

融雪期における盛土の安定性に関する一考察

A Consideration to Stability of Embankment in Snowmelt Season

(国研) 土木研究所寒地土木研究所 ○正 員 山木正彦 (Masahiko Yamaki)
 同 上 非会員 林 憲裕 (Toshihiro Hayashi)
 同 上 正 員 林 宏親 (Hirochika Hayashi)

1. はじめに

2012 年 5 月と 2013 年 4 月の中山峠^{1),2)}における道路盛土の災害に代表されるように、北海道のような積雪寒冷地においては、降雨や地震のみならず、融雪水が一因と考えられる盛土災害が発生している。

図-1 は、2010 年から 2012 年の 3 年間で北海道の国道における盛土災害に関して事例を収集し、整理した結果である。事例の収集にあたっては、防災点検業務など災害当時に道路管理者が対応したものを対象とした。図より融雪期である 5 月に災害件数が突出していることが確認できる。また災害の誘因を調査した結果、「降雨」によるものが 8 件、「融雪と降雨」によるものが 6 件、「融雪」が 3 件となっていた。

積雪寒冷地において融雪期もしくは融雪を考慮した盛土の照査法や対策手法を構築することは喫緊の課題であり、これらに資するべく融雪期における盛土災害の基本的なメカニズムを解明することは重要と考える。

本報では、積雪寒冷地における融雪期盛土災害メカニズムの解明を目的に、北海道で融雪期に変状が生じた道路盛土を対象に行った現地調査および安定解析の結果を考察とともに紹介する。

2. 現地調査

対象とする現場は、平成 2013 年 4 月に路面に亀裂が確認された道路盛土（片盛土）である（写真-1 参照）。変状確認後の原因調査において得られた平面図を図-2 に断面図を図-3 に示す。

原因調査により、地質的素因として、道路盛土直下に背後斜面から供給された透水性の良い粗粒土と不透水性の粘性土の薄層からなる非常にルーズな二次堆積物（崖錐堆積物；dt）が分布し、地下水が浸透し易い条件下にあったこと、地形的素因として、背後に谷斜面を有し、融雪に伴う表流水や地下水が集中しやすい箇所であったことが挙げられている。

変状発生前 2 日間の連続雨量は 11mm であったが、積雪深の減少が 19cm と大きく、変状発生直後の点検でも山側側溝が滞水していたとの報告があった。そのため変状の誘因としては、降雨と急激な融雪で山側側溝の排水が盛土直下の崖錐堆積物中に浸透し、地下水上昇に伴ってせん断強度が低下したことによる地盤の緩みと推定されている。

なお、地質図や地形図から該当区間には深い地すべりの分布が想定されるが、今回の路面変状が側溝～盛土小段 1 段目に限定的であることから、変状要因として地

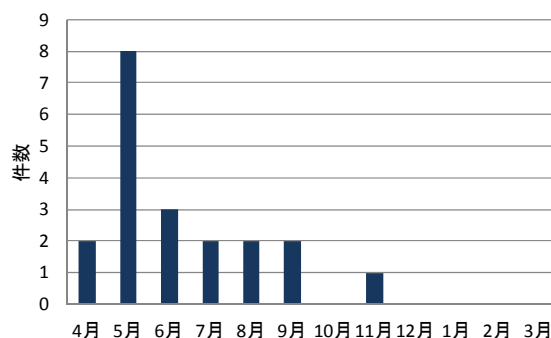


図-1 盛土災害の発生時期
(2010 年～2012 年の北海道において)



写真-1 対象現場の路面変状の様子

すべりと直接的な関係は無いものと判断されている。

3. 盛土材の物理・力学特性

盛土材は盛土のり肩付近（図-2、3 参照）で乱した試料（攪乱試料）を採取した。併せて同箇所でもトリプルチューブサンプリングを行い、盛土の原位置密度を把握している。トリプルチューブサンプリングおよび物理・力学試験は地盤工学会基準^{3),4)}に従っている。なお力学試験は圧密排水三軸圧縮（CD）試験とし、原位置の乾燥密度（ 1.524g/cm^3 ：締固め度 D_c で 88%）で供試体を作製した後、飽和させ、有効拘束圧 20kPa、50kPa、100kPa の条件下で得られたモールの応力円より強度定数（粘着力 c_d および内部摩擦角 ϕ_d ）を得ている。物理・力学特性の一覧を表-1 に示す。

盛土材は礫混じり砂質シルトに分類される。試料を採取した 3 月では、サンプリング孔からは盛土内に水位は確認されず、自然含水比は最適含水比よりわずかに高い

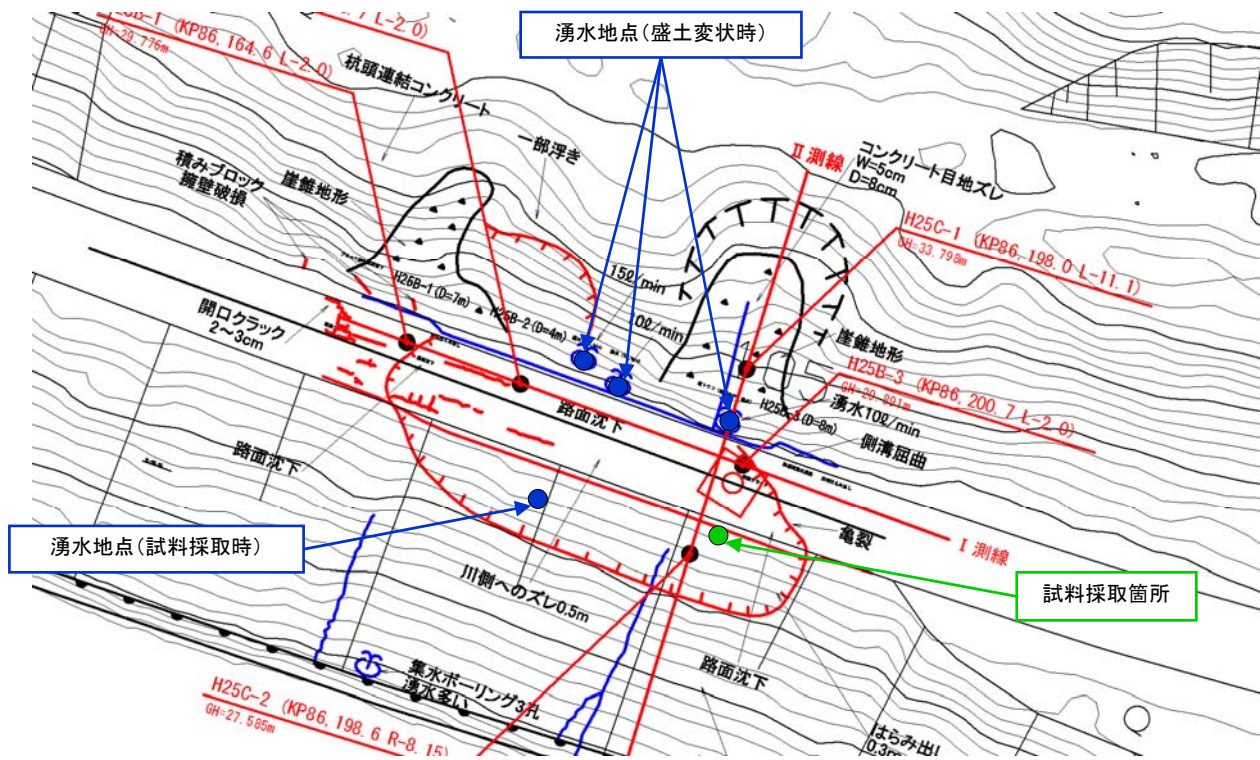


図-2 調査対象とした現場平面図

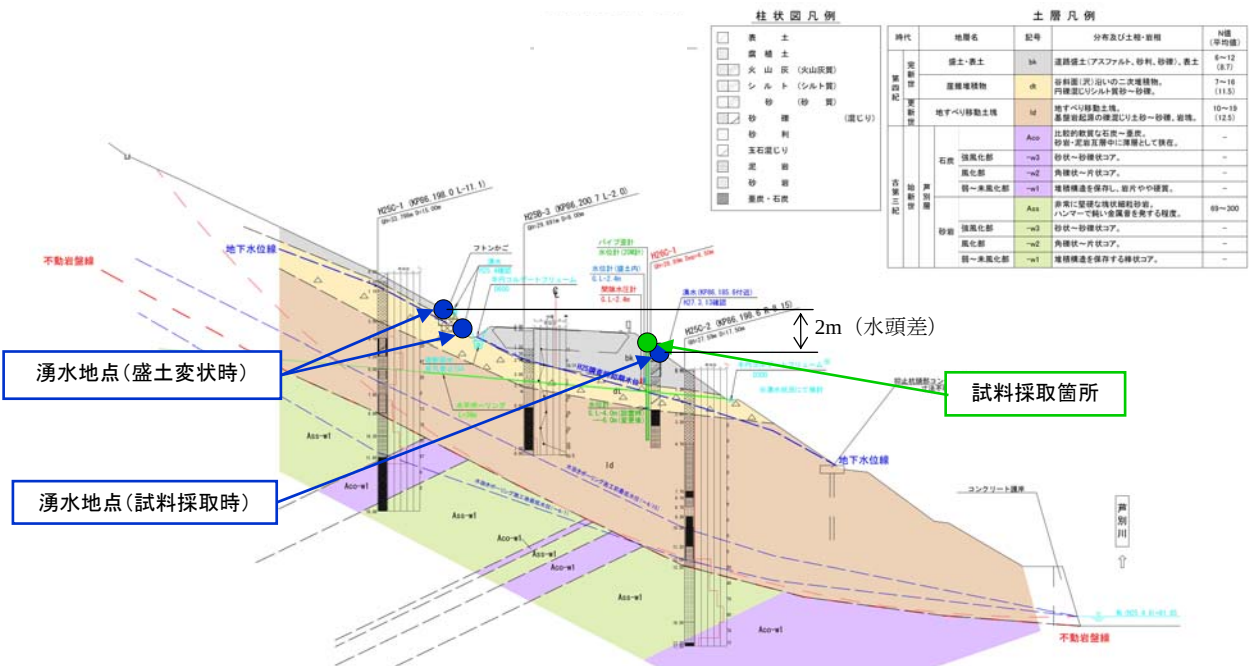


図-3 調査対象とした現場断面図

表-1 盛土材の物理・力学特性

土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)	自然含水比, w_n (%)	原位置密度		粒度		塑性指数, I_p	締固め特性(A-c法)		強度定数($D_c=88\%$ 時)	
		湿潤密度, ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度, ρ_d (g/cm ³)	細粒分含有率, F_c (%)	50%粒径, D_{50} (mm)		最大乾燥密度, ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比, w_{opt} (%)	粘着力, c_d (kN/m ²)	内部摩擦角, ϕ_d (°)
2.558	17.6	1.795	1.524	36.9	0.181	13.7	1.728	16.6	7.1	31.1

表-2 安定解析に用いる盛土の土質定数

単位体積重量		強度定数	
湿潤重量, γ_t (kN/m ³)	飽和重量, γ_{sat} (kN/m ³)	粘着力, c (kN/m ²)	内部摩擦角, ϕ (°)
18.0	19.3	7.0	31.0

程度であった。

一連の試験結果により、後述する安定解析に用いる盛土の土質定数は湿潤重量 $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$ 、飽和重量 $\gamma_{\text{sat}} = 19.3 \text{ kN/m}^3$ （土粒子密度と間隙比より算出）、内部摩擦角 $\phi = 31^\circ$ 、粘着力 $c = 7.0 \text{ kN/m}^2$ とした（表-2）。

4. 安定解析

4.1 解析手法

盛土のすべり安定性を検討する手法としては、円弧すべり解析が一般的かつ簡易な手法といえる。ここでは、盛土内への融雪水の浸入を想定した検討を行うため、円弧すべり解析の中でも、水圧（水位）を考慮した円弧すべり解析に着目する。この解析手法（以下、本解析手法とする）は、通常、地震時の過剰間隙水圧の発生を考慮した円弧すべり面を仮定した安定解析手法⁵⁾であるが、寒冷地における冬期もしくは融雪期では、盛土のり面等に存在する雪氷や凍土により、通常の排水が行われない可能性があり、盛土内に過剰間隙水圧が生じることも想定される⁶⁾。その水圧を融雪期の過剰間隙水圧とし、適用を試みる。

式(1)に本解析手法の安全率算出方法を示す。式(1)中の Δu は通常、地震動によって発生する過剰間隙水圧を表すが、ここでは地震動に限らず融雪期に生じる盛土内の過剰間隙水圧とする。

$$F_s = \frac{\sum(c \cdot l + (W - u_0 \cdot b - \Delta u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \cdots(1)$$

ここで、

F_s : 安全率

c, ϕ : 土の粘着力 (kN/m^2) および内部摩擦角 ($^\circ$)

W : 分割細片の全重量 (kN/m)

l : 細片底面の長さ (m)

b : 細片の幅 (m)

u_0 : 常時の地下水位による間隙水圧 (kN/m^2)

Δu : 融雪期の過剰間隙水圧 (kN/m^2)

α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角 ($^\circ$) である。

4.2 現況断面（融雪期）における安定解析

先に述べた通り、トリプルチューブサンプリングによる試料採取を行った時点で、サンプリング孔では盛土内に水位が確認されなかったため、その近傍の盛土のり面で確認された湧水地点（図-2、3 参照）を初期水位面と仮定し、検討を行った。なおここでは、水圧としては式(1)における Δu は0であり初期水位（水圧）として u_0 のみ作用している条件である。

図-4 に示す通り、解析の結果、現況のすべり安全率 $F_s = 1.433$ となり、 $F_s \geq 1.2$ （道路土工-盛土工指針⁷⁾）を満足しており、現況断面での盛土の安定性は確保されている状態であると判断できる。つまり今回湧水地点から仮定した融雪期における水位においては、盛土に変状は生じないという結果となった。しかし、現実には過去、対象とした盛土で変状が生じている事実があるため、盛土内には与条件以外に何らかの作用が働いていると考えることが自然である。

最小安全率	$F_{s \min} =$	1.433
円弧の中心	X =	9.27 (m)
	Y =	31.31 (m)
半径	R =	5.42 (m)
抵抗モーメント	$M_R =$	506.8 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
起動モーメント	$M_D =$	353.8 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

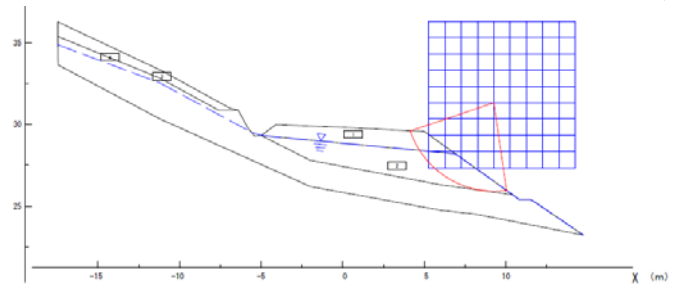


図-4 初期水位を仮定した断面における解析結果

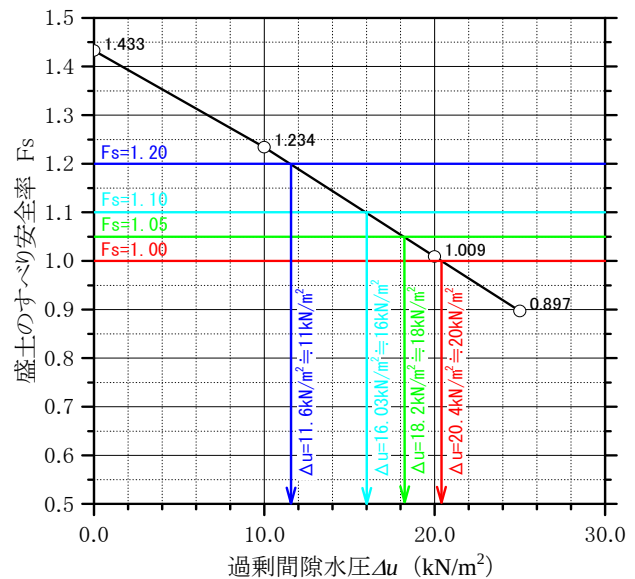


図-5 盛土内の過剰間隙水圧とすべり安全率の関係

以上を踏まえ、以下に、盛土内に過剰間隙水圧が生じたものと仮定して行った本解析手法による結果を示す。

4.3 盛土変状時を想定した安定解析

盛土内の間隙水圧が上昇することで、せん断強度が低下し、すべり安全率 F_s が低減する。それを評価するため、先述した現況水位に対し任意の過剰間隙水圧を作用させた場合の盛土のすべり安定性を検討した。盛土内の水位は先と同じ湧水地点をもとに設定し、その他盛土内の状態としては、地表面の凍結もしくは雪氷の影響により、盛土内の排水（水圧の消散）が十分には行われていない状態を想定したといえる。

なお、本解析手法による安定解析を行うにあたって、計算の必要性から、過剰間隙水圧 Δu を有効土被り厚 σ_v で正規化した過剰間隙水圧比を算出している。

図-5 に、過剰間隙水圧比をパラメータに実施した解析結果を示す。横軸に過剰間隙水圧 Δu 、縦軸は盛土のすべり安全率 F_s で整理している。図より、盛土内の過剰間隙水圧の上昇とともにすべり安全率が減少し、その過剰間隙水圧 Δu が 20 kN/m^2 程度作用すると、盛土のすべり安全率 F_s が1.0となる。

盛土変状時に確認されている地山の湧水地点と、試料採取時の湧水地点との水頭差は最大 2m 程度（図-3 参照）である。これは水圧で 20kN/m^2 に相当する。つまり、盛土変状時には $\Delta u = 20\text{kN/m}^2$ 程度の過剰間隙水圧が盛土内に作用しており、盛土が不安定な状態であった可能性が考えられる。

以上は、既存の解析手法を適用し、融雪期の盛土災害のメカニズムに関して一考察を行ったものである。実際に盛土内に 20kN/m^2 もの過剰間隙水圧が作用していたかどうか、凍土や雪氷の透水性はどの程度か、など更なる検証は必要であると考ええる。しかし本検討により、寒冷地における融雪期盛土災害のメカニズム解明に関しては、融雪水による盛土内の水位の上昇だけでは説明できないことが示唆されたといえる。

5. まとめ

- ・平成 22 年から平成 24 年の 3 年間における事例収集および整理から、北海道における盛土災害の発生件数は融雪期に卓越することがわかった。
- ・本研究で対象とした現場においては、過剰間隙水圧を考慮しない通常のすべり安定解析では、融雪期の盛土災害を再現することができなかった。
- ・しかし、盛土のり面等に存在する雪氷や凍土による透

水性の低下を想定し、盛土内に過剰間隙水圧を作用させることで、融雪期の盛土災害を説明できることが示唆された。

参考文献

- 1) 尾留川晴好，生出信二，太田浩幸：一般国道 230 号中山峠災害の最速復旧法，国土交通省北海道開発局第 56 回北海道開発技術研究発表会，2012.
- 2) 西村聡志，尾留川晴好，蛭澤秀則：一般国道 230 号中山峠災害の復旧工事について，国土交通省北海道開発局第 57 回北海道開発技術研究発表会，2013.
- 3) (公社) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説（二分冊の 1）、pp.244-246、2013.
- 4) (公社) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2009.
- 5) (社) 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、2012.
- 6) 林啓二、原靖、松田圭大：積雪寒冷地において盛土法面に発生する知られざる現象、地盤工学会誌、Vol.63、No.4、pp.24-25、2015.
- 7) (社) 日本道路協会：道路土工－盛土工指針、2010