

第 31 回調査・設計・施工技術報告会 論 文 集

2022 年 6 月

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

目 次

- ① 乱れの少ない試料を長期保存した場合の力学特性への影響について 1
○池田謙信，法安章二，久保裕一，石原聖子

- ② 周辺環境に配慮した粘り強い海岸堤防の構造検討 7
○草野友宏，岡嶋義行，野田 渉，神保正暢，岩佐隆広，瀧田陽平，中山雄人

- ③ 格段に効率化した統合探査手法による薬液注入工法の改良効果確認
ー貫入・引抜時に同一孔で小型動的コーン貫入試験と電気検層を実施するー 11
○大野康年，村田芳信，八嶋 厚，下坂賢二，樋口翔太郎

- ④ 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り組み 17
○菰沢竜夫，藤井孝文，松田康弘，尾澤 勲，沢田和秀

- ⑤ 簡易かつ迅速に DEM データを入手可能とするオープンデータ・プラットフォーム
の構築 25
矢島賢治，○藤井孝文，石黒靖規，沢田和秀

- ⑥ 吹付のり面劣化判定の簡易化に向けた試行実験 31
○浅野憲雄，権田直巳，中島寛幸，伊藤 睦，沢田和秀

- ⑦ 発泡ウレタンを用いた不安定転石群に対する発生源対策の試行 39
沢田和秀，○加藤十良，遠藤大輔

- ⑧ 3次元解析による巨大な転石の落石対策事例 47
○川原知也，奥野智彦，八谷 誠，奥田清典，平根玄規，野中達司

乱れの少ない試料を長期保存した場合の力学特性への影響について

中部土質試験協同組合 正会員 ○池田 謙信
中部土質試験協同組合 正会員 法安 章二
中部土質試験協同組合 正会員 久保 裕一
中部土質試験協同組合 正会員 石原 聖子

1. はじめに

地盤材料試験において、力学試験用に採取されたサンプリング試料は、サンプリングチューブから試料を抜出した後、試験開始まで時間を要する場合、含水比の変化や酸化による変質を防止するため、ラップ材で保護することが JGS 0102-2020 により規定されている。この規格では、特別な施設・設備が無い場合、含水比の変化を防ぐため高分子フィルムでラップし、更に形状変化を防ぐためパラフィンを塗ることとされている¹⁾。当組合では、扱う検体数が非常に多く、大規模な恒温恒湿室を用意することが困難なことから、高分子フィルム及びパラフィンをそれぞれ二重に施し、特別な管理のない室内で保存している。試料拔出しから力学試験を開始するまでの期間は、拔出し状況や物理試験結果により試験内容が決まる場合や試験機の空き状況により、長い場合 1～3 か月程度に及ぶこともある。一般に長期間保存した試料は、応力開放の影響を受け、力学特性が劣化するものと思われがちであるが、実際に保存試料を手にとると時間経過に伴い硬質化する印象を受ける。硬質化する原因については、自然乾燥やカビによる水分吸収など含水比の低下が挙げられる。また、黄鉄鉱やカルシウムが試料に含まれる場合、酸化などの影響により硫酸カルシウム(石膏)が針状の結晶として生成されることも報告されている²⁾。このように、保存期間中に応力開放や化学的変質を受けた試料を用いて力学試験を行った場合、本来の力学特性が保たれているかが懸念される。

本稿では、人工的に作製した粘性土を用いて、JGS 0102-2020 に基づく方法により長期保存した試料を対象に各種力学試験を行った。保存期間による特に力学特性への影響について現状分かったことを報告する。

2. 試験試料及び試験方法

2.1 試験に用いた材料

試験試料は、同一深度の乱れの少ない試料を大量に準備することが困難であることから、一般に市販されている図-1 のような粒度構成の青粘土を再構成して用いることとした。物理試験結果は、表-1 に示すとおりで、塑性指数 I_p がやや低めの砂まじり粘土(低液性限界)である。また、試験試料に混合する水は、近隣の池から採取した pH=7.9 の水を使用した。

2.2 試験試料の作製方法及び養生条件

試験試料の作製は、粉体の青粘土に水を混合し、液性限界の約 2 倍の含水比 $w=80\%$ に調整した。調整した試料は、直径 15cm の容器の中で攪拌及び脱気を 6 時間行い、その後 100kN/m^2 の圧密圧力に

表-1 物理試験結果

試料名	土粒子の密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	液性限界 $w_L (\%)$	塑性限界 $w_P (\%)$	塑性指数 I_p	分類名	記号
青粘土	2.758	42.6	19.8	22.8	砂まじり粘土 (低液性限界)	CL-S

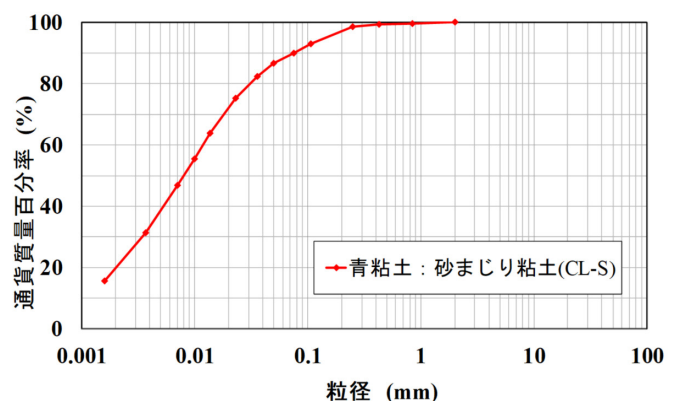


図-1 粒径加積曲線

より 4 日間一次元圧密を行った。(写真-1, 2) 所定の時間圧密した試料は、容器から拔出し、高分子フィルムとパラフィンをそれぞれ二重に施した後、試料棚に静置して保存した。試料拔出しから保存までの状況を写真-3, 4, 5, 6 に示す。

力学試験は試料拔出し日から 0 日, 7 日, 14 日, 28 日, 91 日, 182 日後に、圧密試験(JIS A 1217)・一軸圧縮試験(JIS A 1216)・三軸圧縮試験 Cub(JGS 0523)・変形特性試験(JGS 0542)の 4 試験を 1 供試体ずつ行い、拔出し直後の試験結果と比較した。なお、1 回の作製による試料は写真-4 のように 5 つに分割し、同一試験の σ_0 , σ_7 , σ_{14} , σ_{28} , σ_{91} に使用した。不足する σ_{182} は別に作製した試料を分割し、各試験の σ_{182} として使用した。圧密試験は供試体サイズが $h=20\text{mm}$, $\phi=60\text{mm}$ と小さいため 1 回の作製により全ての保存期間の試験試料を準備した。その他試験の供試体サイズは $h=100\text{mm}$, $\phi=50\text{mm}$ である。



写真-1 攪拌・脱気状況

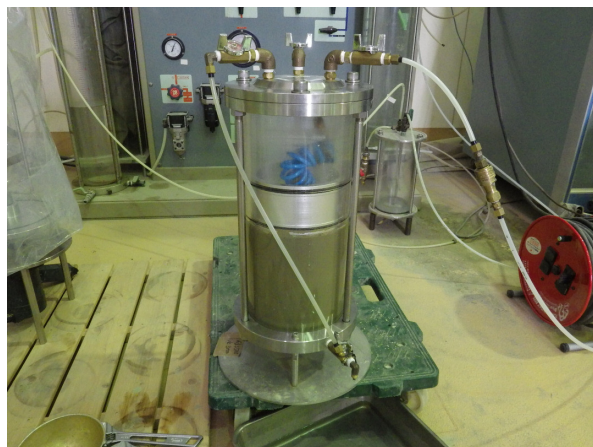


写真-2 一次元圧密状況

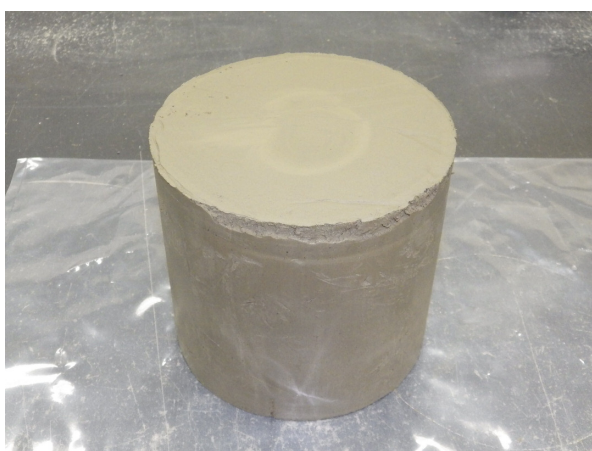


写真-3 拔出し試料状況



写真-4 分割状況



写真-5 高分子フィルム施工状況



写真-6 パラフィン施工状況

3. 試験結果および考察

3.1 圧密試験

表-2 圧密試験結果

圧密試験結果			σ_0	σ_7	σ_{14}	σ_{28}	σ_{91}	σ_{182}
湿潤密度	ρ_t	(g/cm^3)	1.871	1.867	1.855	1.856	1.865	1.865
含水比	w	(%)	37.3	37.3	38.2	37.6	36.6	36.5
間隙比	e_0		1.024	1.028	1.054	1.044	1.019	1.018
飽和度	S_{r0}	(%)	100.5	100.1	100.0	99.3	99.1	98.9
圧縮指数	C_c		0.306	0.309	0.316	0.322	0.316	0.302
膨潤指数	C_s		0.0437	0.0422	0.0569	0.0460	0.0451	0.0441
圧密降伏応力	p_c	(kN/m^2)	97	116	116	117	104	121

各保存期間における土の段階载荷による圧密試験結果を表-2、圧密圧力と間隙比の関係を図-2 に示す。

圧密降伏応力は、 100kN/m^2 の圧密圧力により供試体作製したことを受け 97 から 121kN/m^2 の結果であった。今回試験に用いた試料は塑性指数がやや低い砂まじり粘土であったことから、明瞭な降伏点が現れずばらつきを持った結果となり、保存期間の増加に伴う傾向は見られなかった。

圧縮指数 C_c 及び膨潤指数 C_s は、それぞれ 0.302 から 0.322, 0.0422 から 0.0569 の値であった。各指数において大きな値を示した試料は間隙比の値が大きいことが原因と考えられ、保存期間の増加に伴う傾向は見られなかった。保存期間中に応力開放や化学的変質を受けた場合、その影響は、過圧密領域に現れるものと考えられ、正規圧密領域のデータを用いて算出した C_c や C_s には影響は少ないと考えられることから結果と整合する。

図-2 圧密圧力と間隙比の関係における過圧密領域では、 σ_0 の圧縮曲線が 80kN/m^2 付近においてやや大きく変化しているものの、各保存期間の曲線はほぼ同様の形状を示しており、保存期間の増加に伴う傾向は見られなかった。

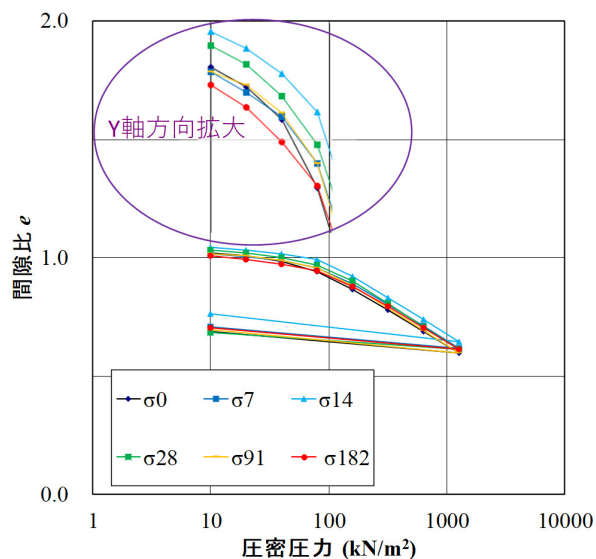


図-2 圧密圧力と間隙比の関係

3.2 一軸圧縮試験

各保存期間における一軸圧縮試験結果を表-3、軸ひずみと一軸圧縮強度の関係を図-3 に示す。

一軸圧縮強度は、 σ_0 が 28.8kN/m^2 であったの対し、 σ_{182} では 41.4kN/m^2 となり、およそ 1.4 倍の強度増加であった。 σ_{182} は、 $\sigma_0 \sim \sigma_{92}$ とは別に試料を作製しており、間隙比の値もやや小さいことから σ_{91} と比較すると 34.8kN/m^2 とおよそ 1.2 倍の強度増加である。 σ_7 の一軸圧縮強度が σ_0 よりやや小さい値を示している

表-3 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験結果			σ_0	σ_7	σ_{14}	σ_{28}	σ_{91}	σ_{182}
湿潤密度	ρ_t	(g/cm^3)	1.863	1.868	1.861	1.871	1.858	1.880
含水比	w	(%)	37.0	37.7	37.1	36.9	36.7	36.1
間隙比	e_0		1.028	1.032	1.032	1.018	1.029	0.997
飽和度	S_{r0}	(%)	99.3	100.8	99.1	100.0	98.4	99.9
一軸圧縮強度	q_u		28.8	26.7	31.0	34.5	34.8	41.4
破壊ひずみ	ε_f	(%)	11.5	14.3	10.1	8.1	8.9	8.6
割線変形係数	E_{50}	(MN/m^2)	1.83	1.31	2.37	2.80	4.90	5.79

ことについては、 σ_0 は試料拔出し直後に試験した結果で、その後7日間保存することにより応力開放の影響を受け強度低下したものと考えられる。

割線変形係数は、 σ_0 が 1.83MN/m^2 であったのに対し、 σ_{182} では 5.79MN/m^2 となりおよそ3.2倍、 σ_{92} では 4.90MN/m^2 となりおよそ2.7倍の結果を示し、保存期間の増加に伴い特に大きな増加傾向を示すことがわかる。図-3の応力ひずみ曲線において、载荷直後の弾性域から塑性域まで全般にわたり強度増加していることから、割線変形係数が増加傾向となったことは理解できる。

これらから、保存期間において一軸圧縮試験を行う場合は、本来の結果より大きめの値を示すことを十分理解したうえで実施する必要がある。

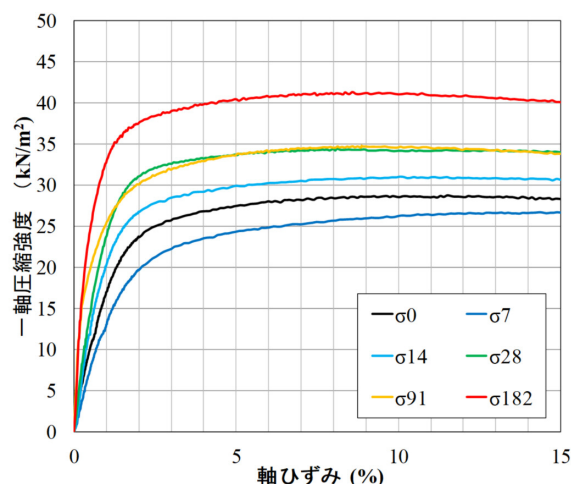


図-3 軸ひずみと一軸圧縮強度の関係

3.3 三軸圧縮試験(CUb)

各保存期間における三軸圧縮試験結果を表-4、軸ひずみと主応力差の関係を図-4、有効応力経路を図-5に示す。

主応力差は、 σ_0 が 90.9kN/m^2 であったのに対し、 σ_{28} まではほとんど変化がなく、 σ_{91} では 97.1kN/m^2 となりおよそ1.07倍、 σ_{182} では 95.7kN/m^2 となりおよそ1.05倍とやや増加傾向であった。

割線変形係数の値は、 σ_0 が 18.7MN/m^2 であったのに対し、 σ_{91} では 14.9MN/m^2 、 σ_{182} では 14.0MN/m^2 と減少傾向となり、一軸圧縮試験の結果とは異なる傾向を示した。

図-4の応力ひずみ曲線における接線勾配は、载荷直後が最も大きく、ひずみの増加に伴い徐々に小さくなる共通の形状を示している。また、载荷直後の弾性域では各保存期間の曲線にほぼ変化はなく、その後の塑性域において強度増加が現れている。これらから、割線変形係数の値が減少傾向となったのは、計算で用いる $q_u/2$ の値が各保存期間で変化の少ない弾性域にあり、この値が小さいほど接線勾配が大きくなることから、主応力差の値が小さいものほど原点と結んだ傾きが大きくなることがわかる。次に、一軸圧縮試験とは異なる傾向である载荷直後の弾性域において各保存期間の曲線にほとんど変化がなかった点については、せん断前に圧密過程を行い元の応力レベルに戻したことにより、弾性域では影響が解消され、解消しきれなかったわずかな影響が塑性域に現れたと考える。

最終的な試験結果である c' 、 ϕ' は、1供試体で試験を実施していることから有効応力でのモール円を $c'=0$ として求めたせん断抵抗角 ϕ' について評価した。結果は、 31° から 33° の値となり、ややばらつきを持ち

表-4 三軸圧縮試験結果

三軸CUb試験結果		σ_0	σ_7	σ_{14}	σ_{28}	σ_{91}	σ_{182}
圧密圧力	σ'_c (kN/m^2)	100	100	100	100	100	100
湿潤密度	ρ_t (g/cm^3)	1.860	1.876	1.873	1.868	1.870	1.881
含水比	w (%)	37.2	36.9	36.9	36.9	36.9	36.3
初期間隙比	e_0	1.017	1.013	1.016	1.022	1.019	0.999
飽和度	S_{r0} (%)	100.0	100.5	100.2	99.6	99.9	100.2
圧密後間隙比	e_c	0.889	0.881	0.888	0.902	0.899	0.902
主応力差	q_u (kN/m^2)	90.9	89.6	90.9	90.3	97.1	95.7
間隙水压増分	Δu	58.8	57.8	61.7	57.7	56.4	61.0
破壊ひずみ	ε_f (%)	14.8	14.7	13.9	13.5	14.7	13.6
割線変形係数	E_{50} (MN/m^2)	18.7	17.7	16.3	16.8	14.9	14.0
内部摩擦角	ϕ' ($^\circ$)	31.7	31.0	32.8	31.1	31.8	33.4
破壊応力比	M	1.27	1.24	1.32	1.25	1.28	1.35

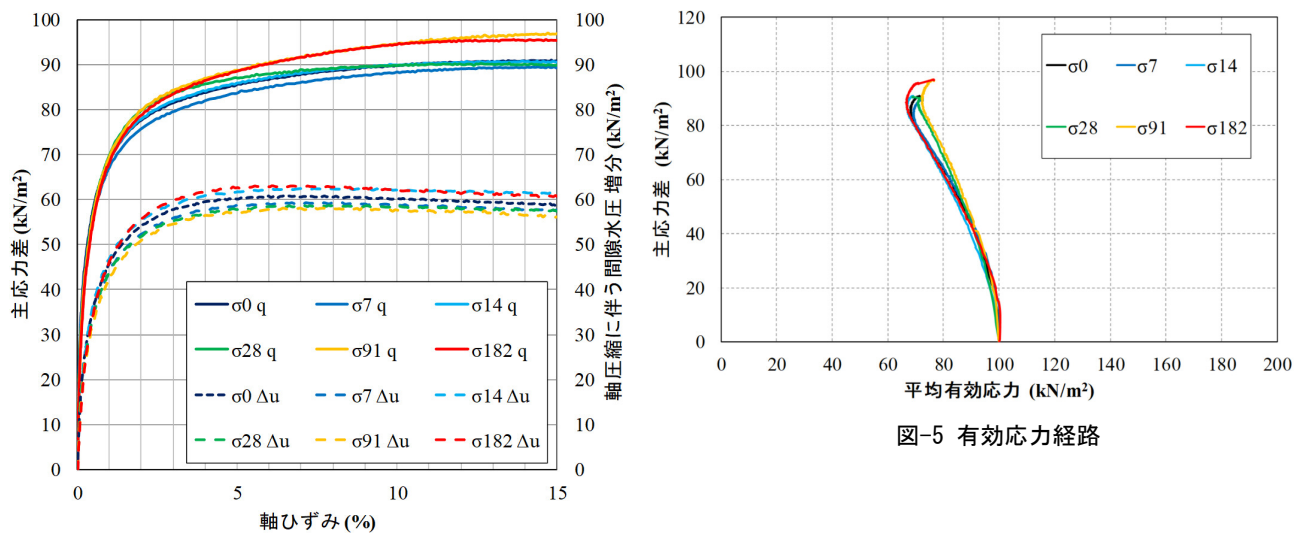


図-4 軸ひずみと主応力差の関係

ながら一定の範囲にあり、保存期間による傾向は見られなかった。

図-5の有効応力経路は、どの保存期間もせん断初期から主応力差最大値まで同様の形状を示しており、負のダイレタンシーから正のダイレタンシーが生じるタイミングに差異はなく、破壊応力比の値にも大きな変化は認められなかった。ただし、1回の作製で準備した σ_0 から σ_{91} に着目すると、 σ_{28} と σ_{91} は負のダイレタンシーの示し方が若干小さいことからやや剛性が高まっているように見える。

今回の三軸圧縮試験は、圧密圧力を供試体作製時の一次元圧密圧力と同一の 100 kN/m^2 としたことから、圧密降伏応力とほぼ同等の圧力状態にある。よって、過圧密領域と明瞭な正規圧密領域での試験結果も追加する必要があると考える。

3.4 変形特性試験

各保存期間における変形特性試験結果を表-5、せん断ひずみとせん断弾性係数及び履歴減衰率の関係を図-6に示す。

せん断弾性係数は、 σ_0 が 37.0 MN/m^2 であったのに対し、 σ_{182} では 49.5 MN/m^2 、 σ_{91} では 44.1 MN/m^2 となり、初期間隙比が小さい σ_{182} を除いても増加傾向を示した。せん断弾性係数が大きくなるということは、せん断ひずみが小さい領域で差異が生じるということにあたり、この差はひずみ領域が大きくなるにつれて徐々に収束している。また、本変形特性試験は応力制御により各ステップにおいて同一の力を加え試験を進めているが、図-6のせん断ひずみとせん断弾性係数の関係から、同じ応力で取得したデータのせん断ひずみは、保存期間の増加に伴い僅かに小さくなっていることから剛性がやや高くなっていることがわかる。

履歴減衰率はどのひずみ領域で取得したデータも酷似しており、保存期間による影響は見られなかった。

これらから、せん断ひずみが小さい領域でのせん断弾性係数については、保存期間の増加に伴い増加傾向を示すことがわかった。

表-5 変形特性試験結果

変形特性試験結果		σ_0	σ_7	σ_{14}	σ_{28}	σ_{91}	σ_{182}
湿潤密度	$\rho_t \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.865	1.871	1.868	1.872	1.867	1.888
含水比	$w \text{ (%)}$	37.3	37.4	37.1	37.0	36.8	36.3
間隙比	e_0	1.031	1.025	1.023	1.019	1.021	0.991
飽和度	$S_{r0} \text{ (%)}$	99.8	100.6	100.0	100.1	99.4	101.0
せん断弾性係数	$G_0 \text{ (MN/m}^2\text{)}$	37.0	36.5	38.2	39.9	44.1	49.5
履歴減衰率	$h_0 \text{ (%)}$	19.3	19.3	19.2	19.1	19.1	19.2

G_0 , h_0 はHardin Drnevichモデルにより算出

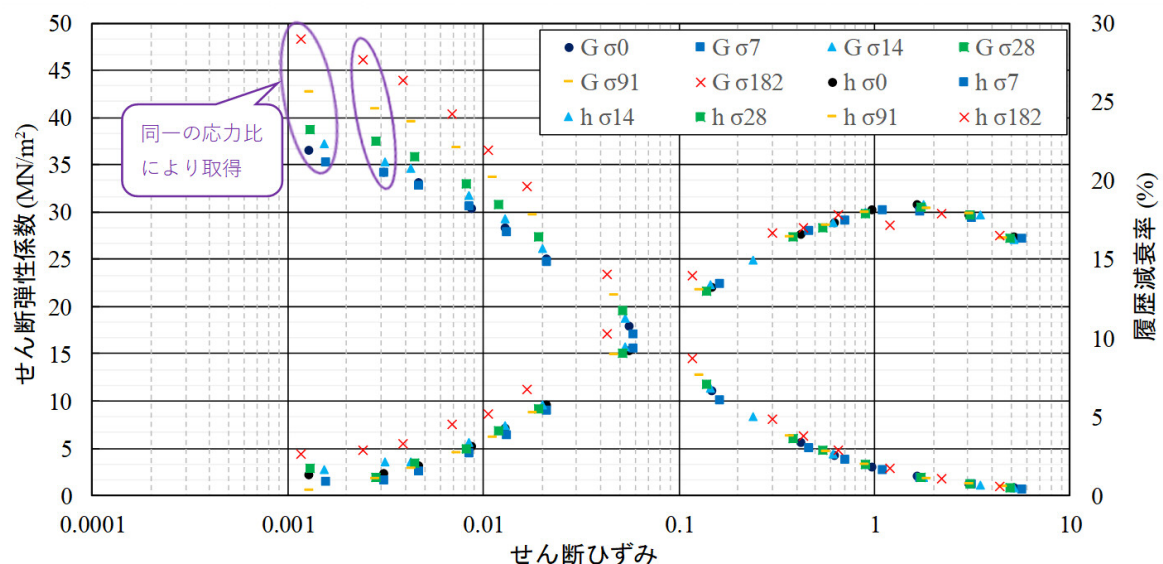


図-6 せん断ひずみとせん断弾性係数および履歴減衰率の関係

4. まとめ

本稿では、人工的に作製した粘性土を用いて、JGS 0102-2020 に基づく方法により長期保存した試料を対象に各種力学試験を行った。保存期間による力学特性の影響について現状分かったことを以下に述べる。

1) 圧密試験について

圧密降伏応力は、実験に用いた試料が、降伏点が明瞭に表れない試料であったためばらつきが見られ、保存期間による傾向は見られなかった。圧縮指数・膨潤指数は、保存期間の影響を受けにくい正規圧密領域のデータを用いて算出することもあり影響は見られなかった。今後、明瞭に圧密降伏応力が求められる試料で更に確認する必要がある。

2) 一軸圧縮試験について

一軸圧縮強度・割線変形係数ともに、保存期間の増加に伴い大きな値を示すことから、保存期間を置く際はこれらを十分理解したうえで試験を行う必要がある。

3) 三軸圧縮試験について

主応力差は、保存期間の増加に伴いやや増加傾向、割線変形係数は減少傾向にあるが、最終的な試験結果である ϕ' の値に対する影響はほとんど見られない。せん断前に圧密過程を行うことにより保存期間による影響が緩和されると考えられることから、保存期間を置く場合には、圧密過程を含んだ三軸圧縮試験、一軸圧縮試験が必要な場合は簡易 CU 試験が適切と考える。今後、過圧密領域と明瞭な正規圧密領域での試験結果の取得や拘束圧は加えるが非圧密条件である三軸 UU 試験の検証も行いたい。

4) 変形特性試験について

せん断ひずみが小さい領域では、せん断弾性係数の値が増加傾向を示すことがわかった。

今回の結果は、人工的に作製した粘性土により得られた結果であるが、実際の地盤では土粒子のほかに様々な鉱物や微生物を含み、その度合いも異なることから更に影響を受ける可能性がある。よって、人工的に作製した試料を用いて基本的な傾向を掴んでおくことは重要であり、地盤材料試験に携わる者としての課題であると認識し今後も実験を続けていきたい。

参考文献

- 1) 公益社団法人 地盤工学会 (2020): 地盤材料試験の方法と解説-二冊分の 1-, pp.50～58.
- 2) 渡部要一・畠山正則・江川祐輔 (2019): 講座 サンプリングの極意, 7. 粘土試料の長期保存, 地盤工学会誌, Vol.66, No.9, pp49～56.

周辺環境に配慮した粘り強い海岸堤防の構造検討

(株)建設技術研究所 ○草野 友宏, 正会員 岡嶋 義行, 野田 渉
神保 正暢, 岩佐 隆広, 瀧田 陽平, 正会員 中山 雄人

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。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。

住吉工区（大井川の御前崎寄り）は、海岸堤防の背後に松が植樹されている。同工区は、松の伐採等を行わない粘り強い海岸堤防構造を検討し、水理模型実験結果を踏まえ自立式矢板構造を採用した。本論文は、その検討条件や方法等を報告するものである。

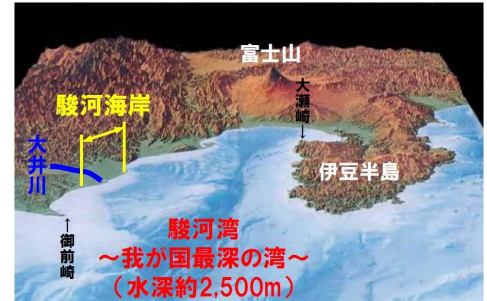


図-1 駿河湾の全体地形図

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¹⁾。

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²⁾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。

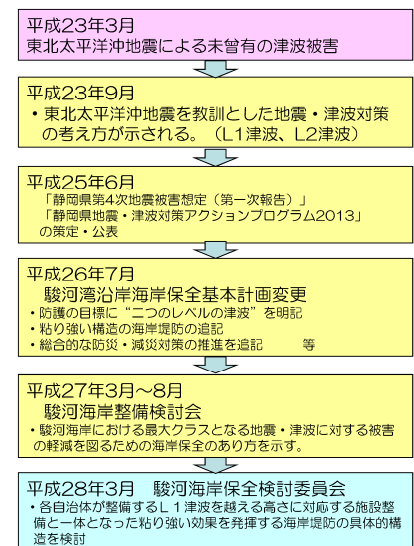


図-2 これまでの検討経緯

2.2 住吉工区の特徴と懸念事項

住吉工区では、図-3 に示す越流しない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、裏法尻保護工）のうち、“天端保護工のみ”を整備予定としていた。

しかし、下記に示す課題を有することから、早期に海岸堤防の粘り強さを確保する必要が生じた。

- ✓ 盛土整備位置に多くの宅地が存在しており、用地買収を伴うため、早期の盛土整備が困難である
- ✓ 海岸堤防の背後の松を伐採した場合、暴風等による住民への影響が懸念される

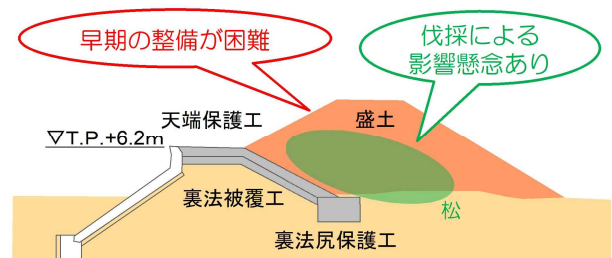


図-3 基本構造のイメージと対象区間の課題

3. 粘り強い堤防構造形式の検討

3.1 現況堤防の粘り強さの評価

現況堤防の粘り強さ（破堤遅延時間）を評価するため、模型実験を実施した。実験条件は、模型スケール：1/25、堤防高：T.P.+6.2m、解析越流水深：T.P.+8.6m、越流水深：2.4m、堤内地盤高：T.P.+2.0m である。被災判定は、以下の①②で危険側の評価となる基準を用いて評価した。

（被災判定①）堤防構造物の一部が被災・損壊した時間

（被災判定②）洗掘深が下記基準洗掘深に達した時間

基準洗掘深 1：最大洗掘深が基礎工底高に達した時間

基準洗掘深 2：最大洗掘深が確認実験で破堤が生じた基礎工底高-1.7m に達した時間

被災時の模型実験状況を写真-1、堤内地盤の洗掘形状の経時変化を図-4 に示す。本施設の被災判定②は、基準洗掘深 1 が基礎工底面高：D.L.+3.9m、基準洗掘深 2 が基準洗掘深高：D.L.+2.2m であり、図-4 に併記する。これより、裏法尻基礎工が転倒・流出した越流開始 0.5 分後を破堤遅延時間と評価し、目標とする 3.0 ～5.0 分と比較して大幅に不足したため、対策工法を検討した。



写真-1 堤防（裏法尻基礎工）損壊時の流況及び洗掘状況

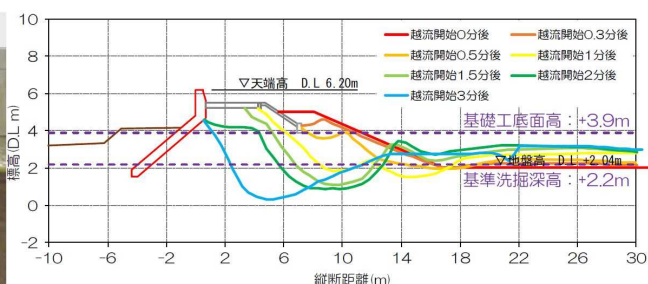


図-4 洗掘形状の経時変化

3.2 対策工法の比較検討

対策工法は、駿河海岸の他区間の構造形式等を参考に表-1 の通り設定した。改良案④は基本構造、改良案③は擁壁構造、改良案①②は裏法尻保護工と矢板構造、C-1・C-2 は矢板構造である。なお、全案で天端保護工は整備する計画である。

改良案③④は必要機能を満足するが、松への影響が大きいため不採用とした。C-1・C-2 は、模型実験の結果、破堤遅延時間が 2.5～3.0 分程度で目標とする 3.0～5.0 分を不足する結果となった。実験結果から、基礎工背後で下向きの流れが卓越し、矢板近傍の洗掘が大きくなることで海岸堤防が被災する傾向が確認できた。そのため、基礎工背後での下向き流れを抑制させる改良案①②を設定し模型実験を実施した結果、改良案①で目標とする破堤遅延時間を満足するとともに松への影響も少なくなることから採用案とした。

表-1 構造形式の比較一覧※

	【実験結果】被災		【対策案】			
	C-1 case2-2① 矢板長 L=5.5m	C-2 case2-2② 矢板長 L=4.0m	改良案① 裏法尻保護工+矢板 (法面なし)	改良案② 裏法尻保護工+矢板 (法面あり)	改良案③ 擁壁構造	改良案④ 基本構造
構造 イメージ						

※比較表は改良案①の実験結果・評価等が未反映である。

4. 自立式矢板の構造検討

4.1 検討方針

改良案①の模型実験は、実験結果のバラつきを把握する目的で3回の反復実験を実施した。写真-2に越流開始5分後の流況及び洗掘状況、図-5に洗掘形状の経時変化を示す。矢板近傍の洗掘状況に着目すると、津波越流で堤内地盤が洗掘されて自立した構造となるため、津波洗掘時において矢板の安定性を確保できる構造緒元を設定する必要がある。

また、天端保護工による重量増加の影響、地震による堤防・矢板の挙動を確認するため、常時と地震時の検討状態に対しても構造計算を実施したが、ここでは紙面の都合上割愛する。

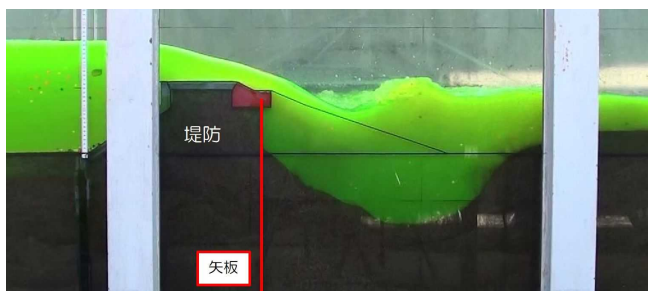


写真-2 越流開始5分後の流況及び洗掘状況

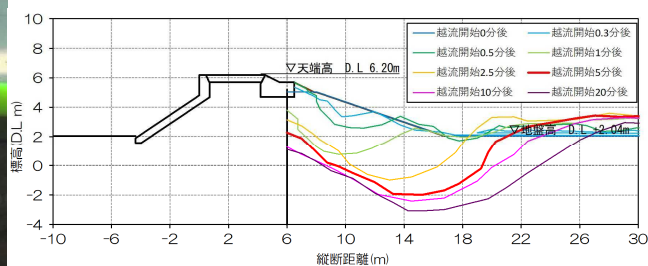


図-5 洗掘形状の経時変化

4.2 計算方法

自立矢板構造に求める機能は、津波洗掘時に倒壊しない（座屈しない）ことと定義した。図-6に全3回の模型実験結果の洗掘形状を示す。矢板付近の洗掘状況に着目すると、各評価時間の時間経過に伴う洗掘形状にばらつきを確認した。

上記を踏まえ、以下の2段階の構造計算を実施し、矢板の機能を確保し経済的な部材緒元を設定する計算方法を採用した。また、矢板から少し離れた位置で洗掘が進行する傾向から、矢板近傍の地盤を設計地盤面として考慮して設定した。

【安定性検討】図-6に示す全実験3～5分後の平均的な洗掘形状を設定し、許容値を満足する部材緒元を選定する。計算方法は漁港施設の基準類³⁾⁴⁾を準用し、許容値は短期荷重を想定し設定する。

【断面照査】安定性検討で設定した部材緒元に対して、図-6に示す全実験の3～5分後の最深を包絡する洗掘形状を設定し、その地形条件で矢板が終局状態（全塑性モーメント）に至らないか確認する。

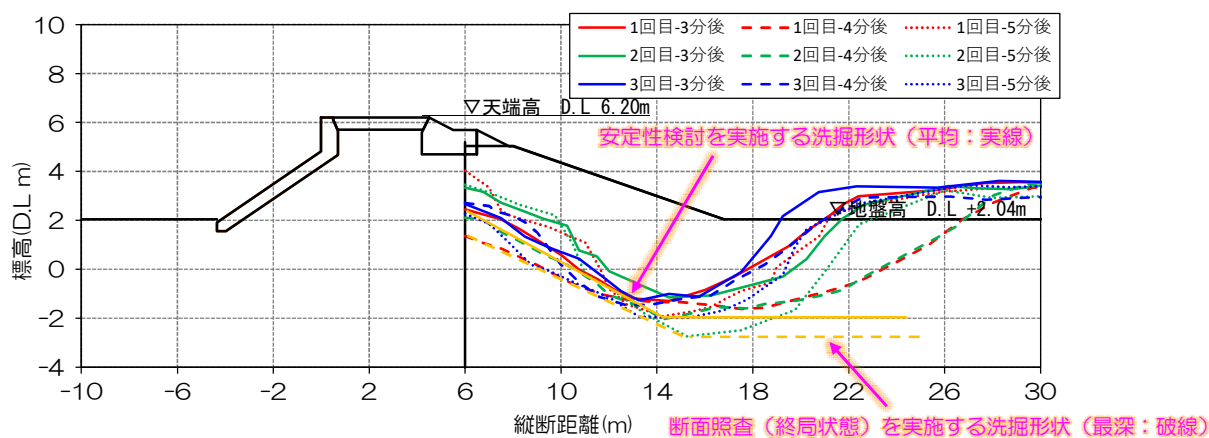


図-6 全3回実験の洗掘形状の経時変化と設計地盤面

4.3 計算モデル

安定性検討の計算モデルを図-7に示す。地盤条件は、対象区間のボーリング調査結果より設定し、比較的締まった砂・砂礫地盤であった。海側の水位条件は、津波越流状態であり安全側に配慮して堤防高に設定した。堤内側の水位条件は、洗掘形状が窪んだ状態となり水溜りになることが想定されるため、堤内地盤高に設定した。堤防天端の上載荷重は、越流水深分の水重を考慮した。

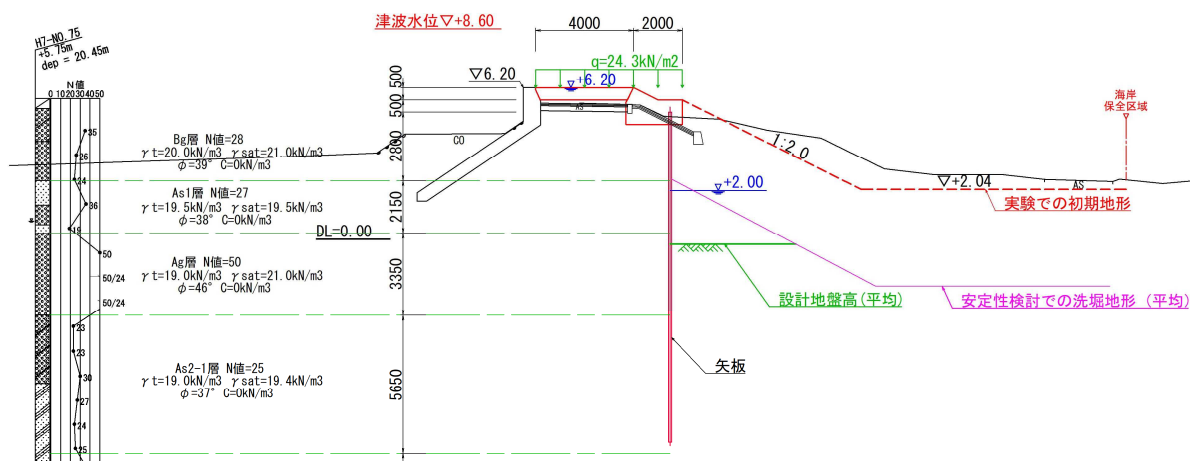


図-7 安定性検討の計算モデル

4.4 計算結果

計算方法と計算モデルに基づき、安定性検討と断面照査を実施した。矢板は U 形とハット形を対象とし、両検討の照査項目を満足する規格は U 形 V_L 型と IV_w 型となった。そのため、市場性と経済性で優位となる U 形 IV_w 型を採用した。計算結果一覧を表-2 に示す。

表-2 計算結果一覧（鋼矢板 U 形 IV_w 型 SYW390 L=12.0m）

構造計算	照査項目	計算値	許容値	照査結果
安定性検討	矢板応力度	303.0N/mm ²	352N/mm ²	OK（計算＜許容）
	水平変位	183.66mm	192mm	OK（計算＜許容）
	支持力	140.5kN/m	317.0kN/m	OK（計算＜許容）
	根入れ長	6.60m（設定長）	6.15m（必要長）	OK（計算＞許容）
断面照査	モーメント	1026.95kN・m	1074.9kN・m	OK（計算＜許容）

5. おわりに

本論文では、松の伐採を伴わない粘り強い海岸堤防構造として、天端保護工・裏法尻保護工・矢板構造を採用し、自立式矢板構造の考え方と計算方法を紹介した。矢板の計算方法では、自立式矢板構造に必要な機能と模型実験の結果を踏まえて、安定性検討と断面照査の2段階の構造計算を実施し、経済性・施工性に配慮した設計とした。なお、本内容は駿河海岸保全検討委員会に照会し、了承を頂いている。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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/shiryoushou2804/161129kaiganbc.pdf>
(閲覧日 2022 年 4 月 20 日)
- 3) 全国漁港漁場協会 (2013): 漁港海岸事業設計の手引き.
- 4) 水産庁 (2015): 漁港・漁場の施設の設計参考図書.

格段に効率化した統合探査手法による薬液注入工法の改良効果確認 — 貫入・引抜時に同一孔で小型動的コーン貫入試験と電気検層を実施する —

太洋基礎工業(株)	国際会員	○大野康年
岐阜大学	国際会員	村田芳信 八嶋 厚
戸田建設(株)	正会員	下坂賢二
岐阜大学大学院	正会員	樋口翔太郎

1. はじめに

薬液注入工法の改良効果確認は、一般的に一軸圧縮強さ q_u を用いて行われているが、改良強度は、 $q_u=50 \sim 100\text{kPa}$ 程度と、さほど高いものではないため、サンプリングによる乱れの影響等による測定結果のばらつきが大きく、改良前後の特性変化を定量的に把握することが難しい。そこで、本研究では小型動的コーン貫入試験と点電極を用いた電気検層法を用いて薬液注入工法の改良効果確認手法の新たな提案を行った^{1)~3)}。しかしながら、同手法は、小型動的コーン貫入試験後、同貫入孔に圧入装置によって電極プローブを圧入することから同一孔で2回の測定が必要なこと、圧入装置の反力架台の設置に時間を要すること等、測定効率に課題があった。これらの課題を改善するため、小型動的コーン貫入試験後、地中に貫入された電極プローブを引抜きながら電気検層を行う格段に効率化した統合探査手法を開発した。そこでは、鏝付きの偏心スパーサーを備えた電極プローブの開発といった独創的な工夫を行った。本文では同手法の概要を述べるとともに、同手法を用いた現地測定実験および既存プラント施設の液状化対策工事での適用事例について報告する。

2. 小型動的コーン貫入試験と電気検層の統合探査手法の概要

本手法で使用する測定装置を図-1 に示す。本手法は小型動的コーン貫入試験後、地中に貫入された電極プローブを引抜きながら電気検層を行う。測定装置は、小型動的コーン貫入試験の先端コーン上部に電極を配置し、同周方向位置と反対側の周方向位置に鏝付きの偏心スパーサーを設け、先端コーンは引抜時に電極プローブから抜ける構造としている。同スパーサーは、先端コーンが電極プローブから抜けた後の電極プローブ引抜時に、鏝部が孔壁に接触し、孔壁の地山を削り取って、鏝部上部に土砂が堆積することにより、電極プローブを電極側に押し寄せるよう作用する。これにより、電極を孔壁へ確実に密着させることができる。測定状況を写真-1 および写真-2 に示す。

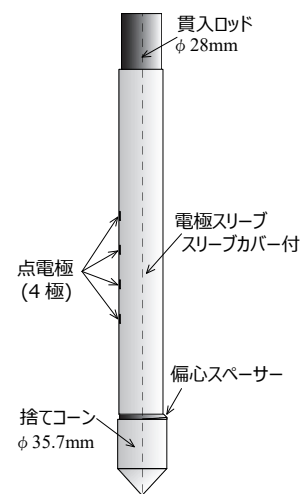
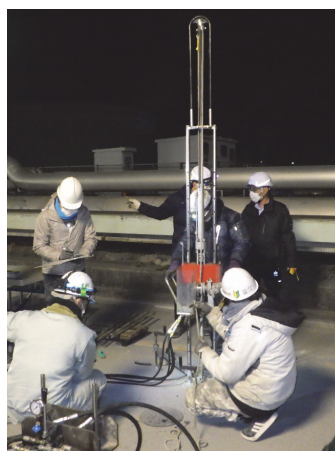


写真-1 測定状況（貫入時：小型動的コーン）

写真-2 測定状況（引抜時：電気検層）

図-1 測定装置

Quality Identification of Chemical Grouting Improvement by Highly Efficient Integrated Exploration Method – Continuous Small Dynamic Cone Penetration Test and Electrical Logging in the Same Hole-: Yasutoshi OHNO (Taiyo Kisokogyo Co.Ltd.), Yoshinobu MURATA (Gifu University), Atsushi YASHIMA (Gifu University), Kenji SHIMOSAKA (Toda Corporation) and Shotaro HIGUCHI (Gifu University)

本測定法により、電極プローブの 1 回の貫入によって、貫入時に動的コーン貫入試験を行い、引抜き時に電気検層を行うことができ、測定効率が大幅に改善する。

3. 愛知県津島市現地測定実験

3.1 実験概要

本測定手法の適用性を確認するため、愛知県津島市荻原町内で実施した改良試験施工サイトにて、未改良地盤および薬液改良地盤を対象に現地測定を実施した。同サイトの地層は、地表面から玉石混り礫(盛土)、シルト、シルト混り砂が堆積し、GL-3.0m~GL-4.5m のシルト混り砂には、木片が点在する。柱状図と薬液改良体位置を図-2 に示す。薬液改良体 C は、直径 $D=2.5\text{m}$ 、改良中心深度 GL-3.0m であり、有効改良範囲は、GL-2m~4m (改良層厚:2m)となる。また、改良仕様は、薬液シリカ濃度 8wt%(特殊シリカ液)、注入率 40.5%、設計基準強度 $q_{\text{uck}}=100\text{kPa}$ である。

実験は、未改良地盤を対象に従来の電極無の小型動的コーン貫入試験と電極有の本測定法を実施し、 N_d 値の比較を行った。また、改良地盤を対象に本測定法を実施し、改良前後の N_d 値および電気比抵抗 R から改良効果確認を行った。測定平面位置を図-3 に示す。同図中には、比較のため、小型動的コーン貫入試験後、同貫入孔に電極プローブを圧入して測定する従来手法の測定位置も示す。

実験に使用した小型動的コーン貫入試験⁴⁾は、質量 300 N のハンマーを高さ 20cm から自由落下させて、先端コーン(断面積 10cm^2 、先端角 90°)を 10 cm 貫入するのに要する打撃回数 N_d を測定するもので、式-1 を用いて標準貫入試験の N 値と等価な N_d 値に換算することができる。

$$N_d = \alpha(N_d' - \beta(p - 3.2n_R)) \quad \cdots \quad \text{式-1}$$

ここで、

α : 大型動的貫入試験⁵⁾(SRS, ISO 22476:2002)との打撃効率を考慮した先端コーンの単位面積当たりの打撃エネルギーと貫入長から決まるエネルギー消費が等価となるように求めた係数 (=0.38)

β : 周面摩擦抵抗が打撃回数に及ぼす影響係数(=0.24), p : 貫入ロッド引抜抵抗(bar), n_R : ロッド本数

3.2 実験結果

未改良地盤にて実施した小型動的コーン貫入試験より得られた N_d 値(電極無)および本手法より得られた N_d 値(電極有)の深度分布を図-4 に示し、同一深度で整理した N_d 値(電極無)と N_d 値(電極有)の相関関係を図-5 に示す。 N_d 値(電極無)と N_d 値(電極有)は、同様な深度分布を示し、同一深度の N_d 値(電極無)と N_d 値(電極有)の相関係数は 0.94 を示しており、本手法(電極有)より測定される N_d 値は、小型動的コーン貫入試験(電極無)より測定される N_d 値と同等であることがわかる。

本手法により測定した未改良地盤と改良地盤の電気比抵抗 R の深度分布を図-6 に示す。電極プローブ引抜き時に測定した本手法は、測定エラーも発生せず、未改良地盤、改良地盤とも、電気比抵抗 R の測定が可能であった。これは、地中に貫入された電極プローブの引抜き時に先端コーンが抜ける構造と、電極プローブ

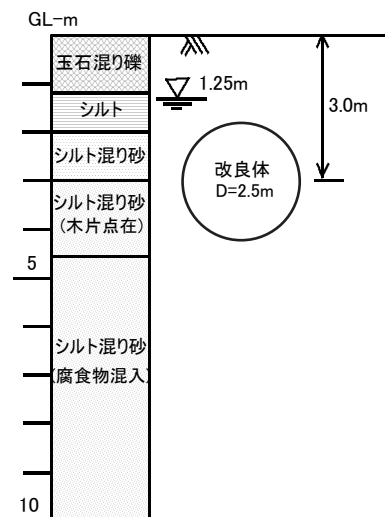


図-2 柱状図(事前 Bor. 3)と改良体位置

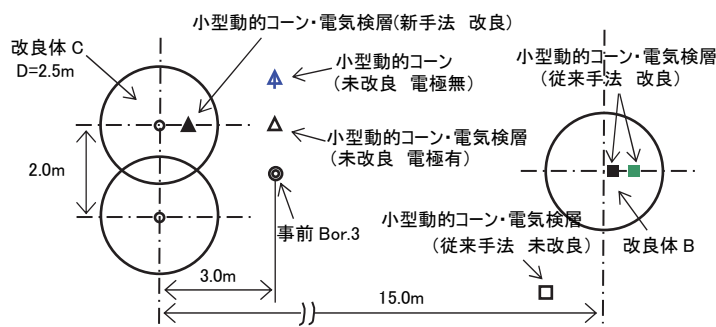


図-3 測定平面位置図

に装着された錨付きの偏心スパーサーの効果により電極を孔壁へ確実に密着させたことが要因となっている。

また、GL-2m～-4mの有効改良範囲において、本手法により測定した未改良地盤、改良地盤の電気比抵抗は、GL-2m～-3mにて、未改良の電気比抵抗 $R_{unimp}=58$ (平均)、改良後の電気比抵抗 $R_{imp}=8$ (平均)と改良後の電気比抵抗の著しい低下が見られるものの、GL-3m～-4mでは、 $R_{imp}=79$ (平均) $R_{unimp}=75$ (平均)と改良前後の変化は見られない。これは、GL-3m～-4mに介在するシルト層、木片による影響が考えられる。同様な傾向は、図-7に示す近傍で測定した従来手法による同深度分布にも見られ、本手法による測定結果は、測定箇所の違いによるばらつきはあるものの、従来手法の測定結果と同様な傾向を示している。

3.3 従来法との比較

本実験では、新たに開発した小型動的コーン貫入試験と電気検層の統合探査手法の現地適用性を確認するため、薬液改良試

験施工サイトの未改良、改良地盤を対象に現地測定実験を実施した。実験の結果、1)本手法より測定される N_d 値は、小型動的コーン貫入試験(電極無)より測定される N_d 値と同等であること、2)電極プローブ引抜時に電気比抵抗を測定する本手法は、電極プローブに設置した偏心スパーサーの効果により、測定エラーもなく、同サイトにて測定した従来法の測定結果と同様な電気比抵抗を示すことがわかった。

4. 液状化対策工事への適用事例

4.1 工事概要

本工事は、薬液注入工法⁷⁾を用いた沿岸部埋立地における既存プラント施設の液状化対策である。工事サイトは、ばらつきの大きい埋立地盤で、地表面より細砂～粗砂を主体とした盛土、細砂、粘土質砂が堆積し、盛土、細砂層には、貝殻片が多く、シルト、粘土を層状に含む。代表的な柱状図と N 値を図-8に示し、深度毎の粒径加積曲線を図-10に示す。地下水位は、概ね GL-2mで、同ボーリング孔内で測定した地下水の電気伝導率は、図-9に示すように $800\sim1200\mu S/cm$ (塩分濃度： $400\sim600ppm$)の範囲にある。薬液注入工法の改良範囲は、既存施設直下地盤および周辺地盤で、改良面積約 $1,700m^2$ 、改良対象土量約 1.1 万 m^3 、改良深度は施工箇所により異なるが、GL-2m～GL-11mの範囲にある。また、設計基準強度 $q_{uck}=100kPa$ である。

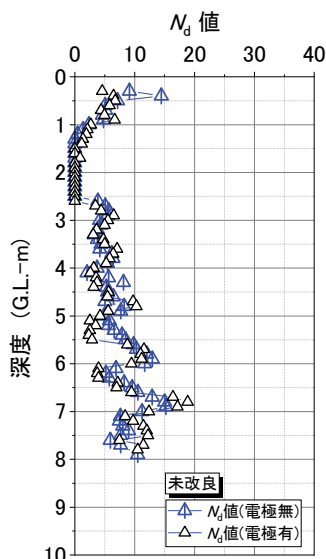


図-4 N_d 値の深度分布(電極有無の比較)

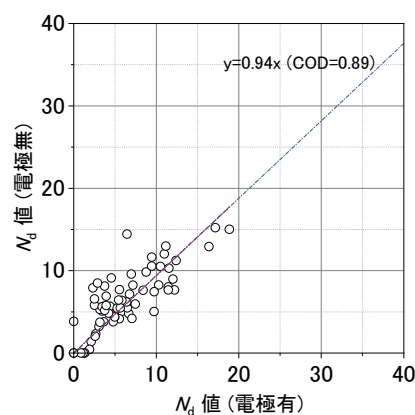


図-5 N_d 値(電極有無)の相関図

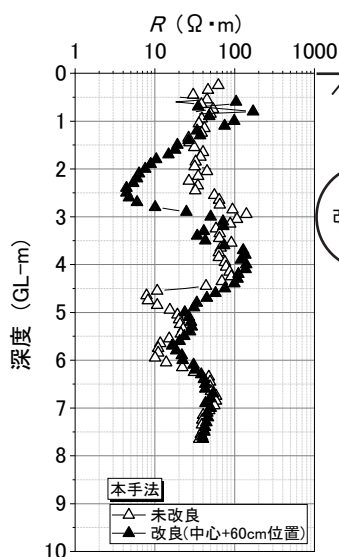


図-6 R の深度分布(本手法)

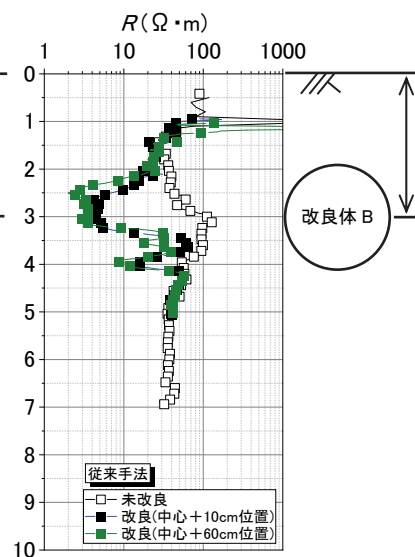


図-7 R の深度分布(従来手法)⁶⁾

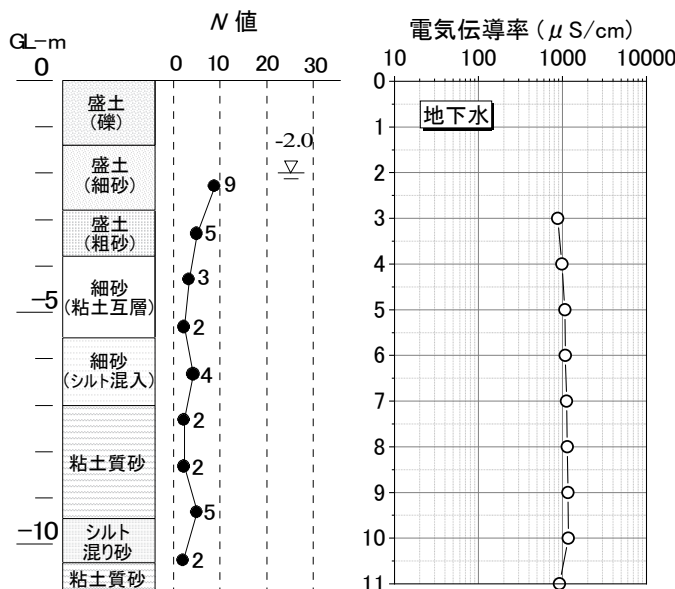


図-8 柱状図とN値

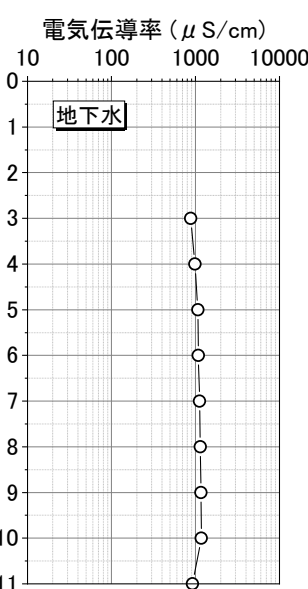


図-9 地下水の電気伝導率

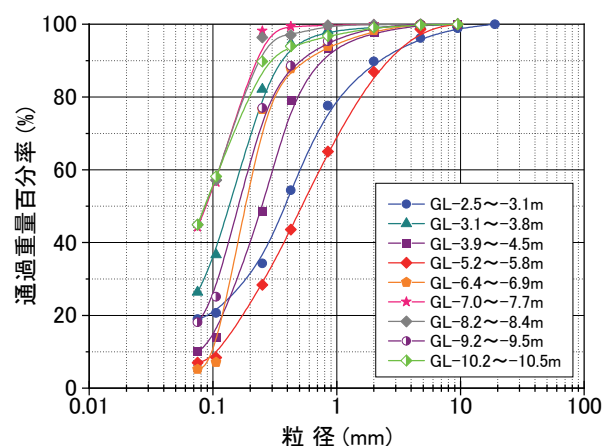


図-10 粒径加積曲線

使用薬液は、特殊シリカ液で、現地土砂を用いた配合試験および現地試験注入等により、シリカ濃度 9wt% および注入率 $\lambda=36\%$ としている。

4.2 改良効果確認方法

本工事では、薬液注入工法にて一般的に行われている一軸圧縮試験、シリカ含有量試験に加えて、新たに開発した小型動的コーン貫入試験と電気検層の複合探査手法(本手法)による効果確認を実施した。本手法は、前述したように小型動的コーン貫入試験後、地中に貫入された電極プローブを引抜きながら電気検層を行う。同手法は、改良体をサンプリングして室内試験を実施する一般的な手法と比較して調査時間が短く、安価であることから、事後調査6箇所に加えて、施工中の品質管理を目的として4カ所の調査を実施した。また、各調査の平面位置は、改良体半径の1/2、改良体の材令は14日とした。

改良効果確認は、小型動的コーン貫入試験から得られる N_d 値より一次効果確認を行い、改良前と比較し、改良後の N_d 値の増分が明確でない場合は、電気検層から得られる電気比抵抗 R より二次的改良効果確認を行う。

電気比抵抗を用いた効果確認³⁾は、図-11に示す一軸圧縮強さ、電気比抵抗と薬液シリカ濃度の関係を室内試験(配合試験、電気比抵抗試験)より求め、同図より得られる設計基準強度 $q_{uck}(=100\text{kPa})$ に相当する薬液シリカ濃度 SiO_{2k} 、電気比抵抗値 R_k を求め、 R_k を閾値として効果判定する。本工事では、3深度より採取した砂試料を用いて同試験を実施した。試験結果を図-12に示す。同図より、電気比抵抗の閾値 R_k は、 $1.4\sim 3.0\Omega\cdot\text{m}$ にある。

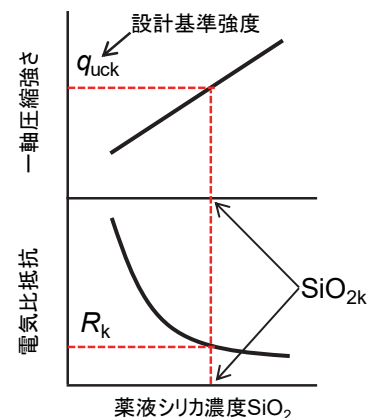


図-11 電気比抵抗値を用いた改良効果確認手法³⁾

4.3 本手法による効果確認結果

ここでは、実施した事後調査6箇所より、改良深度の異なる代表的な2箇所の測定結果について考察する。各箇所の改良体配置仕様および改良範囲を表-1に示し、各箇所における改良前後の N_d 値、電気比抵抗 R の深度分布を図-13、図-14に示す。

表-1 改良体配置

箇所No.	改良体直径 D (m)	注入孔・ 注入口 間隔 L (m)	改良率 α (%)	改良深度	
				上端	下端
No.44	2.50	2.0	100	GL-2m	GL-8m
No.3	2.25	1.8		GL-2m	GL-11m

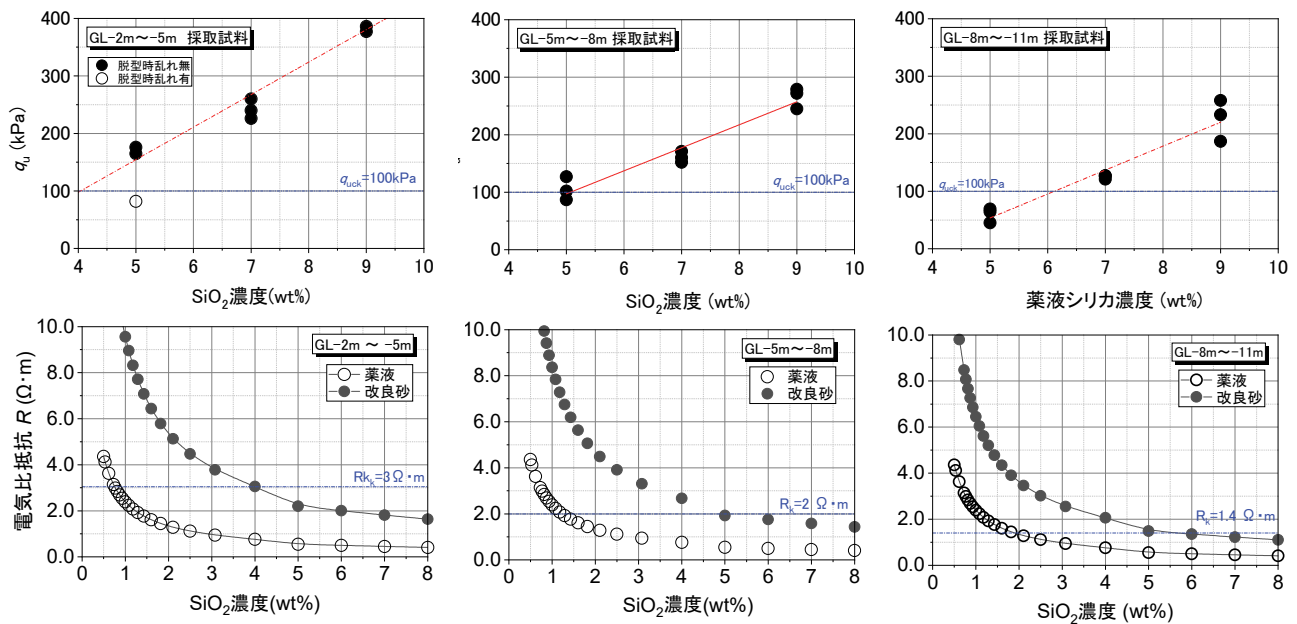


図-12 現地土砂を用いた室内試験結果

(1) No. 44 箇所

図-13 に示す改良前後の N_d 値を比較すると、改良後の N_d 値はばらつきが大きい。有効改良範囲 GL-2.0m~8.0m における改良による N_d 値増分 ΔN_d は、2~19 の範囲にあり、改良により N_d 値の増加が確認できるが、GL-4.5m~5.5m および GL-7m~8m では、層状に堆積した粘土層および細粒分含有率 F_c が 40% 以上の粘土質砂の影響により、 N_d 値増分 ΔN_d は、2~3 と小さい。改良後の電気比抵抗 R は、改良後の N_d 値と比較して、ばらつきは小さい。

改良前後の電気比抵抗 R を比較すると、GL-2.0m~5.0m では、改良後の R

は、2~4 $\Omega \cdot m$ (平均: 3 $\Omega \cdot m$) の範囲にあり、改良前と比較して大きく低下している。また、同深度の電気比抵抗 (平均値) は、前述した設計規準強度を満足する電気比抵抗値 R_k より小さい値を示しており、目標改良強度を満足していると評価できる。一方、GL-5.0m~6.0m では、改良後の R は 4~11 $\Omega \cdot m$ (平均: 6 $\Omega \cdot m$) の範囲にあり改良前と比較して低下しているもの、GL-2.0m~5.0m の改良後電気比抵抗と比較して、約 2 倍の値を示し、GL-6.0m~8.0m では改良前後の電気比抵抗の変化はほとんど見られない。これは同箇所にてロータリー式三重管サンプラー ($\phi 116mm$) を用いて採取した試料より GL-5.0m~6.0m には粘土、シルトが互層に堆積していること、GL-6.0m~8.0m は細粒分含有率 $F_c=40\% \sim 45\%$ 、粘土分含有率 $P_c=20\% \sim 25\%$ 、塑性指数 $I_p=14\% \sim 16\%$ のシルト・粘土質砂層であることを確認しており、GL-5.0m~6.0m では薬液が浸透しづらい細粒分の多い地層であったため改良前後の比抵抗変化が小さく、GL-6.0m~8.0m では薬液が浸透せず、割裂する粘土分の多い地層であったと考えられる。

(2) No. 3 箇所

図-14 に示す改良前後の N_d 値を比較すると、粘土が互層に堆積する GL-4.0m~5.0m を除いて N_d 値の増加

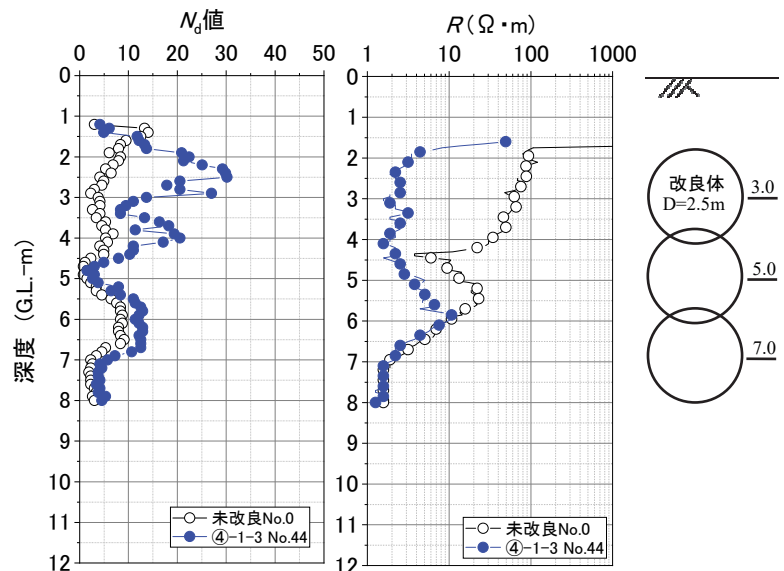


図-13 改良前後の N_d 値、 R の深度分布 (No. 44)

が確認できる。改良による N_d 値増分 ΔN_d は、GL-2.0m～-4.0m にて $\Delta N_d=4 \sim 12$ (平均=14), GL-5.0m～-6.8m にて $\Delta N_d=8 \sim 17$ (平均: 18), GL-6.8m～-9.2m にて $\Delta N_d=2 \sim 6$ (平均: 4), GL-9.2m～-11.0m にて, $\Delta N_d=10 \sim 120$ (平均: 100)であった。

改良前後の電気比抵抗 R を比較すると、GL-2.0m～-5.0m では、改良後の R は、 $2 \sim 6 \Omega \cdot m$ (平均: $3 \Omega \cdot m$)の範囲、GL-5.0m～-6.5m では、改良後の R は、 $2 \sim 3 \Omega \cdot m$ (平均: $2 \Omega \cdot m$)の範囲にあり、改良前と比較して大きく低下している。同深度の電気比抵抗(平

均值)は設計規準強度を満足する電気比抵抗値 R_k より小さい値を示しており、目標改良強度を満足していると評価できる。一方、GL-6.5m～-11.0m では、改良前後の電気比抵抗の変化が見られない。これは、GL-7.0m～-9.5m に堆積する粘土質砂の影響と GL-9.5m 以深では地下水塩分濃度が高い可能性が考えられる。

5. まとめ

本研究では本改良効果確認手法の測定効率の課題を改善するため新たに開発した小型動的コーン貫入試験と電気検層の統合探査手法を開発し、同手法の現地適用性確認のための現地測定実験および液状化対策工事への適用を行った。その結果、1)電極プローブ圧入時の反力架台不要、2)計測時間の大幅な短縮を達成した。

参考文献

- 1) Y.Hanada, Y.Ohno, T.Ito, K.Shimosaka, M.Akatsuka, Y. Murata, K.Kariya, K.Yubuki and A.Yashima (2020) : “Quality identification of chemical grouting improvement by electrical logging” , 8th Japan-China Geotechnical Symposium, pp.376-381.
- 2) 大野康年・苅谷敬三・村田芳信・八嶋 厚・下坂賢二・花田有紀・山本圭吾・伊藤孝芳 (2021) : 薬液注入改良体の電気比抵抗を用いた出来高確認—沿岸部埋立地における現地実証実験—, 地盤工学会中部支部第 30 回調査・設計・施工技術報告会論文集, pp.1-8.
- 3) 大野康年・村田芳信・八嶋 厚・下坂賢二 (2022) : 電気検層を用いた薬液注入工法の改良効果確認, Journal of the Society of Materials Science Japan, Vol.71, No.1, pp.91-96.
- 4) 村田芳信・八嶋 厚・沢田和秀・佐藤 将 (2008) : 小型動的貫入試験を用いた既設宅地の耐震調査例, 土木学会第 63 回年次学術講演会, III-280, pp.559-560.
- 5) R. Dahlberg & U. Bergdahl (1974) : “Investigations on the Swedish Ram-Sounding Method” , Proc. of ESOPT, pp.93-102.
- 6) 大野康年・伊藤孝芳・村田芳信・苅谷敬三・花田有紀・雪吹和那・八嶋 厚・下坂賢二・赤塚光洋 (2020) : 電気検層を用いた薬液注入工法の出来高確認, 日本材料学会 第 14 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.607-614.
- 7) 赤塚光洋, 大野康年, 伊藤孝芳, 下坂賢二, 八嶋 厚, 村田芳信, 苅谷敬三・花田有紀(2021) : 注入効率と品質を向上させた薬液注入工法の開発—新しい地山パッカと特殊シール材の効果—, 土木学会論文集 C(地園工学), Vol.77, No.1, pp.70-86.

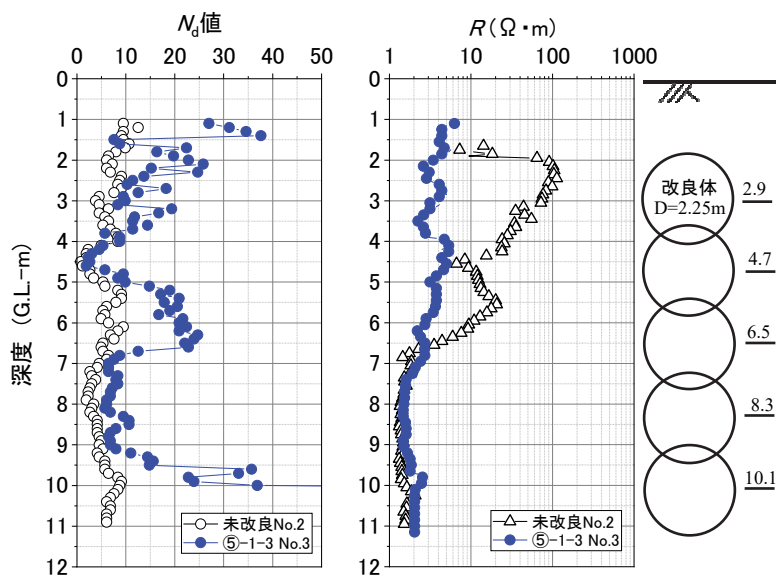


図-14 改良前後の N_d 値, R の深度分布 (No. 3)

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り組み

大日コンサルタント（株） 正会員 ○ 葦沢竜夫, 藤井孝文
松田康弘
岐阜県 下呂土木事務所 尾澤 勲
岐阜大学 正会員 沢田和秀

1. はじめに

令和2年7月豪雨災害は、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。被災状況として、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。これらの交通ネットワーク分断が課題となったエリアを対象とし、道路に接する流域の土砂流出について調査した。この災害についての調査には GIS を活用し、1km²メッシュのレーダー降水量、DEM による地形や表層地質等を整理し、現地調査を実施した。その結果、溪床堆積物等の移動が小規模土砂流出の主因であることを確認した。また、それらの調査結果に基づいて、防災管理手法の最適化について検討した。

2. 令和2年7月豪雨災害の概要

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適切な維持管理や対策が新たな課題となった。

3. 調査・検討方法

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を机上調査と現地調査により把握し対応策を検討した。被災箇所と流域番号を図-1に示す。被災箇所は対象地の北部と中央部に集中しており、代表的な被災は写真-1に示すように道路への土砂流出や溢水であった。対象地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

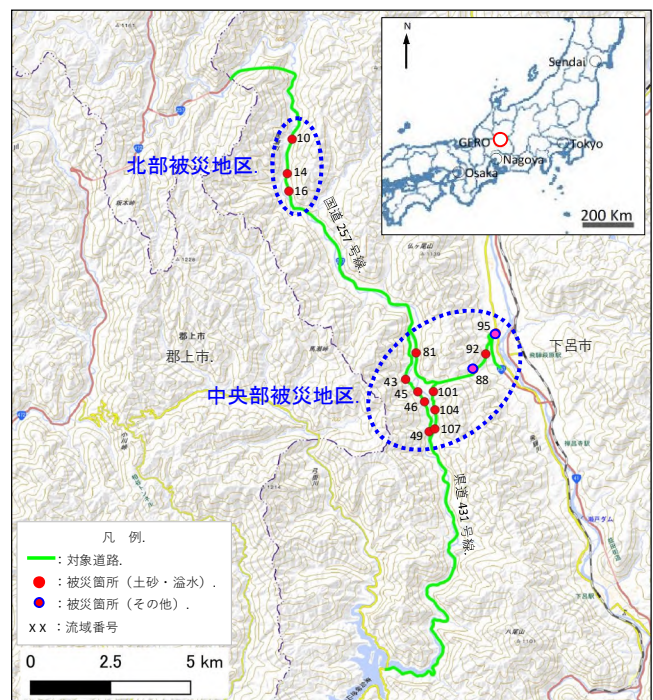


図-1 被災箇所位置図

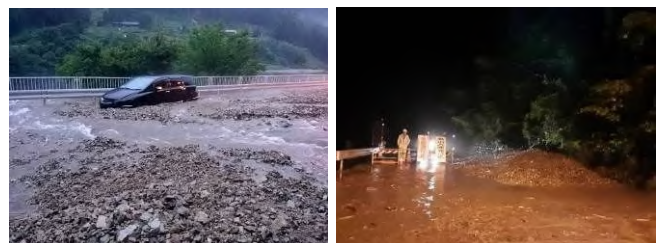


写真-1 被災状況写真 (左 流域 81, 右 流域 92)

られた。

対象地は南北に約 20km と広域であったため、机上調査は GIS を用いて被災箇所と各種情報を照合し、被災の特徴の絞り込みを行った。また、現地調査は被災箇所に接する流域と近傍の被災のなかった流域について土砂発生源などの流域状況を調査して土砂発生や被災メカニズムを推定した。なお、被災箇所では道路排水施設を現地確認して、被災時の降水量における排水能力を検証した。以上の調査・検証等の結果より今後の道路防災管理・排水施設の改良等の方策について検討した。

4. 調査結果

4.1. 被災箇所と素因の調査（机上調査）

本災害の発生原因を概括的に把握するため、GIS を用いて、素因として考えられる項目について整理した。作業方法は、オープンソースの地理情報システムである QGIS²⁾ のプロセッシングツールにより、国土地理院の 10m メッシュ DEM データ³⁾ を用いて、対象路線沿いの全ての流域の境界を 107 流域に分割後、被災箇所や各種素因データとの重ね合わせを行った。

対象地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を整理した。表-1 に示すように、被災箇所は全部で 14 箇所であった。被災箇所のうち溪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 107 流域のうち約 11.2% が土砂流出等により被災していた。これら被災時刻は北部の 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、北部と中央部との 2 地区に集中していた。

GIS 上には他の素因データも重合した。重合したデータは、土砂災害警戒区域指定⁴⁾・保安林⁵⁾、標高傾斜度⁶⁾、表層地質⁷⁾、植生⁸⁾等とした。図-2 に重ね合わせ結果の一例として中央部被災地区の拡大図を示す。

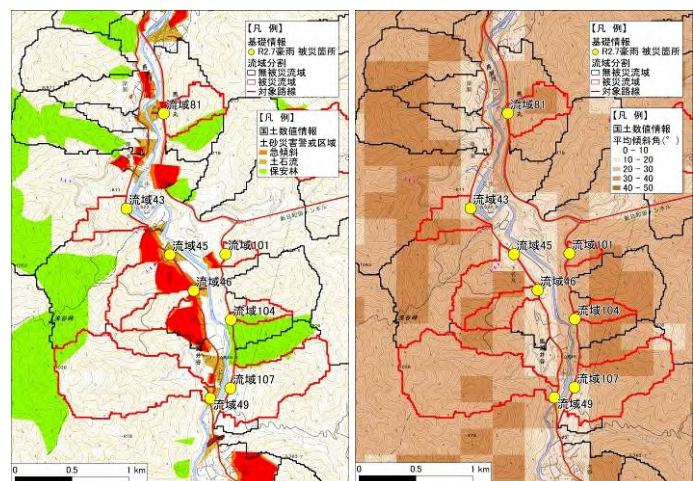
当初は、被災箇所の周辺流域に対し特定の傾斜や脆弱地質の分布等の特徴を得ることを期待したが、傾斜度区分ならびに 5 万分の 1 地質図幅を用いても発生源の地形・地質的特徴の抽出には至らなかった。

この原因として、発生源の土砂移動現象が小規模であると推察したため、現地調査には 0.5m メッシュ DEM データを用いて、移動可能土砂のより詳細な分布等を把握することとした。

表-1 被災箇所一覧表

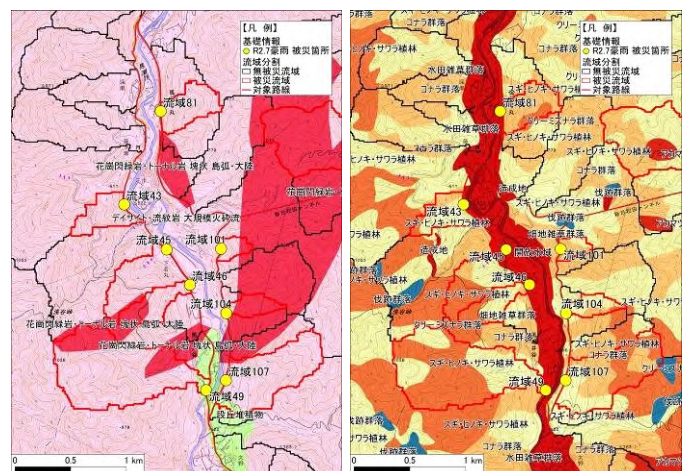
流域番号	発災時刻	氾濫土砂量 (m³)	備考
10	7.7.AM11:00頃	95	
14	7.7.AM10:00頃	若干	斜面からの溢水主体
16	7.8.AM0:00頃	5	
43	7.8.AM1:30頃	若干	溢水主体
45	7.8.AM1:30頃	若干	溢水主体
46	7.8.AM1:30頃	60	
49	7.8.AM2:00頃	50	
81	7.8.AM3:00頃	450	
88	7.8.AM3:00頃	無し	舗装浮き上り
92	7.8.AM1:30頃	32	
95	7.8.AM0:00頃	93	他の土砂流出とは原因が相違
101	7.8.AM1:00頃	37	
104	7.8.AM1:00頃	53	
107	7.8.AM1:00頃	6	

■：溢水主体、■：その他被災・特殊事例。



土砂災害警戒区域・保安林

傾斜度 (5 次メッシュ)



シームレス地質図 v2

1/25,000 植生図

図-2 GISによる素因の確認（中央部被災地区）

4.2. 降水量の確認（机上調査）

令和2年7月豪雨災害検証報告書^リより、今回の災害と岐阜県内で甚大な被害が発生した平成30年7月豪雨における降水量を図-3、4に示す。図-3の24時間積算解析雨量の分布には、対象箇所を白丸で明示した。24時間積算解析雨量の分布をみると、平成30年7月豪雨では、郡上市付近の降水量が大きい。令和2年7月豪雨では、下呂市付近の降水量が大きい。図-4のアメダス萩原観測所（下呂市）によると、平成30年7月豪雨では降り始めから5日間で603.0ミリを記録した。令和2年7月豪雨では、24時間、48時間、72時間において過去最高の降水量を記録した他、これまでの7月降水量記録である876.5ミリ（平成22年7月）の2倍以上となる1,883.0ミリを記録した。令和2年7月豪雨では、地形地質条件がほぼ類似している南北に約6km離れた2地区に被災箇所が集中することに着目し、レーダー解析雨量による詳細な降水量・パターンの検討を追加した。

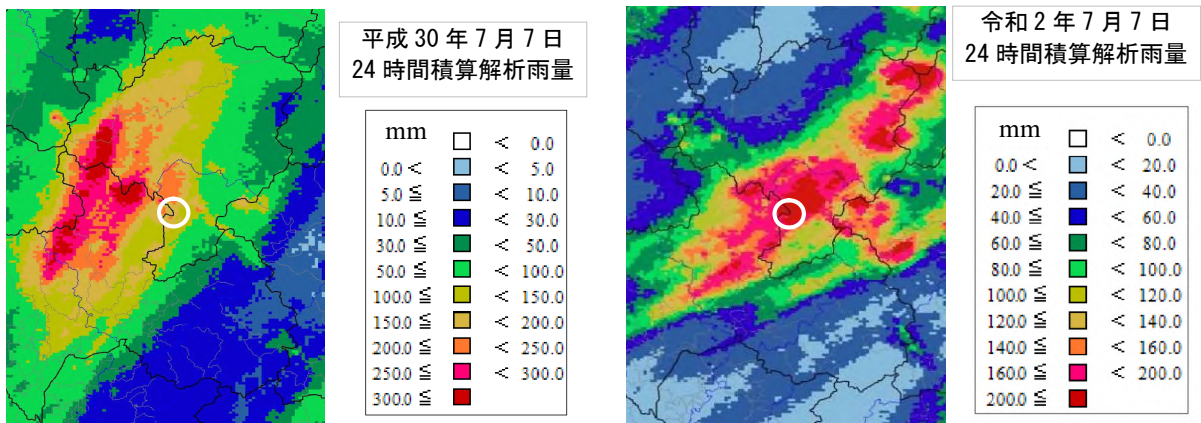


図-3 24時間積算解析雨量の分布（令和2年7月豪雨災害検証報告書）

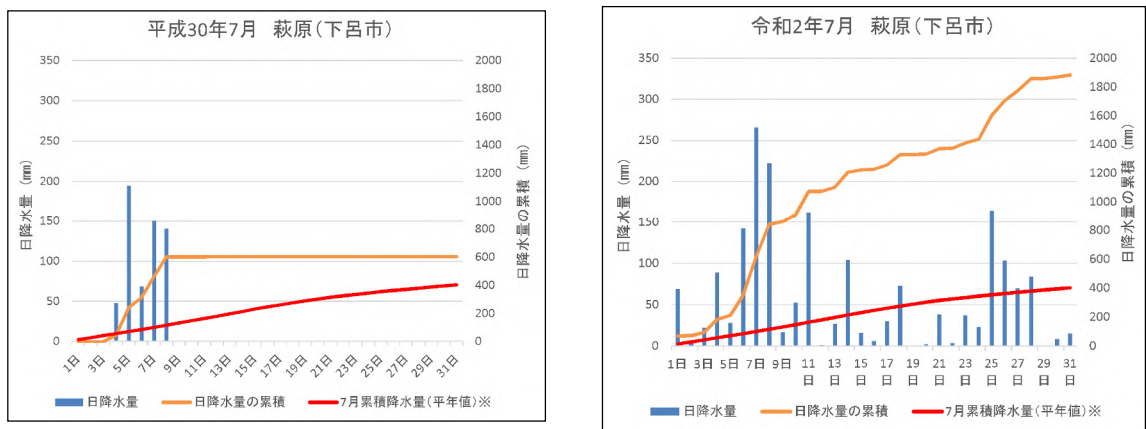


図-4 アメダス萩原観測所（下呂市）における降水量（令和2年7月豪雨災害検証報告書）

4.3. 発生源調査（現地調査）

全被災場所14箇所のうち発生機構や被災状況が特殊な2箇所（流域番号88、95）と溢水を主体とする3流域（流域番号14、43、45）を除いた9流域を発生源調査の対象とした（表-2参照）。

現地調査の結果、土砂発生源は崩壊型と掃流型とを確認した。その割合は崩壊型が約33%、掃流型が約67%であった。調査対象となった全107流域における発生割合は、崩壊型は約3%、掃流型は約6%であった。

崩壊型は、山腹斜面等の表層崩壊が主体であった。

表-2 発生源調査一覧

流域番号		10	14	16	43	45	46	49	81	88	92	95	101	104	107
発生機構	崩壊型	レ							レ			レ		レ	
	掃流型			レ			レ	レ			レ		レ		レ
	その他		レ		レ	レ				レ		レ			
溢水が主体			レ		レ	レ									

レ：溢水主体流域、レ：その他の特殊事例

掃流型は、流域の滞筋の堆積土の移動が主体であった。発生源調査では、現地調査に先行して UAV による土砂発生源の観察を実施し、植生影響の少ない発生源では崩壊等の様子を事前に把握することが可能であった(図-5, 写真-2 参照)。崩壊・掃流型どちらのケースにおいても道路への土砂流出は発生場所から道路までの滞筋の傾斜や平面的な広さ、地盤の透水性などが土砂移動の状態を規制しているものと見受けられた。なお溪床に堆積する土砂の新旧判別は、写真-3 に観られるように岩屑に付着するコケ類の有無に着目することが有効であった。

1) 崩壊型の状況

図-5 に示すように崩壊型の土砂発生源は、3 流域の山腹の風化残留土崩壊であった。崩壊は何れも小規模(30m×30m×2m 程度以下)であり、風化層は亀裂密集または土砂化していた。図-5 に示すように崩積土の一部は新しい岩屑(new-dt)として溪床に堆積し、古い溪床堆積物(old-dt)を洗掘または被覆して分布していた。なお、崩壊型の土砂発生源からの岩屑(new-dt)の礫径は、0.3m 以下でシャープなエッジの角礫が主体であった。

2) 掃流型の状況

掃流型の土砂発生源は流域内の滞筋に堆積する岩屑(old-dt)の洗掘と再堆積、つまり土砂移動であった。図-6 に流域番号 107 のケースを示す。それら土砂移動の規模や形態は、流域の広さや滞筋の広狭、屈曲などより様々であったが、土砂流下幅(土砂の堆積幅)は総じて約 30m 以内であり、岩屑表面の洗掘や堆積の比高差は最大 2m 程度であった(写真-4 参照)。

これらの土砂移動は、表流水の流速と流量に規制されるものと考えられ、難透水層となる岩盤等の深度、換言すれば土砂層の厚さと沢筋の縦断勾配と湧水などが土砂の移動・堆積とを規制していた。岩屑の粒径は全般的には上流側で大きく下流側で小さい傾向が認められ、全般的に礫片のエッジには若干の円磨が認められた。

なお、写真-5 のように、被災しなかった流域においても岩屑の移動現象を確認したが、道路までの距離が長く、緩斜面や砂防ダムなどに土砂が捕捉され被災を免れているケースが少なくなかった。



写真-2 UAVによる土砂発生源の観察（流域 81）

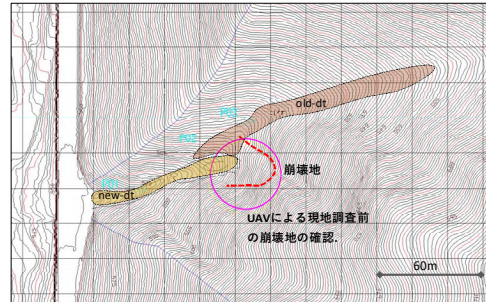


図-5 崩壊型の発生源（流域 81）



写真-3 崩壊地（流域 81）

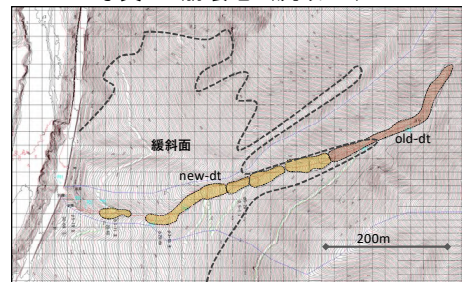


図-6 掃流型の土砂発生源の状況（流域 107）



写真-4 掃流型の岩屑（new-dt）の状況（流域 107）



写真-5 無発災流域の林道への土砂堆積（流域 44）

4.4. 道路横断排水施設の調査（現地調査）

道路横断排水施設の構造や設置状況について現地調査を行った。表-3 に示すとおり 14 箇所の被災箇所のうち、横断排水施設が設置されていたのは 9 箇所であり、横断排水施設の構造は、管渠が 6 箇所（ $\phi 0.5\text{m}\sim 1.8\text{m}$ ）、函渠が 2 箇所（ $1.0\text{m}\times 0.8\text{m}$ 、 $1.2\text{m}\times 1.2\text{m}$ ）であった。残りの 1 箇所は、埋塞のため形状不明であった（流域 46）。

被災形態が異なる 3 つの流域について、現地調査結果を述べる。流域 107 は、 $\phi 900$ の横断管渠が設置されているが、管渠内部に土砂流入の痕跡は認められなかった。このため、被災時は横断管渠の呑口が土砂により閉塞し、道路に土砂が流出したものであると考えられる（写真-6）。

流域 49 は、 $\phi 1.8\text{m}$ の横断管渠が設置されているが、管渠上流側に接続する水路が平面的に S 字の線形になっていた。そのため、被災時は横断管渠の上流側で土砂が水路内に堆積して、道路に土砂が流出したと考えられる（写真-7）。また、本流域の上流には治山堰堤が設置されているが、被災時には土砂が堰堤を越えて道路まで流下した。

流域 16 は、現地調査時には流水が認められず、排水施設も未整備の流域であったが、本災害では道路に土砂が流出した。このように、平常時ににおいて流水が確認されない集水地形も、豪雨時は道路防災の観点から弱点になる場合がある（写真-8）。

表-3 排水施設調査結果一覧表

流域番号	横断排水施設	汚濁土砂量 (m ³)	備考
10	函渠 1000×800	95	
14	管渠 $\phi 600$	若干	斜面からの溢水主体
16	無し	—	5
43	無し	若干	溢水主体
45	管渠 $\phi 500$	若干	溢水主体
46	有り	不明	60 埋塞により確認できず。
49	管渠 $\phi 1800$	50	
81	函渠 1200×1200	450	
88		無し	舗装浮き上り
92	管渠 $\phi 600$	32	
95	無し	—	93 他の土砂流出とは原因が相違
101	無し	—	37
104	管渠 $\phi 600$	53	
107	管渠 $\phi 900$	6	

■：溢水主体、■：その他被災・特殊事例。



写真-6 横断排水管の呑口閉塞による土砂流出（流域 107）



写真-7 S字線形が原因の土砂流出（流域 49）



写真-8 平常時に流水が無い集水地形の土砂流出（流域 16）

5. 道路排水施設にかかった負荷の解析

5.1. 解析雨量の整理

1km メッシュ解析雨量⁹⁾を用いて、令和 2 年 7 月 6 日～7 月 8 日における降雨分布を時空間的に整理した。図-7 にそれぞれの日に生じた最大雨量強度の平面分布を示し、図-8 に災害が生じた流域における流域平均雨量の時系列グラフの例を示す。これらの図が示すとおり、災害が生じた流域では、7 月 8 日の 0 時から 1 時頃に強雨であることから、災害報告時刻と強雨域が時空間的に一致していることを確認した。

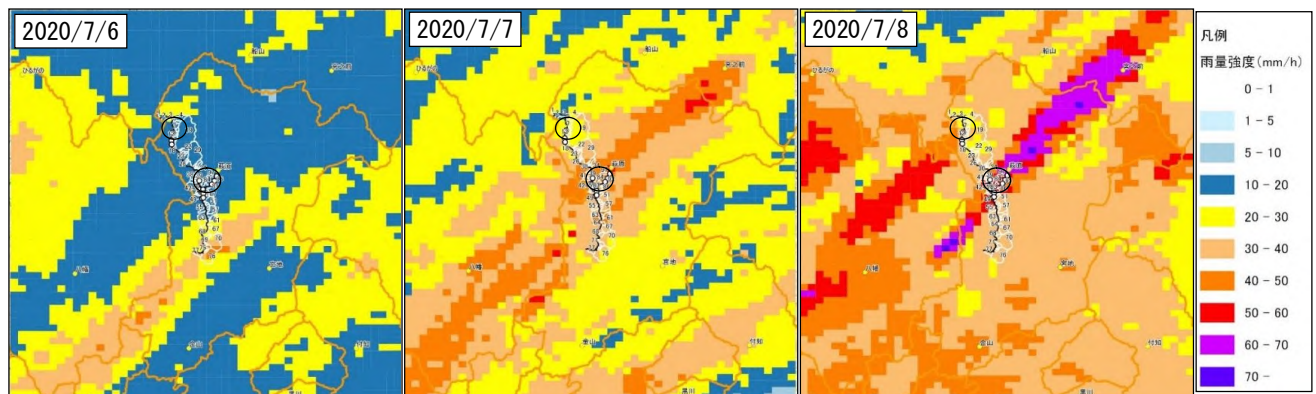


図-7 最大雨量強度 (mm/h) の分布 (○：被災地区)

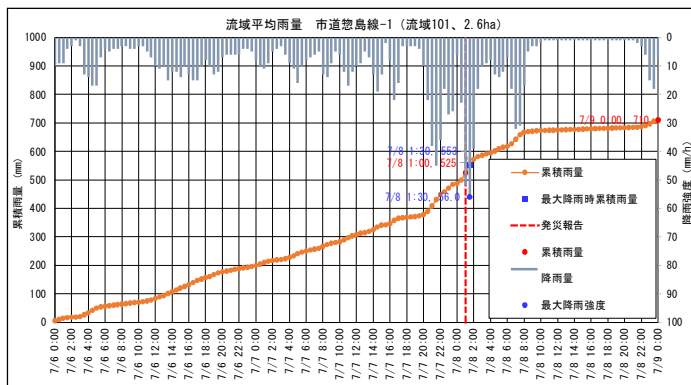


図-8 流域平均雨量の時系列グラフ（流域 49）

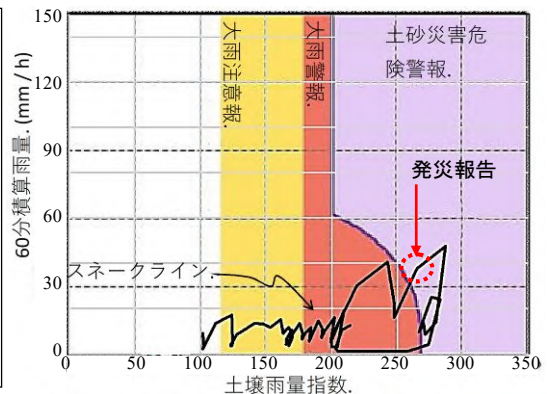


図-9 スネークライン図（流域 49）

また、土砂流出による災害の発生条件を探るため、図-9に示すように、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¹⁰⁾に準じて、タンクモデル¹¹⁾を用いて本災害における土壌雨量指数を算定し、スネークライン図にプロットした。土壌雨量指数は、直列3段タンクモデルの各タンクの貯留高の和で求め、タンクパラメータは全国統一の石原・小葉竹の5種類のパラメータのうちNo.3を用いた¹²⁾。なお、初期条件として、令和2年4月1日～7月5日のアメダス萩原観測所（下呂市）の時刻雨量を用いた事前解析を行い、タンクモデルの初期貯留高に設定した。また、スネークライン図の基図は、ぎふ 土砂災害警戒情報ポータル¹³⁾の画像をダウンロードして使用した。スネークライン図において、各流域が最も危険な状態となった時間帯付近で災害が発生している。

5.2. 排水施設の流下能力の照査

道路排水施設が設置されているにも拘らず氾濫した9箇所のうち、道路横断施設の断面が計測できた8流域について、被災時に排水施設にかかった負荷と横断排水施設の流下能力を比較し、被災メカニズムについて検証した。流域のピーク流量は、土砂の混入を伴う出水であったことから、砂防設計基準¹⁴⁾に準じて、合理式を用いて清水流量を算出し、土砂混入率を10%程度見込んで推定した。被災時のピーク流量推定に用いる雨量強度については、解析雨量から算定した流域平均雨量強度を用いた。表-4のとおり、被災時の横断排水路の流下能力は、流域45を除く7施設について、推定ピーク流量以上あることを確認した。被災した道路排水施設は、いずれも吞口が土砂で閉塞していたことから、横断排水施設に清水の流下能力があっても、大量の土砂が排水施設に一度に到達すると吞口を閉塞させ、土砂や流水の氾濫が生じると考えられる。また、道路設計基準¹⁵⁾に基づく計画流量（10年確率、60分間雨量強度）は、今回の推定ピーク流量よりも大きかった。以上より、土砂の流下が懸念される流域では、流下する土砂量を適切に見積もり、横断排水施設を閉塞させないような対応が必要である。

表-4 推定ピーク量（土砂混入率考慮）と横断排水施設の流下能力の比較

流域	路線名	横断排水施設の流下能力								推定ピーク流量		道路設計基準
		断面	勾配°	面積(m ²)	潤辺(m)	粗度係数	流速(m/s)	流量(m ³ /s)	土砂込流量(m ³ /s)	判定	土砂込流量(m ³ /s)	
10	国道257号	幅 1.00m 高 0.80m	2.4	0.800	3.600	0.015	5.01	4.01	2.08	OK	4.35	
14	国道257号	ヒューム管 φ 0.60m	4.5	0.283	1.884	0.013	6.09	1.72	1.48	OK	3.22	
81	国道257号	幅 1.20m 高 1.20m	21.8	1.440	4.800	0.015	18.89	27.21	0.49	OK	0.64	
104	市道惣島	ヒューム管 φ 0.60m	21.6	0.283	1.884	0.013	13.66	3.86	2.64	OK	4.70	
107	市道惣島	ヒューム管 φ 0.90m	19.1	0.636	2.826	0.013	16.75	10.65	2.25	OK	3.05	
92	国道257号	ヒューム管 φ 0.60m	26.9	0.283	1.884	0.013	15.47	4.37	1.22	OK	1.57	
45	下山名丸	ヒューム管 φ 0.50m	1.4	0.196	1.570	0.013	3.01	0.59	2.44	NG	3.84	
46	下山名丸	横断施設有(サイズ不明)	-	-	-	-	-	-	1.93	-	2.88	
49	下山名丸	ヒューム管 φ 1.80m	1.4	2.543	5.652	0.013	7.06	17.96	12.33	OK	16.18	

6. 今後の防災対策の検討

令和2年7月豪雨における岐阜県下呂市内の道路の通行止めの多くは、溪流や谷形斜面から流下した比較的小規模な土砂等が道路へ流出した災害であった。これらは道路施設に大きな損傷を与えなかった。今後発生し得る広域気象災害時に、小規模な土砂流出による道路ネットワーク機能への支障を最小化する対応が求められる。本調査の結果を踏まえて、今後実施が望まれる対応策を述べる。

1) 土砂流出による沿道リスクアセスメント制度の導入

道路の災害対策については、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。道路ネットワーク機能の強靱化を図るためには、現状の取り組みを一歩進め、令和2年7月豪雨で顕在化したリスクである道路隣接流域からの小規模な土砂流出に対しても、適切に評価し、対策を実施していくことが求められる。そのためには、図-10に示すように、潜在的な危険のおそれがある溪流の抽出作業を行うとともに、土砂の流出によるリスクを評価し、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。

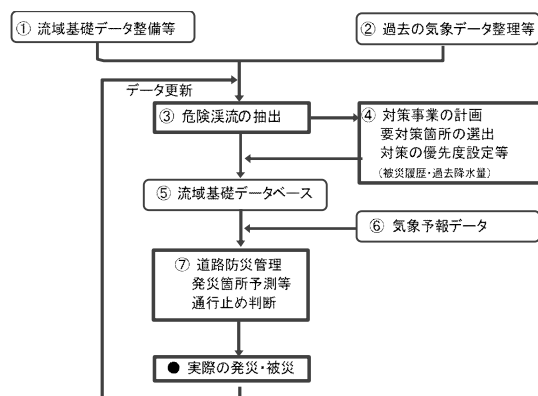


図-10 道路管理流域データベース案のフロー

2) 事業間連携、協力体制の強化

土砂発生源は道路区域外に多く、道路構造のみでは対応できない場合が少なくない。防災対策にかかるコスト削減を図りつつ、地域の道路網の安全性・信頼性を確保するためには、砂防事業や治山事業等と連携した計画的な防災事業への転換が求められる。そのため、砂防管理者や森林管理者等とのさらなる協力体制の強化や「土砂災害対策道路事業補助制度」の活用等による防災対策の推進が必要である¹⁶⁾¹⁷⁾。

3) 危険のおそれのある溪流の抽出

危険のおそれのある溪流の抽出は、土砂発生源ポテンシャルと土砂流下経路コンディション、道路防災力（道路排水施設の流下能力）などの観点から、流域の地形・地質条件、道路位置や排水構造などを整理・検討することにより、土砂氾濫の可能性をある程度評価することが可能と考えられる。

土砂発生源ポテンシャルは、崩壊型や掃流型の土砂の発生形態を評価するために、崩壊型では遷急線を、掃流型の場合遷緩線下方の緩斜面と遷急線を的確に把握し、道路までの土砂流下経路コンディションを含めて発生源ポテンシャルを評価する必要がある（図-11）。それらの判定には詳細なDEMデータの利用が不可欠と考えられる。

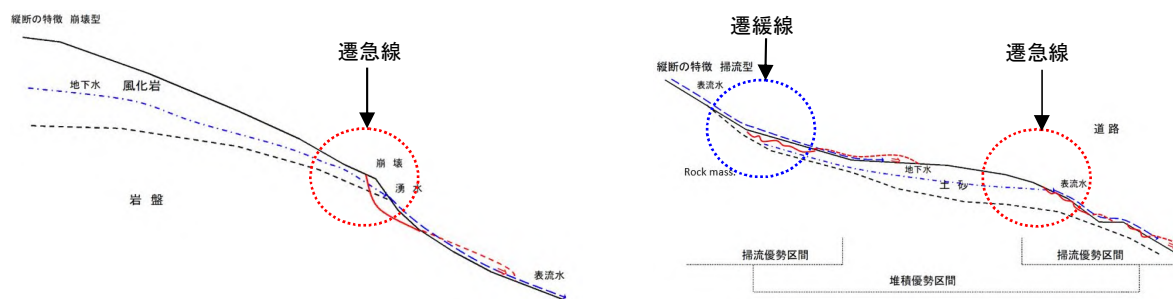


図-11 崩壊型土砂発生源（左）と掃流型土砂発生源（右）の概念図

また掃流型の土砂流出に関しては、地下水位や表流水の状態を評価することが重要であるため、代表流域を設定し、流域水収支の数値モデル化と土砂流出の予測に基づく道路防災管理の実施が必要である。

4) 豪雨時の流出土砂を考慮した道路排水施設

本災害では、道路排水施設の土砂閉塞や、道路排水施設が無い流域の土砂流出により、道路に土砂が氾濫した。今後は、道路への土砂流出の危険のおそれがある溪流の抽出を踏まえて、普段流水の無い流域におけ

る排水施設の設置や、土砂流入を見込んだ断面拡大、土砂捕捉施設の整備等の機能向上等、適切な道路排水施設の整備が必要である。

5) 気象庁・都道府県が発表する土砂災害警戒情報の活用

本災害では、発災条件と気象庁・都道府県が発表する土砂災害警戒情報（スネークライン）の関連が強いことが分かった。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気象庁や都道府県が発する土砂災害警戒情報の活用が有用と考えられた。

7. おわりに

近年、気候変動の影響等により、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靱化が求められる。本調査の知見を踏まえて、小規模土砂流出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。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) QGIS, <https://qgis.org/ja/site/index.html>（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 3) 国土交通省, 基盤数値地図情報ダウンロードサービス 数値標高データ, <https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 4) 国土交通省, 国土数値情報ダウンロードサービス 土砂災害警戒区域 第 1.4 版, https://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gml/datalist/KsjTmplt-A33-v1_4.html（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 5) 国土交通省, 国土数値情報ダウンロードサービス 森林地域 第 3.1 版, <https://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gml/datalist/KsjTmplt-A13.html>（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 6) 国土交通省, 国土数値情報ダウンロードサービス 標高傾斜度 5 次メッシュ第 1.0 版, <https://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gml/datalist/KsjTmplt-G04-d.html>（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 7) 国立研究開発法人産業技術総合研究所, 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2, <https://gbank.gsj.jp/seamless/v2.html>（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 8) 環境省生物多様性センター, 1/25,000 植生図 GIS データ, <https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/biodic-vege-25000>（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 9) 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）.
- 10) 国土交通省砂防部. 気象庁予報部. 国土交通省国土技術政策総合研究所（2005）：国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による 土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法（案）.
- 11) 社団法人全日本建設技術協会（1976）：建設省水文研究会編, 流出計算例題集 2.
- 12) 太田琢磨（2018）：土壌雨量指数・表面雨量指数・流域雨量指数の概要と基準の設定方法について, 気象等の情報に関する講習会.
- 13) 岐阜県県土整備部砂防課, ぎふ 土砂災害警戒情報ポータル, https://alert.sabo.pref.gifu.lg.jp/web_pub/top/top.html（最終閲覧日 2022 年 4 月 1 日）
- 14) 岐阜県県土整備部砂防課（2017）：砂防事業設計要領.
- 15) 岐阜県県土整備部道路建設課・道路維持課（2021）：道路設計要領.
- 16) 沢田和秀（2021）：豪雨災害から感じた相互協力体制の必要性, 機関誌「土と岩」, No.69, pp.4-11.
- 17) 竹下正一（2021）：道路事業との連携による土砂災害対策の推進, 月刊誌「河川」, pp.33-34.

簡易かつ迅速に DEM データを入手可能とするオープンデータ・プラットフォームの構築

大日コンサルタント(株) 矢島 賢治
大日コンサルタント(株) 正会員 ○藤井 孝文
大日コンサルタント(株) 石黒 靖規
岐阜大学 正会員 沢田 和秀

1. はじめに

土砂災害が発生した際には、災害状況を把握し二次災害の発生を防止するための初動対応として、現地における緊急調査が必要とされる。災害発生に伴う緊急的な対応であるため、現地機関から提供される情報は位置図等の紙媒体程度にとどまることが多い。このため、事前情報の不足に加え土地勘のなさや被災による地形変状、樹木による視界制限もあり十分な現地調査には至らず、再調査を実施せざるを得ない場合もある。初動対応を効果的に進めるためには、被災地点の地形情報を迅速に入手可能な環境の構築が必要である。

近年は、インフラの整備や維持管理、森林管理等を目的として、多様な機関において航空レーザー測量が実施されており、その測量成果としての3次元地形データ（DEM：Digital Elevation Model）が全国的に蓄積されつつある。DEMは地形形状を詳細に再現可能であり、現地における緊急調査の効率化や堆積土砂量の推定、各種シミュレーション、さらには復旧対策の設計にも活用可能なデータである。

令和3年7月3日に静岡県熱海市で発生した伊豆山土石流災害では、初動対応におけるDEMの効果的な活用が、救助活動や復旧活動の迅速化に貢献したと報告されている。静岡県は7月8日に、災害発生前に実施されていた異なる時期（2010年、2020年）の航空レーザー測量によるDEMを解析し、土石流の発生源が上流の盛土と推定されると公表した。さらに7月9日には、ドローンによる航空レーザー測量を緊急実施し、これによるDEMを加えて解析した結果、流出した土砂の総量が55,500m³であり、その大半が土石流起点の盛土であったことを公表した。（図-1）

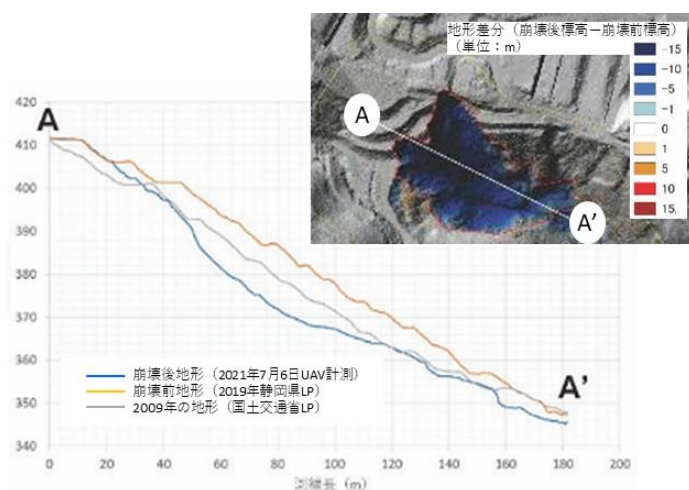


図-1 DEM 解析による地形差分図
（静岡県報告資料¹⁾より作成）

一方、航空レーザー測量成果としてのDEMは、地形図や基準点など従来の測量成果と同様に、測量計画機関ごとに管理されている。一般的に、これらのDEMを他の用途に利用する際は、測量計画機関への申請手続き（測量成果の複製・使用）が求められている。このため、災害発生時の初動対応に、必要な範囲のDEMを迅速に入手可能な体制とはなっていない。しかしながら、近年はインターネット上にオープンデータとしてDEMを提供する取り組みが一部の自治体で開始されている。DEMは多様な分野に活用可能なデータであることから、このようなオープンデータとして提供する取り組みの促進が期待される。

ただ、航空レーザー測量によるDEMは広範囲かつ膨大なデータであるため、災害発生時における効果的な活用をはかるためには、蓄積され続けるデータを効率的に管理し、必要な範囲のデータを迅速に検索、抽出可能な機能を備えたオープンデータ・プラットフォームの構築が必要である。

本稿では、迅速な災害対応への DEM の活用を目的とした研究²⁾の一環として、DEM のオープンデータ・プラットフォームのプロトタイプシステム構築について報告する。

2. DEM とは

航空レーザー測量により作成される DEM は、測量法第 33 条の規定に基づき各測量計画機関が定めた「公共測量作業規程」において、詳細度（地図情報レベル）と精度が規定される三次元の点群による地表面モデルである。航空機に搭載したレーザースキャナから地表にレーザを照射、その反射から点群データ（オリジナルデータ）を取得する。このオリジナルデータから、樹木等の植生や建物を除去した後、地形形状を一定間隔の格子状の点データ（ x,y,z ）の集合で表現した DEM を作成する（図-2）。樹木等の隙間を通過したレーザの反射を観測することにより、植生環境下であっても地表面を高密度かつ高精度に計測可能である。

DEM は BIM/CIM をはじめとして、防災や河川、海岸、治山、森林等の管理、環境、文化財の調査など多様な分野で活用されている。このため、様々な機関で航空レーザー測量が実施され、膨大な DEM が蓄積され続けている。図-3 は、（公財）日本測量調査技術協会の航空レーザー測量ポータルサイト³⁾の公開データを基に、岐阜県内の航空レーザー測量実施範囲を着色したものである。このように、岐阜県内のほとんどの範囲について DEM が作成されており、中には複数時期の DEM が既に蓄積されている区域も存在する。

3. DEM のオープンデータ事例

地理空間情報活用推進基本法（平成 19 年）および官民データ活用推進基本法（平成 28 年）の成立を受け、行政機関におけるオープンデータの取組みが推進されつつある。産官学の多様な機関が保有する地理空間情報の流通促進を目的とする G 空間情報センター⁴⁾では、静岡県や兵庫県、北海道総合政策部から DEM のオープンデータが提供されている（2021 年 3 月現在）。

兵庫県が公開する DEM は、図-4 に示すように国土基本図郭 2500（2km×1.5km）で区分された 1m メッシュ点群データ（300 万点）を 1 ファイル（TEXT 形式）とし、1 ファイルが 4 図郭の ZIP 形式でパッケージ化されている。県域全体として、916 個の ZIP 形式ファイルで構成されている。

北海道総合政策部が提供する DEM は、国土基本図郭 5000（4km×3km）の範囲を 1 ファイル（標高ラスタ、GeoTIFF 形式）として、提供対象区域内全ファイルが単一の ZIP 形式でパッケージ化されている。

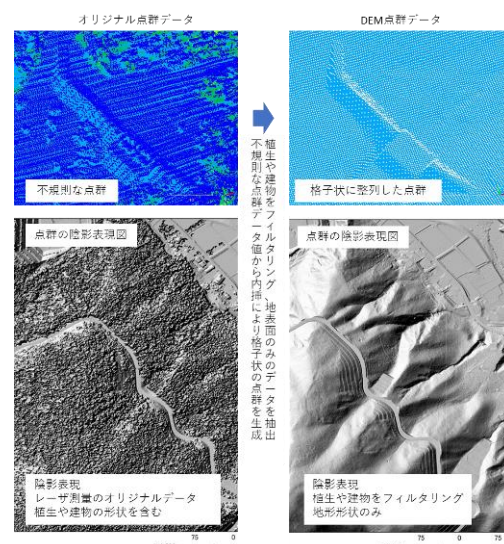


図-2 オリジナルデータと DEM データ

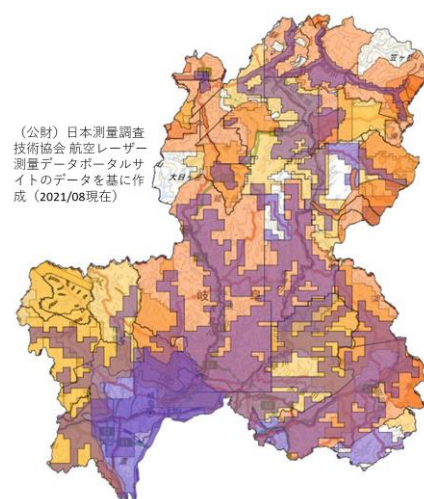


図-3 DEM の蓄積（岐阜県の例）

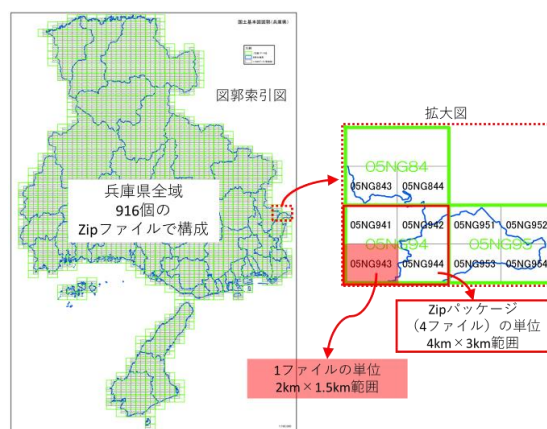


図-4 G 空間情報センターにおける
兵庫県の DEM 提供形態

4. DEM のオープンデータ化における課題

今後、各機関からオープンデータとしての DEM の提供が増加すると考えられる。しかしながら、現状では前項のオープンデータ事例に見られるように、データファイルのアーカイブとして提供される形態が主体である。このため、災害発生区域周辺の DEM 点群データを取得しようとした場合、索引図や地図をもとに対象区域が含まれる図郭を想定し、該当する DEM のデータファイルをサーバからダウンロード、さらにそのデータを点群表示可能なソフトウェアに読み込むことで、ようやく必要範囲の地形点群データを取得できたことが確認可能となる。

また、オープンデータとしての DEM の提供は、データを保有する機関ごとに行われている。このため、災害発生区域に DEM のデータが存在するのか、存在する場合にはどの機関がデータを保有しているかなどについて、航空レーザ測量ポータルサイト³⁾や国土地理院の公共測量データベース（公共測量実施情報）⁵⁾により探索し、データ保有機関ごとに入手する必要がある。

これらから、災害発生時の初動対応など、限られた時間内で迅速な対応が求められる場面では、以下の機能を有するシステムを通じたオープンデータとしての提供が、DEM の効果的な活用のために必要である。

- (1) 必要とする DEM 点群データの迅速な検索と入手
- (2) 各機関が保有する DEM 点群データの集約
- (3) 大量の DEM 点群データを継続的に運用可能なシステム

このようなシステムにより、一箇所に集約された多様な機関の DEM 点群データから、GIS をインターフェースとして必要な範囲やデータ精度を選択し、各種ソフトに読み込み可能な形式で、迅速にデータを入手可能となる。また、データ量の増加に対して柔軟に対応可能な拡張性に優れたデータベースシステムを採用することにより、蓄積され続ける膨大な DEM 点群データを、将来にわたり維持管理可能となる。

5. プロトタイプシステムの構築

前項に示す機能を実現するためのプロトタイプシステムを構築した。図-5 にシステムの概要を示す。

システムは、クラウド上に構築した4種類のノードと、DEM 点群データを登録するための管理ノードで構成される。DEM 点群データは3台のクラスタノード（データベースサーバ）に格納される。ユーザーは、一般的な PC から Web サーバにアクセスし、ブラウザに表示された地図上で範囲を選択することにより、DEM 点群データのダウンロードを要求する。ワーカーノードは、区域の指定を受けてクラスタノードから該当する DEM 点群データを抽出し、ダウンロード用のファイルを作成するとともにダウンロード用 URL をユーザーに送信する。監視ノードは、各ノードの稼働状態を監視し、クラスタノードが故障した場合は自動復旧を行う。

以下に、システムの利用手順を示す（図-6）。

- ① ユーザーは、Web サーバに表示された地図上で DEM 点群データの入手を希望する区域を指定する。
- ② 区域内に存在する DEM 点群のデータセットリストが表示される。
- ③ データセットリストで作成機関や時期、精度を確認し、入手したい点群のデータセットを選択する。
- ④ 選択したデータセットに含まれる DEM 点群データの範囲が表示される。

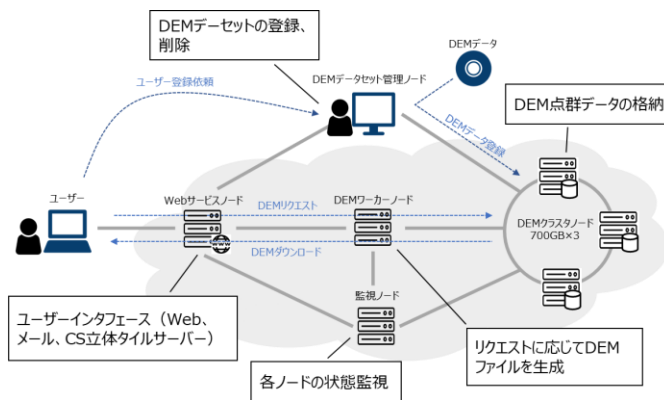


図-5 システム概要

- ⑤ システムに指定範囲の DEM 点群データ送信を要求する。

システムは、データベースから指定区域内の DEM 点群データを抽出、パッケージ化（ZIP 形式）してサーバに保存し、ユーザーの登録済みメールアドレスにダウンロード用 URL を通知する。ユーザーは、メール記載の URL から DEM 点群データをダウンロード可能となる。

また、Web サーバ上での地図表示については、災害発生箇所の特定や地形状況の把握を支援するため、オープンデータの xyz タイル配信サービスを利用し、地理院地図の標準地図と航空写真、オープンストリートマップを背景地図として切り替え表示可能とした（図-7）。

さらに、地形の状況を直感的に読み取ることができる CS 立体図も背景地図として切替え表示可能とした。CS 立体図は長野県林業総合センターが開発した地形の表現方法で、DEM 点群データから標高や傾斜、凹凸（曲率）を算出し、これらに基づいた彩色により地形を立体的に表現する図法である。岐阜県域の CS 立体画像を提供する xyz タイル配信サービスは存在しないため、G 空間情報センター上で提供されている CS 立体図画像のオープンデータ（岐阜県森林研究所）⁷⁾ を利用し、Web サーバ内に CS 立体図表示のための xyz タイルサーバーを構築した。

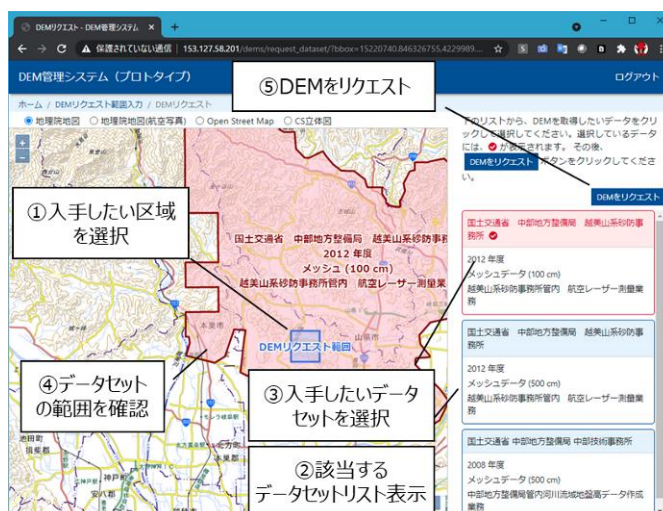


図-6 システム利用手順



図-7 背景地図の切り替え機能

6. ビッグデータ用データベースの利用

一般的なシステムでは、データ格納のためにリレーショナル・データベース（RDB）が最も多く使用されている。RDB は、定型的で複雑な構造のデータに対して効率的・高機能な検索・集計機能を提供する。一方で、データの増大に伴うデータベースの容量拡大に対しては高コストなサーバ増強（スケールアップ）が必要とされる。

このため、膨大なデータが日々蓄積され続けるビッグデータを処理するため、データの増大に対して低コストで処理力強化（スケールアウト）が可能な NOSQL と呼ばれるデータベースが開発された（図-8）。

本研究では、地図上で指定した範囲の DEM 点群データを迅速に抽出するため、DEM を構成する点群の各点をそれぞれデータベースの 1 レコードとして登録する手法を採用した。登録する点データの総レコードは膨大となる

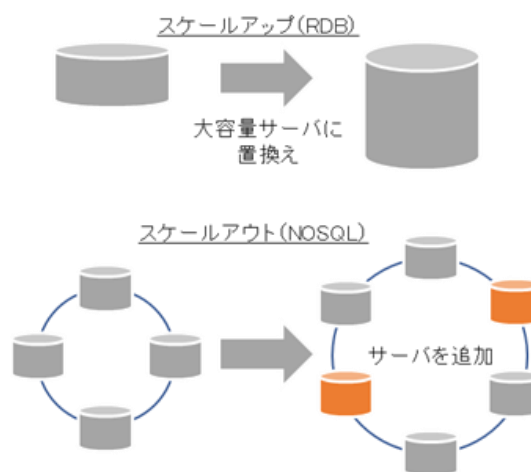


図-8 スケールアップとスケールアウト

ものの、データ構造は単純であることから、一種のビッグデータとして捉えられる。このため、プロトタイプシステム構築にあたっては、ビッグデータの処理に特化した機能を有し、データ量の増加に対して低コストでスケールアウトが容易なカラム指向型⁶⁾の NOSQL を採用した。

NOSQL を使用したデータベースは、クラウド上の複数ノード（データベースサーバ）を論理的に連結したリングで構成される。特定のノードに点群データを登録すると、別のノードにその複製が生成される。また、システムが特定ノードの障害を検知すると、そのノードはリングから自動的に切り離され、他のノードの複製データによりシステム機能が維持される。データ量が増加した場合には、リングにノード（データベースサーバ）を追加する事により、システムを稼働させながらのスケールアウトが可能である。

7. DEM データベース容量の試算

プロトタイプシステムのデータベースに対して、DEM 点群データを試行的に登録し、大量データの登録に必要なデータベース容量を試算した。登録した DEM 点群データは、岐阜県林政部森林保全課から借用した航空レーザー測量成果の DEM 点群データとした。

本システムの DEM 点群データ格納用ノードはレンタルサーバ 3 台で構成し、1 ノードあたりの容量は 1.4TB とした。データは登録時に故障時のバックアップとして自動的にデュプリケーション（複製）されるため、1 ノードあたりの実容量は 0.7TB となる。データの試行登録実績に基づく DEM 点群データ格納データ量の試算結果を表-1 に示す。

表-1 データ容量試算結果

	DEM区分	総点数 (百万点)	DB内データ 量(GB)	格納に必要なノード数	
				1世代分	2世代分
岐阜県	1mDEM	10,620	1,274.4	2 ノード	4 ノード
	0.5mDEM	42,480	5,097.6	8 ノード	15 ノード
愛知県	1mDEM	5,173	620.8	1 ノード	2 ノード
	0.5mDEM	20,692	2,483.0	4 ノード	8 ノード
三重県	1mDEM	5,777	693.2	1 ノード	2 ノード
	0.5mDEM	23,108	2,773.0	4 ノード	8 ノード
中部三県	1mDEM	21,570	2,588.4	4 ノード	8 ノード
	0.5mDEM	86,280	10,353.6	15 ノード	30 ノード

試算結果から、岐阜県の面積（10,620km²）に相当する 0.5mDEM 点群データの格納は、1.4TB のサーバ 8 台の構成で可能と考えられる。現在も航空レーザー測量による DEM の蓄積が続いていることから、その 2 倍（2 世代分）の点群データを格納する場合でも、サーバ 15 台の運用構成で可能となる。社会におけるビッグデータの取得と活用が進む中、クラウド上で提供されるレンタルサーバは大容量化、低価格化の傾向にある。このため、比較的低コストでのプラットフォーム・システム構築が可能と考えられる。また、データの増加に伴う容量不足に対しても、クラウド上でサーバを調達し点群データ格納クラスターに追加することにより、システムを停止することなく拡張が可能であることから、低コストなシステムメンテナンスが可能と考えられる。

8. まとめ

DEM 点群データをオープンデータとして提供するためのプラットフォームについて、プロトタイプシステムを構築し試行を行った結果、以下が確認された。

(1) 迅速なデータの検索と入手が可能

DEM 点群データを点単位で取り扱い、Web サーバの地図上で検索することにより、データの有無や属性（取得時期、密度）の迅速な確認と、必要範囲に応じたデータ入手が可能となり、災害発生時の初動対応において DEM を効果的に活用可能である。

(2) 大量データを継続的に運用可能なシステムが構築可能

NOSQL を使用することにより、DEM 点群データを点単位でデータベースに登録することが可能となり、高い可用性とメンテナンス性を確保しつつ、データの増大に低コストで対応可能なシステム構築の可能性が確認された。

ただし、DEM 点群データの登録と事前処理に、想定以上の処理時間を要することが判明した。今後は、

これらを踏まえて並列処理による高速化とともに，登録点群データ量の増大がシステムの処理速度に与える影響の検証について研究を進める。

参考文献

- 1) 静岡県河川局土木防災課(2022)：災害対応におけるデータ活用の取り組み，月刊防災，公益法人全国防災協会，第 872 号，p2-4.
- 2) 沢田和秀(2017)：地形データアーカイブ整備による建設および災害復旧支援，日本建設情報センター研究助成事業活動・報告（平成 27 年度）.
- 3) 航空レーザ測量データポータルサイト(2022 年 4 月閲覧)：<https://www.sokugikyo.or.jp/laser/>
- 4) G 空間情報センターWeb サイト(2021 年 3 月閲覧)：https://www.geospatial.jp/gp_front/
- 5) 公共測量データベース（公共測量実施情報）(2022 年 4 月閲覧)：
https://psgs2.gsi.go.jp/kouhyou/Kouhyou_KoukyouSokuryou/Kensaku10.aspx
- 6) 太田洋 監修，本橋信也，河野達也，鶴見利章 著(2012)：NOSQL の基礎知識ービッグデータを活かすデータベース技術，リックテレコム.
- 7) 岐阜県森林研究所(2022 年 3 月閲覧)：岐阜県 CS 立体図 2021 更新（GeoTIFF 形式），G 空間情報センター，<https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/cs-2021-geotiff>.

吹付のり面劣化判定の簡易化に向けた試行実験

(株) 地建防災	国際会員	○浅野憲雄
小田鐵網 (株)		権田直巳
(株) 地建防災		中島寛幸
中部大学工学部		伊藤 睦
岐阜大学工学部	国際会員	沢田和秀

1. はじめに

山地が支配的な我が国の道路は、切土・盛土を介して構築されていることが多く、そこには多種多様な道路付帯構造物が設置されている。特に、切土法面保護工としての「吹付法面工」は、定期的な目視観察から概略の劣化判定を行い、時には吹付材の剝離・落下事故などが生じてから補修が実施されることもある¹⁾。

一般的に吹付工の健全度（劣化）判定調査は、外観目視・打音検査を主として実施されるが、専門技術者不足や調査時の仮設費、通行規制などの諸条件から実施しにくい状況が続いている。

本研究は、吹付法面工の現状を把握するために行う打音検査を簡略化・効率化する手法を検討し、日常的に吹付法面の劣化などを専門技術者以外でも判定できるような判定基準を見出す目的で実施した。

2. 研究内容

山間道路の「切土法面吹付工」健全度評価手法は、専門技術者による「打音検査」等によって、吹付工劣化と背面地盤状況などを把握していることが多い。ただし、近年、専門技術者不足などの理由で吹付工劣化判定を一般技術者でも可能となる判定法作成が望まれている。

本研究では、地形・地質的に異なる既設吹付工において簡易な打音検査を実施し、打音を録音・分析し、周波数特性などから劣化状況を判定できるかを検討した。また、吹付工の材料的劣化などを把握する目的で、吹付工供試体を作成し室内実験も実施した。

3. 研究方法

本研究では、西南日本内帯の多種多様な地質が広がる岐阜県を中心とした地域で、一般的に行われる打音検査法を簡略化した吹付法面劣化状況判定法の現地実験を行った。現地実験・分析では、打音を簡易録音機器で録音し、音波分析ソフトで周波数分析を行い誰でも容易に判定できる検査法を目指した²⁾。

3.1 原位置実験方法概要

今回の研究は、一般的な「打音検査方法」を基本として、研究対象法面下部約 1.5m 位置で約 2.0m の等間隔に壁面打撃を実施し打音を録音・分析する。これは、吹付法面の劣化が法面下部にまで達すると、吹付面の機能停止に関係すると考えられ、概略的に対象法面全体の検査判定できると判断したものである。

3.1.1 主要使用機器

- テストハンマー (250g: 既存実験で極端な打撃面積差がなければ測定誤差が小さいと判明している。)
- ボイスレコーダー (ピンマイク付き)、その他補助機器: 測量機器、カメラなど

3.1.2 既存吹付工箇所打音検査方法

- 本報告の吹付法面打撃検査は、路面より約 1.5m の高さで、約 2m 程度の間隔をあけて打撃調査する。
- 法面打撃は、周辺の騒音なども考慮し、1 箇所当たり 10 回程度を連続打撃・録音する。

Trial experiment for simplified deterioration judgement of shotcrete slope surfaces
Norio ASANO(Chikenbousai), Naomi GONDA(Odatetumou), Hiroyuki NAKASHIMA(Chikenbousai),
Asushi ITOH(Chubu-University) and Kazuhide SAWADA(Gifu-University)

3.2 実験室打音実験

劣化が進んだ現地法面工の打音特性と比較する目的で、室内実験用に新規で作成した供試体を作成し、新鮮な吹付材料の打音特性を把握する。加えて、供試体に「クラック」を発生させることで打音の変化を計測した。これは、健全な吹付材と劣化した吹付材とを打音比較する目的で実施した。

3.2.1 供試体条件

- 現地作成供試体・・・吹付層厚 $t=5, 10$ cm の 2 種類、供試体辺長 450 mm で切土斜面を利用して作成。
- 室内作成供試体
 - ✓ 供試体は、現地と同じように型枠内にラス網を布設し、型枠内部に吹付材を流し込み作成する。
 - ✓ 供試体として、吹付け厚さと、辺長 (200, 450, 700 mm の 3 種類) を変化させたものを作成。

3.2.2 室内打音検査

- 打音検査法・・・打撃箇所と方向が打音に及ぼす影響を把握するために、供試体の中央部と供試体端部で打撃を行う。
- 供試体条件
 - ✓ クラック条件・・・クラックなし、十字クラックの 2 種類
 - ✓ 背後地盤条件・・・敷き砂上に供試体を配置。

3.3 打音解析について

- 打音解析は、誰もが入手し易く、扱いが容易な音波分析フリーソフトを活用する。
- ノイズ処理は、記録波形を観察し極端なノイズと判定された打撃音部分を除去し、分析する。
- 打音解析は、録音した打音を高速フーリエ解析で卓越周波数や打音構成周波数などを把握した。
- 打音解析では、ノイズ発生車両騒音等を観測した結果、50Hz 以下が主要な音源であることが判明したため除去した (High-pass 処理)。また、打音の 50Hz 以上の周波数帯にも多少の乱れがあると考え、0~50Hz 付近までのデータの合計値をデータ数で除し、それ以降のデータについて 1 データずつ移動させ波形曲線を滑らかにすることで波形特性を把握する「移動平均」処理を行った。

4. 実験結果

4.1 現地法面打音検査結果

本研究では、岐阜県並びにその縁部地域の代表的な地質である「美濃帯堆積岩類」、「領家花崗岩類」、「濃飛流紋岩類」、「飛驒片麻岩類」分布域の吹付法面で現地調査を行うとともに、現地調査結果と比較する目的で「比較的新鮮岩盤」、「土丹・洪積土砂層」、「斜面内露岩部」などの打音も収集した。

4.1.1 美濃帯堆積岩類

研究範囲における美濃帯の山地は、主として「チャート」、「砂岩」を主体としている。このため、研究対象は両岩盤を基盤とする吹付法面抽出した。図-1~3 は、美濃帯堆積岩類の「チャート」、「砂岩」吹付部と、同分布斜面内硬質露岩部での打音結果を図示したものである。

図-1 のチャートの場合、20~60Hz の間で周波数にバラツキが生じている。図-2 に示す砂岩の場合は、チャートと同様な部分のばらつきが見受けられるが、より低周波部分において音圧差が生じている。

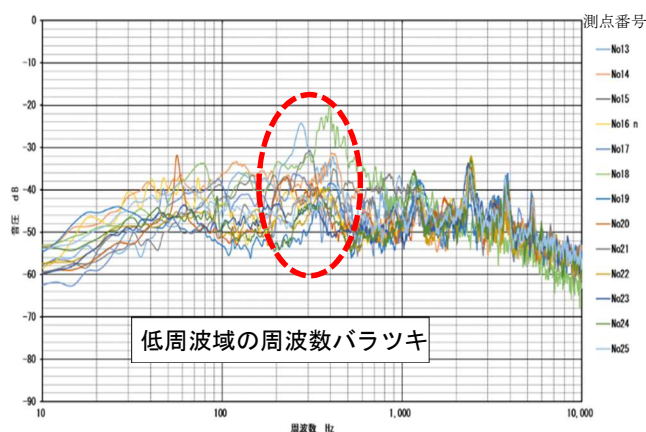


図-1 風化チャート部劣化吹付工打音

図-3 の比較的硬質な露岩部においても砂岩では低周波域の音圧差が生じており、これは、吹付工背面の岩盤風化特性によるものと推測される。また、1,000Hz以上の周波数帯における卓越周波数域は、吹付工による周波数特性が表れていると考えられ、吹付工が施されていない図-3 では観察されない。

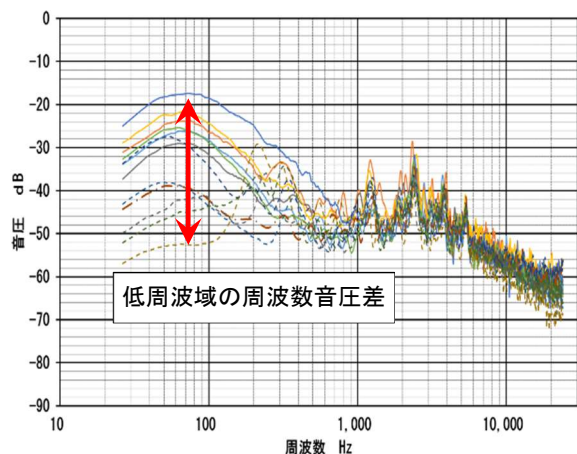


図-2 風化砂岩主体層劣化吹付工打音

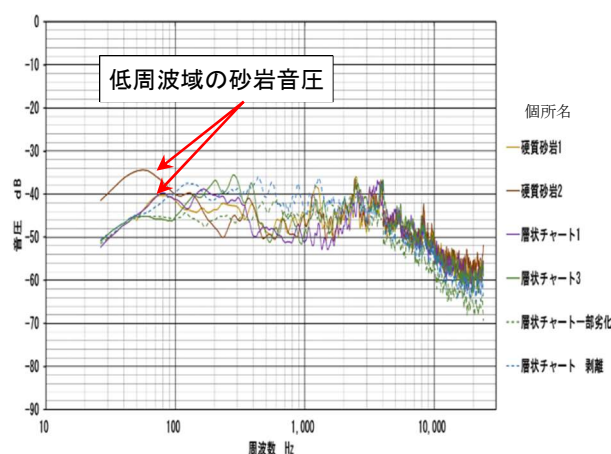


図-3 斜面内に露出する比較的硬質岩盤の打音

4.1.2 領家花崗岩類

研究対象地域に広く分布する地質である領家花崗岩類は、大気中で風化しやすい岩盤であることが知られており、地形条件などで風化程度が大きく変化する岩盤である。

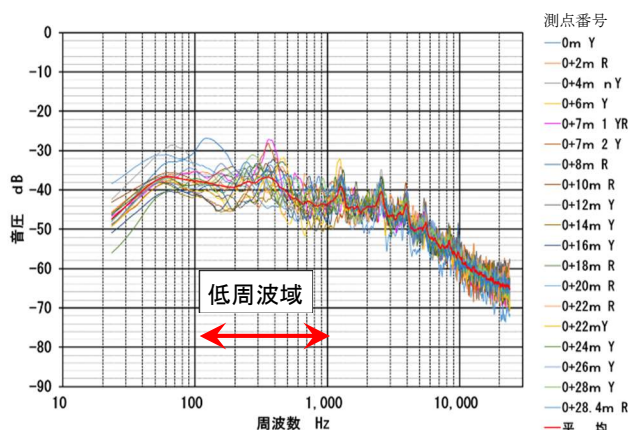


図-4 谷壁小尾根先端部花崗岩類

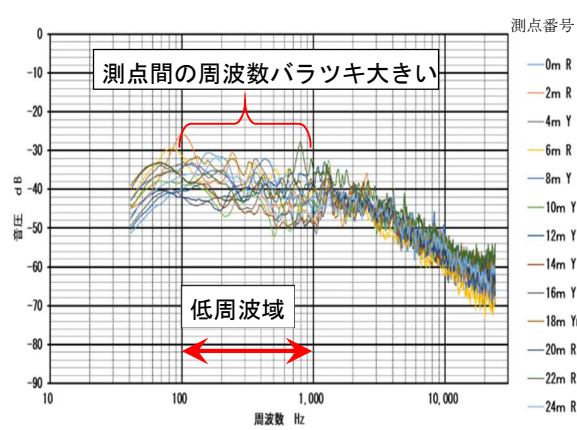


図-5 谷壁部小谷部花崗岩類

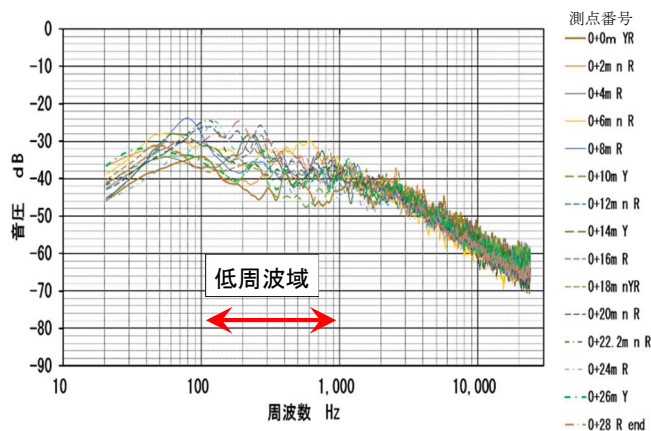


図-6 盆地周辺斜面内花崗岩類

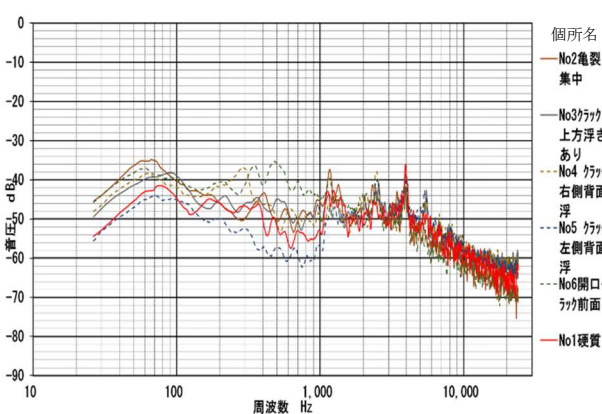


図-7 亀裂発達硬質花崗岩類

図-4, 5 は、大河によって浸食された谷壁中部に位置し、全体的に風化が進みコアストーンなども観察される切土面である。尾根部と小谷部によって周波数のバラツキが認められるが、浸食により緩みの大きな小谷部の方が1,000Hz以下のバラツキが大きい。図-6 は、谷底平野縁部（盆地）山地の切土面であり、所々に

露岩と湧水が観察できる箇所である。この切土面上方は、なだらかな斜面であり、風化土（まさ土）が観察され、岩盤が緩み土砂と岩塊の混在する斜面と判定される。結果として、打音は低周波域でバラツキが生じるとともに低周波域の減衰勾配が大きい。図-7は、硬質岩が露出するが背面に一部開口亀裂が認められる斜面内露岩部での打音である。岩盤内部の亀裂によって500～1,000Hzにバラツキが生じているほか、高周波域の卓越周波数域も他の吹付工とは分布が異なる。また、この岩盤では低周波域の減衰勾配が他の岩盤と異なり小さいことがわかる。

4.1.3 濃飛流紋岩類

研究対象地域の「濃飛流紋岩類」も、大気中で風化しやすく劣化・変質も花崗岩類に近い岩盤である。

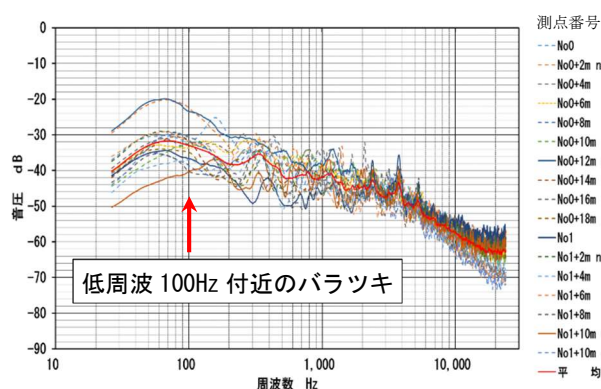


図-8 小尾根先端切土法面

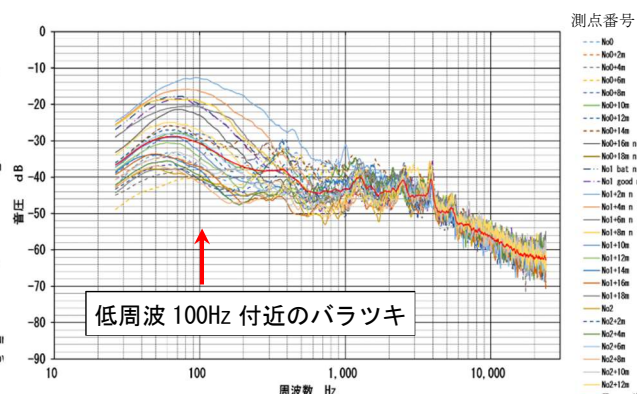


図-9 大尾根先端（風化）～側面切土法面

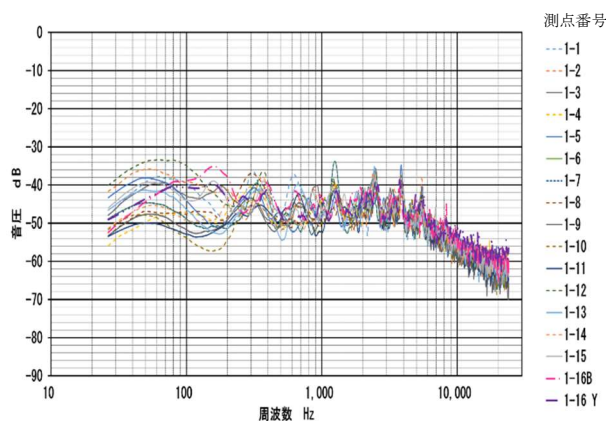


図-10 風化尾根の側部切土法面

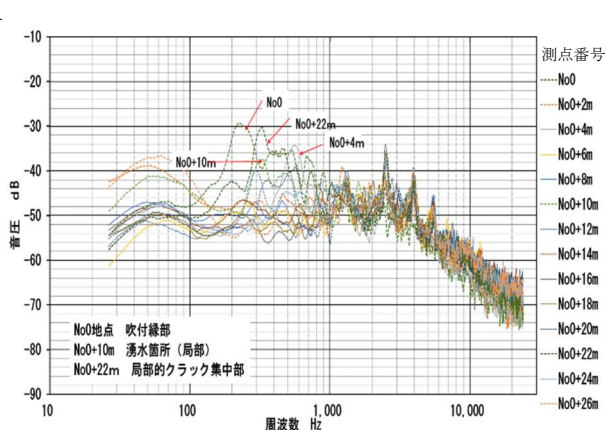


図-11 尾根側部新設吹付法面

図-8～10は、ダム湖周縁道路の尾根部を切土して構築された法面である。尾根の規模によって風化程度も異なる。各図より、尾根先端では、切土延長（測点が多い区間）が長いほど低周波域（100Hz 付近）にバラツキが大きくなる傾向にあり、基盤岩の不均一な風化特性が現れていると考えられる。図-11は、吹付後に異常湧水が生じた個所で、踏査結果より小破碎帯や湧水箇所が点在し低周波域に局部的なバラツキが生じていた。

各図より、濃飛流紋岩類の劣化吹付法面は、風化が進むと岩塊と土砂が混在し低周波域の減衰勾配が大きくなるとともに100Hz 前後の音圧バラツキが大きくなるといえる。

4.1.4 飛驒片麻岩類

研究対象地域北部域には、広域変成作用を受けた「飛驒片麻岩類」が分布する。片麻岩類は、広域変成を受け、亀裂・片理が発達した岩盤が広く分布する。飛驒片麻岩類は、尾根規模と亀裂の分布状況から、尾根の大小（破碎帯間隔）や切土位置で基盤岩の風化程度が異なっていた。

図-12は、現地踏査の結果、風化による土砂化が進んでいるほか、岩盤の緩みも進んでいると判定された。よって、風化程度が不均一な地盤（美濃帯チャートなど）で生じている低周波域（図中表記）が、他の同種岩盤より滑らかであった。加えて、低周波域の減衰勾配も急勾配であることも特徴的である。

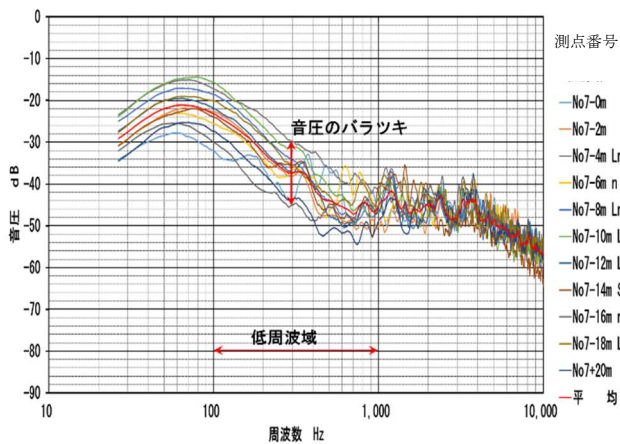


図-12 土砂化の進行した尾根法面

図-13 は、比較的大きな尾根先端から側部に渡る吹付法面である。尾根側面は、所々に一枚岩状の岩塊が観察され、比較的硬質な岩盤と風化部が混在している。結果として低周波域にバラツキが生じ、減衰勾配も大きいといえる。

図-14 は、主要尾根の側部に位置し、比較的硬質な露岩が観察される法面である。基盤岩中には、法面と平行するような亀裂が観察されるため、低周波域にバラツキが生じている。

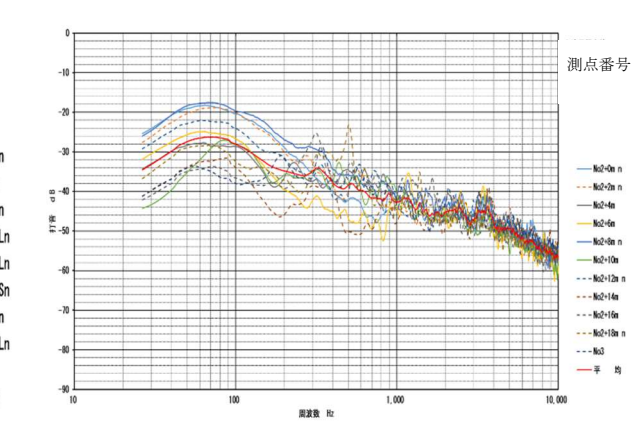


図-13 比較的硬質な岩盤と風化部が混在した法面

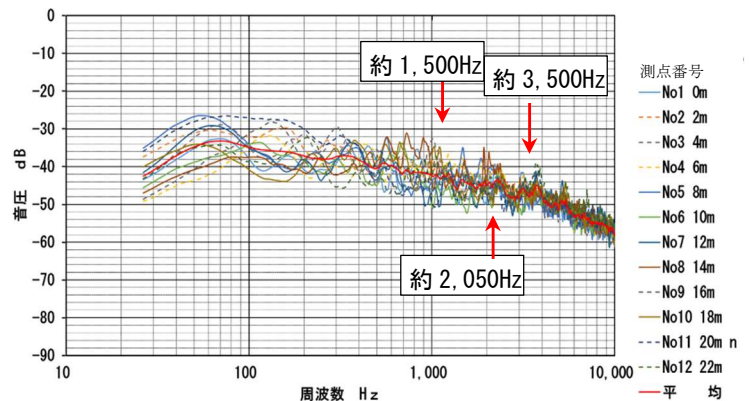


図-14 硬質な露岩が観察される法面

4.1.5 土丹・洪積土砂層

図-15 は、岩盤法面と比較するために新第三紀～第四紀更新世の土丹・洪積土砂層（段丘土砂層）に吹付工が施された箇所での打音調査結果である。基本的に土砂相当層には吹付工を施さないが、急傾斜地の切土法面を雨裂侵食から保護する目的で施工された箇所である。図-15 に示す土丹・段丘土砂層での打音検査結果から、100Hz 以下の低周波部は、比較的バラツキがなく、100～1,000Hz 以下の低周波域でバラツキが生じている

ことが判る。これは、背面地盤中に巨礫や土丹の未風化部が不規則に存在したものと考えられる。

図-15 の 1,000Hz 以上の高周波域では、他の岩盤吹付箇所と同様に約 1,050・2,050・3500Hz 付近などに卓越周波数が確認でき、1,000～10,000Hz の周波数域が吹付工材質等の特性を示していると考えられる。

4.1.6 各種岩盤の打音特性とりまとめ

本研究では、対象区域内の代表的な岩盤で風化特性と吹付面の変状などを観察し、打音検査を実施した。その結果として 1,000Hz 付近を境にして周波数分布に違いが生じ、1,000Hz 以下の低周波部では吹付工背面地盤によって異なる周波数分布が観察された。つまり、調査箇所から得られた打音の低周波部は、風化作用を受け土砂化や浸透水などの影響を受け、打音減衰が大きく局部的な卓越部が生じるなどが観察された。後述、図-16 より、実線で示した「硬質～やや硬質」の背後岩盤打音では、1,000Hz 以下の低周波域における減衰勾配（曲線の下降率）が小さいことが判るほか、200～500Hz 間に岩盤中劣化部の影響と考えられる局所的卓越周波数などが出現するバラツキが生じている。実線以外の破線等で示す「劣化～やや劣化」の岩盤部は、風

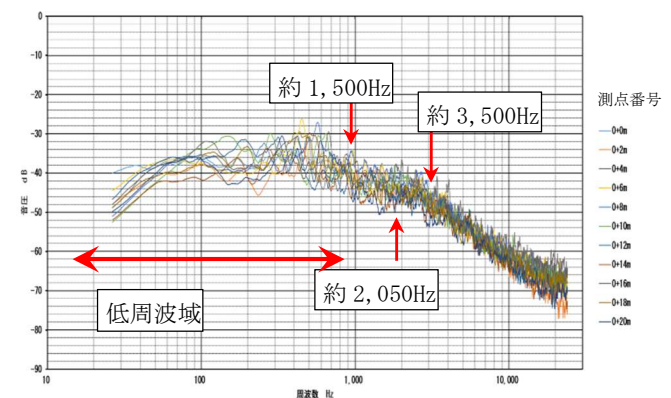


図-15 土丹・洪積（段丘）土砂層吹付工の打音検査結果

化変質の程度により 100Hz 付近の頂点位置や減衰勾配の大きさが目立ち、その特性を表-1 にまとめた。

図-16 打音検査箇所の打音平均分布図

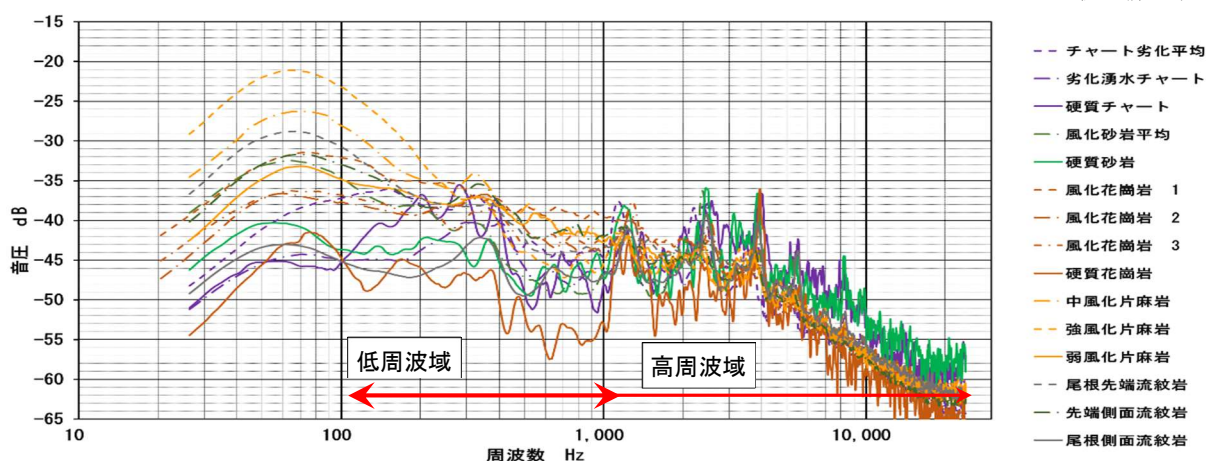


表-1 では、100Hz 音圧と 1,000Hz 音圧差を周波数減衰勾配として求めた。表-1

より、砂岩、流紋岩類、片麻岩類は、風化が進むと減衰勾配（音圧勾配）が大きくなる事が分かる。ここで、花崗岩類は明確な減衰勾配の変化が見受けられない。ここで、図-16 より硬質花崗岩は、風化花崗岩類の周波数分布が 500Hz 付近で急激な音圧低下しており、岩盤内部亀裂の影響が生じている可能性がある。美濃帯のチャートは、風化し難い岩盤であるが破碎されて礫状となるため、風化チャート岩盤は、砂岩等と同じように風化が進むと減衰勾配が大きくなる傾向にある。ただし、湧水箇所のチャート岩盤は、打音伝播境界となる亀裂面などが浸透水の影響もあり、打音の反射・位相変換などが生じにくくなり減衰勾配が小さくなると考えられる。

表-1 低周波域打音分布の減衰特性

	100Hzの音圧	1,000Hzの音圧	差分	勾配 (%)
チャート劣化平均	-37.22	-44.78	7.57	0.84
劣化湧水チャート	-44.29	-46.05	1.76	0.20
硬質チャート	-44.48	-48.05	3.57	0.40
風化砂岩平均	-34.60	-46.40	11.80	1.31
硬質砂岩	-43.71	-47.33	3.62	0.40
風化花崗岩1	-32.11	-39.57	7.46	0.83
風化花崗岩2	-37.66	-43.68	6.02	0.67
風化花崗岩3	-36.79	-43.08	6.29	0.70
硬質花崗岩	-44.64	-52.96	8.32	0.92
中風化片麻岩	-28.04	-42.77	14.72	1.64
強風化片麻岩	-23.18	-45.45	22.27	2.47
弱風化片麻岩	-34.80	-42.33	7.52	0.84
先端部流紋岩	-32.95	-41.98	9.03	1.00
先端側面流紋岩	-30.71	-43.20	12.49	1.39
尾根側面流紋岩	-45.12	-46.88	1.75	0.19

表-1 より、本研究で打音検査した岩盤吹付面は、全体的に風化が進むと（劣化すると）100Hz の音圧量が大きく（数値が負表示のため、数値が小さい）、そこからの減衰が大きくなる傾向が見受けられた。

4.2. 室内供試体打音検査結果

4.2.1 実験内容

既設吹付法面（部材）における打音検査結果と吹付材料の打音特性を比較する目的で、室内実験用供試体を作成し打音検査を実施した。

4.2.2 室内実験結果

本研究では、450 mm角で吹付材厚さ 50, 100 mmの供試体を自然斜面整地後に現地で吹き付けることで作成した。加えて、実験室で供試体寸法を 200, 450, 700 mm角と、厚さ 50, 100 mmでも供試体を作成した。

図-17 は、室内実験用供試体にクラックを生じさせ打音変化を把握するために行った結果である。供試体厚さが 50 mmの場合、クラックなしで 850Hz 前後に卓越周波数域が認められる。他の条件ではハンマー打撃と供試体厚さ・ひび割れに関わらず 800Hz 前後にやや卓越する状況である。また、クラック条件関わらず 1,000Hz 以上の高周波域に現地検査結果と同じような卓越部（1,500, 2,200, 3,500Hz 前後）が観察される。これは、1,000Hz 以上の周波数帯が吹付工の特性を示していることを表すと考えられ³⁾、吹付工の厚さに関

係ない特性と考えられる。

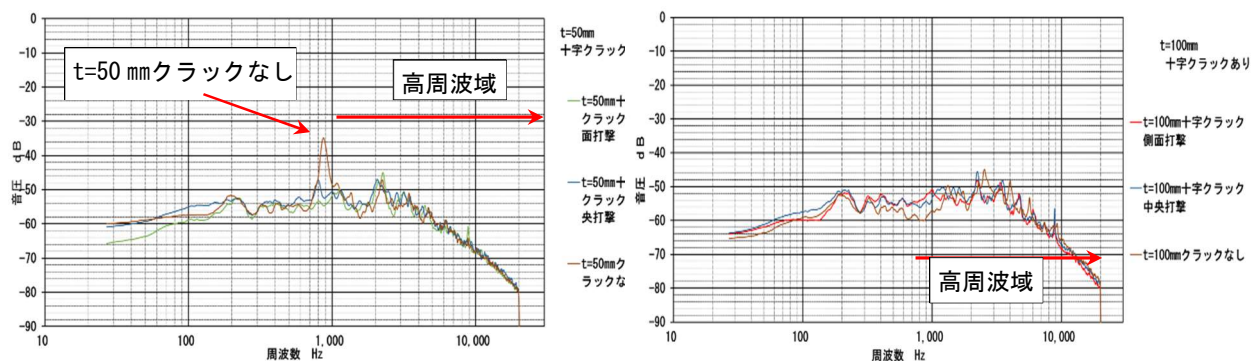


図-17 供試体厚さクラック有無で生じる打音変化把握

図-18 は、供試体寸法を変化させ、吹付材を伝播する振動と打音の寸法変化特性を把握した。図-18 より、供試体厚さに関係なく供試体幅 700 mm のみに 400Hz 付近の周波数で特徴的な卓越周波数が認められる。これは、現地実験結果でも吹付法面背後の地質に関わらず局所的に見受けられる 400Hz 付近の卓越周波数と同様と想定され、吹付工に分布するクラック（振動境界面）で発生する振動によるものかもしれない。このことは、吹付工の開口亀裂など振動境界が 350 mm 以上ある場合に生じる打音周波数と考えられるかもしれない。よって、100～1000Hz の周波数帯に生じる卓越振動数を観察すると、吹付材の劣化を判定できるかもしれない。

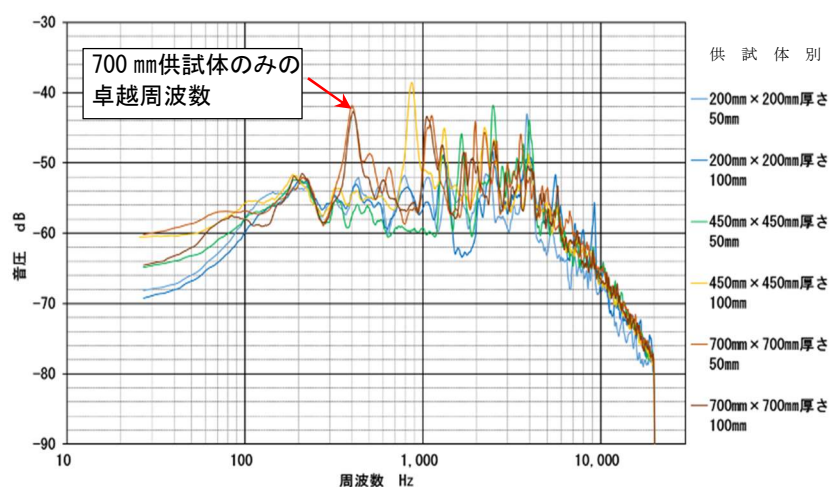


図-18 供試体寸法と打音特性比較

また、1,000Hz 以上の高周波帯では、実地盤の音と同様な卓越周波数が認められる。

5. 吹付法面の劣化判定手法の検討

今回の研究では、既存の吹付法面劣化判定で実施に専門知識と経験が必要であり、近年の専門技術者不足が課題となっている。よって、簡易な器機で打音を録音・解析することで収集データ情報の共有化を図り、管理道路全体の施設管理・補修計画の立案を容易にする目的で実施し、以下に研究成果をまとめる。

＜打音検査から得られた劣化法面特性＞

- ① 打音検査を録音して分析した結果、吹付工の劣化と背面地盤の特性として 100～1,000Hz の周波数分布帯と音圧の関係を検討することで、概略ではあるが変状を捕らえることができた（図-16、表-1 参照）。図-16、表-1 に示すような卓越周波数域や音圧減衰率（勾配）などから、吹付面背後の岩盤特性を把握できると考えられる。これは、背後地盤の風化特性と裂か水などの影響で、打音の音圧低下率が異なることから考えられる。
- ② 砂岩・花崗岩などが風化した法面では、風化作用で土砂化する岩盤であるため、風化が進むと低周波域の打音減衰率が大きい。それに反し、風化作用を受けても土砂化しにくいチャートなどは、打音減衰率の差よりも低周波域での卓越周波数帯分布に差が出る傾向にあり、打音と岩盤亀裂に関係していると考えられる。
- ③ 吹付工背面地盤の風化が進行すると、100Hz 付近の音圧が大きく、低周波域の音圧減衰率が大きい傾

向にある。吹付工背面地盤が新鮮であれば、100Hz 付近の音圧が同じ岩盤と比較すると小さな値となるため、低周波域の減衰率が小さくなる傾向にある。

- ④ 室内吹付材料打音実験から、吹付厚 50 mm のクラックなし供試体で、850Hz 付近に卓越周波域が観察された。これは、劣化が進んだ現地吹付法面においてあまり見られず、やや 850Hz より低周波域に卓越している。このような卓越周波数分布は、吹付工のクラック密集状況が示す周波数域ではないかと考えられる。
- ⑤ 室内で供試体寸法を変化させた吹付打音実験を行った結果、供試体厚さでは大きな変化は認められなかった。しかしながら、供試体の大きさ（寸法）を変化させた場合、200 mm 角の供試体で 400Hz 付近に卓越周波数が観察され、現地実験でも同様の卓越周波数が多数個所で確認されている。また、1,000Hz 以上の周波数帯では、供試体寸法の差で卓越周波数が多少ずれてきている。供試体寸法（振動の境界面間距離・亀裂間隔）の差が卓越周波数分布に関係すると考える。

6. まとめ

今回の研究成果は、山地を構成する各種岩盤の音圧～周波数特性測定結果から、打音測定による簡易評価法を確立することで吹付法面の定期点検が容易となり施設の維持管理企画立案や専門技術者不足に対応できると期待できる。ただし、今回の研究対象とした吹付法面は、ある程度背後地盤の特性が把握可能な箇所であつた対策を講じる計画があり追跡調査ができる箇所を抽出した。研究成果を実用化するためには、種々の法面変状箇所や基盤の風化特性・背後地盤の浸透特性など幅広い諸条件を考慮して現地調査を継続し資料収集する必要がある。今回の研究結果から判明した結果をまとめてみる。

- ① 簡易打音検査は、研究成果から対象法面下部を定間隔で打撃・録音することでも法面劣化を判定できると考えられる。
- ② 打音は、簡易の録音機でも十分録音可能で、録音データは解析や他の技術者との共有が可能である。このため、現地試験のみであれば経験不足の技術者でも可能となる。
- ③ 研究成果から、1,000Hz 以下の音圧減衰率と 100Hz 周辺の音圧強さから、ある程度の吹付背面地盤の劣化が判定できる。また、1,000Hz 以上の高周波域における卓越周波数より吹付材料の厚さや劣化も予測できる可能性がある。

以上の成果をより広範囲に活用するためには、以下のような実験を継続する必要がある。

- 今回の研究は、劣化が進んだ吹付法面と斜面内良質岩塊で打音検査を行った。対象とした劣化法面は、ある程度岩盤風化等が一樣に進んでいると考えられるが、局部的風化岩盤でのデータ収集を行う必要がある。
- 吹付法面の劣化は、気象条件や施工位置など種々の要因で生じる。このため、一見劣化していない法面の劣化状況も把握する必要がある。
- 対象地域以外の多種多様な地質で調査し、広範囲で対応できる手法を確立する必要がある。

今回の研究を行うに当たり、岐阜県県土整備部揖斐土木事務所を始めとする道路管理担当部署の協力を得て、施設維持を必要とする吹付法面にて調査を実施することができ、ここに謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 国土交通省 (2017) : 道路局:道路構造物点検要領
- 2) 金森正樹・飯坂武雄・菊川浩治・梅原秀哲 (2001) : コンクリートの打音による健全性の評価について、コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.601-606
- 3) 一富哲也・玉井宏樹・園田佳巨 (2010) : コンクリートの強度が打音特性と表面振動に与える影響に関する基礎的研究, 土木学会西部支部研究発表会, pp.15-16

発泡ウレタンを用いた不安定転石群に対する発生源対策の試行

岐阜大学 正会員 沢田 和秀
丸ス産業(株) 正会員 ○加藤 十良
(株)イノアック住環境 遠藤 大輔

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提案している。これまでに、発生源対策としての機構と現場での有効性の検討、施工性に関する実験および発泡ウレタンの耐久性試験を実施した¹⁾。本報告では、3箇所の現場試行（以下、試験施工と呼ぶ）を通じて、実施工に際して想定される利点と欠点を調査した結果について述べる。

2. 試験施工場所の選定

試験施工はロープ伏工と併用することにした。併用した理由は、ウレタン充填がロープ伏工の成立する条件に役立つ場合があると考えたからである。ロープ伏工が成立する前提を説明する。図-1、写真-1 にロープ伏工の標準図と施工例を示す。ロープ伏工は、地形の凹凸に沿って 2m×2m の格子状ロープと 0.5m 間隔の補助ロープを設置する。主たる構造部材はロープ（ワイヤ）と、ロープを外周で固定する A アンカー、ロープ交点を固定する B アンカーである。ロープ伏工では、石が滑動しようとするときの重みを、横ロープに分布荷重で負担させる。分布荷重を伝達するために、石と横ロープは接触している必要がある。B アンカーはロープと石の接触を確保する役割がある。写真-1 の例は石の周りに空隙が少ない。この条件であれば、石が動いたときもロープと石の接触が保たれていると判断できる。一方で、石の周りの空隙が大きいと、石が動く可能性があり、動いたときに空隙が小さくなる分全体の体積が収縮することで、ロープと石の密着が保たれなくなり、ロープ伏工が成立しなくなる。試験施工では、石の周りの空隙が大きい箇所を選定した。

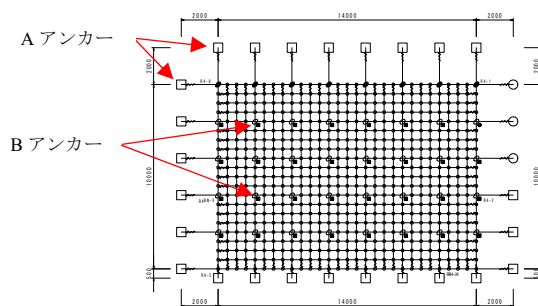


図-1 ロープ伏工の標準図

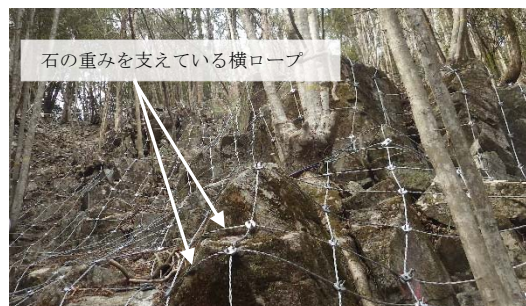


写真-1 ロープ伏工の例

3. 試験施工の概要

(1) 地質

図-2 に試験施工（①～③）の位置を、地質概要図²⁾に重ねて示す。いずれも濃飛流紋岩（白亜紀後期の溶結凝灰岩）を対象としたロープ伏工で併用している。①は恵那火山灰流シート、②と③は金山火山灰流シートに該当する。どちらの火山灰流シートも固結度が堅固である。①は赤河断層帯に近接し、③は佐見断層帯に近接する。①と③は断層活動に起因し

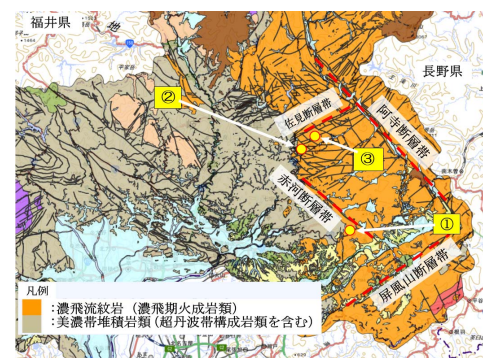


図-2 試験施工の場所（○印が位置）

Test construction of new type rockfall prevention with on-site urethane form for loose rocks : Sawada Kazuhide(Gifu University),Kato Toyoshi(Marususangyo Corp.) and Endo Daisuke(INOAC Housing&Construction Materials Co.Ltd)

て、節理に沿って分離した石が地表に分布し、一辺 1 m 以上の不安定な石が山腹斜面に存在することが多い。①は保全対象との比高で 45m、②は 10m、③は 50m の落石発生源である。

(2) 試験施工箇所①の状況

試験施工箇所の状況を CS 立体図と写真で示す。CS 立体図は立体図法のひとつで、岐阜県の場合 0.5m、1.0m メッシュの数値標高モデルで描いたものを閲覧することができる³⁾。CS 立体図では尾根（凸地）は赤、谷（凹地）は青、急傾斜地は暗、緩傾斜地は明な色調で表現されている。

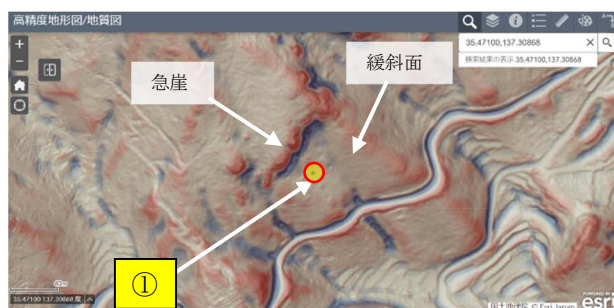


図-3 試験施工①周辺の CS 立体図



写真-2 ①の発生源状況

試験施工①の場所は、急崖の下にある緩傾斜地である（図-3）。緩傾斜地はガレ場で礫間に空隙が多い（写真-2）。この場所でロープ伏工を施工すると、岩盤用アンカーのグラウト材がリークすることが問題となる。試験施工①では、石周辺の空隙にウレタンを少量充填し、グラウト材のリークを防止できるか調査した。

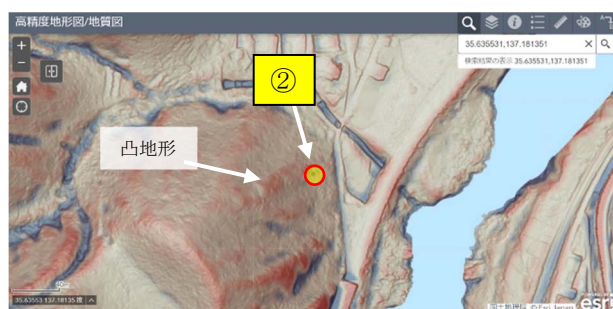


図-4 試験施工②周辺の CS 立体図



写真-3 ②の発生源状況

試験施工②の場所は、西南西から東北東に向かう凸地形の下縁にあたる（図-4）。凸地形は基岩が露出しており、写真-3 の矢印の石は根入れがほとんど無い。この石をロープ伏工で覆ったとき、伏工の下（伏工内）で石が転倒する場合があります、その際に石とロープが接触しなくなることが問題である。発泡ウレタンを石の根元に充填し、ロープ伏工で覆った石が転倒するのを防止する。



図-5 試験施工③周辺の CS 立体図



写真-4 ③の発生源状況

試験施工③の場所は尾根に近い場所にある小さい崖である（図-5）。写真-4（左）に示すように、尾根付近は浮石・転石（礫）と礫間充填物で覆われている。とくに写真（右）に矢印で示した部分は、礫間充填物が流亡して不安定になりつつある。小さい崖は、斜面の進行性破壊⁴⁾で捉えたとき、破壊が弱い部分から始まり全体へと広がっていく（一つのキーストーンの落下から次々に崩壊する始まりの部分、以下、フロントと呼ぶ）ので、ロープ伏工を施工したとき、落石の移動に対する抑止機能が不足する。

4. 各試験施工の内容

(1) グラウト材のリーク防止

試験施工①は、写真-5 (a) ～ (f) に示す順序で実施した。(a) 最初に削岩機 (20kg 級) で深さ 900mm 程度削孔する。(b) 次に孔をウレタンで充填する。(c) ウレタンが発泡すると隙間から確認できる (矢印)。充填が完了したら同じ孔を再度削孔する。(d) 注水試験で漏水が減少していることを確認する。(e) グラウト材料 (セメント系カプセル) を入れてアンカー (主ロープが $\phi 12$ mm の場合 D22) を挿入し、グラウト材料がオーバーフローするのを確認する。(f) ジャッキで設計荷重 (26 kN) 以上の耐力があることを確認した。

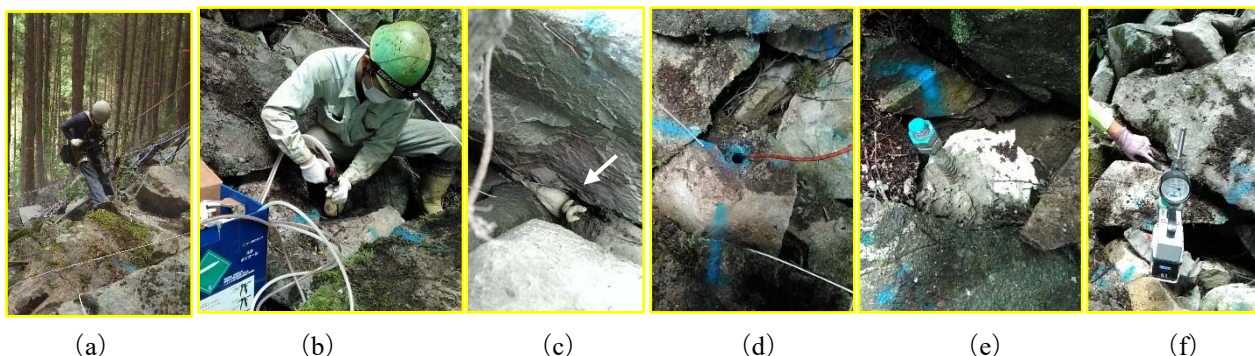


写真-5 試験施工①の施工状況

(2) 石の転倒防止

試験施工箇所②は、V字 (走向傾斜 N66W36N と N65E75S) をなす節理が明瞭である。写真-6 の (a) に示すように、矢印方向に石が転倒することが懸念された。(b) はウレタンを充填する前の石を示している。N12W58W 方向の節理で分離しているので、丸印を中心に E 方向に回転しやすい。転倒を抑えるために石の周辺をウレタンで充填したのが (c) である。ウレタン充填の二次的な効果として、バラバラの石片をまとまったひとつの岩塊としてロープ伏工によって固定できた。

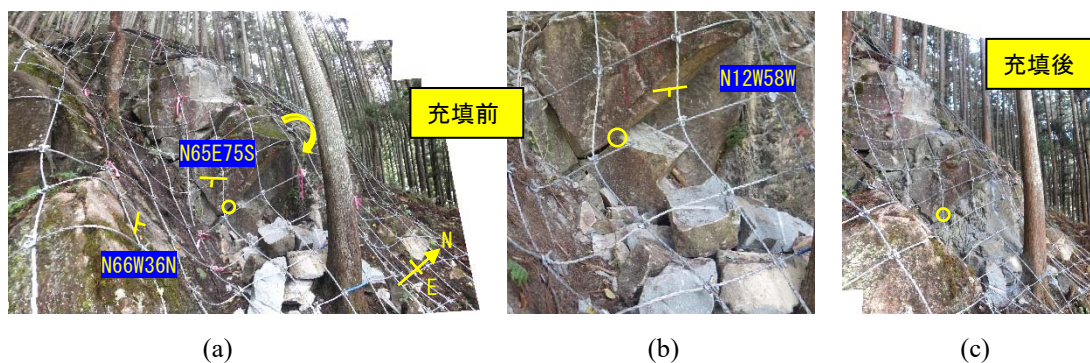


写真-6 試験施工②の状況 (2021/12/20～21 に施工)

(3) 進行性破壊の抑制

試験施工箇所③は、写真-7 の(左) に矢印で示す部分に空隙が大きい。さらに斜面が後退 (進行性破壊) していくと、写真 (右) の A アンカーは機能しなくなる。ウレタンを充填して進行性破壊を予防した。



写真-7 試験施工③の状況 (2022/2/18～19 に施工)

(4) 施工方法

施工の例として、試験施工③での状況を写真-8に示す。2022年2月18日に実施したもので、ウレタン充填量はトータル4.4m³である。現場発泡ウレタンの吹付けは2液をポンプで送り筒先で混合する。(a)は現場発泡ウレタンのスプレー機で重量は80kgある。試験施工③の箇所は資機材をモノレール運搬した施工条件であったため、資機材重量は2人で持ち上げられるサイズで用意した。(b)は石の隙間にウレタンを充填している状況で隙間に直接吹付けている。削孔した孔を通して充填することも可能で、その場合は筒先にパイプを接続する。現場発泡させた数量は3.2m³である。(c)はウレタンボード、(d)はウレタンスラブと呼ばれる材料で、事前に工場で成形した硬質ウレタンである。工場成形部材を現地で合わせて切断しながら充填併用すると、施工量が少なくなるため吹付け時間が画期的に短くなる。寒冷期でも化学反応が進みやすいこと、反応熱が低めに抑えられること(150℃以下に抑えるのを標準にしている)も時間短縮の理由である。ウレタンボードの使用数量が0.05m³、ウレタンスラブの使用数量が1.15m³であった。(e)はウレタンを充填が完了した状況である。(f)はウレタンの表面をポリマーセメントモルタルで被覆(以下、被覆材と呼ぶ)している様子である。ウレタンの充填に1日(内、材料運搬に1時間)、表面被覆に0.5日(内、材料運搬に0.5時間)要している。

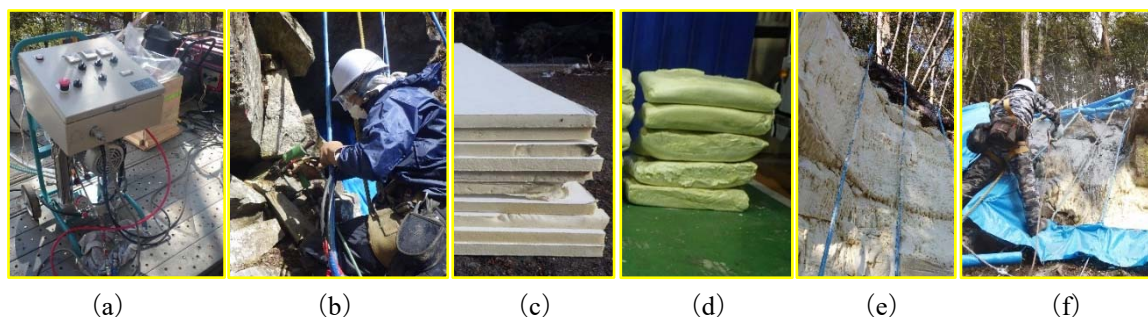


写真-8 施工における使用機械と材料

5. 経過観察

②と③の施工箇所で、施工後の状況を経過観察した。被覆材の厚さは3mm程度であるため、足で踏むと欠けることがある。欠けた部分はタッチアップで対処した。②の箇所は2021年12月21日に被覆材を吹付けたが、上載荷重や初期凍害によらない剥落が確認された。写真-9に被覆材の剥落状況を示す。

図-6に外気温の測定結果を示す。図には最寄りの気象庁アメダスデータ「金山」を併記した。横軸に丸印で示した日は、写真-9に示す日付に対応している。図より、②と③の日最低気温はアメダスとほぼ等しい。日最高気温は②の地点はアメダスより若干低く、③の地点とアメダスが比較的近い傾向にある。湧水が凍結する気温を-2℃と仮定すると、1月13日～2月末迄は2日に1回程度気温が-2℃を下回り、-5℃を下回る日が6日あった。日最高気温は5℃を越えるので、日サイクルで凍結と融解を繰り返した可能性がある。

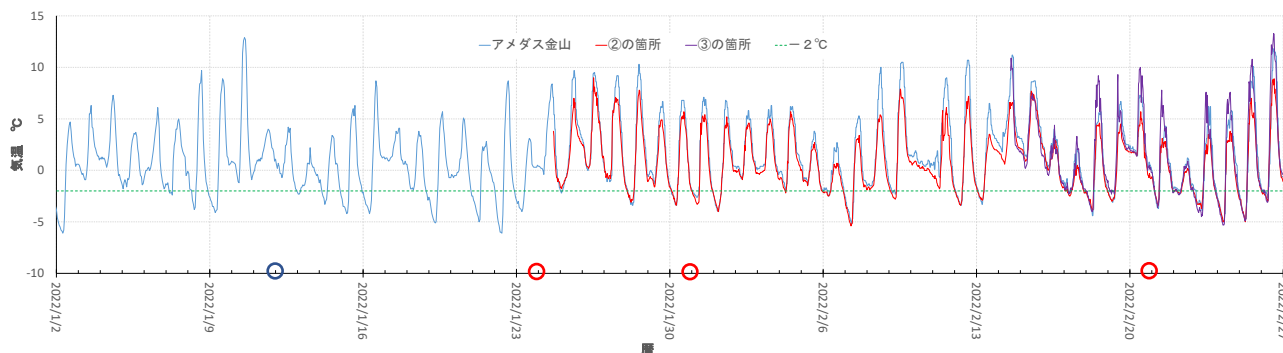


図-6 外気温の変化(②と③)

写真-9から分かるように、変状は(a)の時点で確認できないが、(b)では矢印位置に確認できる。その後、

(c) で被覆材が少し剥落した。(d) は剥落位置で湧水が凍結している状況である。(e) より、剥落範囲が拡大したことがわかる。2022 年は 3 月 15 日を過ぎると気温が 0°C を下回らないようになった。おそらく (e) の状態で凍結融解が収まったと予想できる。以上より②の箇所では、被覆材に湧水（裂カ水）が入り、凍結融解して剥落したと推察した。剥落した部分は、紫外線によって変色が進んでいくと予想している。



写真-9 ②の施工箇所での表面被覆材の剥落

6. 安定性評価にむけた考察

本研究では、空隙にウレタンを充填することで落石発生源の安定性が向上すると考えている。この効果について試験施工状況を踏まえて考察した。

(1) ガレ場の安定性向上とウレタン注入範囲

ウレタンを充填すると進行性破壊を抑制する効果がある。このイメージを把握するために直径 $4\text{cm} \times$ 高さ 4cm の円柱積木を用いて実験した。積木の摩擦角（最大静止摩擦相当）を測定した状況を写真-10 に示す。傾斜を徐々に増加したとき上に載せた積木が滑動する角度を測定している。図-7 は最大静止摩擦角の測定結果である。6 個の積木で 18 回試した結果、平均値は 16.8 度、標準偏差は 3.8 度（変動係数 0.23 ）であった。バラつきが大きい理由の一つとして積木の材質の差が考えられる。寸法の差は小さいが、重量は $24.9 \sim 34.0\text{g/個}$ と幅があった。

写真-11 は積木を積層した状態で、台座の角度を増していき崩壊する時の動きを調べた結果である。

(a) は積木の回転を許す条件で、(b) はそれが崩壊する瞬間である。谷側の最上段の積木が最初に動き、背面にある積木が続いて崩れていく。この順序はガレ場の進行性破壊に類似していると考えられる。進行性破壊を抑止しようとするとき、最初に崩落する積木単体の動きを変える必要がある。積木の回転しやすさは谷側の自由面で変わることに着目



写真-10 積木の最大摩擦角測定

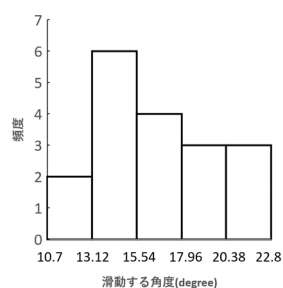


図-7 積木の摩擦角

すると、礫間の充填物を変える方法がある。(c) は谷側の積木の回転を抑止した場合で、水平方向に隣り合う積木 2 個（同じマークで表す）を接着してある。(d) は (c) が崩壊する瞬間である。谷側の積木を回転できなくすると、後方に続く積木も回転できない。そのため、破壊のしかたが、谷側とその背面にある積木が同時に滑りだす形態に変わる。そのときの台座角度は積木の摩擦角を上まわらない範囲で大きくなる。(b) の測定値は $26.4^{\circ} \sim 28.6^{\circ}$, (d) の測定値は $33.6^{\circ} \sim 37.5^{\circ}$ だった。進行性破壊のフロントにあたる部分にウレタンを充填して、自由面を無くすと進行性破壊が抑制されると予測できる。以上より、ウレタンを充填する範囲を選定する際、進行性破壊のフロント付近を選ぶことが重要である。



(a)回転あり

(b)回転あり

(c)回転なし

(d)回転なし

写真-11 積木を用いたガレ場の進行性破壊模擬実験

(2) ウレタン充填と応力緩和

図-8 に示すトラスモデルで、ウレタンを充填したときの応力緩和効果について考察した。トラスモデルを選んだ理由は、部材力の方向と大きさが明確だからである。計算は2次元のフレーム解析ソフト⁹⁾を用いて弾性材料、微小変形問題で扱った。(a)の赤丸は石の回転中心に該当する節点である。着色の違いは、石とウレタンの範囲を表している。石を表現するトラスは軸剛性(EA)をウレタンより大きくしてある。(b)のウレタンに相当する部分のEAを変化させて複数回計算した。なお、ウレタンの効果を単純化する目的で、岩塊の力に影響されないと考えられる部材(星印がない部材)のEAを小さく設定した。こうした理由は、ウレタンと石の付着力が小さいと考えられるためである。

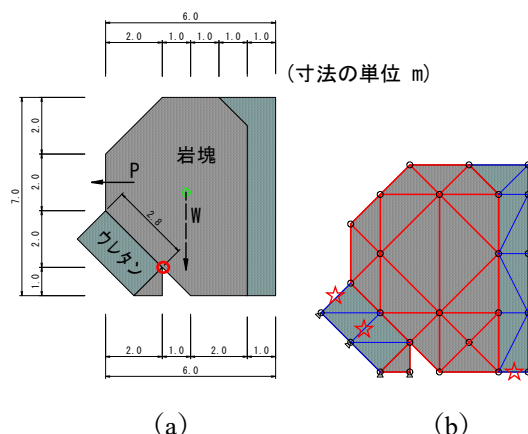
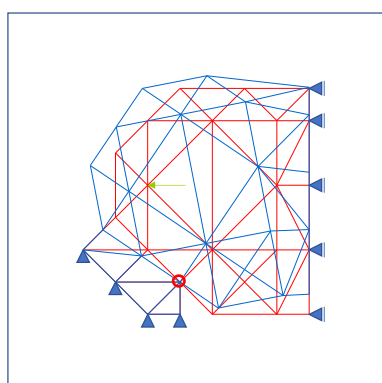


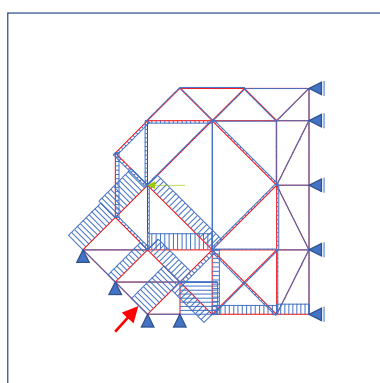
図-8 石とウレタンのトラスモデル

これによってウレタンを圧縮力だけ伝達する部材で扱うことができる。荷重Pは水平方向に与えている。石の自重に相当するWを考慮しないので、部材力は水平荷重に対する増分である。

図-9 にトラスの軸力と節点変位を示した。(a)の変位図から、回転しようとする石の変位をトラスモデルで表現できている。(b)の軸力図でウレタン部分に着目すると、回転中心の前面にも背面にも圧縮力が発生している。矢印で示した部材は回転中心にあたる石の圧縮力に相当するので、以後、この要素の軸力に着目して考察する。図-10 はウレタンのEAが及ぼす影響に着目要素の軸力で表した。横軸はウレタンと石の軸剛性の比、縦軸は着目要素の圧縮力の変化とした。回転中心に接続する部材の圧縮力はウレタンのEAが大きくなると小さくなる。単位奥行き当たりのEAを図-8に示す寸法で試算した。ウレタンと石のEをそれぞれ 3980kN/m^2 、 1200000kN/m^2 とすると⁹⁾、EAの比が0.45になる。図-10によると、ウレタンを充填することにより、回転中心となる石の圧縮力が半分程度まで緩和される結果となった。



a (変位図)



b (軸力図)

図-9 トラスモデルによる解析結果

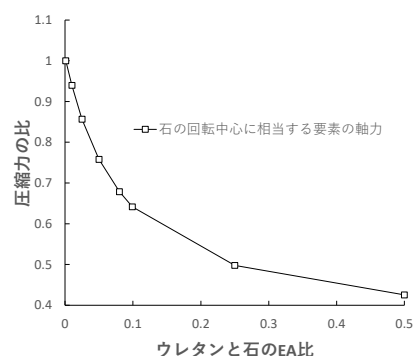


図-10 ウレタンのEAの影響

(3) 石の動摩擦係数

ウレタンを充填して石が回転しないようにすると、石の摩擦角を上まわらない範囲で安息角が大きくなる。石と石の動摩擦係数に関して多くの既往報告がないので実験で確認した。写真-12 に動摩擦測定の様子を示す。風化していない溶結凝灰岩を割った石片2つを重ねて置き、上側の石片を引っ張ったときの荷重を計測した。図-11 に測定結果を示す。上側の石片の重さを横軸に、水平に動かす引張り力を縦軸にとっている。原点を通過する直線で近似したときの傾きを動摩擦係数とすると、0.40 と 0.64 が得られ、平均は 0.52 ($=\tan 27^\circ$) である。図-12 は石片の摩擦面について凹凸をトレースした例である。溶結凝灰岩を割った面のうち、上側の石を引っ張ったときに引掛りがないように平滑な面を選んでいく。図は幅 142mm に対して凹凸の最大が 4mm である。粗さ曲線から中心線平均粗さ R_a を求めると、 $R_a=0.379\sim0.907$ の範囲であった。以上より、比較的平滑な溶結凝灰岩で石の回転を抑制すると、安息角が最大 27° 程度増加する可能性がある。

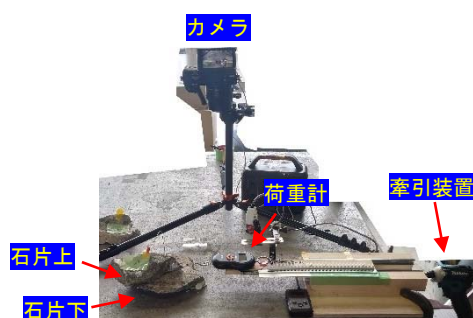


写真-12 石の動摩擦計測

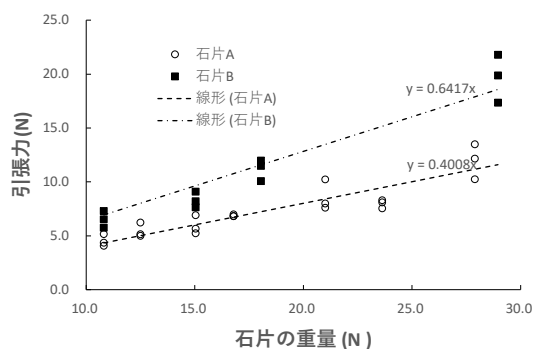


図-11 動摩擦計測結果

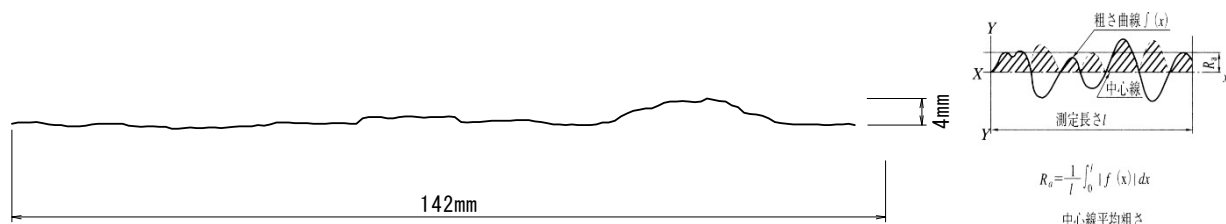


図-12 石の摩擦面の凹凸状況 (中心線平均粗さ $R_a=0.907$)

(4) ウレタンと石の付着力

ウレタンと石の付着力を建研式接着力試験器で調査した。供試体作成にあたっては、石の新鮮な面（石の割裂面）にウレタンを吹付け、24 時間経過した試料を用いた。写真-13 に試験状況を示す。(a) が建研式接着力試験器、(b) が破壊面界面の状況、(c) が供試体寸法である。2 回の試験結果は 0.03N/mm^2 と 0.07N/mm^2 であり、いずれも石とウレタンとの界面破壊であった。ウレタンは対象物表面に直接発泡すると強く接着すると云われているが、今回の実験結果から、ウレタンと石との付着力は予想に反して小さかった。

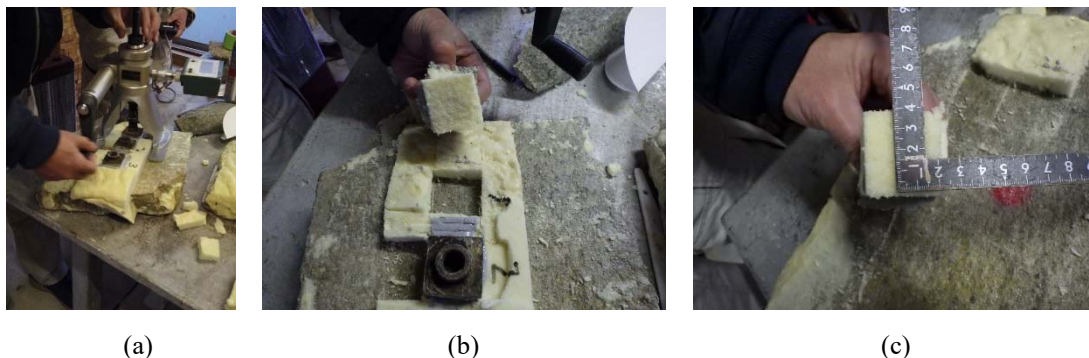


写真-13 ウレタンと石の付着力調査

7. おわりに

本検討により分かった利点と課題を以下にまとめる。

(1) 判明点

- ロープ伏工にウレタン充填を併用すると、従来のロープ伏工による施工時の懸案事項のいくつかを改善できる可能性があることを確認した。
- 提案するウレタン充填工法は、専用の小型スプレー機を用いることで、資機材全てがモノレール運搬可能となり、対策可能エリアを拡張される。
- 試験施工によって、資機材を運搬した先に 10m²程度の施工ヤードを必要とすることがわかった。また、施工ヤードを基準として、スプレーのホース延長で 30m 程度、充填箇所との高低差で約 10m の施工が可能であるが、ロープ高所作業による施工となった。
- 予め工場で作成した硬質ウレタンを用いると、充填時間の短縮が可能である。
- 試験施工①では、グラウト材リークをウレタンで防止することで、所定の品質を確保できることが分かった。
- 試験施工②では、ウレタン充填による不安定岩の転倒抑止を確認した。また、二次的な効果として、バラバラになって散在する石片をまとめる効果があった。
- 試験施工③では、ウレタンを充填することで進行性破壊を抑制する効果について考察した。進行性破壊のフロントにあたる部分にウレタンを充填して不安定岩の自由面を制限することで、破壊の形態を変化させる機構となった。

(2) 今後の課題

- 落石発生源にウレタンを充填したことで生じる力学的な改良効果を、定量的に把握、評価する方法が必要である。
- 凍結融解や予期せぬ外力によって表面被覆材が剥落することがある。表面被覆がないと、ウレタンが劣化する。ウレタンが露出したまま放置しておいて良い場合も考えられるため、措置を施すかどうかについて、基準を設ける必要がある。
- 表面被覆について、剥落が許されない場合は、他の被覆方法を検討する必要がある。

謝辞

本研究の遂行にあたり、岐阜県県土整備部と林政部に試験フィールドを提供いただいた。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) 沢田和秀, 加藤十良, 遠藤大輔(2021): 現場発泡ウレタンを用いた不安定転石群に対する新しい発生源対策工法, 地盤工学会中部支部, 第 30 回調査・設計・施工技術報告会論文集, pp.29-36 .
- 2) ジオランドぎふ 地質概要 https://geo-gifu.org/geoland/gaikan/contents_top.html .
- 3) 岐阜森林情報 Web マップ <https://www.forest.rd.pref.gifu.lg.jp/shiyou/sinrinwebmap.html> .
- 4) 向後雄二 (2002): 進行性破壊, 農業土木学会誌, No.70, Vol.5, pp.444 .
- 5) 藤井大地 (2014): Excel で解く構造力学, 丸善出版 .
- 6) 財団法人土木研究センター(2008), 現場発泡ウレタン超軽量盛土工法設計・施工マニュアル .
- 7) 岐阜県橋梁設計要領(2019), 第 5 編基礎構造編 .

3次元解析による巨大な転石の落石対策事例

中央復建コンサルタンツ(株)	〇川原 知也
中央復建コンサルタンツ(株) 正会員	奥野 智彦
中央復建コンサルタンツ(株) 正会員	八 谷 誠
中部地方整備局 高山国道事務所	奥田 清典
中部地方整備局 高山国道事務所	平根 玄規
金子工業(株)	野中 達司

1. はじめに

落石対策工は、斜面上の転石等に対して行う落石予防工と、落下した転石等を待ち受ける落石防護工による対策に区分される¹⁾。これらの設計においては、対策工を検討するために落石調査を実施する。落石調査とは、転石等の大きさと形状、および不安定度等を把握することで、落石対策工の設計を行うための基礎情報を得るものである。

転石等の大きさは、実務上は写真-1(左)のように測量ポールを用いて計測することが一般的である。また、転石等の形状は直方体や楕円体(亜角)であり、調査者が経験をもとに形状把握し、補正係数を乗ずることで体積を求めているのが現状である。しかし、測量ポールによる大きさ・形状把握だけでは、転石等の規模が巨大なほど、またオーバーハング等の複雑な形状の場合、これを正確に把握することは難しい。一方、近年の測量技術の進歩に伴い、比較的容易に三次元計測が可能となっており、落石防護工や斜面対策工の設計に向けた測量調査で地上レーザスキャナが活用されている²⁾。

本稿では、地上レーザスキャナを用いて巨石の形状を3次元で正確に把握し、3次元安定解析により設計した落石対策の事例について報告する。落石対策工事は写真-2のとおり、2022年2月に完成した。

2. 対象とする巨石とその周辺状況

対象箇所は、写真-3に示すとおり、岐阜県下呂市保井戸地区における国道41号の山側斜面にあり、高さおよび幅約10mの巨石(濃飛流紋岩)が確認されている。巨石は、国道との比高が約30mの位置で、切土のり面上方の自然斜面に存在しており、平均斜面勾配は48°である。周辺には、約1~2mの転石が点在しており、対象である巨石が落下した場合、周辺斜面において大崩壊する恐れがある。

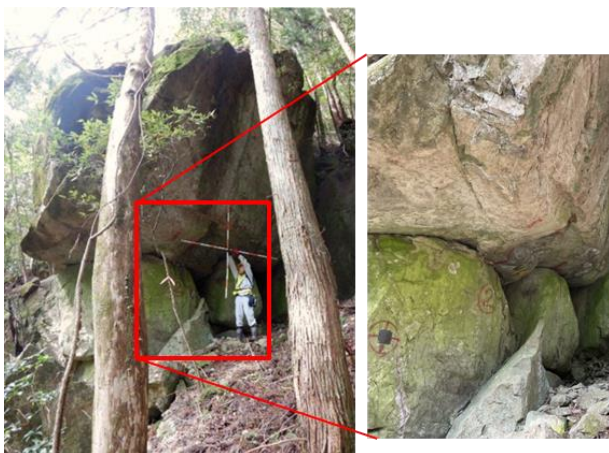


写真-1 対象とする巨石の全景(左)
巨石下の転石の圧壊(右)



写真-2 落石対策工の完成

Stabilization of huge and unstable rock mass based on 3-D analysis:

Tomoya Kawahara (Chuo Fukken Consultants), Tomohiko Okuno (Chuo Fukken Consultants), Makoto Hachiya (Chuo Fukken Consultants), Kiyonori Okuda (Takayama Office of National Highways, MLIT), Genki Hirane (Takayama Office of National Highways, MLIT) and Tatsuji Nonaka (Kaneko industry)



写真-3 対象箇所周辺の状況

また、巨石の下には、約 1～2 m の転石が複数個存在し、巨石を支えるような状態になっている（写真-1（右））。巨石下の転石は、圧壊している状況であり（写真-1（右））、対象の巨石は、転落してもおかしくない危険な状態のため、速やかな落石対策が必要である。

3. 測量調査

測量調査は、測量ポールでの方法に加えて、対象である巨石の形状を正確に把握するために、地上レーザスキャナおよびハンドヘルドレーザスキャナを活用した。各計測機械の概要および調査結果を以下に示す。

3.1 測量調査の概要

測量ポールでの方法は、一般的な 20 cm 毎に赤白で色分けされた、長さ 2 m のものを用いて落石調査を実施した。対象である巨石は 2 m 以上であるため、2 m 毎にポールを移動させることで巨石の形状を把握する。

地上レーザスキャナは、株式会社トプコンの GLS-2000 を使用し、器械点・後視点法により測量を実施した。当該機械は、法面計測等にも用いられており、1～150 m の計測に 3.5 mm の距離精度が保証されている。地上レーザスキャナにより取得した巨石および巨石周辺の点群データを図-1 に示す。点群データには色の情報があり、巨石の形状（高さ、幅、奥行き等）は、この点群データから把握する。

ハンドヘルドレーザスキャナは、KAARTA 社の Stencil2 を使用した。当該機械は、手持ちで計測を行うことができ、軽量かつ持ち運びが容易であるが、レーザの仕様として、25 m の計測に±3 cm の誤差を含むため、地上レーザスキャナと比較するとやや精度が劣る。ハンドヘルドレーザスキャナにより取得した巨石および巨石周辺の点群データを図-2 に示す。当該機械により取得した点群データは、図-1 とは異なり、色の情報がない。

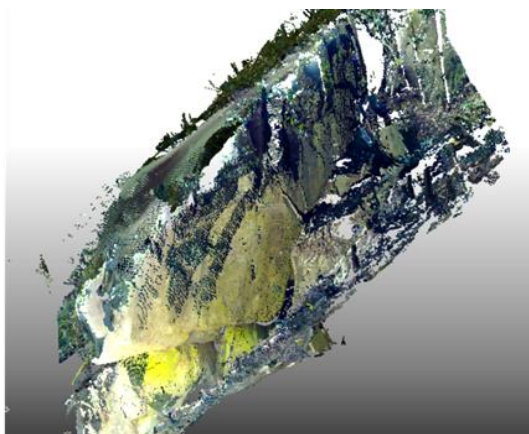


図-1 地上レーザスキャナにより取得した
巨石周辺の点群データ

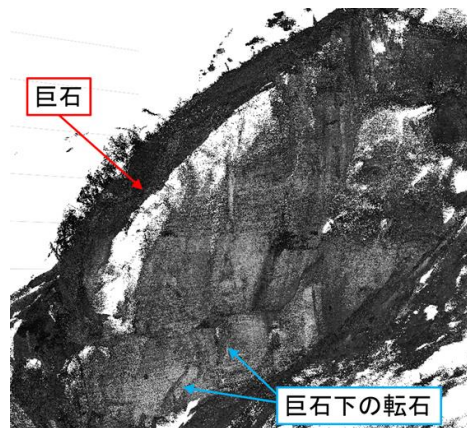


図-2 ハンドヘルドレーザスキャナにより取得した
巨石周辺の点群データ

表-1 測量ポールを用いた落石調査と測量結果の比較

	測量ポールを用いた 落石調査結果	地上 レーザスキャナ による測量結果	ハンドヘルド レーザスキャナ による測量結果
高さ(m)	10.0	10.7	10.8
幅(m)	10.0	13.0	12.5
奥行き(m)	6.0	6.4	6.4
体積(m ³)	360 ^{※1}	546 ^{※2}	538 ^{※2}
重量(kN)	9,360 ^{※3}	14,196 ^{※3}	13,988 ^{※3}
落石エネルギー(kJ)	190,385 ^{※3}	288,750 ^{※3}	284,520 ^{※3}

※1：測量ポールを用いた落石調査では、巨石の形状が歪角であることから、体積算出において補正（0.6倍）している

※2：レーザスキャナによる測量結果では、3DCADを用いて体積算出している

※3：巨石の単位体積重量は26.0kN/m³とする

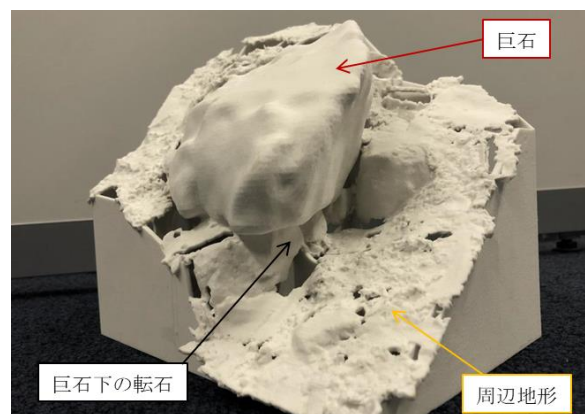


図-3 対象箇所周辺の模型

3.2 測量調査結果

測量ポールを用いた落石調査結果と地上レーザスキャナおよびハンドヘルドレーザスキャナによる測量結果との比較を表-1に示す。地上レーザスキャナによる巨石の体積は、測量ポールを用いた場合の約1.5倍である。測量ポールを用いた落石調査では、安全側として、実際より大きめの形状を計測することがあるが、今回は実際より小さい形状を計測した。これは、対象である巨石が、高さおよび幅約10mの大きさであるため、正確な計測が困難であったために生じた差異だと考える。

地上レーザスキャナによる測量結果とハンドヘルドレーザスキャナによる測量結果を比べると、ハンドヘルドレーザスキャナによる測量結果の方が、巨石の幅が0.5m小さく、体積が8m³小さく算出されている。その理由は、ハンドヘルドレーザスキャナにより取得した点群データに色の情報がなく、巨石と地表面の境界の把握が困難であったためである。対策を検討する上では、巨石と地表面との境界が適切に把握することが重要である。

地上レーザスキャナの方が巨石の形状を正確に把握することができることから、本対策では、地上レーザスキャナによる測量結果を用いて対策工の設計を行うこととした。

4. 落石対策工の設計

4.1 3次元模型の作成

対象である巨石は規模が大きいため、現場全体の状況を把握することが難しい。そこで、取得した点群データを活用し、図-3に示す3次元模型を作成した。3次元模型の作成により、現場状況を立体的に把握し、対策工の検討を円滑に行った。

4.2 対策工の比較検討

落石防護工の適用可能な落石エネルギーは、1,000 kJ程度である。今回対象の巨石の落石エネルギーは、288,750 kJと遥かに大きく、落石防護工による対策は不可能である。落石予防工は、転石等を小割・除去する工法と固定する工法が挙げられるが、前者は、下記の理由により施工不可能と考えた。

- ・巨石の表面に亀裂が多く確認され、小割時の岩片が想定より大きくなる恐れがあるため、作業員の安全を保障することができない。
- ・明瞭な節理が発達する箇所で分離した場合、落石エネルギー9,300 kJ、道路への衝撃力2,600 kN/m²と想定される。分離した岩塊が落下した場合、道路が崩壊する恐れがある。
- ・巨石を除去することで、周辺の転石（1～2m級）を不安定化させる恐れがある。

そのため、後者の転石等を固定する工法を検討した。固定する工法として表-2に示す案を抽出した。比較検討の結果、「根固め工+吹付法砕工+アンカー工」案を選定した。選定理由を以下に示す。

表-2 転石等を固定する工法比較表

	①巨大岩塊固定工法	②杭およびアンカー +根固め工	③根固め工+吹付法砕工 +アンカー工
概要図			
メリット	巨大岩塊固定工法は、従来の落石予防工法で対処が困難な 500kN 以上の転石等の落下・崩落を防止できる工法である。経済性に優れる。	巨石に直接触れずに施工が可能。土留杭形式のため接着性のない安価な根固め材でよい。杭工+アンカー工の抑止効果は最も高い。	巨石・周辺地盤の改変や、施工時の振動・衝撃を与えることなく根固めを最初に行うため、施工の安全性が最も高い。吹付砕工、アンカー工ともに斜面対策の実績も多い。小型・軽量の機械で施工が完結できる。
デメリット	巨石に直接多数のアンカーを打設する工法であり、打設時の振動等で巨石が分離・滑動する恐れが高い。巨石下の転石や地山が崩壊したら支持しきれない。	杭打設が根固め前の施工となるため、巨石下の転石等に振動・衝撃が伝わり、斜面の崩壊や巨石の不安定化を誘発する恐れがある。一般的に大型機械を必要とし機械の搬入・設置が困難。	足場仮設が必要であり、複合対策となるため、経済性にやや劣る。
判定	×	△	○

- ①巨大岩塊固定工法は、巨石に直接多数のアンカーを打設することになるため、巨石が分離し、不安定化する恐れがある。
- ②杭およびアンカー+根固め工は、杭打設時に振動を与えるため、巨石下部の地盤および巨石が不安定化する恐れがある。
- ③根固め工+吹付法砕工+アンカー工は、振動・衝撃を与えることなく根固め工を最初に行うため、施工時の安全性が3案の中で最も高い。

4.3 3次元安定解析による落石予防工の詳細設計

詳細設計に際し、巨石の近傍でボーリング調査を実施し、転石の根入れおよび支持地盤を把握した。

調査の結果、地表面～深度 1.2 m まで細砂～中砂が主体の礫混じり粘土質砂を確認し、深度 1.2 m 以深は、N 値 50 以上の CM～CH 級の溶結凝灰岩を確認した。巨石下の転石の分布状況および土層断面図を図-4 に示す。

根固め工+吹付法砕工+アンカー工の設計検討では、対象である巨石および周辺地盤が複雑な形状であることから、より詳細な設計を行うため、3次元安定解析を実施した。解析に用いたモデルを図-5 に示す。3次元安定解析では、オーバーハングした解析モデルの作成が使用ソフトでは困難なため、オーバーハング部をカットし、相当する荷重を巨石上面に等分布荷重として作用させた。

解析断面は、ボーリング結果より、巨石・礫混じり土砂・岩盤（溶結凝灰岩）の3層に分けて設定した。

解析に用いたパラメータを表-3 に示す。ここに、 γ_t : 単位体積重量 (kN/m^3)、 c : 粘着力 (kN/m^2)、 ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$) とする。なお、表-3 の巨石下の転石および礫混じり粘土質砂の粘着力 c については、現況安全率を 1.0 と仮定し、逆算に

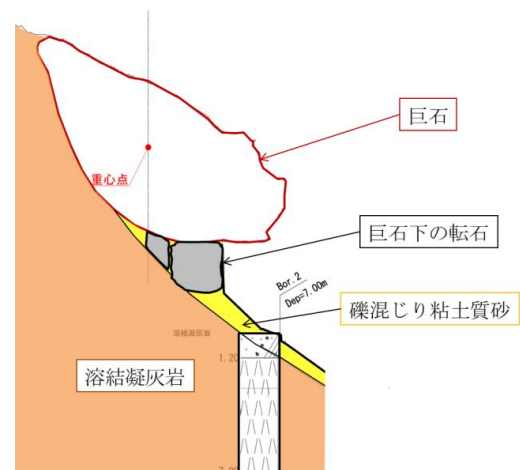


図-4 土層断面図

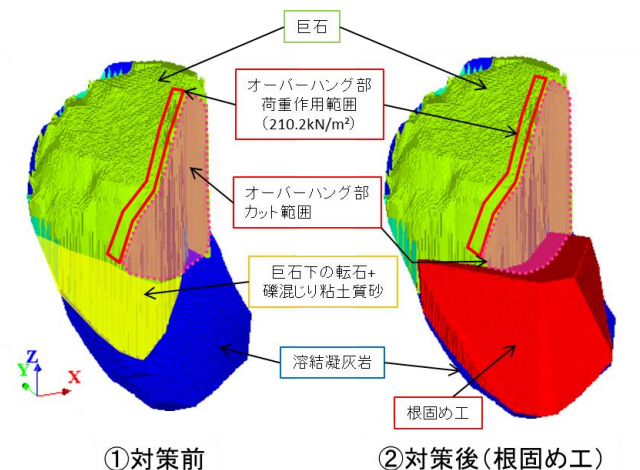


図-5 3次元安定解析に用いたモデル

より求めた値である。

対策方針としては、施工時の安全性のため、先に根固め工を施工し、安全率 1.05 を確保するものとし、その後、根固め工に吹付法枠工+アンカー工を施工することで、安全率 1.20 を満たすものとする。

根固め工は、基本的に安定した基盤に設置する必要があるが、施工上基盤まで掘り込めない場合は、差し筋等で基礎コンクリートが滑動しないよう固定する場合もある³⁾。そのため、根固め工は、現況地盤に施工し、根固め工が滑動しないように、アンカー工により固定することとした。さらに、根固め工の付着性、巨石下の空洞への充填性、圧縮強度の向上を図るために、接着根固め工を採用した。なお、吹付法枠工は、アンカー工の受圧板として採用した。

アンカー工は、巨石下の転石へアンカーを打設した場合、巨石の安全性を損なう恐れがあるため、巨石下の転石を避ける配置とした。また、アンカー同士の交差が懸念される箇所には、定着部が近接する配置になることから、グラウンドアンカー設計・施工基準⁴⁾に準拠し、アンカー体の最小土被り厚 5 m、定着部の離隔 1.5 m を確保していることを 3 次元で確認した。対策工の配置イメージを図-6 に示す。

表-3 解析に用いたパラメータ

	γt (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
巨石	26.0	17.9	35
礫混じり粘土質砂	20.0	17.9	35
溶結凝灰岩	26.0	500.0	35

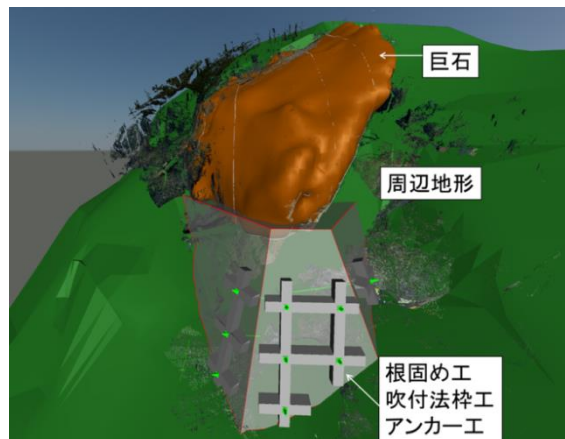


図-6 対策工の配置イメージ

5. 落石対策工の施工

5.1 地盤伸縮計による安全管理

施工時の安全管理として、地盤伸縮計を巨石上面と周辺地盤との境界付近に設置し、施工時の巨石の挙動をリアルタイムで監視した。

地盤伸縮計の管理基準値は、切土工・斜面安定工指針⁵⁾を参考に表-4 のとおり設定し、日変位量 1.0 mm 以上もしくは累積変位量 10 mm 以上確認した場合、国道の通行止めを行うこととした。地盤伸縮計は写真-4 の箇所に設置し、道路直交方向および 3 次元安定解析により想定した巨石の落下方向の変位を計測した。

5.2 対策工の位置出し

3 次元解析で求めた安全率を確保するためには、正確な位置に対策工を施工することが重要である。そこで、図-6 の

表-4 地盤伸縮計の管理基準値⁵⁾

	状況	対策
地盤伸縮計観測	日変位量 1.0mm以上 累積変位量 10mm以上	通行止め
	日変位量 0.1~1.0mm 累積変位量 2.0~10mm	作業中止
	日変位量 0.02~0.1mm 累積変位量 なし	警戒

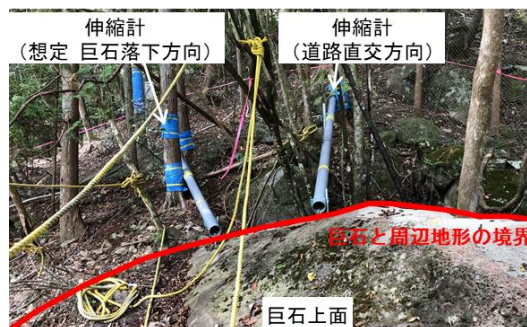


写真-4 地盤伸縮計 設置箇所

3次元モデルより対策工の座標を求め、3次元測量による位置出しを行った（写真-5）。

5.3 接着根固め工+吹付法砕工+アンカー工の施工

接着根固め工の施工方法は、吹付充填を採用した。以下に採用理由を示す。

- ・吹付圧送が可能な範囲（ホース長 200 m 以下、高低差 100 m 以下）に巨石が分布する。
- ・接着根固め工の充填量は、約 140 m³ と非常に多い。
- ・巨石下の転石間に空隙がみられ、空隙より奥への接着根固め工の確実な充填が重要である。

接着根固め工の施工状況を写真-6 に示す。

アンカー工は、吹付法砕工および接着根固め工に箱抜き管を設置することで、アンカー同士が干渉せずに、施工を完了することができた。



写真-5 3次元測量による位置出し



写真-6 接着根固め工の施工状況

6. おわりに

施工時に顕著な変位は確認されず、2022年2月、無事に対策工事が完了した（写真-2 参照）。

本稿では、地上レーザスキャナにより巨石の形状を正確に調査し、最適な落石予防工を設計・施工した事例を報告した。一般的に用いられる測量ポールにより取得した形状では、実際の形状と大きな差異が生じる場合があるため、転石等の規模が大きいほど詳細な形状を把握できる測量技術を活用することが望ましい。

地上レーザスキャナの他に、ハンドヘルドレーザスキャナを活用し、巨石の形状を把握した。ハンドヘルドレーザスキャナによる測量結果は、地上レーザスキャナによる測量結果との差異が小さかった。地上レーザスキャナでは、計測に4時間程度要したが、ハンドヘルドレーザスキャナでは20分程度で計測が完了した。今後、より効率的な落石調査を行うためにハンドヘルドレーザスキャナ等の測量技術を活用し、適切な対策工の選定方法を構築すべく事例を重ねる予定である。

謝辞

対策工の検討にあたり、防災ドクターである岐阜大学の八嶋教授には、多大なるご指導をいただきました。この場を借りて、深くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会 (2017)：落石対策便覧，p.7.
- 2) 西澤成範・小林信敬 (2020)：法面工事における ICT 技術を活用した現場管理，第 24 回土木施工管理技術論文集，pp.130-133.
- 3) 日本道路協会 (2017)：落石対策便覧，p.123.
- 4) 地盤工学会 (2012)：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，pp.65-67.
- 5) 日本道路協会 (2009)：道路土工 - 切土工・斜面安定工指針，p.384.