種々の泥岩の不撓乱および再構成試料の 膨潤・スレーキング挙動と石灰による改良効果

小西 純一¹・鈴木 素之²・高原 宏吏³・藤井 公博⁴

¹正会員 サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店 技術部地質課
(〒453-0015 愛知県名古屋市中村区椿町21-2)
E-mail: j.konishi@suncoh.co.jp

²正会員 山口大学 大学院理工学研究科 社会建設工学専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)
E-mail: msuzuki@yamaguchi-u.ac.jp

³五洋建設(株) 東京土木支店 茨城総括工事事務所 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

⁴ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木設計部 線路下設計課
(〒532-0011 大阪市淀川区西中島5-4-20 中央ビル9F)
E-mail: fujii_k@jrc.co.jp

泥岩の膨潤とスレーキングは、現象の形態、発生メカニズムにおいて異なる現象であるが、いずれも浸水による劣化現象であること、切土面の劣化や斜面崩壊に関与すること等の共通性がある。著者らは、膨潤およびスレーキングの効果的な抑制技術の提案を念頭にして、不撓乱泥岩およびその再構成供試体を用いた一次元膨潤圧・膨潤率測定試験、浸水崩壊度試験を実施した。その結果、最大膨潤圧と最大膨潤率は両対数軸上でいくつかの直線的な相関に膨潤区分されること、乾燥条件は膨潤およびスレーキングに共通の影響要因であることがわかった。また、生石灰を添加した再構成供試体を用いた一次元膨潤率測定試験、浸水崩壊度試験から、乾燥質量比5%の生石灰添加により、膨潤率の低下や浸水崩壊度の遅延・抑制効果が得られることがわかった。

Key Words : mudstones, swelling, slaking, soil improvement, suppression of swelling and slaking

1. はじめに

主に泥岩に生じる膨潤およびスレーキングは、しばしば地盤被害を引き起こす。これまでに、膨潤が関与する地盤被害として、盤膨れ・トンネルの膨張性地圧・地すべり・斜面崩壊等が、スレーキングが関与する被害として、斜面崩壊・ダム基礎岩盤の劣化・盛土の圧縮沈下や崩壊等が数多く報告されている。

膨潤とは、個々の粘土鉱物結晶が水分子を取り込むことで得たエネルギーにより、著しく体積を増大させようとする現象である。泥岩の膨潤性は、鉱物組成・飽和度・乾燥密度・コンシステンシー・作用する水の水質等の影響を受けるほか、膨潤圧の異方性^{1),2)}を示す。一方、スレーキングとは、泥岩等が浸水により、その構成する粒子構造が破壊されて細粒化する現象である。泥岩のスレーキング性は、乾湿繰返し作用・凍結融解作用等の環境条件により顕

在化する。膨潤は粘土鉱物レベルで、スレーキングは粘土鉱物より大きな土粒子間レベルで発生する異なる現象である。

しかし、膨潤およびスレーキングは、いずれも浸水によって引き起こされる劣化現象であること、切土・掘削面の劣化や斜面崩壊に関与すること等、地盤被害への関わり方に共通性が見られる。また、既往の研究(田中³⁾、小島・斉藤⁴⁾、松原ら⁵⁾、杉井・木村⁶⁾)においても、膨潤性粘土鉱物含有量や拘束条件等により、膨潤とスレーキングの表裏一体性が検討されている。したがって、膨潤およびスレーキングを効果的に抑制する技術を開発することは、浸水劣化現象に起因する地盤被害に対する有効な対策手法の確立に役立つと考えられる。そこで、本研究では、未だ解明が不十分な泥岩の膨潤・スレーキング特性を調べるとともに、土質改良による浸水劣化抑制効果について検討した。

本論文では、1)泥岩の繰返し再構成供試体の一次

表-1 膨潤・スレーキングの抑制技術に関する既往事例

地質・材料	対策の目的	抑制の原理	抑制対策	文献
新第三紀頁岩		ある程度の膨潤の許容と遮水	膨潤性地盤の掘削面上に緩衝材としての敷砂を敷き、その上にビニールシート、スラブコンクリートを打設することにより、水の浸入を遮断した。	高森 ⁷⁾
砂・ベントナイト混合土	戸建住宅基礎の盤膨れ抑制	湿潤締固めおよび石灰安定処理による膨潤体積変化の抑制	戸建住宅基礎の膨潤抑制に表層改良が有効であることを示した。湿潤締固め法は砂・ベントナイト混合土の膨潤性を減少させるが、その効果は乾湿繰返しにより失われる。石灰安定処理法の乾湿繰返し条件に対する膨潤抑制効果は、2%の添加率では低いが、6%の添加率では効果が認められる。	Kasangaki and Towhata ¹⁷⁾
新第三紀安山岩溶岩	東北自動車道切土法面の石積み擁壁および路面の隆起抑制	膨潤に伴って強度低下が予想される地山の補強	室内膨潤試験によって 30~50 年後の膨潤ひずみを予測し、膨潤に伴う地山の強度低下が想定された。安定計算によって 10 年後の法面の安全率=1.2 を確保できるように、ロックボルトと吹付けコンクリートによる対策工を計画した。	植本ら ⁸⁾
第三紀緑色凝灰岩	膨張性を示す緑色凝灰岩からなる切土法面安定	遮水と地山補強による膨潤抑制	膨潤圧 0.228 MPa、膨潤率 26.9%を示す緑色凝灰岩に対して防水シート養生しながら掘削し、切土整形直後にモルタル吹付けで法面を保護した後、ロックボルトを施工した。	中島ら ⁹⁾
Na 型ベントナイト、豊浦標準砂	ベントナイトの膨潤抑制	上載荷重および陽イオン交換抑制による膨潤抑制	膨潤圧は塩規定度が大きくなるほど抑制され、膨潤ひずみは上載荷重が大きく塩規定度が大きくなると膨潤挙動を示さなくなる。	伊藤・金沢 ¹⁰⁾
新第三紀デイサイト質火山礫凝灰岩	乾湿繰返しにより崩壊した膨潤性軟岩斜面の安定	上載荷重および湿潤養生による膨潤抑制	上載荷重は、膨潤変形を抑制するとともに遅速させる効果がある。膨潤を抑制するには、湿潤状態を保持して乾燥による収縮亀裂を発生させないことが重要である。	水野ら ¹¹⁾
新第三紀川端層泥岩	北海道栗山ダム基礎岩盤のスレーキング抑制	湿潤養生と曝露期間短縮によるスレーキング抑制	原位置スレーキング試験の結果、岩盤表面の湿潤養生が最も保護効果が高いことが判明した。最終層の掘削はコンクリート打設当日に実施し、掘削開始からコンクリート打設までの放置期間をできるだけ短縮することとした。	森田・吉田 ¹²⁾
新第三紀寺泊層泥岩	新潟県柿崎川ダム基礎岩盤のスレーキング抑制	緩速吸水法によるスレーキング抑制	スレーキング発生時の飽和度の閾値 (96%) を超えて乾燥した岩盤について、養生マット+散水工、コンタクトクレイ施工による緩速吸水法の効果がある程度認められた。	平野ら ¹³⁾
新第三紀泥岩および凝灰岩	軟岩の表面劣化抑制	湿潤養生、遮水、高分子系樹脂やポリマーセメントの塗布によるスレーキング抑制	スレーキング試験および吸水試験の結果、Ca 型スメクタイトを含む軟岩では湿潤状態を保つ防止法が、Na 型スメクタイトを含む軟岩では外気や水を遮断する方法が適していることがわかった。シール法の現地試験の結果、Na 型スメクタイトを含む凝灰岩に対して、高分子系樹脂やポリマーセメントの塗布の有効性が確認された。	石田・神藤 ¹⁴⁾
第三紀~第四紀上総層群黄和田層泥岩	泥岩のスレーキング抑制	アスファルト系被覆材料の塗布によるスレーキング抑制	アスファルト系被覆材料(カチオン GS、アスゾル A、ニチレキ A 乳剤)を一定膜厚以上塗布することによって、スレーキング防止に有効であることが確認された。	中山ら ¹⁵⁾
北海道羅臼町に分布する泥岩	羅臼漁港埋立て材料のスレーキング抑制	土質安定処理によるスレーキング抑制	安定材として高炉セメント B 種を用いて、養生温度を変化させたときの処理土の一軸圧縮強さを比較した。その結果、実際の施工時に想定される 1~5℃の極低温条件では、20℃の標準養生条件より強度発現は遅れるものの、約 3 ヶ月後には標準養生と同等の強度確保が可能である。	二宮ら ¹⁶⁾

元膨潤圧特性と試料の乱れが膨潤圧に及ぼす影響、2)不撓乱泥岩およびその再構成供試体の一次元膨潤率特性と試料の乱れが膨潤率に及ぼす影響、3)生石灰添加による膨潤率の抑制効果(膨潤抑制率による評価)、4)膨潤圧と膨潤率の関係、5)浸水崩壊度試験による泥岩のスレーキング性、6)生石灰添加によるスレーキングの抑制効果、7)膨潤区分とスレーキング区分の関係について検討した結果を述べる。

2. 既往の研究と膨潤・スレーキング抑制手法検討の意義

既往の膨潤・スレーキングの抑制技術について、対策の目的・抑制の原理・抑制対策を表-1 に整理した。膨潤対策については、膨潤の許容と遮水による戸建住宅基礎の盤膨れ対策⁷⁾、遮水と地山補強による切土法面对策^{8),9)}、上載荷重および陽イオン交換抑制による膨潤抑制¹⁰⁾、上載荷重と湿潤養生によ

る膨潤抑制¹¹⁾等の研究事例がある。スレーキング対策については、湿潤養生・曝露期間短縮・緩速吸水法によるダム基礎岩盤のスレーキング抑制^{12),13)}、スレーキング抑制材の塗布^{14),15)}、土質安定処理によるスレーキング抑制¹⁶⁾等がある。以上の既往研究成果も踏まえ、本研究では、土質改良による膨潤・スレーキング抑制手法を検討することとし、その意義を以下に記述する。

膨潤抑制対策として、次のような事例がある。高森⁷⁾は、新第三紀頁岩からなる戸建住宅基礎地盤の膨潤抑制対策として、掘削面上に緩衝材として敷砂を施し、その上にビニールシート、スラブコンクリートを打設することにより水の浸入を遮断する方法を紹介している。Kasangaki and Towhata¹⁷⁾は、軽量構造物基礎地盤の膨潤抑制対策として、表層改良工法(湿潤締固め法、石灰安定処理法)を室内試験から提案した。これらの事例は、水の影響を受ける部分のみに改良・置き換えを行うことを考えている。すなわち、問題となる土層において、浸水部分に対

して膨潤しないように地盤改良することにより、その層以外への水の浸入・影響を抑制するのが狙いである。一方、盛土材料のスレーキング対策の現状についてみると、例えば高速道路盛土工の設計要領¹⁸⁾では、泥岩を十分に破碎転圧し、空気間隙率を15%になるように施工することでスレーキングによる盛土の圧縮沈下を防止できるとしている。しかし、2009年に発生した東名牧之原地区における盛土の崩壊¹⁹⁾は、十分に締め固められた盛土中に残存する風化泥岩部分のスレーキング・粘土化が原因の一つとされている。そこで、本研究では、前述のような構造物基礎地盤の表層改良による膨潤抑制、泥岩材料を用いた盛土のスレーキング抑制を想定して、土質改良手法を検討することとした。

土質改良に用いる添加材としては、セメント、セメント系固化材、生石灰、薬液等がある。生石灰（酸化カルシウム）は水を加えると発熱を伴って水酸化カルシウムを生成し、固化する。この脱水および固化作用が粘土の膨潤・スレーキングを抑制でき、また比較的安価であることから、生石灰を添加材として用いることとした。膨潤抑制については、基礎地盤の表層改良を想定して、泥岩の粉末試料に生石灰を所定量添加し締め固めた再構成試料を用いた。一方、スレーキング抑制については、泥岩材料を用いた盛土のスレーキング抑制を想定して、泥岩の粉末に生石灰を所定量添加した後加水し練返した再構成試料を用いて検討した。地盤改良や盛土材料への適用においては、不攪乱、攪乱試料のいずれであっても、安定処理は試料を練返すことになる。その際の泥岩の膨潤・スレーキングは、粒度の影響を受けると考えられ、抑制技術として現場に適用するためには、様々な粒度組成の泥岩材料に対する検討が必要である。そこで、本研究では基礎的なケースとして、泥岩の粉末試料の締め固めおよび練返し再構成試料に対して検討することとした。

3. 試料の物理的性質

表-2に、本研究で用いた泥岩および比較試料として用いたベントナイト（クニゲル V1）の物理的性質を示す。泥岩の地質年代は中生代白亜紀から新生代第四紀まで、土質・岩種は洪積粘土、泥岩、岩脈粘土、変質土等様々であるが、本論文ではこれらを一括して“泥岩”と称することとする。また、表-3に示すように、泥岩は、地すべり・盤膨れ・斜面崩壊等の地盤被害が発生した現場で採取したもの

であり、X線回折法により広島花崗岩変質土を除いていずれもスメクタイトを含有する²⁾。メチレンブルーはナトリウムイオンよりも百倍以上も層間に入りやすいため、メチレンブルー吸着量は、ベントナイトの品質管理で日常的に行われている。すなわち、メチレンブルー吸着量は、純度の高いモンモリロナイトを主体とするベントナイトの品質管理に適した手法である。一方、ベントナイト以外の泥岩は、様々な粘土鉱物が混在しているため、粘土鉱物のX線回折ピークを相対的に比較できるX線回折法が適している。なお、表-3に示す粘土鉱物のX線回折において、泥岩についてはスメクタイト族として同定しているため“スメクタイト”と表記し、ベントナイトについては“モンモリロナイト”と同定されているため、そのとおりに表記している。図-1a)～e)に各泥岩試料のX線回折図および粉末試料の粒径加積曲線を示す。X線回折図によれば、油谷湾層群凝灰質泥岩、宇部層群泥岩、早良花崗岩岩脈粘土、高田流紋岩硬質粘土についてはスメクタイトのピークが見られ、油谷湾層群および宇部層群の試料についてはその含有量は概ね5%程度となっている。広島花崗岩変質土にはスメクタイトのピークは見られない。粉末試料の粒度は、油谷湾層群凝灰質泥岩、宇部層群泥岩、高田流紋岩硬質粘土では細粒分が優勢であるが、早良花崗岩岩脈粘土および広島花崗岩変質土では花崗岩類に特徴的な石英を多く含むため、砂分が優勢となっている。

4. 一次元膨潤特性試験

(1) 一次元膨潤圧測定試験

一次元膨潤圧測定試験は、泥岩（油谷湾層群凝灰質泥岩、早良花崗岩岩脈粘土、高田流紋岩硬質粘土）の練返し再構成供試体について実施した。以下に、試料の作製方法、膨潤圧測定方法および試験結果と考察について述べる。

a) 練返し再構成試料の作製方法

泥岩の練返し再構成試料は以下の手順で作製した。

- 1) 直射日光を受けない室内のデシケーター内で、試料を7日間自然乾燥させる。
- 2) 試料を乳鉢に入れて粉末にすりつぶし、デシケーター内で24時間自然乾燥させる。
- 3) 液性限界程度の含水比になるように、試料に加水して練り返す。
- 4) 練返し試料をカッターリング（直径6 cm、高さ2 cm）に詰める。

表-2 泥岩およびベントナイトの物理的性質(既報²⁾に加筆)

試料名	採取地	試料 記号 ^{注1)}	土粒子の 密度 (g/cm ³)	5μm 以下 粘土分 (%)	2μm 以下 粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性 限界 (%)	塑性 指数	湿潤 密度 (g/cm ³)	乾燥 密度 (g/cm ³)	間隙 比	自然 含水比 (%)
新第三紀 油谷湾層群 凝灰質泥岩	山口県	YR-1 YU-1	2.709	34.8	28.7	47.8	17.3	30.4	1.979	1.576	0.720	25.6
古第三紀 宇部層群 泥岩	山口県	U	2.649	57.0	42.0	53.5	17.8	35.7	2.564	2.350	0.109	9.1
早良花崗岩 岩脈粘土	福岡県	SR-1 SU-1,2	2.624	20.0	15.1	30.3	20.1	10.2	2.071	1.723	0.523	20.3
高田流紋岩 硬質粘土	広島県	TR-1 TU-1	2.627	36.0	26.1	59.6	34.2	25.4	1.546	1.196	1.197	29.3
広島花崗岩 変質土	広島県	H	2.564	4.8	3.8	54.6	40.5	14.1	1.884	1.465	0.750	28.6
ベントナイト ^{注2)} (クニゲル V1)	山形県	B	2.716	58.0	50.2	479.0	37.0	442.0	—	—	—	—
その他の性質 メチレンブルー吸着量: 84 mmol/100g pH: 10.1 浸出陽イオン: Na ⁺ (61.2 meq/100g), Ca ⁺ (49.5 meq/100g) を主体とする CEC: 73.0 meq/100g 化学組成: SiO ₂ (69.1 wt%), Al ₂ O ₃ (15.4 wt%) を主体とする												

—: 再構成試料あるいは欠測のためデータ無し

表-3 泥岩およびベントナイトの鉱物と地盤被害の概要(既報²⁾に加筆)

試料名	採取地	試料 記号 ^{注1)}	X線回折による 主な鉱物の種類	X線回折による スメクタイト(モンモリロ ナイト)含有率	地盤被害の概要
新第三紀 油谷湾層群 凝灰質泥岩	山口県	YR-1 YU-1	石英, カオリナイト, スメク タイト	4.9%	山口県の有名な地すべり地帯の泥岩である。
古第三紀 宇部層群 泥岩	山口県	U	石英, カオリナイト, 雲母群 鉱物, スメクタイト	4.9%	戸建宅地において, 盤膨れによる住宅基礎の被害 が発生した。
早良花崗岩 岩脈粘土	福岡県	SR-1 SU-1,2	石英, 曹長石, クリストバラ イト, スメクタイト	—	花崗岩中に低角度で存在する粘土脈である。擁壁 基礎掘削現場において, 掘削後この粘土脈に沿っ て, 1~2 cm の地盤隆起が発生した。
高田流紋岩 硬質粘土	広島県	TR-1 TU-1	石英, 曹長石, クリストバラ イト, スメクタイト	—	高田流紋岩分布域の一部の表層に分布する粘土。 農道建設現場で切土法面が地すべり性崩壊を起こ した。
広島花崗岩 変質土	広島県	H	ゲーサイト, アナテース	—	高田流紋岩分布域との境界に近く, 近接する断層 に關係する変質を被っていると考えられる。道路 の切土法面が多量の降雨の影響で崩壊した。
ベントナイト (クニゲル V1)	山形県	B	斜長石または曹長石, モンモ リロナイト混合物層, ジルコ ン, アロフェン絹雲母, ゲー タイト, β クリストバライト, 螢石	(48%) ^{注3)}	比較試料として用いた。

—: 欠測のためデータ無し

以下の注記は表-2, 3 に共通

注1) YU-1, SU-1,2, TU-1: 不攪乱試料 YR-1, SR-1, TR-1: 再構成試料

注2) ベントナイトは比較試料として用いた。その他の性質は, クニミネ工業: クニゲル V1 試験報告書より引用した。

注3) クニゲル V1 のモンモリロナイト含有率は, 文献²⁰⁾より引用した。

注4) ベントナイトを除く試料の物理的性質は, いずれも不攪乱試料のデータである。

X線回折図

粒径加積曲線

図-1 a) 油谷湾層群凝灰質泥岩の X線回折図および粒径加積曲線

X線回折図

粒径加積曲線

図-1 b) 宇部層群泥岩の X 線回折図および粒径加積曲線

X線回折図

粒径加積曲線

図-1 c) 早良花崗岩岩脈粘土の X 線回折図および粒径加積曲線

X線回折図

粒径加積曲線

図-1 d) 高田流紋岩硬質粘土の X 線回折図および粒径加積曲線

X線回折図

粒径加積曲線

図-1 e) 広島花崗岩変質土の X 線回折図および粒径加積曲線

- 5) 試料の上下端面に透水フィルム (0.1 MPa の水圧作用時の水透過量が約 $0.65 \text{ ml}/(\text{cm}^2 \cdot \text{min})$) を貼り付け、圧密容器にセットする。
- 6) 試料を圧密応力 150 kPa で 24 時間一次的に予圧密する。
- 7) 予圧密後の試料高さを測定して、これを膨潤圧測定試験の供試体とする。

b) 一次元膨潤圧測定方法

膨潤圧測定は、図-2 に示す装置を用いて次の手順で行った。

- 1) 供試体を圧密容器にセットする。
- 2) 圧密応力 10 kPa 程度の軸圧を供試体に作用させて、供試体と加圧板に隙間がないように密着させる。
- 3) クランプを締めて、载荷軸を载荷フレームに固定する。
- 4) ロードセルおよび軸変位計のゼロ補正を行う。
- 5) 供試体が完全に水浸するまでアクリル水槽に純水を注水し、所定の水位に達した時点で膨潤圧の測定を開始する。
- 6) 膨潤圧の測定中、軸変位が発生していないか、また発生した場合は鉛直変位が 0.01 mm 以下であるか否かを確認する。
- 7) 測定終了は、膨潤圧が一定値に達する、あるいは

は最大値を記録するまでとする。

供試体設置状況

図-2 一次元膨潤圧測定試験装置 (模式図) および写真²⁾

表-4 泥岩の練返し再構成供試体の膨潤圧測定試験結果

試料名	記号	供試体作製時			予圧密後				膨潤圧測定					
		含水比 w_0 (%)	間隙比 e_0	飽和度 S_{r0} (%)	供試体 高さ H_c (mm)	含水比 w_c (%)	間隙比 e_c	飽和度 S_{rc} (%)	中			後		
									前 乾燥 密度 ρ_{ds} (g/cm^3)	最大 膨潤圧 P_{smax} (kPa)	P_{smax} の 発生時間 t_s' (min)	含水比 w_s (%)	間隙比 e_s	飽和度 S_{rs} (%)
油谷湾層群 凝灰質泥岩	YR-1	47.4	1.336	96.1	13.84	20.9	0.616	91.9	1.676	15.56	7,410	27.9	0.668	113.3
早良花崗岩 岩脈粘土	SR-1	26.6	0.717	97.3	16.89	16.4	0.450	95.6	1.810	9.99	240	20.5	0.466	115.3
高田流紋岩 硬質粘土	TR-1	56.2	1.537	96.1	16.56	39.6	1.100	94.6	1.251	30.50	18,602	45.6	1.100	108.9

図-3 泥岩の練返し再構成供試体の膨潤圧と経過時間の関係

c) 試験結果および考察

泥岩の練返し再構成供試体の膨潤圧測定試験結果は表-4 に示すとおりである。同表は、供試体作製時から予圧密後、膨潤圧測定後に至るまでの含水比および間隙比も併せて示したものである。図-3 は膨潤圧 P_s と測定開始後の経過時間 t_s の関係（膨潤圧曲線）である。水浸開始後、膨潤圧は徐々に増大した。膨潤圧の増大傾向は、100~1,000min の間にほぼ最大値付近まで達するタイプ（YR-1, SR-1）、10,000min を超え相対的に増大傾向が遅いタイプ（TR-1）に大別される。この違いは、再構成供試体の浸透速度の違いに起因するものと推察される。測定は膨潤圧がそれ以上増大しないと判断されるまで継続し、測定時間内に示した最大値を最大膨潤圧とした。同図に併記したように、5 μm 以下の粘土分含有率および液性限界が大きくなるほど、 $P_{s\text{max}}$ は大きく $t_{s\text{max}}$ は遅くなる傾向を示している。図-4 および図-5 は各試験段階の含水比および間隙比の変化を示したものである。含水比は、予圧密による減少から一転して膨潤により 4.1~7.0%の増加が認められる。一方、間隙比も予圧密によって減少するが、供試体の膨潤変位を拘束しているため膨潤後はほとんど変化していない。また、表-4 に示すように膨潤後の飽和度は $S_{rs}=108.9\sim115.3\%$ にまで達している。この結果は、図-6 に示すようにモンモリロナイトのような粘土鉱物が、体積変化（膨潤変位）を拘束した状態でも鉱物内に水分子を取り込むことができる特性を示すものと考えられる。図-7 および図-8 はそれぞれ $P_{s\text{max}}$ と膨潤後の含水比 w_s および間隙比 e_s の関係を示したものである。供試体数は少ないが、 $P_{s\text{max}}$ は膨潤後の w_s および e_s に対してほぼ直線的に増大する傾向を示している。この結果は、泥岩の練返し再構成供試体の $P_{s\text{max}}$ が、地質・物性に関係なく膨潤後の w_s および e_s と一意的な相関で推定できる可能性があることを示すものと考えられる。

図-9~図-11 は、今回実施した練返し再構成供試体の膨潤圧曲線と既報²⁾における不攪乱供試体の膨潤圧曲線を試料別に比較したものである。油谷湾層群凝灰質泥岩では、練返し再構成供試体 YR-1 の最大膨潤圧は、自然乾燥 ($t_d=7$ 日) させた不攪乱供試体 YU-1 の最大膨潤圧の 4%程度とかなり小さい。早良花崗岩岩脈粘土でも、練返し再構成供試体 SR-1 の最大膨潤圧は、 $t_d=7$ 日の不攪乱供試体 SU-1 の最大膨潤圧の 18%程度と小さい。一方、高田流紋岩硬質粘土においては、練返し再構成供試体 TR-1 の最大膨潤圧は $t_d=0$ 日（自然含水比）の不攪乱供試体 TU-1 の最大膨潤圧を大きく上回っている。すなわ

図-4 膨潤圧試験段階と含水比の変化

図-5 膨潤圧試験段階と間隙比の変化

図-6 粘土鉱物結晶への水分子の水和（模式図）

図-7 膨潤後含水比と最大膨潤圧

ち、最大膨潤圧の大きさは、 $t_d=7$ 日の不攪乱供試体 > 練返し再構成供試体 > 自然含水比不攪乱供試体となっている。これら 3 条件の一次元膨潤圧は、いずれも膨潤変位をほぼ完全に拘束した状態で測定されている。また、表-2 と表-4 の膨潤圧測定前の乾燥

図-8 膨潤後間隙比と最大膨潤圧

 図-9 不攪乱および練返し再構成供試体の膨潤圧の比較
(油谷湾層群凝灰質泥岩)

 図-10 不攪乱および練返し再構成供試体の膨潤圧の比較
(早良花崗岩岩脈粘土)

 図-11 不攪乱および練返し再構成供試体の膨潤圧の比較
(高田流紋岩硬質粘土)

密度を比較すると、練返し再構成供試体の乾燥密度は不攪乱と同等かそれ以上であるにもかかわらず、膨潤圧は不攪乱より大きく低下している。この原因は、不攪乱泥岩を構成する粘土粒子間に続成作用により形成された膠結物質が、乱されることにより破壊され、粘土粒子の膨潤圧の拘束が緩和されることに起因するものと推察される。また、既報²⁾において自然含水比の不攪乱供試体の膨潤圧は極めて小さいことが確認されている。なお、再構成試料の結果には試料の調製段階において乾燥および湿潤の影響を受けている可能性がある。

(2) 一次元膨潤率測定試験

一次元膨潤率測定試験は、図-12 に示すような 3 種類の試験条件を設定して実施した。試験条件 A は不攪乱泥岩の膨潤率、試験条件 B は再構成供試体の膨潤率（試料の乱れの影響）、試験条件 C は生石灰添加による膨潤抑制効果を調べる目的で実施した。ここで、一次元膨潤率とは供試体の一次元膨潤量を水浸前の初期高さで除した膨潤ひずみに相当し、次式で定義する。

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta H_s}{H_c} \times 100(\%) \quad (1)$$

ここに、 ε_s は一次元膨潤率(%), ΔH_s は一次元膨潤量(mm), H_c は水浸前の初期高さ(mm)である。

図-12 一次元膨潤率測定試験条件の比較

表-5 一次元膨潤率測定試験ケースおよび試験結果

試験条件	生石灰添加率 (%)	試料名	記号	供試体作製時		水浸前初期状態			水浸後膨潤率測定					
				含水比 w_0 (%)	間隙比 e_0	供試体高さ H_c (mm)	含水比 w_c (%)	間隙比 e_c	測定中		測定後			
									最大膨潤率 e_{smax} (%)	e_{smax} の発生時間 t_s^* (min)	供試体高さ H_s (mm)	含水比 w_s (%)	間隙比 e_s	飽和度 S_{rs} (%)
A	0	油谷湾層群凝灰質泥岩	YP-0	8.3	0.582	20.0	—	—	3.5	34,670	20.7	29.8	0.551	138.5
	0	広島花崗岩変質粘土	HP-0	1.3	0.750	20.0	—	—	0.9	1,505	20.2	32.8	0.752	111.8
B	0	油谷湾層群凝灰質泥岩	YP-1	0.0	1.562	17.3	0.0	1.216	26.5	9,008	21.9	35.9	1.806	53.9
	0	早良花崗岩岩脈粘土	SP-1	0.0	1.200	16.0	0.0	0.760	12.2	8,650	17.6	28.4	0.936	79.6
	0	高田流紋岩硬質粘土	TP-1	0.0	1.695	16.2	0.0	1.183	26.1	15,780	20.6	52.5	1.626	84.8
	0	広島花崗岩変質粘土	HP-1	0.0	1.825	14.1	0.0	0.992	18.0	7,149	16.6	35.1	1.206	74.6
	0	ベントナイト	BP-1	3.5	3.544	10.8	3.5	1.454	287.9	258,602	41.9	276.6	8.519	88.2
	2	油谷湾層群凝灰質泥岩	YP-2	3.8	2.768	11.3	3.8	1.129	8.3	360	12.5	36.4	1.299	75.9
C	5	油谷湾層群凝灰質泥岩	YP-3	3.8	2.563	12.6	3.8	1.245	2.5	2,800	13.1	37.5	1.394	72.9
	10	ベントナイト	BP-2	3.3	3.926	10.8	3.3	1.660	36.5	6,285	14.9	81.2	2.761	79.9
	20		BP-3	4.4	4.499	9.8	4.4	1.694	34.1	9,490	13.8	83.6	2.885	78.7

—: 供試体作製時に同じ

a) 供試体の作製方法

i) 試験条件 A

不攪乱泥岩（油谷湾層群凝灰質泥岩，広島花崗岩変質土）供試体は，以下に示すようにブロックサンプリング試料から作製した．

- 1) ブロックサンプリング試料から $8 \times 8 \times 3$ cm 程度の直方体ブロックを切り出す．
- 2) 切り出した試料ブロックを直射日光を受けない室内のデシケーター内で 7 日間自然乾燥させる．
- 3) 自然乾燥後，カッターリング法により直径 6 cm，高さ 2 cm に成形する．

ii) 試験条件 B

泥岩（油谷湾層群凝灰質泥岩，早良花崗岩岩脈粘土，高田流紋岩硬質粘土，広島花崗岩変質土）の再構成供試体は，次の手順で作製した．なお，比較試料としてベントナイト（クニゲル V1）の供試体も同様に作製した．

- 1) 直射日光を受けない室内のデシケーター内で，試料を 7 日間自然乾燥させる．
- 2) 試料を乳鉢に入れて粉末にすりつぶし，デシケーター内で 24 時間自然乾燥させる．
- 3) 圧密容器の底に透水フィルムを敷き，試料高さが 2cm になるように粉末試料を均一に詰める．
- 4) 試料の上面に透水フィルムを敷き，ピストンを載せる．
- 5) 重錘により 1.28 MPa の圧力で 15 分間静的に締固める．
- 6) 除荷してピストンを外し，締固め後の供試体高さを測定する．

iii) 試験条件 C

試験条件 B において最も大きな膨潤率を示した泥岩（油谷湾層群凝灰質泥岩）およびベントナイトに生石灰を添加して再構成供試体を作製した．生石灰の添加量は，表-5 に示すように乾燥質量比で油谷湾層群凝灰質泥岩については 2% および 5%，ベントナイトについては 10% および 20% とした．作製方法は試験条件 B の供試体と同様であるが，同条件の手順 2) において自然乾燥させた泥岩の粉末試料に生石灰を所定量添加した．

図-13 一次元膨潤量測定装置模式図および状況写真

b) 一次元膨潤量測定方法

図-13 に本研究で用いた一次元膨潤量測定装置を示す。本装置は、供試体を収納する圧密容器、水浸容器、加圧板、変位計等からなる。同図に示すように、供試体は多孔板を上下に挟み、両面排水条件に置かれる。供試体の上面には加圧板(質量 268.96 g)を載せているため、測定中は 0.93 kPa の上載圧が作用している。底板に固定された変位計(精度 1/100 mm)により、加圧板の鉛直方向の変位を測定する構造になっている。測定は次の手順で行った。

- 1) 供試体の上端面に透水フィルム(0.1 MPa)の水圧作用時の水透過量が約 $0.65 \text{ ml}/(\text{cm}^2 \cdot \text{min})$ を敷き、圧密容器にセットする。
- 2) 加圧板を静かに載せる。
- 3) 加圧板の鉛直方向変位を測定できるように軸変位計をセットし、変位のゼロ補正を行う。
- 4) 供試体が完全に水浸するまで水浸容器に純水を注水する。
- 5) 水浸完了後、直ちに変位計により鉛直方向の膨潤量の測定を開始する。
- 6) 測定は膨潤量が一定値に達するか最大値を記録するまで行うことを原則としたが、やむを得ず測定を打ち切った場合は測定終了時点の最大値を最大膨潤量とした。

c) 試験結果および考察

表-5 には、試験条件 A~C の供試体作製時、水浸前初期状態、水浸後膨潤率測定時の含水比および間隙比の変化と膨潤率測定結果を示した。

i) 試験条件 A

図-14 は、油谷湾層群凝灰質泥岩および広島花崗岩変質土の一次元膨潤率曲線である。最大膨潤率 $\varepsilon_{\text{smax}}$ は、油谷湾層群凝灰質泥岩の場合 3.51%、広島花崗岩変質土の場合 0.90% に達した。両供試体の膨潤率の違いは、油谷湾層群凝灰質泥岩の方が、粘土分含有率が多く、スメクタイトを含むことに起因すると考えられる。

ii) 試験条件 B

図-15 は、泥岩およびベントナイトの再構成供試体の ε_s と t_s の関係である。モンモリロナイトを主成分とするベントナイトの場合、 $\varepsilon_{\text{smax}}=287.9\%$ と突出して大きく、泥岩の再構成供試体の場合、 $\varepsilon_{\text{smax}}=12.2 \sim 26.5\%$ である。 $\varepsilon_{\text{smax}}$ に達するまでの時間も、ベントナイトにおいて極めて長い。図-14 の不攪乱泥岩と比較すると、膨潤率については、膨潤圧とは逆に不攪乱泥岩よりも再構成供試体の方が大きくなっている。膨潤率は無拘束条件で顕著に増大するものであり、不攪乱状態から乱されて拘束条件が緩和され

図-14 不攪乱泥岩の膨潤率と経過時間の関係

図-15 再構成供試体の膨潤率と経過時間の関係

図-16 膨潤率試験段階と含水比の変化

図-17 膨潤率試験段階と間隙比の変化

図-18 膨潤後含水比と最大膨潤率

図-19 膨潤後間隙比と最大膨潤率

た再構成供試体の方が相対的に大きな膨潤率を生じたものと考えられる。図-16 および図-17 は泥岩再構成供試体における、試験過程における含水比および間隙比の変化を示したものである。いずれの供試体でも水浸後の膨潤による含水比および間隙比の増大が顕著である。図-18 および図-19 は、泥岩再構成供試体に対して、 w_s および e_s と ε_{smax} の関係を示したものである。今回の実験では、最大膨潤率は泥岩の種類に関係なく、膨潤後含水比および間隙比に対してほぼ直線的に増大している。これは、泥岩練返し再構成供試体の膨潤圧と同様に、泥岩再構成供試体の ε_{smax} が、地質・物性に関係なく膨潤後の w_s および e_s と一意的な相関で推定できる可能性があることを示唆している。

iii) 試験条件 C

再構成供試体の一次元膨潤率測定試験（試験条件 B）で最も大きな膨潤性を示した油谷湾層群凝灰質泥岩とベントナイトに対して、膨潤抑制の目的で生石灰を添加した上で、再構成した供試体の一次元膨潤率を測定した。図-20 および図-21 はそれぞれ油谷湾層群凝灰質泥岩およびベントナイトにおける生石灰添加量毎の膨潤率曲線を示したものである。油谷湾層群凝灰質泥岩では、生石灰添加率の増加とともに膨潤率は抑制されている。ベントナイトでは、生石灰の添加により膨潤率の抑制とともに膨潤時間も短縮されるが、生石灰添加率 C を 10% から 20% に増加させても効果はほとんど変わっていない。

ここで、膨潤率の抑制効果を定量的に評価するため、次式で定義される膨潤抑制率 R_s を考え、図-22 に生石灰添加率 C と R_s の関係を示す。

$$R_s = \frac{\Delta \varepsilon}{\varepsilon_{C=0}} \times 100(\%) \quad (2)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon$ は生石灰添加による ε_{smax} の低下量、 $\varepsilon_{C=0}$ は生石灰添加率 0% のときの ε_{smax} である。油谷湾層群凝灰質泥岩の R_s は $C=2\%$ で $R_s=69\%$ と急激に増大し、 $C=5\%$ ではその伸びは若干小さくなるも

図-20 生石灰添加率による膨潤率曲線の違い（油谷湾層群凝灰質泥岩）

図-21 生石灰添加率による膨潤率曲線の違い（ベントナイト）

図-22 生石灰添加率と膨潤抑制率

図-23 $C \sim \epsilon_{smax}$, w_s , e_s の関係 (油谷湾層群凝灰質泥岩)

図-24 $C \sim \epsilon_{smax}$, w_s , e_s の関係 (ベントナイト)

図-25 最大膨潤圧と最大膨潤率の関係(図中のデータは本研究と宮城・小宮¹⁾から引用)

の、 $R_s=91\%$ にまで達した。ベントナイトの R_s も $C=10\%$ で $R_s=80\%$ まで増大したが、これ以降の $C=20\%$ ではその伸びはわずかである。すなわち、油谷湾層群凝灰質泥岩の再構成供試体については、生石灰を5%添加することで膨潤量をほとんど抑制する効果があることがわかった。また、図-23 および図-24 に示すように、生石灰添加率の増加に伴って、最大膨潤率の減少に同調するように膨潤後の含水比および間隙比が減少している。このような生石灰添

加による膨潤抑制効果は、脱水作用および固結作用によるものと考えられる。図-23 において、油谷湾層群の膨潤後含水比がほとんど変化していないのは、生石灰添加量がたかだか5%であるため、脱水効果が小さかったためではないかと考えられる。

(3) 膨潤圧と膨潤率の関係について

本節では、以上の結果から膨潤圧と膨潤率の関係について考察する。一般に、膨潤圧は完全拘束条件

下で、膨潤率は非拘束条件下で評価する性質であり、拘束条件により表裏一体の現象として現れる。膨潤圧、膨潤率はともに、対数軸上の経過時間とともにほぼ S 字型の増加曲線を示す。また、試料の乱れの影響については、膨潤圧は、不攪乱供試体 > 再構成供試体となるのに対して、膨潤率は、再構成供試体 > 不攪乱供試体となっている。この原因は、不攪乱泥岩を構成する粘土粒子間に続成作用により形成された膠結物質が、乱されることにより破壊され、粘土粒子の膨潤圧の拘束が緩和されることに起因するものと推察される。図-25 に、 P_{smax} と ε_{smax} の関係を両対数座標上にプロットした。なお、同図には、宮城・小宮¹⁾によるデータもプロットしている。最大膨潤圧と最大膨潤率は両対数軸上でほぼ直線的な相関を示していることがわかる。また、この相関は次の 3 つのグループに区分できると考えた。すなわち、再構成(ア) (油谷湾, 早良, 高田, ベントナイト), 再構成(イ) (島尻層), 不攪乱 (油谷湾, 島尻層) に膨潤区分した。これより、試料の地質や試料数が限定的であるが、不攪乱泥岩の膨潤圧と膨潤率は、地質に関係なく同じ相関で評価できる可能性がある。再構成試料では試料の調整等の試験条件によって異なる相関となっているが、試験条件を統一することで同じ相関で評価できる可能性があるとも考えられる。また、図-25 に区分した領域の特徴として、不攪乱泥岩では膨潤圧が膨潤率より卓越し、再構成供試体では試験条件によるものの膨潤率が大きくなる傾向が読み取れる。これは、前述の不攪乱試料を乱すと膨潤圧が減少し膨潤率が逆に増加する性質と整合する。

5. 浸水崩壊度試験

スレーキングとは、土塊を水浸させたとき、土粒子間の結合力が破壊されて土塊が崩壊する現象であり、特に乾燥させた泥岩などで顕著に発生する。スレーキングの原因としては、水分の浸入が間隙中の空気を圧縮し土塊中に引張力を生ずることと、土粒子の水分吸収により粒子間隔が広がり粒子間結合力が低下することによるとされている²¹⁾。泥岩のスレーキング性を調べる試験方法は諸機関で基準化されているが、本研究では土木学会の方法(簡易スレーキング試験方法)^{22),23)}を参考に浸水崩壊度試験を実施した。

浸水崩壊度とは、1 回の乾燥・水浸によって供試体に生じる形状変化(細粒化・泥状化など)の程度

表-6 スレーキング区分(出典²⁴⁾を参考に加筆)

区分	0	1	2	3	4	5
形状						
状態	変化しない	亀裂が入る程度	細片化するが泥状化しない	細片化と部分的泥状化	完全に泥状化	膨張

を表す指標であり、試験は形状変化の程度に応じて表-6 に示すスレーキング区分を判定するものである。吉中ら²²⁾が提案したスレーキング区分は、全くスレーキングしない場合を“0”，亀裂が入る程度を“1”，細片化するが泥状化しない程度を“2”，細片化と部分的泥状化を“3”，完全に泥状化する最も著しいスレーキング程度を“4”と判定するものである。本研究ではスレーキングとともに発生する供試体の形状変化として膨張“5”を判定区分に加えた。試験は次の 2 つの条件で実施した。

試験条件 I：高い膨潤性を示す泥岩のスレーキング性を把握するため、不攪乱泥岩について浸水崩壊度試験を行った。

試験条件 II：土質改良によるスレーキング抑制効果を調べるために、泥岩の再構成試料に生石灰を添加した供試体について浸水崩壊度試験を行った。

以下に、試験方法および試験結果と考察について記述する。

(1) 試験条件 I (不攪乱泥岩の浸水崩壊度) の検討

a) 試験方法

本試験で用いた不攪乱泥岩は、二重管式ダブルチューブコアパレルまたはロータリー式三重管サンプラーで採取した宇部層群の泥岩および泥質砂岩、油谷湾層群の凝灰質泥岩である。試験方法を次に示す。

- 1) 円柱状の試料を長さ 5~10 cm 程度に割り、これを供試体とする。
- 2) 自然含水比のまま水浸させる供試体については、含水比が変化しないようにパラフィン等でコーティングする。自然乾燥させる供試体は、直射日光が当たらない室内で 120 h (5 日) ~ 216 h (9 日) 放置して乾燥させる。
- 3) 自然乾燥中に発生する収縮亀裂の状況等について、写真撮影およびスケッチにより記録する。
- 4) 供試体を水浸容器に入れ、供試体の半分程度が水浸するくらいまで純水を注ぐ。
- 5) 水浸後の供試体の状況を写真撮影およびスケッチにより記録するとともに、表-6 に従ってスレーキング区分を判定する。
- 6) 供試体が崩壊せず、円柱の直径を測定可能な場合は、直径の変化も記録する。

表-7 浸水崩壊度試験結果 (試験条件 I : 不攪乱泥岩供試体)

試料名	乾燥条件	供試体の初期状態 (自然含水比)	自然乾燥後	水 浸 後		スレーキ ング区分
不攪乱 油谷層群・ 凝灰質泥岩 水浸 1 回	自然乾燥 216 h		216 h 経過 横方向に乾燥 収縮クラック が発生	30 min 経過 中央に土塊を残 し概ね泥状化	24 h 経過 30 min 経過時と 変わらず	4
不攪乱 宇部層群・ 泥岩 水浸 1 回	非乾燥		—	4 h 経過 変化なし	24 h 経過 横方向に 1 本クラック が入り、全体にわずかに 膨張	1
不攪乱 宇部層群・ 泥岩 水浸 1 回	自然乾燥 120 h		120 h 経過 横方向に数本の乾燥 収縮クラックが 発生	4 h 経過 膨張・崩壊・泥状 化が発生	24 h 経過 4 h 経過時と変わ らず	4~5
不攪乱 宇部層群・ 泥質砂岩 水浸 1 回	自然乾燥 120 h		120 h 経過 ヘアクラックがわず かにみられる程度	4 h 経過 数本のクラックが 顕在化し、一部岩 片が剥離	24 h 経過 剥離した岩片が崩 壊	1~2

b) 試験結果および考察

表-7 に試験条件 I の浸水崩壊度試験結果を示す。自然乾燥により含水比を低下させた油谷層群凝灰質泥岩および宇部層群泥岩は、激しい浸水崩壊性（スレーキング区分 4）を示した。両供試体ともに自然乾燥による収縮クラックが顕著に現れていることから、自然乾燥によるサクシヨンの増大と収縮クラックから供試体内部への水の浸入が誘因になっていると考えられる。また、油谷層群凝灰質泥岩はほとんど泥状化してしまったのに対して、宇部層群泥岩ではコア形状をある程度保ちながら発生する膨張（スレーキング区分 5）の形態も観察された。この両供試体のスレーキング性の違いは、表-2 に示したように、2 μm 以下の粘土分含有率が油谷層群凝灰質泥岩の 28.7% に対して宇部層群泥岩では

42.0% と相対的に多いこと、また塑性指数が宇部層群泥岩の方が若干高いといった粒度およびコンシステンシー特性の違いに起因するものと考えられる。宇部層群泥岩の非乾燥（自然含水比）供試体は、水浸した後、円柱状コアの円周方向にクラックが発生して供試体全体がわずかに膨張したものの、崩壊や泥状化は見られなかった（スレーキング区分：1）。非乾燥供試体のスレーキング性が低い理由は次のように考えられる。泥岩の自然含水比は地中における平衡状態の含水比であり、自然含水比状態の供試体ではサクシヨンがほとんど発生していないため、水浸させても供試体への浸透力が増加しなかったためと考えられる。宇部層群の泥質砂岩供試体は、自然乾燥によりヘアクラックがわずかに発生した。水浸後は数本の円周方向クラックの顕在化および岩片の

表-8 浸水崩壊度試験結果(試験条件Ⅱ:生石灰添加再構成供試体)

試料名	自然乾燥養生	供試体の初期状態 (水浸前)	水浸 1 分後	水浸 32 分後	水浸 24 時間後	スレーキング区分
再構成 油谷湾層群・ 凝灰質泥岩 (生石灰添加 率 0%) 水浸 1 回	1 か月		水浸後直ちに 崩壊開始	完全に泥状化		4
再構成 油谷湾層群・ 凝灰質泥岩 (生石灰添加 率 2%) 水浸 1 回	1 か月		水浸後直ちに 崩壊開始	完全に泥状化		4
再構成 油谷湾層群・ 凝灰質泥岩 (生石灰添加 率 5%) 水浸 1 回	1 か月		表面がわずかに 剥離する程度	表面剥離が少し 進行	表面剥離が進行 するが、コア形 状は残す	2~3
再構成 油谷湾層群・ 凝灰質泥岩 (生石灰添加 率 5%) 再水浸 (水浸 2 回)	1 か月 以上		水浸後直ちに 崩壊開始	完全に泥状化		4

剥離・崩壊が見られたが、その程度は前述の自然乾燥泥岩に比べてかなり小さい(スレーキング区分: 1~2)。これは、自然乾燥による収縮クラックの発生程度が泥岩より小さかったこと、泥岩より透水性が大きいためにサクションが増加しなかったためと考えられる。

(2) 試験条件Ⅱ(生石灰添加再構成供試体の浸水崩壊度)の検討

試験条件Ⅱでは、試験条件Ⅰで著しいスレーキン

グ性を示した泥岩(油谷湾層群凝灰質泥岩)の再構成試料に生石灰を添加して1か月間養生した供試体の浸水崩壊度を調べる。

a) 試験方法

- 1) 泥岩試料を、直射日光の当たらない室内のデシケーター内で7日間程度自然乾燥させる。
- 2) 試料を乳鉢に入れて粉末にすりつぶし、デシケーター内で24時間自然乾燥させる。
- 3) 泥岩の粉末試料に、生石灰を乾燥質量比で添加

率 0%, 2%, 5% の 3 ケースで配合し, 試料の液性限界程度の含水比になるように加水して練り返す.

- 4) 成形用モールド (内径 6 cm, 高さ 12 cm) の内側に潤滑剤を塗布しておき, 配合した試料をモールドに入れて締固める.
- 5) デシケーター内で 7 日間養生させた後, さらに 7 日間自然乾燥させる.
- 6) 自然乾燥後, 3 ケースの供試体をモールドから外し, 水浸容器中に並べて置く.
- 7) 供試体が完全に水浸するまで純水を注ぐ.
- 8) 水浸後の供試体の状況を写真撮影およびスケッチにより記録するとともに, 表-6 に従ってスレーキング区分を判定する.
- 9) 供試体が崩壊せず, 円柱の直径を測定可能な場合は直径の変化も記録する.

b) 試験結果および考察

表-8 に, 試験条件 II の浸水崩壊度試験結果を示す. 生石灰添加率 0% および 2% の供試体は, 水浸後直ちに崩壊し始め, 32 分後には完全に泥状化してしまった (スレーキング区分 4). すなわち, 添加率 2% ではスレーキング抑制効果は認められない. 添加率 5% の供試体は, 水浸後の崩壊の進行は 0% および 2% の供試体に比べて明らかに遅くなっている. また, 24 時間経過後も表面剥離と部分泥状化は進行するものの, コア形状は保っている. また, コア形状は水浸後 41 日経過しても残っていたことを確認している (スレーキング区分 2~3). すなわち, 添加率 5% では, スレーキングの遅延および抑制効果を確認することができた. 次に, 1 回目の水浸を

終えた添加率 5% 供試体を再び 1 か月以上乾燥させて再水浸させた. この試験条件は, 自然環境における乾湿繰返しを想定している. その結果は, 表-8 に示すように水浸後直ちに泥状化してしまった (スレーキング区分 4). すなわち, 再水浸 (乾湿繰返し) 条件に対してはスレーキング発生を遅延させる効果および抑制する効果は認められなかった. これは, 1 回目の乾燥~水浸過程で生石灰によるセメンテーションが破壊されてしまったためと考えられる.

図-26 は, 以上の浸水崩壊度試験結果を整理したものであり, 試験条件 I および II におけるスレーキング区分の水浸時間による変化を示したものである. 同図の中で, 乾燥不攪乱泥岩, 生石灰添加率 0% および 2% 再構成供試体および添加率 5% 再構成供試体 (再水浸) はスレーキングが速く・著しいグループに, 非乾燥不攪乱泥岩, 乾燥泥質砂岩および添加率 5% 再構成供試体 (1 回水浸) はスレーキングが遅く・軽微なグループとして評価することができる.

(3) 膨潤とスレーキングの関係について

膨潤とスレーキングはいずれも粘性土や泥岩に特有の現象であるが, 膨潤は大きさが数 nm レベルの粘土鉱物結晶の体積増加であるのに対し, スレーキングは数十 μm レベルの土粒子間の結合力喪失による崩壊現象である点で, 両現象の本質は明らかに異なっている. しかし, 本論文の冒頭で述べたように, 膨潤とスレーキングは, いずれも浸水によって引き起こされる劣化現象であること, 切土・掘削面の劣化や斜面崩壊に関与すること等, 地盤被害への関わり方に共通性が見られる.

図-26 スレーキング区分の経時変化

表-9 一次元膨潤特性試験および浸水崩壊度試験結果から示される膨潤区分とスレーキング区分の関係

スレーキング区分		1 (亀裂が入る程度) 遅い・軽度	2 (細片化)	3 (細片化と泥状化) スレーキング性	4 (泥状化) 速い・著しい	5 (膨張)
膨潤区分
不攪乱	膨潤圧
	膨潤圧が卓越	非乾燥 (宇部層群泥岩)			自然乾燥 (油谷湾層群凝灰質泥岩)	
再構成	膨潤圧が卓越	自然乾燥 (宇部層群泥質砂岩)			自然乾燥 (宇部層群泥岩)	
	膨潤量		生石灰添加率 5%, 水浸 1 回 (油谷湾層群凝灰質泥岩)		生石灰添加率 0% および 2%, 1 回水浸 (油谷湾層群凝灰質泥岩) 生石灰添加率 5%, 再水浸 (油谷湾層群凝灰質泥岩)

本研究で実施した膨潤特性試験, 浸水崩壊度試験の結果から, 膨潤とスレーキングの関係について表-9 に整理した. 同表からは次のような傾向が認められる. 自然含水比の不攪乱泥岩は, ほとんど膨潤圧を発生せず, スレーキングも生じない. 供試体に与える乾燥条件は, 膨潤圧・膨潤率を増大させるとともに, スレーキング性を著しいものにする. すなわち, 乾燥条件は, 泥岩の膨潤性およびスレーキング性に共通の影響要因である. 油谷湾層群凝灰質泥岩の再構成供試体を用いた実験では, 生石灰の 5% 添加により, 膨潤率の低下が確認され, 再水浸条件を除いて浸水崩壊度の遅延・抑制効果が認められた. したがって, 非乾燥は膨潤およびスレーキングを抑制する条件であり, 生石灰添加については再水浸 (乾湿繰返し) 条件に対する課題を残すものの, 抑制効果は認められる. ただし, ここで述べた膨潤とスレーキングの関係およびその抑制効果は, 限定的な試料および試験条件で得られた傾向である. 今後, これらの関係を検証するためには, 膨潤性粘土鉱物の含有率や交換性陽イオンの性質, 飽和度等の観点から膨潤およびスレーキング現象を検討する必要がある.

6. 結論

- 1) 最大膨潤圧は, 地質・物性に関係なく, 膨潤後の含水比および間隙比と一意的な相関で推定できる可能性がある. 再構成供試体の膨潤圧が不攪乱状態より低下した理由は, 不攪乱泥岩を構成する粘土粒子間に続成作用により形成された膠結物質が, 乱されることにより破壊され, 粘土粒子の膨潤圧の拘束が緩和されることに起因

するものと推察される.

- 2) 再構成供試体の膨潤率が不攪乱泥岩よりも増大した理由は, 上記 1) の膨潤圧と表裏一体であり, 粘土粒子の膨潤変位を拘束していた膠結物質が乱れにより破壊されることに起因するものと推察される. 泥岩の再構成供試体の最大膨潤率は, 膨潤圧と同様に, 地質・物性に関係なく, 膨潤後の含水比および間隙比と一意的な相関で推定できる可能性がある.
- 3) 油谷湾層群凝灰質泥岩再構成供試体の膨潤抑制率は, 生石灰の 5% 添加によって, 90% 以上に向上し, 膨潤量を抑制する効果が認められた. また, 生石灰添加率の増加に伴って膨潤後の含水比および間隙比の減少が見られ, 脱水・固結効果による膨潤抑制効果が確認された. 生石灰添加による膨潤抑制効果は, 膨潤性の著しいベントナイトについても顕著であった.
- 4) 最大膨潤圧と最大膨潤率は両対数軸上で直線的な相関を示し, 不攪乱泥岩と再構成試料に膨潤区分することができる. また, 不攪乱泥岩では膨潤圧が卓越し, 再構成供試体では膨潤率が大きくなる傾向がある. この相関は, 上記 1) および 2) に述べた, 不攪乱試料を乱すと, 膨潤圧が減少し, 逆に膨潤率が増加する性質と整合する.
- 5) 非乾燥不攪乱泥岩供試体のスレーキング性が低い理由は, 供試体にサクシオンがほとんど発生していないため, 水浸させても供試体への浸透力が増加しなかったためと考えられる.
- 6) 不攪乱状態で著しいスレーキング性を示した油谷湾層群凝灰質泥岩の粉末試料に対して, 生石灰添加した再構成供試体の浸水崩壊度試験を行った結果, 添加率 5% でスレーキングの遅延および抑制効果が確認された. ただし, 再び 1 か月

以上乾燥させて再水浸させた結果は直ちに泥状化した。すなわち、乾湿繰返し条件に対しては、スレーキング抑制効果は認められなかった。

- 7) 乾燥条件は、泥岩の膨潤性およびスレーキング性に共通の影響要因であることが確認された。また、生石灰添加については再水浸（乾湿繰返し）条件に対する課題を残すものの、膨潤およびスレーキングの抑制効果が認められる。ただし、これらの関係を検証するためには、膨潤性粘土鉱物の含有率や交換性陽イオンの性質、飽和度等の観点から膨潤およびスレーキング現象の本質を比較する必要がある。

参考文献

- 1) 宮城調勝, 小宮康明: 島尻層泥岩の膨潤特性 I, 乾燥泥岩の膨潤特性, 琉球大学農学部学術報告, 第 29 号, pp.153-159, 1982.
- 2) 小西純一, 鈴木素之, 三須尊洋, 甲斐康広, 藤井公博: 不攪乱粘土試料の一次元膨潤圧特性とその異方性, 土木学会論文集 C, Vol.66, No.2, pp.264-279, 2010.
- 3) 田中芳則: 水分ポテンシャルからみた泥岩の乾燥収縮と湿潤膨脹, 応用地質, 第 21 巻, 第 3 号, pp.13-21, 1980.
- 4) 小島圭二, 齊藤保祐: 軟岩の膨潤・スレーキング特性 (その 1) —簡易試験による評価—, 応用地質, 第 25 巻, 第 1 号, pp.10-22, 1984.
- 5) 松原重雅, 谷口敬一郎, 楠見晴重: 人工泥岩を用いたスレーキング・吸水膨張に関する一考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.44/III-295, pp.664-665, 1989.
- 6) 杉井俊夫, 木村努: 泥岩の保水性から見たスレーキングに関する一考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.57/III-450, pp.899-900, 2002.
- 7) 高森洋: 戸建住宅における基礎の事故と対策, 基礎工, No.12, pp.52-61, 1992.
- 8) 植本直之, 大塚康範, 満弘之: 膨潤性地山における変形挙動と対策工の効果, 土と基礎, Vol.36, No.5, pp.43-48, 1988.
- 9) 中島実, 毛利俊二, 後藤鉄夫, 岩崎則夫: 切土法面に出現した緑色凝灰岩の対策工, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.54/III-A217, pp.434-435, 1999.
- 10) 伊藤曉, 金沢徳雄: 上載荷重と塩規定度の変化による膨潤性土質の体積変化と膨潤圧に関する考察, 秋田高専研究紀要, 第 16 巻, 第 16 号, pp.61-65, 1981.
- 11) 水野隆, 関谷俊昭, 仲洋治, 菅野孝美, 高橋廣: スメクタイトを含む新第三紀凝灰岩の膨潤特性, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.50/III-307, pp.614-615, 1995.
- 12) 森田英仁, 吉田澄生: 栗山ダムにおける泥岩基礎岩盤処理, 土と基礎, Vol.40, No.11, pp.45-48, 1992.
- 13) 平野勇, 伊藤裕之, 高橋一太, 三輪守隆, 原田光広, 志賀淳二: 粘土岩からなる掘削面のスレーキング抑制法に関する検討, 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, Vol.33, pp.295-300, 2004.
- 14) 石田良二, 神藤健一: スメクタイトを含む軟岩の劣化防止に関する研究, 応用地質, 第 35 巻, 第 5 号, pp.179-192, 1994.
- 15) 中山武樹, 前田信行, 吉村和彦, 蓮井昭則: 堆積軟岩のスレーキング防止に関する研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.49/III-336, pp.662-663, 1994.
- 16) 二宮康治, 菊池政司, 丸井英司, 高垣豊: スレーキング性泥岩を材料とした事前混合処理工法の実施結果, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.58/III-609, pp.1217-1218, 2003.
- 17) Kasangaki, J. and Towhata, I.: Wet compaction and lime stabilization to mitigate volume change potential of swelling clayey soils, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.813-821, 2009.
- 18) 日本道路公団: 設計要領第一集, 土工, 第2章盛土, 2-5-3圧縮沈下対策, 2-5-3-1スレーキング性材料の圧縮沈下対策, pp.22-23, 1998.
- 19) 横田聖哉, 高木宗男, 安田進: 東名牧之原地区における盛土のり面災害の被災状況と要因, 基礎工, Vol.39, No.5, pp.50-54, 2011.
- 20) 小峯秀雄, 緒方信英: 砂・ベントナイト混合材料および各種ベントナイトの膨潤特性, 土木学会論文集, No.701/III-58, pp.373-385, 2002.
- 21) 地盤工学会: 地盤工学用語辞典, p.74, 2006.
- 22) 吉中龍之進, 小島圭二, 田中莊一: 簡易スレーキング試験方法の提案, 第 12 回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, pp.36-39, 1979.
- 23) 土木学会岩盤力学委員会第 4 分科会: 軟岩の調査・試験の指針, 岩の力学 79, pp.223-226, 1980.
- 24) 地盤工学会: 第 14 章 岩石のスレーキング試験, 地盤材料試験の方法と解説, pp.285-308, 2009.

(2011. 7. 20 受付)

SWELLING AND SLAKING CHARACTERISTICS OF UNDISTURBED AND RECONSTITUTED SAMPLES OF VARIOUS MUDSTONES AND EFFECT OF SOIL IMPROVEMENT BY LIME

Junichi KONISHI, Motoyuki SUZUKI, Hiroshi TAKAHARA and Kimihiro FUJII

This paper reported swelling and slaking characteristics of mudstones subjected to infiltration of water as related to geotechnical disaster such as degradation of excavated rock surface and slope failure. In this study, one-dimensional swelling pressure and strain tests, and slaking tests were severally carried out on undisturbed mudstone specimens and their reconstituted specimen, in order to investigate the effect of lime treatment on suppression of swelling and slaking. The test results showed that the maximum swelling pressure correlated linearly with the maximum swelling strain on logarithmic scale, and that the dry condition is one of affecting factors in swelling and slaking properties. Also it was shown that the maximum swelling strain of reconstituted specimen reduced by addition of 5% dry weight ratio of lime to the specimen, and simultaneously the occurrence of slaking can be suppressed.