融雪期の地すべり

— 地域特性からの検討 —

Snow Induced Landslides

— Investigations From The Regional Characteristics —

5. 地すべり粘土の地盤工学的性質

5. Geotechnical Characteristics of Landslide Clays

伊 藤 驍*

Takeshi Ito

5.1 グリーントフ地帯の地すべり粘土

地すべり地帯などで崩土災害が発生し易い理由の一つに、特定の岩質の存在が挙げられる。岩質は山地の起伏にも影響を与え地すべりの要因（背斜構造等）を形成する¹⁾。こうした岩質の構成鉱物の種類も自ずと規定されるが、そこから派生する粘土鉱物は崩土災害と密接に関連して崩土災害種々の要因を構成していると考えられる。例えば土石流は古生層、花崗岩類、閃緑岩等で多く、温泉余土地帯と第三紀層の地すべりは共に凝灰岩類、泥岩、頁岩、砂岩、流紋岩、緑泥岩、変朽安山岩等で発生し、粘土鉱物としてはモンモリロナイトが卓越して存在するが、熱水変質帯ではカオリナイトも往々にして見られる。破碎帯地すべりは片岩類等変成岩の互層する中で発生することは広く知られている。結晶片岩等による所ではイライトが、三波川系の結晶片岩地帯ではカオリナイト、御荷鉾帯ではモンモリロナイトが多い等の報告がある²⁾。

日本の地すべりの約70%は第三紀層で発生するとされる。この地質の分布と日本海側豪雪地帯の分布とは一致し、地すべりが多いのは特に第三紀層グリーンタフ地帯である³⁾。図1はこれを示すもので、

新潟県などに多いグリーンタフ地帯の地すべり断面を観察すると、すべり面にベントナイト化したいわゆる地すべり粘土の存在が確認され、図2のような

図1 グリーントフ地域（湊原図）と主な旧ベントナイト鉱山

図2 豪雪地帯に多く見られる地すべり断面例

* 国立秋田高専 教授・工博

断面を形成していることが多い⁴⁾。このようなベントナイト化した粘土の主な分布がグリーンタフの分布とも一致している。これは第三紀中新世から鮮新世の火山噴出物が熱水作用、海底風化及び続成作用とそれに引き続く露天化作用を受けて、例えば火山ガラス→アロフェン→加水ハロイサイト→モンモリロナイトの生成過程をたどりベントナイトに変質したものである。

このベントナイトは主としてモンモリロナイト・バイデライト系から構成される粘土であるが、その主成分のモンモリロナイトは水に浸すとグリース状にヌルヌルして滑りやすく、放っておくと水を吸って原体積の10数倍にも膨れあがり様々な地盤災害の要因とも成っている⁵⁾。このような性質が雪融け水などの浸透水と密接な関係を持つことから、雪国における地すべり災害の多くはすべり面に膨潤性を持つスメクタイトが含まれることが多い。

写真1はこのようなスメクタイトを含む地盤の膨潤による軌道の歪曲を示す。

図3は輝緑凝灰岩の地すべり面から採取した土の粉末X線回折の事例を示す。図を見るとこの地すべり地盤の中には多量のモンモリロナイトが含まれていることが確認できる。さらにクロライトやセリサイトも同定されているが、こうした粘土鉱物が地すべり面に賦存して雪荷重などの圧力を受けるとクリープ的な挙動を示す。雪荷重はすべり面が浅いと地すべり面の粘土に直接作用する。この時、積雪深が3mで平均雪密度が 0.40g/cm^3 の場合、地面に作用する雪荷重は 1.20tf/m^2 となる。実際は斜面勾配を考慮した応力が地すべり面に伝達されることになるが、地すべり粘土が降伏点に達しついに破壊すれば破壊した粘土に水が浸み込む。ベントナイトのような膨潤性粘土はsoap stoneの名の通りヌルヌルして潤滑作用をもつようになり、地すべり土塊はこの滑剤によって斜面を滑り下りて行くことになる。このような膨潤性粘土の力学的挙動⁶⁾については余りよく知られていない。そこで、筆者がこの種の粘土について長年にわたって実験的考察を行っているので、ここではそれに基づく知見⁷⁻⁹⁾を幾つか述べてみることにする。

図3 地すべり面（輝緑凝灰岩）の粉末土のX線回折（M：モンモリロナイト，Ch：クロライト，S：セリサイト）

写真1 地盤の膨潤挙動による軌道の歪曲

5.2 粘土の膨潤性と地質環境

土が容積増加を示すものに膨張（expansion）と膨潤（swelling）の二通りがある。この性質を示す土を一括してexpansive claysと呼んでいる。swellingは粘土鉱物が液体をその内部に取り込んで層間水や結晶水としてこれを内部に拘束し、浸透、拡散、イオン交換などの作用を伴って体積増加を来す現象である。これはスメクタイトと呼ばれる鉱物に多く見られ、膨潤性が最も顕著なものがモンモリロナイトを主成分とするベントナイト粘土である。膨潤は単なる圧密の逆現象ではなく、また通常のダイレタンスとも意味を異にする。すなわちexpansionは必ずしも水を必要としない広義の体積増加

一般の現象である。このことから膨潤は、CBR とか Terzaghi が示した土質力学における圧密除荷後の体積増加と理解される場合が多く、その定義や測定法も余り判然としていなかった。膨潤はスメクタイトのうち、特に Na^+ 系モンモリロナイトを含むもの、次いで K^+ 系、 Ca^{2+} 系、 Mg^{2+} 系のもので顕著である。また、膨らまないメタベントナイトも存在するが¹⁰⁾ 日本のベントナイトの多くは、熱水による母岩の変質の産物であり、極めて保水性と膨潤性に富んでいる¹¹⁾ のが特徴である。こうしたベントナイトは山形県、群馬県、新潟県などに分布する(図1参照)。

こうした土が示すもう一つの特徴は粘稠性である。地すべりに多い泥岩や頁岩等の地層は Al, Fe, Mg に富む。雪に被覆される期間が長く湿潤気候下に置かれていると、地表の水はけが悪くなり溶脱イオンも停留しやすくなりアルカリ環境の素地を作る。地すべり基岩に多い黒色頁岩などは、網目状に発達する毛状クラックをもつため、含水比(乾湿)による体積変化が著しい。従って、機械的分解作用により新たな亀裂を形成して溶脱イオンの多い地表水の透過を容易にする。新潟県の地すべりの過半を占める寺泊層は Mg や Fe の珪酸塩に富む深海性黒色シルト質頁岩である。こうした岩質で地すべりが多い理由はさらに次のように説明できる。例えば融雪水が地下に浸み込むときに塩基を地盤内に運ぶ。一方、地下水が高くアルカリ性を示す所は、その塩基がある深さの弱面に蒸発し、これらがそこに集積する。地表と地下深層から運搬されたアルカリ塩類が集積されるこうした場所は地層が角礫細片化して、いわゆる礫混じり地質で構成されている。このようなところはフラクションが化学的分解作用によって粘土化しベントナイト化が促進され易いからそこに土質変位面が形成される。地すべり地帯では大体ここに角礫細片物が賦存し、そこに地下水の流動をみる。寺泊層と対比される秋田県の船川層にもやはり地すべりが顕著であるが、いずれも背斜構造が断裂系が発達しており雪解け水を貯留するのに有利な構造を成している。雪国の地すべりが特定の岩相や地形で顕著である理由はこうした構成地質の生成環境と粘

図4 モンモリロナイト含有率による膨潤圧曲線

図5 膨潤圧曲線(実線)とその予測曲線(点線)

土化を促す水環境(融雪水や深層地下水・上流部の水ガメ的存在)が有機的に結合している背景があったからである。

5.3 膨潤圧について

土が膨潤する程度をJBASは膨潤度¹²⁾で表現している。Seedら¹³⁾は土質工学的目安として塑性指数(Ip)、コロイド含有率(C)、活性度(Ac)を用い、 0.1kgf/cm^2 (9.81kPa)のサーチャージのもとで発生する膨潤圧をSwelling potential (Sp)と定義し次のように表した。

$$\text{Sp}(\%) = 3.6 \times 10^{-5} \times \text{Ac}^{2.44} \times \text{C}^{3.44},$$

$$\text{Ac} = \text{Ip} / \text{C} \quad (2\mu\text{m以下}) \quad (5.1)$$

こうした膨潤に関する表示法は様々提案されている。ここでは体積変化をゼロに抑え、水を吸って発生する圧力を膨潤圧と定義する。膨潤圧を P_s とすると次の関数形で示される。

$$P_s = f(\text{Ck}, \text{Mq}, \text{Wp}, \text{Wc}, \text{Ap}, \text{Ec}, \text{Pc}, \text{Wi}, \text{T}, \dots) \quad (5.2)$$

ここで、Ck：粘土鉱物の種類，Mq：粘土鉱物の含有量，Wp：間隙水の種類，Wc：間隙水のイオン濃度，Ap：粘土鉱物の粒子構造配列，Ec：試料の圧密締結度，Pc：試料の周圧，Wi：試料の初期含水比及びT：温度等である。

このようにいろいろな要因が複雑に関係しているため、実験的にPsを求めるためには、制約された条件下で行わなければならない。そこで15℃一定の温度環境で蒸留水を用い、Na系モンモリロナイト(M：クニピアF)に-325meshのガラスビーズを重量比で混入した試料を作成し、モンモリロナイトの含有率によってM₁₀₀、M₈₀、M₆₀、M₄₀、M₂₀として下に水を入れたデシケータ中に一週間静置したものの実験を試みた。その結果、図4に示すような結果を得た。モンモリロナイト含有率の高いものは膨潤挙動が収束するまでに長大な時間を要する。そこでこれを対数グラフで表示し、そこから実験公式を導く。すると図5のような結果が得られる¹⁰⁾。このS字形の膨潤曲線は成長曲線の一つlogistic curveを意味し、最終的に一定圧に収束していく。これは上載荷重又は支持荷重に上限があることを意味する。即ちこれを限度として膨潤を抑制できるということが判る。それを式示すと例えば、

$$Ps = Psf / \{1 + \exp(a - k \cdot t)\} \quad (5.3)$$

ここで、PsfはPsの最終値をa、kは膨潤土(Mの含有率等)によって支配される定数で、tは時間(min)である。図はM₅₀の場合を示すが、Wi=3.1%とほぼ乾燥した粉末から幾つか含水比を変えた試料を用いている。(5.3)式は明らかに高い近似度で実験結果を再現している。図を見て判るように、このPsfは試料のEcや初期Wi等によって左右され、また膨潤の速度勾配が異なる。そこで先ず一定圧(Ec：compaction energy)を与えて締め固めたEcの差異によるWiとPsfを考慮した関係式を誘導する。それを図に表すと図6のようになる。図中に実験結果を○印で併記した。

$$Wi = (Psf / 3.650 \cdot Ec)^{-4.505} \quad (5.4)$$

次にPs成長曲線における初期直線部から膨潤速度(Vs)をtangential lineで定義し、これとPsf、Ec関係からVsを求めれば、以下の関係式が成立

する。図示すると図7のようになる。

$$Vs = 0.346 (Psf / Ec)^{2.014} \quad (5.5)$$

また、kとWiにも同様の関係式が成立したので、これらを総括して示せば次式となる¹⁵⁾。

$$Ps = Ec \sqrt{2.89 (Vs) / [1 + \exp\{a - 0.10 (Wi) + 0.0005\} \cdot t]} \quad (5.6)$$

このような膨潤挙動を、地すべり面の粘土が膨潤性を示す場合に適用すると、そのせん断強度(τ_t)は次式のように書き換えられる。

また、クニゲルV3というベントナイトに74 μ m通過の豊浦標準砂(s)を混入した試料を作成し、その三軸圧縮試験(CD-test)から得られる変形係数(E_t)を用いると、

$$\tau_t / Wi = 111.4 \times E_t^{-0.852} \text{ または } \tau_t = 111.4 \times Wi \{(\sigma_1 - \sigma_3)_t / \varepsilon_t\}^{-0.852} \quad (5.7)$$

これを図示すると図8となる。この時の τ_t は地

図6 EcによるPsfとWiの関係

図7 PsfによるVsとEcの関係

すべり面の粘土の強度と考えられるから、それを考慮した Coulomb 式に書き換えると次式となる。図中に実験結果も併記した。

$$\tau_f = C_d + \{W \cos \alpha - (u + P_s f)\} / l a \tan \phi_d \quad (5.8)$$

ここで C_d は土の粘着力, W は土の重量, α は地すべりスライスの傾斜角, $l a$ はスライス面の長さ, u は間隙水圧, ϕ_d は土の内部摩擦角を示す。

積雪地帯の地すべりでは積雪荷重が春先に除去され、緩んだところに地下水が入り間隙水圧も上昇する。これによって上式が有効に作用していくことが考えられる。勿論 τ_f はすべり面の平均的強度を示すもので、部分的には破壊強度に到達していない未破壊部も不連続的に存在しているから、この変形には応力場で説明できない進行性ひずみが優先することがある。

5.4 地すべり粘土の時間依存性の挙動

5.4.1 クリープ的挙動

積雪荷重が次第に除去され、間隙水圧が増せば、土は過圧密状態から正規圧密状態の強度に移行していくと考えられる。この時クリープ的挙動を反映して進行性破壊現象が生じる。結晶水を持つような膨潤性の地すべり粘土では不飽和から飽和状態に移行していく過程は応力の概念だけでは説明し難い面があり、ひずみで評価したほうが解り易いことがある。

過圧密比 (OCR) が変化すればひずみ速度 ($\dot{\epsilon}$) も変化することから、ベントナイト原石 (山形県クニミネ鉱山産) についての実験を示すと、図9、図10となる¹⁶⁾。Mitchell らは物理過程を考慮した rate process theory を導入し¹⁷⁾、次式で表した。

$$\dot{\epsilon} = \chi (\beta T / h) \exp(-\Delta F / RT) \exp(f \lambda / 2 \beta T) \quad (5.9)$$

記号の説明は文献に譲ることとし、ここでは上式を次のように変形する。

$$\dot{\epsilon} = A \cdot \exp\{\alpha (OCR)\} t^{-m} \text{ または } \dot{\epsilon} = \{A / (1-m)\} \exp\{\alpha (OCR)\} t^{(1-m)} \quad (5.10)$$

ここで A , α , m はクリープ定数, A は $OCR=0$ における $\dot{\epsilon}$, α は図10の $\dot{\epsilon} \sim OCR$ カーブの直線勾配, m は図9の勾配である。今, $OCR=16$, $t=1\text{day}$ における構成式を求めると、このベントナイト原石

図8 CD-test の結果を基に導いた提案式の $\tau_f \sim E_f \sim Bks$ 関係図

図9 ベントナイト原石の OCR によるひずみ速度 ($\dot{\epsilon}$) と時間の関係

図10 ベントナイト原石の各時間でみたひずみ速度 ($\dot{\epsilon}$) と OCR の関係

(B-rock) に対して近似的に次式が成立した。

$$\dot{\epsilon} = 1.65 \times 10^{-2} \exp \{0.325 \times (\text{OCR})\} t^{-0.633} \quad (5.11)$$

このように上載荷重 (OCR) が大きかったものほど大きなひずみ (膨潤) を示しそれが時間依存性の挙動であることが示された。なお、この B-rock はモンモリロナイト含有率が約70%であった。

5.4.2 レオロジー的挙動

地すべり地内の土の挙動が三軸圧縮試験の stress path における応力場で必ずしも破壊していないことがある。これは土がもつ時間依存性の粘稠性によるものでその挙動はしばしばレオロジーとして表現される。土がレオロジー的特性を表す表示法は幾つかあるが、ここでは地すべり地内の地下水位が上昇し粘塑性的挙動を示して土塊の滑動性が増す場合を簡単に図11のような Bingham 体と仮定してその挙動を表す。これは図に示すようにダッシュポット (η_{pl} : 可塑粘性係数) とスライダー (τ_0) で組み合わせ、Coulomb の降伏条件式 ($\tau_0 = C + \sigma \cdot \tan \phi$) で表示するとせん断強度 (τ) は図示の速度勾配 (dV/dy) を用いて次式となる。

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi + \eta_{pl} (dV/dy) \quad (5.12)$$

$$\delta \sigma_y / \delta y = \gamma \cos \theta,$$

$$\delta \tau_{xy} / \delta y = \gamma \sin \theta \quad (5.13)$$

境界条件を考慮し、地すべり速度 (V) 式に整理すると、

$$V = \gamma y^2 / 2 \eta_{pl} (\tan \theta - \tan \phi) \cos \theta - C \cdot y / \eta_{pl} + k \quad (5.14)$$

k は $y=h$, $V=0$ において求め、 η_{pl} について整理する。この時図示の H_0 , H に置き換え、

$$\eta_{pl} = \{ \gamma (H_0^2 - H^2) (\tan \theta - \tan \phi) \cos^3 \theta + 2C (H_0 - H) \cos \theta \} / 2V \quad (5.15)$$

V は実測のパイプひずみ計から読みとることができる。図中の数値で計算した結果、地すべりの土塊移動速度が大きくなると η_{pl} が小さくなってほぼ 10^2 (poise) で滑った¹⁹⁾。

5.4.3 豪雪地帯における地すべり挙動の解析事例

秋田県の谷地地すべりは、毎年 3~4m も積もる豪雪地帯に位置する。ここは厚い崩積土が風化頁岩の上に残積し、この頁岩の中に凝灰岩が挟まれ、主すべり面はベントナイト化して春先にゆっくり動く

図11 地すべり挙動の Bingham モデル

(a) 地すべりの模式図

(b) 粘塑弾性四要素モデル

図12 地すべり挙動と四要素レオロジーモデル

ことで知られた地すべりである。これについて駒村の四要素モデル¹⁹⁾を適用し、全長 1,300m の谷地地すべりについて解析を試みたことを述べる。

図12は谷地地すべりのすべり断面模式図と粘塑弾性四要素モデルを示す。このモデルは土塊の含水比が増すと「粘弾性体」→「粘塑弾性体」→「粘塑性体」→「粘性体」に変わること注目し、Voigt モデルの変位 (ϵ_v) と Bingham モデルの変位 (ϵ_B) を合体させ、四要素モデルとしたもので、 G を土のせん断剛性、 η_v を Voigt 粘性係数、 η_B を Bingham 粘性係数としてそのトータル変位 (ϵ) を次式で表わした。

$$\begin{aligned} \epsilon &= \epsilon_v + \epsilon_B \\ &= \tau_x \{ 1 - \exp(-G/\eta_v t) \} / G + (\tau_x - \tau_0) t / \eta_B \end{aligned} \quad (5.16)$$

累積移動量 (U) は図中の記号を参照し、

$$U = \{ \gamma \cdot H \cdot \cos^2 \theta (\tan \theta - \tan \phi - C / (\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \theta)) t / \eta_B + \gamma \cdot H \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta (1 - \exp(-t / \lambda)) / G \} \cdot H_s \quad (5.17)$$

ここで $\lambda = \eta_v / G$: 変形の遅延時間, H_s : 地すべり面の seam の厚さ。

現位置ボーリング試料や室内実験結果から, $H_s = 0.1\text{m}$, $H = 23.35\text{m}$, $\theta = 9.08^\circ$, $C = 2.25\text{tf/m}^2$, $\gamma = 1.745\text{tf/m}^3$, $G = 4.034 \times 10^4\text{tf/m}^2$ とする。すると地盤の stability number は $C/(\gamma H) = 0.055$ となる。そして seam の ϕ は逆解析すると $\phi = 5.88^\circ$ となる。この値は粘塑弾性体地すべりが発生するかしないかのギリギリの境界値である。また, λ が小さいと地すべり移動量が大きく C の上限は 4.1tf/m^2 (40.22kPa) となる。以上の値を使って θ を逆算すると $\theta = 9.08^\circ$ である。これらより谷地地すべりの $U \sim \lambda$ 関係を計算すると図13のようであった。 λ に直接影響するのはすぐ上に存在する大柳沼の水位であると考えられている。この沼の水位差は融雪期と夏の渇水期で 10m に達する。このため沼の底に水抜きトンネルを作り融雪期の水位を統制し、動きを押さえ、功を奏している。

5.5 まとめ

積雪地帯とそこで発生する地すべりとの関わりについて考察し、積雪地帯の地すべりはグリーンタフなど特定の岩質環境で発生していること、そこから生ずる特定の粘土鉱物は融雪水と特異な地すべり面を形成するのに互いに深く関与していたことを述べた。即ち、雪解け水は間隙水圧以外に、すべり面形成の際にその地質環境の塩基が関与し、特異な滑りやすい地層や粘土を形成するのに大きな役割を果たしていた。そして地すべり面に多くみられる膨潤性粘土について、その特異性を説明し、地盤工学的特性について強度論的立場と時間依存性の粘塑性的挙動の両視点から考察を加え、幾つかの構成方程式を導き、実験的な土の挙動と照合してみても提案式が妥当なものであることを検証した。特に地すべり発生が応力場でのみ説明できない面があることは時間依存性の挙動が関与しているからである。地すべり挙動には判らない点は多々ある。さらに地下水の挙動

図13 谷地地すべりの移動量の算定

と地すべり土塊の地盤工学的性質を用いたすべり安全率については次号で報告する。

参考文献

- 1) 古谷尊彦：ランドスライド，古今書院，213pp., 1996.
- 2) 谷津栄寿：日本の地すべり粘土について，粘土科学，Vol.47, pp.8-16, 1965.
- 3) 地すべり学会東北支部：東北の地すべり・地すべり地形，142pp., 1992.
- 4) 高野秀夫：地すべりと防止工法，地球出版，p. 104, 1970.
- 5) 伊藤 駿：土の膨潤挙動からみた地盤災害，土と基礎，Vol.25, No.2, pp.31-38, 1980.
- 6) J. C. Scott, A. G. Altschaeffl & C. W. Lovell ; Soaked Strength of Laboratory Compacted Clay, ASCE, GT.11, pp.1273-1284, 1979.
- 7) Takeshi Ito & Ryoji Sakurada : Mechanical Characteristics of Compacted Swelling Clay, Engineering Geology and the Environment, Balkema, pp.161-166., 1997.
- 8) Takeshi Ito : Snow Induced Landslides in Japan, Slope Stability Engineering, Balkema, pp.31-36., 1999.

- 9) Takeshi Ito : Rock Slope Landslide with Swelling Behavior, Proc. Rock Mechanics & Environmental Geotechnology, Chongqing University Press, pp.285-290, 1997.
- 10) R. Grim & N. Güven : Bentonite, Elsevier, pp.232-237, 1978.
- 11) Iwao ed. : The Clay of Japan, Geological Survey of Japan, pp.103-120, 1969.
- 12) JBAS : 日本ベントナイト工業会標準試験法, 日本ベントナイト工業会, JBAS-4-77, 1977.
- 13) H. B. Seed et al : Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays, ASCE, SM3, pp.58-83, 1962.
- 14) 前掲 7)
- 15) Takeshi Ito : Strain Softening of Unsaturated Swelling Clays, Clay Science for Engineering, Balkema, pp.137-142, 2001.
- 16) 伊藤 驍 : 膨潤挙動を示す地盤の力学的性質に関する一考察, 第12回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, pp.46-50, 1979.
- 17) J. K. Mitchell : Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons Inc., pp.303-339, 1976.
- 18) 伊藤 驍 : 雪と地すべり (その3), 地すべり技術, Vol.24, No.1, pp.17-29, 1997.
- 19) Fujiya Komamura & R. Huang : New Rheological Model for Soil Behavior, ASCE, GT7, pp.807-824, 1974.
- 20) Takeshi Ito : Rheological Investigation on the Yachi Landslide, Akita Prefecture, Japan, Proc. The Soviet-China-Japan Symposium and Field Workshop on Natural Disasters, pp.31-36, 1988.