

札幌市北部に分布する軟弱粘性土の分布と工学的性質

北海道士質コンサルタント株式会社 ○松本 和正

(地質リスク・エンジニア 登録番号 13)

福嶋 孝太、森田 翔也、五十嵐 美帆

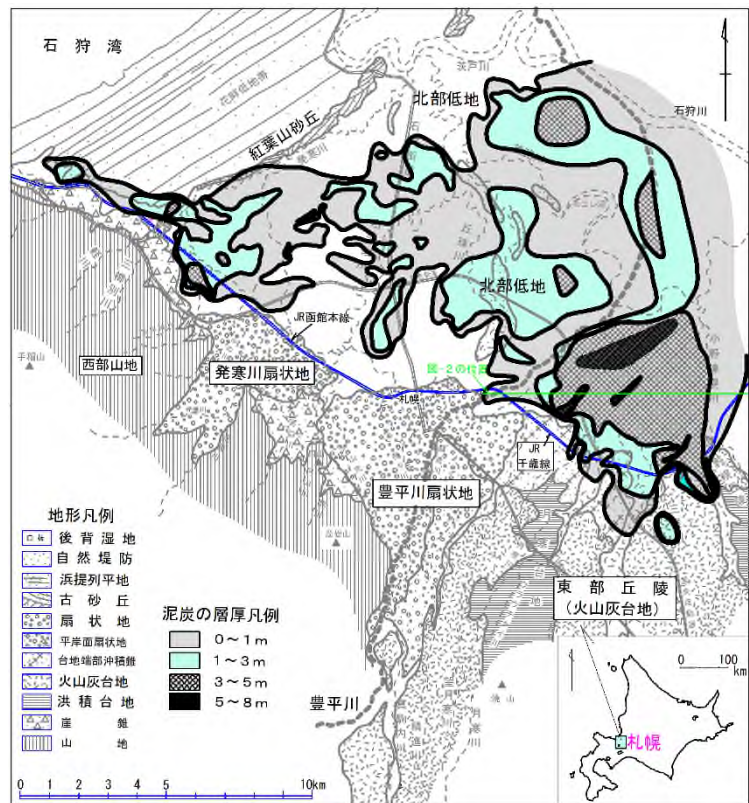
1. はじめに

北海道札幌市の北東部には、「泥炭」と「海成粘土」の2つの軟弱粘性土が分布していることは解っていたが、その分布範囲や層厚の報告は少なかったと思われる。弊社では平成18年11月に「札幌地盤図」を刊行し、その中で泥炭と海成粘土の分布を明らかにした。当報告では、これら2つの粘性土を対象に分布範囲や層厚、物理的特性及び強度特性といった工学的性質について報告する。

2. 泥炭（P層）の分布と工学的性質

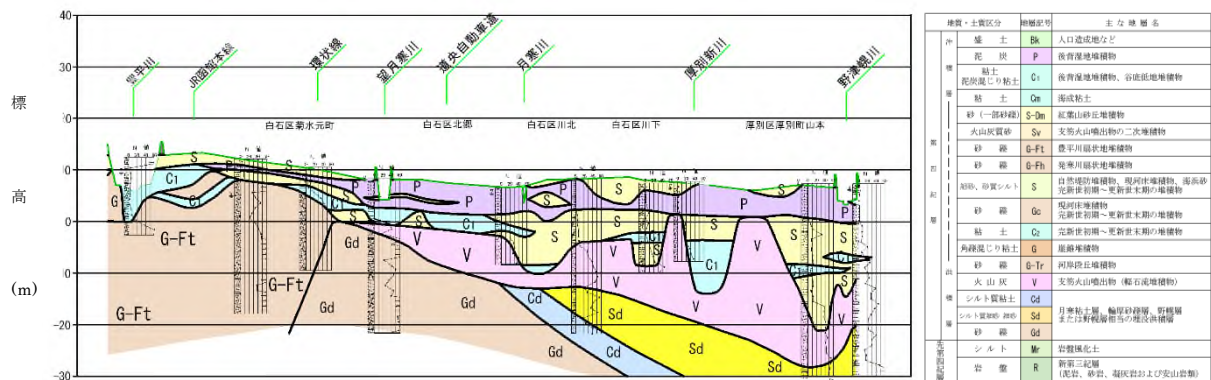
(1) 泥炭（P層）の分布範囲

泥炭は冷涼な気候下で湿地に植物遺体が堆積し、分解よりも堆積作用の方が優勢なときに泥炭が形成される。札幌地区では古石狩湾が砂州で閉塞され沼沢化したのち、5,000～4,000年前の冷涼気候への移行期から泥炭の堆積が始まったとされる（松下ほか、1985）。当報告では有機物含有量が20(%)以上の土砂を泥炭として区分した。札幌市の地形区分と泥炭（P層）の分布を図－1に示す。市内の地形は、大まかにJR函館本線～千歳線を境として、南側の扇状地・丘陵・台地・山地と北側の低地と砂丘地形に大分される。これらの地形は、特徴的な堆積物で構成されているが、P層には以下の特徴がある。



図－1 札幌市の地形と泥炭の分布

- ① P層は、北側を紅葉山砂丘、南側を扇状地地形や火山灰台地に限られた札幌北部低地と呼ばれる沖積低地内に分布する。概ね三角形の範囲であり、南北約15km、東西約20kmの広い範囲に及び、市の東側は隣接する江別市や当別町に連続する。
- ② 分布は標高約15m以下の低所に分布するが、扇状地堆積物の張出し部や砂丘地形には分布していない。
- ③ P層の分布は図－2に示すように連続的である。層厚は3m以下が多いが、西部の西区宮の沢地区、手稲区稲積地区、および東部の東区中沼地区、東米里～厚別区山本地区では3m以上と厚くなる。とりわけ厚別地区は厚く、粘土や砂の薄層を挟在しつつ層厚が8～10mに達することもある。層厚が厚い場所は沖積低地と台地や崖錐地形の境界部に多く見られる傾向がある。



図－２ 泥炭（P層）の分布

④分布範囲の中央部は厚さ3m程であるが、P層の上位に最大で5m程の粘性土(C1層)や砂質土(S層)が覆っている。これらの土層は、豊平川や伏竜川、旧琴似川によってもたらされた北部低地でも最も新しい堆積物である¹⁾。

⑤開発行為による造成等によって、層厚の薄化傾向が顕著に進行している。

(2) 泥炭（P層）の工学的性質

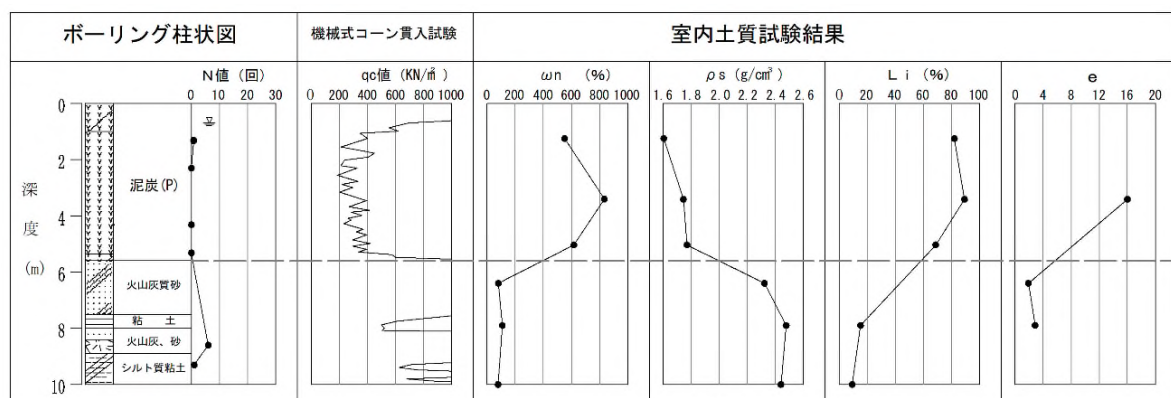
① N値と qc 値

図－3に泥炭を対象として実施した厚別区山本地区の調査結果(ボーリング柱状図, N値, qc値, 土質試験結果)を示した。当地区においては表層から深さ5.5mまでP層が分布する。N値は0～1を示し、非常に軟弱である。機械式コーン貫入試験による静的貫入抵抗 qc は表層の1mを除くと qc = 200～400 (kN/m²)を示しており深度方向に微増している。qc値は強度の変化を敏感に反映しており、泥炭のような軟弱土に対しては機械式コーン貫入試験の様な静的なサウンディングが有効であることを示している。

②室内土質試験結果

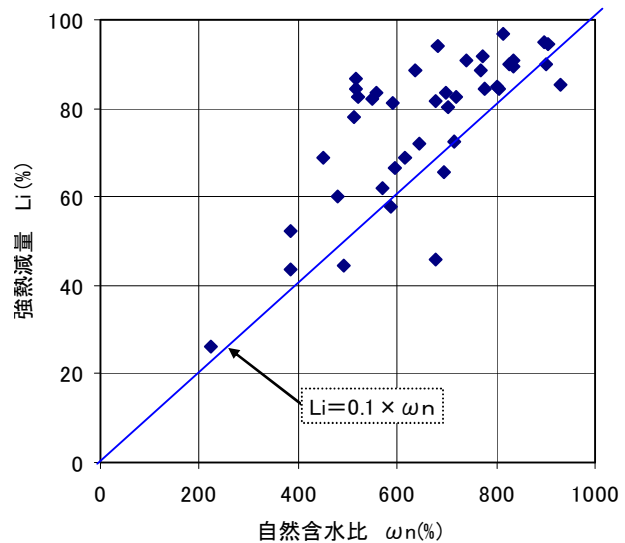
室内土質試験結果の特徴を以下にまとめる。

- ・自然含水比は $\omega_n = 600 \sim 800 (\%)$ と高含水比である。図－4に市内の他地区のデータを示すが、 ω_n が $400 \sim 1000 (\%)$ を示すものが多い。
- ・土粒子の密度は $\rho_s \approx 1.6 \sim 1.8 (\text{g/cm}^3)$ の範囲にあり、一般的な土砂に比べて著しく小さくなる。これは、密度の小さい植物繊維(セルロース)を多量に混入しているためである。



図－３ 泥炭（P層）のN値, qc値, 土質試験結果例（厚別区山本地区）

- ・山本地区では強熱減量が $Li = 70 \sim 90(\%)$ と高く，有機物を多量に混入していることを示している。市内に分布する泥炭としては Li が $40(\%)$ 以上を示す場合が多い。自然地盤の ω_n と Li には， $Li = 0.1 \times \omega_n(\%)$ の傾向があるとされるが，図－4の傾向から全体にやや圧密が進行している傾向が認められる。
- ・データでは示していないが， ω_n が 400% 以上を示す泥炭の湿潤密度は， $10(\text{kN}/\text{m}^3)$ 前後と著しく小さくなる。また，間隙比 e は極めて大きくなり，山本地区では $e = 16$ を示している。



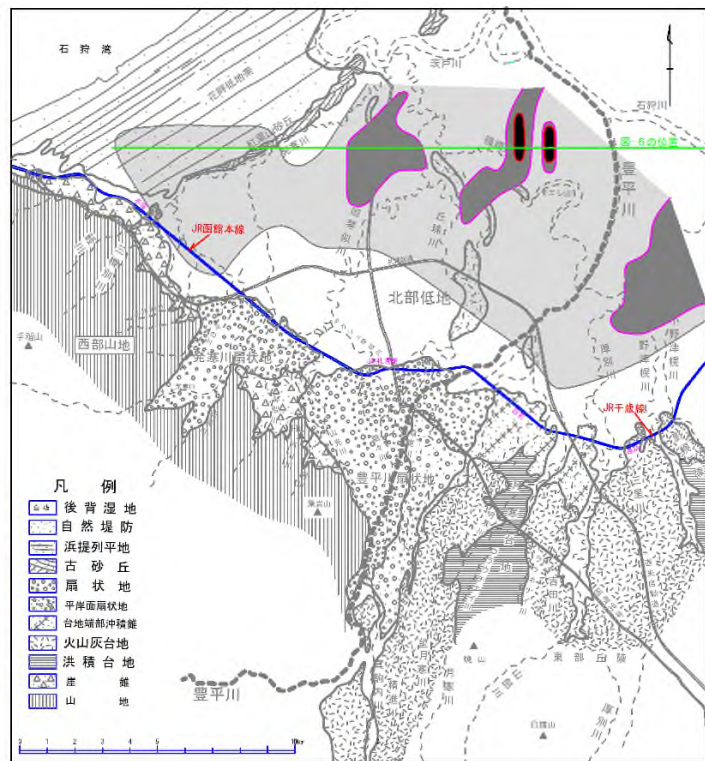
図－4 自然含水比と強熱減量の関係

3. 海成粘土（Cm層）の分布と工学的性質

(1) 海成粘土の分布範囲

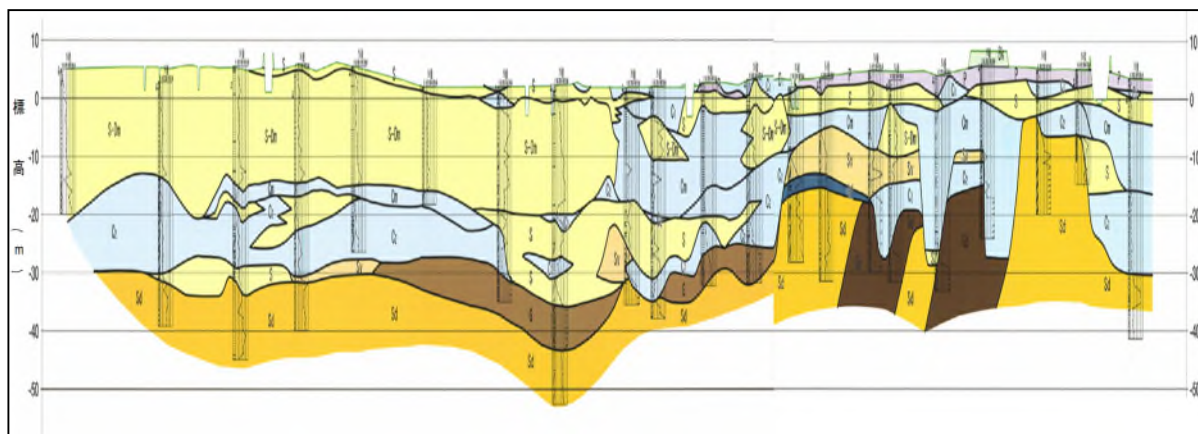
Cm層の平面的な分布を図－5に，同図に示した位置での地盤断面図を図－6に示した。Cm層は縄文海進時の約1～0.7万年前に古石狩湾に堆積したと考えられている。ボーリング試料ではこね返すと容易に泥状化する非常に軟弱な黒色系の粘土で，カキ貝などの貝化石を混入することが多い。分布の特徴は以下のとおりである。

- ①分布範囲は札幌市の北側に広がる沖積低地で，JR函館本線～千歳線以北の南北約10km，東西20kmであり，隣接する石狩市や当別町に及ぶ。



図－5 海成粘土（Cm層）の分布

- ②分布層厚は平均的に10m前後で非常に連続性が良い。北区篠路町では20m以上に達する地域があるが，これは堆積当時の地形を埋積したためであり，層厚が厚い部分は旧河川部のように開析が進んだ地域に相当すると考えられる。Cm層の上部は砂層（S層）に覆われることが多く，上面標高は0～-5mを上限として概ね一定であり，現在の海水面を上回ることがないのも海成の堆積物であることを示す根拠と言える。

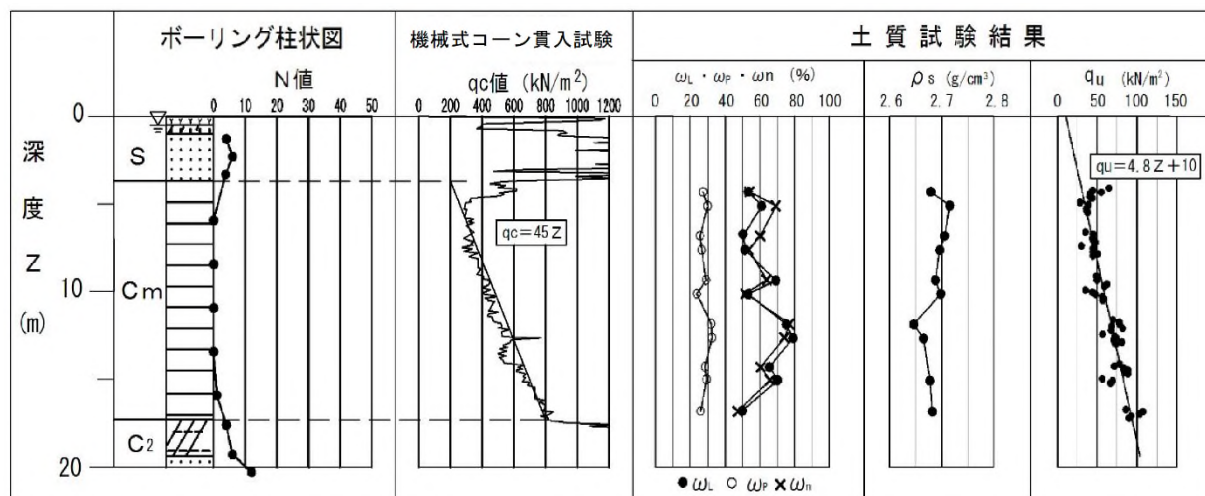


図－6 海成粘土（Cm層）の分布

（２）海成粘土（Cm層）の工学的性質

① N 値と q_c 値

図－7にCm層を対象として行った「あいの里地区」での調査結果（ボーリング柱状図， N 値， q_c 値，土質試験結果）を示した。Cm層の N 値は大半が0～2程度を示し，非常に軟らかい。特に図－7のように N 値が0を示す場合が多く，設計定数の推定で苦慮する場合が多い。機械式コーン貫入試験での q_c 値は， $q_c = 250 \sim 800$ (kN/m²)を示し， $q_c = 45 \times Z$ (kN/m²) (Z :深度)の勾配でほぼ直線的に増加する。 N 値は0と変化しないが， q_c 値は強度の変化を敏感に反映しており，軟弱土に対してはオランダ式二重管コーン貫入試験の様な静的なサウンディングが有効であることを示している。



図－7 Cm層の N 値， q_c 値，土質試験結果例（あいの里地区）

② 室内土質試験結果

札幌市の北部低地に分布するCm層の室内土質試験結果の特徴を以下にまとめる。

- ・自然含水比は $\omega_n = 40 \sim 90$ (%)を示すものが大半であるが100 (%)となることもある。
- ・土粒子の密度は $\rho_s = 2.65 \sim 2.75$ (g/cm³)の範囲にあり，一般的な値を示している。
- ・粒度組成は砂分が10 (%)以下で90 (%)以上はシルト・粘土などの細粒土で構成され，工学的分類はほとんどが(CH)に区分される。
- ・図－7のように自然含水比は液性限界付近に分布し， $\omega_n > \omega_L$ となることも珍しくない。
- ・図－8より，一軸圧縮強度 q_u も q_c 値と同様に深度方向に直線的増加傾向を示す。

- ・ q_u から推定した粘着力 c と、 N 値と q_c 値を対比して図－9, 10 に示した。 N 値の場合は粘着力との関係が不明瞭であるが、 q_c 値とは強い相関性が認められる。図－10 では $c = (0.05 \sim 0.1) \times q_c$ (kN/m^2) の関係が認められる。

4. むすび

- ①泥炭の分布と工学的特徴は以下のとおりである。

- ・分布は、南北約 15km, 東西約 20km の広い範囲に及び、標高 15m までの低地部に認められる。層厚は 3m までが大半であるが、西部や東部の一部では層厚 5m 以上と厚くなる。
- ・ N 値は 0 ～ 1, $q_c = 200 \sim 400$ (kN/m^2) と軟弱である。
- ・強熱減量 Li は 40(%) 以上を示すことが多く、自然含水比は $\omega_n = 400 \sim 1000$ (%) と非常に高い。

- ②海成粘土の分布と工学的特徴は以下のとおりである。

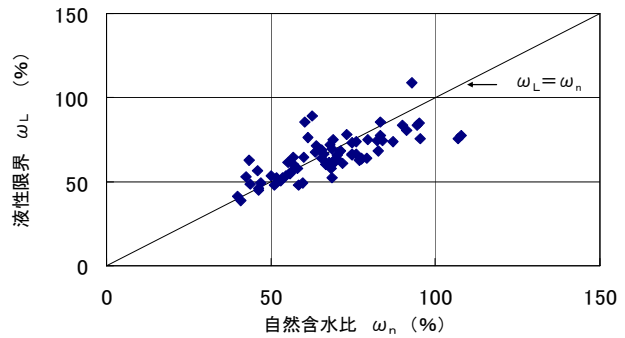
- ・分布範囲は札幌市の北部の南北約 10km, 東西 20km であり、隣接する石狩市や当別町に及ぶ。層厚は平均的に 10m 前後で最大層厚は 20m 以上である。
- ・自然含水比は $\omega_n = 40 \sim 90$ (%) を示すものが大半で、液性限界 ω_L に近く、 $\omega_n > \omega_L$ となることも珍しくない。
- ・粘着力 c の推定は次式が有効である。

$$c = (0.05 \sim 0.1) \times q_c \quad (\text{kN/m}^2)$$

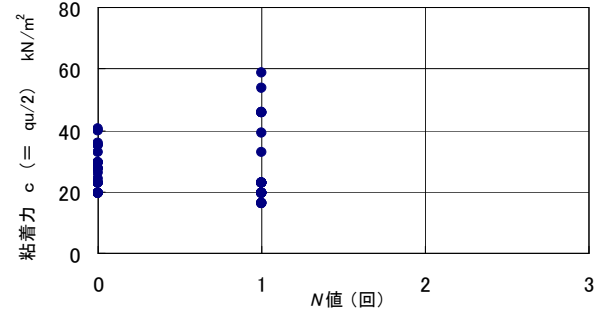
- ③泥炭と海成粘土の分布や工学的性質を報告したが、今後も調査データを蓄積して、さらに詳細な分布を明らかにしていきたいと考えている。

《引用・参考文献》

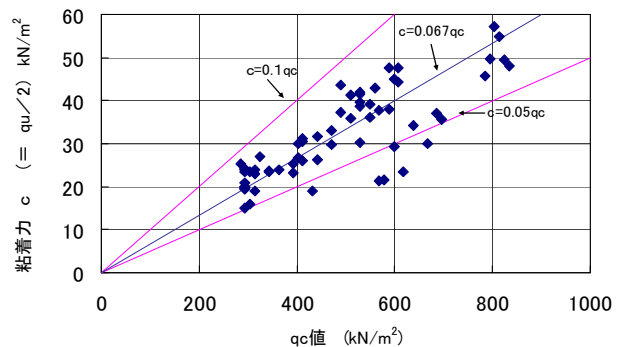
- 1) 加藤誠・二ッ川健二・菊池純・松本和正：札幌市の表層地盤と沖積層の構造，土質工学会北海道支部技術報告集第35号 pp82～89, 1995. 2



図－8 自然含水比と液性限界の関係



図－9 N 値と粘着力 c の関係



図－10 q_c 値と粘着力 c の関係

火山灰質粘性土の盛土材転用時の地質・地盤リスクへの対応

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○栃尾 健，田上 裕，田中 淳，宮地 恵一郎
白井 康夫（地質リスク・エンジニア 登録番号 35），東風平 宏（同登録番号 74）

1. 事例の概要

九州地方には、黒ボク、赤ボク、灰土、豆っこ等と呼ばれ、特殊土として扱われる火山灰質粘性土が広く分布している。火山灰質粘性土は、地山では安定しているが、攪乱に弱く、盛土材として使用するにはトラフィカビリティーの確保が困難で、石灰等を用いた盛土材改良が必要となる場合がある。一方、改良せずとも使用できるものもあり、計画路線内にどのような火山灰質粘性土がどのくらい分布するかが、事業費に与える影響が大きいといえる。本報告では、当地区に分布する火山灰質粘性土に対して、室内試験を実施して盛土材としての分類、改良仕様の検討、強度の評価を行い、適切な対応方法を事前に検討することで盛土材改良費用における地質・地盤リスクの低減に努めた事例を紹介する。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 対象とする道路の計画

対象とした道路は、九州地方の火山灰質土が広く分布する地域で、尾根や谷が発達し急傾斜地が分布する台地・丘陵地に計画され、橋梁や切土・盛土によって構成される。盛土区間では最大高さ 25m 以上の高盛土があり、切土区間では最大 6 段の長大切土が計画されている。当地特有のリスク抽出のために、道路計画における切土・盛土・橋梁の割合を確認した。対象と

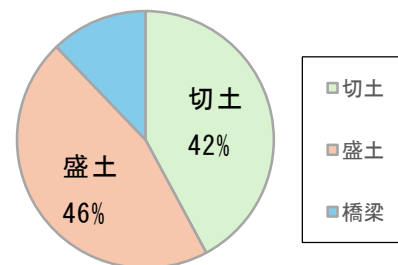


図-1 道路計画における切土・盛土の割合

する約 17km 区間のうち、切土・盛土の占める割合でみると、図-1 に示す通り、切土の割合が 42%、盛土の割合が 46%と併せて 88%がとなっており、切土・盛土に関わる地質・地盤リスクが事業に与える影響が大きいといえる。

(2) 火山灰質粘性土の盛土材としての分類

諸戸の研究¹⁾によると、火山灰質粘性土をトラフィカビリティーの面から分類を行おうとすると、従来の塑性図を用いた分類では十分ではなく、自然含水比 w_n と液性指数 I_L で分類する方法が提案されている。図-2 に中九州横断道路において、この手法を用いて火山灰質粘性土の分類を行った既往の検討事例²⁾を示す。諸戸は、自然含水比 $w_n=70\%$ 、液性指数 $I_L=0.8$ に閾値を設け、含水比の高低とこね返しによる強度低下の大小によって、HH、HL、LH、LL の 4 つの領域に分類する方法を提案した。中九州横断道路の事例²⁾では、湿地ブルドーザーで施工可能なトラフィカビリティーを確保するための改良仕様が検討されている。その結果、LL、HL の領域に分類される試料は無処理で流用可能なものが多く、LH、HH の領域に分類される試料は改良が必要となり、特に LH に分類される試料は、添加剤の必要量が多くなる傾向が示されており、諸戸の分類¹⁾が九州の火山灰質粘性土にも適用性が高いことが確認されている。このように、事前に火山灰質粘性土を分類しておくことは、地質・地盤リスクへの対応に有効であるといえる。

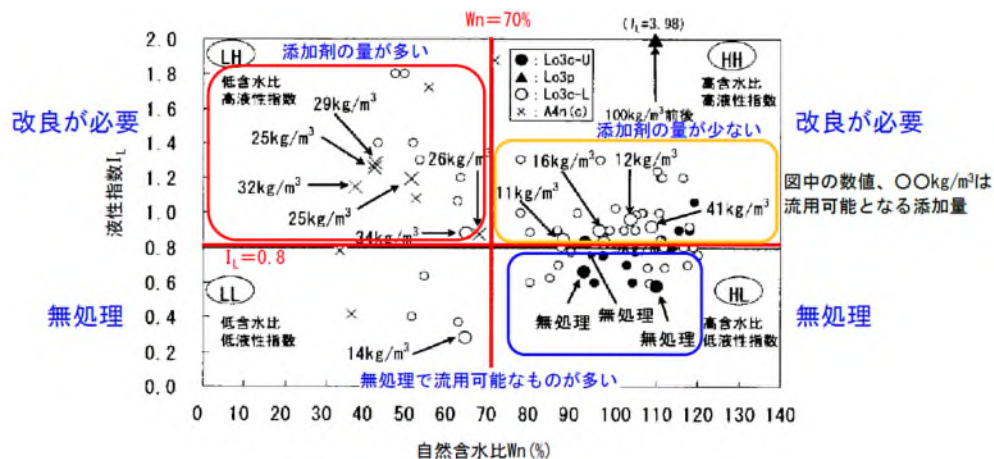


図-2 火山灰質粘性土の自然含水比と液性指数による分類の例（文献²⁾に加筆）

(3) リスクへの対応方針

当地区の火山灰質粘性土を盛土材として分類し、分布を把握することとした。そのため、現地で試料採取を行い、物理試験を実施し、既往試料も併せて盛土材を分類した。その後、分類毎に、トラフィカビリティー、盛土の施工性、実現性の観点からコーン試験、配合試験、力学試験を実施し、盛土材として用いるための方法を検討することとした。

3. データ収集分析

(1) 物理試験結果による分類

盛土材が発生する切土の計画位置で試料を採取し、物理試験を実施して分類を行うこととした。妥当性の高い分類を行うために、多くの切土予定箇所から試料採取を行った。分類結果を図-3に示すように液性指数 I_L と自然含水比 w_n を用いて分類した。試験結果から、液性指数 I_L が高く、そのままでは盛土材として転用が難しい可能性がある火山灰質粘性土が確認された。また、図-2に示す既往事例と比較すると、 I_L が高い箇所が少ない傾向であった。

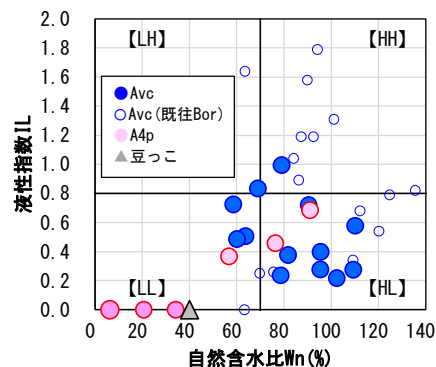


図-3 物理試験結果による採取試料の分類

(2) 盛土材としての強度評価方法

火山灰質粘性土の盛土材としての強度評価については、まず施工が可能か否かをコーン指数によって判定し、トラフィカビリティーの確保が難しい材料は安定処理を行い同試験で最適配合量を決定した。そして同じ条件で供試体を作成して三軸 CU 試験で強度定数を求め、強度評価を行う方法とした。

(3) 突き固め回数を変化させたコーン試験

トラフィカビリティー判定のためのコーン指数に関しては、液性指数 I_L が 0.8 以上の 8

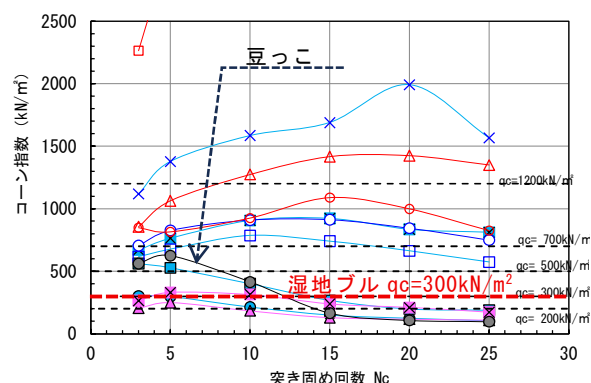


図-4 突き固め回数を変化させたコーン試験結果

試料を選定して、自然含水状態で突き固め回数を変化させた締固め試験（コーン試験併用）を実施した。試験は図-4に示すように、突き固め回数を3回～25回に変化させた。目標値は道路土工要綱を参考に、施工時に湿地ブルが使用可能な $q_c=300\text{kN/m}^2$ として設定した。

試験結果から、ほぼすべての試料で突き固め回数が増えるとコーン指数 q_c が低下する傾向が見られ、当地区周

辺に分布する「豆っこ」と呼ばれる軽石層もオーバーコンパクションによる強度低下の影響が明確に確認された。また、図-5に示すように火山灰質粘性土の中でも液性指数 I_L が高い試料でコーン指数も低く、オーバーコンパクションの影響が顕著な傾向がみられた。

$q_c < 300\text{kN/m}^2$ を下回った試料に対して生石灰と石灰系固化剤を用いた配合試験を実施した結果、最低添加量である 40kg/m^3 で目標値を達成する結果となった。添加量が同じ場合、石灰系固化剤の方で改良効果が大きいことが確認された。

(4) 盛土材の強度試験

目標となるコーン指数を満足する無処理および配合した試料を用い、三軸 CU 試験を実施して盛土材としての強度評価を行った。三軸試験から得られた強度は平均値で $C_{cu}=25\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_{cu}=17^\circ$ であった。この強度を用い、盛土段数を変えた安定検討を行うと、図-6に示すように6段までは許容安全率 $F_s=1.25$ を満足し、道路計画である盛土高最大 26m まで施工可能という結果が得られた。なお、検討には原地盤の強度は考慮していない。また、集水地形や片切り片盛り等、盛土中への地下水の侵入による盛土の劣化などのリスクは考慮していない。

4. マネジメントの効果

今回の検討では切土から発生する盛土材料を分類し、効果的な転用を検討したことで、表-1のマネジメント効果が得られた。今後、地盤の含水状態の季節的な変動の考慮や試料の追加も必要と考えられる。

5. データ様式の提案

「地質リスクを回避した事例（A型）」として、表-2にデータ様式案を示す。

《引用・参考文献》

- 1) 諸戸靖史（1993）：火山灰質土の工学的分類，土の判別と工学的分類に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，PP.139～142

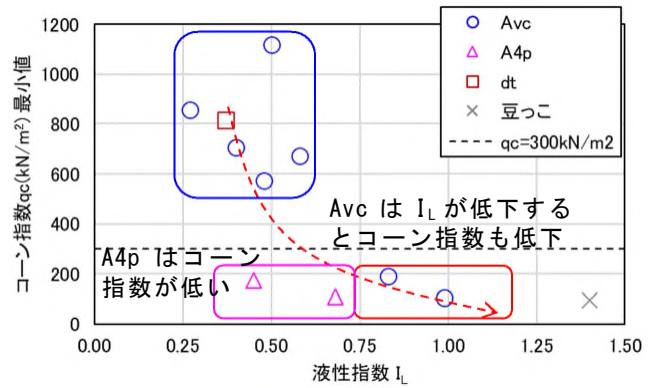


図-5 コーン指数と液性指数の関係

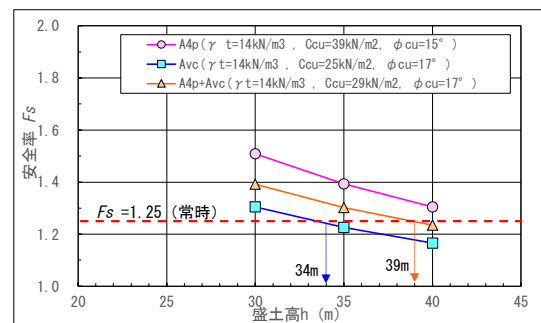


図-6 強度試験結果を用いた限界盛土高さ

表-1 マネジメント効果

	内容	金額	その他
リスクを一律に評価した場合	盛土材の区分なし	50 億円	施工時のリスク発現多
リスクを地盤に応じて評価した場合	盛土材を区分	25 億円	施工時のリスク発現少
マネジメント効果	-	25 億円	-

- 2) 田上裕・白井康夫他（2005）：「九州中央区に分布する火山灰質粘性土の盛土材料としての工学的特性」,地盤工学会「土と基礎」53 (6),pp.31～33.

表-2 データ様式（地質リスクを回避した事例；A型）

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公表
	工事名		—
	工種		切土・盛土
	工事概要		自動車専用道路
	①当初工事費		50 億円（盛土施工分）
	当初工期		—
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		盛土施工時
	予測されたトラブル		想定外の盛土材改良への対応 （トラフィカビリティの低下）
	回避した事象		盛土の再構築，追加改良
	工事への影響		あり
リスク管理の実際	判断した時期		調査・設計時
	判断した者		発注者，調査受注者
	判断の内容		地盤改良の増加
	判断に必要な情報		室内試験による盛土材の分類
リスク対応の実際	内容	追加調査	試料採取，室内試験の実施
		修正設計	—
		対策工	盛土材改良の事前検討
	費用	追加調査	—
		修正設計	—
		対策工	—
		②合計	—
変更工事の内容	工事変更の内容		盛土材改良の変更
	③変更工事費		25 億円（盛土施工分）
	変更工期		—
	間接的な影響項目		—
	受益者		—
リスクマネジメントの効果	費用（①－③－②）		25 億円（盛土施工分）
	工期		—
	その他		盛土材を区分することで，盛土材改良時のリスクが低減された。

大規模地すべりを対象とした地質リスク調査検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○窪木 樹

1. 事例の概要

本事例は、地域高規格道路の計画ルートを対象に地質リスクの抽出・分析・評価を行ったものである。ルート上には複数の断層破碎帯、地すべり、土石流等の多様な地質リスクの存在が指摘されていた。さらに、ルート選定にあたっては、防災科学技術研究所により示された大規模地すべりブロックの実在性と活動性判定も課題となった。本論では、以上の課題解決に向けて実施した取り組みと結果の概要を報告する。

2. 事例分析のシナリオ

既往調査では、当初計画ルート上でトンネル坑口部と土石流リスクを有す沢筋および地すべり地形との干渉が指摘されていた。このため、道路予備修正設計において、これら事象を回避するための線形変更案が検討された。ただし、この線形変更案では、新たに防災科学技術研究所の「地すべり地形分布図」に記載された大規模地すべりブロックの末端を通過する計画とされた。

以上を踏まえ、両ルートの地質リスクを抽出・検討し、ルート選定に向けた評価を実施した。地質リスクの抽出・検討にあたっては、当初計画ルートと線形変更案双方に対して、既往 LP データ（レベル 1000）から微地形表現図（傾斜量図・CS 立体図）を作成し、危険地形を判読した。さらに、判読した危険地形に対してその実在性とルートへの影響度合いを確認するための現地踏査を行い、最終的な地質リスクを評価することとした。

併せて、線形変更案にて最大のリスクとなる可能性のあった大規模地すべりブロックを対象に、2020 年 7 月豪雨（月間降水量 1,244mm を記録）を挟んだ時期の衛星 SAR 解析を実施し、本地すべりブロックの活動性を評価した。さらに、本大規模地すべりブロックに対するトンネル施工による安全率変化のあたり解析を行った。

以上の検討結果に基づき、当初計画ルートに対し線形変更案が総合的にリスクが小さく、有利となると評価した。

3. データ収集分析

(1) LP データ（微地形表現図）による地形判読結果および現地踏査結果

今回、微地形表現図としてレベル 1000LP データに基づき傾斜量図と CS 立体図を作成した。このうち、傾斜量図に関しては落石等の重力系災害の発生閾値を指標として 6 段階に彩色区分した図面を使用した（図-1②）。例えば不安定落石源（浮石）に関しては、傾斜 60°以上の斜面（≡崖地形）として抽出される。この傾斜量図に基づき、新旧両ルートともトンネル坑口上部斜面に不安定落石源、崩壊地形を抽出するとともに、当初計画ルート上にはトンネル坑口部に干渉する明瞭な地すべり地形（頭部滑落崖等）を見出した。

また、CS 立体図に関しては、地形の凹凸を凹地は青色、凸部は赤色で寒暖強調表示する

ことで、地表部における流水の流れをトレース可能な図面として使用した（図-1③）。このCS立体図に基づき、当初計画ルートではトンネル坑口（擁壁切土法面上部）に土石流リスクの高い溪流出口が位置することを再確認した（当該溪流上流域には崩壊地形やそれに伴う崖錐堆積物、谷筋には水の流れを示すガリー浸食地形、流末には円錐状に広がる土石流堆積物の分布を判読した）。一方で、線形変更案ではトンネル坑口部には土石流の発生を示唆する危険地形は抽出されず、土石流リスクは小さいことを確認した。

踏査時には、両微地形表現図で抽出したすべての危険地形を現地確認することができた。このうち、ガリー浸食地形を判読した渓流域では流水と多量の倒木の分布を確認したため、土石流が発生した場合の影響度が極めて大きいと判断した。

なお、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図で示された大規模地すべりブロックに関しては、微地形表現図による地形判読及び現地踏査においても、明瞭な地すべり変位地形を見出すことはできなかった。また、想定ブロックの末端には土石流堆積物が広く分布していることから、本地すべりブロックが存在する場合にも、すでに発生から相当の年月が経過しており、現況では安定しているものと考えられた。

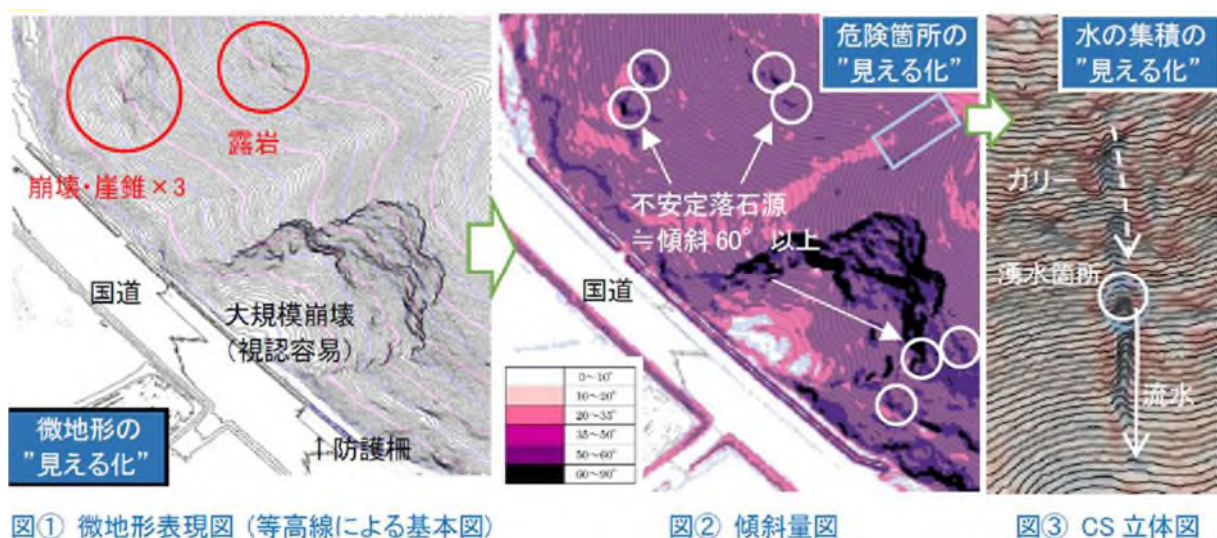


図-1 微地形表現図（傾斜量図・CS立体図）による危険地形判読例

(2) 衛星 SAR 解析による地すべり変動判定結果

防災科学技術研究所地すべり地形分布図の大規模地すべりブロックを対象に衛星 SAR 解析を実施し、豪雨時の滑動有無を判定した。対象とした豪雨は 2020 年 7 月期（月間降水量 1,244mm）である。また、使用した衛星データは南向軌道の ALOS2(2019/8/18、2020/8/16、2020/11/8 の 3 時期)とした。結果として、対象地すべりブロック範囲および周辺一帯斜面において、2020 年 7 月豪雨を挟んだ時期において有意となる 2mm/月以上の変位は確認されなかった。

(3) ボーリング結果および地すべり安定解析結果

前述の検討とは別途に、線形変更案の計画ルート上 4 地点において地層確認と地すべり

ブロック確認を兼ねたボーリング調査を実施した。ボーリングの結果、防災科学技術研究所により指摘されていた地すべりブロックのすべり面に該当すると思われる破碎帯が、複数のコアで確認された。これらを結んですべり面を想定した場合、従来範囲よりもさらに規模の大きな地すべりブロックが想定されることとなる。周辺地形からは現在滑動している様子は見られないが、少なくとも大規模地すべりブロックの実在性は否定できない結果となった。

そこで、トンネル掘削によりこの地すべりブロック全体に影響があるかを検討するため、斜面安定解析を実施した。その際、衛星 SAR 解析結果と現地踏査結果から現況動いていない岩盤すべりと判断されたため、現況安全率を 1.05 と設定した。結果として、トンネル掘削による安全率の変化は、微小（1.05 より低減無し）であることを確認した。

4. マネジメントの効果

当初計画ルートでは、トンネル坑口部が地すべり地形および土石流リスクの高い溪流出口に干渉する。このため、本ルートを採用した場合、事前に地すべり対策工（抑制工・抑止工）や砂防堰堤の設置が必須となる。一方、線形変更案ではトンネル区間の一部が現在滑動していない大規模地すべりブロックと干渉するため、万一に備えたモニタリング観測施工や事前の水抜きボーリング施工による地下水低下工等が必要と考えられるが、地すべり対策工や堰堤等の設置費用は不要となる。

以上のリスク検討結果に基づき、線形変更案が総合的に有利と判断した。コストに換算すると約 3.5 億円の低減が見込まれた。

5. データ様式の提案

「地質リスクを回避した事例（A 型）」として、表-1 にデータ様式案を示す。

表-1 データ様式（地質リスクを回避した事例；A型）

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者	非公表	
	工事名	—	
	工種	道路トンネル等	
	工事概要	新規道路整備	
	①当初工事費	—	
	当初工期	—	
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	道路トンネル施工時	
	予測されたトラブル	地すべり・土石流発生に伴う道路被災(工程遅延・事業費増)	
	回避した事象	地すべり、土石流など	
	工事への影響	—	
リスク管理の実際	判断した時期	道路予備修正設計段階	
	判断した者	発注者、調査業務受注者	
	判断の内容	当初計画ルートからの線形変更	
	判断に必要な情報	地質分布及び性状、衛星SAR解析結果	
リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング、詳細地形判読、衛星SAR解析、斜面安定解析
		修正設計	—
		対策工	砂防堰堤、地すべり対策工
	費用	追加調査	—
		修正設計	—
		対策工	—
		②合計	—
変更工事の内容	工事変更の内容		—
	③変更工事費		—
	変更工期		—
	間接的な影響項目		—
	受益者		—
リスクマネジメントの効果	費用(①－③－②)		約3.5億
	工期		—
	その他		—

発電施設における地すべりの地質リスクと対策検討事例

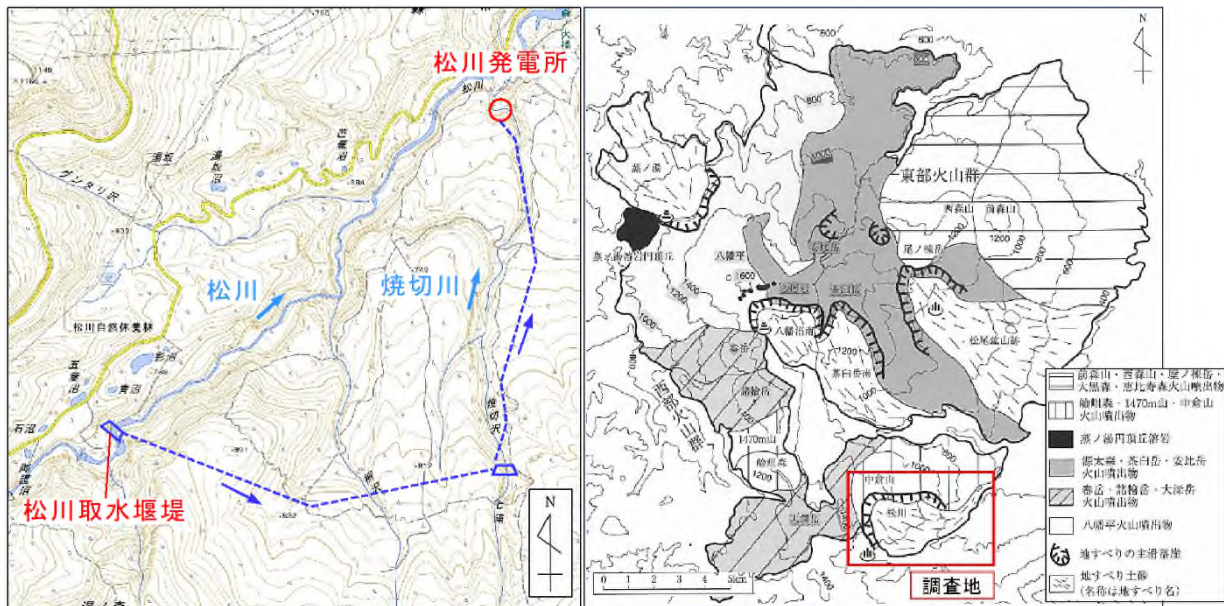
川崎地質株式会社 ○山田恵也・榊原信夫・高梨俊行・辻本雅治

1. 事例の概要

本松川発電所は、岩手県八幡平市松尾寄木に位置し、松川および焼切川から取水して発電を行う水力発電所である。当発電所は平成 8 年 10 月に運用を開始したが、平成 12 年に取水堰堤の構造物に変状が確認されたことから地質調査および法面对策工に着手した。

平成 14 年には地すべり対策として、アンカー工および排土工を施工したことで地すべり変動は一時的に沈静化したものの、アンカーの荷重が増大傾向を示すため観測業務を再開した。その後も地すべり変動が継続して確認され、平成 25 年には追加のアンカー工、平成 20 から令和 3 年にかけて地下水排除工（集水井工 2 基、横ボーリング工 2 箇所）が施工された。

現在も融雪期に地すべり変動が発生しており、アンカー荷重が年々増加し過緊張となる箇所も確認されている。この原因は、当初の設計で想定していた地すべり面よりも深く、より大きい地すべり荷重が作用し抑止力が不足しているためである。このまま変動が進行した場合、アンカーの破断や取水施設への影響が懸念される。そこで本業務では、アンカーの破断やそれに伴う被災リスクを軽減するため対策工を検討した。

図1 業務位置図¹⁾図-2 八幡平火山群の噴出物の分布²⁾

2. 事例分析のシナリオ

(1) 地形・地質概要

当該地は八幡平を中心とする火山群に位置し、周辺には大規模な地すべりが多数発達している。松川発電所取水堰堤は、これらのうちの一つである松川地すべりの末端部に位置し、それに伴って分化した副次ブロックに相当する。

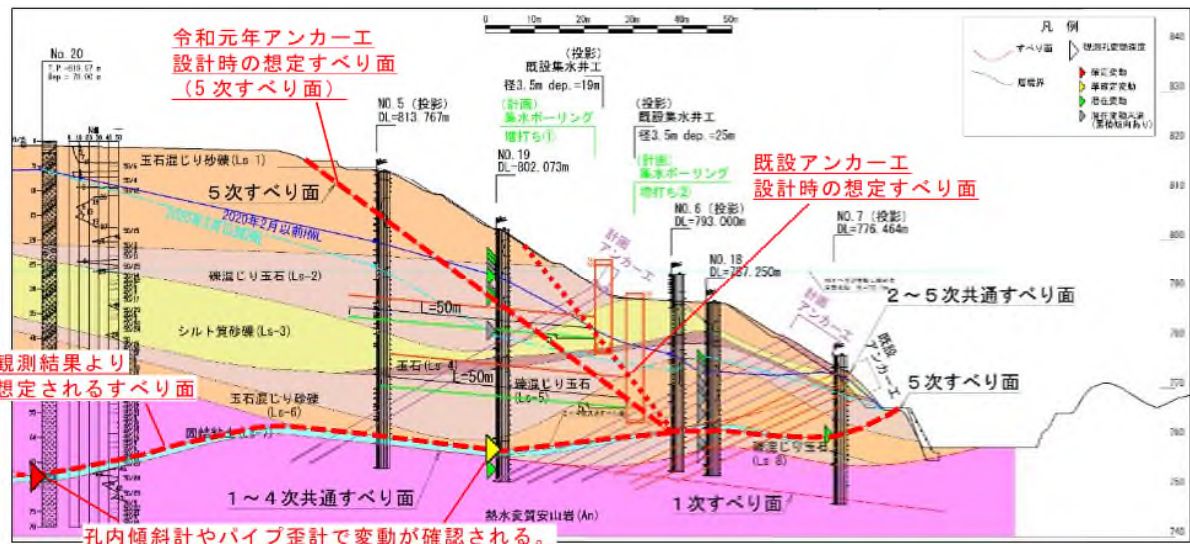


図3 地質推定断面図および想定すべり面

既往地質調査により得られた当該地すべりの推定地質断面図を図-2に示す。当該地は、熱水変質安山岩（An）を基盤岩とし、上位に安山岩塊や変質粘土が混合した崩積土層（Ls-1～6）が分布する。崩積土層と熱水変質安山岩の境界には固結粘土（Ls-7）が確認されており、すべり面と推定される。平成14年に施工したアンカー工および排土工は、最も末端の5次すべりを対象とした対策工である。

(2) 地すべりの素因・誘因

既往資料や文献の収集整理、動態観測結果より考えられる当該地すべりの素因・誘因は以下の通りである。

- 素因：大規模地すべりの末端部で、副次ブロックが発達しやすい地形
- 熱水変質作用を受けた基盤岩や崩積土が分布する脆弱な地質体
- 過去の地すべり活動による平坦地や窪地、沼といった涵養域の形成
- 誘因：融雪や豪雨に伴う地下水位（間隙水圧）の上昇と土質強度の低下

3. データ収集分析

(1) 既往対策工検討

平成14年施工アンカーの荷重増加を踏まえ、令和元年度にすべり面の見直しと追加対策工の検討が行われた。想定すべり面は既設アンカー工設計時よりも背面側に見直され、安定解析を基に追加対策工が検討された。その結果、既設アンカー工の斜面上部に抑止工（アンカー工）を追加することで所定の安全率を満足することが確認された。

(2) 地すべり動態観測

地すべり変動を把握するため、孔内傾斜計、地中伸縮計、パイプ歪計、地下水位計が設置されている。アンカーの維持管理として荷重計が設置され、5年ごとにアンカーリフトオフ試験を実施して残存緊張力を観測している。

孔内傾斜計やパイプ歪計の観測結果より、既設アンカー工設計時や既往対策工検討時（5次すべり面）より背面側のすべり面における変動が示唆されている。特に融雪期に変動が確認されており、変動 C～B（潜在～準確定変動）を示す。アンカーは最も荷重が増大している箇所では健全度 C まで進行しており、今後破断の危険性がある。

（3）対策工の検討

対策工は既設対策工の機能維持・向上を目的に応急対策工として検討を行った。比較検討した対策工は、令和元年度で検討されたアンカーの増打ちと既設集水井における集水ボーリングの増打ちである。動態観測結果より、令和元年度検討時よりも大規模な地すべり変動が示唆されること、既設アンカー工と同様に破断によるリスクが生じることから抑制工による対策工を提案した。

アンカー増打ちは、抑止力を増大させることに加え、既設アンカーにかかる荷重の軽減や分散の効果が期待される。一方、集水ボーリングの増打ちは、移動土塊内に分布する地下水を排水させ、地すべり活動の安定化が期待される。

4. マネジメントの効果

それぞれの概算直工費を算出した結果を以下に示す。集水ボーリング工の場合、アンカー工と比較して概算直工費だけでも 4,250 万円の削減となる見込みとなった。

概算直工費

- ・ 集水ボーリング工：4,250 万円（税抜）
- ・ アンカー工 ：8,840 万円（税抜）

また、アンカーの増打ちは令和元年度業務で検討された結果であるため、現在の既設アンカー工の機能や荷重分布状況を確認した上で、増打ちの位置・数量等の検討および設計を行う必要がある。

5. データ様式の提案

本事例は、「地質リスクが発現した事例（B 型）」として、次頁に様式を示す。

B. 地質リスクが発現した事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		発電所の維持管理者
	工事名		—
	工種		—
	工事概要		—
	①当初工事費		—
	当初工期		—
リスク発現事象	リスク発現時期		リフトオフ試験、地すべり動態観測時
	トラブルの内容		将来的な既設アンカーの破断リスクとそれに伴う法面変状
	トラブルの原因		想定より大規模な地すべり変動
	工事への影響		—
追加工事の内容	追加調査の内容		地すべり動態観測、地表踏査
	修正設計内容		アンカー詳細設計
	対策工事		アンカー工
	追加工事		—
	追加費用	追加調査	1,200 万円
		修正設計	440 万円
		対策工	8,840 万円
		追加工事	—
		②合計	10,920 万円
	延長工期		4 年
	間接的な影響項目		—
	負担者		発電所の維持管理者
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期		アンカー法面の変状前
	対応(すべき)者		発電所の維持管理者
	対応(すべき)内容		対策工、地すべり動態観測、地表踏査
	判断に必要な情報		地すべり動態観測結果
	対応費用	調査	1,200 万円
		対策工	4,250 万円
		③合計	5,450 万円
	想定工事	工事概要	—
		④工事費	—
		工期	—
リスクマネジメントの効果	費用((①+②)-(③+④))		5,470 万円
	工期		3 年
	その他		調査は対策工施工後の地すべり動態観測を想定

《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地図 GSI Maps (に加筆), (最終閲覧日 2025 年 6 月 5 日)
- 2) 日本の地形 3 東北 (2005): 東京大学出版会, p. 155.

大規模盛土の地盤安定性評価における地質調査の重要性

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング ○廣川 開、三浦 理司、
鎌田 佳苗

1. 事例の概要

□本事例は、大規模盛土造成地において安定対策設計のために実施された補足調査、解析である。補足調査では、盛土下部の軟弱層の正確な分布と土質強度を把握することが求められた。そこで、表面波探査では起振方法を工夫し、GL-20m 以深の軟弱層範囲を把握し、詳細なボーリング調査で各軟弱層の土質試験から土質定数を設定し、精度の高い安定解析を実施した。その結果、概略検討で想定した安定対策は不要であると判断された。詳細調査による地盤評価は、過剰な対策を防ぎ、事業工程を含めた、全体コストの最適化に寄与することを再認識したものである。

2. 事例分析のシナリオ

本事例は、図-2 に示す形状の軟弱地盤上の高盛土造成地の調査である。この盛土は1983～1986 年に造成されており、西側末端に擁壁（間知ブロック）がある。当該地の地形は某河川によって開析された氾濫平野にあたり、腐植土や腐植土混じりの粘性土などの軟弱粘性土が層厚 12m 程度堆積している。

盛土造成から約 30 年後の 2017 年度に法肩部で水平変位、2019 年に擁壁（間知ブロック）でクラックの変状が確認され、概略調査・解析の結果、これらの変状は円弧すべりに起因するものであり、対策工法の検討が必要であると評価された。

概略解析における強度定数の設定では、Ap 層 No.1 地点における粘着力 25.7kN/m^2 を沖積粘性土の全層に採用し、 25.7kN/m^2 を基準に各層ごとに強度増加率 m （粘性土＝0.3 有機質土＝0.2）に基づいて強度定数を推定する手法が用いられた。この設定は推定値に依存しており、実際の地盤強度に対して過小な評価を示している可能性があると考えられた。

本業務では、表面波探査で軟弱層の範囲を特定し、法尻部、中腹部、盛土上部でそれぞれ実施した詳細ボーリング調査より、土質強度定数を再設定し、再現性の高い安定解析を実施した上で、安定対策の可否について検討した。

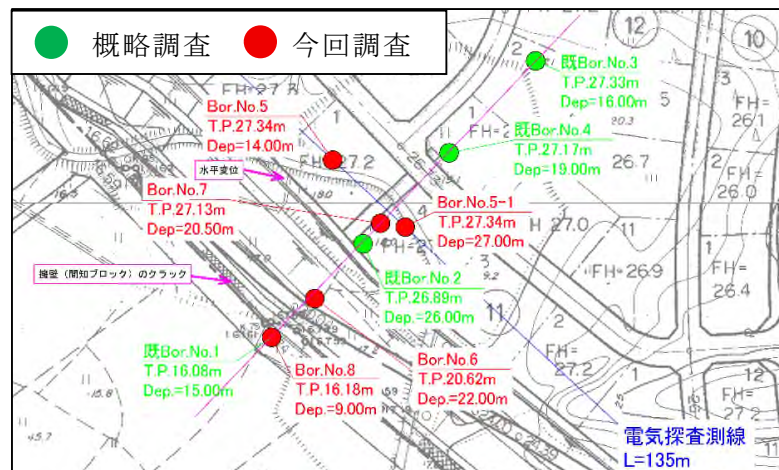


図-1 調査位置平面図

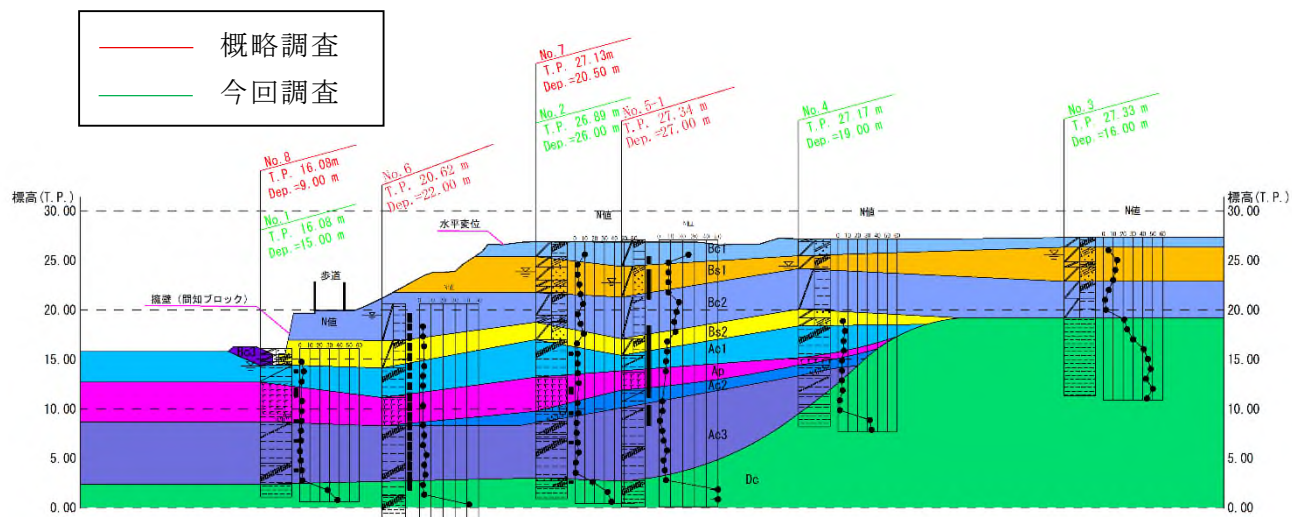


図-2 推定地層縦断面図

3. データ収集分析

(1) 変状の再評価

法肩部では、写真-1の歩道部で大きな段差が発生しているが、写真-2に示すように坂路には亀裂やクラックが確認されず、斜面小段に設置された水路にも押出などの変状が確認されていないことから、法肩部の変状は、肩部のみ限定されたものと判断された。

擁壁部では、写真-3に示すように水平に亀裂が走っており R2 年度に目地充填がされている。変状がみられる擁壁上部は集水地形となっており、擁壁背面が空洞化していることが確認された。写真-4の水抜き孔には土砂の流出していることと水平亀裂の範囲と背面の空洞化している範囲は一致しているため、擁壁の変状は背面空洞が原因であると考えられた。



写真-1 法肩部の変状



写真-2 中腹部の坂路



写真-3 擁壁の変状



写真-4 水抜き孔

(2) 表面波探査結果

図-3 に S 波速度断面図を示す。本業務では一般的なカケヤを使用せず、起振機により連続した振動を発生させ GL-20m 以上の深度の軟弱層境界を明確に判断することができた。軟弱層の下端深度は $L=25\text{m}$ であることが確認された。

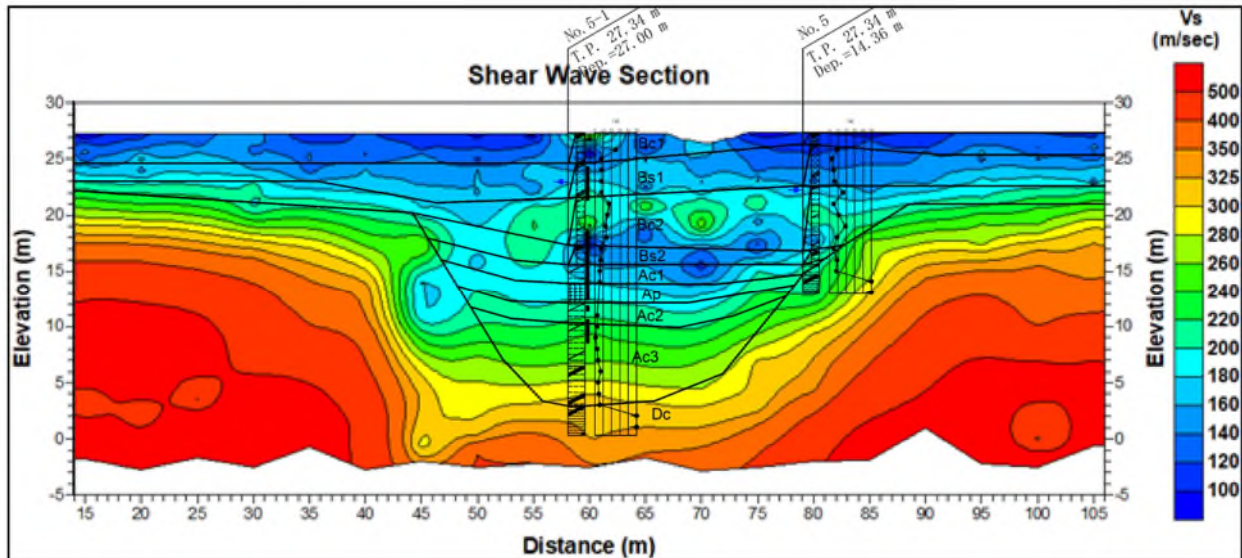


図-3 表面波探査結果

(3) 軟弱層の強度定数の評価

今回の調査では、各軟弱層の強度および強度増加率を詳細に確認するため、法尻部、中腹部、盛土上部の各地点で、各軟弱層を対象に三軸圧縮試験（CU）を実施し、土質強度定数を求めた。図-4 に Ap 層のモール円、図-5 に軟弱層の定数の比較図を示すが、概略時と比較すると強度増加率、粘着力が 20kN 程度大きい値を示し、概略時で設定した強度定数は、かなり安全側に設定していたことを確認した。

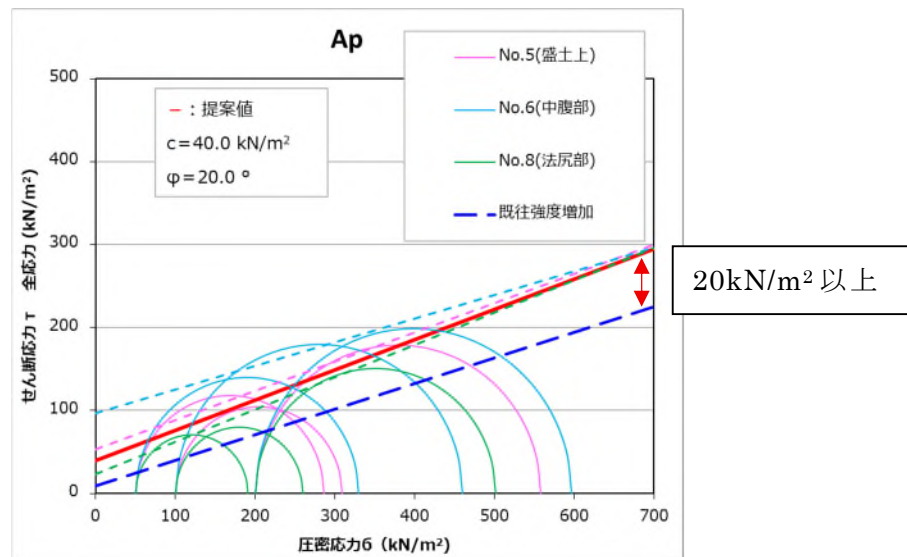


図-4 モール円重ね合わせ（Ap 層）

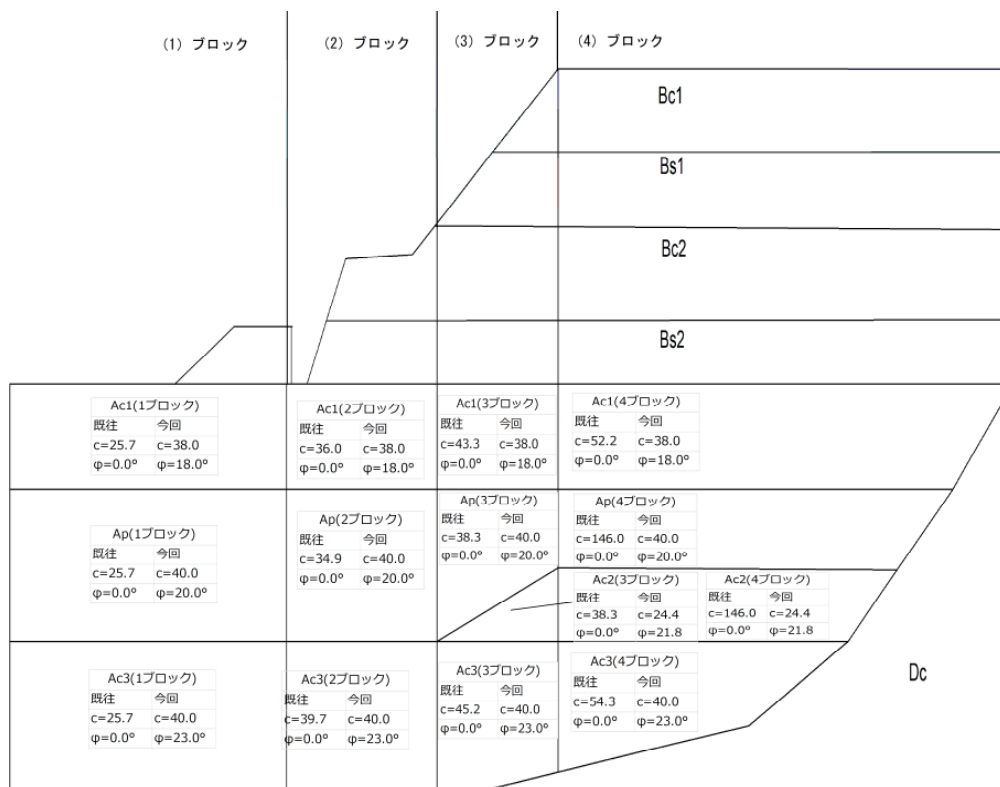


図-5 地盤定数比較図

今回設定した定数で現況解析を実施した結果を表-1に示す。前述で示したように、各軟弱層の強度定数は、概略時よりも大きい値を設定することとなり、常時、地震時ともに「盛土等防災マニュアルの解説」1) による許容安全率を満足することから、大規模盛土の常時、地震時の安全性は確保されていることを確認した。

表-1 安定解析結果

条件		最小安全率	判定
円弧すべり	常時 ($F_s \geq 1.50$)	2.239	OK
	地震時 ($F_s \geq 1.00$)	1.114	OK
複合すべり	常時 ($F_s \geq 1.50$)	2.425	OK
	地震時 ($F_s \geq 1.00$)	1.135	OK

(4) 変状の原因特定

盛土法肩の変状と擁壁との変状は①すべり破壊による変状と②圧密沈下による変状の可能性が考えられたが、現地踏査の結果から盛土法肩の変状と擁壁との変状は連動しておらず、安定解析結果より、①すべり破壊による変状の可能性は否定された。

②の圧密沈下による変状について確認するために、盛土の下位に堆積する各軟弱層を対象に圧密試験、間隙水圧試験を実施した。間隙水圧測定から過剰間隙水圧は発生していないこと、圧密試験から現状の有効応力に建物荷重を考慮した場合においても安定していることが確認され、盛土の下位に堆積する軟弱層の圧密沈下は終息し、安定した状態であると判断された。

変状の要因として、法肩部は盛土の締固め不足と地下水の影響、擁壁部は土砂流出に伴う背面空洞化によるものと結論づけられた。

4. マネジメント効果

本調査は、概略検討で想定された安定対策に対して、詳細な地盤情報を取得し安定対策が不要であると結論づけた事例である。

概略検討では必要な安定対策として、深層混合処理工法が採用され約 2.8 億の工事費が見積もられた。

このプロセスを通じて、詳細調査と再現性の高い解析によって、地質リスク（想定していた安定対策の必要性）を回避し、全体コストの最適化と効率的な事業運営に大きく貢献できることを示すものである。

5. データ様式の提案

「地質リスクを回避した事例（A型）」として、表-2 にデータ様式案を示す。

表-2 データ様式（地質リスクを回避した事例； A 型）

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公表
	工種		宅地造成
	工事概要		大規模盛土造成
	①当初工事費		調査、検討費 1000万円 対策工事費 2.8億円
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		概略調査検討時
	予測されたトラブル		盛土安定対策
	回避した事象		盛土安定対策工事の回避
	工事への影響		—
リスク管理の実際	判断した時期		詳細調査検討時
	判断した者		発注者、調査・検討受注者
	判断の内容		詳細地質調査の実施
	判断に必要な情報		地質分布及び性状
リスク対応の実際	内容	追加調査	追加ボーリング、室内試験の実施 表面波探査
	費用	追加調査	1700万円
		②合計	1700万円
変更工事の内容	工事変更の内容		対策不要
	③変更工事費		0
	間接的な影響項目		—
	受益者		
リスクマネジメンの 効果	費用（①－③－②）		-2.7億円
	工期		—
	その他		より詳細な調査を実施することにより過度な対策工事の実施を回避することができた。

《引用・参考文献》

- 1) 盛土等防災研究会（令和5年11月20日）：盛土等防災マニュアルの解説〔I〕 p.12