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 —

8. 融雪期の半無限斜面の崩壊予測

8. Failure Prediction of Semi Infinite Slope in the Snow Melt Season

伊藤 駿*
Takeshi Ito

8.1 地すべり移動速度と積雪深の影響

東北地方や北陸地方は例年春先の融雪期に地すべりが多い。しかし、五六豪雪時に新潟県で記録した地すべり発生事例によると、積雪初期に発生するものや積雪深がある程度になって動き出すものなど様々であった。従って、一概に融雪期の融雪水のみによって発生しているとは言い難い。このように積雪期から融雪期にかけて地すべりが多いことは、これらの地すべりが Snow induced landslides であることを裏付ける。

申は、積雪地帯ではないが長崎県平山地区と徳島県黒川地区の地すべりは、観測井戸の水位がすべり面より上回ってある高さに達すると移動を開始することを指摘した¹⁾。これは積雪地帯の地すべりにもおむね当てはまる。積雪地帯では、太平洋側の地すべりと異なり、豪雨形態の雨よりも融雪水のようなゆっくり時間をかけて地盤にしみ込む地下水の影響で間隙水圧を高めて動き出す地すべりが結構多い。

その模式的関係を示したのが図1である。融雪期には地下水位が高まり過剰間隙水圧が発生し易くなっている以外に、すべり土塊の重心位置が高くなって、雪という上載荷重の重しを取り除かれていく。さら

(a) Snow deposit season

(b) Snow melting season

図1 斜面の積雪状態と地下水の状態

* 国立秋田高専 教授・工博

に緩んだすべり面には地下水が供給され易くなる。積雪期間の場合、積雪荷重によって過剰間隙水圧 (u') が生じることを考慮し、水の密度 γ_w 、雪の密度 ρ 、土の密度 γ_t 、飽和土のそれを γ_{sat} 、地すべり土の厚さ h_g 、雪の深さ h_s 、地下水位 h_w' とすれば、間隙水圧 (u') が増せば危険度が増す。この時、半無限斜面においては積雪期の初期有効応力 (σ') は斜面の傾斜角を θ とし、

$$u' = (\gamma_w \cdot h_w') \cos^2 \theta \quad (1)$$

$$\sigma' = \{ \rho \cdot h_s + \gamma_t (h_g - h_w') + h_w' (\gamma_{sat} - \gamma_w) \} \cos^2 \theta \quad (2)$$

融雪期では、 h_s は小さくなるが逆に ρ と h_w' はかなり大きくなっている。すべり面が深い地すべりでは $\rho \cdot h_s$ はあまり影響しないので無視できる。

新潟県の猿供養寺地すべりは、新第三紀層の黒色泥岩地帯の地すべりであるが、すべり面に粘性土層を挟む。この地すべりは積雪深が高まれば間隙水圧も高まり両者に明瞭な相関関係が見られ²⁾、積雪 2m の増加で間隙水圧が 9.8kPa 程度の上昇が観測されている。この地すべりは積雪初期に多く移動し、比較的すべり面が浅いことで知られる。積雪荷重はすべり面が浅い場合に影響を与えやすい。地すべりが影響を受ける積雪深の変化過程は積雪の粘性圧縮論によって説明できるとして小島は次式³⁾を提案した。

$$\eta = F \cdot \eta_0 \cdot \exp(K \cdot \rho) \quad (3)$$

ここで、 η は圧縮粘性係数、 F はその低下係数、 η_0 は η の初期値、 K は定数である。

この方法によって秋田県の豪雪地帯矢島町における 1983/1984 年の積雪深の増加過程を計算すると図 2⁴⁾ のようになった。両者は比較的良く合っている事が判る。

図 2 粘性圧縮論による積雪深の変化 (秋田県矢島町)

図 3 積雪深が特定域に達して地すべり挙動が顕著になる例

図 4 八幡平澄川温泉地すべりの発生に至るまでの澄川地熱発電所における雪気象データ

図5 澄川温泉地すべりの断面（資料：東北森林局）

こうした積雪深の増加量が特定域に達すると動きが目立つ地すべりがある。その事例（山形県の豪雪地帯）を取り上げ図3に観測結果⁵⁾を示す。この地すべりは積雪深が260cm以上で動きが活発化している。その変動量も2秒/dayを境に急速に増加しており、積雪深と変動量に明らかに相関関係が存在し、毎年ほぼ同じ時期の現象であることから、積雪深の観測から地すべりの挙動が予測できる地すべりとなっている。

8.2 融雪と降雨の影響

八幡平澄川温泉地すべりにおける事例を述べる。この地すべりは1997年5月11日に発生したがその発生過程と流動現象が極めて特異なものであった^{6, 7, 8)}。特に発生3日前にMay stormという集中豪雨が記録されている。この豪雨はこれまで累積されてきた融雪水の上にさらに過剰間隙水圧の上昇を助長させるのに効果的であった事は否めない。さらに地山表層土が未圧密火山噴出物の堆積層である場合、融雪水や降雨の浸透は容易であると考えられる。この地すべりの冠頭部は標高約1,000mに位置し、林内には50~100cmの積雪が残っていた。冠頭部は約45°の傾斜でここに50mの滑落崖を形成した。主すべり土塊はこの下位にあり、その移動は雪線付近から発生しているがそこに澄川温泉の九棟の宿が存在していた。この澄川温泉跡地付近から土塊の移動に伴い蒸気爆発が発生し、膨大な地すべり末端部の土塊は澄川の溪流に流失している。

ほぼ同じ標高で約800m西に離れた澄川地熱発電所の気象記録によると、図4に示すように、最大積雪深が360cmで、3月中旬になって気温がプラス

図6 地すべり地内の土粒子の流動過程

に転じた。このあたりから徐々に雪が融け始めているが、300cmになった頃から急速に融けて6週間で消えている。図中には推算融雪量も併記した。4月下旬から5月上旬にかけての融雪水量は計算によると平均27mm/dayで、この中で40mm/day以上が3回もあったことが計算された。こうした雨や融雪水などの浸透水は、深層水として浸み込み、流れが閉塞されれば地下ダムの作用を成し、土塊に揚圧力として作用し、土塊を持ち上げ押し出す効果がある。

途切れない春先の連続した融雪水は、地盤の間隙水圧を著しく上昇させる。これは停滞した梅雨前線以上の効果をもって地盤を脆くさせる。図5は八幡平澄川温泉地すべりの断面を示すが、すべり面に

軟弱粘土層が形成されている。降雨や融雪水はこうした粘土層を滑りやすくさせていると考えられる。図6はこのような土粒子が、間隙水圧が増加して土粒子間の結合力を失い、やがて地下水に混じって流動していく過程を描いたものである。

8.3 半無限斜面の地すべり計算モデルと応力成分⁹⁾

下位に岩盤など流れ盤をもつ比較的浅い斜面の崩壊では、地盤が明瞭なすべり面となるため、特に融雪水や降雨に伴う地下水位の上昇が顕著に現れ安全率に大きな影響を与える。このとき地盤はその含水比を変えていく。これに伴って地盤の強度定数 C 、 ϕ も変わるはずである。しかし、ほとんどの地すべり安定解析では、一端断面が決まると強度定数 C 、 ϕ は一定条件で計算が進められる。一方、地盤内を地下水が流れ、浸透水によって地すべりが発生する機構について研究した事例は枚挙にいとまがない。そうした研究では、地下水位上昇など、変動に対する強度定数 C 、 ϕ と有効応力の変化を再検討していく必要がある。

すなわち地盤は含水状態で強度を変える。その変化は地下水と地盤の飽和度に支配され则认为。これと連動して C 、 ϕ も変わる事を考慮し、それを現場資料解析と駒村の提案式^{10, 11)} によって求め、さらに斜面に加わる有効応力を normal stress (σ') と shear stress (τ) の合成力 (σ_0) として取り扱い、これに伴う安全率を計算し、新たな破壊条件式を求め、斜面崩壊予測を試みたことを以下に示す。

図7は計算のためのモデル斜面を示す。この半無限斜面における諸値は、既述以外に、 H_1 =斜面の土の厚さ、 H_2 =すべり面からの地下水位、 G_s =土の比重、 S_r =土の飽和度、 e =土の間隙比、 γ_w =水の密度、 γ_i =不飽和土の密度、 γ_{sat} =飽和土の密度。この時、 $S_r = (H_2/H_1) \cdot 100(\%)$ とする。以上の記号を使うと、

$$\begin{aligned}\sigma_0 &= \sqrt{\left\{ \frac{(\gamma_w H_1)}{(1+e)} (G_s + e \cdot S_r - e \cdot S_r^2 - S_r) \cos^2 \theta \right\}^2 + \left\{ \frac{(\gamma_w H_1)}{(1+e)} (G_s + 2e \cdot S_r - e \cdot S_r^2) \cos \theta \sin \theta \right\}^2} \\ &= \frac{(\gamma_w H_1)}{(1+e)} \cos^2 \theta \sqrt{(G_s + e \cdot S_r - e \cdot S_r^2 - S_r)^2 + (G_s + 2e \cdot S_r - e \cdot S_r^2)^2 \tan^2 \theta}\end{aligned}\quad (11)$$

Semi Infinite Slope for Calculation Model

図7 半無限斜面の地すべり計算モデル

$$\gamma_i = \frac{\left\{ G_s + \left(\frac{S_r \cdot e}{100} \right) \right\} \cdot \gamma_w}{(e+1)} \quad (4)$$

$$\gamma_{sat} = \left\{ \frac{(G_s + e)}{e+1} \right\} \cdot \gamma_w \quad (5)$$

$$S_r = \left(\frac{H_2}{H_1} \right) \times 100\% \quad (6)$$

$$\sigma_0 = \sqrt{\sigma'^2 + \tau^2} \quad (7)$$

$$\sigma' = \{ \gamma_i (H_1 - H_2) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) H_2 \} \cos^2 \theta \quad (8)$$

$$= \frac{H_1 \gamma_w}{1+e} (G_s + e \cdot S_r - e \cdot S_r^2 - S_r) \cos^2 \theta \quad (9)$$

$$\begin{aligned}\tau &= \{ \gamma_i (H_1 - H_2) + \gamma_{sat} H_2 \} \cos \theta \sin \theta \\ &= \frac{\gamma_w + H_1}{1+e} (G_s + 2e \cdot S_r - e \cdot S_r^2) \cos \theta \sin \theta\end{aligned}\quad (10)$$

この時、含水比(w)は一般に次のように表せる。

$$w = (e \cdot Sr) / G_s \quad (12)$$

図中の L は土の要素の単位長さ、u は間隙水圧である。地下水位が上昇すると Cd は c', ϕ は ϕ' と

$$Fs = \frac{\tau_r}{\tau_d}$$

$$= \frac{C' + \frac{(\gamma_w H_1)}{(1+e)} \cos^2 \theta \left\{ \frac{(\gamma_w H_1)}{(1+e)} \cos^2 \theta \sqrt{(Gs + e \cdot Sr - e \cdot Sr^2 - Sr)^2 + (Gs + 2e \cdot Sr - e \cdot Sr^2)^2 \tan^2 \theta} \right\} \tan \phi'}{\frac{\gamma_w + H_1}{1+e} (Gs + 2e \cdot Sr - e \cdot Sr^2) \cos \theta \sin \theta} \quad (14)$$

なる。クーロン則からすべりに対するせん断抵抗

8.4 C', ϕ' の変化

地すべりの安全率を求める場合、土の強度定数 C', ϕ' を一定であると仮定して演算を進める事が多い。しかし、地下水位が変わればこれらも変わることは承知しながら行っていたが、ここでは駒村の提案式によって飽和度 Sr とは次の関係があるとする。

$$C' = Cd \cdot \exp(-\beta \cdot Sr) \quad (15)$$

Cd は $H_2=0$ の時の粘着力、C' は Sr の変化に伴って変化するが、このとき Sr の減少率は係数 β に影響される。Sr が徐々に大きくなり、100%になったとしてもこの Cd は初期値の半分か又はそれ以下であるとされる。上式で $Cd=0.5\text{kgf/cm}^2=49.03\text{kPa}$ として β を色々変えてみると図 8 のようになった。

また、 ϕ' についても同様いろいろな現場観測値の資料を取って Sr との関係調べてみた。すると図 9 のようになることが判った。これを数式化すると近似的に次式が得られる。

$$\tan \phi' = 8.79 \times 10^{-1} - 5.92 \times 10^{-3} \cdot Sr \quad (16)$$

以上から、仮想すべり面を図 6 のように置き、 $H_2=0$ の時から、徐々に地下水位が上昇し、ついに $H_1=H_2$ になったと仮定し次の事柄を検討した。

8.5 有効応力の変化

仮想すべり面から H_2 が徐々に上昇し土を飽和していくことを考える。この時、C', ϕ' も変化するから当然有効応力も変化する。

いま、 $\beta=0.4$, $G_s=2.60\text{gf/cm}^3=25.50\text{kN/m}^3$, $Cd=49.03\text{kPa}$ において、斜面の傾斜角をいろいろ

τ_r は、

$$\tau_r = c' + \sigma_o \cdot \tan \phi' \quad (13)$$

(10) 式の τ を起動モーメント τ_d と置き換えると、斜面の安全率 Fs は次の (14) 式のように整理される。

図 8 Sr と C' の関係

図 9 Sr と ϕ' の関係

変えた場合の Sr と σ_o の関係を取ってみると、 $H_1=1.0\text{m}$, $H_1=2\text{m}$ に対しそれぞれ図 10 のようになった。この時、斜面の傾斜角を 5° 刻みに取ってみた。また、他の H_1 についても計算したが、 σ_o は H_1 が高くなるほど大きくなっている。この計算で特に注目すべき点は、Sr が 70% 付近で σ_o が最大値を示したことである。そして、それ以上の傾斜角になるにつれ、この計算ではすべり面の σ_o は次第に小さくな

図10 地層の厚さ (H_1) による S_r と σ_v の関係

るという現象が示された。従ってすべり面の粘土の降伏応力が $S_r=70\%$ 付近で σ_v を下回ってすべり出すということになる。実際の地山では $S_r=100\%$ となることは考えにくい、すべり面が液性限界に近い状態ですべり出していることは多くの観測事例でも報告されている。表層崩壊ではこのようなすべり面の局部破壊現象は、急速な雪融水や梅雨前線、May storm のような強い降雨による地下水位上昇によってもたらされることが多い。こうしてみると斜面土塊の飽和度が斜面崩壊の一つの危険信号を与えていることから、これを対象にした観測方法の確立が急がれる。

8.6 崩壊の予測

上で示した G_s , C_d , β を使って H_1 が様々に変化する場合を考える。この時、斜面傾斜角 θ を $10^\circ \sim 25^\circ$ の範囲で 5° 刻みに取って F_s を検討してみた。さらに土塊の S_r も様々に変化させる。そうすると図11のような結果を得る。これらの図のうち $S_r=60\%$ の時は、 $H_1=2.0\text{m}$, $\theta=25^\circ$ でも $F_s \geq 1$ にあるが、 $S_r=80\%$ で $\theta \geq 20^\circ$ では $F_s \leq 1.0$ となる。当然ながら S_r が大きく、 θ が大きくなれば不安定領域は拡大する。このことから崩壊する限度がどの程度か、この方法によると数値的に判断できる。

次に F_s と S_r の関係を H_1 の変化によって調べてみた。それが図12である。これによると、 $H_1=2.0\text{m}$, $\theta=15^\circ$ の時、 $S_r=70\%$ の斜面は $F_s \approx 1.5$ であるが、 $\theta \geq 25^\circ$ では $F_s \leq 1.0$ となる。

図11 S_r の変化による各 H_1 に対する F_s と θ の関係

一方、 F_s , H_1 , θ 関係を S_r を変えて示すと図13のようになる。この図から、 $H_1=1.0\text{m}$, $\theta=20^\circ$ で $F_s \geq 1.2$ であるが、 $S_r \geq 80\%$ になると $F_s \leq 1.0$ となる。これより初期の粘着力は飽和状態における β の値が予想以上に大きくなれば、自然に C' が減少していくことになるので、たとえ傾斜角が小さくとも崩壊を起こす可能性がある。このように数値的に斜面崩壊予測を行うことができたが、これを現場で応用するためには地下水位などの実測を行う必要があるが、この観測はたいていの地すべり地内で行っているこ

図13 θ の変化による各 H_1 に対する F_s と Sr の関係

図12 Sr の変化による各 θ に対する F_s と H_1 の関係

とであり、応用はかなり容易である。

8.7 まとめ

本稿で述べたことをまとめてみると次のようになる。

- (1) 斜面崩壊モデルとして半無限斜面を例に取り上げ、地下水位変動に伴う C' , ϕ' の変化を考慮した予測式を提案した。
- (2) このときすべり面の有効応力を合成応力として考慮し、上記 C' , ϕ' の変化を考慮した新たな安全率 F_s を提案した。
- (3) この F_s の算定に当たり、地下水位の変動によって土質定数 S_r が変化する。本稿ではこれと G_s , さらに e を直接使った安全率 F_s を考慮している。
- (4) 以上の提案式に依れば、斜面地盤の S_r が70%前後になった時に有効応力が最大値になることが示された。
- (5) 地盤層厚が大きくなるほど、半無限斜面の地盤条件が同じでも、 F_s は低下していく。
- (6) 例えば層厚が2mの場合、 S_r が80%、斜面傾斜角 $\theta \geq 20^\circ$ になると $F_s \leq 1$ となるが、1mの場合、 $\theta \geq 25^\circ$ になって $F_s \leq 1$ となる等、斜面の崩壊危険度を数値的に明示できた。

参考文献

- 1) 申 潤植：地すべり工学，山海堂，pp.105-107，1988.
- 2) 丸山清輝：地すべり地における間隙水圧の変動タイプ，地すべり，V.30，N.1，pp.27-35，1993.
- 3) 小島賢治：積雪層の粘性圧縮，低温科学（物理編），p.167，1957.
- 4) 伊藤 驍：雪と地すべり（その2），地すべり技術，V.23，N.3，pp.22-32，1997.
- 5) 阿部真郎・森屋 洋：地すべり挙動からみた自動計測の必要性和その事例，積雪に基づく地すべり挙動の計測技術に関するシンポジウム発表論文集（日本雪工学会・雪と地すべり委員会），pp.25-30，1992.
- 6) （社・地盤工学会）八幡平地すべり・土石流災害調査委員会：「八幡平地すべり・土石流災害調査委員会」成果報告書 火山地域における地盤災害に関する研究発表会，140pp.，1998.
- 7) 伊藤 驍・小西尚俊・高橋裕樹・近藤敏光：融雪期に発生した秋田県澄川温泉地すべりの調査研究，日本雪工学会誌，V.13，N.4，pp.355-368，1997.
- 8) 伊藤 驍：八幡平澄川地すべり・土石流災害発生に関する気象環境と介在粘土の物理的・力学的性質について，地すべり，V.35，N.2，pp.77-85，1998.
- 9) Takeshi ITO : A Predicting Method of Sloped Surface Failure with Changes of Soil Strength Parameters and Ground Water Table, Proceedings of The China-Japan Geotechnical Symposium, Beijing 2003. (to be submitted).
- 10) F. KOMAMURA & R. HUANG : New Rheological Model for Soil Behavior, ASCE, 100-GT7, pp.807-824, 1974.
- 11) 駒村富士弥：地すべり土のレオロジー的特性とその特性に基づく地すべりの動き方について，地すべり，V.18，N.2，pp.10-20，1967.