

第 35 回調査・設計・施工技術報告会 論文集

2026 年 6 月

- 主催 公益社団法人 地盤工学会中部支部
- 共催 一般社団法人 建設コンサルタント協会中部支部
一般社団法人 中部地質調査業協会
- 後援 一般社団法人 日本建設業連合会中部支部
一般社団法人 日本応用地質学会中部支部

目 次

タイプ1（標準型）

1. 地下水観測孔の状態とストレーナータイプが与える流向流速測定結果への影響 001
都築 孝之（日本物理探鑛(株)）
竹内 篤雄（自然地下水研究所）
宮崎 基浩, 原澤 剛史（芙蓉地質(株)）
岩瀬 信行, 五十嵐 慎久（キタイ設計(株)）
2. 豪雨による小崩壊とそれに伴う斜面の不安定化に関する再現解析と
対応策の検討（その2） 009
藤井 孝文, 葦沢 竜夫, 河合 亮典（大日コンサルタント(株)）
桂川 修, 吉川 高広, 沢田 和秀（岐阜大学）
3. 東海層群の地質特性と表層崩壊の関連性 017
ー中央自動車道切土のり面のリスク評価と予防保全への取り組みー
西上 大二郎, 山崎 充, 岡戸 宏徳（中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋(株)）
上野 慎也（中日本高速道路(株)）
小島 淳一（(株)アイコ）
4. 南海トラフ巨大地震を想定した地層構成の異なるため池の耐震性検討 025
野瀬 康平, 中井 健太郎（名古屋大学）
今井 健太郎, 肥前 大樹（海洋研究開発機構）
高橋 成実, 水井 良暢（防災科学技術研究所）
久保 栞, 三好 正明, 金田 義行（香川大学）
5. 性能の異なる複数センサによる地盤常時微動計測の可能性検討 033
永坂 英明（中日本建設コンサルタント(株)）
坪井 誠治（東海テクノセンター(株)）
吉川 高広, 沢田 和秀（岐阜大学）
6. ダウンザホールハンマー掘削機械の計測データに基づく杭支持層評価 041
渡邊 直人（(株)ケー・エフ・シー）
山本 拓治（一般財団法人先端建設技術センター）
阿波 宏司（アールシーアイ(株)）
新保 泰輝（石川工業高等専門学校）
7. 味噌川ダム堤体基礎の間隙水圧の評価 047
櫻井 彰大, 佐藤 英一（(独)水資源機構）

タイプ2（簡易型）

8. 名神高速道路一宮地区渋滞多発区間における対策工事及びその効果について 053
中村 耕一郎, 黒川 正弘, 中田 智之 (中日本高速道路(株))
9. 既設配管ラック下の低所における回転杭の施工について 054
川島 知之, 小林 且典 (東邦ガス(株))
10. 東富士五湖道路の空洞化対策事業概要と維持管理 055
中島 康介, 藤岡 一頼, 早野 智彦, 柄澤 隆大, 杉澤 大達 (中日本高速道路(株))
田坂 真智 (中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京(株))
11. 傾倒した締切矢板の本設護岸への活用 056
中嶋 亮太, 新谷 裕美, 釘持 将人, 中村 宏樹, 岡田 直也 (株建設技術研究所)
12. 流動化処理土の硬化促進技術の研究開発 057
和泉 彰彦, 芝辻 楓雅 (徳倉建設(株))
佐藤 陽帆, 金田 一広 (千葉工業大学)
13. 打球探査法の吹付けコンクリートへの適用性の検討 058
松本 修治, 栗山 和之 (鹿島建設(株))
池尻 健 (株セントラル技研)
14. 繊維補強によるセメント使用量削減効果に関する研究：
実験的検討から実用化への展望 059
ガニエフ ジャホンギルベク, 外木場 康将, 麻生 真司 (株奥村組)
酒井 崇之, 中野 正樹 (名古屋大学)
15. クラスタリング技術を援用した極限平衡理論に基づく広域斜面安定解析 060
渡邊 康介, 今井 哲久, 久住 隆夫 (中部電力(株))
森口 周二, 寺田 賢二郎, 野村 怜佳 (東北大学)
16. 紀勢道4車線化事業における BIM/CIM の取り組み 061
甲斐 リサ, 上野 慎也, 藤岡 一頼, 長濱 正憲 (中日本高速道路(株))

タイプ1(標準型)

地下水観測孔の状態とストレーナータイプが与える流向流速測定結果への影響

日本物理探査株式会社 正会員○都築 孝之
自然地下水研究所 竹内 篤雄
芙蓉地質株式会社 正会員 宮崎 基浩, 原澤 剛史
キタイ設計株式会社 正会員 岩瀬 信行, 五十嵐 慎久

1. はじめに

単孔式流向流速測定においては、裸孔状態で測定する場合を除き、孔壁と測定用パイプとの間に間詰材（または「フィルター材」）を充填することが必要であるが、これを基準化したものはなく、その重要性について詳しく述べられているものは少ない。また、ストレーナー（または「スクリーン」）については必要な開孔率についての記述はあるが、その形状（丸穴やスリットなど）については明記されていないのが現状である。筆者らが 2000 年に地すべり関係の技術者にアンケートを行ったところ、地下水観測孔の仕上げ方において間詰材を利用していない事例が回答者全体の 3 割弱もあり、ストレーナーの形状については丸穴 7 割に対して、スリットが 2 割程度という結果を得ている¹⁾。アンケートからすでに 25 年が経過しており、当時は丸穴タイプのストレーナーが主流であったが、市販され入手しやすいことから、近年では横スリットタイプの使用例が多くなっている可能性が考えられる。

筆者らは近年、横スリットタイプのストレーナーを用いた流向流速測定の結果、複数の箇所までとは異なる流向解析図が得られたことをきっかけに、観測孔の状態やストレーナーの違いによる観測孔内の水の流れを調べる目的で小型～大型水槽を用いた実験を行った^{2) 3) 4)}。

ここではこれまでに行った複数回におよぶ実験結果についてあらためて整理し、間詰材の重要性ならびにストレーナーの使用上の留意点について報告する。

2. 単孔式加熱型流向流速計の原理と測定方法

単孔式流向流速測定は、固体粒子追跡型と溶液濃度追跡型の二つに大別される⁵⁾。それらの例として、前者は地下水中に浮遊する微細粒子の移動をテレビカメラなどで追跡する「テレビ法」が、後者にはヒーターによって加熱された地下水をトレーサーに温度センサを用いてその移動を検出する「熱量法」がそれぞれ挙げられる。いずれの方法も観測孔内を流れる地下水の速さを求めるもので、地盤内を流れている地下水の流速を直接測っているわけではない。このため、各方法において測定結果からダルシー流速（見掛けの流速）または真の流速への変換が行われており、その変換方法は測定装置によって異なっている⁵⁾。

筆者らが扱う単孔式加熱型流向流速計（以降「FDV」）は、竹内篤雄らにより開発された測定器⁶⁾で、大型水槽を使った実験により開孔率1%、5%、8%、10%、13%、15%、20%に対してダルシー流速に変換する回帰式が得られている。なお、実験に使用したストレーナーの形状はφ5mm～φ6mmの丸穴である。

FDVは、ヒーターの外殻に沿って8個の測温体を等間隔に配置しており、またセンサ上部には磁気計測モジュール（方位計）がセットされている（図-1）。

測定は、センサ挿入による孔内水の乱れが収まったのを確認してから開始する。まず自然状態の孔内水温度を200秒間計測する。その後ヒーターの電源を入れ、電圧を一定の状態を保ちながらその800秒後にヒーターの電源を切る。そしてさらに200秒程度計測を続けた後終了としている。なお、測定データは10秒ごとに記

Influence of groundwater observation borehole conditions and strainer type on flow direction and velocity measurements: Takayuki Tsuzuki (Nippon Geophysical Prospecting Co.,Ltd.) , Atsuo Takeuchi (Natural Groundwater Research Institute) , Motohiro Miyazaki, Tsuyoshi Harasawa (FUYO CORPORATION) , Nobuyuki Iwase, Norihisa Igarashi (Kitai Sekkei Co.,Ltd)

録されるようにプログラムされている。

図-2に測定データを整理した各測温体の温度変化図を示す。測定開始200秒後のヒーター加電により、各測温体の温度差（自然状態時の温度との差）が急激に上昇するが、孔内に流入する地下水温とヒーター熱とが均衡することで上昇が止み、断電まで安定した温度差を示す。

測温体のヒーター加電前の温度と加電中の安定区間の温度との差は、地下水の流速が遅いほど大きく、速いほど小さくなることが実験から判明している。このことを利用して、各測温体のヒーター加電前後の温度差と地下水流速との関係をストレナー管の開孔率毎に予め求めておくことで、測定で得られた温度差から地下水流速を求めることが可能となる。図-3にFDV測定による開孔率15%の丸穴ストレナーに対する温度差と流速（ダルシー流速）との相関図を示す。

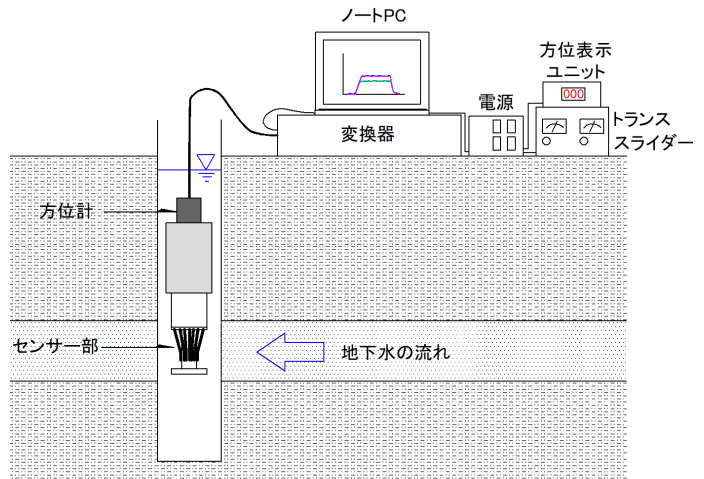


図-1 FDV のシステム構成⁶⁾

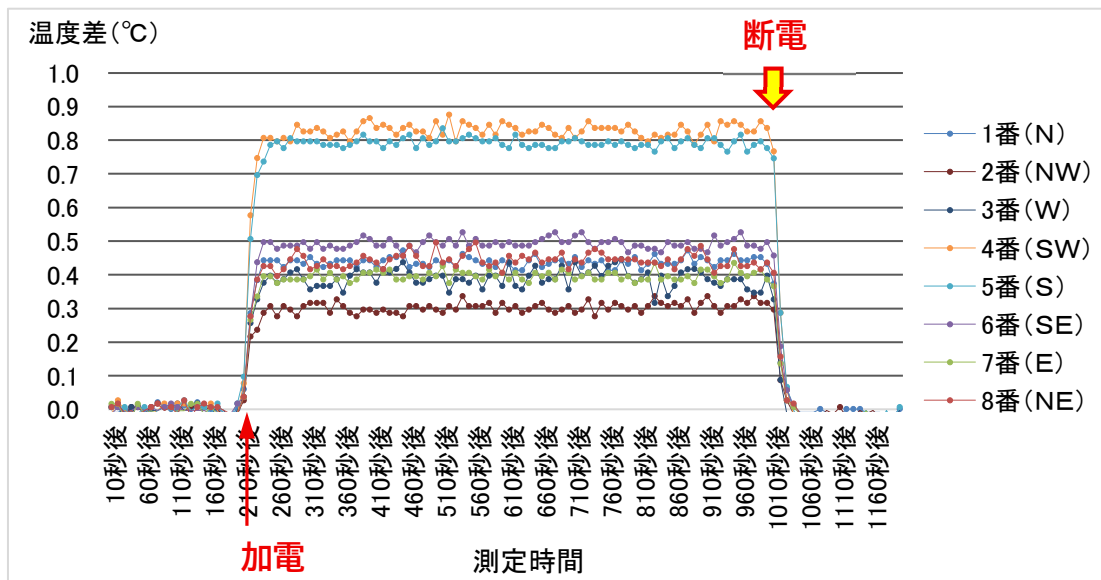


図-2 各測温体（1～8番）の温度差変化図

流入する地下水の流速が一定の場合は、加電後ある程度まで温度差が上昇すると、以降はほぼ安定した温度差分布が得られる。

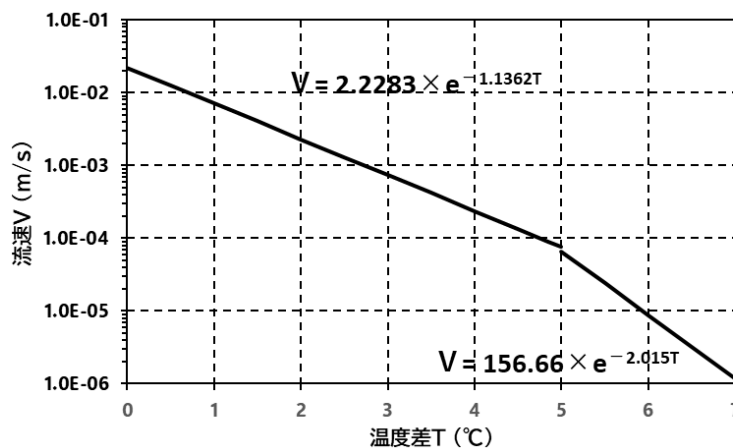


図-3 FDV による丸穴ストレナー開孔率 15%における温度差－流速相関図⁶⁾

一方、流向については上述した安定区間の任意の時刻における各测温体の温度差分布から流向を推定している。図-4に流向判定の原理図を示す。

地下水の流れがない場合、センサ中心部のヒーターを加電することで発生した熱は周囲に均等に拡散し中心部から外側へ同心円状に温度分布が形成される（図-4左）。地下水の流れがある場合、発生した熱は地下水の流れに乗って下流方向に移流する（図-4右）。そのために上流側は低温域を、下流側は高温域をそれぞれ示すことになり、この温度分布から流向を推定することが可能となる。

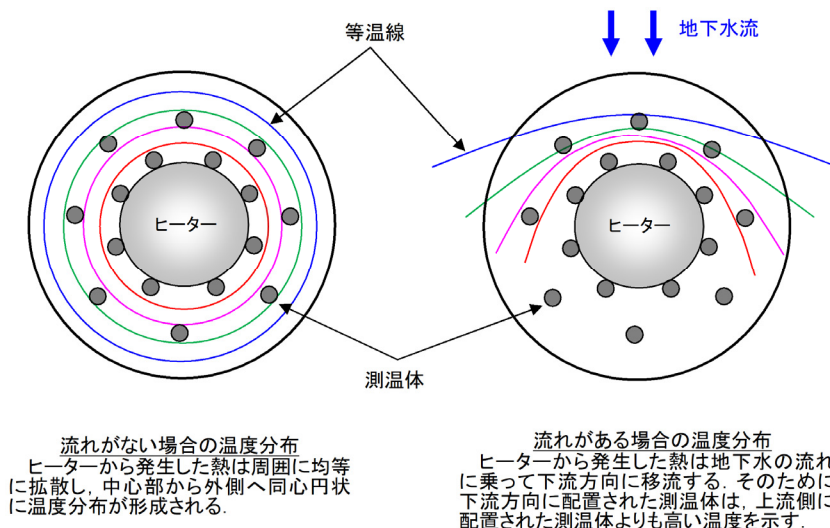


図-4 FDV型流向流速計の流向判定の原理⁶⁾

次に、流向を求めるための一般的な流向解析図を図-5の左に、異常な流向解析図を図-5の右側にそれぞれ示す。図-5の各図はセンサ部を上から見たように表現しており、視覚的に流向がわかるように工夫されている。すなわち、図の中心から左回りに等間隔で各测温体の温度軸が配置され、測定時にセンサに取り付けた磁気方位計で1番测温体を北に向くようセットすることで、図の最上部が北方向を示すようになっている。図の中心から同心円状に描かれているのは等温軸で、外側ほど温度が高い配列としている。この座標図に、ヒーター加電時において温度差が一定となる安定区間の任意時刻の各测温体の温度差値をプロットし、それぞれを線分で繋げたものが流向解析図（同時刻温度差分布図）である。

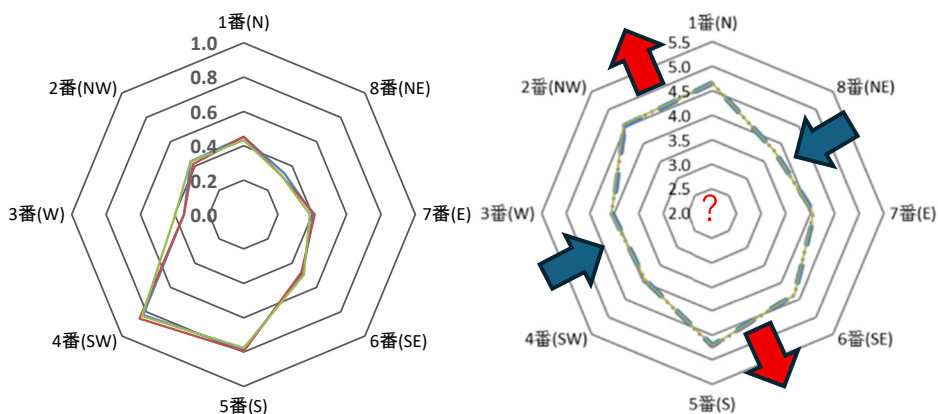


図-5 正常な流向解析図（左）と異常な流向解析図（右）

矢印は地下水の流れの方向を示す。

通常であれば、図-5の左図に示したように、地下水流の上流方向を示す低温域と下流方向を示す高温域とが明瞭に描出され、この図から地下水の流動方向を推定することができる。

一方、図-5の右図では、2つの高温域と2つの低温域とがそれぞれ向かい合って分布する「紡錘型（“算盤型現象”と呼んでいる）」の温度差分布図が描かれているが、これでは地下水の流動方向を正しく推定することができない。そしてこのような異常な流向解析図が、横スリットタイプのストレーナーを使用したいくつかのサイトで同じ観測孔の複数の深度で得られた。なぜこのような現象が生じたのかについて、まず小型水槽による実験を行った。

3. 小型水槽による地下水流動の可視化実験

実験用水槽はアクリル樹脂を使い、長さ1.0m、幅0.13mおよび0.30m、深さ0.1mおよび0.15mの2種類の箱型に作製した。そこに地盤材として目地材（φ3～7mmの角礫）または2号珪砂（平均φ3mmの垂角～角礫）を詰め、水槽の中央に20#のステンレス網で作成した円筒（φ95mm）を設置し、これをボーリング孔と見立て、その中に測定用パイプとしてのストレーナー管（VP50）を入れた。ストレーナー管は、比較のために開孔率10%および13%の丸穴タイプと開孔率12.06%および20.00%の横スリットタイプ（スリット幅はそれぞれ0.5mmおよび1.0mm）の4種を用意した。また、間詰材は地盤材と同じものを使用し、間詰材を入れた場合と入れない場合とで行った。

表-1に実験の内容を整理して示すとともに、図-6には小型水槽の実験風景と使用したストレーナー管をそれぞれ示す。実験は、水槽の上流側から水を入れ、下流側でその排水量と水深から水槽（地盤に相当）内を流れる水の流速（ダルシー流速）を求めた。与えたダルシー流速は $4.9 \times 10^{-4} \sim 1.7 \times 10^{-3} \text{m/s}$ の範囲である。水の流れは蛍光試薬（Fluorescein Sodium）で可視化した。

表-1 小型水槽による実験の内容

地盤材および間詰材	間詰材	ストレーナータイプ	開孔率(%)	備考
地盤材と間詰材は同じ材料とし、 ①目地材（φ3～7mmの角礫） ②2号珪砂（平均φ3mmの垂角～角礫） の2ケースで実施	①間詰材を入れた場合 ②間詰材を入れない場合 の2ケースで実施	丸穴	10	穴の直径は5mm, 手作り
			13	穴の直径は6mm, 手作り
		横スリット	12.06	スリットの幅は0.5mm, 市販品
			20.00	スリットの幅は1.0mm, 市販品

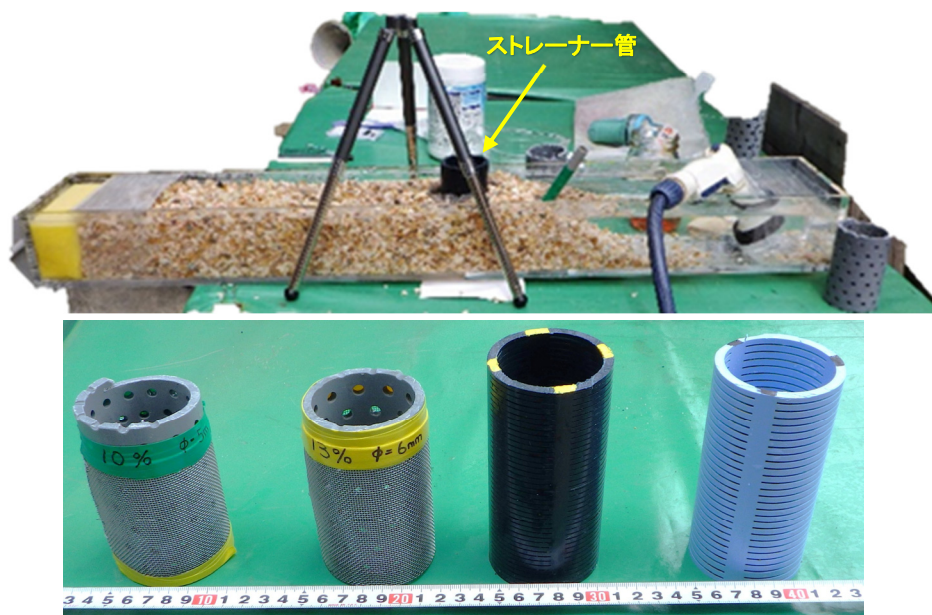


図-6 小型水槽による実験風景（上段）と使用したストレーナー管（下段）

実験に使用したストレーナー管は、左から丸穴タイプ（開孔率10%および13%）、横スリットタイプ（開孔率12.06%および20.00%）の4種類である。

実験にあたり、横スリットの無孔部分が上流側で地下水の流動阻害を起し、本来低温域である上流側も高温域となり、それが図-5の右図に示した2つの高温域を生じさせた可能性を考えた(図-7)。そこでストレナー管の中心にヒーターと似たサイズの円柱管(疑似ヒーター)を配置し、横スリットの無孔部分を上流に対していくつかの方向に配置して蛍光試薬でストレナー管内の地下水の流れを観察した。実験の結果を以下に示す。

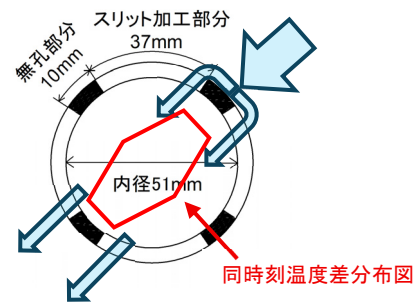


図-7 無孔部の配列と算盤玉現象との関係の想像図

- (1) 間詰材を入れない場合は、ストレナーのタイプに関係なく、水はストレナー管の外周をまわって下流へ流れ、管内に水はほとんど入ってこないことが確認された(図-8左)。それは横スリットの方が顕著であった。

- (2) 間詰材を入れた場合は、管内に水が速やかに浸入し下流へと流れることが確認された(図-8右)。また、管内を流れる水の速度は、丸穴タイプに比べて横スリットタイプでは1/2前後遅いことが確認された。



図-8 可視化した観測孔内の水の流れ

(左:間詰材無し, 右:間詰材あり, 写真上が上流側)

- (3) 流向流速計をイメージして疑似ヒーターをストレナー管中央に配置した結果、横スリットタイプのストレナーでは、上流側無孔部付近では水の流れが非常に遅いか滞留することが判明した(図-9)。この現象は具体的には、蛍光試薬で染色された水が管内に入ってきてすぐは無孔部付近に試薬の入らない影(水の停滞域)ができ、やがてゆっくりと拡散侵入によって試薬が影部に入ると影は消失するが、水の流れて管内の試薬が下流側へすべて流出した後も上流側の無孔部分に試薬が残留することで確認した。この時、疑似ヒーター下流側にも同様の現象が確認されている。図-9はその際の状況を示したものである。
- (4) 追加実験として、ストレナー管を入れない裸孔状態で水の流れを可視化した結果、試薬は孔中心から上流へ120度の範囲から孔中心へ向かって流入し、中心付近からは平行に下流へ流れることが確認された(図-10)。

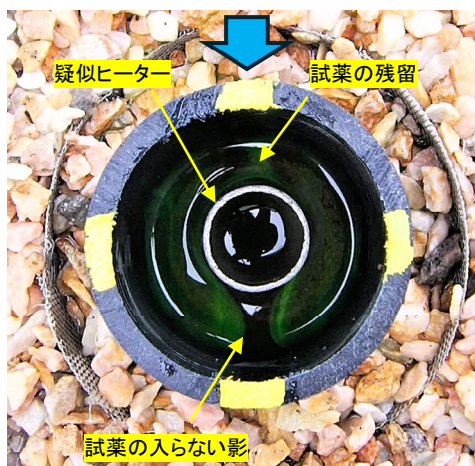


図-9 疑似ヒーター挿入後の様子
(ストレナー管の黄色印は無孔部)

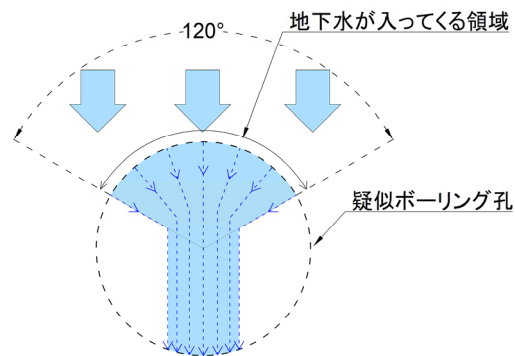


図-10 裸孔状態での孔内への水の流れ
(図-8右の水の流れもこの実験で確かめられた)

実験結果 (1) から、間詰材を入れない観測孔では正確な地下水流動が計測されないことが判明した。これはストレーナー管の無孔部の抵抗が原因と考えられる。

実験結果 (2) から、横スリットタイプのストレーナー管を使用した場合、丸穴タイプのストレーナー管で回帰式を得ているFDVでは流速の算出値に誤差が生じる可能性が高いことが予想された。

実験結果 (3) から、横スリットタイプのストレーナー管では上流側の無孔部付近で水の流れが周りに比べて遅いか滞留するため、本来であれば低温域となるところが高温域となり、下流側の高温域を合わせて“算盤玉現象”が生じるものと推察された。

実験結果 (4) から、無孔部が上流直方向に向いていなくても、上流方向に対し左右60度までの範囲にあれば流動障害が起こり算盤玉現象が生じる可能性があることが解った。

実験結果 (2) から予想されたストレーナータイプの違いによる流速算出式の違いを確認するために、大型水槽による実験を行った。

4. 大型水槽による横スリットストレーナー実験

実験水槽はアクリル樹脂と鋼製枠からなる、長さ1.5m、幅0.6m、深さ0.6mの箱型で、上下流側に受水槽と排水槽が設置されている (図-11)。受水量は流量計または定量器で、排水量は定量器でそれぞれ測り、ストレーナー管位置で水深を測ることで水槽内の水の流速 (ダルシー流速) を算出した。与えたダルシー流速は $3.787 \times 10^{-6} \text{m/s} \sim 1.800 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 間の19種 (各2~3回測定) で、地盤材と間詰材には $\phi 2 \sim 5 \text{mm}$ の豆砂利を使用した。



図-11 大型水槽による実験風景

図-12 に実験の結果得られた平均温度差と流速との関係を示す。図から以下のことが読み取れる。

- ①温度差 4.15°C 以下は、流速と温度差に明瞭な相関がある。
- ②その傾向は温度差 4.86°C まで最大速度値として得ることができる。
- ③ただし、 4.36°C 以上になると、温度差に対して流速にばらつきが生じる。換言すると、同じ流速に対して複数の異なる温度差が得られる。
- ④さらに 4.71°C 以上になるとそのばらつきの幅が2 オーダー以上に広がる。
- ⑤回帰式は類似開孔率の丸穴タイプと比べて $0.5 \sim 1$ オーダー近い差がある。

これらのことから、FDV をはじめとする熱量法では、同じ開孔率でもストレーナーの形状によって得られる回帰式は異なることが判明した。

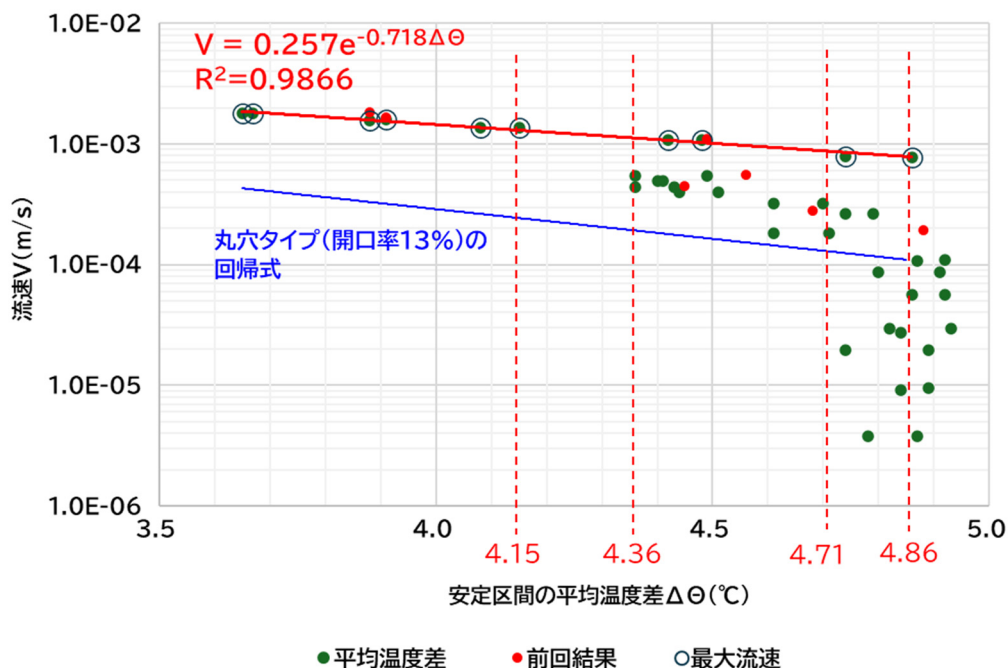


図-12 実験で得られた平均温度差とダルシー流速との関係

赤線が本実験で得られた横スリットタイプの回帰線で、青線が丸穴タイプの既知の回帰線。実験データを示す緑の丸印を黒抜き丸で重ねたデータは、各平均温度差における最大流速を示す。また、赤丸は前回結果とあるが、本実験の10ヶ月前に先行して行ったデータである。

5. 間詰材の必要性

地下水観測孔の仕上げにおいて、施工上などの理由でストレーナー管の残置ができず回収にも手間がかかるために、間詰材を入れないケースが少なくない。今回の実験結果から、間詰材が無いケースではストレーナー管内に地下水はほとんど入ってこないことが判明した。

なお、間詰材を使わない場合で地下水がストレーナー管内に入るのは、ストレーナー管がボーリング孔の上流側の孔壁に接触している場合のみであることも小型水槽実験の際に確認できている。また、ボーリング孔内の一部が孔壁の崩壊により間詰材を入れた時と同じ状況になっているケースも少なくはないであろうが、このようなケースを除けば、間詰材を使っていないストレーナー管での流向流速測定で得られたデータの精度および信頼性はほとんど期待できないであろう。

6. まとめ

いろいろなシーンで使われている流向流速測定装置だが、その多くはストレーナーの開孔率についての条件はあるものの、間詰材の有無やストレーナーの形状（丸穴、横スリット、縦スリットなど）についてはほとんど触れていないのが現状である。今回実施した小型水槽および大型水槽による実験結果は、間詰材の重要性を示すとともに、FDVのように実験水槽に与えたダルシー流速とヒーター加電による测温体の温度差との相関から流向流速を求める方法では、開孔率だけでなくストレーナーの形状に応じた回帰式を得る必要があることを示すものである。

なお、観測孔の仕上げ方については、全地連のホームページに資料¹⁾が掲載されているので、それを参考に観測孔を仕上げ、精度の高い流向流速測定を行うことが望まれる。

参考文献

- 1) 全地連ホームページ内資料「地下水調査のための観測孔の仕上げ方マニュアル（案）」，（最終閲覧日2026年3月10日）. <https://www.zenchiren.or.jp/geocenter/zenchi/docs/manual.pdf>
- 2) 都築孝之，竹内篤雄，山西正朗，宮崎基浩，五十嵐慎久（2023）：地下水観測孔内部の流動状況の可視化実験報告（その1），日本応用地質学会，令和5年度 研究発表会講演論文集,論文 No.67.
- 3) 五十嵐慎久，竹内篤雄，都築孝之，岩瀬信行，近藤恵太（2023）：地下水観測孔内部の流動状況の可視化実験報告（その2），日本応用地質学会，令和5年度 研究発表会講演論文集,論文 No.68.
- 4) 都築孝之，竹内篤雄，宮崎基浩，原澤剛史，岩瀬信行，五十嵐慎久（2025）：地下水観測孔の仕上げ方が与える流向流速測定結果への影響,全国地質調査業協会連合会，技術フォーラム2025，論文 No.CM60.
- 5) 地盤調査の方法と解説（2013）：公益社団法人地盤工学会,pp.629-633.
- 6) 竹内篤雄（1996）：温度測定による流動地下水調査法，p.480，古今書院

豪雨による小崩壊とそれに伴う斜面の不安定化に関する再現解析と対応策の検討（その2）

大日コンサルタント（株） 正会員 ○藤井孝文, 葺沢竜夫, 河合亮典
岐阜大学 学生会員 桂川修, 国際会員 吉川高広, 沢田和秀

1. はじめに

郡上市大和町の奥田洞谷（図-1 参照）では、平成30年7月と令和2年7月の豪雨により、谷上部の同一斜面で2回の崩壊が発生した。既報告¹⁾では、その原因が斜面の地層構造と豪雨による地下水位上昇にあると分析されている。本報告は、崩壊メカニズムの解明と崩壊拡大の予防的対応策の検討を目的とする。1回目の崩壊が2回目の崩壊の引き金となった現象を数値解析で再現し、崩壊拡大メカニズムを考察する。さらに、小規模崩壊発生段階での崩壊拡大の早期察知と、予防的対応策を講じるための調査・検討手法について提案する。



図-1 位置図

（出典：地理院タイルに被災箇所等を追記）

2. 災害の概要

本検討では、写真-1に示す奥田洞谷の溪流源頭部で発生した2回の大規模な斜面崩壊に着目し、その崩壊と対策の状況について、前回の報告の一部を訂正・補足する。

平成30年7月豪雨では、溪流源頭部の斜面が崩壊し、崩土のうち約5,000m³の土砂が下流へ流下した。既設の砂防堰堤は約4,000m³の土砂を捕捉したが、滑落崖下方には約5,500m³の不安定土砂が残存した。災害後、砂防堰堤の除石が行われ、さらに不安定土砂対策として通常砂防事業による砂防堰堤の嵩上げが計画された。また、斜面上部の地すべりブロック拡大のおそれから、治山事業による発生源対策も予定された。

しかし、令和2年6月豪雨により滑落崖上部にクラックが発生し、緊急度が高まったため、災害関連緊急砂防事業が採択された。この時点では、砂防堰堤嵩上げに加え、約30,500m³の地すべりブロック対策工が計画されていた。ところが、これらの実施前の令和2年7月豪雨により、平成30年を上回る大規模な崩壊が発生し、約18,500m³の土砂が流出した。この際、砂防堰堤は約3,000m³の土砂を捕捉した。災害後は約7,200m³の除石が行われたが、なお溪床には約11,300m³の土砂が残存した。さらに斜面上部の地すべり土塊は約57,000m³に拡大していたことが判明した。これを受け、災害関連緊急砂防事業の土砂収支計画が見直され、砂防堰堤嵩上げと地すべりブロック対策工が実施された。



写真-1 奥田洞谷の崩壊写真（左：第1回崩壊後 [平成30年9月28日撮影]，中央：クラック発生時 [令和2年6月15日撮影]，右：第2回崩壊後 [令和2年7月8日撮影]；岐阜県提供資料）

Reproduction analysis and consideration of countermeasures for minor landslides and associated slope instability caused by heavy rainfall Part 2.: Takafumi Fujii, Tatsuo Nirasawa and Ryosuke Kawai, (Dainichi Consultant INC. and Shu Katsuragwa, Takahiro Yoshikawa and Kazuhide Sawada (Faculty of Engineering, Gifu University.)

このように、一度崩壊した斜面が数年後に再崩壊し、被害が拡大する事例は少なくない。しかし、現行の災害復旧事業においては、予防保全的な対応が取りにくいという側面がある。今後は、さらなる被害拡大を防ぐため、予防保全を含めた幅広い対策の考え方を提案していく必要がある。そのためには、斜面の不安定化メカニズムを科学的に解明し、具体的な根拠に基づいて対策の必要性を示すことが重要である。

3. 検討方法

3.1 検討概要

本研究では、奥田洞谷崩壊斜面を対象に、部分的な崩壊を契機として斜面全体が不安定化し、崩壊が拡大する過程を数値解析によって再現することを試みた。数値解析には、斜面が降雨浸透によりどのように変形・破壊するかを解析可能な手法として、三相系弾塑性有限変形解析コード²⁾を用いた。解析に際し、本解析コード搭載の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model³⁾のパラメータ設定に必要な三軸試験結果や、透水性・保水性に関する土質試験結果が十分に得られていなかったため、斜面モデルに実際の土質特性を直接反映することは困難であった。そこで本研究では、材料物性の厳密な再現よりも、実際の事例と整合する変形・崩壊挙動の再現を優先することとし、平成30年7月豪雨で発生した1回目の崩壊の形状と範囲を二次元解析モデルにより再現することを目標とした。解析の結果、遷急線付近では力学的に不安定な状態にあり、降雨が集水しやすいことが示された。これらの条件が、崩壊開始および斜面上部への進展を促進する主要因である可能性が示唆された。

3.2 解析断面と境界条件

奥田洞谷の1回目の崩壊の再現解析断面は、図-2に示すレーザ測量成果データから得られた3次元モデルを用いて作成した。この3次元モデルには、現地調査、地形図、およびボーリング調査から推定された難透水層の面構造も反映させた。

解析断面は図-3に示す通り、3次元モデルから、レーザ測量成果データに基づく地表面モデルと難透水層の面構造を考慮し、崩壊の主側線 a-A 線に沿った断面図を切り出して作成した。地質断面は、地質調査を参考に、難透水層の上部および下部の地層をそれぞれ風化岩1(以下W1層)、風化岩2(以下W2層)に区分した。地質調査および原位置試験の結果、W1層はせん断強度が低く、崩壊リスクの高い移動層とみなされる一方、W2層は比較的強度が高い不動層であると考えられる。

解析モデルの断面構成と境界条件を図-4に示す。崩壊が主にW1層内で進行し、W2層には達していなかったことから、W2層は解析対象から除外した。W1層上面の地表面形状は平成25年の航空レーザ測量データに基づき、難透水層の形状を保持しつつ、解析上の簡略化のため形状の折点数を削減した。材料は難透水

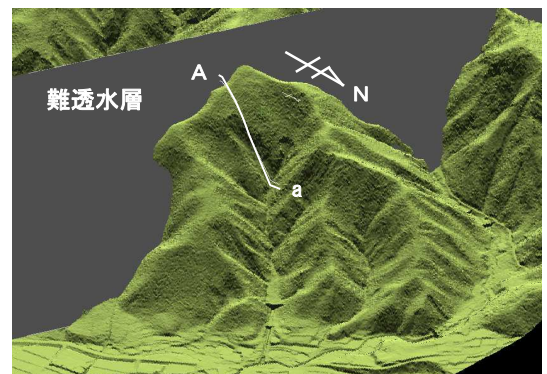


図-2 3次元地形モデル(平成25年レーザ測量成果から作成)

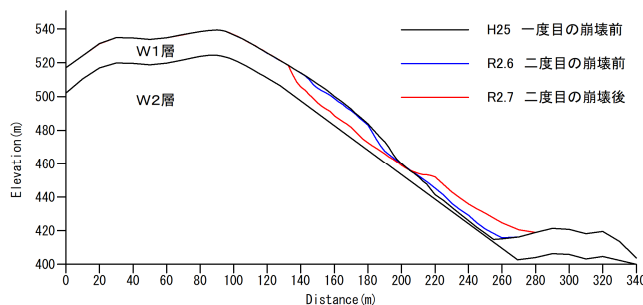


図-3 奥田洞谷の解析断面

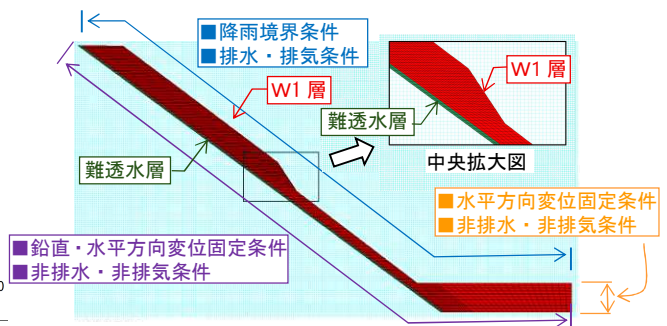


図-4 解析モデル断面図と境界条件

層と W1 層の 2 種類とし、それぞれ緑色、赤色で示した。解析範囲は水の流動条件を考慮して設定した。谷上部は尾根地形であり外部からの地下水流入が少ないと想定されるため、難透水層と W1 層の交点より上流側を除外した。谷下部についても、崩壊斜面への水流入がないと判断し、地形の起伏を省略した。

境界条件については、右端は水平方向変位固定および非排水・非排気条件、地盤底面は鉛直・水平方向変位固定および非排水・非排気条件、地表面は降雨境界および排水・排気条件とした。

3.3 材料パラメータの決定

土骨格の弾塑性構成式である SYS Cam-clay model の材料定数と初期値を表-1 に示す。前述の通り、本対象斜面では材料定数の決定に十分な土質試験結果が得られていないため、本解析コードを適用した実崩壊事例である逢初川土石流災害⁴⁾の報告書に掲載された盛土の材料定数を採用した。この材料定数を用いて、実際の崩壊を再現できるような初期値を検討して、設定した。

土の水分特性に関する van Genuchten⁵⁾モデルおよび Mualem⁶⁾モデルの材料定数、初期値、その他の物性値を表-2 に示す。飽和透水係数、乾燥透気係数、および水分特性に関する定数は、逢初川土石流災害の報告書を参考に、難透水層より W1 層の方が透水性が高く、保水性が低くなるよう設定した。水分特性曲線を図-5 に示す。初期状態は、構造、過圧密比、応力比、異方性、間隙水圧、間隙空気圧 (0 kPa)、および飽和度 (水分特性曲線から計算) を基礎地盤・堤体内で一様と仮定し、比体積のみ土被り圧に応じて分布させた。

表-1 土骨格の構成モデルに関する材料定数の初期値

弾塑性パラメータ			
		難透水層	W1 層
正規圧密線 ($v-\ln p'$) における $p'=98.1$ kPa のときの比体積	N	2.22	2.22
限界状態定数	M	0.95	0.95
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.15	0.15
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.05	0.05
ポアソン比	ν	0.30	0.30
発展則パラメータ			
正規圧密土化指数	m	10.0	10.0
構造劣化指数	a	0.1	0.1
	b	1.0	1.0
	c	1.0	1.0
	c_s	0.2	0.2
回転硬化指数	b_r	0.0	0.0
回転硬化限界面	m_b	1.0	1.0
初期値			
構造の程度	$1/R'_0$	2.0	2.0
過圧密比	$1/R_0$	2.0	2.0
間隙比	e_0	分布	分布
応力比	η_0	1.0	1.0
異方性の程度	ζ_0	0.0	0.0

表-2 水の水分特性に関する材料定数とその他の物性値

水分特性曲線			
		難透水層	W1 層
最大飽和度 %	s_{max}^w	100.0	100.0
最小飽和度 %	s_{min}^w	60.0	60.0
van Genuchten パラメータ kPa^{-1}	α	0.075	0.10
van Genuchten パラメータ ($m'=1-1/n'$)	n'	2.00	2.00
飽和透水係数 m/s	k_s^w	7.50×10^{-7}	1.02×10^{-5}
乾燥透気係数 m/s	k_d^a	1.00	10.0
初期間隙水圧 kPa	p_0^w	-6.0	-6.0
その他の物性値			
土粒子密度 g/cm^3	ρ^s	2.709	2.709
水の体積弾性係数 kPa	K_w	2.19×10^6	2.19×10^6
空気の気体定数 $m^2/s^2/K$	\bar{R}	287.042	287.042
絶対温度 K	Θ	293.15	293.15

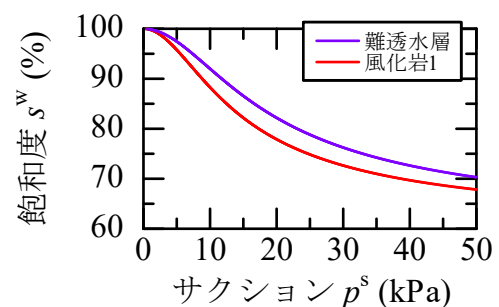


図-5 不飽和浸透特性

3.4 降雨条件

降雨条件には、奥田洞谷の最寄りの観測所である水文水質データベースの八幡観測所の観測データを用いた。

事前降雨として、2014年から2017年の年間降水量を整理した結果、年平均降水量は約2,600mmであった。そこで、助走期間の降雨条件として、年平均降水量2,600mmから年平均蒸発量600mmを差し引いた2,000mmを地表面境界条件として与え、定常状態に達するまで数値解析を実施した。

崩壊の再現計算は、助走期間の後に、豪雨状態

の降雨として、観測所の12日間（平成30年6月27日～7月8日）について、日雨量に相当する降雨をそれぞれの時間帯に与えた。なお、災害発生日は計算期間12日目の7月8日未明（深夜2～3時頃）である。

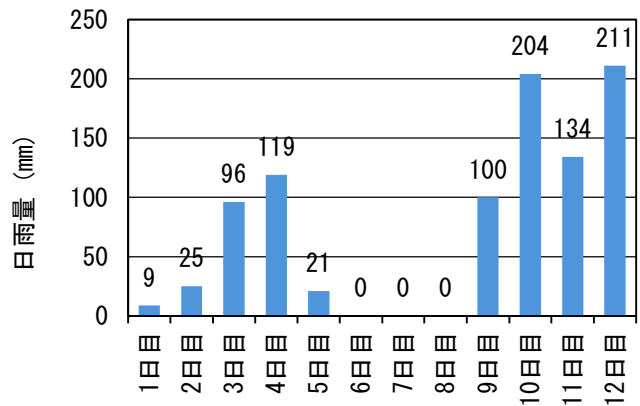


図-6 豪雨時の降雨データ

4. 解析結果

4.1 助走期間

助走期間の解析終了後の定常状態を図-7に示す。飽和度分布からは、斜面上部から下部へ、また地下から地表にかけて飽和度が高くなる傾向が確認された。特に、斜面中央の遷急線では局所的に飽和度が高く、水が滞留していることが示された。これは、遷急線を境に難透水層に直交する斜面幅が小さくなり、斜面内の水が滞留するためと考えられる。過圧密比分布では、遷急線周辺に過圧密比が1に近い領域が分布しており、当該部位が力学的に不安定な状態にあることが示唆された。

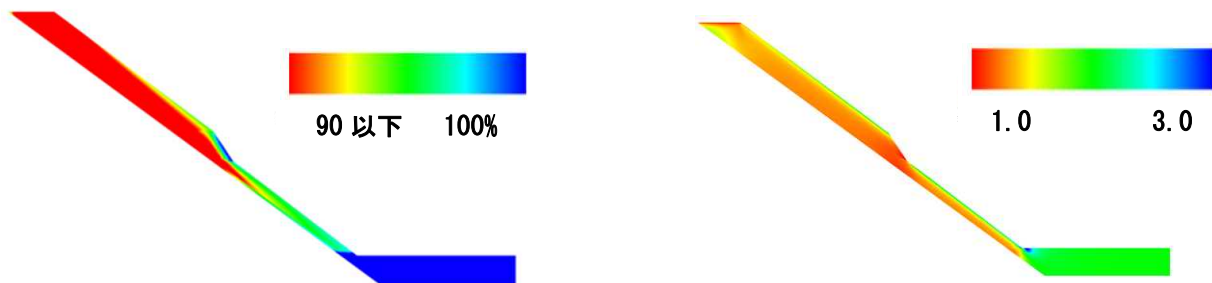


図-7 定常状態 左：飽和度分布，右：過圧密比分布

4.2 豪雨期間

豪雨期間における斜面のせん断ひずみ分布の経時変化を図-8に示す。助走期間後は、実際の日雨量に基づいて再現解析を行った。せん断ひずみ分布は、11日経過時までは大きな変化がなく、遷急線下部でわずかな増加がみられる程度であった。その後、11日7時10分19秒経過時に、遷急線を中心とした円弧状のせん断ひずみ増大が生じ、下部から上部へ順次すべりが形成された。さらに約30秒後には、すべりは斜面上部まで進展した。なお、本解析では12日目に崩壊が発生し、実際の一度目の崩壊と同日であり、発生時期も実現象に近い結果が得られた。

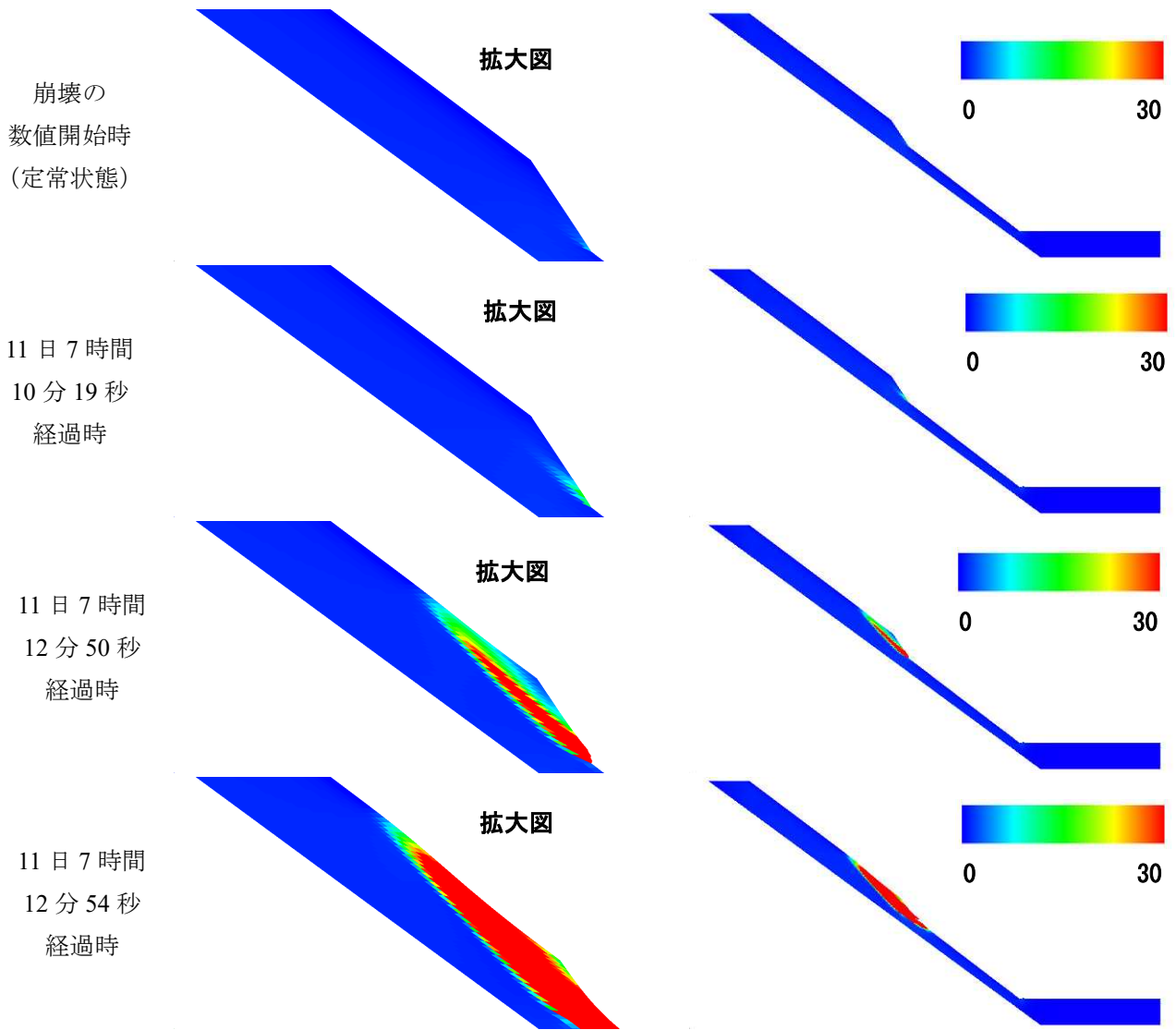


図-8 せん断ひずみ分布の経時変化

4.3 考察

遷急線で崩壊が開始した理由を、図-9 に示す飽和度分布の経時変化および図-10 に示す過圧密比分布の経時変化から考察する。

図-9 の定常状態より、解析初期から遷急線付近では局所的に飽和度が高く、地下水が滞留しやすい状態にあったことが確認された。これは、降雨時に表層水や浸透水が地形条件により遷急線へ集中的に流下・集積しやすいためと考えられる。降雨の継続に伴い、高飽和度域は地表面に沿って拡大し、その結果、間隙水圧の上昇と有効応力の低下が進行したと考えられる。

さらに、図-10 の定常状態より、遷急線付近では解析初期から過圧密比が小さく、他の領域に比べて力学的に不安定な状態にあった。その後、図-10 (11日7時間12分46秒経過時) に示すように、降雨の進行に伴って過圧密比の小さい領域を起点として円弧状にひずみが蓄積し、その領域が斜面上方へ拡大することで、最終的にせん断破壊に至った。

以上より、遷急線では、水が集積しやすく飽和度が上昇しやすい水理条件と、過圧密比が小さく力学的に不安定な状態が重なっていたため、降雨に伴う強度低下が最も早く進行し、崩壊が遷急線から開始したと考えられる。

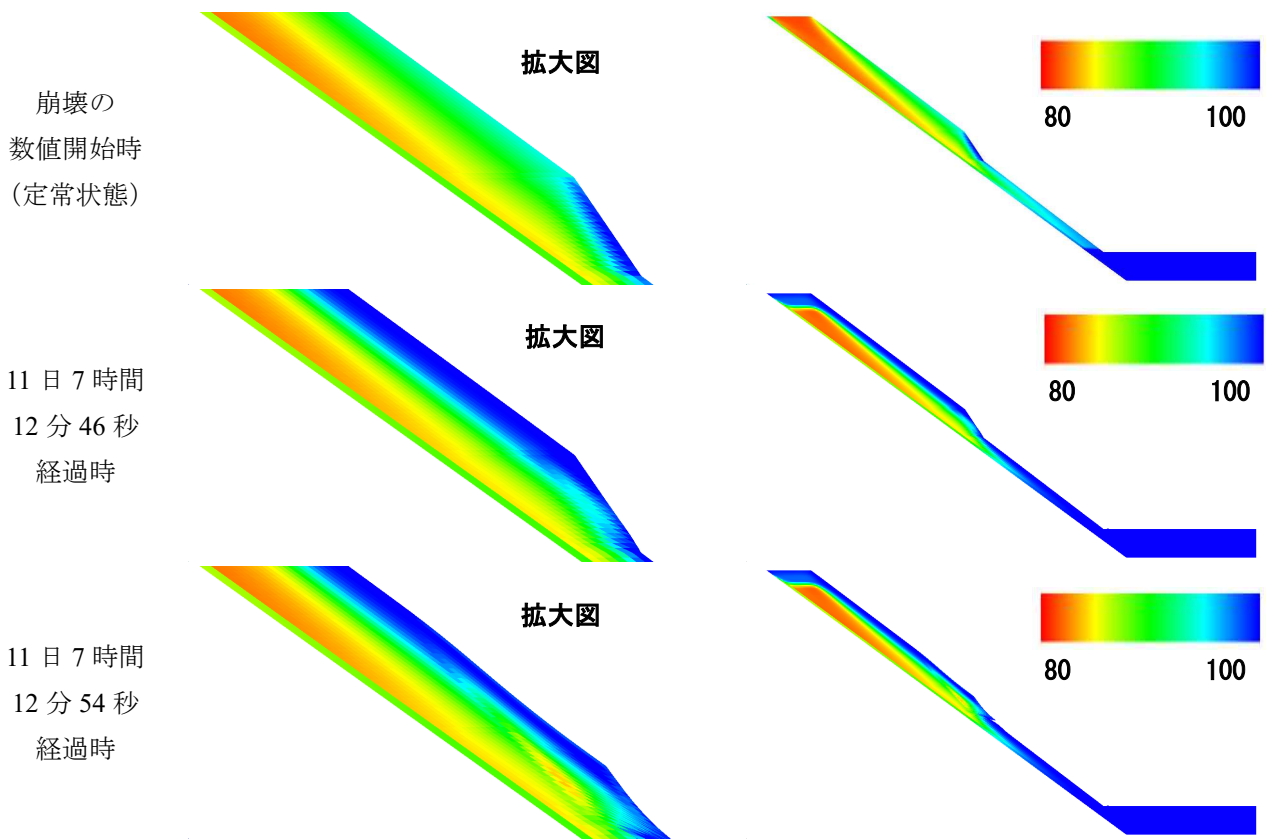


図-9 飽和度分布の経時変化

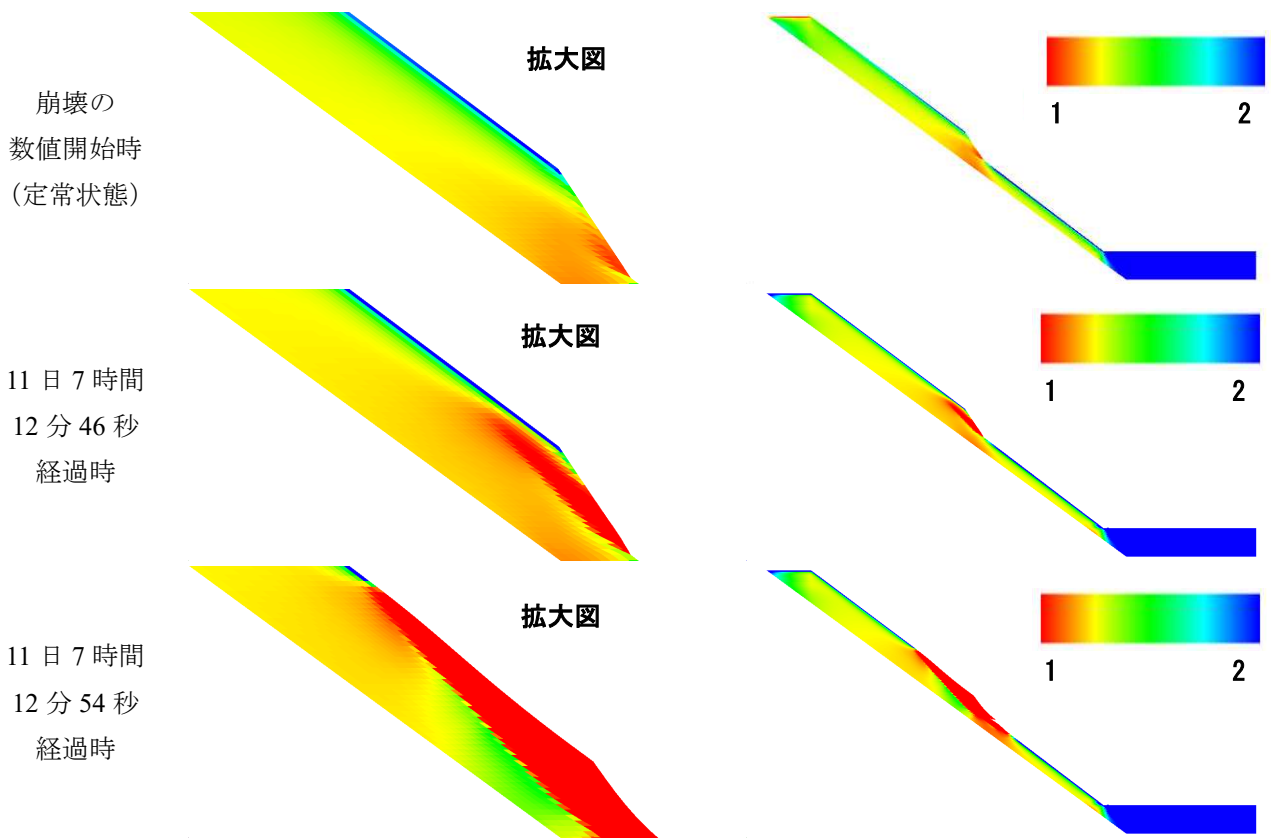


図-10 過圧密分布の経時変化

5. まとめ

5.1 再現解析について

本検討では、平成30年7月豪雨および令和2年7月豪雨により同一斜面で二度の崩壊が発生した奥田洞谷崩壊斜面を対象とし、降雨浸透と地盤変形を考慮した数値解析により、斜面崩壊の進行過程の再現を試みた。特に、一部の崩壊を契機として斜面全体が不安定化し、崩壊が拡大していく過程に着目し、一度目の崩壊形状および崩壊範囲を再現可能な二次元解析モデルを構築した。

解析の結果、遷急線付近では解析初期から飽和度が高く、地下水が滞留しやすい水理条件にあること、さらに過圧密比が小さく、力学的に不安定な状態にあることが確認された。降雨の進行に伴い、これらの領域を中心にせん断ひずみが局所化し、斜面下部から上部へとすべりが拡大することで、実際の崩壊過程と整合的な挙動が再現された。このことから、遷急線における地下水の集中と力学的不安定性の重なりが、崩壊開始位置を規定する主要因である可能性が示唆された。

また、崩壊発生時期は解析上12日目となり、実際の発生時期と概ね一致する挙動を表現することができた。以上の結果から、本研究は、降雨時における斜面内部の水理・力学挙動を統合的に評価することで、斜面崩壊の進行メカニズムを説明できる可能性を示した点に意義がある。

今後は、本検討で明らかになった不安定化メカニズムを1回目の崩壊後の地形モデルに反映し、その後の降雨条件を考慮することで、2回目の崩壊への影響を分析する。

5.2 小規模崩壊における拡大防止と予防策の提案

小規模崩壊は背後斜面の安定性に影響を及ぼし、二次災害や広範囲な崩壊への拡大リスクを内包する。小規模崩壊発生後の二次災害防止および崩壊拡大抑制のためには、崩壊箇所だけでなく、小規模崩壊が背後斜面の安定性に影響を及ぼす範囲を特定し、その安定性評価と予防策の検討が極めて重要である。本解析で得られた知見を踏まえると、遷急線付近における地下水の集中や過圧密比の小さい領域は、水理的・力学的に不安定化しやすい箇所であり、これらの潜在的な脆弱性を特定することに特に留意すべきである。

したがって、崩壊発生時には、本解析で示された不安定化しやすい箇所を重点的に考慮しつつ、崩壊箇所だけでなく影響範囲における地質構造や地下水状況を詳細に調査し、崩壊拡大リスクを総合的に判断する必要がある。安定性評価の結果、不安定化の兆候が見られる場合や将来的なリスクが高いと判断される場合には、速やかに予防的な対応策を講じるべきである。また、災害対応の仕組みとして、今後は、災害復旧事業において予防保全的な対応が困難であった溪流上部斜面に対し、予防保全を含めた幅広い対策の考え方を推進すべきである。

そのためには、斜面の不安定化メカニズムを調査や解析を通じて科学的に解明し、実施すべき調査内容や対応を具体的な根拠をもって示すことが重要であると考えられる。

謝辞

本検討にあたり、貴重な資料をご提供いただきました岐阜県県土整備部、郡上土木事務所に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 蕨沢ら (2025) : 豪雨による小崩壊とそれに伴う斜面の不安定化に関する再現解析と対応策の検討, 第34回調査・設計・施工技術報告会論文集, pp.013-020.
- 2) Noda, T. and Yoshikawa, T. (2015) : Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol. 55, Issue. 1, pp. 45-62. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.004>

- 3) Asaoka, A. et al. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
https://doi.org/10.3208/sandf.42.5_47
- 4) van Genuchten, M.T. (1980) : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 44, No. 5, pp. 892-898.
<https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>
- 5) Mualem, Y. (1976) : A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, Vol. 12, No. 3, pp. 513-522.
<https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>
- 6) 吉川ら (2023) : 2021年7月熱海土石流災害における盛り土崩壊メカニズムの解明-三相系弾塑性解析と吸水軟化試験-, *地盤工学会誌*, vol.71, No.3, pp.30-40.
- 7) 国土交通省 : 水文水質データベース (八幡) 日雨量データ, 入手先 <
<http://www1.river.go.jp/cgi-bin/SrchRainData.exe?ID=105091285502450&KIND=2&PAGE=0> > (参照
2025.4.15)

東海層群の地質特性と表層崩壊の関連性

—中央自動車道切土のり面のリスク評価と予防保全への取り組み—

中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社 ○西上大二郎
 中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社 正会員 山崎 充
 中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社 岡戸宏徳
 中日本高速道路株式会社 正会員 上野慎也
 株式会社アイコ 正会員 小島淳一

1. はじめに

NEXCO 中日本名古屋支社（以下、NEXCO 名古屋支社）が管理する中央自動車道 伊北 IC～小牧 JCT 間（約 148km）は供用開始から約 50 年が経過する。近年、200mm を超える大雨の日数が増える傾向にある中で、同区間において、2020 年、2021 年、2023 年に 5 箇所の切土のり面の崩壊が発生した。膨大な管理延長を有する高速道路の切土のり面の崩壊発生リスクを低減し、予防保全を実現するためには、過去の災害履歴や分布地質の特性を分析しながら、効率的かつ効果的に対策を講じていくことが求められる。筆者らは、中央自動車道の切土のり面における崩壊事象に対して、過去の災害事例、分布地質の状況、のり面の保護工、変状・湧水の状況などの分析に基づく切土のり面のリスク評価と防災機能強化（予防保全）を目的とした取り組みをととして、同路線に分布する東海層群が最も高いリスクを有することを明らかにしてきた^{1) 2)}。

本稿は、中央自動車道の切土のり面に分布する東海層群の礫構成などの地質特性と崩壊発生履歴、のり面保護工、簡易動的コーン貫入試験（ N_d 値）の関係を比較し、風化や緩みの進行と崩壊リスクの関連性について述べるとともに、効率的な対策実施のために策定したリスク評価の妥当性について検討した結果を報告するものある。

2. 中央自動車道における切土のり面の災害発生状況

図-1 に 2020 年、2021 年、2023 年に発生した 5 箇所の切土のり面の崩壊発生箇所の位置図を、表-1 に伊北 IC～小牧 JCT 間における 5 箇所の崩壊箇所を含めた建設段階から現在までの区間別の切土のり面災害発生件数を示す。同区間では 1972 年以降、降雨に伴う切土のり面災害が計 91 件記録されている。区間別にみると、伊北 IC～園原 IC 間（70.3km）では 7 件であるのに対し、園原 IC～小牧 JCT 間（77.7km）では 84 件と、全体の約 92%が集中しており、これら 84 件はいずれも東海層群が分布する区間で発生している。図-2 に分布地質ごとの災害発生件数を示す。分布地質別では、91 件中 42 件が東海層群で発生しており、直近の 2020～2023 年に発生した 5 箇所についても全て東海層群分布箇所に該当する。さらに、図-3 に示す地質区分別の切土の

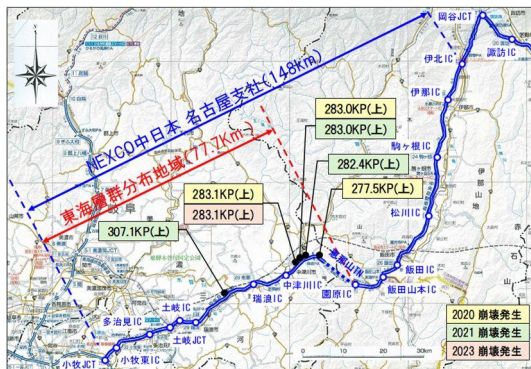


図-1 名古屋支社管理路線と近年のり面災害

表-1 区間別の切土のり面災害発生状況

JCT・IC間	距離 (km)	災害 (件)	割合 (%)	地質状況	地域別 (件)	割合 (%)
伊北IC～伊那IC	9.6	0	0.0	東海層群 未分布地域	7	7.7
伊那IC～駒ヶ根IC	15.1	3	3.3			
駒ヶ根IC～松川IC	15.3	0	0.0			
松川IC～飯田IC	15.5	2	2.2			
飯田IC～飯田山本IC	5.2	0	0.0			
飯田山本IC～園原IC	9.6	2	2.2	東海層群 分布地域	84	92.3
園原IC～中津川IC	22.0	27	29.7			
中津川IC～恵那IC	9.4	9	9.9			
恵那IC～瑞浪IC	18.1	13	14.3			
瑞浪IC～土岐IC	4.5	4	4.4			
土岐IC～土岐JCT	2.5	1	1.1			
土岐JCT～多治見IC	6.3	9	9.9			
多治見IC～小牧東IC	8.1	19	20.9			
小牧東IC～小牧JCT	6.8	2	2.2			
合計	148.0	148.0	91			

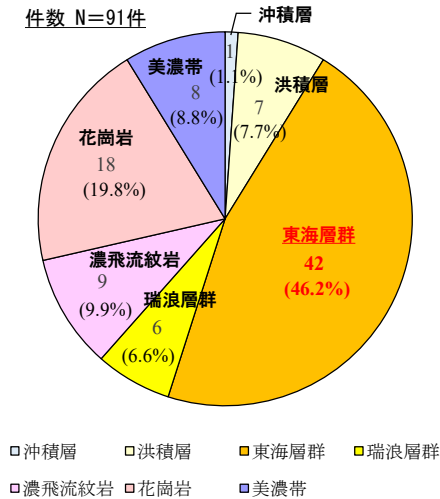


図-2 地質別の災害発生件数

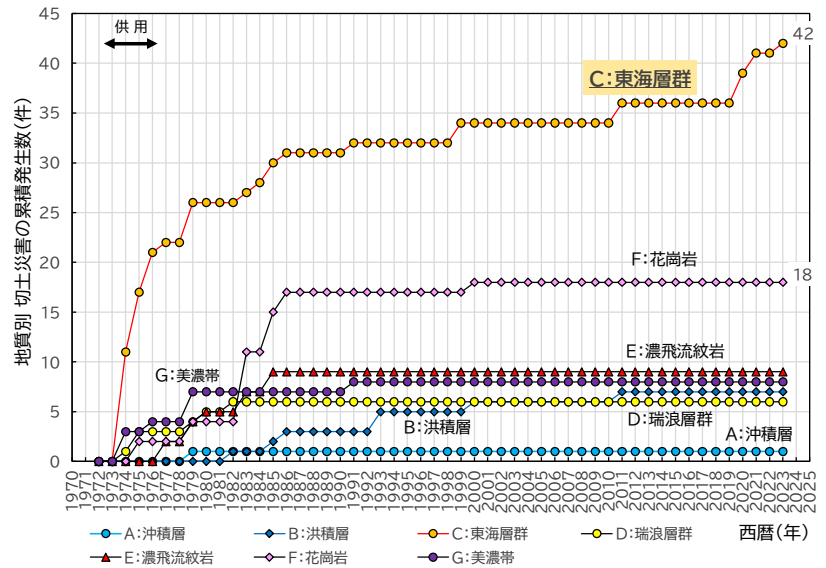


図-3 地質区分別の切土のり面災害発生件数累積図

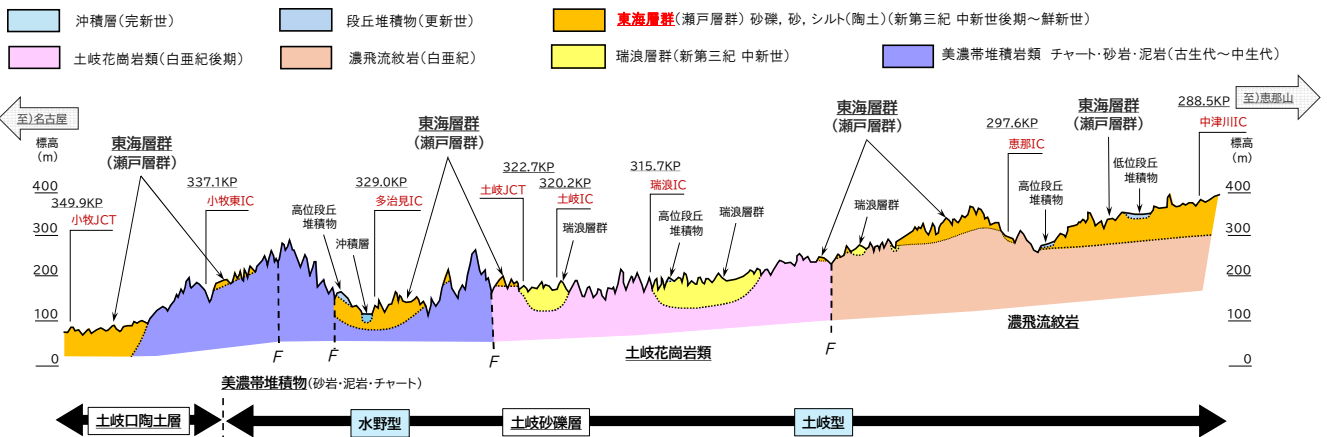


図-4 園原 IC～小牧 JCT 間地質縦断模式図

り面災害発生件数累積図からは、東海層群が他の地質区分と比較して累積件数が多いだけでなく、近年においても増加傾向が継続していることが確認できる。このことから、切土のり面に分布する東海層群は、建設段階のみならず、供用後の時間経過を経た現在においても崩壊発生リスクを有する地質であると考えられる。

3. 東海層群の切土のり面の崩壊特性と崩壊発生要因の分析

3.1 東海層群について

東海層群の切土のり面の崩壊特性と発生要因の分析にあたって、まず東海層群について述べておく。図-4に中央自動車道 園原 IC～小牧 JCT 間の地質縦断図を示す。同区間は、美濃帯堆積岩類、濃飛流紋岩、花崗岩類を基盤とし、それらを新第三紀中新世の瑞浪層群、中新世後期～鮮新世の東海層群、洪積層、沖積層が不整合に覆う地質構造となっている。崩壊発生リスクの高い東海層群は、約 650 万年前～120 万年前、東海湖に堆積した半固結から未固結の堆積物である^{3) 4)}。同区間に分布する東海層群は瀬戸層群とも呼ばれ、土岐口陶土層と土岐砂礫層からなり、土岐砂礫層は、濃飛流紋岩の礫を主体とする土岐型と、美濃帯起源のチャートなどの礫を主体とする水野型に分けられる⁴⁾。土岐型の濃飛流紋岩の礫は、容易に崩れるほど風化した、いわゆるクサリ礫として含まれることがある。東海層群は、半固結から未固結の堆積物で、切土のり面の長期間の暴露により風化や緩みが進行しやすい。また、含まれる礫構成によって、風化や緩みの進行度合い、崩壊リスクに差が生じることが考えられる。

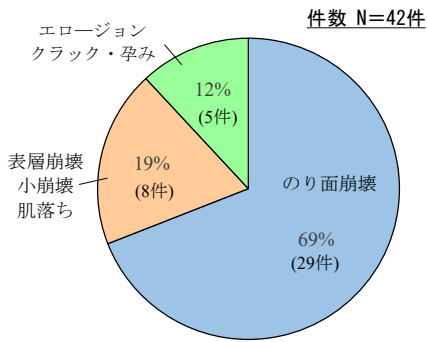


図-5 東海層群の災害事象割合

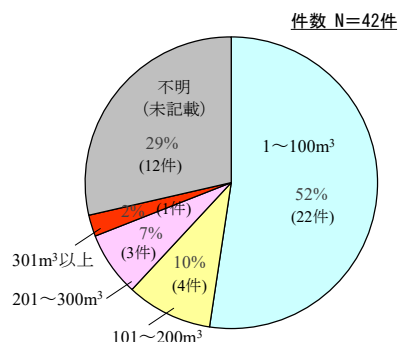


図-6 東海層群の崩壊規模

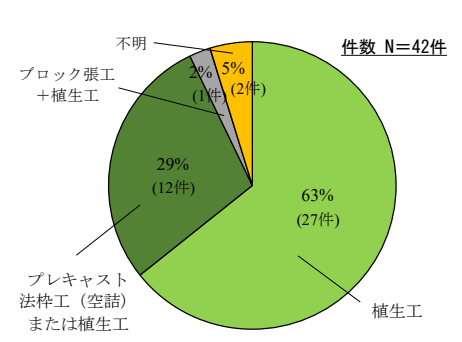


図-7 のり面保護工種別の災害発生件数



図-8 災害履歴のある東海層群切土のり面で確認される変状の例

3.2 東海層群の切土のり面の崩壊発生要因の分析

図-5 に東海層群の切土のり面で生じた災害発生事象の割合を、図-6 に東海層群の崩壊規模を、図-7 にのり面保護の工種別の災害発生件数を示す。42 件のうち、崩壊・表層崩壊・小崩壊・肌落ちといった、いわゆる表層崩壊が 88% (37 件) を占め、残る 12% (5 件) はエロージョン、クラック、孕みなどの土砂流出や変状の記録であった(図-5)。崩壊規模は 100m³ 未満が 52% (22 件) で、不明の 29% (12 件) を除く 71% (30 件) の全てが 300m³ 以下であり(図-6)、東海層群では小規模な表層崩壊が発生しやすいことが分かる。また、のり面保護の工種別の災害発生状況では、東海層群の崩壊事象は植生工およびプレキャスト法枠工(空詰)といった開放型の保護工で発生しており、プレキャスト法枠工(練詰)、フトン籠工、吹付け法枠工、切土補強土工、吹付工などの対策が施された東海層群の切土のり面(部分)では災害は確認されていなかった(図-7)。これらのことから、開放型のり面において小規模な崩壊が発生するリスクがあるといえる。過去に表層崩壊が発生した開放型の切土では、のり面内において図-8 に示すような湧水や孕み、のり面の浮き・痩せ、洗掘跡のような浸食が確認される。このような変状は、風化や緩みの進行に伴うものと考えられる。

切土のり面に分布する新第三紀の堆積岩などでは、長期的な暴露によって風化の進行が徐々に進み、表層地盤の強度低下によって安定性が損なわれることが多賀ら⁵⁾、菊池ら⁶⁾、藤原ら⁷⁾、永田ら⁸⁾によって明らかにされている。中央自動車道の切土のり面に分布する東海層群についてもその地質的な特性から、表層の風化や緩みの進行による強度低下、降雨時の地下水位上昇や湧水増加といった影響を受けて不安定化しやすく、長期的な暴露に対しても崩壊リスクが高まっていく可能性があると考えられる。

4. 東海層群の切土のり面のリスク評価

伊北 IC~小牧 JCT 間には切土のり面が 296 箇所存在している。前章までに示したとおり、のり面災害の多くは園原 IC~小牧 JCT 間に集中しており、特に東海層群が分布する箇所においては、供用後の時間経過に伴っても災害発生リスクが継続する傾向が確認された。このため、本検討では、伊北 IC~小牧 JCT 間に存在する切土のり面のうち、東海層群が分布する園原 IC~小牧 JCT 間の 98 箇所を抽出し、これらを重点的な検討対象とした。

以上を踏まえ、東海層群切土のり面における予防保全の対象抽出および対策実施の優先順位付けを行うため、以下の 7 項目からなるリスク評価フローを策定した。図-9 に、東海層群切土のり面(98 箇所)を対象と

したリスク評価フローを示す。

- (1) 湧水・浸食・変状の有無
- (2) 本線への影響の有無
- (3) 崩壊または崩壊に繋がる変状の有無
- (4) 既設対策工の有無と範囲
- (5) 湧水・孕み・浮き・痩せ・浸食等の有無
- (6) 湧水箇所における保護工等の状況
- (7) 過去の崩壊履歴の有無

評価結果は、対策工の実施（直ちに対策）／優先順位-1（類似リスクが高く優先）／優先順位-2（過去の崩壊履歴に基づき優先）／優先順位-3（将来検討）／通常管理（リスクが低く点検のみを実施）の5段階に区分した。98箇所の判定は、対策工の実施5箇所、優先順位-1が14箇所、優先順位-2が3箇所、優先順位-3が14箇所、通常管理が62箇所となった。

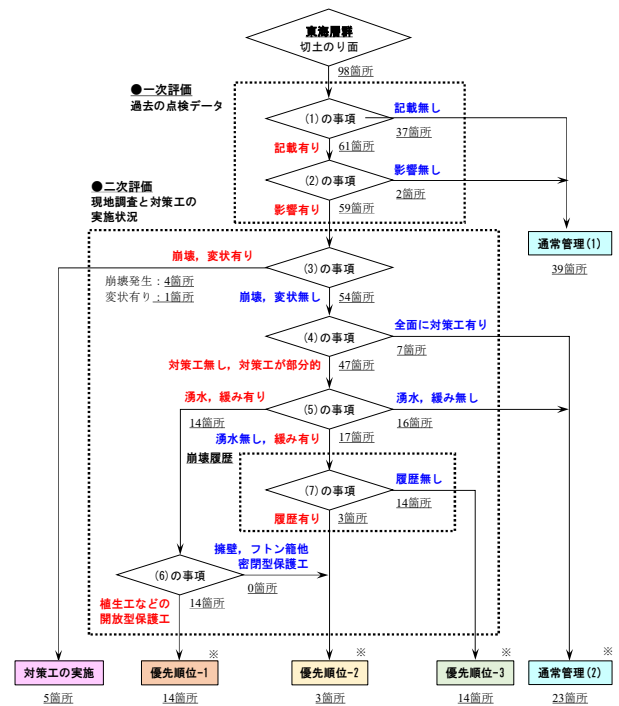


図-9 東海層群切土のり面のリスク評価フロー

5. 対策工の実施方針と評価フローの検証

5.1 対策工選定の基本方針

東海層群の切土のり面では、半固結～未固結な堆積物であることから、供用後の長期暴露に伴う風化や緩みの進行が支配的な不安定要因となると考えられる。このため、対策工法は、表層部の風化・緩みの進行抑制および降雨時の地下水上昇の抑制を主目的とし、これまで崩壊事象が発生していない吹付け法砕工、切土補強土工、吹付工、フトンかご工（鋼製かご砕工）から選定することを基本とし、湧水が確認される箇所については水抜きボーリングを併用する方針とした。

5.2 評価フローと対策工の対応関係

4章で示したリスク評価フローは、切土のり面を「対策工の実施」「優先順位-1～3」「通常管理」の5段階に区分するものであり、この区分を対策工検討の初期判断として位置付けた。「対策工の実施」および「優先順位-1, 2」に区分された箇所については、崩壊または崩壊に繋がる変状が顕在化、あるいは顕在化する可能性が高いと判断し、対策工を実施することを前提とした。一方、「優先順位-3」および「通常管理」に区分された箇所については、直ちに対策を要する段階には至っていないと判断し、将来的な検討対象または経過観察として整理した。

5.3 評価フロー検証の考え方

これまで述べてきた評価フローは、主として点検結果や過去の履歴に基づく机上評価であるため、地質的な裏付けを十分に反映しているとは言い切れない。そこで、本検討では、評価フローによる区分結果の妥当性を検証するため、5段階の区分を簡易動的コーン貫入試験による N_d 値の分布深度、東海層群の礫構成および崩壊発生履歴との比較分析を行った。以下に比較分析結果について述べる。

6. 崩壊深度と N_d 値の関係

園原 IC～小牧 JCT 間で 2020 年～2023 年にかけて発生した 5 箇所の切土のり面崩壊は、いずれも深さ 1.0～2.0m、規模 20～100m³ 程度の表層崩壊であった。東海層群における風化や緩みの進行状況を把握するため、

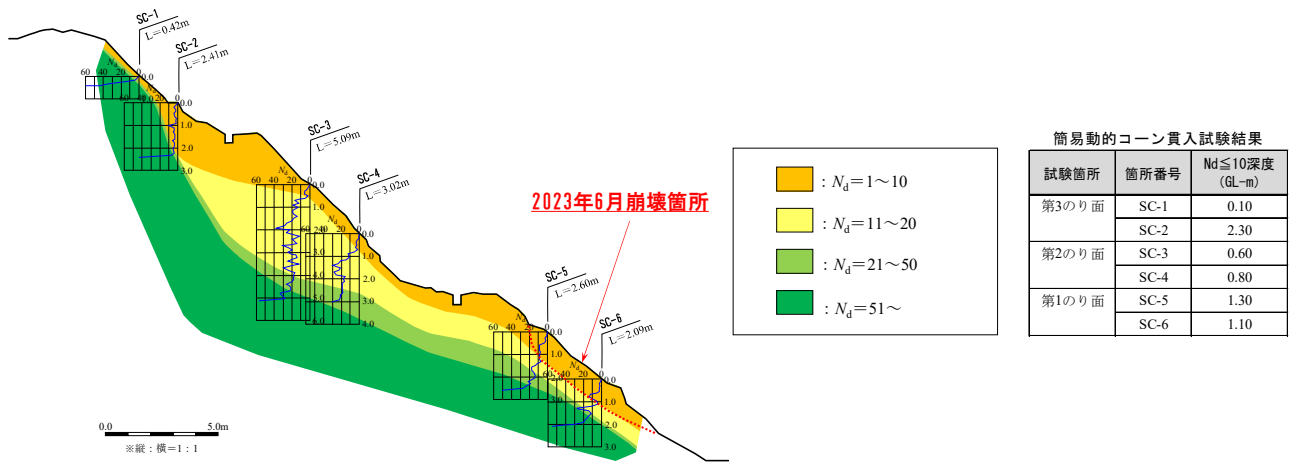


図-10 2023年6月崩壊箇所の N_d 分布断面図

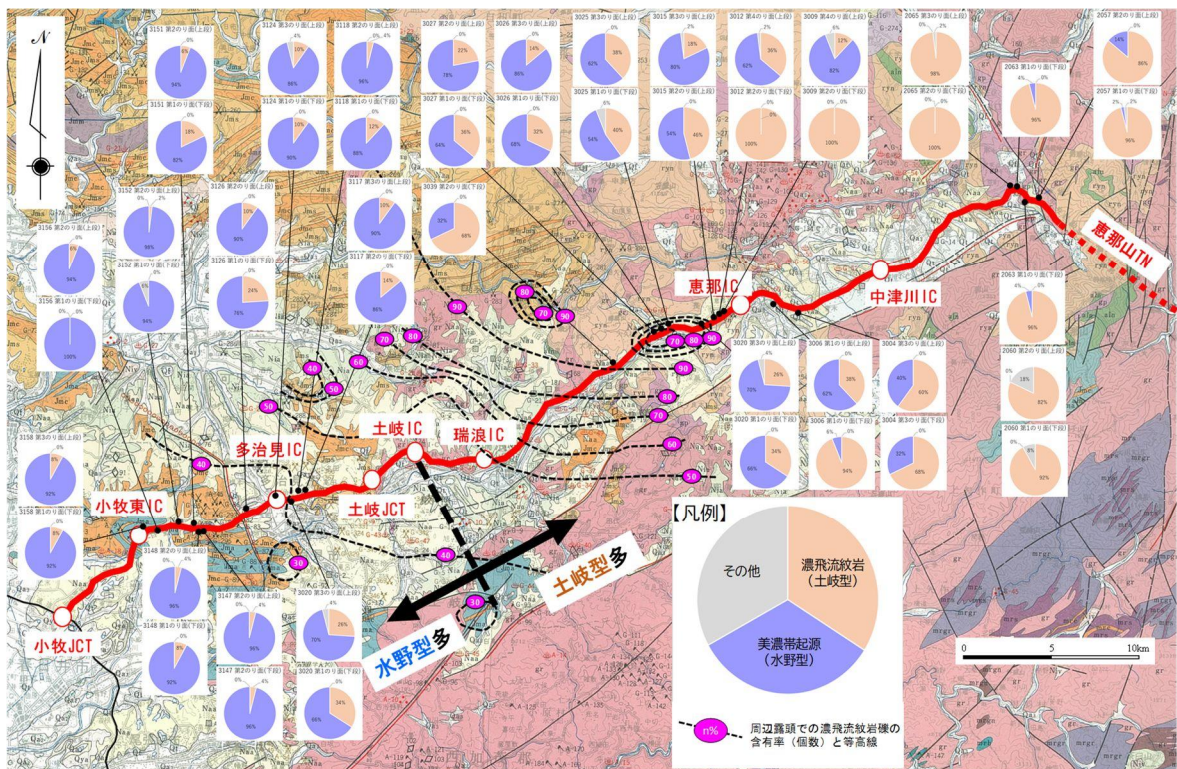


図-11 広域地質図と採取試料に含まれる礫種の個数割合

これら5箇所の崩壊地点の近傍で簡易動的コーン貫入試験を実施し、 N_d 値の分布を調査した。その結果、5箇所の崩壊はいずれも図-10に示すように、おおむね $N_d \leq 10$ の深度で発生していたことが明らかになった。小山らの簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究⁹⁾では、崩壊が発生した全国の16箇所の斜面におけるSH型簡易貫入試験結果ならびに既往研究成果から、崩壊のすべり面深度付近の N_c 値（簡易動的コーン貫入試験（5kgの重錘の貫入量10cm当たりの落下回数= N_d 値と同様）について、表層崩壊のすべり面の N_c 値 (N_d 値) は、5~20の範囲であることがほとんどで、10程度のことが多いことが述べられている。東海層群における簡易動的コーン貫入試験は、これらと調和的な結果であった。

5段階のリスク評価区分と $N_d \leq 10$ 分布深度の関係を把握するため、優先順位-1から通常管理の計54箇所（図-9※箇所計）ののり面を対象として、簡易動的コーン貫入試験を実施し、 $N_d \leq 10$ を崩壊の恐れのある深度の目安として各のり面の評価を行った。簡易動的コーン貫入試験は、最大切土高さとなる断面や、湧水・孕み出しが認められる断面を中心に配置し、1段につき2箇所を実施した。また、同一地点で深さ約50cmまでの試料を採取し、密度・含水比・粒度等の室内試験に加えて、礫の岩種および個数割合の調査を行った。

7. 東海層群の礫組成と室内試験結果

各調査地点で採取した試料に含まれる礫種の割合を整理した結果を図-11に示す。図-11は、当該区間の広域地質図¹⁰⁾に、森山ら¹¹⁾による周辺露頭での濃飛流紋岩礫の含有率（個数）の等高線を重ねたものに、本検討で採取した試料に含まれる礫の個数を濃飛流紋岩礫（土岐型）、美濃帯起源礫（水野型）およびその他礫の割合で整理した円グラフを図示している。円グラフの分布状況から、土岐IC付近より東側では土岐型（濃飛流紋岩礫を主体）が卓越し、中津川ICから恵那山TN西坑口にかけては、濃飛流紋岩礫の個数割合が80～100%になる。一方、西側では水野型（美濃帯起源礫を主体）が卓越し、土岐ICから小牧東ICにかけて美濃帯起源礫が60～100%になることが明らかになった。この結果は、東海層群の堆積物が供給源の位置関係に応じて土岐型と水野型に区分される森山ら¹¹⁾の知見を裏付けるものとなった。

図-12に簡易動的コーン貫入試験箇所での採取した試料の各のり面の位置と自然含水比の関係を、図-13に採取位置と礫分含有率の関係を示す。図-12の自然含水比をみると、土岐型は15～20%を中心に幅広く分布するのに対して、水野型は10%を中心に狭い範囲に分布することが分かる。また、図-13の礫分含有率では、土岐型が0～90%まで幅広い粒度分布を示すのに対して、水野型は50%を中心に30～70%と分布が狭く粒度が揃っているという特性があることが明らかになった。

次に、このような東海層群の土岐型が、広い粒度分布を示す特性と、土岐型と水野型の風化に対する安定性を評価するため、礫種の異なる代表試料（土岐型に含まれる濃飛流紋岩および水野型に含まれる美濃帯起源礫〔チャート〕）を対象に、硫酸ナトリウムによる骨材の安定性試験¹²⁾を行った。その結果、図-14に示すように、水野型に多く含まれる美濃帯のチャートでは損失が小さいのに対して、土岐型に多く含まれる濃飛流紋岩は試験後に大きな損失が生じ、風化に対する安定性が低いことが確認された。土岐型の東海層群には濃飛流紋岩のクサリ礫が含まれることがあるが、風化の進んだ濃飛流紋岩が含まれることによって幅広い粒度分布を示すものと考えられる。

図-15に礫に占める濃飛流紋岩の割合と簡易動的コーン貫入試験に基づく $N_d \leq 10$ の分布深度の関係を、図-16に美濃帯起源礫の割合と $N_d \leq 10$ の分布深度の関係を示す。両図には、湧水がみられる箇所を青色の丸で、過去に災害履歴のある箇所を赤枠の丸で示した。図-15をみると、濃飛流紋岩礫の割合が多いほど $N_d \leq 10$ の深度が幅広く深くなり、湧水あり、災害履歴ありの箇所が多くなること分かる。これに対して図-16では、美濃帯起源礫の割合が変化しても $N_d \leq 10$ の深度は変化しないことが分かる。 $N_d \leq 10$ の深度は、東海層群に含まれる濃飛流紋岩の割合が多いほど、その深度が深くなり、湧水や崩壊履歴も多いことが明らかになった。

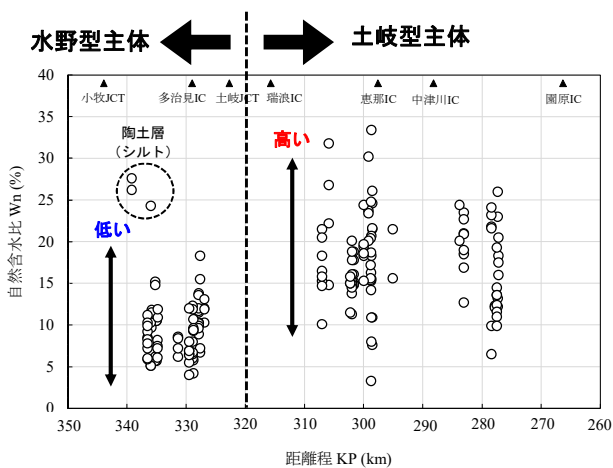


図-12 試料採取位置と自然含水比の関係

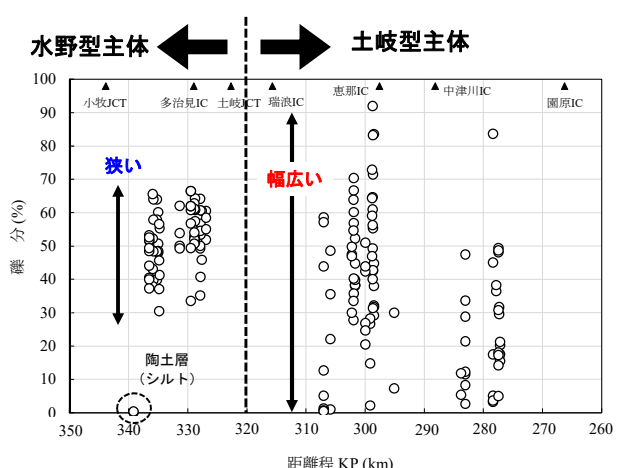


図-13 試料採取位置と礫分含有率の関係

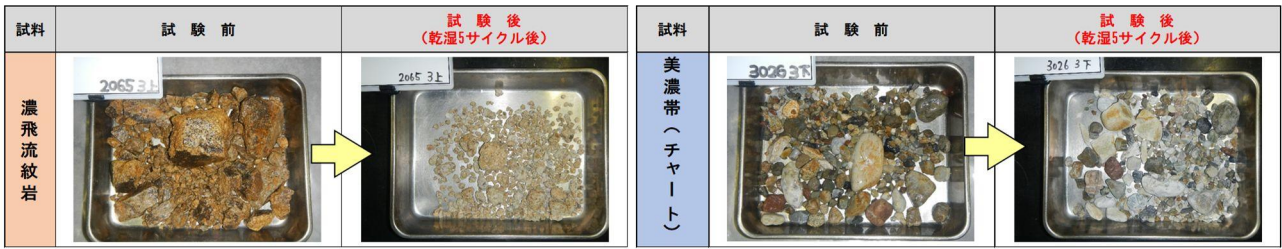


図-14 安定化試験に供した試料採取前後の写真

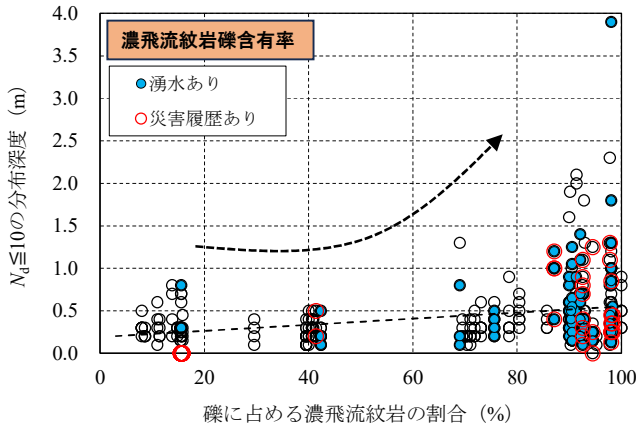


図-15 濃飛流紋岩礫の割合と $N_d \leq 10$ 深度の関係

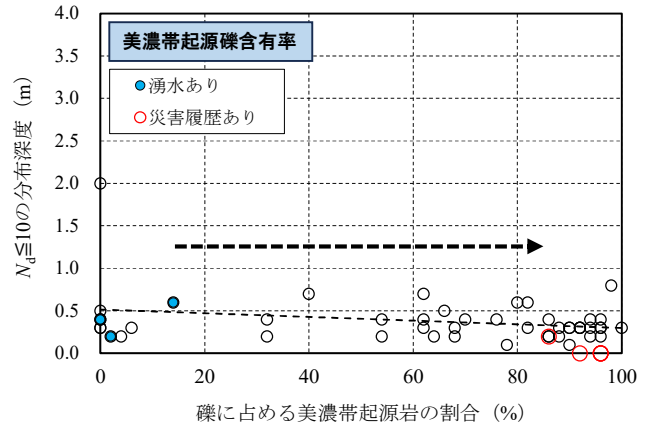


図-16 美濃帯起源礫の割合と $N_d \leq 10$ 深度の関係

表-2 IC・JCT間の表層崩壊件数と評価結果

IC・JCT間	表層崩壊件数	東海層群	リスク評価				
			対策実施	優先-1	優先-2	優先-3	通常管理
園原IC～中津川IC	8	濃飛流紋岩型	4	7	0	1	3
中津川IC～恵那IC	9		0	2	0	0	3
恵那IC～瑞浪IC	2		1	3	3	3	9
瑞浪IC～土岐IC	0		0	0	0	0	0
土岐IC～土岐JCT	0	美濃帯型	0	0	0	0	0
土岐JCT～多治見IC	4		0	1	0	3	5
多治見IC～小牧東IC	6		0	1	0	7	2
小牧東IC～小牧JCT	2		0	0	0	0	1
合計	31		-	5	14	3	14

8. 東海層群の崩壊節制要因とリスク評価の妥当性

これまでの結果を踏まえ、リスク評価フローの妥当性を検証するため、 N_d 値の深度分布に基づく評価結果を整理した。図-17 にリスク評価フローにより「対策工実施」「優先順位-2」「通常管理」に区分された箇所での代表的な N_d 値の深度分布を示す。2020年～2023年にかけて発生した5箇所の崩壊事例はいずれも $N_d \leq 10$ の深度で発生しており、この深度が崩壊の恐れのある目安と言える。その上で、各評価区分の代表的な分布深度を比較すると、「対策工の実施」に区分された箇所では $N_d \leq 10$ の深度帯が深く分布し、リスクが高い傾向が認められた。一方、「優先順位-2」や「通常管理」に区分される箇所では、 $N_d \leq 10$ の範囲は相対的に浅く、限定的であった。「優先順位-1」および「優先順位-3」に区分された箇所を含め、ここに図示していない断面においても同様の結果が確認されており、リスクが高いと評価されたのり面ほど $N_d \leq 10$ の分布深度が深いという関係が概ね一貫して認められた。

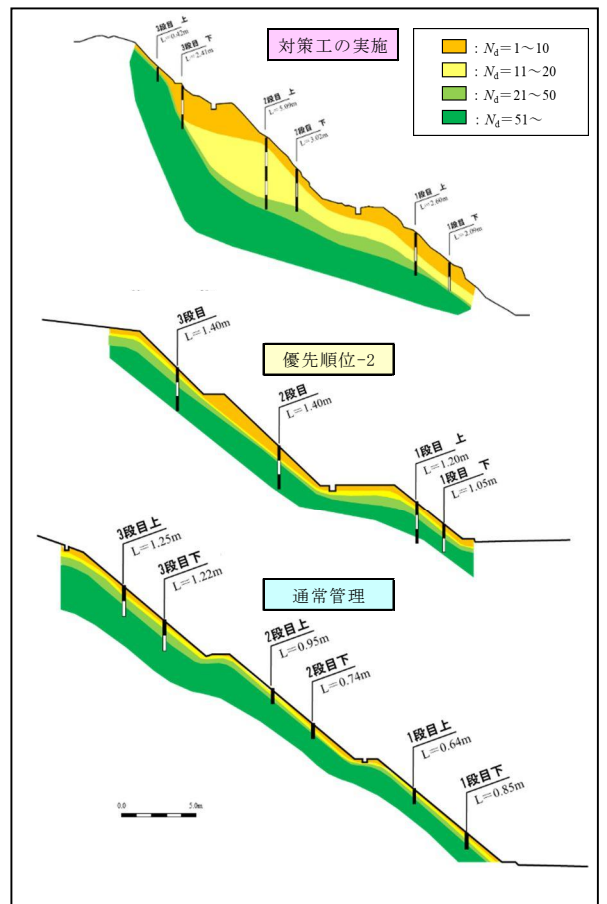


図-17 代表的な N_d 値深度分布図

次に、IC・JCT 区間別のリスク評価結果を見てみる。表-2 に図-9 で二次評価を行った 59 箇所の切土のり面の IC・JCT 間ごとの表層崩壊件数とリスク評価結果を示す。土岐型の東海層群が分布する園原 IC～土岐 IC 間では、評価区分「対策工の実施」に加え「優先順位-1」と評価される切土の割合が多く、水野型が分布する土岐 IC～小牧 JCT 間では、「優先順位-3」または「通常管理」と評価される割合が多い結果となった。東海層群の土岐型は濃飛流紋岩を多く含むことで、水野型より風化や緩みの深度が深く、崩壊リスクが高いことと調和的であり、策定した評価フローはおおむね妥当と判断される結果が得られた。

9. まとめ

本研究では、東海層群が分布する切土のり面を対象に、過去の崩壊履歴、礫組成、風化特性および N_d 値の分布に基づき、のり面安定性評価とリスク評価フローの妥当性を検討した。その結果、東海層群に含まれる礫種の違いにより、 $N_d \leq 10$ の分布深度や風化・緩みの進行状況に明瞭な差が認められ、濃飛流紋岩起源礫を多く含む区間では、崩壊リスクが相対的に高い傾向が確認された。また、これらの地質特性はリスク評価フローによる判定結果と整合しており、本研究で構築した評価の考え方は概ね妥当であると判断された。

中央自動車道では現在、本評価結果に基づきながら防災機能の強化（予防保全）を目的とした切土のり面の対策工の施工を進めているところである。また、通常管理としたのり面では、風化や緩みの進行の有無を確認するために簡易動的コーン貫入試験による継続的な追跡調査を行っている。これらの結果から、切土のり面の長期的な変状傾向を把握し、効率的かつ効果的な対策工の実現とさらなる安全性向上を目指したい。

参考文献

- 1) 岡戸宏徳, 西上大二郎, 山崎充, 後藤史奈, 任静怡, 嶋明宏, 上野慎也, 村中貴大, 小島淳一 (2025): 崩壊要因分析に基づく中央自動車道切土のり面のリスク評価と予防保全への取り組み, 第 36 回日本道路会議講演要旨集.
- 2) 西上大二郎, 岡戸宏徳, 山崎充, 後藤史奈, 任静怡, 嶋明宏, 上野慎也, 村中貴大, 小島淳一 (2025): 切土のり面に分布する東海層群の礫構成と崩壊リスクの関係, 第 36 回日本道路会議講演要旨集.
- 3) 共立出版株式会社, 日本の地質「中部地方 II」編集委員会編 (1988): 日本の地質図 5 中部地方 II, pp.130-132.
- 4) 社団法人 土質工学会中部支部 (1988): 最新名古屋地盤図. pp.15-18.
- 5) 多賀直大, 田山聡, 奥園誠之, 八木沢孝哉 (1991): 長期追跡調査による切土のり面の風化の進行と安定性, 土と基礎, Vol.39, No.6, pp.41-47.
- 6) 菊池英明, 古川浩平, 河村浩恵, 奥園誠之, 田山聡 (1998): 長期追跡データを用いた切土のり面崩壊に与える風化の影響に関する一考察, 土木学会論文集, No.588/VI-38, pp.151-164.
- 7) 藤原優, 永田政司, 佐藤尚弘, 滝口潤 (2020): 長期追跡調査による切土法面の風化特性の評価, 地すべり学会誌, Vol.57, No.3, pp.1-11.
- 8) 永田政司, Sharmily BHOWMIK, 菊本統, 藤原優, 佐藤尚弘 (2022): 半世紀にわたる泥岩切土法面の風化過程とのり面安定への影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.17, No.1, pp.73-89.
- 9) 小山内信智, 内田太郎, 曾我部匡敏, 寺田秀樹, 近藤浩一 (2005): 国土技術政策総合研究所資料 簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究, ISSN 1346-7328, 国総研資料第 261, pp.19-26.
- 10) 中部地方土木地質図編纂委員会 (1992): 中部地方土木地質図 解説書 (平成 4 年 12 月).
- 11) 森山昭雄, 丹羽正則 (1985): 土岐面・藤岡面の対比と土岐面形成に関する諸問題, 地質学論評, 58 (Ser.A) -5, pp.275-294.
- 12) 佐藤健, 板橋一雄, 長谷川英明, 熊崎幾太郎, 若松雅佳, 平岩由夫 (1999): 粒度分析に基づくまさ土斜面の風化度判定, 土木学会論文集, No.631, III-48, pp.97-108.

南海トラフ巨大地震を想定した地層構成の異なるため池の耐震性検討

名古屋大学	学生会員	○野瀬康平
名古屋大学	国際会員	中井健太郎
海洋研究開発機構		今井健太郎
海洋研究開発機構		肥前大樹
防災科学技術研究所		高橋成実
防災科学技術研究所		水井良暢
香川大学		久保栞
香川大学		三好正明
香川大学		金田義行

1. はじめに

現在、全国には約 20 万箇所の農業用ため池が存在している。農業用ため池とは、降水量が少なく、流域の大きな河川に恵まれない地域において、農業用水を確保するために人工的に造成された池のことである。しかし、その築造年代を見ると、江戸時代以前に築造もしくは築造年代が不明のものが約 70%を占めている。したがって、経験的な技術に基づいて築造されたものが多く、耐震性能が十分でない可能性が高い。現行の設計指針である土地改良事業設計指針「ため池整備」ではため池を決壊した際の周囲への影響度合いの大きい順に AA 種、A 種、B 種の 3 つに区分して耐震性能照査を規定している。まず A 種、AA 種についてレベル 1 地震動に対する耐震性能照査を震度法による円弧すべり面スライス法により行い、より詳細な解析が必要となる AA 種についてはレベル 2 地震動に対する耐震性能照査として、動的解析やニューマーク法による解析を行う¹⁾。しかし、実際には多くのため池に対しての耐震性能照査は十分に行われておらず、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査も行われた事例は少ない。さらに、近い将来の発生が危惧される南海トラフ巨大地震は、長時間地震動が継続しかつ長周期成分を多く含むという特徴がある。このような地震動では、一般に地震被害を受けやすいと言われる砂質土地盤の液状化だけでなく、軟弱な粘性土層での被害も懸念される。しかし、現行の耐震性能照査手法ではこのような粘性土層での被害を考慮することができない。

そこで本研究の目的は、某県に実在する地層構成の異なる 2 つのため池の耐震性を数値解析的に検討することである。最初に、現行指針に沿った円弧すべり面スライス法を実施する。円弧滑り解析は、地震による水平力を静的に構造物に作用させ、その応力が許容範囲内かを確認する耐震設計手法である。さらに、当該地域で想定されている南海トラフ巨大地震を対象に、弾塑性水-土連成有限変形解析による地震応答解析²⁾を実施する。地盤材料の非線形特性を考慮するとともに、時々刻々の変形量を計算することができる。両者の比較から、従来法による地震被害の見過ごしや過小評価がないかを検討する。

2. 研究対象のため池について

本研究で対象としたのは、某県に位置する N 池と O 池の 2 つである。2 つのため池は平野部に位置しているため、すぐ近くには住宅地が存在しており、決壊した際には甚大な物的・人的な被害が生じる可能性が考えられる。両ため池の代表断面図を図-1 および図-2 に、各層の物性を表-1 および表-2 示す。N 池地盤は粗粒土（砂礫層（A-s および A-g））が支配的であるが、表層に粘性土（A-c）の薄層が存在している。一方、O 池地盤は粘性土層が支配的である。物性の違いから粘性土層は 3 層に分割することができる。

Numerical Investigation of the Seismic Performance of Irrigation Ponds with Different Stratigraphic Conditions under the Nankai Trough Megathrust Earthquake: K. Nose and K. Nakai (Nagoya Univ.), K. Imai and D. Bizen (JAMSTEC), N. Takahashi and R. Mizui (NIED), S. Kubo, M. Miyoshi and Y. Kaneda (Kagawa Univ.)

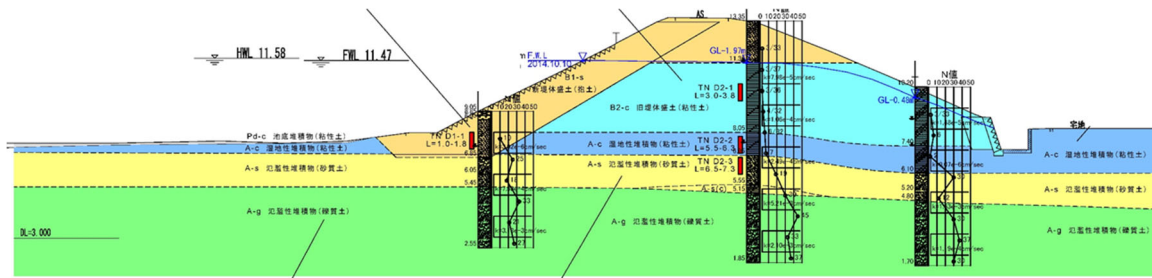


表-1 N池における各地層の物性

	B1-s	B2-c	A-c	A-s	A-g
湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	20.9	19.6	18.3	21.9	19.1
細粒分含有率 F_c (%)	22.7	57.9	82.8	19.3	11.9
50%粒径 D_{50} (mm)	0.52	0.047	0.017	0.84	2.2
10%粒径 D_{10} (mm)	0.018	—	—	0.013	0.055
塑性指数 I_p	17.5	13.6	28.6	N.P.	N.P.
粘着力 c' (kN/m ²)	9.5	12.7	9.4	11.7	(29.8)
抵抗角 ϕ' (度)	32.0	29.2	30.4	34.7	(37.4)
代表 N 値	10.0	3.0	7.0	19.0	33.0

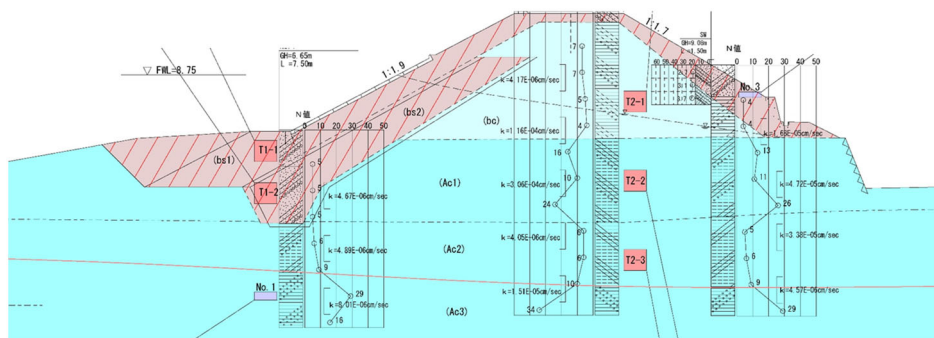


表-2 O池における各地層の物性

	Bs1	Bs2	Bc	Ac1	Ac2	Ac3
湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	20.3	20.2	19.8	19.1	19.3	20.3
細粒分含有率 F_c (%)	37.5	33.9	87.8	82.4	98.7	69.5
50%粒径 D_{50} (mm)	0.18	0.25	0.0018	0.023	0.0093	0.011
10%粒径 D_{10} (mm)	0.0037	0.004	—	0.0015	—	—
塑性指数 I_p	33.4	34.3	48.9	14.4	11.8	12.5
粘着力 c' (kN/m ²)	11.1	10.1	11.4	23.2	15.3	(25.0)
抵抗角 ϕ' (度)	32.7	30.3	31.2	24.1	30.1	(31.0)
代表 N 値	4.0	5.0	5.8	4.5	7.8	27.0

3. 円弧すべり解析

対象とする2つのため池に対して、円弧すべり面スライス法により安定計算を行って安全率を算出した。用いた計算手法はフェレニウス法である。行った計算パターンは次の4つである。一つ目が自重のみを考慮する常時、次に設計指針でレベル1地震相当とされる $k_h=0.15$ 、さらに大きい地震動として $k_h=0.30$ 、 $k_h=0.50$ の4つである。なお、設計指針ではレベル2地震動に対しては円弧すべり面スライス法による案手計算は行わないとしているが、本研究では参考程度に計算を行った。図-3 に N 池、図-4 に O 池の計算結果を示す。図中の黒線で示される円弧が各場合において安全率が最小となる円弧を示しており、図中の数字付きの円弧は最小安全率の値とそのすべり面を示している。図に示す N 池の計算結果について、すべり面は天端から法尻にかけての小さい円弧となった。最小の安全率を見ると、 $k_h=3.0$ では F_s がほぼ 1.0、 $k_h=0.50$ の場合は F_s が 0.7 程度と極めて危険な状態にあることが分かる。一方で O 池の計算結果について、すべり面は天端から法尻にかけて小さい円弧となっている。安全率については、 $k_h=0.3$ までは安全率 $F_s > 1.2$ を保っており、堤体は耐震性を満足しているという判定となる。一方、さらに大きい地震相当の $k_h=0.50$ の場合においても安全率は 1.0 以上となり、すべりは生じないという結果になったものの、設計指針での耐震基準である安全率 1.2 以上は下回ったことから、大規模地震に対する安定性について、より詳細な解析を要するといえる。

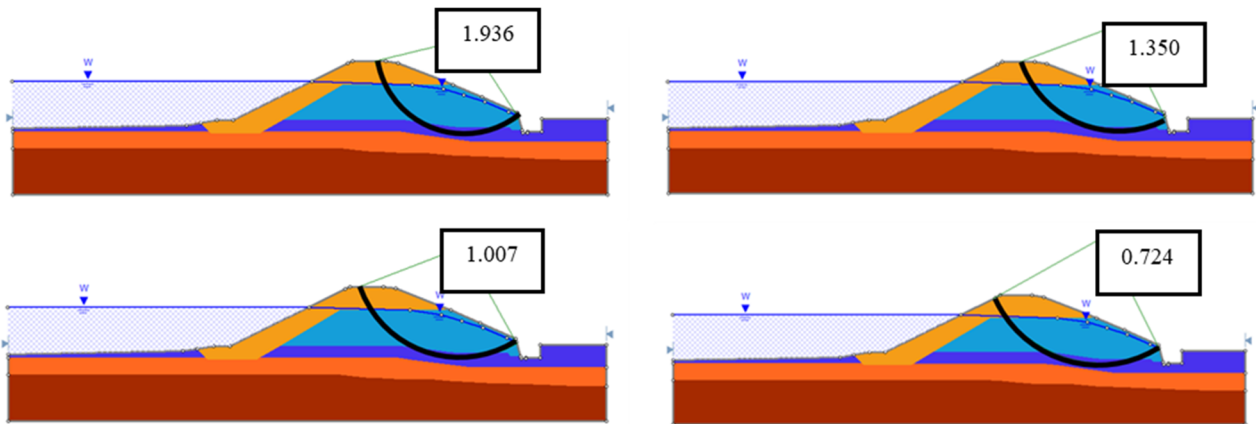


図-3 N 池のすべり面と安全率(左上：常時，右上： $k_h=0.15$ ，左下： $k_h=0.30$ ，右下： $k_h=0.50$)

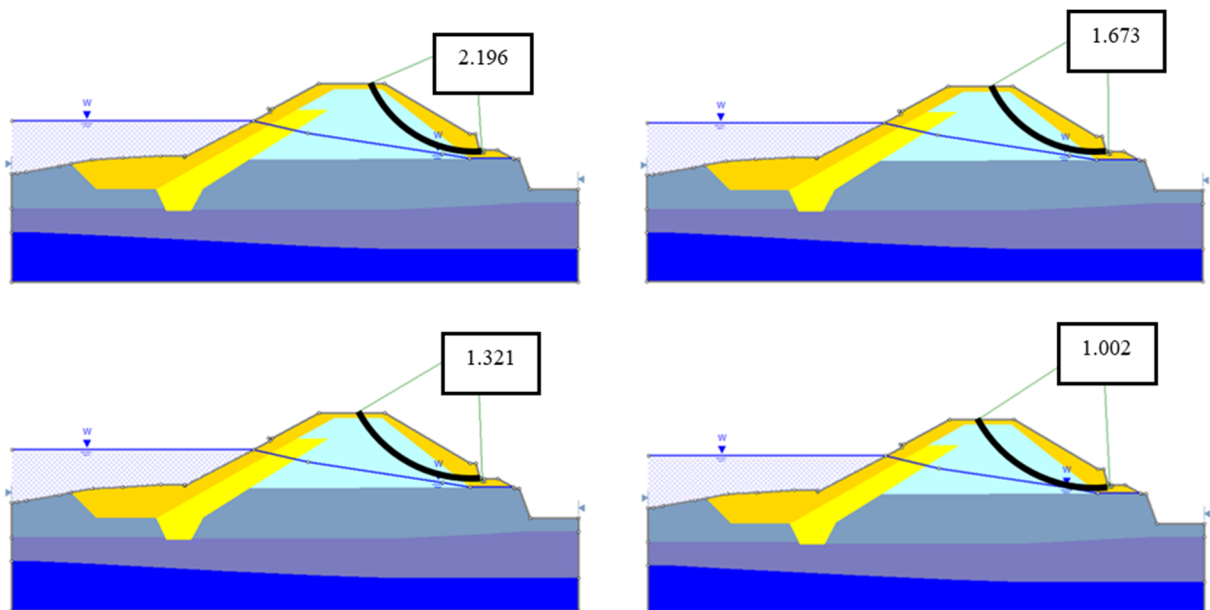


図-4 O 池のすべり面と安全率(左上：常時，右上： $k_h=0.15$ ，左下： $k_h=0.30$ ，右下： $k_h=0.50$)

最小の安全率を整理したものを図-5 に示す。全体的な傾向として、O池の方がN池より安全率が大きい。N池に対して、O池の方が平均的に大きな強度を発揮したと考えられる。また、O池の基礎地盤は粘性土が主体であるのに対して、N池は砂・粘土・礫の互層地盤となっている。一般に粘性土は地震に対して安全であると言われており、計算結果とも整合的であるが、長周期・長時間震動が加わる場合はその限りではなく、注意が必要となる。この点は次章以降の弾塑性水-土連成有限変形解析で検討する。

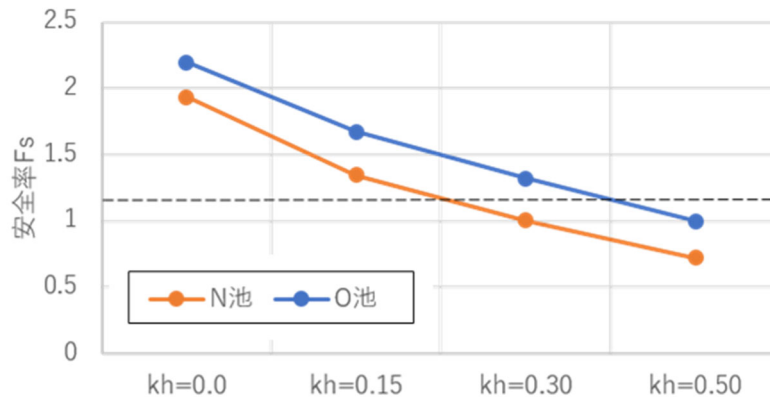


図-5 各計算パターンでの最小の安全率の比較

4. 地震応答解析

4.1 解析の概要

前章では、円弧すべり面スライス法により静的な解析を行ったが、1章で述べたように、正確な耐震性能の把握には地盤の詳細な地震時の挙動を把握する必要がある。そこで、地震時～地震後までの地盤の挙動を一連で解析することができる弾塑性水-土連成有限変形解析による地震応答解析を行った。

解析に用いた有限要素メッシュと地層構成を図-6および図-7に示す。両側端および下端は非排水条件とし、両側面には周期境界を適用した。また、地盤底面には $V_s=700\text{m/s}$ に相当する粘性境界³⁾を設定している。図-1および図-2に示す代表断面図を参考に、両ため池地盤の特徴を残しつつ、できるだけ単純化した。なお、紙幅の都合から詳細は省略するが、解析に用いたパラメータは、原位置から採取した不攪乱試料の力学試験結果を土の弾塑性構成モデルSYSカムクレイモデル⁴⁾で再現することで決定している。ため池の水位は計画高水位とし、水位面より下の地表は排水境界、水位面より上は大気圧境界とした。なお、堤体を含む地盤は飽和土としてモデル化している。この状態は豪雨直後のように堤体内部が飽和状態を仮定しており、解析結果は安全側評価となっている。

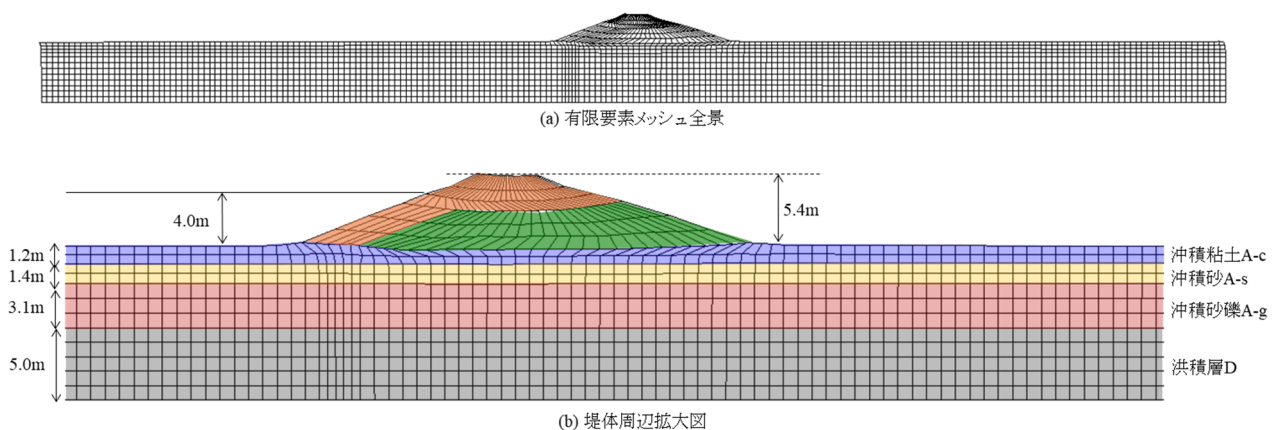


図-6 N池の解析に用いた有限要素メッシュと地層構成

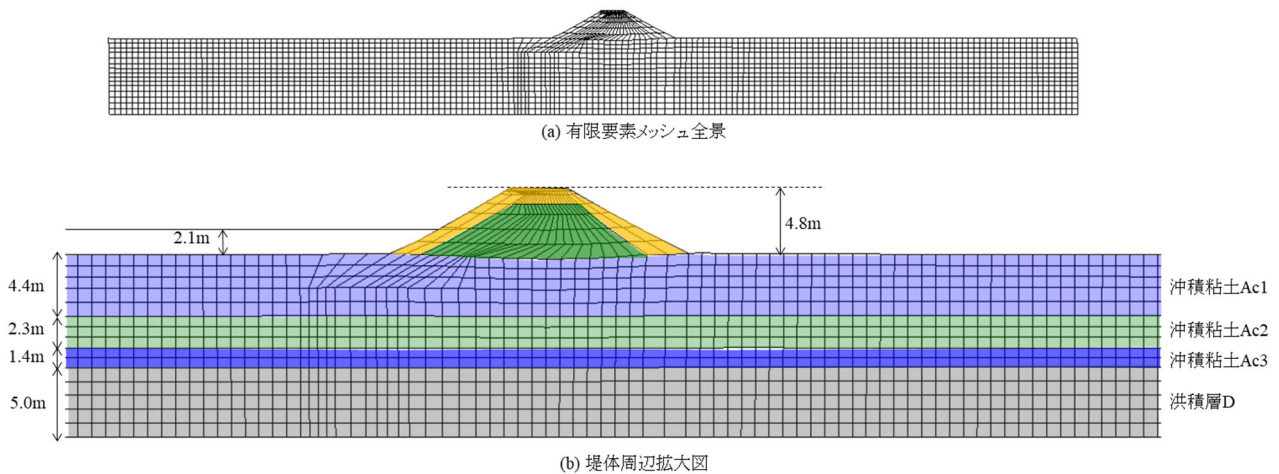


図-7 0池の解析に用いた有限要素メッシュと地層構成

4.2 解析に用いた地震波形について

解析に用いた地震波形は研究対象ため池周辺で発生を危惧される南海トラフの巨大地震とした。2012年の内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」で公開された想定地震波形を用いた⁵⁾。公開されている波形データは工学的基盤上 ($V_s=700\text{m/s}$) での加速度波形であるため、今回の地盤モデルの最下端 ($V_s=400\text{m/s}$) で用いるために翠川の補正式に基づいて加速度振幅の補正を行った⁶⁾。図-6に示す地震波形及びフーリエ振幅スペクトルはこの補正を行ったものである。最大加速度は 2.0m/s^2 であるが、継続時間が100秒以上と長い。また、1秒以上のやや長周期成分も多く含んでおり、大きな揺れが危惧される。この地震動を有限要素メッシュの下端の全節点の水平方向に等しく入力した。

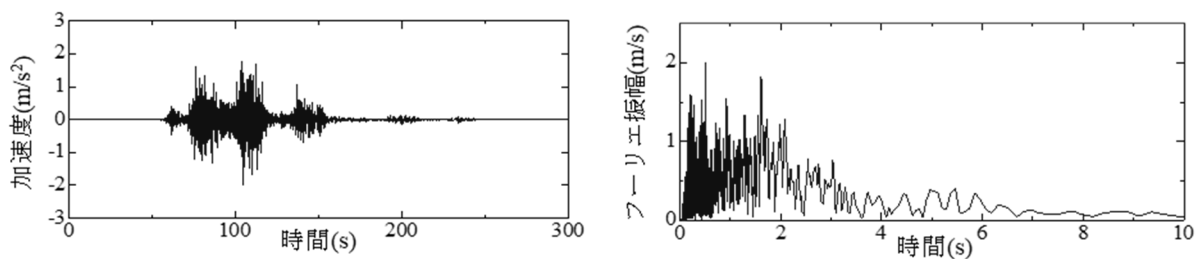


図-8 想定南海トラフ巨大地震の加速度波形及びフーリエ振幅スペクトル

4.3 地震応答解析結果

N池とO池それぞれについて、せん断ひずみと平均有効応力減少比の経時変化を図-9と図-10に示す。平均有効応力減少比とは、 $\Delta p'/p_0'$ で表される指標である。ここに、 p' は平均有効応力である。地震前の初期状態は0.0だが、地震によって平均有効応力が減少すると、次第に大きくなる。平均有効応力の低下（平均有効応力減少比の増加）は地盤の剛性が低下したことを意味し、平均有効応力減少比が1.0となると地盤は完全に剛性を失った状態、つまり、液状化状態を意味する。

粘土、砂、砂礫が互層となっているN池の解析結果を見ると、地震発生から90秒後にはA-s層の平均有効応力減少比が0.8程度まで増加して液状化に近づいていることが確認できる。地震終了時の180秒後には、堤体直下を除いてほぼ1.0に達し、液状化している。A-g層でも平均有効応力減少比の増加が見られるが、その程度は小さく、地震による被害は生じていない。せん断ひずみを見ると、剛性が低下している（液状化している）A-s層で大きく側方流動し、その変形に引きずられるように表層のA-c層でも大きな変形が生じている。地震発生から120秒後以降になると、堤体の内部でも、天端から法尻に向かう円弧上のせん断ひずみ

が卓越してくる。堤体は地盤の側方流動に伴って、大きく変形する。南海トラフ巨大地震に対して、堤体の天端高さはほぼ計画高水位まで低下してしまい、損傷したため池からの越流による浸水被害が懸念される。

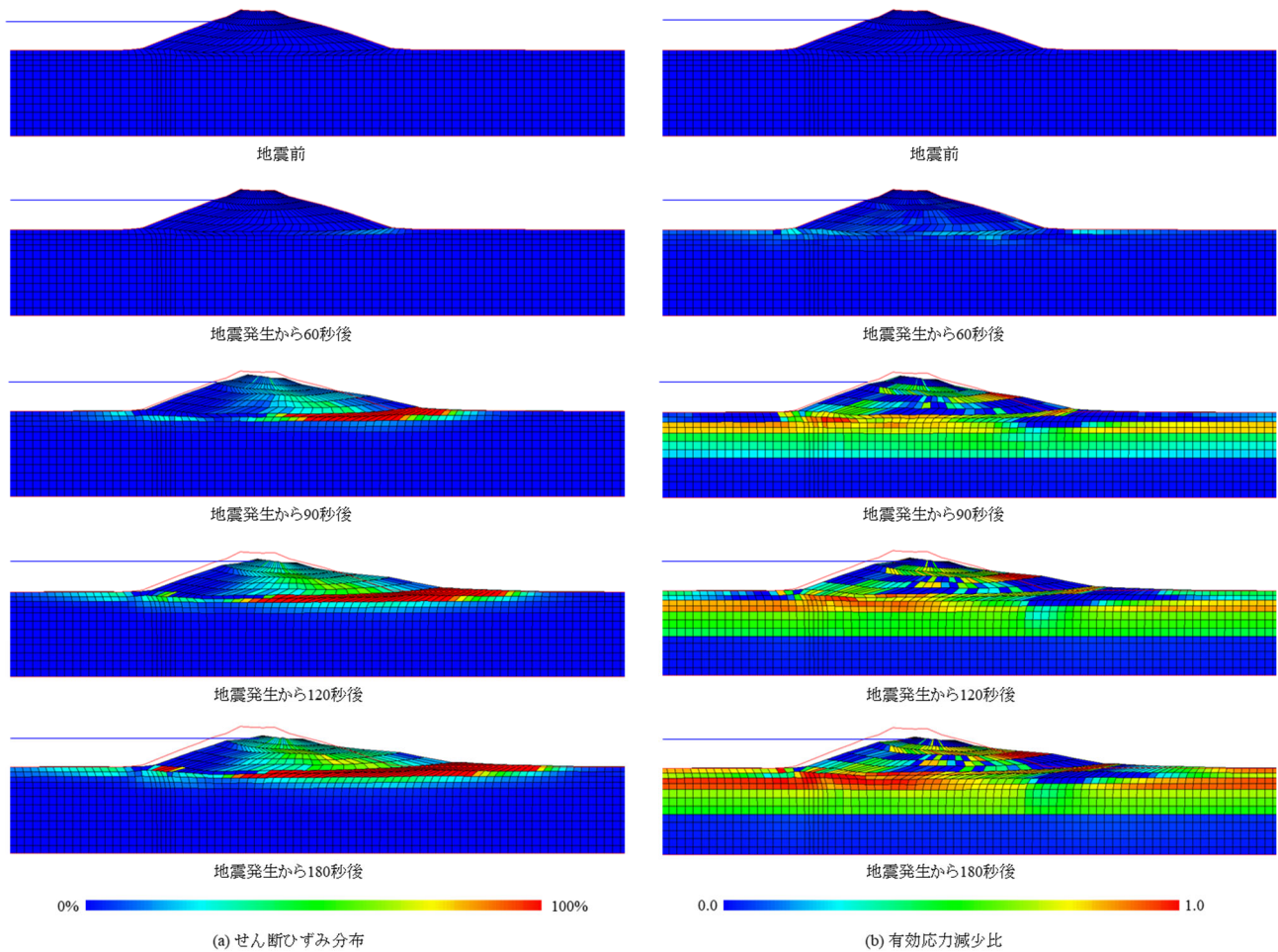


図-9 N池の地震応答解析結果

粘土が支配的なO池の解析結果を見てみると、液状化にまでは達しないものの（平均有効応力減少比は1.0にまでは達しないものの）、Ac1層およびAc2層でかなりの平均有効応力の減少（剛性の低下）が見られる。一般に粘性土は地震に対して鈍感だと言われているが、南海トラフ巨大地震のように、長周期・長時間継続地震動の場合、粘土であっても揺れで乱され、剛性が低下してしまうことがわかった^{7,8)}。せん断ひずみを見ると、N池と比べて堤体部の被害は小さいものの、堤体が基礎地盤に沈み込み、粘性土層で変形が大きいことがわかる。粘性土は圧縮性が高いので、堤体荷重によって地盤が沈下しながら変形する。N池と同様、O池も南海トラフ巨大地震に対して堤体の天端高さはほぼ計画高水位と等しくなるほどの沈下を生じており、ため池からの浸水被害が懸念される。

図-11に両ため池の堤体天端の沈下量および堤体法尻の水平変位を示す。砂の液状化が原因のN池は側方流動量が大きく、粘土の乱れと沈下が原因のO池は沈下量が大きくなる。なお、側方流動はほとんどが地震中に生じて、地震後はほとんど変化しない。一方の沈下量については、N池については地震後にほとんど生じないが、O池では地震後もゆっくりと沈下が継続している。粘性土は砂質土に比べて透水性が小さいので、地震によって乱された粘性土の圧密変形が長期にわたって継続する危険性を示している。

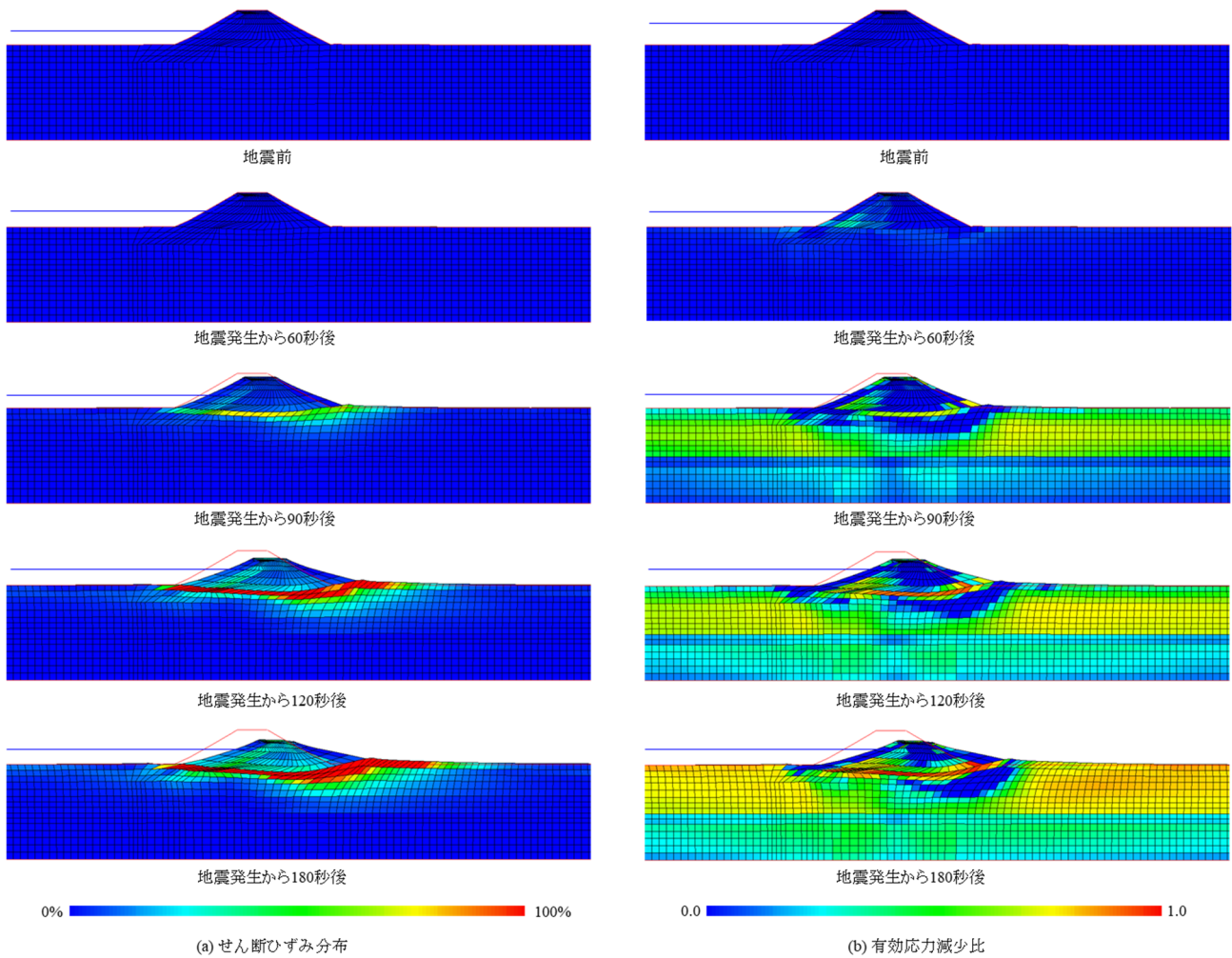


図-10 0池の地震応答解析結果

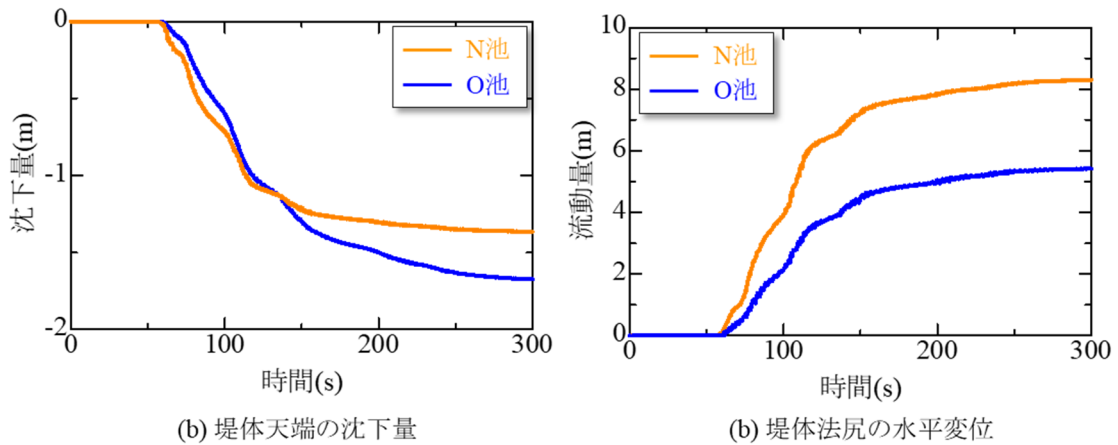


図-11 堤体天端の沈下量および堤体法尻の水平変位

5. おわりに

本報では、某県に実在する地層構成の異なる2つのため池の耐震性を評価するために、円弧すべり面スライス法による安定計算と、南海トラフ巨大地震を対象に、弾塑性水-土連成有限変形解析 GEOASIA による地震応答解析を実施した。

円弧すべり解析から、N池とO池2つのため池は、 $k_h=0.15$ を設定したL1地震動に対しては安定を保つものの、 $k_h=0.30$ や $k_h=0.50$ の巨大地震に対しては、安全率 F_s が1.0以下となり、地震被害が発生しうること

確認した。また、地震応答解析の結果から、両ため池とも南海トラフ地震で大きな地盤被害が発生し、堤体天端高さはほぼ計画高水位まで低下してしまうことがわかった。ただし、両ため池の被災メカニズムは異なり、粘土、砂、砂礫が互層となっている N 池は砂層の液状化に伴う側方流動が原因である。一方、粘性土が支配的な O 池では、大きな揺れに伴う粘性土の乱れが引き起こす粘性土層の剛性低下が原因であり、だらだらとした沈下を伴いながら被害が長期にわたる危険性を確認した。地震被害と言うと砂質地盤の液状化現象ばかりが目されがちであるが、南海トラフ巨大地震のように長周期成分を含む長期継続地震動の場合は、粘性土であっても、地震被害が発生しうることを確認した。

円弧滑り解析は地盤を剛体として扱うため、安定／不安定の判定はできても、地盤の変形量を計算することはできない。本報で対象としたため池のように、近隣に住宅地が存在するような場合は、ため池の性能照査に加えて、地盤および堤体の変位による周辺への影響把握も重要となる。特に都市部のため池の耐震性能照査においては、本報のような弾塑性水-土連成有限変形解析による検討の重要性が確認された。

謝辞

本研究は、南海トラフ地震等巨大地震災害の被害最小化及び迅速な復旧・復興に資する地震防災研究プロジェクトおよび情報通信研究機構「データ利活用等のデジタル化の推進による社会課題・地域課題解決のための実証型研究開発（第 2 回）（課題番号 233）」に関する研究成果である。また、本研究実施にあたり、野田利弘教授（名古屋大学）には有益なご助言とサポートを頂いた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 農林水産省: 土地改良事業設計指針「ため池整備」
- 2) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp. 771-790.
- 3) Asaoka A, Noda T, Yamada E, Kaneda K, Nakano M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
- 4) Lysmer, J., and Kuhlemeyer, R.L. (1969): Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 98(EM4), pp. 859-877.
- 5) 翠川三郎(1987): 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, Vol.33B, pp.43-48.
- 6) 南海トラフ巨大地震モデル検討会: <https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/>
- 7) 中井健太郎, 野田利弘 (2025): 軟弱な砂・粘土互層地盤上に築造された河川堤防の地震被害に及ぼす地震動の周期特性および継続時間の影響, 日本地震工学論文集, 25 卷(2025), 5 号, p.5_78-5_91.
- 8) Nakai, K., Khan, I. and Noda, T. (2026): Experiments and elastoplastic analyses on soil disturbance of soft clay subjected to cyclic loading, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 63, No. 2, pp. 1-15.

性能が異なる各種センサの地盤常時微動計測への適用性検討

中日本建設コンサルタント（株） 正会員 ○永坂 英明
東海テクノセンター（株） 坪井 誠治
岐阜大学 国際会員 吉川 高広
岐阜大学 国際会員 沢田 和秀

1. はじめに

地盤の常時微動計測は、震源が明確ではない交通振動等による人工振動、潮流や風等による自然振動に起因する複合的な微弱地盤振動を、地表面に設置したセンサで計測するものであり、この振動を用いて計測地点の地盤振動特性を評価するために行われている。このように、地盤の常時微動計測は、加振を行う必要がなく、地盤を掘削するなどの作業も必要としない非破壊計測であるため、手軽に実施できる特徴から多くの目的に利用されている。また、数分レベルの短時間の計測で、ある程度の成果が得られることも利便性を向上させている。地盤の常時微動計測を利用する簡便な方法の一例としては、同時計測した水平動成分のフーリエ振幅スペクトルを上下動成分のフーリエ振幅スペクトルで除する H/V スペクトルを用いて表層地盤の卓越振動数や S 波速度構造を推定し、これらを用いた地震時の増幅特性推定による地震被害想定や耐震設計の精度向上¹⁾が図られている。著者ら²⁾は、こうした地盤の常時微動計測による H/V スペクトルが地盤特性を的確に再現していることを確認するために、PS 検層による S 波速度構造から求めた卓越振動数と比較し、H/V スペクトルが PS 検層による S 波速度構造から求めた卓越振動数と概ね一致していることを確認している。更なる利活用として盛土・埋土の安全性評価³⁾や落石危険度振動調査法⁴⁾などにも用いられている。一方、加速度センサ発展にあわせ、地盤の常時微動を計測するためのセンサも、古くはバネによる機械式慣性センサからサーボ型加速度計へと変化し、現状ではクォーツ加速度計や MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) 加速度計に展開されている。近年では、クォーツ加速度計や MEMS 加速度計の小型化や低コスト化から利用範囲が拡大しているが、性能的に地盤の常時微動計測に適していることを検証している事例は少ない。栗田⁵⁾による MEMS 加速度計とサーボ型加速度計との比較による常時微動計測の結果として、MEMS 加速度計に $1/f$ ノイズの混入が示されている例や、松田ら⁶⁾によるクォーツ加速度計が微動観測に適用する可能性が高いことを示した例が見受けられるが、各センサを用いた総合的な地盤常時微動への適用性確認を実施した例は見受けられない。このため、本検討は高性能クォーツ加速度計、クォーツ加速度計と MEMS 加速度計で同時に地盤の常時微動計測を実施し、各センサが収録した加速度時刻歴波形の分析結果を基にした地盤常時微動への適用性を確認することにした。また、同様のセンサチップを搭載したクォーツ加速度計も複数同時計測することで、チップ個体による感度の差異も確認した。

2. 常時微動計測の概要

2.1 計測地点

地盤の常時微動計測地点は、古生層から構成された美濃山地と長良川水系の働きにより形成された扇状地の境界付近に位置する岐阜大学(図-1)の周辺2地点とした。計測地点を図-2に示す。常時微動計測の2地点選定においては、地盤構造に差があることも考慮したが、最優先としたことは交通量(含む人流)が少なく、計測結果に外乱ノイズを含まない地点とした。計測地点の1番目は、大学近郊にある伊自良川堤体上部とした(以下、計測地点①)。計測地点の2番目は、大学構内の農地内道路上とした(以下、計測地点②)。計測地点①の全景を図-3に、計測地点②の全景を図-4に示す。



図-1 岐阜大学位置（背景図：国土地理院（電子 Web））

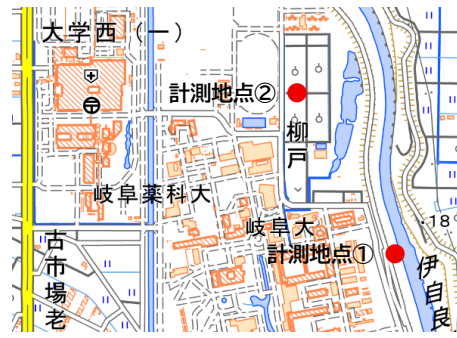


図-2 計測位置（背景図：国土地理院（電子 Web））



図-3 計測地点①全景



図-4 計測地点②全景

2.2 計測対象センサ

計測に用いたセンサのセンサ性能であるノイズ密度を表-1 に示す。このうちのソナス社 x04 Pro Portable⁷⁾（以下、Pro）が高性能クォーツ加速度計であり、この計測結果を評価基準値として用いた。ソナス社 x04 QC Portable⁷⁾（以下、QC）とロジカルプロダクト LP-WS92-EACS01-2⁸⁾ 2機（以下、LP1 と LP2）は、同じセイコーエプソン製のクォーツ加速度センサ M-A352 を利用しているため、これらの比較でセンサ個体差の確認を行った。ロジカルプロダクトの同一製品である LP1 と LP2 が複数含まれているのは、著者らがこの 2 センサを用いて落石危険度振動調査⁹⁾を実施しているためである。すなわち、緒方らの落石危険度振動調査法⁴⁾は、2 センサの伝達関数による評価となっており、本研究では同一地点同時計測によって得られたデータの伝達関数を求め、その値が 1.0 近傍となる振動数範囲を確認する適用性判定を実施した。なお、表-1 の MEMS センサ（以下、MEMS）は、ノイズ密度の公開のみとした。これらによる計測状況を図-5 に示す。図中に示すセンサと図中未掲載の MEMS で同時計測を実施した。



図-5 センサ設置状況

2.3 計測方法

常時微動収録時の収録振動数は、すべて 500Hz とし、3 方向成分の収録を行った。収録した加速度時刻歴波形の時刻同期を行うために、野球の硬球を概ね地上 20cm から落下させた衝撃（図-6）を囲まれたセンサ中心のアスファルトに与え、これをトリガーとなるような収録を実施した。具体的には、波形内の衝撃パルス正の最大値から自由振動部が完全に終了した 4 秒間を除外し、それ以降の 12 秒間を抽出して分析対象の常時微動データとした。

表-1 センサー一覧

販売会社：名称	ノイズ密度	呼称
ソナス社 x04 Pro Portable	0.02 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	Pro
ソナス社 x04 QC Portable	0.2 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	QC
ロジカルプロダクト WS92-EACS01-2	0.2 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	LP1
ロジカルプロダクト WS92-EACS01-2	0.2 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	LP2
A 社 B 機種	25 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$	MEMS

3. 常時微動記録の分析

計測した地盤の常時微動記録の分析としては、得られた加速度時刻歴波形による RMS (Root Mean Square) による比較、フーリエ振幅スペクトルの比較として各センサの結果を Pro の結果で除することで Pro と差異が発生する振動数範囲を確認した。時間方向変化を含めた一致度確認として、各センサの計測記録における非定常振幅スペクトルを計算し、この結果の時間断面毎の最大ピーク値発生振動数を求め、これを比較することで時間変動の正確性を確認した。また、落石危度除振動調査⁹⁾の実務対応として LP1 と LP2 の伝達関数の活用可能振動数範囲を確認した。



図-6 トリガー加振状況

3.1 RMS 値の比較検討

それぞれの計測器で地盤常時微動を計測して求めた加速度時刻歴波形の一例として計測地点①の X 方向成分を図-7 に示す。これらから求めた計測地点①の RMS を表-2 と図-8 に、計測地点②の RMS を表-3 と図-9 に示す。この結果から、MEMS は他のセンサより 10 倍以上大きな値を示しており、用いた MEMS センサでの地盤常時微動振幅を評価することが難しいことを示した。同一センサモジュールである QC, LP1, LP2 は概ね同様の結果となっており、RMS 評価レベルでは個体差が生じていないと言える。ただし、評価基準値の Pro の 3 方向成分が異なる値となっているのに対して QC, LP1, LP2 は概ね 3 方向成分が同一の値となっているため、高性能クォーツ加速度計までの精度を持ちあわせていないことが示された。この乖離がどの振動数帯域で発生しているかを確認するために次項にフーリエ振幅スペクトルによる検討を示す。

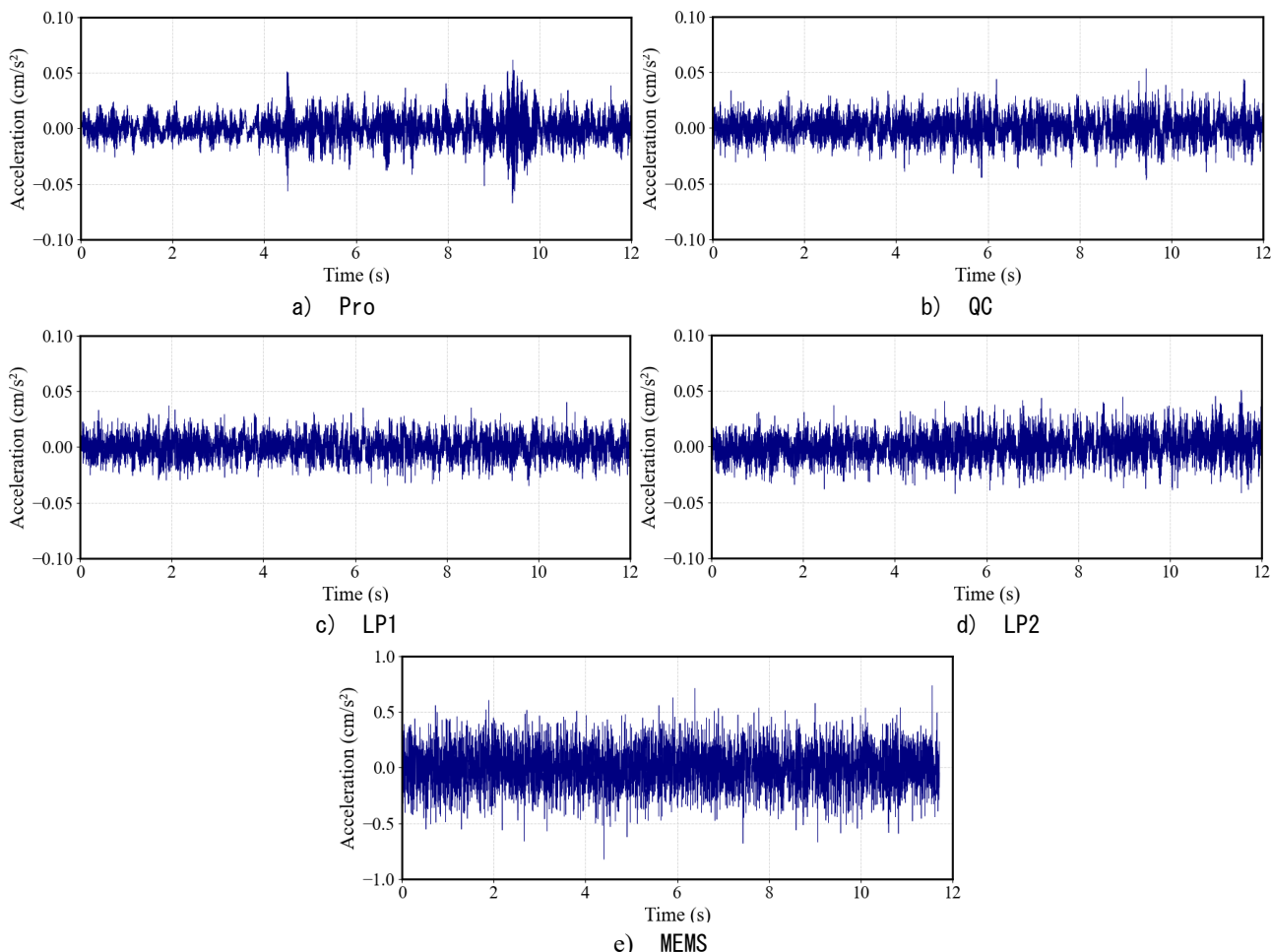


図-7 加速度時刻歴 X 方向成分 計測地点①

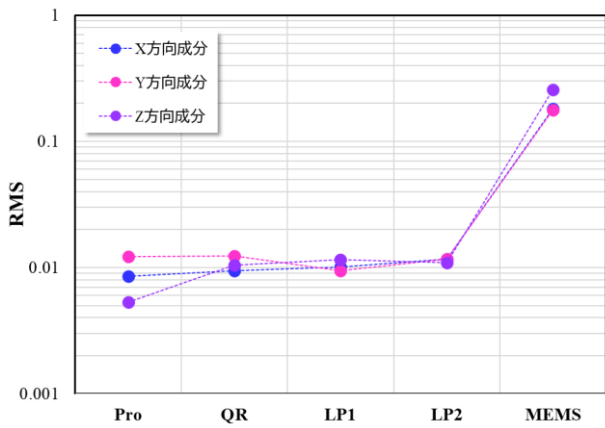


図-8 RMS 値比較：計測地点①

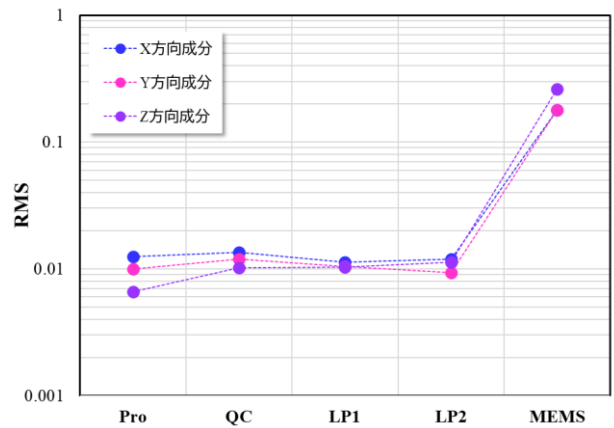


図-9 RMS 値比較：計測地点②

3.2 フーリエ振幅スペクトルによる比較検討

振動数帯域での差異を確認するために、フーリエ振幅スペクトルによる比較検討を実施した。このために、各ケースのフーリエ振幅スペクトルに Pro の結果を重ね書きして比較を行った。その一例として計測地点①の X 方向成分の各計測器の結果を図-10 に示す。図-10a の QC、図-10b の LP1、図-10c の LP2 のクォーツ加速度計においては、1.0Hz 以下の低振動成分と 30.0Hz 以上の高振動成分に Pro との差が生じているが、1.0Hz～30.0Hz 間においては一致度が高くなっている。

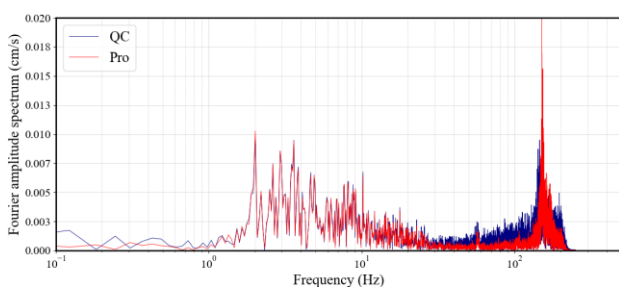
表-2 RMS 値：計測地点①

呼称	RMS		
	X 方向	Y 方向	Z 方向
Pro	0.0122	0.0180	0.0075
QC	0.0117	0.0156	0.0111
LP1	0.0105	0.0096	0.0107
LP2	0.0124	0.0129	0.0131
MEMS	0.1841	0.1757	0.2580

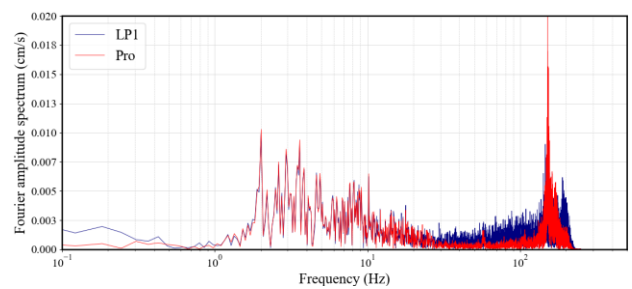
表-3 RMS 値：計測地点②

呼称	RMS		
	X 方向	Y 方向	Z 方向
Pro	0.0125	0.0099	0.0066
QC	0.0136	0.0119	0.0101
LP1	0.0113	0.0104	0.0103
LP2	0.0119	0.0093	0.0112
MEMS	0.1793	0.1795	0.2608

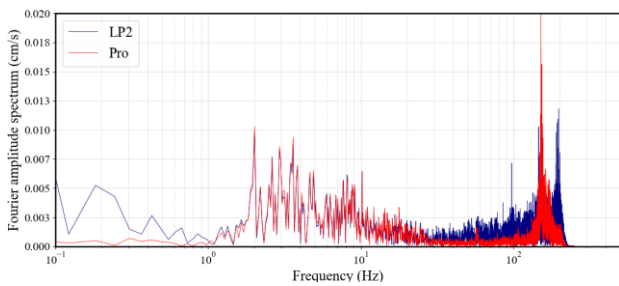
と 30.0Hz 以上の高振動成分に Pro との差が生じているが、1.0Hz～30.0Hz 間においては一致度が高くなっている。このことから、クォーツ加速度計で地盤の常時微動計測を行う場合には、卓越振動数が 1Hz を下回るような軟弱地盤でなければ対応可能なことが示された。図-10d の MEMS では全域でノイズレベルが非常に高いため Pro と一致しない。このため、ノイズ密度が 20～25 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ 程度の MEMS センサでは地盤の常時微動計測に対応できないことが示された。



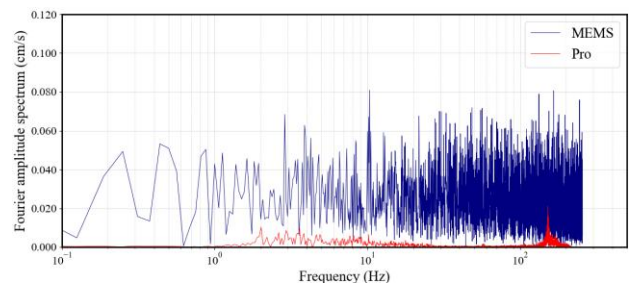
a) QC



b) LP1



c) LP2



d) MEMS

図-10 フーリエ振幅スペクトルの比較 X 方向成分 計測地点①

こうした傾向確認をより顕著に実施し易くするために、各センサのフーリエ振幅スペクトルを Pro のフーリエ振幅スペクトルで除した値について、1.0 近傍の振動数帯域を確認した。計測地点①の各計器の結果を図-11 に示し、同様に計測地点②の結果を図-12 に示す。すべての図中に 3 方向成分を示した。なお、MEMS の結果は縦軸の範囲が他と異なる。クォーツ加速度計の QC, LP1, LP2 の 1.0 近傍範囲は 2.0Hz~20.0Hz であり、この間であれば高性能クォーツ加速度計と同程度の性能であることが示され、若干性能が低下する振幅比 0.5~2.0 程度の範囲を含めると 1.0Hz~30.0Hz 範囲が地盤の常時微動計測に対応が可能と考える。MEMS の計測は、他と比べ全体的に 10 倍程度大きな値となっているため、地盤の常時微動計測に利用できるとは言えない。

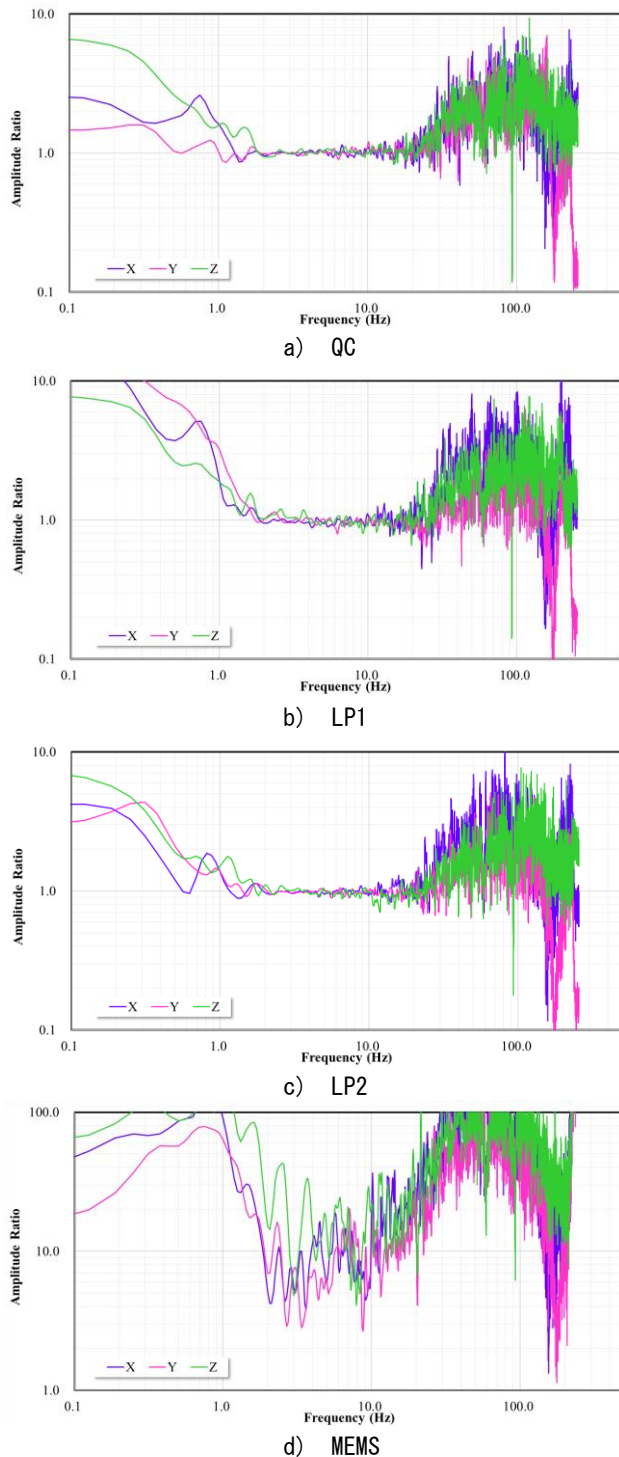


図-11 スペクトル比 計測地点①

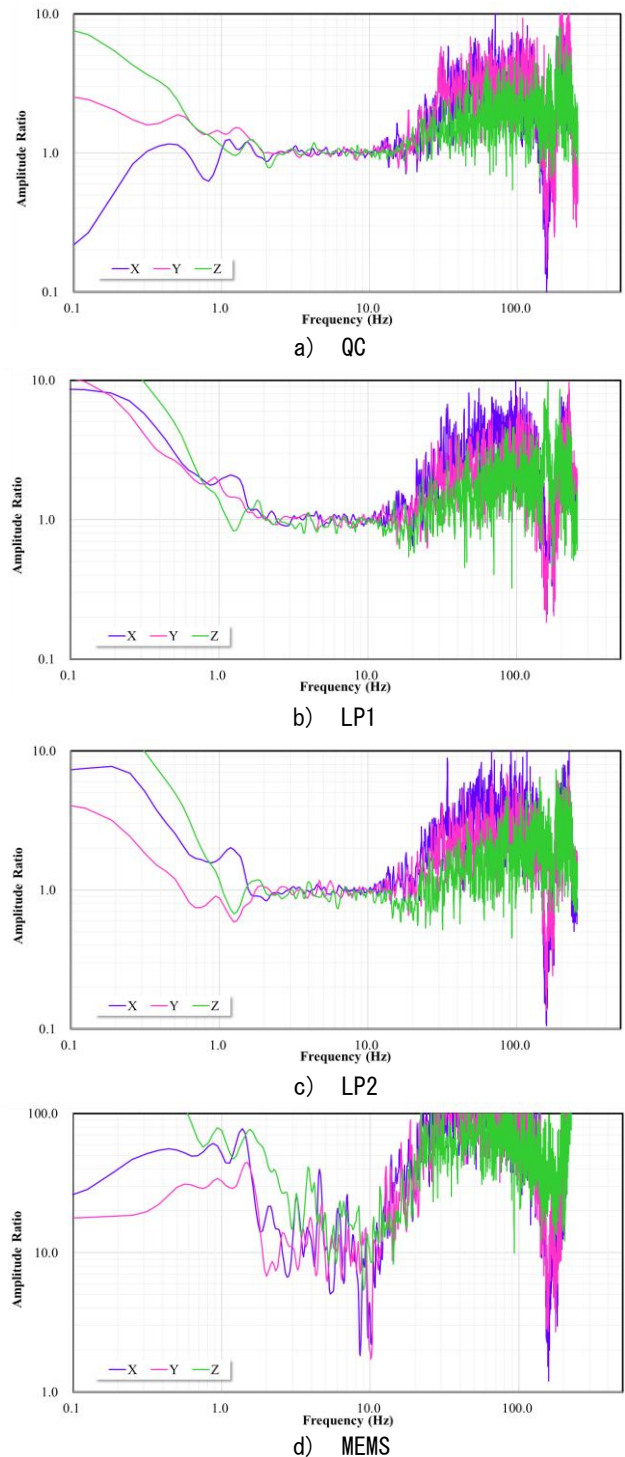


図-12 スペクトル比 計測地点②

3.3 非定常振幅スペクトルによる比較検討

これまでの検討により、クォーツ加速度計に個体差は少なく、振動数が 1.0Hz~30.0Hz の範囲であれば地盤の常時微動計測に用いることができる可能性が示された。一方、MEMS センサは地盤の常時微動計測に適していないと言える。クォーツ加速度計は、収録波形全体評価を可能とするフーリエ振幅スペクトル分析での地盤常時微動計測に用いることが可能なことを示した。次に、収録波形時間変化の適用性を確認するために、非定常振幅スペクトル解析¹⁰⁾による検討を実施した。本節では QC を例に、卓越振動数の時間変動を同様に求めた Pro の結果と比較した。非定常振幅スペクトルからの卓越振動数時間変化は、図-13 の Pro 計測地点①X 方向成分や図-14 の QC 計測方向①X 方向による非定常振幅スペクトルから、横軸となる常時微動加速度時刻歴波形データ総数の全時間断面に存在する振動数と非定常振幅値の関係から、最大振幅となるピークの振動数を抽出して時間軸に並べた結果である。図-15 に Pro と QC の卓越振動数時間変化を示す。この結果から卓越振動数の時間変化は、同一の傾向であるが、QC において 100Hz 近傍の高振動帯域にノイズ成分の発生が確認できる。そこで、算定範囲を 1.0Hz~30.0Hz に限定して求めた結果を図-16 に示すが、範囲を限定することで卓越振動数の時間変化もほぼ同一となり、ここでもクォーツ加速度計が 1.0Hz~30.0Hz 範囲であれば地盤の常時微動計測に適応可能なことが示された。これらの一致度を数値化するために Pro と QC の各卓越振動数が 0.1Hz 以内誤差で一致する全数との比率を求めると 74.6% となった。表-4 に全計測の一致度算定結果を示し、表-5 に各センサの最大値、最小値と平均値を示す。表-5 よりクォーツ加速度計の平均値は全て 70%以上となっており、1.0Hz~30.0Hz の範囲であれば高性能クォーツ加速度計に近い結果が得られていることが確認できたが、若干の個体差を確認した。MEMS に関しては、一致しない結果となった。

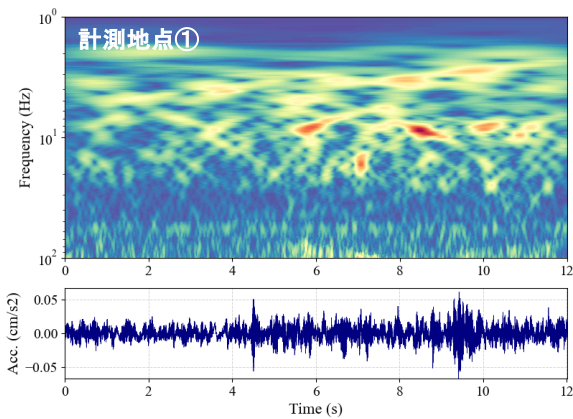


図-13 非定常振幅スペクトル Pro X 方向成分

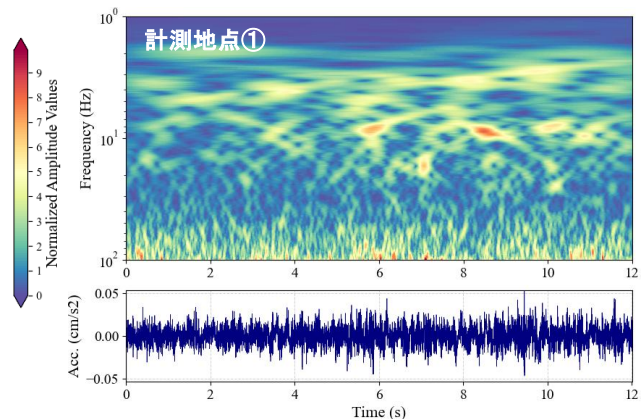


図-14 非定常振幅スペクトル QC X 方向成分

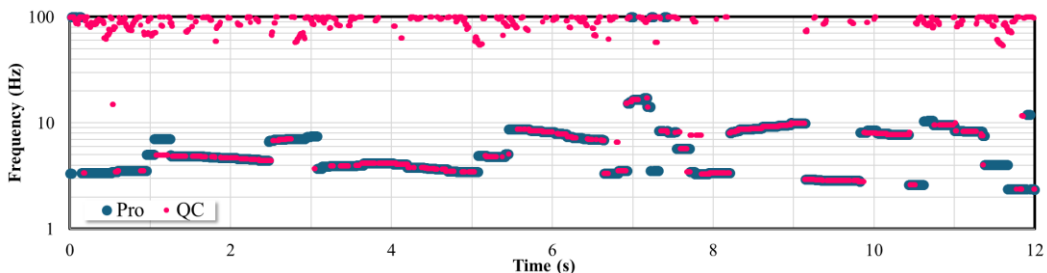


図-15 Pro と QC の卓越振動数時間変化

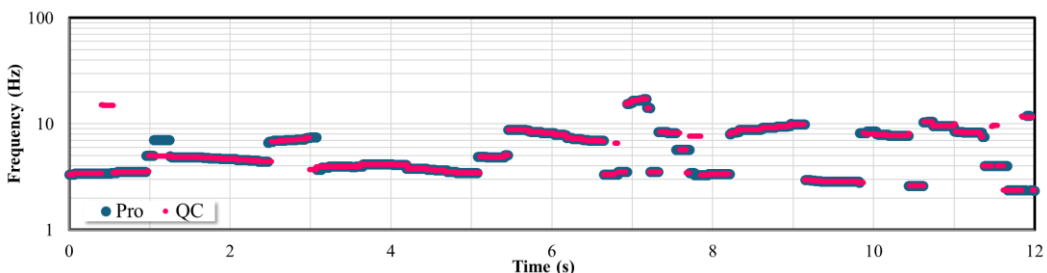


図-16 1.0Hz~30.0Hz の卓越振動数時間変化

表-4 全計測の卓越振動数一致度算定結果

計測地点	方向成分	センサ名称	比率 (%)	方向成分	センサ名称	比率 (%)	方向成分	センサ名称	比率 (%)
①	X	QC	74.6	Y	QC	73.7	Z	QC	69.2
		LP1	76.6		LP1	81.4		LP1	70.4
		LP2	68.2		LP2	78.9		LP2	58.9
		MEMS	0.2		MEMS	1.0		MEMS	1.0
②	X	QC	86.1	Y	QC	78.9	Z	QC	69.7
		LP1	79.2		LP1	73.7		LP1	62.4
		LP2	83.8		LP2	73.5		LP2	65.0
		MEMS	0.1		MEMS	0.0		MEMS	0.1

表-5 卓越振動数一致度の最大値, 最小値, 平均値

センサ名称	比率最大値 (%)	比率最小値 (%)	比率平均値 (%)
QC	86.1	69.2	75.4
LP1	81.4	62.4	73.9
LP2	83.8	58.9	71.4
MEMS	1.0	0.0	0.4

3.4 伝達関数評価

LP1 と LP2 を用いて落石危険度振動調査³⁾を実施する場合は、2つのセンサの伝達関数による評価となるため、LP1 と LP2 の同一地点同時計測によって得られたデータの伝達関数を求め、その値が 1.0 近傍となる振動数範囲を探る適用性判定を実施した。これまで、センサ単体で精度が保証される振動数は 20~30Hz 程度であったが、落石危険度振動調査の危険度判定基準は 30Hz であり、伝達関数とすることで危険度判定基準以上の振動数評価が可能であるかを確認する。伝達関数算定ではフーリエ振幅スペクトルで除することでゼロ割現象による不安定さを解消する意味合いで、フーリエ振幅スペクトルにハニング法による平滑化を 50 サイクル施してから伝達関数を求めた。なお、平滑化 50 サイクルは、伝達関数算定時に良く用いられる一般的なレベルであり、過度な振幅調整ではないと言える。図-17 に計測地点①の伝達関数を示し、図-18 に計測地点②の伝達関数を示す。この結果から伝達関数が 2.0 以下の範囲は 60.0Hz 程度であり、現場応答が 2.0 以上の増幅が見込めれば、この範囲での伝達関数活用が可能と考え、落石危険度振動調査への展開も可能と言える。

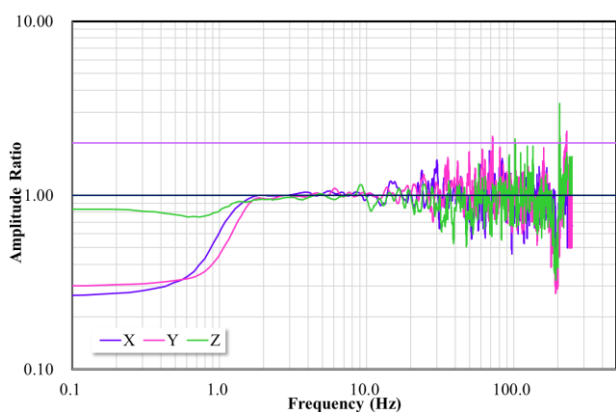


図-17 計測地点①での伝達関数(平滑化 50 サイクル)

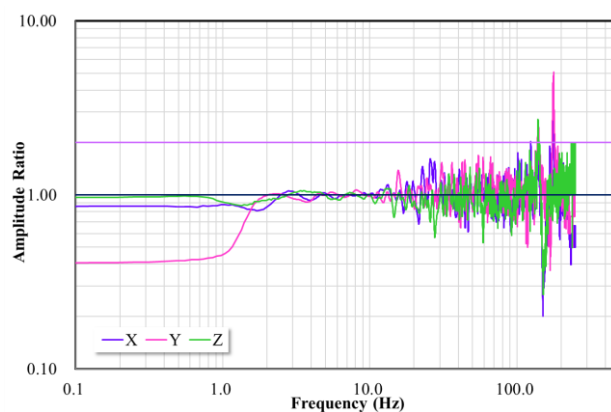


図-18 計測地点②での伝達関数(平滑化 50 サイクル)

4. まとめ

本研究は、種々の加速度センサを用いて、地盤常時微動計測への適用性を検討した。そのために、高性能クォーツ加速度計を評価基準値としてクォーツ加速度計、MEMS 加速度計での同時計測を実施し、RMS 値、フーリエ振幅スペクトルおよび非定常振幅スペクトルを用いた分析によって評価を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① RMS 値は、MEMS 以外は概ね同程度の値を示した。

- ② クォーツ加速度計は、フーリエ振幅スペクトルとその比、非定常振幅スペクトルからの卓越振動数時刻歴評価によると 1Hz～30Hz 程度が地盤常時微動計測に利用可能な範囲である。
- ③ ノイズ密度が 20～25 $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ 程度の MEMS 加速度計は地盤常時微動計測に適していない。
- ④ クォーツ加速度計で伝達関数評価を行う場合には、現場の増幅応答レベルが 2 倍以上であれば 60Hz 程度まで利用できる。

謝辞：本研究を実施するにあたり、ソナス株式会社のご協力を得ました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1)中村真貴, 原田隆典, 王宏沢, 斎藤将司: 常時微動 H/V スペクトル比を利用した強震観測点近傍の地震動推定法, 土木学会論文集 A1,Vol.65,No.1, PPI_65-74, 2009.
- 2)遠藤大輔, 上田稔, 橋詰正広, 永坂英明, 葛巻亜弥子: 常時微動 H/V スペクトルの卓越振動数と S 波検層結果および N 値から換算した S 波速度構造から算出した固有振動数の比較, 第 39 回地盤工学研究発表会, PP.2021-2022, 2004.
- 3)伊藤雅基, 小嶋啓介: 常時微動観測に基づく盛土造成地の地盤構造の推定に関する事例研究, 自然災害科学 J.JSNDS 38-3, PP.389-405, 2019.
- 4)緒方健治, 松山裕幸, 天野浄行: 振動特性を利用した落石危険度の判定, 土木学会論文集 No.749/VI-61, PP.123-135, 2003.
- 5)栗田哲史: 実測値に基づく MEMS チップの地盤震動観測への適用性, 土木学会論文集 A1,Vol.75,No.4, PPI_657-I_666, 2019.
- 6)松田滋夫, 中仙道和之, 盛川仁, 飯山かほり, 坂井公俊: 水晶振動子による加速度センサの微動観測への適用性に関する検討, 土木学会論文集 A1,Vol.76,No.4, PPI_793-I_803, 2020.
- 7)ソナス (株): 構造物モニタリング向け無線式振動計測システム Sonas X04 シリーズ, PP.1-5, 2025.
- 8) (株) ロジカルプロダクト: パンフレット「老朽化インフラ対策で寿命 100 年を目指します。», PP.1-2, 2025.
- 9)小出陽菜, 吉川高広, 沢田和秀, 赤沢健, 森本翔太郎: 落石危険度振動調査法への 3 成分小型加速度センサの適用, 第 37 回中部地盤工学シンポジウム, PP.20-26, 2025.
- 10)神山真: 強地震動の非定常スペクトル特性とその波動論的考察, 土木学会論文報告集 Vol.284, PP.35-48, 1979.

ダウンザホールハンマ掘削機械の計測データに基づく杭支持層評価

株式会社ケー・エフ・シー 国際会員 ○渡邊 直人
アールシーアイ株式会社 阿波 宏司
一般財団法人 先端建設技術センター 山本 拓治
石川工業高等専門学校 国際会員 新保 泰輝

1. はじめに

筆者らはマイクロパイル工法を開発し多くの施工実績を有している。マイクロパイル工法は、小口径(通常300mm以下)の杭を高強度材料と地盤のグラウト固結により一体化させる基礎工法であり、近年その必要性が高まっている。既存構造物の近接施工や狭隘な場所での施工において、小型機械による低振動・低騒音での施工が可能であり、都市部での工事や既存建物の耐震補強に適している。また、転石層などの複雑な地盤条件下でも施工可能であり、斜杭としての施工により水平抵抗力を効果的に確保できるため、耐震性能の向上に貢献する。さらに、老朽化した既存構造物の基礎補強の需要が増加しており、社会インフラの長寿命化や防災・減災対策の観点からも重要な技術となっている。

このマイクロパイル工法には、ダウンザホールハンマ工法(以下、DTH)を適用している。本工法は、圧縮空気により駆動するハンマを鋼管杭先端に装着し、杭先端から直接打撃することで支持層まで貫入させる工法である。本工法は、硬質地盤や転石層への貫入能力に優れ、施工の確実性が高く、さらに打撃と掘削を同時に行うため施工効率が良いという利点を有している。しかし、これまでの支持層到達評価は、排出土砂の性状確認など、調査ボーリング結果との比較に依存し、客観的に評価することに課題があった。排出土砂は、幾分かは中間層と支持層の混合物となる可能性があり目視確認に際しては注意を要する。

また、排出土砂採取間隔によっては、支持層境界部の深度判定が粗くなる場合もある。

杭先端が支持層に未到達の場合、設計支持力が得られず構造物の安定が確保できない。逆に、支持層に過到達の場合、施工ロスが大きくなり工程に影響する。このため、筆者らはダウンザホールハンマを用いた空気圧駆動の打撃系掘削装置に関して、鋼管杭を地盤に設置するための支持杭の支持層管理(打止め管理)を行うことができる技術を開発している。

DTHは標準貫入試験(SPT)と同様に一定エネルギーの打撃を繰り返す装置であり、打撃に対する掘進抵抗から地盤の硬さを評価できる。本報告では、礫質地盤での施工結果を報告し、掘削体積比エネルギーとN値の対応を確認するとともに、振動信号から打撃の基本周波数を推定する手法の理論的背景を整理する。また、参考的な検討として1質点系の解析モデルを設定し、コンクリートの施工試験における弾性係数の推定結果を報告する。

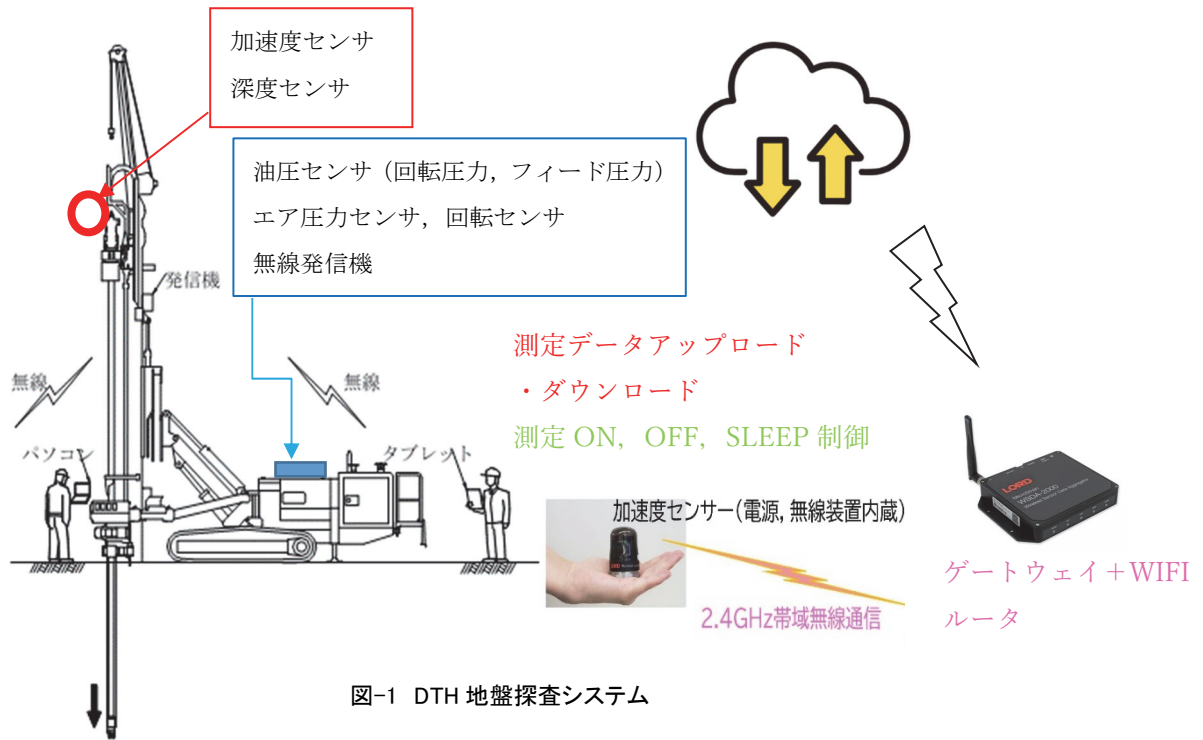
2. システムの概要

2.1 開発仕様

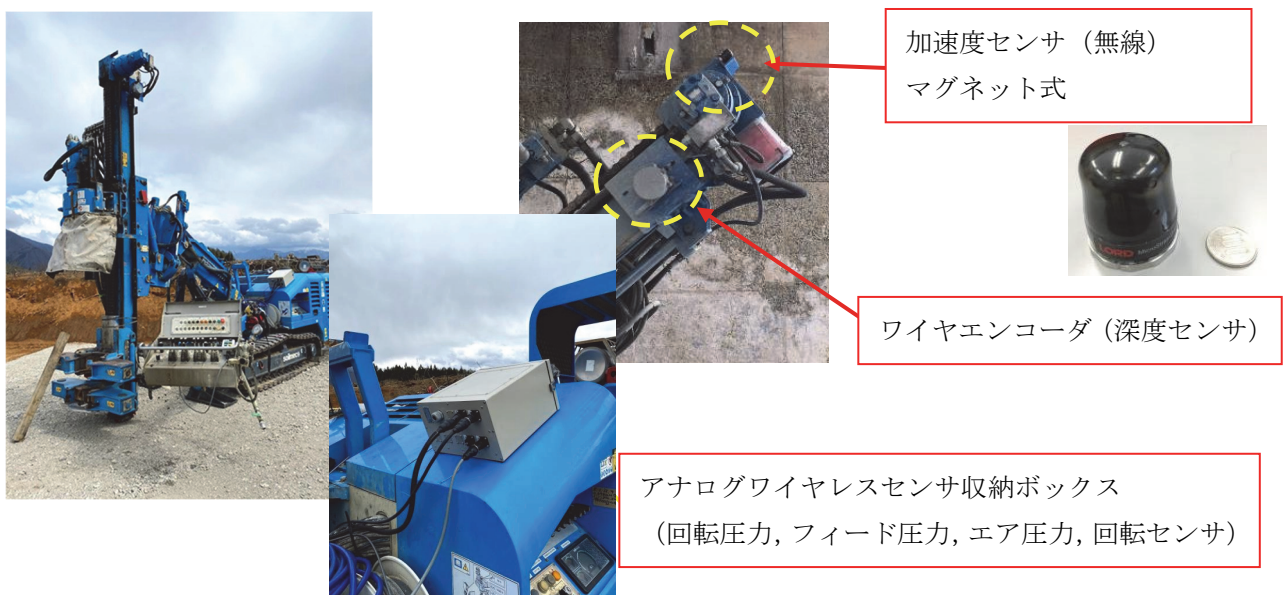
安全対策上、実現場での作業を阻害することがないように、無線環境のシステムを主体に構築している。

また、測定コスト削減のため測定者が現地にいる必要が無いように、インターネット、クラウドを活用し、現場事務所や管理会社にて遠隔での各種センサ制御(ON, OFF, 開始, 終了等)、また実際の測定、分析ができるようにしている。また、ハンマ打撃のみならずビット回転による掘削に対応できるように、回転数、回転圧力、フィード圧力を測定できるセンサを装備しているが、その評価は本論文では言及しない。

Evaluation of Pile Bearing Layers Based on Measurement Data from Down-the-Hole Hammer Drilling Machinery:
Naoto Watanabe (KFC Ltd.), Hiroshi Awa (RCI Ltd.), Takuji Yamamoto (ACTEC), Taiki Shimbo (National Institute
of Technology, Ishikawa College)



杭基礎の ICT 施工においては、過酷な現場環境下や高振動の機械でも安定的にデータを取得でき、かつ安価で汎用的なシステムを構築する必要がある。図-2 に掘削機械とセンサの取り付け状況を示す。掘削機のエアコンプレッサの圧力を測定するセンサ、掘削速度や掘削深度を測定するワイヤエンコーダ(深度センサ)、掘削機の回転圧力・フィード圧力を測定する油圧センサ、回転数を測定するセンサ、および機械振動を取得するための加速度センサを取り付けた。加速度センサは、高振動にも強い 3 成分の小型無線式加速度センサ(マグネット式)であり、ガイドセル上部に設置した。



3. 打撃振動信号のモデル化

DTH の打撃信号をインパルス列としてモデル化する。実際の打撃荷重は有限の接触時間を持つパルス波形であるが、基本周波数の推定においては、個々のパルス波形ではなく打撃が発生する時刻の列が本質的な情報である。パワースペクトル上の基本周波数ピークの位置は打撃時刻の間隔によって決まり、パルス波形はスペクトル包絡(各ピークの振幅比)にのみ影響する。

DTHの打撃信号を、各打撃時刻にデルタ関数が立つインパルス列として以下のようにモデル化する。

$$x(t) = \sum_k \delta(t - t_k), \quad t_k = kT_0 + \varepsilon_k \quad \dots\dots(1)$$

ここで T_0 は平均打撃周期、 ε_k は k 回目の打撃に対する打撃時刻の揺らぎ（理想時刻 kT_0 からのずれ）である。

「打撃時刻の揺らぎ」とは、各打撃の発生時刻が理想的な等間隔時刻からずれる現象であり、地盤条件・送気圧・回転等の影響により生じる。 $\varepsilon_k > 0$ なら打撃が遅れ、 $\varepsilon_k < 0$ なら早まることを意味する。

打撃時刻の揺らぎがない場合（ $\varepsilon_k = 0$ ）を示す。周期一定のインパルス列のフーリエ級数展開は

$$x(t) = \frac{1}{T_0} \sum_{n=-\infty}^{\infty} e^{i2\pi n f_0 t}, \quad f_0 = \frac{1}{T_0} \quad \dots\dots(2)$$

となり、スペクトルは $f = n f_0$ に等間隔の線スペクトルを持つ。基本周波数 f_0 は打撃回数（回/秒）に相当する。

打撃時刻に揺らぎがある場合、フーリエ変換において $e^{-i\omega \varepsilon_k}$ がランダム位相として作用し、各インパルスのコヒーレントな加算を崩す。

実際の観測信号(図-3)では、打撃時刻揺らぎによる減衰に加え、打撃波形のスペクトル包絡および振動伝播経路の伝達関数の効果が重畳するため、基本周波数ピークがスペクトル中で最も顕著なピークとなる。

打撃信号は加速度センサによって取得する。打撃周波数が施工中に変動するため、短時間フーリエ変換（STFT）により時間-周波数解析を行い、帯域通過フィルタ（BPF）を適用して帯域外成分（高調波、機械共振、ノイズ）および低周波ノイズ（DC オフセット、センサドリフト等）を除去した上で、各時間フレームにおける帯域内最大ピークを基本周波数の推定値とする。

硬い地盤では打撃時の反力が明瞭で基本周波数成分が現れやすいのに対し、スライム（掘削孔底に滞留する泥水や切削くず）では変形・減衰の影響でその成分が小さくなりやすい。このため、本研究では振幅スペクトルの頻度分布を用いて低振幅群を判別し、支持層評価に不適なデータとして排除した（図-4）。これにより、現地盤の応答特性をより明瞭に抽出できる。

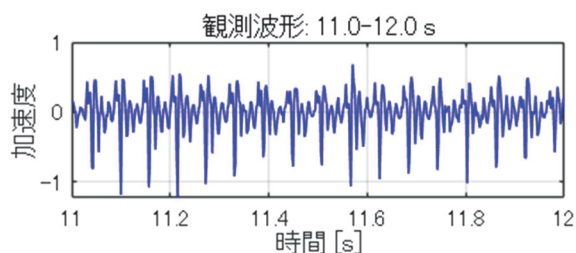


図-3 観測波形例(コンクリート)

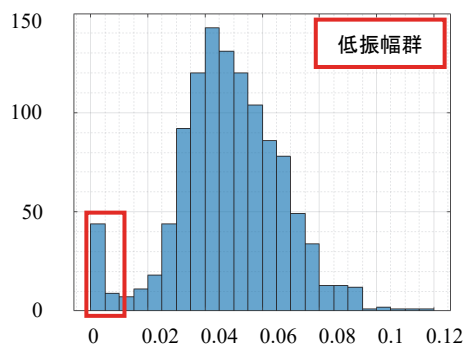


図-4 振幅スペクトル頻度分布例

4. 地盤評価の原理

4.1 ダウンザホールハンマの駆動原理と標準貫入試験(SPT)との対比

DTHは空圧駆動のハンマであり、以下の4段階で周期的に打撃を行う。(1) ピストン上部のエア圧力が上昇、(2) ピストンが下降しハンマビットと一体となり打撃準備状態、(3) 打撃とビット先端からのエアブロー（スライム排除）、(4) 打撃反力とエア圧によりハンマビットとピストンが上昇。

この駆動機構の重要な特長は、ビットと掘削対象地盤との距離およびピストン間距離が常に一定であることである。すなわち、地盤条件によらずピストンのストローク（落下距離）が一定であるため、1打撃あた

りの入力エネルギーは概ね一定となる。

図-5 に本研究で使用した DTH (Robit 社 Hyper81) のメーカー仕様を示す。ピストン重量は 43.9 kg, ストロークは 102 mm である。エア圧力と打撃数・エネルギー出力の関係が表として与えられており, コンプレッサーのエア圧力によって打撃数が変化する。

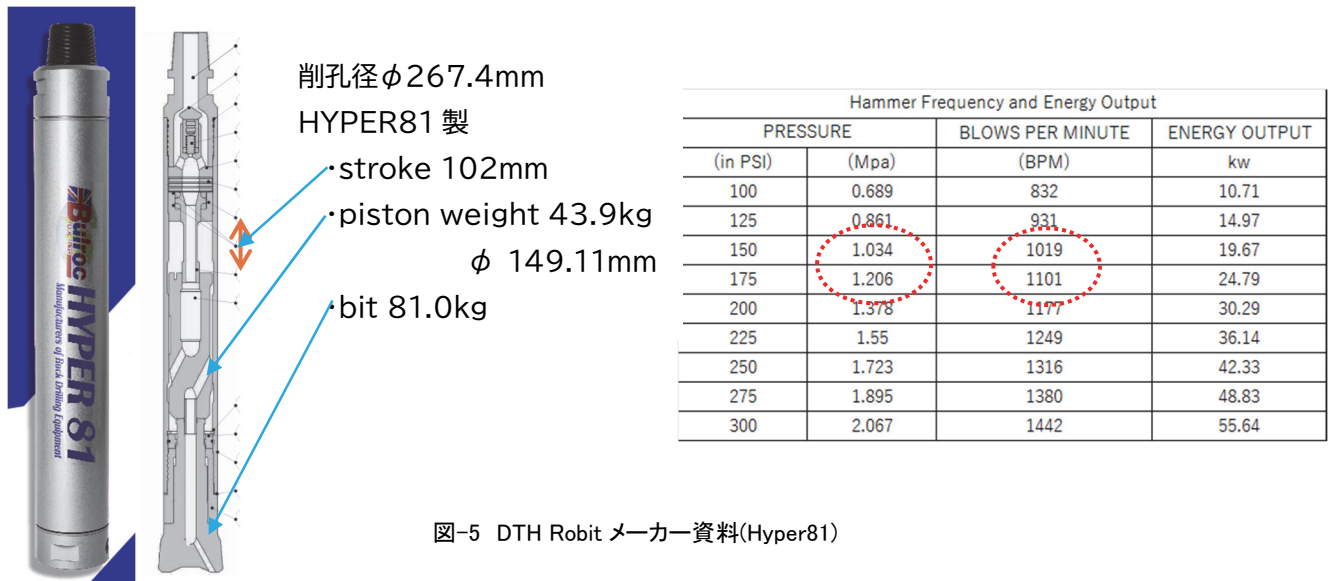


図-5 DTH Robit メーカー資料(Hyper81)

本施工で使用したエア圧 1.0–1.2 MPa の条件では, 打撃数は 1019–1101 BPM (16.9–18.4 回/秒)。この打撃周波数は, 本論文の信号解析で想定した 10–20 Hz の帯域設定と整合している。

DTH による地盤評価の原理は, 標準貫入試験 (SPT) と本質的に共通している。SPT は 63.5 kg のハンマを 76 cm の高さから自由落下させ, サンプラーを 30 cm 貫入させるのに必要な打撃回数 (N 値) を求める試験である。すなわち, 一定エネルギーの打撃に対する地盤の抵抗 (貫入に要する打撃回数) で地盤の硬さを評価する。

DTH においても, 4.1 節で示した通りピストンのストロークが一定であるため, 1 打撃あたりの入力エネルギーは概ね一定である。したがって, 単位掘進量あたりに要するエネルギー (掘削体積比エネルギー) は SPT の N 値と同様に地盤の硬さの指標となる。

4.2 掘削体積比エネルギー

掘削体積比エネルギーは以下の式で評価される。¹⁾

$$S_E = \frac{E_i \times \text{bpm}}{A_H \times P_R} \quad \dots\dots(3)$$

ここで, S_E : 掘削体積比エネルギー (J/cm³), E_i : 1 打撃あたりのエネルギー (J), bpm: 打撃数 (blow/min), P_R : 掘進速度 (cm/min), A_H : 孔断面積 (cm²) である。 S_E は単位体積の地盤を掘削するのに要するエネルギーを意味する。地盤が硬いほど掘進速度 P_R が低下し, S_E は増大する。

なお, 打撃数 bpm は空気圧力と打撃数のメーカー試験値, およびハイスピードカメラによる直接測定で確認している。実施工では, 3 節の打撃振動信号のモデル化により, 加速度センサによる振動信号からリアルタイムに打撃数を取得している。

4.3 現場適用結果

本手法の妥当性を示すために、事前に実施された調査ボーリング結果とその近傍での削孔結果を比較した。図-6は、削孔深度ごとの土質柱状、N値、掘削体積比エネルギー、掘進速度、エアコンプレッサー圧力のデータである。掘削体積比エネルギーのN値との対応は非常に良く、高い精度でトレースできていることが確認された。

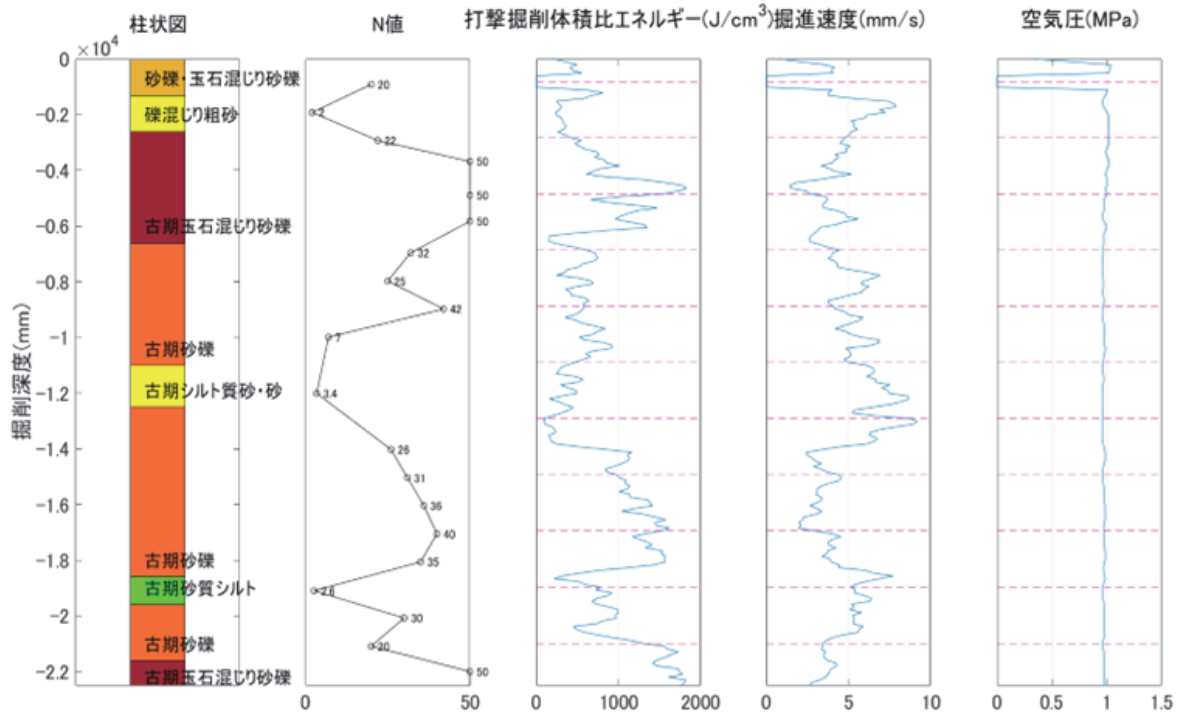


図-6 現場適用結果

この結果は、DTHがSPTと同様のメカニズム（一定エネルギー打撃に対する掘進抵抗）で地盤を評価できることを示すものである。

5. 1質点系解析モデルによる検討

4節で示した掘削体積比エネルギーによる地盤評価は、SPTと同様にエネルギー収支に基づく実用的な手法である。これに対し、本節では打撃振動の周波数特性からより詳細な地盤情報（弾性係数等）を抽出する試みとして、1質点系解析モデルによる検討を示す。

図-7に示すように、DTHのビット-地盤系を1質点系（質量-ばね-ダッシュポット系）としてモデル化する。

運動方程式は以下で与えられる。

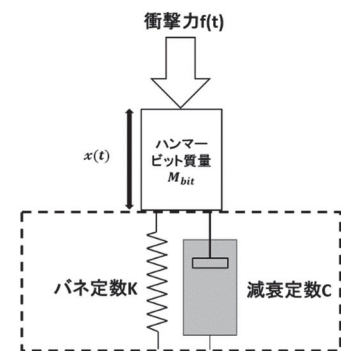


図-7 一質点系モデル

$$M_{bit}\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = f(t) \quad \dots\dots(4)$$

ここで M_{bit} : ビット質量, K : ばね定数, C : 減衰定数である。

減衰定数 C は反発係数 e を用いて $C = 2\sqrt{M_{bit}K/(1 + (\pi/\ln e)^2)}$ で設定する。質量で除して固有角振動数 $\omega^2 = K/M_{bit}$, 減衰定数 $\gamma = C/(2M_{bit})$ とすると応答加速度はフーリエ変換を用いて、

$$\ddot{x}(t) = \sum_{i=1}^{\frac{N}{2}} \frac{-\omega_s^2 F_s}{(\omega^2 - \omega_s^2 + 2i\gamma\omega_s)} e^{i\omega_s t} \quad \dots\dots(5)$$

上式に対し、バネ定数 K と反発係数 e を乱数として与えて求まる応答加速度と計測波形の一致を試みる。これにより、バネ定数 K と反発係数 e が求まる。また、 F_s は荷重に関する係数であり、計測波形を利用して、これを再現可能な荷重の時刻歴波形を求めることで得られる。

モデルの妥当性を検証するため、掘削対象が比較的均質なコンクリートである施工条件に適用した。コンクリートは自然地盤と比較して均質であり、弾性係数が圧縮強度から概算可能で、エネルギーの伝達効率も比較的安定している。

図-8 に結果を示す。推定したばね定数を弾性係数に換算した結果、瞬時値（青線）にはばらつきがあるものの、移動平均（赤線）は約 $2.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に収束し、一軸圧縮強度 $q_u=46.1 \text{ N/mm}^2$ から換算される弾性係数の実測値³⁾とよく一致した。

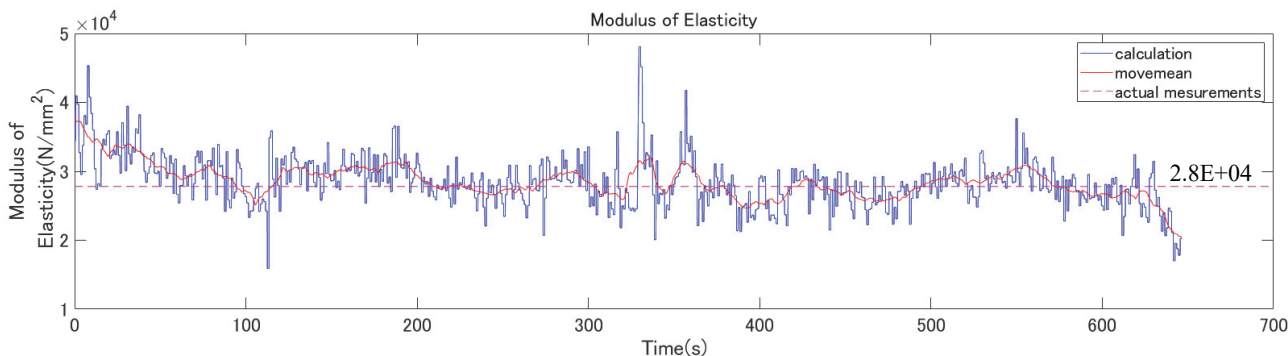


図-8 コンクリートの弾性係数の推定

コンクリートのような均質・高剛性の材料ではエネルギー伝達効率が安定するため、見かけの剛性と実際の弾性係数の間に良好な対応が得られたと考えられる。

自然地盤への適用では、推定されるバネ定数が系全体の見かけの剛性と考えられるため、地盤物性の絶対値としてではなく値の変化パターンから地盤変化を検知する指標として利用することが実用的と考えられる。

6. おわりに

支持層到達確認の客観性が求められる中、筆者らは計測データに基づく客観的評価への転換を図るべく、DTH 杭掘削機械による地盤評価システムを開発した。

DTH の打撃信号をインパルス列としてモデル化し、打撃時刻の揺らぎによる高調波減衰の効果から、STFT と BPF により基本周波数をリアルタイムに推定できることを示した。DTH はピストンストロークが一定で 1 打撃あたりのエネルギーが概ね一定であり、SPT と本質的に共通する。この原理に基づく掘削体積比エネルギーが、現場適用において N 値と良好に対応することを確認した。また、振幅スペクトルの頻度分布を用いてスライム介在区間の低振幅データを判別・排除する手法を示した。さらに、1 質点系モデルによりコンクリートの弾性係数推定が実測値と整合することを確認した。自然地盤では絶対値推定に限界があるが、同一施工条件下での変化パターンから地盤変化を検知する指標として利用可能である。今後は、データの集積と掘削体積比エネルギーの定量的評価を進め、AI を活用した支持層判定の高度化を図る。

参考文献

- 1) 松井 保・災害科学研究所トンネル調査研究会(2017): トンネル技術者のための地盤調査と地山評価, 鹿島出版会.
- 2) 和田浩二・千葉博紀・松井孝典(2004): “DEM による粉体衝突シミュレーション,” 日本惑星科学会誌, Vol.13, No.4.
- 3) 日本建築学会(2010): 鉄筋コンクリート構造規準・同解説,2010 改定.

味噌川ダム堤体基礎の間隙水圧の評価

独立行政法人水資源機構 ○櫻井 彰大
 独立行政法人水資源機構 佐藤 英一

1. はじめに

味噌川ダムは、長野県木曾郡木祖村に位置し、木曾川本川最上流に建設された、洪水調節、新規利水、流水の正常な機能の維持、発電を目的とする、堤高 140m、堤頂長 446.9m、天端標高 1130m の中央土質しゃ水壁型ロックフィルダムである。堤体の標準断面図を図-1 に示す。1993 年 12 月から 1996 年 8 月まで試験湛水を実施し、1996 年 12 月に管理を開始しているが、湛水初期から堤体基礎河床部付近の間隙水圧が高く、2000 年頃からさらに上昇傾向を示し、間隙水圧の高い状態が続いている。本稿では、この間隙水圧が高い現象について、その原因を推定し、浸透流解析を用いて評価した結果について報告する。

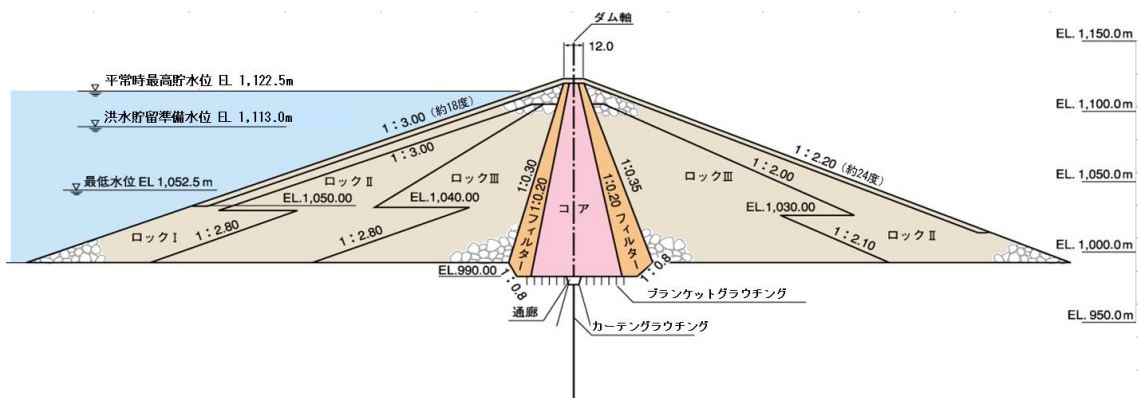


図-1 味噌川ダム標準断面図

2. 味噌川ダム堤体基礎の間隙水圧

2.1 間隙水圧の計測

味噌川ダムでは、堤体基礎通廊内に浸透流観測孔及びブルドン管圧力計（写真-1）を設置し、1 回／月の頻度で手動により間隙水圧を計測している。図-2 に観測孔詳細図を、図-3 に観測孔配置図を示す。



写真-1 浸透流観測孔及びブルドン管圧力計

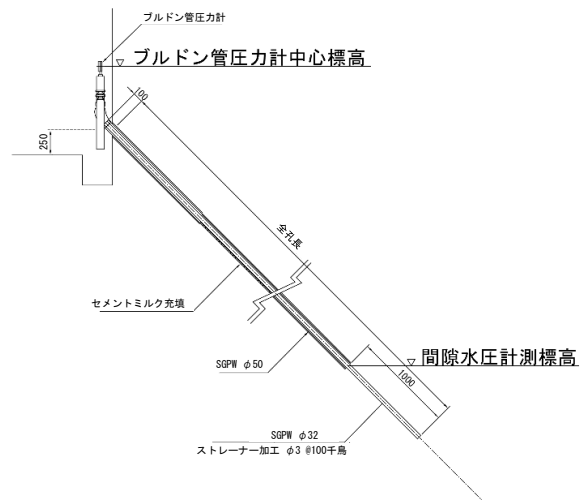


図-2 浸透流観測孔詳細図

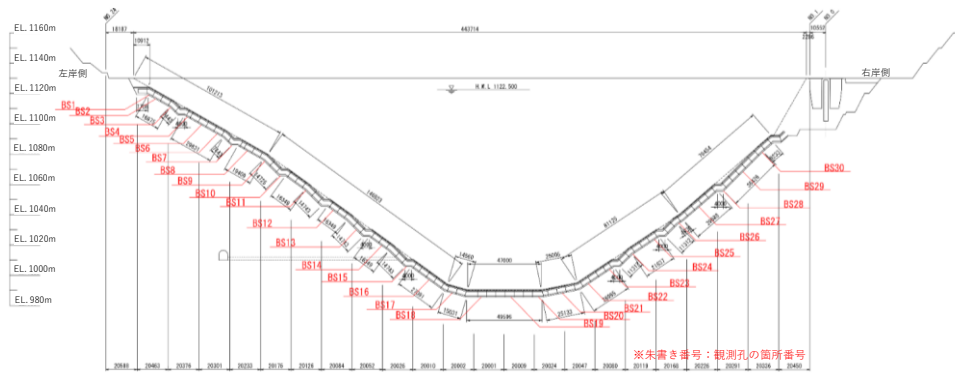


図-3 浸透流観測孔配置縦断面図

2.2 間隙水圧の経時変化

間隙水圧の計測結果として、試験湛水時(1994年1月)から2026年2月までの堤体基礎河床部付近(BS-17~22)、左岸側(BS-7, 9, 10, 12~16)、右岸側(BS-23~30)における間隙水圧/貯水圧(以下、「間隙水圧比」という。)の経時変化を図-4に示す。

河床部付近の間隙水圧比は、2000年頃から上昇し始め、2017年頃からはほぼ一定値で推移している。特にBS-19とBS-20の間隙水圧比は、2000年頃までは約60~70%であったが、2017年頃からは約88%で推移している。

なお、左岸側および右岸側の間隙水圧比については、河部付近のような上昇は見られない。

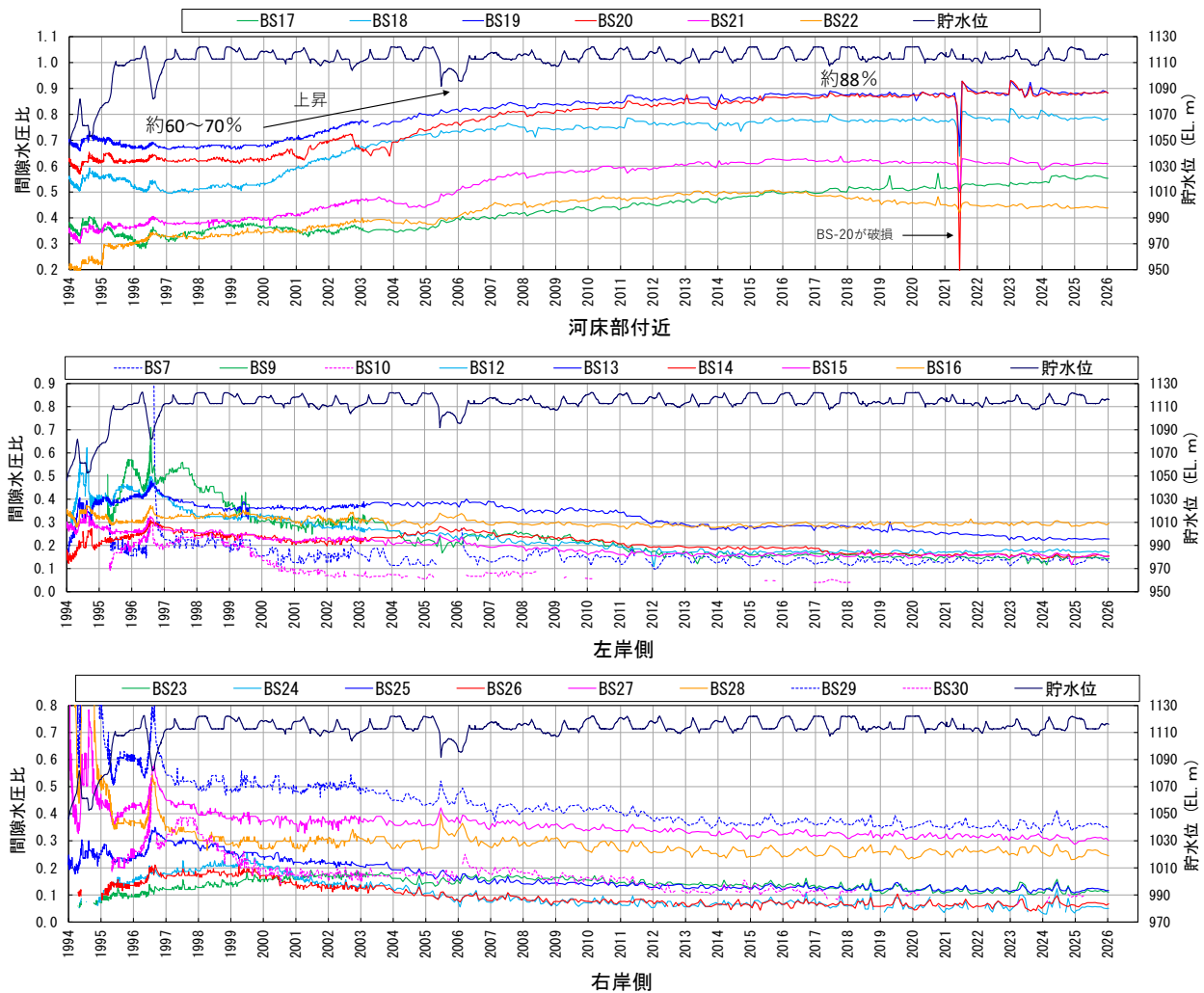


図-4 間隙水圧比の経時変化

3. 間隙水圧が高い原因の推定

河床部の間隙水圧が高い原因について、建設時の地質調査資料およびグラウチングの施工結果から以下の二つの原因によると推定した。

3.1 地質分布の影響

ダムサイトの地質は砂岩と粘板岩で構成され、おおまかには、左岸側およびダム軸下流側では粘板岩が優勢、右岸側は砂岩が優勢となっている。図-5および図-6はダムサイト全体の地質別のルジオン値の深度分布りである。これらの図のとおり、砂岩よりも粘板岩のルジオン値の方が小さい傾向があることが分かる。

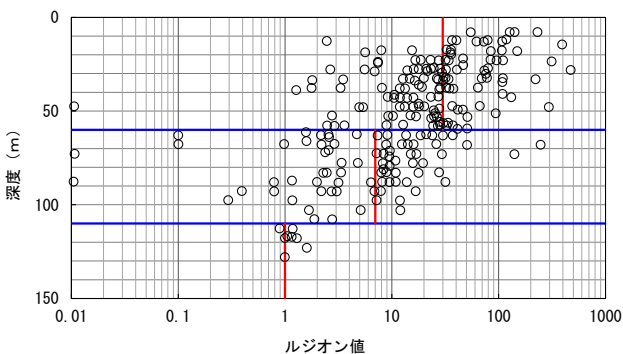


図-5 ルジオン値の深度分布（砂岩）

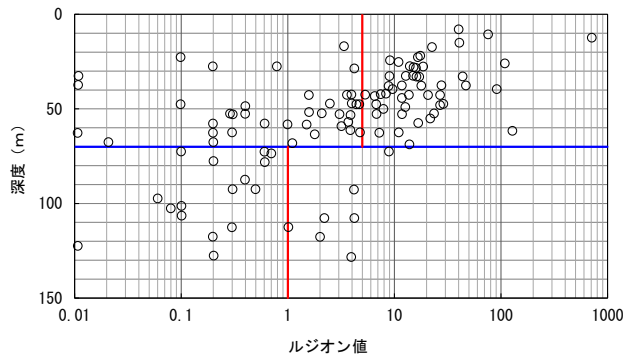
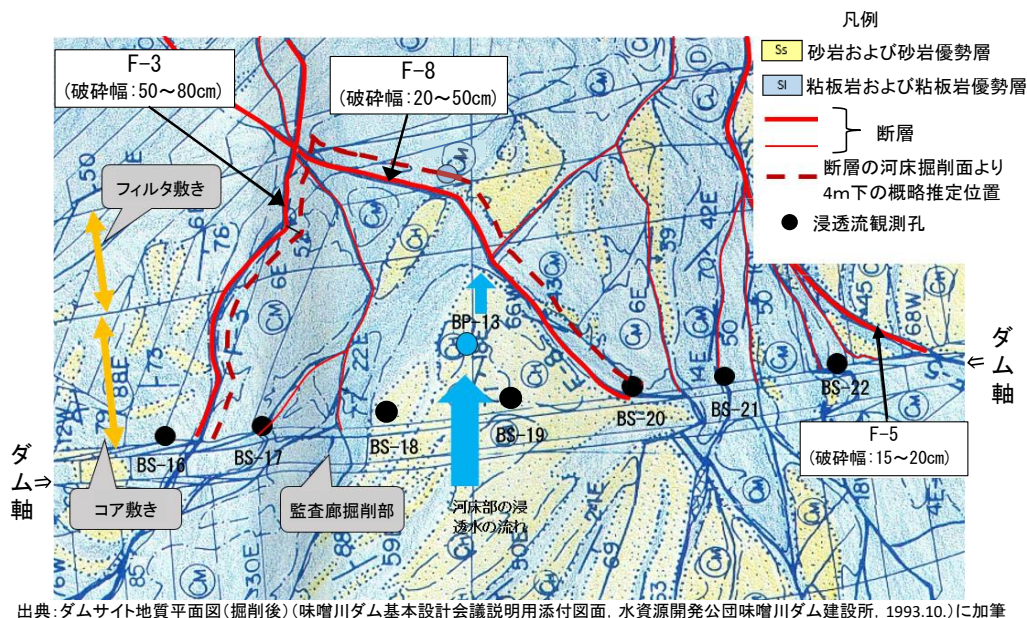


図-6 ルジオン値の深度分布（粘板岩）

また、図-7に示すとおり、河床部付近ではダム軸上流側に砂岩が、下流側に砂岩よりも透水性が低い粘板岩が分布しており、浸透流観測孔 BS-17~20 は、下流側で断層 F-3 と F-8 に囲まれている。これらの水理地質構造により、下流側へ水が流れにくくなりダム軸付近の地下水位を上昇させていると考えられる。



出典・ダムサイト地質平面図(掘削後)(味噌川ダム基本設計会議説明用添付図面, 水資源開発公団味噌川ダム建設所, 1993.10.)に加筆

図-7 河床部付近の地質構造

3.2 透水性の低下

ダムの貯水により新たな地下水環境となった基礎岩盤は、地下水中の微粒子による目詰まりによって時間の経過で徐々に透水性が低下していくものと考えられる。これにより、河床部付近では、透水性が低い下流の粘板岩から目詰まりが進行し、時間の経過とともにダム軸付近の地下水位が徐々に高くなってきていると考えられる。

4. 浸透流解析による確認

4.1 浸透流解析の内容

3.で推定した間隙水圧が高い原因についての仮説を確認するため、河床部中央付近の鉛直断面をモデル化して、二次元有限要素法による浸透流解析（飽和，定常）を行った。解析モデルを図-8 に示す。本解析においては，各ゾーンの透水性は表-1 のとおり設定し，下流側粘板岩（EL.930m以上）の透水性を8 ケース，下流側ブランケットゾーンの透水性を4 ケースで変化させ，4×8=32 ケースの解析を行った。

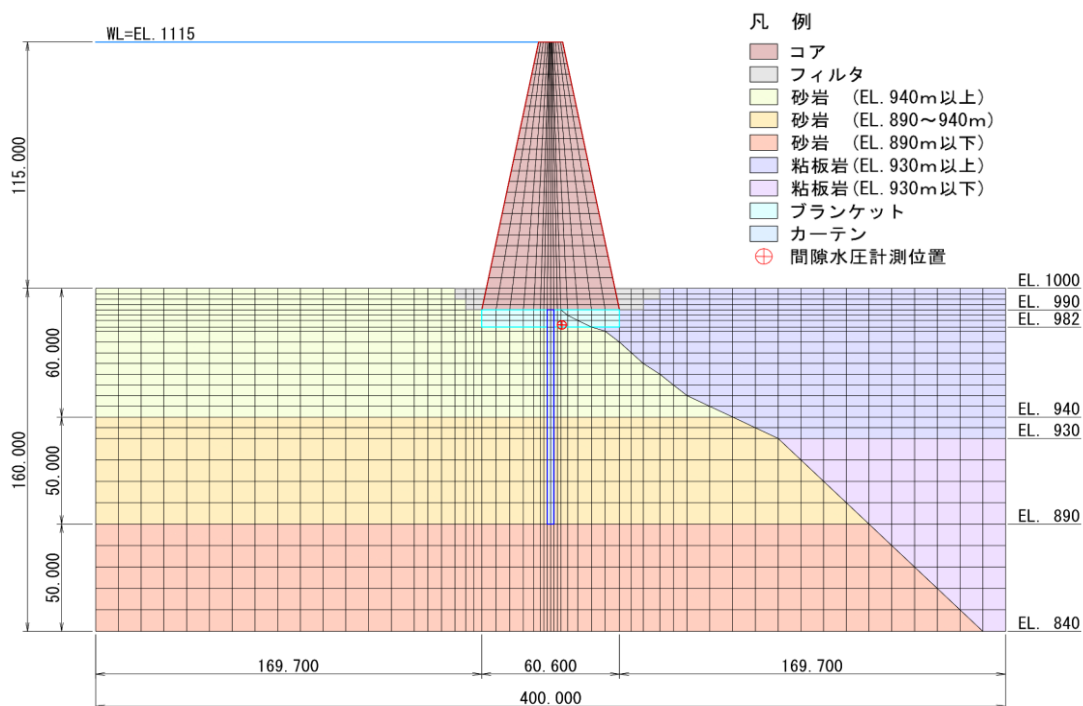


図-8 解析モデル

表-1 各ゾーンの透水性

材質	ケース数	透水係数またはルジオン値	設定根拠
コア	1	$1.07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$	品質管理値の平均
フィルタ	1	$2.04 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	品質管理値の平均
砂岩 (EL. 940m以上)	1	30Lu	図-5
砂岩 (EL. 890~940m)	1	7Lu	
砂岩 (EL. 890m以下)	1	1Lu	
粘板岩 (EL. 930m以上)	8	0.1~10Lu	透水性の違いによる間隙水圧等の変化を確認
粘板岩 (EL. 930m以下)	1	1Lu	図-6
上流側ブランケット ^注	1	3Lu	チェック孔における非超過確率50%値程度
下流側ブランケット ^注	4	0.5~3Lu	透水性の違いによる間隙水圧等の変化を確認
カーテン	1	1Lu	チェック孔における非超過確率50%値程度

注：断層を上流側ブランケットと下流側ブランケットの境界とした。

4.2 浸透流解析結果

浸透流解析結果の1例として，粘板岩(EL.930m以上)のルジオン値を0.5Lu，下流側ブランケットのルジオン値を1Luとした場合の結果を図-9 に示す。この結果を含めた全32 ケースの浸透流観測孔位置の間隙水圧解析値を基に，粘板岩 (EL.930m以上) の透水性(ルジオン値)と間隙水圧比との関係を整理したものを図-10 に示す。

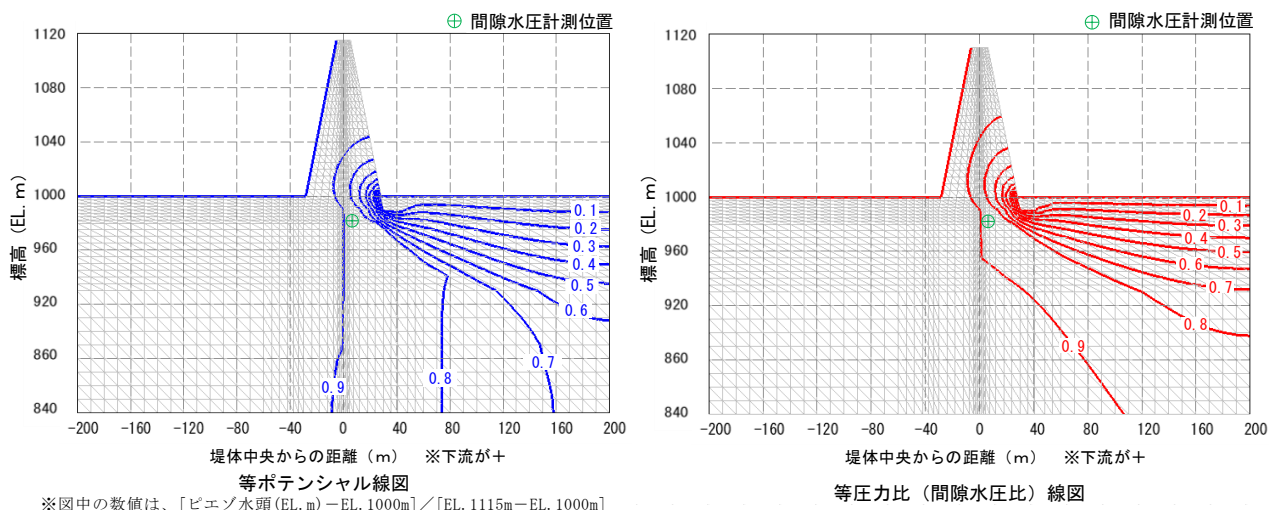


図-9 等ポテンシャル線図と等圧力比（間隙水圧比）線図 [粘板岩 (EL. 930m以上) : 0.5Lu, 下流側ブランケット : 1Lu]

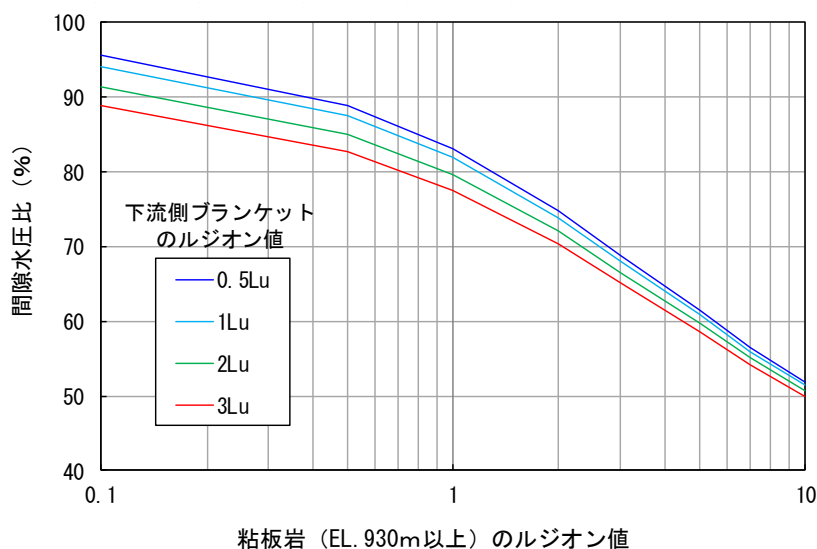


図-10 粘板岩・下流側ブランケットゾーンの透水性と間隙水圧比との関係

4.3 間隙水圧が高い原因の仮説に対する評価

浸透流解析の結果、粘板岩 (EL.930m 以上) のルジオン値の違いにより、間隙水圧比は約 50%から 90%以上と大きく変化することが分かった。すなわち、河床部の間隙水圧は、基礎の透水性の条件によって大きく変化し、高い間隙水圧になることもあり得ることを確認できた。このことから、堤体基礎河床部で確認される現象は水理地質構造に起因した自然な現象であり、新たな水みちが形成されて基礎を浸透する水が増加するような何か異常な現象が発生したことによるものでないと評価した。

5. 堤体および基礎の安全性に対する確認

高い間隙水圧状態における堤体および基礎の安全性について確認した。まず、コア敷 (ブランケットグラウチングの範囲) において水みちの発生等の兆候がないか確認した。確認は、ルジオン値相当となる q/p (単位長さ当りの浸透量/間隙水圧, 単位: Lu) の推移を見ることで行った。図-11 のとおり、 q/p は 2004 年以降、最大でもブランケットグラウチングの改良目標値である 10Lu 程度以下であり、増加傾向を示していないことから、安定した問題のない状態であると評価した。次に、断層沿いのすべりに対する安全性について確認した。図-12 および図-13 に示す 2 種類のすべり面形状についてウェッジ法²⁾で安定計算を行った結果、

どちらのすべり面形状においても最小安全率は 1.2 以上となり、すべりに対する安全性が確保されていることを確認した。また、詳細は省略するが、堤体コア部の水圧破碎および基礎岩盤の浸透破壊に対する安全性についても問題ないことを確認した。

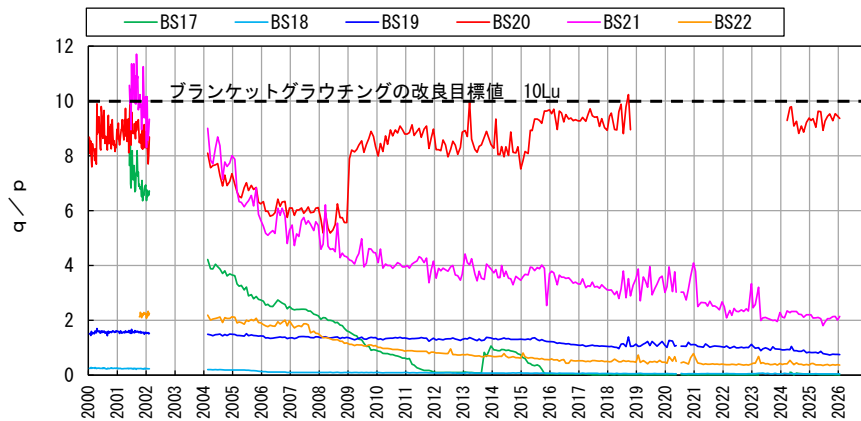


図-11 浸透量/間隙水圧 (q/p) の経時変化

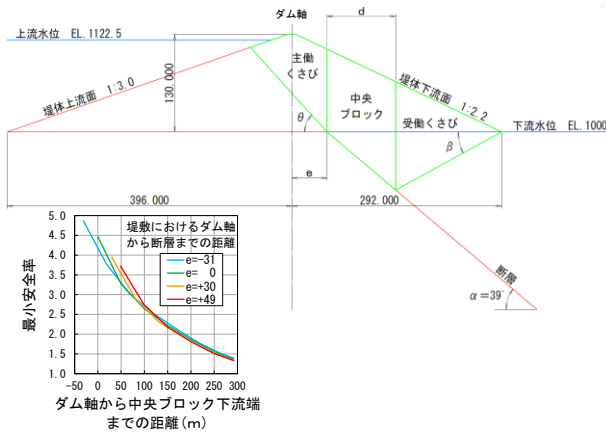


図-12 すべり面形状 1 とその最小安全率

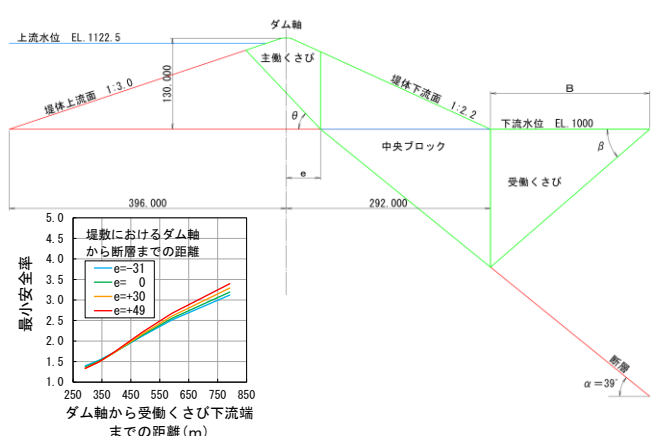


図-13 すべり面形状 2 とその最小安全率

6. まとめ

味噌川ダムの堤体基礎河床部付近の間隙水圧比が、湛水初期から高かった原因および湛水初期から上昇した原因を推定し、代表的な断面を想定した浸透流解析を行った。その結果から、堤体河床部基礎の高い間隙水圧は、水理地質構造と経時的な目詰まりに起因した自然な現象であり、新たな水みちが形成されて基礎を浸透する水が増加するような異常な現象が発生したことによるものではないと評価した。また、高い間隙水圧状態における堤体および基礎の安全性についても問題のないことを確認することができた。

今後もこれまでと同様に間隙水圧、浸透量の計測を継続し、特に浸透量と間隙水圧の比 q/p を注視していくこととする。

参考文献

- 1) 八千代エンジニアリング株式会社.(1979) 味噌川ダムダムサイト地質調査 (その 4) 報告書.
- 2) 例えば、農林水産省農村振興局 (2003) : 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム 技術書 フィルダム編, pp.II-111 ~II-114.

タイプ2(簡易型)

名神高速道路 一宮地区渋滞多発区間における対策工事及びその効果について

中日本高速道路株式会社 非会員 ○中村耕一郎
 中日本高速道路株式会社 非会員 黒川正弘
 中日本高速道路株式会社 非会員 中田智之

名神高速道路一宮 IC～一宮 JCT 間は上下線各 2 車線ずつの計 4 車線であり、関東圏と関西圏を結ぶ交通と中京圏と北陸圏を結ぶ交通が重なることで約 8 万台/日(2023 年実績)の交通量を有しており、中京圏有数の渋滞多発区間となっていた。特に、鉄道跨線部付近のサグ(図-1)では走行する車両の速度低下により通勤時間帯や交通混雑期を中心に激しい渋滞が約 1200 回/年(2023 年実績)発生していた。

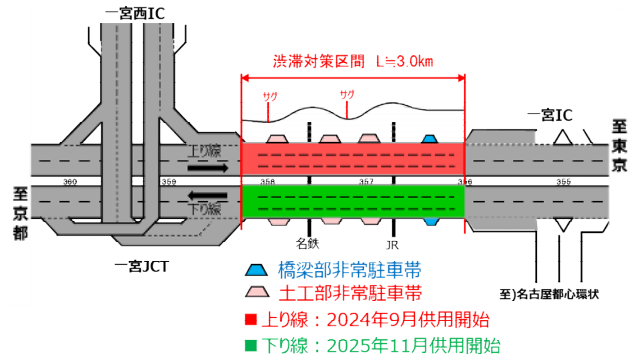


図-1 工事区間とサグの位置関係

本稿では、上空制限や狭小部等厳しい条件下で工夫した施工の概要と渋滞対策の効果について報告する。

一宮地区渋滞対策事業の特徴

- ・ 現況の道路幅員は変更せずに車線幅や路肩幅を縮小
- ・ 車線数を増やすことで交通容量を拡大させ渋滞緩和を図る

→路肩幅が狭くなるため、緊急時に車両が停車出来るよう非常駐車帯を設置

土工拡幅部の概要

- お客さまへの影響を最小限とするため、本線路肩へ仮設コンクリート防護柵による路肩固定規制を設置
- 路肩固定規制内の幅員は最小 2m 程度(規制端部) →3t 車がギリギリ通れる幅

遮音壁工・盛土工・舗装工・路面排水施設工等主たる工種を日々固定規制内で作業を行うことで供用中の 2 車線を確保した

橋梁拡幅部の概要

- 地下水位が高く、砂・玉石混じりの礫層の地盤
- 【懸念事項】ケーシング内へ砂の引込み、削孔時の振動による地盤沈下
- 【対応策】パイプひずみ計によるひずみ測定を実施
- ・ 地表面の沈下量測定を実施
- 影響範囲内の地盤の挙動をリアルタイムで把握することで削孔作業における地盤の安全性を判断した

■ 既設橋脚補強(Con 巻立)
 ■ 床板拡幅部
 ■ 増し杭補強部

名神高速道路一宮 IC～一宮 JCT 間における渋滞対策の効果

上り線は 3 車線化運用の開始により渋滞発生回数は約 40% 減少、また最大渋滞長は約 30% 減少 (対策前 2023 年 10 月と対策後 2024 年 10 月の比較)

下り線については、2025 年 11 月の供用開始以来、3 車線化運用開始 1 か月後の 2025 年 12 月時点で本線の車両滞留を起因とする渋滞は発生していない状況

Regarding Countermeasure Construction and Its Effects in the Section of Frequent Traffic Congestion in the Ichinomiya Area of the Meishin Exp:Koichiro NAKAMURA,Masahiro KUROKAWA,Tomoyuki NAKATA(Central Nippon Expressway Company Limited)

既設配管ラック下の低所における回転杭の施工について

東邦ガス株式会社 技術部 法人会員 小林且典 ○川島知之

1. 基礎・杭工事の概要

本報は、都市ガス製造プラントの更新工事に伴い、2025年に既設配管ラック下低所において、基礎杭（回転杭工法）を施工した際の技術的課題と対策結果について報告するものである。特に、①稼働中のガスプラントの真下（高さ4.6m）という低所で長さ43.5mの杭の施工を実現した際の工夫、②地中障害物（固化物の層・樹脂ネット）に遭遇した際の解決策について報告する。

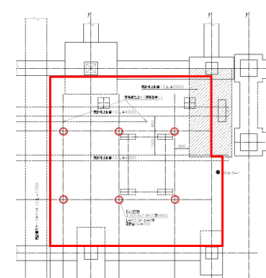


図-1 基礎・杭平面図

2. 地中障害物の対策（事前調査・先行撤去）

対象エリア近傍の過去の基礎・杭工事では地中障害物の遭遇実績は無かったが、工期遅延リスク対策として地盤調査を行った結果、GL-5m付近に固化物層（層厚約1.6m）と樹脂ネットの分布を把握した。しかし低頭用杭施工機では削孔能力の不足が懸念されたため、低所に適用可能な削孔専用機を調査・採用して、地中障害物を先行撤去（破碎・排出）した。孔周囲の固化物の落下防止策として、孔内には砂置換を実施した。



図-2 削孔状況



図-3 固化物引き上げ

3. ラック下の低所対策（低頭回転杭工法）

長さ2m・径356mmの鋼管杭を21回継ぎ足す「低空頭回転杭工法」を採用した。打設機の必要高さ6.1mを確保するため地盤面を1.5m切り下げたほか、周辺地盤およびプラント機器・配管を養生し、打設機を搬入した。実施工では、計6本の杭をトラブルなく支持層まで回転圧入できた。

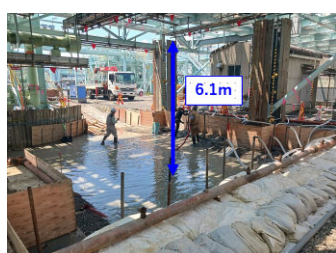


図-4 地盤切り下げ（4.6m→6.1m）



図-5 短尺の鋼管杭（2m分割）



図-6 回転杭打設状況

過去に基礎・杭工事で地中障害物の遭遇経験はあったが、高さ30m級の汎用削孔機や杭打機を使用できる場所であった。本工事は低所・狭い場所ながら、事前にリスク対策として地盤調査を行ったこと、小型の先行削孔機を活用できたことが、工期順守のポイントであった。施工メーカーの皆様へ感謝すると共に、今回の経験を今後のプラント基礎工事や若手技術者の育成に活かし、都市ガスの安定供給に努めていく。

Title: Construction of Rotary Piles in Low-Headroom Areas Beneath Existing Pipe Racks
Author: Katsunori Kobayashi (Toho Gas Co., Ltd.) Tomoyuki Kawashima (Toho Gas Co., Ltd.)

東富士五湖道路の空洞化対策事業概要と維持管理

中日本高速道路株式会社 国際会員 ○中島康介 藤岡一頼 非会員 早野智彦 柄澤隆大 杉澤大達
 中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株式会社 非会員 田坂真智

東富士五湖道路は供用後約 40 年が経過し、近年、舗装路面に陥没や空洞が繰り返し発生している。2016 年より有識者委員会で検討を進めた結果、火山堆積物地質の原地盤に火山堆積物地質の盛土の細粒分が流出し、空洞が発生したというメカニズムが推定された（図-1）。そして推定メカニズムに対する空洞化対策が 2024 年に事業化され¹⁾、既設盛土を良質材に置き換える工法の実施に向けて現在準備を進めている。しかしながら抜本的な対策を講ずるまでの間も高速道路を通行するお客様の安全を確保する必要がある。そのため NEXCO 中日本では陥没事象を未然に防止するために維持管理にて各種の点検・調査を実施している（図-2）。定性的に路面状態を確認する手法として実施主体の異なる点検を 3 種類行う他、①路面形状の計測および②路面下（深さ 1.5m 以浅）の空洞や緩みの把握を目的として、自走式車両（写真-1）を用いた調査を実施している。本報告では空洞化対策事業の概要（発生メカニズムを解明するために実施した地盤調査、対策工法の概略）および、維持管理において実施している空洞探査とその対応について述べる。

<実施した調査>

○盛土材の材料試験 ○地下水位観測 ○原地盤の開削調査 ○原地盤における物理探査 . . . 等

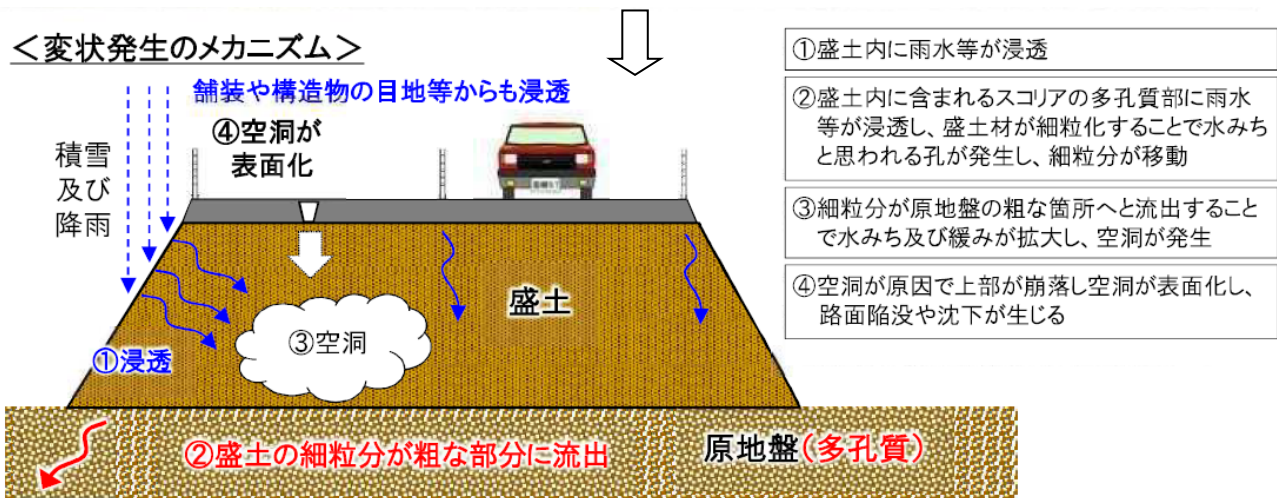


図-1 詳細調査により推定したメカニズム

点検・調査	交通管理隊 巡回点検	日常点検	社員点検	地中レーダ 探査	MMS測量
手法概要	車上目視 (落下物や事故 等の対応が主)	路面変状を 車上目視	過去の変状箇 所を車上目視	自走式電磁 波レーダ調 査車両	レーザス キャナ搭載 車両
頻度	5回/日	6回/2週	2回/2週	4回/年	4回/年

図-2 維持管理にて行う点検・調査内容



写真-1 地中レーダ探査車両と MMS 測量用車両

1) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会，第9回委員会資料，pp.27-30，2024.

https://www.c-nexco.co.jp/koushin/committee/pdf/document_09.pdf

An overview of the countermeasures against ground cavities as in expressway as well as the cavity detection and the corresponding responses during maintenance.

: Kosuke NAKASHIMA, Kazuyori FUJIOKA, Tomohiko HAYANO, Takahiro KARASAWA, Hirotsu SUGIZAWA(Central Nippon Expressway Company Limited), Masato TASAKA(Central Nippon Highway Engineering Tokyo Company Limited)

傾倒した締切矢板の本設護岸への活用

(株) 建設技術研究所 中部支社 ○中嶋亮太 新谷裕美 釘持将人 中村宏樹 岡田直也

築堤護岸の工事において、本設の矢板護岸への転用を前提とした仮締切矢板内の掘削を実施したところ、矢板が堤内側に大きく傾倒した。安全確保のため、掘削箇所に栗石や砕石を投入して転圧することで、傾倒を解消し、工事を中断した。傾倒した矢板付近にて地質調査を実施した結果、周辺の地質は設計時に想定した地質と異なり、特に軟弱な粘性土層 (Ac) の存在が矢板傾倒の主要因であることが判明した。

当社は、Ac 層の性状を考慮した対策工を計画し、工事再開に向けた護岸の修正設計を実施した。しかし、その設計には以下の課題があった。

- ・ 橋梁や住家が近接するため、低変位で施工が可能なこと
- ・ 転圧された強固な砕石層 (N=250) や、軟弱な Ac 層、その下部の強固な Dg 層に対応できること
- ・ 仮締切構造と本設構造の両方で安定性が確保できる施工方法が計画すること
- ・ 再度の矢板傾倒を防ぐため、埋戻した砕石を貫入できる工法で施工すること
- ・ 河口部であり、海苔養殖やアサリ生育環境への配慮し水質変化や汚濁を極力発生させないこと
- ・ 流下能力のネック地点であるため、護岸を前出ししないこと
- ・ 本設護岸は平水位以下に設置すること

当社は、図-1 および図-2 に示すように、傾倒を経験した矢板の背面に先端リングビット付き鋼管を回転圧入施工し、両部材による組合せ壁体を護岸として設計することで、上記課題を解決するほか、護岸を再構築する場合に比べて約 40% のコスト縮減を図った。

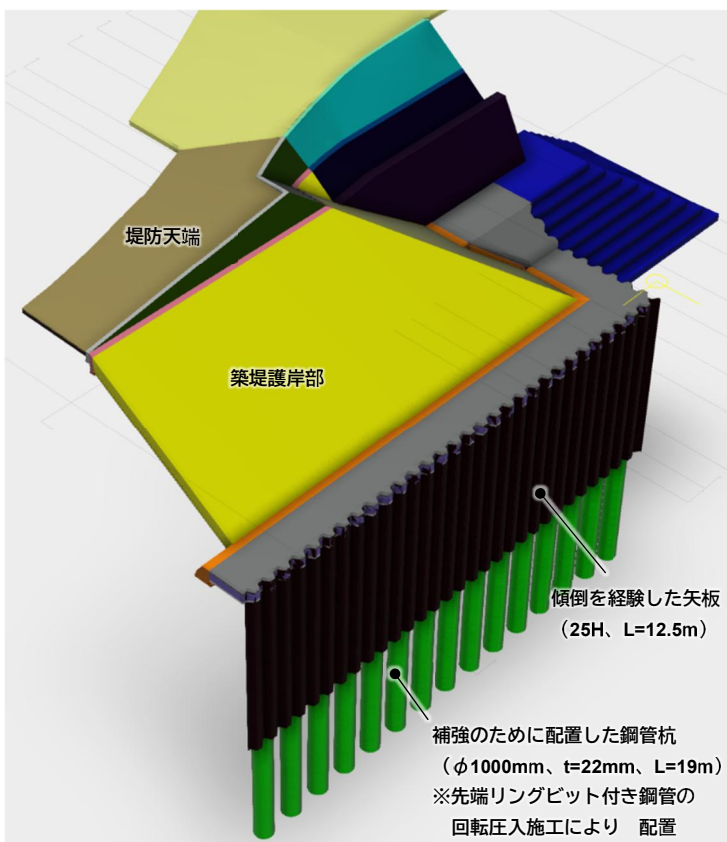


図-1 設計箇所の BIM/CIM イメージ

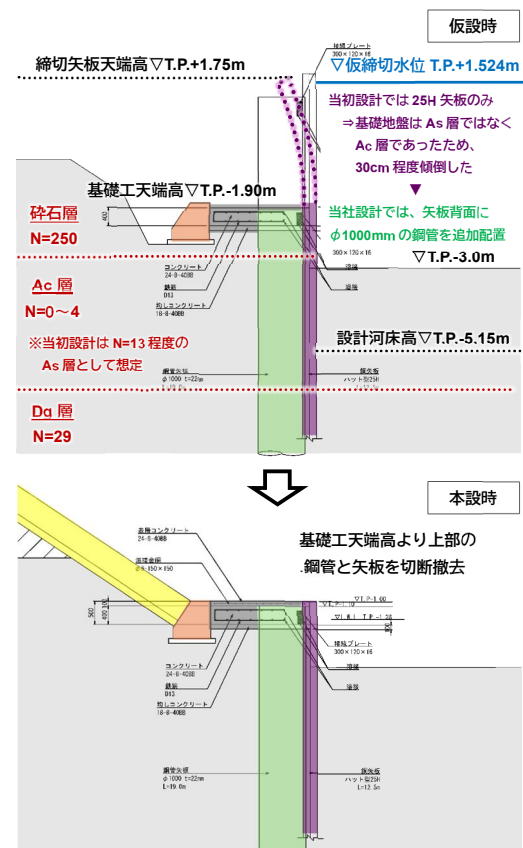


図-2 補強方法・段階施工イメージ

流動化処理土の硬化促進技術の研究開発

徳倉建設(株) 正会員 和泉 彰彦
徳倉建設(株) 正会員 芝辻 楓雅

流動化処理土は、狭隘空間における埋め戻しや裏込めに用いられる建設発生土のリサイクル材であり、再掘削性を有する材料である。既往研究で、加熱による初期強度発現の促進効果とその相関関係が明らかとなった。本研究では、温度制御による硬化促進技術により初期強度を促進しつつ長期強度を抑制することで、埋め戻し工程の短縮や緊急工事への適用拡大を目指す。流動化処理土と温度による物理特性の相関関係の検証、および温度制御技術の開発を行い、実用化に向けた研究を実施している。本報告はその中間報告である。

1. 過去の研究成果

- (1) 積算温度式の適用性の実証：流動化処理土に対する積算温度式の適用可能性を実証した。
- (2) 硬化促進効果の定量化：図 1 に流動化処理土の養生温度・日数と一軸圧縮強さの関係を示す。60 養生により 20 養生 28 日強度を約 1 日で、40 養生では約 4 日で達成可能であり、工期短縮効果は 24～27 日に達する。固材材量を増加させずに初期強度を確保でき、再掘削性を維持できる。
- (3) 配合設計効率化への貢献：標準供試体による促進養生方法を確立し、早期材齢（1～3 日）から 28 日強度を予測可能とした。配合決定時間を大幅に短縮できる。

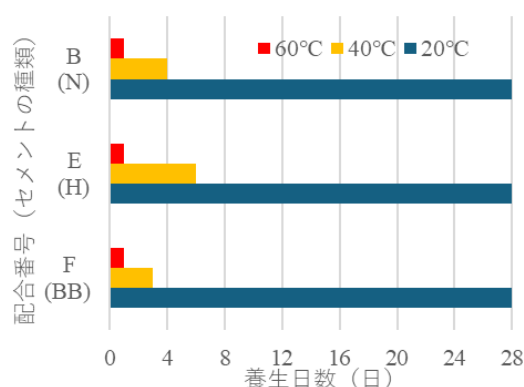


図 1 養生温度・日数と強度の関係

2. 研究すべき課題

- (1) 基礎研究の追求：多様な原料土での検証、セメント種類の影響、硬化メカニズムの解明、熱伝達率の把握、長期強度の安定性確認等が必要である。
- (2) 施工技術開発（最重要課題）：フレッシュ時の温度上昇が流動性に及ぼす影響の解明が最重要課題である。既往研究では気温 29～32 でフロー低下が報告されているが、強制加温の事例はない。効率的な温度制御方法の開発、体積収縮・ひび割れリスク評価、施工性と強度発現の両立条件解明が求められる。
- (3) 実用化技術の確立：現場条件下での適用性検証、経済性評価、品質管理基準の策定が必要である。

3. 研究の到達目標

- (1) 技術的到達目標：原料土に依存しない強度予測式の確立、フレッシュ時加温技術と流動性維持の両立、温度制御システムの開発を目指す。
- (2) 施工の実務化：図 2 に硬化促進技術の施工イメージを示す。施工技術を確立し、都市部インフラの即日復旧、災害復旧への適用拡大、配合設計の効率化、建設発生土リサイクルを実現する。

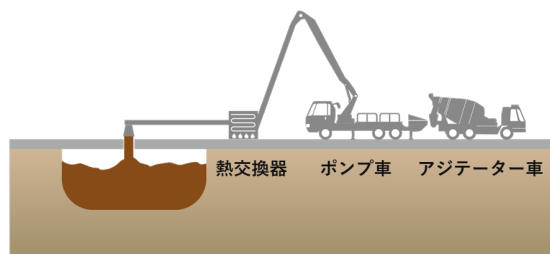


図 2 硬化促進技術の施工イメージ

打球探査法の吹付けコンクリート強度推定への適用性の検討

鹿島建設(株) 非会員 ○栗山和之 非会員 松本修治
 (株)セントラル技研 正会員 池尻 健

山岳トンネルの支保材料として用いられる吹付けコンクリートの強度管理は、初期強度においてはピン貫入試験等、長期強度においてはコア供試体の一軸圧縮強度試験によるのが一般的である。しかし各試験を実施するために切羽にて吹付けサンプルを都度作製する必要があり、大きな労力を要するうえに測定頻度等の変更にも限界がある。

そこで、対象物を打撃することで強度推定が可能な打球探査法を吹付けコンクリートに適用し、従来の強度試験方法と比較することでその適用性について検証した。その結果、打球探査で得られた弾性係数（打球弾性係数：吹付けサンプルへの打撃および、原位置への打撃により得られる打球弾性係数をそれぞれ EH、EK とする）は、従来の強度試験結果と正の相関が得られ（図-1）、さらに、原位置において表面処理を行うことで高い精度で吹付けコンクリートの強度推定が可能であることが明らかになった。

●従来の吹付けコンクリートの品質管理試験方法

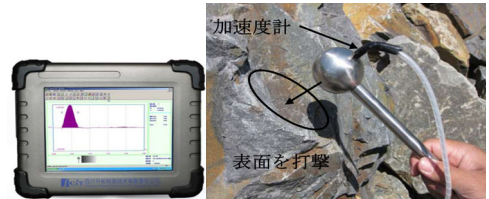


写真-1 吹付けサンプル作製



写真-2 コア抜き後サンプル

●打球探査試験機



a. タブレット端末

b. 加速度計

加速度計内蔵の鉄球φ50mmを対象物に打撃

写真-3 打球探査試験機

●打球探査法の吹付コンクリートへの適用（適用現場：東海環状自動車道 養老トンネル南工事）

表-1 試験内容

吹付サンプル採取位置 (支保工No.)			No.993、1014、1031、1127 [*] 、1151 [*]			
試験名	対象	結果	3時間	1日	7日	28日
ピン貫入試験	吹付けサンプル	σ	○	○	--	--
圧縮強度試験	コア供試体	σ	--	--	○	○
打球探査試験	原位置吹付面	EK	○	○ [*]	○ [*]	○ [*]
	吹付けサンプル	EH	○	○	○	○

※支保No.1127、1151の原位置での打撃は1日経過後に吹付面を平滑に研磨
 研磨後に得られた打球弾性係数をEKPとする。



写真-4 吹付け面研磨状況

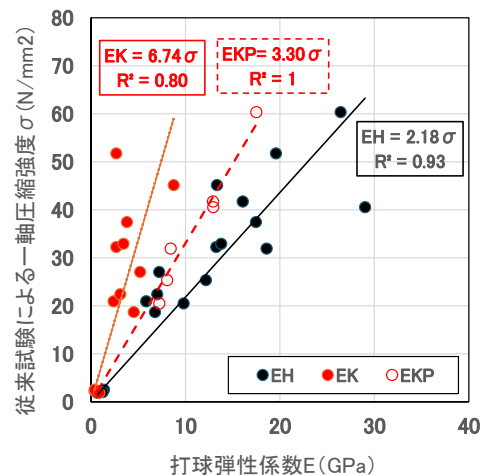


図-1 打球弾性係数～強度試験結果の関係

- ・打球弾性係数～一軸圧縮強度間に正の相関
- ・原位置表面研磨により推定精度向上

繊維混合による地盤改良時のセメント量削減に関する研究：実験から実用化への展望

(株)奥村組 国際会員 ○ガニエフ ジャホンギルベク 国際会員 外木場 康将 麻生 真司
名古屋大学 国際会員 酒井 崇之 国際会員 中野 正樹

セメントによる地盤改良は、改良材の六価クロムやアルカリ成分の溶出対策に加え、改良時の盛上り土に含有するセメントの流出対策も必要となり、環境負荷に関して多くの問題を抱えている(図-1)。さらに近年、建設業界におけるカーボンフットプリント削減の取り組みが進む中、地盤改良においてもセメント量の削減が求められる。そこで本研究では、短繊維を活用することで、所要の設計強度を確保しながら、セメント量を削減できる可能性について実験的検討を行った。実際の地盤改良の現場を対象に、原位置土を採取し、一軸圧縮試験等の室内実験を実施した。はじめに、セメント量と一軸圧縮強度の関係から、セメント改良体の強度特性、応力変形特性について検討を行った。対象現場でのセメント量 200kg/m^3 を基準とし、セメント量を $40\sim 200\text{kg/m}^3$ の範囲で変化させ実験を行った。供試体は、現場での地盤改良の施工手順に準じて作製し、含水比を一定に保つため密封状態で28日間養生した。次に、短繊維を混合しセメント量を低減した供試体を対象として、実験を行った。供試体については、事前の予備試験に基づき、土とセメントを乾燥状態で混合したのち、水と短繊維を加えて攪拌する方法を採用した。繊維混入率は質量比で 0.25% および 0.5% を想定し、さらに短繊維の分散状態による性能の違いについての検討も実施した。

一軸圧縮試験結果から、セメント量の低減に伴い圧縮強度が低下することが確認された(図-2)。一方、短繊維の混入により圧縮強度が向上し、あわせて高ひずみ領域におけるピーク後の強度低下が抑制されることが示された(図-3)。また、短繊維の分散性が高いほど、強度が向上することも確認できた。さらに、セメント改良のみでは鉛直亀裂が卓越して発生したのに対し、繊維混合したセメント改良供試体では様々な方向に亀裂が分散して発生した。(図-4)。以上の結果より、短繊維を混合することでセメント量を低減した改良土は、セメント改良の代替として機能する可能性があることが示唆された。



図-1 現場におけるセメント改良作業と過剰改良土の発生状況

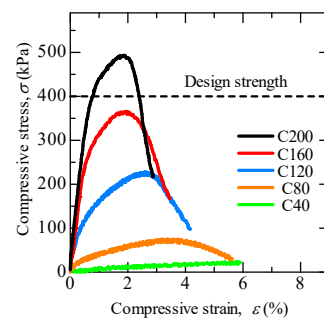


図-2 セメント改良供試体の一軸圧縮試験

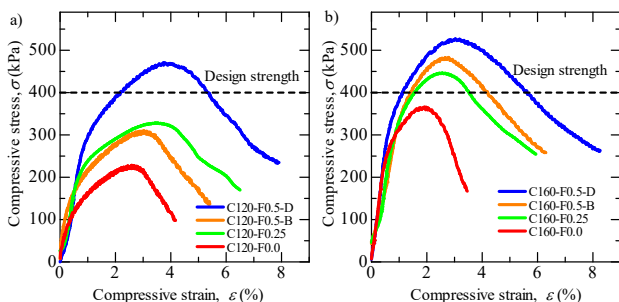


図-3 繊維混入セメント改良供試体の一軸圧縮試験

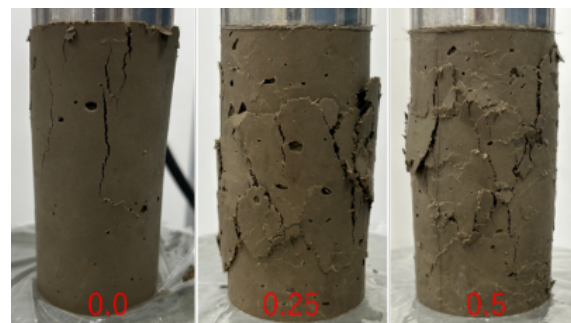


図-4 改良土の亀裂発生状況

Title: Study on the effect of fiber reinforcement on reducing cement usage: From experimental studies towards practical application

Jakhongirbek Ganiev (Okumura Corp), Yasumasa Sotokoba (Okumura Corp), Shinji Aso (Okumura Corp)
Takayuki Sakai (Nagoya University), Masaki Nakano (Nagoya University)

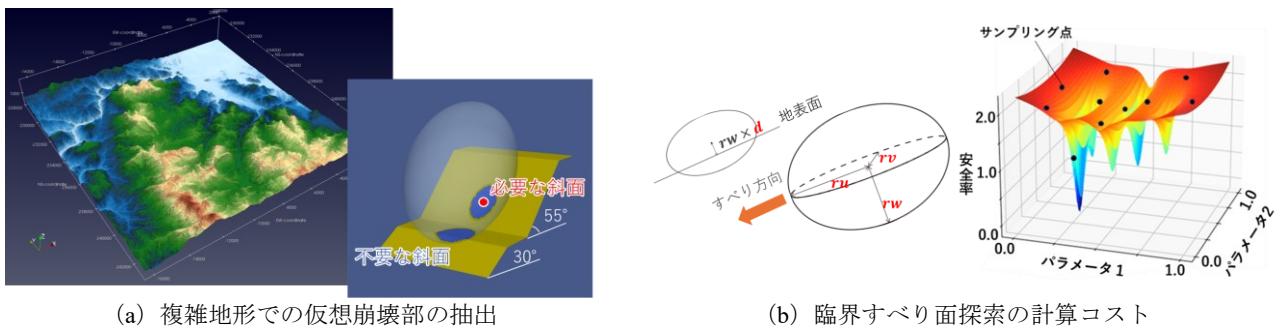
クラスタリング技術を援用した極限平衡理論に基づく広域斜面安定解析

中部電力（株） 特別会員 ○渡邊康介 今井哲久 久住隆夫
 東北大学 個人会員 森口周二 寺田賢二郎 野村怜佳

日本では豪雨や地震に起因する土砂災害が毎年発生しており、被害最小化に向け広域かつ高精度に斜面の安定性を解析する手法が求められている。一方、高精度な力学ベースの評価手法である極限平衡理論を広域に適用する場合、複雑地形での仮想崩壊部の抽出と臨界すべり面探索の計算コストが課題となる（図-1）。

本研究では、これらの課題解決に向け2つのデータ科学技術を適用した。第一に、クラスタリング技術（図-2）を用いることで、安定解析において不要となるすべり面を自動的に除外し、解析の安定性を向上させた。第二に、ベイズ最適化手法（図-3）を導入し、複数のパラメータで定義されるすべり面の中から安全率が最小となる臨界すべり面のパラメータ決定を効率化した。なお、ベイズ最適化手法は、事前に応答が未知な関数に対し、できるだけ少ない計算コストで最適解を探索する手法である。

これらの技術を実装した解析プログラムを構築し、岩手県釜石市の一部領域（約 600m×600m）の実地形を対象として、本研究で提案する解析手法の効果を検証した。その結果、広域斜面安定解析における計算の安定性が向上し、不自然な安全率の低下が解消されることを確認した（図-4）。さらに、網羅的に計算を行うグリッドサーチと比較して、計算時間を大幅に削減できることを確認した（表-1）。



(a) 複雑地形での仮想崩壊部の抽出 (b) 臨界すべり面探索の計算コスト

図-1 力学ベースでの広域斜面安定解析の課題

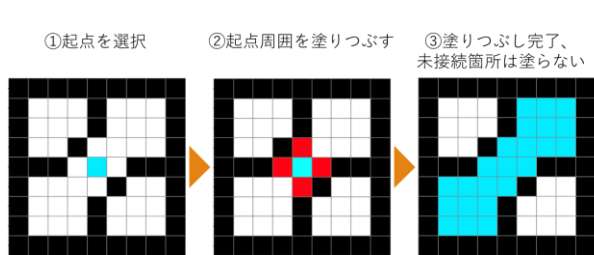


図-2 クラスタリング技術のアルゴリズムイメージ

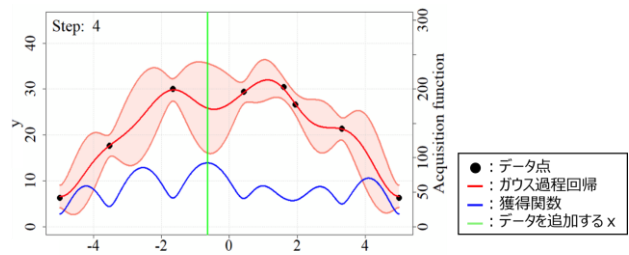
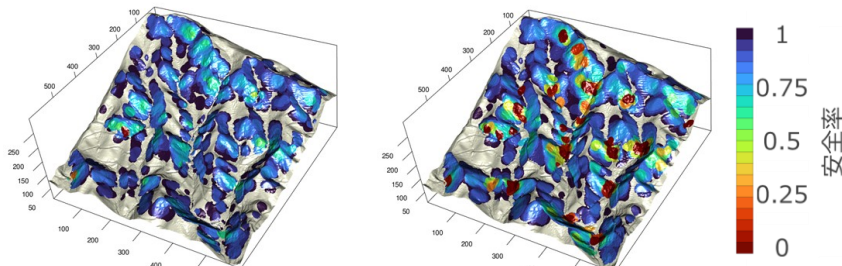


図-3 ベイズ最適化手法のイメージ



(a) ベイズ最適化 (b) グリッドサーチ
 図-4 実地形での広域斜面安定解析（対象：岩手県釜石市）

表-1 手法ごとの計算時間

手法	計算時間(s)
ベイズ最適化	3420
グリッドサーチ	20143

Large-area Slope Stability Analysis Based on Limit Equilibrium Method Assisted by Clustering Techniques: Kosuke Watanabe *1, Tetsuhisa Imai *1, Takao Kuzumi *1, Shuji Moriguchi *2, Kenjiro Terada *2, Reika Nomura *2, (*1: Chubu Electric Power Co., Inc., *2: Tohoku University)

紀勢道 4 車線化事業における BIM/CIM の取り組み

中日本高速道路(株) 非会員 ○甲斐 リサ
 中日本高速道路(株) 会員 藤岡 一頼
 中日本高速道路(株) 非会員 長濱 正憲
 中日本高速道路(株) 非会員 上野 慎也

NEXCO 中日本では、2025 年 7 月より BIM/CIM の全面適用を開始している。紀勢道 4 車線化事業では先駆者として、調査・設計段階から 3 次元モデルを用いた検討に取り組んできた。

路線測量では、従来の TS 測量による点的な把握から脱却し、UAV レーザー及び MMS 測量を組み合わせ、高密度な点群データから数値地形モデルを作成することで、現地の詳細な起伏を面的かつ連続的に把握した(図 1)。また、現地測量作業は、大幅な省力化と安全性の向上が図られた。

土質調査では、数値地形モデルにボーリング柱状図及び地質縦断図を配置した準三次元地盤モデルを作成した(図 2)。従来は二次元の図面や資料を脳内で立体的に補完していた地形情報と地盤情報を一体で可視化した。

これらの取組みにより、地形判読や地盤状況把握は飛躍的に向上(図 3)し、設計や施工におけるリスクの早期発見やより踏み込んだ構造検討が可能となった(図 4)。

3 次元空間上に誰にでも見える形で情報を一元的に有することで、関係者間のコミュニケーションが共通のイメージに基づいた迅速なものへと変わり、今後の構造物設計や施工検討における迅速かつ質の高い意思決定を支援する基礎資料として整理することができた。



図-1 路線測量で取得した地形データ

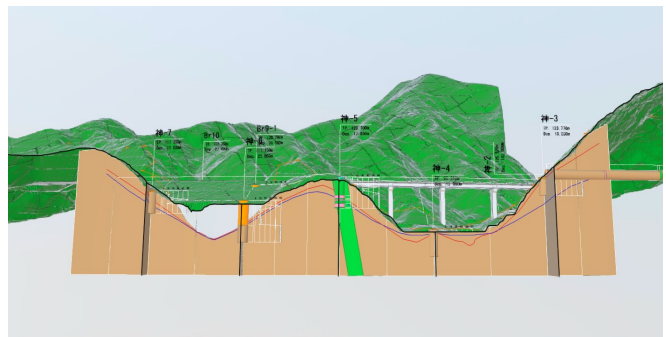


図-2 準三次元地盤モデル

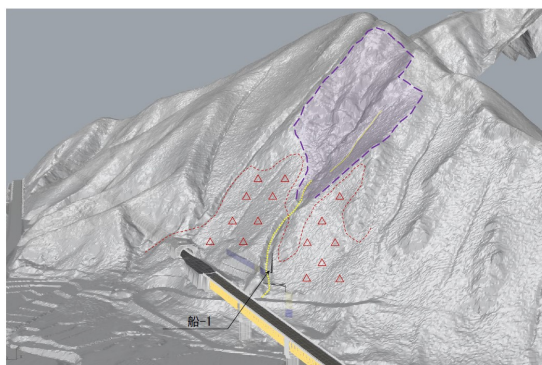


図-3 地形判読に用いた数値地形モデル

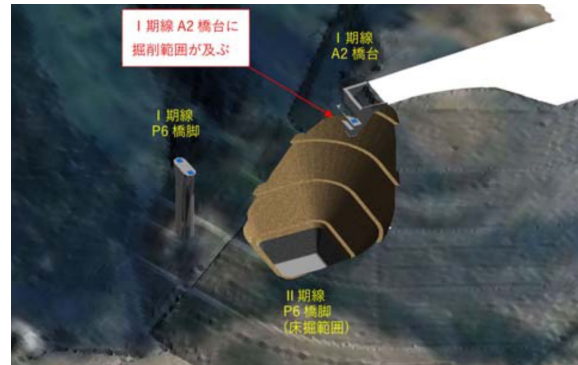


図-4 地形モデルを用いた柵物掘削範囲の検討

Title: Initiatives for BIM/CIM Implementation in the Kisei Expressway Four-Laning Project

Lisa Kai(Central Nippon Expressway Co., Ltd.) ,Kazuyori Fujioka(Central Nippon Expressway Co., Ltd.),Masanori Nagahama(Central Nippon Expressway Co., Ltd.) , Shinya Ueno(Central Nippon Expressway Co., Ltd.)