

泥岩及び凝灰岩の力学的特性に関する研究（Ⅱ）

愛知工業大学教授 総合技術研究所所長 大根義男
財団法人 東海技術センター 中村吉男

1. はじめに

ここで扱う泥岩及び凝灰岩は堆積岩で、しかもその一軸圧縮強度が未風化の状態でも100 kgf/cm²程度以下のものである。この種の泥岩、凝灰岩は水中に堆積し成層した後、地殻変動により隆起、乾燥など様々な外力の作用により硬化したものと考えられている。また、この種の泥岩・凝灰岩は地質年代的には第三紀以新に成層したものと考えられるが、その分布は世界的に広範に亘っている。したがって、ダムや道路を始め土木工事においてはこの種の岩を掘削したり、盛り立てる機会が非常に多く、現場技術者はしばしば掘削斜面の崩壊、また盛り立てた場合は沈下や崩壊などの事故に悩まされている。

本研究は掘削工事において発生した凝灰岩の掘削斜面の崩壊事故及び泥岩を盛り立て材料として宅地造成を行った場合の沈下問題について、そのメカニズムを明らかにし、同時にその対策工について議論したものである。本研究においては、掘削斜面の崩壊は応力開放時の膨張に基因する強度低下が原因であり、また、盛土の沈下や斜面崩壊は材料の風化に伴う強度低下に因ることなどを明らかにした。また対策としては、前者に対しては適当な拘束圧を与えることにより、後者の場合は泥岩を締め固める際の粒度組成を調整することにより解決される点を明らかにした。

2. 事故の概要

ダム建設工事において、主として凝灰岩部を図-1に示す如く、最大約3mの掘削を行った。この凝灰岩の一軸圧縮強度は新鮮部（掘削直後）において、概ね20kgf/cm²であり、したがって掘削当時の斜面の安定性は極めて良好であった。しかし、掘削後約2ヶ年経過した時点で同図に示したように、第1次の崩壊が観測され、続いて降雨の度に崩壊は2次、3次と進行し、遂に大規模崩壊へと発展した。

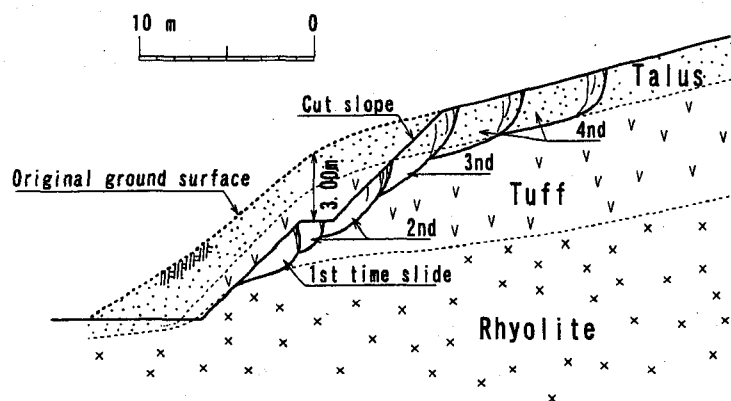


図-1 切土斜面の崩壊（凝灰岩）

一方、盛土工事においては（10m以下の比較的低い盛土）、平均一軸圧縮強度 20～60 kgf/cm²の泥岩を盛り立て材料として利用した。この場合の締固め度は、10m以下の通常の盛土において採用されている締固め度（D値）をD≥90%と定め施工を行った。

しかし、造成後約4ヶ年程経過した時点で造成地表面には長期降雨により水溜まりが発生し、20cm程の沈下が観測された。

また、盛立て材料として泥岩を採取した斜面は1:1.8に掘削されたが、この斜面も約4.5ヶ年経過した時点で崩壊が発生した。

本研究においてはこれらの沈下や崩壊のメカニズムを各種土質試験を行って解明し、またその対策工についても検討した。

3. 凝灰岩掘削斜面の崩壊

3.1 凝灰岩の力学的特性

崩壊部付近の掘削した斜面から不攪乱試料を採取し、等体積一面せん断試験を行った。この試料はかなり軟化し、スラリーに近い状態であったため、せん断試験ではこれをスラリー状とし、圧密をした後排水せん断を行い、 c' 、 ϕ' を求めた。この結果は $c' \approx 0$ 、 $\phi' \approx 43^\circ 00'$ であった。

このことは掘削当時の一軸圧縮強度約 20kgf/cm²の凝灰岩が約2ヶ年間に於いて正規圧密土と同程度まで強度が低下したことを意味する。このメカニズムを明らかにするため、新鮮岩を採取し経時的に変化するせん断強度を調べた。なお、凝灰岩の経時的強度変化は含有鉱物に支配されることが知られているため、これを明らかにするためX線を用いた分析試験も行った。この結果、凝灰岩を構成する鉱物の大部分は石英分であり、その他長石、カオリナイト及び雲母粘土鉱物が極く僅か含まれており、膨張の、いわゆるモンモリロナイト系の鉱物はほとんど検出されなかった。

3.2 圧密、膨張特性

採取した不攪乱試料に対し、圧密試験を行い、先行圧密応力（ P_y ）を求めた。この代表的結果を図-2に示したが、同図で明らかなように先行圧密応力（ P_y ）は $P_y = 2 \sim 5$ kgf/cm²の範囲に存在するが、その大多数は $P_y = 5$ kgf/cm²であった。このことは、現場において掘削に伴い斜面内応力は $P_y = 5$ kgf/cm²の状態から $P_y = 0$ に解放されたものと考えてよい。

そこで実験では各試料に対し $P_y = 5$ kgf/cm²を与えた後に、 $P_y = 0.05$ kgf/cm²まで除荷し、膨張の終了後自然状態において十分乾燥し、その後に給水、飽和させた際の膨張量と膨張圧を測定した。また、この一連の膨張試験の後に再度載荷し、 P_y を求めると、先の先行圧密応力値（ $P_y = 5$ kgf/cm²）は概ね $P_y = 2.5$ kgf/cm²まで大幅に減少する。そしてこの状態から再度除荷し、自然乾燥した後に給水、飽和させ、膨張圧を測定した後に前と同様に載荷すると P_y は更に減少する。このような載荷→乾燥→給水（飽和）→載荷を4～5回繰り返すことにより P_y はほとんど消滅し、正規圧密土に類似した状態まで軟化する。

また、図-3は飽和後の膨張量と膨張圧との関係を示したものであるが、同図から P_y が大なる程膨張量も大きく、また拘束圧が0.3kgf/cm²以下において膨張量が急激に増加することがわかる。

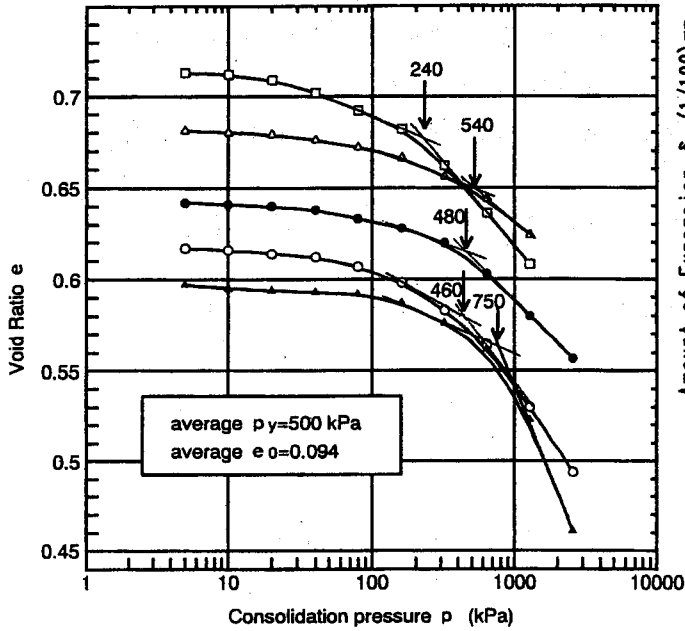


図-2 e - log p 曲線 (凝灰岩)

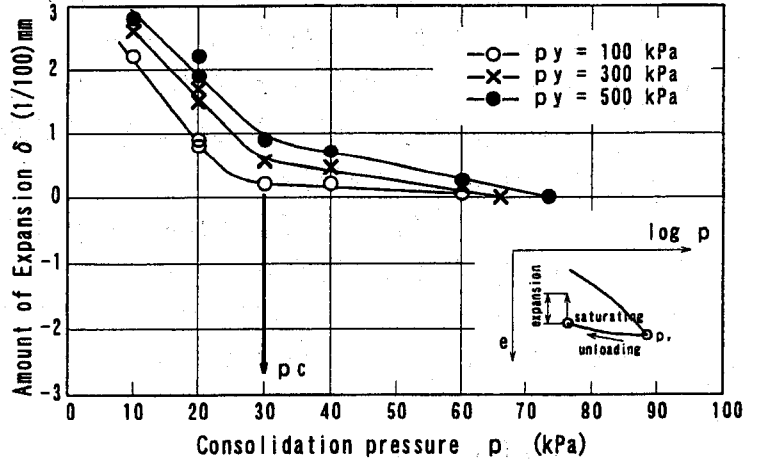


図-3 膨張量と拘束圧の関係 (凝灰岩)

これらの実験結果は、掘削により応力開放された斜面が乾燥、飽和の繰り返しによって強度は逐次減少し、拘束圧が 0.3 kgf/cm^2 以下において、その低下が顕著に現れることを意味する。

3.3 せん断強度特性

図-4は等体積圧密排水せん断試験の代表的な結果を示したものである。図中Step1は $P_y \approx 5 \text{ kgf/cm}^2$ まで荷重した後に 0.05 kgf/cm^2 まで除荷し、飽和させた後再度荷重し、せん断したものであり、Step2は $P_y \approx 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ まで荷重した後、上記と同様 0.05 kgf/cm^2 まで除荷し、飽和させた後にせん断したものである。更にStep3は $P_y \approx 2.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、Step4は $P_y \approx 1.8 \text{ kgf/cm}^2$ までそれぞれ荷重した後飽和させ、せん断したものである。

図-5はこれらのせん断試験結果を c' 、 ϕ' とStepとの関係を示したものである。図で明らかなように粘着力 c' はStepごとに減少する反面、 ϕ' は逐次増加し、正規圧密強度に随近する。そして、 $P_y \leq 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ に施工正規圧密強度とほぼ一致し、 $c' \approx 0$ 、 $\phi' \approx 43^\circ$ となる。このことは掘削した斜面の乾燥、飽和の繰り返しにより拘束圧の小さい表層部から強度低下が起り、逐次崩壊することを意味するものである。

事实现場における崩壊現象はこの点を裏付けしており、掘削斜面の小規模崩壊から大規模崩壊へと発展している。

3.4 対策

図-3から明らかなように拘束圧 0.3kgf/cm^2 はこの種の岩盤斜面の安定性を支配する極めて重要な意味を持つことになる。すなわち拘束圧 (σ_c) $=0.3\text{kgf/cm}^2$ を境として強度は極端に変化し、 $\sigma_c < 0.3\text{kgf/cm}^2$ においては $c' \approx 0$ となる(図-5)。

この強度の低下現象を防止し、斜面の安定を確保するためには、当然のことながら斜面に対し $\sigma_c > 0.3\text{kgf/cm}^2$ の拘束圧を与えておく必要がある。

斜面に対し拘束圧を与える方法としては各種アンカー工法が考えられるが、この場合は、のり先に土留用の擁壁を建造し、一般土(主として崖錐)約1.5mを盛り立てて拘束することとした。

4. 泥岩を用いた造成地盤の沈下

4.1 泥岩材料の盛り立て

一軸圧縮強度が $20 \sim 100\text{kgf/cm}^2$ の泥岩を構築材料とし、図-6に示したように最大盛り立て高約5mの宅地造成を行った。盛り立ては採取した材料をブルドーザーで約30cmにまき出し、これを振動ローラーで転圧して行った。締固め度は、すでに述べたようにD値90%以上とした。盛土終了後の沈下観測によると盛土終了と同時にほぼ終結し、その後の沈下は認められなかった。しかし盛土終了後約4.5年経過した後、家屋の建設が始まり、この頃長期に亘る降雨に見舞われ、盛土面に水溜まり部が発生した。この水溜まり部は約2ヶ月に亘り断続的に発生した。その結果、盛土面には図-6(下)に示したように最大約20cmの沈下が現れた。ここでは盛土終了後、長期間経過した時点で突然発生した沈下の原因を究明した。

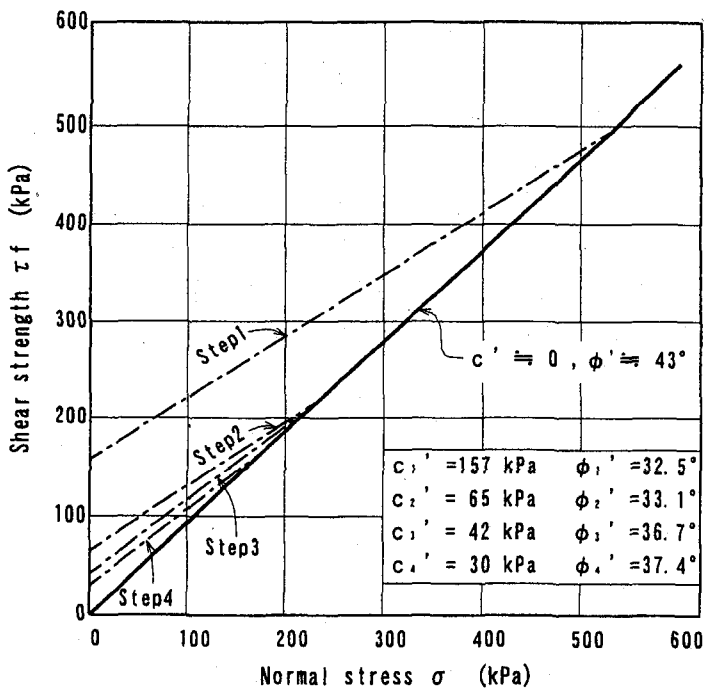


図-4 等体積せん断試験結果(凝灰岩)

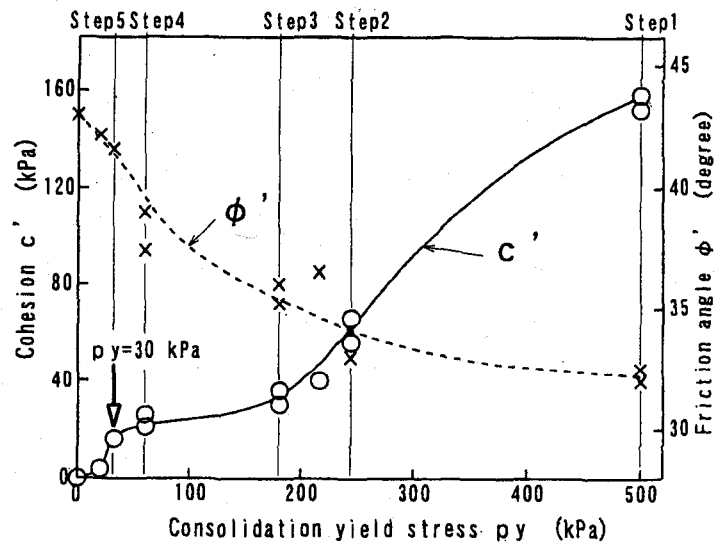


図-5 先行圧密応力とせん断強度 (c' , ϕ') の関係(凝灰岩)

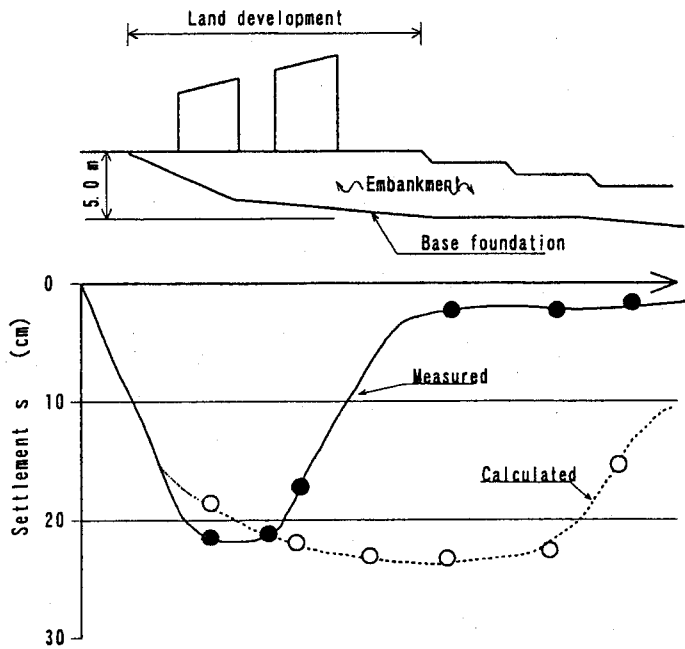


図-6 泥岩盛土の沈下

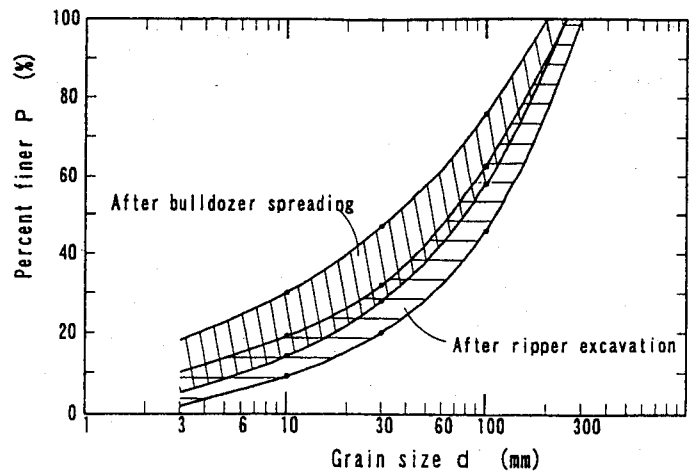


図-7 盛立て材料としての泥岩の粒度組成

4.2 材料の粒度と突固め特性

構築材料はブルドーザーに取り付けられたリッパーにより採取された。採取時の粒度特性とブルドーザーを用いてまき出しを行った後の粒度分布の範囲を図-7に示したが、この図で明らかなように、その粒度分布はTalbotの提案式により表すことができ、前者の採取時の場合は指数 $n=0.5\sim 0.7$ 、後者のまき出し後は $n=0.4\sim 0.6$ に分布し、その最大粒径平均は約250mm程度であった。これらの材料を振動ローラーで転圧することにより岩塊部は破碎されることになるが、破碎は表層のみに発生しており、この種の転圧はTalbot指数 n の変化にはそれほど寄与しない。したがって造成後の粒度組成は $n\approx 0.45$ 程度であった。

一方、構築材料として用いられた泥岩材料に対して突固め試験が行われた。この結果は指数 n 値と対応させ図-8に示した。なお、この試験で用いられたモールドは直径20cm、高さ20cmであり、このため泥岩材料の最大粒径を30mmとした。また、突固めエネルギー(E_c)として $E_c=5.6\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ (Proctor Standard)を採用し、突固めは細粒化を防止するため鉄板を介して行われた。

4.3 スレーキング・風化による強度低下

締め固めた泥岩の強度低下は締め固めた後の含有空気量や拘束圧に支配されることが知られている。そして、強度低下の起こらない含有空気量 (V_a) は $V_a \leq 15\%$ 及び拘束圧 (σ_c) は $\sigma_c \geq 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であることが報告されている。^{1), 2)}

ここでは泥岩のスレーキングや風化による強度低下を詳細に検討するため、高さ20cm、直径20cmのモールドを用い、この中に泥岩を突固め、鉛直荷重 (σ_n) を載荷させた状態で、コンクリートの骨材安定試験と同様の試験を行った。この試験は硫酸ナトリウム溶液に締め固め度を変えた試料を24時間浸した後、炉乾燥し、これを1サイクルとして5サイクル後に三軸圧縮試験を行ったものである。

ここで締め固め度 (D_n) は泥岩塊の乾燥密度を基準として次式で定義した。

$$D_n = \frac{\text{締め固めた乾燥密度}}{\text{泥岩の乾燥密度}} \times 100$$

実験結果は拘束圧をパラメータとして強度比 (R) と D_n との関係を図-9に示した。なお、強度比 (R) は次式により定義した。

$$R = \frac{\text{安定性試験後の最大軸差応力}}{\text{安定性試験前の最大軸差応力}} \times 100$$

図-9で明らかなように拘束圧 (σ_3) = 1.0, 2.0 kgf/cm² の場合は $D_n \geq 80\%$ 、また $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は $D_n \geq 84\%$ においてそれぞれ強度低下は認められない。

なお、この場合 $D = 90\%$ は $D_n = 80\%$ 、 $D_n = 84\%$ は $D = 94.5\%$ に相当する。本盛土工事は $D = 90\%$ ($D_n = 80\%$) を目標とし盛り立てが行われ、平均拘束圧を 0.5 kgf/cm^2 程度と考えると、約25%の強度低下が生ずることになる。

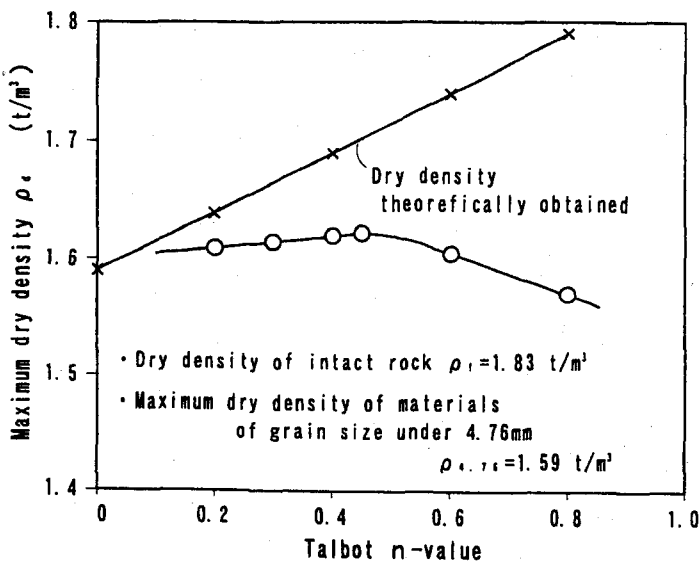


図-8 タルボット指数 (n) と締め固め密度の関係

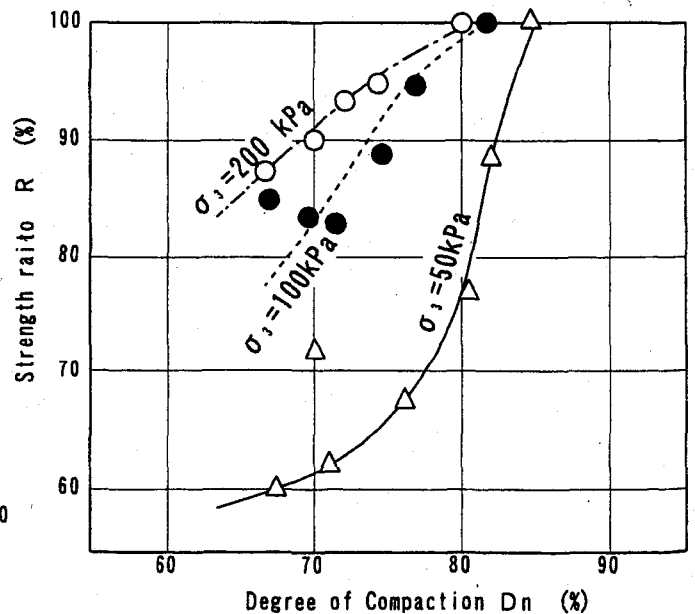
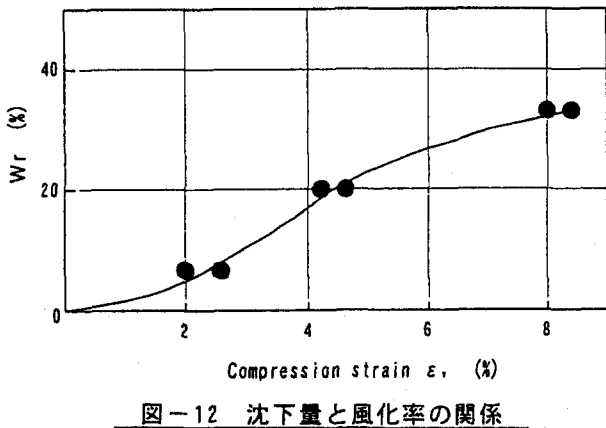
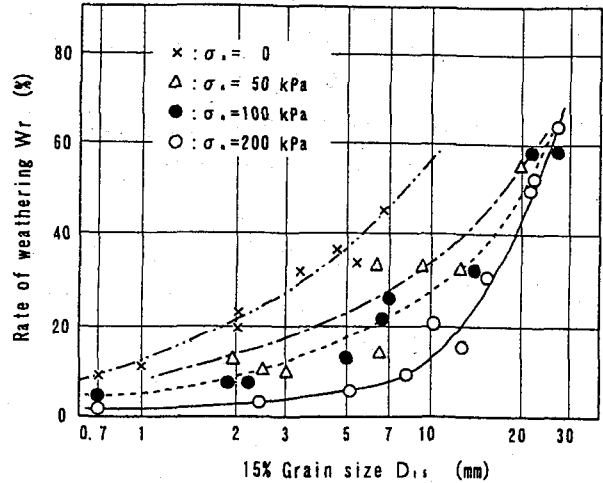
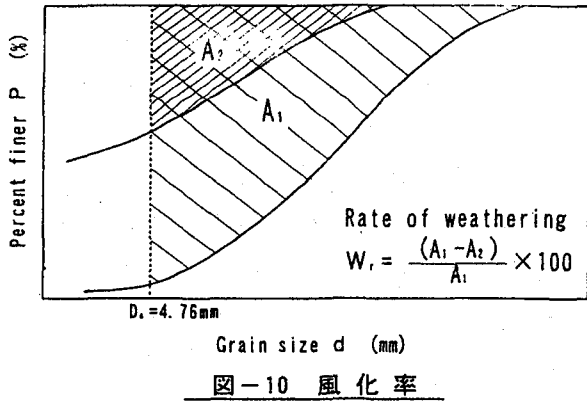


図-9 締め固め度と強度比の関係



4.4 強度低下と粒径との関係³⁾

スレーキングや風化による強度低下はいずれも岩塊によって構成される間隙の大きさやこれを補填される細粒分の量に支配されると考えられる。そこで、先の実験結果（安定性試験）の粒径4.76mmに着目し風化率（W_r）を図-10により定義し、拘束圧をパラメータとし、15%粒径（D₁₅）とW_rの関係を求めると図-11が得られる。

例えば、本盛土工事は概ね最大粒径250mm、Talbot指数n=0.45において盛り立てられているので、D₁₅はD₁₅≒5mmとなりW_r≒27%となる。図-12はW_rと沈下量との関係を示したものである。この実験結果よりW_r≒27%に相当する沈下量は約4.2%となり、この値は実測値約20cmに対応している。

以上造成地の沈下問題について、泥岩のスレーキングや風化の面から議論し、納得し得る結果を得た。

5. 掘削斜面の崩壊

図-13に示した掘削斜面の泥岩の一軸圧縮強度（q_u）は未風化部において概ねq_u=60～150kgf/cm²であり、図-13に示したように流れ盤及び垂直方向に多くのヘアクラック（マイクロクラック）の存在が確認されていた。掘削高は約20mであった。このため、掘削により解放された拘束応力は4kgf/cm²程度と想定される。この斜面は掘削後すでに述べたように約4.5ヶ年経過した後に崩壊した。掘削に先立ち、拘束力の解放に伴うサクシオン圧消滅に基因する崩壊や、ヘアクラックを中心として発達する風化に伴う強度低下による崩壊が懸念されていたが、特別な対策が行われなかった。

この崩壊現象を解明するため、現在他の現場において大規模な実験を行っている。この実験では掘削に伴う膨張変形、サクシオン圧の計測等を行っているが、現段階で十分な観測資料が得られていない。これに関する報告は次の機会に譲ることとした。

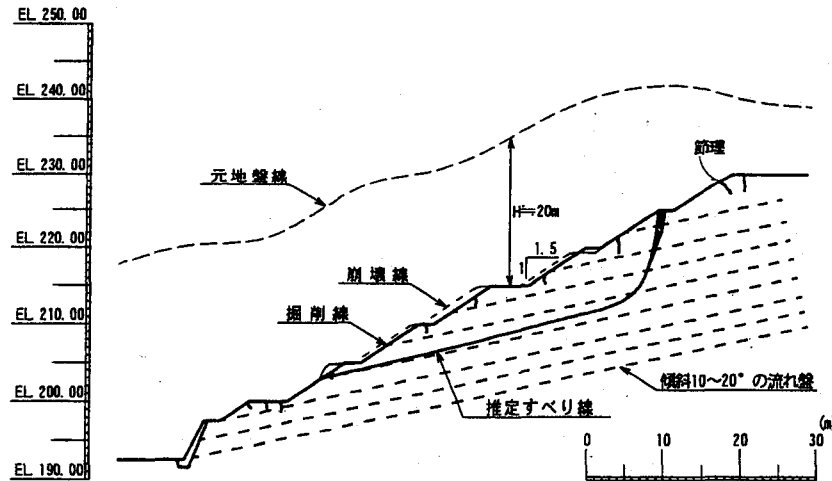


図-13 切土斜面の崩壊（泥岩）

6. 結 論

近年、軟岩といわれる凝灰岩や泥岩を掘削した斜面の崩壊事故や、これらを構築材料として盛り立てた際の沈下問題が数多く報告されている。本研究において明らかにされた点を列記すると、掘削斜面の崩壊では、

1. 掘削により拘束力が解放され、表層部は膨張することになるが、この部分には現場環境に応じた速度で乾湿の繰り返し、すなわち膨張、収縮現象が起こる。この膨張、収縮現象により、岩盤部は急速に劣化し崩壊する。
2. 劣化を防止するためには、適当な拘束圧を与える必要があり、その拘束圧は $0.3\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度以上である。
3. 泥岩を構築材料として利用する場合（凝灰岩も同様）、岩塊の乾燥密度に対し80%以上の乾燥密度が得られる程度に締固めを行うことにより強度低下を防止することができる ($D_r \geq 80\%$)。
4. 転圧後の粒度において、15%粒径 (D_{15}) がほぼ 0.5mm 以下になるように転圧することにより、強度低下を防止することができる。この場合のTalbot指数は概ね0.3程度である。
5. 泥岩には潜在的ヘアクラックが多く存在する。このヘアクラック内には掘削に伴う応力解放によりサクシオン圧が発生する。サクシオン圧が消滅した後、クラック内には雨水や地下水が浸入し、遂には大規模な崩壊をもたらすことがある。

【参考文献】

- 1) 今川, 長坂, 後藤: 軟岩ずりを用いた盛土の圧縮特性, 第17回土質工学会研究発表会, 1982
- 2) 長谷川, 境野, 関, 古屋: 軟質泥岩のダム材としての利用に関する一考察, 第17回土質工学会研究発表会, 1982
- 3) 大根義男: 盛立て材料としての岩塊の諸問題, 土と基礎, Vol132, No. 7, P. P3-8, 1984