第 32 回調査・設計・施工技術報告会

論 文 集

2023 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 中部地質調査業協会

一般社団法人 建設コンサルタンツ協会中部支部

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

① 二時期の LP データを用いた差分解析による土石流の道路防災危険箇所の抽出事例 ･･･ 1
○角田裕一，奥野智彦，奥出哲也，勝瀬尚登，木山　修，金村和生

② レーダー解析雨量を用いた小規模な土石流の発生状況の検証 ･･･････････････････ 7
○韮沢竜夫，藤井孝文，沢田和秀

③ 急傾斜地における道路構造物のための地盤調査 ･･･････････････････････････ 13
○沢田和秀，林　誠，戸田健吾

④ 落石の運動エネルギーを低下させる対策工設計の考察 ･･･････････････････ 21
○奥野智彦，角田裕一，荒川晃一，上田大輔，曽我貴男，沢田和秀

⑤ 粘り強い海岸堤防における背面盛土での安定土工法採用事例報告 ･･･････････ 27
○原田直樹，岡嶋義行，吉邑一平，野田　渉，瀧田陽平，新谷裕美，山口進祐，
南　昌広，櫻井崇之

⑥ アイランド工法による配水池築造の設計事例 ･･･････････････････････････ 31
○川井　望，青山浩之，高橋準人，内　一穂

⑦ 交通規制を伴わない高速道路土工構造物ヘルスモニタリングへの挑戦
－分布型音響センシング（ＤＡＳ）の適用性について－ ･･･････････････････ 37
○中島康介，藤岡一頼，上野慎也，八嶋　厚，山崎　充，沢田和秀，村田芳信，
小西千里，林　宏一，町島祐一

⑧ 不安定転石群における礫間充填物が及ぼす骨格構造への影響 ･･･････････････ 45
沢田和秀，○加藤十良，鈴木遼太郎，遠藤大輔，藤井悠生

⑨ 転石・巨礫類の混在地盤に対応した複合相対攪拌地盤改良とその事例 ･･･････ 53
○戸上　仁，柳　伸司，平澤高史，西尾　経，高倉功樹

二時期の LP データを用いた差分解析による土石流の道路防災危険箇所の抽出事例

中央復建コンサルタンツ㈱　正会員　○角田　裕一
中央復建コンサルタンツ㈱　正会員　奥野　智彦
中央復建コンサルタンツ㈱　奥出　哲也
中央復建コンサルタンツ㈱　勝瀬　尚登
中央復建コンサルタンツ㈱　木山　修
中央復建コンサルタンツ㈱　正会員　金村　和生

1. はじめに

国土交通省では，直轄国道を対象にして航空レーザー測量を実施している。航空レーザー測量により取得された三次元点群データ，いわゆる LP（Laser Profiler） データには，植生や地物等の高さ情報を含んだオリジナルデータ（DSM…Digital Surface Model）と，植生や地物等を省いた地表面だけの数値標高モデルであるグラウンドデータ（DEM…Digital Elevation Model）がある。このうちグラウンドデータは，詳細な地形の状況を把握しやすいため，グラウンドデータを用いて，斜面上の細かな地形を視覚的に分かりやすく表現できる微地形表現図を作成することが多い。

微地形表現図は，落石や崩壊の発生源となる転石・浮石や急崖等，斜面上の凹凸を判断することに適している。一方で，道路斜面災害のうち土石流や土砂流出等の危険箇所について着目すると，微地形表現図に示される斜面上の凹凸だけで危険性を判断することは難しい。

そこで，LP データから土石流や土砂流出の危険箇所を抽出する方法として，別々の時期に取得された LP データの標高値の差分を解析することにより，斜面崩壊，渓床堆積物の移動，渓床への土砂堆積及び工作物での土砂捕捉，土砂流出の状況等を明らかにし，道路防災危険箇所を抽出できないかと考えた。本論文では、二時期の LP データを用いた差分解析により土石流の道路防災危険箇所を抽出した事例について報告する。

2. 対象箇所及び利用する LP データの取得時期

対象箇所は，岐阜県下呂市門原地区の一般国道 41 号沿い斜面（約 10km 区間）であり，平成 30 年 7 月豪雨による被災地である。近傍の金山地区にある気象庁観測所では，最大 1 時間降水量 108.0mm/h，最大 24 時間降水量 274.0mm/day を記録し，観測史上最大値を更新するような大雨に見舞われ，一般国道 41 号でも多くの土砂災害が発生した（写真-1）。

当該地域では, 平成 25 年と令和元年に航空レーザー測量が行われており，それぞれ LP データが取得されている。すなわち，この二時期の LP データの標高値の差分を解析することにより，平成 30 年 7 月豪雨による土砂の移動状況を把握することができると考えた。

写真-1　平成 30 年 7 月豪雨により被災した一般国道 41 号の状況

Extract hazard Point of Road disaster preparedness with differential analysis of laser profiler two periods:
Yuichi Kakuta (Chuo Fukken Consultants CO.,LTD.), Tomohiko Okuno (Chuo Fukken Consultants CO.,LTD.), Tetsuya Okude (Chuo Fukken Consultants CO.,LTD.), Osamu Kiyama (Chuo Fukken Consultants CO.,LTD.), Naoto Katsuse (Chuo Fukken Consultants CO.,LTD.), Kazuo Kanamura (Chuo Fukken Consultants CO.,LTD.)

3. 差分解析

3.1. 差分解析の方法

差分解析は，二時期それぞれの LP データから 0.5m ごとのグリッドデータを作成したうえで，各グリッドの標高値の差分を解析し，図-1 に表すように標高値の増減に応じて色分けして表現した。標高値が増えた箇所は崩壊土砂が堆積した箇所，標高値が減った箇所は地盤面が浸食・崩壊・流出した箇所と読み取れる。

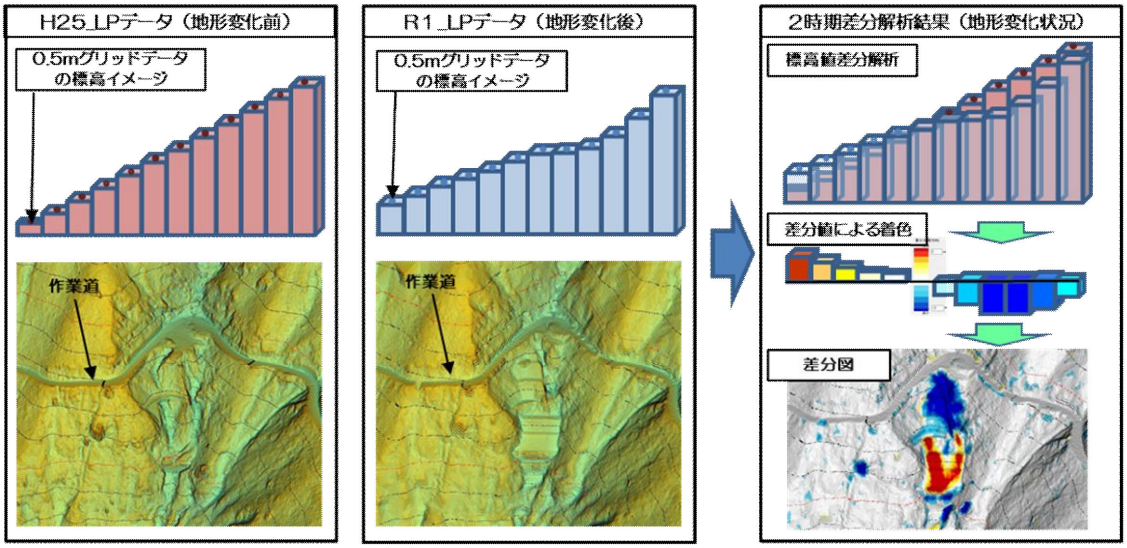


図-1　差分解析の方法

3.2. 差分解析の結果

二時期の LP データを用いた差分解析結果を図-2 に示す。二時期の標高値に変化が見受けられる渓流が多く抽出された。

ここで，標高値の変化の把握に際し「①渓流沿い斜面」「②上流部の渓床・渓岸」「③下流部の渓床」の 3 箇所に着目した。

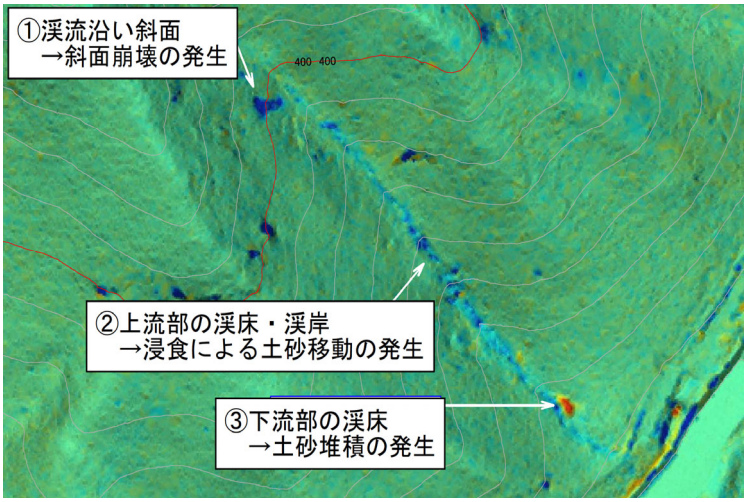


図-2　差分解析結果図

「①渓流沿い斜面」の標高値の変化は『斜面崩壊の発生』を示している。斜面崩壊が発生した箇所は標高値が減少傾向にある。一方で，斜面崩壊が発生していない箇所は標高値に変化はない。

「②上流部の渓床・渓岸」の標高値の変化は『浸食による土砂移動の発生』を示している。過去の斜面崩壊により渓床に堆積して留まっていた渓床堆積物が豪雨により下流部に流出した箇所は標高値が減少傾向にある。一方で，「①渓流沿い斜面」で発生した斜面崩壊により新たに土砂が渓床に堆積して留まった箇所は標高値が増加傾向にある。加えて，標高値の変化がほとんど見受けられない箇所は，以下の 3 通りの考え方がある。1 つ目は，全く土砂移動が起こらなかった場合，2 つ目は，斜面崩壊により土砂移動が発生したが，上流部では堆積せずに下流部に流出した場合，3 つ目は，渓床堆積物が下流部に流出したが「①渓流沿い斜面」で新たに発生した斜面崩壊により再度土砂が堆積して留まり，結果として標高値に変化が生じなかった場合である。これら 3 通りのいずれに当てはまるかを判断するには，3 つの着目点の傾向を総合的に分析する必要がある。

「③下流部の渓床」の標高値の変化は『土砂堆積の発生』を示している。上流部から移動してきた土砂が

緩勾配区間や堰堤等の工作物背後に堆積した箇所は標高値が増加傾向にある。一方で，土砂移動が発生していない箇所は標高値に変化はない。

これらの傾向について，表-1 及び図-3 に取りまとめた。

なお，差分解析結果のうち「③下流部の渓床」への堆積状況は，対象渓流の断面図を作成することで捕捉量が把握できる。例えば，図-4 の断面図を見ると砂防堰堤にて崩壊土砂が捕捉されている状況が見て取れる。

表-1　差分解析の結果の傾向例

① 渓流 沿い斜面	② 上流部の 渓床・渓岸	③ 下流部の 渓床	傾向
減少	増加	変化無し	斜面崩壊発生→上流部に堆積
減少	変化無し	増加	斜面崩壊発生→下流部に堆積
			斜面崩壊発生，渓床堆積物移動 →上流部，下流部に堆積
減少	減少	増加	斜面崩壊発生，渓床堆積物移動 →下流部に堆積
変化無し	減少	増加	渓床堆積物移動→下流部に堆積

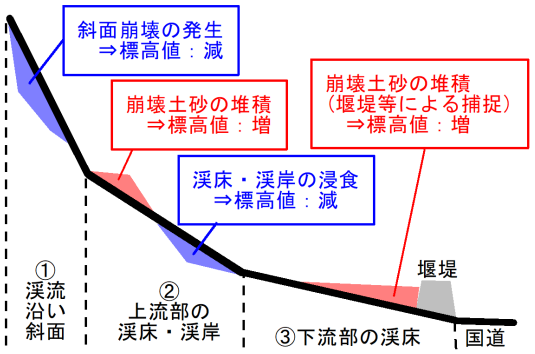


図-3　差分解析結果の傾向の模式図

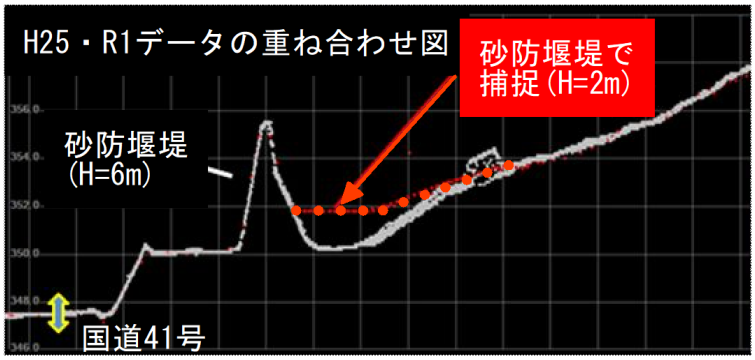


図-4　断面図による堆積状況の可視化（赤点線部において R1 データの方が標高値が増えている）

4. 現地踏査による検証

差分解析により土砂移動があったと判断した 15 地点について，現地踏査により現地状況との整合性を検証した。

検証した結果を表-2 に示す。すべての地点において実際に斜面崩壊・土砂移動している状況が確認され，道路防災危険箇所として評価できる。

代表的な地点の状況について，次頁より記載する。

表-2　差分解析結果と現地状況の整合性の検証結果

地点	差分解析結果 ① 渓流 沿い斜面	② 上流部の 渓床・渓岸	③ 下流部の 渓床	現地踏査 結果
001	変化無し	減少	増加	渓床浸食・土砂移動～堆積
002	減少	増加	変化無し	斜面崩壊～堆積
003	変化無し	減少	増加	渓床浸食・土砂移動～堆積
004	減少	増加	変化無し	斜面崩壊～堆積
005	減少	増加	変化無し	斜面崩壊～堆積
006				
007	減少	減少	増加	斜面崩壊～土砂移動～堆積
008	変化無し	減少	増加	渓床浸食・土砂移動～堆積
009				
010	減少	減少	増加	斜面崩壊～土砂移動～堆積
011				
012				
013				
014	変化無し	減少	増加	渓床浸食・土砂移動～堆積
015	変化無し	減少	増加	渓床浸食・土砂移動～堆積

(1)　地点 001（渓床浸食・土砂移動～堆積）

地点 001 の渓流は，差分解析の結果より『②上流部の渓床・渓岸の浸食により，土砂移動が発生し，③下流部の渓床に崩壊土砂が堆積』している状況が想定された。

現地踏査の結果，差分解析結果のとおり，①渓流沿い斜面の斜面崩壊は確認されず，③下流部の堆砂域において土砂の堆積が確認できた（図-5 参照）。

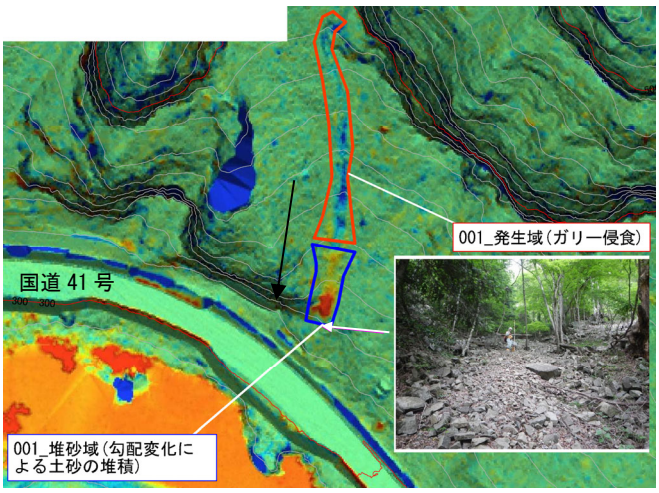


図-5　地点 001 の差分解析結果と現況写真

(2)　地点 003（渓床浸食・土砂移動～堆積）

地点 003 の渓流は，差分解析の結果より『②上流部の渓床・渓岸の浸食により，土砂移動が発生し，③下流部の渓床に崩壊土砂が堆積』している状況が想定された。

現地踏査の結果，差分解析結果のとおり，①渓流沿い斜面の斜面崩壊は確認されず，③下流部の治山ダム等の横断工作物により崩壊土砂が捕捉されている状況が確認できた（図-6 参照）。

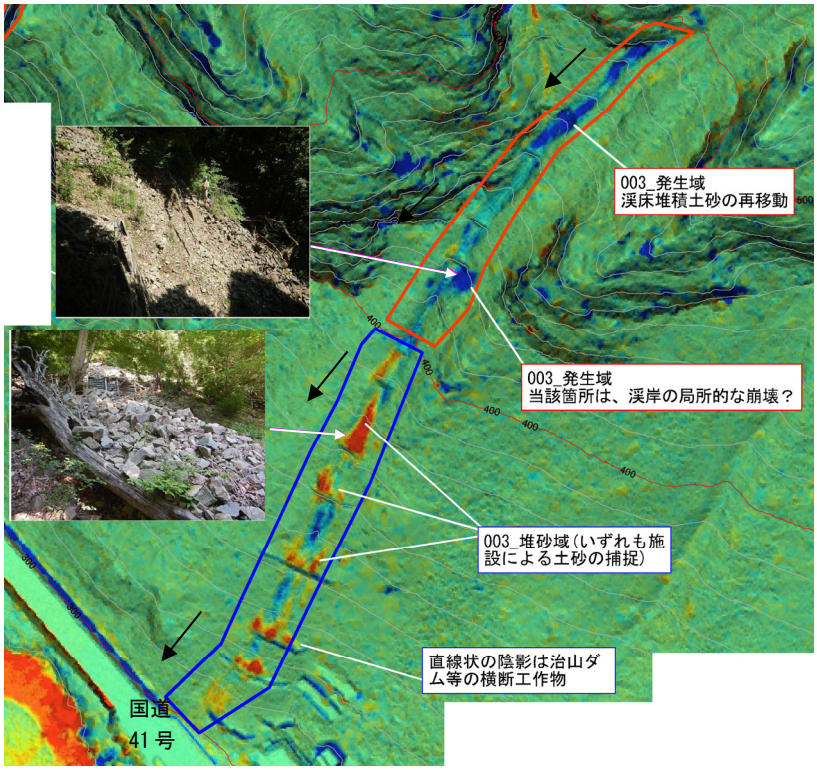


図-6　地点 003 の差分解析結果と現況写真

(3)　地点 005（斜面崩壊～堆積）

地点 005 の渓流は，差分解析の結果より『①渓流沿い斜面において斜面崩壊が発生し，②上流部の渓床に堆積』している状況が想定された。このとき『③下流部への土砂流出は少ない』とも想定された。

現地踏査の結果，差分解析結果のとおり，①渓流沿い斜面において小崩壊地形が確認でき，その斜面下方の②上流部における緩勾配渓床に崩壊土砂が堆積している状況が確認できた（図-7 参照）。

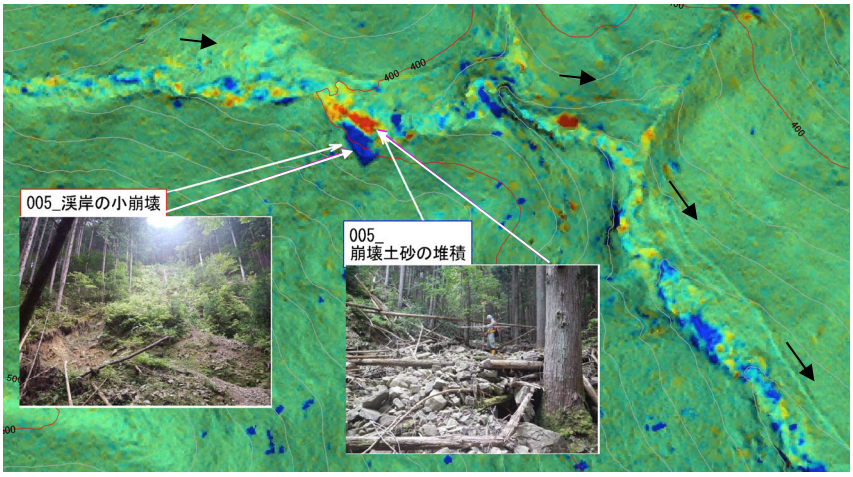


図-7　地点 005 の差分解析結果と現況写真

(4)　地点 010～013（斜面崩壊～土砂移動～堆積）

地点 010～ 013 は同一渓流の別地点である。差分解析の結果より『①渓流沿い斜面の勾配変化点付近において標高値の減少が見受けられており，②上流部の渓床堆積物の移動による③下流部への堆積』が想定された。

現地踏査の結果，差分解析において標高値が減少していた箇所は勾配変化点付近において崩壊地が確認されており，異常出水により斜面崩壊が発生し，また，渓床堆積物が再移動した様子が見受けられた（図-8 参照）。

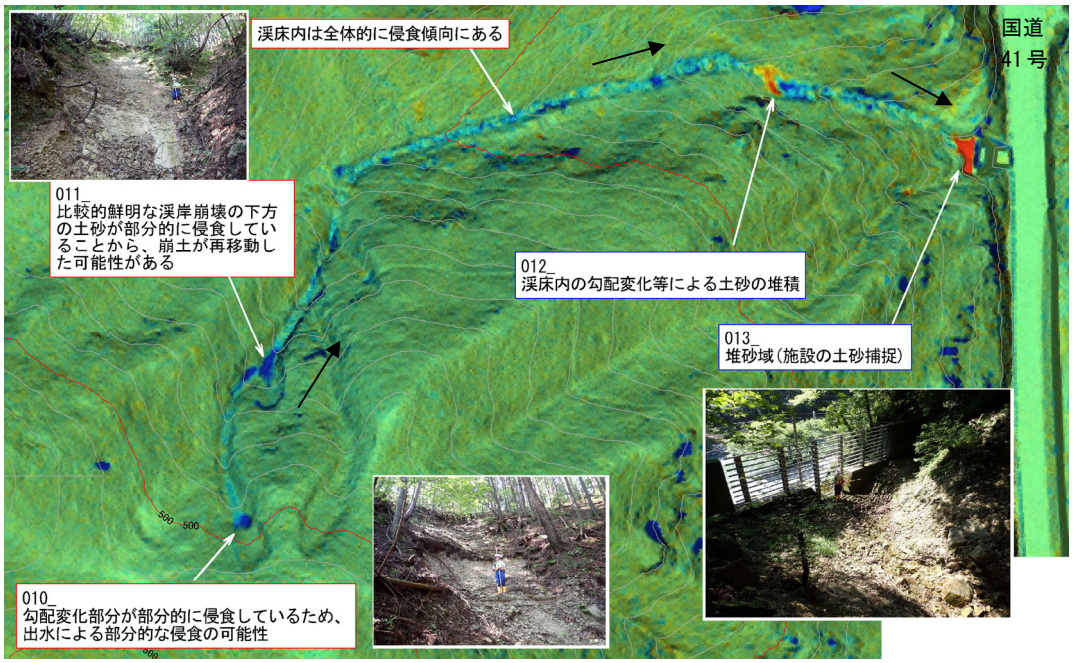


図-8　地点 010～013 の差分解析結果と現況写真

5. 差分解析結果を用いた土石流の道路防災危険箇所の抽出方法

土石流の道路防災危険箇所の抽出にあたり、従来の道路防災点検において考慮する要因[1]は以下 2 つである。現地での着目点として亀裂，滑落崖，崩壊履歴等を確認する必要はあるが、流域面積や渓床勾配等、現地状況に拠らず判断できる要素も大きい。

- 渓流の特性（発生流域面積，最急渓床勾配）
- 斜面の特性（斜面勾配が 30° 以上の面積，草地及び灌木の占める面積，不安定な土砂を伴う土工事の有無，新しい亀裂・滑落崖の有無，比較的規模の大きい崩壊履歴の有無）

今回の差分解析の結果，以下に示すような箇所は不安定土砂の堆積があり，今後の豪雨において土砂移動が起こり，土石流や土砂が道路に流出するおそれがあると判断できる。模式図を図-9 に示す。

①渓流沿い斜面において崩壊履歴のある渓流

- 渓流沿い斜面の崩壊履歴がある場合，豪雨により周辺斜面も同様に崩壊するおそれがある。

②上流部から渓床堆積物が移動した履歴がある斜面

- 渓床堆積物の移動履歴がある場合，豪雨によりさらなる土砂移動が起こるおそれがある。

③下流部に渓床堆積物が堆積している斜面

- 下流部に渓床堆積物が堆積している場合，豪雨により土砂移動が起こるおそれがある。

④砂防堰堤等が満砂状況である斜面

- 砂防堰堤等の横断工作物による効果が得られないと想定される場合，豪雨による土砂移動が発生しても捕捉しきれないおそれがある。

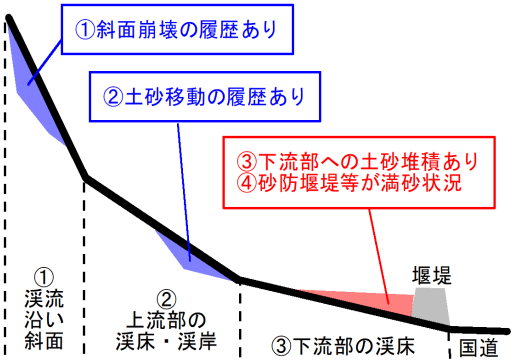


図-9　土石流の道路防災危険箇所となりうる差分解析結果

6. おわりに

本稿では，航空レーザー測量により取得された二時期の LP データの標高値の差分解析を実施することにより，崩壊地や斜面内に堆積した不安定土砂を可視化することで土石流や土砂流出のおそれがある道路防災危険箇所を抽出した事例について報告した。

本手法を用いることで，土石流の道路防災危険箇所の机上判読の精度を高めることができる。これにより，現地踏査範囲を絞り込むことができるため，現地安定度調査や防災カルテ点検における人的作業を軽減することが期待できると考える。

近年の激甚化・頻発化する豪雨災害による被災をできる限り減らせるよう，新たな知見・手法を駆使して道路防災事業に取り組んでいきたい。

7. 謝辞

道路管理者である国土交通省 中部地方整備局 高山国道事務所には，本検証に使用する LP データを提供いただきました。この場をお借りして，深く御礼申し上げます。

参考文献

1) 一般社団法人 全国地質調査業協会連合会 (2022)：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等）〔改訂版〕―DX 時代に向けたチャレンジ―.

レーダー解析雨量を用いた小規模な土石流の発生状況の検証

大日コンサルタント（株）　正会員　○韮沢竜夫
正会員　藤井孝文
岐阜大学　国際会員　沢田和秀

1. はじめに

令和 2 年 7 月豪雨災害では，岐阜県下呂市内に多発した土砂災害により道路ネットワークが分断された。被災状況は，主に道路への土砂氾濫であったが，道路の損壊は発生しなかった。このような豪雨等による土砂災害の増加に対する効果的な適応策は，降雨と土砂発生の関係を明らかにすることが重要である。本稿では，高分解能のレーダー解析雨量を用いた土壌雨量指数を用いて，時刻と土砂発生の面的広がりの関係性を調査した結果を報告する。具体には，岐阜県内の豪雨に伴う小規模な土石流の現地調査の結果と，レーダー解析雨量（1km²メッシュ）から得られる土壌雨量指数の分布とを照らし合わせ，両者の関係性を検討した。

2. 令和２年７月豪雨災害の特徴

令和 2 年 7 月 7 日から 8 日にかけて，岐阜県の中濃から飛騨地方を中心に断続的に非常に激しい雨となり，6 市に大雨特別警報が発表されたほか，降り始めからの降水量が県内 11 地点で 1,000 ミリを超えるなど記録的な大雨となった [1)]。下呂市においては，国道 41 号が小坂町門坂地区で大規模な道路災害により通行止めになる中，国道 257 号等の県管理道路が迂回路として有効に機能したと評価されている。しかし，高山市や下呂市では，道路への小規模な土砂流出等による通行止めが多数発生した。代表的な被災状況は，写真-1，2 に示すように道路への土砂流出や溢水であったことから，局所的な豪雨量に対応できない道路排水施設等の維持管理や対策が新たな課題となった。

写真-1 被災状況写真（流域 R03）

写真-2 被災状況写真（流域 R17）

3. 検討手法

この課題に対応するため，筆者らは，本災害の被災メカニズムについて，机上調査と事後調査を行い，渓床堆積物の移動が小規模な土石流の主因であることを確認した [2)]。さらに，レーダー解析雨量と航空レーザー測量を用いて，降雨の時空間分布と地形条件等の関係性について被災の特徴の絞り込みを行ったところ，小規模な土砂流出災害の発生は，素因よりも誘因である豪雨が主因であるとの結論を得た [3)]。

豪雨による道路の土砂災害は，誘因となる降雨，素因である地形・地質・水文地質環境等，また，道路位置やその構造などにより，被災する確率が変化するものと考えられる。

そこで，本検討では，令和 2 年 7 月豪雨による被災地域における土壌雨量指数の経時的な変化を整理し，GIS 上に投影することにより，被災時刻の土壌雨量指数を用いて，被災箇所と各流域との地形属性とを整理し，その傾向を確認した。また，本調査と検討の結果から，今後の道路防災管理の方策について考察した。

Verification of small-scale debris flow occurrence using radar analysis of rainfall : Tatsuo Nirasawa and Takafumi Fujii, (Dainichi Consultant INC. and Kazuhide Sawada(Faculty of Engineering, Gifu University.)

4. 結果と考察

豪雨を主因とした，掃流型の小規模な土石流が道路へ到達した事例が多い事を踏まえて，主に降雨量と土壌雨量指数等を指標とした視点により，素因となる地形条件に関する検討結果と考察について述べる。

4.1 土砂災害発生箇所と発生時間帯

道路への土砂流出等が集中した下呂市馬瀬地域の国道 257 号，県道下山名丸線，市道惣島線を対象路線として，被災原因の机上調査と現地調査及び対応検討を実施した。被災箇所と流域番号を図-1 に示す。

被災地域は，飛騨山地の南部に位置しており，地質は濃飛流紋岩類を主として一部に美濃帯，花崗岩類などの分布が認められた。被災地域は南北に約 20km と広域であるが，被災箇所は対象地の北部と中央部に集中していた。被災箇所における災害査定資料，土砂除去作業の日報等を利用して土砂流出箇所の状況を整理したものを表-1 に示す。被災箇所は全部で 14 箇所であった。被災箇所のうち渓流からの溢水や土砂流出による道路の通行止め箇所は 12 箇所であり，路線に接する 141 流域のうち約 8.5%が土砂流出等により被災していた。なお，小規模な土石流の発生形態は，表層崩壊による崩壊型と，渓床堆積物の移動による掃流型等とを確認した。被災時刻は北部の 2 箇所が 7 月 7 日午前だったことを除き，7 月 8 日深夜が多かった。被災場所は，図-1 に示す通り，北部地区と中部地区の 2 地区に集中していた。なお，被災箇所 14 流域のうち，表-1 に示す緑色の被災内容は，小規模な土石流によるものとは，被災の形態が異なっていた。

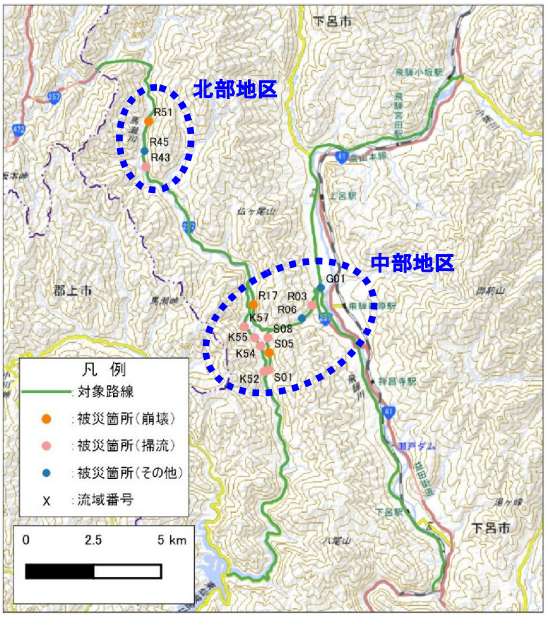


図-1 土砂災害発生箇所

表-1 災害発生箇所と発生時間

北部地区

流域番号	路線	発生日時	形態	備考
R51	国道257号	7.7.AM11:00頃	崩壊型	
R45	国道257号	7.7.AM10:00頃	その他	段丘崖から溢水
R43	国道257号	7.8.AM0:00頃	掃流型	

中部地区

流域番号	路線	発生日時	形態	備考
K57	県道下山名丸線	7.8.AM1:30頃	掃流型	
K55	県道下山名丸線	7.8.AM1:30頃	掃流型	
K54	県道下山名丸線	7.8.AM1:30頃	掃流型	
K52	県道下山名丸線	7.8.AM2:00頃	掃流型	
R17	国道257号	7.8.AM3:00頃	崩壊型	
R06	国道257号	7.8.AM3:00頃	その他	舗装浮上り
R03	国道257号	7.8.AM1:30頃	掃流型	
G01	県道下呂小坂線	7.8.AM0:00頃	その他	他流域と接続
S08	市道惣島線	7.8.AM1:00頃	掃流型	
S05	市道惣島線	7.8.AM1:00頃	崩壊型	
S01	市道惣島線	7.8.AM1:00頃	掃流型	

4.2 災害発生箇所と土壌雨量指数分布の関係

令和 2 年 7 月豪雨では，図-1 のとおり，地形地質条件がほぼ類似している南北に約 10km 離れた 2 地区に被災箇所が集中していた。ここで，一般に土砂災害は発生までの累加雨量等の長期雨量指標と 1 時間雨量等の短時間雨量指標の双方が関与することが知られている。そこで，本検討では，土砂発生の誘因を考察するために，被災日を含む，7 月 6 日から 7 月 8 日までの期間の一連の降雨の 1km メッシュ解析雨量[4]を用いて，被災箇所と土壌雨量指数，1 時間降水量の分布を整理した。図-2 に土壌雨量指数分布の経時変化を，また図-3 に 1 時間降水量分布の中部地区の被災時刻前後の経時変化を示す。土壌雨量指数は，気象庁・都道府県が発表する土砂災害警戒情報の検討手法に準じて，タンクモデルを用いて算定した。これらの図と災害報告時刻から，長期降雨により土壌雨量指数（図-2）が高まった 7 月 8 日の深夜（02：00）に，強雨（図-3）が重なり，災害が発生したものであると考えられる。

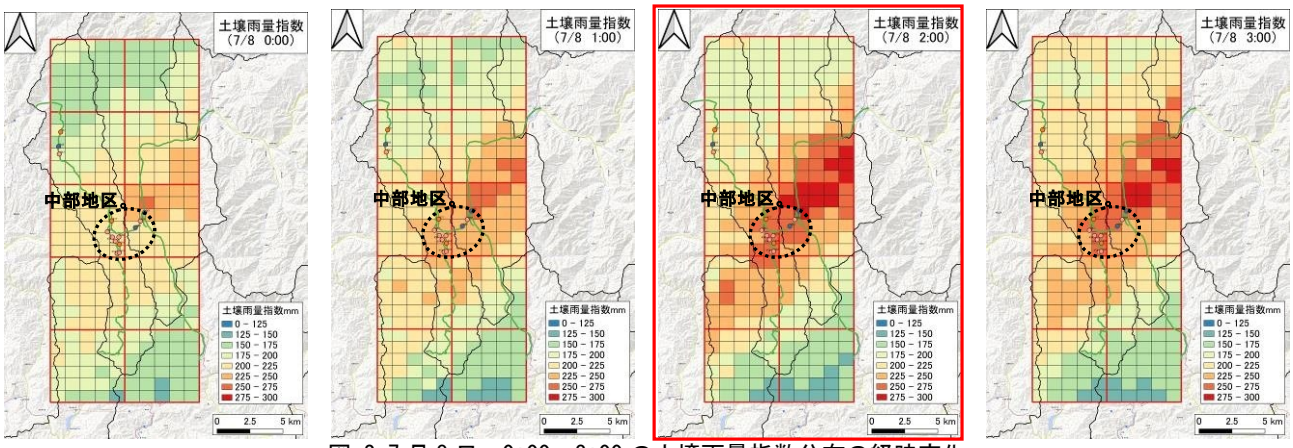


図-2 7 月 8 日 0:00～3:00 の土壌雨量指数分布の経時変化

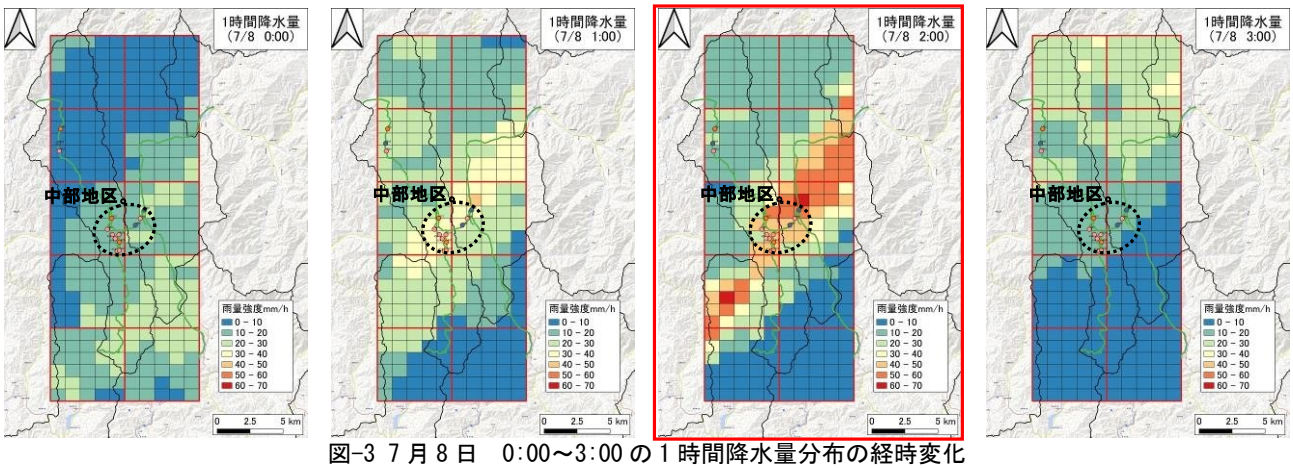


図-3 7 月 8 日 0:00～3:00 の 1 時間降水量分布の経時変化

4.3 土壌雨量指数と被災状況

先の検討と被災時刻のヒアリングより，被災時刻付近で高い雨量強度となったことから，7 月 8 日（02：00）の土壌雨量指数と被災状況について，詳細に分析した。長期降雨により，土壌雨量指数によって同様な危険状態を示す地区であっても，発災流域と非発災流域があったことから，流域別に地形属性や土壌雨量指数を整理した。流域界は，航空レーザー測量（0.5m メッシュ）DEM データ[5)6)]を GIS（QGIS）の機能によって自動処理した後，技術者が現地に則した形状に修正した。その結果，対象路線沿いの流域は，全部で 141 流域に区分された。流域をポリゴンとして，流域毎の土壌雨量指数に関する検討に使用した。

図-4 に流域の土壌雨量指数の整理手順を示す。まず，1km メッシュ毎に土壌雨量指数を算出し，各メッシュの重心座標に割り当てる。次に，各メッシュ内を約 1m のグリッドに分割する。土壌雨量指数を重心グリッドに内挿して，各メッシュの重心グリッド間の土壌雨量指数を算出し，その値をラスターデータ化する。最後に，流域ポリゴンと土壌雨量指数のラスターデータの重合により，流域ポリゴン内のグリッドの土壌雨量指数のうち，最大値となる土壌雨量指数を抽出した。その値を流域の土壌雨量指数とした。

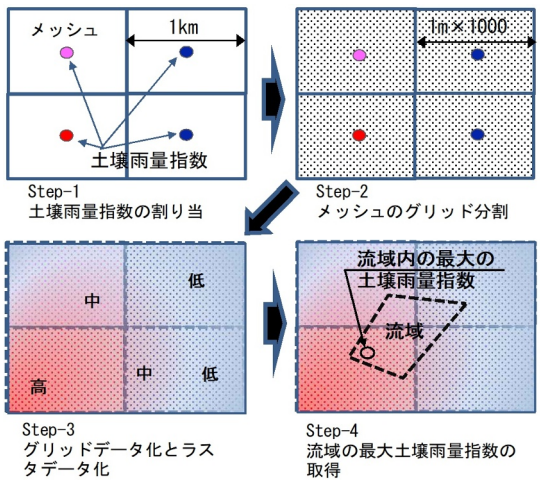


図-4 土壌雨量指数の整理手順

被災時刻における流域別の土壌雨量指数と被災状況を整理した関係を図-5 に示す。図-5 より，北部地区と中部地区では，被災時の土壌雨量指数が異なっている。これは，図-5 の被災時刻 7 月 8 日（02：00）が中部地区における被災時の土壌雨量指数をベースとしていることから，北部地区の被災時刻（土壌雨量指数のピーク）とは若干の相違がある可能性が高いためである。その点を踏まえて，土壌雨量指数をヒストグラムとして整理し，被災状況をまとめると以下の結果となった（図-6，表-2 参照）。

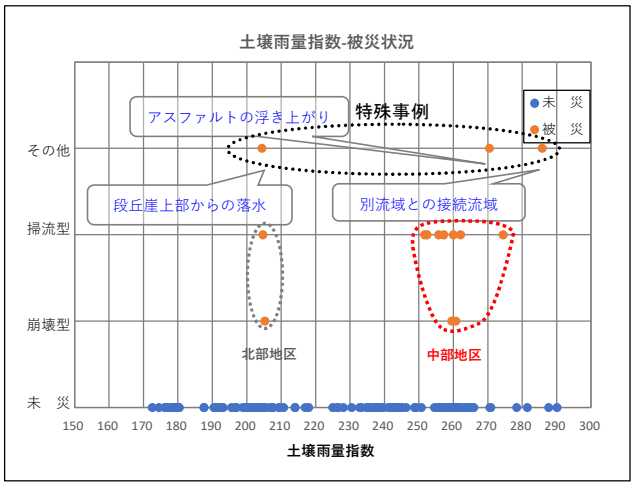


図-5 土壌雨量指数（7 月 8 日 02：00）と被災状況

中部地区では，土壌雨量指数 250 以上 290 未満のゾーンにおいて，9 箇所（崩壊型 2 件，掃流型 7 件）の被災があった。ここで，図-5 に示した特殊事例の被災とデータ数の少ない崩壊型を除外し，中部地区の掃流型の小規模な土石流に着目すると，中部地区においては，土壌雨量指数 250 以上となった流域は 46 流域で， 46 流域のうち掃流型の小規模な土石流は，7 流域で発生した。発生確率は約 15%となることから，豪雨条件下の掃流型の小規模な土石流は，土壌雨量指数によって，ある程度，発生を再現できたと考える。

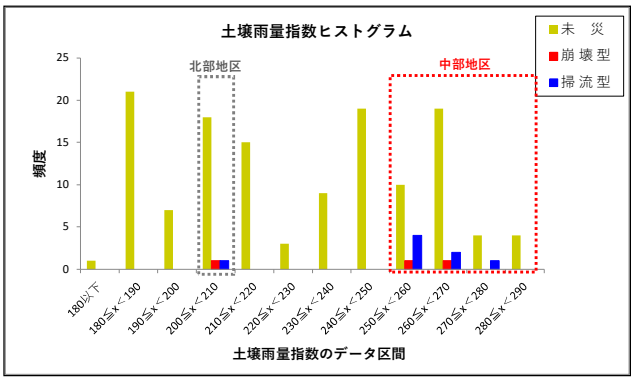


図-6 土壌雨量指数（7 月 8 日 02：00）ヒストグラム

表-2 土壌雨量指数（7 月 8 日 02：00）と被災一覧表

土壌雨量指数	流域（流域）				発生率（%）			被災地区
	未災流域	崩壊型	掃流型	計	崩壊型	掃流型		
180以下	1	0	0	1	0.0	0.0	－	
180≦x＜190	21	0	0	21	0.0	0.0	－	
190≦x＜200	7	0	0	7	0.0	0.0	－	
200≦x＜210	18	1	1	20	5.0	5.0	－	北部
210≦x＜220	15	0	0	15	0.0	0.0	－	
220≦x＜230	3	0	0	3	0.0	0.0	－	
230≦x＜240	9	0	0	9	0.0	0.0	－	
240≦x＜250	19	0	0	19	0.0	0.0	－	
250≦x＜260	10	1	4	15	46	6.7	26.7	15.2	中部
260≦x＜270	19	1	2	22		4.6	9.1		中部
270≦x＜280	4	0	1	5		0.0	20.0		中部
280≦x＜290	4	0	0	4		0.0	0.0		中部
合　計	130	3	8	141	-	-	-	-

4.4　土壌雨量指数と被災流域の検討

本検討では，流域の面積，谷次数，傾斜度等について整理したが，被災流域の特徴を効果的に抽出する結果は得られなかった。しかし，この整理により，幾つかの特徴を確認することができた。図-7 に示す流域面積と谷次数の相関図と図-8 に示す土壌雨量指数と流域面積の相関図より，豪雨による小規模な土石流災害は，流域面積 100（ha）以下，かつ，3 次谷までの流域で発生していた傾向を確認した。この傾向の理由としては，流域面積が 100（ha）以上，かつ，4 次谷以上の流域では，土砂が発生した場合であっても，移動経路上の緩斜面に土砂が捕捉され，道路まで到達できないケースがあることを現地調査により確認しており，これらは，

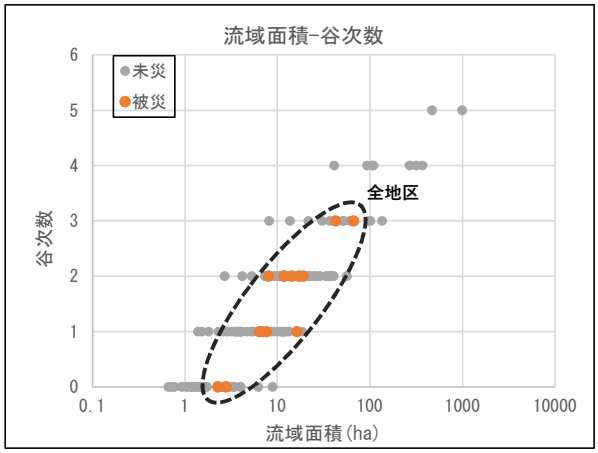


図-7 流域面積と谷次数

同様のケースであったと考えられる。それを受けて，土砂発生源と道路までの距離と傾斜を確認したところ，図-9 に示すように，水平距離 250m 程度以下，発生源と道路との傾斜は約 15° ～25° の場合に，小規模な土石流による被災が集中する傾向が認められた。

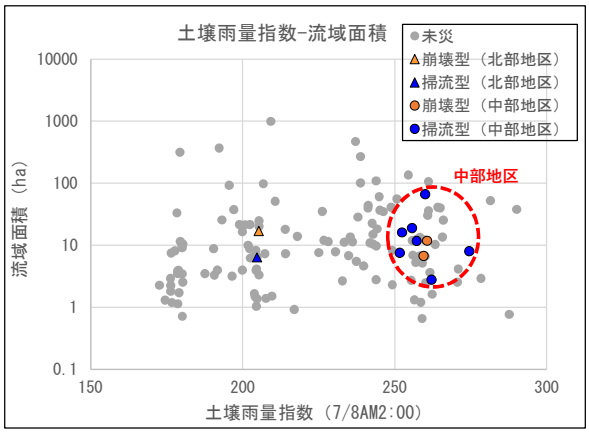


図-8 土壌雨量指数と流域面積

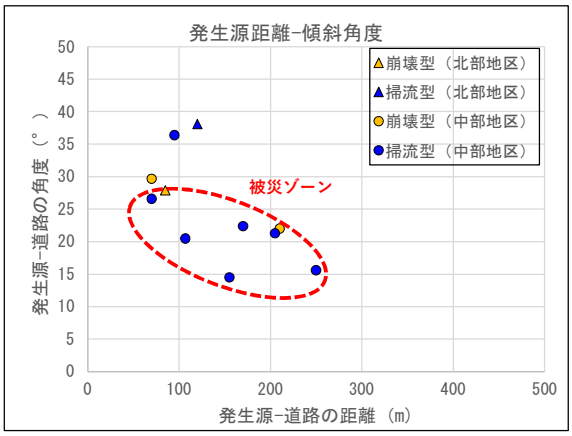


図-9 発生源と道路との関係

5. 結論と今後の対応

5.1 結論

令和 2 年 7 月豪雨災害のうち岐阜県下呂市における小規模な土石流災害について，土壌雨量指数（降水量）の視点を主軸として，地形属性と流下コンディションについて検討し，以下の結論を得た。

- 土壌雨量指数：250 以上で発生（中部地区）
- 流域面積：100（ha）未満で発生
- 発生源と道路までの距離：約 250m 以内
- 発生源と道路までの角度：約 15° ～25°
- 流域と沢次数区分：地盤技術者による現地調査

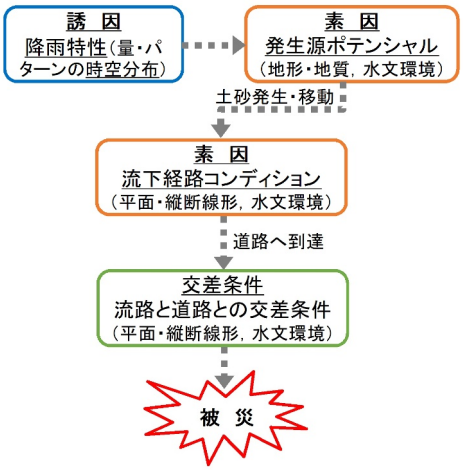


図-10 小規模な土石流の発生要因フロー

小規模な土石流が道路に流出する過程を図-10 に示す。小規模な土石流が道路に流出する災害では，誘因と発生源的な素因のほか，土砂の流下経路コンディションや道路と流路等との交差条件等の 4 つの要因が被災原因である。道路防災の観点から，各要因の属性を把握することは，机上・現地調査とその後の検討により可能である。しかし，路線に沿った全流域を対象とする場合は，対象流域数が膨大となり，旧来の道路防災点検による情報管理は困難と考えられる。また，流域内の移動可能土砂や湧水・伏流状況，流下経路コンディションや流路と道路の交差条件など，GIS 等のみを用いた技術者の判断についても，現時点においては限界がある。

5.2 今後の対応

これらの流域の基礎情報の蓄積と開示や具体的な設備投資による改善策は，行政上の管理区分や予算等の制約も生じる。本稿で調査した小規模な土石流についての道路防災における対応は，道路ネットワーク機能の強靭化を目的として，長短期的の取組みとして，以下の対応が望まれる。

1）沿道リスクマネジメントと短期的な取り組み

現行の道路管理においては，防災点検やそれに基づく対策，事前通行規制等による対応等が継続的に実施されている。今後，道路ネットワーク機能の強靭化を図るための一案として，図-11 に示すような，潜在的なリスクを有する流域を抽出するのと同時に，土砂流出リスクを評価し，管理するデータベースを構築して，

施設整備,維持管理を適切に行っていくことが必要である。

なお，リスクのある流域の抽出には，ある程度の期間を要することから，短期的な取り組みとして，被災履歴に基づく対策流域の抽出が肝要であり，具体的には，豪雨時の土砂流入の防止に考慮した道路排水施設が望まれる。

2) 技術者による現地調査

本事例では，土砂発生した流域と発生しなかった流域のそれぞれを対象として机上調査と現地調査を実施した。それらの調査結果に基づき，流域属性を机上検討し，GIS 上に反映して情報を可視化した。一連の調査・検討に際して，地形情報は，傾斜や形状に基づいて GIS 上である程度の区分が可能であった。しかし，図-10 に示す素因となる地表面の土砂の分布状況や湧水・流路痕・伏流，流下経路コンディション，流路と道路との交差条件等といった被災リスクの予想に必要な重要情報の把握は，地盤技術者による現地調査が必要不可欠である。

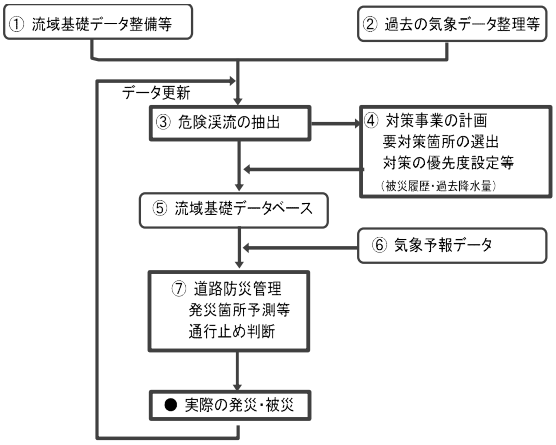


図-11 道路管理流域データベース案のフロー

3) 気象庁・都道府県が発表する土砂災害警戒情報の活用

本事例は，その被災状況から，誘因となる降雨とその土壌雨量指数の上昇が，発災の主因であることを改めて確認した。本稿 4.3 節にも述べたとおり，豪雨を主因とする掃流型の小規模な土石流は，土壌雨量指数を用いることによって，その発生をある程度再現できた。逆に考えると，降雨予想データを利用すれば，路線における小規模な土石流の発生をある程度予測できることが考えられる。その予測の確実性を更に高めるためには，本稿で取組めなかった発生源付近における水文地質的な基礎データ（湧水，流水，伏流）の収集と検討が不可欠である。今後，土砂災害リスクに応じた事前通行規制や災害復旧に速やかに対応できる管理警戒体制の構築，その運用に際しては，更なる情報収集とそれらを活用する研究が必要と考えられる。

6. おわりに

近年，豪雨に伴う災害が頻発していることから，広域気象災害の対応に必要な道路ネットワーク機能の強靭化が求められる。本取り組みの知見を踏まえて，小規模な土石流のリスクに対する防災管理手法の展開について引き続き検討したい。特に小規模な土石流による被災は，図-10 に示したとおり，複合要因による被災形態をなすものであるため，各要因の属性を系統的に整理して判断することが，道路ネットワーク機能の強靭化に資するものと考えている。

本論文の作成にあたり，貴重な資料をご提供いただきました岐阜県県土整備部道路維持課，降雨データの解析にご指導をいただきました岐阜大学工学部附属応用気象研究センター長 吉野純教授に深く感謝いたします。

参考文献

1) 岐阜県・清流の国ぎふ防災・減災センター（2020）：令和 2 年 7 月豪雨災害検証報告書.
2) 韮沢竜夫，藤井孝文，松田康弘，尾澤勲，沢田和秀（2022）：小規模土砂流出による山間道路ネットワーク寸断防止の取組，第 31 回調査・設計・施工技術報告会．PP.17-24，地盤工学会中部支部.
3) 韮沢竜夫，藤井孝文，沢田和秀（2022）：山間地の道路交通を阻害する小規模な土石流発生要因の検討，第 63 回地盤工学シンポジウム．1-1-3，地盤工学会.
4) 一般財団法人 気象業務支援センター（2021）：レーダー・アメダス解析雨量（1km メッシュ）.
5) 岐阜県郡上農林事務所（2014）：治第 2503 号 公共予防治山事業 航空レーザ測量業務.
6) 岐阜県郡上農林事務所（2015）：治第 2603 号 公共予防治山事業 航空レーザ測量・解析業務委託.

急傾斜地における道路構造物のための地盤調査

岐阜大学工学部　国際会員　○沢田和秀
岐阜県高山土木事務所　林　誠
岐阜県建設政策課　戸田健吾

1. はじめに

急傾斜地に構造物を建設する場合，構造物の一般的な支持力等の検討のみでなく，構造物を含む斜面の安定性や周辺環境を考慮した設計が必要となる。令和 2 年 7 月に豪雨によって被災した路側崩壊の復旧対策工事箇所が，供用を待たずに令和 4 年 9 月に崩落した。ここでは，令和 4 年 9 月に崩落した急傾斜地の構造物復旧のために実施した調査とそれに関する検討内容について報告する。検討に際し，構造物が崩落した斜面周辺のボーリング調査結果だけでなく，斜面周辺を含む領域の地形や地質に関する情報等を総合的に活用した。本稿は，主要地方道乗鞍公園線「路側崩壊」対策検討会 [1]で協議された内容に基づき報告する。

2. 豪雨により被災した急傾斜地道路

2.1　令和 2 年 7 月の路側崩壊

令和 2 年 7 月，岐阜県内の広域で豪雨が観測され，多くの道路構造物が被災した [2]。そのうち，主要地方道乗鞍公園線では，高山市丹生川町久手地内において，令和 2 年 7 月 7 日に路側崩壊が発生した（図-1 左）。同年 7 月 8 日早朝には，災害の危険度が著しく高まったことから，岐阜県内では，飛騨市，高山市，下呂市，郡上市，中津川市，恵那市に大雨特別警報が発表された。令和 2 年 7 月路側の崩壊は，図-2 に示すように延長 45m におよんだが，災害復旧事業により，図-2 右および以下に示した STEP1～STEP3 の手順で復旧工事が完了した。図-1 右は，片側通行移行（STEP2）直前の様子である。この後，谷側の崩壊箇所に擁壁工を施工し，ガードケーブルを設置，舗装工を施すと完了となる。施工手順は，図-2 右に示したように，以下の STEP に沿って行った。詳しくは，第 1 回 主要地方道乗鞍公園線「路側崩壊」対策検討会 [1]の資料を参照されたい。

STEP1：谷側の崩壊した斜面にコンクリート吹付工と鉄筋挿入工による地山補強を実施
STEP2：山側斜面を開削し片側通行が可能となる道路幅員を確保し，全面通行止から片側交互通行に移行
STEP3：谷側の崩壊した箇所に擁壁工を施工し復旧完了

図-1　路側崩落の様子（被災直後：左，片側通行移行直前：右）

Geotechnical investigation for road structures on a steep slope: Kazuhide SAWADA(Gifu University), Makoto HAYASHI (Takayama Civil office, Gifu Prefecture), Kengo TODA(Gifu Prefecture)

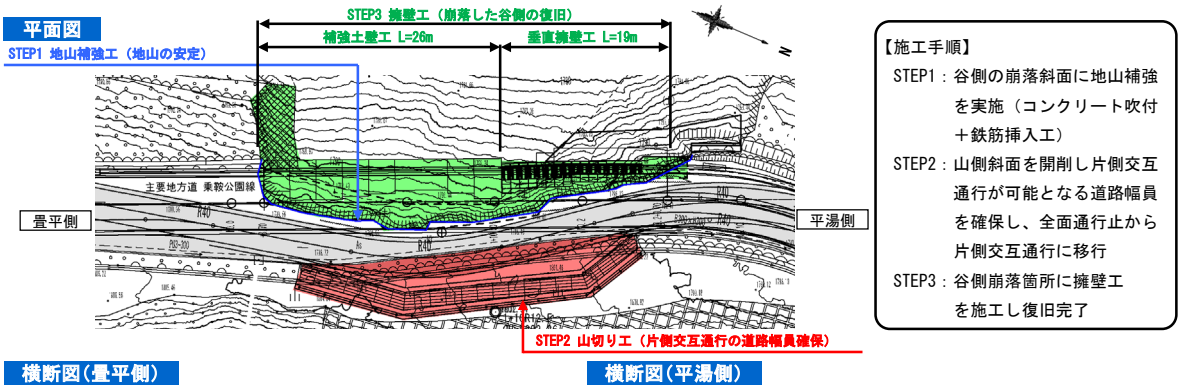


図-2　被災概要を示す平面図

2.2　復旧工法の概要

前節で示したように，路側崩壊の復旧工事は，STEP1 から STEP3 に基づいて施工された。ここで，図-2 に示した補強土壁区間と垂直擁壁工区間の横断面図をそれぞれ示す（図-3)。平湯側と畳平側で構造物構成が異なるのは，崩壊深さが異なり，確保できるひかえ長に見合った擁壁構造を選択した結果によるものである。図-3 で示した復旧工法の設計については，急斜面であることから，豪雨によって不安定土塊は全て崩落したと仮定した上で，すべり安定性を検討した。崩壊時に湧水等は見られなかったことから、安定解析には地下水位を考慮していない。その後、安定を確認した状態でコンクリート吹付工と鉄筋挿入工で地山を補強し，その前面に「擁壁基礎＋補強土壁」，「擁壁基礎＋垂直擁壁」の構造物を設置している（図-3)。斜面地に鉄筋挿入，グラウトで補強する圧縮補強土とその上に設置する擁壁基礎については，擁壁基礎上に構築する補強土壁および垂直擁壁の死荷重と活荷重を考慮し，圧縮補強土に作用する圧縮力，せん断力および曲げモーメントについて検討がなされた。また，構造物群背面（滑落崖）からの湧水に対しては，地山補強（吹付）背面の透水材を通して擁壁基礎下の水抜き管から谷側に排出する構造とされた。さらに，両工区とも山側斜面を切り取り，切土補強して道路幅が確保された。これらに関する設計検討が行われ，災害復旧事業によって，路側崩壊復旧対策工事が進められた。

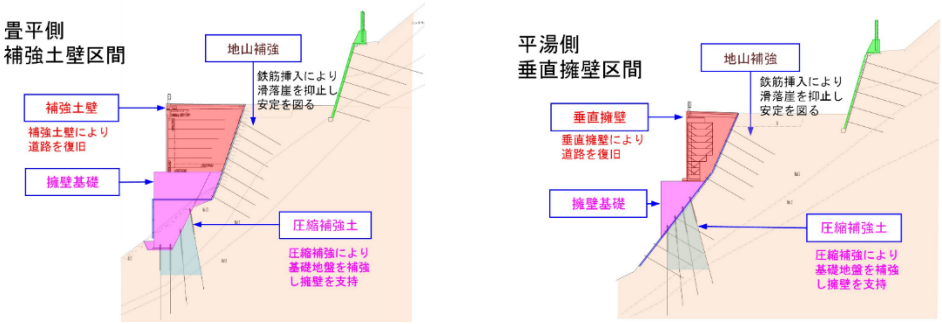


図-3　復旧工事の断面図

2.3　令和 4 年 9 月の被災

前節で説明した復旧工事は，令和 4 年 9 月 10 日に予定されていた開通に向けて，冬期期間を除いて順調に進捗した。しかし，垂直擁壁を用いて復旧した箇所を中心に，開通前日の 9 月 9 日に擁壁背面の地山から大きく崩壊した。そのため，主要地方道乗鞍公園線「路側崩壊」対策検討会 [2)]が設置され，崩壊の原因調査およびそれ以後の対応について検討された。図-4 は，令和 4 年 9 月 9 日の被災状況である。青色の破線は令和 2 年 7 月に崩壊した箇所，赤色の破線は令和 4 年 9 月に崩壊した箇所であり，令和 4 年は平湯側に崩壊範囲が進んだ。誘因として考えられた降雨と降雪の状況 [2)]として，令和 3 年度冬期は降雪が多く，特に春先の

残雪量は過去 5 年で最多であり，多量の融雪水が地山に浸透したと考えられる。また，令和 4 年度の降雨日数および連続降雨日数が過去 5 年で最多であり，連続降雨量も過去 5 年のうち，前回被災の令和 2 年に次いで多かった。

令和 2 年は特別警報が発令されるほどの豪雨（平湯観測所で連続 1,692mm）だったが，令和 4 年はその半分強の連続雨量（943mm）だった。しかし，令和 4 年の連続降雨日数は 70 日という長期に渡っているだけでなく，令和 4 年の 2 月と 3 月の積雪深が大きかったため，それらが地下にゆっくりと浸透し，長期的に地下水位が高い状態を保つことで，斜面地のせん断強度を低下させた可能性がある。

そこで検討会では，図-5 のように，崩壊地周辺でボーリング調査孔（BV-1，BV-3，BV-5，BV-6，BV-7，BV-10）を用いて地下水位を観測した。崩壊地直近の BV-1 の地下水位を基準として，周辺のボーリング調査孔の地下水位と比較した結果，BV-1 以外の地下水位が BV-1 より高かったため，周辺の地下水が BV-1 周辺に集中している可能性が高いことが考えられた。しかし，2.2 節で説明したように，この復旧では，地山からの湧水の排水処理は十分に設計で検討されていたため，施工中または施工後に何らかの不具合があった可能性についても調査が行われた。施工管理について，排水機能について工事記録を施工手順ごとに確認した結果，仕様に基づいて適切に施工されていることが確認された。

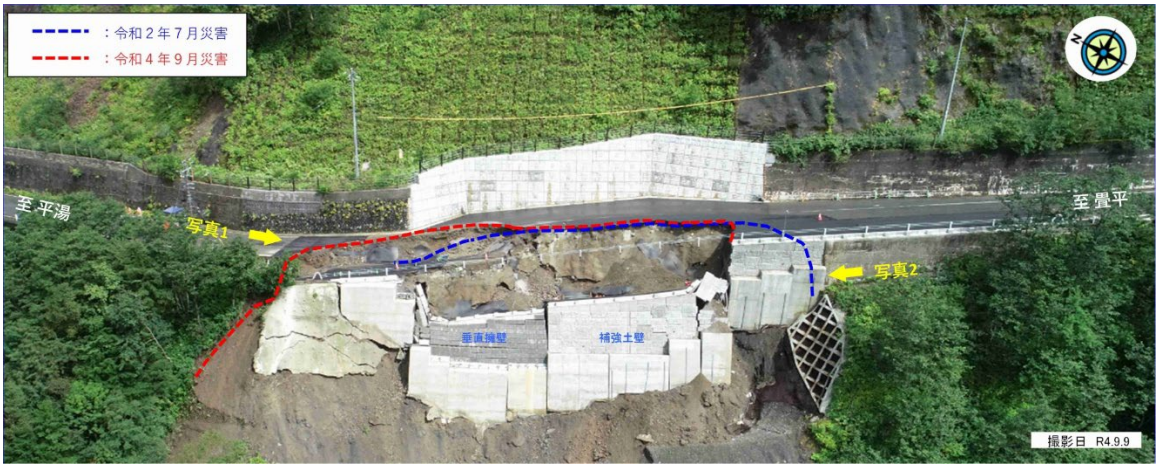


図-4　令和 4 年 9 月 9 日の被災状況

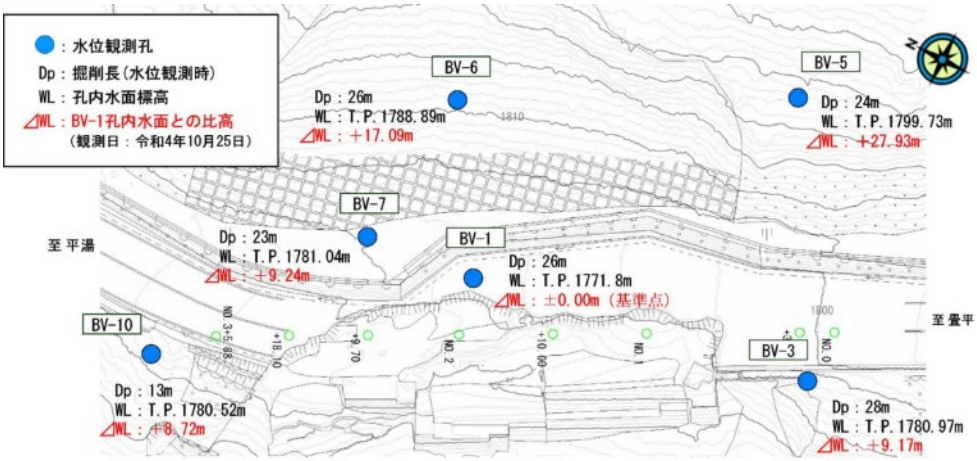


図-5　ボーリング調査孔の位置と地下水位計測結果

図-6 には，令和 3 年 7 月（左）と令和 4 年 5 月（右）の山側擁壁の排水状況を示した。設計通りであれば，山側擁壁の水抜孔からの排水高さは，令和 4 年 5 月（右）のような高い位置からの排水状況にならないと考えるが，このような高い位置からの排水状況は，崩壊前の令和 4 年 9 月にも確認された。

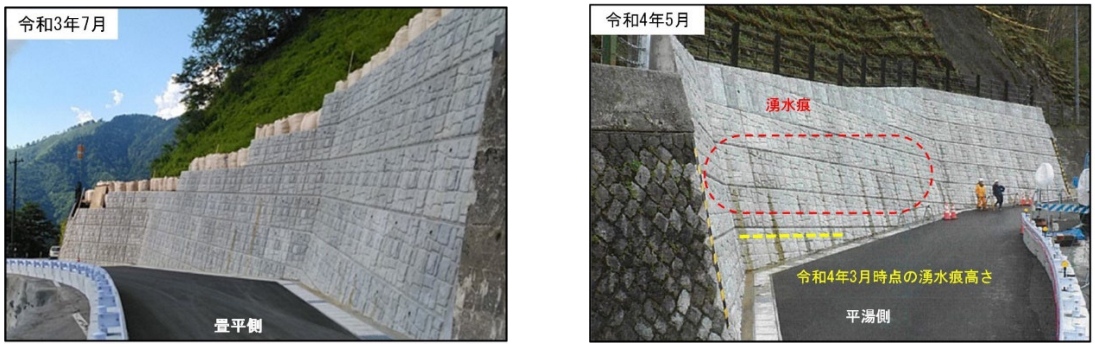


図-6　令和 3 年 7 月（左）と令和 4 年 5 月（右）の山側擁壁の排水状況

先述した孔内水位による集水の状況と，山側擁壁の高い位置の水抜孔からの排水を考えると，施工中から施工後にかけて，水みちの変化等，地中で何らかの状況変化があったことが考えられる。そこで，令和 2 年調査時のボーリング試料と令和 4 年度調査時のボーリング試料について，粒度分布を調べて比較した。

図-7 は，粒度分布試験のための試料採取の平面位置，図-8 は，図-7 の No.1+10 の横断面である。背面擁壁前後の令和 2 年調査時のボーリング試料と令和 4 年度調査時のボーリング試料を用いた粒度試験の結果は，図-9①と②に示した。近接する 2 地点間の粒度試験結果を比較すると，令和 2 年に比べて令和 4 年のボーリング試料は細粒分が少なく，粒度分布が粗い方へ移行しており，水の流れが変わって，排水経路が変化したあるいは排水機能が変化したと考えられる。長雨や通常より多い積雪深が起因となって，地下水の流れが変化し，周辺地山の地下水位が高い状態で保持され，これが崩壊の引き金になった可能性が考えられた。

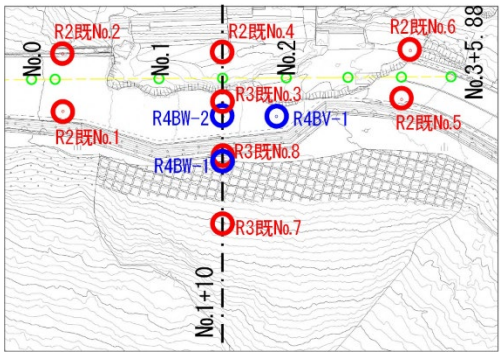


図-7　粒度分布試験試料採取位置

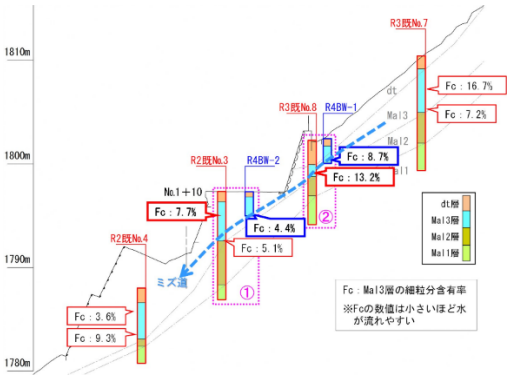


図-8　図-8 の No. 1+10 の横断面

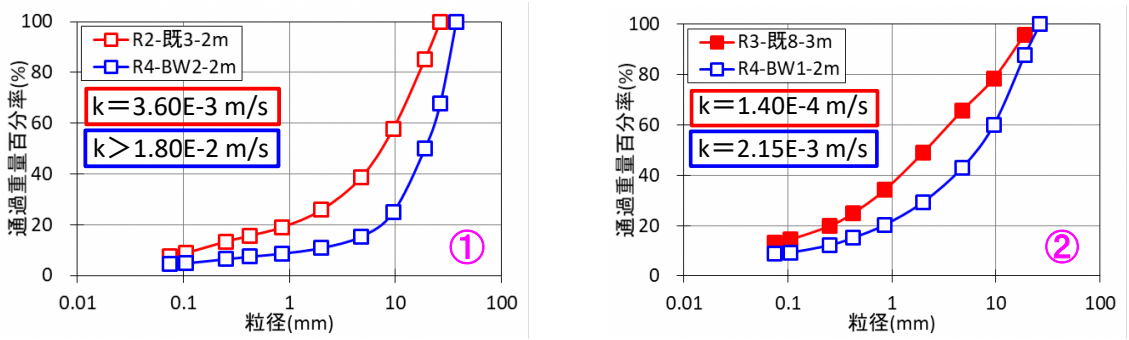


図-9　２つの隣接ボーリング試料の粒度分布と 20%粒径から推定される透水係数

3. 令和 4 年の被災箇所周辺の地盤調査

3.1　復旧方針の検討と調査

第 2 章で示したとおり，降雨および融雪による地下水位の上昇が崩壊要因であるとし，再度復旧が計画さ

れた。検討により，崩壊した箇所を渡って通過する桟橋形式，あるいは橋梁形式による復旧案が提示された。崩壊箇所に盛土等を再度構築することで，地山内の地下水の流れを阻害しないことが機構として必要であったが，それら構造物の構築には，杭基礎等を強固な岩盤に定着させる必要性がある。そこで，既往の地盤調査結果と，新たに調査・計測した崩壊地周辺の地盤情報を併せて，上述の案が適しているかを判断することとなった。図-10 は，既往の調査も含めた調査内容とその配置を示す平面図である。調査ボーリングだけでなく，弾弾性波探査も行われた。表-1 には，各調査の内容を示した。

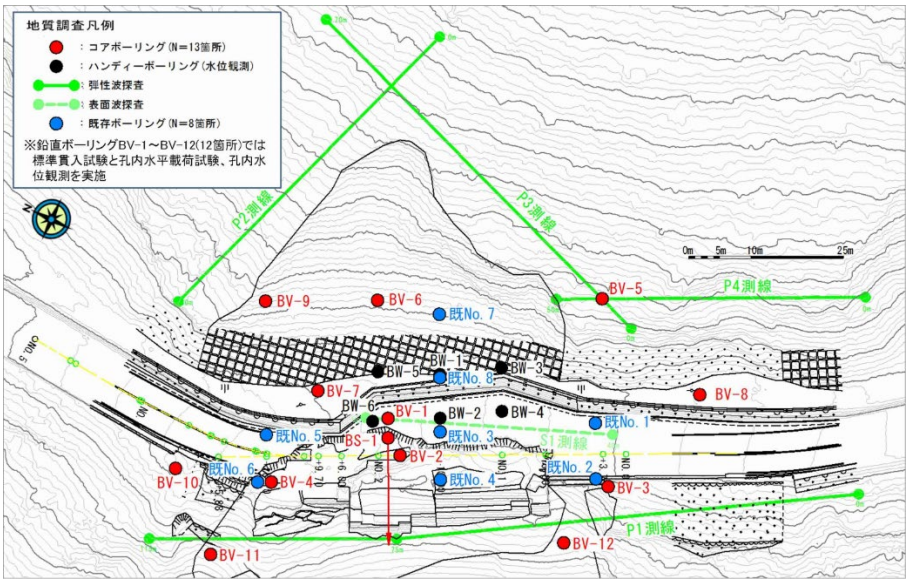


図-10　調査内容と位置を示す平面図

表-1　調査内容一覧

調査種類	箇所名・測線名	調査目的
コアボーリング	BS-1	移動土塊の分布範囲の確認
	BV-1	崩壊背後の地盤状況の確認
	BV-2～BV-4 BV-10～BV-12	崩壊対策工（構造物）の支持層確認
	BV-5～BV-9	崩壊背後斜面の地盤状況の確認
ハンディーボーリング	BW-1～BW-6	水位観測孔掘削
弾性波探査	P1	構造物支持層の面的把握
	P1～P4	被災地周縁の地層構成の面的把握
表面波探査	S1	崩壊背後地盤の硬軟の面的把握
標準貫入試験	BV-1～BV-12	深度毎の地盤の硬軟の把握
孔内水平載荷試験	BV-1～BV-12	Ma10層の確認。緩み程度の把握
孔内水位観測	BW-1～BW-6	崩壊背後の地表付近の水位確認
	BV-1～BV-12	地盤内水位変動状況の確認

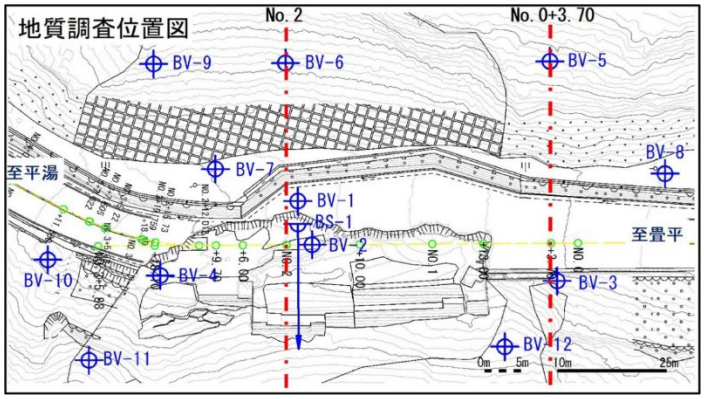


図-11　地質横断の検討位置

表-1 および図-10 に示したように，強固な支持層を確認するため，弾性波探査やコアボーリングが行われただけでなく，支持層のゆるみを調査するため，孔内水平載荷試験も行われ，せん断強度を基に変形係数を算出した。ボーリング調査の堀り止め深さの決定は，N 値だけでなく，せん断強度も参考にした。

図-11 に地質横断の検討位置（No.2，No.0+3.70）を，図-12 に検討位置の推定地質断面を示す。また，図-13 には，図-12 右図の断面にある，BV-5 および BV-3 のコア写真と柱状図をそれぞれ表示した。BV-3 および BV-5 は，主に硬質な岩盤層を知るための調査であることから，安全のため，崩壊地を避けて調査された。ここでは，代表として BV-5 および BV-3 について考察するが，多くのボーリング調査結果で，泥岩・砂岩の互層で軟質岩盤と硬質岩盤が混在した不均質な地盤が，深部まで存在することを確認した。また，地下水位観測では，複数の水位が確認され，複雑な水みちが形成されていることがわかった。

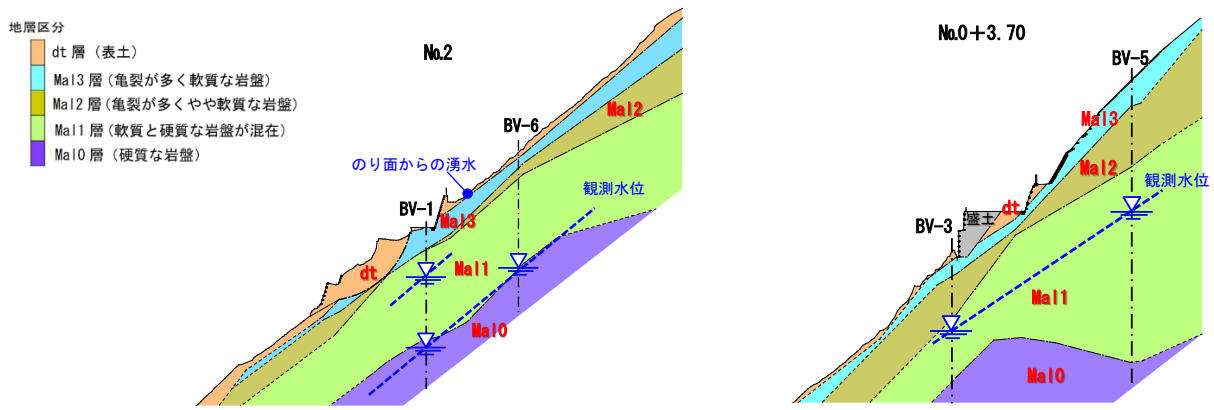


図-12　検討に使用した地質断面（地下水位は令和 4 年 10 月 25 日観測）

BV-5 は，泥岩・砂岩の互層で軟質岩盤と硬質岩盤が混在した不均質な地盤が，深部まで存在する特徴が顕著である。また，両調査孔とも，掘進とともに孔内水が逸水している。このことは，N 値のばらつき具合や，いずれの層でも RQD 値が 0%に近い状況から，亀裂の発達が確認できるとともに，逸水現象との整合がとれる。また，コア写真では，各深度に地下水の影響による変色した風化層が深部まで見られる。詳細な調査により，令和 2 年の路側崩壊復旧対策に用いたボーリング調査結果とは異なる地層構造であると判断された。

また，孔内水平載荷試験によって変形係数を求めたところ，一般的に用いられる N 値から算出される推定値 [3]と比較すると，当現場の実測値は相対的に低い値となった。このことからも，せん断強度が期待できない地質を特徴とする地層と考えられるため，基礎構造物を構築するのに適さないとの結論になった。

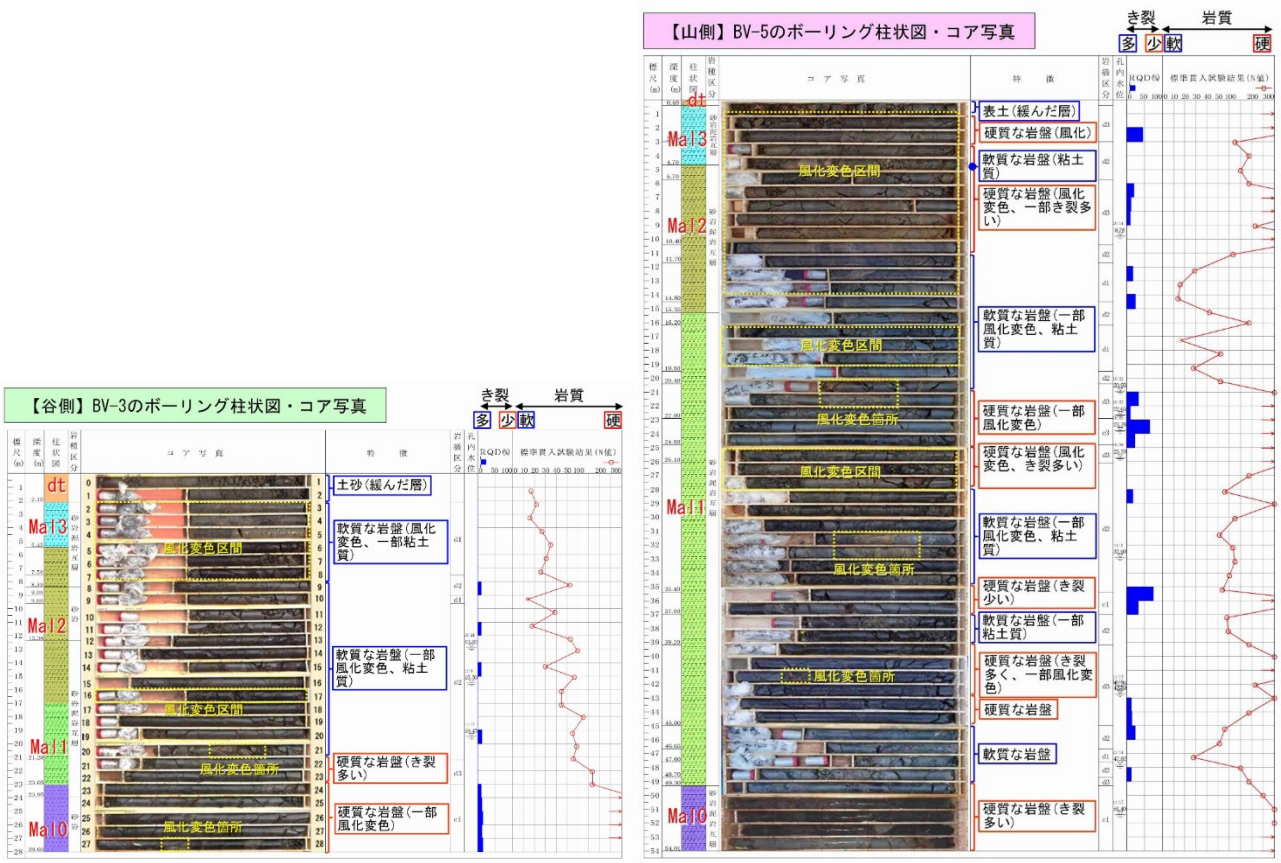


図-13　BV-5（左）および BV-3（右）のコア写真と柱状図

3.2　地形地質を考慮したマクロな調査

前節までに，令和 4 年 9 月に被災した擁壁等の復旧のための考え方や調査について報告した。ところで，当該崩壊箇所は，令和 2 年 7 月，令和 4 年 9 月に崩壊しただけでなく，例えば図-4 の被災写真から明らかなように，すでに山側にのり枠が設置されていることから，少なくとも 3 度の崩壊を経験している。また，崩壊箇所を中心とした道路の南北約 500m 区間は，点検履歴から変状を示す箇所が多いことが確認された。その他，図-14 のように崩壊箇所周辺に大小の崩壊跡地が見られることから，斜面が脆弱化していることが理解できる。

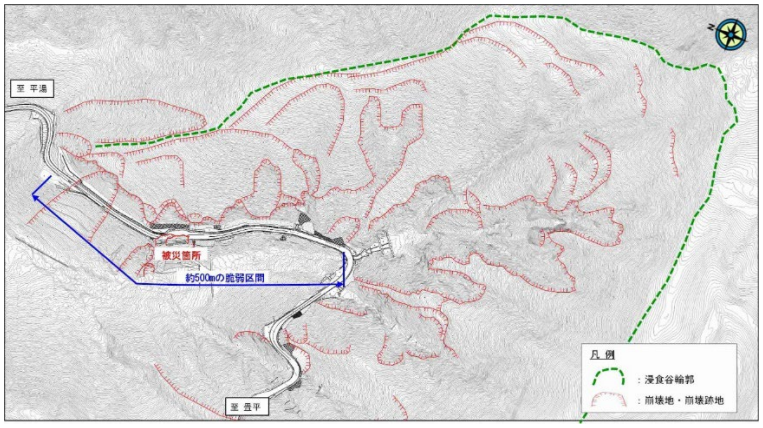


図-14　崩壊箇所周辺の崩壊地と崩壊跡地

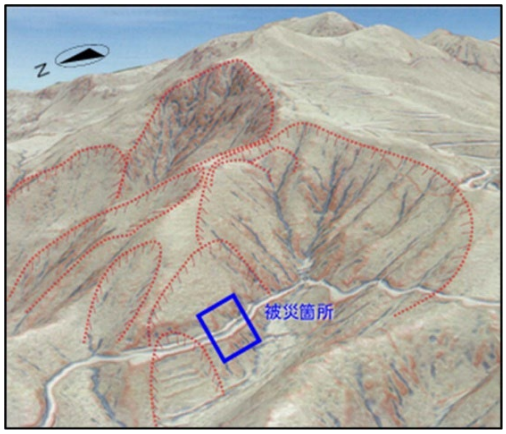


図-15　地形表現図による崩壊箇所周辺の崩壊地と崩壊跡地

図-15 は，CS 立体図 [4]によって崩壊箇所周辺の崩壊地と崩壊跡地周辺地形を 3 次元 [5]表現し，崩壊地および周辺の崩壊地形を追記した。崩壊箇所周辺は，急峻な浸食谷が発達している上に，複数の崩壊の痕跡がみられる。右図は，北向きを上部にした 2 次元の CS 立体図で，図中の＋印が崩壊箇所である。図-16 は，ジオランドぎふ [6]に崩壊箇所の位置を加筆した。図-16 のように広い範囲で見ると，崩壊箇所周辺は乗鞍岳の北西に位置しており，図の赤色領域が示す乗鞍火山噴出物で覆われている箇所である。一方，図-17 は，岐阜県森林情報 webMap[5]の表層地質図に崩壊箇所の位置と道路を加筆したものである。ここで，VN2 は乗鞍火山噴出物（安山岩溶岩），Gp は花崗斑岩，Mal は美濃帯砂岩泥岩互層，Mmx は美濃帯混在岩である。図-16 で示した乗鞍火山噴出物で覆われている領域であるが，崩壊箇所周辺は，乗鞍火山噴出物が浸食され，美濃帯が露出していることから，崩壊が起きやすい領域と考えられる。またこの地域の美濃帯は，砂岩泥岩互層で，軟質な泥岩部分が細片状に破砕されていることが多い。これらは，3.1 節の図-13 で報告したボーリング調査による考察結果と整合がとれる。また，美濃帯が露出している崩壊箇所周辺の道路区間は，極寒地であるうえに，日当たりの良い西向き斜面となっており，凍結融解による岩盤の風化が進行しやすい環境である。

本章で考察した，崩壊地周辺の詳細な地質調査による地山の風化状況と，地形と地質を踏まえた当該道路区間のおかれた環境を考えると，今後も風化が促進し，不安定化が進行する状況と予測できる。これらのことから，同箇所に恒久的に利用する構造物を構築することは適切でないとの結論に至った。

4. まとめ

本稿は，崩落した道路の復旧工事がほぼ完了した令和 4 年 9 月に，道路構造物が基礎部分から崩壊した事象について，崩壊原因の調査および崩壊箇所の復旧方針の検討について報告した。内容は，主要地方道乗鞍公園線「路側崩壊」対策検討会 [1]で協議されたものである。同等以上の情報は，岐阜県のホームページに掲載されている同検討会の資料から参照されたい。

図-16　乗鞍岳と崩壊箇所の位置関係

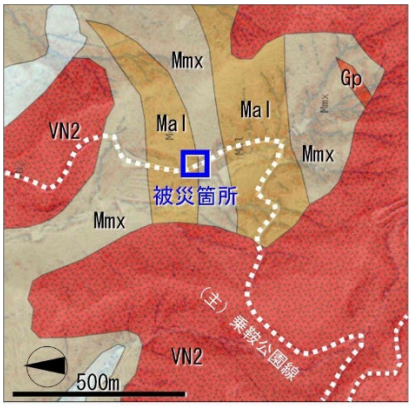


図-17　崩壊箇所周辺の地質図

道路構造物の崩壊の要因について，復旧工法の設計についての確認，および施工に関する確認が行われた結果，復旧のための設計・施工ともに適切に処理されたとの判断となったが，完成直前に構造物が崩落した。令和 2 年の路側崩壊は，長期に渡る降雨によって，広域で多くの構造物に影響を与えた 2)被害箇所のうちの一箇所として扱われた。そのため，他箇所も含めて早期復旧を目指して短時間での事業であったこと，また，基本として原形復旧という観点から道路線形の大幅な変更を検討できなかったことなどの要因が重なり，検討会 1)で議論されたような多面的な検討とならなかった可能性が捨てきれない。

本稿第 3 章で報告したように，構造物周辺の地質と地層は，深部まで風化が進んでおり，また，複雑な水みちが形成され，地中での風化を促進させていたと考えられる。また，広域の地形地質や周辺環境からも，構造物崩壊箇所周辺は，脆弱といえる条件がそろっていることから，同箇所に構造物を構築する案は棄却された。脆弱と判断され，かつ今後も風化が進むと考えられる区間を避け，今後はトンネルを一案として復旧事業を進める方針となったが，工事のための仮設道路や，ズリ置き場など，検討すべきことは山積している。

早期復旧により，できるだけはやい供用が望まれるが，現在の社会情勢を踏まえると，手戻りのない確実な設計と施工が，最も LCC 低減に寄与するだけでなく，道路ユーザーの安全につながると考える。本事例を参考に，技術活用の幅を拡げる検討ができる体制と環境が構築されることが望まれる。

参考文献

1)　主要地方道乗鞍公園線「路側崩壊」対策検討会，岐阜県ホームページ，https://www.pref.gifu.lg.jp/page/251166.html，令和 5 年 4 月 10 日閲覧
2)　岐阜県，清流の国ぎふ防災・減災センター：令和 2 年 7 月豪雨災害検証報告書，令和 2 年 9 月 7 日.
3)　東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，NEXCO 設計要領第二集，橋梁設計編，令和 2 年 7 月.
4)　戸田堅一郎：曲率と傾斜による立体図法(CS 立体図)を用いた地形判読，森林立地 56(2)，pp75～79，2014.
5)　ぎふ森林情報 WebMAP，https://www.forest.rd.pref.gifu.lg.jp/shiyou/sinrinwebmap.html，令和 5 年 4 月 10 日閲覧
6)　岐阜県地質図「ジオランドぎふ」，https://geo-gifu.org/geoland/，令和 5 年 4 月 10 日閲覧

落石の運動エネルギーを低下させる対策工設計の考察

中央復建コンサルタンツ㈱　正会員　○奥野 智彦
中央復建コンサルタンツ㈱　正会員　角田 裕一
㈱ライテク　荒川 晃一
㈱ライテク　正会員　上田 大輔
中部地方整備局　高山国道事務所　曽我 貴男
岐阜大学工学部　国際会員　沢田 和秀

1. はじめに

高標高からの落石に対応する落石防護工は，保全対象までの高低差が大きくなると，エネルギー吸収能力の観点から選択できる工法が限られる。一方，落石予防工を考える場合，運動エネルギーを生じさせないことには有効であるが，高標高での工事・作業の必要性から，仮設に時間とコストが見込まれるため，選択できないことがある。また，高標高に設置された設備は，維持管理に大きな問題が残る。本報告では，高標高からの落石に対し，既存の落石防護工を活かした上で，落下途中で落石エネルギーを低下させる工法（以下，落石減勢工とする）を検討したので、その事例を紹介する（図-1)。落石減勢工の考え方は、落石を捕捉・停止させるのではなく，落石の速度を低下させることで運動エネルギーを減少させ，不適格となる可能性がある既設の防護施設を活用することが狙いである。発生源に近い高さに減勢工を設置することで，設備の規模を小さくできるだけでなく，発生源から扇型状に広がる落石に対し，短い施設延長で対象とする落石に対応できる。

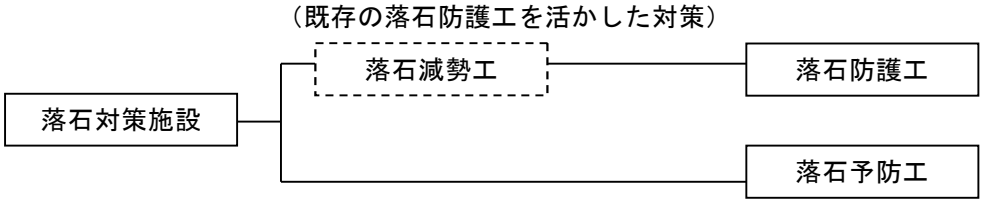


図-1　落石対策工の種類

2. 現地の状況

当該箇所は，比高 150m 程度，勾配 40 度程度の斜面であり，比高 40m～80m 程度付近には，濃飛流紋岩類の溶結凝灰岩を主体とする岩盤露頭があり,急崖を形成している。岩盤露頭は，節理面が発達しており，風化により節理面を境に基岩から分離した浮石が，落石発生源となっている（図-2)。

既設対策工として，ロックシェッドと高エネルギー吸収型落石防護柵が設置されているが，落石防護柵は繰り返しの落石により損傷しており，必要な性能を担保できる状態（写真-1）でない。そのうえ，現地調査により，ロックシェッドの対応能力（許容衝撃力 1746kN）を上回る不安定な浮石（写真-2）が確認されたことから，速やかな落石対策が必要である。

Consideration of countermeasure design for the kinetic energy reduction of falling rocks: Tomohiko Okuno (Chuo Fukken Consultants), Yuichi Kakuta (Chuo Fukken Consultants), ,Koichi Arakawa（Raiteku）,Daisuke Ueda（Raiteku）Takao Soga (Takayama Office of National Highways, MLIT), and Kazuhide Sawada（Gifu University）

図-2 現地周辺の微地形表現図

写真-1 損傷した落石防護柵

写真-2 不安定な浮石

3. 当該現地の対策方針

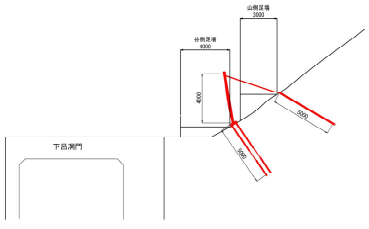
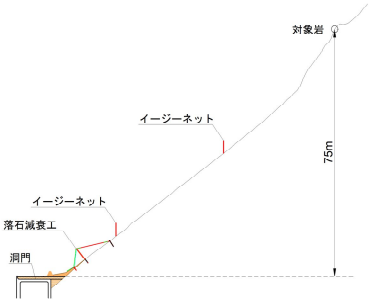
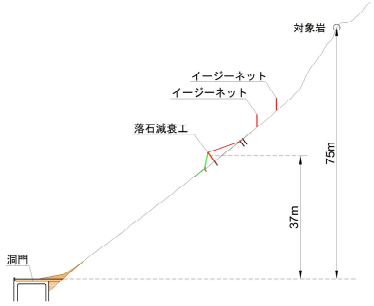
落石対策は，発生源対策を行う落石予防工と落下物を待ち受けて捕捉する落石防護工の 2 種類に大別される [1)]。当該現場において，前者は対象浮石群の節理面の発達が顕著であり，施工時の安全性が確保できない。また，後者においては以下のような課題を有している。

・高標高部からの落石のため，高エネルギー吸収タイプの防護工が適しているが，繰り返し落石が発生しているため，維持管理面での課題が多い。実際に，既設の高エネルギー吸収タイプの防護工は，繰り返しの落石で，すでにワイヤーロープが伸びており，要求される性能を担保できない状態にある。

・現地は既設対策工の耐力を上回る標高に不安定な浮石が確認されている。

これらのことから，当該現地の特徴を考慮し，落石エネルギーを低下させることができれば，既存のロックシェッドで対応可能であると考え，落石減勢工を検討した。なお，落石減勢工の設置位置については，「法尻設置案」と「中腹設置案」の 2 通りを考えた。発生源からの拡がりを考慮することで設置延長が短くなることにより経済的に優位性がある「中腹設置案」を基本に進めることとした。対策工法比較表を表-1 に示す。

表-1 対策工法比較表

比較案	第 1 案 アンカー式落石防護柵工 (E=750kJ 対応)	第 2 案 落石減勢工 (法尻設置案)	第 3 案 落石減勢工 (中腹設置案)
横断図			
工種	高エネルギー吸収型落石防護柵工 L=40m (10m×4 スパン、H=4.0m)	落石減勢工 L=48m (4m×12 スパン)	落石減勢工 L=24m (4m×3 スパン×2 箇所)
対策位置	待ち受け対策(法尻)	待ち受け対策(法尻)	待ち受け対策(中腹)
対策工効果	◎：落石防護柵により落石を確実に捕捉できる	◎：斜面法尻に設置するため、落石エネルギーの減衰効果が高い (落下衝撃力 770kN＜許容衝撃力 1,764kN)	○：第 1 案に比べると、落石エネルギー減衰効果は低いが、ロックシェッドの許容衝撃力は満足できる (落下衝撃力 1,484kN＜許容衝撃力 1,764kN)
施工性	◎：標準工法であり実績豊富	○：事例の無い工法であるが、人力施工が可能。	○：事例の無い工法であるが、人力施工が可能。
施工安全性	○：仮設対策により安全な施工が可能	○：仮設対策により安全な施工が可能	○：仮設対策により安全な施工が可能
維持管理性	×：崩壊土砂が堆積することにより、防護柵の倒壊や、効果を発揮しなくなるおそれがある	○：対策工が斜面下方にあり点検が容易	△：対策工の点検時に斜面上方まで登る必要がある
概算工事費(直工)	29,000 千円	55,000 千円	30,000 千円
評価	×：当該現場には不向き	△：経済性に劣る	○：推奨案 (十分な対策効果があり、経済性にも優れる)

第 1 案は，現況対策の更新と同等であるが，先述したとおり，維持管理面で課題が大きい。第 2 案は，斜面法尻に設置することで，落石エネルギーを低下させる効果が高いだけでなく，ロックシェッドとの距離が近くなるため，ロックシェッドの許容衝撃力に対し十分小さい衝撃に減衰させられる。第 3 案は，第 2 案に比べると，落石エネルギーの減衰効果は小さいが，ロックシェッドの許容衝撃力を超えることはない。総合的に検討し，第 3 案の設計について検討することとした。

4. 落石減勢工の仕様

落石減勢工は以下を考慮し，仕様を決定した。

・落石減勢工は，ポケット式落石防護網工をイメージし，防護網の裾から落石がこぼれ出るようにするため，下端を固定しないことで，落石が堆積せずに通過する構造とした。

・落石減勢工の部材仕様は，減衰した落石速度がロックシェッドの耐力を下回る効果が得られ，かつ，落石減勢工そのものが破損しないように数値解析を用いて検討した。

・減衰方法として，金網の有無および両サイドへのコントロールロープを設けることを検討し，それぞれのケースについて，衝撃・構造解析ソフトウェア Ansys LS-DYNA を用いた数値解析により，落石減勢工の設計内容を調査した。

表-2 に落石減勢工モデルに使用する材料緒元および材料強度，表-3 に接触部材の接触条件，図-3 に落石減勢工のイメージ図をそれぞれ示す。ここで，コントロールロープは，落石に対して格子状のワイヤーロープが跳ね上がることを制御するための設備である。

表-2 落石減勢工モデルの材料諸元および材料強度

部材		規格	材料モデル		材料強度		
			要素	物性モデル	降伏点	破断応力	断面積
					N/mm2	N/mm2	mm2
ワイヤーロープ	ネット部以外	3×7 G/0　18φ	beam,cable	バイリニア	1150.943	1556.6	103
	ネット部	3×7 G/0　16φ	beam,cable	バイリニア	1007.46	1488.18	129
		3×7 G/0　18φ	beam,cable	バイリニア	1150.943	1556.6	103
金網		φ3.2×50×50(鋼線)	beam	バイリニア	643	925	8.04
吊ロープ		3×7 G/0　18φ	beam	バイリニア	1150.943	1556.6	103
縦ロープ		3×7 G/0　16φ	beam	バイリニア	1007.46	1488.18	129
コントロールロープ		3×7 G/0　18φ	beam	バイリニア	1150.943	1556.6	103
支柱		H-125×125×6.5×9	beam	バイリニア	337	455.14	2750
落石		1.244φ球体	solid	剛体			
斜面（地盤）		—	solid	剛体			

表-3 接触条件

接触部材	接触モデル
落石 - 縦ロープ	automatic_beams _to_surface
落石 - 斜面	automatic_general
横ロープ - 斜面	automatic_beams _to_surface
縦ロープ - 斜面	automatic_beams _to_surface

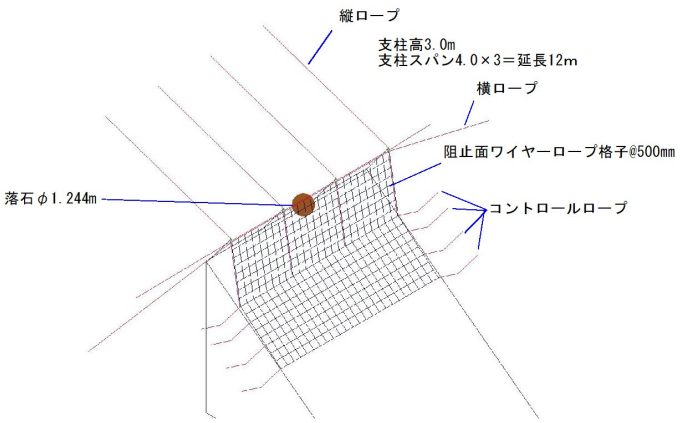


図-3 落石減勢工のイメージ

5. 解析モデル

図-4 に数値解析モデルの縦断面図を示す。現地調査結果より，対象落石はφ1.244m の球体と仮定した。落下高さ・傾斜等から算出した落石減勢工衝突時の落石速度は 23.3m/s，落石エネルギーは 793kJ である。落石減勢工の解析モデルは，支柱高さ 3m，支柱延長 12m(スパン 4m×3)，落石減勢工設置面での斜面角度は 37 度，ワイヤーロープ角度は 80 度とし，現地の状況を再現した。

表-4 に解析ケース一覧を示す。落石の速度を減衰させる面的施設は，ワイヤーロープの格子状構造を基本とし，解析は，金網無/有，コントロールロープ無/有（3 段または 4 段）の組み合わせによる 6 ケースにて比較検討を行った。金網無は，ワイヤーロープ格子状構造のみ，金網有は，ワイヤーロープ格子状構造に金網を付加したものである。

表-4 解析ケース

ｺﾝﾄﾛｰﾙﾛｰﾌﾟ	無	3 段	4 段
金網無	Case1	Case3	Case5
金網有	Case2	Case4	Case6

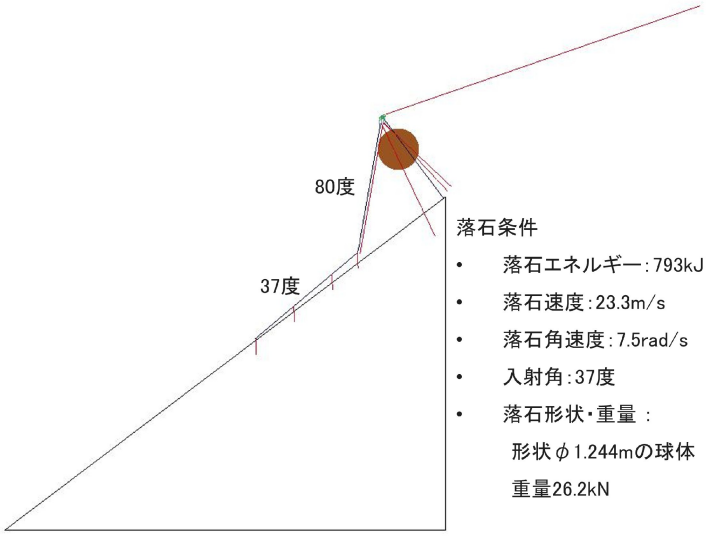


図-4 数値解析モデル

6. 解析結果

解析結果を表-5 に示す。検討結果は，各部材損傷の有無と，ロックシェッドへの衝撃耐力以下となる残留速度（15.4m/s）まで低下するかにより，適用の可否を判定した。以下に結果をまとめる。

・表-5 の従来型は、ポケット式落石防護網の仕様である。
・金網有無について，金網有りの場合の方が減衰効果はやや高い。
・コントロールロープについて，設置した場合，減衰効果が高く，3 段より 4 段の方がより効果的である。
・金網無し(case3、case5)のコントロールロープについて，3 段では破断したが，4 段の損傷はほとんど見られなかった。
・当該現場においての落石防護柵は，繰り返しの落石により土砂が堆積し損傷している。格子状のワイヤーロープをすり抜ける小径の落石については，ロックシェッドで捕捉可能であることから，当該現場で検討した落石減勢工では，減衰効果の高いコントロールロープ 4 段配置，金網無し仕様の case5 がより効果的と判断した。

落石速度の推移を図-5 に，case5 のモデル変形図を図-6 に示す。図-5 は，落石減勢工に接触する直前からの落石速度の時間的変化を示したものである。いずれのケースでも落石が減勢工に接触すると，落石速度が低下する。また，コントロールロープのないケース（case1、case2）と比較して，コントロールロープの設置された case3～6 の減衰効果が高い。図中の黒丸は，落石が斜面に接触した時間を示しており，斜面に接触すると落石速度が急激に低下する。金網の有/無は，速度低下にあまり効果を示していないことが分かる。図-6 のモデル変形図でもコントロールロープの効果が高いことが見受けられた。

表-5 落石減勢工の解析結果一覧

	ケース		従来型	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
モデル	ワイヤーロープ	ネット部以外	φ18	φ18	φ18	φ18	φ18	φ18	φ18
		ネット部	φ18	φ18	φ18	φ16	φ16	φ16	φ16
	金網の有無		－	無	有	無	有	無	有
	コントロールロープの有無		－	無	無	3段	3 段	4段	4 段
解析結果	損傷	金網	破断	―	ほぼなし	―	ほぼなし	―	ほぼなし
		ロープ	伸び	伸び	伸び	2 本破断	伸び	伸び	伸び
		支柱	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
	衝突前速度（m/s）		23.3	23.3	23.3	23.3	23.3	23.3	23.3
	残留速度（m/s）		－	22.5	20.8	16.0	15.4	13.5	13.8
	残留落石エネルギー(kJ)		－	752	617	392	415	293	304
	検討結果		×	×	×	×	○	○	○

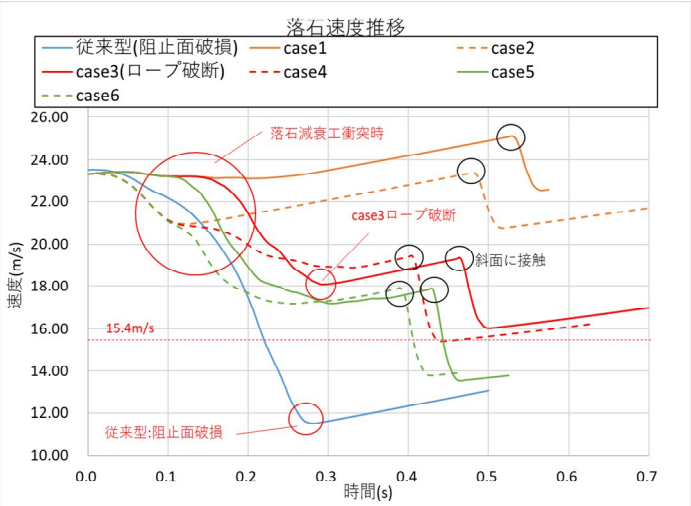


図-5　時間と落石速度の推移

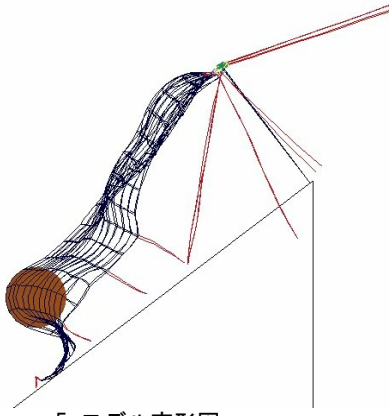


図-6 case5 モデル変形図

7. 解析結果を踏まえた対策工法

解析結果を踏まえ，対策工法は case5 のコントロールロープを 4 段配置，金網無しのワイヤーロープの間隔を 50 ㎝の格子状構造とした。対策工法図を図-7，図-8 に示す。

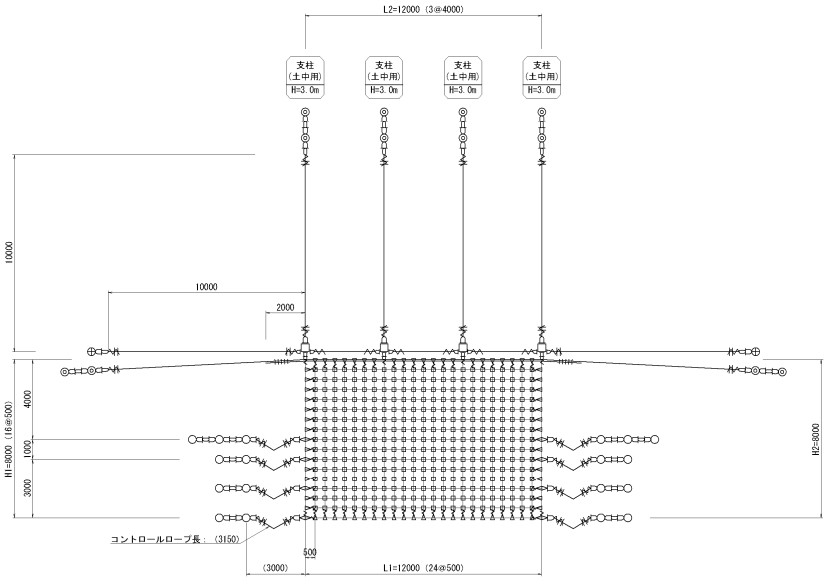


図-7　正面図

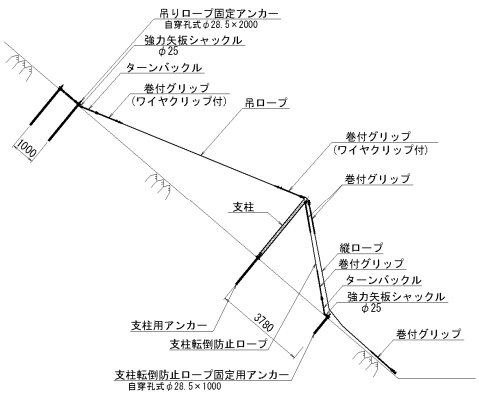


図-8　側面図

8. まとめ

今回，落石エネルギーを低下させる対策として，落石減勢工の効果を，数値解析を用いることにより考察した。落石対策においては，既設対策工耐力を上回る落石源が確認された場合，さらに施設規模の大きい落石防護工を追加するケースも少なくない。落石減勢工を採用することで，既設対策工を活用しながら，より効果的な落石対策を実現できると思われる。

今後，実大実験による検討とさらなる解析検証を行い，落石減勢工の評価を行う予定である。

参考文献

1)日本道路協会 (2017)：落石対策便覧，p.75

粘り強い海岸堤防における背面盛土での安定土工法採用事例報告

㈱建設技術研究所　○原田　直樹，　正会員　岡嶋　義行，　吉邑　一平
野田　渉，　瀧田　陽平，　新谷　裕美，山口　進祐
焼津市役所　河川課　南　昌広，　櫻井崇之

1. はじめに

駿河海岸は，図-1 に示す通り駿河湾の西側に位置している。南海トラフ巨大地震が発生した場合，津波到達時間が 2～4 分と短く，津波高も現況堤防高＋3～8m と極めて高く甚大な被害が想定されている [1)]。そのため，国と各自治体が一体となり粘り強い効果を発揮する海岸堤防の具体的構造の検討を進めている。

大井川工区（大井川港の北側）は，海岸堤防の背後に工場等が近接しており，他工区と比べ背後地に制約がある狭小区間である。狭小区間の粘り強い海岸堤防構造を検討し，背後盛土に安定土工法を採用した。本論文は，その検討条件や方法等を報告するものである。

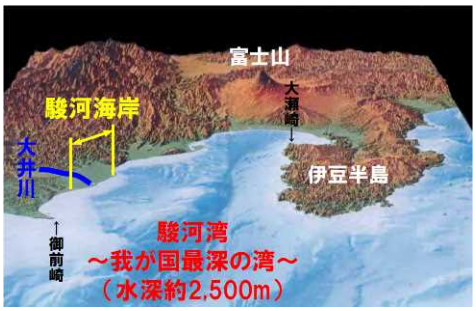


図-1　駿河湾の全体地形図

2. 粘り強い海岸堤防の概要

2.1　検討背景

現在の海岸堤防は，比較的発生頻度の高い津波「L1 津波」を対象として施設整備が進められている。また，発生頻度の低い最大クラスの津波「L2 津波」に対しては，住民の生命・財産を守ることを最優先として，ハードとソフトの施策を柔軟に組み合わせた多重防御により対処することとされている [2)]。

駿河海岸では，図-2 に示す検討会等を実施しており，粘り強い効果を発揮する海岸堤防の具体的構造の検討を進めている。「駿河海岸保全検討委員会」で設定した堤防整備の基本方針は，東北モデル [3)] と同等の機能（破堤遅延時間 3～5 分程度）を確保して浸水被害の軽減を図るとともに，各自治体が考える盛土の整備により浸水被害を大きく軽減することとしている。

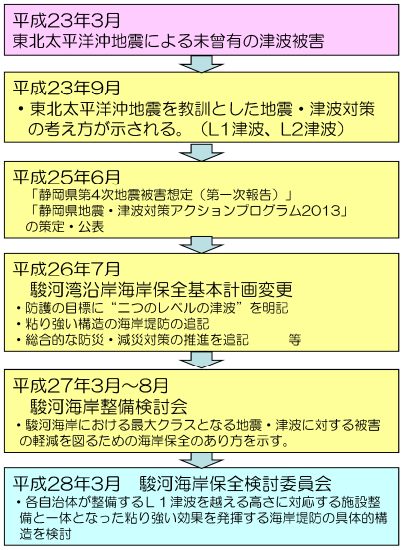


図-2　これまでの検討経緯

2.2　大井川工区の特徴と懸念事項

大井川工区では，図-3 に示すように越流することを前提とした盛土を整備予定であるため，粘り強い海岸堤防の基本構造（天端保護工，裏法被覆工，裏法尻部保護工）について整備したうえで，川裏に法勾配 1:3.0 の背後盛土を整備することとしていた。

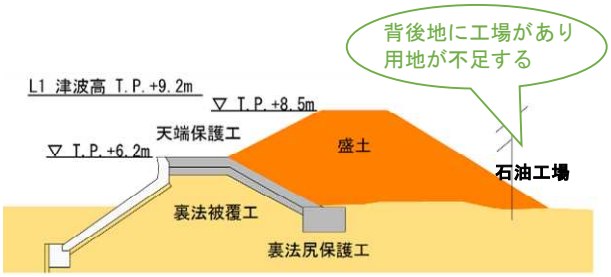


図-3　基本構造のイメージと対象区間の課題

しかし，背後地に工場等の高度利用箇所があるため，所定の盛土法勾配が確保出来ないことから，背後盛土の形状，構造を見直す必要が生じた。

Example of applying the stable soil construction method to the back embankment of a tenacious coastal embankment: Naoki Harada, Yoshiyuki Okajima, Ippei Yoshimura, Wataru Noda, Youhei Takita, Hiromi Shingai and Shinsuke Yamaguchi(CTI Engineering Co., Ltd.)　Masahiro Minami,　Takayuki Sakurai(Yaizu City Hall River Division)

3. 狭小区間における粘り強い堤防構造形式の断面設定方法

3.1 断面設定の基本条件と液状化判定結果

用地上の制約および背後の管理用通路確保の観点から，狭小部である本区間では，一般部において 1:3.0 の法面勾配を 1:1.5 とする必要がある。背面盛土の要求性能である「破堤遅延時間 3～5 分程度」について，一般部区間は模型実験等により設定されているが，本工区のような狭小部での模型実験は実施されておらず，予算上の制約から模型実験にて要求性能を確認することが困難である。そこで必要高さは確保したうえで，以下の３点の条件を満たす断面形状を設定した。

（条件①）用地上の制約を考慮し，川裏法勾配を一般部 1:3.0 に対して，1:1.5 とする。
（条件②）急傾斜の法勾配に対して，円弧すべり計算で所定の安全率を満たすとともにレベル２地震動に対して，粘り強い海岸堤防の基本構造（天端保護工，裏法被覆工，裏法尻部保護工）を保持する。
（条件③）越流後の洗掘防止を図ることで，川裏法尻より進行する破堤を遅延させる。

一般部および今回設定した狭小部の平面図，断面を図-4,5 に，等価 N 値及び等価加速度の算出結果及び地震動波形補正による液状化の予測判定結果（レベル２地震動）を図-6 に示す。判定の結果，最下層の Ac2 において「液状化する」判定となったが，この層は①基礎地盤から 20m 以深であること②ボーリング 1 地点のみの結果であることから基礎地盤全体でレベル１地震動，レベル２地震動ともに液状化は発生しないと判断した。

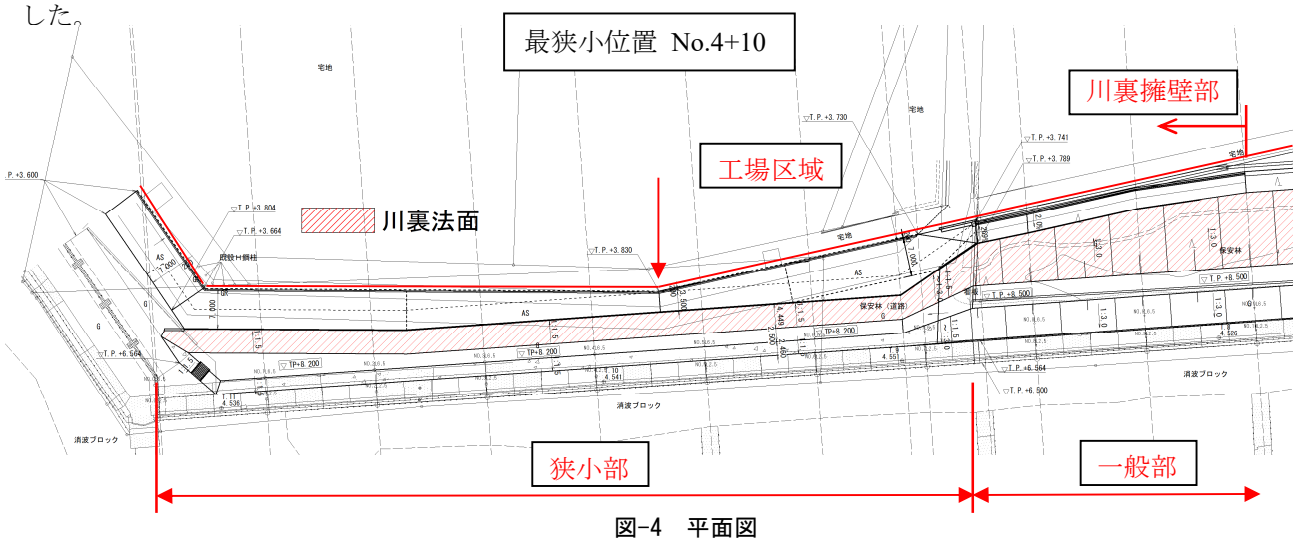


図-4　平面図

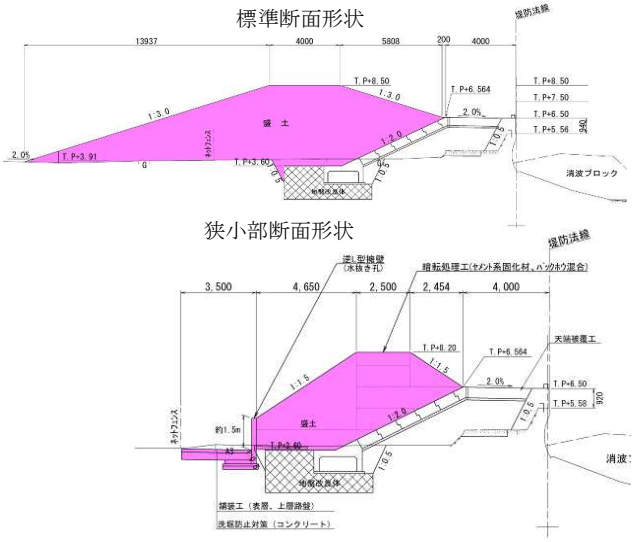


図-5　標準部（上段）と狭小部（下段）の断面形状

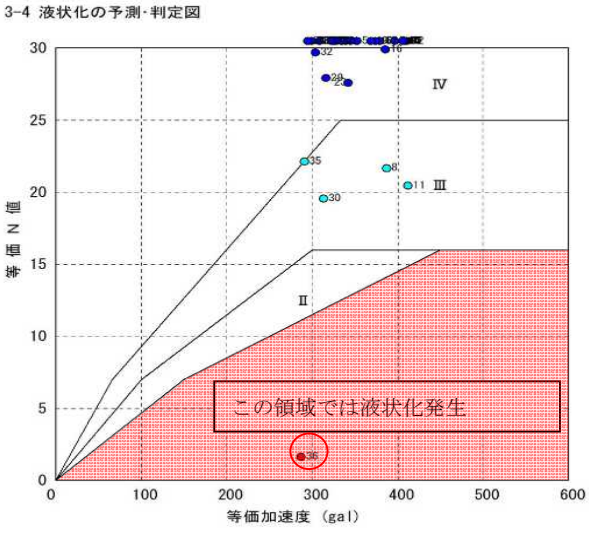


図-6　液状化判定結果（レベル 2 地震動）

3.2　背後盛土の検討

(1)円弧すべりによる照査（レベル 1 地震時）

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 [4]」では修正フェレニウス法による円弧すべり計算と，「必要に応じて堤体に作用する慣性力と地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮して検討を行うことが必要である」と記載されている。よって本検討では，基礎地盤の液状化が生じないことを考慮し，慣性力（kh 法）を考慮した円弧すべり計算によって耐震性能照査を実施することとした。

永続状態（常時）及び変動状態（レベル 1 地震時）の円弧すべりの判定結果を表-1 および図-7 に示す。背後盛土を普通土とした場合だと，所定の安全率 1.0 を確保できない結果となった。そこで近年砂防事業や海岸事業で堤体土として実績のあるセメント系固化材による安定処理された改良土を用いることで，所定の安全率を確保することとした。

また，背面盛土による重量増加の影響が裏法被覆工に及ぼす影響として裏法被覆工の応力度照査も実施し，許容応力度内で収まることを確認したが，ここでは紙面の都合上割愛する。

施工にあたっては本事業における狭小区間での必要背後盛土量は約 3000m^3 であり，改良土制作ヤードは一般部の区間で確保することとし，施工順序等について調整を行った。

表-1　円弧すべり計算結果

	照査位置	安全率	判定
断面 No.4+12.418 【背後盛土】 普通土	常時(海側)	1.374 ≧ 1.200	OK
	常時(陸側)	5.030 ≧ 1.200	OK
	地震時(海側)	0.969 ≦ 1.000	NG
	地震時(陸側)	2.325 ≧ 1.000	OK
断面 No.4+12.418 【背後盛土】 セメント系固化材による安定処理工改良	常時(海側)	1.801 ≧ 1.200	OK
	常時(陸側)	7.055 ≧ 1.200	OK
	地震時(海側)	1.277 ≧ 1.000	OK
	地震時(陸側)	3.028 ≧ 1.000	OK

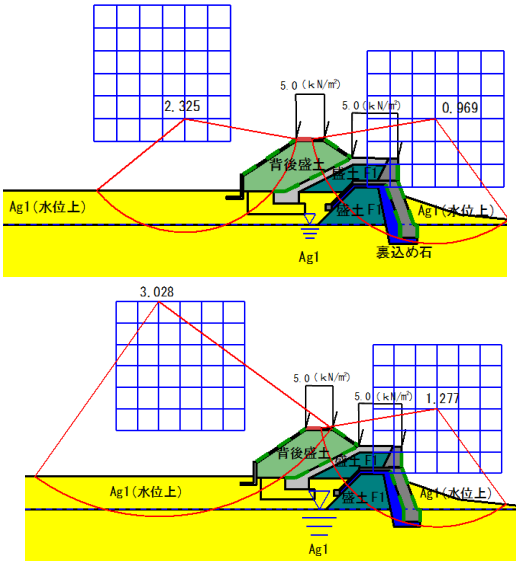


図-7　円弧すべり結果（地震時　上段：普通土　下段：改良土）

(2)地震応答解析による照査（レベル 2 地震時）

レベル 2 地震時に対する背後盛土の安定性照査は，動的解析（FLIP）による照査を実施し，地震後の沈下等による沈下量について，L1 津波以上の高さを確保するものとした。

解析結果を図-8 および表-2 に示す。基礎地盤の液状化が発生しないことから，慣性力による変形にとどまるため，沈下量は比較的小さく L1 津波高を下回る変形しか発生しないことを確認した。

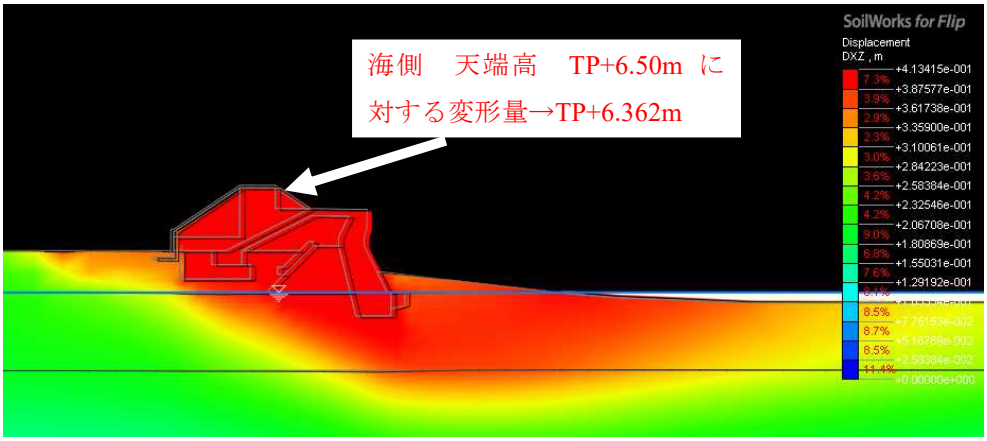


図-8　変形図（レベル 2 地震動：左陸側・右海側）

表-2　動的解析（FLIP）による変形照査結果

解析位置	計画堤防高	沈下量	沈下後堤防高	津波高	照査結果
南防潮堤	+6.500 m	0.138 m	+6.362 m	+6.110 m	OK

3.3　川裏法尻の洗掘防止対策の検討

一般部の背面盛土については，越流を許容したうえで，破堤に至る時間を遅らせる（破堤遅延時間 3～5 分程度）ことを要求性能としている。模型実験等の結果によると，背面盛土の破壊は津波越流で堤内地盤が洗掘され，その浸食が徐々に天端付近まで進行し破堤に至っている。狭小部である本工区では，川裏法尻に設ける洗掘防止対策により，この堤内地盤の洗掘および背面盛土への浸食の進行を低減することで，破堤遅延時間を稼ぐものである。

洗掘防止対策は用地制約の観点から背面盛土と隣接する工場用地の管理用通路を逆 L 型擁壁に一体化させる形で設けることとし，その必要幅については「床止めの構造設計の手引き [5]」に示されている河川構造物の落差工の水叩き長の算出方法 Rand(1955)の公式を援用して設定した。

水叩き長を算出する際の越流水深は当該区間の津波高より設定し，擁壁天端と管理用通路高の高低差を落差として設定した。その結果，限界水深は設定津波高（T.P.+9.20m）が背後盛土天端高（T.P.+8.50m）を越流する際の水深である 0.70m とした（図-9 参照）。落差は用地制約を受ける区間内でもっとも壁高の高くなる NO.7+10.0m での高低差 2.174m を用いた。その結果，落差 2.174m に対して必要幅として，3.73m となり，管理用通路幅 3.75m を設けることで必要幅を確保することとした。

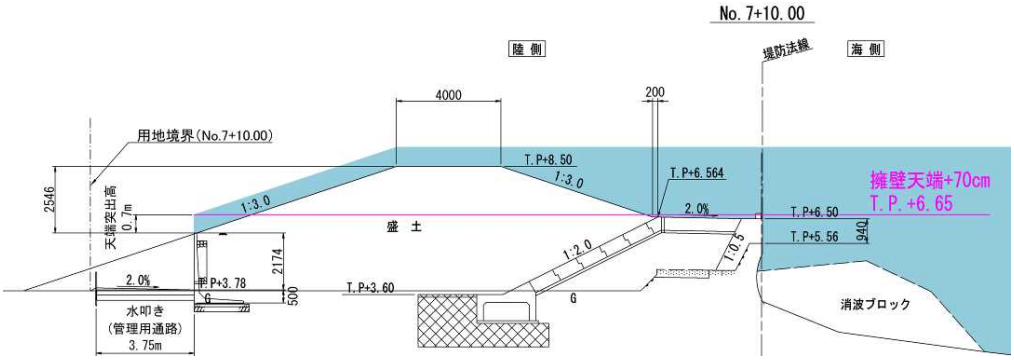


図-9 洗掘防止対策　範囲

4. おわりに

本論文では，背後地に制約がある狭小区間の粘り強い海岸堤防構造を検討し，背後盛土に安定土工法を採用するとともに，川裏に洗掘防止を考慮することで破堤を遅延させる断面設定法を紹介した。背後にある石油関連の工場は地域の社会環境上も重要な施設であり，用地上の制約がある中で，他地区と同等の機能を確保する方法として，今後の参考の一助となれば幸いである。

参考文献

1) 駿河海岸における海岸保全のあり方 (2015)：駿河海岸整備検討会報告.
2) 中央防災会議 (2011)：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告.
3) 国土交通省東北地方整備局 (2016)：海岸事業 再評価 仙台湾南部 海岸直轄海岸保全施設整備事業.
URL : http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/b00097/k00360/h13jhyouka/281129/shiryou2804/161129kaiganbc.pdf
(閲覧日 2022 年 4 月 20 日)
4) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説：平成 30 年 8 月,日本港湾協会.
5) 床止めの構造設計の手引き：平成 10 年 12 月,㈶国土開発技術研究センター.

アイランド工法による配水池築造の設計事例

中日本建設コンサルタント㈱　正会員　○　川井望
正会員　青山浩之
大阪市水道局　高橋準人
内一穂

1. はじめに

本論は，老朽化した配水池の改良工事においてアイランド工法を採用した事例に関する報告である。

当該工事は既設配水池を取り壊し，同位置に耐震構造の新設配水池を築造するものである。配水池は奥行73m×幅 147m，掘削深さが約 10m であり(図-1)，標準的な仮設工法である切梁支保工を採用した場合，各種工事の施工性が大幅に低下するほか，高い水密性を求められる配水池において，中間杭の躯体頂版及び底版の閉塞孔が多くなることによる水密性低下が懸念された。

これらの課題を解決するために，内部の支保工の量を大幅に低減し，中間杭を必要としないアイランド工法を採用した(写真-1)。アイランド工法とは，内側に押え盛土をして自立させた土留壁により中央部に構造物を築造し，先行築造した構造物から土留壁に向けて斜梁を設置して周辺部分の構造物を構築する方法である(図-2 の模式図を参照)。

本論では，その施工方法と検討事項について述べる。

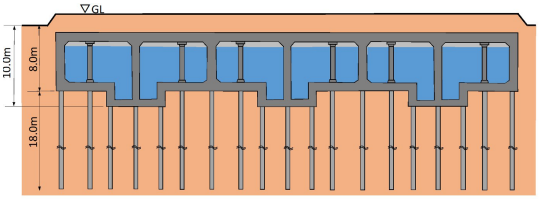


図-1 構造物の断面図

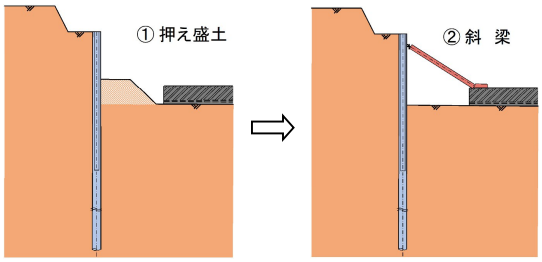


図-2 アイランド工法模式図

写真-1 アイランド工法適用状況

2. 配水池改良工事の概要

2.1 対象施設概要

表-1　対象施設概要 一覧表

施設概要	
(1)施設名称	大阪市水道局　柴島浄水場　20～22号配水池
(2)既設築造年	大正11年(1922年)
(3)所在地	大阪市東淀川区柴島地3丁目11
(4)有効容量	44,000㎥(3池合計)
(5)施設規模	L73m×W147m×H10m
(6)構造形式	鉄筋コンクリート構造
(7)基礎形式	杭基礎(φ800既成杭,中堀杭工法)
(8)施工方法	アイランド工法
(9)土留形式	ECW工法(柱列式地中連続壁)

2.2 新設構造物の特徴

新設する配水池は，底版厚 1.20m，外壁厚 0.70m の鉄筋コンクリート造で，基礎形式は杭基礎で杭長は 14m～18m である。上部は 1m の覆土により施設を保護する形式である。

また，施設周辺には既存構造物や既存配管，鉄道が隣接している（図-3 を参照）。

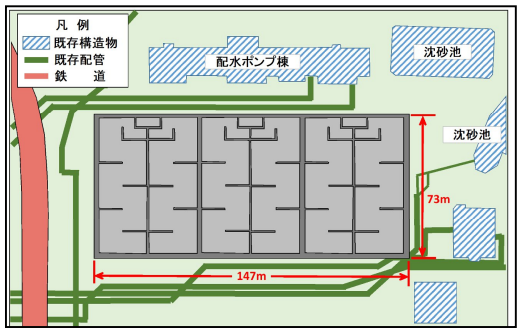


図-3 構造物の平面形状

Construction design example of the clean water reservoirs by the island method of construction
:Nozomu Kawai(Nakanihon Engineering Consultants Co.), Hiroyuki Aoyama(Nakanihon Engineering Consultants Co.)
Hayato Takahashi(Oosaka City Waterworks Bureau), Kazuho Uchi(Oosaka City Waterworks Bureau).

2.2 地盤条件の特徴

建設地の地盤は，上部から N 値 10 以下の盛土，N 値 7 程度の沖積砂質土層，N 値 17 程度の沖積礫質土層，N 値 5 程度の沖積粘性土層，N 値 47 程度の洪積礫質土層，N 値 18 程度の洪積粘土層が分布する地盤である。本地盤の特徴と設計上の留意点を以下に示す。

・地下水位が GL-2.7m であり，10m の掘削を行う際は地下水対策が必要である。
・本地盤は河川成の沖積層が 20m 程度堆積しており，仮設工法の計画において留意を要する。
・沖積粘性土である Ac 層は連続性がなく，不透水層としては不適である。

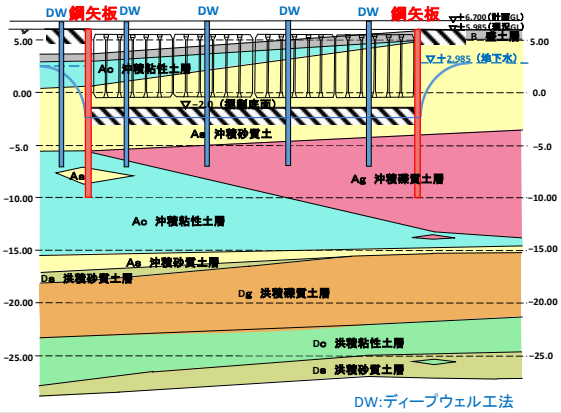
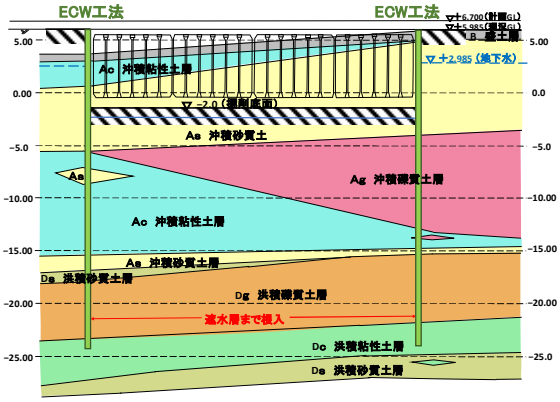
3. 仮設工法の検討

3.1 仮設土留めについての検討

工事の平面規模や掘削深，施工条件から仮設土留め工法を２つ挙げ，各工法の比較検討を行った(表-2)。

① 鋼矢板による締切工法＋ディープウェル工法
② ECW(柱列式地中連続壁)による締切工法（下部洪積粘性土層に土留壁を根入れ）

表-2　仮設土留め工法の比較表

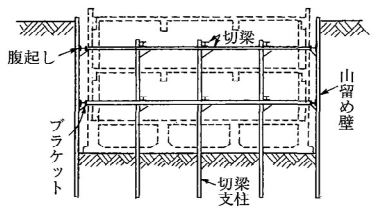
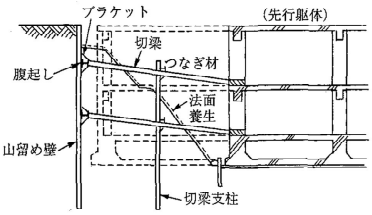
仮設形式	①鋼矢板による締切工法＋ディープウェル工法	②ECW(柱列式地中連続壁)による締切工法 （下部粘性土に土留壁を根入れ）
概　要　図		
工法概要	鋼矢板締切工法は、鋼矢板を打ち込み、土留め壁を構築する工法である。 地下水対策としては、ディープウェル工法により地下水位の低下をはかる。	柱列式地中連続壁締切工法は、セメントミルク注入による攪拌混合処理を行い、芯材を挿入して土留め壁を構築する工法である。 地下水対策としては、層の連続性のある洪積粘性土層Dc層まで土留壁を根入れして、土留内と外部との遮水をはかる。
土留工法	鋼矢板締切工法 （壁長16.0m）	ECW(柱列式地中連続壁)による締切工法 （壁長33.0m）
地下水対策	ディープウェル工法 （φ600 L=15m 24本）	土留め工法による遮水 （土留壁を下部不透水層へ根入れ）
適用性	・ディープウェルの影響がR=500m程度となり、周辺井戸に影響を与える可能性がある。 ・水位低下の発生に伴い、周辺地盤の沈下が予想される。 ・ディープウェル工法の運転管理が必要である。	・遮水工法となるため、周辺の地下水に影響を与えない。 ・作業時の釜場排水ポンプの設置が必要である。
経済性	約19．9億円	約16．8億円
評　価	ディープウェルによる周辺井戸への影響が懸念される。 施工期間が長く、地下水位低下工法の費用が割高となる。	地下水対策の確実性に優れる。 土留壁自体の費用は上がるものの地下水位低下工法を併用しないことから経済性に優れる。
	△	○（採用案）

工法比較の結果，周囲の地下水位の低下や地盤沈下への影響が少なく，経済性に優れる② ECW(柱列式地中連続壁)による締切工法（下部洪積粘性土層に土留壁を根入れ）を選定した。ECW(柱列式地中連続壁)は，杭打機に多軸オーガーを装着して掘削し，セメント系懸濁液を原位置の土砂と混合撹拌させて柱列式の連続壁体を造成する工法であり，35m～45m と大深度の壁体を構築することができる工法である。

3.2 仮設支保工の比較検討

工事の平面規模や掘削深，施工条件から適用できる①切梁工法，②アイランド工法を挙げ，各工法の比較検討を行った(表-3)。

表-3　仮設支保工の比較表

山留工法	①切梁工法	②アイランド工法
概要図		
工法概要	山留め壁に作用する側圧を、切梁・腹起しなどの山留め支保工でバランスさせて支持し、根切りを進める工法。	山留壁が自立できるだけの根切りを山留壁の周囲に残し、中央部を先行して根切りし、地下躯体を構築した後、外周法面の根切り、残りの地下躯体を築造する工法。
適用性	・施工実績が多い ・信頼性が高い	・切梁工法に比べ切梁材及び、中間杭が少ない ・先行中央部の作業性がよい
問題点	・切梁材を非常に多く使用する ・中間杭の閉塞孔が多く、水密性が低下する ・大スパンの適用は変形しやすい	・底版が2段階施工となり、コンクリートの打継ぎ部の止水性、後打ち底版の温度ひび割れが懸念される ・躯体が切梁水平反力を受ける
経済性	11.2億円	0.6億円
評価	△	○（採用案）

※概要図は参考文献[1)]より引用

工法比較の結果，内部支保工の量を大幅に低減することができ，経済性・施工性に優れるアイランド工法を採用した。

なお，底版が２段階施工となり打ち継ぎ部の水密性が懸念される問題については，以下のように対処した。

- 底版の打ち継ぎ部には止水板を設置した。
- 先行底版と土留め壁に拘束され，温度ひび割れの発生が懸念された後打ち底版には，ひび割れ防止用の補強鉄筋等の追加を計画した。

3.3 切梁水平反力を躯体で受けるための対処方法

切梁水平反力を躯体で受けるための対処方法は，アイランド工法を適用する上で最も注意が必要な点である。今回施設においては，最深部の掘削深度はピット部で 10.0m 程度であり，斜梁から伝達される切梁水平反力は約 300kN と大きい。そのため，切梁水平反力を先行築造した躯体で受け持ち，構造体に影響を及ぼさないような計画を立案する必要があった。

上記に対して，切梁水平反力を負担できるだけのアンカーボルトを先行築造した底版に埋め込み(図-4)，切梁を受けるピースを固定した(写真-2,3)。切梁撤去後はアンカーボルトの頂部を切断し，防水塗装を行い，平滑な状態に復旧した。

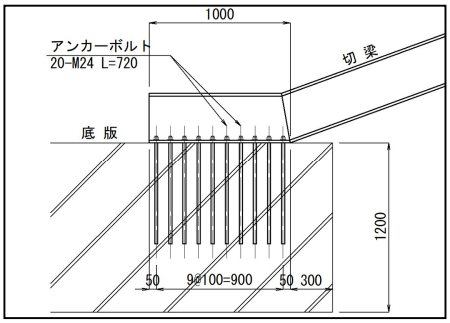


図-4 切梁の躯体固定部の詳細図

写真-2 切梁を受けるピース

写真-3 アンカーボルトの埋め込み

4. その他の検討事項

4.1 土留め工法における弾塑性解析の適用

ピット部については 10mに近い掘削となること，近接して既設構造物があり地盤変位を正確に把握する必要があることから，弾塑性解析を適用して土留め計算を行った。弾塑性解析においては土留め壁を有限長の弾性梁，地盤を弾塑性床，支保工を弾性支承としてモデル化し(図-5)，逐次解析により側圧状況や変形・応力状況の評価を行い安全性を確認した。

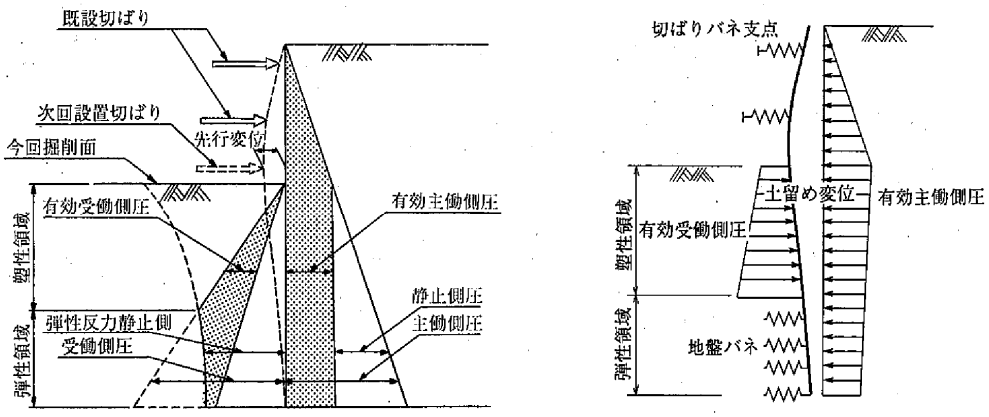


図-5 土留め工の弾塑性計算のモデル化概念図 [2)]

本論では，掘削深が約 10mとなるピット部の掘削断面の検討結果を代表例として示す。解析対象断面は先行構築した底版と外周部の ECW 工法土留め壁の間に切梁支保工（斜梁）を設置し，ピット部の深い掘削部分には親杭横矢板土留めを設置して土留めの変形量を抑制する断面計画とした(図-6)。

弾塑性解析の結果，最大変位は，最終掘削時の深度 10.5m の位置で 177mm という結果であった(図-7)。この変形状況を勘案して土留め壁と構築する構造物の設計離隔は 200mm を確保した。

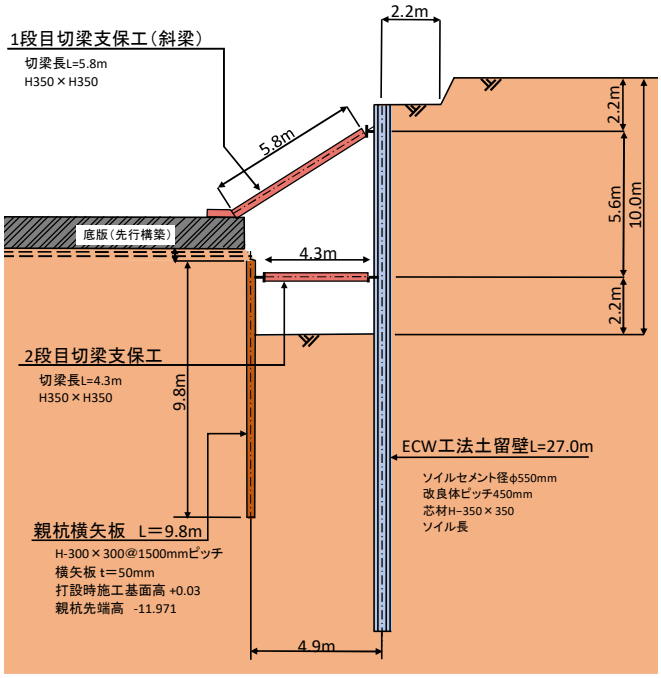


図-6 解析対象断面と仮設部材諸元

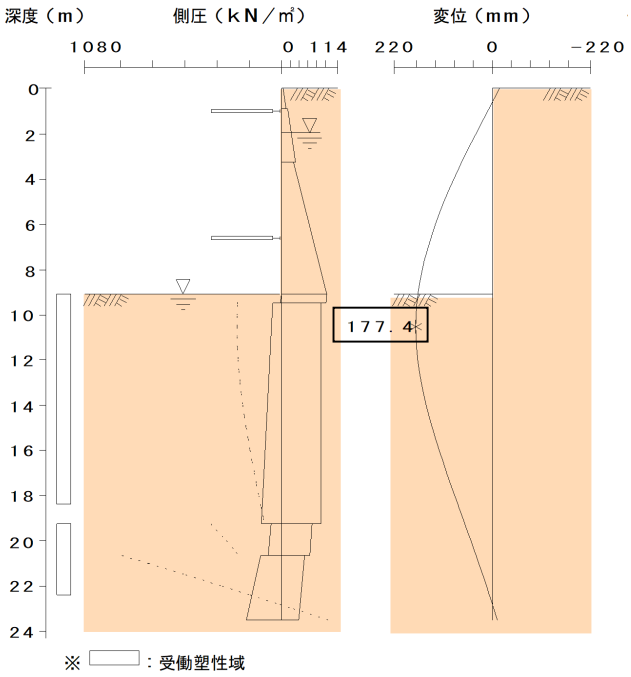


図-7 弾塑性解析における側圧・変位評価

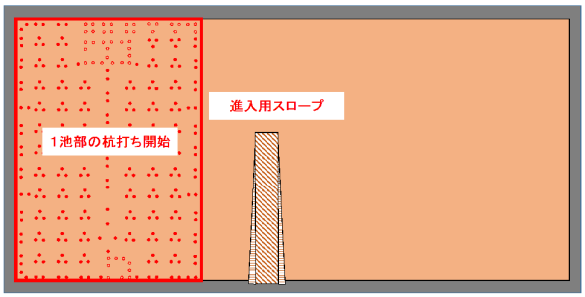
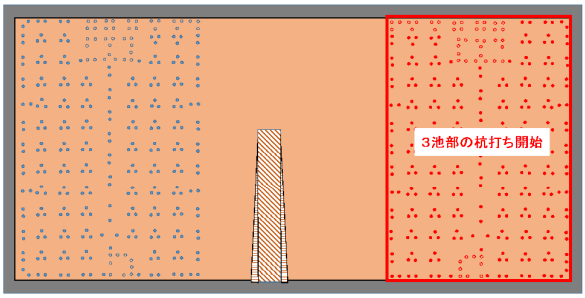
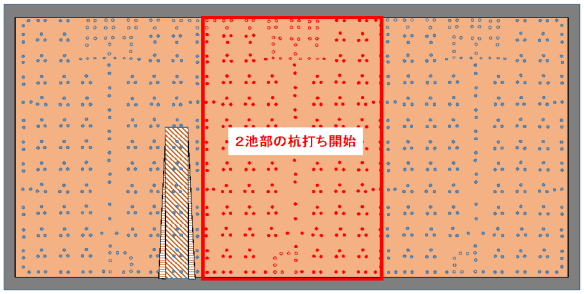
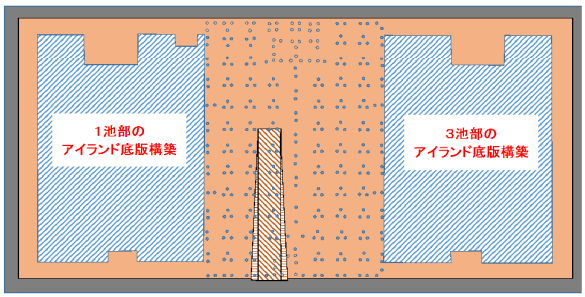
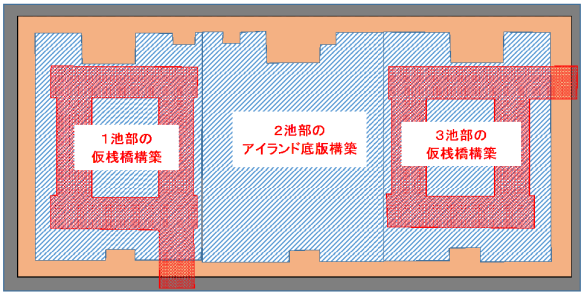
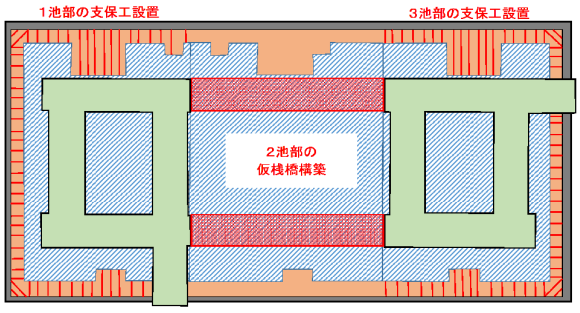
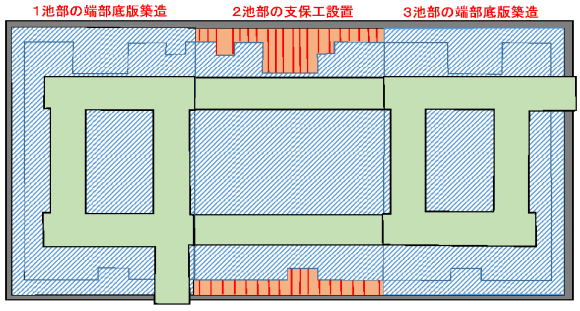
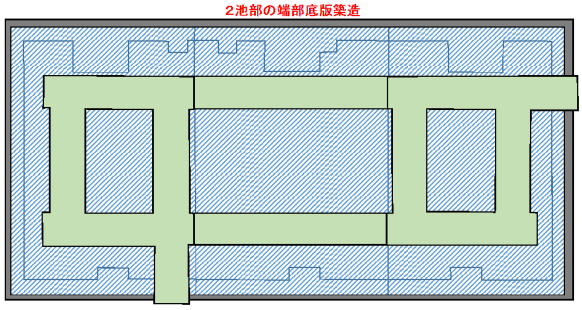
4.2 効率的な施工手順の検討

今回の施工では，３池構成である配水池を構築するという特性を考慮し，左右の配水池を同時に構築した後に中央の底版を構築する効率的な施工ステップを採用した(STEP1～STEP4)。

また，斜め切梁設置のために先行してアイランド底版全体を構築することから，底版上に仮桟橋を設置する方式を採用した(STEP5～STEP8)。

底版構築後は，壁・柱，頂版の順に躯体を構築した。

表-4　底版構築までの施工ステップ（平面図）

STEP-1	１池部杭打ち	STEP-2	３池部杭打ち
			
STEP-3	２池部杭打ち	STEP-4	１池部、３池部のアイランド底版構築
			
STEP-5	１池部、３池部の仮桟橋構築 ２池部アイランド底版構築	STEP-6	１池部、３池部の支保構築 ２池部仮桟橋構築
			
STEP-7	１池部、３池部の端部底版構築 ２池部支保工架設	STEP-8	２池部の端部底版構築
			

5. アイランド工法を適用した場合の留意事項

アイランド工法を適用した場合の留意事項とその解決策を以下に示す。

① 底版上への仮桟橋の設置

構造物築造用の重機のアクセスを確保するため，仮桟橋の設置が必要である(写真-4)。仮桟橋の支柱は通常地盤に根入れする事が多いが，今回の計画ではアイランド底版を先行して構築することから，底版上に設置する計画とした。

② 長い斜梁への棚杭の設置

斜梁が長くなる場合，切梁の座屈を起こすため，斜梁の中間に棚杭を設けて座屈防止を図った(写真-5)。

③ 外周底版コンクリート打設時の温度応力ひび割れの防止

アイランド工法で先行構築し，その後に施工する外周底版は，単独で後打ちコンクリートの打設を行うこととなるが，範囲が限定されており拘束度が高いことから温度応力ひび割れの発生が懸念された。この防止策として，３次元温度応力解析を行い，ひび割れ防止用の補強鉄筋の追加等を計画した(図-8)。

写真-4 底版上への仮桟橋の設置

写真-5 長い斜梁への棚杭の設置

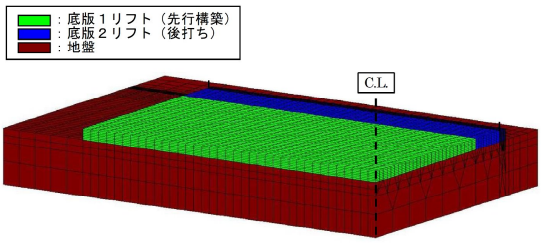


図-8 ３次元温度応力解析の模式図

6. おわりに

○アイランド工法のメリット

- 切梁支保工の干渉が少ないため，掘削や躯体構築時の作業効率が向上する。
- 先行構築躯体の底版から斜梁を伸ばすので，切梁が短くなり変形を生じにくい。
- 切梁が短くなり，山留資材が少なくなることから，一般的な切梁工法よりも支保工のコストが少なくできる。

○アイランド工法の留意点

- 底版の施工が 2 段階になるため，硬化したコンクリートの後に新しいコンクリートを打設する「打ち継ぎ」が必要となり，水槽構造物では温度応力ひび割れ対策が必要である。
- 斜梁及び仮桟橋の支柱を新設する底版躯体に固定するため，仮設材撤去後の復旧を慎重に行う必要がある。
- 掘削範囲が狭く，深い根切りが必要な現場では先行躯体の範囲が狭く，アイランド工法のメリットが小さい。

○所感

『アイランド工法』は，掘削面積が広ければ広いほど利点が活かされ，大規模な掘削の現場に適した工法であり，経済性の向上，省人化・省力化の期待できる技術である。一方で大規模な土木施設においては採用事例も少ないことから，本論で示した留意事項に注意して採用することが望ましい。

参考文献

1) 日本道路協会（1999）：道路土工 仮設構造物工指針, pp.94-109.
2) 日本建築学会（2017）：山留設計施工指針, pp.26-29.
3) 日本水道協会（2012）：水道施設設計指針

交通規制を伴わない高速道路土工構造物ヘルスモニタリングへの挑戦
－分布型音響センシング（ＤＡＳ）の適用性について－

中日本高速道路株式会社　国際会員　○中島康介　藤岡一頼　正会員　上野慎也
中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社　国際会員　八嶋厚　正会員　山崎充
岐阜大学　国際会員　沢田和秀　村田芳信
応用地質株式会社　国際会員　小西千里　林宏一
株式会社レーザック　正会員　町島祐一

1.　はじめに

筆者らは盛土などの道路土工構造物の経時的な健全度を評価するために，アクティブ加振もしくは通行車両振動を用いた２次元表面波探査を実施してきた。その結果，計測で得られるS波速度構造を用いて盛土の安定度を評価する手法を提案した[1),2)]。しかしながら，これらの探査には交通規制が必要であり，安全かつ規制時間等の制約がない計測を行うためには，新たな振動計測ツールが必要である。近年，光ファイバによる計測技術の一つである分布型音響センシング（Distributed Acoustic Sensing : DAS）が注目されている[3)]。本研究においては，高速道路土工構造物区間において，通行車両振動を用いたリニア微動アレイ計測とDAS計測を行い，その結果を比較した。今回の計測実験から，DAS計測によって得られる盛土内のS波速度構造は，リニア微動アレイ計測結果とほぼ調和していることを確認した。また，交通規制を全く必要としない遠隔地からのDAS計測にも挑戦し，同様な結果が得られた。本報告ではDAS計測の適用性を詳述する。

2.　本研究の背景と課題・目的

2.1 背景

大規模地震や異常降雨に起因して高速道路盛土がしばしば被災している（写真-1）。これらの大規模崩壊が発生した要因分析の結果，盛土内水位の高さや盛土材料の強度低下が原因として報告されている[4),5)]。高速道路盛土の長期安定性，防災・減災を達成するために，過去の被災事例分析をもとに崩壊要因を有する盛土の健全性を向上させる大規模修繕事業[6)]が行われている。大規模修繕事業では変状が見られない盛土であっても，放っておくと大きな変状や崩壊に繋がる可能性があるとの認識から予防保全を施すこととした[7)]。

盛土は全国の高速道路において約3,000kmの延長を占める構造物であるが，その健全度を客観的に評価することはとても難しい。盛土は，盛土材料，盛土が立地する地形・地質条件，施工方法，さらには供用後の交通荷重や地震，降雨，排水施設の維持管理の良し悪しなどの様々な要因によって健全性が大きく異なるためである。盛土の健全度の経年変化の概念を図-1に示す。例えば，図中の曲線Aのグラフでは，盛土の

写真-1　盛土の崩壊事例[5)]

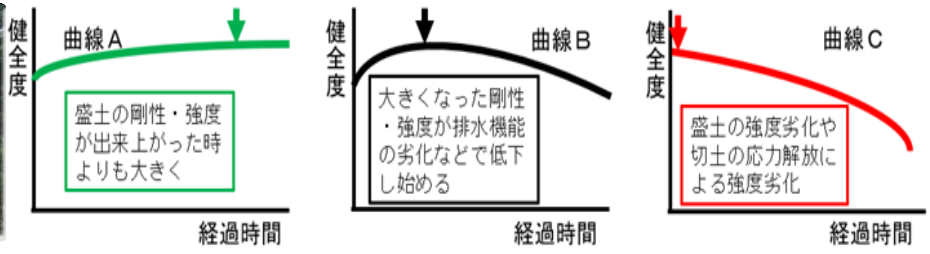


図-1　盛土構造物における健全度の経年変化の概念[8)]

Challenge to health monitoring of expressway earthwork structures without traffic control: FUJIOKA Kazuyori, NAKASHIMA Kosuke, UENO Shinya (Central Nippon Expressway Co.,Ltd.), YASHIMA Atsushi, YAMAZAKI Mitsuru (Central Nippon Highway Engineering Nagoya Co.,Ltd.), SAWADA Kazuhide, MURATA Yoshinobu (Gifu University), KONISHI Chisato, HAYASHI Koichi (Oyo Corporation), MACHIJIMA Yuichi (LAZOC Incorporated)

剛性・強度が出来上がった時よりも大きくなっており，交通荷重による締固めの促進などをイメージしている。曲線 B のグラフは，大きくなった剛性・強度が，排水機能の劣化などで，ある時期から低下していく様子を，曲線 C では，盛土の強度劣化により健全度が右肩下がりに低下している様子を表している。各曲線の矢印は，健全度がもっとも高い時点を示しているが，その時期はそれぞれの盛土で全く異なることがわかる。

このように著しく個性的な盛土に対しては，その健全性を客観的に評価し，それ以降の健全性変化を予測するためには，盛土構築直後から継続的にモニタリングを行う必要がある[8)]。そのため，筆者らは，2 次元表面波探査および電気探査の手法により，開通直前の路線にて初期段階における盛土の計測を行い[1)]，それらの路線のうち一部の路線では経年変化を確認するために再度同じ区間，同じ方法で計測を実施している[2)]。これらの物理探査は非破壊で，線的・面的に盛土の内部状態を可視化する手法であり，従前から複数種の探査を組み合わせて評価を行う「統合物理探査[9)]」として，その適用性が検討されている。

2.2 高速道路での計測における課題

2 次元表面波探査や電気探査を行う際には計測機器の牽引移動を伴うため，長い延長を効率的に計測するためには，高速道路路面上での計測を行わざるを得ない。2023 年現在，高速道路リニューアルプロジェクトによる大規模な交通規制が各地で実施されており，時に発生する渋滞によって，定時性や走行安全性に少なからず影響を与えている。さらに，路上作業時には高速で通行する車両が近傍を通過するため，作業者の安全に対するリスクを有している。

また，高速道路土工構造物は膨大な管理延長を有するため，それらすべての土工構造物に対して本線上からの計測・診断を行うことは，限られた人員体制や交通規制の時間という制約条件下では現実的ではない。そのため交通規制を伴わない計測手法が望まれている。

この課題に対して，近年，光ファイバによる計測技術の一つである分布型音響センシング（Distributed Acoustic Sensing：DAS）[3)]が注目され，遠隔地から計測できることが解決につながると考えられる。そのため，筆者らはその新技術を活用することによって，交通規制を伴わない，より安全で効率的な土工構造物ヘルスモニタリングに挑戦することとした。

3. ＤＡＳ計測の理論

分布型音響センシング(Distributed Acoustic Sensing; DAS)は，光ファイバケーブルに入射した光パルスの後方散乱光の一種であるレイリー散乱光（図-2）を用いて，光ファイバのひずみ（伸縮）を計測するもので，近年実用化された技術である。光ファイバの主な材料である石英ガラスの不均質性（屈折率の不均一性）により，光ファイバのあらゆる位置でレイリー散乱光が発生している（図-3）。レイリー散乱光は外部からの振動で光ファイバにひずみが生じることで位相が変化する。その微小な位相変化量を計測器（インテロゲータ）で検知することで，光ファイバに加わった振動を計測することができる。また，光パルス発射時間から散乱光が戻った時間と光の速度を用いて距離に換算することで位置情報が得られる。図-4 に DAS の計測概念を示す。従来の物理探査では単点毎にセンサを設置する必要があるのに対し，DAS では光ファイバ自体をセンサとして利用するため，光ファイバに沿って長距離かつ高密度（一般的に数 10km にわたり数 m の間隔）でデータを取得することができるという利点がある。

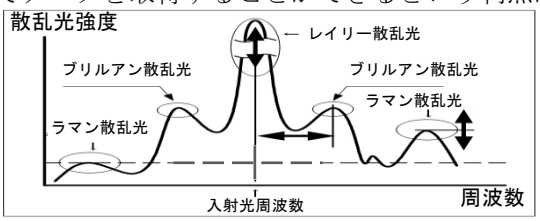


図-2 光ファイバ中の後方散乱光[10)]

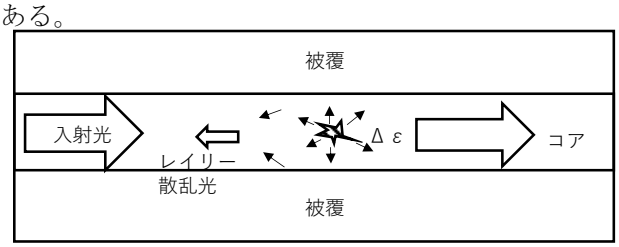


図-3 レイリー散乱光の概念図

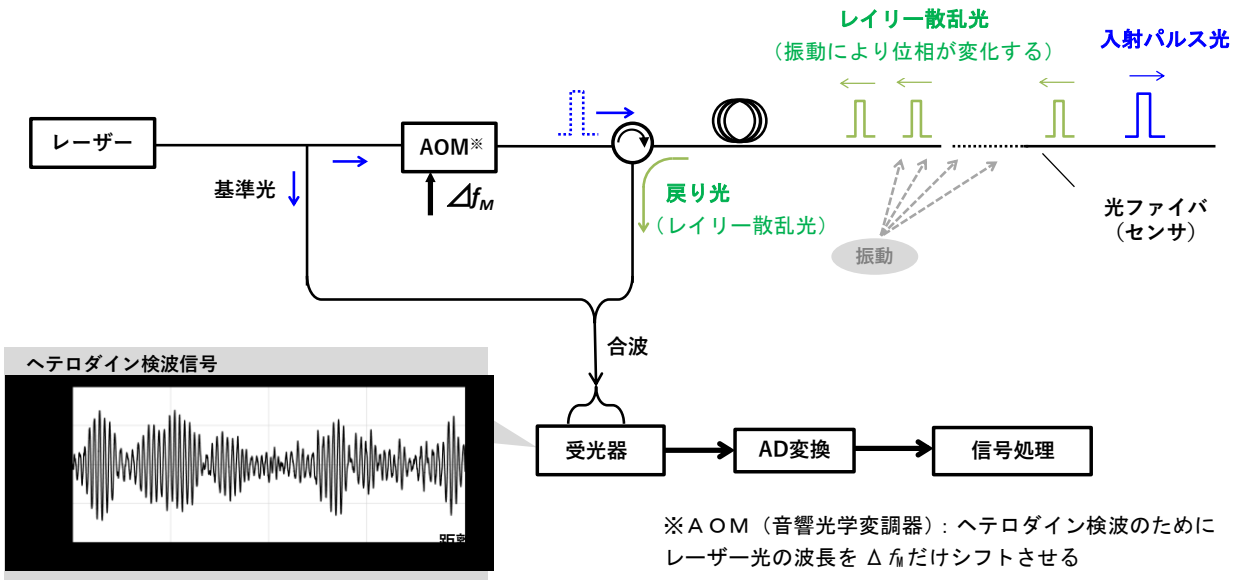


図-4　DAS の計測概念図

4.　リニア微動アレイ計測とＤＡＳ計測による盛土の調査方法

4.1 計測方法

交通規制を伴わない DAS 計測の適用性を検証するにあたり，得られた結果の妥当性を確認する必要がある。そのため，S 波速度分布を把握する既存の手法として，リニア微動アレイ計測を同時期，同じ個所で実施することとした。

計測の位置関係を図-5 に示す。計測対象地には過去に法面の一部が崩壊して復旧している盛土として，距離程 2270m～2550m 間の盛土区間を選定した（崩壊した区間は距離程 2410m～2460m）。当該箇所では既にボーリング調査が実施されており，その結果を参照できること，および当該箇所が崩壊に至った素因の分析に繋がる可能性があると考えたためである。計測対象の盛土は高さ約 12m でシルト混じり砂質土が主体の，緩やかな集水地形上に構築されている。

本研究では，交通規制を伴わない遠隔からの計測を目標としているが，今回は交通規制を伴う対象地近傍のハンドホールからの計測も同時に実施した。その理由は二つあり，一つ目は既設の光ケーブルと地盤との固定状況が未知であるため，リニア微動アレイ計測を実施した計測対象の盛土から約 2.5km 離れた遠方と，約 0.4km 離れた近傍との計測結果に違いがあるかどうかを確認するためである。二つ目はリニア微動アレイ計測実施のための交通規制の中で，計測対象地近傍のハンドホールでの作業が行えたためである。以降，本線内（対象地近傍）のハンドホールからの計測を DAS 計測①，本線外（遠隔地）からの計測を DAS 計測②とする。リニア微動アレイ計測および DAS 計測①は交通規制（走行車線規制）の区間内で探査した。

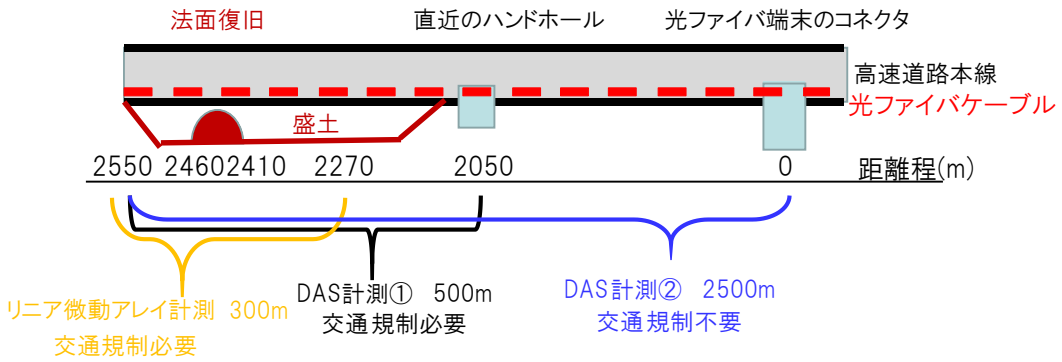


図-5　計測の位置関係図

（1）　リニア微動アレイ計測

リニア微動アレイ計測は，写真-2 に示すように交通規制内の高速道路走行車線において実施した。路面に固有周期 2.0Hz のジオフォン（速度型振動計）を取付けた台車 12 基を 5m 間隔にワイヤーロープで連結して直線状に並べ，通行車両により生じる交通振動を計測した。計測は，1 箇所で約 6 分間（サンプリング間隔 2ms で 32 秒間を 10 回連続）実施した。その後の移動と計測を繰り返して，300m 区間を 30m の間隔で 10 回測定し，約 1 時間半で実施した。地表面の波動は，大半が表面波であることから，波長の長さ（周波数）により伝播速度が異なる「分散」という波の性質を利用して，深さごとの伝播速度を解析した。表面波の伝播速度は S 波速度の約 92%であり，評価した速度構造を S 波速度分布として表現した。

写真-2　交通規制内で実施したリニア微動アレイ計測の状況（左から牽引移動状況，計測状況，地震計と作業台車）

（2）　DAS 計測

DAS 計測①は，距離程 2050 付近のハンドホールから任意に光ファイバ 1 芯を取り出してパッチコードと融着し測定器と接続して，測定対象盛土を含む約 500m 間の計測を行った。計測に先立ち，計測対象の位置を正確に測定するために，路面を打撃して信号を検知するタップテストを実施した。午前中をこの準備作業とし，片づけ等を含めて午後の 約 2 時間で計測作業を実施した（データの取得は 0.5 時間）。計測終了後は，元通りに融着接続して復旧した。計測の状況を写真-3 に示す。

DAS 計測②は，測定対象盛土から約 2.5km の遠隔地にある光ファイバ端末のコネクタに測定器を接続して，測定対象盛土を含む 約 1.0km 間の計測を行った。測定は準備片づけを含めて約 3 時間（データの取得は 0.5 時間）で実施した。

写真-3　交通規制内で実施した DAS 計測①の状況

4.2 解析方法

（1）　リニア微動アレイ計測

リニア微動計測によって得られた波形に対し CMP-SPAC 法を適用し，2 次元表面波探査の解析を行った。CMP-SPAC 法は，測定範囲をある間隔で分割し，分割した単位区間内に中点が存在する地震計ペアを全て集めて拡張 SPAC 法によって位相速度分散曲線を求めるものである [11]。今回は測定範囲を 5m 毎に分割し分散曲線を求めた。求めた分散曲線を入力データとして，非線形最小二乗法による逆解析を行い，2 次元の S 波速度構造を推定した。

（2）　DAS 計測

今回の DAS 計測ではひずみ速度を計測しているため，ジオフォン（速度型振動計）で観測される粒子速度とは異なる物理量である。しかし，着目する位相が伝播する相対的な速度，つまり位相速度を算出する目的であれば，ひずみ速度のままでも問題がないと考えられる。そこで今回の解析では，特に物理量の変換は行わず，DAS 計測によって得られたひずみ速度の波形をそのまま用いている。また，DAS 計測によって観測された振動の大半を表面波とみなし，リニア微動アレイ計測と同様に CMP-SPAC 法によって 2 次元表面波探査の解析を行った。

5.　リニア微動アレイ計測とＤＡＳ計測による盛土の調査結果

5.1 リニア微動アレイ計測の結果と既往の調査結果

図-6 にリニア微動アレイ計測の結果を示す。S 波速度分布図の横軸の距離程は DAS 計測を測定した位置からの離隔（道路延長）であり，図中の 2 本の黒い実線は，路面の高さ（上）と建設時の図面から読み取った原地盤の高さ（下）を表している。概ね均質な盛土であるが，距離程 2380～2440 の間の深度約 10m 付近に S 波速度が局所的に低い箇所が見られ，過去に崩壊した箇所（法面復旧範囲）と概ね一致している。

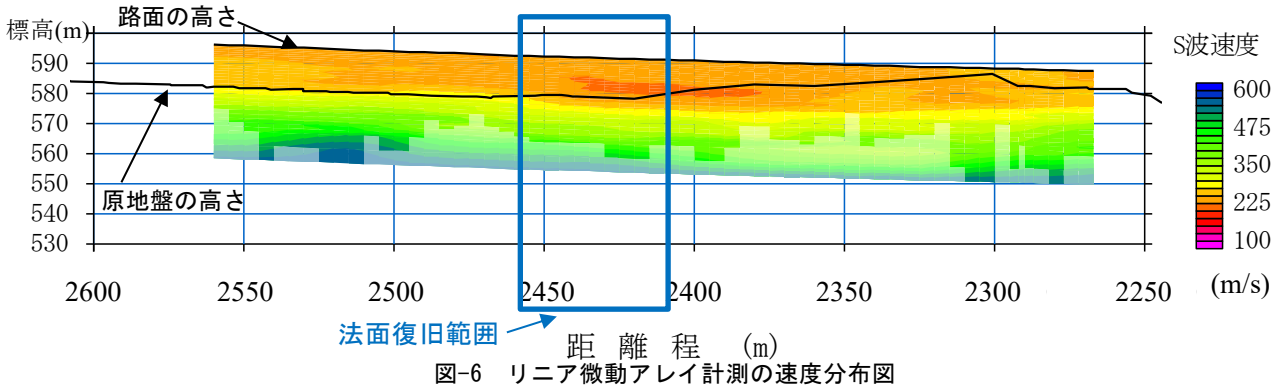


図-6　リニア微動アレイ計測の速度分布図

図-7 に計測箇所の平面図と S 波速度分布の拡大図を示す。また，距離程 2480 にて実施したボーリング柱状図を S 波速度分布の深度に揃えて表示している。S 波速度分布図を見ると，法面復旧範囲の近傍において盛土と地山との境界付近の S 波速度が局所的に低くなっている。また，距離程 2500 の深度 5m 付近に局所的に S 波速度が高い箇所があるが，隣接するボーリング位置での標準貫入試験結果も深度 5m 付近に局所的に N 値の高い層が見られることや，S 波速度が高い深度 13m 以深の原地盤では N 値も高くなっていることから，S 波速度分布と N 値との整合が見られる。

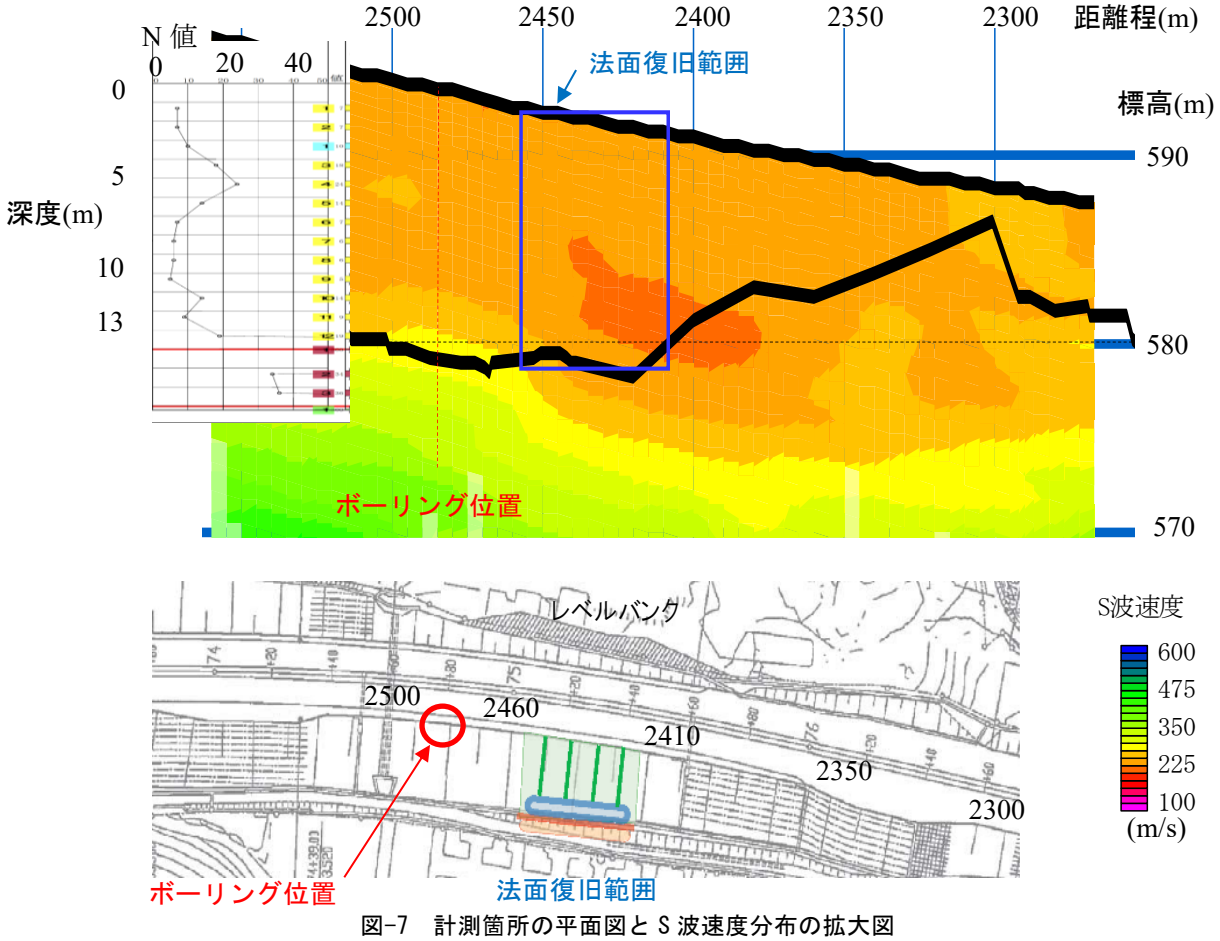
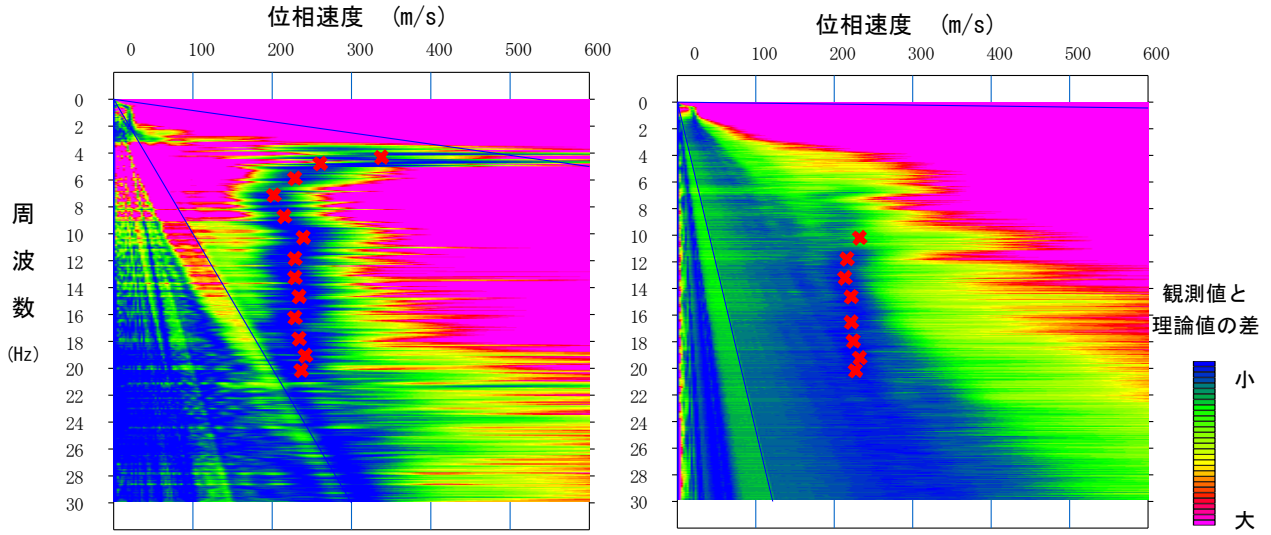


図-7　計測箇所の平面図と S 波速度分布の拡大図

5.2　リニア微動アレイ計測とＤＡＳ計測①の結果の比較

リニア微動アレイ計測とハンドホールから計測した DAS 計測①から得られた周波数－位相速度イメージを図-8 に示す。同図は計測によって得られたコヒーレンスの値と理論値（ベッセル関数）の差を表しており，その差が小さくなる位相速度，つまり図中の青色に表示されている部分が，各々の周波数における位相速度を表していることになる。位相速度の読み取り点を図中の赤い×印で示す。10Hz 以下の低周波数においては，リニア微動アレイ計測では 200～350m/s の位相速度が見られることに対して DAS 計測①の結果を見ると，位相速度を示す青色領域が見られない。つまり盛土の深い箇所の S 波速度構造を把握することが難しい，という結果となった。しかしながら 10Hz より高周波数の領域では位相速度が明瞭に表れており，その位相速度はリニア微動アレイ計測の結果と調和している。

図-9 に両手法の計測結果から距離程ごとの S 波速度分布に図化した結果を示す。深度 20m 以浅における S 波速度の値は 200m/s の前後であり，両手法に共通している。厳密には全体的に DAS 計測結果の S 波速度の方が若干低くなる傾向が見られた。また，距離程 2400 付近に局所的な低速度領域が見られる特徴も共通している。以上の結果から，規制を伴うハンドホールからの DAS 計測①とリニア微動アレイ計測の結果は



(a) リニア微動アレイ計測の結果　　(b) DAS 計測①の結果

図-8　リニア微動アレイ計測と DAS 計測①の結果（距離程 2400m）

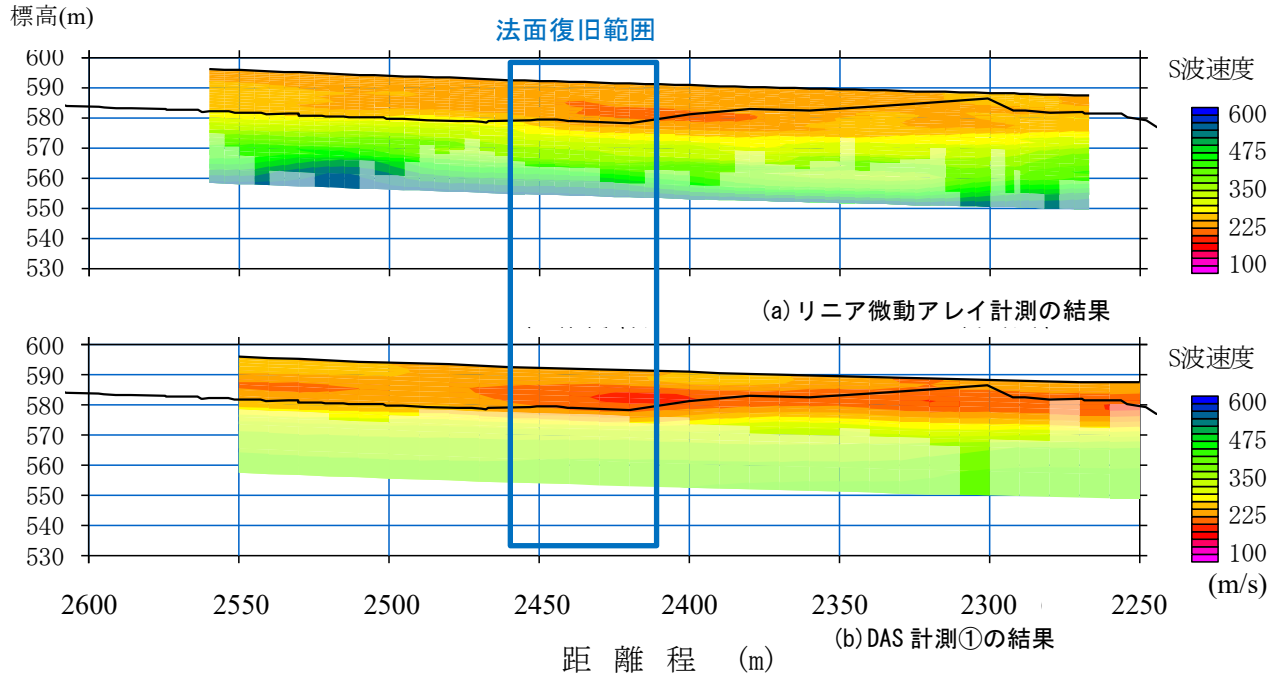


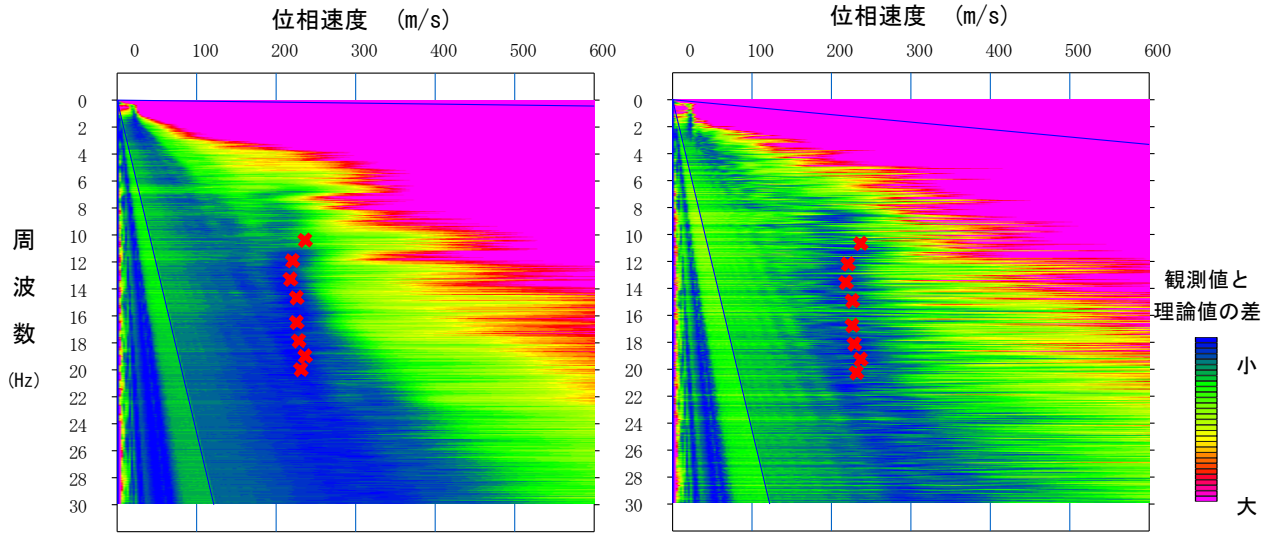
図-9　S 波速度分布図（リニア微動アレイ計測と DAS 計測①）

高い相関が見られることが分かる。但し，上述の通り，DAS 計測の結果は，低周波の位相速度が不明瞭であることから，20m 以深の感度が悪い。

5.3　ＤＡＳ計測①とＤＡＳ計測②の結果の比較

図-10 に DAS 計測①と交通規制を伴わない遠隔地からの DAS 計測②の結果を示す。DAS 計測②の結果は，DAS 計測①の結果と同様に，10Hz 以下の低周波数領域では，位相速度が明瞭ではなく，10Hz 以上の周波数では，概ね位相速度が整合している。

DAS 計測①を行った際には走行車線の交通規制を行っているため，振動の起震源である通行車両は追越車線（光ケーブルから 5m 程度離れた位置）を走っていた。一方で，DAS 計測②を実施した際には交通規制を行っていないため，通行車両は走行車線（光ケーブルから 2m 程度離れた位置）も走る状況であった。そのような条件の違いがあるものの，DAS 計測①と DAS 計測②は同等な位相速度が得られた。以上より，交通規制を伴わない遠隔地からの DAS 計測であっても，盛土深さ 20m 以浅の S 波速度構造の概略的な把握が可能であることが確認できた。



(a) DAS 計測①の結果　　(b) DAS 計測②の結果

図-10　DAS 計測①と DAS 計測②の結果（距離程 2400m）

6.　まとめ

本研究により得られた知見は以下のとおりである。

・過去に崩壊した箇所と，リニア微動アレイ計測により得られた S 波速度が低い箇所は概ね一致した。
・リニア微動アレイ計測により得られた S 波速度と N 値は高い相関がある。
・DAS 計測により得られた S 波速度の速さはリニア微動アレイ計測の結果と同程度の値となった。全体に DAS 計測結果の方が若干低くなる傾向が見られた。
・DAS 計測により得られた S 波速度の分布は，リニア微動アレイ計測結果と同じ特徴が見られた。
・DAS 計測の結果は，低周波の位相速度が不明瞭であり，路面から約 20m 以深の感度が悪い。
・DAS 計測②の結果は DAS 計測①と比較して遜色がない。

これらのことから，DAS 計測による遠隔地（少なくとも 2～3km）からの測定であっても S 波速度構造の概略的な把握が可能であり，交通規制による制約を受けず（年間を通して天候に関わらず任意の時間に）安全に計測できることが確認できた。

本技術の考えられる活用としては，建設時から供用開始後を含めた点検結果等から重点管理の対象となっている盛土に対して，継続的な計測を行う際のモニタリングが考えられる。既設の光ファイバケーブルを

用いることで，新たな機器の設置，そのメンテナンスおよびデータ取得のために現地に行かずともモニタリングすることが可能となる。そして DAS 計測で剛性の低下がみられた時には，別途調査を行い，対策を検討することができる。また盛土高約 20m 以上（4 段以上）の盛土に関しては，盛土底面まで把握を必要とする場合には，リニア微動アレイ探査を実施することで補完することができる。

7. 今後の展望

今回の計測では以下の点について確認できなかったため，検証を行うために再度計測を行う予定である。

- DAS 計測とリニア微動計測とで異なった結果となった箇所もあった。リニア微動計測は上下動，DAS 計測は水平動を測定していることも要因として考えられるため，３成分ジオフォンによるリニア微動計測を行い，鉛直成分と水平成分の違いによる影響を確認する。
- 今回の DAS 計測はゲージ長 5m で行ったが，その長さを変更することにより，空間分解能とデータ品質との最適解を求める。
- 今回の DAS 計測は 0.5 時間の計測であったが，時間が短くノイズを取り切れなかった可能性があるため，計測時間を長くとることや，比較的ノイズが少ない夜間での計測を実施して，最適な測定時間，測定環境を確認する。
- DAS 計測で可能な計測位置から対象箇所までの距離を把握する。

これらの検証を行い，実用化を図っていきたい。

参考文献

1）中島康介，八嶋厚，村田芳信，苅谷敬三，岡田和弘，笹本直之，関口将司 (2022) : 物理探査を用いた高速道路盛土の初期の工学的指標の把握，地盤工学ジャーナル，Vol.17，No.2，pp.205-216.

2）中島康介，関口将司，八嶋厚，村田芳信，苅谷敬三 (2022) : 高速道路土工区間における S 波速度の経年変化と比抵抗の計測，第 57 回地盤工学研究発表会，20-2-4-02.

3) 篠原雅尚(2022)：光ファイバー地震計が拓く海域観測の新展開，https://www.eri.u-tokyo.ac.jp/wp-content/uploads/2022/11/%E5%9C%B0%E9%9C%87%E7%A0%94NLP39web-A4-Link-2.pdf （2023/2/19 確認）

4）奥園誠之 (2008) : 道路供用後の傾斜地盤上盛土の崩壊事例とその対策，地盤工学会誌，Vol.56，No.4，pp.8-11.

5）高木宗男，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹 (2010) : 東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，第 55 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.193-196.

6) 中日本高速道路㈱：高速道路リニューアルプロジェクト大規模更新・修繕事業，https://www.c-nexco.co.jp/koushin/pdf/renewal_leaflet.pdf（2023/2/19 確認）

7) 東・中・西日本高速道路㈱ (2014) : 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報告書.

8) 八嶋厚 (2021) : センシング技術を活用した土構造物のモニタリング，地盤工学会誌，Vol.69，No.8，pp.1-10.

9) 稲崎富士, 林宏一, 河川堤防の統合物理探査適用委員会 (2010) : 河川堤防調査への統合物理探査の活用，地盤工学会誌，Vol.58，No.8，pp.34-37.

10) 光ファイバセンシング振興協会 (2012) : 光ファイバセンサ入門.

11) Hayashi, K., Craig, M., Tan, S., Konishi, C., Suzuki, H., Tahara, M., Falkenstein, K., He, B., and Cheng, D. (2021) : Common-midpoint spatial autocorrelation analysis of seismic ambient noise obtained from spatially unaliased sensor distribution, Geophysics, 86, EN51-EN62.

不安定転石群における礫間充填物が及ぼす骨格構造への影響

岐阜大学　国際会員　沢田　和秀
丸ス産業㈱　正会員　○加藤　十良
㈱イノアック住環境　正会員　鈴木　遼太郎
㈱イノアック住環境　正会員　遠藤　大輔
丸ス産業㈱　藤井　悠生

1. はじめに

著者らは，ガレ場の不安定な転石群の間隙を発泡ウレタンによって充填し，転石群を一体化して安定性を向上させる落石発生源対策を考案し，実際の工事現場で試行した。これまでは，不安定化の鍵となる石の存在に着目し，着目した石の周りの空隙を発泡ウレタンで充填することで石の回転を抑制し，転石群全体の安定性を改善するメカニズムを検討してきた。今回新たに，4 つの要素片からなるアーチ型模型を用いて石の骨格構造をモデル化し，骨格構造周辺に存在する空隙を充填物で満たしたときの影響について検討したので報告する。

2. マトリックスの状況評価について

斜面を構成する物質のうち，埋まっている岩塊より軟質の部分をマトリックスと云う。鉄道構造物の設計標準 [1]にある転石型落石の安定性評価では，複数の着目点（斜面勾配，マトリックスの状況，石の形状，集水条件，不安定地形，崩壊歴）をとりあげている。表-1 はマトリックスの状況の評価の目安である。

ガレ場に表-1 を適用すると，マトリックスが存在しないので表層土がない状況（表土の厚さ 0）と同等であり，不安定と評価されることになる。ガレ場の空隙部分に発泡ウレタンを充填した状態を，マトリックスの存在する状態と仮定すると，マトリックスの状況は安定に向かう。この表は転石周りの空隙に発泡ウレタンを充填したときの安定性を評価するのに流用できるが，ガレ場に発泡ウレタンを充填すると安定に向かうという力学的なメカニズムが明らかになれば，先述した鉄道構造物の設計標準 [1]にある転石型落石の安定性評価に基づいて，落石予防工の設計において有益である。

表-1 マトリックスの状況の評価の目安

	不安定	やや不安定	やや安定	安定
表層の土質	ゆるい砂 ←			→ 締まった粘性土
表層土の強度	Nc＜4	←		→ 8≦Nc
表土の厚さ	薄く不安定 ←			→ 厚く安定
表層土の分布	不均一、凹凸顕著 ←			→ 均一
侵食状態	ガリの発達が顕著 ←			→ 侵食なし

注）Nc:簡易動的コーン貫入試験による貫入強度

3. 要素実験

3.1 石の骨格構造のモデル化

自然に堆積した土は，鉱物や岩石が接触点で結合して土の骨組み構造を形成する。この骨組みを土の骨格（骨格構造）とよんでいる [2]。土に載荷したときの微視的構造変化を理解するのに，骨格構造の観察は重要である。地盤材料の微視的構造変化を可視化するにはいくつかの方法があり，例えば光弾性材料を用いた２次元粗粒土の室内実験 [3] の報告がある。本研究では裸眼で確認できるサイズで骨格構造を観察するために，光弾性材料（透明なプラスチック）を用いて２次元骨格構造を構築した。骨格構造を再現するとき，ガレ場の石群（粗粒子）をイメージしてモデル化した。写真-1 で示すように自然斜面で遭遇するガレ場の状況は，

Influence of matrix on skeletal structure in unstable boulder stones. : Sawada Kazuhide(Gifu University),Kato Toyoshi(Marususangyo Corp.) , Suzuki Ryotaro(INOAC Housing&Construction Materials Co.Ltd) , Endo Daisuke(INOAC Housing&Construction Materials Co.Ltd) , Fujii Yuki(Marususangyo Corp.)

ガレ場ごとに石の形と大きさが揃う傾向があり，ガレ場を構成している石周りの空隙が大きくマトリックスが存在しない。一辺の大きさが，数十㎝～数ｍの楕円体，方形，板状，棒状の石が淘汰の良い状態でルーズに堆積することが特徴的である。一般にガレ場の粗粒子は壊れにくく，荷重作用によって粗粒子の位置が変化して，つまり移動することで落石へと移行する。

写真-1 ガレ場の粗粒子の状況

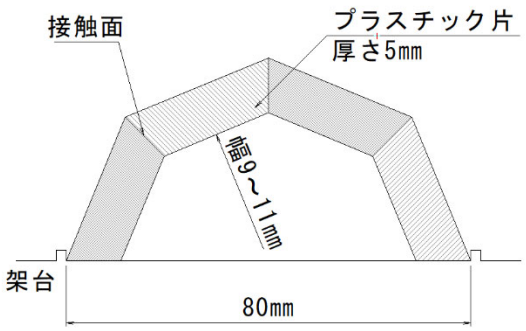
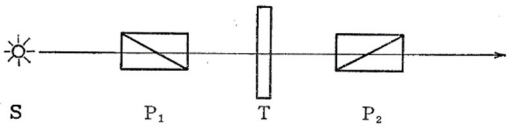


図-1 プラスチック片で構築したアーチ（接触面は非接着）

実験のプラスチック片（石の代わりで粗粒子に相当，以後要素片と云う）は，実際の 1/10～1/100 スケールと仮定した（図-1 参照）。ガレ場の骨格構造の安定度を評価するには，要素片の配列状態によってガレ場の石群を再現する必要がある。しかし，要素片の形，スケール，配列をガレ場に合わせようとすると問題が複雑になり，そのわりに汎用性が少なくなると予想される。そこで図-１に示す単純なアーチを構築して，骨格構造の安定度を検討することにした。このモデルは特定的な配列であるが，ガレ場の骨格構造に及ぼすマトリックスの影響が把握できると考えた。要素片の幅（以後梁成と云う）を大きくするとアーチは荷重に耐えられるようになる。また，アーチの周りの空隙を異物で充填すると安定性が変化すると考えらえるので，マトリックスが及ぼす骨格構造への影響を調べることができる。

3.2 実験概要

ガラスや透明な合成樹脂は，応力が生じると一時的に光学的異方性を示し，複屈折の現象を示す性質（光弾性効果）がある[4]。光弾性効果を有する材料で作製した試験片に荷重をかけ，物体の周辺及び内部に生ずる応力を分析するのが光弾性実験である。図-2 に直交平面偏光器と試験片の並びを示す。平面偏光器の偏光子 P_1 と検光子 P_2 との間に，試験片 T（平行平面を持った等方透明な試料）を挿入し平面応力状態に置く。この面に平行光線 S を垂直に入射させると縞模様が得られる。平面偏光器で得られる縞模様は，主応力差を示す等色線と，主応力方向を示す等傾線が重なった画像である。



直交平面偏光器に試験を入れるとき（S：光源，P_1：偏光子，P_2：検光子，T：試験片）

図-2 直交平面偏光器における試験片の並び

図-3 に実験装置を示す。光源 S と偏光子 P_1 を液晶モニターで代用した。P_2 は偏光フィルター付きカメラである。モニターに白い無地画像を表示すると，偏光板を透過した白色光が得られる。カメラの偏光フィルターはクロスニコルで撮影できるよう調整してある。試験片 T は厚さ 5 ㎜の要素片 4 個を積みあげた垂直なアーチ（図-1）と，透明なマトリックス（寒天ゲル）である。試験片が面外方向に倒れないよう平行な透明アクリル板で挟

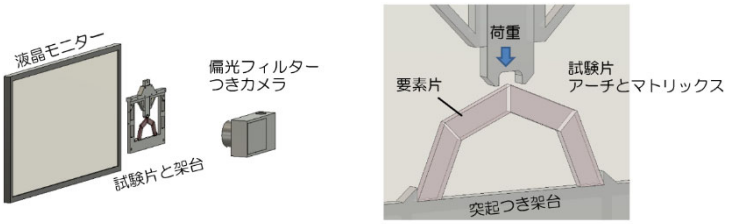


図-3 試験装置

んだ。試験片はアーチ・マトリックスともに自立する。試験片とアクリル板との間は 0.2 ㎜程度の隙間があるため，摩擦は考慮しない。アーチの脚部を水平にセットし，頂部に鉛直下向き荷重を載せた。試験片をのせる架台上でアーチの脚部が滑って広がらないように，架台上に 2 か所の突起を設けた。

図-4 に試験片の寸法を示す。梁成の寸法が異なる 3 組（9 ㎜，10 ㎜，11 ㎜）を用意した。アーチを構成する要素片 4 個は同形で，組立てると半径 40 ㎜の円に内接する。厚さ（z 方向）は 5 ㎜である。アーチ頂部に鉛直下向き（-y 方向）の荷重をかけた。図のハッチング部分にマトリックスがある場合と無い場合を比較した。

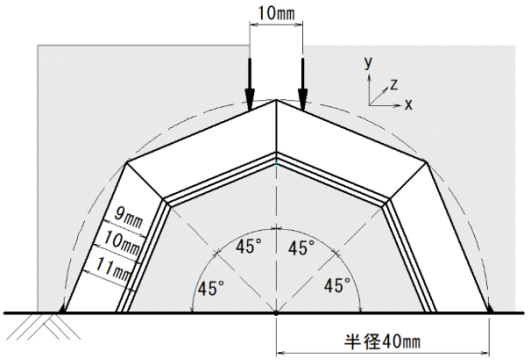


図-4 試験片の形状

表-2 試験ケースと耐荷重

試験番号	耐荷重 (N)	要素片の材料	梁成	マトリックス	荷重の作用方法
10+1	0.296	青色ＰＬＡ樹脂 3D プリンターによる中埋め方法：ソリッド	10 ㎜	なし	変位制御
10+2	1.456		10 ㎜	寒天ゲル	
9−1	0.296 未満	透明エポキシ樹脂（2液レジンタイプ）	9 ㎜	なし	荷重制御
9−2	1.721		9 ㎜	寒天ゲル	
10−1	0.296		10 ㎜	なし	
10−2	3.621		10 ㎜	寒天ゲル	
11−1	9.726 以上		11 ㎜	なし	

3.3 実験結果

表-2 に試験ケースと耐荷重を示す。ケース毎の実験条件の違いは，要素片の材質，梁成，マトリックスの有無，荷重のかけ方である。3 組のアーチはいずれも自立するので，要素片の自重だけであれば骨格構造が成立する。実験ではアーチの頂部に静的荷重を載荷することが可能かについて調べた。

(1) マトリックスのある梁成 10 ㎜の挙動

写真-2 に試験番号 10＋1，写真-3 に試験番号 10＋2 の載荷状況をそれぞれ示す。マトリックスのない梁成 10 ㎜のアーチは頂部に治具（重量 0.296N）を載せることができたが，さらに荷重を加えようとすると崩壊する。図-5 は試験番号 10＋2 の変位～荷重関係の概念図である。図の①～⑤は，写真-3 で示した段階的な載荷状態の数字に合わせてある。図には②と⑤で荷重のピークがある。これはマトリックスの作用が 2 種類あることを表している。写真-3②よりアーチ周りの空隙にマトリックス（寒天ゲル）があると要素片の接触面の近傍でマトリックスの応力（写真の黄丸囲み）が変化する。マトリックスで骨格構造が維持されやすくなるので荷重に耐えるようになる。これはマトリックスによって骨格構造が改良される効果で，骨格にほとんど変位を生じない段階で生じる。変位の増加にともない荷重が急激に減少し写真③④のように骨格構造が消失する。次に，さらに変位を増加させると⑤に移行し，要素片に囲まれたマトリックスが荷重に抵抗するようになる。このとき，骨格構造は消失するか，別の形に変化する。

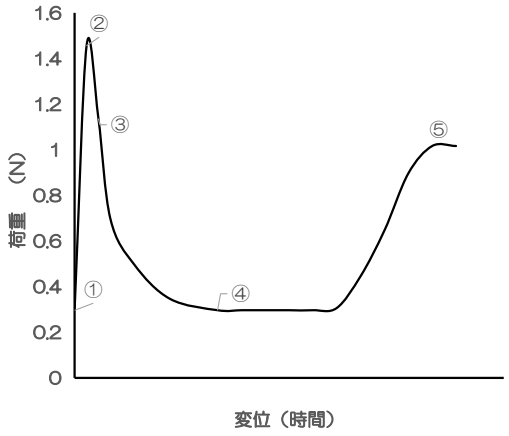
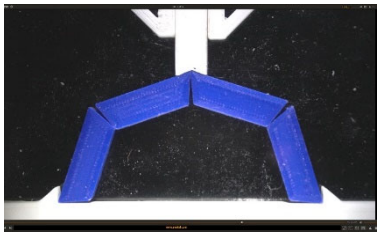
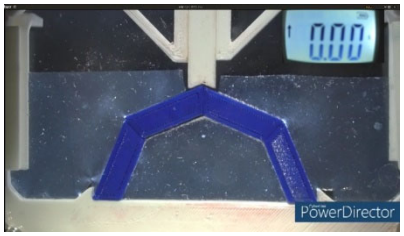


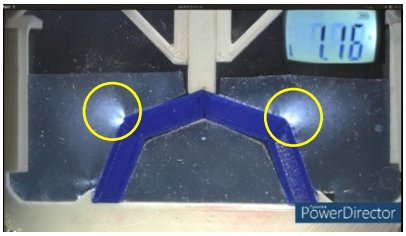
図-5 荷重～変位関係（番号 10＋2）



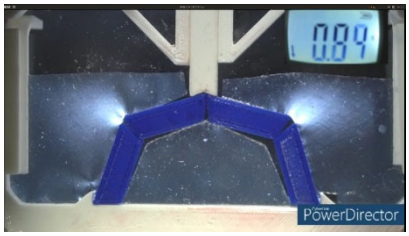
（番号 10＋1，荷重 0.296N）
写真-2



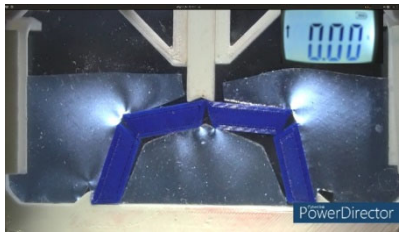
（番号 10＋2，荷重 0.296N）
写真-3①



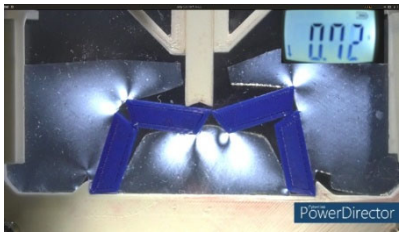
（番号 10＋2，荷重 1.456N）
写真-3②



（番号 10＋2，荷重 1.136N）
写真-3③



（番号 10＋2，荷重 0.296N）
写真-3④



（番号 10＋2，荷重 1.016N）
写真-3⑤

（※写真-3 の右上数字はロードセルの値。これに治具の重量 0.296N を合わせると荷重になる。）

(2) マトリックスのない梁成 11 ㎜の縞模様

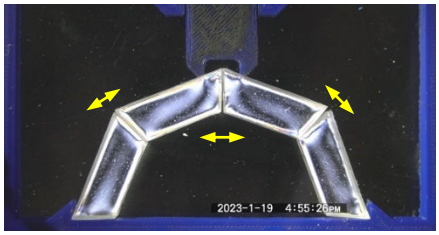
写真-4 に試験番号 11-1 の載荷状況を示す。マトリックスのない梁成 11 ㎜のアーチは荷重 9.796N を載せても崩壊しない。同写真①と②の違いは荷重の大きさである。写真では，荷重によって生じた白と黒の縞模様が試験片に確認できる。①と②で縞模様の形に差がない（縞次数に差がない）が，②の濃淡が明瞭である。要素片の接触面を観察すると，アーチ頂部は下が開き，肩部分は上が開く（黄矢印）。これは全ての実験ケースに共通する傾向である。開きが大きくなり限界に達すると急激に載荷能力を失う。つまり，その際に骨格構造が成立しなくなり，脆性的な破壊に至る。縞模様の形は載荷点～要素片の接点～支点に向かう。白色の幅は接点で細く，要素片の中央あたりで太い。

(3) マトリックスのある梁成 10 ㎜の縞模様

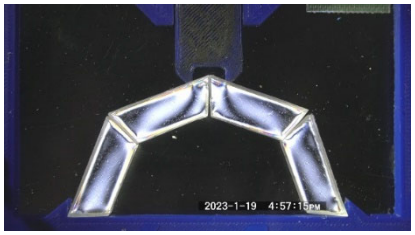
写真-5 に試験番号 10-1，写真-6 に試験番号 10-2 の載荷状況を示す。マトリックスのない梁成 10 ㎜のアーチは荷重を 0.296N から 0.771N に増加すると崩壊する。マトリックスがあると 3.621N から 4.069N に荷重を増加したとき崩壊する。梁成 11 ㎜より耐荷力が小さいが，マトリックスの存在により骨格構造が変化しにくい状態になっている。なお，要素片の材質が PLA 樹脂からエポキシ樹脂に変わると耐荷力が変わる。この理由は接触面の摩擦の差に起因すると推測した。梁成 10 ㎜の骨格構造は梁成 11 ㎜より荷重に対して敏感である。写真-6①（梁成 10 ㎜）の縞模様は，梁成 11 ㎜のケースと比較すると小さな荷重で表れる。縞模様に濃淡はあるが白色の幅が大きくエッジはボケている。崩壊後（写真-6②）はマトリックスが要素片の支点になり骨格構造が変化して荷重に抵抗する。そのとき縞模様は形が変わり淡くなる。

(4) マトリックスのある梁成 9 ㎜の縞模様

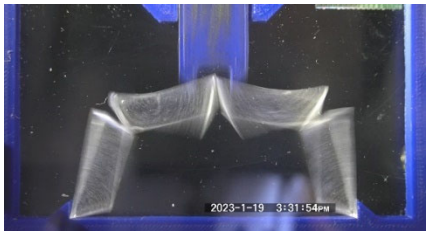
写真-7 に試験番号 9-1，写真-8 に試験番号 9-2 の載荷状況を示す。マトリックスのない梁成 9 ㎜のアーチは荷重 0.296N を載せると崩壊する。マトリックスがあると 1.721N から 2.196N に増加したとき崩壊する。梁成 10 ㎜の場合より耐荷力は小さいが，マトリックスが存在することにより骨格構造を支えることから，耐荷重が大きくなっている。写真-8①，②の要素片に確認できる模様は荷重の増加によって変化しない。これは要素片の厚さが均一でないことによるノイズと考えられる。崩壊後（写真-8②）にマトリックスが要素片の支点になる挙動は，梁成 10 ㎜と同じである。



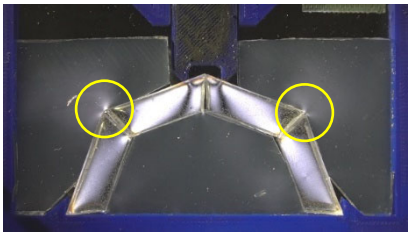
（番号 11-1，荷重 5.996N）
写真-4①



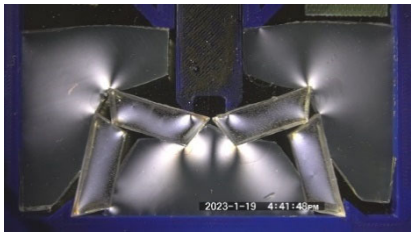
（番号 11-1，荷重 9.796N）
写真-4②



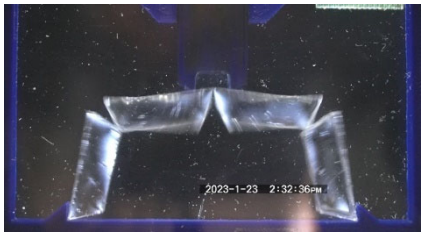
（番号 10-1，荷重 0.771N）
写真-5



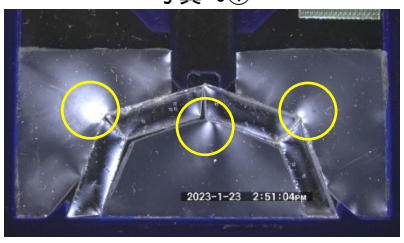
（番号 10-2，荷重 3.621N）
写真-6①



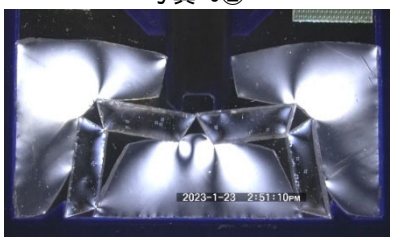
（番号 10-2，荷重 4.096N）
写真-6②



（番号 9-1，荷重 0.296N）
写真-7



（番号 9-2，荷重 1.721N）
写真-8①



（番号 9-2，荷重 2.196N）
写真-8②

4. 要素実験結果の数値解析的検討

4.1 静的応力解析（FEM 解析）

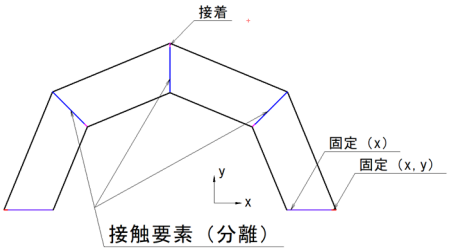
Fusion360（Autodesk 社の高機能 3D-CAD ソフト）の CAE 機能を用いて，アーチの静的応力解析（FEM）を実施した。表-3 に FEM 解析ケースを，表-4 に材料物性を示す。CASE11-0 では要素片の接触面の一部に接触要素（分離）を用いて，接触面に生じる開きを再現できるようにした（図-6）。マトリックスがある場合は接触要素を用いていない。荷重は各ケース同じで，アーチの頂部付近に 4 箇所下向きに（1 N×4 箇所）作用した（図-7）。

表-3 FEM 解析ケース

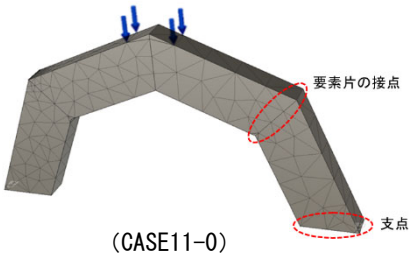
解析ケース	梁成	接触要素	マトリックス
CASE11 - 0	11 ㎜	有	無
CASE9 - 1	9 ㎜	無	寒天ゲル
CASE10 - 1	10 ㎜	無	寒天ゲル
CASE11 - 1	11 ㎜	無	寒天ゲル
CASE10 - 2	10 ㎜	無	砂
CASE10 - 3	10 ㎜	無	発泡ウレタン
CASE10 - 4	10 ㎜	無	ウレタン

表-4 材料物性

部位	ヤング係数（MPa）	ポアソン比	せん断係数（MPa）
要素片	2000	0.35	740.7
寒天ゲル	0.18	0.49	0.0604
砂	9.310	0.30	3.581
発泡ウレタン	3.980	0.05	1.895
ウレタン	398.0	0.05	189.5



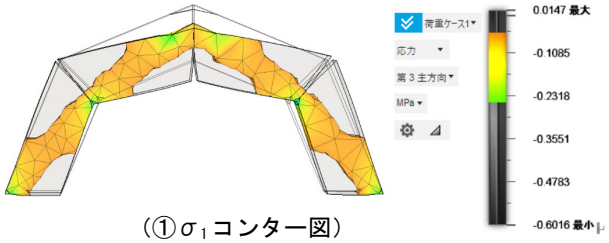
（CASE11-0）
図-6 境界条件



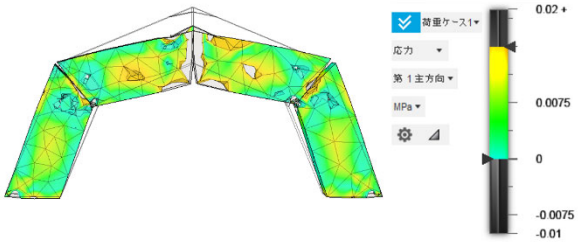
（CASE11-0）
図-7 メッシュと荷重作用位置

(1)マトリックスのない梁成 11 ㎜解析結果

CASE11-0 の解析結果を図-8 に示す。変位図より要素片の開きを模擬できたことが判る。①のコンターはσ_1の表示範囲を-0.05～-0.25MPa（圧縮側）とした。荷重作用点→要素片の接点→支点の順でσ_1の絶対値が大きくなるゾーンが表れている。ここで，Fusion360 は引張応力を正としているので，第 3 主応力をσ_1，第 1 主応力をσ_3として表示している。②のコンターはσ_3の表示範囲を 0.015～0MPa（引張側）とした。σ_3はコントラストがσ_1より不明瞭，絶対値が小さい。また，断面中央付近でσ_3の絶対値が少し大きく見える。

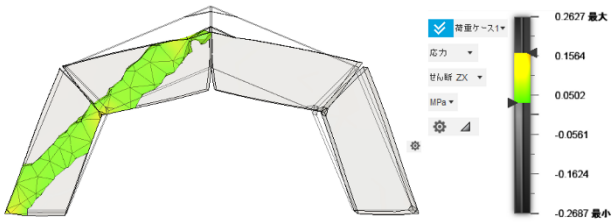


（①σ_1コンター図）
図-8 CASE11-0



（②σ_3コンター図）
図-8 CASE11-0

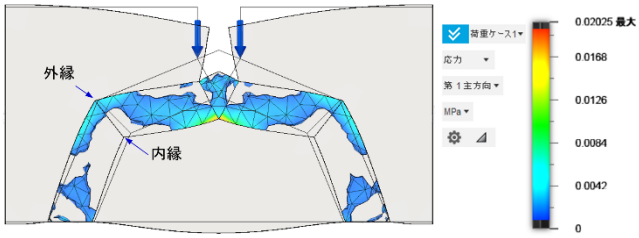
③のコンター図はτ_{xy}の表示範囲を0.03～0.165MPaとした。荷重作用点→要素片の接点→支点に向かってτ_{xy}が大きいゾーンが表れている。σ_1，σ_3，τ_{xy}の分布状況を総合的に考えると主応力差が大きい範囲を把握できる。解析における主応力差の大きい範囲と要素実験の縞模様（写真-4）に一定の整合がとれることから，縞模様は等色線が強く表れたと判断できる。



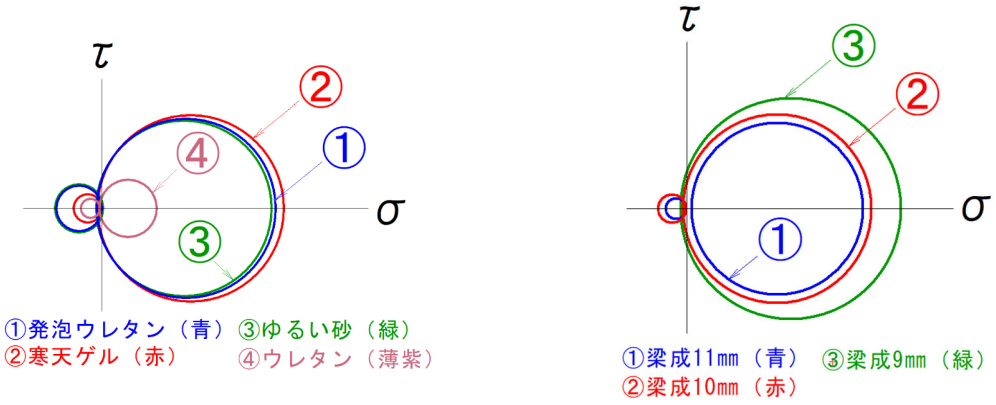
（③τ_{xy}コンター図）
図-8 CASE11-0

(2)マトリックスの材質および梁成の影響

図-9 に CASE10-1 のσ_3コンター図を示す。σ_3の表示範囲を 0.00086～0.01958MPa（引張側）とした。マトリックスは寒天ゲル相当の物性とした。σ_3の分布と値はラーメン構造に表れる応答に近いものを示している。マトリックスを考慮し接触要素を設定しない解析では，実験で見られる要素片の開きや接触点を近似できない。このためマトリックスのある解析結果全てに対し，接触面に開きが生じる前の載荷初期段階と考えることにした。図-10①に CASE10-1，CASE10-2，CASE10-3，CASE10-4 の解析結果から描いたモールの応力円を示す。図-10②に CASE9-1，CASE10-1，CASE11-1 の解析結果から描いたモールの応力円を示す。応力円を描くときの着目点は，図-9 の矢印位置，アーチの肩部の外縁と内縁を選択した。引張側の小さな円が外縁，圧縮側の大きな円が内縁に相当する。図より，マトリックスの存在や梁成の違いによって応力円の大きさが変化することが判る。図の①よりマトリックスの剛性が大きいと応力円の直径が小さくなる（応力緩和効果）こと，応力緩和効果は内縁より外縁のほうが顕著になること，マトリックスの剛性が大きくなると外縁側の応力が圧縮側に変わることがわかる。図の②から梁成 10 ㎜と 11 ㎜の違いより，9 ㎜の外縁側と内縁側主応力差の変化が顕著である。



（σ_3コンター図）
図-9 CASE10－1



①マトリックスの違い　　②梁成の違い

図-10 アーチ肩付近の応力円（大きい円が内縁，小さい円が外縁）

4.2 骨組み構造解析

光弾性実験で得られた縞模様は等色線に近似すると考えられる。荷重が増加すると要素片内部の主応力差が増加すると考えられるが，等色線は要素片内部の一部の領域(荷重作用点～要素片の接触点～支点を結ぶ狭い範囲)で応力を伝達していること示している。ここでは要素片の幅に描ける骨組形状の中から，等色線を参考に骨組みの形を設定して，弾性骨組み構造解析を実施した結果について述べる。図-11 に骨組みの形状を示す。荷重は頂部付近に 2 か所下向き（1N×2 か所）作用させた。骨組みの脚部はピン支持とした。要素片のアーチの内縁付近に接触点ができることから梁成 9 ㎜～11 ㎜で 3 種類の形状を描くことができる。骨組みの弾性係数，断面積，断面二次モーメントは要素片の材質と形状に合わせた。図-12 に梁成 9 ㎜の結果，図-13 に梁成 10 ㎜の結果，図-14 に梁成 11 ㎜の結果を示す。図中の数字は赤丸で囲んだアーチ肩部の曲げモーメント M とせん断力 Q の値（単位 N，㎜）である。

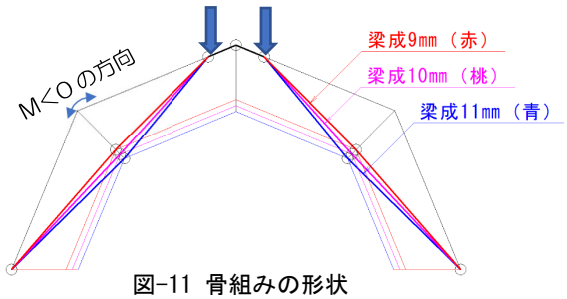
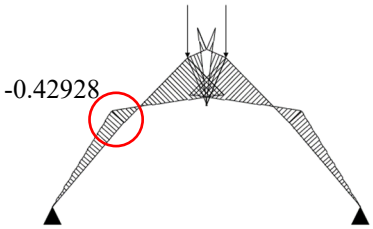
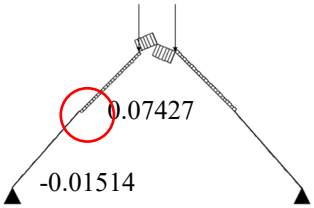


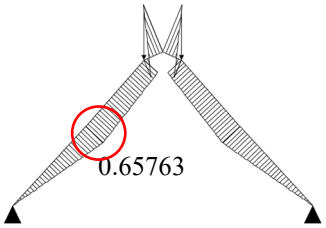
図-11 骨組みの形状



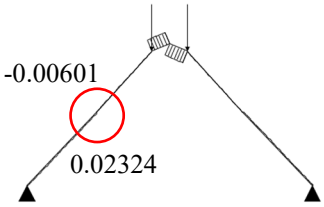
梁成 9 ㎜　曲げモーメント図
図-12①



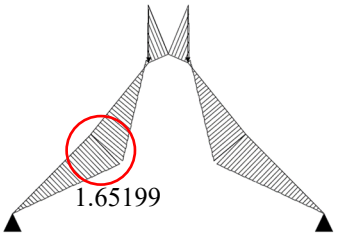
梁成 9 ㎜　せん断力図
図-12②



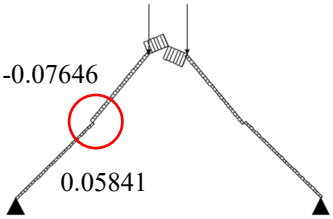
梁成 10 ㎜　曲げモーメント図
図-13①



梁成 10 ㎜　せん断力図
図-13②



梁成 11 ㎜　曲げモーメント図
図-14①



梁成 11 ㎜　せん断力図
図-14②

図-12①に示すように梁成が 9 ㎜のとき描ける骨組みは，アーチ肩部の曲げモーメントが負の値である。負の曲げモーメントは，要素片の接触面にかかるモーメントが上引張，下圧縮の方向を示す。これは荷重の増加により接触点の変位を増長する方向に働く。②のせん断力についても変位を増長する方向に働く。図-13①と図-14①より梁成が 10 ㎜と 11 ㎜のときアーチ肩部の曲げモーメントは正の値である。これは荷重の増加により変位を抑制する方向に作用していることを示している。②のせん断力についても変位を抑制する方向に働いている。以上の検討から分かることは，要素片の接触面が開いた状態で生じる，主応力差が大きくなる領域に合わせて骨組みを仮定すると，接触点に発生

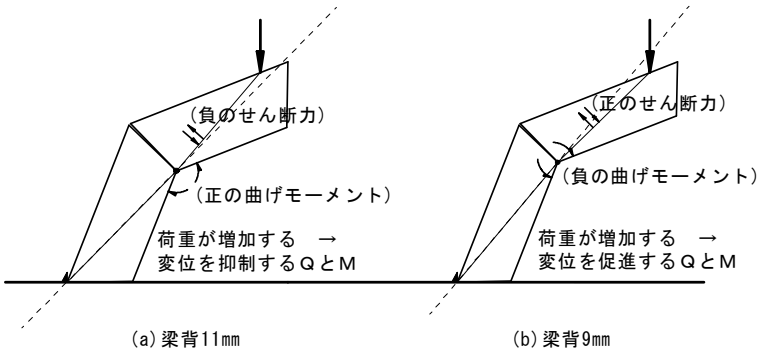


図-15 接触面に作用する力

する曲げモーメントとせん断力が接触点の変位を抑制する方向に作用する（図-15(a)）。ここに接触点が移動しない条件（接触面の摩擦が大きい等）があれば堅固な骨格構造が形成される可能性がある。マトリックスが充填されると，要素片とマトリックスの相互作用で発生する反力によって接触点を移動させない効果（接触面の摩擦が大きくなっている効果）があると予想される。

5. おわりに

ガレ場にある空隙に発泡ウレタンを充填すると，マトリックスが最初の骨格構造を維持しようとする。外力が作用したときにも，骨格構造は初期の安定状態に近い形状なので，耐荷力は増加するか変化しないといえる。今回の実験条件において明らかになったことをまとめる。

- ガレ場の石（粗粒子）に存在する骨格構造想定し，1/10～1/100 スケールの要素実験装置を考案した。要素片とマトリックスに光弾性効果を有する材料を選定し，この装置と直交平面偏光器を用いて光弾性実験を行い，骨格構造の動きや応力の変化を可視化することができた。
- 骨格構造を単純な形状のアーチでモデル化し，骨格が崩壊に至る過程を観察した。その結果，マトリックスに①最初の骨格構造を補強する効果と，②崩壊（変形）後にマトリックスが骨格を支持することで荷重に抵抗する効果がある。
- 本装置を用いた光弾性実験で得られる白黒の縞模様は，主応力差の分布を表す等色線と，主応力の方向を表す等傾線が重なったものと考えられる。これにFEM静的応力解析で得られた応力分布を合わせると，実験で露われた縞模様は等色線に近似している。
- 要素片の梁成が小さくなると骨格構造の耐荷力が小さくなる。梁成の値が一定の条件を下回ると耐荷力が極端に小さくなる閾値が存在する。マトリックスを充填する効果は，閾値周辺に該当する骨格構造を補強し耐荷力を増加させる。
- FEMによる静的弾性応力解析によると，要素片の接触面が開くまでマトリックスが応力を分担するので，要素片内の応力を緩和する効果があると考えられる。応力緩和効果はマトリックスの剛性が大きいと有利であるが，マトリックスの剛性が小さいときにも一定の効果がある。
- 要素片の接触面が開くと要素片間の応力伝達が一点に集中する。この状態を模擬して，骨組み構造解析を実施した結果，梁成の高さによって骨組みの形状が変化するので，接触点に作用する曲げモーメントとせん断力の方向と大きさが変わる。梁成が一定の値を満足すると，崩壊に至る変位を抑制する方向の曲げモーメントとせん断力が発生する。反対に梁成が小さいと変位を促進する方向の曲げモーメントとせん断力が発生する。マトリックスの存在は，接触点の変位を抑制する効果として考えると実験事象を説明することができる。

机上で行う今後の課題に，FEM による静的応力解析で検討できない項目がある。例えば，要素片間を伝達する応力は接触点に集中すると予想されるが，接触点がどこに生じるかについてはFEMで検討できない。今回の検討では，実験結果で把握した変位に合わせて接続要素を配置した。実験に依らずに骨格構造の変化に伴う応力伝播の変化をシミュレートできる数値解析手法を探る必要がある。

参考文献

1) 鉄道総合技術研究所(2007)：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）土構造物（盛土・切土）

2) 社団法人地盤工学会(2014)：地盤工学用語辞典

3) Wan,R.G., Al-Mamun,M. and Sawada,K.(2004)：A biaxial shearing apparatus to study the micromechanics of sand using a 2-D analogue photoelastic material, Proc. 57th Canadian geotechnical conference, Geo Quebec 2004, Canada, pp.8-15.

4) 増田義治(1970)：入門光弾性実験，日刊工業新聞社

転石・巨礫類の混在地盤に対応した複合相対攪拌地盤改良とその事例

小野田ケミコ株式会社　正会員　○戸上　仁
柳　伸司
平澤　高史
西尾　経
エポコラム協会　高倉　功樹

1. はじめに

地盤改良の適用において，近年急増する自然災害による甚大な被害等に対し，国土保全事業として国土強靭化の観点から道路・河川等の社会インフラ整備に向けて地盤強化の適応性や施工の迅速化，所要設計性能の許容等にリスクの比較的少ない固結工法が多用されている。

今日の地盤改良で機械式攪拌混合工法は，多様な施工システムが考案され広く実用に供されている。これらは膨大な施工実績と共に体系付けられ，目的に応じて使い分けられている。また，その適用性は通常地盤の一様性を条件として，砂質土や粘性土等の土質による区分と N 値によって分類される。

しかしながら，現実の改良対象地盤は様々で大きく異なる土層が互層することを経験する。土質柱状図上に表記される粒径数 cm の礫質土でも予測し得ない粒径の巨礫，転石類が介在する地盤や，過去の災害等により応急的な修復による砕石，玉石類の人工的な混在物に遭遇する場合など変則性に富む地盤は少なくない。

こうした施工環境下で各種の地盤の変則性リスクを回避しつつ，設計に合致した基礎を堅実に実現する地盤改良工法が注目を集めている。その一つが複合相対攪拌工法（以下，エポコラム Taf 工法と称す）である。

本稿では，工法の混錬・攪拌・混合メカニズムと地中障害地盤に対応した適用性の具体例の概観，巨礫類が介在する道路建設事業および転石類が人為的に点在する河川堤防の耐震対策事業についての各々液状化対策として単一工法でこれを破砕し固化材スラリーと共に混合・攪拌して改良仕様に合致した地盤改良の 2 事例を紹介する。

2. 複合相対攪拌工法の概要

2.1　工法の概要

写真-1 は本工法の攪拌翼の外観構造図である。その基本構造は，軸端部に先鋭状の爪を配した掘削ヘッドと，その上部に外翼，中翼および芯翼からなる。回転方向は外翼，中翼，芯翼が相互に正回転と逆回転に反転して攪拌混合するメカニズムから複合相対攪拌方式と呼ばれる。本攪拌翼の回転トルクは，最大 355kN・m（回転数 4.8min^{-1}）であり，従来工法の約 3 倍の高出力を有すると示されている [1)]。

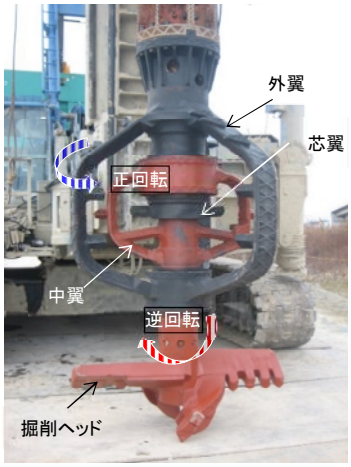


写真-1　複合相対攪拌攪拌装置

2.2　各仕様の攪拌翼径および地盤の適用性

本工法では多様な地盤環境や施工環境に応じるように標準型に加え，それぞれの地盤や環境の機能性によって 3 種類の仕様を付加している。表-1 はその適用性と攪拌翼径の仕様である。施工コストの縮減や目的に応じた最適な改良配置として攪拌翼径 φ1.5～2.5m，改良断面積 A=1.77～4.91m^2 の大口径型のエポコラム Taf 工法が標準型である。その適用仕様のうち，攪拌翼の掘削ヘッドを機能強化し掘削性能の大幅な向上を図り，

Construction example of Combined relative agitation ground improvement for mixed ground of boulders. : Hitoshi Toue, Shinji Yanagi, Takashi Hirasawa, Wataru Nishio(Onoda chemico Co.,Ltd), Kouki Takakura(EPO-Column Association)

N>40 に相当する砂礫土，転石や残置された既設 PC 杭等の地中残存物地盤にも適用可能な硬質地盤対応型が Epo-Rock 仕様である。特に転石や巨礫類が介在するなどの予測される地盤構成で選択するなど地盤要素に応じて適用される。さらに施工環境の上で近接した既設構造物に対し，地盤変位を抑制する技術が求められている。この際に地中内への固化材スラリーの供給量に見合う余剰土をスパイラルロッドによって地上へ適切に排出する機能を有する機種が Epo-Pls 仕様である。また最近の DX 活用の加速化に伴う ICT 施工管理に対し，リアルタイムに施工状況を確認するシステムが Epo-Live 仕様である。本仕様は無線 LAN 接続の運用により専用タブレット端末(epo-Live system)にて施工中のデータ画面を遠隔閲覧する機能システムを推進している。本 ICT システムはエポコラム Taf 各仕様でも併用される。表-2 は本工法の改良径と適用地盤である。攪拌能力は N≦40 を標準とし，支持層の根入れが必要な場合には N≦50 としていることが示されている [1]。

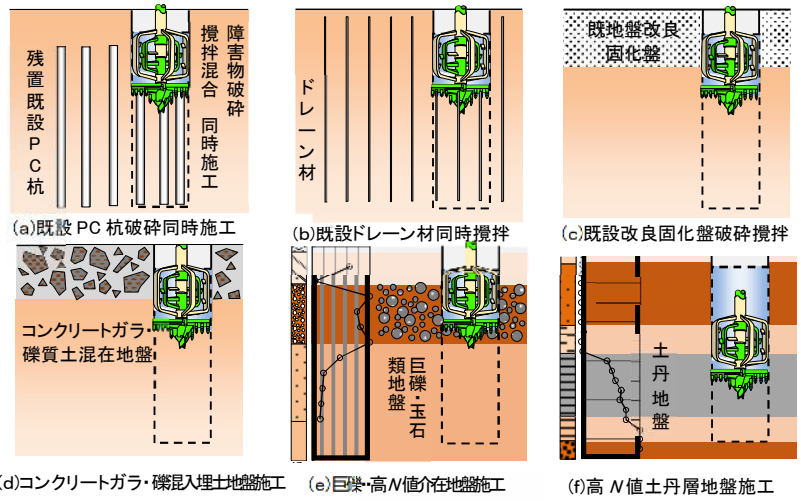
表-1 エポコラム Taf 仕様区分と適用性

仕様区分		適用性	改良コラム	
			攪拌翼径(m)	改良断面積(m²)
エポコラムTaf		標準型	φ1.5～φ2.5m	1.77～4.91
	Epo-Rock	硬質地盤対応型	φ1.5m・φ1.6m	1.77・2.01
	Epo-Pls	変位抑制型	φ1.5～φ2.5m	1.77～4.91
	Taf-Live	ICT管理対応型	φ0.8～2.5m	0.50～4.91

表-2 エポコラム Taf の標準適用地盤

改良コラム径 (m)	攪拌能力*1)			支持層への根入れ能力*2)		
	砂質土	粘性土	礫質土	砂質土	粘性土	礫質土
φ1.5～2.5	N≦30～40	N≦6～20	N≦30～40	N≦40～50	N≦12～20	N≦40～50

＊1)礫質土では混入率30%程度以下でありN値40～50層が1～2m厚層状以下を標準
＊2) 支持層根入れ長は0.5m程度以下とする。

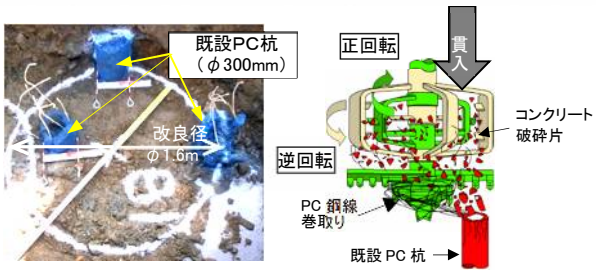


(a)既設 PC 杭破砕同時施工　(b)既設ドレーン材同時攪拌　(c)既設改良固化盤破砕攪拌
(d)コンクリートガラ・礫混入埋土地盤施工　(e)巨礫・高N値介在地盤施工　(f)高 N 値土丹層地盤施工

図-1 各種の地中障害改良困難地盤層に遭遇した場合のエポコラム Taf 施工イメージ図

3. 適用される地中障害残存地盤の種別と適応性

図-1 は標準型のエポコラム Taf 工法および Epo-Rock 仕様において地中障害残存物地盤の地盤改良で経験した実例のイメージ図で，人工的に地盤が改変されたケース，また自然地盤で中間層に高 N値地盤が介在したケースに遭遇した場合である [2]。また写真-2-1 および写真-2-2 ではその施工状況を示す。図-1(a)は上部建築物が撤去され，地盤内に残置された既設 PC 杭の破砕・同時攪拌混合する事例の模式図である。写真-2-1(a)に示すが，Epo-Rock 仕様の攪拌翼 φ1.6m において破砕･攪拌する施工前の残置された PC 杭頭の確認状況である。このケースでは既設 PC 杭(φ300mm)を 3 本同時に破砕・攪拌した事例である。また写真-2-1(b)は既設 PC 杭の破砕イメージ図である。攪拌翼の掘削ヘッドが既設 PC 杭を押し潰すように破壊しながら，コンクリート部を破砕し PC 鋼線は先端ヘッドに巻き取られつつ，強制的に引張力を受けて破断していく様相を示す。既設建築物の跡地に残置された既設 PC 杭を改良と同時に破砕する方法は最も特徴的で施工実績の多い適用例である。図-1(b)は圧密促進部材の既設ドレーン材が地盤内に取り残された場合を示し，写真-2-2(c)はカードボードドレーン材が残存した地盤を攪拌混合した完了直後の攪拌翼の状況である。攪拌方法が相対攪拌方式であるため，長尺で引張強



(a)PC 杭残置地盤破砕同時施工　(b) 既設 PC 杭破砕イメージ図

写真-2-1 Epo-Rock 仕様による既設 PC 杭破砕攪拌施工状況

(c) 残置ドレーン材混在地盤　(d)既設地盤改良固化盤(杭)破砕　(e)玉石・巨礫地盤

写真-2-2 Epo-Rock 仕様による地中障害改良困難層の適用施工状況

度の高いドレーン材でも攪拌翼に巻き付くことなく破断が繰り返されていることが推察される。さらに図-1(c)は表層部分に浅層固化処理が施されたセメント系固化盤層を破砕するケースである。写真-2-2(d)では過去にセメント系による固化盤が造成された跡地に表層から中層部に渡り固化処理盤が介在した事例である。固化盤は数十年を経年経過している場合も多く，固結強度は q_u＞5,000kN/m^2 に達するものもある。図-1(d)ではコンクリートガラや礫質土が人為的に埋め立てられた地盤の場合である。含まれる礫の粒径や層厚にもよるが，埋土中には巨礫が混入する事例も散見される。

自然地盤においては，図-1(e)および(f)で中間層に高 N 値の強固な礫質地盤や巨礫，あるいは N=30～40 の土丹層下に地盤改良対象層が存在するケースである。その一例で写真-2-2(e)は，上層部に点在する粒径 300mm 程度の玉石まじり地盤を含めて巨礫，玉石群が介在する地盤の液状化対策事例である。

いずれのケースも一様な軟弱地盤とは異なり，非常に硬く異質な物性で機械攪拌自体に影響を与える混在地盤である。従来工法では直接適用すると施工の支障となる地盤条件であり，撤去のために補助工法等の援用が必要なケースである。複合相対攪拌によるエポコラム Taf 系工法の各仕様では単一の工法で攪拌・混合処理を同時に可能なことで総合的に経済性も高い。また障害物撤去では複数の他工種の援用が不要で余分な工程が排除されることから，CN（カーボンニュートラル）など環境負荷軽減に応じた施工技術でもある。

4. 巨礫が混在する砂礫地盤の液状化対策事例

4.1 地盤構成と適用

本事例は群馬県内に位置し，市内の交通渋滞の解消と地域の利便性を図ることを目的とし，2017 年に全通した埼玉県と群馬県を結ぶ新設の地域高規格道路の建設である。本工事では液状化対策を目的に地盤改良が適用されたものである [1)]。

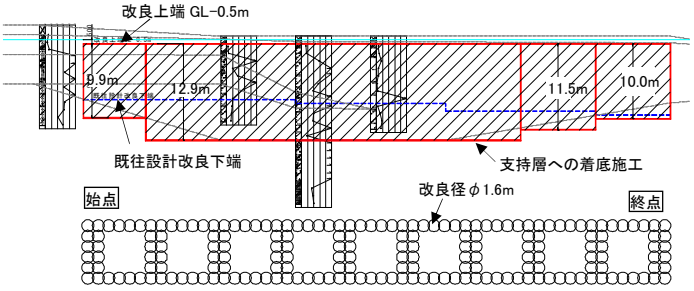


図-2 地盤縦断図と地盤改良杭の格子状配置図

図-2 は地盤縦断図と地盤改良杭の格子状配置図である。地盤構成は表層から GL-3m 付近まで N=10 程度の細砂や礫質土である。その下層には換算 N≒100～200 で礫粒径 300mm 程度の玉石も含まれ，マトリックスの大部分が礫分と砂分から成る玉石混じり砂礫土地盤である。さらに N=20 程度の砂礫層が下層に続いている。G L-3m 付近には地下水位が位置し，中間層下にある細砂層を含めた液状化対策層となる。

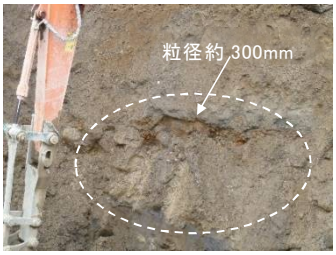


写真-3 試掘時の玉石，礫質土群の状況

表-3 Epo-Rock 仕様による地盤改良諸元

改良径	φ 1.6m
改良面積	A=2.01m^2
改良形式	格子状改良
貫入深度	L=12.0～15.0m
改良深度	Lc=11.5～14.5m
改良面積比	ap=55.6%,60.0%
固化材混入量	aw=130～150kg/m^3
設計基準強度	q_{uck}=300～400kN/m^2

Epo-Rock 仕様の適用範囲は通常 N≦40 であるが，こうした状況において，N＞50 の中間礫質土層を貫通可能な施工技術が課題となった。本計画では玉石類が局所的に混入すると想定され，Epo-Rock 仕様で改良径 φ 1.6m にて格子状配置とした。表-3 はその施工諸元を示す。また写真-3 は GL-2m付近を試掘した際の玉石群である。丸みを帯びた多量の礫に交じって粒径 φ 300mm 程度の玉石も包含している。本地区の地質形状は岩石類が水流によって運ばれて再堆積したと考えられる硬度質の岩質であることが特徴的である。

4.2 Epo-Rock 仕様の施工性

前述の写真-2-2(e)は本現場の Epo-Rock 仕様による攪拌直前の状況である。攪拌翼径 φ 1.6m の先端ヘッドが貫入する過程で地表面部から粒径 300mm 程度の玉石まじり砂礫土が確認できる。図-3 は施工中に記録した Epo-Rock 攪拌翼駆動オーガの貫入速度および負荷電流値のデータである。負荷電流値は地盤構成と締まり具合，すなわち N 値や接触した転石などの大きさ，および貫入速度等を反映した施工管理値の目安となる。

本データでは一部の玉石まじり砂礫土において，負荷電流値が上昇し，貫入速度 V_d=0.2m/分まで低下させたものの，改良施工は停止することなく持続している。貫入速度は計画した V_d=0.5m/分をほぼ維持管理でき，施工効率の大幅な低下も見られず，仕様に従った施工管理が可能であった。ただし，巨礫地盤による攪拌翼の消耗度は大きく，先端ヘッドの交換や消耗対策の重要性が確認され，今後の材質改善が望まれる。写真-4 は Epo-Rock 仕様の施工状況である。

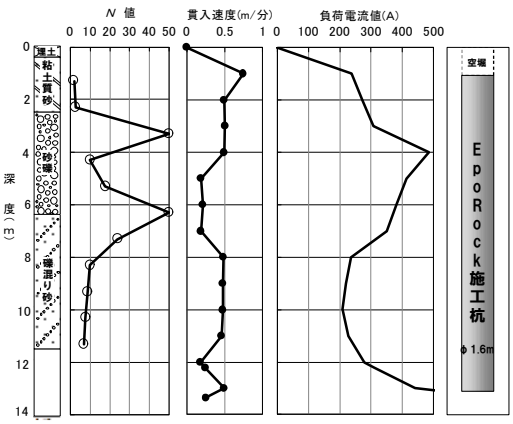


図-3　施工杭の貫入速度および負荷電流値

写真-4　Epo-Rock 仕様の施工状況

4.3　Epo-Rock 仕様の改良体の改良品質

写真-5 は Epo-Rock 仕様で造成した改良杭体の上層部，中層部および下層部からそれぞれ採取した供試体である。供試体表面には玉石，礫が斑点状に存在し，側面を大きな礫断面で占める部分もあり，巨礫が破砕された形跡が確認できる。また目視ながら破砕した礫とセメント系固化材間の隙間は認め難く，両者は一体となって固着している。写真-6 は本施工区の延長区間において改良体の出来形を空撮した状況を示し，格子状に地盤改良されていることが確認できる [2]。

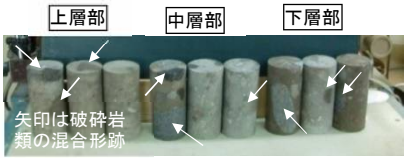


写真-5　巨礫類を破砕攪拌混合した改良杭コア状況

写真-6　Epo-Rock 仕様による格子状改良事例（本工事関連区間）

5.　転石類が混在する地盤の河川堤防液状化対策保全事例

5.1　河川堤防の耐震化事業の概要

本事例は三重県伊勢湾に面した河口部付近に位置し，伊勢湾岸自動車道や一般国道等の交通網，諸施設等の重要なインフラ施設が隣接した地帯である。しかし今後，南海トラフ巨大地震などの発生に伴う津波の遡上により既設堤防が決壊した場合に人命やインフラ施設に甚大な被害が想定されている。濃尾平野一帯は緩い砂層で覆われ，海抜ゼロメートル地帯でもあり地下水位も高いことから，地震時には地盤の液状化の発生により，既設堤防の変形・沈下が生じることが予測されている。このため，既設堤防の耐震化を図るために津波による浸水被害の怖れのある区間について，堤防川表側に対し地盤改良による液状化対策が計画された [3]。なお，津波による被害に対する対策は，2022 年に完了しており，現在は高潮による浸水被害に対する耐震対策を実施されているところである。

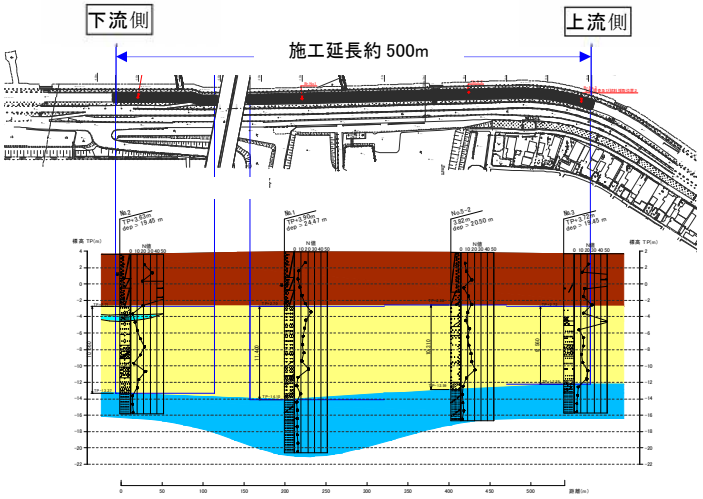


図-4　既設河川堤防川表側液状化対策区間の地盤縦断図

5.2　転石類の混在する地盤構成

図-4 は液状化対策が計画された河川堤防の川表側における地盤縦断図である。地質は GL-6m 程度までは

埋土で粒径 60mm 程度の玉石が点在する礫まじり砂で，それ以深は N=10～20 の細砂を呈している。しかし，この区域一帯では約 60 年前の甚大な台風災害等により，堤防の決壊の被害を受けた地域である。その際に河川堤防部を緊急処置として捨石類にて石積みしたエリアでもあった。このため，事前調査にて改良区域を綿密に地中探査した結果，捨石類が GL-1.6m～-9m 付近に分布し，特に GL-5m～-6m 付近に層厚 1m～2.8m で粒径 300mm 程度の捨石類が点在していることが確認された。写真-7 はサンプリングした捨石片である。岩質は花崗岩，砂岩，チャート類で非常に硬度の高い捨石群である。

写真-7 採取された堤防下の捨石類

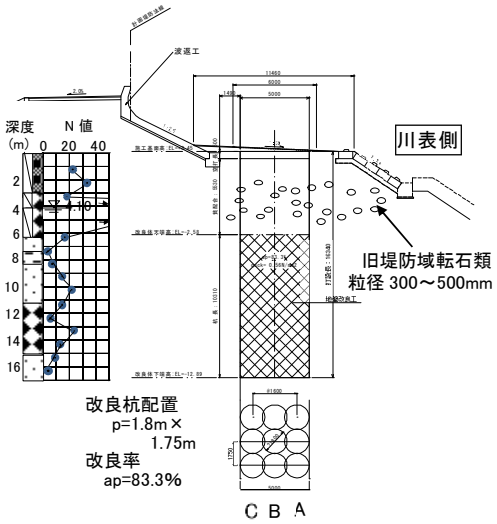


図-5 地盤改良断面図と川表側の捨石類の点在状況模式図

5.3 転石類が点在する地盤に対する地盤改良工法の選定

地盤改良工法においては，一般的に地盤内に捨石層が点在する場合では掘り出し等の除去工程を伴う場合が多い。

このような状況において，地中障害層が介在しても捨石類の点在する地盤を貫通しながら，単一の工法でかつ 1 工程のみで施工可能な複合相対攪拌工法の適用が計画された。計画に際し，改良径は改良幅仕様，地中障害物の点在状況や N=10～20 の液状化対象砂礫層を総合的に判断され，機械翼径φ1.8m のエポコラム Taf 工法（以下，Taf 工法と称す）とした。これは従来工法に比べ，φ1.0m×2 軸式攪拌翼形状の改良断面積 A=1.50m^2 に対し，A=2.54m^2 と 1.7 倍の大断面の改良径で経済性も考慮された。改良杭の配置は正方形配置とし，ピッチ 1.8m×1.75m と河川側に対し縦断方向には改良体同士を若干ラップさせ改良率は ap=83.3%以上とした。図-5 は既設河川堤防の川表側の Taf 工法の地盤改良断面図である。また前述した GL-6m 付近まで残置されている捨石類の点在状況を模式的に示した。表-4 には Taf 工法による地盤改良諸元を示す。設計基準強度は q_{uck}=560kN/m^2 とし，下層部 N=10～20 の液状化対象砂層では高炉セメント B 種を混入量 aw=100kg/m^3 とした。

表-4 Taf 工法の地盤改良諸元

改良径		φ 1.8m
改良面積		A=2.54m^2
改良形式		正方形配置
貫入深度		L=16.6m
改良深度	上層部	Lc=5.8m
	下層部	Lc=10.3m
固化材混入量	上層・下層	aw=50・100kg/m^3
改良面積比		ap=83.3%
設計基準強度		q_{uck}=560kN/m^2

写真-8 エポコラム Taf 施工状況

5.4 Taf 工法による転石類混在地盤の施工性

写真-8 は Taf 工法における川表側の施工状況である。A～B 列杭の Taf 施工において，点在する転石類に接触する場合も多く確認され，Taf 攪拌翼の摩耗，消耗等が認められた。捨石等の転石状況を把握するため，施工時の地盤抵抗の目安となる Taf 攪拌翼の駆動オーガ負荷電流値によってその接触度合いを推測した。図-6 は河川側から A 列，B 列および C 列の順に配置された地盤改良杭に対して，列順の各々3 本についての計画施工深度(L=16.44m)までの Taf 攪拌翼のオーガ駆動にかかる負荷電流値の推移を示す。また同図右側には各列の GL-2m～-5m の位置で負荷電流値が最も高い改良杭各 1 本を代表とした貫入速度（施工速度）も併せて示した。

各列改良杭の負荷電流値は川表側から A 列，B 列および C 列ともに GL-2～-5m 付近で 500A を超える大きな抵抗がみられた。貫入速度は GL-5m 以深では平均 V_d=0.75m/分で推移しているが，この層域は転石類に接

触する機会に遭遇し機械攪拌翼の損傷等のリスクがあることから，V_d=0.68m/分と 10%程度減じ貫入速度を抑制している。負荷電流値は転石類に接触すると極度にピークを示す。このことから転石類が攪拌翼内に取り込まれ破砕される様相が考えられ，この層域にも旧河川堤防の捨石類が点在する形跡が想像される。Taf 施工の貫入速度を参照すると，施工能力の効率に影響する貫入速度は，転石類に接触しながらもほぼ計画した速度 V_d=0.75m/分が維持されている。しかしながら，本工法でも巨石等に大きく接触する場合もあり，施工不可な位置については，全旋回オールケーシングによって除去が施された。この転石類による機械攪拌翼等のツール類の損耗も目立ち，その程度が予測できないことも今後の課題である。

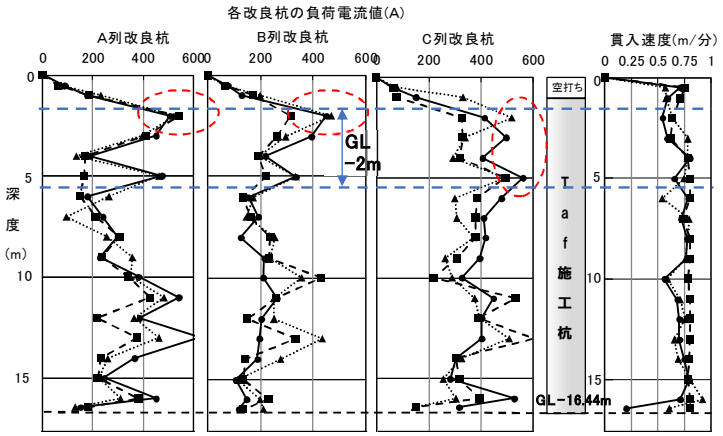


図-6 Taf 施工における地盤改良杭各列の施工深度と
オーガ負荷電流値および貫入速度の推移

6. まとめ

国土のインフラ整備は激甚化・頻発化する気象災害や切迫する大規模地震，またインフラの老朽化から社会の重要な機能を維持することができるよう，防災・減災，国土強靭化の取組に対し加速化しながら効率的に進められている [4]。このようなインフラ整備に対し，地盤改良は有用な施工技術である。しかしながら，現実の改良対象地盤は様々で，地盤情報が得られる土質柱状図では予測し得ない粒径の巨礫，転石類が介在する地盤や，過去の災害等により応急的な修復による砕石，玉石類の人工的な混在物に遭遇する場合など変則性に富む地盤を経験することは少なくない。本工法は籠状の攪拌翼と掘削ヘッドを組み合わせた機械攪拌システムで他にはない破砕・混合性能が発揮され，従来工法では改良不能とされ補助工法の援用が必要な地盤に対応することが可能であることが検証された。

本稿は，複合相対攪拌工法による施工技術において，巨礫類が介在する道路建設事業および転石類が人工的に点在する河川堤防の耐震対策事業に対し，各々液状化対策へ適用した事例である。本事例では N=50 の玉石混じり砂礫土の自然地盤や，河川堤防での転石が点在する人工的な混在地盤においても，施工時の負荷電流値は規定内で上昇するものの，施工速度（貫入速度）がほぼ持続され，施工効率の高いことが検証された。今後，国土強靭化の推進において，既設道路，既設河川・海岸堤防等の耐震化，補強事業が注目されるが，人工地盤等を含め土質柱状図では予測されない地盤に遭遇する機会は多いことが予想される。このような地盤に対してさらに施工技術を進化させていく所存である。

参考文献

1) 松岡大介・西尾経・竹田敏彦・石橋豊明・高倉功樹・齋藤邦夫（2014）：巨礫を含む礫質土の改良に適用した複合相対攪拌工法の概要と施工事例，第 11 回地盤改良シンポジウム論文集，日本材料学会，pp.327-330

2) 木下和徳・立石光一・西尾経・竹田敏彦・工藤宏紀・高倉功樹・齋藤邦夫（2020）：多機能型複合相対攪拌工法と残置既設杭の破砕・同時混合攪拌地盤改良技術，技術報告集第 60 号，地盤工学会北海道支部，pp.85-92

3) 国土交通省中部地方整備局木曽川下流河川事務所ホームページ（2022）：木曽川三川河口部の耐震対策

4) 国土交通省（2020）：防災･減災，国土強靭化のための５か年加速化対策，国土交通省 Press Release