simulation of shear behavior of jointed rock mass, *Proc. 11 th Symp. on Rock Mech. Berkeley California 1969*, pp.105~125, 1970
- 20) Barton, N. : Review of a new shear-strength criterion for rock joints, *Engineering Geology, Vol.7*, pp.287~332, 1973
- 21) Barton, N. and Choubey, V. : The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics, Vol.10*, pp. 1 ~54, 1977
- 22) Bandis, S., Lumsden, A. C. and Barton, N. R. : Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.18*, pp. 1 ~21, 1981
- 23) Barton, N. and Bandis, S. C. : Effects of block size on the shear behavior of jointed rock, *23 rd US symp. on Rock Mech., Berkeley, CA*, pp.739~760, 1982
- 24) Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar, K. : Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.22, No.3*, pp.121~140, 1985
- 25) Barton, N. and Bandis, S. C. : Review of predictive capabilities of JRC~JCS model in engineering practice, *Proc. Int. Conf. Rock Joints, Loen Norway*, pp.603~610, 1990
- 26) Miller, R. P. : Engineering classification and index properties for intact rock, *Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois*, 1965
- 27) Hencher, S. R. : The implications of joints and structures for slope stability, in *Slope Stability* (edited by Anderson, M. G. and Richards, K. S.), pp.145~185, John Wiley & Sons Ltd., New York, 1987
- 28) Brown, E. T. (Volume Editor) : *Comprehensive rock engineering, Volume 1 Fundamentals* (Editor-in-Chief Hudson, J. A.), pp.167, Pergamon Press, 1993
- 29) Brown, S. R. and Scholz, C. H. : Broad bandwidth study of the topography of natural rock surfaces, *Journal of Geophysical Research, Vol.90, No.B 14*, pp.12575~12582, 1985
- 30) Fournier, A., Fussel, D. and Carpenter, L. : Computer rendering of stochastic models, *Communications of the ACM, Vol.25, No.6*, 1982
- 31) Walsh, J. B. : Effects of pore pressure and confining pressure on fracture permeability, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.18, No.5*, pp.429~435, 1981
- 32) Walsh, J. B. and Brace, W. F. : The effects of pressure on porosity and the transport properties of rock, *J. Geophys. Res., Vol.89*, pp.9425~9431, 1984

- 33) Sakurai, S. : Strength parameters of rocks determined by back analysis of measured displacements, Proc. pp.95~99, 1997
- 34) 奥園誠之・小川正二：設計における土のせん断強さと c , ϕ の考え方, 7. 斜面安定, 土と基礎, Vol.32, No.323, pp.75~81, 1984
- 35) 中国地方土木地質図編纂委員会：中国地方土木地質図解説書, pp.237~242, 1984
- 36) 建設省河川局開発課監修, 国土開発技術センター編集：貯水池周辺斜面のすべり調査と対策, pp.130, 1995
- 37) 吉岡良郎編著：土木学会編, 新体系土木工学 77 砂防・地すべり・急傾斜地崩壊, pp.166~167, 1980
- 38) 日本道路協会：道路土工—のり面工・斜面安定工指針, 丸善, 1986
- 39) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁建設編, pp.4~8, 1998
- 40) 土木学会：ダムの地質調査, pp.112~113, 1986
- 41) 桑原啓三：岩石の圧縮強度とせん断強度による分類の試み, 応用地質特別号, pp.25~33, 1984
- 42) Hoek, E., Brown, E.T. 原著 (小野寺・吉中・斉藤・北川共訳)：岩盤地下空洞の設計と施工 (原題：Underground Excavation in Rock), pp.129~133, 土木工学社, 1984
- 43) 桜井春輔・武内邦文：トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第 337 号, pp.137~145, 1983
- 44) 地盤工学会 岩の力学委員会：不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書, p. 81, 1995
- 45) 田中 茂 (研究代表者)：山くずれと地質・地形構造の関連性に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書, pp.53~79, 1977
- 46) 南雲政博：地下水に関する計測例と問題点, 「地すべり計測技術の現状と問題点」, 第 15 回新潟地区地盤関連シンポジウム, 土質工学会北陸支部他, pp. 8~15, 1987
- 47) 楠見晴重・中村 真・西田一彦：連続計測による岩盤斜面の破砕帯部における見掛け比抵抗と降雨との関係, 応用地質, Vol.38, No. 2, pp.74~82, 1997
- 48) 太田秀樹・大森晃治・坂口皆栄・中道育夫：切取軟岩のり面の長期挙動, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.15~24, 1993
- 49) 西田一彦：風化残積土の工学的性質, 鹿島出版会, 1986
- 50) 西田一彦・福田 護：岩石の風化と風化残積土の工学的性質, 土質工学会関西支部テキスト, 地質学と土質工学の境界領域の問題点, pp.107~134, 1973
- 51) 横堀武雄：材料強度学, 技報堂, 1955
- 52) Griggs, D.T. : The factor of fatigue in rock exfoliation, Jour. Geol., Vol.44, pp.783~796, 1936
- 53) 仲野良紀：由比地すべり母岩の軟弱化と物性の変化について, 土と基礎, Vol.12, No.11, pp.27~30, 1964
- 54) 千木良雅弘：結晶片岩の岩盤クリープ(その2)—岩盤クリープ性地質構造—, 応用地質, No.26, pp. 67~79, 1985
- 55) 千木良雅弘：風化と崩壊, 近未来社, pp.107~152, 1995
- 56) Ollier, C.D. 著, 松尾新一郎監訳：風化—その理論と実態, ラテス社, 1971
- 57) Frankline(Coordinator) : Suggested methods for determining water content, porosity, density,

- absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties, *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.16, No.2, pp.141~156, 1979
- 58) 一ノ瀬政友・松井紀久男・後藤 研：岩石の水分履歴による強度特性の変化，資源・素材学会誌，Vol. 108, No. 1, pp.51~56, 1992
- 59) 横山幸満・石原義之・上野勝利：乾湿履歴が堆積軟岩の一軸圧縮強度に及ぼす影響，第28回土質工学研究発表会，pp.1405~1406, 1993
- 60) 楠見晴重・峰 之久・松下千加生・西田一彦：一定せん断応力を受ける軟岩の乾湿繰返し下におけるせん断挙動，第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，岩の力学連合会，pp.37~42, 1998
- 61) 新城俊也・金城善美・幸地茂修・米蔵敏博：島尻層泥岩地帯における切土斜面の設計の現状と問題点，土と基礎，Vol.31, No.1, pp.111~116, 1983
- 62) 鈴木隆介・平野昌繁・高橋健一・谷津榮壽：六甲山地における花崗岩類の風化過程と地形発達の相互作用，第一報，六甲花崗岩風化物質の鉛直的变化，中央大学理工学部紀要，Vol.20, pp.343~389, 1977
- 63) 木宮一邦：三河・富草地域の花崗岩礫の風化速度—花崗岩の風化・第2報—，地質学雑誌，Vol.81, pp. 202~222, 1975
- 64) Sunamura, T. : A physical model for the rate of coastal tafoni development, *Jour. Geol.* Vol.104, pp.741~748, 1996
- 65) 奥園誠之：切り取りノリ面の風化とその対策，土と基礎，Vol.26, No.6, pp.37~44, 1978