

第3回

# 地質リスクマネジメント 事例研究発表会 講演論文集



平成24年10月19日（金）

主催：地質リスク学会 / 一般社団法人全国地質調査業協会連合会

後援：国土交通省国土技術政策総合研究所

協賛：独立行政法人土木研究所、独立行政法人産業技術総合研究所、NPO地質情報整備活用機構、公益社団法人地盤工学会関東支部

はじめに  
価値を追求する新しいリスクマネジメントモデルの実践へ

今年度も、第三回の地質リスク事例研究発表会を開催することが出来ましたこと、喜びに堪えません。投稿・発表して頂いた皆さまの勇気とご努力に心から感謝申し上げます。

今年の9月11日から13日にかけて米国ラスベガスで開催された、RICS/COBRA と称する Royal Institute of Chartered Surveyors（王立測量士協会？）の年次学術講演会に出席させて頂いた。そこで基調講演を務めさせて頂くと同時に、CONSTRUCTION FUTURES（建設の将来）というワークショップにも招かれ、参加させて頂いた。

初日の基調講演では、日本の建設産業の「自称 報道官」として、東京大学教授の小澤一雅先生、国土交通省国土技術政策総合研究所 道路研究部長の森望様、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 専務理事の木下賢司様との共著原稿である“Towards High Performance through Competition in the Construction Industry in Japan”を発表させて頂いた。日本の公共建設調達システム変革の柱である大・中・小循環、コリンズ（今回は工事に焦点）、監督・検査方式、総合評価方式、を紹介すると同時に、近年増大している「くじ引き入札」を巡る苦悩も聴衆の方々と共有することを試みた。質の高い公共工事・事業の実現に全力を尽くしていらっしゃる皆さまを思いながら、お話をさせて頂いたつもりである。何名かの方から「面白かった」とのお言葉を頂き、「日本プチ代表（笑）」としての最低限の責任は果たすことが出来たのではないかと感じている。今回の学会の主催者であるアリゾナ州立大学のカシワギ教授からは、日本の建設産業の能力を改めて高く評価して頂き、嬉しく思った。しかし、くじ引き入札など最低制限価格の「推定ゲーム」に対しての「There is no competition in Japanese construction industry!」という同教授のお言葉は、今も私の胸に深く突き刺さっている。

ワークショップでは、事前に、協働、(BIMなどの)技術、教育の将来、職業人と職能の違い、の四つのテーマが掲げられていたので、迷うことなく協働のテーマを選んだ。そこで、地質リスク学会の方針・活動を積極的に紹介させて頂いた。グループにいたオランダ人の建築規則立案・検査官からは、「それって地質に限るべきことじゃないじゃん!」との嬉しいご意見も頂いた。グループの結論は、

- ・ 殆どの人は協働の価値を知らない。
- ・ したがって、それを試みる必要がある。
- ・ 次に、その価値を計測し、確認する必要がある。
- ・ その結果を一般の方々に伝えていくことが大事である。
- ・ これらは学会の役割の一つである。

という、まさに私たち地質リスク学会の活動方針に沿ったものとなった。

今回の学会に参加して、「日本は先端を走っている!」と改めて感じた。高品質を実現するためのひとりひとりの高い能力と熱い情熱、総合評価など高品質を支えるシステムを提

案・構築・継続的改善する産官学協働の JAPAN モデルは、堂々と胸を張って世界に主張できる、いや、主張すべきであると感じた！

しかし同時に、それによって、競走（競争）が無くなっている一面があることも実感した。諸外国ならば応札者を十分に差別化できると思われる競走方式が、日本では機能しないことが多いのではないか。このままでは、企業が切磋琢磨する健全な競走の土俵を創ることは、益々難しくなっていくように思われた。

この難題を克服する一つの方法は、社会基盤施設の利用者さらには納税者が求める真の価値を追究・追求することであると感じた。真の価値の一つは、人々の安全・安心の確保である。日本の建設業界は、お互いを切磋琢磨する競走に身を置いて自身を磨きあげながら、安全・安心を共に確保する「共創的リスクマネジメント」を実施することが必要ではないか、と改めて思った。

第三回の事例研究発表会を迎えた今、そのためのモデルを構築し実践していく使命が、地質リスク学会には課せられているように思う。人々の安全・安心を確保するために、地質リスクを段階的に丁寧に減少させていくリスクマネジメントプロセスの構築、各リスクマネジメントの効果を冷静に計測できる計量化手法の開発、厳しい研鑽を積むことによつて的確なリスクマネジメントを主導または助言する地質技術顧問の育成・導入―「それって地質に限るべきことじゃないじゃん！」と建設の将来のワークショップで仰って頂いたように、これらの活動は今後の社会基盤施設のマネジメントにおいて重要な役割を果たすと考えられる。

その共創的リスクマネジメントに息吹を吹き込む主役が、若手技術者である。今回は、若手技術者の方々に事例研究発表会活性化委員会を組織して頂き、事例収集を活発化するために様々な知恵を絞り、汗をかいて頂いた。委員の皆さまには多くの事例を収集して頂くと同時に、事例研究さらには学会の一層の発展につながる多くのアイデアも頂いている。大変なご苦勞を厭わずに全力を尽くして頂いた委員の皆さまに、心から感謝申し上げる次第である。

最後に、「失敗」を冷静に見つめ直そうとする事例研究の投稿・発表までには、今回も幾多の困難を経験されたことと思います。本学会は、その困難を乗り越えようとする各会員の勇気とご努力を、全ての会員と共有し、前に進んで行く所存です。

皆さまとご家族の方々の益々のご健勝とご多幸を心よりお祈り申し上げます。

ありがとうございました。

平成 24 年 10 月 19 日  
地質リスク学会会長  
渡邊 法美



# 第 I 編 プログラム

## 第 3 回地質リスクマネジメント事例研究発表会

共催：地質リスク学会 / (社)全国地質調査業協会連合会

後援：国土交通省国土技術政策総合研究所

協賛：独立行政法人土木研究所、独立行政法人産業技術総合研究所、NPO 地質情報整備活用機構  
公益社団法人地盤工学会関東支部

### <開催趣旨>

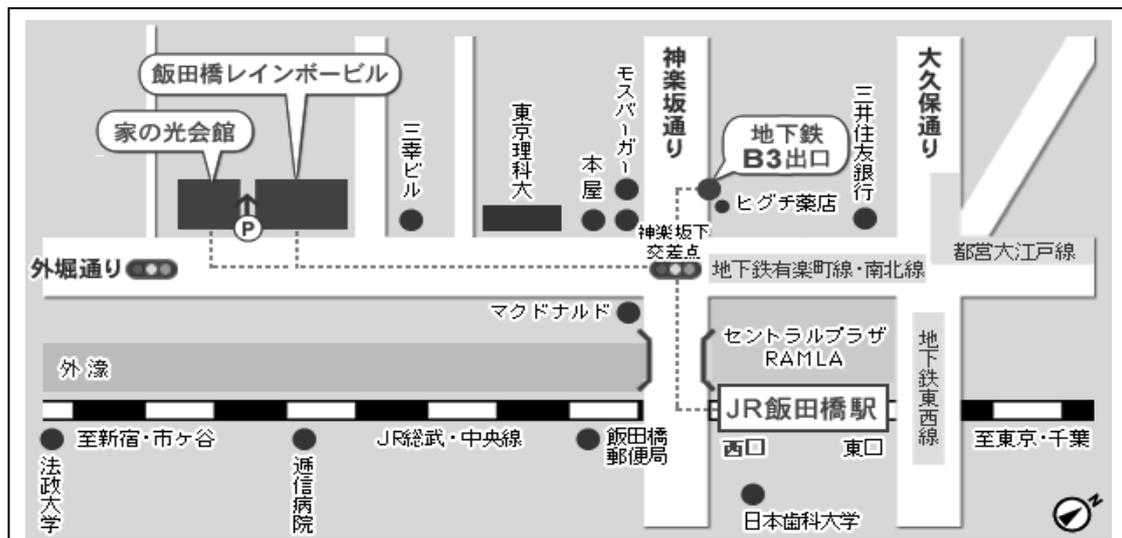
事例研究発表会の主な目的は、建設工事等における地質リスクのマネジメントの実例を紹介し、様々な課題を議論し共有することにあります。

### <開催要領>

開催日：平成 24 年 10 月 19 日（金） 定員：200 名

開催場所：飯田橋レインボービル

〒162-0826 東京都新宿区市谷船河原町 11 番地 飯田橋レインボービル TEL 03-3260-4791



JR 総武線飯田橋駅西口または、  
地下鉄有楽町線・南北線・東西線・大江戸線飯田橋駅の神楽坂下 B3 出口より徒歩約 5 分

### <プログラム>

・全体会 (9:30~12:15)

開場 9:30

開会挨拶 9:45~10:00 開会挨拶 渡邊 法美 (地質リスク学会 会長)

[第 1 部 取組状況報告]

10:00~11:00 「適切な地盤調査による公共事業コスト縮減の実現」

原 隆史 (地質リスク学会 理事 / 岐阜大学 准教授)

11:00~12:00 「北海道での取り組み - 最適設計のための「地質リスク回避のボーリング調査と評価の手引き」の作成と活用 -」

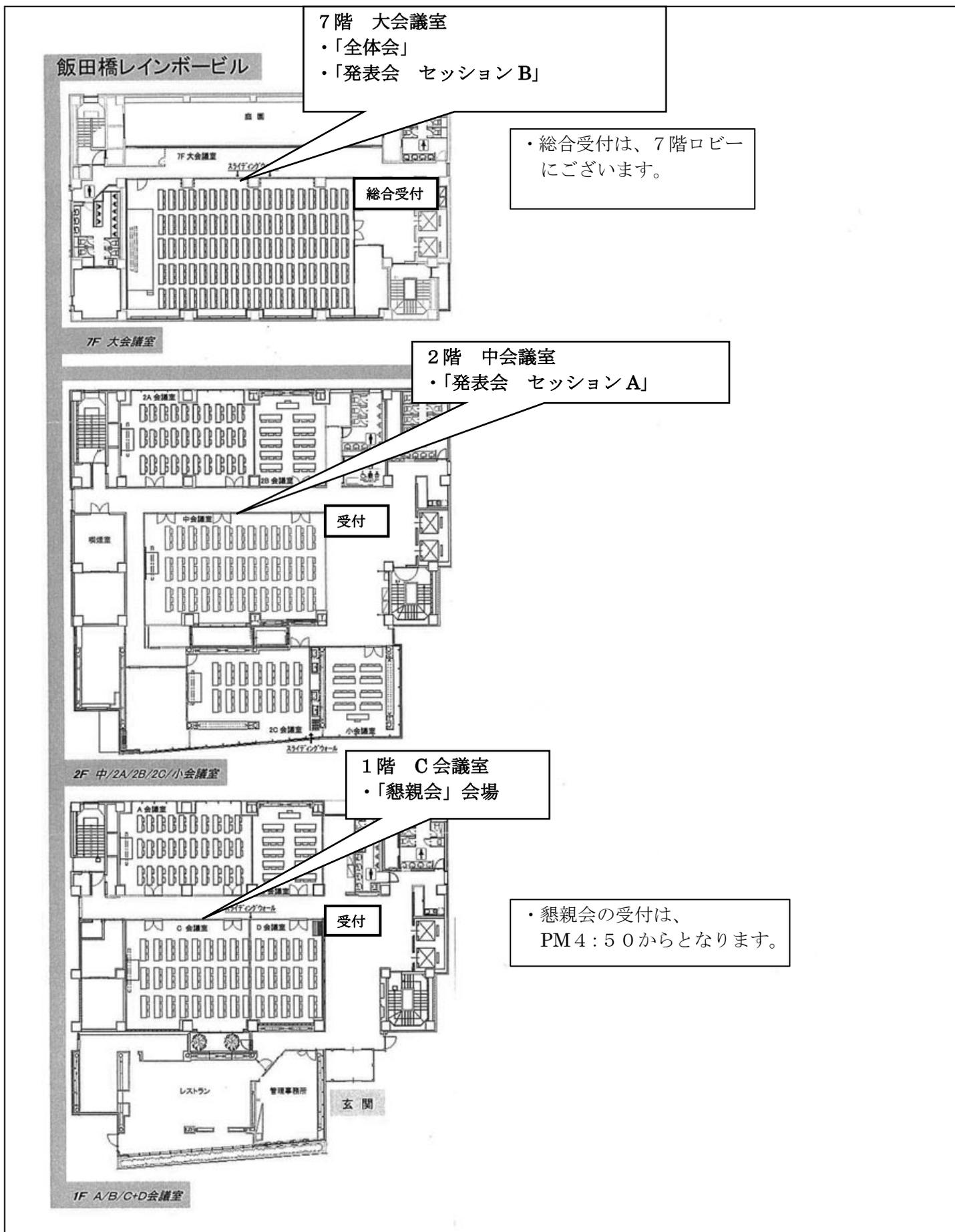
佐藤 昌志 (独立行政法人土木研究所 寒地土木研究所  
上席研究員 / 地質リスク学会 運営委員会委員)

12:00~12:15 第 2 部 地質リスクマネジメント事例研究発表会 優秀論文賞授与式

・第 2 部 事例研究発表会 (午後) 13:30~16:40 (16 編)

・懇親会 17:00~

会場内配置図



事例研究発表内容一覧

セッション区分	論文No	口頭発表者	所属先	題目	事例種類
セッション A-1 2F 中会議室 13:30~15:00	1	三谷 由加里	株式会社建設技術研究所 九州支社	ダム貯水池対策工基礎に対する地質リスクの予測と回避事例	C型
	2	永井 啓資	大地コンサルタント株式会社	地質学的判断からのボーリング延伸による地質リスクの回避	A型
	3	米浦 大輔	復建調査設計株式会社	地盤改良設計における地質リスク対応事例 -道路盛土建設を例として-	A型
	4	浅野 憲雄	岐阜大学	岐阜県における落石リスク対策	D型
セッション A-2 2F 中会議室 15:10~16:40	5	常川 善弘	株式会社相愛	切土のり面のグラウンドアンカー施工時における地質リスク管理事例について	C型
	6	牛渡 聡	株式会社 構研エンジニアリング	所定の強度が確認できないアンカー一定着層の原因推定と対応事例	C型
	7	川井 武志	明治コンサルタント株式会社	旧橋撤去工事における地質リスクの妥当性検討の事例	A型
	8	安元 和己	株式会社ドーコン	ダム原石採取工事において「品質」と「賦存量」に関するリスクを考慮した採取管理の事例	C型
セッション B-1 7F 大会議室 13:30~15:00	9	川井田 実	中日本高速道路株式会社	地盤リスクは我にあり	D型
	10	原 重守	株式会社 浜南ダイア	空中写真判読の威力とリスク	B型
	11	豊澤 康男	独立行政法人労働安全衛生総合研究所	泥炭掘削時における土砂崩壊災害事例のリスクマネジメントについて	B型
	12	須藤 宏	応用地質株式会社 横浜支店	付加体分布域の高速道路における切土工で発生したトップリング現象	B型
セッション B-2 7F 大会議室 15:10~16:40	13	仙波 伸治	応用地質株式会社	ニューマチックケーソン施工に伴う漏気による周辺地域への影響リスク回避事例	A型
	14	大栗 究	株式会社建設技術研究所	橋梁基礎工事による近接水源井戸への影響リスク回避方法の検討	D型
	15	末宗 克浩	中央開発株式会社	ボーリング調査時のメタンガス以外の可燃性ガス観測事例	D型
	16	坂本 昇	株式会社地研	長大切土法面施工現場で発生した地質リスク	C型

**\*事例種類について**

以下の4つに分類されます。

- A型：地質リスクを回避した事例
- B型：地質リスクが発現した事例
- C型：発現した地質リスクを最小限に回避した事例
- D型：上記のA型、B型、C型以外の事例

**\*セッションの司会者について**

- ・セッションA 小笠原正継 (地質リスク学会 副会長)
- ・セッションB 渡邊 法美 (地質リスク学会 会長)

**\*事例研究発表会の時間配分について**

- ・2会場 (AとB) に分かれ、以下の時間帯で実施する。  
13:30~15:00  
15:10~16:40
- ・口頭発表時間は、1編当たり15分とする。

## 第Ⅱ編 第1部 取組状況報告

# 適切な地盤調査による 公共工事コスト削減の実現

原 隆史

岐阜大学 工学部 社会基盤工学科



何が適切かが問題！

地盤調査が重要なことは分かっている！

地盤抵抗の不確実性

評価の考え方

## 適切な地盤調査による 公共工事コスト削減の実現

設計(の安全性)

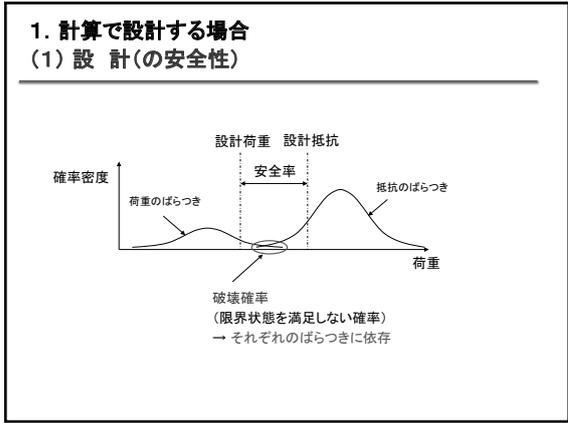
地盤調査の反映効果

リスクマネジメント

具体的にどうつながるのかが分からない！

### CONTENTS

1. 計算(式、FEM)で設計する場合(杭基礎の設計例)
  - (1) 設計(の安全性)
  - (2) 設計での不確実性とは
  - (3) 地盤調査でコストを削減する事例
2. 計算で設計しにくい場合(切土で地盤調査をすべきか否かの例)
  - (1) 地盤調査の実施で考えること
  - (2) 地盤調査でコストを削減する事例
  - (3) 潜在的危険度の定量評価
3. リスクマネジメントと地質リスク学会の活動
  - (1) 事業費のリスクマネジメント
  - (2) 地質リスク学会の活動



### 余談: これまでと今後の設計基準

#### 性能設計 (PBD)

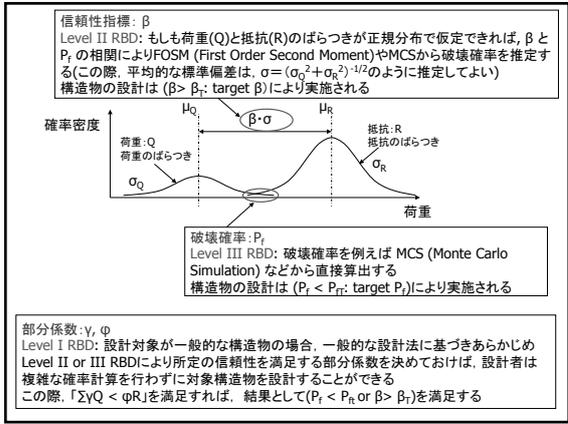
- 構造物に要求される性能を満足するように設計する

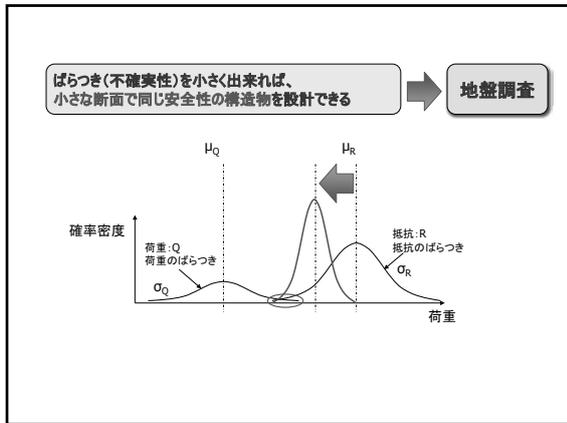
#### 限界状態設計 (LSD)

- 性能設計を実現する実務的な一手法  
- (限界状態を満足する = 性能を満足するとみなす)

#### 信頼性設計 (RBD)

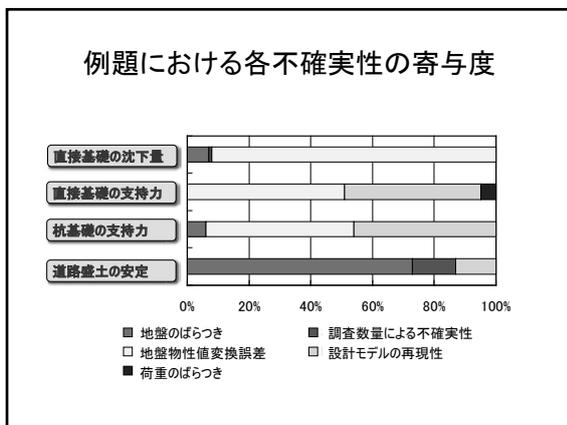
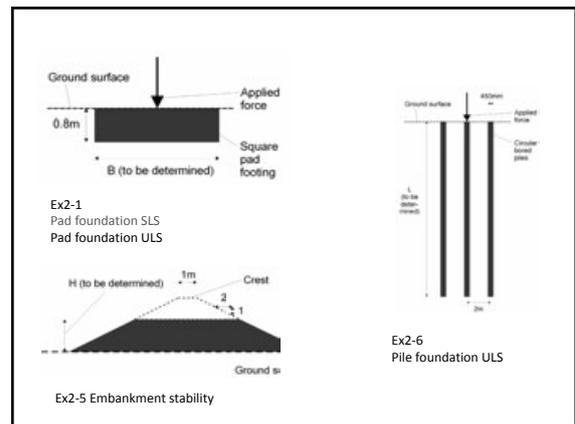
- どの程度の信頼性(破壊確率)で限界状態を満足するか





- (2) 設計における不確実性とは
- 地盤調査結果のばらつき(空間分布)**
    - 地盤調査結果は一般に鉛直・水平方向ともばらつく
  - 調査数量による不確実性(統計的誤差)**
    - ボーリング本数や間隔によって調査の信頼性は変化する
  - 地盤物性値の変換誤差**
    - 地盤定数の設定法による誤差
    - (N値から、φを設定は不確実性が高い)
  - 設計モデルの再現性**
    - 解析方法(簡易式、設計式、はり/板モデル、FEM解析...)の実態挙動の再現性
    - (Eg. 支持方式と載荷試験結果とを比較すると一般にばらついている)
  - 荷重のばらつき**
    - 設計状況(荷重組合せ)の実態はばらついている

- 各不確実性の設計への寄与度 (ETC10での例題に対する試算)
- ETC10**
- ユーロコード7 (EC7) の評価に関する国際委員会.
  - 各国がEC7を用いて同一の例題を設計し国際会議で比較する.
  - 2010年度の例題は全部で6題で、この例題には地盤調査結果も含む.
- 背景:**
- 欧州の地盤分野では信頼性解析が普及していない(他分野では発展)
  - 各国がそれぞれの部分安全係数(安全率のようなもの)を用いて設計
  - 各国の結果はばらばらで、統一が図られていない
  - それを話し合いて統一しようとする原始的な方法がとられている
- 日本の対応:**
- 3題の例題に対しレベルⅢの信頼性解析を実施
  - 信頼性解析の普及を促す
  - (構造物が同じ目標信頼性なら同じ結果となるはず)



(3) 地盤調査でコストを縮減する事例

**設計条件(仮定)**

- 高架橋の杭基礎の設計
- 対象下部工: 10線脚(200本の場所打ち杭、径1.2m)
- 1地盤調査は各橋脚位置で実施
- 地盤条件: 図のとおり
- G: 橋脚あたりの永続荷重: 4,000 kN
- (確率変数 ( $\xi_G$ ), 正規分布,  $\mu=1.0, sd=0.1$ )
- Q: 橋脚あたりの変動荷重: 2,000 kN
- (確率変数 ( $\xi_Q$ ), 正規分布,  $\mu=1.0, sd=0.2$ )
- 設 計: 支持力を満足する杭長

**性能関数**

$$g = R - S \geq 0$$

**支持力 (R)**

$$R = \delta_{M'} \cdot (\delta_{B'} \cdot \delta_{BQ} \cdot q_d \cdot A + \delta_{M'} \cdot \delta_{M'} \cdot U \cdot l \cdot f)$$

**荷重 (S)**

$$S = \delta_G \cdot G + \delta_Q \cdot Q$$

Clay layer  
N=17-23  
( $\mu=20$ )

48.5m

Sandy layer  
N>30

### 基本ケース

#### N値を用いた設計で、杭長50m

	Initial design (l=50m)	Note
建設費用 (円)	1,000,000,000	
追加費用 (JPY)	0	
費用の合計 (円)	1,000,000,000	
先端面積 (A, m <sup>2</sup> )	1.12	
先端支持力度 (q <sub>a</sub> , kN/m <sup>2</sup> )	3,000	
地盤のばらつき (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.1	正規分布
変換係数 (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.2	正規分布
周長 (m)	3.77	
周厚 (m)	48.5	
周面摩擦力度 (f, kN/m <sup>2</sup> )	100	
地盤のばらつき (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.2	正規分布
変換係数 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	正規分布
設計モデルの再現性 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	正規分布
信頼性指標 (β)	2.09	

\* MCS with 1,000,000 runs

「現行設計と同等以上の信頼性を確保すると仮定した場合、この信頼性を目標信頼性とす。」

### 代替案1

#### N値を用いた設計(基本ケースと同じ)で杭長40m

	Initial design (l=50m)	Alternative design 1 (l=40m)	Note
建設費用 (円)	1,000,000,000	800,000,000	
追加費用 (JPY)	0	0	
費用の合計 (円)	1,000,000,000	800,000,000	減額 -200,000,000
先端面積 (A, m <sup>2</sup> )	1.12	1.12	
先端支持力度 (q <sub>a</sub> , kN/m <sup>2</sup> )	3,000	2,000	減額
地盤のばらつき (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.1	m=1.0, sd=0.2	= (s <sub>qa</sub> )
変換係数 (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.2	m=1.0, sd=0.3	増額
周長 (m)	3.77	3.77	
周厚 (m)	48.5	48.5	
周面摩擦力度 (f, kN/m <sup>2</sup> )	100	100	
地盤のばらつき (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.2	m=1.0, sd=0.2	
変換係数 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	m=1.0, sd=0.3	
設計モデルの再現性 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	m=1.0, sd=0.4	増額
信頼性指標 (β)	2.09 (β <sub>T</sub> )	1.41	

\* MCS with 1,000,000 runs

**NG!**  
β < β<sub>T</sub>

### 代替案2

#### 土質試験を実施した設計で、杭長40m

	Initial design (l=50m)	Alternative design 1 (l=40m)	Note
建設費用 (円)	1,000,000,000	800,000,000	土質試験費用
追加費用 (JPY)	0	100,000,000	
費用の合計 (円)	1,000,000,000	900,000,000	減額 -100,000,000
先端面積 (A, m <sup>2</sup> )	1.12	1.12	
先端支持力度 (q <sub>a</sub> , kN/m <sup>2</sup> )	3,000	3,000	土質試験
地盤のばらつき (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.1	m=1.0, sd=0.15	= (s <sub>qa</sub> ) but 土質試験
変換係数 (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.2	m=1.0, sd=0.15	土質試験
周長 (m)	3.77	3.77	
周厚 (m)	48.5	48.5	
周面摩擦力度 (f, kN/m <sup>2</sup> )	100	250	土質試験
地盤のばらつき (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.2	m=1.0, sd=0.15	土質試験
変換係数 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	m=1.0, sd=0.20	土質試験
設計モデルの再現性 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	m=1.0, sd=0.4	増額
信頼性指標 (β)	2.09 (β <sub>T</sub> )	2.09	

\* MCS with 1,000,000 runs

**OK!**  
β = β<sub>T</sub>

### 代替案3

#### 土質試験と載荷試験を実施した設計で、杭長25m

	Initial design (l=50m)	Alternative design 3 (l=25m)	Note
建設費用 (円)	1,000,000,000	500,000,000	
追加費用 (JPY)	0	150,000,000	土質試験・載荷試験
費用の合計 (円)	1,000,000,000	650,000,000	減額 -350,000,000
先端面積 (A, m <sup>2</sup> )	1.12	1.12	
先端支持力度 (q <sub>a</sub> , kN/m <sup>2</sup> )	3,000	3,000	土質試験
地盤のばらつき (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.1	m=1.0, sd=0.15	= (s <sub>qa</sub> ) but 土質試験
変換係数 (s <sub>qa</sub> )	m=1.0, sd=0.2	m=1.0, sd=0.15	土質試験
周長 (m)	3.77	3.77	
周厚 (m)	48.5	48.5	
周面摩擦力度 (f, kN/m <sup>2</sup> )	100	250	土質試験
地盤のばらつき (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.2	m=1.0, sd=0.15	土質試験
変換係数 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	m=1.0, sd=0.20	土質試験
設計モデルの再現性 (s <sub>f</sub> )	m=1.0, sd=0.3	m=1.0, sd=0.30	載荷試験
信頼性指標 (β)	2.09 (β <sub>T</sub> )	2.49	

\* MCS with 1,000,000 runs

**OK!**  
β > β<sub>T</sub>

### 地盤調査等によるコスト削減 (高架橋の杭基礎の例)

#### 設計成果

	当初設計	代替案2	代替案3
設計方法	N値から設計	土質試験から設計	土質試験と載荷試験から設計
杭長	50m	40m	25m
信頼性指標 (β)	2.09	2.09	2.49
建設費用 (円)	1,000,000,000	900,000,000	650,000,000
コスト削減効果	1.0	<b>0.9</b>	<b>0.65</b>

#### 信頼性設計と地盤調査等によるコスト削減

- このような対応は、個別に委員会等で定性的に実施してきた。一般的工事では適用が困難だった
- 今後は、信頼性設計の確立により地盤調査等効果の適正な評価がなされる
- (新技術・新工法・最新の研究成果の活用も同様)
- ただし、みなし仕様(部分係数法)ではなく、レベルIIやIIIの信頼性設計が必要
- 「適切な地盤調査」や「合理的な新技術・新工法の活用」は今後のコスト削減の中核をなす

### 2. 計算で設計しにくい場合

#### (1) 地盤調査の実施で考えること

これまでの事例報告で多く見られる例

調査を実施せずに標準勾配で切土し、施工中に崩壊して多大な費用が発生

↓

これまでの事例報告での多くの考察

崩壊対応に要した費用 ↔ 地盤調査や事前対応に要する費用 (事前に対応すれば崩壊はない)

差額: リスクマネジメント効果

それはないでしょう!

地盤調査しないからといって全てが崩壊するわけではない

地盤調査したらからといって崩壊しないわけではない

### 地盤調査の実施で考えること

**調査結果の信頼性**

- 地盤に欠陥があり(真実), 欠陥があると判定した場合(正しい判断)
- 地盤に欠陥があり(真実), 欠陥がないと判定した場合(大きな誤り)
- 地盤に欠陥がなく(真実), 欠陥がないと判定した場合(正しい判断)
- 地盤に欠陥がなく(真実), 欠陥があると判定した場合(小さな誤り)

**調査結果の信頼性:**  
これまでの調査/工事の実績(経験), 医療の事例などから検討中

### (2) 地盤調査でコストを削減する事例

**参考事例: A 現場(新設道路の切土斜面)**

調査を実施せず標準勾配で計画 → 初期工事費: 85,000千円

↓

施工中に斜面崩壊が発生 → 事後対応費: 200,000千円

**事例報告での考察**

事前に調査を実施(13,000千円)し, ルート変更/切土高さの低下等の対策で安全な施工が実現したのではないか

### 基本的な確率の仮定

**調査結果の信頼性**

- 地盤に欠陥があり(真実), 欠陥があると判定する確率 → 90%
- 地盤に欠陥があり(真実), 欠陥がないと判定する確率 → 10%
- 地盤に欠陥がなく(真実), 欠陥がないと判定する確率 → 80%
- 地盤に欠陥がなく(真実), 欠陥があると判定する確率 → 20%

欠陥がある場合に崩壊する確率 → 80%

対象斜面の潜在的な危険性 → 20% → 感度分析

どう設定するかは後で解説

### 期待費用の算出方法

**調査をしなかった場合の期待費用**

$$= \text{崩壊後の対応費} \times \text{潜在的な危険性} \times \text{欠陥がある場合に崩壊する確率}$$

**調査をした場合の期待費用**

地盤に欠陥があり, 欠陥があると判定した場合

$$= \text{潜在的な危険性} \times \text{地盤に欠陥があり, 欠陥があると判定する確率} \times (\text{調査費用} + \text{事前対策費})$$

地盤に欠陥があり, 欠陥がないと判定した場合

$$= \text{潜在的な危険性} \times \text{地盤に欠陥があり, 欠陥がないと判定する確率} \times (\text{調査費用} + \text{欠陥がある場合に崩壊する確率} \times \text{崩壊後の対応費})$$

地盤に欠陥がなく, 欠陥がないと判定した場合

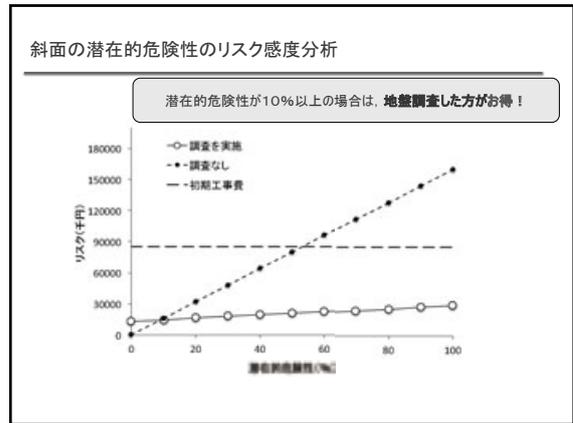
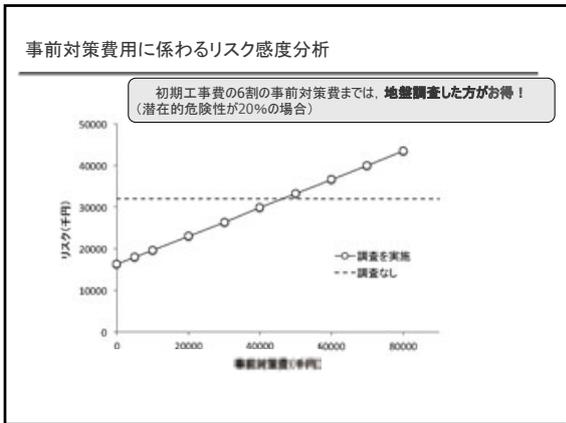
$$= (1 - \text{潜在的な危険性}) \times \text{地盤に欠陥がなく, 欠陥がないと判定する確率} \times \text{調査費用}$$

地盤に欠陥がなく, 欠陥があると判定した場合

$$= (1 - \text{潜在的な危険性}) \times \text{地盤に欠陥がなく, 欠陥があると判定する確率} \times (\text{調査費用} + \text{事前対策費})$$

### 試算結果

	リスク(期待費用)(千円)		備考
	調査なし	調査実施	
調査費用	0 -	13,000 -	
事前対策費	0 -	0 -	別途感度分析
崩壊後の対応費	200,000 -	200,000 -	対応実績
地盤に欠陥があり欠陥があると判定し要する費用		2,340 -	
地盤に欠陥があり欠陥がないと判定し要する費用		3,460 -	
地盤に欠陥がなく欠陥がないと判定し要する費用		8,320 -	
地盤に欠陥がなく欠陥があると判定し要する費用		2,080 -	
<b>リスク</b>	<b>32,000 -</b>	<b>16,200 -</b>	
(初期工事費)	(85,000 -)	(85,000 -)	



### 潜在的危険度の定量的評価

- 潜在的危険度評価には経験が重要
- 定量評価しないと予算確保につながらない (地盤調査することで、しない場合と比較して、どれくらいお得に?)
- 岐阜県では、DEMのデータ等から潜在的危険度評価検討を実施中! (データと被害発生に関連付け)
- 地盤調査でどれくらいコスト削減が可能かを定量化

### 3. リスクマネジメントと地質リスク学会の活動 (1) 事業費のリスクマネジメント

- これまでの事業を定量評価してみてもどうでしょうか

NEXCO   国交省   自治体   その他

- ➡ - 「合理的な取組 (or not)」の検証
- ➡ - 「適切な地盤調査等」から、コスト的な潜在的リスク低減 (合理的な設計) を実施していくといった技術の伝承
- ➡ - 「足りない部分」があったとしたら、見直す機会

施工中の斜面崩壊など、事業が停滞したことはありませんか?   繰り返さないことが重要!

過大な基礎だと感じたことはありませんか?   原因を知るが重要!

過大な対策をしたと感じたことはありませんか?   どんな不確実性の中で設計を実施してきたのか?

仮設費が高すぎると感じたことはありませんか?   基準に頼って、実はリスクがまらまらになっていないか?

供用後も橋台が変状し、多大な維持費を要したことはありませんか?   地盤調査の量や評価は適切か?

### (2) 地質リスク学会の活動

**目的** 適切な地盤調査によりリスクを低減し、「公共事業のトータルなコスト削減」を目指す

- 地質リスク学会の活動

- リスク低減のための取組の支援 ➡ 技術アドバイザーサービスへの取組み
- リスクマネジメント実現の支援 ➡ リスクマネジメント体系化への取組み
- ➡ リスクの定量化への取組み
- ➡ リスクマネジメント事例の収集分析

### まとめ

**計算(式、FEM)で設計する場合**

- 不確実性を減らすことにより、同じ安全性で経済的な設計が実現する
- ➡ 適切な地盤調査、コスト削減の可能性が秘められている

**計算で設計しにくい場合**

- ほとんどの場合で、調査の実施がリスク(獲する確率)を低減する
- ➡ 適切な地盤調査、コスト削減の可能性が秘められている

**事業費のリスクマネジメント**

- これまでの事業を定量評価することで、各事業のリスクが明らかになる
- ➡ 合理性の検証、今後の取組み姿勢の検証が可能となる

地質リスク学会では、リスクの定量化とマネジメントの実現に取り組んでいる

## 北海道での取り組み

- 最適設計のための「地質リスク回避のボーリング調査と評価の手引き」の作成と活用

佐藤昌志

(独立行政法人土木研究所

寒地土木研究所 上席研究員)

## 地質リスク? 性能設計のための地質調査

Geological Evaluation For

Structure Design & Maintenance

Design Management

By Geological Survey

Cost Management Design

By Geosurvey

GeoDemand For Optimize Design

Design For GEOMANAGEMENT Method

Geological Evaluation Design(GEED法)

### 1. 本研究の目的

#### (1) 地質リスクマネジメント研究のねらい・定義

- 地質(に係わる事業)リスクの分析(計量化・マネジメント)  
事業費管理
- コスト構造改革(コスト縮減)への寄与
- 新しいビジネスモデル(地質の技術顧問)の開発

#### 地質リスクの定義

- 地質(に係る事業)リスク  
性能設計しない
- 特に、コスト増大リスクに着目  
(先ず、コスト縮減への貢献を意識した)  
やってみないと
- 定義: 事業コスト損失 と その不確実性

民間人でも学問としての中立性

#### (2) 地質リスクマネジメント研究の背景

- コスト構造改革プログラム
  - 「地質リスク」への取り組みによって貢献できそう
- 事業費増大に係わる一連の事件
  - 地質条件の楽観的見誤りによる事業費upへの批判  
→ 工事ストップ
  - 地質条件の変更による工事費増大への批判  
→ 設計者の瑕疵責任
- 地質技術者の責任としてのリスクマネジメント
  - 知る立場にある者(市民、納税者にとって)の責任
  - 特に発注者側技術者
- 発注者側の体制  
正解
  - 地質専門家が少ない
  - リスク計量化手法、マネジメント手法がない

#### (4) 地質リスクを扱う上での課題

- ①概念・体系が不明確
- ②公共事業で、悲観的地質リスクには消極的な対処
- ③地質リスクを扱う者(地質技術者)の位置づけが不明確
- ④発注者側の技術を支援する行為(発注者支援)が  
正業化されていない
- ⑤設計変更によるリスク解消が一般的
- ⑥投資効果(コスト・便益)への期待  
→リスクの楽観的判断の傾向  
技術が確立した中で、  
もう一歩何が必要かを  
考えるべき
- ⑦地質リスクに係わるデータが不足
- ⑧リスク計量化手法が未確立

#### 私にとってリスクとは

##### ■地質リスクという言葉の連想■

地質調査はやってみないと分からないのでリスクである  
ある意味ではいい加減である—自信がないの?

地質調査をちゃんとやらないと後で大変よ

何が ・設計変更で痛い目に遭うよ——— 脅し

やっぱりリスクーなんですよ

地質調査ちゃんとやったら工事費やすくなるよ

狸の皮算用・儲け主義

もっとポジティブに考える!

本来、地質屋さんが行うことって？その前に様々な

- 1 地質調査＝予備設計の根幹
- 2 軟弱地盤解析
- 3 地震動解析(地盤のTG)
  - 1) 地盤の周期特性 >>> 応答スペクトル
  - 2) 液状化判定
- 4 防災工事およびトンネル工事の地質の物理特性
- 5 地すべり判定と対策
- 6 公物管理および性能調査

**地質調査**

**監督員および設計コンサルタントの課題**

- ・ 地質調査を十分に行わないことから工事の技術提案の意味がうすくなる
- ・ 地質調査の報告書があってもN値しか見ないのが現状
- ・ 予備設計をあまり重んじないことから地質調査がおろそか
- ・ 構案設計でも中心線しか地質調査を行わないため設計で構造が変わる場合がある
- ・ 総合コンサルでも地質部隊と設計部隊の情報やり取りが極めて薄い
- ・ 土盛りが薄いトンネルでも坑口しか地質調査を行わない
- ・ 軟弱地盤での地質調査(特に水位、透水係数等)が不十分であることから圧密沈下の予測がくろう
- ・ 軟弱地盤の地質調査において排水、被排水の調査およびDの幅を広く取らないことから沈下の予測がしづらい
- ・ 地すべり地帯での地質調査が不十分なこと、および計測が不適切なことが多いため地すべり線の特定がしにくい
- ・ 理学的地質と工学的地質の乖離をうめる技術者の不足
- ・ 防災点検(岩盤、斜面)で地質の見方が分からないものが点検を行っている
- ・ 一般にN値から求める弾性係数とLLT試験から求める弾性係数のチェックを行わない
- ・ 地質調査を行うときの予備調査を行わない 等々

**地質コンサルタントへのお願い**

- ・ 報告書が分かりにくい
- ・ 「この箇所の地質は新第三世白亜紀の……」と書かれても職員がわかるはずがない
- ・ 調査報告書の記載に進歩がない(設計コンサルも然り)
- ・ 地質屋さんの顔が見えない(成果品が納入されるだけ)
- ・ 軟弱地盤解析では脱得力のある成果を!
- ・ 協会はプロポーザルの題材を提案すること
- ・ 言葉より「適切な地質調査による最高の設計を」
- ・ 地質データベースを基にした調査のあり方を協会が提案することが重要
- ・ 土木屋は、「電気」、「機械」、「造園」と「地質」用語に弱い(私を除く)
- ・ もう一本掘っておけば…… 地質調査のクロスチェック 等々

**理学的地質と工学屋さんの繋ぎ屋が少ない!**

- ・ 豊浜トンネルの事故調査
- ・ 第2白糸トンネルの事故調査
- ・ えりも崩壊の事故調査

の報告書を書くのにどれだけ私が苦しんだか分かる?

**土質・地層を良く見れ**

切り土も盛土も同じ

粘土を含んだ土質

粘土がトロトロになって粘着力がなくなる

天候に応じてビニールシート等の他、石を置いて流速を落とす

C、φを低減した想定すべり線を計算

土質サンプリング行って試験するのがベター

**杭は難しい**

施工図

ひびわれ

傾き発生

砂質土

砂礫

シルト質細砂

軟岩

シルト質粘土

支持力不足

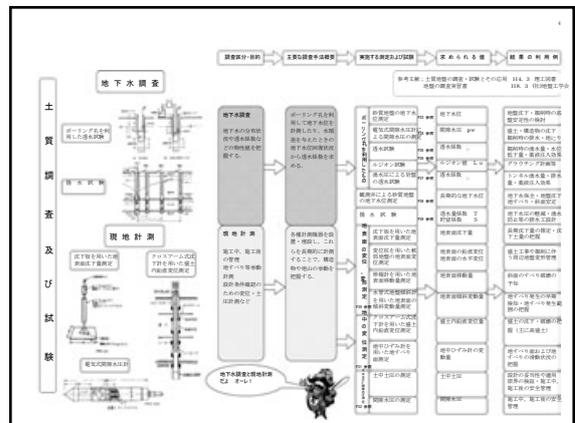
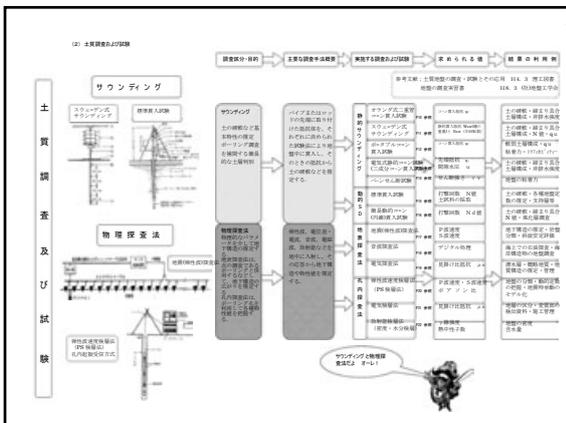
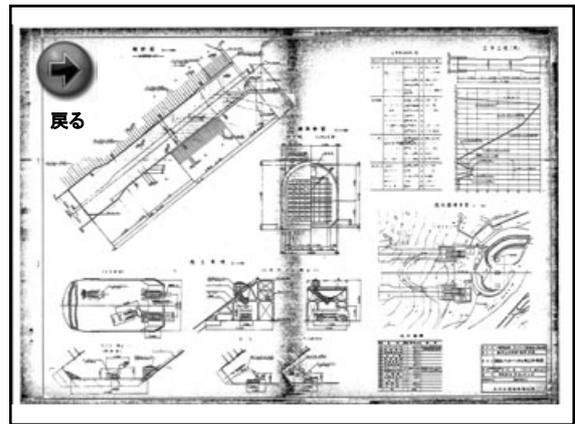
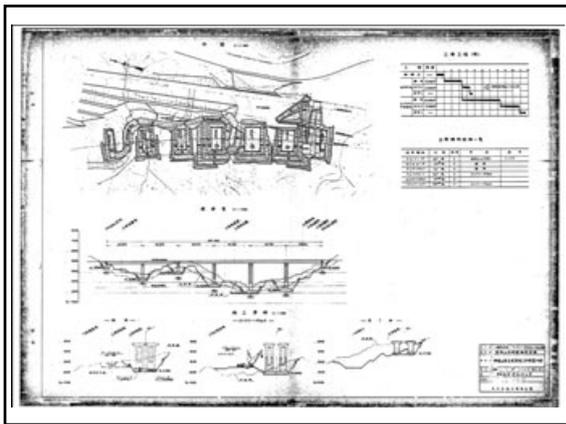
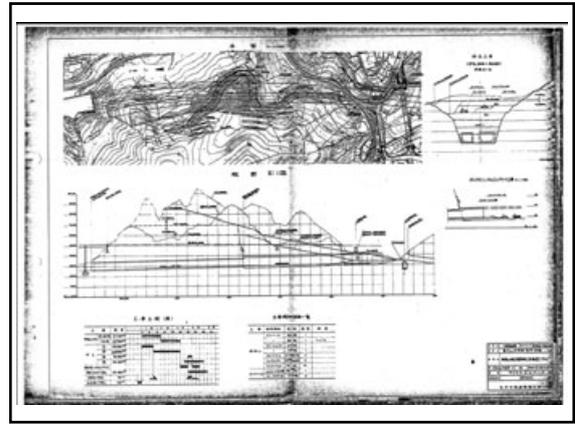
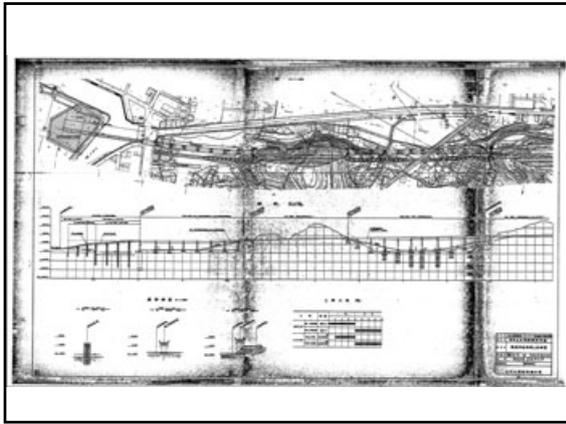
- ポイント1 ボーリング図のチェック
- ポイント2 モーターの逆起電力チェック(オーガーではよくやる方法で地質図とのチェックができる)
- ポイント3 スライムの漏水チェック
- ポイント4 コンクリートの弾性波跳ね返り量(ちよつと難しい)

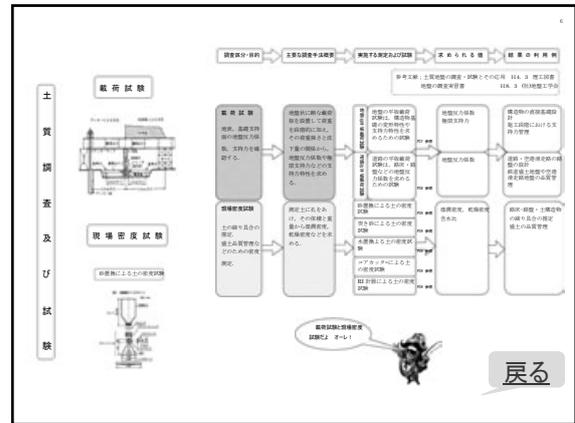
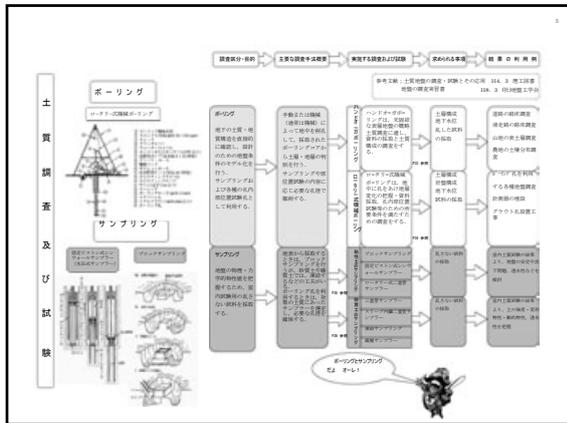
**案だと思ったら!!!!**

**対策1** 再ボーリング

**対策2** フーチング下面耐力力チェックと上鉄筋の増し鉄筋

**本四公団に在籍したときの地質マネジメント**





### 佐藤昌志の年表(1)

- ① 平成5年1月 鶴巻沖地震
- ② 平成5年7月 南西沖地震
- ③ 平成6年10月 東方沖地震
- ④ 平成8年2月 豊浜トンネル崩落事故
- ⑤ 平成9年8月 野田遺構落橋
- ⑥ 平成9年8月 第1白糸トンネル崩落事故
- ⑦ 平成9年9月 千歳V.C.橋桁落下事故
- ⑧ 平成12年3月 有珠山噴火

### 佐藤昌志の年表(2)

- ⑨ 平成12年5月 無蓋掘地すべり
- ⑩ 平成13年2月 支笏湖津波
- ⑪ 平成13年10月 北陸土砂崩落事故
- ⑫ 平成15年8月 台風10号
- ⑬ 平成15年9月 十勝沖地震
- ⑭ 平成16年11月 道東地方豪雪
- ⑮ 平成16年1月 天りも町斜面崩落事故
- ⑯ 平成18年9月 台風18号
- ⑰ 平成14年9月 台風18号
- ⑱ 平成16年1~2月 道東地方豪雪
- ⑲ 平成15年8月 台風10号
- ⑳ 平成13年2月 支笏湖津波

### 原因?

#### 豊浜トンネル崩落

- ◆ 一般国道229号 古平町
- ◆ 1996(平成8)年2月10日発生
- ◆ 崩落体積: 約11,000m<sup>3</sup>

### 有珠山噴火

有珠山では、平成12年3月27日から火山性地震が増加、その後有感地震が多発し、3月31日に噴火した。人的被害はなかったものの、物的被害は地盤の隆起や降灰があり、道路の損壊や住家の倒壊も発生した。住民の避難対象者は最大時で約15,000人に達した。現在、噴火により不通となった国道230号の代替路線として三豊トンネルと青葉トンネルを建設中である。

⑨無意根地すべり

- ◆一般国道230号 札幌市
- ◆2000(平成12)年5月15日確認
- ◆崩壊土量:約200,000m<sup>3</sup>




定山溪無意根

平成12年5月に発生した一般国道230号無意根大橋近傍にある斜面の地すべりでは、約20万m<sup>3</sup>の崩壊土砂が発生した。北海道開発局と森林管理局では、学識経験者による地すべり対策の技術検討会を設置して斜面対策および道路管理体制についての検討を行った。また、対策を実施するとともに、北海道開発局は道路管理のためのモニタリング、森林管理局では調査や対策工の効果確認のための計測を実施しており、開発局では、インターネットを使用したリアルタイムの斜面モニタリングシステムを開発し、道路防災管理の高度化を図った。

⑩北陽土砂崩落事故

- ◆一般国道333号 北見市北陽
- ◆2001(平成13)年10月4日発生
- ◆崩壊土量:約24,000m<sup>3</sup>




北見市北陽

平成13年10月に、一般国道333号北見市北陽地区において斜面崩壊が発生し、24,000m<sup>3</sup>におよぶ土砂が崩落した。車両一台がその被害に遭い、2名の命が失われた。北海道開発局では、調査委員会を設置し、原因究明に取り組んだ。平成15年12月に別線が開通した。

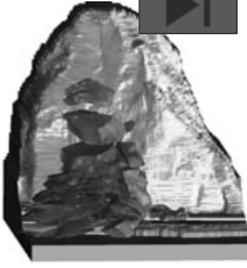
⑭えりも町斜面崩落事故

- ◆一般国道336号 えりも町
- ◆2004(平成16)年1月13日発生
- ◆崩壊土量:約42,000m<sup>3</sup>




えりも町

⑭えりも町斜面崩落事故





落石シミュレーションの一例

写真-21 ホルンフェルスと白色風物岩

図-6 崩壊箇所の地質図 (緑色の部分はホルンフェルス)

耐震設計上の地盤種別は、原則として式(3.6.1)で算出される地盤の特性値 $T_G$ をもとに、表-3.6.1により区分するものとする。地表面が基盤面と一致する場合はI種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{ni}} \quad (3.6.1)$$

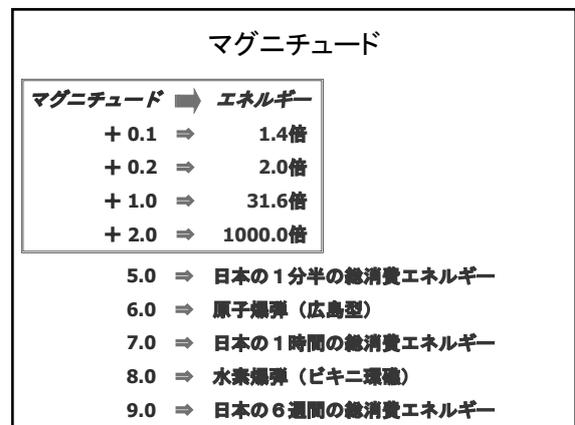
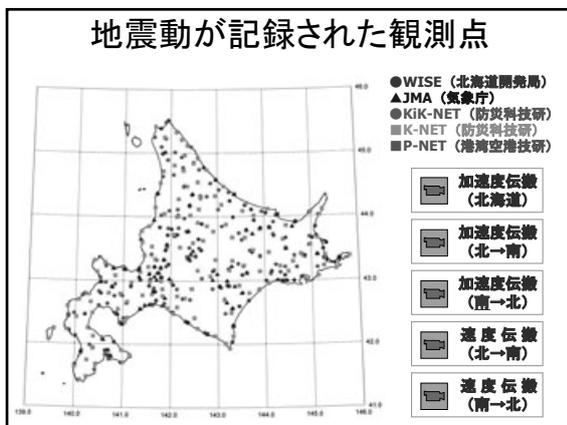
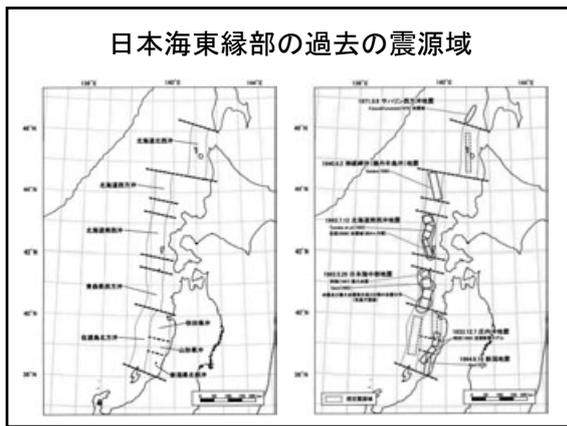
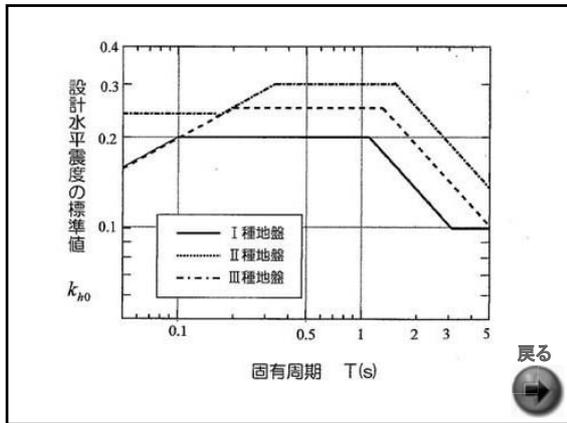
ここに  
 $T_G$  : 地盤の特性値 (s)  
 $H_i$  : i番目の地層の厚さ  
 $V_{ni}$  : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 値は式(3.6.2)によるものとする。

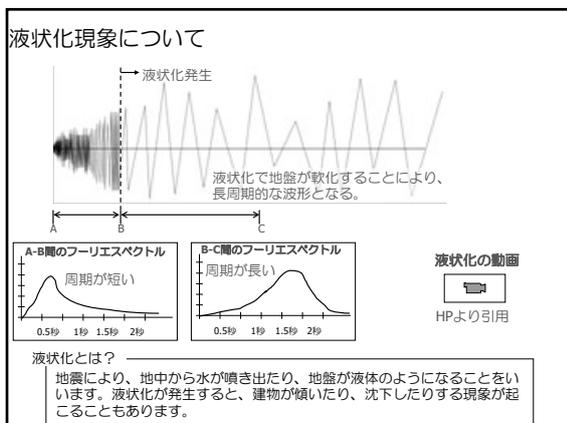
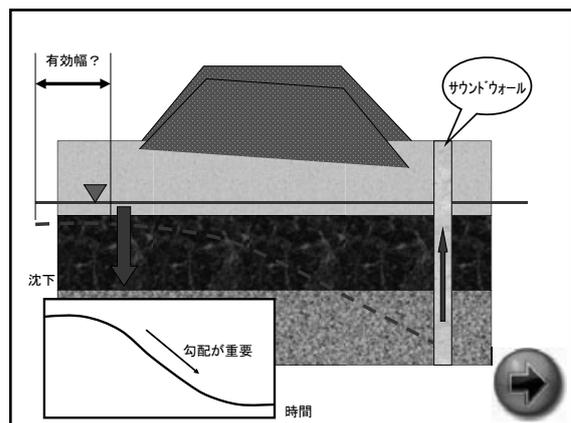
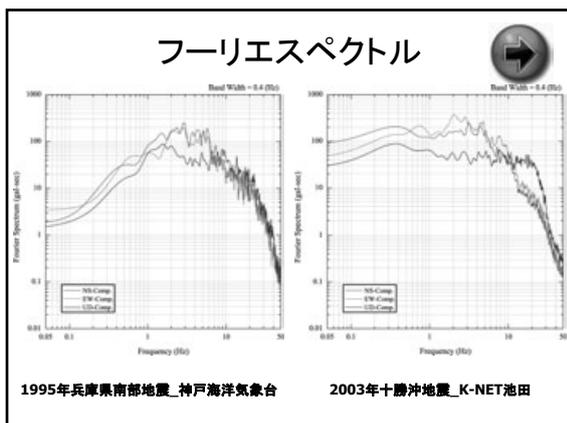
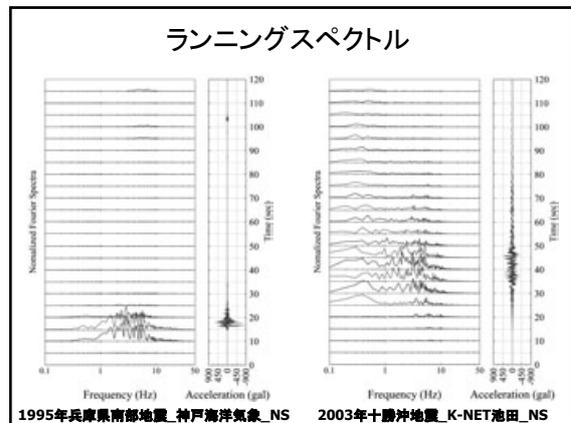
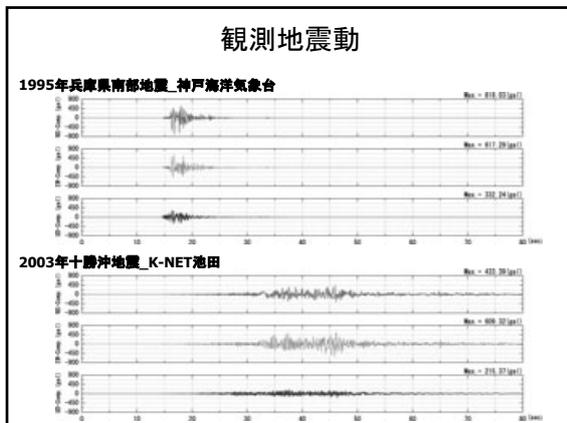
$$\begin{aligned} & \text{粘性土の場合} \\ & V_{ni} = 100N_i^{1/2} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \\ & \text{砂質土の場合} \\ & V_{ni} = 80N_i^{1/2} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \end{aligned} \quad (3.6.2)$$

$N_i$  : 標準貫入試験による i番目の地層の平均N値  
 $i$  : 当該地盤が地表面から基盤面までn層に区分されるとき、地表面から i番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面を言う。

表-3.6.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$





### 私の液状化判定

- 一次元波動論
- Shake
- 一次元波動論 水位考慮
- FDEL
- 一次元波動論 間隙水圧考慮
- DESRA
- 二次元FEM波動 R-Oモデル
- Quad4

一元波動論

Y-G, h曲線

解析はウソの固まり！ 橋梁屋さんは平気でこれで計算する！ → 地質屋さんの仕事だよ

**土質力学 I 演習**

2008年7月15日

---

1. 圧縮指数  $C_c$   
 圧縮力の増加に対する間隙比の変化量の比  
 (e-logp曲線の勾配)

$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10}(p_2/p_1)}$   
 $p_1 = 1000 \text{ kN/m}^2$  のとき、  
 間隙比  $e_1 = 2.2$   
 $p_2 = 10000 \text{ kN/m}^2$  のとき、  
 間隙比  $e_2 = 1.2$   
 $C_c = \frac{2.2 - 1.2}{\log_{10}(10000/1000)} = 1.0$

② Casagrande法

試験で得られた e-logp 曲線の最大曲率の点 A を決める  
 点 A から水平線 AB および点 A での接線 AC を引く  
 直線 AB, AC の二等分線 AD を引き、C を求めた直線の延長との交点 E を求める

③ 定数法

得られた e-logp 曲線の C から  $C_c = 0.1 + 0.25C_c$  を計算し、この勾配を有する直線が e-logp 曲線と接する接点 A を求める。  
 $C_c = 1.0$  によって、 $C_c = 0.35$   
 点 A を通って  $C_c = 0.35$  となる勾配の直線を引き、この直線と C を求めた直線の延長との交点 B を求める

③ 正規圧縮状態：現在受けている圧縮荷重が、今まで受けた荷重の中で最大の荷重である状態

- 過圧縮状態：過去に、現在受けている圧縮荷重よりもさらに大きな荷重を受けたことがある状態。

---

1. 試験中に正規圧縮領域と過圧縮領域を明示せよ。

2. ある飽和した粘土試料に固に等しいような荷重をかけて圧縮したとき、間隙比が  $e = 2.00$  から  $e_1 = 1.83$  に変化した。この粘土の圧縮指数  $C_c$  を求めよ。

$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(p_2/p_1)} = \frac{2.00 - 1.83}{\log(40/20)} = 0.23 / 0.301 = 0.76$

3. 飽和粘土の試験体を  $20 \text{ kN/m}^2$  の圧縮圧力で圧縮したところ、試験体の高さは  $20 \text{ mm}$  になった。さらに  $20 \text{ kN/m}^2$  の圧縮圧力を加えて  $h_1 = 40 \text{ kN/m}^2$  で圧縮したところ、 $0.18 \text{ cm}$  沈下する。この試験体の直径は  $46 \text{ mm}$  で、土試料の乾燥質量は  $34.65 \text{ g}$ 、土粒子密度は  $2.63 \text{ g/cm}^3$  であった。このとき、以下の問いに答えよ。

(1) 試験体の高さ  $h_0 = 2 \text{ cm}$  と  $h_1 = 1.86 \text{ cm}$  であるときの間隙比  $e_1$  をそれぞれ求めよ。

$\rho_s = 2.63 \text{ g/cm}^3$      $A = \frac{\pi \cdot 6^2}{4} = 28.27 \text{ cm}^2$   
 $h_0 = \frac{m_s}{\rho_s A} = \frac{34.65}{2.63 \times 28.27} = 0.47 \text{ cm}$     ( $\rho_s = \frac{m_s}{V \cdot A}$ ,  $V = h_0 A$ )

3.  $\Delta h = 0.18 \text{ cm}$      $h_1 = h_0 - \Delta h = 1.82 \text{ cm}$

$e = \frac{h_0 - h_1}{h_1} = \frac{2 - 0.47}{0.47} = 3.26$   
 $e_1 = \frac{h_0 - h_1}{h_1} = \frac{1.82 - 0.47}{0.47} = 2.87$   
 $\Delta \sigma = \frac{\Delta h(1+e)}{h_0} = \frac{0.18(1+3.26)}{2} = 0.38$

3. 体積圧縮係数  $m_v$  を求めよ。

$m_v = \frac{\Delta \sigma}{(1+e)\Delta p} = \frac{0.38}{(1+3.26) \times 20} = 4.46 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$

(3) この場合の圧縮指数  $C_c$  を求めよ。

$C_c = \frac{e - e_1}{\log(p_2/p_1)} = \frac{3.26 - 2.87}{\log(40/20)} = 0.39 / 0.30 = 1.3$

4. 地下水位以下部の粘土層

中央における土被り圧  $\sigma'_{vm}$   
 $\sigma'_{vm} = \gamma' \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2$   
 $= (20.58 - 9.8) \times 8.5 + (16.66 - 9.8) \times 7$   
 $= 91.63 + 48.02 = 139.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

4. 地下水位以下部の粘土層

中央における土被り圧  $\sigma'_v$   
 $\sigma'_v = \gamma' \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma' \cdot h_3$   
 $= 19.11 \times 5 + (20.58 - 9.8) \times 3.5 + (16.66 - 9.8) \times 7$   
 $= 95.55 + 37.73 + 48.02 = 181.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

4. 圧縮指数

$$C_c = \frac{e_s - e}{\log(p'/p_s)} = \frac{(1.70 - 1.62)}{\log(181.3/139.65)} = \frac{0.08}{0.1133} = 0.71$$

圧縮式下置よる,

$$\Delta S_v = \frac{C_c \cdot h}{1 + e} \log_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.71 \times 14}{1 + 1.7} \log_{10} \frac{181.3}{139.65}$$

$$= 3.681 \times 0.1133 = 0.417(m) = 41.7(cm)$$

5. 間隙排水

$$T_{90} = \frac{T_{90} H^2}{c_v} = \frac{0.197 \cdot (600/2)^2}{1.8 \times 10^{-3} \cdot 24 \times 60 \times 60} = 114 \text{ day}$$

片面排水

$$t_{90} = \frac{T_{90} H^2}{c_v} = \frac{0.848 \cdot 600^2}{1.8 \times 10^{-3} \cdot 24 \times 60 \times 60} = 1963 \text{ day}$$

6. 圧縮指数

$$T_{90} = \frac{c_v \cdot t_{90}}{H^2}$$

両面排水であるので  $H = 300/2 = 150 \text{ cm}$   $T_{90} = 0.848$

$$0.848 = \frac{c_v \cdot (75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(150)^2}$$

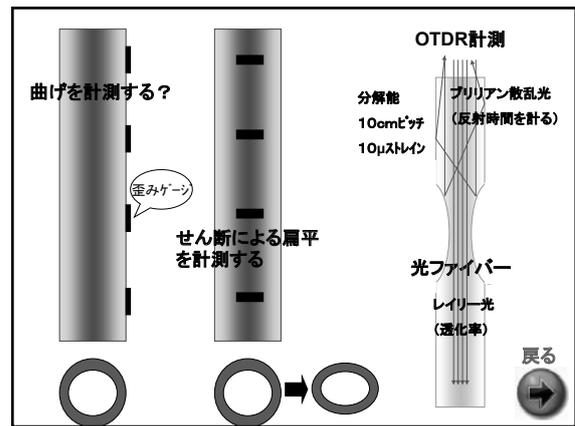
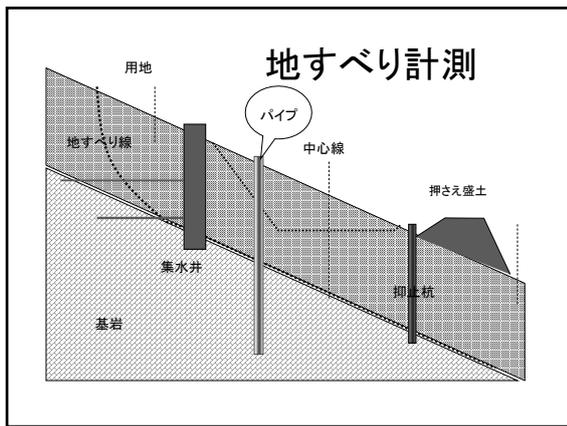
$$c_v = \frac{0.848 \times 150^2}{(75 \times 24 \times 60 \times 60)} = 0.00294 \text{ cm}^2 / \text{sec}$$

7. 圧縮指数

$$T_{90} = \frac{c_v \cdot t_{90}}{H^2}$$

両面排水であるので  $H = 2/2 = 1 \text{ cm}$   $T_{90} = 0.848$

$$0.848 = \frac{0.00294 \cdot t_{90}(\text{秒})}{(1)^2}$$

$$t_{90}(\text{秒}) = \frac{0.848 \times (2/2)^2}{0.00294} = 288.43 \text{ sec}$$


耐震設計上の地盤種別は、原則として式(3.6.1)で算出される地盤の特性値 $T_G$ をもとに、表-3.6.1により区分するものとする。地表面が基盤面と一致する場合はI種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (3.6.1)$$

ここに

- $T_G$  : 地盤の特性値 (s)
- $H_i$  : i番目の地層の厚さ
- $V_{si}$  : i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

値は式(3.6.2)によるものとする。

粘性土の場合

$$V_{si} = 100 N_i^{1/2} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80 N_i^{1/2} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \quad (3.6.2)$$

$N_i$  : 標準貫入試験による i番目の地層の平均N値

i : 当該地盤が地表面から基盤面までn層に区分されるとき、地表面からi番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面を言う。

表-3.6.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$



このような特性を持つ岩盤に内在する亀裂が、侵食による応力解放、地下水の浸透による風化により斜面表層部に達して開口亀裂を生じた。この亀裂と岩盤内部の不連続な亀裂に、地下水の浸透による風化、自重と地下水圧等が作用し、亀裂が進展していったものと判断される。さらに、外気温の影響を受ける範囲の亀裂では、気温低下時の水結圧および岩盤の凍結融解による岩質劣化があったと考えられる。

また、数値解析から岩盤の特徴的なひずみ特性の下に、岩盤背面の亀裂が相当程度進展し、水圧などの想定される横方向外力が作用した時に、その亀裂を一層進展させ、崩落に結びつくような結果が得られている。従って、崩落前には、上述の自然的要因により、亀裂はかなり進展していたものと推察される。崩落壁面には、崩落壁面最上部から最大 40 m 程度までの範囲に褐色の部分局所的に散在しており、これが弱面を形成していたものと考えられる。

このような状況のもと、1996 年 2 月 10 日には、数日前から気温低下に伴う凍結が進んでおり、地下水位の上昇による背面地下水圧の増加あるいは含水比の増加に伴う岩盤強度低下により、崩落岩体は安定を失い、落下するに至ったものと判断される。



## 第Ⅲ編

### 第2部 事例研究発表会 論文

【論文 No. 1】 ダム貯水池対策工基礎に対する地質リスクの予測と回避事例

大分県 竹田ダム建設事務所 姫嶋 啓始  
 大分県 竹田ダム建設事務所 玉田 慎也  
 株式会社 建設技術研究所 上妻 睦男  
 株式会社 建設技術研究所 三谷由加里  
 株式会社 建設技術研究所 山元 隆

1. 事例の概要

大分県に建設された稲葉ダムは、竹田市の東北東約9.5km にあり、第四紀の火砕流地域に築造したダム（ダム高 56.0m, 総貯水容量 7,270,000m<sup>3</sup>）として知られている(図-1)。

ダム基礎および貯水池を構成する地質は、河床部に第四紀の今市火砕流（約 90 万年前）、両岸にはこれを覆い、阿蘇カルデラ形成時の噴出物である Aso-1～Aso-4 の火砕流（約 30 万～8 万年前）と各火砕流間の降下火砕物、旧河床砂礫層などの未～低固結の間隙堆積物が分布し、特にサーチャージ水位より以低には、Aso-2 と Aso-3 火砕流間の層準に噴出源未詳の宮城火砕流（シラス状）が層状に分布する(図-2)。

貯水池に分布する地質特性は、他流域に連続する今市火砕流が高透水性であり、宮城火砕流（シラス）や降下火砕物の一部、旧河床砂礫等は浸透破壊抵抗性が低いことなど、貯水池機能を確保する上で大きな課題があった。

このため、稲葉ダムでは全国でも珍しい貯水池の全面的な表面遮水工による浸透水対策を実施している。遮水方法は貯水池の地形、材料特性、施工性などから平坦な河床部で土質ブランケット工、ダム右岸に広がる緩斜面部でアスファルトフェーシング工、中流域など斜面勾配が急な箇所ではコンクリートフェーシング工を採用している（図-3、写真-1）。

本事例報告は、数多く存在した地質リスクの中で、アスファルトフェーシング工の基礎に発現した地質リスクを最小限に回避した事例である。

アスファルトフェーシング工は、貯水池内の広範囲に亘る緩斜面に対して遮水層を全面に形成することを目的としているため、貯水圧を受けて例え局所的であっても遮水層機能が低下することは、許容されない重要な止水構造物である。

アスファルトフェーシング工（図-4）の基礎対象は、宮城火砕流（シラス）やその上下位の地質の他、掘削で沢部に一部残存する崖錐堆積層となる。これらはアスファルトフェーシング基礎としての耐変形性、アスファルトフェーシング止め（コンクリート構造物）基礎の地耐力に対して、既存の調査から設計上の要件を満足していると判断していた。また、地形的な凹み部は良質盛土で埋め戻す計画としており、これらの基礎地盤としての適否判断は、施工時での対応としていた。

しかし、施工着手段階で基礎地盤の一部に不良箇所が確認されたことから、工事中止を伴うよ

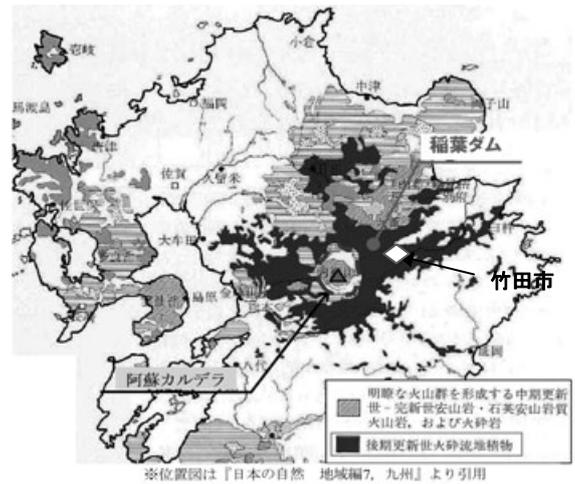


図-1 稲葉ダム位置図

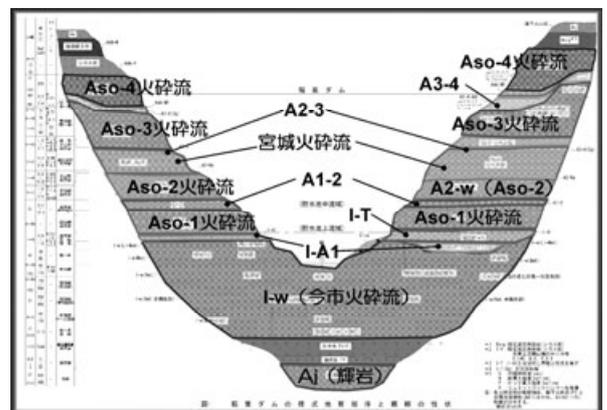


図-2 稲葉ダムの地質層序概念図

うなリスク拡大を避けるため、急遽追加調査を行い当初設計の妥当性確認や見直しを行った。その結果、アスファルトフェーシング工の盤下げで対処できることを確認するとともに、目視で判断しにくいシラスなどの地質に対し、現場従事者が地盤の適否を即時に、かつ定量的に判断できる簡易指標を作成し、それを情報化施工に適用することで地盤条件のリスクの拡大を回避できた。

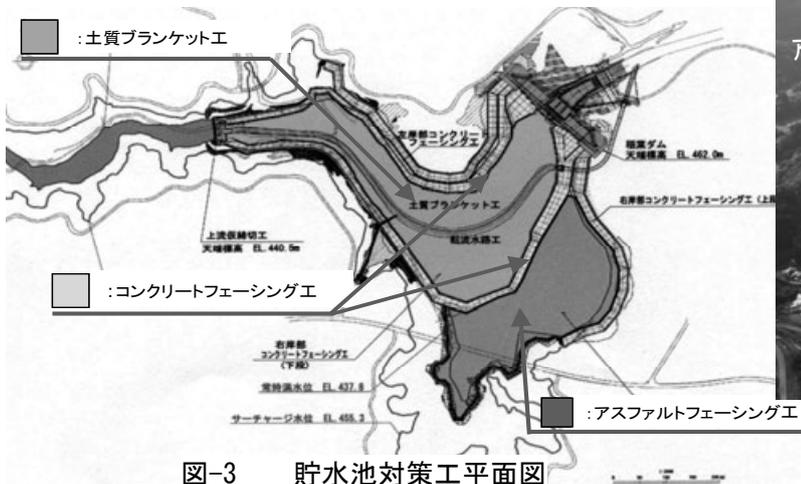


図-3 貯水池対策工平面図



写真-1 貯水池対策工の施工状況

## 2. 事例分析のシナリオ

図-5 に、リスク発現時期とリスク分析、リスク対応との関係を示した。

### (1) リスクの発現過程

地質リスクは、先行している施工区間や当該区間の表土剥ぎ段階で顕在化し、崖錐堆積層に風化火山灰が多く含まれること、宮城火砕流（シラス）も風化によるゆるみや二次シラス的な性状箇所が存在し不均質であること、が確認された。崖錐堆積層は、アスファルトフェーシングの基礎として不適であると判断され、シラスは、当初設計において均質媒体として捉えることができるとしていた設計条件が必ずしも妥当でないことが判明した。

### (2) リスクへの対応

アスファルトフェーシング工の施工範囲（図-3、図-5）は、面積が約 60,000m<sup>2</sup> 弱と広範囲であり、工事を中断して新たに密な調査と設計の見直しを実施することは、事業工程上採りうる良策ではなかった。一方、多種多様な性状の分布地質に対し、構造物基礎としての地耐力および耐変形性の適否の判断が正確に行われなければ、施工の円滑化や構造物の機能確保に支障をきたすという相反関係が発生した。

そこで、リスク発現時期は表土を部分的に剥いだ状態であったが、周辺の深く切り下げた施工基面の地質分布・性状と、施工前の地形、推定地質分布・性状とを比較検討し、必要最低限の調査を実施して、①地質分布や性状・物性値の確認と設計の見直し、②作業従事者による構造物基礎としての適否判断が可能な定量的指標作成、の緊急対応（リスク回避方策）を行った。



図-4 アスファルトフェーシング工の概念図



写真-2 アスファルトフェーシング 施工前の基礎掘削断面

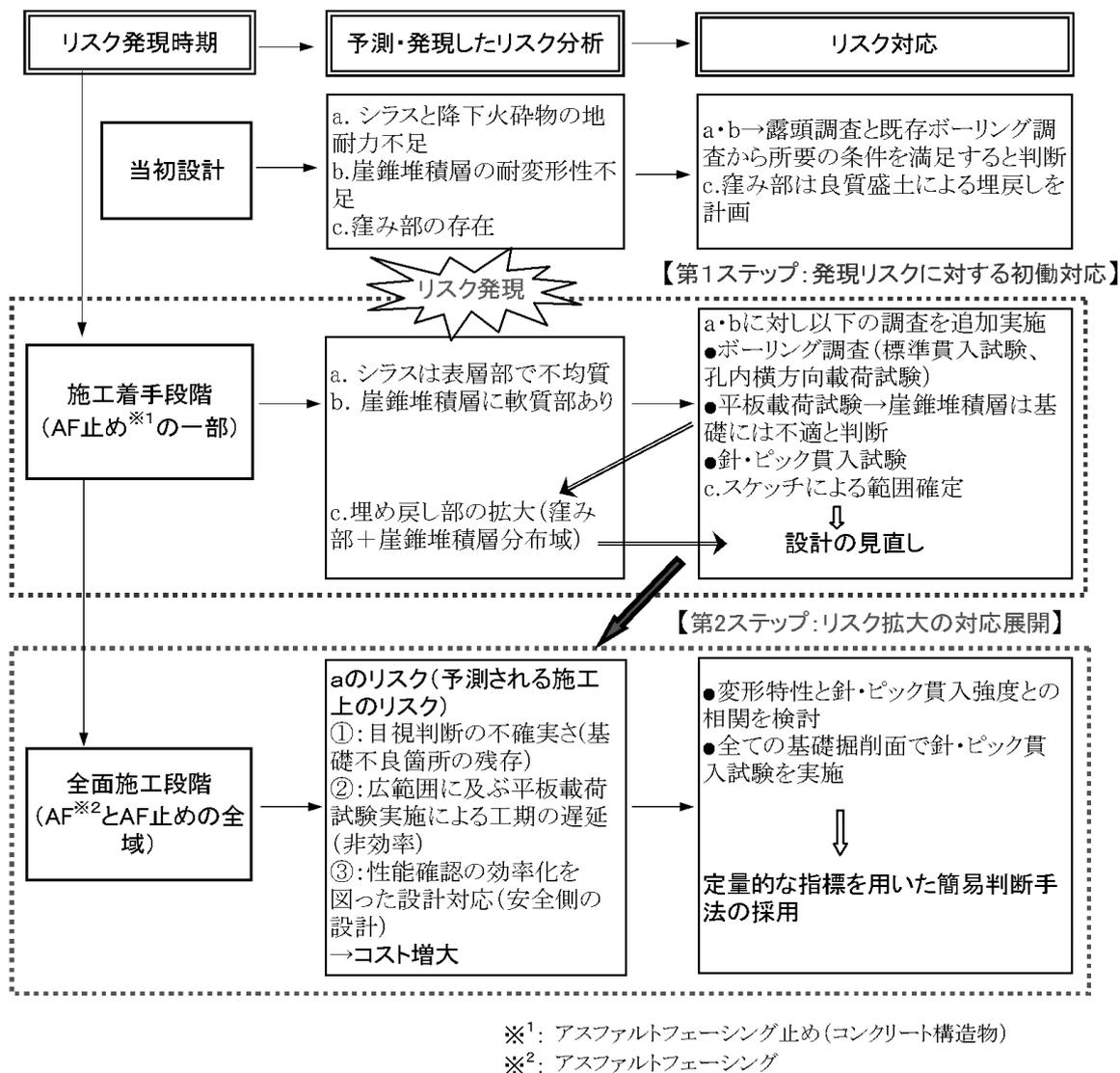


図-5 地質リスクの発現時期とリスク分析、リスク対応の関係

### 3. データ収集分析

#### (1)追加地質調査

火砕流堆積物は、堆積環境や浸食過程により、岩相変化や層相の変化に富む特徴がある。このため、尾根や谷などの地形要素の他、既存調査の空白部に対し、標準貫入試験と孔内水平載荷試験を一部併用したボーリング調査（合計 32 本、他の目的で実施した孔を含む）、アスファルトフェーシング基礎の変形特性を直接把握するために平板載荷試験 9 箇所を実施した。また、平板載荷試験箇所では簡易強度試験である針・ピック貫入試験も同時に実施した。

#### (2)基礎対象地質の設計定数解明とリスクの発現

##### ①アスファルトフェーシング止め基礎部

基礎掘削の本格着工前に実施した平板載荷試験の結果、沢部の崖錐堆積層は所要の地耐力（ $0.26\text{N/mm}^2$ 以上）を確保できないことが判明したため、アスファルトフェーシング止め（コンクリート構造物）の基礎地盤としては不適と判断し、掘削除去の対象とする変更を行った結果、基礎部に大規模な置換工が必要となり、コスト増大が懸念された。

##### ②アスファルトフェーシング基礎部

沢部に分布する崖錐堆積層は、緩斜面部となるアスファルトフェーシングの基礎としても所要の耐変形性（変形係数  $200\text{kgf/cm}^2=19.6\text{N/mm}^2$  以上）を確保できないことが判明した。そのため、広範な施工範囲となる緩斜面部に対して大規模な埋戻し（良質盛土）が必要となり、使用材料の不足や工事費の増大が懸念された。

(3)地質リスクの初働対応

以上の地質リスクに対し、掘削量と埋戻し（良質盛土）の関係を精査し、アスファルトフェーシングの基礎標高を 2m 盤下げする設計変更を行った。

(4)地質リスク拡大への対応展開

アスファルトフェーシングの施工対象箇所となる広範な緩斜面部では、地形条件や沢水の影響により、耐変形性の小さな間隙堆積物や宮城火砕流において変形特性のバラツキが懸念された。このため、施工時には工事工程を遅延させることなく、かつ確実に所要の耐変形性（ $19.6\text{N/mm}^2$  以上）を有した基礎であることを確認する必要があった。

そこで、本格着工前の事前調査ならびに先行施工区間の基礎地盤で実施した平板载荷試験と簡易強度試験（針・ピック貫入勾配試験）の結果から、所要の耐変形性を満足するために必要となる簡易強度値（ピック貫入勾配：10）を適否判断の定量的指標として設定した。

その上で、掘削面に対して必要簡易強度を確認しながら施工する情報化施工を行い、広範な施工範囲に対して所要の基礎を確保した掘削施工を完了した。

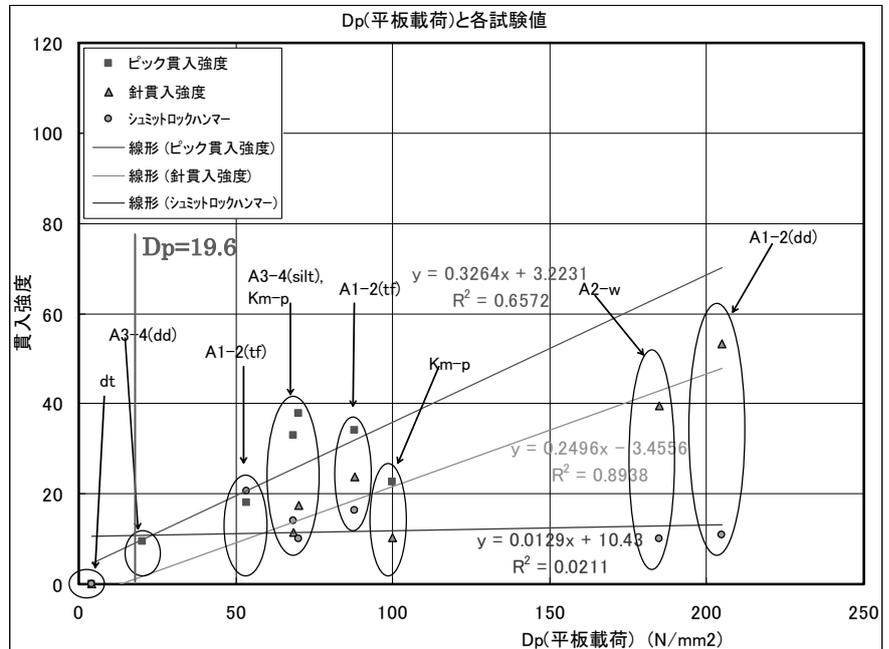


図-5 針貫入強度と変形強度との比較

4. マネジメント効果

(1)マネジメント効果

当アスファルトフェーシングの施工におけるマネジメント効果は、地質リスクマネジメント、すなわち耐変形性の小さな地質が複雑に分布し、かつ変形性状にもバラツキを有している地質リスクに対して、基礎に要求される耐変形性を定量的、かつ簡易な方法で確認する判断指標を確立し、情報化施工で対応したこと、また、工事着工時の初動段階で基礎標高を 2m 盤下げする設計変更対応を実施したことで、設計・施工へ拡大するリスクの回避、すなわち遮水構造の不具合につながる不良基礎を確実に排除し、確実な遮水機能を確保するとともに、工事費の増大ならびに工期遅延を回避することができたと考える。

なお、本件で実施したリスクマネジメントを採用していなかった場合に発生するリスクとしては、以下が想定される。

① 局所的な不等沈下に伴う遮水工としての機能不全

耐変形性の小さな地質が複雑に分布する当該施工箇所では、細かに区分して平板载荷試験を実施したとしても、簡易強度試験で実施する確認範囲をカバーすることは困難であり、基礎として不適切な地盤が残存する危険性が高い。仮に、ダム運用後に発生する機能回復の

ための補修工事は、極めて大がかりとなる。

② 広範な施工箇所に対する平板載荷試験での確認調査による工期の遅延

上記①を回避するために、上述した手法で平板載荷試験を実施し、その結果を用いた設計変更と平行しながら工事を実施した場合、所定工期が遅延したと想定される。

③ 当初設計および過大掘削によるコストの増大

上記②を回避するために、基礎地盤確認の効率化を図った安全側の設計として、施工着手段階で確認された沢部のような分布深度が深い基礎対象面に合わせて、基礎面を3m盤下げした場合、表-1に示すコスト増が発生していたと想定される（リスク発現から初働対応を合わせて表示）。

表-1 マネジメントによる経済効果

工 種	リスク発現時の当初設計	初働対応時の設計変更； 2mの盤下げ変更	リスク拡大に対する 安全側の設計対応； 3mの盤下げ変更
修正設計	1 百万円	5 百万円	5 百万円
アスファルト止め・基礎部置換工	71 百万円	101 百万円	158 百万円
アスファルトフェーシングの盛土・残土処理	180 百万円	117 百万円	99 百万円
コンクリートフェーシング接続部・置換工	6 百万円	-9 百万円	17 百万円
合計	258 百万円	214 百万円	245 百万円
備 考	※ 崖錐堆積層を掘削除去する場合	※ 初働対応採用案	※リスク拡大対応と安全側の設計として更に1m盤下げした場合

(2)総合的技術判断の効果

事業費における測量試験費の割合は、事業により多少の差違はあるが、近年特に問題となっている事象は、基礎地盤に起因する工事費の増大である。以前はその理由として、想定できない地盤条件の変化とむしろ妥当な説明理由として扱われてきた経緯がある。調査はある一定の段階でその精度向上の勾配は緩くなるため、その後のリスクは設計で対処する手法が採られる（設計上考えられる最大リスク）ため、必ずしも調査にのみ重点を置くことは望ましくない。

そのためには、より効率的な調査、高度な解析、施工時における的確な判断などが必要となる。事業者、設計者、施工者の三者は事業者を中心に契約関係にあるが、このような大規模な事業では、事業者の立場で総合的な技術的判断を行う「技術顧問」の存在が大きな意義を持つと考えられる。今回の紹介事例など、地質リスクを回避または、より少なくするためにはこのような体制作りも考慮すべきと考える。

5. データ様式の提案

地質リスクを抱えたまま施工した場合、貯水池の貯水機能が損なわれ、漏水、浸透破壊および他流域への社会的影響など、算定できないほどの被害が生じたと想定される。

発現リスクを最小限に回避したリスク、その効果を表-2に示した。

表-2 発現した地質リスクを最小限に回避した事例(C)

大項目		小項目		データ	
対象工事	発注者		大分県竹田ダム建設事務所		
	工事名		貯水池岩盤スケッチ業務		
	工種		岩盤スケッチ, 岩盤検討		
	工事概要		岩盤スケッチ範囲 (A=57,000m <sup>2</sup> )		
	①当初工事費		0		
	当初工期		-		
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期		施工開始時	
		トラブルの内容		構造物基礎の支持力・変形許容量の不足、判断の困難性	
		トラブルの原因		地盤の不均質性（シラスや間隙堆積物の性状）	
		工事への影響		対策工の追加、工期・工事費の増大	
	追加工事の内容	追加調査の内容		ボーリング調査（孔内載荷試験）、平板載荷試験、地質構造検討	
		修正設計内容		アスファルトフェーシング工の盤下げ	
		対策工事		-	
		追加工事		-	
		追加費用	追加調査	-	
			修正設計	-	
			対策工	-	
			追加工事	-	
	②合計		-		
	延長工期		-		
間接的な影響項目		-			
負担者		-			
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		対策工施工時（ダム供用時；遮水効果の低減）	
		予測されたトラブル		置換工範囲の増大、支持力・変形許容量不足	
		回避した事象		工事費の増加、構造物の変状、施工工程の遅延、遮水工機能不良	
		工事への影響		-	
	リスク管理の実際	判断した時期		施工開始時	
		判断した者		受注者（地質・設計）	
		判断の内容		地質の不均質性、地盤判定指標の必要性	
		判断に必要な情報		地質情報（地質構成、物性値）	
	リスク対応の実際	内容	追加調査	平板・孔内載荷試験、簡易強度試験（針・ピック貫入試験）	
			修正設計	アスファルトフェーシング工の2m盤下げ	
			対策工	基礎適否判断指標による情報化施工	
		費用	追加調査	15,000千円	
			修正設計	5,000千円	
対策工			-		
③合計		20,000千円			
回避しなかった場合	工事変更の内容		施工中；基礎掘削やり直し、ダム運用後；貯水機能の低下		
	④変更後工事費		算定不能		
	変更後工期		-		
	間接的な影響項目		貯水池遮水機能の低下、他流域への影響		
	受益者		管理者、周辺住民		
リスクマネジメントの効果	費用④-((①)+(②)+(③))		算定不能		
	工期		-		
	その他		施工の円滑化		

## 【論文 No. 2】 地質学的判断からのボーリング延伸による地質リスク回避

大地コンサルタント(株) 永井 啓資, 岡田 良司, 寺井 康文

### 1. 事例の概要

本事例は、道路構造物基礎地盤の地質調査中に確認された地質リスクを、ボーリング延伸により回避した事例である。

調査は、道路事業において補強土壁が計画されている区間を対象とし、支持力や外的安定の計算に必要な地盤定数を得ることを目的として実施した。

調査区間の地質は、既往の地質文献や地表踏査結果によれば、表層に層厚 3~5m の段丘堆積物が分布し、その下位に新第三紀の火山砕屑岩が出現すると想定されていた。しかし、深度 20m までのボーリング調査を行ったところ、段丘堆積物直下には、N 値 10~30 で火山砕屑物主体の土砂状コアとして採取される地層が確認された (図 1)。

この地層が火山砕屑岩の風化部の場合、大きな支持力を必要としない補強土壁の支持地盤として問題はないが、未固結堆積物の場合には液状化の恐れがある。火山砕屑岩の風化部であるか未固結堆積物であるかを判別する必要があるが、深度 20m までのコア状況からはその判別は困難であったため、より多くの地質情報を得て地質学的な判断を行うために、ボーリング調査深度を延伸した。その結果、未固結堆積物であることが明らかとなり、液状化のリスクを回避した設計を行うことが可能となった。

### 2. 事例分析のシナリオ

本事例では、以下に示す仮定により地質リスクを想定した。

- (1) 文献や地表踏査結果に従い、火山砕屑岩の風化部と判断した場合。
- (2) より多くの地質情報を得るためボーリングを延伸し、火山砕屑岩の風化部と未固結堆積物との判別を試みる場合。

仮定(1)では、実際にこの地層が火山砕屑岩の風化部であれば問題はない。しかしこの地層が未固結堆積物であった場合、液状化の検討や対策がなされないまま補強土壁が建設されることとなるため、地震時に液状化が発生して補強土壁が崩壊し、新たに液状化に耐えうる構造物を作り直す必要が生じる。また損壊の程度によっては交通機能が失われるなど副次的な事業損失も発生する。

仮定(2)では、この地層が未固結堆積物であることが確認された場合、液状化の検討や対策がなされ、液状化のリスクを回避した構造物を建設することができる。一方で調査コストを費やしても、この地層が火山砕屑岩の風化部で判断結果に変更がない場合や、判断のための有意な知見が得られない場合も想定される。

本事例では、仮定(1)で想定される事業損失が非常に大きいことから、仮定(2)のとおりボーリングを延伸し、より多くの地質情報を得て判断することとした。

### 3. データ収集分析

本事例では、N 値が 30 以下で土砂状コアとして採取される地層が、火山砕屑岩の風化部

であるか未固結堆積物であるかを判別するため、健全な岩盤に到達する深度までボーリング調査を延伸した。

深度 38.5m まで同様の地質が連続していたが、以深は固結した火山砕屑岩が確認された。上位の地層とこの火山砕屑岩とは不整合で外観が急変し、N 値の深度分布も漸増的でないことから、土砂状コアとして採取される地層は火山砕屑岩の風化部ではなく、地質年代の異なる未固結堆積物であると判断された。

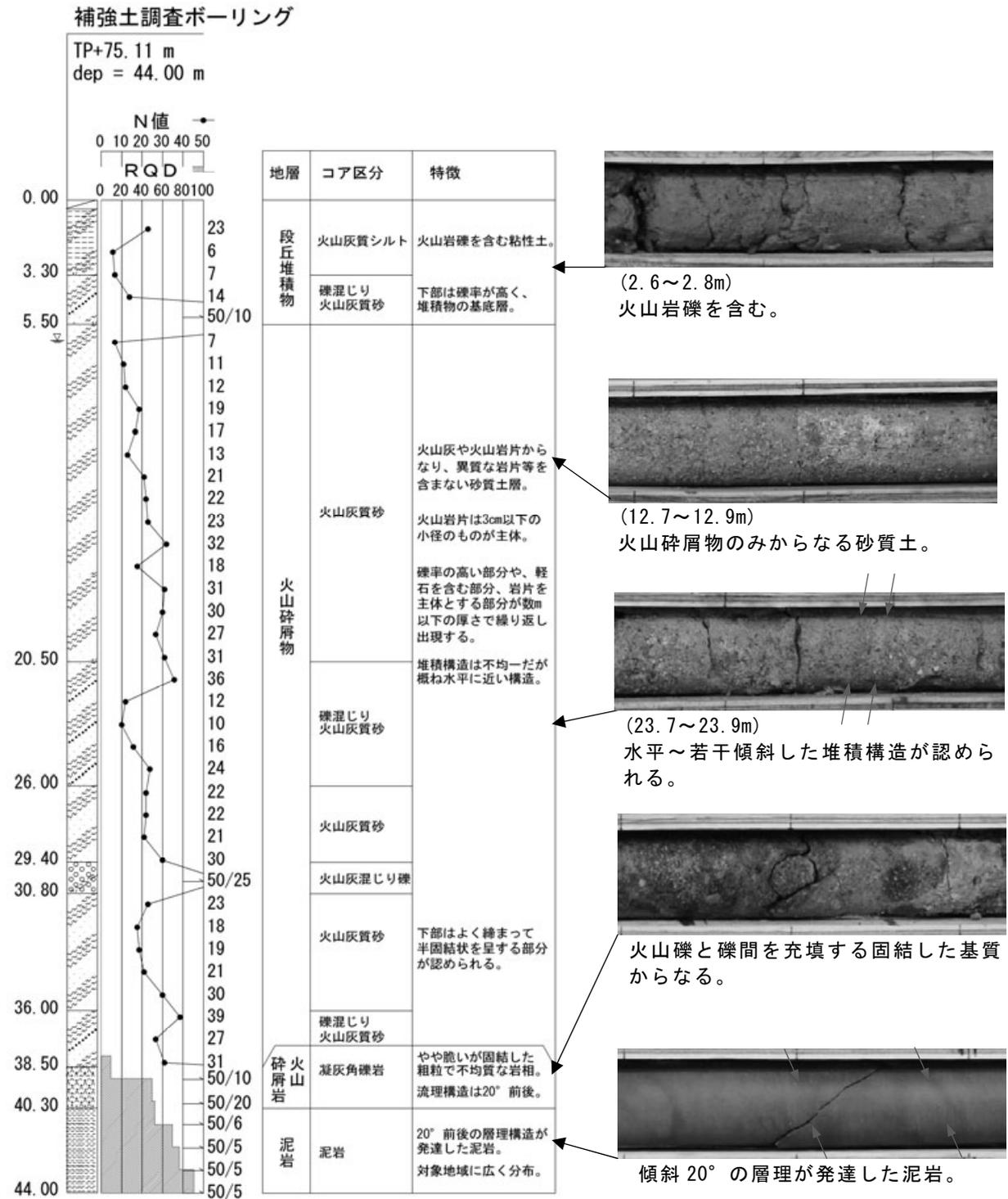


図 1 柱状図およびコア状況写真

#### 4. マネジメントの効果

本事例では、事業の早期段階で地質リスクを回避し、最終的に建設される液状化に対応した擁壁工事は設計段階であるため、マネジメント効果は下式より算出した。

$$\text{マネジメント効果} = \text{①地質リスク管理を行わずに地質リスクが発現した場合の損失} \\ - \text{②地質リスクを明らかにするための費用}$$

①は、地質リスクを楽観的に処理した結果、地震時に液状化が生じて補強土壁が崩壊し、液状化に対応した構造物を作り直す場合の、崩壊した補強土壁の費用、②は地質リスクを明らかにするために行ったボーリング調査費用とした。

液状化に対応した擁壁工や、それに必要な解析及び修正設計の費用は、両シナリオに共通するためここでは計上しない。また調査費用は、リスクを明らかにするために必要なボーリング延長と、それに関与しない延長との区分が困難なため、全延長とした。

①補強土壁（壁面材、アンカー材、裏込材、基礎工等を含む）

壁高H=5m、区間長L=82m

$$300 \text{ 千円/m} \times 82\text{m} = 24,600 \text{ 千円（直接工事費）}$$

②ボーリング（機械ボーリング、標準貫入試験を含む）

φ66mm、砂質土38.5m、軟岩5.5m

$$18 \text{ 千円/m} \times 38.5\text{m} + 37 \text{ 千円} \times 5.5\text{m} = 834 \text{ 千円（直接調査費）}$$

$$\text{マネジメント効果} : \text{①} - \text{②} = 23,766 \text{ 千円}$$

実際に液状化が生じて構造物が崩壊した場合には、交通障害や人的被害の発生が予想され、上記以上に大きいマネジメント効果がある。

擁壁工基礎地盤の地質調査として深度40mを超えるボーリング調査は一般的ではないが、既往の地質情報を盲信し、計画ありきで地質調査数量を制限すると、本事例のように大きな地質リスクを見落とす可能性がある。十分な地質情報に基づき地質学的な判断を行うことが、地質リスクの管理に有効な方法であると考えられる。

#### 5. データ様式の提案

本事例は、地質リスクを回避した事例であり、データ様式A表を用いる。

表1 データ様式A表

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		
	工事名		
	工種		道路事業における補強土壁工
	工事概要		液状化を考慮しない補強土壁工を想定
	①当初工事費		24,600 千円
	当初工期		
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		地質調査時
	予測されたトラブル		地盤の液状化
	回避した事象		液状化による構造物の破損
	工事への影響		
リスク管理の実際	判断した時期		地質調査時
	判断した者		発注者、地質調査業者
	判断の内容		液状化対象層の有無
	判断に必要な情報		全般的な地質構成および地質性状
リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング掘進長の延伸
		修正設計	(液状化の判定,擁壁工修正設計)
		対策工	
	費用	追加調査	834 千円
		修正設計	
		対策工	
		②合計	834 千円(修正設計費は別途)
変更工事の内容	工事変更の内容		(液状化に対応した擁壁工)
	③変更工事費		
	変更工期		
	間接的な影響項目		
	受益者		道路利用者、納税者
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)		23,766 千円
	工期		
	その他		交通障害など副次的な事業損失を回避

**[論文 No. 3] 地盤改良設計における地質リスク対応事例 —道路盛土建設を例として—**

復建調査設計株式会社 地盤環境部 ○ 米浦 大輔  
 復建調査設計株式会社 地盤環境部 西田 宣一  
 復建調査設計株式会社 地盤環境部 菅野 雄一

**1. 事例の概要**

本事例は、延長約 300m 区間の盛土を対象に行われた地盤改良設計において発現した問題と対応について紹介する。当該地では、地盤改良概略設計後に対象盛土付近にて実施された調査から、対象地の土質状態が既往調査結果と異なる傾向を示していることによりリスクが発生した。工事着手前に対象盛土直下にて追加調査を実施したところ、地層および土質定数が当初と大きく異なり、再度詳細な地盤改良設計を行った結果、地質リスクを回避できた事例である。

本事例の対象盛土について、図 1 に平面図、図 2 に横断図を示す。対象地区の道路盛土に対する地盤改良設計は、平成 20 年度に概略検討という位置づけで実施された。その後、構造物設計等に伴う調査が実施され、平成 22 年末に地盤改良工事が行われることとなった。本事例は、この地盤改良工事前に対応したものである。地盤改良工事は平成 23 年 6 月に終了し、平成 23 年 7 月より盛土施工されている。



図 1 対象地平面図

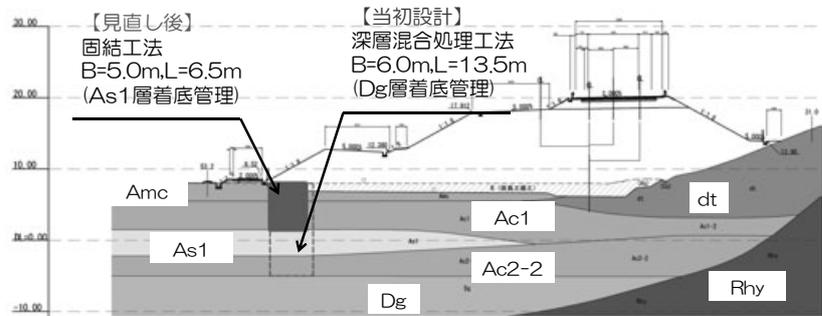


図 2 対象地横断図

**2. 事例分析のシナリオ**

**(1) 概略検討結果**

平成 20 年度の概略検討までに盛土対象範囲内で行われた地質調査はボーリング調査が 2 箇所、スウェーデン式サウンディング試験が 4 箇所（図 1 参照）であった。図 3 に推定地質縦断図を示す。概略検討時、対象軟弱土層は Amc、Ac1、Ac2 の 3 層であった。軟弱土の層厚は最も厚いところで 3 層の合計で 8.6m 程度である。

概略検討の結果では、地盤変形および地盤破壊に対し、対策が必要であると判断された。両方の対策を兼ねる工法として深層混合処理工法が対策工法として選定され、Ac2 下端（GL-16.5m 程度）まで地盤改良を行う必要があることが確認された。

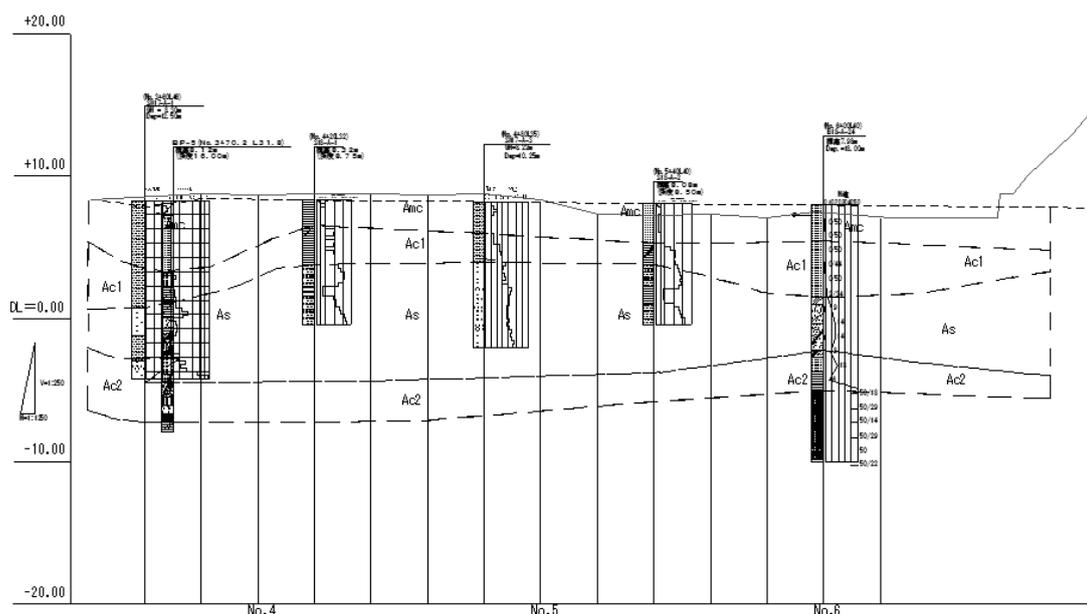


図 3 対象地地質縦断図

## (2) 概略検討後に生じた課題

以上に述べたように対策工法の仕様が決定された後、構造物設計等に伴う調査が対象盛土付近で実施された。調査の結果、対象盛土付近の土質状態は概略検討時までには得られていた土質特性と異なる傾向を示していた。これに概略検討時までに行われた調査結果を踏まえて検討した結果、特に次のような課題が生じた。

### ①地層分布における課題

図 1 に示すように、対象盛土範囲のボーリング調査は、盛土の始点側と終点側の 2 箇所であり、その間はスウェーデン式サウンディング試験が実施されていた。図 3 の推定地質縦断図からわかるように、スウェーデン式サウンディング試験箇所では、ボーリング調査で確認されている Ac2 層が確認されていない。この区間は約 200m 程度である。よって、ボーリング調査を追加実施し、Ac2 層の分布について、より確実に把握をする必要があると判断した。

### ②土質定数の設定上の課題

対象の軟弱土層の内、Amc、Ac1 層の土質試験は盛土範囲内の地質調査の内 1 箇所、Ac2 層については盛土範囲外の調査による土質試験のみであり、これらの試験結果から土質定数が設定されていた。一方で、概略検討後に盛土範囲付近で新たに実施された調査を含めて盛土範囲内と範囲外の調査結果を N 値等で比較すると、Ac2 層において、土質特性が異なる傾向となっていることが確認された。

以上から、概略検討時に数少ない調査結果から設定された土質定数は実際の土質特性と異なるものであることが懸念された。

## (3) 課題への対応方針

以上の課題への対応として、盛土直下にてボーリング調査および土質試験を実施し、土質状態を確認することとした。また、再検討した土質定数により、地盤改良修正設計を実施することとした。

### 3. データ収集分析

地盤改良工事を実施するにあたり、盛土範囲内でのボーリング調査 5 箇所および修正設計を実施した。調査位置は図 1 に示した。以下に調査結果を示す。

#### (1) 追加ボーリング調査結果

追加ボーリング調査を行った結果について、Ac2 層における対象盛土範囲内と範囲外の N 値の違いを図 4 に示す。これらを見ると、対象盛土範囲に分布する Ac2 層は範囲外の調査結果と比較して N 値が高く、硬いものであることがわかった。

加えて、一定区間ごとにボーリング調査を追加したことにより、地層状態もより詳細に把握することができた。図 5 に追加調査後の推定地質縦断図を示す。スウェーデン式サウンディング試験結果から推定されていた区間においては、既往検討時の推定地層分布とは異なる地層状態となっていることが確認された。

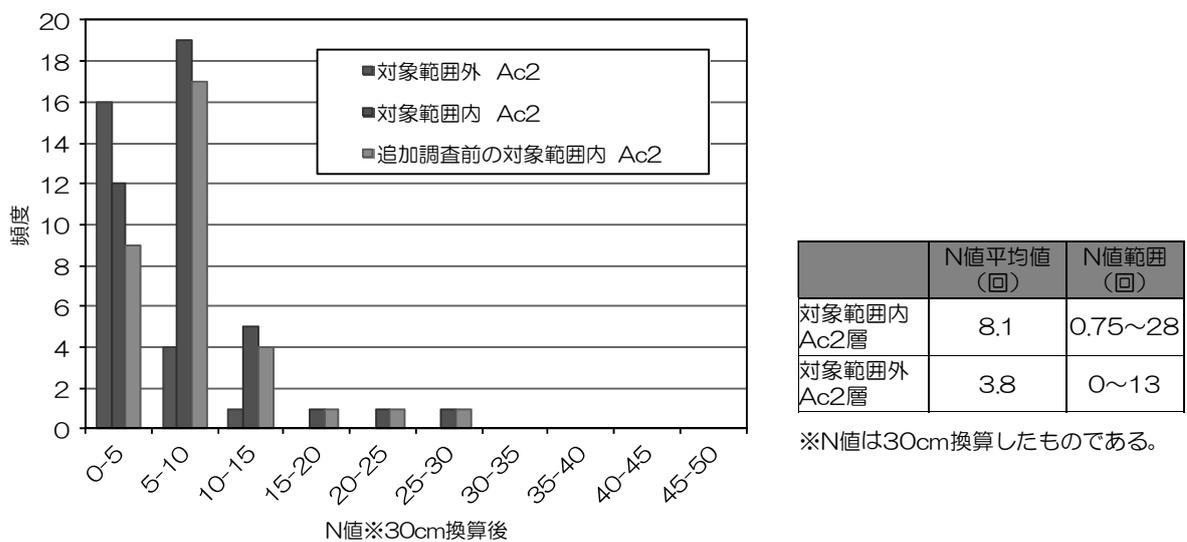


図 4 盛土範囲内と範囲外の Ac2 層の比較 (N 値による比較)

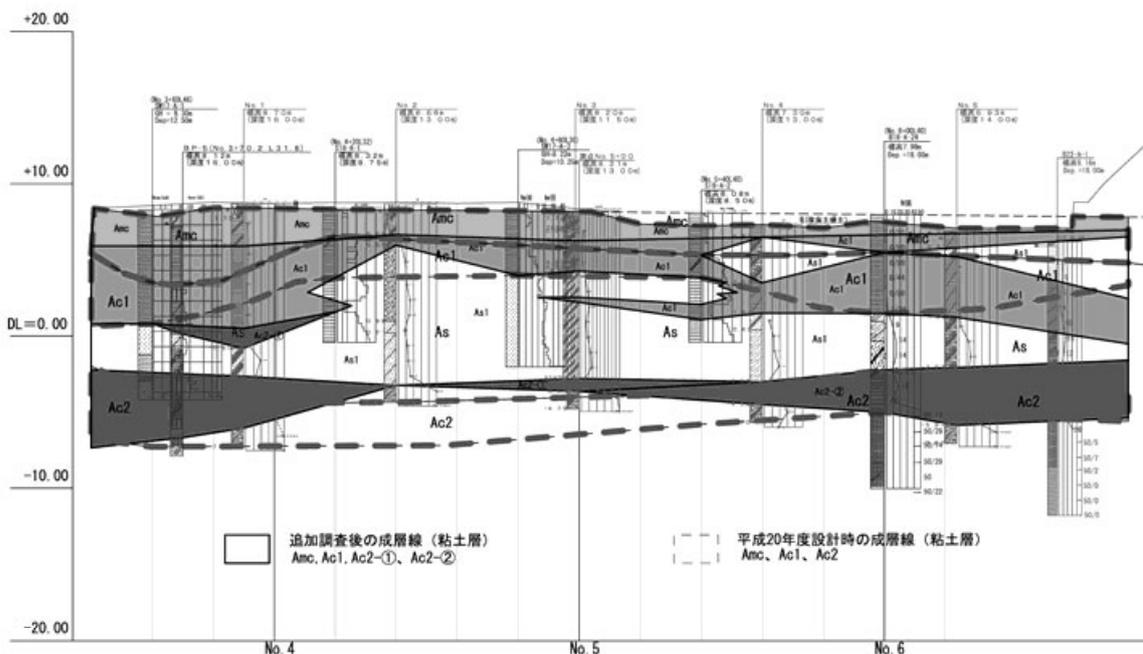


図 5 追加調査後推定地層縦断図

## (2) 室内土質試験結果

追加調査において土質試験を行った結果、盛土範囲外の既往試験結果と土質特性が異なることがわかった。図6にAc2層の飽和密度の深度分布図を示す。図6よりAc2層の飽和密度は既往調査結果と比較して、大きい値で分布していることがわかる。図7にはAc2層のe-logP曲線を示す。図7より、既往調査結果と比較して小さい値となっていることがわかる。

以上の結果から、既往検討時と比較して特に異なっていたAc2層の定数を表1に示す。既往検討時に設定された定数と比較すると、圧縮指数が小さく、過圧密であり、圧縮性の低い粘性土であることがわかった。

また、追加調査では三軸圧縮試験CUB試験を実施し、有効せん断抵抗角 $\phi'$ を求めた。概略検討時の地盤改良設計は、太田・関口モデルを用いたFEM解析により検討されている。有効せん断抵抗角 $\phi'$ は太田・関口モデルにおけるパラメータ設定に使用されるものであり、この値が大きくなると水平変位量(せん断変形)が抑制される挙動となる。水平変位量が小さくなれば、それを抑制するための地盤改良の改良幅を小さくしても許容値を満足できる可能性があった。既往設計時には一般値として $\phi' = 30^\circ$ が設定されていた。追加調査における土質試験結果を表2に示す。概略検討時に設定された値に対して、実際の土質特性は大きい値であることがわかった。

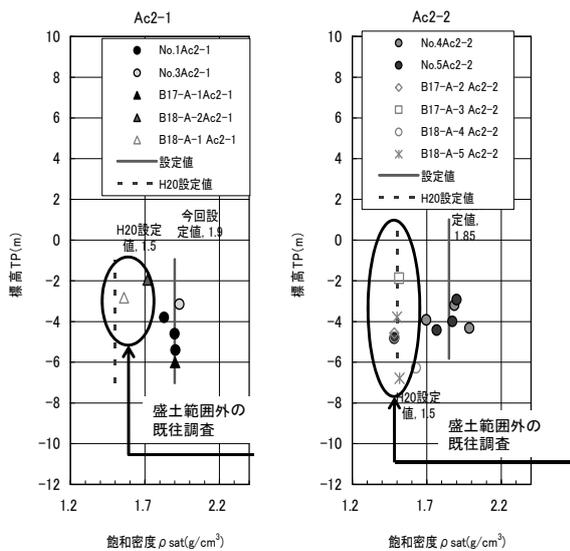


図6 飽和密度の深度分布図

表1 Ac2層の土質定数

	地層	飽和重量 (g/cm <sup>3</sup> )	圧縮指数 Cc	過圧密 (kN/m <sup>2</sup> )
H20年検討時	Ac2	15.0	0.84	80.0
追加調査後	Ac2-1	19.0	0.32	178.0
	Ac2-2	18.5	0.18	200.0

表2 三軸CUB試験結果

ボーリング番号	試料番号	標高TP(m)	地層名	$\phi'$ (°)	$\phi'$ (°)	
					平均値	設定値
No.1 (追加調査)	T-1	4.53	Amc	35.7	36.2	36
No.3 (追加調査)	T-2-1	6.575	Amc	36.6		
No.1 (追加調査)	T-3	0.53	Ac1	32.9	33.3	34
No.3 (追加調査)	T-4-1	5.05	Ac1	35.7		
No.5 (追加調査)	T-2	3.53	Ac1	31.4		
No.1 (追加調査)	T-5	-6.37	Ac2-1	26.9	26.9	30
No.5 (追加調査)	C-2-1	-3.595	Ac2-2	34.8	34.8	35

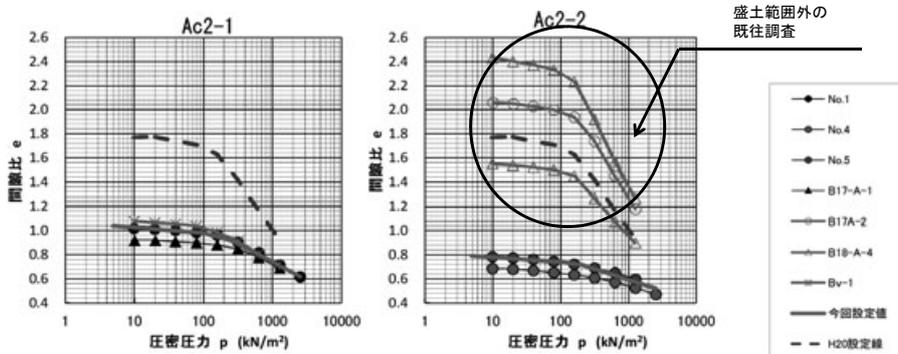


図7 圧密特性(e-logP曲線)の比較

### (3) 地盤改良検討結果

追加調査および土質試験結果から土質定数の設定を修正して地盤解析を実施し、地盤改良設計を行った。地盤解析は、現況解析の結果において対策が必要であることを確認し、対策後地盤解析を行った。

検討の結果、地盤改良を行う必要があるのは Amc 層、Ac1 層であり、Ac2 層までの改良をする必要はないことがわかった。地盤改良横断図は図 2 に示した。Ac1 層下端までの最大深度は 10m 以内であったため、中層混合処理工法により対応することが可能であることがわかった。

表 3 地盤改良コストの比較

## 4. マネジメントの効果

### (1) 地盤改良コストの比較

表 3 に既往検討時と再検討後の地盤対策について主な仕様および経済比較を示す。追加調査を実施し、対策工法を再検討した結果、既往検討時と比較して 35.6 百万円程度のコストを抑えることが可能であることがわかった。

項目	追加調査後検討		
	概略検討時	深層混合処理	中層混合処理
改良形式	深層混合処理	深層混合処理	中層混合処理
改良土量 (m <sup>3</sup> )	16020	6515.8	6515.8
改良強度 (kN/m <sup>2</sup> )	500	450,500	500,550
改良率 (%)	78.5	78.5	100
最大改良長 (m)	13.5	8.9	8.9
概算直接工費 (百万円)	74.2	61.6	38.6
概算直接工費差額 (百万円)	-	-12.6	-35.6

### (2) 動態観測による地盤挙動の確認

本事例で検討された地盤改良は施工が終了しており、現在は盛土施工が行われている。盛土施工時には動態観測を実施し、地盤の挙動について管理を行いながら盛土を行い、地盤改良の効果を確認している。

盛土の地盤破壊に対する安定管理値は、管理基準値以内となっており、安定側で推移していることを確認している。また、敷地境界部における水平変位量は、許容値 3.5cm 以内に対し、許容値以内であることを確認している。以上より、追加調査により決定した地盤改良盛土や周辺地盤への影響は、現在のところ問題がないことを確認している。

## 5. データ様式の提案

本事例のデータは A 表(地質リスクを回避した事例)に記入した。表には、地盤改良仕様が最適化されたことによる効果に着目して比較するため、①当初地盤改良仕様(深層混合処理工法)概算直接工事費、③変更後地盤改良仕様(中層混合処理工法)により比較した。これに、②追加調査・設計費用としてリスクマネジメントの効果とし、同表を作成した。

### A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者	-	
	工事名	-	
	工種	地盤改良工	
	工事概要	深層混合処理工法 (改良土量 16020m <sup>3</sup> )	
	①当初工事費	74, 200 千円(概算直接工費)	
	当初工期	-	
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	地盤改良工事着手前	
	予測されたトラブル	地盤改良の過大な設計・余分な地盤改良	
	回避した事象	余分な地盤改良	
	工事への影響	-	
リスク管理の実際	判断した時期	地盤改良工事着手前	
	判断した者	発注者	
	判断の内容	追加調査・詳細設計の実施	
	判断に必要な情報	盛土対象範囲の土質特性、詳細な地層分布	
リスク対応の実際	内容	追加調査	盛土対象範囲内におけるボーリング調査、土質試験
		修正設計	軟弱地盤解析、地盤改良仕様の検討・設計
		対策工	
	費用	追加調査	6, 550 千円
		修正設計	5, 750 千円
		対策工	
		②合計	12, 300 千円
変更工事の内容	工事変更の内容	地盤改良工法の最適化 (中層混合処理へ変更)	
	③変更工事費	38, 600 千円(概算直接工費)	
	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)	23, 300 千円	
	工期	-	
	その他	本事例では、見直設計により最適工法を決定したことによりコスト縮減がはかれた。	

## [論文No.4] 岐阜県における落石リスク対策

岐阜大学 ○浅野 憲雄  
岐阜大学 原 隆史  
岐阜県 県土整備部道路維持課 木村 健吾

### 1. はじめに

岐阜県管理道路は、約 4,200Km であり、毎年のように落石災害が発生している。また、平成 8 年度道路防災総点検において落石危険箇所が約 5,400 箇所も確認された。その後の 2 年間における豪雨等で、点検対象箇所以外で約 30 箇所の落石災害が発生していた。このような状況から、県管理道路の落石対策が重要課題として着目され、平成 9 年度以降に落石について「防災カルテ」を作成し落石危険箇所の追跡点検と、岐阜県に適した再評価の手法検討を進めてきた。

落石危険箇所の評価手法は、全国的に統一されているが定性的な評価手法を用いたもので、最終的な評価には専門技術者の判断が大きく影響していた。また、専門技術者の技術力や地域特性などの差から、岐阜全县の統一した評価基準を確立できなかった。

防災（落石）対策の立案には、県管理道路における全落石危険箇所の抽出を行うことで、落石リスク等も含めて検討することになる。その場合、山地高標高部などの未調査区域からの落石被害が生じており既存調査結果だけでは不確実であるため、岐阜県では防災点検結果に、地形的要因等を付加・検討することで、防災点検要領例外箇所等の落石危険箇所をより正確に抽出する手法をとりまとめた。

### 2. 岐阜県における落石災害の現状と課題

岐阜県は、広大な面積を有している反面、その約 8 割を森林（山地・丘陵）が占めていることから、可住地面積は県土の 20.2%（H15 時点）と限られている。特に、北部山間部では、可住地が点在しており各可住地を結ぶ道路が生活道路・緊急輸送道路等として住民の生活に直結している。このため、岐阜県では、これらの道路を中心として落石対策に重点をおいて対応してきた。ここで、岐阜県管理道路における過去の落石被災状況・対応は、県発表資料より表 1, 2 に示すとおりである。

表 1 岐阜県における道路落石被害発生状況<sup>1)</sup> (単位：件)

原因\年度	平成 16 年	平成 17 年	平成 18 年	平成 19 年	平成 20 年
落石（直 撃）	2	5	4	4	3
落石（乗上げ）	6	3	6	5	7

表 2 岐阜県の道路防災対策の進捗状況<sup>2)</sup>

区 分	要対策	対策済	未対策	進捗率
緊急輸送道路	457	441	16	96%
孤立集落	155	93	62	60%
そ の 他	985	586	399	59%
合 計	1,597	1,120	477	70%

表1より、岐阜県の管理する道路では、年平均4~5箇所割合で落石被害が発生していることが分かる。また、岐阜県の落石対策としては、平成8年度道路防災総点検によって判明した危険箇所の中で、緊急輸送道路や孤立集落への道路など、重要性が高い道路の危険箇所を優先して整備・対応してきた(表2参照)。

表3は、岐阜県の平成8年度道路防災総点検によって判定された危険箇所なかで、飛騨地区における平成16年から20年の間に発生した落石発生数と、道路防災総点検危険箇所外での落石発生数をまとめたものである。

表3 岐阜県北部における発生数と対象危険箇所外発生数<sup>3)</sup>

地域名	総合評価	調査斜面数 Ni		小計	対象斜面 事故数 NiF	平均 危険度 =NiF/Ni	NiF'=NiF× (Ni落石又は岩石 /Ni)		対象外 事故数 NoF	全事 故数
		落石・ 崩壊	岩石 崩壊				落石・ 崩壊	岩石 崩壊		
下呂	要対策	186	51	237	5	0.021	3.92	1.08	7	24
	カルテ対応	399	68	467	12	0.026	10.25	1.75		
	対策不要	204	10	214	0	0.000	0.00	0.00		
小計		789	129	918	17		14.18	2.82		
高山	要対策	275	109	384	7	0.018	5.01	1.99	17	31
	カルテ対応	517	380	897	7	0.008	4.03	2.97		
	対策不要	133	36	169	0	0.000	0.00	0.00		
小計		925	525	1450	14		9.05	4.95		
古川	要対策	277	35	312	11	0.035	9.77	1.23	16	35
	カルテ対応	126	20	146	5	0.034	4.32	0.68		
	対策不要	186	11	197	3	0.015	2.83	0.17		
小計		589	66	655	19		16.91	2.09		
総計		2303	720	3023	50		40.14	9.86	40	90

表4から、過去5年間の間に飛騨地域で発生した落石事故は、道路防災総点検危険箇所外で50箇所、点検対処外で40箇所となっている。このことは、当地域で平成8年度道路防災総点検で抽出した落石危険箇所以外にも相当の危険箇所が存在し、岐阜県管理道路における全ての危険箇所を把握できていないこととなっている。よって、岐阜県・岐阜大学では、平成8年度道路防災総点検の結果に地形定期要因を付加して調査することで、危険箇所特定が可能となる手法を求めることとなった。

### 3. 落石リスクの考え方と問題点への対応

道路落石のリスクとは「対象地域の道路斜面の落石生起確率と、その結果として生じる各種損失の積」がリスクとなる。各種損失には、人的損失、物的損失、迂回損失、孤立集落損失、救急医療損失などが考えられ、次式で定義できる<sup>3)</sup>。

$$R = D \times P$$

ここで、R：個別斜面のリスク

D：各損失の合計

P：落石生起確率

である。

本城ら<sup>3)</sup>は、岐阜県における個別斜面リスクについて、平成 8 年度道路防災総点検結果やその後の追跡点検結果、落石被災事例などから「落石生起確率：P」（表 3 の平均危険度）を求めて検討している。ここで問題となるのが、検討すべき路線について、落石生起確立を求める場合に対象斜面が属する路線の落石危険箇所を全て網羅していないことである。事実、表 4 にも示してあるように、既存落石危険箇所以外の斜面から落石が発生しているため、検討したい路線における真の落石生起確率が求めることが困難となっている。

以上のような問題も含めて岐阜県では、平成 9～10 年度にかけて落石危険箇所等について「防災カルテ」の作成し、その後の定期追跡点検を実施することで変状の進行を把握できるように基礎的資料の収集に努めた。次いで、平成 16 年から順次、点検結果の再評価手法と岐阜県に適した調査手法の検討を行い、平成 23 年に「岐阜県道路防災点検の手引き」を作成した。

岐阜県道路防災点検の手引き等では、表 4 のような問題点を提起している。

表 4 既存防災点検結果の問題点<sup>4)</sup>

<b>現状の問題点</b>	
<b>問題点①</b>	点検箇所以外でも落石等災害が発生している。  点検要領の条件の見直し。
<b>問題点②</b>	「対策不要」箇所で落石等災害が発生している。
<b>問題点③</b>	安定度評価結果が実情と合っていない箇所がある。
<b>問題点④</b>	点検者によって安定度評価結果にバラツキがある。  評価方法の修正・見直し

また、同要領では、表 5 のような問題点への対応と、図 1 のような作業フローを提起している。

表 5 既存結果の問題点と対応<sup>4)</sup>

<b>問題点①</b>	⇒ 1次点検方法の見直しを行う。 (スクリーニングの見直し)
<b>問題点②</b>	⇒ 「対策不要」箇所の安定度 (再評価の方法を規定する)
<b>問題点③</b>	⇒ 既存点検箇所の安定度 (再評価を実施する)
<b>問題点④</b>	⇒ 総合評価の具体的な目安 を提示する。

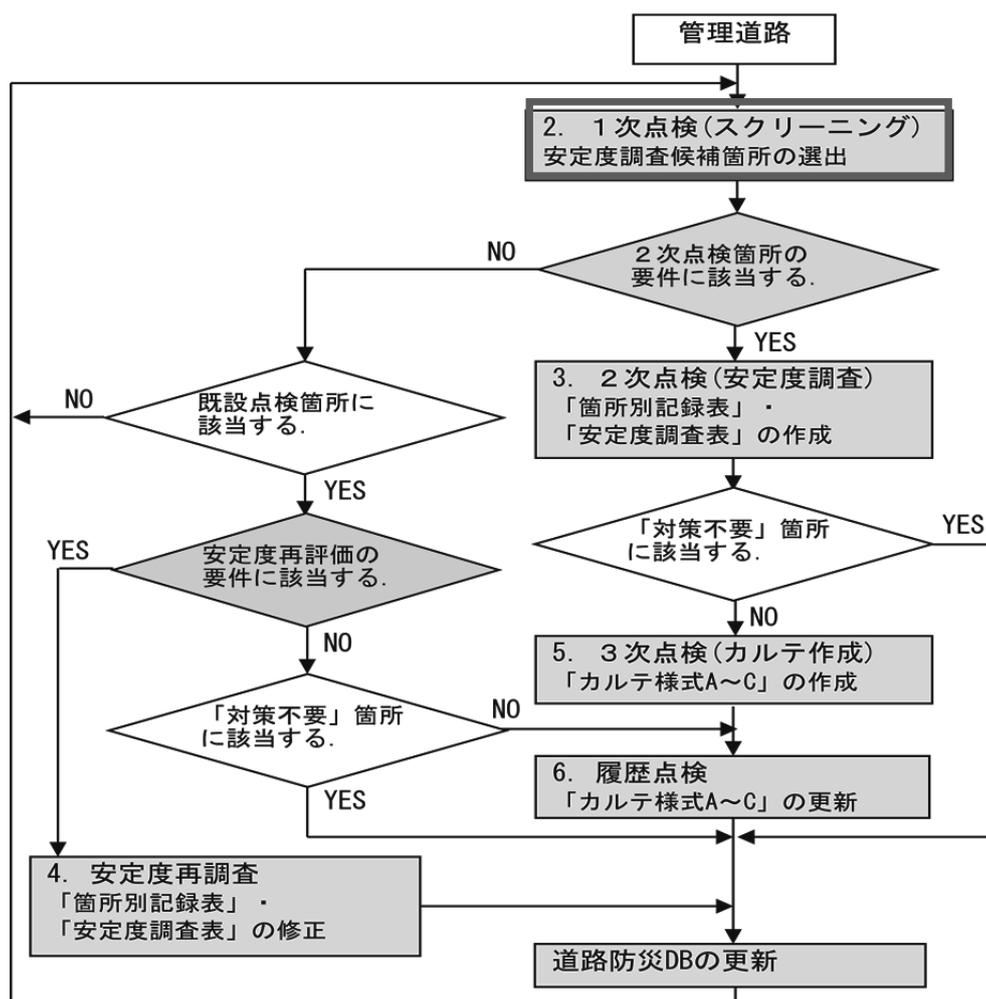


図1 道路防災再評価点検フロー<sup>4)</sup>

筆者らは岐阜県道路防災点検再評価において、上記の1次点検（スクリーニング）で落石危険箇所を抽出する精度向上が、再評価の最も重要な項目と考えている。この手法として、岐阜県が有する2mメッシュデータ(DEM)を用いて詳細な地形図を作成し、岐阜県管理道路に接する斜面内の落石発生源特定について検討した。

#### 4. 落石発生源の特定手法

落石は、斜面内に形成された岩壁を発生源として、岩壁から剥離した岩塊が落下するか、いったん落下した岩塊が斜面内に留まり二次的に落下する現象と考えられる。このため落石発生源を抽出できれば、落石危険箇所を特定できることになり検討対象とする落石危険箇所数（落石生起確率の母数）が決定されるため落石リスクの検討が可能となる。

落石発生源の抽出は、落石発生源となる斜面内岩壁を専門技術者が現地踏査によって確認する方法で行われてきた。ここで、広域な山地斜面内に分布する斜面内岩壁の抽出には、多くの時間と労力が必要のほか、斜面高標高部などでは危険岩壁の見落としも考えられた。

岐阜県では、県全域に2mメッシュデータ(DEM)が整備されており、詳細な三次元地形図の作成が可能であった。よって、落石発生源となる斜面内岩壁について、地形解析を行

うことで位置特定を行うことにした。ここで、筆者らは図 2 のような斜面を構成する表土層の安定解析モデルから山地斜面における岩盤露出条件を検討してみた。その結果は、図 3 に示すように斜面勾配 45~50° 以上の斜面勾配を有する部分で表土層の安全率が  $F_s < 1.0$  となり、表層崩壊等で表土が失われて岩盤が露出すると判定できる。

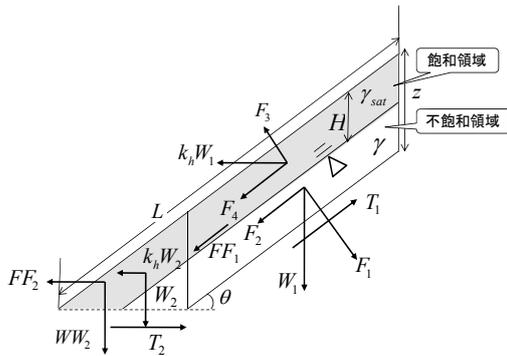


図 2 斜面表土層の安定検討モデル

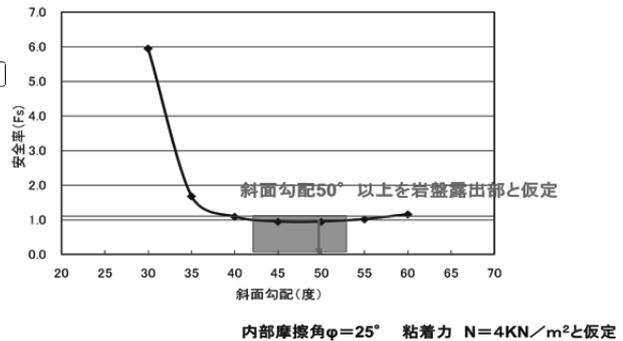


図 3 斜面勾配と表土層の安全率の関係

落石発生源の特定には、発生源を山地斜面内で 50° 以上の傾斜を有する箇所とし、GIS ソフトを用いて地形解析を行うことで特定したものが図 4 である。

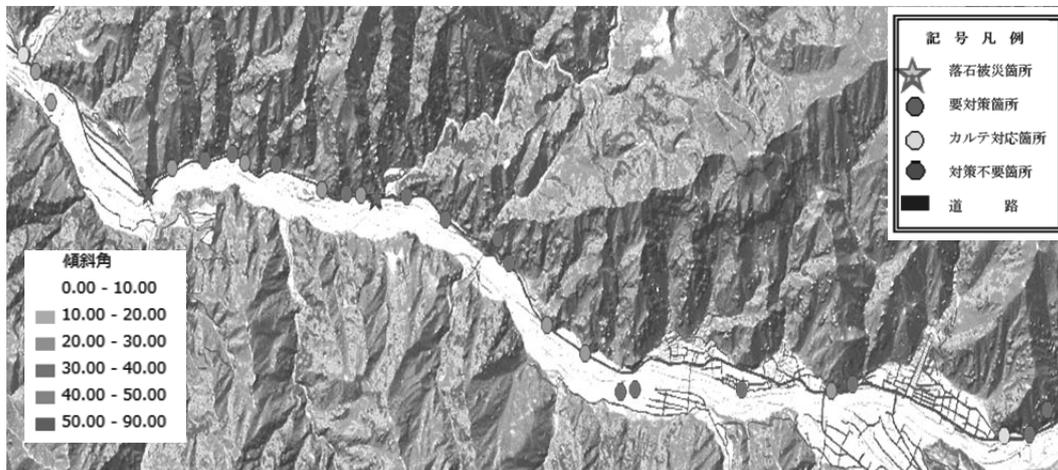


図 4 地形解析結果 (50° 以上の斜面) と防災点検結果 (落石危険箇所) の分布

図 4 から、平成 8 年度道路防災総点検結果である落石危険箇所や被災履歴と、斜面内露岩部 (傾斜角 50° 以上) の分布は一致している。ただし、露岩部の下方で落石発生の報告がない箇所も見受けられる。

岐阜県ではこれらの検討結果をもとに、県管理道路における落石危険箇所の再評価を進めることとし、図 1 に示すスクリーニング調査に利用するため、必要に応じ岐阜県管理道路について、平成 23 年度以降、図 5 のような地形解析・落石危険箇所図を作成・利用することになっている。

地形解析図は、道路防災総点検再評価を行うに当たり、防災点検要領例外箇所等の落石危険箇所抽出の基礎的資料として利用されている。ここで、平成24年度の防災点検再評価では、数多くの未落石危険箇所が想定され落石発生源の特性調査が可能となったため、落石危険箇所の特定・落石リスクの検討に役立つものと考えられている。

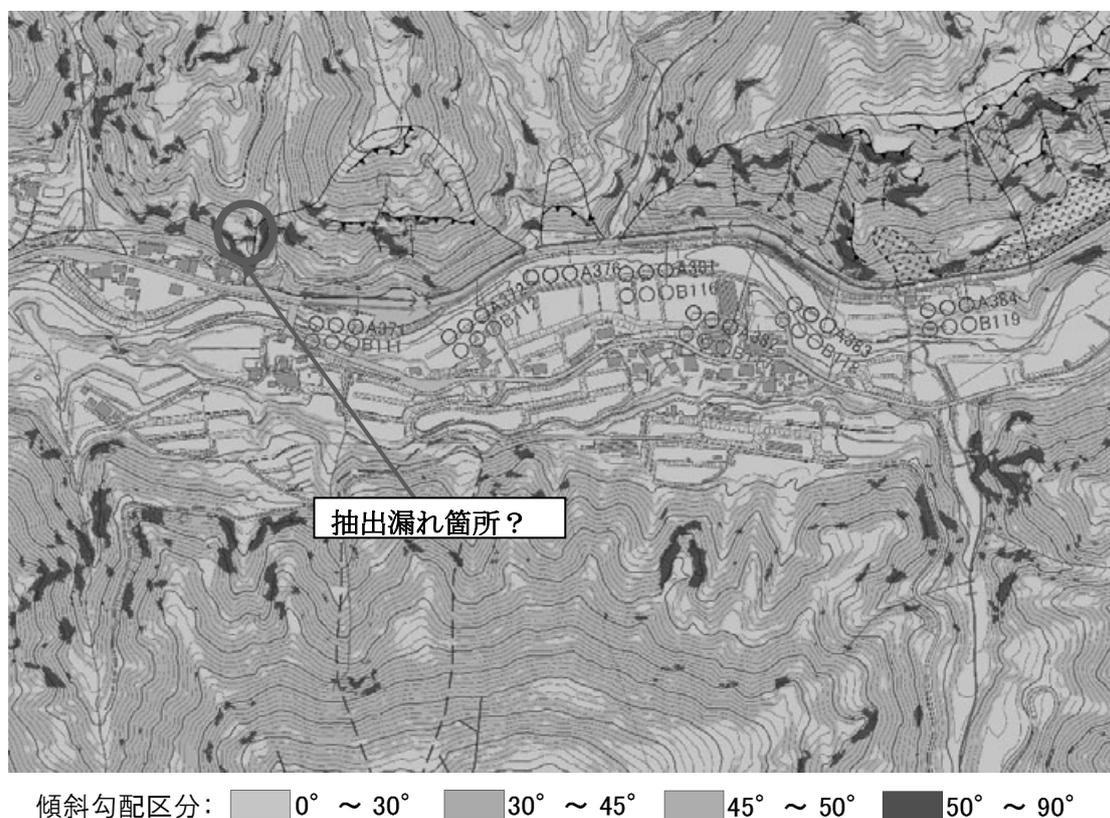


図5 地形解析・落石危険箇所位置図(例)

## 5. まとめ

岐阜県における落石対策は、平成8年度道路防災総点検結果を利用して落石危険度や路線の重要度などを検討し、順次、落石対策を講じてきた。ただし、より効果的な対策を講じるためには、県内の全落石危険箇所の把握が必要である。よって、地形解析図を作成・利用することで、防災点検要領例外箇所等の危険箇所抽出を可能にし再評価調査を行うことで、各落石危険箇所のリスクの検討が可能になる

### <参考資料>

- 1)岐阜県 HP：行政監査の結果より抜粋
- 2)岐阜県 HP：県政の運営より抜粋
- 3)本城勇介，町田裕樹，森口周二，原隆史，沢田和秀，八島厚：「岐阜県飛騨圏域を対象とした道路斜面危険度評価」：土木学会論文集 (Vol.67 No3)：土木学会 2,011
- 4)平成22年 岐阜県道路防災点検講習会 資料

[論文 No. 5]切土のり面のグラウンドアンカー施工時における地質リスク管理事例について

○ (株)相愛 常川 善弘  
 (株)相愛 松田 誠司  
 (株)相愛 市橋 義治  
 宿毛市建設課 上岡 信勝

1. はじめに

地質リスクの発現時期は、工事段階が最も多く、地質調査技術者と施工業者が連携し、様々な点検・モニタリングを活用しながら品質管理や安全管理などを行っていくことが重要である。特に工事段階では、切土や掘削により、地質調査段階よりも多くの面的な地質情報を収集することができ、地質特性の評価・確認を行い、施工後の効果判定や維持管理計画の立案等にも利用できる。

本事例報告は、アンカー工が採用された道路切土のり面工事の設計・施工に際し、降雨に伴う地下水位上昇の不確実性により発生した地質リスクを、図1に示すアンカー荷重計を用いたモニタリングにより、地質リスクを最小限に回避し、その効果について評価を行ったものである。



図 1. アンカー荷重計

2. 事例の概要

平成 22 年 9 月、高知県宿毛市内の道路切土のり面において、幅約 40m、長さ約 50m 規模の岩盤地すべりが発生した（図 2）。地質は四万十帯南帯の古第三紀の砂岩と頁岩（一部凝灰質頁岩）により構成され、地質構造はのり面中央部に向斜軸を有する褶曲構造である（図 3）。また、向斜軸が道路側に傾斜した特異な流れ盤構造でもある。現地踏査およびボーリング調査の結果、すべり土塊の

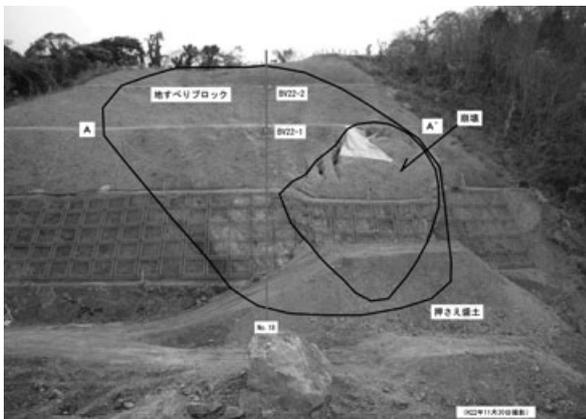


図 2. 変状のり面状況

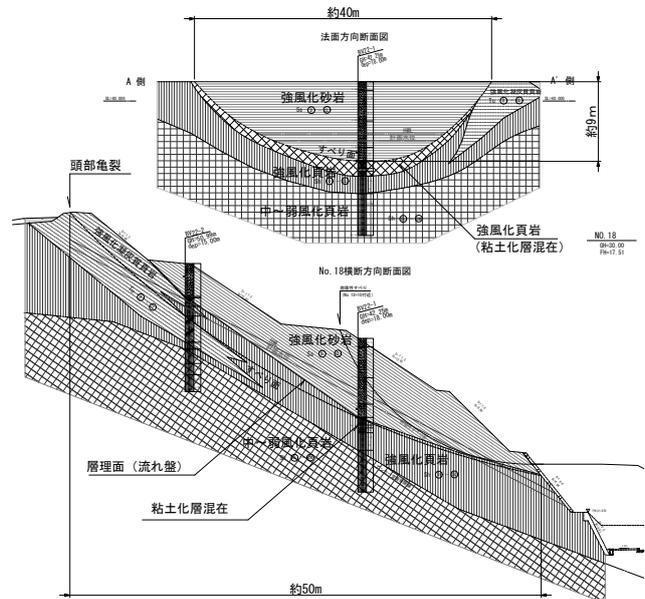


図 3. 地すべりブロック地質概要



をもって計画安全率  $F_{sp}=1.20$  を満足する頭部の排土工（排土量約  $1300\text{m}^3$ ）を検討した。頭部排土工事は同年 8 月末から 10 月初めに完了し、排土工完了後、荷重増加したアンカー工の除荷工を実施した。平成 23 年 10 月 21 日に日雨量  $251\text{mm}$  の豪雨を再度経験したが、アンカーの荷重増加や孔内傾斜計の変位は確認されず、追加対策の効果が確認できた。

以上より、アンカー荷重計を用いたモニタリングが効果を発揮し、迅速な追加対策により地質リスクを最小限に回避することができた。尚、供用開始まで、引き続きアンカー荷重計によるモニタリングを実施している。

### 3. 事例分析のシナリオ

平成 22 年 9 月の切土施工中(アンカー対策前)に発現した斜面変状後の追加の地質調査・観測により、降雨による地下水位と斜面変状の関連は確認された。しかし、工事を一時中止しての短期間の観測期間であったため、降雨期の観測が十分にできず、また、近年の局所的な豪雨や大型台風による記録的な降雨を考慮すると、地質リスクとして、地すべりブロックの地下水位の挙動に不確実性が残った。また、アンカー対策後において、更に計画路面まで 2 段ののり面を切り下げる計画となっており、地質調査結果により切り下げによるリスク発現の可能性もあり、切り下げによる地すべりブロックへの影響・拡大についても留意した。

以上より、地質リスク分析として、リスク発現時の想定シナリオは、計画水位を上回る降雨条件発生時と、のり面の切り下げによる地すべりへの影響および対策工等の構造物への損傷を想定した。

地質リスクマネジメントとして、地質リスクの回避には、設計変更の条件として、地下水位変動の十分な把握が必要であったが、全体工程の中で、工事を長期間中止して観測に充てることは困難であった。地質リスクを最小限に回避するため、早期発見・早期対応できるモニタリング体制下での施工管理及び安全管理に基づく対策施工となった。

### 3. データ収集分析

データ収集分析として、主測線上で孔内傾斜計観測（1 箇所）、地下水位観測（2 箇所）と併用して、アンカー荷重計観測（2 箇所）によるモニタリングを実施した。

アンカー対策後、のり面の切り下げ工程での斜面変動は確認されなかった。しかし、平成 23 年 7 月 19 日、当地の観測史上最大雨量を記録し、豪雨後ののり面の臨時点検にて、目視点検では明瞭な変状は確認されなかったが、アンカー荷重計で設計アンカー力を超える顕著なアンカー荷重の増加、孔内傾斜計にてすべり面付近で約  $100\text{mm}$  の変位が確認された（図 6）。特に、アンカー荷重の増加がアンカー材料の降伏点の 90% 近くになっていることが確認され、荷重変位については、降雨量と荷重増加の相関関係が見られた（図 7）。アンカー工の荷重増加範囲について、詳細状況の確認のためリフトオフ試験による面的調査を追加実施し、その結果、法枠アンカー全体が降伏点荷重の 90% 近くに達していることが確認された（図 9）。以上より、緊急対策が必要と判断し、追加対策として頭部排土工を実施した。対策後は、頭部排土により地下水位も大幅に低下し（図 8）、孔内傾斜計、アンカー荷重計ともに安定している。

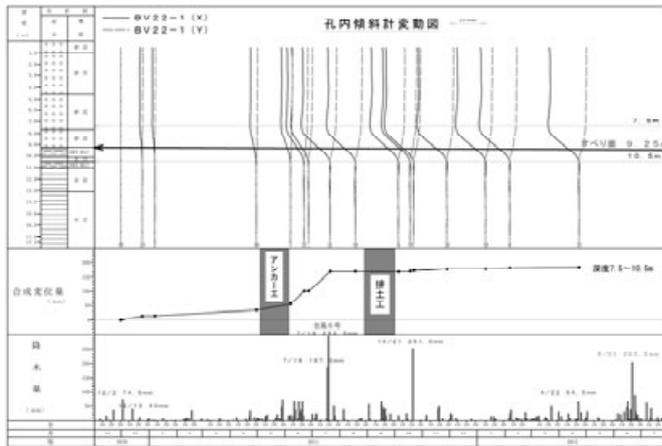


図 6. 孔内傾斜計変動図

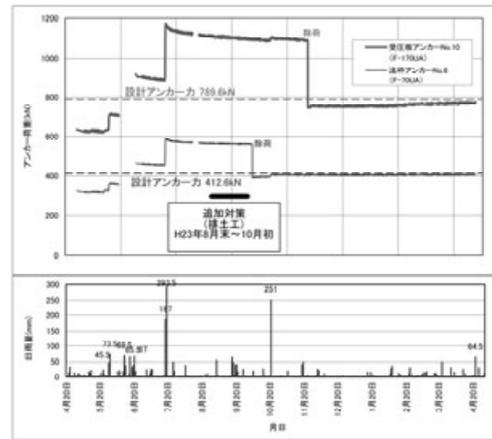


図 7. アンカー荷重変動図

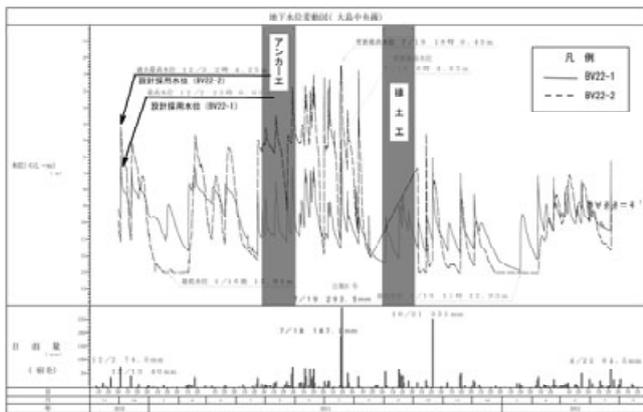


図 8. 地下水位変動図

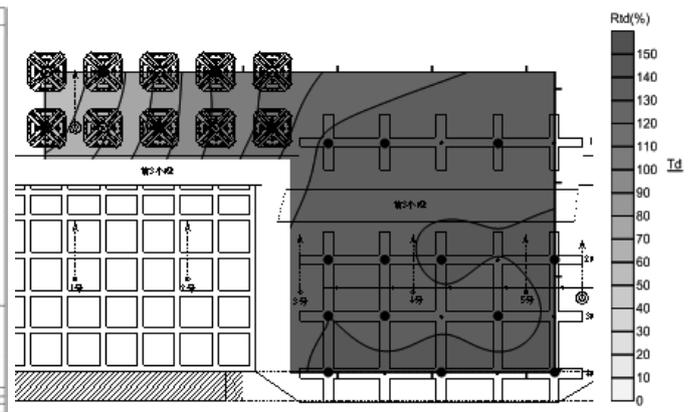


図 9. 設計アンカー力比 Rtd 分布図

#### 4. マネジメントの効果

懸念した地質リスクが発現したが、早期に発見し対応できたことで、アンカー工の損傷、斜面崩壊に至ることなく、迅速な追加対策を実施し、安全かつほぼ工期内に工事を完了することができた。

地質リスクのマネジメント効果について、地質リスクが回避できなかった場合、アンカーの荷重増加状況から、法枠アンカーの N=10 本（法枠アンカーの半数）が損傷したと仮定し、法枠は再利用可能としてアンカー再施工（更新）し、その他は、最小限に回避した場合と同様に頭部排土工による対応での工費・工期の比較を行った。

その結果、地質リスクを最小限に回避した場合が 36,600 千円（当初工事+モニタリング+頭部排土工+アンカー緊張力の調整工（N=30 本））に対し、地質リスクを回避できなかった場合が 42,000 千円（当初工事費+追加調査+アンカー工の更新工事（N=10 本）+頭部排土工+アンカー緊張力の調整（N=20 本））となり、約 5,400 千円のマネジメント効果と評価した。

表 1. マネジメント効果（概算費）

項目	費用	工期
①地質リスクを回避できなかった場合	42,000 千円	150 日
②地質リスクを最小限に回避した場合	36,600 千円	90 日
リスクマネジメントの効果①－②	5,400 千円	60 日

## 5. データ様式の提案

表 2.C 型：発現した地質リスクを最小限に回避した事例

対象工事		発注者	宿毛市役所建設課		
		工事名	市道大島中央線道路改良工事		
		工種	のり面工		
		工事概要	受圧版・法枠工、アンカー工（N=30 本） 水抜きボーリング工（N=5 本）		
		①当初工事費	23,200 千円		
		当初工期	90 日		
発現したリスク	リスク発現事象	リスク発現時期	工事中		
		トラブルの内容	記録的な豪雨により、計画抑止力を超えるすべりが発生する。		
		トラブルの原因	想定以上の地下水位の上昇		
		工事への影響	工事の中断および対策工の追加。（ただし、当初工期内に対策工を含め完了。）		
	変更工事の内容	追加調査の内容	-		
		修正設計内容	-		
		対策工事	頭部排土工（1,300m <sup>3</sup> ）		
		変更工事	-		
		変更費用	追加調査	-	
			修正設計	-	
			対策工	頭部排土工：11,400 千円（植生工含む）	
			変更工事	-	
		①計	11,400 千円		
		変更工期	45 日		
	間接的な影響項目	工事中断による設備費負担			
	負担者	施工業者・宿毛市			
	最小限に回避したリスク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	工事中および、工事完了後の供用中	
			予測されたトラブル	斜面変状の進行によるアンカー工および法枠工の損傷、斜面崩壊。 供用時においては、通行車両等利用者等への被災、通行止めによる経済的な影響。	
回避した事象			法枠工およびアンカー工を含むのり面の損傷。工事完了後の利用者への被災、通行止め等による経済活動への影響。		
工事への影響			大幅な工事の中断および工事費の増額		
リスク管理の実際		判断（した）時期	工事中（のり面変状時）		
		判断した者	施工者・地質調査業者		
		判断の内容	工事の中断と対策工の提案		
		判断に必要な情報	地質情報（地下水位、のり面変位量、変位深度、アンカー緊張力）		
リスク対応の実際		内容	追加調査	リフトオフ試験（面的調査）：N=15 本 動態観測：1 式	
			修正設計	頭部排土計画	
			対策工	アンカー工の緊張力調整：N=30 本	
		費用	追加調査	リフトオフ試験（面的調査）：600 千円 動態観測：200 千円	
			修正設計	-	
			対策工	アンカー工の緊張力調整：1,200 千円	
	③合計		2,000 千円		

回避しなかった 場合	工事変更の内容	当初工事費（法枠工+アンカー工（N= 30 本）） リフトオフ試験（面的調査）（N=15 本） 頭部排土工（1,300m <sup>3</sup> ） アンカー工（N=10 本） アンカー工の緊張力の調整工（1 式）
	④変更工事費	当初工事費：23,200 千円 面的調査：600 千円 頭部排土工：11,400 千円（植生工含む） アンカー工：6,000 千円（損傷アンカーの切断・撤去含む） アンカー工の緊張力調整工（N=20 本）：800 千円 合計 42,000 千円
	変更工期	165 日（当初 90 日+変更 75 日）
	間接的な影響項目	アンカー工の損傷による工事費の損失。 供用時期への影響（経済的損失）
	受益者	管理者、利用者（地域住民）、納税者
リスクマネジメント の効果	費用④－（①+②+③）	42,000－（23,200+11,400+2,000） =5,400 千円
	工期	30 日（165 日-135 日）
	その他	-

## 6. おわりに

本報告において、工事段階での地質リスクを最小限に回避した事例を紹介した。しかし、可能であれば、事業の構想段階、計画段階、調査段階等の事前段階での地質リスクの回避が望まれる。特に、本事例では、地すべり発生の素因（道路側に軸傾斜した向斜構造、集水的な流れ盤構造）を早期の段階で察知し、必要な調査を実施しておくことも可能であったと思われる。早期での地質リスク評価にて、地質リスクマネジメント効果はより高くなると考えられる。

また、今後の運用段階における地質・対策工を含む付帯構造物についての経年変化による機能低下や地質の劣化等への長期的な対応も重要である。運用段階（維持管理）における地質リスクマネジメントの視点を含め、より安全で効率的な点検・調査方法や延命化技術の向上など、事業全体を見通した長期利用への取り組みにつなげていきたいと考える。

### <参考文献>

- 1) (社)地盤工学会；「グラウンドアンカー設計・施工基準同解説 JGS-4101-2000」,2000.5
- 2) (社)日本道路協会；道路土工「切土工・斜面安定工指針」,2009.6

【論文 No. 6】 所定の強度が確認できないアンカー定着層の原因推定と対応事例

株式会社 構研エンジニアリング 牛渡 聡

1. 事例の概要

(1) リスクの発現

山岳道路の視距改良のための切土法面の施工に伴い、背後の地すべりの抑止をかねてグラウンドアンカー付き法枠工が計画された(図1、2)。施工前にグラウンドアンカー基本試験を行ったところ、定着層の設計強度( $\tau$ )0.6および0.4 N/mm<sup>2</sup>に対して、0.12~0.33 N/mm<sup>2</sup>の値が得られた(図3)。

このため、対策を検討する必要が生じた。

(2) 既往調査

法面設計にあたり、地すべり調査をかねて弾性波探査5測線、ボーリング・ひずみ計設置観測5孔が行われている。

基盤の地質は、西側地すべりブロックが安

山岩、東側ブロックが流紋岩と報告されている。変質を受けている記載があるが、地すべりとその対策が主体であり、強度低下の可能性には及んでいない。

(3) 設計方針

地すべりを抑止するため、流紋岩の新鮮岩を定着層とするグラウンドアンカー付き法枠工を計画した。定着層の設計強度( $\tau$ )は、0.6 N/mm<sup>2</sup>であったが、前年度工事の基本試験において $\tau=0.44$  N/mm<sup>2</sup>の箇所が確認されたことから、法面西側は $\tau=0.4$  N/mm<sup>2</sup>に、法面東側は $\tau=0.6$  N/mm<sup>2</sup>に設定している。

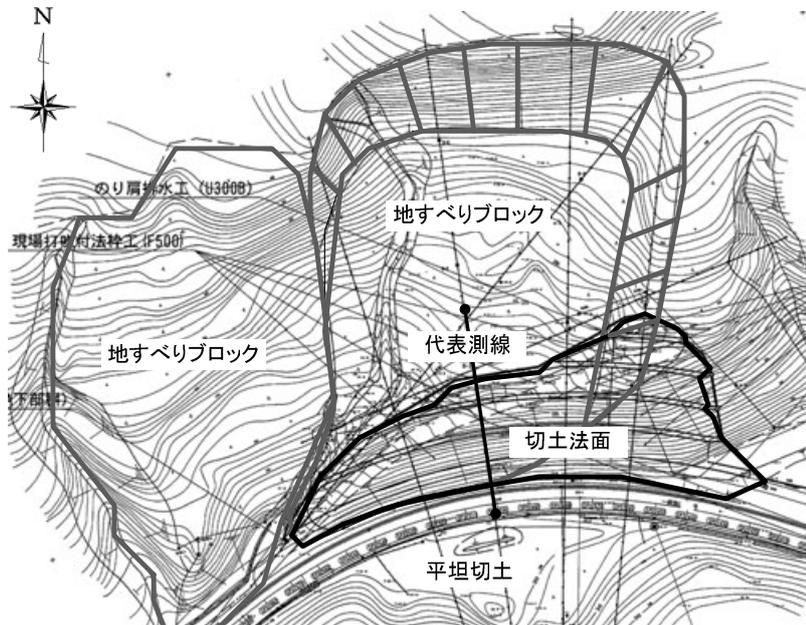


図1 事例箇所平面図

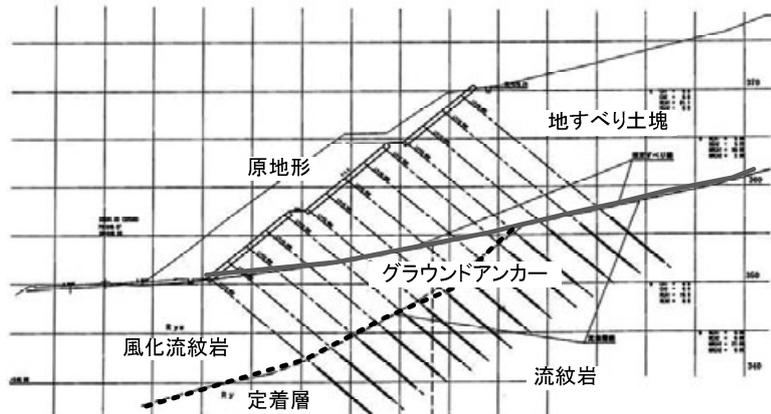


図2 代表測線横断面図

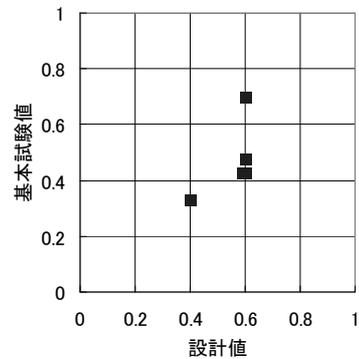


図3 定着層強度

## 2. 事例分析のシナリオ

### (1)強度が小さい原因の推定

要因としては、地質、材料、施工方法が想定されたことから、既往資料より可能性のある要因を確認と地質状況の確認のため追加地質調査を行うものとした。施工方法については、前年度工事資料ならびに当年度の施工者からの聞き取りを行うものとした。

### (2)対策方針の検討

原因を推定した後、対策方針を検討した。要因が地質と設計にあれば設計を見直すものとし、施工方法にあれば施工方法を見直す方針とした。

## 3. データ収集分析

### (1)既往資料の見直し

地質調査資料(ボーリング柱状図、コア写真(コア廃棄済)、地質図)、施工時資料(前年度および当年度のアンカー孔掘削時のスライム(孔口で回収された岩石の小片)、基本試験データ)を見直した。スライムの硬軟判定事例では、設計強度を下回った当年度は法面表層から軟質であった(表 1)。

表 1 スライムでの硬軟判定

年度	孔番	延長 (m)	τ N/mm <sup>2</sup>	位置 列 段	粘土化程度 深度 (m)																											
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
15	2回目No.1	9	0.70	X 1.5	G 1.5																											
15	1回目No.1	8	0.38	X 2.5	G 1.5																											
15	1回目No.2	12	0.33	X 10.5	G 1.5																											
15	2回目No.2	18	0.12	X 16.5	G 1.5	スライム上がらず																										
15	2回目No.3	16.5	0.38	X 26.5	G 1.5																											
14	基本試験		0.70	X 6.0	I 3.5																											
14	基本試験		0.43	X 16.5	H 2.0																											
14	基本試験		0.46	X 17.5	H 2.0																											
14	アンカー	11.7		X 2.0	G 3.0	試験なし																										
14	アンカー	17.7		X 2.0	H 4.0	試験なし																										
14	アンカー	14.7		X 3.0	H 1.0	試験なし																										
14	アンカー	18.2		X 4.0	H 5.0	試験なし																										
14	アンカー	15.7		X 6.0	H 2.0	試験なし																										
14	アンカー	22.2		X 7.0	G 4.0	試験なし																										
14	アンカー	19.7		X 8.0	H 3.0	試験なし																										
14	アンカー	19.7		X 10.0	G 6.0	試験なし																										
14	アンカー	24.2		X 12.0	H 6.0	試験なし																										
14	アンカー	21.2		X 13.0	H 2.0	試験なし																										
14	アンカー	23.2		X 15.0	G 5.0	試験なし																										
14	アンカー	27.2		X 15.0	M 6.0	試験なし																										
14	アンカー	23.2		X 16.0	G 3.0	試験なし																										
14	アンカー	26.7		X 18.0	H 5.0	試験なし																										
14	アンカー	21.7		X 19.0	H 2.0	試験なし																										
14	アンカー	25.7		X 21.0	H 4.0	試験なし																										
14	アンカー	21.7		X 25.0	G 5.0	試験なし																										
14	アンカー	22.7		X 29.0	G 6.0	試験なし																										
14	アンカー	21.7		X 32.0	G 4.0	試験なし																										
14	アンカー	21.2		X 38.0	G 3.0	試験なし																										

### (2)追加調査

地表地質踏査、グラウンドアンカー孔に隣接した調査ボーリング(斜め)・ボアホールスキャナー調査を実施した。さらに、調査孔に隣接したグラウンドアンカー孔掘削後に基本試験を実施した。

グラウンドアンカー孔は無水掘削であり、粘土状の掘削土(マッドケーキ)が付着していることが想定された。追加調査ボーリングにおいて掘削直後と清水での洗浄後のボアホールスキャナー画像を比較したところ、洗浄によりマッドケーキがほぼ除去されていることが判明した。

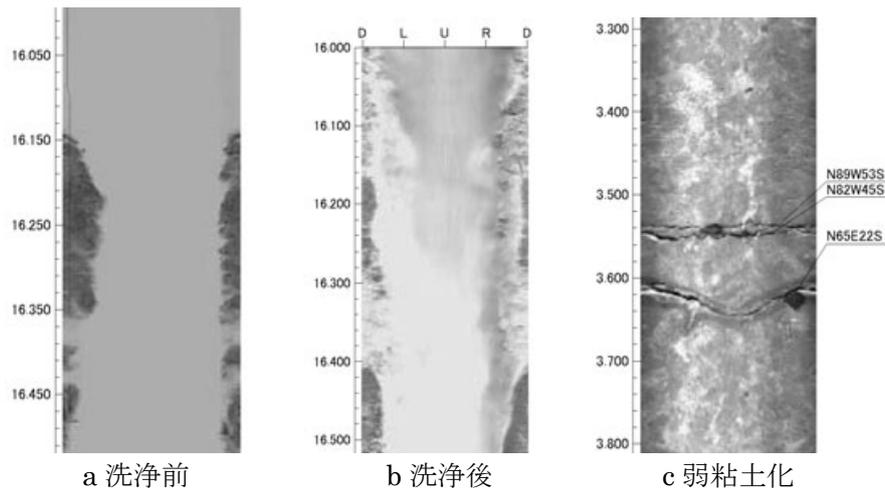


写真1 ボアホールスキャナー画像

### (3) 粘土化変質区分

見直し・追加調査の結果、施工箇所分布する新第三紀の流紋岩は、調査時に想定したよりも強い熱水変質(珪化および粘土化)を受けていることが判明した。強度劣化が顕著な粘土化変質に着目し、風化を考慮して性状を3種類に区分した(表2)。地すべり移動土塊内では、風化による劣化を考慮して、中粘土化C2箇所でも強粘土化C3にしている。

粘土化変質の構造は、概ねNE-SW走向60~70°Nと判定し、平面図・断面図に整理した(図4、6)。法面の東側に弱~未粘土化C1が多く、西側には中粘土化C2が主体を占めている。また、地すべり移動土塊と不動層の境界がほぼ定着層上面であるため、定着層上面の変質区分を行った(図5)。グラウンドアンカー基本試験において設計強度に達しなかった箇所は、強粘土化C3の分布域である。

表2 粘土化変質区分

分類記号	C1	C2	C3
区分	弱~未粘土化	中粘土化	強粘土化
記事	<ul style="list-style-type: none"> <li>・軟質化箇所がごくわずか~認められない、硬質</li> <li>・原岩の判定が可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・全体にやや軟質</li> <li>・原岩がかるうじて判定できる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・全体に軟質化</li> <li>・原岩の判定が困難</li> <li>・C2の風化を含む</li> </ul>
コア状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>・送水堀により棒状~外形が判定できる角礫状となる</li> <li>・無水では掘削できない</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・送水堀ができるが、手で容易に折れる</li> <li>・無水でも掘削できることがある</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・送水堀では流出する</li> <li>・無水でしか掘削できない</li> </ul>
のり面状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ハンマー打診で金属音を発する</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ハンマー打診で鈍い音を発し、へこむ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ハンマーのピックが軽打で突き刺さる</li> </ul>
N値	50以上	50以上	30程度以下
Vp (km/s)	2.0以上	1.0~2.0	1.0未満
岩の区分*	中硬岩~軟岩	軟岩~風化岩	風化岩~土丹

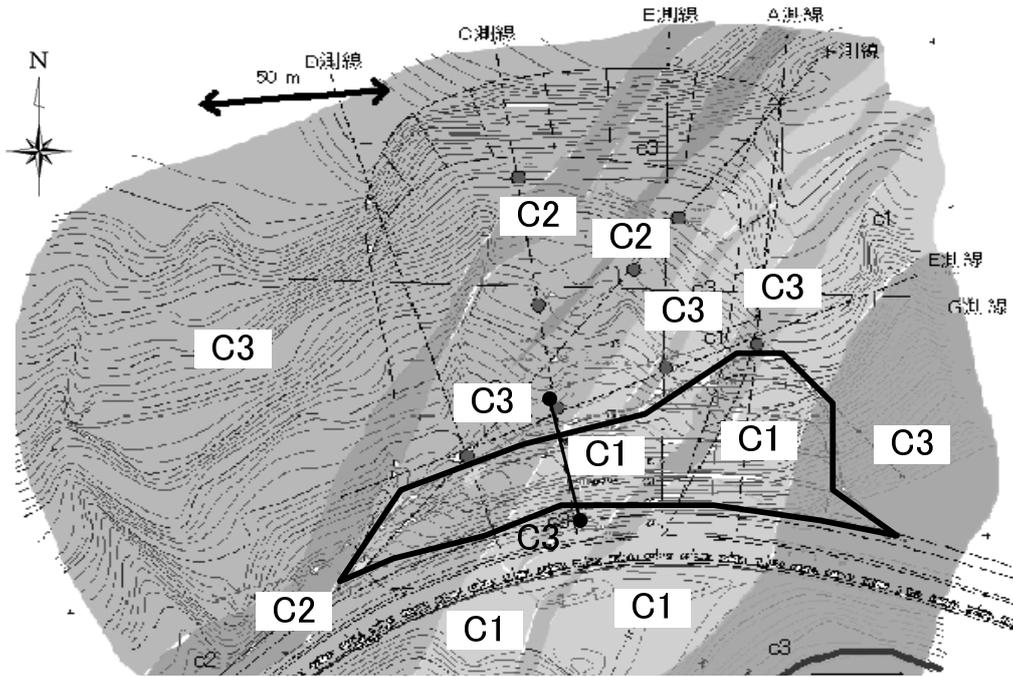


図4 変質分布平面図(風化を考慮)

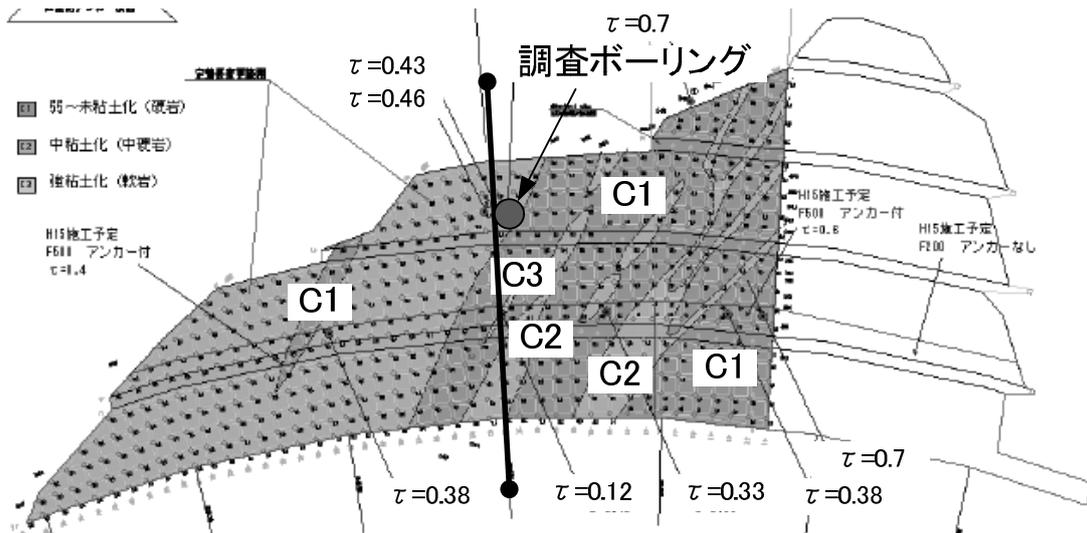


図5 定着層上面変質図

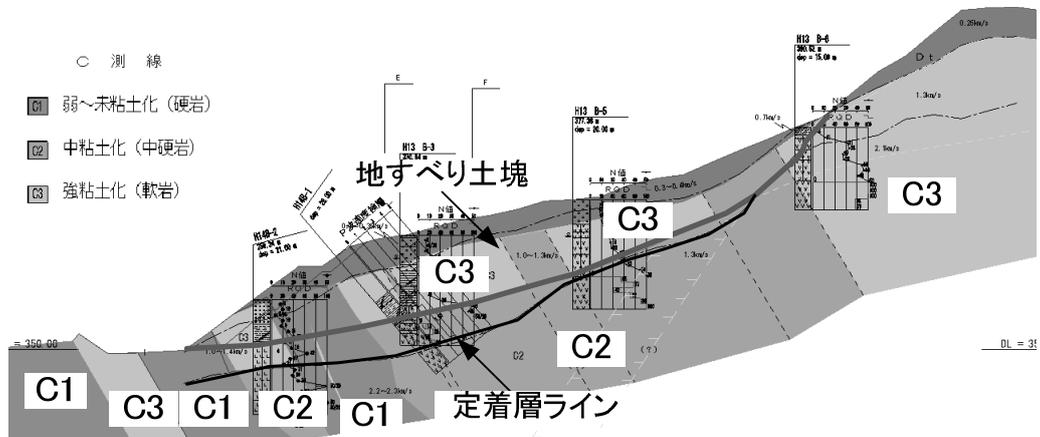


図6 代表測線変質図

#### (5)対応策

周面摩擦強度が著しく小さい強粘土化 C3 では、孔壁洗浄によりマッドケーキがほぼ除去されたこと、送水によりさらなる孔壁の劣化が認められなかった。

既往の乾湿繰り返し試験では変質箇所は泥状になることが判明しているが、孔内深部では乾燥することがないので乾湿繰り返し状態にはないことが想定される。このことから、本施工のアンカー孔の掘削においても無水掘削ではなく送水掘削とすること、掘削後は孔内を清水で洗浄するよう提案した。

実際に調査後の試験施工において送水掘削と孔内の清水での洗浄を行ったところ、設計強度( $\tau=0.4 \text{ N/mm}^2$ )が得られている。

#### (6)今後に向けて

今回発現した地質リスクの回避に向けて、表 3 の方策が必要と判断している。

表 3 地質リスクの回避に向けた方策

時期	方策	留意点
調査設計	1)地表踏査による地質構造、災害要因の把握 2)熱水変質による強度劣化を想定した地質の評価(岩級区分等)と留意点の明記	1)広範な地質解析 2)施工者への確実な伝達
施工	1)発注者・受注者・設計者による施工前の留意点確認 2)法面等の地質観察や聞き取りによる課題の確認	1)上記 2)と同じ 2)迅速な対応による安全性確保とコスト縮減
維持管理	供用開始前の点検の実施	施工範囲、工法等の妥当性の確認

#### 4. マネジメント効果

施工時追加調査を行って原因を特定し、対策を提案した。その結果、所定の強度が得られたことから、工事の中断は 10 日程度ですみ、対策工規模の変更も生じなかった。

本検討を行わずに原因が不明で単純に定着強度を小さくしてグラウンドアンカー工を再設計した場合には、アンカー孔の掘削長さの延伸となる。また、本工事では該当しなかったが、アンカーの材料が発注済みであれば再発注が必要となり、さらに経費が増した可能性がある。

#### 5. データ様式の提案

この観点から事例分析結果をまとめ、表 4 に示す。

#### 6. 謝 辞

本論文の発表にあたり、工事発注者のご理解をいただいた。また検討にあたり、当社の山本弘二・中村哲也・青木 淳ら各氏の協力を受けたことを謝する次第である。

表 4 C.発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目	データ	
対象工事	発注者		公共	
	工事名		道路切土法面工事	
	工種		アンカー付き法枠工	
	工事概要		グラウンドアンカー工	
	①当初工事費			
	当初工期		平成 15 年 7 月～10 月	
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期		
		トラブルの内容		
		トラブルの原因		
		工事への影響		
	追加工事の内容	追加調査の内容		
		修正設計内容		
		対策工事		
		追加工事		
		追加費用	追加調査	
			修正設計	
			対策工	
			追加工事	
	②合計			
延長工期				
間接的な影響項目				
負担者				
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		
		予測されたトラブル		
		回避した事象		
		工事への影響		
	リスク管理の 実際	判断した時期		
		判断した者		
		判断の内容		
		判断に必要な情報		
	リスク対応の 実際	内容	追加調査	踏査、ボーリング、ボアホールスキャナー
			修正設計	孔壁の洗浄
			対策工	なし
		費用	追加調査	百万円
			修正設計	なし
対策工			なし	
③合計		百万円		
回避しなかつ た場合	工事変更の内容			
	④変更後工事費			
	変更後工期			
	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④－ (①+②+③)			
	工期			
	その他			

## 【論文No. 7】 旧橋撤去工事における地質リスクの妥当性検討の事例

明治コンサルタント株式会社 ○川井 武志、玉井 節夫  
北海道旭川建設管理部 三上 敏文

### 1. 事例の概要

本事例は、旧橋の撤去に伴い周辺環境を見直し、撤去時の問題点を抽出した結果、地質リスクとして地すべり発生の可能性があったことから、事前に地すべり調査及び対策工検討を行い、リスク発生の可能性を回避した事例である。

当該箇所では、道道の路線変更に伴い林道へ移行した旧道において、当初より貸付していた橋梁に係わる用地を国有林野へ返還するため、旧橋を撤去することになった。

ただし、旧橋の背後斜面は、これまでの既往地質情報より大規模な地すべりが分布するとの報告があった。そのため、下部工の撤去工事にあたっては床掘りによって法面崩壊や法尻にぬける地すべりを誘発することが想定された。特に変更した現路線は、その旧橋の背後斜面を通過していることから崩壊や地すべりを発生させた場合、現路線への影響が懸念された。

以上のことから、旧橋撤去にあたって事前にボーリング調査や地すべり観測を行い、地すべり崩積土の地質性状や分布形態、及び滑動性等を確認し、その結果から旧橋撤去時及び撤去後の法面安定を考慮した地すべり対策工の検討を行うこととなった。

ただし、当初橋梁設置時には地すべり対策がなされていなかったことから、旧橋撤去時にすべりが発生するか否かを地質リスクという観点から評価・解析を行い、地すべり対策の必要性について検討を加えたものである。

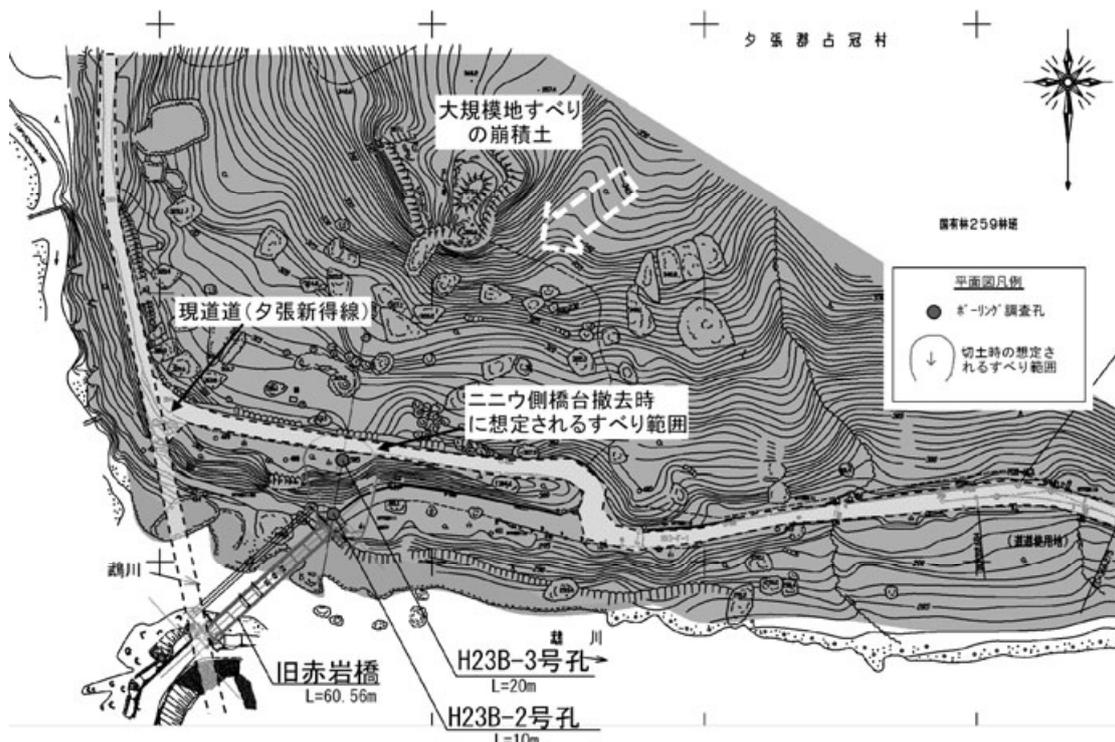


図1 平面位置図

## 2. 事例分析のシナリオ

橋台撤去による床掘りは、大規模地すべり本体に対する断面欠損は僅かであることから特に問題とならないものの、地すべり末端部の緩み領域では地すべりや崩壊の発生が想定される。そのため、撤去時の床掘りに対する斜面の安定度について、以下のような流れで確認、検討を行った。

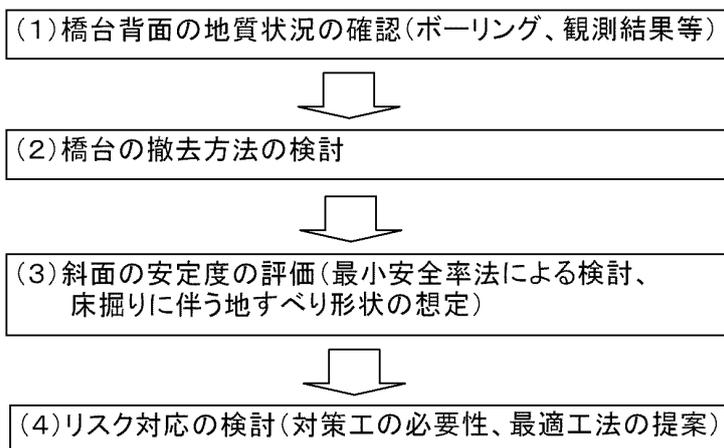


図2 検討の流れ

## 3. データ収集分析

### (1) 橋台背面の地質状況

橋台背後斜面には、厚さ20m以上の大規模地すべりの崩積土が広く分布する。このうち、橋台背面では厚さ4m程度の崩積土が分布し、それ以深硬い基盤岩が分布する。崩積土は、1m内外の巨礫を含む礫混じり土からなり、マトリックスはやや粘性を有するシルトからなる。地下水は全般に低く深度8～11m付近にある。また、パイプ歪計観測より、現在の滑動性は認められていないものの、崩積土表面は雨水等の浸食で小規模な表層崩壊跡が多数認められる。また、当該箇所周辺は、道路建設時の法面崩壊や地すべりによる被災履歴などが多く認められる地域である。

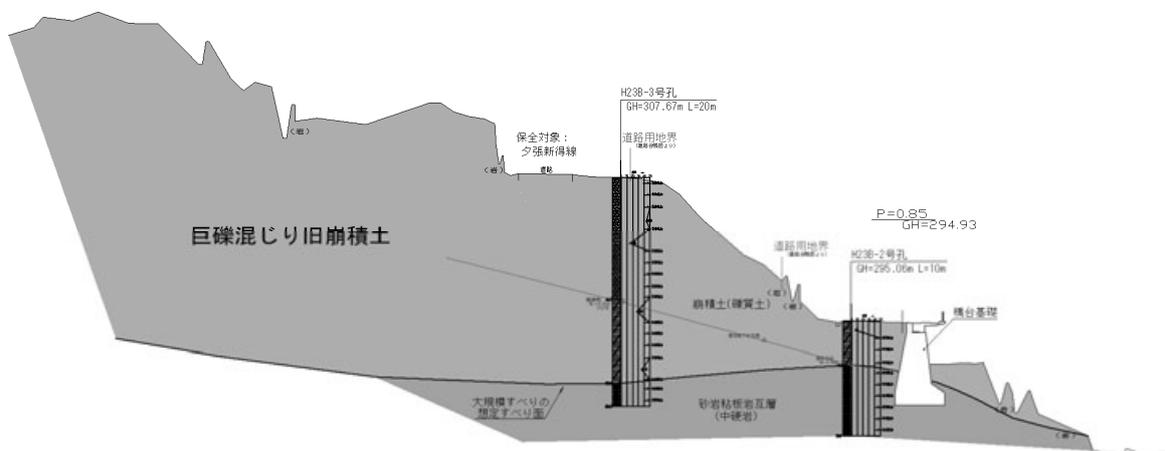


図3 橋台背後の地質断面図



写真1 橋台背後の斜面状況、小規模な表層崩壊が目立つ

## (2) 橋台の撤去方法について

橋台の撤去方法は、撤去後の用地返還や地山安定を考慮すると以下の2案が考えられる。

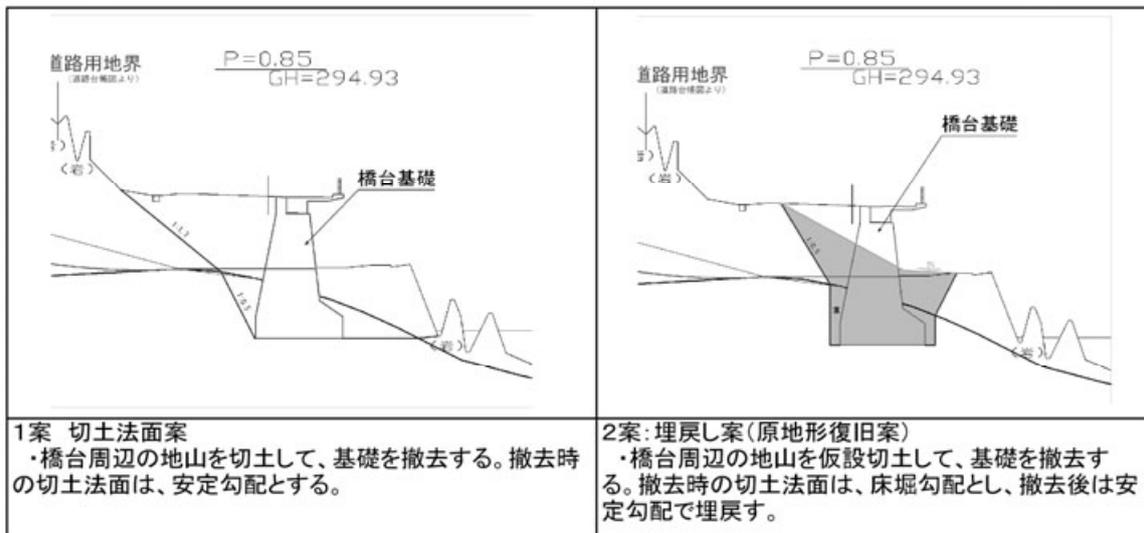


図4 橋台の撤去方法案

## (3) 斜面の安定度の評価

撤去後の斜面の安定度については、地質状況が軟質な礫混り土であることや近傍の表層崩壊状況の特性を考慮し最小安全率法により検討した。

地盤定数の設定にあたっては、①N値から推定した場合と②土質定数の一般値から推定した場合を検討し、現況の変動が認められない斜面状況と整合的な最小安全率 $F_s (= 1.087) > 1.0$ 以上を示す②土質定数の一般値を採用した。

斜面の安定度の評価では、上述した撤去1案と撤去2案の切土形状について計算を行い、いずれも最小安全率が $F_s$  (撤去1案=0.978、撤去2案=0.985)  $< 1.0$ を下回る結果となった。また、そのすべり形状は、いずれも橋台直上にある現道～現道肩付近を頂部とし、床掘りの法尻付近に抜けるものであった。

表1 最小安全率 計算結果一覧表

項目	地形条件	水位条件	土層		推定条件	N値	土質定数			安全率 Fs
							$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	
初期安全率	現況地形	観測HWL	第1層	礫質土	一般値	16	18	0	35	1.087
			第2層	粘性土		7	17	15	20	
			第3層	岩盤		不動層	50>	20	1000	
撤去1案	1:1.2切土	"	第1層	礫質土	一般値	16	18	0	35	0.978
			第2層	粘性土		7	17	15	20	
			第3層	岩盤		不動層	50>	20	1000	
撤去2案	1:0.5切土	"	第1層	礫質土	一般値	16	18	0	35	0.985
			第2層	粘性土		7	17	15	20	
			第3層	岩盤		不動層	50>	20	1000	

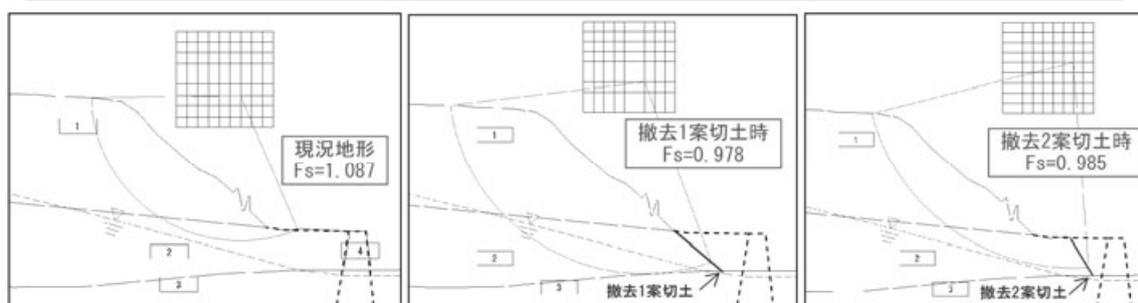


図5 最小安全率 計算結果一覧図

#### (4) リスク対応の検討

##### ①対策工の必要性

当該箇所における橋台撤去時の不安定要素を整理する。

- ・当該箇所周辺では、法面崩壊や地すべり被災履歴が多数あり、また現況斜面でも小規模な表層崩壊が認められるなど、全般に崩壊しやすい特徴がある。
- ・最小安全率法による計算結果から、いずれも  $F_s < 1.0$  となることから、撤去前には対策工が必要という結果であった。
- ・地すべり崩積土からなる斜面のため、大きく斜面を緩ますと大規模地すべりを誘発する可能性がある。

以上のことから、通常の床堀（無対策）で橋台を撤去するには危険性が高く、施工時の安全性や撤去後の法面安定を考えると地すべり対策を考慮した対応が適切と考えた。

##### ②対策工の検討

地すべり対策工法は、床掘り時の法尻に抜けるすべりが想定するため、その工法は抑止工（抑止杭工またはアンカー工）が選定される。検討にあたっては、撤去方法1案（切土法面）、2案（埋戻し案）それぞれについて行い、比較検討の結果から撤去方法2案による「PC受圧板+アンカー工」が経済的に最も安価で最適工法と判断した。ただし、問題点としてどの工法をとっても抑止工主体の対策工が必要となるため、当初の橋台撤去方針と矛盾するが、いずれも用地確保が必要となる。そのため、用地が残るのであれば、地質リスクが発生せず対策工費がかからない「橋台は撤去しない」という方法も選択肢にあることを提案した。

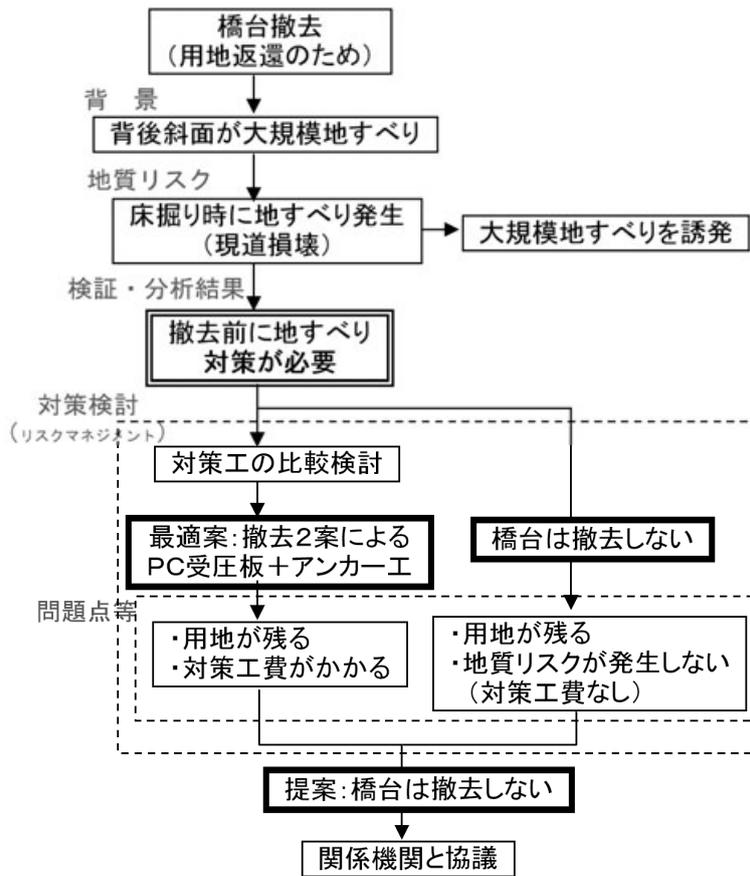


図6 対策検討のフロー図

#### 4. マネジメントの効果

現在、上部工は撤去するが下部工の橋台は撤去しない方向で関係機関と協議を行うことを検討している。地質リスクの検証や対策工を検討することで、問題点や課題が明瞭となり、そのことから当該箇所については橋台を撤去しないことが最適であるとの判断に至ったものである。リスクマネジメント効果としては、効果を明確にするため、当初工事にリスクが発生した場合に予想される対応費（調査、設計、対策工事等）を含めて整理した。

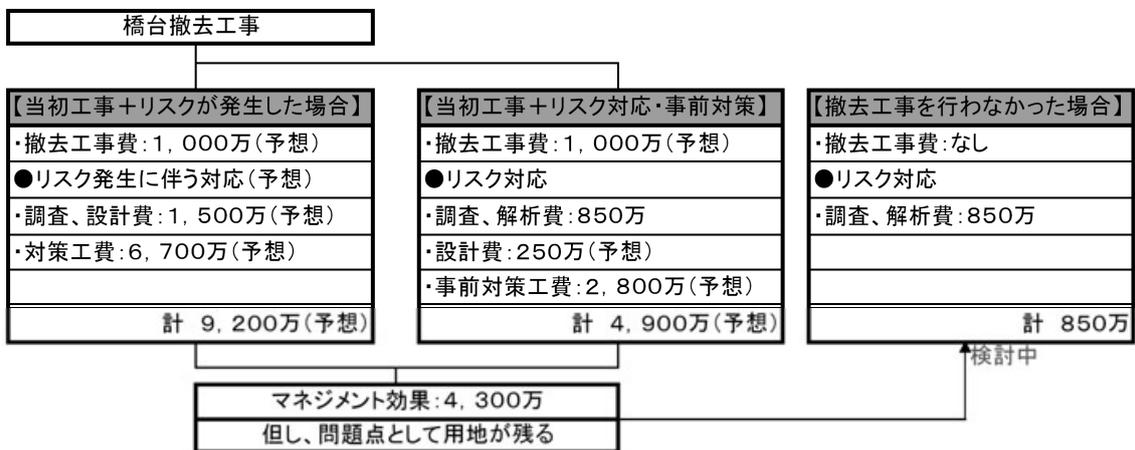


図7 マネジメント効果の検討図

## 5. データ様式の提案

様式の提案にあたっては、4章と同様にマネジメント効果を明確にするため、対象工事にはリスクが発生した場合に予想される対応の小項目を追加し、またリスク対応には事前対策を行った場合の工費等も含めて記載した。マネジメント効果は、リスク対応しなかった場合（リスク発生による対応）と事前にリスク対応した場合の差分としてまとめた。

### A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目		データ
対象工事 ※( )内は実施しなかったため予想	発注者		(北海道旭川建設管理部)
	工事名		(旧赤岩橋 下部工撤去工事)
	工種		(下部工撤去工)
	工事概要		(下部工撤去工)
	①当初工事費		(1,000万)
	当初工期		—
	リスク発生による対応	追加工事概要	(調査・設計、アンカー工等)
②追加工事費		(8,200万)	
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		橋梁撤去工事の計画段階
	予測されたトラブル		地すべり発生による現道の損壊
	回避した事象		床掘り法尻へのすべり
	工事への影響		—
リスク管理の実際	判断した時期		対策工の設計前
	判断した者		発注者、調査コンサルタント
	判断の内容		崩壊しやすい斜面特性、斜面安定度の低下が確認されたため撤去前には対策が必要。ただし、対策することによって完全に用地返還ができないため、橋台は撤去しない方向で調整を進めている。
	判断に必要な情報		地質状況、解析結果、対策検討結果
リスク対応の実際 ※( )内は実施しなかったため予想	内容	追加調査	ボーリング調査、歪計観測、解析
		修正設計	(事前地すべり対策の設計)
		対策工	(PC受圧板+アンカー工)
	費用	追加調査	850万
		修正設計	(250万)
		対策工	(2,800万)
		③合計	(3,900万)
リスクマネジメントの効果	費用((①+②)-(①+③))		4,300万
	工期		—
	その他		—

**【論文 No. 8】 ダム原石採取工事において「品質」と「賦存量」に関するリスクを  
考慮した採取管理の事例**

株式会社ドーコン 安元和己  
" 富岡 敬

**1. 事例の概要**

当該ダムは堤高 100m 以上、堤体積が約 100 万 m<sup>3</sup> の大規模な重力式コンクリートダムである。ダム建設では、約 100 万 m<sup>3</sup> の骨材が必要となる一方で、常に骨材の品質が維持されていることが要求される。

当該ダムの建設に関する特徴として、以下の 2 点が挙げられる。

- ・ コスト縮減の一環として工期短縮が図られ、堤体の打設工程の短縮が求められた。
- ・ 環境配慮の観点から、低品質骨材の有効活用が検討され、良質な骨材に低品質の骨材を一定の割合で均質にブレンドして骨材として使用することとなった。

これらの観点から、品質の確保された骨材の安定供給を達成するため、より一層の配慮が求められる事となった。

原石採取工事が開始後、地質情報が蓄積するにつれ、調査時(工事前)の想定よりも地質状況の不良な部分が認められるようになった。これにより、良好な原石の採取量が減少するだけでなく、原石のブレンド比を維持することにも影響をあたえることが懸念された。

**2. 事例分析のシナリオ**

**(1) 原石採取計画(当初)**

原石山の地質は白亜紀堆積岩の砂岩、シルト岩で構成され、このうち、堅硬な砂岩層が原石対象層として選定された。一方で、原石山の一部には、表層風化や高角度劣化帯(多亀裂帯)の発達した部分が確認されている。これらの地質状況に基づき、原石の評価は岩相と風化状況の組み合わせで、原石(2種)か廃棄岩の判断をすることとなった(表 1)。また、2種の原石の賦存状態を考慮し、原石採取工事初期は、良好な原石(原石 I)を下部丁場から、低品質な原石(原石 II)を上部丁場から採取する計画が立案された(図 1)。

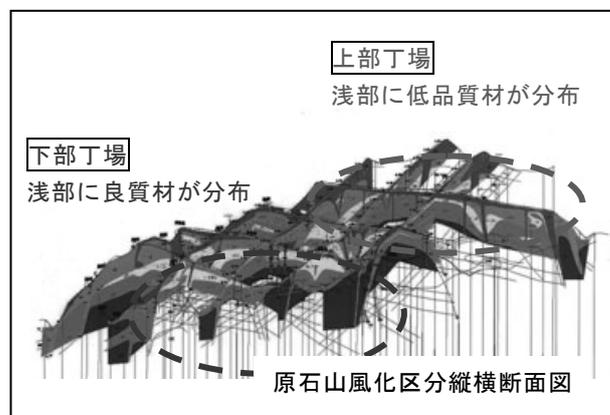
**表 1 原石採取工事前の原石評価手法**

風化状況 岩相	未風化・弱風化	中風化H <sup>※1</sup>	中風化L <sup>※1</sup>	強風化
中粒砂岩	原石 I	原石 I	原石 II	廃棄
細粒砂岩	原石 I	原石 I	原石 II	廃棄
シルト岩	廃棄	廃棄	廃棄	廃棄

原石 I : 良好な品質を有する原石

原石 II : 品質はやや劣るものの、原石 I とブレンドすることで使用可能となる原石(低品質原石)

※1 中風化Hは軟質部を含まない。中風化Lは軟質化と伴う部分を含む。



**図 1 風化状況を考慮した 2 丁場での原石採取計画の概念図**

## (2) リスクの発現

原石採取工事が開始され、原石山の岩盤状況が把握可能となった段階で、掘削のり面に想定を上回る頻度で劣化帯が出現した。これらの劣化帯出現箇所は当初計画では良好な原石が出現すると想定していたが、実際には廃棄対象と評価すべきものであった。この状況は、不良岩の混入による「骨材の品質低下」や廃棄岩の増大による「賦存量の不足」といった、原石山の機能に関わる重要なリスクであった。さらに2丁場でバランスよく採取する計画にも影響を与え、原石採取工事の工程を大きく左右する事態も懸念された。



図2 原石山掘削面の状況

## (3) リスク低減に向けた対応方針(プロセス)

### ①劣化帯の詳細な性状把握・原石分布予測

上記の発現したリスクに対し、賦存量確保に向けた地質検討を行う。具体的な手法としては、出現した劣化帯の性状把握ならびに原石分布予測の検討を実施し、その結果を基に②、③の検討を行う(図3)。

### ②原石の品質の維持・確保

劣化帯の性状把握ならびに原石分布予測結果を基に、劣化帯箇所の原石への適用可能性の検討を行う。また施工方法(施工機械)を考慮した原石評価方法の検討も行う。

### ③適切な原石採取計画

劣化帯の性状把握ならびに原石分布予測結果を基に、2丁場でのバランスを取った採取計画の検討を行う。また、賦存量向上を目的とした、新たな採取箇所(形状)の検討も行う。

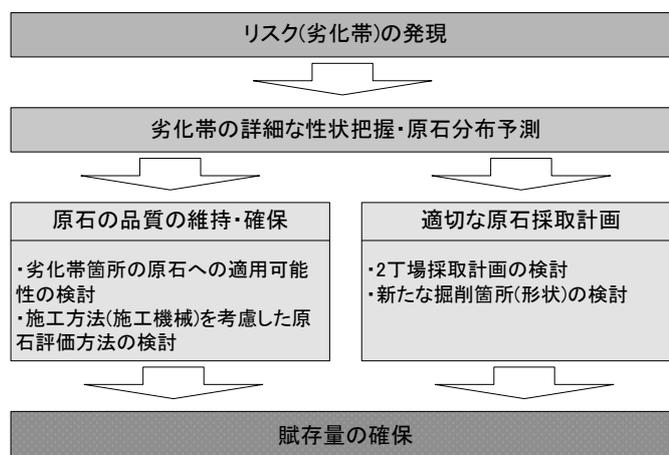


図3 リスク低減に向けた対応方針

### 3. データ収集分析（シナリオに基づいた対応の実績）

#### (1) 劣化帯の性状把握・分布予測

既往調査結果に加え、場内仮設運搬路の造成に伴い、切土法面で多くの地質情報を得ることが可能となり、賦存量推定の精度向上につながった。一方で、破碎中心部では極わずかな部分で軟質化はあるものの、全般的に岩芯はある程度の強度を保っている状態にあることを確認した(図 4)。亀裂が少ない箇所や岩芯部において、硬さや吸水率試験を実施した結果、原石として一定の品質が得られた。さらに、これらの結果ならびに既往地質データの見直し結果を基に、劣化部の深部への連続性について検討を行い、原石分布について再度予測を行った。その結果、劣化帯は深部になるにつれ亀裂頻度が少なくなり、原石山深部では、工事前の想定と同程度の地質状況が想定された。

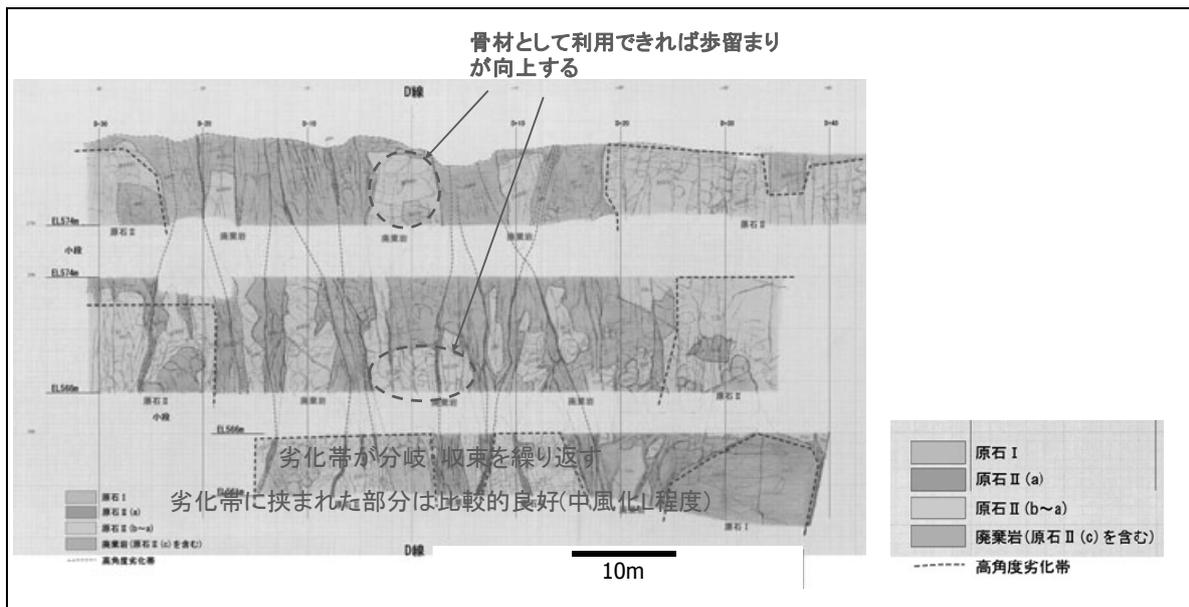


図 4 劣化帯の性状（掘削のり面スケッチ図）

#### (2) 品質の維持・確保

先述の劣化帯の性状に基づいて、発注者ならびに工事担当者と協議し、これらの箇所を選択的に採取できる以下の手法を選定した(図 5)。

**手法 1**：原石積み込み段階における、バックホウによる選択的な採取：分別採取

（地質技術者による原石評価区分

→施工者による採取可能区分

→発注者を含めた三者協議による採取区分の決定)

※原石評価方法は、施工後の原石状況(施工による原石改善効果)を踏まえた原石判定方法へと変更した。

**手法 2**：移動式スクリーンを使用した細粒分の除去：細粒分分級除去(ズリ抜き)

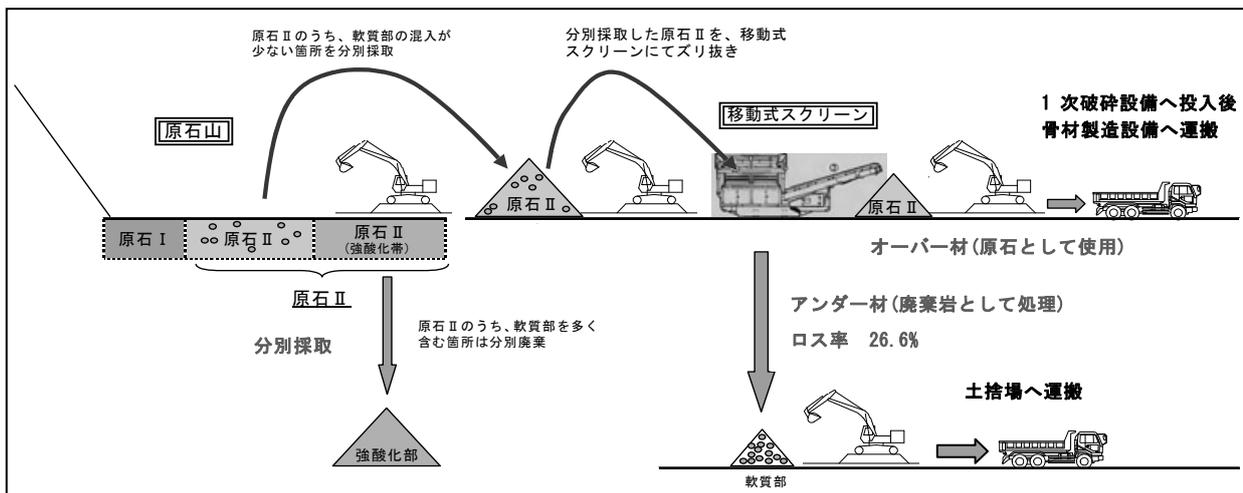


図5 分別採取・細粒分分級除去(ズリ抜き)手法

これらの手法による効果については、不良材(軟質部)の除去効果確認試験を実施した(図6)。その結果、軟質部が10%未満のもの(図6中の①、②箇所)はズリ抜き後に軟質部がほとんど除去された(図6の下段左側グラフ)。一方で軟質部30%程度のもの(図6中の③箇所)はズリ抜き後に軟質部が残存し、原石としての品質が確保されなかった(図6の下段右側グラフ)。そこで、掘削後に軟質部含有量が10%以下となる箇所は、原石Ⅱとして使用が可能と判断した。また、施工中は定期的に原石Ⅱ箇所の抜き取り試験を行い、品質改善効果を検証した。

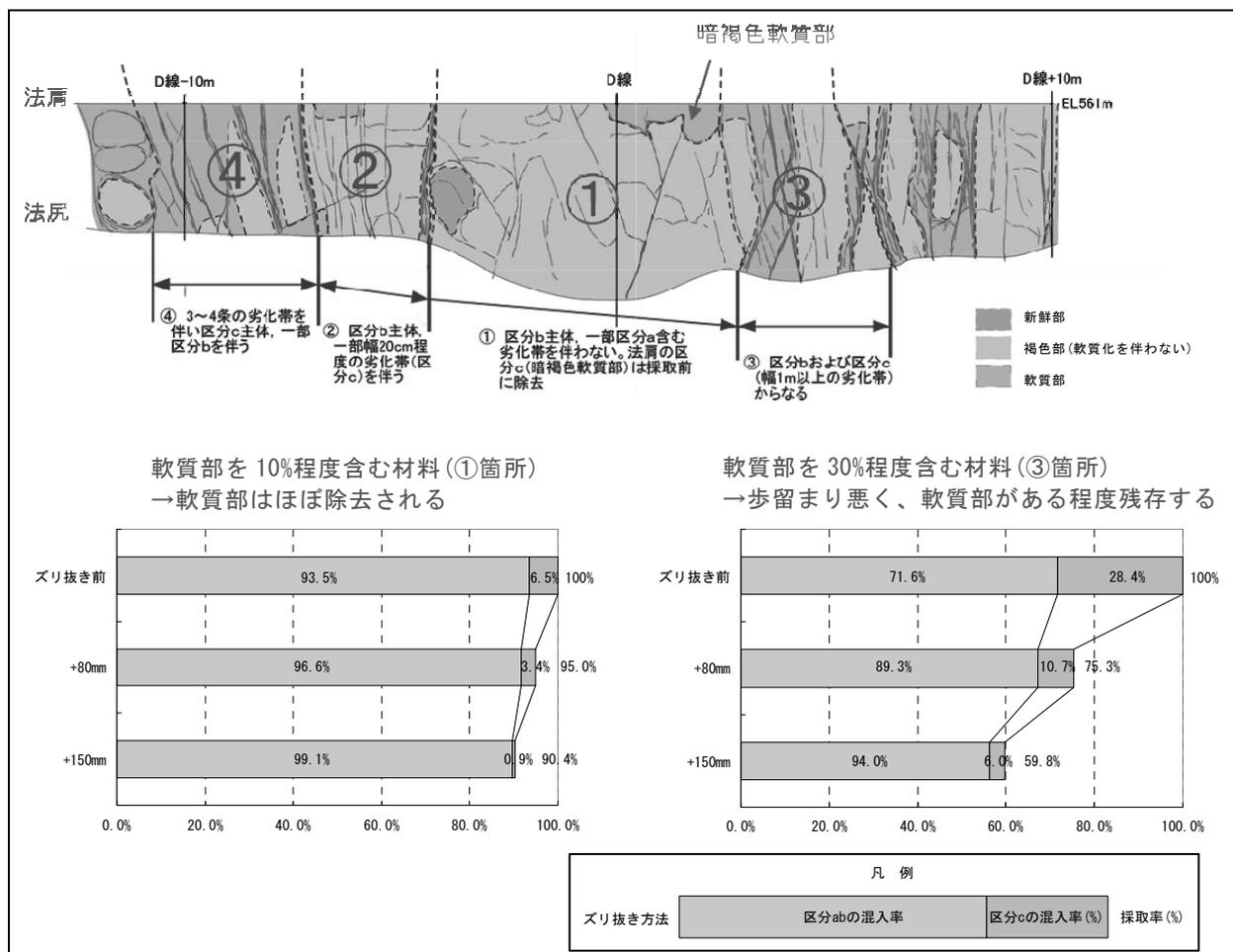


図6 不良材の除去効果確認試験結果

(上図：掘削のり面評価図、下段：#80mm、#150mmのスクリーンを用いたズリ抜き試験結果)

### (3) 適切な原石採取計画

風化進行箇所を廃棄もしくは分別採取・ズリ抜きを実施することにより使用可能な原石量は大きく減少したため、原石採取量確保のため深部に追加掘削することとなり、改めて以下の検討を行い原石採取計画の立案を実施した。

- ・ 2種類の実石のブレンド比率を維持するため、複数の丁場から予測された原石分布に基づき、随時採取箇所を検討した。
- ・ 賦存量を確保するために、原石採取終盤における壺掘りや新たな箇所での原石採取の可能性について、あらかじめ検討した。
- ・ 分別採取やズリ抜きにより増加した廃棄岩を複数の丁場間の運搬路として有効に利用するなど、敷地内で仮置きしながら原石採取を行う計画を検討した。

## 4. マネジメントの効果

原石採取工事では、打設工程に影響を与えることなく、品質が確保された原石を必要量確保することが出来た。発現したリスクに対して発注者、施工者、地質技術者が連携してリスクを最小限にとどめる努力をした。マネジメント効果を以下に挙げる。

- ・ 原石採取工事の初期段階において原石評価手法を変更した。これにより原石の採取前評価が複雑となり、施工においても、分別採取・ズリ抜きといった作業工程が増加したが施工が進むと作業も順調となり、打設工程に影響を与えることなく原石採取作業を完了した。
- ・ 地質特性に対応した最適な施工方法を選定し、定期的に確認試験を実施したことで、低品質原石(原石Ⅱ)の品質が保証され、原石の有効利用を行うことが出来た。
- ・ 「2丁場採取でのブレンド比率の維持」、「増加した廃棄岩置き場の確保」の2点を考慮した採取となったため、原石出現状況を常に考慮しながら随時採取範囲を調整することで、廃棄岩の出現を最小限にとどめた原石必要量を確保することが出来た。

5. データ様式の提案

C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目		データ	
対象工事	発注者		-		
	工事名		-		
	工種		原石採取工事		
	工事概要		原石採取、骨材製造		
	①当初工事費				
	当初工期				
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期		原石採取工事初期	
		トラブルの内容		原石の品質低下が懸念	
		トラブルの原因		原石山の風化が想定より進行	
		工事への影響		骨材の品質低下、賦存量不足	
	追加工事の内容	追加調査の内容		原石評価方法の見直し及び確認試験	
		修正設計内容			
		対策工事			
		追加工事			
		追加費用	追加調査		
			修正設計		
			対策工		
			追加工事		
		②合計			
	延長工期				
間接的な影響項目					
負担者					
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		原石採取工事	
		予測されたトラブル		原石の品質低下	
		回避した事象		骨材の品質低下、賦存量不足	
		工事への影響		ダム建設工事工程への影響、骨材の追加調達必要性	
	リスク管理の実際	判断した時期		原石採取工事初期	
		判断した者		原石採取工事者、コンサル	
		判断の内容		掘削面観察	
		判断に必要な情報		掘削面観察結果	
	リスク対応の実際	内容	追加調査		原位置試験、確認試験
			修正設計		原石採取計画の検討
			対策工		廃棄岩ストックヤードの造成
		費用	追加調査		
			修正設計		
			対策工		
	③合計				
	回避しなかった場合	工事変更の内容			
		④変更後工事費			
変更後工期					
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④-(①+②+③)			
		工期		当初工期で実施	
		その他		骨材の品質確保、安定供給	

## [論文 No. 9] 地盤リスクは我にあり

中日本高速道路株式会社 川井田 実

### 1. 反面教師に学ぶ

これから紹介する事例は、いずれも技術者の知識や責任感が乏しいために発生したトラブルまたはニアミスである。反面教師となるかどうかは、筆者のつたない文章力と読み手の意識に負うところが大きい。なお、現場や企業が特定されないようフィクションにした部分があるが、その背景にあるのはすべて事実である。

### 2. 事例その1

平地部を盛土で通過する高速道路の現場。大きな切土やトンネルがないため、土取り場から盛土材を搬入していた。土取り場は硬質の岩山で、粒径 50cm を超えるような岩塊がダンプからおろされていた。品質管理は、工法規定方式となるのが一般的であるが、この現場では、深層型の R I 密度計を挿入し、深さ方向の密度分布を計測して、締固め度で管理していた。

現場にいた技術者の関心は専ら転圧回数や締固め度であったが、その群衆を離れて、施工済のパイプカルバートや排水構造物などを見て回った。

R I 密度計が示す盛土の湿潤密度は  $2.2\sim 2.3\text{Mg/m}^3$  であった。ボックスカルバートの標準設計図集や設計要領のパイプカルバートの限界土被り図は、盛土の湿潤密度を  $1.9\text{Mg/m}^3$  (道路土工—カルバート工指針でも  $1.8\sim 2.0\text{Mg/m}^3$ ) として設計されている。したがって、この材料で盛土がすべて仕上がってしまえば、カルバートに作用する土被り圧は 15~20% 程度増加することになる。写真 1 はこの現場ではないが、トンネルずりによる道路盛土の施工状況である。そこでも同程度の湿潤密度が計測されており、決してこの現場に限った事象ではない。

現場担当者に、土取り場が決まった以降にカルバートの設計見直しをしているのか尋ねたところ、きょとんとしていたので、上記を説明し、構造計算をチェックするようアドバイスして現場を離れた。



写真 1 トンネルずりによる盛土

締固め管理を任された担当者は、締固め度だけを見ていればいいというわけではない。

### 3. 事例その2

土量バランスから、軟弱地盤に高盛土をせざるを得ない現場。対策が大規模となることから学識経験者を交えた委員会を設けて検討をしていた。施工がすでに始まっており、工事の受注者側が提供する委員会資料もあった。安定計算は、UU三軸試験の $c_u$ と $\phi_u$ を使って（これ自体も議論の余地があるところだが）行われていた。ところが、受注者作成資料では圧密圧力に強度増加率 $m$ を乗じて“ $c_u$ に”加算していた。さらにその資料には「 $\phi$ の強度増加については知見がないので加味していない」というおまけまでついていた。

別の現場における会議の一場面。粘性土が挟在した地すべりの安定計算で、逆算法により $c$ 、 $\phi$ を設定していたが、その妥当性が議論になっていた。会議の主導権を握っていたベテラン技術者から「地すべりの $c$ には軟弱地盤のように強度増加をみてはいけぬのか」と問いかけられたので、「すでに $\phi$ が考慮されているじゃないか」と返答したところ、「粘着力のほうは強度増加するのではないか」ときた。

両者に共通するのは、飽和土の非排水せん断強さに関する誤解である。強度増加率 $m$ は圧密度を考慮して全応力解析を行うときのパラメーターであり、CU三軸試験または圧密定体積一面せん断試験の $\phi c_u$ から求められる。図1は、圧密圧力と非排水せん断強さの関係を表すものであり、右上がりの直線の傾き $m$ が強度増加率である。図1のA点のモール円を描くと図中の円弧になる。すなわち、強度増加を見込んでいることは $\phi c_u$ を考慮していることと同義であり、圧密によって「非排水せん断強さが増加する」のであって「粘着力が増加する」のではない。ましてや「 $\phi$ が強度増加する」なんて奇想天外である。

巷間では、粘性土系の材料を「 $c$ 材」、砂質土系の材料を「 $\phi$ 材」と呼ぶ人がいる。力学的に正しい表現ではなく、こうした言葉の氾濫も上記のような誤解を生むことにつながっている可能性がある。

これらの発言をする人の中に、ときどき「技術士（土質及び基礎）」がおられることがある。「土のせん断」を理解していないことに驚きを禁じ得ないが、むしろ、それを理解していなくても受かってしまう試験のほうに問題があるというべきか。

前者は、危険側の

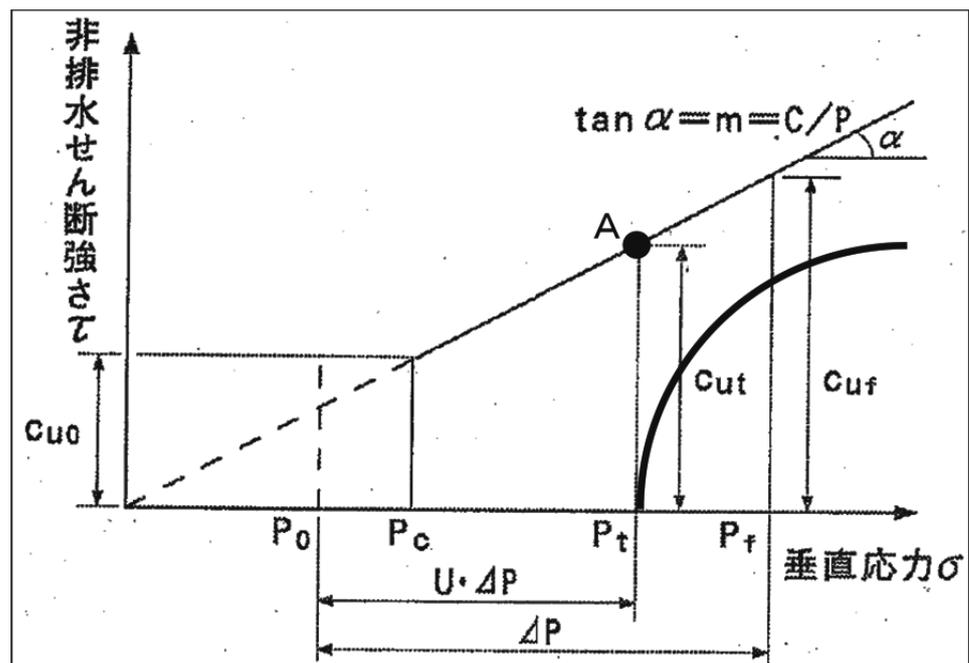


図1 非排水せん断強さの増加

設計のまま工事がすすんでいたが、慎重な情報化施工のおかげで破壊などの変状を起こすことなく施工が完了し、後者は、二重に強度増加率を考慮するという愚を踏みとどまった。もし、これら危険側の誤解のせいで災害が発生したら、安定計算を担当した技術者の責任はどうなっていたらだろうか。

#### 4. 事例その3

軟弱地盤上の高速道路の現場。橋台位置にプレローディングが計画されていた。用地の制約から、橋台に連続する盛土の法尻には、用地上の制約で補強土壁が計画されていた。

コンサルタントの設計担当者は、圧密計算と安定計算を繰り返し、プレロードの盛土速度、放置期間、取除き時の目安となる地盤の強度などを発注者に提案し、了承されていた。一方、補強土壁の安定計算は、なかなか発注者の了解を得るには至っていなかった。

その原因は、補強土壁の支持力の考え方にあった。補強土壁の基礎地盤にもプレローディングが必要であることはいうまでもなく、橋台のケースと同様に計算すれば済むはずである。しかし、コンサルタントは補強土壁の設計を補強材メーカーに一任しており、メーカーは「軟弱地盤の専門ではないのでマニュアルに記載された許容支持力でしか計算できない」と主張し、コンサルタントはコンサルタントで「補強土壁の専門ではないので、安定計算に責任がもてない」と主張してきた。結局発注者がサポートして工事には間に合わせたそうだが、相当な時間と労力の浪費だったらしい。

主体的にはコンサルタントに責任があるが、こうした主張を公然とすること自体、仕事に対する両者の姿勢を疑いたくなる。知識不足を補うには勉強するか人に聞くかをすればなんとかなるが、技術者の矜持や責任感はいったん捨ててしまうと回復することは難しい。

#### 5. 事例その4

これも軟弱地盤上の盛土の現場である。図2と図3は同じ盛土法尻位置における、水平変位の日あたり量を示したもので、大きくなると危険であることから、安定管理の手法として用いられている。同じ位置なのにこんなにも値が異なる理由は、図2が変位杭による地表面の水平変位、図3が地中変位計の深さ7mの位置の水平変位だからである。地層構成によって卓越する変位を示す深さが異なるという経験から、複数の計測値によって安定管理を行うことが、軟弱地盤上の盛土に対する情報化施工の原則である。

しかし、図3からわかるとおり、管理基準値2cm/dを超えても盛土を休止した形跡がないことから、この現場では、変位杭のみで安定管理をしていたことが明白である。すなわち、発注者も受注者も地中変位計を設置している意義を理解していなかったようである。さらに、図2で負の値がたびたび見られることに表れているように、この変位杭の計測値を過小評価するいくつかの理由が存在することがわかった<sup>1)</sup>。

幸いなことに盛土の破壊には至らなかったものの、法尻から約50m遠方まで田が隆起してしまい、休耕補償が3年間行われた。複数の計測器のデータを見て、盛土速度を落としていけば、隆起量や隆起範囲を小さくすることができた可能性があるだろう。

情報化施工とは、刻々と変化する地盤の状況に応じて、柔軟に対応策をとりながら施工していくことをいう。現場の現象を十分に観察せず、計測器の設置目的も理解せず、特定の計測値だけに着目し、マニュアルに書かれた基準値と整合しているだけなら、技術者は

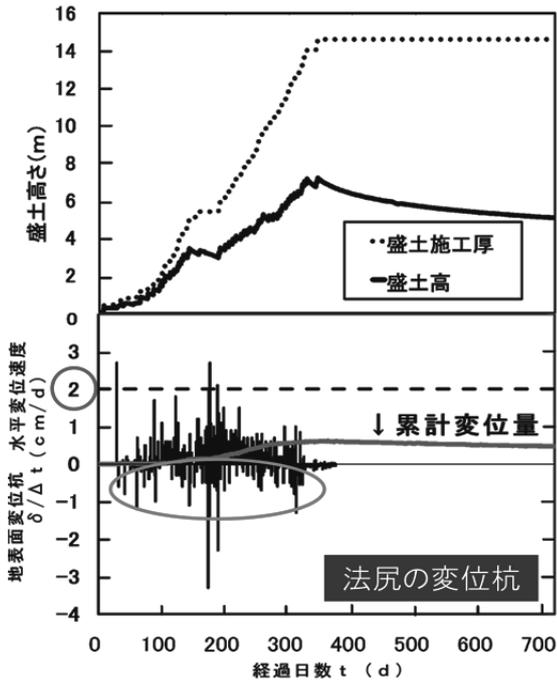


図2 変位杭による安定管理図

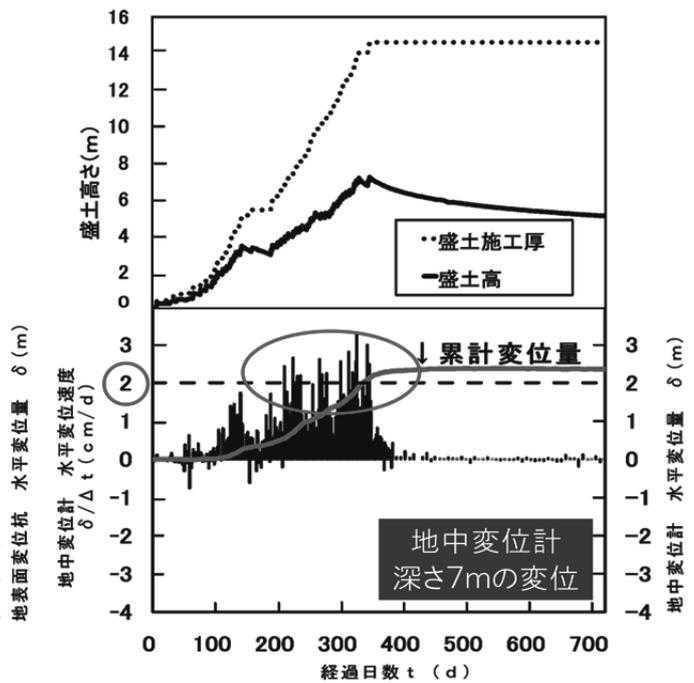


図3 地中変位計による安定管理図

必要ない。

## 6. 我々の中に潜む地盤リスク

どんなに精巧な機械でも、人が操作を誤れば間違った結果を招く。ICTの発達した地盤工場の現場でも同様であり、現場の観察を怠って計測値だけで判断したり、操作が簡単で答がすぐ出るからといって十分なパラメーターの吟味をしないで解析ソフトを使ったりしたのは、思わぬ事態に出くわす危険性が高まる。

すなわち、「技術者の知識不足」や「コンビニエンスに流れる」こと、さらに言えば「矜持や責任感を捨て去ること」は、我々の中に潜む大きな地盤リスクであると考えている。

技術を支えるのは機械でもソフトウェアでもなく、人間である。

## 参考文献

- 1) 川井田実：地盤は患者、君は医者，地盤工学会誌，Vol.59，No.6，pp.4～7，2011.

## 【論文 No. 10】 空中写真判読の威力とリスク

株式会社 濠南ダイア 原 重守

### 1. はじめに

適切な空中写真判読は、「土木建築工事，構造物の維持管理，防災対策等のコスト縮減に効果がある」<sup>1)</sup> ことは周知のことでありながら，その成果が有効に活用されているとは言い難い。

近年は，判読に必要な空中写真を購入しなくとも，国土交通省の「国土情報ウェブマッピングシステム」<sup>2)</sup> により，インターネット上で入手可能であり，可能な人は裸眼で，そうでなくても各種実体鏡を用いて判読作業が可能である。これだけ手軽に現地情報を広く確認できる手法は他に無く，その威力は絶大である。ただし，空中写真判読の特徴として，地形，色調，模様などが必ずしも正確に判読できず，判読結果には推定部分も多く含まれることから，判読者の能力・経験により判読結果が異なることも少なくない。よって，第三者においてその成果の持つ重要性や真偽についての評価が難しく，ここに空中写真判読そのものがリスクとなる可能性がある。このことが空中写真判読の積極的な活用を阻害しているため，技術者はその説明責任を果たさなければならない。

### 2. 事例の概要

法面对策工事が行われている箇所や崩壊発生箇所について改めて空中写真判読を行うと，崩壊地形が確認されることがある。これらの事例は，空中写真判読を有効に活用すれば，地質リスクを抽出・定量化することが可能であることを示唆しており，この事例を報告する。

### 3. 事例分析のシナリオ

今回発表する事例は，現実に発現した地質リスクを踏まえて，空中写真判読結果と現道の位置関係より，効率的な調査，対策工事の回避や規模の低減，施工時の安全対策や周辺地域の防災等に関する調査・設計・施工（マネジメント）上の留意点を挙げる。

### 4. データ収集分析

#### 事例 1

##### ①現在の状況

県道法面の事例である（写真. 1～3）。丘陵地を通過する路線であり，切土高 10m 前後のオープンカット区間となる。法面で確認できる地質は高位段丘堆積物であり粘性土を主体とする。

なお，平成 24 年 8 月 9 日現在において構造物に変状は認められず，対策工事が効果的に機能している。



写真. 1 南側法面全景

## ②工事概要

法面对策工事としては、以下の工種・数量（数量は概略で北および南側法面の合計）が実施されている。

- |             |                   |
|-------------|-------------------|
| ・排土工        | 500m <sup>3</sup> |
| ・水抜きボーリング工  | 33 孔              |
| ・グラウンドアンカー工 | 59 本              |

なお、北側法面の取付道路には、応急対策と考えられる押え盛土が残置されている（写真.2）。



写真.2 北側法面全景

## ③空中写真判読結果

空中写真を判読すると、対象箇所およびその周辺において崩壊跡が認められる（写真.3）。対象箇所は崩壊跡の下部を県道が通過しており、その移動体の形状はやや不明瞭であるが、滑落崖は概ね連続的に残存している。また、対象箇所の南東部にもやや規模の大きい崩壊跡や不安定斜面が認められる。



写真.3 空中写真判読結果

なお、今回判読に用いた空中写真（1976年撮影）は、いずれも「国土情報ウェブマッピングシステム」<sup>2)</sup>による。

## ④調査・設計・施工（マネジメント）上の留意点

- ・崩壊跡における地表踏査や調査ボーリングを行い、地質構造や移動体の層厚・性状を確認し、地下水位やパイプ歪計の観測結果などと合わせて工事前の斜面の安定度を評価する。
- ・道路計画においては、斜面の安定度を低下させない切り盛りバランスとする。また、工事施工中や工事後の豪雨により崩壊が発生した場合における下流部集落への影響の可能性も検討する。
- ・路線計画を変更（比較検討）する場合は、旧道、集落、ため池の位置関係から、より南側（山側）のルートが候補となるが、この位置にも崩壊跡が分布することから、大規模な法面对策工事が必要となる可能性が高く、この位置での追加調査も必要である。
- ・施工中における作業者の安全を確保するため、法面観察の範囲や動態観測の手法・機器の設置位置などを具体的に提案する。

## 事例2

### ①現在の状況

県道法面の事例である（写真. 4～6）. 山間部を通過する路線であり，切土高10m以下の切土区間となる．法面で確認できる地質は凝灰岩であり，一部に硬質岩盤が露頭するものの，弱風化部が礫状に残る礫混り粘土状を主体とする．

平成24年8月11日現在においては，無降雨日が続いているにもかかわらず水抜きボーリングや法尻から湧水が認められ（写真. 5），豊富な地下水の存在がうかがえる．しかし，構造物に変状は認められず，対策工事が効果的に機能している．



写真. 4 法面全景

### ②工事概要

法面对策工事は，以下の工種・数量が施工されている．

- ・吹付法砕工 250m<sup>2</sup>
- ・水抜きボーリング工 8孔

なお，隣接する法面は，切土高が10mを超えており，切土勾配は対象箇所と同勾配であるが法面对策工事は施工されていない．



写真. 5 法尻近景（湧水箇所）

### ③空中写真判読結果

崩壊跡が3箇所確認できる（写真. 6）. 滑落崖はやや侵食が進み不明瞭であるが，連続的に追跡可能である．東側2箇所の崩壊跡は移動体の分布が不明瞭であるが，対象箇所の移動体はやや明瞭に分布が確認できる．県道はこの移動体の下端を通過している．

なお，山裾部には小規模な崩壊跡が多数分布している．

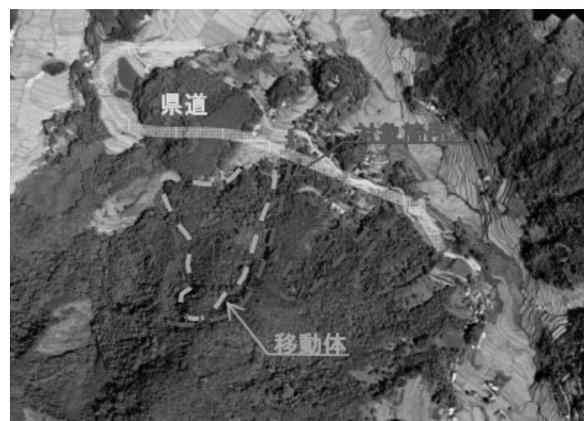


写真. 6 地形判読結果

### ④調査・設計・施工（マネジメント）上の留意点

- ・それぞれの崩壊跡について，地表踏査や調査ボーリングなどを行い，移動体の層厚や

分布を把握し、安定度の評価を行う。また、凝灰岩は一部硬質であり、滑落崖付近に落石源を形成している可能性があるため確認が必要である。

- ・ 現行ルートは崩壊跡の末端部を通過するため、新しい地すべりを誘発させない切り盛りバランスとする。また、県道法面の不安定化は、斜面下方の住民の危険に直結するため、谷部を通過する路線も比較検討する。
- ・ 崩壊跡の切土部は、施工中の安全確保のため、法面観察の範囲や動態観測の手法・機器の設置位置などを具体的に提案する。

### 事例 3

#### ①現在の状況

平成 24 年 3 月 7 日に新潟県上越市において発生した斜面災害の事例である（写真. 7, 8）。崩壊規模は、幅 150m、長さ 500m、と大きく、移動土砂量は 75 万  $m^3$  に及ぶ<sup>3)</sup>。幸い人的被害が出なかったものの、移動土砂および同時に押し出された積雪により下流部の家屋が損壊し、周辺住民の方々は避難を余儀なくされている。



写真. 7 崩壊斜面全景 (3/17)

#### ②工事概要

応急対策として、水抜きボーリング工が側方部の崩壊範囲外より実施され、並行して湧水処理や導流堤の整備が進められた。

#### ③空中写真判読結果

規模の大きい崩壊跡が 2 箇所確認できる（写真. 8）。対象箇所は頭部に凹地が分布し、崩壊範囲内は山林および農地として利用されているが、その分布形態から、移動体がブロック化している可能性がある。今回の崩壊範囲は古い崩壊跡内の左側斜面の滑動であり、右側は抜け残っている。対象箇所の東にも規模の大きな崩壊跡が分布するが、滑落崖は侵食が進み、やや不明瞭となっている。



写真. 8 空中写真判読結果

#### ④調査・設計・施工（マネジメント）上の留意点

- ・ 抜け残っている右側斜面の安定度が不明であり、軽度の誘因により滑動する危険があるため、この部分においても調査・観測を行う。
- ・ 応急対策作業や仮設道をこの位置に計画する場合は、作業者の安全に十分配慮する。
- ・ 今回滑動していない東側の崩壊跡についても、地域防災上、早期に安定度を確認する。

ただし、この**空中写真判読結果が見誤りであった場合**は、以下の**損失が発生**する。

- ・応急対策工事の数量をいたずらに増加させることは、工事費の増加に止まらず、実質的に必要な工事の進捗を遅らせ、被害の拡大を招く恐れがある。
- ・避難勧告や通行止めの解除判断を見誤らせ、対策工事や社会生活に対する影響が長期化し、地元住民への精神的な負担も大きくなる。

以上の損失は、判読者個人の能力や経験などの人的要因による不確実性や、崩壊地形としての地形的要因の不確実性により発生する。これを避けるためには、複数の技術者による判読結果の照査や、インターネット上に公開されている信頼性の高い判読データ（「地すべり地形分布図データベース」<sup>4)</sup>や「都市圏活断層図」<sup>5)</sup>など）との照合が有効である。

## 5. マネジメントの効果

マネジメントの効果については、事例1をコストの面から算出した。

また、その効果については、①空中写真判読により地質リスクを回避した場合（仮定）、②地質リスクを最小限に回避した場合（現状）について算出した。

また、空中写真判読結果が全く考慮されず、何らかの理由により山側に路線が計画された場合は、崩壊跡の分布から対策工事は②の2倍以上のコストが発生するリスクがある。その上、路線の再設計にまで戻り、結局②のシナリオを踏襲する可能性もある。

表.1 コスト比較表

	①回避	②最小限に回避	マネジメント 効果 ②-①
A. 初期調査	2340 千円	0	
B. 追加調査・修正設計	0	2911 千円	
C. 対策工事	0	27880 千円	
合計	2340 千円	30791 千円	28451 千円

## 6. おわりに

日本の国土における建設工事において、地質リスクを「0」にすることは実質的に不可能であるが、**社会的に受容できるリスクにするためには地質リスクが適切にコントロールされているという信頼感が必要**であり、そのためには**空中写真判読の積極的な活用が有効**と考える。

## 7. データ様式の提案

事例1についてデータ様式にまとめると下表となる。

表.2 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	島根県
	工事名	法面对策工事
	工種	道路工事
	工事概要	県道開削工事中に崩壊発生
	①当初(対策)工事費	0
	当初工期	—

リスク発現事象	リスク発現時期	切土施工中	
	トラブルの内容	地すべり発生	
	トラブルの原因	不安定斜面の切土による安定度の低下	
	工事への影響	道路の開通時期が決まっており、法面对策工事の追加による工期延期は不可	
追加工事の内容	追加調査の内容	調査ボーリング, 地下水位・歪計観測	
	修正設計内容	地すべり対策工事の追加	
	対策工事	—	
	追加工事	グラウンドアンカー工, 排土工, 水抜きボーリング工	
	追加費用	追加調査	2259千円
		修正設計	652千円
		対策工事	—
		追加工事	27880千円
	②合計	30791千円	
	延長工期	—	
間接的な影響項目	工程の逼迫による安全・品質管理の不徹底		
負担者	島根県		
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期	当初設計時	
	対応(すべき)者	発注者, 受注者(地質技術者)	
	対応(すべき)内容	路線計画	
	判断に必要な情報	空中写真判読結果, 各種調査結果	
	対応費用	調査	2340千円
		対策工	—
		③合計	2340千円
	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))	28451千円	
	工期	—	
	その他	余裕のある工程により, 施工時の安全・品質管理が確実に実施できる。	

【参考文献】

- 1) 日本応用地質学会応用地形学研究小委員会編：応用地形セミナー空中写真判読演習，2006
- 2) 国土交通省：国土情報ウェブマッピングシステム，  
<http://nlftp.mlit.go.jp/WebGIS/index.html>
- 3) 新潟県：上越市板倉区国川地区で発生した地すべりに関連情報（砂防課），  
<http://www.pref.niigata.lg.jp/sabo/1331413223568.html>
- 4) 独立行政法人 防災科学技術研究所：地すべり地形分布図データベース，  
<http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/index.html>
- 5) 国土地理院：都市圏活断層図，<http://www1.gsi.go.jp/geowww/bousai/menu.html>

## 【論文 No. 11】 泥炭掘削時における土砂崩壊災害事例のリスクマネジメントについて

(独) 労働安全衛生総合研究所 豊澤 康男、伊藤 和也、玉手 聡

### 1. はじめに

泥炭地において管水路を敷設するための掘削工事中に土砂崩壊災害が発生し、作業員 3 名が死亡した労働災害について、災害原因等の検討を行ったので、その概要について報告する。

### 2. 災害の発生状況

管布設作業の一環として、掘削底部においてのシート張り作業中に本災害が発生した。ドラグ・ショベルにより、約 4 メートルの深さまで掘削した後、被災者 3 人は、水路管が沈下しないために行うシート張り作業を行っていた。その時、法面上部にいた作業員 A は、自分の立っている地面が動き出したことから、掘削内部にいた作業員 3 人に対し、「逃げろ。」と叫んだ。この A の声を聞いた 3 人は、急いで反対側の法面に退避したが、3 名とも崩壊した土砂に埋まってしまった。A は逃げて被災しなかった。なお、法面上部に積まれた土砂は、災害発生日前日の管敷設のために掘削した土砂であり、後に埋め戻すため、掘削場所近くの法面に積んでいたものであった。

管布設作業の一部であるシート張り作業は、管が地盤沈下しないための作業であり、その手順は、次のとおりであった。

- ① ドラグ・ショベルにより、約 4 メートルの深さまで掘削する。
- ② 掘削箇所の法面を約 60 度に形成した後、幅 8 m、長さ 10m のシートを掘削後の地面を中心に両側が均等になるよう敷き、両法面にシートを仮止めする。
- ③ 砂利をドラグ・ショベルのバケットで掘削後の地面に敷き、小型ローラーで転圧する。
- ④ 農業用水路用管をドラグ・ショベルで転圧した砂利の上を下ろす。
- ⑤ 既設の管と新たに下ろした管を接続し、再度管の上面まで砂利を敷き詰め、小型ローラーで管の周りの砂利を転圧する。
- ⑥ 両法面に仮止めしたシートを取り、管を包むようにシートをたたむ。

被災者 3 人は、水路管設置作業の一部であるシート張り作業の内、上記②の作業を 3 人で行っていたところ被災したものである。

### 3. 災害調査概要

災害調査では、現場全体の概観把握を行うとともに、地盤試料の採取（2ヶ所でシンウォールサンプリングを実施）及び簡易動的コーン貫入試験を 3ヶ所で行った。

#### (1) 崩壊状況

救出のため一部地盤は除去されていたが、その他は、災害当時の状況をほぼ維持していたと思われる。崩壊側の斜面は移動しているものの法肩、斜面の形状はそのまま残っていた。さらに既設の管が崩壊地盤の上であり、掘削底部にあった管が崩壊時に押し上げられていたと考えられた。法先又は底部からの円弧すべり崩壊が起こったと考えられる状況であった。崩壊せず残った側の掘削斜面の傾斜角度はほぼ施工計画どおりであつ

た。

泥炭の特徴を示す水と練り返すと流動化する軟弱な地盤であった。水分がある箇所は足が容易に埋まり、一旦埋まるとなかなか抜けない状況であった。

救助箇所付近の地盤内にコンクリートの破片が認められるなど、掘り返された痕跡が認められた。

### (2) 簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験結果をN値に換算したものを図1に示す。測定位置は、試験1（崩壊箇所から約1m離れた法肩）と試験2（崩壊箇所内部の救出の際に掘られた部分）は崩壊が起こった法肩側であり、試験3は崩壊しなかった側の法肩である。なお、図の縦軸の深さは、現地の地表面の高さを0mとしている。

3ヶ所の試験箇所とも、N値は約4以下であり、軟弱な地盤であることがわかる。

3ヶ所の地盤強度を較べると、試験3（崩壊しなかった側）が若干ではあるが地盤強度が高く、試験2（崩壊部：救出箇所）が最も地盤強度が低いことがわかる。

掘削部の両側では、地盤強度分布が異なっており、均一な地盤でなかった可能性がある。なお、間隙水圧の影響から軟弱地盤には動的試験は必ずしも適した試験ではないが、異なった位置での地盤強度の比較やおおよその強度分布を知るのには十分であると考えられる。

### (3) 採取試料の物理試験

すべり面近辺からサンプリングした試料AとCについて、高有機質土の分解度試験（ファンポスト法）、土の有機炭素含有量試験及び土の粒度試験を行った。自然含水比は、Aが約300、Cが約420と高含水比であった。これは、有機物が多くあるため、その有機物繊維内等の間隙に多量の水分が蓄えられているためと考えられる。また、両者とも塑性指数が200を超えており、高塑性な土に分類され、典型的な泥炭の特徴を示している。ファンポスト試験結果から、「黒泥（泥炭が分解し始めたもの）」にAが該当し、Cが「泥炭」と分類出来る。土の有機炭素含有量を見るとPhが5程度であり酸性度が強いのも泥炭の特徴を示している。採取試料は、有機物が多く含まれていたため粒度試験の実施が不能であった。

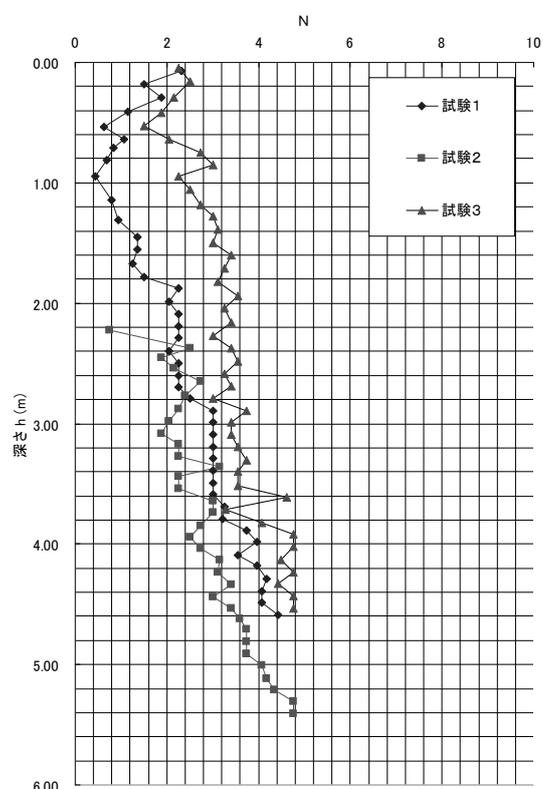


図1 現地地盤の調査結果  
(動的コーン貫入試験結果をN値に換算)

#### 4. 災崩壊の機序の検討

入手した平面図（崩壊後に測量したもの）と施工計画図から、現場の三次元立体図を描くと図2のようになる。

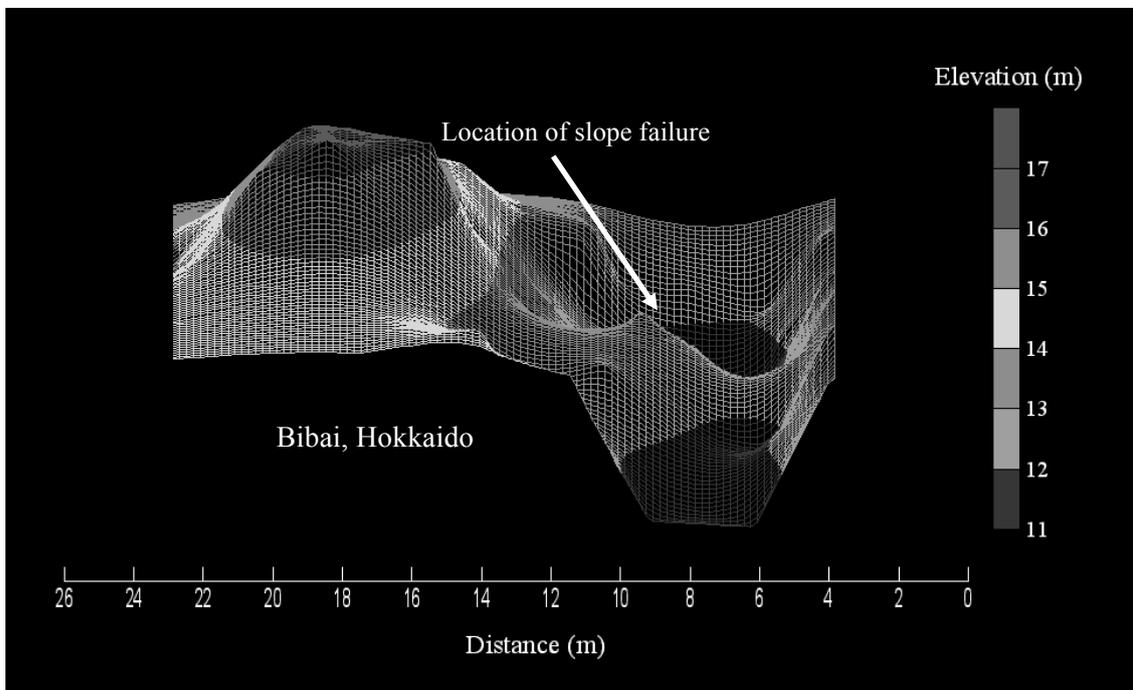


図2 現場の三次元立体図（崩壊後の測量結果を基に作成）

崩壊が円弧すべりであったと仮定すると法肩と法尻の位置から、円弧すべりの位置が特定できる。3次元マップによる崩壊前後の土砂量の計算結果等から推定すると積みおきされた土砂は、土砂が置かれていない法肩の幅を50cmとすると、高さ3.6m程度まで積み上げられていたものと推定される。土砂が置かれていない法肩の幅を1m50cmとすると高さは4mを超えることが考えられる。

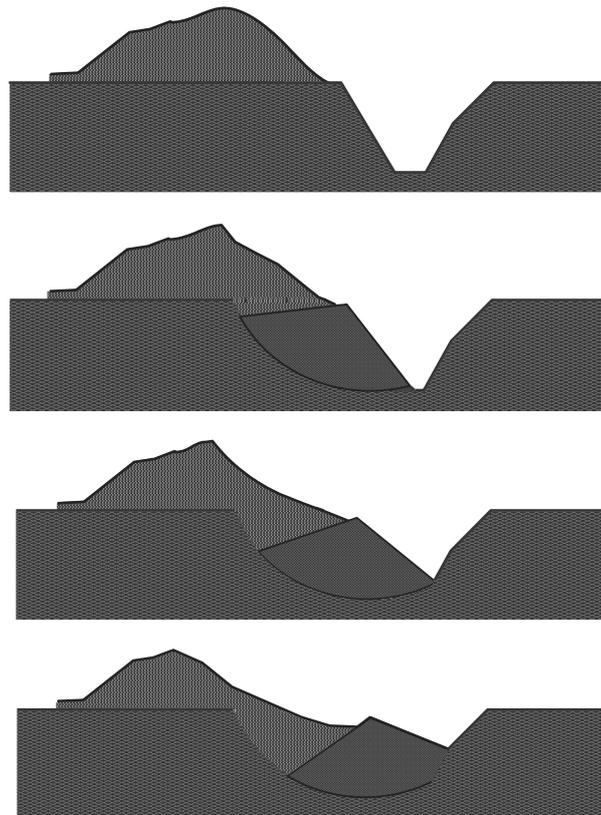


図3 崩壊の機序推定図

#### 4. 災害発生原因、再発防止対策

##### (1) 災害発生の原因

- ① 土を積み上げたため、その重量が崩壊要因となっていたところにおいて、そのすぐわきを掘削したことによる側方応力の解放による崩壊要因の両者が合わさり、崩壊が引き起こされたと考えられる。すなわち、押さえとなっていた部分を掘削したことにより「すべり面に働くせん断力」が減少し、「積み上げられていた土砂の重量と土塊重量による起動力」がそれを上回ったことから、地盤が変位し、土砂の重量が釣り合うところまで動いたと考えられる。
- ② 施工者が発注時に示された計画よりも土砂を積み上げたにもかかわらず、計測結果を用いた安定計算が行われておらず、安全な施工管理も行われていなかった。
- ③ 発注者においても計測結果を用いた安定計算が行われていなかった。また、当初計画以上に土砂を積み置きした場合、危険性が増すことが施工者に十分には伝わっていなかったと考えられること。

##### (2) 再発防止対策

本災害の対策としては、次のようなことが考えられる。

- ① 地盤強度の計測結果に基づき、仮設時の安定計算を行い、それに基づく施工を行うこと。発注、設計時において地盤強度等の地盤条件について調査し、残留リスクについ

て元請業者に伝達しておくことが望ましいこと。

- ② 泥炭のように軟弱な地盤においては、円弧すべりなどの崩壊が発生する危険性が高いことを十分に認識したうえで、施工計画を立て、施工管理を行うこと。
- ③ 法肩に土砂等の重量物を出来るだけ置かないような施工計画を立てること。やむを得ない場合は、元請、施工者は、安定計算を行った上で積み上げる土砂の量や位置を決定し、施工管理を行うこと。

#### 謝辞

本研究の一部は、平成 24 年度において、独立行政法人日本学術振興会科学研究費助成事業（学術研究助成基金助成金、基盤研究（B））を受け、実施した研究の成果である。

#### 参考文献

- 1) （独）北海道開発土木研究所：「泥炭性軟弱地盤対策マニュアル」、2002 年 3 月
- 2) 労働安全衛生総合研究所災害調査報告書「農業用水路工事現場における土砂崩壊災害の原因調査」<http://www.iniosh.go.jp/results/2011/0330/landslide120330.pdf>

### 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	地方自治体	
	工事名	幹線用水路付替工事	
	工種	水路管敷設工事	
	工事概要	農業用管水路約 800 メートル設置・埋設	
	初工事費		
	当初工期		
リスク発現事象	リスク発現時期	掘削時（掘削土砂をのり肩に積んだ後）	
	トラブルの内容	掘削のり面の崩壊（円弧すべり）	
	トラブルの原因	掘削土砂をのり肩に過剰に積んだこと	
	工事への影響	死亡災害発生による工事中断など	
追加工事の内容	追加調査の内容		
	修正設計内容		
	対策工事		
	追加工事		
	追加費用	追加調査	
		修正設計	
		対策工	
		追加工事計	
	延長工期		
	間接的な影響項目		
負担者	地方自治体		
リスク管理の理想像	対応（すべき）時期	のり肩に掘削土砂を過剰に積んだ時点、	

		設計時、施行計画時
	対応(すべき)者	元請、施工者、発注者
	対応(すべき)内容	作業停止、のり肩上の土砂の移動、計測
	判断に必要な情報	地質、地盤強度分布、水位など
	対応費用	調査
		対策工
		合計
	想定工事	工事概要
		事費
		工期
リスクマネジメントの 効果	費用 $((①+②)-(③+④))$	
	工期	
	その他	死亡災害の回避

## 【論文 No. 12】 付加体分布域の高速道路における切土工で発生したトップリング現象

応用地質株式会社 ○須藤 宏  
応用地質株式会社 久保 匡義  
応用地質株式会社 上野 将司

### 1. はじめに

一般に層理面や片理面が受け盤構造をなす斜面や切土のり面は安定性が高いと考えられている。このような斜面や切土のり面において、時として地すべりへの移行や急速な移動を伴う崩壊に至る場合がある。古くは1903年にカナダのアルバータ州フランクのタートル山の大規模崩壊(Frank Slide)があげられ、古生層の石灰岩や中生層の砂岩・頁岩の急傾斜受け盤斜面が長期的な傾斜変動を経た結果と考えられる(Pedrazzini・Jaboyedoff, 2008)。同様に急速な崩壊に至った国内での事例として、1974年7月の高徳線讃岐白鳥・引田間での和泉層群受け盤斜面の崩壊、1979年7月の愛媛県下の国道33号旧柳谷村での秩父帯受け盤斜面の崩壊がある(上野, 2004)。また、長期的なトップリングを生じた受け盤構造の斜面において、末端部を切土した影響で大規模でゆっくりとした地すべり変動の発生した事例として、三波川結晶片岩類での愛媛県八幡浜市や旧久万町の例をあげることができる(高柳ほか, 2002; 山原・高柳, 2003; 上野, 2012)。

筆者らは、付加体分布域で高速道路切土工施工時に発生した2か所のトップリング現象を観察した。ここでは、このトップリング現象を地質構造に起因して地質リスクが施工時に発現した事例として報告するものである。

### 2. 地形地質概要

トップリングが発生した2か所のり面は、付加体分布地域の足尾山地南部の標高250m以下の丘陵性山地を通過する高速道路ルート沿いに位置する。ルート沿いの地質は、いわゆる中・古生層の足尾帯ジュラ紀付加体コンプレックスの葛生コンプレックス(Kamata, 1996など)で、主にチャート、砂岩、頁岩の整然層からなり、部分的に石灰岩や緑色岩の岩体を含む。

施工区間全体の大局的な地質構造の特徴は、走向が北東-南西方向で層理が急傾斜していることと、走向とほぼ同方向の断層が多数存在することである。

### 3. トップリング発生のり面の概要と経緯

施工中にA地点とB地点の切土のり面でトップリング現象が発生した。その2ヶ所の切土のり面の概要は以下のとおりである。

表1 トップリング発生切土のり面の概要

地点区分	延長(m)	のり高(m)	のり段数	地質
A	150	55	8	砂岩優勢砂岩頁岩互層
B	180	50	9	頁岩優勢砂岩頁岩互層

#### (1) A地点

A地点は、砂岩優勢砂岩頁岩互層からなり、南南西方向の出尾根を横断する方向に位置する当初8段の南東向き切土のり面である。のり面勾配1:1.2(上3段)と1:0.8(下5段)の設計において、のり肩から7段目まで切下がった時点で、数条のクラックが発生し、小段の沈下等が生じた。その3ヵ月後に時間雨量72.0mm、連続雨量122.5mmの降雨があり、トップリングが発生した(図1)。

変状の範囲は幅80mであり、図1に示すように多数の平行する山向き小崖(落差数10cm)が発生した。変状後に設置された孔内傾斜計の観測結果から、変状の及んだ深度は最大18mと想定された。

対策は、1:1.5 勾配での切直し、のり面全体にわたる横孔ボーリングによる排水対策工 (L=4m)、部分的に脆弱な部分には切土補強土併用の吹付けのり枠工が実施された。

## (2) B 地点

B 地点は、頁岩優勢砂岩頁岩互層からなり、北方向の出尾根を横断する方向に位置する 9 段の北西向き切土のり面である。ここでは 2 回のトップリングが発生した。

### ① 1 回目のトップリング

のり肩から 5 段目まで 1:1.2 勾配で切下がった時に、連続雨量 69.0mm の降雨があり、のり面の東側半分で 1 回目のトップリングが発生した (図 1)。変状の範囲は、幅 60m であり、図 1 に示すように多数の山向き小崖 (落差 20cm 程度) が発生した。変状の及んだ深度は約 5m と想定された。

この対策としては、トップリングが発生した東側のり面を 1:1.8 勾配で切り直し、ロックボルト (L=3m) を打設した。

### ② 2 回目のトップリング

その後、最下段まで切り下がった時点で、西側のり面でもトップリングが発生した。簡易のり枠による補強のり面であったため、大規模な崩壊は生じなかったが、のり枠や小段に多数のクラックが発生した。

この対策としては、グラウンドアンカー工、のり面全体に及ぶ横孔ボーリングによる排水対策工 (L=4~20m) が実施された。

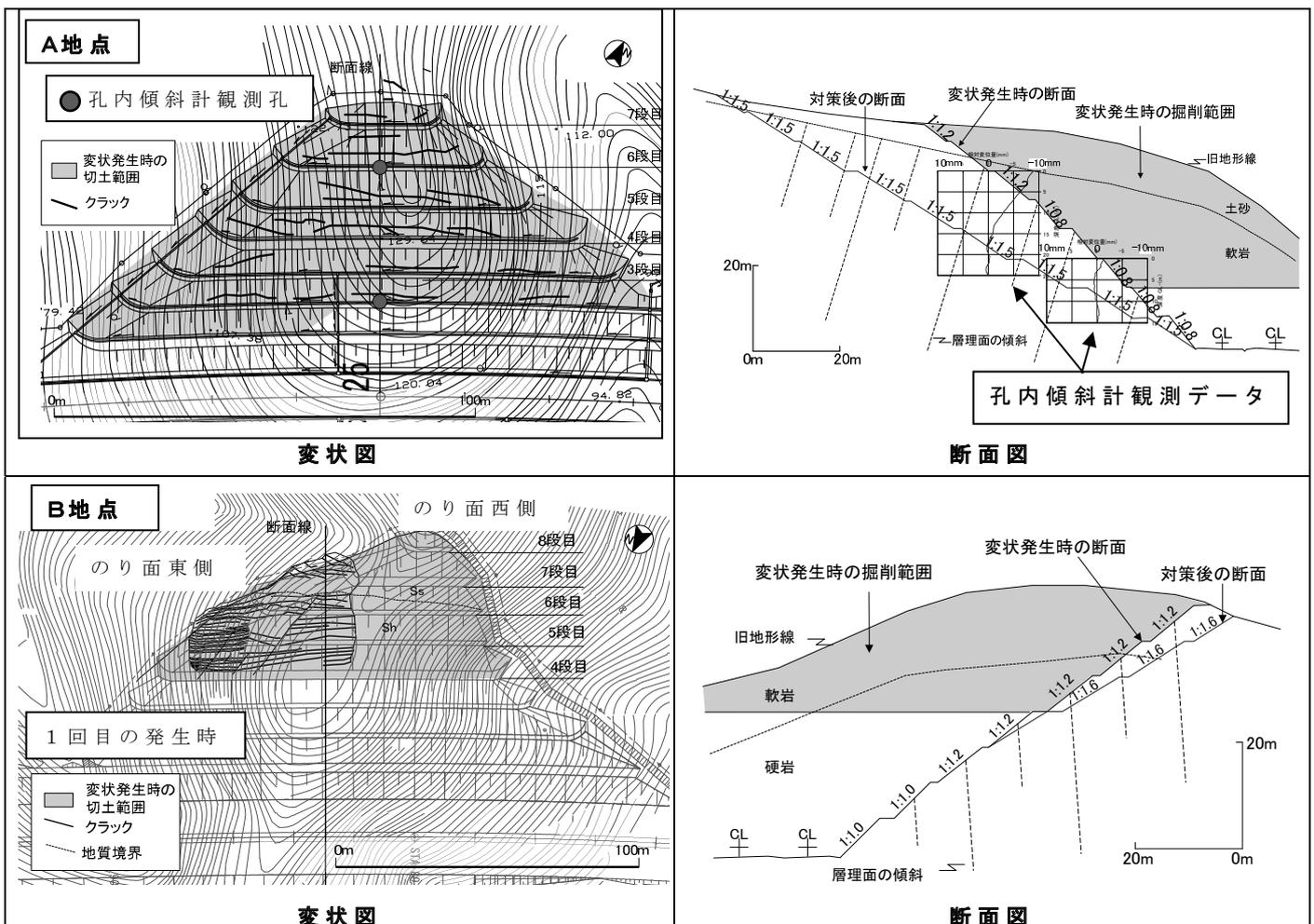


図 1 トップリングが生じた切土のり面の変状状況図 (久保ほか, 2010 に加筆)

#### 4. 高速道路ルートと地質構造との関係

トップリングが生じた2ヶ所の切土のり面における共通点は以下のとおりであった。

- ①切土のり面は、出尾根部分に計画されていた
- ②切土のり面と層理の走向が概ね平行していた
- ③層理面の傾斜が高角度の受け盤構造となっていた

図2には、トップリングを生じた2ヶ所の切土のり面の位置、両地点での観察された層理構造とのり面の関係を示したシュミットネット(南半球投影)図、空中写真から判読されたリニアメントを示している。図2のシュミットネット図から、両地点とも急傾斜の受け盤構造であることが分かる。また、判読されたリニアメントは、両地点で断層が確認されているように、主に断層等の弱線部を反映していると考えられる。トップリング発生箇所における地質要因として、このような弱線部も関与している可能性がある。

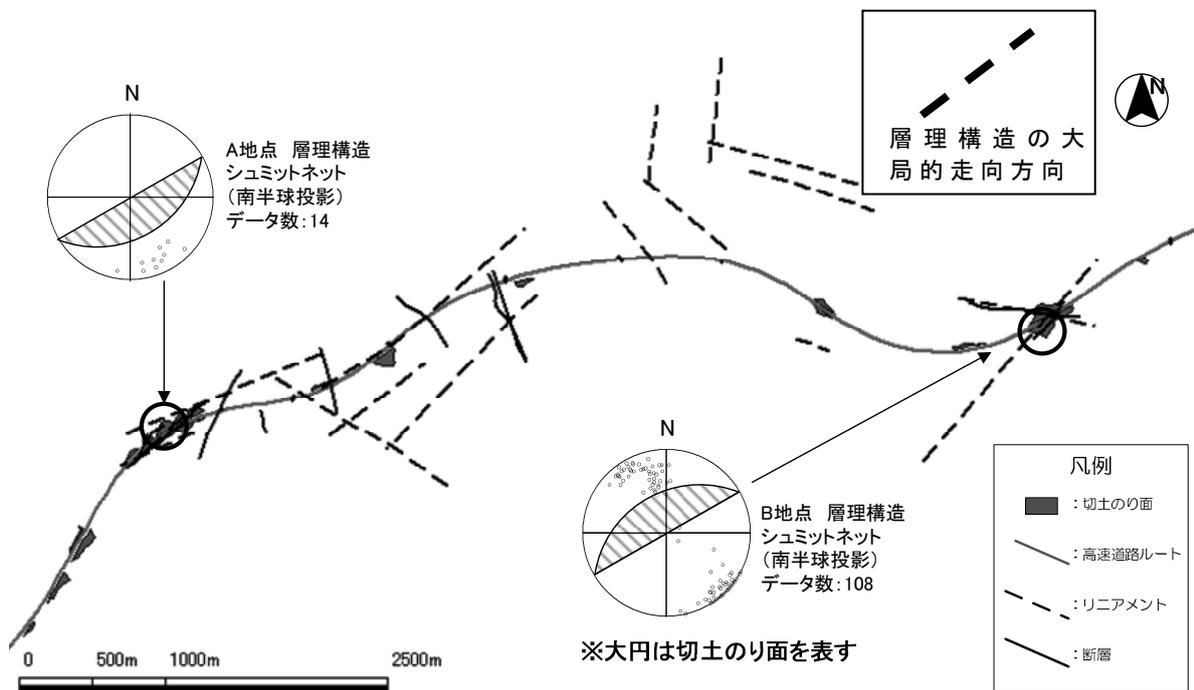


図2 高速道路ルートとトップリングが生じた両地点の平面位置と切土のり面内で観察された層理構造 (久保ほか, 2010 を一部改変)

#### 5. トップリング現象における地質リスク要因

##### (1) 地形条件

##### ① 出尾根部の切土

両地点は、いずれも出尾根部に位置しており、のり面の両側面が解放された状態にある。また、旧地形面に対して数10mの切土を行った部分であり、切土により応力解放が急速に進んだことが考えられる。

##### ② 鞍部地形とリニアメントとの関連

両地点は、切土部周辺に鞍部やのり面延長方向に近いリニアメントが多く認められる。のり面内に断層が確認されていることから、地山の風化を促進したり、地下水を遮断したりする断層の存在が要因として考えられる。

## (2) 地質条件

両地点について、上野（2004）が示した地層の層理面傾斜と斜面傾斜との関係を図3に、本線の法線方向と地層の走向との関係を図4に示す。両地点は、のり面と地層の傾斜および走向の関係において明瞭にトップリングに対して不安定でトップリングを発生しやすい領域に位置することが確認される。

両地点に出現する地質は層状構造の顕著な地質で、切土のり面に対して急傾斜の受け盤構造となっていたことが地質的要因であったといえる。

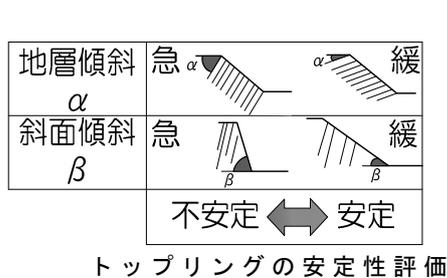


図3 トップリングに対しての斜面と地層の傾斜の関係（上野，2004に加筆）

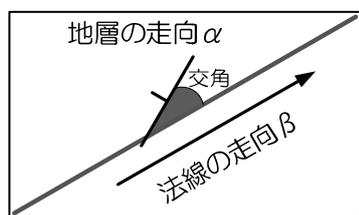
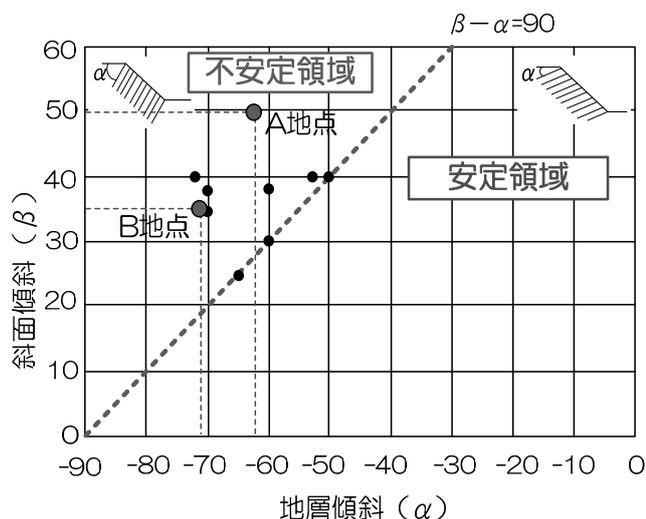
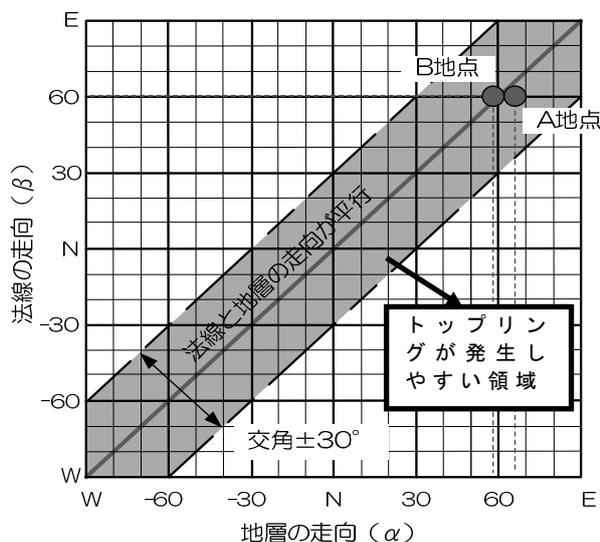


図4 法線と地層の走向の関係（上野，2004の記述をもとに図化して加筆）



## (3) その他の要因

当該切土のり面でのトップリングは、降雨後に発生し、孔内傾斜計観測データにおいても降雨後に変位が進行する傾向が認められた。このことから、トップリングを生じる重要な要因（誘因）として、降雨による地下水位（間隙水圧）上昇があげられる。

## 6. 地質リスク発現に伴う影響

今回の事例において、事業コストに影響を与えた追加調査・対策工の状況を整理すると、表2のとおりである。

表 2 変状発生後に生じた主な追加調査・対策工

施工段階	A地点		B地点	
	調査	対策工	調査	対策工
施工中	・調査ボーリング ・動態観測	・切直し(のり勾配 1:1.5) ・横孔ボーリングによる排水対策工 ・吹付けのり砕工併用切土補強土工	・調査ボーリング ・動態観測	・東側のり面切直し(のり勾配 1:1.6) ・横孔ボーリングによる排水対策工 ・第一期グラウンドアンカー工
施工後	・動態観測		・動態観測	・第二期グラウンドアンカー工

## 7. 施工前の地質調査

両地点について事前に下記の地質調査が実施されたが、今回のトップリング変状は予測されていなかった。各地点の事前地質調査の内容・結果の概要は以下のとおりであった(図 6, 図 7)。

### (1) A 地点

#### ① 調査内容

- ・ 地表地質踏査
- ・ ボーリング調査 1 箇所  
(切土のり尻部)
- ・ 弾性波探査 1 測線

#### ② 調査結果

- ・ 地表地質踏査とボーリングコアから、切土のり面は、割れ目の傾斜角(層理面であるかは不明)より、60~70°の高角度の受け盤構造となることが把握されていた。
- ・ コア状況から、岩盤の風化が深度 35m 程度の深くまで及んでいた。
- ・ ボーリング掘削時の孔内地下水位は、深度 2.0m に出現しており、地下水位が浅かった。

### (2) B 地点

#### ① 調査内容

- ・ 地表地質踏査
- ・ ボーリング調査 1 箇所  
(切土のり尻部)

#### ② 調査結果

- ・ 周辺に露頭がほとんど無いため、地質構造は十分把握されていなかった。
- ・ コア状況から、岩盤の風化が深度 25m 程度の深くまで及んでいた。
- ・ ボーリング掘削時の孔内地下水位は、深度 7.0m に出現していた。
- ・ 層理面傾斜は、深度 30m 程度以浅で 30~50°であった(この傾斜は、既にこの付近の深度までクリープにより地層が変形していた可能性が考えられる)。

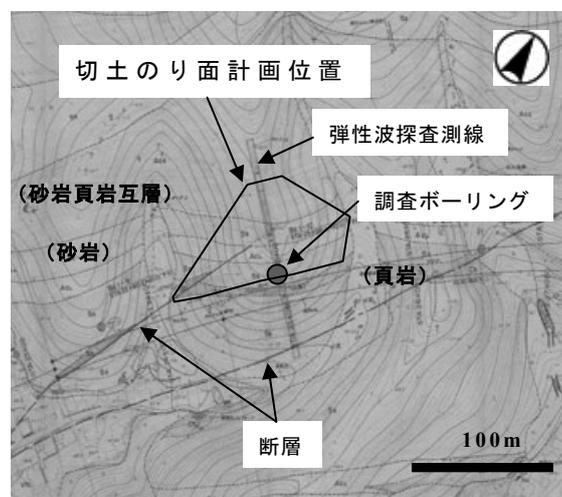


図 6 A 地点の事前地質調査による地質平面図(既存調査報告書)

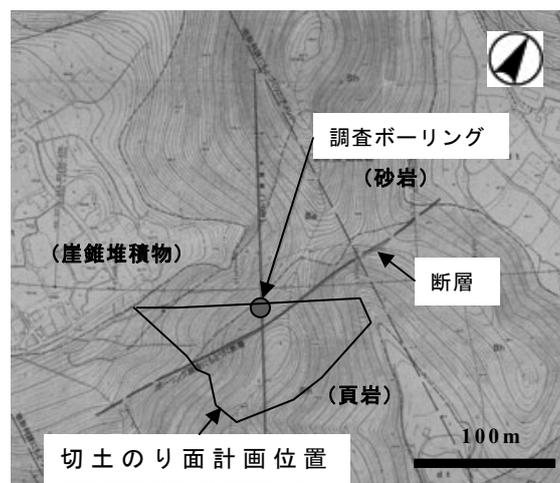


図 7 B 地点の事前地質調査による地質平面図(既存調査報告書)

また、深度 34m 以深では 60～90° の割れ目が認められていた。

## 8. まとめ

今回の事例およびこれまでのトップリング発生事例から、今後の道路建設における事業コスト縮減に向けて、トップリングに関する地質リスクの発現を計画段階で回避するために留意すべき点を以下に示す。

- ・ 路線選定は、一般に地形条件が有利なリニアメント沿いに設定される場合が多いが、この場合、路線沿いには断層等の弱線部が分布する可能性があり、十分な地質調査が必要である。
- ・ 路線と地形および地質構造の関係を十分に把握しておく必要がある。  
すなわち、
  - 出尾根部に切土が計画されていないか？
  - 不連続面の層理面・節理面・片理面の走向が、本線と平行（交角 20～30° まで）しないか？
  - 不連続面の層理面・節理面・片理面の傾斜が、のり面に対して高角度の受け盤構造となっていないか？
- ・ 断層による脆弱部が分布する切土部や頁岩が卓越する切土部では、地下水位が浅くかつ不連続である可能性があり、事前に地下水位分布を把握しておく必要がある。

## 参考文献

- 1) 上野将司 (2004) : 切土のり面の設計・施工のポイント, 理工図書.
- 2) 上野将司 (2012) : トップリングタイプ斜面変動の調査と対策, 応用地質技術年報 No. 31, 25-41p.
- 3) Kamata Y. (1996) : Tectonostratigraphy of the sedimentary complex in the southern part of the Ashio Terrane, central Japan. Sci. Rep. Inst. Geosci., Univ. Tsukuba, sec. B. 17, 71-107p.
- 4) 久保匡義・今井恵史・玉澤 隆・木暮 崇・須藤 宏・上野将司 (2009) : 足尾帯における切土のり面のトップリング現象と地質構造, 平成 21 年度日本応用地質学会研究発表会講演要旨.
- 5) 窪田賢司・玉澤 隆・鈴木 孝・岡野俊一・土屋吉英・松岡英明 (2010) : 北関東自動車道 切土のり面におけるトップリング変状とその対策, 土木学会関東支部栃木会 第 27 回講演集.
- 6) 須藤 宏・上野将司 (2010) : 斜面のトップリング発生から崩壊への挙動, 日本地質学会第 117 年学術大会講演要旨.
- 7) 高柳朝一・永野 潤・池田小織・菊池利夫 (2002) : 大規模掘削に伴うトップリング事例. 地盤災害地盤環境問題論文集, 第 2 巻, 愛媛大学・地盤工学会四国支部, 17-24p.
- 8) Pedrazzini A.・Jaboyedoff M. (2008) : Structures and failure mechanisms analysis of Turtle Mountain. Proceedings of the 4<sup>th</sup> Canadian Conference on Geohazards, 349-356p.
- 9) 山原茂雄・高柳朝一 (2003) : トップリング崩壊の変状と機構の考察. 地盤災害地盤環境問題論文集, 第 3 巻, 愛媛大学・地盤工学会四国支部, 4-21p.

**[論文 No. 13] ニューマチックケーソンの施工に伴う漏気による周辺地域への  
影響リスク回避事例**

応用地質株式会社 ○ 仙波 伸治、渡邊 弘志、日吉 智、陣内 龍太郎

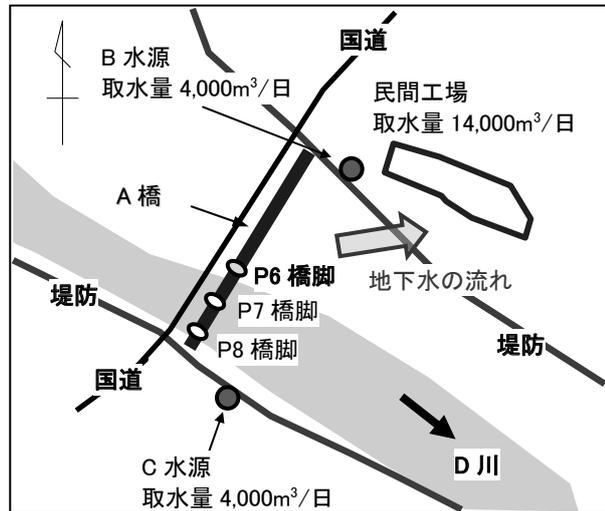
**1. 事例の概要**

一般国道の交通渋滞の緩和や幹線道路としての機能回復を目的としたバイパスの整備が行われている。このうち、一級河川のD川を渡るA橋の下部工として、橋脚3基がニューマチックケーソン工法により施工された。本事業でのリスクは、ニューマチックケーソン施工に伴う漏気による周辺地域への影響であった。

周辺には地下水を利用している上水道の水源井戸や民間工場井戸、生活・農業用の個人井戸が多数あり、地下水利用が非常に多い地域である(図1)。

そのため、圧気に伴う漏気による周辺地域への影響に配慮した施工を実施して、周辺地域への影響リスクを回避した。

本論文は、主に第一渇水期(H22.11~H23.3)に施工を行ったP6橋脚の漏気対策について述べているものであるが、マネジメント効果については事業全体(橋脚3基)について述べている。



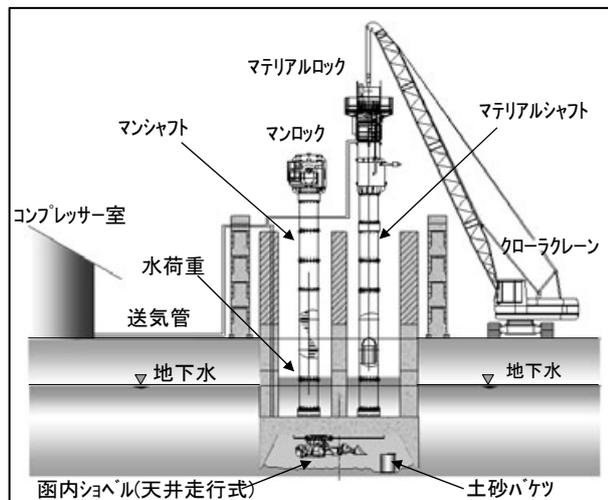
**図1 A橋の橋脚位置と周辺施設**

**2. 事前分析のシナリオ**

**(1) ニューマチックケーソン工法の概要**

対象となる橋脚3基は、河川内という条件のため、渇水期内の施工が必要であった。このため、施工期間が短く施工時の河積阻害が少ないニューマチックケーソン工法が採用された。

ニューマチックケーソン工法は、ケーソン下部に気密性の作業室を設け、空気圧により湧水を防いで掘削作業を行い、コンクリートを打ちながら所定の深さまでケーソンを沈設する工法である(図2)。主に、橋梁や建物などの基礎工法として広く活用され、橋梁下部工としての実績も多い工法で、D川



**図2 ニューマチックケーソン工法の概要図**

では上流の県道や高速道路の橋梁でも同工法で施工されている。

## (2) 周辺施設への影響

ニューマチックケーソン工法は、他の工法と比較して耐震性に優れ、水上施工やあらゆる土質に適用可能であるなどの優位性がある。

しかし、ケーソン作業室内に圧縮空気を送って水圧と同じ気圧を維持しているため、ケーソンの急激な沈下により作業室内の空気がさらに圧縮され外部に出ようとする。一方で、作業室内から空気を急に抜くことはできないため、ケーソン先端から圧縮空気が漏れて『漏気』が発生する。

この『漏気』により、周辺井戸から空気の噴出、地下水の濁り、酸化還元反応による酸素濃度の低下などの影響を及ぼす可能性がある。なお、既往の事例では400m以上離れた井戸へ影響が発生した事故も報告されている。

## (3) 施工周辺の地質構造と地下水利用状況

A橋沿いの地質断面図を図3に示す。地層構成は、2つの遮水層（粘性土）を挟んで3つの帯水層（砂質土、砂礫）に区分される。

### ■ 第①帯水層

表層から標高TP-10m～-15m付近まで分布する。砂礫が主体で、透水性（ $k=1 \times 10^{-3}$  m/s）はよい。河川から直接供給される不圧地下水として分布する。地下水は南東方向（D川と平行）に流れている。B水源井戸、C水源井戸が取水を行い、周辺の個人井戸は主に生活・農業用として使用している。

### ■ 第②帯水層

標高TP-20m～-30m付近に分布し、上下を粘性土で挟まれている。砂質土が主体で、透水性（ $k=1 \times 10^{-4}$  m/s）はややよい。被圧地下水として分布する。地下水は東方向に流れている。C水源井戸が取水を行っている。

### ■ 第③帯水層

標高TP-30m～-40m以深に分布する。当地区の支持層となる砂礫が主体で、透水性（ $k=1 \times 10^{-2}$  m/s）は非常によい。被圧地下水として分布する。地下水は東方向に流れている。

民間工場井戸、B水源井戸、C水源井戸が取水を行っている。

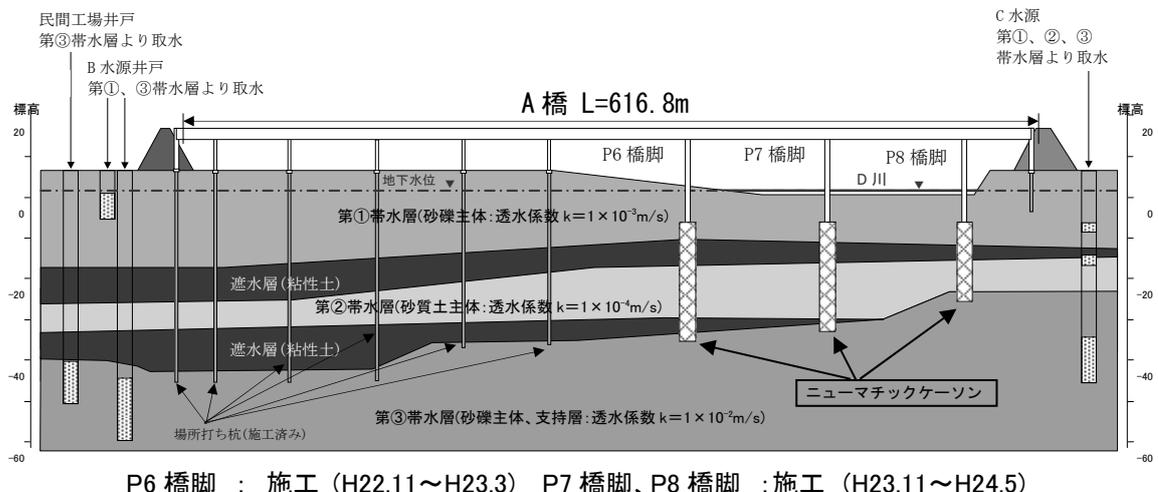


図3 A橋沿いの地質断面図

### 3. データ収集分析

#### (1) 予測解析

##### ① 解析手法

ニューマチックケーソン工法では、漏気による周辺地域への影響が懸念されることから、漏気（空気）の移動を予測する必要があった。

一般的に、工事による地下水への影響を詳細に予測するには、浸透流解析がよく用いられる。しかし、空気は対象としていないため、この解析手法では、漏気の影響予測は不可能である。そこで、地中貯留ガスの移動予測解析として実例のある「気液2相流解析」を漏気の影響予測解析として今回初めて適用し、漏気による周辺地域への影響を予測した。

解析はP6橋脚の施工条件をもとに、周辺施設の主な取水源である第②、第③帯水層を対象に、漏気の拡散を予測した。なお、第①帯水層は河川とつながり、漏気は大気中に開放されるため、解析対象外とした。

##### ② 漏気拡散の予測結果

P6橋脚のニューマチックケーソンからの漏気拡散の予測結果を図4に示す。

漏気は上に向かって拡散するため、砂礫層上位の粘性土層に沿って移動をしている。

1) 第②帯水層掘削終了時の漏気は、D川上下流方向に拡大する。これは、第②帯水層上部の粘性土の分布深度がD川直下の上下流方向に浅くなることに起因する。

2) 第③帯水層掘削終了時の漏気は、第③帯水層上部の粘性土の深度が浅くなるC水源方向に拡大する。

3) 第③帯水層上部の粘性土はC水源側で欠如するため、第②帯水層と第③帯水層がつながり、両者の漏気が合流し、C水源側へさらに拡大する。

このように、施工終了50日後に漏気はC水源まで拡大すると予測された。

##### (2) 漏気防止のための対策工

ニューマチックケーソン工法で周辺地域へ影響を及ぼさないためには、「漏気を出さない」「漏気が発生しても拡散させない」ことが重要である。そのため、以下のような対策工を実施して工事を行った。

##### ① 作業室内の空気圧の減圧

作業室内の空気圧の減圧（水掘り掘削の実施）を行い、水位が刃口先より10cm程度上になるよう空気圧を減圧して水中掘削を行った。これにより掘削に伴う刃口先からの漏気を防止した（図5）。

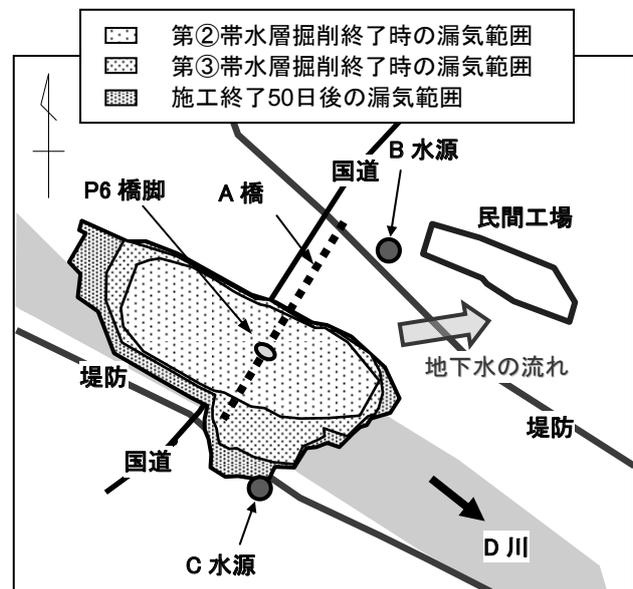


図4 漏気拡散の予測結果

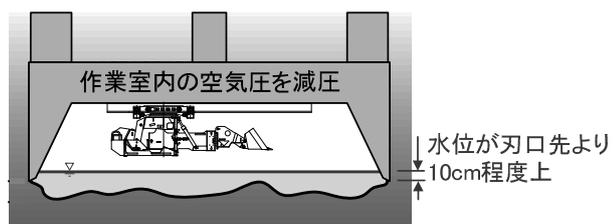


図5 作業室内の減圧による水中掘削

## ② ケーソン鉛直管理の厳密化

ケーソンに自動傾斜計を設置して傾斜を監視（傾斜管理値 100mm 以内）し、ケーソンの鉛直精度を高め、傾斜による刃口先からの漏気を防止した（図 6）。沈下掘削中の傾斜は最大 25mm で問題はなかった。

## ③ ケーソン作業室内の気圧調整の厳密化

ケーソン作業室内に函内気圧計を設置して適正な気圧管理（理論気圧より 0.01Mpa 程度低い気圧を目標値として設定）を行い、急激な気圧上昇に伴う漏気を防止した（図 6）。沈下掘削中は理論気圧に対して -0.008MPa ~ -0.02MPa の作業気圧で行い、問題はなかった。

## ④ ケーソン沈下管理の厳密化

ケーソン刃口に地盤反力計、ケーソン本体に自動沈下計を設置して沈下量を監視し、急激な沈下による気圧の上昇に伴う漏気を防止した（図 6）。沈下掘削中には、ケーソンの急激な沈下は発生しなかった。

## ⑤ 漏気回収装置及びブローホールの設置

漏気が発生した場合の対策として、ケーソン刃口付近に漏気回収装置の設置だけでなく、ケーソン周囲にブローホールを設置し、漏気回収装置では回収しきれない地中に拡散した漏気を回収できるようにした（図 7）。

### (3) 施工時の管理体制

以上の対策とともに、周辺地下水の監視を行うことで、万一異常が発生した場合に対応の遅れが出ないような監視体制を構築した。

## ① 地下水観測孔の配置

地下水観測孔は、ケーソン近傍や周辺の水源地の手前など、事前に異常が確認できる位置に配置するとともに、第①、第②、第③帯水層のすべての帯水層を対象に設置した（図 8）。

## ② 地下水モニタリング

近隣の民間工場では、導電率による管理を行っていたため、導電率に着目して自動観測による監視を行った。なお、異常発生時には速やかに確認できるよう、携帯電話

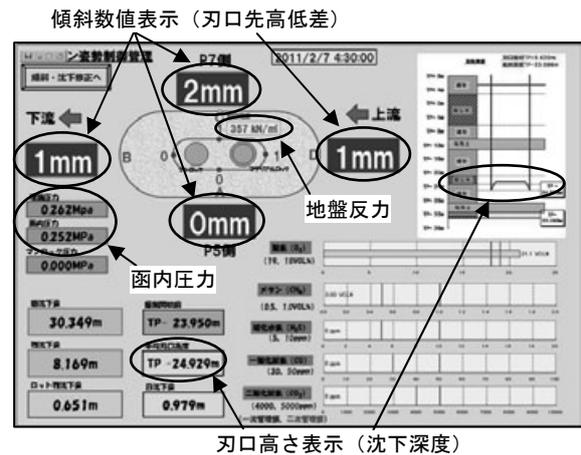


図 6 ケーソン監視モニターの画面表示

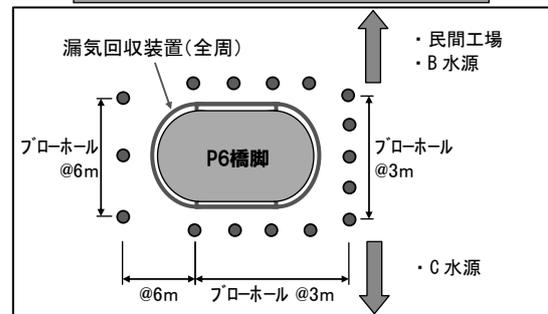
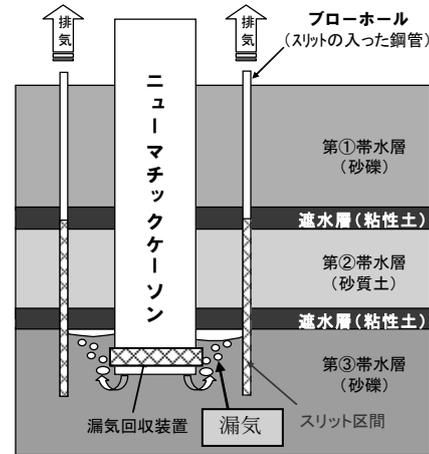


図 7 漏気回収対策の模式図

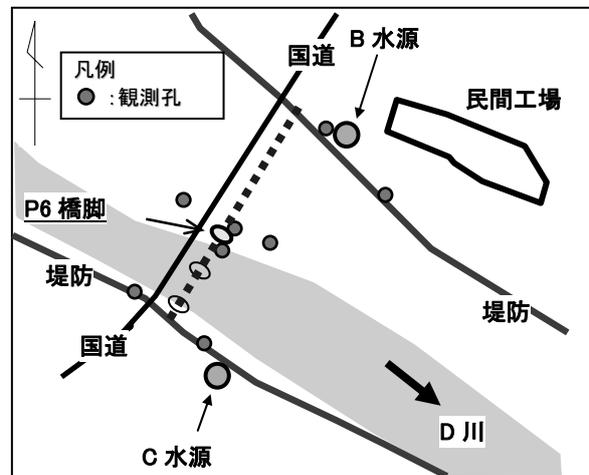


図 8 自動地下水(導電率)観測孔の配置

などへ警報メールが届くシステムを採用した。

#### (4) 漏気による周辺地域への影響判定

前述した対策と監視体制により、P6、P7、P8のニューマチックケーソン施工では、施工による漏気の発生は無く、地下水観測データにも漏気による影響はみられず、周辺地域へ影響を与えることなく施工を終了することができ、漏気によるリスクを回避することができた。

### 4. マネジメントの効果

リスクマネジメント効果は、漏気(予想されたトラブル)が発生した場合の被害を算定して評価する。

周辺井戸からの漏気の発生時の被害は、民間工場、上水道水源2箇所への漏気による噴気が発生して揚水井戸が1ヶ月間稼働できないという被害を想定する。

#### (1) リスク発生時の被害の算定

- ・民間工場の有価証券報告書等より、1ヶ月の売上高(被害額)を7.47億円と算定した。
- ・B水源の給水世帯数は約2,700世帯、C水源の給水世帯数は約4,000世帯である。
- ・B水源とC水源に被害が発生した場合、6,700世帯に1ヶ月の影響が発生すると仮定した。
- ・水源への被害は、実際に被害が発生しないと金額の算定が難しいため、世帯数とした。

#### (2) リスク対策費用の算定

- ・追加観測孔の設置等に600万円、漏気回収装置の設置に100万円、ブローホール設置に3,000万円の計3,700万円の対策費が必要となった。

#### (3) リスクマネジメント効果

- ・リスクマネジメント効果は、(1)リスク発生時の被害－(2)リスク対策費用とした。  
(1)7.47億円+6,700世帯への1ヶ月の給水停止－(2)0.37億円
- ・リスクマネジメント効果は、以下のとおりとなる。

#### ● 7.10億円+6,700世帯への1ヶ月の給水停止の回避

### 5. データ様式の提案

本事例は、「A：地質リスクを回避した事例」であり、A表原案を基にし、リスク回避事象に④トラブル発生時の被害額を追加した。

リスクマネジメントの効果の費用は、原案では①当初工事費-③変更工事費-②リスク対応の実際の費用で表されているが、④トラブル発生時の被害額-②リスク対応の実際の費用として算定をした。

A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者	国	
	工事名	-	
	工種	ニューマチックケーソン工	
	工事概要	RC 橋脚工 3 基(ニューマチックケーソン基礎による)	
	①当初工事費	-	
	当初工期	平成 22 年 8 月～平成 24 年 6 月	
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	ニューマチックケーソン施工時	
	予測されたトラブル	周辺井戸からの漏気の噴出や地下水の濁りによる工場操業停止、上水道の給水停止	
	回避した事象	ニューマチックケーソンからの漏気を回避した	
	工事への影響	工事の停止	
	④トラブル発生時の被害額	7.47 億円+6,700 世帯への 1 ヶ月間の給水停止	
リスク管理の実際	判断した時期	橋脚設計時	
	判断した者	発注者	
	判断の内容	施工箇所周辺に地下水を使用する工場、水源井戸があり漏気が発生した場合、重大な被害が発生する	
	判断に必要な情報	橋脚の施工方法、施工箇所周辺の地質状況および施設状況	
リスク対応の実際	内容	追加調査等	追加観測孔の設置
		修正設計	-
		対策工	漏気回収装置の設置 ブローホールの設置
	費用	追加調査等	600 万円
		修正設計	-
		対策工	3,100 万円
		②合計	3,700 万円
変更工事の内容	工事変更の内容	漏気対策装置の設置 ブローホールの設置	
	③変更工事費	3,700 万円	
	変更工期	無し	
	間接的な影響項目	-	
	受益者	地元関係者	
リスクマネジメントの効果	費用(④-②)	7.10 億円+6,700 世帯への 1 ヶ月間の給水停止の回避	
	工期	変更なし	
	その他	-	

## [論文 No. 14] 橋梁基礎工事による近接水源井戸への影響リスク回避方法の検討

株式会社 建設技術研究所 ○大栗 究、平田 壮一郎  
株式会社 関西地質調査事務所 鍵本 司、児玉 晃

### 1. 事例の概要

#### (1) 概要

新設計画橋梁（場所打ち杭形式）の工事により、近接する水源地井戸（配水量約 7,000m<sup>3</sup>/日）への「地下水の濁り」や「アルカリ化」の影響が懸念されている。

このような水源地への水質影響に対応するため、橋梁施工に先立って水処理施設の増強等の高価な事前対策が検討されている。

本事例では、現地土質材料を用いた室内水槽実験を行い、水質の影響メカニズムを検証し、その影響範囲を検証した。実験の結果、濁りやpHは地下水の移動とともにある程度減衰する特性が確認された。

今後、実験結果により得られたパラメータをもとに解析を行い、過大設計（経済リスク）の回避方法として杭種の変更等の経済的な対策方法を検討する予定である。

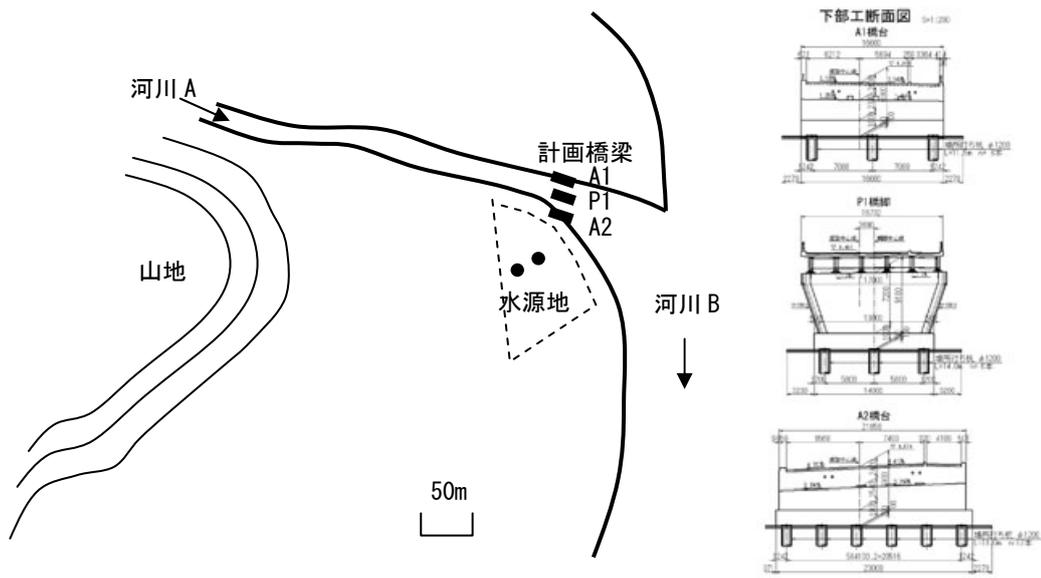


図1 全体平面図（概要図）および橋梁断面図

### 2. 事例分析のシナリオ

#### (1) 一般的な評価方法

一般には、地下水への水質的な影響範囲は広域的には及ばないとの実例が得られている（表1参照）。その一方で、「濁り」や「アルカリ化」の減衰等のメカニズムは複雑であるため、不確実性が大きく、調査・評価手法が確立していない。したがって、設計段階では過大に安全側の評価となる傾向がある。この傾向は、保全対象となる対象の社会的影響度が高いほど顕著となる傾向にある。

表 1 事例による水質の影響範囲

表 5.1-1 各工種における地下水環境への影響

工種	地下水環境への影響	影響範囲	測定項目
地盤改良 (固結工法)	セメント系固化材使用による pH、SS 濃度、濁度の上昇	pH 値は、0.3 m 離れた位置でも、変化はない。 海工事において、SS 濃度や濁度についてもほとんど影響はないという事例あり。	pH、濁度、SS 濃度、水温、(溶存酸素(DO)、化学的酸素量(COD))
地盤改良 (薬液注入)	pH 上昇、井戸水の褐色化	影響範囲は、5~10 m 程度であり、10 m 程度離れた井戸の褐色化の事例 <sup>1)</sup> もある。	pH、過マンガン酸カリウム消費量、COD、生物化学的酸素容量(BOD)
地中連続壁 場所打ち杭	施工時の逸泥による濁度、過マンガン酸カリウム消費量の上昇	掘削溝から 6~8 m 程度の範囲	濁度、過マンガン酸カリウム消費量、色度(pH、SS 濃度)
根切り掘削	掘削による濁度の上昇	遮水して掘削を行うため、地下水環境への影響は少ない。	濁度、SS 濃度、水温
シールド掘進	シールド掘進による pH、濁度の上昇	pH 値の変化はほとんどないものの、切羽から前後 5 m 程度で濁度が上昇した事例あり。	pH、濁度、SS 濃度
排水工法 復水工法	汚濁物質、鉄分の混入、水流の変化	排水(復水)する水の水質管理を適切に行えば周辺への影響はほとんどない。	

(「地下構造物と地下水環境 (理工図書)」(P57))

**(2) 帯水層と水源井戸の関係**

本事例では、計画橋梁と水源井戸の離隔は 60m 程度離れているものの、帯水層となる砂礫層 (Ag 層または Dg 層) において、基礎杭 (場所打ち杭) や矢板打設が予定されている。

水源地井戸は深さ 5m および 13m であり、河川からの伏流水を取水している形態となっている (河川水位より井戸稼動時の水位が低い)。また、透水係数は Ag 層が特に高く、 $1 \times 10^{-1}$  (cm/sec) 程度、Dg 層で  $5 \times 10^{-3}$  (cm/sec) 程度である。

以上のことから、設計段階において想定した橋梁工事による水源地井戸への影響は以下のとおりである。

- ①基礎杭 (場所打ち杭) の打設・・・アルカリ化 (pH) の影響
- ②矢板の打設・・・・・・・・・・濁り (濁度上昇) の影響

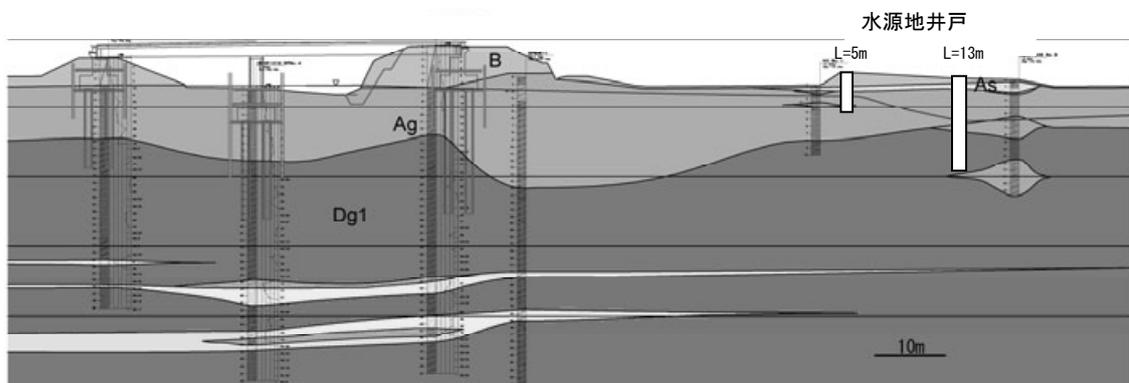


図 2 地層断面図

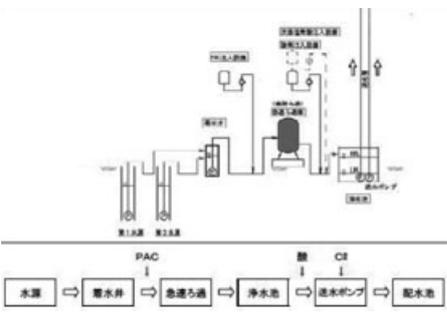
### (3) リスクの内容

実際の地下水の流れの中では、土粒子への「濁り成分」の吸着や、鉱物間との化学的反応の効果によりアルカリ化が緩和される事が知られている。

しかしながら、保全対象の重要性を鑑みて、上記のような「軽減効果」を期待せずに対策を検討する事例も見受けられる。

本事例においても、水源地井戸が影響を受けるとの前提に立ち、水処理施設の増強等の高価な事前対策が検討されている。その内容は以下のとおりである。対策費用は、総事業費と同等のオーダーであり、過大設計（経済的リスク）となる可能性が考えられる。

表 2 水源地における対策内容（現設計）

項目		対策の内容	
概要図			
処理量		3500m <sup>3</sup> /日	
濁り (濁度)	想定影響	水質基準値（濁度2）を超過するものと想定	
	対策	→凝集+急速ろ過施設による対策	
アルカリ (pH)	想定影響	水質基準値（pH8.6）を超過するものと想定	
	対策	→現施設（消石灰注入設備）では高pH対策としては不適であるため、酸剤注入設備の導入により対応する。	
概算工事費	土木	38,350	浄水池、配管、基礎工他
	設備	254,900	取水・ろ過ポンプ設備他
	電気計装	55,250	電気設備改良工種他
	小計	348,500	
	諸経費	121,975	35%
	合計	470,475	

### (4) リスク管理方法

地下水における実際の水質の挙動を把握し、影響範囲を想定したうえで必要な対応策を検討するために、現地土質材料（河床材料（Ag層相当））を採取し、室内水槽実験を行った。地下水位の勾配を再現するために両端の水位を固定し、人為的に発生させる濁りやアルカリについて、その低減効果を確認した。

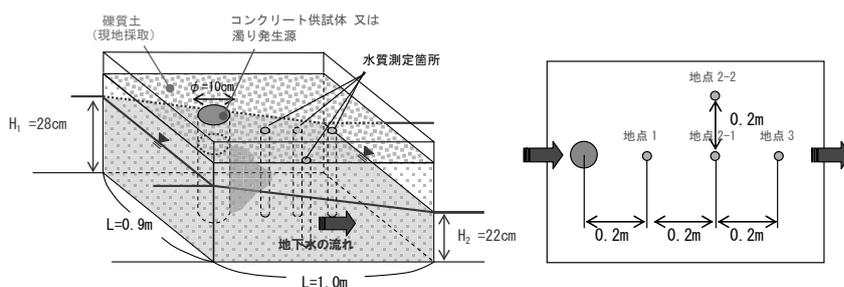


図 3 室内水槽実験装置の概要図、写真

室内水槽実験結果のうち、濁り（濁度）に関する結果を以下に示す。最大濁度は上流より順に 473、189、135 であり、距離とともに濁度が減衰していることが分かる。濁度は距離とともに指数関数的に減少する（土粒子による濁度成分の吸着）。この関係から試算すれば、3～4m 程度離れた地点では濁度はゼロとなる。したがって、水源地への濁りの影響は発生しないものと評価される。

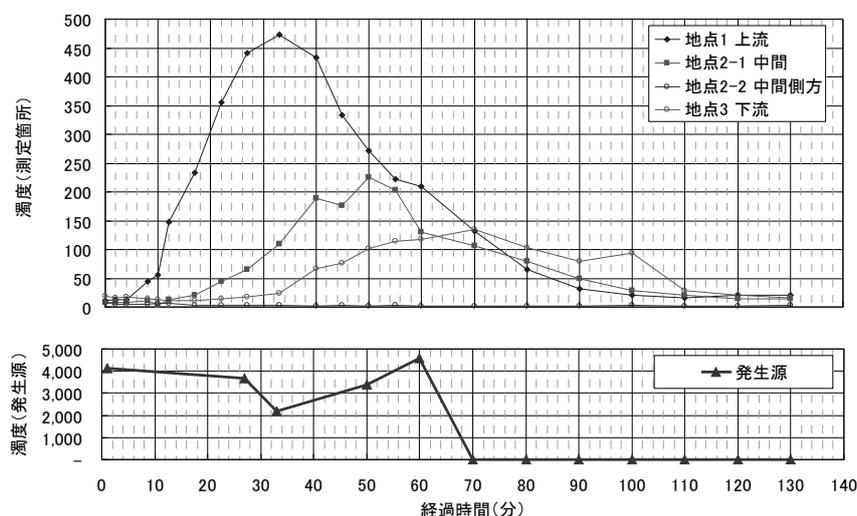
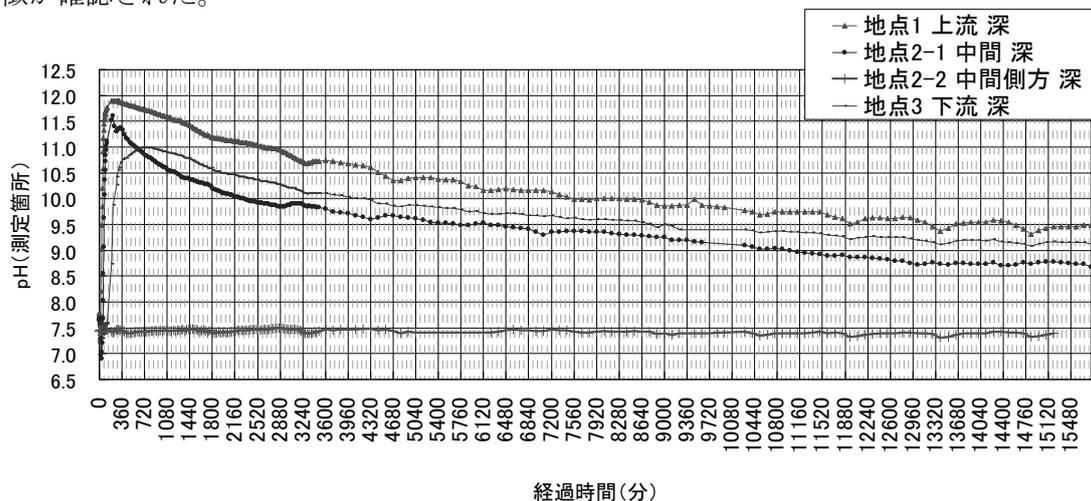


図4 室内水槽実験の結果（濁り）

逆に、アルカリ化（pH）については、コンクリート打設後も比較的長期間にわたって高い pH が継続する事が確認された。したがって、pH については影響が長期化しやすい特徴が確認された。



以上の実験結果から、水源地と橋梁の離隔を考慮すれば、濁り（濁度）の影響は無いものと考えられるものの、アルカリ化に対する影響は想定すべきであると判断される。

アルカリ化に対する発生防止対応策としては、基礎杭形式を場所打ち杭から既製杭（鋼管杭）へ変更することが挙げられる。

#### (5) リスク管理方法に対する課題

「濁り」や「アルカリ化」の減衰等のメカニズムは、透水性や土粒子の構成鉱物等の因子によって変化するため、一律的にその影響範囲を想定することは困難である。しかしながら、本事例のように現地土質材料を用いて、ある程度のスケールサイズのもとで行う実験による評価方法については比較的信頼性の高い方法であると考えられる。

しかしながら、実際には地盤の不均質性については十分排除することは困難であることから、今回のような社会的影響度の高い保全対象については現地施工サイズでの確認（試験施工）等による確認を行うことが望ましい。

#### 4. マネジメント効果

マネジメントの効果を表現するために、当該事業費全体のトータルコストを比較した。

比較は、以下の2ケースに対して行った。ただし、現段階は設計段階であるため、両者ともに想定費用である。

ケース①（現設計）・・・施工費、水源対策費用

ケース②（修正設計）・・・施工費、調査検討・設計費用

その結果、ケース②では、水源地へのアルカリ化の影響を回避するために杭種を変更（場所打ち杭→鋼管杭）したために、施工費は増加するものの、水源地における事前対策費を不要と出来る可能性があることから、事業全体としての経済的効果は非常に大きいものとなる可能性がある。

表3 設計施工に関する各種工費の比較

		ケース① (現設計) (千円)	ケース② (修正設計) (千円)	①-②(効果) (千円)
調査・試験費	室内水槽実験	0	2,000	▲ 2,000
	影響検討	0	3,000	▲ 3,000
設計費	詳細設計(修正)	0	10,000	▲ 10,000
施工費	上部工	200,000	200,000	0
	下部工 (場所打ち杭)	200,000	250,000 (鋼管杭)	▲ 50,000
対策費用	水処理施設	470,000	0	470,000
その他	試験施工費	0	20,000	▲ 20,000
合計		870,000	485,000	<b>385,000</b>

## [論文No.15] ボーリング調査時のメタンガス以外の可燃性ガス観測事例

中央開発株式会社 末宗克浩

### 1. 事例の概要

下水道管やガス管などを設置するためのシールド工事施工に先立ち、土層構成の確認および土質定数を設定するために地質調査が実施されるが、その際に可燃性ガスの調査も同時に行い、施工中に坑内に発生しうる可燃性ガスに対し安全対策（防爆設計）を計るための資料を得るのが一般的である。

通常の市街地で実施される可燃性ガス調査では図-1に示すように、腐植物などの有機物がバクテリアの分解により発生するメタンガスが調査の対象とされることが多い。

本事例は、ボーリング調査時の可燃性ガス測定でメタンガス以外の可燃性ガスが確認されたため、追加調査を実施したものである。

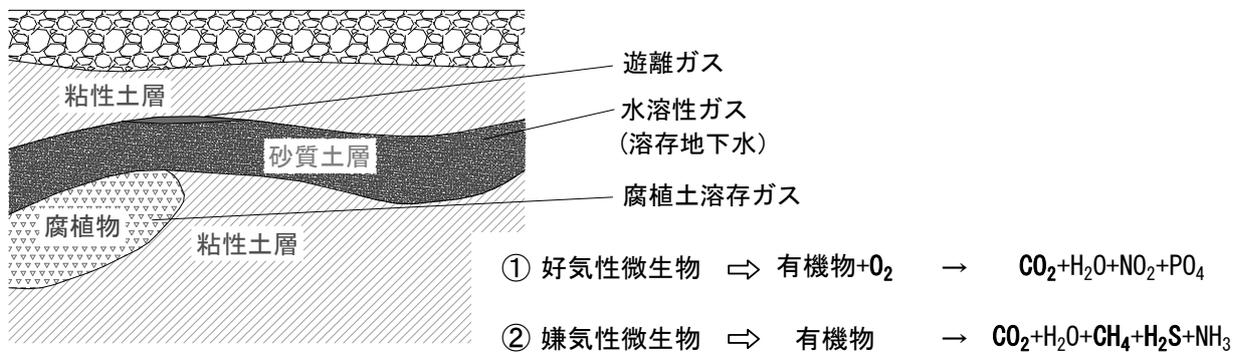


図-1 メタンガスの存在位置と発生メカニズム

### 2. 事例分析のシナリオ

当初調査においては、図-2に示す位置でボーリング調査時にポータブル可燃性ガス検知器を用いて現場ガス測定を実施し、可燃性ガスが検出された。しかしボーリング孔から採取した気体および地下水を用いて室内分析を実施したところメタンは検出されなかった。

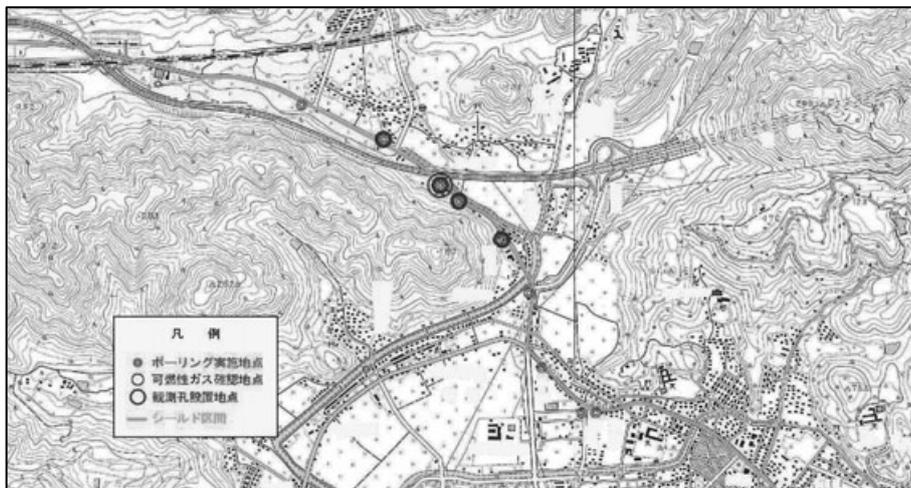


図-2 調査位置平面図

当該地域の地層は、図-3に示すように沖・洪積の礫質土層および基盤岩であり、腐植物などの有機物の混入は認められなかった。また使用したポータブル可燃性ガス検知器はメタン・水素・プロパン・ベンゼンなどを可燃性ガスとして検知するが、このうち人工物以外で自然界に存在するものはメタンおよび水素のみであり、また当該地周辺において有機化合物を扱う工場などの履歴はなかった。

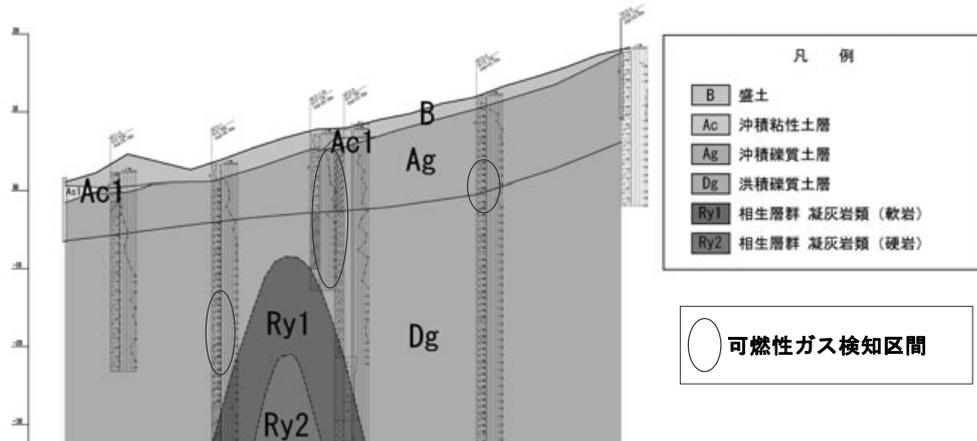


図-3 調査地付近地質断面図

以上より、当該地においては地中内に水素が貯留すると推定されたため追加調査を実施した。調査は図-4に示すフローにしたがって実施した。

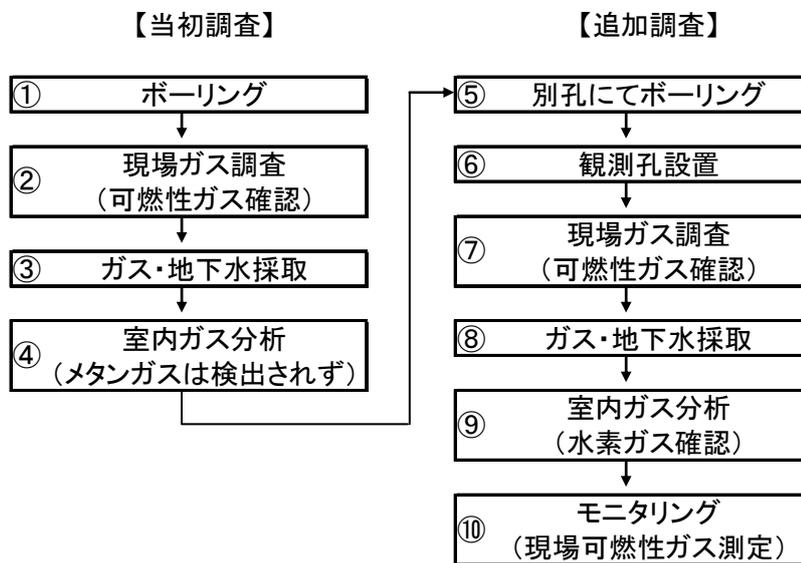


図-4 調査フロー図

## 2.1 観測孔設置

観測孔は、当初調査において最も可燃性ガス濃度が高い地点に設置した。（図-2参照）

## 2.2 現場ガス測定

現場ガス測定はポータブル可燃性ガス検知器（GX-111：理研計器株）を用いて実施した。測定項目は可燃性ガス、酸素、一酸化炭素、硫化水素である。

## 2.3 ガス・地下水採取

ガス・地下水採取は採取前に揚水し、観測孔内の地下水を入れ替えた後に実施した。ガスは減圧採気装置を用いて、地下水は圧力保持式採水器を用いて採取した。

## 2.4 室内ガス分析

採気した遊離ガスおよび、採取した地下水を煮沸し溶存ガスを気化させたものを用いてガスクロマトグラフ分析を実施した。分析項目は酸素・窒素・メタン・水素・一酸化炭素・二酸化炭素・硫化水素とした。

## 2.5 モニタリング

モニタリングは定期的に地下水を揚水し、ポータブル可燃性ガス検知器を用いて現場測定を実施した。

## 3. データ収集分析

### 3.1 ガス測定結果

現場ガス測定および室内ガス分析の結果を表-1に示す。

現場ガス測定時には可燃性ガスが1.4vol%，一酸化炭素は300ppm以上、硫化水素が2.0ppm確認された。室内分析では、水素が遊離ガスで0.57vol%，溶存ガスで0.65vol%確認された。なお、メタンは不検出（定量下限値未満）であった。

表-1 測定結果一覧

項目	単位	測定値	
ガス・地下水 採取時の 現場ガス 測定値	酸素	vol% 19.1	
	可燃性ガス	%LEL	27
		vol%	1.4
	一酸化炭素	ppm	>300
	硫化水素	ppm	2.0
遊離ガス 室内測定値	酸素	vol% 19.6	
	窒素	vol% 78.7	
	メタン	vol% <0.1	
	一酸化炭素	vol% <0.1	
	二酸化炭素	vol% 0.9	
	硫化水素	ppm <0.1	
	水素	vol% 0.57	
地下水の 溶存ガス 室内測定値	酸素	vol% 20.8	
	窒素	vol% 75.4	
	メタン	vol% <0.1	
	一酸化炭素	vol% <0.1	
	二酸化炭素	vol% 3.1	
	硫化水素	ppm <0.1	
	水素	vol% 0.65	

### 3.2 モニタリング結果

モニタリングの結果を図-4に示す。可燃性ガスは最大で2.1vol%確認された。時間の経過とともに減少傾向にあり，地下水揚水後一時的に上昇するが，モニタリング後期では，地下水揚水後においても0.1vol%しか確認されなかった。

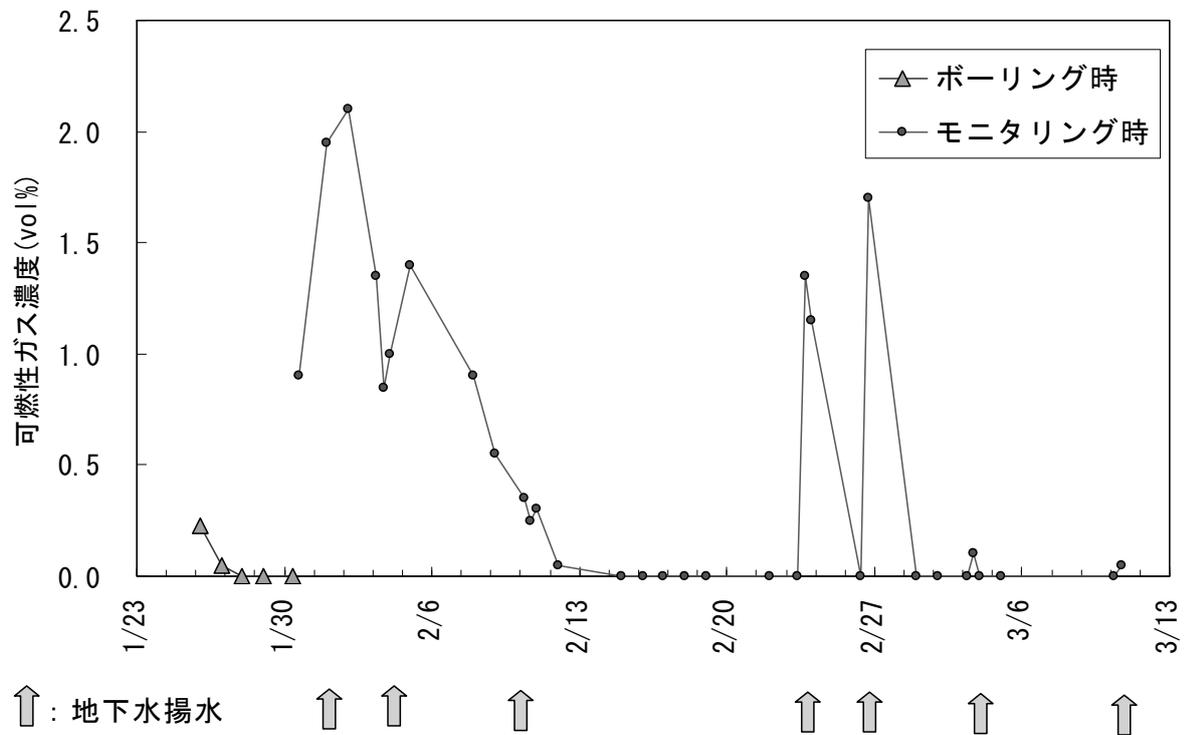


図-4 可燃性ガス経時変化図

### 3.3 考察

文献などによると，調査地北側の山地にはろう石鉱床の履歴が確認されている。ろう石鉱床の成因は地下の深部で，熱水が対流するような条件下でろう石化作用が行われたと考えられている。また，調査地北側の山地は東西性の顕著な構造線谷で，近くの山を構成している流紋岩のマグマは，熱水をともなっていたと推定される。さらにこの付近の山地は土地分類基本調査によると熱変成をうけホルンフェルス化している。

水素は，岩石「コマチアイト」と熱水による化学変化により発生すると推定されており<sup>1)</sup>，さらに断層から二酸化炭素および水素が発生する事例も発表されている<sup>2)</sup>。

以上より当該地の水素発生の帯起源は火山の構成の際の熱水変質による可能性が考えられる。またモニタリングの結果，可燃性ガスは地下水揚水後，一時的に上昇する。これより，水素は土粒子の間隙中ではなく，地下水中に溶存していると推定される。また，図-2に示すように可燃性ガスが確認された地点は調査範囲の一部であり，モニタリング結果は揚水回数とともに，濃度が低下する傾向を示している。これより，水素が溶存している地下水が局所的に分布していると想定される。水素ガス確認位置や周辺の地形・地質状況を考慮し，図-5に示すよう水素ガス想定範囲を推定した。

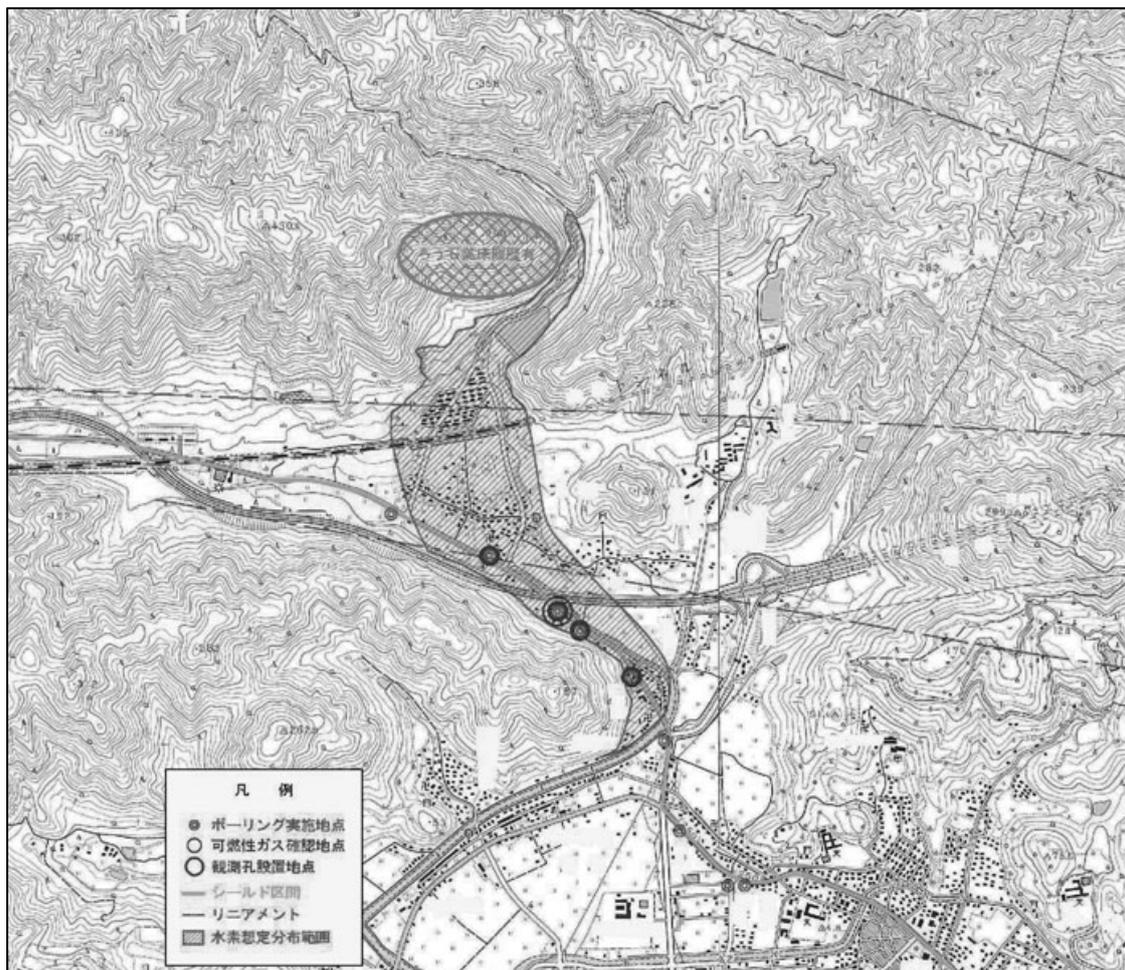


図-4 可燃性ガス経時変化図

#### 4. マネジメントの効果

一般的な可燃性ガス調査では、メタンのみを対象としているが、今回調査においては水素も対象となると確認できた。

シールド設計においては、当該区間においては可燃性ガスの換気設備の追加、防爆構造の電気設備への変更が必要となる。

#### 5. データ様式の提案

本事例は、地質リスクの事例の発表に位置付け、D型地質リスク事例に分類し、A型事例を基にしてまとめた。

#### 参考文献

- 1) 吉崎もと子、澁谷岳造、鈴木勝彦、清水健二、中村謙太郎、高井研、大森聡一、丸山茂徳：  
H<sub>2</sub> generation by experimental hydrothermal alteration of komatiitic glass at 300°C and 500 bars: A preliminary result from on-going experiment.
- 2) 寺門隆治：地中から放出されるガスについて

D. 地質リスク事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		民間会社
	工事名		ライフライン管設置工事
	工種		開削・推進・シールド工事
	工事概要		—
	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		シールド工事中
	予測されたトラブル		可燃性ガス(水素)による爆発事故
	回避した事象		—
	工事への影響		工事中止
リスク管理の実際	判断した時期		地質調査時
	判断した者		調査会社, 発注者
	判断の内容		可燃性ガスの確認
	判断に必要な情報		可燃性ガスの種類と評価
リスク対応の実際	内容	追加調査	観測孔設置(2孔) 現場ガス測定 ガス分析(溶存・遊離ガス)
		修正設計	—
		対策工	—
	費用	追加調査	300万円
		修正設計	—
		対策工	—
		②合計	—
変更工事の内容	工事変更の内容		防爆設計
	③変更工事費		—
	変更工期		—
	間接的な影響項目		—
	受益者		施工業者, 発注者
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)		—
	工期		—
	その他		—

[論文 No. 16] 長大切土法面施工現場で発生した地質リスク

株式会社 地研 会員 森直樹  
 株式会社 地研 会員 中根久幸  
 株式会社 地研 会員 ○坂本昇

1. 事例の概要

本事例は、高規格道路施工に伴う切土法面工事において、大規模な切土を要因に発生した地質リスクの事例である。

地質リスクが発生した工事箇所は、計画路線が河川と併走する区間となり、橋梁区間に挟まれた延長 120m の切土法面区間である。切土法面は、河川へと向かう南西向き斜面に計画されており、斜面は河川に凸となる尾根地形で、古い地すべり地形を呈していた。図 1 に施工位置平面図と図 2 に施工計画断面図を示す。

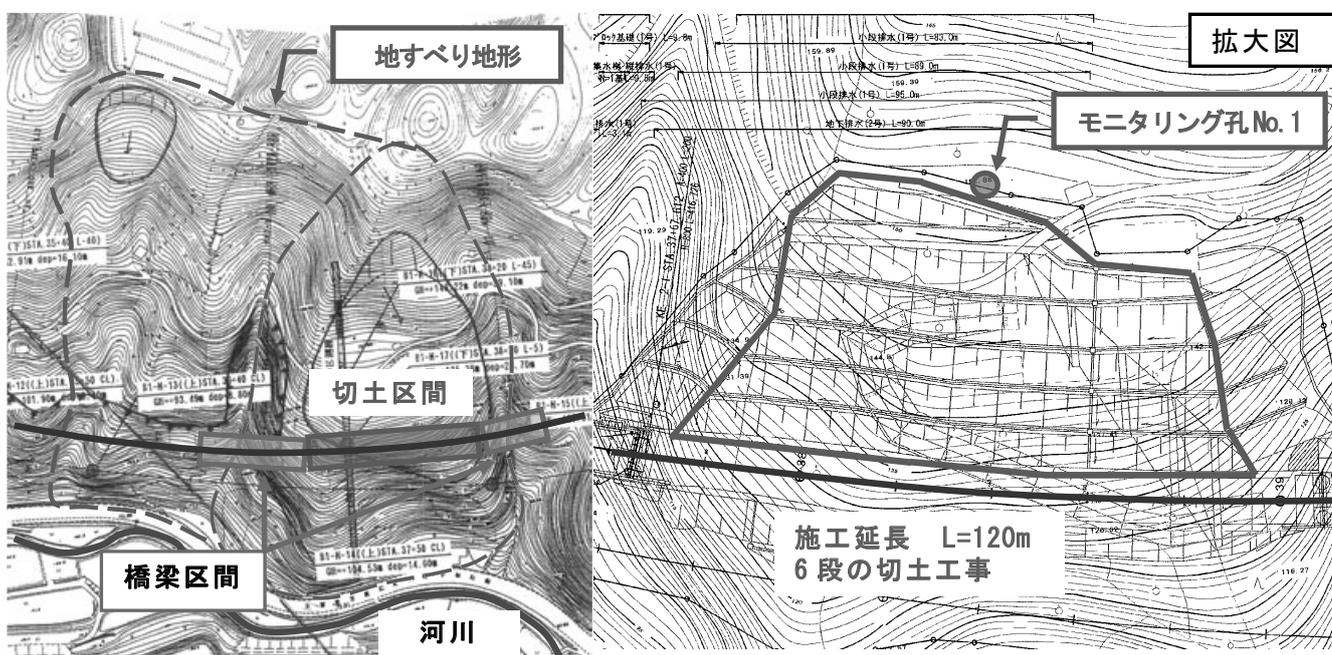


図 1 施工位置平面図

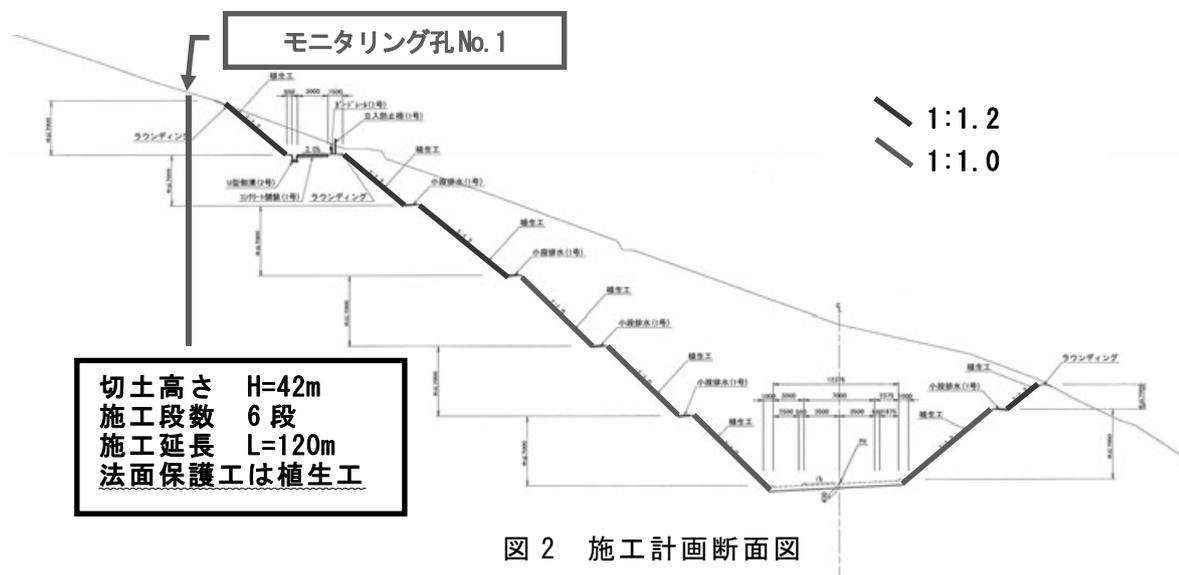


図 2 施工計画断面図

施工された切土法面は、施工段数 6 段、切土高さ H=42m、延長 L=120m の長大切土法面である。施工開始時に切土法面頭頂部において孔内傾斜計を設置し(図 2 参照)、施工と並行して地中変位量のモニタリングを実施していた。施工中、モニタリング孔深部に微小な変位が現れ、リスクが発現した。

今回の事例は、切土法面施工中にモニタリング(計測)を実施することにより、発生した地質リスクに対して、迅速かつ早急な対応が可能となり、リスクを最小限に回避できたものである。

## 2. 事例分析のシナリオ

事前調査では、調査ボーリングを数箇所実施した他、物理探査(弾性波探査)等が行われていた。得られたボーリング結果では、深部に目立った破砕帯や粘土層は存在しておらず、また物理探査においても連続的な弱線の分布は確認されていなかった。以上より、すべり発生危険性は低いと判断され、地形的に古い地すべり地形は呈しているが、切土法面施工に伴い大規模なすべりは発生しないとされていた。

しかし、3 段目の切土を施工した際、モニタリングを実施していた孔内傾斜計に微小な変位が認められ、地質リスクが発現した。その後地中の変位量は、切土施工の進行に合わせて徐々に増大することとなった。図 3 に孔内傾斜計観測結果を示す。

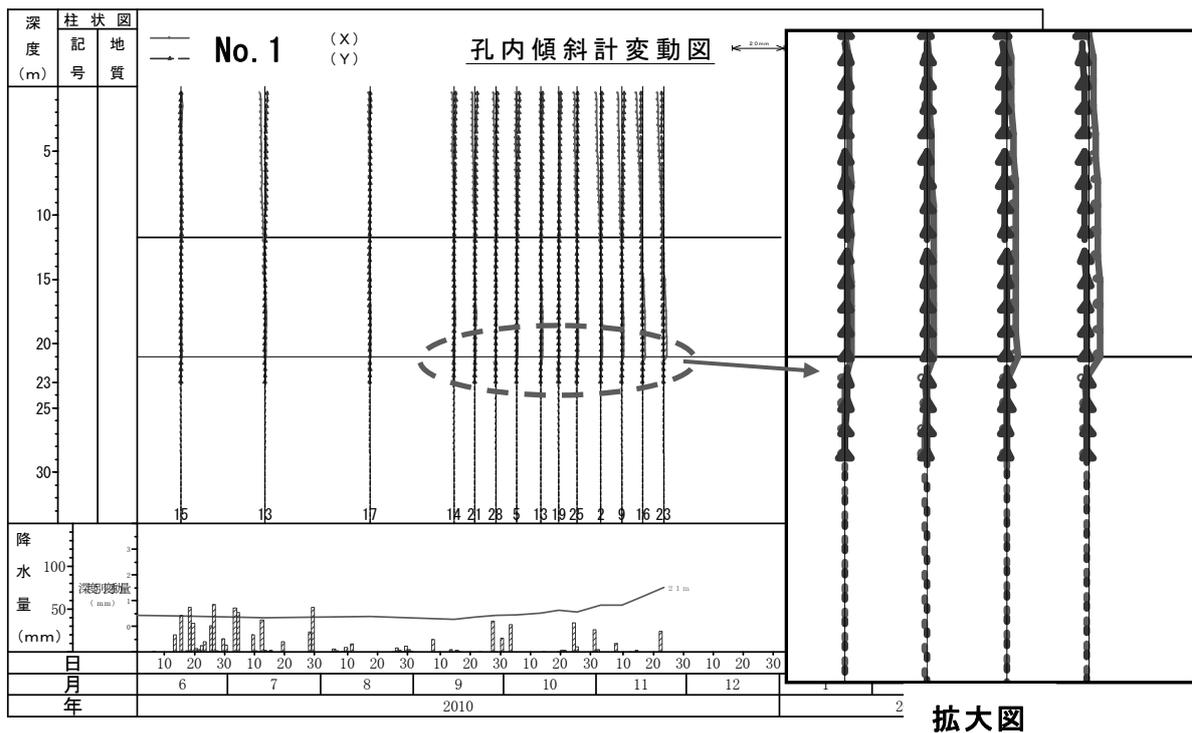


図 3 孔内傾斜計観測結果図

当初計画では、切土法面に抑止を目的とした対策工は計画されておらず、法面の侵食を防止する目的で、植生工を施工する計画となっていた。しかしながら、すべり変位(地質リスク)が発現したことから、追加調査、修正設計及び追加対策工の施工が必要となった。

図 4 に追加調査平面図を示し、図 5 図 6 には修正設計後の追加対策工断面図及び追加対策工平面図を示す。

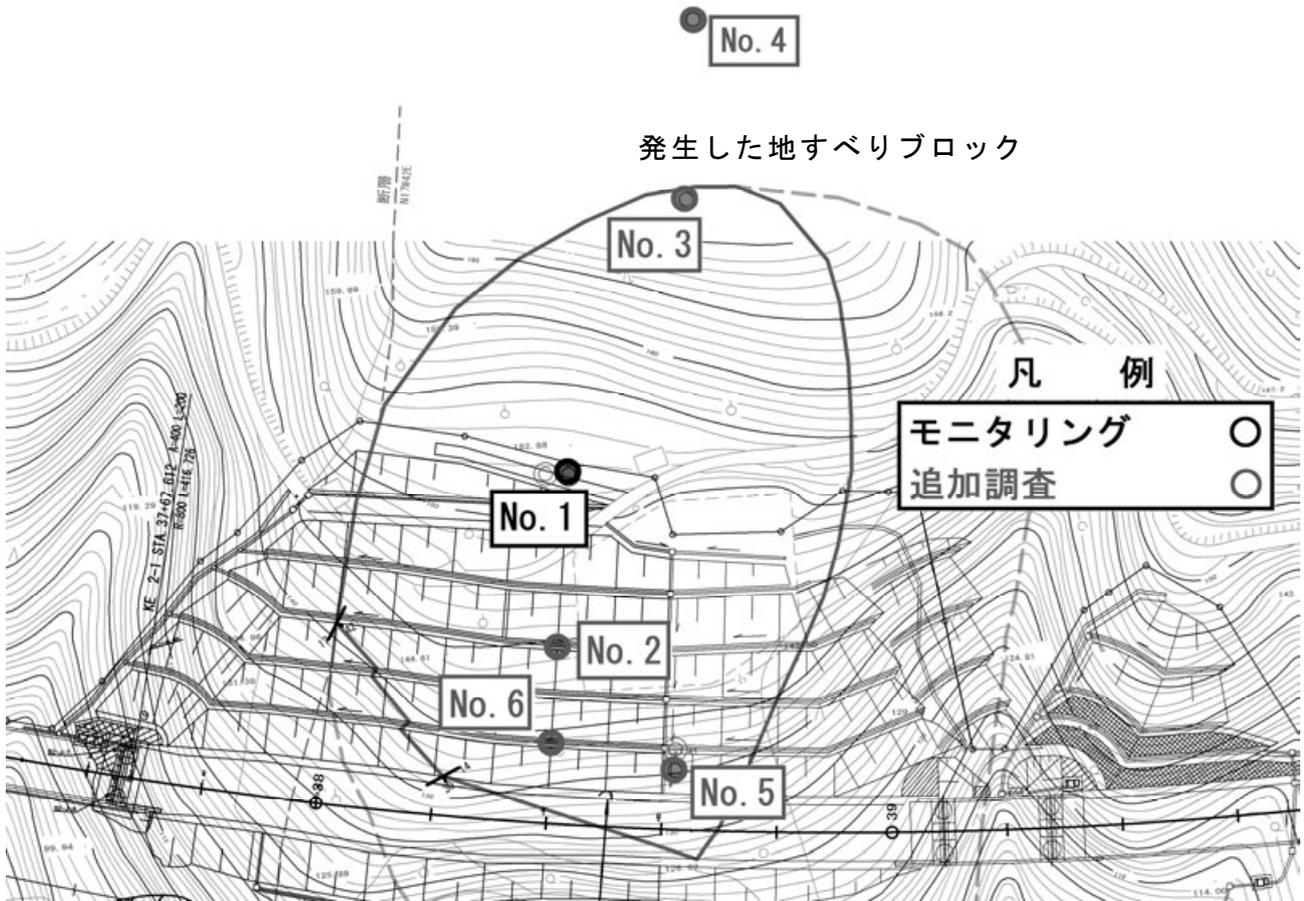


図 4 追加調査位置平面図

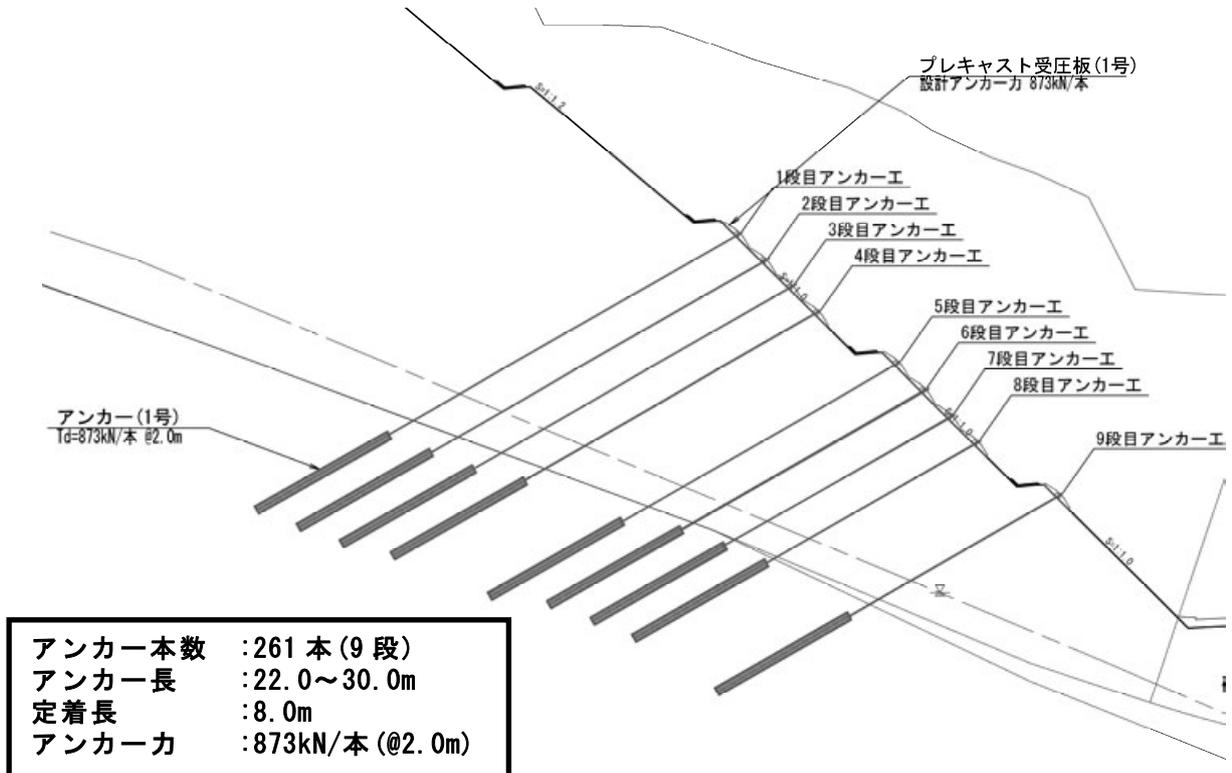


図 5 修正設計後の追加対策工断面図



図 6 修正設計後の追加対策工平面図

当事例では、リスクの事前回避は困難であり、施工中にリスクが発現する結果となったが、施工開始前に地中変位を計測するモニタリング孔を設置しており、定期的な観測を実施していたことから、リスク発現の発見が早く、迅速な対応が可能となった。

モニタリングを実施しなかった場合、発現したリスクの発覚が遅れたと予想され、その後の追加調査・修正設計・追加対策の対応が後手となり、工期遅延や工期延長を余儀なくされたと考えられる。本事例では、モニタリング施工の実施により、工期の遅延や延長を最小限に回避できた事例と考えられる。

### 3. データ収集分析

本事例では、モニタリング施工を実施した場合とそうでない場合について分析検討し、工期遅延・延長について考察する。なお、モニタリングを実施した場合の工程は、実際の工事工程を使用し、モニタリングを実施しなかった場合の工程は、「切土施工最終段階で目視によりリスクが発現した」と仮定した場合の工事工程を経験的な見地から推定した。

モニタリングを行っていない場合、概ね切土施工が完了した時期、1段目法面切土中及び切土後に法面構造物に変状が発生し、その後の対応を余儀なくされたと考えられる。

切土施工に伴い滑動した地すべり変位により、目視で確認可能な開口亀裂や段差変位が構造物に発生し、切土法面が変形していることが明らかになったと推定される。しかしながら、地山の地質状況やそれまでの変位累積状況、変位深度等不明な点が多く、追加調査を行うためには、安全確保を目的として、一時的に工事を中断し、法面の安定を確保する必要があったと考えられる。具体的な手順としては、押え盛土の施工により切土法面の安定を確保した後、調査・

観測を実施する。調査・観測により地すべり機構を把握した後、修正設計を行い、追加対策工を施工したと予想される。

今回の工事では、モニタリングの実施により、リスク発現の発見が早く、迅速な対応できた。また、発現前からの観測データ資料を利用することにより、法面変位形態(移動量や変位傾向方向等)の早急な把握が可能であったこと等、モニタリングを実施しない場合と比較して有利な状況であった。

リスク発現前後の観測データを分析した結果、法面変位は降雨の影響より、切土施工の影響を強く受けており、特にある限られた区間の掘削が大きな影響を与えていることが明らかになった。変位形態の詳細が把握されたことから、観測点数の追加や観測頻度を密にすることにより、法面変位を重点管理し、安全を確保した状況での追加調査や切土施工が可能となり、工事休止期間を短縮することに繋がった。

#### 4. マネジメント効果

リスクの計量化は、様式原案に従い、リスク回避時の実施工と、リスクが発現し回避できなかった想定時の工程・工費の比較によって行った。

施工管理者や施工者が、楽観的な対応によってモニタリングを実施せずに施工を行った場合、リスク発現は目視で確認することとなり、施工最終段階(1段目法面施工中)に発現したものと想定される。リスクは、法面構造物に亀裂等の変状となって発現し、応急対策として押え盛土を実施することになったと考えられる。押え盛土施工後、変状調査を開始し、地質状況の確認、観測機器の設置、観測の実施と段階的に作業が進んだと考えられる。しかし、事前の観測データ等が存在しないことから、調査・観測中の施工は完全に停止し、工事は長期中断を余儀なくされたと考えられる。その後、調査・観測結果より切土法面の変状状況、地山の変位状況、すべり面深度・形状等が把握され、修正設計が成され、追加対策の施工にフィードバックされたと考えられる。

図7に実際の工事工程とリスクが発現し回避できなかった場合の工事工程を比較して示す。

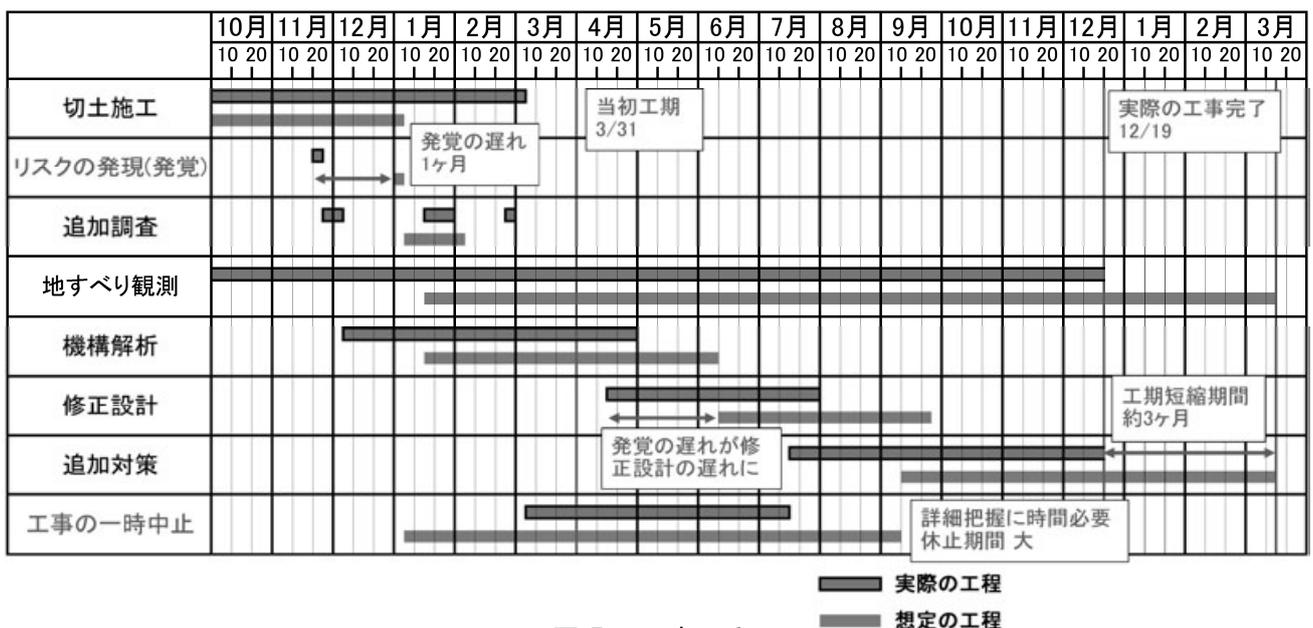


図7 工事工程

工事工程に示す通り、モニタリング施工を実施することが、リスク発現後の迅速な対応に繋がり、モニタリングを実施しない場合と比較して3ヶ月程度工期を短縮することができたと考えられる。

しかしながら、リスクの発現によって必要となる追加調査、修正設計や追加対策工は、両ケース共に同じと考えられ、工事費の増大は回避できないものであったと判断される。

表1にマネジメント効果を示す。また、当該工事は計画路線の共用時期が迫っており、工事の遅れは共用時期の遅れを引き起こす可能性があった(経済的損失)ことを追記しておく。

表1 マネジメント効果一覧表

ケース	費目	工事費(千円)		工期	その他
リスクを回避しなかった場合	追加調査	17,000	349,570	工事休止期間 8ヶ月	共用延期の可能性
	修正設計	4,000			
	追加対策工	328,570			
リスクを回避した場合(実績)	追加調査	17,000	349,570	工事休止期間 5ヶ月	
	修正設計	4,000			
	追加対策工	328,570			
リスクマネジメント(① - ②)		0		3ヶ月短縮	共用延期回避

#### 5. おわりに

本事例は、特に目新しい施工方法の紹介ではなく、通常切土施工やトンネルの坑口施工等を実施されているモニタリング施工についての分析を行った。非常に一般的な方法であり、感覚的にはリスク回避に繋がる対策であることは容易に理解できるが、マネジメント効果を分析することにより、より明確にその効果を認識することができた。

モニタリングの方法には、今回述べた孔内傾斜計観測の他、地表伸縮計観測や測量計測による地表移動量観測等、様々な方法があり工事費と比較して比較的安価な場合が多いことから、今後も積極的に活用していく必要性を再認識した。

C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目		データ		
対象工事	発注者		国土交通省			
	工事名		〇〇改良工事			
	工種		切土工			
	工事概要		施工段数:6段 施工高さ:H=42.0m 施工延長:L=100m			
	①当初工事費		172,200,000			
	当初工期		210日(7ヶ月)			
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期		切土施工途中(3段目)		
		トラブルの内容		地中深部において地すべり変位が発生 切土法面が斜面下方に変位		
		トラブルの原因		大規模な切土掘削		
		工事への影響		追加調査の実施 修正設計の実施 追加対策の施工		
	追加工事の内容	追加調査の内容		ボーリング調査 地下水調査 孔内傾斜計観測 地下水観測		
		修正設計内容		応急対策工の設計 追加対策の設計		
		対策工事		-		
		追加工事		押え盛土 アンカー工 排水ボーリング		
		追加費用	追加調査		17,000,000	
			修正設計		4,000,000	
			対策工		-	
			追加工事		328,570,000	
			②合計		349,570,000	
	延長工期		260日(8.7ヶ月)			
間接的な影響項目		-				
負担者		施工管理者				
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		切土施工最終段階		
		予測されたトラブル		地すべり変位に伴う構造物の変状 工期の延長、道路共用の遅延		
		回避した事象		モニタリングによる変位の早期発見 迅速な対応で被害が最小限		
		工事への影響		工期の延長・遅延 工費増大		
	リスク管理の実際	判断した時期		モニタリング孔に変位が現れた時		
		判断した者		施工管理者、施工者、調査観測者		
		判断の内容		発現したリスク、地すべりに対する 追加調査の実施 地すべり機構解析の実施 応急対策工の実施(押え盛土)		
		判断に必要な情報		すべり面深度 変位状況 地下水分布状況 地すべりの活動状況 追加工事の工程		
	リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング調査 地下水調査 地中変位量観測 地下水観測		

			修正設計	対策工の詳細設計	
			対策工	アンカー工 排水ボーリング	
		費用	追加調査	0	
			修正設計	0	
			対策工	0	
		③合計	0		
	回避しなかった場合	工事変更の内容		特になし	
		④変更後工事費		521,770,000	
		変更後工期		90日程度(3ヶ月)と想定	
		間接的な影響項目		道路共用の延期	
受益者		管理者 利用者(地域住民等) 納税者			
リスクマネジメントの効果	費用④-(①+②+③)		0		
	工期		90日程度(2ヶ月)		
	その他		予定日に道路を共用		

地質リスク学会 事務局

NPO 地質情報整備活用機構 事務局内

〒101-0047 東京都千代田区内神田1-5-13 内神田TKビル3F 301号室

(社)全国地質調査業協会連合会 事務局

〒101-0047 東京都千代田区内神田1-5-13 内神田TKビル3F 302号室

電話：03-3518-8873 FAX：03-3518-8876