第 29 回調査・設計・施工技術報告会 論 文 集

2020年7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	高密度レーザ計測データの可視化技術を応用した斜面防災対策への適用事例 -静岡県浜松市天竜区の道路斜面を対象として- ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
2	吹付法面劣化判定調査法の簡素化に向けて ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3	落石安定度調査のための小型加振機を用いた模擬岩塊の振動特性調査 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
4	落石の実態と落石対策施設計画への活用 ······23 ○伊藤匠司, 笠原健司
5	岐阜豪雨災害における調査事例 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
6	非破壊調査によるテールアルメ補強土壁の一体化に関する考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
7	管渠周辺地盤における空洞進展メカニズムと空洞対策の優先度評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
8	二重鋼矢板補強工法による海岸堤防の耐震対策事例 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
9	堤体基礎沈下箇所と天端縦断亀裂の関係 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
10	表層混合処理工法における混合精度の検証 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
	河川護岸保全に適用した機械攪拌翼併用超高圧噴射攪拌工法とその事例 ・・・・・・・・ 65 〇栁下和紀,亀田昌紀,吉田直人
12	坊の塚古墳築造技術に関する一考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
13	「木曽古道」の経路と地形 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・

高密度レーザ計測データの可視化技術を応用した斜面防災対策への適用事例 —静岡県浜松市天竜区の道路斜面を対象として—

岐阜大学工学部 国際会員 沢田和秀

浜松市土木部天竜土木整備事務所 千徳嘉親

株式会社フジヤマ 〇大塚啓一 重松克弥 馬場美佳

中日本航空株式会社 正会員 小野貴稔,外山康彦,中村勇貴

1. はじめに

従来の斜面防災事業では、地形図や航空写真から崩壊地等の机上判読を実施し、これら地形図を用いて斜 面調査を実施してきた。近年では航空レーザ計測が普及し、浮石・転石や露岩等の「地物」や段差等の微地 形を可視化する技術¹⁾も開発され、これらを活用した調査²⁾、対策工の計画・設計を可能とする環境が整い つつある。そこで、静岡県浜松市天竜区の国道152号および主要地方道天竜東栄線沿いの急斜面を対象に高 密度レーザ計測を実施し、LPデータから微地形や浮石・転石等を可視化した地図を用いて机上スクリーニン グ(危険箇所の絞込み)や斜面防災点検・整備計画・施設設計といった、一連の斜面防災事業へ適用を試み たので報告する。

2. 本稿における事例の位置づけ

表-1 は、斜面防災事業を、「机上スクリーニング」「斜面防災点検」「整備計画策定」「施設設計」「維持管理」の5つの作業段階に分類し、それぞれの目的、地形図を用いた従来手法の課題、可視化技術を応用した 地形解析図に期待する効果、そして活用方法について整理したものである。一連の斜面防災事業のうち、机 上スクリーニングから整備計画策定については国道152号の回転翼によるレーザ計測データを、施設設計に ついては県道天竜東栄線のUAV レーザ計測データを使用した。なお、「維持管理」については、本報告では 対象外とした。

斜面防災 事業項目	机上 スクリーニング ▶	▶ 斜面防災点検	▶ 整備計画策定 ▶	▶ 施設設計 ▶	▶ (維持管理)
目的	災害要因を判読するとともに 対策施設の有無などを把握 し、調査対象区間を抽出する	調査対象区間に対して災害要 因を机上判読し、現地調査で 特定する	点検結果を用いて被災状況の 想定と対策工の計画を行う	整備計画を基に崩壊対策や落 石対策の詳細設計及び施工計 画を策定する	道路防災点検の継続や施工後 の斜面の維持管理への利用に 用いる
地形図を用いた 従来手法の課題	 微地形や浮石・露岩等が再現 されない ▶土砂流出や落石・崩壊などの発生源の特定が難しい 	微地形や浮石・露岩等が再現 されない ▶現地調査で斜面全域を隈な く調査する必要がある	発生源の特定や道路との位置 関係の把握が難しい ▶発生源の道路への影響評価 が難しい	実測平面図から詳細な発生源 の位置や形状が特定できない ▶現地調査による詳細な調査 が必要となる	変状の進行等を、微地形程度 の場合経年で比較することが 出来ない
S-DEM活用に 期待する効果	机上調査にて位置精度の高い 発生源を含む危険箇所の抽出 ▶明確な根拠資料に基づく調 査対象箇所の選定	 机上調査にて位置精度の高い 災害要因や微地形の抽出 ▲点検計画の策定により効率 的かつ安全性の高い調査 	点接結果に基づく発生源や微 地形および被災区間の推定 ▶複合的な観点から対策区間 設定と概略での対策工法選定	発生源と周辺の詳細な状況把 握(形状、安定性) >設計条件の設定や施工計画 >わかりやすい事業説明資料	定期的なレーザ計測による斜 面の状況確認 ▶変状の進行や発生源の特定
活用方法	• 地形判読図	 ・微地形判読図 ・現地調査平面図 	 · 災害要因分布図 · 傾斜区分図 · 整備計画根拠資料 	 ・現地調査平面図 ・施工計画検討図 ・施設配置計画平面図 	・地形判読図 (前回のデータとの比較)
検証路線		国道152号		県道天竜東栄線	(本稿対象外)

表-1. 斜面防災事業における従来手法の課題とレーザ計測データ活用の効果

Application for slope disaster prevention measures using visualization technology of high density LiDAR data : SAWADA Kazuhide(Gifu University), SENTOKU Yoshinori(Tenryu civil engineering Office Civil engineering Department HAMAMATSU city), OTSUKA Keiichi, SHIGEMATSU Katsuya, BABA Mika (Fujiyama Co.,Ltd), ONO Atsutoshi, TOYAMA Yasuhiko and NAKAMURA Yuki(Nakanihon Air Service Co.,Ltd)

3. 机上スクリーニング(危険箇所絞込み)

3.1 調査対象斜面とレーザ計測

国道 152 号における航空レーザ計測は,波形記録方式のレーザスキャナ(LMS-Q680i)を採用し,単コース点密度 11.23 点/m²,計測コース間重複度 55%の計測を実施した。

3.2 レーザデータの可視化

図-1 は斜面防災点検調査を目的に,浮石や転石,落石の発生源となる露岩の形状,現場での自己位置の参考となる倒木などの地物や微地形を「オリジナルデータ」から可視化した S-DEM 解析図³(以下,S-DEM とする)である。一方,図-2 は,公共測量作業規程の準則に定められている成果品の一つであるグリッドデータを用いて作成した,一般的な地形起伏図である。グリッドデータとは格子状の標高データのことであり,50cm 間隔のデータを使用した。この二つの平面図を比較すると,S-DEM では転石や倒木,露岩等の地物として判読される陰影や,道路沿いの段差地形,その上方の平たん地等の微地形として判読される陰影が確認できるが,地形起伏図ではそれらが不明瞭な陰影として表現されていることがわかる。また,S-DEM は可視化される地物・地形情報が多いため,道路から目標地点までのアクセスルートの検討にも利用できる。



図-1. S-DEM 解析図



図-2. 地形起伏図

3.3 机上スクリーニング

調査対象区間の絞り込みとして,取得したレーザデータ を用いて災害要因となる地形判読を実施した。従来の判読 では空中写真が多く用いられてきたが,本調査では微地形 の判読が可能である S-DEM (LP コンター図併用)により 判読を行うことで,より詳細な災害要因を確認した。図で は明瞭な遷急線を黒,やや明瞭な遷急線をピンク,ガリを 青で示している。これらは災害要因として特徴的なもので あり,これらの要因が顕著に現れている箇所を対象に現地 調査を行った。現地調査では,路線内の落石対策施設等の 整備状況も把握した。判読した災害要因の中から,災害要 因で道路への影響の可能性があり,かつ対策施設の規模が 十分でない箇所を,今回の調査対象箇所として抽出した。



図-3. 災害要因判読図

4. 斜面点検調査

4.1 机上調查

机上スクリーニングにて抽出した斜面を対象に, 縮尺 1/500 の S-DEM 解析図を用いて, さらに詳細な災害 要因の机上判読を実施した。当該斜面は延長約 50mで, 3 つの崩壊跡が確認できる。机上調査では浮石や転 石, 露岩の候補地となる凸地形を表現している陰影のうち主なものを図-4 に示した。

崩壊地①は、高さ5m程度の崩壊跡地であり、崩壊地下部には転石と思われる凸地形1 が確認できる。また、左側部には露岩と思われる凸地形2が表現されている。

崩壊地②では、左側部に凸地形3が表現さ れており、比較的大きいため露岩と思われる。 また崩壊地内には凸地形4及び凸地形5が表 現されており、2m以下という小さい規模で あるため、転石の可能性が高い陰影である。

崩壊地③の崩壊地頭部には,凸地形7として3つの陰影が表現されている。また,崩壊地内には,輪郭が明瞭な凸地形8が表現されているが,その左側には輪郭が不明瞭な凸地



図-4. 机上調査結果

形9が表現されている。このような不明瞭な凸地形は密な下層植生群の疑いがある。また,崩壊地下方に崩 土が堆積している陰影がないことも特徴的である。

4.2 現地調査

図-5 は、当該斜面で実施した現地調査結果を図-4 に反映させたものである。紙面の都合上、主なものを表 -2 に整理する。机上調査で確認した凸地形を示す陰影は、現地では浮石等であることを確認したが、浮石等 ではなくシダ等の下層植生群や直径の大きな樹木、もしくは樹木とその周辺の地形とが一体となった微地形 であることも確認した。従って、机上調査は浮石・転石や露岩等の候補地の抽出であり、現地調査によって 特定する必要がある。



図-5. 現地調査結果

コメント	写 真	コメント	写 真
①-1 植生 シダ等の密な下層植生が 生い茂っており、これらが 一体となった凸地形とし て可視化されていた。		 ②-2 植生 転石と思われた凸地形 は、根本部分の直径が 30 cmと 20 cmのスギが一体化した地物であった。 	
 ②-3 転石 崩壊地②内において、高 さ 1.8m 程度の転石を複数 確認した。 		(2)-4 微地形 崩土や礫が堆積してい る状況を確認した。	
 ③-5 低草木 低草木の下にはφ60 cm 程度の転石が分布していた。転石は可視化されていない。 		共通:石積み工 既設の防護柵背面に は,練石積みが整備され ており,S-DEM からは,一 定勾配の斜面として確認 できる。机上段階では判 読できない。	
 ③-2 浮石 崩壊跡地形の頭部に不 安定な浮石を確認した。拡 大した浮石は H0.8×W1.8 ×D1.5m であった。 	3-2 左 3-2 右		

表-2. 調査結果抜粋

4.3 斜面防災点検調査におけるレーザ計測データ活用の有効性

S-DEM に表現された浮石等と想定される陰影は、現地では浮石や転石であった。また机上調査で調査対象 が絞りこめているので、調査漏れや調査ルートは迷うことなく効率的に調査をすることができた。対策施設 の範囲など、現地で得られた情報も S-DEM 解析図上に精度よくプロットすることができた。

課題としては,現地で確認した陰影は浮石や転石外にも下層植生群や,ある程度の直径の単木もしくは複数の樹木でもあり,必ずしもすべてが災害要因ではなかった。また,高密度であっても,1m未満の転石等の抽出には限界があった。その原因として,上層植生の繁茂によるレーザデータの減衰や,地盤面付近の下層 植生や枯れ枝等の地物がノイズとなり明瞭な陰影として表現されきれていない,ということが考えられる。

以上のことから, S-DEM では道路から尾根までの広域な範囲に おいて災害要因を概観し,そこから斜面調査が必要な箇所を絞り 込んでいくことに有効である。図-6 は図-5 斜面の傾斜区分図であ る。この傾斜区分図等を作成することで,土砂や落石等の堆積す る可能性のある範囲の参考図として利用することができる。また, 抽出された斜面に対し,現地調査前の机上調査の段階でさらなる 災害要因や微地形・地物を判読し,計画立案用図面,現地調査用 図面として利することにより,正確性・効率性・安全性がより確 保された現地調査とそのとりまとめに有効である。



図-6. 傾斜区分図(図-5と同一斜面)

5. 整備計画策定

5.1 災害の推定

表-2,図-5に示した,机上調査及び現地調査で確認した転石・浮石,斜面崩壊の発生源及び斜面状況から, 今後懸念される災害について推定して図-7に示した。

崩壊地①は、小規模な崩壊の発生が懸念される。道路面から崩壊地頭部までの斜面高は10mほど、斜面勾 配は30°未満と規模は小さく、現状も崩土が斜面内に堆積している。道路と斜面の間に緩斜面があり、そこ で落石等は停止するものと考えられるため、道路への影響があるような被害は少ないものと想定される。

崩壊地②は,道路面から崩壊地頭部まで斜面高 は30mほどあり,不安定な転石・浮石が分布して いる。そのため,今後も斜面崩壊の進行や落石の 危険性は残っているが,斜面中腹に部分的な緩斜 面があり,中腹より下方に転石や崩土が堆積して いることから,強いエネルギーを持ったまま道路 まで到達する可能性は低いものと考えられる。土 砂の崩壊が進行した場合には,既設の落石防護柵 背面にまで堆積土砂が到達する危険性は考えられ るが,現時点で落石防護柵に堆積はしていない。

崩壊地③は,斜面高が約40mで勾配が40°ある 急峻な崩壊地形である。崩壊地頭部から道路面ま で急勾配が続き,崩土の堆積による緩斜面等は見 られない。崩壊地は集水地形となっており,流水 の侵食によるものとみられる微地形も確認された。 斜面内の上部や崩壊地上部,側部には不安定な転



図-7. 対策工の概略検討

石・浮石が多く分布している。今後,大雨による表流水増加等で斜面崩壊や落石が生じた場合,斜面内に堆 積することなく,斜面下方まで到達することが懸念される。その際に,落石や土砂は集水地形とガリ地形に 沿った方向に移動していくものと想定される。

以上のことから,崩壊地①, ②においては「堆積土砂の崩落」,崩壊地③では「落石・土砂の流下」への 対策を講じる必要がある。

5.2 整備計画におけるレーザ計測データ活用の有効性

有効性として,机上調査にて把握できる斜面方向や集水地形,起伏といった地形状況と,机上・現地調査 で確認した発生源の情報を組み合わせて評価することで,落石被害が懸念される範囲や土砂流出の危険性が 高い箇所を推定しやすくなる。また,そういった被災要因とその推定影響範囲から,必要な対策工種や対策 範囲が概略で検討可能となる。S-DEM上に対策工の配置計画も可能となるため,概算数量算出や概算工事費 算定に対する,明確な根拠資料の作成が可能である。

岩盤の節理の発達状況や転石・浮石の安定度判定といった,設計条件となる事項については,机上調査だけでは判断できないことが確認できたため,現地調査は必須である。

6. UAV レーザ計測データを用いた施設設計(詳細設計)

急峻な斜面においてUAV レーザ計測データを活用して詳細設計を実施した事例を報告する。調査対象は, 浜松市天竜区二俣町鹿島地内の県道天竜東栄線の自然斜面である。ここで UAV レーザ計測(Riegle VUX1-mini)により点密度 100~200点/m²の計測を実施した。対象箇所は,既存のLP データがなく,小範 囲の設計であることと,設計に使うことからより高密度のデータを取得したいという観点より UAV による レーザ計測データを適用した。S-DEM を作成して現地調査を実施し,転石や浮石等の分布状況を正確に把握 したうえで,落石対策工詳細設計を実施した。

図-8,図-9に示すとおり、本設計の対象は延長約60mの 範囲である。斜面下部には高さ約15mのモルタル吹付工が 施工されており、その上部に自然斜面が残っている。

6.1 詳細調査

S-DEM を用いた机上調査と現地調査を実施し、対策の対象となる転石・浮石・岩塊の状況把握を行った。

机上調査では, S-DEM で表現される陰影の(i) 濃淡,(ii) 形状から,落石発生源を抽出した。

現地調査では、机上調査で抽出した発生源および現地で 新たに確認した転石に対して、落石対策工の詳細設計に必 要な設計条件として、(iii)規模の確認、(iv)周辺地形(斜 面勾配)、(v)安定度判定⁴⁾、を確認した。

落石の分布状況を図-10に示し,現地調査で確認した諸条 件を表-3に示す。



図-8. 施設設計対象範囲



図-9. 本章対象範囲



図-10. 落石発生源分布図

表-3. 調査確認諸元

	(i)濃淡	(ii)形状(机上)	(iii)規模(現地) (m)	(iv)周辺地形 (斜面勾配)	(v)安定度判定
1	中程度	円形で比較的大きい	3.0 × 1.5 × 1.0	76°	1または2
2	淡	判別不可能	2.0 × 1.5 × 1.0	45°	1または2
3	濃	円形で比較的大きい	2.5 × 2.0 × 2.0	60°	1または2
4	中程度が複数	円形で小さい	0.4 × 0.2 × 0.2	45°	1または2
5	中程度が複数	円形で小さい	0.8 × 0.6 × 0.3	41°	1または2
6	淡	判別不可能	0.6 × 0.3 × 0.3	42°	1または2
\bigcirc	濃	急崖が連なる	0.9 × 1.0 × 0.7	85°	1または2
8	中程度	円形で小さい	1.0 × 0.6 × 1.0	90°	1
9	中程度	円形 非常に小さい	0.4 × 0.4 × 0.4	41°	1または2
10	濃	特異な形状	1.4 × 1.6 × 0.6	70°	1または2
1	濃	角形	1.0 × 1.4 × 0.4	43°	1または2
(12)	中程度	円形で小さい	3.0 × 1.5 × 1.0	76°	5

6.2 詳細設計での運用

S-DEM により可視化された周辺地形と、現地調査で確認した条件に基づき、対策工法を選定した。

(1) 落石防護工の選定

S-DEM からも確認できるように、斜面内には明瞭な集水地形を成している箇所がある。現地調査において も当該箇所に留意して調査を実施したところ、実際に集水地形となっている。また、S-DEM からは転石の特 定が困難で、集水地形上部に確認できる⑨の転石以外にも、 φ0.1m程度の微小な落石発生源となる不安定な 転石が、集水地形内に多数確認できる。小規模かつ複数の落石が道路に到達するのを防ぐ必要があるため、 待受式の落石防護工(待受け式防護網や防護柵)を選定した。



図-11. 落石防護工

(2) 落石予防工の選定

S-DEM から斜面内に非常に広大な岩塊が確認できる(⑦)。また陰影が濃いことから急崖となっており, 危険性の高いことが想定できる。現地調査では, S-DEM では確認できない節理が非常に発達した岩塊である ことが確認できた。この岩塊に対しては S-DEM からも,広域であるが,岩塊として一連の対象として対策 できるため,現位置で固定し,落下することを防ぐワイヤーロープ伏せ工を選定した。

また, ⑩については, S-DEM からも何らかの微地形として明瞭に確認できる。現地調査では,非常に不安 定な転石であることが確認できた。斜面の上部に位置しているため,ワイヤーロープ掛け工による対策工を 選定した。



図-12. 落石予防工

6.3 詳細設計における UAV レーザ計測データ活用の有効性

詳細調査では、机上の段階から微地形や落石発生源を事前に把握することができた。一辺が 1.0mの大き な石や、それよりも小さい石でも斜面に微地形が少ない場合には明瞭に確認ができた。また、UAV によるレ ーザ計測は、実機によるレーザ計測よりも密に照射できるため、急崖地のようにレーザが照射されにくく地 形取得が難しい箇所や集水地形等の微地形も,形状が概ね把握できるほどに可視化された。また,現地調査の基盤図として利用することで,斜面防災点検での現地調査と同様に安全かつ効率的な調査を実施することができた。対策工の選定においては,落石が懸念される転石・浮石等の分布や,周辺の地形状況が可視化されるため,被災範囲の想定や対策工の配置計画,落石予防工・落石防護工といった複数工法を適切に組み合わせる提案が可能となる。

その他の効果として,測量作業が危険な急峻な斜面においても平面図や横断図の作図が可能である。また, 地形の起伏が三次元で可視化されるため,仮設モノレールのルート選定のような現地の地形に依存する仮設 計画が,平面図よりも容易かつ適切に検討することができる。

施設設計における課題として,詳細調査では設計条件を決定するために岩の節理の発達状況,安定度判定, 及び落石が懸念される石の規模等の諸元を確認する必要がある。これらは S-DEM からは読み取ることがで き来ないため,現地でそれぞれ確認する必要がある。

以上のことから,施設設計における UAV レーザ計測データの活用は,机上調査での斜面全域の把握や発 生源の抽出,地形条件と発生源の状況を複合的に考慮した対策工選定では有効であり,それらを示す根拠資 料として可視化技術は大いに活用できる。しかし,設計諸元の抽出や,各発生源への配置,数量算出などの 詳細な事項については机上では確認できないため,個別に確認する調査は省くことができない。

7. おわりに

高密度レーザ計測データから微地形や地物を斜面勾配に応じて平面図や立体的な鳥観図に可視化するこ とによって、従来は机上調査の段階で把握できなかった浮石や転石、露岩といった災害要因を確認するとと もに、現地調査にあたっては、危険な箇所を回避し効率的な調査を実施することができた。更に対策工の検 討においては、安全性の確保や工法の種類・規模の精度が向上するなど、レーザ計測データの有効性が確認 できた。

しかし,机上段階で把握した災害要因は,現地においては下層植生や直径の大きな樹木,周辺の微地形と 一体となった地形など,すべてが災害要因ではないこと,また,密な下層植生や急勾配,もしくは複雑な地 形等によって,災害要因を可視化しきれない場所もあることが確認できた。さらに,レーザ計測データは地 形や地物の「形状」のみを表現するため,露岩の節理の発達や下部の洗堀の状況など,個別の災害要因の危 険度の把握は困難であることも確認できた。従って,複数の災害要因から構成される斜面全体の危険度を評 価するためには,机上調査に加え現地調査を実施する必要がある。

これらのことから,斜面内に存在するすべての浮石・転石や露岩等の災害要因を可視化し,机上調査のみ から斜面の危険度を判断するべきではないが,従来手法よりも正確性・効率性・安全性がはるかに高いスク リーニング,机上調査や現地調査,施設整備計画や詳細設計などの斜面防災対策が可能になると考える。

参考文献

1) 公益財団法人日本測量調査技術協会 (2013): 航空レーザ測量による災害対策事例集, p31-45.

- 2) 増田 仁・田近真悟・沢田和秀・小野貴稔(2014):転石調査のための高密度レーザ計測による斜面の可視 化,第23回調査・設計・施工技術報告会.
- 3) 千田良道・高野正範:転石・岩盤斜面調査を目的とした航空レーザ測量の課題改善,日本写真測量学会学 術講演会発表論文集,p85-88,平成25年度.
- 4) 社団法人日本道路協会(平成 29 年 12 月): 落石対策便覧, p59.

吹付法面劣化判定調査法の簡素化に向けて

(株)	地建防災	国際会員	〇浅野湯	意雄
小田鐵	湖株式会社		権田正	īZ
(株)	テイコク・ラ	-クノ	鈴木	真
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 路付帯構造物が必要である.ここで、多くの山間道路は交通量・重要度などの条件もあり、耐用年数を超え 劣化が進んだ施設が存在している.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,吹付工全面の打音検査を主体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にする目的で実施した.

2. 研究内容

山間道路に敷設してある「切土法面吹付工」の健全度評価手法は、日常的な道路点検の観察で変状が確認 された場合、打音検査主体の詳細判定調査を実施している.近年は、UAV 積載サーモカメラなどを用いて、 法面表面温度分布を測定し劣化範囲の特定も行われるようになった.つまり、打音検査・温度測定などは切 土全体の健全度判定ではなく、吹付法面表面の劣化範囲を判定しているのが現状である.

切土法面吹付工における法面劣化判定では,専門技術者による「打音検査」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.ところで,建設関係を取り巻く状況として,打音検査判定ができる専門技術 者の不足があり吹付工判定を計画的に実施することが困難で,専門技術者育成にも時間が掛かる.このよう な背景から,吹付工劣化判定が一般技術者でも継続的に可能となる指標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判定が可能かを検討する.また、吹付工の材料的劣化特性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する.さらに、サーモカメラを用いた吹付面温度測定(温度差)を行 い、壁面の温度差と吹付工・背面地盤の劣化など、現地調査箇所の諸条件等との関係について検討する.

3. 研究方法

本研究では、一般的に用いられる打音検査法にて、吹付法面の劣化状況判定を行うとともに同等な吹付工 部材を用いた室内実験を行い比較することで打音特性を把握する.打音検査では、打音を簡易録音機器で録 音し、音波分析ソフトで解析する、容易に利用できる検査法構築を目指した²⁾.また、吹付法面調査箇所に おいて、背後地盤からの浸透水による特徴的な変状が観察される箇所で、UAV 積載型サーモカメラを用いた 法面温度変化などの観測も行い、打音検査結果と比較することで温度測定の有効性を把握した.

For the simplification of the shotcrete slope deterioration judgment investigation method: Norio ASANO (Chikenbousai), Naomi GONDA (Odatetumou), Makoto SUZUKI (Teikoku techno), Atsushi ITOH (Chubu-University), Kazuhide SAWADA (Gifu-University)

3-1. 原位置実験方法概要

今回の研究は、山間道路吹付法面の健全度・劣化度を判定するのに用いられる「打音検査」を基本として、 研究対象法面で打音検査を実施し打音を録音・分析する.同箇所において、サーモカメラによる表面温度を 日照時間変化(壁面温度変化)も考慮し2回に分けて行い表面温度差を分析する.

3-1-1. 主要使用機器

- テストハンマー (250g)
- ボイスレコーダー (ピンマイク付き)
- サーモカメラ(UAV 積載型)
- その他補助機器:ハンマー,シュミットハンマー,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

- 調査対象箇所は、供用中の道路法面であるため、調査内容が制限されるが、施設補修計画・検討されている箇所を選出した.調査箇所での補修工事に伴い、確認調査を行う計画となっている.
- 本報告の吹付法面打撃検査は、吹付工の特性を簡便に判定できるか試行するため、仮設工なしで路 面より 1~2mの高さの範囲を 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.
- 打撃音から,一般的に判定される打音高低・音量などから法面の状態を以下のように区分した. 良好箇所・・,やや良好・やや不良・・<Y>,不良箇所・・<R>

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利用して, 新鮮な吹付材料の打音特性を把握する.

- 3-2-1. 供試体条件
 - 供試体寸法・・・・45cm 角で吹付層厚 t=5, 10, 15cm の 3 種類
 - 供試体作成時の注意点
 - ✓ 供試体は、作成前に現地と同じように型枠内にラスを敷設する.
 - ✓ 供試体は、型枠を作成しその内部に吹き付けて作成する.その際、型枠を切土面に配置し、通常の吹付作業と同様の条件で吹付し作成する.

3-2-2. 室内打音検査

- 打音検査手順は、基本的に現地検査と同様とする.
- 打音検査法・・供試体を6分割し1供試体で6箇所の打音を収録.打撃は,1箇所当たり5回.
- 供試体条件
 - ✓ クラック条件・・クラックなし、1本クラック、十字クラックの3種類
 (供試体クラックは、供試体を曲げ載荷試験により発生させた.)
 - ✓ 背後地盤条件・・・コンクリート床盤上・砂盤上・供試体下方に空洞を設けた空洞上の3条件

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.
- ノイズ処理については、波形を観察し、極端なノイズと判定された部分だけを除去する.
- 打音解析は,録音した打音を高速フーリエ解析(FFT 解析)で卓越周波数や打音構成周波数などを 把握する.
- 打音解析では,録音された 5~10 回程度の打撃音をフーリエ解析 1 回分とする.これは,複数の記録内にある「偶然誤差・ノイズ」を重ね合わせることで低減する目的もある.

3-4. 吹付工表面温度計測

劣化状態の異なる吹付法面で,UAV 積載型サーモカメラにて法面表面の温度特性を測定する.法面表面温 度は、季節・天候・法面の向きなどによって一様ではないため、対象法面における温度変化(温度差)を計 測する^{3,4}.計測法としては、季節に関わらず昼間と比較対象となる「朝方」もしくは「夕方」に撮影する ことで、壁面温度差を把握できるように計測する.比較のため、手動式サーモカメラでも撮影した.

サーモカメラは、以下の性能の機器を使用した.

<手動式仕様>

温度測定範囲	: -25~135°C	温度測定範囲	: -40~2,000°C
温度分解能	:50mK@f/1.0以下	温度分解能	:0.035℃ (30℃の場合)
解像度	: 640×512 ピクセル	解像度	: 640×480 ピクセル
サイズ/重量	: 103×74×102mm/270g	サイズ/重量	: 143×196×94mm/1.3kg

4. 実験結果

4-1. 現地法面打音検査結果

<UAV 積載型仕様>

本研究では、岐阜県中~西部地域で劣化の進んだ「コンクリート吹付法面」を抽出し、テストハンマーを 用いた打音検査を3箇所で行った.調査箇所の地質は、岐阜県で広い分布域を示す「中古生界の美濃帯」と、 同様に広い分布域を有する「濃飛流紋岩類」を基盤としている.各箇所の現地踏査から判定した背面地質の 劣化状況と打音検査結果から、箇所ごとの背面地質と平均打音分布を図-1に示す.

図-1 は、横軸に FFT 解析で得られた周波数をとり、縦軸にソフトの最大音量を「0」として、録音した音を最大値と比較した結果を音圧(dB)で表している.各実験箇所の平均打音検査結果から、周波数 1,000Hz 付近を境に音圧~周波数分布に違いが見て取れる.

今回の現地実験では、打音特性と背面地盤特性を把握する目的で、予め現地踏査等から法面劣化状況、背後地盤の岩質・風化程度などが異なる法面を抽出し簡易的打音検査を実施した.図-1より、1,000Hz以上の周波数域では、吹付工の特性(部材厚・劣化程度)に関わらず同様な音圧~周波数分布特性を示しているため、吹付材料特有の音圧~周波数特性と考えられる.1,000Hz以下の周波域は、吹付工劣化や背後地盤特性によって低周波域打音の減衰傾向に差異が生じたと考えられる⁵.

図-2~5 は、対象法面の端から打音検査箇所番号を付け検査箇所ごとに解析し、その検査箇所番号を図右 に示している. 各図より、1,000Hz 程度を境界にして音圧~周波数特性が異なっている. 特に、100Hz 付近 を中心として音圧分布に大きなバラツキが生じており、吹付工・背後地盤特性によって打音の卓越する周波 数帯や音圧の減衰傾向(減衰開始周波数・減衰割合)が異なっている.



図-1 調査箇所ごとの平均打音分析結果



ここで、図-3に示されている法面は、現地踏査等から吹付面内で背後地質の違いが判明しており、吹付工 背後地質状況(岩質・風化程度)によって低周波部の減衰傾向・周波数分布形態が異なることが判明した. 同様に図-4、5は、小尾根を挟む吹付法面であり、基盤岩類としては同質だが前者は河川に対し「滑走斜面」 で、後者は「攻撃斜面」を呈している.つまり、現地踏査より滑走斜面部は全体的に風化が進んだ岩盤が吹 付面背後に残存し、攻撃斜面部は軟質な部分が除去され硬質岩盤に吹付工が施工されたと判定できる.ただ し、攻撃斜面部は、断層活動によって基盤が破砕され、クラックの発達した岩盤となっていた.

両箇所の打音検査結果より,背後地盤の風化・劣化特性が打音の低周波域減衰特性に差を生じさせている. つまり,背後地盤が硬質である場合,き裂の有無を別にして打音の低周波域減衰傾向が小さい.それに対し, 背後地盤が風化変質(軟質化・土砂化)している場合は,低周波域の減衰傾向が大きい.以上のことから, 吹付工での打音検査から得られる低周波域の音圧変化が,吹付材の劣化特性より背後地盤の劣化特性に強く 影響されたと考えられる.

図-6は、打音分析の結果として低周波域が吹付工や背後地盤の劣化に関与すると考えられるため、この部 分の音圧特性を求めてみた.図-6では、岐阜県西部域で「良好~やや良好」と「不良」と判定された箇所に おける打音検査結果を分析した後、同解析打音範囲に発生しているノイズを分析し、分析周波数ごとに打音 から差し引く処理を行った.結果として、50~1,000Hz間の周波数帯で打音圧量の大小が観察できる.この 結果と打音を比較すると、法面劣化が大きい箇所では全打音量に占める当範囲(低周波域:図-6で黄色に着 色した部分)の音圧割合が大きいことが判定され、吹付面劣化判定の指標となると考えられる.このような 法面変状を示す周波数域についての分析法を確立すれば、数値的に劣化程度を表現できる可能性がある(図 -6のNol地点は判定ミスしている可能性がでてきた).



図-7 供試体厚さと打撃個人差関連図

1.000

10.000

100

周波数

図-8 周波数分析密度に評価図

00 周波数 Hz 1,000

16383

10,00

4-2. 室内供試体打音検査結果

10

ここでは,既設吹付法面における打音検査結果と,打音特性を比較検討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.室内実験では,「3.研究方法」に示した条件で打音検査を実施した.

-90

4-2-1. 事前実験

-90

現地実験を実施するに先立ち,打音検査時の個人差・供試体厚さや,打音の分析密度などの検査条件について検討した.図-7 は,検査者・供試体厚さを変えて打音検査を行った結果である.図-7 より,30Hz 以下の低周波部に多少の差異が見受けられるが,この部分の大半は人の可聴域外である.また,供試体厚さによる差異は,個人差による打撃強さで生じる音圧差(5dB 程度)であり,供試体の状態(作製から実施までの条件)に差がないため周波数分析的には差異が認められないと言える.

打音の周波数分析を行うにあたり、吹付面でのクラック状況や材料が有する固有振動などを把握するため に微小な変化を見いだす必要があると考え、FFT 解析の結果に影響するデータ数、つまり何回分の打撃音を 解析するかについて調査した.結果として、図-8より、打音の分析には、5 打撃分の波形から得られる 8,191 個以上のデータ数を解析すると低周波域の変化と高周波域の固有振動・共振などが確認できること判明した. よって、以降の分析では、この条件を考慮し「5 打撃分の波形から得られる 8,191 個以上」で行うこととし た.同様に、現地の打音検査分析についても同様な手法を採用した.

図-9は、打音検査に用いるハンマー種類が異なるとどのような周波数特性を示すかを把握するために、同 一供試体を異なるハンマー等で打撃した結果である.図-9より、軽量で打撃力が小さい「ネイルパンチ」以 外は概ね同様な周波数特性を示すことが判明した.このため、ハンマーの種類を変えてもほぼ同様な結果が 得られることが判明したことから、以降は打音テストハンマーを利用した.

4-2-2. 室内打音検査

室内打音実験では,現地地盤・壁面クラック をモデル化した供試体で,一連の打音検査を実 施した.

図-10 に、「供試体厚さと背後地盤条件」を変 化させた実験結果を示す.図-10 より、現場実 験と同様に1,000Hz 以上の周波数域で吹付工厚 さ(t=5,10,15cm)に関わらず、ほぼ同じよ うな音圧~周波数特性を示しており、部材の固 有周波数と共振周波数(一部、実験室内のノイ ズである)と考えられる.1,000Hz 以下の低周



図-9 打撃ハンマー種類による打音特性変化

波域では,所々に周辺ノイズによる局所的な特異点が見受けられるが,徐々に低周波域となると「バラツキ」 が大きくなる傾向にある⁵⁾.ただし,吹付工の背後が空洞の供試体打音は,背後地盤条件に関わらず収束し ているように見える.

図-11 は、同厚の供試体に2種類のクラックを発生させ、背面地盤条件を変えて打音検査を実施した結果である.図-11 より、全体として100~500Hzでバラツキが生じているが、背面地盤条件が「空洞」の場合、200Hz付近で分布に変化がある.また、1本クラックと十字クラックを比較すると、1本クラックの場合は全体的に低周波域の減衰が少なく、クラック量と低周波域の減衰傾向に関連があると想定できる.







図-11 供試体厚さ~クラック状況・背面条件を変えて実施した打音検査結果

4-2-3. 室内打音検査の利用

今回の室内実験結果は、現地実験結果から得られた高周波域特性と類似した卓越周波数・共振周波数が得られている.つまり、図-1~5と図-10、11から供試体厚さ・劣化度に関わらず、室内実験・現地実験ともに

約1,000~1,100Hz を起点とした卓越周波数が観察される.その後,ほぼ定期的に共振と考えられる卓越周波 数が観察されことから,約1,000Hz 以上の音域特性は吹付材料特性として考えられる.よって,現地実験に よる検討は,吹付面と背後地盤の特性を評価できる「約1,000Hz 以下の低周波域」について分析を行った.

4-3. 吹付工表面温度計測

今回の研究では、「西部域」、「北西部域」の2箇所で劣化吹付法面をサーモカメラ(UAV 積載型)によっ て、吹付表面の温度差について計測した。今回の研究では、一般的に実施されている吹付法面温度測定とは 異なり、気温変化と法面表面の温度差を測定し、法面背後地盤の特性との関連を把握する手法として採用で きるかを検討した。図-12、13は、2箇所の午前・正午付近の温度差測定を実施した結果である。図では、暖 色は温度差(温度変化)が大きく、寒色は温度差が小さい。

図-12 より,対象斜面では破砕帯に沿った帯状部分と,派生した小劣化区域において温度差が大きく吹付 工の劣化も進んでいた.ただし,現地は南西斜面を呈し,撮影は晩秋~初冬にかけて行ったものである.こ のため,現地の気温上昇もあまり大きくなく,背面の浸透水からの温度変化影響も少ない条件であった.



図-12 西部域吹付法面表面温度差分布状況(図中の赤点は不良箇所)

図-13 は,直射日光の影響を小さくする ために北面する法面を選択した結果で,全 体的に温度変化が小さかった.ただし,法 面内の破砕帯付近では,やや温度差が大き く壁面劣化が大きい状況であった.また, 区域左には湧水が観察されており,温度差 がない状態であった.

以上の結果から, 吹付法面の温度差を測 定することで, 法面背面の地盤状況を想定 することは可能と考えられる. しかしなが ら, どのような地質状況でどのような温度 差が生じるかを, 季節・日照条件など種々



図-13 北西部域吹付法面表面温度差分布状況

の条件を設定し、継続的に調査し分析する必要がある.

5. 吹付法面の劣化判定手法の検討

今回の研究から, 吹付法面の劣化基準を見いだすことで, 対象施設の劣化状況・対策検討などに資するこ とが可能となれば, 施設維持の効率化が容易になると考えた. 今回の研究から以下のことが判明した.

① 打音検査を録音し分析すると、吹付工の劣化と背面地盤の特性として 50~1,000Hz 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(前出図-2~5参照).

- ② 室内打音検査では、検査条件を変えて実験した結果、周波数特性の分散など明確ではないが、部材の 劣化と背面地盤特性を確認することができた。
- ③ 現地打音検査結果より、図-3、4に示すような音圧減衰開始周波数や減衰率(勾配)などは、局所的な 吹付工劣化や背面地盤特性を示す指標となる可能性がある.現地では、観察による背面地盤の風化程 度と湧水状況などの違いによって音圧分布が変化していることが判明した.
- ④ 以上の結果を総括すると、打音の低周波部分の音圧・減衰率から、吹付工表面の劣化原因となる背面 状態が判定する目安となると考えられる.つまり、周波数 50~1,000Hz の減衰率が周辺箇所より大き いと背後岩盤の風化が進んでおり、切土法面全体に抜本的な法面補強が必要となる.

6. まとめ

今回の研究では、当該地方に広範囲な分布域を占める「付加帯(美濃帯)」と代表的な火山岩類である「流 紋岩類」分布域の吹付法面を対象とした.現在の道路付帯構造物点検は、定期的に変状把握が実施されるこ とになっているが、小規模や重要度の低い施設は点検頻度も少なく変状が生じていても無対策であることが 多く、道路施設の安全性確保として問題となっている.このことから、今回の研究対象である吹付法面工等 は、簡易な劣化判定手法を確立することが重要である.

今回の研究結果として,先に述べた音圧~周波数特性・法面温度測定結果から,打音・温度測定の簡易法 が点検手法として利用可能と考えられる.ただし,今回対象の吹付法面は,調査後の確認のため,ある程度 背後地盤の特性が把握可能な箇所で,かつ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.その ため,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 継続する必要がある.調査箇所選定条件として,以下のような条件が考えられる.

- ① 周辺環境条件として、気象条件や地形・地質条件が異なる箇所を選択するように検討する.
- ② 選定箇所における吹付法面温度と気温・日照時間変化を予測し,環境条件とする.
- ③ 地形・地質条件等が同じであっても、吹付面劣化状況が異なる施設を劣化要因の判定条件とする.
- ④ 古い吹付法面には、吹付層厚が極端に薄い施設があるが、施設の機能を残している箇所がある.これは、吹付面と背後地盤の安定性を把握できる要因であり、地盤特性として選定条件とする.
- ⑤ サーモカメラによる劣化吹付面の温度差分布解析から、現状においても吹付面背後の状況を類推する ことが可能と考えられるが、異なる条件下での継続的な調査が必要と考える.

謝辞: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た.ここに謝意を表する.

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.
- 的羽正樹・西岡高尚・南部啓太(2008):長大吹付け法面の老朽化に伴う健全度調査と評価,土木学会第 63回年次学術講演会,pp.197-198.
- 4) 建設省土木研究所(2008):熱赤外線映像法による吹付法面老朽化診断マニュアル.
- 5) 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.

落石安定度調査のための小型加振機を用いた模擬岩塊の振動特性調査

- 中日本高速道路株式会社 正会員 〇石井 智大
 - 名古屋大学大学院 学生会員 佐竹 孝曜
 - 第二建設株式会社 宇賀田 登
 - 岐阜大学 正会員 沢田 和秀

1. はじめに

落石は、発生源が数多く存在し、地形、地質、気象条件など様々な要因が複雑に絡み合って発生するため、 予知・予測が難しい。地質技術者による現地踏査では、落石の候補となる岩塊が抽出され、それらの岩塊の 安定度を物理的な項目の点数化によって評価する方法が広く利用されている。一方、それらを補足するもの としていくつか提案されている定量評価できる方法では、対象の岩塊の振動特性(卓越周波数など)を調査 する。その中で、落石危険度振動調査法¹⁾では、雑振動または強制振動を振動源として、岩塊の振動特性を 把握するが、危険な斜面上で適切に振動を与えることは困難である。そこで、不安定な岩塊に小型の起振装 置を設置し、対象の岩塊に効果的な振動を与えることで、対象岩塊の振動を効率的に増幅させる方法を提案 する。本研究では、岩塊に振動を与え、その振動特性を把握する既往研究²⁾との比較により、提案手法の確 からしさを確認し、また、不安定な転石を想定した実験により、小型加振機を用いて振動させた岩塊の振動 特性について考察した。

2. 既往研究との比較実験

2.1 実験概要

提案する計測方法の確からしさを確認するために,深田らによる実験結果 ¹⁾との比較を試みた。図-1 に示 すコンクリート製の供試体 A と B の 2 種類を作成し,ゴムハンマーによる打撃および小型加振機 (WaveMaker05: 旭製作所製)による振動に対する計測を行った。写真-1 のように砂地盤上に供試体を設置 し,供試体の上面に加速度計(AS-GA: 共和電業製)を取り付け,座標軸を供試体底面の短辺(0.30m)方 向(x),長辺(0.40m)方向(y)とした。加振機については,供試体の上面中央で固定できるようにした。 また,計測時のサンプリング周波数は 1000Hz とした。

なお,深田らは,実験結果を3次元有限要素法による固有値解析で再現しており,本実験と並行して同様の解析手法による振動特性の調査も行ったが,本稿では実験についてのみ述べる。



図-1 供試体寸法及び計測方向

写真-1 供試体Aにおける実験風景

Study of vibration characteristics of dummy rock using small vibrator for rock stability assessment: Ishii Tomohiro (Central Nippon Expressway Company Limited), Satake Koyo (Nagoya University), Ugata Noboru (Daini Corporation) and Sawada Kazuhide (Gifu University)

2.2 実験結果

供試体 A における実験結果の一部を図-2 に示す。ここでは、供試体側面中央部をゴムハンマーで打撃した ケースと、100 秒間で周波数を1から100Hz に一定速度の変化で周波数スイープ加振したケースについて、x および y 方向に振動を与えた結果を示す。スペクトル解析には、SPECTRAL ANALYZER SPCANA Ver4.92 を 用い、本稿で示す FFT 結果のグラフ1つひとつは 8192 個の加速度データに対して FFT を行っている。グラ フの横軸は 0 から 100Hz までの周波数、縦軸はフーリエスペクトル (m/s2*s) を示す。また、赤色が CH1 で x 方向、青色が CH2 で y 方向の計測された振動を表す。加振機におけるグラフの上の数値は、加振機のお およその周波数帯変化を表す。

打撃の場合, x 方向では約 20Hz, y 方向では約 24Hz の卓越周波数が見られた。一方,加振機の場合, x 方向では約 22Hz, y 方向では約 20Hz の卓越周波数が見られ,打撃の場合と概ね同じピークとなった。なお, ほとんどのケースで見られる 60Hz のスパイク型の卓越周波数は, 交流電源の周波数による影響であり,供 試体とは無関係であると考えられるため無視する。



図-2 供試体 A における実験結果の一部

次に,供試体Aにおける深田らの実験結果を図-3に示す。ここでは,ゴムハンマーでの打撃を行い,測定 記録された加速度波形とFFT処理により算定された固有振動数がプロットされている。なお,深田らは地盤 の固さを3種用意しているが,ここでは地盤種別の軟と中のみ示しており,地盤反力係数の値はそれぞれ kv₃₀=47.6,79.1MN/m³となっている。また,根入れ比は,d/h0(d:根入れ長,h0:露出高さ)で表されるが, 本実験では,根入れを考慮した実験を行っていないため,根入れ比が0の部分について比較する。



図-3 深田らによる実験結果

深田らによる実験と本実験の固有振動数(卓越周波数)の数値をまとめたものを表-1に示す。本実験では、 深田らの実験と同様の地盤条件を再現することはできていないが、打撃および加振機によるケースでおおよ そ同じ卓越周波数を得られていることがわかる。

供試休	古向	深田らの実験		本実験		
厌叫件)]]	地盤:軟	地盤:中	雑振動	打撃	加振機
Δ	Х	約20Hz	約19Hz	_	約20Hz	約22Hz
	У	約26Hz	約26Hz		約24Hz	約20Hz
B	Х	約12Hz	約12Hz	_	約14Hz	約12Hz
	у	約17Hz	約18Hz		約22Hz	約20Hz

表-1 深田らによる実験と本実験の卓越周波数

また,加振機による実験結果において,1~8Hz で加振しているのにもかかわらず,加振周波数帯に含まれない周波数帯で僅かなピークが見られる。この原因を探るため,1,2,3,…,30Hz のみの周波数で供試体A について加振する実験を行った。結果の一部を図-4 に示す。

加振周波数の倍数にのみスパイク型の卓越周波数が見られ、その中でも約20Hz付近にピークが見られる。 この高調波の発生原因が電気機器によるものなのか振動モードによるものなのかはわからないが、この性質 を用いることで効率的な加振方法に繋がるのではないかと考える。例えば、1Hz、2Hz といった低周波数の みでの加振をあらかじめ計測することで、対象岩塊の卓越周波数をある程度絞り込める可能性がある。



図−4 ある周波数ごとの加振

3. コンクリートブロック実験

3.1 実験概要

ある岩塊の卓越周波数の変化を調査するために、コンクリートブロック供試体Aについて測定条件を変えた実験を行った(図-5)。斜面については、作製した木枠内に市販の砂を入れ、木の板を用いて人工的に転圧をおこなった。以下に条件を示す。

- ・振動の与え方(雑振動,打撃,加振機)
- ・斜面の傾斜角度(0, 10, 20 度)
- ・傾斜方向(A:長辺傾斜方向,B短辺傾斜方向)
- ·加振方向(短辺方向,長辺方向)
- ・加振機の加振力(小,中,大)
- ・固定条件(固定あり,固定なし)

なお、加振力の小、中、大は、振動コンソールに表示される 1Hz 加振時の出力電流の大きさの調節により 区別し、それぞれ 0.2、1.2、2.8 A である。また、固定について、供試体をラチェット式ベルトで締め、写真 -2 の方向で固定した。加振時間については、既往研究との比較実験の際に、加振時間による卓越周波数への 影響は見られなかったため、今回の実験では、スイープ速度を約 1Hz/s として、1~50Hz で周波数スイープ加 振している。



図-5 試験モデルと加速度計取付方向



写真-2 実験ケース例 (傾斜角 10 度,傾斜方向 A,長辺方向加振,固定あり)

3.2 実験結果

実験結果の一部を図-6 に示す。卓越周波数を読み取れるグラフを選択し、その箇所を赤色の逆三角形で示している。また、卓越周波数をまとめたものを表-2 に示す。数字の色は図-5 に対応し、赤字、青字、緑字はそれぞれ CH1(短辺方向)、CH2(長辺方向)、CH3(垂直方向)で計測された FFT 結果から卓越周波数を読み取った数値を示す。表の「-」は読み取れない場合を示し、斜線は供試体の滑動により実験を行っていない。



図-6 FFT 結果例(傾斜角 10 度,傾斜方向 A,短辺方向加振,固定なし)

卓越周波数(Hz)			打撃		加振機						
古白	在由	由 田中	雜振動 同定	与四十百	長辺方向		短辺方向 長辺方向				
기미	円反	凹た		222710		加振力小	加振力中	加振力大	加振力小	加振力中	加振力大
	0度		2, <mark>16</mark> ,18	15	18,18	18	14	14	21	16	14
		0	18, <mark>24</mark>	23	20,20	24	22	18	22	18	14
	10度		1,18	15	16	19	16	13	20	14	13
^		0	20	22	19	23	21	18	20	16	13
~	20度		12	12	9	26	16	14	-	14	13
		0	12, <mark>21</mark>	20,29	10	33	24	19	-	14	13
	10度		11,18	8	15	14	14	12	17	14	12
В		0	12	11	23	12	14	13	25	20	18
	20度		<mark>6,</mark> 17	5	15						
		0	-	12	19	12	14	13	19	16	16

表-2 卓越周波数まとめ(赤字:CH1,青字:CH2,緑字:CH3)

- <u>加振方向</u>:当然,加振方向の加速度成分が大きく表れるが,それと垂直方向の成分においても卓越周波 数を確認できることがある。実際の岩塊の振動挙動は未知であるため,打撃等の加振を行う場合には様々 な方向や位置を試した方が良いと考えられる。
- ・ <u>傾斜角度</u>:全体的に見れば,傾斜角度が大きくなるほど卓越周波数が低く表れる傾向がある。しかし, 深田らが行った固有値解析³では,傾斜の影響を受けずにほぼ一定の固有振動数を示している。本実験 では,人工的に斜面を作製したため,斜面の凹凸及び締固め度合い等の要因により,傾斜角度が大きく なるほど,供試体と地面の接合性が悪く,抵抗力が低い状態となり,このような結果になったと考える。
- ・ <u>傾斜方向</u>:長辺傾斜方向に比べ短辺傾斜方向の方が低い卓越周波数が見られた。これは,傾斜角 0 度に おけるチャンネルごとの卓越周波数を比較すれば当然のことである。
- ・ <u>傾斜角度と傾斜方向</u>:図-7 は、傾斜方向と加振方向を加味したチャンネル分けによる卓越周波数を示している。直線の傾きから、傾斜角度を大きくしたときの傾斜方向の卓越周波数の低下の程度は、それと 垂直方向に比べ大きい。また、傾斜方向を変えた場合でも、傾斜方向およびそれと垂直方向の傾斜角度に対する卓越周波数の変化の程度はそれぞれ一定である。
- ・ <u>固定の有無</u>:模擬岩塊を固定した状態の方が高い卓越周波数を得られることを確認した(図-8)。また, 固定の方向が一定であるため,傾斜方向によってチャンネルごとの卓越周波数の増加量に差が出ている。
- ・ <u>固定の有無と加振力</u>:図-8 は加振力ごとの卓越周波数を示す。これより、固定ありと固定なしのどちらの場合においても、加振力を大きくしたときの卓越周波数の低下の程度はほぼ一定である。
- <u>加振力</u>:加振力が大きくなるほど卓越周波数が低くなることが確認され、加振によってより不安定状態 になっていると考えられるが、これは地盤による影響が大きいと考えられる。
- ・ 振動の与え方: 雑振動や打撃による振動測定に比べ,加振機を用いた場合には卓越周波数が数 Hz 低く表 れることがある。これは模擬岩塊がより不安定な(抵抗力が低い)状態になったと考えられる。







図-8 加振力ごとの卓越周波数(傾斜方向 A-CH1)

4. おわりに

4.1 本研究のまとめ

落石安定度評価において、調査対象の岩塊を定量評価できる既存の手法を適用し、効果的に振動を与える 小型加振機を用いた実験を行った。既往研究および既存の手法と比較して、加振機による計測で同様の卓越 周波数を得られた。また、加振機を用いた時の特性を以下に述べる。1. ある周波数のみで加振すると、加振 周波数の倍数にのみスパイク型の卓越周波数が見られ、その中でも固有振動数付近にピークが見られる。2. 雑振動や打撃による振動測定に比べ、加振機を用いる場合には、卓越周波数が数 Hz 低く表れることがある。 3. 加振機の加振力が大きいほど、卓越周波数は低く表れる。4. 安定状態と不安定状態のどちらの場合にお いても、加振力を大きくした時の卓越周波数の低下の程度は同様である。

4.2 今後の課題

実験では振動特性が顕著に表れるように、模擬岩塊に直接小型加振機を設置し、振動の入力に周波数スイ ープを用いたが、実際の現場における振動入力波形や加振力などの加振方法について、今後さらに検討する 必要がある。また、現在用いている小型加振機がどの程度の岩塊の大きさまで対応できるかについて、加振 力やエネルギーなどの観点から詳細な調査が必要である。

5. 参考文献

- 1) 日本道路公団試験研究所 (2002): 落石危険度振動調査法, 調査マニュアル(案)
- 2) 深田隆弘・橋元洋典・澁谷啓 (2012): 転石を模擬した剛体の振動特性による根入れ深さの推定方法, 土 木学会論文集 A2(応用力学), Vol.68, No.2(応用力学論文集 Vol.15), I_337-I_334
- 3) 深田隆弘・谷口達彦・澁谷啓(2013): 振動計測に基づく斜面上転石の落石危険度評価方法の提案,土木 学会論文集 C(地圏工学), Vol.69, No.1, pp.140-151

株式会社テイコク 〇伊藤匠司 株式会社テイコク 笠原健司

1. はじめに

落石対策施設の計画において,被災履歴や実験に基づく経験的手法が用いられている。また,近年は数値 シミュレーションも多用され,より効果的な対策施設の計画が行われるようになってきた。しかし,対策施 設が設置されているにも関わらず落石被害を生ずる場合があり,充分に機能していない対策施設が存在する ことも想定される。

本稿では,落石の実態について把握するため,地方公共団体の管理する複数の山岳路線における落石履歴 を整理・分析する。そしてこれにより得られた考察から,より効果的な落石対策施設の計画を行う上で留意 すべき事項についてとりまとめる。

2. 落石履歴の分析

平成 15 年度~平成 30 年度の 16 年間における,地方公共団体の管理する複数の山岳路線における落石記 録を 362 件収集した。ここで落石とは,物的・人的被害の有無に関わらず,落下してきた岩塊が道路面に到 達したものを総称する。

図-1 に落石発生件数の経年変化を示す。これによれば、落石件数は H23 年以降減少傾向にあり、特に落石 防護工未設置箇所においてその傾向が顕著である。これは、落石防護工の整備が進んだことによる防護工未 設置箇所数自体の減少が、要因であると考えられる。これに対して、落石防護工設置箇所での落石は、毎年 十数箇所程度と変化がみられない。落石防護工設置箇所数の増加に対し落石発生件数は増加しておらず、防 護工の効果は大いにあるといえるが、一方で落石に対して充分に機能していない落石防護工が存在している ことも想定される。

落石防護工が充分に機能せず落石する要因として,大きく以下の3つに分類できる。

①高さ不足(落石防護工を飛び越える)

②耐力不足(落石防護工を突き抜ける)

③その他(落石防護工をすり抜ける、はみ出す、経年劣化による機能低下他)

落石防護工設置箇所における落石防護工の機能不足による落石の内訳を、図−2に示す。これによれば、高 さ不足に起因する落石が約35%、耐力不足に起因する落石が約26%、その他要因に起因する落石が39%と なっている。



The current states of rockfall and its use in planning for rockfall countermeasures.: Takushi Itou (Teikoku),Kenji Kasahara (Teikoku)

3. 落石径毎の落石発生頻度

図-3は、図-2に示される落石について、発生頻度を 落石径毎に示したものである。ここで落石径とは、発 生源における岩塊径ではなく、道路に到達し、停止し た時の落石の直径を指す。これによれば、落石径 0.2 ~1.2mの発生が多く、全体の 73%程度に及ぶ。

また,高さ不足に起因した落石発生頻度を追記した ものを図-4に,同様に耐力不足に起因した落石発生頻 度を追記したものを図-5に提示する。







図-3 落石径毎の落石発生頻度



図-5 落石径毎の落石発生頻度(耐力不足に起因する)

図-4によれば、全落石の場合、落石径 0.2~1.2m で 73%程度の発生頻度を示すのに対し、落石防護工の高 さ不足に起因した落石の場合は、同区間で 79%程度の発生頻度に達することが確認された。特に落石径 0.4 ~0.6m を除く 1.0m 未満に限定すれば、高さ不足に起因した落石の方が、全落石と比べ発生頻度が高くなっ ている。この傾向から、落石径 1.0m 未満の転石は跳躍高が高く、高さ不足に起因した落石を生じやすいも のと考えられる。

また図-5によれば、全落石の場合、落石径 0.2~1.2m で 73%程度の発生頻度を示すのに対し、落石防護工 の耐力不足に起因した落石の場合は、同区間で 54%程度の発生頻度に留まることが確認された。ここで落石 径 1.8~2.0m を除く 1.4m 以上に限定すれば、耐力不足に起因した落石の方が、全落石と比べ発生頻度が高く なっている。この傾向から、落石径 1.4m 以上の転石は落石防護工の耐力を超える落石エネルギーを有する ことが多く、耐力不足に起因した落石を生じやすいものと考えられる。

4. 発生源比高毎の落石発生頻度

図-6 は、図-2 に示される落石について、発生頻度 を発生源の道路面からの比高毎に示したものである。 これによれば、発生源比高 60m 未満での発生が多く、 全体の 77%程度に及ぶ。

また,高さ不足に起因した落石発生頻度を追記したものを図-7に,同様に耐力不足に起因した落石発 生頻度を追記したものを図-8に提示する。



図-6 発生源比高毎の落石発生頻度



図-7 発生源比高毎の落石発生頻度(高さ不足に起因する)

図-8 発生源比高毎の落石発生頻度(耐力不足に起因する)

図-7 によれば、全落石の場合、発生源比高 60m 未満で 77%程度の発生頻度を示すのに対し、落石防護工 の高さ不足に起因した落石の場合は、同区間で 71%程度の発生頻度に留まることが確認された。しかし発生 源比高 40m 以上に着目すれば、高さ不足に起因した落石の方が、全落石と比べ発生頻度が高くなる傾向にあ る。この傾向から、発生源比高 40m 以上より落下した転石は跳躍高が高く、高さ不足に起因した落石を生じ やすいものと考えられる。

また図-8 によれば、全落石の場合、発生源比高 60m 未満で 77%程度の発生頻度を示すのに対し、落石防 護工の耐力不足に起因した落石の場合は、同区間で 69%程度の発生頻度に留まることが確認された。ここで 発生源比高 60m 以上に着目すれば、耐力不足に起因した落石の方が、全落石と比べ発生頻度が高くなる傾向 にある。この傾向から、発生源比高 60m 以上より落下した転石は落石防護工の許容範囲を超える落石エネル ギーを有することが多く、耐力不足に起因した落石を生じやすいものと考えられる。

なお概念論となるが,落石径が小さく発生源比高が高い転石は跳躍高が高く,高さ不足に起因した落石が 生じやすいことが想定される。また落石径が大きく発生源比高が高い転石はエネルギーが大きく,耐力不足 に起因した落石が生じやすいことが想定される。

ここで落石径については、概念とおりの結果が得られたが、発生源比高については、概ね概念とおりでは あるものの、落石径よりは傾向が不明瞭であった。その原因として、発生源比高の精度不良やデータ不足と いったことが挙げられるが、比高が高くなるほど表層地質・微地形・植生といった斜面状況の影響を受け、 画一的な評価が困難となることも考えられる。今後は斜面状況を加味し、多面的な評価を行っていく必要が ある。

5. 落石発生事例

前記の落石発生頻度の整理・分析結果からは,直径 1.0m 未満,あるいは道路からの比高 40m 以上に該当 する転石は高さ不足に起因する落石を生じやすい傾向にあり,直径 1.4m 以上,あるいは道路からの比高 60m 以上に該当する転石は耐力不足に起因する落石を生じやすい傾向にあると言える。

この傾向に合致した落石事例を以下に示す。

(1) 落石防護工の高さ不足により落石した事例

落石は落石径 0.1~0.3m の岩塊 6 個であり,図-9 のように道路からの比高 45m の山地斜面から抜け落ち, 道路の山側車線に落下,転動した後に停止した。

斜面下部には高さ 2m の落石防護柵に加え、その上部に高さ 2m の仮設落石防護柵が設置されている。落石は、道路からの比高 13m 付近の岩盤を跳躍台として、落石防護柵を飛び越え道路上に落下した。

(2) 落石防護工の耐力不足により落石した事例

落石は落石径 1.4m 程度の岩塊 1 個と直径 0.2~0.8m 程度の岩塊 4 個からなり、図-10 のように道路からの

比高 70m の山地斜面から抜け落ち,斜面下部に設置されている高さ 1.5m の落石防護柵を突き破り道路の山 側車線に落下,谷側車線へと転動した後に停止した。



図-9 落石斜面断面図1

図-10 落石斜面断面図 2

6. 落石対策施設計画への活用

落石履歴を整理・分析し、落石の実態を把握したことで、高さや耐力と言った落石防護工の機能と、落石 径・発生源比高と言った落石要因の間に、以下に示す関係があることが分かった。

- ・落石径 1.0m 未満の転石は跳躍高が高く、高さ不足に起因した落石を生じやすい。
- ・落石径 1.4m 以上の転石は落石防護工の許容範囲を超える落石エネルギーを有することが多く,耐力不 足に起因した落石を生じやすい。
- ・道路からの比高が40m以上に位置する転石が落石となる場合,跳躍高が高く,高さ不足に起因した落石 を生じやすい。
- ・道路からの比高が 60m 以上に位置する転石が落石となる場合,落石防護工の許容範囲を超える落石エネ ルギーを有することが多く,耐力不足に起因した落石を生じやすい。

すなわち,直径 1.0m 未満,あるいは道路からの比高 40m 以上に該当する転石は高さ不足に起因する落石 を生じやすい傾向にあり,直径 1.4m 以上,あるいは道路からの比高 60m 以上に該当する転石は耐力不足に 起因する落石を生じやすい傾向にあると言える。この傾向に合致した転石に注視し現地調査を行うことで, より効果的な落石対策施設の計画ができる可能性がある。

7. おわりに

本稿より、落石の実態を把握することで、効果的な落石対策施設の計画ができる可能性が示唆された。

しかし本稿は、高さや耐力と言った落石防護工の機能と、落石径・発生源比高と言った落石要因の関係に 着目した整理・分析に留まっており、落石の実態を正確に把握するためには、表層地質・微地形・植生とい った斜面状況、落石の岩質、運動形態など、多面的な視野で評価する必要がある。また分析にあたっては、 対策工の経年劣化の程度について考察する必要もあろう。

今後、多面的な視野での整理・分析を進めていきたいと考える。

青葉工業㈱名古屋支店 正会員 〇滝藤泰臣

1. はじめに

平成30年7月3日~7月8日にかけて,各所で集中豪雨が発生した。岐阜県内の全域で猛烈な雨となり,県内 16観測地点で観測史上1位となる雨量を記録し,岐阜県内の某所調査地周辺では,累積雨量1,000mmを超え る雨量を記録した。その結果,調査地では国道沿いの山側の法面が被災した。

本報告では、豪雨災害被災地における地質調査事例として、被災状況から、調査の流れ、得られた成果等について報告するものである。

調査地の地形・地質

(1) 地形概要

調査地は、一級河川沿いに建設さ れた国道の法面であり、被災箇所は、 最大高さ18m 程度の中位段丘面の段 丘崖である。この段丘面は一級河川 の浸食、堆積活動で形成されたもの であり、砂や泥を含んだ河成の礫を 主体とする。段丘面の背後には山地 が分布し、調査地西側の山地におい ては、地すべり地形が発達し、滑落崖 が確認される。また、一級河川との比 高差 5~10m の平担地に低位段丘が 発達している。



図-1 調査地周辺の地形図(色別標高図¹⁾に一部加筆)

(2) 地質概要

調査地付近の地質は、中生代・白亜紀後期の濃飛流紋岩類が基盤をなし、その上位に第四紀の段丘堆積物 や崩積土が不整合に被覆する。段丘堆積物や崩積土は、礫や砂など相対的に粗粒の砕屑物で構成されており、 礫は角礫から円礫まで堆積環境に応じた形状を示す。

3. 被災時の現場状況

調査地の法面は、南北方向に200m程度連続し、最大比高18mの段丘崖で、法尻部は5~6mの切土により、 ブロック積擁壁や井桁擁壁、じゃかご工等の斜面対策工が施工され、国道として利用されている。その下位 には国道沿いに河川が流れ、法肩部上方は段丘面で主に水田が分布し、一部民家も見られる。

集中豪雨の発生により、法面下部にあるブロック積擁壁の亀裂や井桁擁壁のはらみ出しが見られた。さらに、法肩部に40m程度連続してクラック(滑落崖)が見られ、段丘面の水田でもクラックが見られた。

被災直後に法尻部に大型土のうが設置され, 擁壁変状の応急対策は実施されているが, 国道は全面通行止 め規制が実施され, 幅員の狭い地元の生活道路が迂回路として利用されていた。

そのため,安全性を確保した上での迅速な国道の全面通行止め規制解除と擁壁変状の対策工を検討する上 で,擁壁変状のメカニズムを把握することが課題であった。

Example of survey in Gifu heavy rain disaster: Yasutomi Takitou (AOBA CORPORATION)



写真-1 被災状況 (ブロック積み擁壁の亀裂)



写真-2 被災状況(井桁擁壁のはらみだし)

4. 調査位置の選定

調査地周辺に地すべり地形が分布すること,法肩部に連続してクラックが確認されることから,国道の通行止め規制を解除するために,すべり面の有無や位置を確認することが必要と判断した。そこで,現地踏査を行い,法面(No.2),法面下の国道(No.1),法肩から30m離れた段丘面(No.3)の計3箇所での地質調査計画を立案し,実施した。また,擁壁変状の原因を明確にするために,変状のない区間の地質状況を確認し,擁壁変状区間との地層状況を比較するために,変状のない区間でも法面(No.5),法面下の国道(No.4)の2箇所についての地質調査計画を立案し,実施した。なお,A測線の地層把握の精度向上のために,A測線の擁壁下部でも追加で調査(No.6)を実施した。



図-2 選定した調査位置平面図



図-3 選定した調査位置写真

5. 調査結果

擁壁変状区間の法面(No.2),法面下の国道(No.1)のボーリング調査結果を図-4~5に示す。









6. 調査より得られた成果

(1) 地層構成

調査地の地層構成は、図-6 に示すように、濃飛流紋岩類(R)を基盤岩とし、これを段丘堆積物(tr, trg) が覆っている。現河川沿いには段丘堆積物の後に堆積する形で、現河床堆積物(a)が分布している。段丘堆 積物が崩れて堆積した崩積土(dt)が法面上に分布し、最上位を盛土・表土(B)が覆っている。段丘堆積物 は、全体的に比較的締まった状態であり、標高460m付近を境界に下位は巨礫を多く含む礫質土主体の層(trg)、 上位は礫混じり砂層主体の層(tr)に区分される。trg層の最上位に粘性土層(trc)、段丘面のtr層の中間部に 緩い砂質土層(trs)が分布しているが、trs層の断面方向の連続性は確認されていない。



図-6 擁壁変状部(A測線)の想定地質断面図

また,擁壁変状区間(A測線)と正常区間(B測線)を比較すると,図-7に示すように,擁壁変状区間にのみ段丘堆積物内に透水性が低いと思われる粘性土層(trc)が確認された。



(2) 国道の通行止め規制解除

法面下の国道の地質調査を先行して行い,国道の下部に明確なすべり面の有無を判断する必要があった。 調査結果より,国道下部に明確なすべり面がないことを確認した。そのため,国道自体が変状しないと判断 し,道路管理者に報告を行った。その後,国道の全面通行止め規制が解除され,片側交互通行規制となり, 地元の生活道路である迂回路の通行も解消された。

(3) 擁壁変状のメカニズムと対策工の提案

擁壁変状のメカニズムとして,図-8に示すよう に,集中的な豪雨に伴い,下部粘性土や擁壁への排 水が追い付かず,粘性土上部の地下水位が著しく 上昇した。その結果,粘性土上位地盤の間隙水圧が 上昇することにより,地盤の安定性が損なわれ,表 層部に近い位置の地盤が道路側に変状したと言う 結論を導き出した。

そのため,対策工として法面の安定性の確保な らびに想定される粘性土挟在区間の地下水位低下 を提案した。



(4) 段丘面で確認された緩い砂層について

段丘面の No.3のボーリングで確認された N 値2の緩い砂質土層(trs) について、すべりの影響を確認する ために、水位観測併用型のパイプ式歪み計を設置し、歪み量と地下水位を確認した。

歪み計ゲージは深度1m毎(GL-1.0m~GL-15.0m)に設置し、1ヶ月に1回の割合で観測を行って、地中歪みの変化を確認することにより地中の地山の動きの確認を行った。なお、パイプ歪みゲージの設置方向は、測線を切土断面方向とし、山側(斜面上方)から圧縮がかかった場合に「+」の歪みを示すように設置した。



図-9 ボーリング No.3の柱状図及び trs 層のコア写真



図-10 より、今回計測された累積歪みはどの深度でも±50µ未満であり、歪み変化は明瞭な累積傾向を示 していない。よって、今回の6ヶ月の計測結果では、地盤の歪みや変位は生じていないと判断できる。また、 孔内水位は7~9月ごろはGL-1.0m付近であったのに対し、11~12月ごろはGL-1.4m付近であり、計測実施 期間では水位の低下傾向が見られるが、これは季節的な要因が大きいと考えられる。

6ヶ月に渡り歪み計や孔内水位を計測したが、明確な地すべり挙動や地盤の変位挙動は見られなかった。 今後も長期に渡り計測を実施することが望ましいが、今回の計測結果より、明確なすべり面は無く、計測を 終了して問題ないと判断した。さらに、段丘面全体が変位していないことを確認できたため、段丘面に住む 地元の方の不安を取り除くことができた。

7. おわりに

今回,岐阜県某所で発生した豪雨災害に伴う法面変状の調査を実施した。調査結果より,擁壁の変状は地 下水位の上昇により,法面の安定性が損なわれたことが原因であった。降雨に伴う法面の崩壊や変状ではこ のようなメカニズムが多く発生すると想定される。そのため,崖錐層の層厚や地下水位の深度,安定層の確 認やすべり面の有無等が調査のポイントになると思われる。

斜面崩壊を地形や地質, 土質力学等様々な視点で検討するためには, 地質, 地すべり, 砂防, 地盤工学等 の様々な視点でとらえることが望ましい。そのため, 従来の枠を超えた他学会や協会等と幅広い関係性を構 築することも必要であると考えられる。さらに, 今回, 地盤工学会として災害調査団が設置されたが, 今後 も継続していくとともに, 若手技術者の参加者を増やし, 今後発生する災害に備え, 技術の伝承を進めてい くことも必要であると考えられる。

参考文献

1) 色別標高図: 地理院地図(電子国土 web)

非破壊調査によるテールアルメ補強土壁の一体化に関する考察

岐阜大学	学生会員	〇市川将也	松尾一輝
	国際会員	沢田和秀	
(一社) 日本テールアルメ協会	正 会 員	新田武彦	佐藤登

1. はじめに

テールアルメ工法は、国内で採用されてから 40 年以上経過している。全国で多数構築されているテール アルメ補強土壁の維持管理のために、効率的な点検・診断方法の確立が求められている。本研究では、2013 年1月に構築した実大実験壁を用いて 2013 年 12 月、2015 年 1 月、2018 年 3 月の計三度にわたり、レーザー ドップラー速度計(以下,LDV)を用いて壁面パネル(以下,スキン)の振動計測を行い、その卓越周波数 を取得した。補強土壁が十分に締め固められ一つの塊として挙動していると仮定すると、補強土壁全体とし て一つの卓越周波数を持つ。補強土壁が締め固まっているかどうか、この卓越周波数から判断できる可能性 がある。並行して行った盛土の締固め具合の判断が可能な 2 次元表面波探査によるせん断波速度の結果と比 較することで、補強土壁の一体化という考えのもと、卓越周波数により盛土内部状態を判断可能か考察した。

2. 計測方法

2.1 実験壁概要

計測した実大実験壁の外観写真を写真-1,正面図を図-1に示す。また、写真-1に示すように軸方向をそれ ぞれ、水平左方向をX,奥行方向をY,高さ方向をZと定義した。実験壁全体の寸法は、「幅(X)×高さ(Z) ×奥行(Y)」=「33.7×10.2×10」(m)である。補強土壁背面は、天端は奥行方向に数メートル平坦で、それ以 上の奥行きはなだらかな斜面であり、遮水設備はない。両側面はかご枠によって押さえられている。2次元 表面波探査を行う際に設置する速度型地震計(以下、ジオフォン)による計測は、図-1に示す赤点に番号を 付した箇所を計測し,壁面下段から1~7段目,右端から1~24列目と定義した。この実験壁の計測結果から、 盛土の安定度評価手法を検討した。







2.2 2次元表面波探查

2 次元表面波探査法は、地盤内を伝播する表面波を人工的に発生させ、設置した計測機器により位相速度 を計測し解析することで対象地盤のせん断波速度分布を推定する方法である。表面波には波長によって伝播

Study of nondestructive investigation method for reinforced embankment as homogeneous solid: M. Ichikawa, K. Matsuo, K. Sawada(Gifu Univ.), T. Nitta and N. Sato(Japan Terre Armee Association) 速度が異なる分散と呼ばれる現象が見られ,分散の仕方はせん断波速度分布(地盤の固さ)に依存する。こ の現象を利用して得られた位相速度を逆解析することでせん断波速度が求められる。つまり,せん断波速度 が速いほど締固め具合が密であり,せん断波速度が遅いほど緩いと判断できる。図-2に2次元表面波探査の 実施イメージを示す。計測では,スキンに直線状にジオフォンを設置した。写真-2に用いたジオフォンを示 す。ジオフォンを設置する直線は,1~7段目の段ごとに設置して行った。かけやの加振により表面波を発 生させ盛土内部の位相速度を計測し,段ごとの奥行方向のせん断波速度分布を求めた。図-3に測線位置と盛 土内部のXY面のせん断波速度分布の結果表示面のイメージを示す。



2.3 LDV を用いた振動計測

LDV は、図-4 に示すように計測対象に貼り付けたターゲットにレーザー光を照射し、反射光を受光するこ とでドップラー効果による振動周波数の変化から、対象物の運動速度を検出できる。検出した運動速度を縦 軸に、時間を横軸にとりフーリエ変換するとフーリエスペクトルが求まり、スペクトル密度が極大となる周 波数を卓越周波数という。卓越周波数が低いほど周期が長く、振幅が大きく揺れやすいため、構造物が安定 を保ち難い。この特性を利用して構造物全体の安定度評価が可能と考えられる。写真-3 に LDV の全体図、 写真-4 に反射シールを示した。

計測では、おおよそスキン全体の卓越周波数を把握できる位置となるように図-1の赤点で示した位置にL 字金具とスパイクで製作した部品に反射シールを貼り付けた。そして、スキン正面からレーザー光を照射し てテールアルメ補強土壁のスキンの卓越周波数を求めた。また、常時微動計測と人工的に発生させた状態(雑 振動)について、各計測箇所で複数回計測を行い、得られた計測箇所の時刻歴を用いてY方向の平均卓越周 波数を求めた。




写真-3 LDV の全体図



写真-4 反射シール

3. 計測結果

3.1 2次元表面波探查

図-5に2次元表面波探査によって得られた背面盛土のせん断波速度分布を示した。図-3のように、下から 順に7段分のXY面についての計測結果を示しており、地盤に一番近い計測面を1段目、最も高い位置の計 測面を7段目と定義し、紙面の下側をスキンとして表示した。寒色系はせん断波速度が速く、暖色系はせん 断波速度が遅いことを示している。また、1~4段目のスキンから離れた範囲にみられる330~500m/sのせん 断波速度は背面盛土ではなく地山のものと考えられる。

2013年と2015年の計測結果を比較して、2015年に全体的に暖色部分が大きくなっていることが確認できることからせん断波速度が遅くなっていると考えられる。特に、4、6段目で顕著となっている。また、2015年と2018年の計測結果を比較すると、2018年に全体的に寒色部分が大きくなっていることが確認できることからせん断波速度が速くなっていると考えられる。特に、3~6段目において顕著である。2次元表面波探査によって得られたせん断波速度から、背面盛土は緩んだ後に密になったと読み取れる。



図-5 各計測年の2次元表面波探査にせん断波速度分布

3.2 LDV を用いた振動計測

2013年,2015年,2018年にそれぞれ24か所,24か所,21か所のスキンの振動計測を行った。LDVによって得られた各スキンにおける計測箇所の卓越周波数を図-6,7,8に示す。各計測箇所において複数回ずつ計測を行ったため、その平均値を示している

				4.8			4.8				
				4.8			4.6				
				7.6			7.3				
				6.3			6.6				
7.5	7.5	5.9	4.7	4.6	7.5	7.3	7.3	7.3	7.1	7.4	7.4
				6.9			7.1				
				4.6			4.7				
		図-	-6 L	DV の	計測	結果	(201	3 年言	計測)		

	4.5		4.8			4.8		
	5.1	4.8	4.9			4.8		
	4.6		4.9			4.7		
	4.6		4.6	5.3		4.8		
	4.9		4.5		5.4	4.8		
	4.7		4.6			5.2		
	4.6		4.6			5.1		

図-7 LDV の計測結果(2015 年計測)

		5.2	4.8	4.9		
		5.0	4.8	4.7		
		5.5	4.9	4.9		
		5.0	4.8	4.9		
		5.6	4.7	4.8		
		4.7	4.0	4.8		
		3.2	5.2	4.4		

図-8 LDV の計測結果(2018 年計測)

図-6,7,8より,卓越周波数は全体として概ね5Hzの卓越周波数を得られた。また,2013年から2018年 にかけてわずかに低下し続けていることが分かる。卓越周波数は,経年によって背面盛土は緩み続けたと読 み取れる。

3.3 両計測結果の比較

2次元表面波探査とLDVを用いた振動計測の結果における背面盛土の経年変化を比較する。2次元表面波 探査によるせん断波速度から,背面盛土は2013年から2015年にかけて緩み,2015年から2018年にかけて 密になったと読みとれる。一方,LDVを用いた振動計測の結果からは,2013年から2018年にかけて背面盛 土は緩み続けたと読みとることができ,両計測の経年変化の結果に相関は見られなかった。

4. 卓越周波数に関する考察

せん断波速度と卓越周波数の関係を示し、その関係式を用いて2次元表面波探査から得られたせん断波速 度を周波数として表現することで、スキンの卓越周波数との比較を行った。

4.1 せん断波速度と卓越周波数の関係

2次元表面波探査における結果とLDVを用いた振動計測における結果で同様の地盤状態が得られているか 考察するために、せん断波速度を関係式によって周波数に変換し卓越周波数として表現できることを説明す る。表層地盤において、最も周期が大きく、揺れやすい一次モードの波に関しては、波長λと層厚 H の間に 次のような関係がある。 ここで、表層地盤より下部は剛基盤とする。

$$\lambda/4 = H \tag{1}$$

テールアルメのような盛土においても、盛土全体が一体かつ一様な材料の構造物として挙動し、また横方 向には無限に続いているという仮定の下では、Hを壁高として、(1)式と同様の関係で表せると考えられる。 表層地盤、盛土における一次モードの波のイメージを図-9に示す。

上記の式を波の速度 V, 周波数 f 及び波長 λ の関係式である V=f λ に代入すると、次のような波の速度と 周波数の関係式を得る。

$$f = V/4H$$
(2)

上記の式にせん断波速度を代入することで周波数に変換し、卓越周波数と比較することができる。



4.2 両計測結果の比較

前節で, せん断波速度を周波数に変換することで卓越周波数と比較できることを示した。これを用いて, 2次元表面波探査で得られたせん断波速度を周波数に変換することで, LDV を用いた振動計測で得られた卓 越周波数と比較する。

ここで,LDV を用いた振動計測で得られた卓越周波数はスキンの振動を計測したものであるが,スキンと 盛土は一体かつ一様な材料として挙動しているという仮定の下で上式を適用する。しかし,盛土全体ではな く,背面盛土のある範囲において一体として挙動していることも考えられるため,いくつかのパターンに分 けて考察を行う。

- 1. 盛土全体の振動を表しているパターン
- 2. 盛土のストリップ長さの範囲内のみの振動を表しているパターン
- 3. 盛土の主働領域内のみの振動を表しているパターン

4.2.1 パターン1: 盛土全体の振動を表しているパターン

LDV を用いた振動計測において,盛土全体の振動を計測していると仮定したとき,盛土全体のせん断波速度を平均して周波数に変換し,卓越周波数の平均値と比較した結果を表-1 に示す。なお,せん断波速度の平均の際には自然地盤の範囲に含まれるデータは省き,LDV を用いた振動計測で得た卓越周波数はすべてのデータを平均した。

4.2.2 パターン2:盛土のストリップ長さの範囲内のみの振動を表しているパターン

LDV を用いた振動計測において, 盛土のストリップ長さの範囲内のみの振動を計測していると仮定したとき, 盛土のストリップ長さの範囲内に含まれるせん断波速度を平均して周波数に変換し, 卓越周波数の平均 値と比較した結果を表-2 に示す。ここで, ストリップ長さの範囲は図-10 の赤色部に示す。また, この範囲 外でのせん断波速度については考慮せず, かつ範囲内のせん断波速度には干渉していないものとする。なお, LDV を用いた振動計測で得た卓越周波数はすべてのデータを平均した。

4.2.3 パターン3:盛土の主働領域内のみの振動を表しているパターン

LDV を用いた振動計測において,盛土の主働領域内のみの振動を計測していると仮定したとき,盛土の主 働領域内に含まれるせん断波速度を平均して周波数に変換し,卓越周波数の平均値と比較した結果を表-3 に 示す。ここで,主働領域とは最大引張応力の位置を結んだ線より壁面側であり,過去の多くの測定結果より テールアルメの仮想壁高の30%を超えて盛土側へ侵入しないとする¹⁾ため,壁高の1/2より上部は0.3Hの位 置, それより下部では壁面下端よりtan⁻¹0.6の角度で引き上げた線より壁面側となる図-11の赤色部に示す範囲を適用した。また,この範囲外でのせん断波速度については考慮せず,かつ範囲内のせん断波速度には干渉していないものとする。なお,LDVを用いた振動計測で得た卓越周波数はすべてのデータを平均した。

表-1 両計測結果の比較(盛土全体)

⇒↓湖山	2 次元表面波探査で	せん断波速度から	LDV を用いた振動計測で	辛
〒 〒 (倶)	得たせん断波速度(m/s)	変換した周波数(Hz)	得た卓越周波数(Hz)	左
2013 年	212.59	5.21	6.32	1.11
2015 年	204.16	5.00	4.82	0.18
2018 年	218.53	5.36	4.79	0.57

表-2 両計測結果の比較(ストリップ長さの範囲内)

⇒1.380	2 次元表面波探査で	せん断波速度から	LDV を用いた振動計測で	关
百日便归	得たせん断波速度(m/s)	変換した周波数(Hz)	得た卓越周波数(Hz)	定
2013 年	206.85	5.07	6.32	1.25
2015 年	190.95	4.68	4.82	0.14
2018 年	205.37	5.03	4.79	0.24

表-3 両計測結果の比較(主働領域)

⇒しの町	2次元表面波探査で	せん断波速度から	LDV を用いた振動計測で	半
百 丁 (則)	得たせん断波速度(m/s)	変換した周波数(Hz)	得た卓越周波数 (Hz)	定
2013 年	205.88	5.05	6.32	1.27
2015 年	185.00	4.53	4.82	0.29
2018 年	207.02	5.07	4.79	0.28



図-10 ストリップ長さの範囲



表-1, 2, 3 を比較すると、2 次元表面波探査で得たせん断波速度から変換した周波数と LDV を用いた振動 計測で得た卓越周波数との差は、2013 年ではパターン1 で小さく、2015 年、2018 年ではパターン2 で小さ いといった結果となった。 表-1,2,3を元にした LDV を用いた振動計測によって得られた卓越周波数と、盛土全体、ストリップ長 さの範囲内、主働領域内それぞれにおいてせん断波速度を変換した周波数の比較を図-12 に示す。



図-12 盛土奥行方向における周波数の比較

図-12より,経年変化に違いは見られるものの比較した周波数の値は近い値を取っていて,せん断波速度 における結果と卓越周波数における結果はおおよそ同様な地盤状態を示しているということが確認できる。 また,LDVを用いた振動計測において,盛土内のストリップ長さの範囲内や主働領域内での振動のみを計測 できているとしたパターンの方が,特に2015年,2018年において卓越周波数とせん断波速度から導かれた 周波数がわずかに近い値を取っていることが分かる。

5. 本研究のまとめ

テールアルメ補強土壁の非破壊調査による安定度評価手法の確立を目的に、3度にわたり、実大実験壁を 対象として、背面盛土の2次元表面波探査とLDVを用いたスキンの振動計測を行った。卓越周波数が得ら れるLDVを用いた振動計測の結果と、地盤内部のせん断波速度が得られる2次元表面波探査の結果を比較 した。これにより、補強土地盤の安定度調査に対する指標として、より簡易で効率的に計測が可能な卓越周 波数適応の有意性を検討した。

両計測結果の経年変化について相関はみられなかったものの,図-12のようにして一定の条件の下でせん 断波速度と卓越周波数の関係に基づいて比較を行うことで,2次元表面波探査とLDVを用いた振動計測で概 ね同様な地盤状態を得られている可能性が高いことが確認できた。

以上より,スキンの計測から得られる卓越周波数が,補強土壁の安定度調査指標として有意である可能性 が示唆された。

盛土全体が一体として挙動すると仮定し、せん断波速度と卓越周波数の関係を適用するにあたり、一体と して挙動するとする範囲、また変状などの地盤状態による影響を考慮することが重要となる。条件の異なる 既存のテールアルメ補強土壁に対しての計測を行うことにより、卓越周波数の変化やせん断波速度との関係 性の変化の把握に努め、せん断波速度と卓越周波数の関係をより詳しく調査することが必要となる。

6. 参考文献

1) 財団法人土木研究センター・補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル第4回改訂版, 2014.

中日本建設コンサルタント㈱	正会員	前本尚二
中日本建設コンサルタント㈱	正会員	〇川井望
名古屋工業大学大学院	正会員	前田健一
名古屋市上下水道局		間下秀利

1. はじめに

全国各地の都市部では,道路占用物件(上下水道, 電気,通信,ガスなど)が要因と考えられる道路の 陥没が,年間3,000~4,000件発生している¹⁾。道路 に埋設されたライフラインの多くは,高度経済成長 期に布設された施設が多く,これらの老朽化した施 設が道路陥没を引き起こす前に対策を行うことが求 められている。

地下水位は降雨や季節により変動し,地下水位の 上昇に伴う管渠周辺地盤の空洞進展の挙動は,図-1 に示すように,少しずつ進展するものと考えられる。

空洞調査時には小さな空洞でも、急に大きな陥没

 ① 微小な空洞の形成
 ② 上方への空洞進展 水位上昇、上方に空洞進展する。
 ③ 側方への空洞進展 更に水位上昇し、側方に空洞 進展する。
 ④ 大空洞の形成

図-1 管渠周辺地盤の水位上昇による空洞進展挙動

事故を引き起こす事例があることから,管渠周辺地盤における空洞進展メカニズムを把握するため,大型土 槽模型を用いて,管渠の欠損の形状・外水位や管渠の内水位等の水位条件・埋戻し地盤材料について,複数 の条件のもとでモデル実験を行い,この現象の解明を試みた。

この実験の結果に名古屋市における過去4年分の空洞調査結果を加味して,空洞調査によって空洞が発見 された場合の追加調査の方法と空洞対策の優先度評価方法を提案した。

2. 実験内容及び実験方法

2.1 模型実験の概要

模型実験に用いる土槽を図-2 に示す。土槽底面部に管渠を模擬した φ 150mm のアクリルパイプを設置し, その先端に 15mm~50mm 幅の半円形でスリット状の欠損を設け,管渠継ぎ手部等の破損により土砂が流出 する状況を再現した。布設後数十年経過している管渠では,地下水位以下の埋戻し土は飽和状態になってい ると考えられるので,水中で締固めを行って飽和状態の地盤を作成し,作成後に土槽の底部に取り付けた水 圧計を用いて土槽内水位の平衡状態を確認した。



Mechanism of cavity propagation in ground surrounding sewer pipe and evaluation of measure priority : Syoji Maemoto(Nakanihon Engineering Consultants Co.),Nozomu Kawai(Nakanihon Engineering Consultants Co.),

Kenichi Maeda(Nagoya Institute of Technology) and Hidetoshi Mashita(Nogoya City)

2.2 実験に用いる土の物性

実験に用いる土は、管渠布設時の埋戻しに使われている 「山砂」と「改良土」を用いた。実際に空洞が生じる箇所 は、施工後数十年が経過していることから、地下水位の変 動や管渠の劣化部からの漏水等により土の細粒分(シル ト・粘土分)が流されて、土の透水係数が大きくなっている と考えられる。そのため本実験では、施工後数十年経過し た土の状況を再現するため、山砂と改良土を水洗いし、細 粒分を取り除いたものを用いるものとした(図-3)。

水洗いを行った「山砂」と「改良土」の粒度特性は、図 -4の粒径加積曲線に示すとおり、元の状態から細粒分が抜 け、1mm以上の分布が多く、空洞が進展しやすい分布特性 である。また透水係数は図-5に示すとおり、細粒分を取り 除いたことにより透水性が上昇し、「山砂」と「改良土」の いずれも透水性は低い・非常に低いから、中位に分類され るようになった。

2.3 実験の種類

模型実験は、空洞が小さい状態で発見されてから、大空洞 に至る空洞進展メカニズムを解明することを目的とし、外水 位条件や管渠の内水圧の条件を段階的に変化させるケースに 加え、模擬管渠の欠損幅が拡大するケースを設定した。

(1)外水位変動がある場合の空洞実験

降雨や季節による地下水位の変動を想定し、外水位を上 昇・下降させて空洞の進展を確認する実験(図-6)。

外水位の変動は管中心から上方へ 40cm の位置から ±20cm 変動するケースと, ±40cm 変動するケースとした。 水位の保持時間は10分とし,外水位の上昇→下降→上昇の サイクルを5回繰り返した。

(2) 内水圧の条件を変化させる場合の空洞実験

ゲリラ豪雨や浸水等を想定し,管渠の内水圧の条件(水頭, 給水時間)を変化させる実験(図-7)。



図-6 外水位変動がある場合の土槽モデル図



図-3 山砂を洗った状況



図-4 実験に用いる土の粒度特性

土の種類	透水係数 (cm/s)	透水性		
山 砂	4.28×10^{-4}	低い		
山砂(水洗い)	5.11×10^{-3}	中 位		
改良土	8.68×10^{-6}	非常に低い		
改良土(水洗い)	1.26×10^{-2}	中 位		

1 LTD

	5	<u> </u>	山砂	(水洗い	改良土 <u>り (水洗い)</u>
10	⁻⁹ 10 ⁻⁸ 10 ⁻⁷	透水係 10 ⁻⁶ (10	数 k (om/s)))-3 ₩10 ⁻³ ₩ 10 ⁻¹	10° 10+1 10+
透水性	実質上不透水	非常に低い	低い	中位	高い
対応する土の種類	粘性土 (C)	微細砂, 砂-シルト- {SF}〔S	シルト, 粘土混合土 -F〕{M}	砂および礫 (GW) (GP) (SW) (SP) (G-M)	清浄な礫 (GW) (GP)
透水係数を直接 測定する方法	特殊な変水位 透水試験	変水位透れ	k試験	定水位透水試験	専殊な変水位 透水試験
透水係数を間接的 に推定する方法	圧密試験結果から	計算	なし	清浄な砂と礫は粒	度と間隙比から計算

図-5 実験に用いる土の透水係数²⁾



図-7内水圧の条件を変化させる場合の土槽モデル図

(3) 空洞発生後に欠損部の幅が拡大する場合の空洞実験

空洞が発生し、図-8 に示すように空洞の下部にゆるい土砂の層ができたケースで、実験中に欠損部の幅を拡大してゆるい土砂の層の土砂を流出させ、空洞の進展状況を確認する実験。



3. 実験結果及び考察

3.1 実験結果

実験結果の一覧表を表-1,表-2に示す。

図-8 ゆるい土砂の層とスリット欠損の拡大

※①or②では領域面積の大きい方に判定する



表-1 実験結果の一覧表

表-2 実験結果の一覧表



3.2 模型実験の考察

空洞調査で発見された小さな空洞が短期間で大きな空洞に変化する理由や、空洞の進展メカニズムを解明 することを目的として模型実験を行った結果、次の考察が得られた。

(1)外水位変動がある場合の空洞実験

水位変動は外水位一定実験の結果と同様に、外水位が高くなるほど空洞の形が大きくなった。水位変動幅 が小さい場合は、1 サイクル目以降の空洞の進展はあまり見られなかったが、水位変動幅が大きい場合は、5 サイクル目まで空洞の進展が見られ、徐々に大きな空洞になっていった。

このことから、季節により地下水位が変動する条件下では、ある段階で発見された空洞が小さくても、季節の移り変わりに伴い空洞が徐々に進展する可能性があることが分かった。

(2)内水圧の条件を変化させた場合の空洞実験

管渠の内水圧の水頭が地下水位よりも低い場合は、外水位一定実験と同規模の空洞が発生した。内水圧の 水頭が地表面より高くなると、欠損幅が15mmの場合は、欠損部の直上に発生した空洞が徐々に上に移動し ていき、最終的には地表面に近い位置で平たい空洞になった。空洞の下部にはゆるくて厚い土砂が堆積した 層が発生した。

内水圧実験では給排水の繰返し回数が増えるに従い空洞が上部に向かって移動していったことから,過去 に浸水被害を受けた回数が多いほど,空洞の下部にゆるくて厚い土砂の層を持った空洞ができ易いのではな いかと考えられる。

(3) 欠損部の幅が拡大する場合の空洞実験

空洞の下部にゆるくて厚い土砂の層がある空洞は、欠損部に目詰まりしていた土砂が道路の振動や豪雨時 の内水圧等によって外れたり、管の劣化等によって欠損部が拡大すると、地表面付近にある平たい空洞が急 激に大きな空洞に進展することが確認できた。

(4) 空洞が拡大する場合の進展メカニズム

実験結果より、内水圧の条件を変化させた場合や、欠損幅が小さい場合は、小さい空洞の下にゆるい土砂が堆積する状況が確認された。例えば、図-9 に示す実験 No.8 のケースでは、STEP1 で外水位の作用により 小さな空洞の下にゆるい土砂の層が形成された。STEP2 で内水圧の作用により空洞が地表面付近まで上方に 移動していき、STEP3 で欠損部の幅が拡大することで、ゆるい土砂の層の土砂が流出して大空洞に進展した。

この実験で、地表面付近にできた小さな空洞が、外的条件の変化に伴い急激に大きな空洞に進展するメカ ニズムを確認することができた。



図-9 空洞拡大の進展メカニズム(実験 No. 8)

4. 空洞対策の優先度評価

(1) 空洞発生や路面陥没の可能性が高くなる地域の特徴(地盤条件)

模型実験の結果に、過去4年間の空洞調査結果を収集して分析し、空洞発生の危険度が高いと考えられる 地域や、空洞の上部における状況により路面陥没の可能性が高いと考えられる地域の外的条件を整理して表 -3に示す。

外的条件	模型実験の結果	空洞発生の可能性が 高い地域
地下水位	地下水位が欠損部より高くなるほど大きな空洞に進展する。 地下水位が欠損部より下にある場合は,空洞は進展しない。	地下水位が高い地域
内水圧	内水圧が地表面以上になる場合は、内水圧により地表面近くに空洞が 発生する。	浸水実績の多い地域 (地表面以上の内水圧が作用する)
水位変動	水位変動が大きい場合は地下水位の変動に合わせて空洞の進展が 見られるが,空洞の最終形状は,一番高い地下水位の位置で決まる。	河川の近くなど,地下水位が高く, 水位変動が大きい地域
欠損部の拡 大	空洞の下にゆるい土砂の層がある空洞は、欠損部の拡大により急激に 大きな空洞に進展する。	路面の振動が多い地域や内水圧の 影響を受けやすい地域
土の種類	山砂は地下水等で細粒分(粘土・シルト分)が流出すると空洞が発生し やすくなる。 改良土の場合は透水係数が小さく,空洞が発生する可能性が低い。	山砂で埋戻された施工年度が古い 管路のある地域

(2) 換算空洞厚

空洞調査の一次調査で空洞が発見された場合,二次調査と してスコープ調査が実施される。スコープ調査の際に空洞下 部の地層で簡易貫入試験を行うことにより,空洞下部にゆる い土砂の層があるかどうかを確認できる。簡易貫入試験の結 果から換算 N 値が低く,空洞の下にゆるい土砂の層がある場 合には,図-10 に示すように換算 N 値から換算空洞厚(Do) を計算し,空洞対策の優先度評価に利用する。



(3) 空洞対策の優先度評価手法

図-10 換算空洞厚

模型実験の結果と過去の空洞調査結果の分析より、空洞調査によって空洞を発見した場合の、空洞対策の 優先順位付けを行う方法を提案する。

図-11 は、過去4年間の空洞調査結果における875箇所の空洞の扁平率(換算空洞厚 Do/空洞の短辺方向 寸法 B)と、空洞発生深度比(空洞発生深度 H/換算空洞厚 Do)をプロットしたものである。図中に示す包 絡線を用いてそれぞれの段階の数がほぼ等しくなるように4段階の危険度区分を設定した。図-12は、実験 結果を図-11の危険度区分に当てはめたものである。ゆるい土砂の層をもつ空洞は、発見された時点の空洞 の大きさでは危険度中となるが、ゆるい土砂の層を評価に加えた場合、危険度大の判定となることが実験結 果からも確認できた。危険度が大きい順に対策を行うことで、効率的な空洞対策を実施することができる。



図-11 路面陥没の危険度区分

図-12 実験結果での検証

5. おわりに

空洞が拡大する場合の実験では、空洞の下部にゆるくて厚い土砂の層がある空洞は、水位変動の繰り返し 作用や、欠損拡大等の外的条件の変動により、急激に大きな空洞に進展する危険性があることがわかった。 これらのことから、二次調査のスコープ調査時に空洞内で簡易貫入試験を実施して、空洞の下部の危険度判 定を行う方法を提案した。これにより、急に大きな陥没を引き起こす恐れのある空洞を早期発見することが 可能となる。また、見つかった空洞に対して、空洞の扁平率と空洞発生深度比を整理することにより、空洞 の陥没危険度を評価する手法を提案した。これらの適用により、陥没を未然に防ぐ空洞対策の実施が可能と なるものと考える。なお、今回提案した路面陥没の危険度区分は、既存の空洞調査結果から便宜的に設定し たものであるが、実際に路面陥没が発生した空洞データを収集・整理することで、より実用的な危険度の区 分が可能になると考えている。

参考文献

1) 国土交通省:路面陥没発生状.https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/ijikanri/pdf/h27-29kanbotu.pdf.

2) 公益社団法人 地盤工学会(2010) : 地盤材料試験の方法と解説

二重鋼矢板補強工法による海岸堤防の耐震対策事例

三重県桑名建設事務所 西川 英希

株式会社建設技術研究所 山口 進祐,野田 渉,正会員 坂本 達俊,〇吉邑 一平

1. はじめに

中部地方において南海トラフ巨大地震は,近年その切迫性が指摘されており,その地震動および津波に対 し海岸堤防の耐震性能を確保することが喫緊の課題となっている。海岸堤防の耐震対策として,地盤改良に より液状化の発生を抑える工法と,矢板等を用い液状化に伴う変形を抑制し,堤防の沈下を軽減する工法が ある。従来,矢板を用いる二重鋼矢板補強工法では,地下水の流動を遮断してしまう点が課題となっていた。

本稿では、堤内地の地下水利用に配慮し、透水性鋼矢板による地下水流動への影響軽減効果を評価した耐 震補強の設計事例について報告する。



図-1 設計対象位置

2. 現地状況, 地盤特性

(1) 現地状況

城南第一地区海岸は,伊勢湾沿 岸の三重県桑名市に位置する。揖 斐川右岸の河口域は,昭和年代に 干拓され,海抜ゼロメートル地帯 が広がる地域である。現況堤防は 海側護岸が大型ブロック,陸側被 覆工が連節ブロックで構成されて いる三面張りの海岸堤防(土堤)で ある。(写真-1参照)

周辺には,堤防沿いに漁協や水 産会社,温泉施設等が隣接し,地 下水を介して海水を利用したハマ グルの養殖が行われている。また



写真-1 現地状況

グリの養殖が行われている。また、海側の海域では海苔が養殖されている。

Example of earthquake-resistant countermeasure by Double steel sheet pile reinforcement method: H. Nishikawa(Mie Prefectural Government) ,S. Yamaguchi ,W. Noda ,T. Sakamoto and I. Yoshimura(CTI Engg.)

(2) 地質状況

地質は,堤防縦断方向 での大きな変化はない。

堤体は図-2のように伊 勢湾台風以前の旧堤防

(B2 層)と伊勢湾台風後の現堤防(B1 層)により構成され、その基礎地盤は、上層から緩い砂質土(As 層)と粘性土(Ac 層)および砂礫(Ag 層)の互層となっている。液



図-2 想定地質横断図

状化判定を実施すると As 層の安全率(FL値)が1を下回るため、液状化の可能性が高いと判断された。なお、B2層の前面には、旧堤の護岸や捨石があることが確認されている。

3.設計条件

(1) 耐震対策設計方針

耐震照査は、『海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成30年 8月』に基づき行った。耐震対策の手順を、図-3に示す。最初に、 現況耐震性評価(レベル1地震動)として液状化判定、液状化を考 慮した安定性照査を行い対策工の必要性を確認する。次に、対策工 の設計(レベル1地震動)として経済性・施工性・環境面を考慮し てレベル1地震動に対する対策工の選定を行う。最後に、対策工の 設計(レベル2地震動)としてレベル2地震動に対する対策効果の 確認を行うものである。

(2) 潮位条件等

設計津波高は広域地盤沈降量を考慮し, T.P.+3.7m とした。設計に 用いた諸元を表-1 に示す。

表-1 諸元一覧表

項目	諸元
現堤の高さ	T.P.+7.85m
計 画 潮 位	D.H.W.L.+4.52m
朔望平均 満潮 位	H.W.L.+1.20m
台風期平均満潮位	H.W.L.+0.97m
朔望平均干潮位	H.W.L. ⁻ 1.37m
い 計 油 泣 言	T.P.+3.7m(設計津波の打ち上げ高
以 □ 伴 () 同	T.P.+3.1m +広域地盤沈下 0.52m)
5 年確率波高	T.P.+4.03m
堤内地盤高	T.P.+0.28m





(3) 目標とする耐震性能

レベル1 地震動,設計津波を生じさせる地震動(レベル 2-1 地震動),レベル 2-2 地震動に対する耐震性能 は、以下のように海岸堤防の主な機能を損なわないことを照査する。

①レベル1地震動

- 照査方針:所要の構造の安全を確保
- 照查基準:震度法(慣性力,液状化)
- ・ 照査方法:【現況堤防:土堤】
 『河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(H9.2)』に準拠し過剰間隙水圧を考慮し
 た円弧すべり解析により照査
- 照查方法:【対策後】

各種対策工の設計基準により安全性を照査1)

②設計津波を生じさせる地震動(レベル 2-1 地震動)

- 照査方針:地震動及び地震後に来襲する津波(設計津波)に対して所要の構造の安全性を確保
- ・
 照査基準:天端高が設計津波もしくは地震後の応急対策期間中に発生する高潮・波浪の高い方に対し、
 所定の高さを確保
- 照查方法:【対策後】

有限要素法による動的解析 FLIP により照査

- ③レベル 2-2 地震動
- 照査方針:地震動及び地震後の高潮・波浪に対して所要の構造の安全性を確保
- 照査基準:天端高が地震後の応急対策期間中に発生する高潮・波浪に対し,所定の高さを確保
- 照查方法:【対策後】

有限要素法による動的解析 FLIP により照査

4. 現況耐震性評価 (レベル1地震動)

本設計対象区間の現況堤防の耐震性の評価を実施した。(表-2参照)

照査方法は,地震時の堤防の安全率の算定において過剰 間隙水圧と慣性力は同時生起しないものと考え,過剰間隙 水圧のみを考慮した安定計算(Δu法)と慣性力のみを考 慮した安定計算(kh法)を行った。²⁾

照査の結果,過剰間隙水圧(Δu 法)を考慮した円弧す べり解析において安全率は基準値(許容安全率 1.0)を満足 しない結果となった。

表-2 照査結果一覧

NKT 7	四大人里	安全率	安全率
町田	照宜位直	(Δu法)	(kh 法)
No.4	堤外(海側)	0.180	1.043
N0.4	堤内(陸側)	0.121	1.082
N _a 9	堤外(海側)	0.387	1.340
No.8	堤内(陸側)	2.241	1.425
No.10	堤外(海側)	0.370	1.342
	堤内(陸側)	0.408	1.386

※赤字は,許容安全率 1.0 を満足しないものを示す。

5.対策工の設計(レベル1地震動)

耐震対策工法として,砂圧入静的締固め工法,二重鋼矢板補強工法,鋼管杭工法の3案を表-3に示す通り, 比較検討した。

本海岸では、海苔の養殖を行っているため、濁水が発生した場合の影響が懸念されるほか、施工時間が限 られている。また、施工ヤードが狭く、小型重機での施工となるため、経済性に優れる工法を採用した。

砂圧入静的締固め工法は,砂杭を貫入し地盤の液状化抵抗力を増大させる工法である。打設する砂杭は透 水性があり,地下水の流動に与える影響がほとんどないというメリットはあるが,濁水の発生や,日当たり 施工量が少ないことで経済性に劣るため不採用とした。二重鋼矢板補強工法は堤防に鋼矢板を二重に打ち込 み、頭部をタイロッドで拘束させ構造体を造成させることで地震に抵抗する工法である。日当たり施工量が 多いことで経済性に優れるというメリットがあるため採用とした。鋼管杭工法は鋼管杭を堤防に連続的に打 ち込み、鋼管杭による連続壁を構築し、地震後の津波、高潮に対し防護する。日当たり施工量が多く経済性 に優れるというメリットはあるが、連続壁の継手により壁体の一体性を保つことが困難であることや、地震 後の管理用通路としての機能の確保が困難であるなど、信頼性に劣るため不採用とした。



表-3 レベル1地震動に対する耐震対策工法の選定表

なお、施工は、I期施工とⅡ期施工の段階整 備とし、I期施工として、海側の矢板のみ先行 して施工し、対策効果を早期に発現させる計画 とした。Ⅱ期施工で耐震性能および高潮に対す る必要な機能を確保させるため、二重矢板およ びタイロッド、波返工を施工する。標準断面図 を図-4 に示す。



6. レベル2地震動に対する照査

耐震対策工として採用した二重鋼矢板補強工 法についてレベル2地震動に対する照査を行っ た。レベル2地震動に対する変形量評価は,図 -5のように有限要素法による動的解析(FLIP)より実施した。

結果,表-4 に示すとおり,沈下後の堤防高は必要高を満足しており,矢板に発生する断面力および変位も 許容値を満足しており,レベル2地震動に対する追加対策を不要である。また,I期施工時の地震後の津波・ 高潮に対する一重矢板の照査結果を表-5 に示すが,一重矢板により,沈下後も津波・5 年確率波高波浪に対 し安全性を確保でき,耐震性能を発揮することが可能であった。



図-5 FLIPによる解析結果の一例(左: I 期施工後,右: I 期施工後)

地震動	施工段階	沈下後堤防高 (土堤)(T.P.m)	照査外水位 (T.P.m) 鋼矢板応力(壁体 上段:曲げ、 海側		本本体)(N/mm ²) 下段 : せん断 陸側	変位 (mm)	照査 結果
L & 1. 9-1	I 期施工	+7.26	14.02	—	$185.30 \leq 354.00 \\ 111.46 \leq 1486.25$	$62 \le 75$	OK
V () V 2-1	Ⅱ期施工	+7.21	+4.03	$\begin{array}{c} 89.86 \leq 354.00 \\ 73.76 \leq 1486.25 \end{array}$	$212.10 \leq 354.00 \\ 113.10 \leq 1486.25$	$52 \le 75$	OK
	I期施工	+7.21	14.00	—	$260.40 \leq 354.00 \\ 123.30 \leq 1486.25$	$62 \le 75$	OK
レベル 2-2	Ⅱ期施工	+7.13	+4.03	$\begin{array}{c} 135.20 \leq 354.00 \\ 155.40 \leq 1486.25 \end{array}$	$\begin{array}{c} 310.90 \leq 354.00 \\ 253.90 \leq 1486.25 \end{array}$	$52 \le 75$	OK

表-4 照査結果(堤防沈下量, 矢板応力照査)

表-5 照査結果(地震後の津波・高潮に対する一重矢板の矢板応力照査)

左 7	曲げ応力度(N/mm2)			せん断応力度(N/mm2)			杭頭変位(mm)		
<i><i><i>y</i>=x</i></i>	計算値		許容値	計算値		許容値	計算値		許容値
地震後津波・5年確率波浪時	84.90	١٨	270.00	3. 50	\leq	150.00	71.13	\leq	75.00

7.地下水への影響検討

(1) 検討手法

設計区間の堤内地(陸側)では、既設井戸により、地下水を介して海水が利用され ており、二重鋼矢板補強工法が採用された場合、海側からの塩水供給が滞り、海水 利用に支障が生じる恐れがある。本設計では、開口を設けた透水性鋼矢板を用いる こととした。透水性鋼矢板とは写真-2に示すように通常の鋼矢板に対し、穴あけ加 工を行い必要な透水性を確保した鋼矢板である。³この透水性鋼矢板を設置した場 合の地下水流動解析を行い、矢板の開口の仕様を決定するとともに地下水への影響 を評価した。解析モデルを図-6に示す。



写真-2 透水性鋼矢板



<complex-block>

平成 27 年 10 月 26 日を対象とした。

▶ 陸側からの地下水流入の影響を最小限とするため、前7日間の降雨量が少ない日を選定する

- フラックスの変化を明確にするため、干満の差が大きい日を選定する。
- ▶ 周辺で工事がない日時を選定する。

(3) 検討結果

観測水位を再現するための再現解析を実施した結 果を図-7に示す。実績の観測水位との水位差は,± 0.1m以内に収まっており,再現性は良好であった。

図-8に透水性鋼矢板の開口率に対する施工前後の 流量比率の関係と鋼材材料費と加工費の関係を示す。

これらより,開口率 0.86%以上でほとんどの流量 を賄える。開口率をこれ以上上げてもコストに対し, 効果が薄いことから,開口率は 0.87% (φ 100@1000) として設定することとした。

なお,工事当たっては,鋼矢板の施工前後で周辺 の井戸の水質に及ぼす影響をモニタリングするため, 周辺海域および施工の影響範囲にある既存の観測孔 および井戸を対象としてモニタリングを実施する。

モニタリング項目は、表-6に示すとおりである。

8. まとめ

本稿では,海岸堤防の耐震対策工として,地 下水利用のある地区における透水性鋼矢板を用 いた二重鋼矢板補強工法の設計事例を報告した。 本事例により以下の知見を得ることができた。

- 透水性鋼矢板の開口率は、ある程度の割合以上になると効果の上昇が小さくなる。これは、既往の事例でも報告されている。³⁾本設計により、透水効果とコスト、矢板強度を踏まえた最適な開口率を設定する手法を提案することができた。
- 二重鋼矢板補強工法は、段階的な施工が可 能であり、工事ヤードが限られている地区
 での施工において効果の早期発現が期待できる。

図-7 再現計算結果



図-8 透水性鋼矢板の開口率と流量比

表−6 モニタリング項目

調査		調査内容	頻度
水位調査		・自記水位計等により記録	 ・30 分間隔
水質	水産田	 ①化学的酸素要求量(COD)アルカリ法 ②全リン,③全窒素,④溶存酸素量(DO) 	 ・大潮時 ・満潮時 ・日1日
祠	小	 ③小系イオン 震度(PH) ⑥浮遊物質量(SS), ⑦水温 ⑧大腸菌群数 ⑨ヘキサン抽出物質(油分) ⑩電気伝導率 	• Л І П
	水道基準	 ①一般細菌,②大腸菌 ③塩化物イオン,④有機物(TOC) ⑤水素イオン濃度(PH),⑥味 ⑦臭気,⑧色度,⑨濁度 ⑩硝酸態窒素及び亜硝酸態窒素 ⑪亜硝酸態窒素,⑫水温,⑬電気伝導率 	 ・既設井戸 6 ・大潮時 ・満潮時 ・月1日

今後はモニタリングを行い、設計手法の評価、効果を検証する必要がある。

本論文の執筆にあたり,データ提供にご協力いただきました三重県桑名建設事務所の皆様に,この場をお 借りし厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 財団法人国土技術センター;「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」,平成13年5月
- 2) 財団法人国土技術センター;「河川堤防の構造検討の手引き」,平成24年2月
- 3) 鋼管杭協会, 鋼矢板技術委員会;「鋼矢板 Q&A」, 平成 11 年 10 月

堤体基礎沈下箇所と天端縦断亀裂の関係

			大日コンサル	レタント(株)	○朱 発瑜
大日コンサルタント㈱	藤井 孝文	深見 秀隆	吉田 和幸	山田 弘一	平野 浩之
			春	日井市役所	山田 雄大
			中部大学	国際会員	杉井 俊夫

1. はじめに

2011年に起きた東北地方太平洋沖地震¹⁾では,従来から被害の形態と想定されていた基礎地盤の液状化だけではなく,堤体内の液状化により,堤防機能を失う大規模な被災が多数発生した。堤体内の液状化のメカニズムとは,堤体内に形成された「閉封飽和域」²⁾が地震動によって,堤体内で液状化を発生させるものである(図-1)。なお,「閉封飽和域」とは,堤体直下付近の粘性土が圧密沈下し,砂質土からなる堤体の「めり込み部」に,雨水等が溜まって形成されるものである。

本研究は,堤体の液状化の可能性がある「堤体直下付近に粘性土 が分布する場所」を天端舗装の縦断亀裂に着目して簡易に抽出する ことを目的としている。本報告は,長良川と揖斐川堤防における検 討を踏まえて,両者を比較した考察について述べるものである。

図-1 堤体内液状化メカニズム

2. 堤防天端舗装の縦断亀裂箇所の抽出

杉井ら³⁾は, 庄内川堤防において天端舗装の 縦断亀裂と堤体基礎の土質の関連性を示してい る。堤防道路におけるアスファルトのひび割れ は, 亀甲状亀裂(図-2), 横断亀裂(図-3), 縦 断亀裂(図-4)等に区分され, 主に車輪走行部 に発生する。基礎地盤が軟弱な場合, あるいは 盛土材料の強度特性が低い場合には, 盛土自体 が安定を保持できずに, 盛土内にすべり面を生 じて, 堤防天端に亀裂が発生することがある。 そこで,本研究では,堤体直下付近の粘性土の 分布状況を推定するため,軟弱地盤の圧密沈下 が原因となって発生すると考えられる堤防天端 舗装の縦断亀裂に着目し, Google ストリートビ ューで調査した。長良川, 揖斐川堤防の天端舗 装の縦断亀裂の抽出箇所を図-5 に示す。



Relationship between Embankment foundation depression and Longitudinal crack of top pavement layer : Fayu Zhu(Dainichi Consultant INC) , Takahumi Hujii(Dainichi Consultant INC) , Hitetaka Hukami(Dainichi Consultant INC) , Kazuyuki Yoshida(Dainichi Consultant INC) , Hirokazu Ymada(Dainichi Consultant INC) , Hiroyuki Hirano(Dainichi Consultant INC) , Yuudai Ymada(Kasugai city office) and Toshio Sugii(Chubu University)

3. 縦断亀裂が確認できる箇所の土質状況の確認

3.1 検討方法

堤防天端舗装の縦断亀裂箇所と堤体及び基礎地盤の土質の関係を確認するため、木曽川上流河川事務所の 地質調査資料を基に縦断図を作成した(図-6,図-7)。縦軸に標高 T.P.(m)、横軸に河口からの距離(km) を表し、図中の下部に示す帯には、治水地形分類図(H30.12)、重要水防箇所、粘性土層の分布、Google スト リートビューで調査した堤防天端舗装の縦断亀裂箇所を示す。ここで、重要水防箇所(漏水)は、変状履歴 や土質等からみて、堤防機能に支障が生じる漏水の恐れがある箇所である。また、宇野ら⁴⁾が提案した粒度 組成の表現図を活用して、堤防土質の特性を可視化した。粒度組成の表現図は、土質試験データを「粘土、 シルト、砂、礫」の4成分に区別し、その割合を粒度分率として、柱状図に表すものである。

3.2 確認結果

図-6は、長良川左岸堤防の整理結果である。調査区間は、堤体基礎地盤の特性から、「A 区間 30.0k~48.5k」、 「B 区間 48.5k~56.0k」に分類される。A 区間の堤防天端舗装に縦断亀裂を多数確認した箇所は、そのほとん どが堤体基礎地盤に細粒分が堆積している氾濫平野や旧河道であった。B 区間の堤防天端舗装に縦断亀裂を 確認した箇所は、堤体基礎地盤に砂・礫分の割合が多い扇状地であった。また、B 区間の堤防舗装に縦断亀 裂を確認した箇所は、堤体に粘土分の割合が多い堤防であることが分かった。以上より、堤体直下付近に粘 性土が分布する場所の抽出に着目した当検討においては、B 区間を対象から除外することとした。

図-7は、揖斐川左岸堤防の整理結果である。揖斐川堤防では、調査区間の堤体基礎地盤に連続した粘土分 を確認した。しかし、粘土分がある範囲すべてに縦断亀裂が発生しているわけではなかった。揖斐川堤防に おいて、堤防舗装に縦断亀裂が発生している箇所は、ほとんどが堤体基礎地盤に細粒分が堆積している氾濫 平野であった。



図-6 長良川左岸堤防(30.0k~56.0k)調査結果(R2.4作成)



4. 粒度組成表現図に粘土分の割合と堤防天端縦断亀裂箇所における定量的評価

4.1 検討方法

堤防天端舗装の縦断亀裂の有無と堤体基礎地盤における 粘土分の影響について、粒度組成表現図を活用して検討し た。粒度組成表現図から堤体基礎地盤の粘土分含有率と粘 土分を含む厚さとの積(粘土分×含有層厚)を求め、堤防 天端舗装の縦断亀裂確認箇所と比較した。図-8のように、 粘土分を含む厚さは、堤体基礎地盤高を開始点とし、終了 点は複数ケース検討した結果、相関性が見いだされた粘土 分10%未満までの点とした。その範囲の中で、粘土分の含 有率をプロットした点で区切り、各台形の面積を求め、そ の合計値を粘土分の面積とした。同様に、粘土とシルト分



図-8 粘土分を含む厚さとの積の求め方法

を含めたケースも行っており、粘土とシルト分の場合は、終了点を20%未満までとした。

4.2 整理結果

図-9,10 は長良川堤防,図-11,12 は揖斐川堤防における堤体基礎の粘土分の含有層厚と粘土分×含有層 厚の関係,堤体基礎の粘土・シルト分の含有層厚と粘土・シルト分×含有層厚の関係をそれぞれ示した。

長良川堤防においては、図-9より、堤体内に粘土分を含む箇所(46.2km)を除いて、縦断亀裂がある箇所は 7箇所で粘土分の含有層厚が4m以上であった。図-10は、粘土にシルト分を含めた含有層厚に対する粘土 分・シルト分×含有層厚の関係を示しているが、図-9に比べて、ばらつきが少ない傾向となり、同様に粘土 とシルトの層厚が4m以上になると縦断亀裂が生じていることがわかった。

揖斐川堤防においては、図-11より、縦断亀裂がある地点の粘土分(粘土・シルト分)の含有層厚は7m以上であった。図-12は、粘土にシルト分を含めた含有層厚に対する粘土分・シルト分×含有層厚の関係を示しているが、図-11に比べて、ばらつきが大きい傾向となり、同様に粘土とシルトの層厚が7m以上になると縦断亀裂が生じていることがわかった。

図中の亀裂がある場合の回帰線の勾配から,粘土層や粘土・シ ルト層が存在する場合,長良川堤防の単位層厚当たりの平均粘土 分が約27%,平均粘土・シルト分約64%,揖斐川堤防では平均粘 土分が約32%,平均粘土・シルト分約73%と,粘土分では約3割, 粘土・シルト分では約7割とほぼ類似していることがわかった。 縦断亀裂が生じる粘土層厚は,長良川堤防(4m)の方が,揖斐川 堤防(7m)より小さくなった。

以上より,長良川,揖斐川の堤防天端舗装の縦断亀裂の確認箇 所と堤体基礎地盤の粘土層の厚さには,関係性が認められたが, 粘土層厚の閾値などに違いが見られたことから,その原因につい て考察した。

堤体の規模は、長良川(平均堤体高 8.8m,平均堤体幅 55.0m), 揖斐川(平均堤体高 8.7m,平均堤体幅 54.8m)とほぼ等しく、堤 体自体の荷重の差異はないと考えられた。なお、揖斐川堤防にお いて、図-11、図-12の堤体基礎の粘土層厚の 5 m~6m で亀裂が 確認できなかった箇所は、現場の状況から、舗装が修繕されてい る可能性が考えられ、その影響が否定できないと考えられる。ま た、杉井ら⁵⁾の行った簡易な模型実験では、荷重の除荷によって、 堤防天端に縦断亀裂が発生することが分っており、活荷重として の交通量の差異が影響すると考えられる。また、揖斐川堤防では 堤体に粘土分の割合が多いにも関わらず、縦断亀裂が確認されな かった箇所もあり、堤体の土質について調査検討が必要と考えら れる。

6. おわりに

本研究の結果,縦断亀裂と堤体基礎地盤の粘土層の厚さとの関 係性が,長良川,揖斐川の双方で認められた。亀裂発生の閾値の 違いについては,堤防天端舗装の修復の影響の可能性が考えられ る。現在,河川管理者と天端道路占有管理者が異なっているため, 修復履歴等の情報が管理され,適切に共有されることが望まれる。

参考文献:

- 牛腸宏・橋本信仁・椎木貴敏・宮武晃司・藤田浩・菊田勇平 (2012):東日本大震災による河川堤防の被災状況について、 河川技術論文集,第18巻、pp.363-368
- 2) 佐々木康・三浦高史・成田秋義・石戸谷信吾・木村晃・伊藤 龍一・中山修・柳畑亨・佐古俊介(2012):閉封飽和域の液状 化による堤防被災過程に関する研究,河川技術論文集,第18 巻,pp.333-338



図-9 長良川堤体基礎の粘土分の 含有層厚~粘土分×含有層厚の関係



図-10 長良川堤体基礎の粘土・シルト分の 含有層厚~粘土・シルト分×含有層厚の関係



含有層厚~粘土・シルト分×含有層厚の関係

- 3) 杉井俊夫・石川瑛規(2019): 堤体内液状化の危険性を含む堤体めり込み地点の抽出の試み, 第 54 回地盤 工学研究発表会, pp.945-946
- 4) 宇野尚雄・笠井雅広・岩崎好規・藤原照幸(2016):堤体の土質柱状図にある粒度の表現法とその活用,第4 回河川堤防技術シンポジウム講演概要集, pp.37-40
- 5) 森聖智・山田雄大・杉井俊夫(2020): 堤体基礎地盤の沈下が堤体変状に及ぼす影響, 土木学会中部支部研 究発表会講演概要集, pp.229-230

表層混合処理工法における混合精度の検証

岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科国際会員○吉村優治株式会社東洋スタビ正会員若原千恵国立研究開発法人土木研究所(岐阜工業高等専門学校卒業生)京田達郎国土交通省中部地方整備局(岐阜工業高等専門学校卒業生)澁谷真由

1. はじめに

表層改良は、築造構造物に必要な地耐力が不足する場合に、地盤の表層から 2~3m までを対象として、原位置 で、目的に応じた必要強度を有する改良層を造成する工法の総称である。表層混合処理工法は、原位置においてス タビライザやバックホウ等の機械により、土に石灰系やセメント系の添加材を添加・混合して、土中の水分との水 和反応や粘土鉱物との反応、あるいはソイルセメント的固化反応によって地盤を改良するものである。

表層混合処理工法は、わが国の地盤の表層土が火山灰系や沖積世粘性土によって広く覆われていること、造成された埋立地盤もセメンテーション効果が期待できず土質が悪条件にあることが多いことから、必然的に多用され、 工法も大きく発展してきた。わが国においてこれらの工法の原理的な研究は1960年代頃までには終えており、そ の後、経済発展を背景とする社会的ニーズの高まりによって機械や固化材の組合せを中心とする工法システムの開 発が促進され、広く実用化されるに至った。表層混合処理工法は開発当初、道路の路床・路盤に適用されて発展し てきたが、高度経済発展に伴い臨海埋立地の開発が盛んになり、浚渫埋立工法による高含水比軟弱地盤のトラフィ カビリティの向上、掘削土の処理、さらには各種基礎などを目的として1970年代から急速に開発実施された¹⁾。 現在では、構造物の支持、仮設工事、道路の路床・路盤および液状化被害の抑制等に用いられ、改良目的、改良深 さおよび施工法等の分類では多岐にわたる技術範囲を含んでいる。

一般に表層混合処理は、広範あるいは長総延長に対して行われることが多く、施工の効率性と改良層の品質確保 が要求される。現在、土と固化材を混合する安定処理工法では、品質確保のために、室内で配合試験を行って得ら れた強度に対して現場で想定される強度の比を用いて管理されている²⁾。すなわち、標準の試験方法³に従い、室 内で土と固化材を混合攪拌し、供試体を作成した後、所定の養生条件で養生し、強度試験を行うことで得られる強 度を100%として、施工後に現場から採取した試料について、室内と同条件で供試体を作成後、養生し、強度試験 を行って得られる強度との差を、(現場/室内)強度比として、現場固化材添加量を決定する設計手法である。この

(現場/室内)強度比は、室内配合試験と現場施工における条件の違いを調整するもので、施工機械と室内配合試 験用混合機械の攪拌性能による混合程度の相違、養生温度の相違に起因する強度の差、および改良区域での土質の ばらつきや含水比の相違による現場強度の変動を含めて経験的にカバー²⁰しようとする考え方である。さらには、 施工機械や土質が同じでも、混合性能により(現場/室内)強度比を変更する必要があり、また添加量の設定にあ たっては、現場における均一な混合が確保できることについても考慮する必要がある²⁰。なお、セメント系固化材 の場合の最少添加量は 50 kg/m³程度といわれている²⁰。改良層の品質向上のための研究成果として、養生温度、土 質の違いによる基礎データは数多く報告されているが、施工機械の混合程度(以下、混合精度とする)に関する定 量的データの報告はほとんど無い。

そこで、本研究は、概ね均質で比較的含水比の影響を受けにくい砂質土地盤を施工ヤードとして準備し、表層混 合処理工法における各種施工機械(最大混合深さが異なる3種類のスタビライザ、自走式土質改良機、バックホウ) の混合精度の検証を行ったものである。地盤改良において、混合精度が良いとは、強度が大きく、ばらつきの小さ い(均質)地盤を形成することである。

Examination of Solidification Mixing Accuracy at Surface Soil Stabilization ; YOSHIMURA Yuji (National Institute of Technology ,Gifu College), WAKAHARA Chie (Toyosutabi Co., Ltd.), KYODA Tatsuro (Public Works Research Institute) and SHIBUYA Mayu (Chubu Regional Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism)

表-1 自走式原位置混合処理走行型 STB の仕様比較 4)

继墙夕	*神々 本研究で 刑式		作業速度	最大掘削深さ	ロータシフト量	ロータ回転数	国の同転士向
1000000000000000000000000000000000000	空八	[m/min]	[mm]	(左右共) [mm]	[rpm]	力切回転力问	
STB360C(1.2)	STB1.2	CS360SDクローラ式	$0 \sim 10$	1200	650	$0\sim 54$	進行方向に回転
STB360C(1.0)	STB1.0	CS360-2改クローラ式	0~10	1050	500	$0 \sim 100$	進行方向に回転
STB360C(0.7)	STB0.7	CS360クローラ式	$0 \sim 10$	700	500	0~130	後ろ方向に回転

2. 施工機械

本研究では、次に示す 5 種類の施工機械を用いた。スタビライ ザの仕様比較を表-1、リテラの仕様を表-2 に示す。 また、全5 種類の施工機械の外観と混合部詳細を表-3 に示す。

1) 自走式原位置混合処理走行型

①バックホウ(320E, キャタピラージャパン(株)製)(略称:BH)
 機械の進行速度, 撹拌時間等はオペレータによって異なる。
 ②スタビライザ((株)小松製作所製)

②-最大混合深 1.2m STB_CS360SD(略称: STB1.2)*

②-最大混合深 1.0m STB_CS360-2 (略称: STB1.0) *

②-最大混合深 0.7m STB CS360 (略称: STB0.7)

2) 自走式事前混合処理固定型

①リテラ(BZ210, ㈱小松製作所製)(略称:リテラ)

3. 混合精度検証試験概要

3.1 試験実施日および試験場所

1) 試験日:2017年6月13日(火)~20日(火)

試験は梅雨の時期ではあったが、試験前、試験中、雨に降られたのは6月1日(木)と7日(水)の2日だけであり、混合精度検証に及ぼす降雨の影響はほとんど無いと判断できる。

2) 試験場所: 各務原市那加桐野町

施工ヤード(略称:各務原)の土質性状および室内配合試験結果を表-4 に示す。なお,施工ヤードの材料は, 土質をできるだけ均一にするため,粒径が40mm以下となるようにあらかじめ調整している。

また,室内配合試験については,(株)東洋スタビ本社(岐阜県揖斐郡大野町公郷 3261-1)試験室にて,JCASL-01³⁾ に示す方法で固化材添加量 30,50,70kg/m³ごとに供試体を3本作製し,7日間養生した後,一軸圧縮試験を行っ た。供試体の締固めエネルギーは,540kJ/m³(供試体寸法:φ50mm×100mm,ランマー:質量 1.5kg,落下高 20cm, 突き固め回数:3層,12回/層)である。なお,養生は試験室内の養生室にて,温度はエアコンで 20±3℃に管理し, 水槽を湿潤箱の代用として適用した。

表-3 施工機械の外観と混合部詳細^{4),5)}

本研究での略称	BH	STB1.2	STB1.0	STB0.7	リテラ
外観					New Parts
混合部	スケルトンバケット	進行方向に回転	進行方向に回転	後ろ方向に回転	- 次切削混合 シニッ酸塩含:

表─2 自走式事前混合処理固定型

リテラの仕様 5)

	みら松林	KOMATSU				
	以民機械	リテラ BZ210				
			ソイルカッタ			
	混合方式		3軸ロータリーハンマ			
混合機			アフターカッタ			
	最大許容塊	mm	200			
	司化材ホッパ容量	m³	3			
	最大土砂供給能力	m³/h	150^{*}			
	シュー幅	mm	500			
走行	接地圧	kPa	74			
	走行速度	km/h	3.2			
	本研究での略称		リテラ			
			* 土をほぐした状態の場合			

※(株)小松製作所製を一部改良

3.2 施エヤードの土質性状と施工方法

混合精度実証実験は、図-1 に示すように幅 2m×長さ 20m の施工ヤードを 設定した。施工ヤードに 1m³あたりの添加量が 50kg になるように普通ポル トランドセメントを配置・散布し,深さ 60cm を混合後,ブルドーザにより 整正し,幅方向に 3 地点(L, C, R),延長方向に 3 地点(A, B, C),深さ 方向に 3 地点(表面付近,深さ 15cm 付近,深さ 35cm 付近)(図-1 参照)の 合計 27 地点において小型のバックホウを用いて速やかに掘削を行い,約 3kg の混合土を採取した.試料採取が終了した時点で,採取位置付近を混合深さ まで溝掘し,目視観察ならびにフェノールフタレイン溶液を噴霧して写真撮 影を含む目視観察をおこなった。

また,BH については,標準施工量(200 m³/日)⁹から混合土量 1m³当た り 1.5 分間の混合を目安とし,オペレータの技量により混合度合いや運転の 癖が変わるため,標準的な技量を有するオペレータ選定し,1 試験中は1人 のオペレータが一貫して運転した。その後,10ton(日立建機(株)製 CP210,

運転質量 12,920kg, 締固め幅 2275mm) タイヤローラーで 8 回転圧した。自走式事前混合処理固定型のリテラについては,標準施工量(300 m³/日)⁹から1分あたりの混合土量を1m³として,10分間の製造時間のうち,製造開始から20秒毎に9分までに製造される混合土を合計で27 試料採取した。

施工ヤードでの混合精度試験状況(STB0.7)を図-2,各種混合機械の運転仕様を表-5に示す。

なお,混合土の一軸圧縮試験は,室内配合試験と同様に JCASL-01³に準拠したが,供試体作製時の試料調整に ついては,ふるいによる混合をさけるために 9.5mm 以上の礫がある場合は手で取り除く程度とし,固化材混合後, 供試体作製が終了するまでに要する時間の目安は1時間とした。現場で作製した供試体は,室内配合試験と同様に (株)東洋スタビ本社試験室で7日間養生後,一軸圧縮試験をおこなった。

さらに,施工ヤードの改良前(原地盤)・地盤改良後(1日後,7日後,28日後)に,試料採取場所以外の場所 (A-B 地点, B-C 地点の中間点付近)において,キャスポル((株)マルイ製)を用いて簡易支持力測定試験を実施 している。

キャスポルは、加速度計を内蔵したランマー(直径 50mm、質量 4.5kg のランマーを 45cm の高さから地面に自 由落下)が地盤に衝突した際に得ら

2m

表面部

-0.15m

-0.35m

2m

0.6m

れる「衝撃加速度(*La* 値)」と地盤 定数との相関関係を利用し, CBR, 粘着力(c),内部摩擦角(φ),コ ーン指数(*qc*)、道路の平板載荷試 験から得られる地盤反力係数(*K30*) などの推定が可能であり,キャスポ ルで求める衝撃加速度値の影響は, 測定面から深さ20cmの範囲で ある⁷。

図-1 スタビライザ, BHの施工ヤードと試料採取位置



図-2 混合精度試験状況 (STB0.7)

表−4 施工ヤードの土質性状と 室内配合試験結果

			俗称			砂質土	
土物	蒼名	工学	的分	領名	細粒分質礫質砂		
	工学的分類記		記号		(SFG)		
自	然含水	比	w _n	%		12.7	
±	立子の額	密度	ρs	g/cm ³		2.677	
	石分	(75mm)	以上)	%		0.0	
	礫分) (2~751	nm)	%		35.2	
粒度	砂分(75µm~	2mm)	%		41.4	
	シルト・米	5土分(75	µm未満)	%		23.4	
	ţ	最大粒浴	£.	mm		37.5	
7 2	液性	限界	wL	%			
22	塑性	限界-	wp	%			
1.7	塑性	指数	I_{P}		NP		
締		劍沽	方法			A-b法	
固	最大戦	燥密度	ρ_{dmax}	g/cm ³		1.910	
め	最適合	含水比	w_{opt}	%		12.6	
-1	鼬圧縮強	検さ	q_{u}	kN/m ²		72	
		22 54	+++		JO	CASL-0	1)
配		西東	万佉		(セメント協	会標準設	験方法)
合	固化材			普通ポルトランドセメント			
試	養生日数 d 日			Ħ	7日(温度約2	20°C)
験	添加	量 ^{※1}	С	kg/m ³	30	50	70
	一軸圧	縮強さ	q_{ul}	kN/m ²	454	873	1413

※1 湿潤土1m³に対しての添加量

20m

中

4. 一軸圧縮試験結果

4.1 箱ひげ図

混合精度の検証を行うに当たり,強度と均質性を視覚的に示す に「箱ひげ図 (box&whisker plot)」を用いる。箱ひげ図は、データ の分布やばらつきをわかりやすく表現するための統計グラフであ り、データの母集団の確率分布のタイプに関わらず、データの分 布を表現することができる。箱の位置が上にあるほど強度は大き く、箱の高さ・ひげの長さが短い方がデータのばらつきは小さい ことを表す。箱ひげ図は、図-3 に示すように、最小値、最大値、 第一四分点、第二四分点(中央値)、第三四分点を用いて作成でき る。

ー軸圧縮強度について,各種施工機械毎の27地点における各混 合土の3本の平均値に対する各供試体の相対誤差は式(1)で表すこ とができる。

表-5 各種混合機械の運転仕様



相対誤差 [%] = <u>測定値-平均値</u> 平均値 × 100 ・・・(1)

この各種施工機械の相対誤差は、図-4 に示すように各 27 地点(試料)の混合土による供試体 3 本の平均一軸圧 縮強度に対する 81 データのばらつき程度を示している。この相対誤差を表す箱ひげ図は、位置(中央値=第二四 分位数:50 パーセンタイル)が0に近いほど、さらに箱の高さ・ひげの長さは短い方がデータのばらつきは小さ いことを表しているので、図-4 から以下のことが明らかである。

①中央値は、STB1.0 が最も小さく、BH が最も大きい。

②箱の高さは,STB1.0 が最も短く,BH が最も長い。

③ひげの長さは,STB1.0 が最も短く,BH が最も長い。

④中央値絶対値の小さい順:BH<STB1.0<STB0.7<STB1.2<リテラ

⑤箱の短い順(中央値±25%のデータ数): STB1.0<リテラ<STB0.7<STB1.2<BH

⑥ひげの短い順(ひげは異常値を1点でも含むと長くなる):STB1.0<リテラ<STB0.7<STB1.2<BH

以上のことから, 図-4 からは, STB1.0 施工では, ばらつきの小さい(均質)地盤を形成し, BH 施工では, ば らつきが大きい。しかし, 図-4 の示す一軸圧縮強度の相対誤差からは, 改良地盤の強度が大きいか否かを判断で きない。

各種施工機械毎の混合土全 81本(27地点×3本/地点)の一軸圧縮強度の箱ひげ図が図-5である。この一軸圧縮 強度を表す箱ひげ図は、位置が上にあるほど強度が大きく、箱の高さ・ひげの長さは短い方がデータのばらつきは





小さいことを表しているので、図-5から 以下のことがわかる。

①中央値は、リテラが最も大きく、
 STB1.0 が最も小さい。

②箱の高さは、STB0.7 が最も短く、リテ ラが最も長い。

③ひげの長さは,STB1.0 が最も短く, BH が最も長い。

④中央値の大きい順:リテラ>STB0.7>

STB 1.2>BH>STB1.0

⑤箱の短い順(81 試験のうち中央値±25%のデ



ータ数):STB0.7<STB1.2<STB1.0<BH<リテラ

⑥ひげの短い順(ひげは異常値を1点でも含むと長くなる): STB0.7<STB1.2<リテラ<STB1.0<BH
 ⑦BHのひげは1088kN/m²(最小112~最大1200 kN/m²)と大小両側へ極端に長く,高強度から低強度の供試体があることから固化材が十分に攪拌混合されていない可能性が高い。

一方,図-6は、施工ヤード毎に採取した27地点(試料)の混合土による供試体3本の平均一軸圧縮強度による 箱ひげ図を示しており、各種施工機械毎の幅方向3地点、延長方向3地点、深さ方向3地点、全27地点のばらつ き程度を示すものである。通常は、この図に示す3本の平均一軸圧縮強度が、室内で配合試験を行って得られた強 度に対する(現場/室内)強度比を示すものである。なお、この図-6には、室内配合一軸圧縮強度(3本の平均 873kN/m²)および設計図書(表-6参照)^{2),8}による各施工機械毎の(現場/室内)強度比範囲()を併記 している。図-6から以下のことがわかる。

①図-5 と同様に、中央値は、リテラが最も大きく、STB1.0 が最も小さい。

②図-5 と同様に, 箱の高さは, STB0.7 が最も短く, リテラが最も長い。

③図-5 と同様に、ひげの長さは、STB1.0 が最も短く、BH が最も長い。

④中央値の大きい順:リテラ>STB0.7>STB1.2>BH>STB1.0

⑤箱の短い順(27地点のうち中央値±25%のデータ数): STB0.7<STB1.2<STB1.0<BH<リテラ

 ⑥ひげの短い順(ひげは異常値を1点でも含むと長くなる):STB1.0<STB0.7<STB1.2<リテラ<BH
 ⑦BH のひげは987kN/m²(最小139~最大1126 kN/m²)と大小両側へ極端に長いことから,固化材が +分に攪拌混合されていない地点がある可能性が高い。

⑧リテラは多くの地点(27 地点中 11 地点)で室内配合一軸圧縮強度(873kN/m²)を上回っている。

先にも述べたように、地盤改良において、混合 精度が良いとは、強度が大きく、ばらつきの小さ い(均質)地盤を形成することである.ここで、 図-4~6の箱ひげ図を用いて行った混合精度の検 証方法について一考する。

ばらつきのみを検証するのであれば、一軸圧縮 強度の相対誤差を示した図-4の箱ひげ図が適当で あるが、強度の大きさをまったく考慮できない。 強度も重要な混合精度を示す指標であるので、図

表-6 各種混合機械の(現場/室内)強度比

(粉体固化材混合方式)^{2),8)}

固化材の混合方式	改良の対象	施工機械	(現場)/(室内)強度比
		スタビライザ	$0.5\!\sim\!0.8^{-2)}$
粉体	軟弱土	バックホウ	$0.3\!\sim\!0.7^{-2)}$
		自走式	$0.7\!\sim\!0.9^{-8)}$
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル バックホウ	0.2~0.5 ²⁾

表−7 各施工機械の箱ひげ図データおよび統計データー覧

施	工機械	BH	STB1.2	STB1.0	STB0.7	リテラ
箱	最大値	1126	930	797	898	1194
Ū	75%	742	735	689	764	976
げ	中央値	643	659	571	688	808
10 デ	25%	508	591	501	630	674
1	最小值	139	390	397	439	616
2	箱の高さ	234	144	188	134	303
(kN/m^2)	ひげの長さ	987	540	400	459	578
	平均值	645	665	590	696	837
統	標準偏差σ	217	130	119	108	171
it T	変動係数	34	20	20	15	20
í	±0.675σ (50%)	293	175	161	146	231
タ	±σ (68.3%)	434	260	238	216	343
	±2σ (95.4%)	569	619	549	659	777
(kN/m^2)	±3σ (99.7%)	1302	779	715	647	1028

-5, 6の一軸圧縮強度の箱ひげ図において,強度を中央値の大きさ,ばらつきを箱の高さあるいはひげの長さにより、判断するのが良いと考える。また、図-5 は一軸圧縮強度全データについて箱ひげ図を作成しているため、強度が著しく異なる異常なデータ(たとえば,試料採取ミス,供試体作製時の人為的ミス,一軸圧縮試験時のミスなど)を1点でも含むとひげは極端に長くなってしまう。したがって,混合精度を評価するには、各地点の平均一軸 圧縮試験データで作成した図-6 の中央値により強度,箱の高さあるいはひげの長さにより、あるいは図-5 の全デ ータの箱ひげ図を用いるのであれば中央値により強度,箱の高さによりばらつきを評価するのが妥当であろう。

表-7は図-6で使用した各施工機械の箱ひげ図のデータおよび統計データの一覧である。27のデータが正規分布 をしていれば、箱ひげ図データと統計データの、中央値と平均値、箱の高さと平均値±0.675σ,ひげの長さと平均 値±3σ がおおよそ一致するはずである。この表によれば、

中央値≒平均値

箱の高さ≠平均値±0.675σ

ひげの長さ≠平均値±3σ

であるため、施工ヤードの各地点の一軸圧縮強度は正規分布していない。詳細に観察すると、ほとんどが、箱の高 さく平均値±0.6755、ひげの長さく平均値±35 となっており、さらに箱の高さ、ひげの長さとも高強度側が大きく なっていることから、データ分布は正規分布よりもなだらかで右にスソが長い(強度が大きい)分布であると言え る。しかしながら、概ね施工ヤードの各地点の混合精度は、図-6に示す箱ひげ図の中央値(≒平均一軸圧縮強度) が強度を、箱の高さ、ひげの長さがばらつきを示しており、さらには強度の偏りについては中央値から上位、下位 の高さ、長さにより判断できる。

4.2 (現場/室内) 強度比

前項では,混合精度を施工ヤード全体で施工機械毎に評価し,各地点の平均一軸圧縮強度(27 データ)の箱ひ げ図により,地盤改良の混合精度(強度およびばらつき)を検証するのが適当であることを示した。ここでは,各 地点(3 供試体の平均)の(現場/室内)強度比により,施工ヤードの幅方向,延長方向および深さ方向のデータ を詳細に評価する。

図-7 は、図-6(箱ひげ)で示された各地点の平均一軸圧縮強度(27 データ)に対して、(現場/室内)強度比の 頻度分布を示したものである。この頻度分布図からも、施工ヤード全体での施工機械毎の混合精度(強度およびば らつき)を視覚的に確認できる。

(現場/室内)強度比から現場での固化材添加量を決定する設計手法では,施工機械によって図-6の())に示したように強度比範囲が異なる。ここでは,表-6に示すスタビライザの(現場/室内)強度比である 0.5~0.8²⁾の範囲を3区分し,施工ヤードの幅方向,延長方向および深さ方向のデータを詳細に検証する。

各施工試験機毎に,施工ヤードの幅方向3地点(L,C,R),延長方向3地点(A,B,C),深さ方向3地点(表面付近,深さ15cm付近,深さ35cm付近)で採取した27地点(リテラは製造開始から20秒毎に9分までに製造

される混合土を合計で 27 試料)の混合土による供試 体 3 本の平均一軸圧縮強 度による(現場/室内)強 度比の 3 区分コンター図 を図-8 に示す。図-8 から (現場/室内)強度比につ いて以下のことがわかる。 ①BHは他の施工機械に比 べて全体的に強度比が小 さい。



 ②スタビライザ3機種の強度比は、他の地点と比べて、 延長方向C地点が小さく、幅方向C地点が大きい。
 ③スタビライザの3機種を比較すると、STB0.7は全地点 で強度比が0.5以上であり、STB1.2では1地点、STB0.7
 では2地点が0.5を下回る地点がある。

④リテラは全採取時間で強度比が 0.5 以上であり, 27 こ のデータの内11 個が室内配合一軸圧縮試験結果を上回っ ており,その内の8個は混合土製造開始から2'40"までに 採取された混合土である。

ここでさらに詳細に考察を行う。

1)リテラが高強度を示した要因

図-9 に一軸圧縮強さと試験時の供試体含水比の関係お よび各施工機械毎の試験時含水比範囲を示す。表-4 に示 す自然含水比 12.7%は6月2日(金)に採取・測定して おり、3.1 1)にも記したように現場試験施工の間は晴天 が続き、特にリテラの試験施工は最終日の6月20日(火) であり、他の施工機械試験施工時よりも含水比が低かっ たと考えられる。土質材料では、最適含水比よりやや低 含水比において最高強度を示すことから、リテラ施工時 の含水比が低かったことも高強度を示した要因の一つと 考えられる。

2) スタビライザ施工で幅方向C地点の強度が大きい要因

スタビライザの攪拌混合は,機械後部のロータ攪拌歯 によるものであり,このロータ部は表-1の仕様に示した ように左右に 500~650mm の移動が可能であり,必ずし もロータ部は機械の中心にある必要はない.また,混合 部の攪拌歯の形状等から,ロータ部内において,STB1.2 では均一な攪拌が可能であるのに対し,STB0.7,STB1.0 では中心部に比べ端部の混合性がやや劣るという特徴が ある。

図-8 を機械別に詳細に見て, STB0.7, STB1.0 では幅方向 C 地点の強度が R 地点, L 地点に比べて大きくなっているのは,施工機械の混合特徴によるものであると考えられる。

<u>3) スタビライザ施工のなかでは STB0.7 の強度比が大きい要因</u>

スタビライザの3機種を比較すると,STB0.7 は全地点 で強度比が0.5 以上であり,STB1.0,STB1.2 に比較して 全体的に強度比が大きい(図-6 によれば箱の高さも一番 短い)。スタビライザの攪拌混合は,機械後部のロータ攪 拌刃によるもので,当然のことながら最大混合深さが 大きくなるほど,ロータ部は大きく,刃は長くなる。



図−10 施エヤード毎の簡易支持力測定による換算強度

本試験施工は混合深さが 60cm であったため、ロータ部の容量 (STB0.7:3850cm³, STB1.0:7850cm³, STB1.2:

11300cm³)は、STB0.7に比べ STB1.0は2倍、STB1.2は3倍になっており、容量が大きいほど混合時にロータ内の遊び(空洞部分)が大きくなることが、STB1.0、STB1.2の強度比(図-6によれば均質性)を低下させた要因の一つと考えられる。

4.3 まとめ

砂質土地盤を施工ヤードとして,表層混合処理工法における各種施工機械(最大混合深さが異なる3種類のスタ ビライザ,自走式土質改良機,バックホウ)について混合精度(強度および均質性)の検証を行った結果,以下の ことが明らかになった。

・施工ヤード内の地盤強度分布は正規分布にはなっておらず,混合精度(強度および均質性)の検討には,地点毎 に平均した強度による箱ひげ図が適している(図-6参照)。

・施工機械の比較では、リテラ(自走式土質改良機)による改良が最も強度を発揮し、スタビライザによる改良が ばらつきは小さい。

・スタビライザ施工では、改良深さに合わない機械を使用することで改良精度が低下させる。(本研究とは直接関係しないが、これは機械やロータ部の攪拌刃の減価償却のことを考慮すれば、なおさらである。)

・スタビライザ施工では、ロータ部やキャタピラ位置を極力中央に保つべきである。

・バックホウ施工は、強度のばらつきが大きいことから固化材が十分に攪拌混合されていない可能性があるので注意を要する。

・混合精度検証の本研究とは直接関係しないが,必要な混合精度が得られるならば,施工効率の良い施工機械を使用し,改良時間を短縮すべきであろう。

5. 簡易支持力測定試験結果

3.2 に記したように、混合精度実証実験用の試料を採取した後、10ton タイヤローラーで 8 回転圧して、地盤を 整地している。施工ヤードでは、改良前(原地盤)・地盤改良後(1日後、7日後、28日後)に、試料採取場所以 外の場所(A-B地点、B-C地点の中間点)において、キャスポルを用いて簡易支持力測定試験を実施している。参 考のために、図-10に施工機械毎に地盤改良から7日後の換算一軸圧縮強さ(試験を5回実施他平均値)を示す。 この結果は、概ね図-6で示した④中央値の大きい順:リテラ>スタビライザ>BHの結果と一致する。

6. おわりに

本研究は、砂質土地盤を施工ヤードとして、表層混合処理工法における各種施工機械(最大混合深さが異なる3 種類のスタビライザ、自走式土質改良機、バックホウ)について混合精度(強度および均質性)の検証を行い、4.3 に示したような成果を得た。今後は、粘性土、有機質土、ローム等の軟弱な土質材料についても、混合精度検証試 験を計画(一部実施済み)しており、土質の違いによる施工機械毎の混合精度を評価する予定である。

参考文献

- (株)産業技術サービスセンター:第3編工法編第1章表層処理工法第2節表層混合処理工法,実用軟弱地盤対策技術総覧, pp.629~631,1993.12.
- 2) (財)セメント協会:4浅層改良,セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版, pp.105~140, 2012.10.
- 3) (財)セメント協会:「セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」,2006.
- 4) KOMATSU: GALEO BZ210-1 カタログ, ㈱小松製作所製. No.DJSS645101.
- 5) TOYO SUTABI: STB360C(0.7), (1.0), (1.2)カタログ,(株)東洋スタビ, 2016.5.
- 6) (一)建設物価調査会:国土交通省土木工事積算基準, 2019年度版, 2019.
- 7) (株)淺沼組・(株)マルイ:「地盤改良」に関わる技術評価証明報告書(第2回更新版),(公)日本材料学会, p.44, 2012.2.
- 8) KOMATSU: リテラ設計・技術資料, 2010.9.

河川護岸保全に適用した機械攪拌翼併用超高圧噴射攪拌工法とその事例

小野田ケミコ株式会社 正会員 〇栁下 和紀

亀田 昌紀

吉田 直人

1. はじめに

近年,気象変動の影響等で毎年発生する豪雨による河川氾濫や大地震に伴う甚大な被害に対し,既設河川 護岸等の堤体補強,耐震化対策や高潮対策として既設施設における国土強靭化が展開されている。国土強靭 化は災害に対する国のリスクマネジメントの基本方針であり,その基に各地方自治体が管轄する河川護岸や 防潮堤などの防災インフラについて脆弱性を分析・評価し,必要な機能強化が推し進められている。

このような背景の中で,自然災害の発生に備えた防災対策として,愛知県下でも既設河川護岸等の保全事 業が施されている。

ここでは地盤改良技術によって,既設河川護岸の耐震化補強として液状化対策の目的で既設鋼矢板式護岸 の前面に地盤改良杭体を格子状配置した事例,また,既設護岸の河道域拡幅に伴うすべり防止を目的とした 護岸堤体の補強事例について述べる。既設の河川護岸の保全事業では,河川護岸形状等の観点から水上施工 の要請や施工エリア範囲等の様々な制約を受ける場合が多い。本事例に適用した地盤改良工法は,小型の施 工機械による機械攪拌翼を併用した2種類の施工方式の超高圧噴射攪拌工法である。河川水域の施工では水 質保全や既設護岸の変形防止といった河川域施工の特有の課題に対して,水上からの施工方法の実施,また, 堤体補強では既設護岸形状に対して変位防止として低変位な施工方法の選定など施工環境に配慮した施工事 例である。

2. 地盤改良工法と工法の選定

2.1 地盤改良工法の種類

図-1 は河川保全計画における地盤改良工法の施工方法の一例を示す。河川護岸等の耐震化補強を目的とす る場合に、地盤改良体と鋼管矢板等の護岸構造体との一体化は重要な要件となる。セメント系を用いた固結 工法の地盤改良工法では、スラリー式機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法に大別される。図-1(a)はスラリー式 機械攪拌工法で機械翼によって固化材スラリーと対象土を攪拌混合し一定の改良径を造成する方法である。 しかしながら、既設構造体と一体化を図るためには、補助工法として高圧噴射攪拌工法の組合せが必要とさ れる。また、機械攪拌工法の施工機械は改良深度と同程度の機械高が必要で大型化される。

図-1(b)は機械攪拌併用高圧噴射攪拌工法の例で固化材ス ラリーを超高圧ジェット噴流により地盤を切削し,地盤強 度に応じた改良径が造成される方法である。混合攪拌方式 がジェット噴流であるため,改良体同士や既設構造体との 密着性を一種類の工法によって容易に図れる。本工法の改 良造成方法には,圧縮空気を包含させ,地盤内の切削距離 を延伸させる多重管方式と,超高圧ジェット噴流のみの単 液で切削造成する単相方式がある。前者の場合は,土中で 切削噴射して造成する際に圧縮空気とともに固化材スラリ



Ultra-high pressure jet agitation method with mechanical agitation blade applied to river bank protection and its case:YAGISHITA Kazunori,KAMEDA Masanori and YOSHIDA Naoto(Onoda Chemico Co.,Ltd)

ーを含む排泥液が多量に排出されるため、河川域内の水上施工では水中内に排泥スライムが拡散する。後者 の方式では圧縮空気を使用しないため、排泥液の排出はなく、水環境等への影響が少ない。

2.2 機械攪拌翼を併用した単相式高圧噴射攪拌工法

単相方式の高圧噴射攪拌工法では、大口 径化を図るために機械攪拌翼と併用する方 式が実用されている。本方式は、単管ロッ ドに装着した特殊ロッドヘッド(標準翼径 D=0.6m)の先端から、水平方向に超高圧 ジェット噴射により固化材スラリーを吐出 圧力 p=40MPa、吐出量 q=1500/分で噴射し ながら回転・引き上げすることにより、円 柱状の改良体を造成する工法である。図-2 は機械攪拌翼を併用し、機械攪拌翼長さに 高圧噴射攪拌の改良直径をプラスして造成





図-2 SJMM-Dy 工法の改良機構

図-3 LDis-Dy 工法の改良機構

表-2 機械攪拌翼併用高圧噴射

攪拌工法工法の施工諸元

p=40MPa

q=1500/分 C201S

W/C=1.0(1.5)

t≦3分/m

表−1	機械攪拌翼併用高圧噴射攪拌工法の改良径諸元

対象土質	適用上限	標準改良径 (m)	改良断面積 A(m ²)	固化材量 aw(kg/m ³)
砂質土	$N \leq 20$	$1.5 \sim 1.7$	$1.76 \sim 2.26$	≦110
粘性土	$c_u \leq 70$ kN/m ²	1.2~1.9	1.13~2.83	≦120
腐植土	<i>w</i> ≦ 500%	1.6	2.01	≦230

吐出圧力

吐出量

固化材

水·固化材比

改良時間

機械攪拌翼併用高圧噴射式攪拌工法では,既存の構造物や凸凹のある鋼 矢板との密着施工,あるいは先行して造成された改良体との一体化が確実 に行えるという利点がある。しかしながら,単相式噴射攪拌方式の場合, 従来のスラリー式機械攪拌工法と同様に地盤内に固化材を供給するため, 固化材の噴射吐出量に呼応した体積増加を招き,結果として周辺地盤に変 位が発生する場合がある。このような事態は,今日の都市土木,とりわけ

近接施工では,極力抑制することが求められている。図-3 は機械攪拌翼を併用した高圧噴射攪拌工法の地盤 変位の抑制施工を実用した低変位超高圧噴射攪拌工法(以下,LDis-Dy 工法と称す)の模式図である。すな わち,削孔工程において,機械攪拌翼の上段に装着したスクリュー状排土盤のLDis-Dy 翼先端から少量の加 水で攪拌しながら所定の深さまで先行掘削する。改良工程では,吐出圧力 p=40MPa,吐出量 q=1500/分の超 高圧ジェットにより固化材スラリーを噴射・混合させながらロッドを徐々に引き上げる。その際,地盤内の 切削・混合部と地表部との間に生じた圧力勾配と攪拌翼背後のスクリュー状排土盤の押上げ効果が相乗的に 作用して,固化材供給量に見合う軟泥化された先行掘削の原土が地表に押し上げられる。この排土量が固化 材量とバランスしていれば,原理的に地盤変位は生じることはなく,周辺地盤の変形を最少限に抑えること ができる。また,排出される土が先行掘削土部分で留まり原土の状態が保たれる。したがって水中に排土さ れても固化材スラリーによるアルカリ拡散はなく,環境負荷はない¹⁾。LDis-Dy 工法は SJMM-Dy 施工技術 を応用し,攪拌装置の先端に特殊な排土機構を付加することで地盤変位の抑制を可能とした変位低減型工法 である。

両工法では排土機能の付加以外は改良原理が同類技術であり,表-1および表-2の施工諸元は共通している。 施工機本体も共通化され,軽量型専用ボーリングマシンを用い,スライドベース上に搭載され,H鋼型レー ル上を走行・横行できることから機動性が高い。また,補助トラッククレーンを使用することなく,自機の ウインチでロッドの継切り作業を行うことができるなど施工の効率化が図れている。大型重機では不可能な 施工場所や河川・海域内でも軽構造な仮設で施工が可能である等の特徴がある。施工域は陸上施工も水上か らの施工も軽構造足場や台船搭載により河床改良も可能で、河川水質の水環境保全にも対応できる。

3. 河川護岸保全に適用した施工事例

大都市には人口・資産をはじめ社会・経済の中枢機能が集積している。一方で、東海地区では南海トラフ 地震等の大規模災害の発生予測や、近年、気象変動の影響と考えられる豪雨による甚大な被災も経験するな ど、災害に伴うリスクをコントロールする必要性が唱えられている。このため、「強さ」と「しなやかさ」を 備えた「国土の強靭化(ナショナル・レジリエンス)」を具体化するための「アクションプラン」²⁾が国レベ ルによる策定と実行がなされている。これに呼応して各自治体では、例えば河川域や港湾域の堤防、防潮堤、 護岸などの社会資本施設の補強、耐震対策が強力に推し進められている。以下に愛知県下において、機械攪 拌翼併用高圧噴射攪拌工法の地盤改良技術によって実施された河川護岸の大地震の発生予測に伴う河川鋼矢 板護岸の液状化対策、また豪雨による洪水対策を目的とした河川護岸保全について述べる。

3.1 液状化対策を目的とした耐震護岸補強対策事例

(1)工事概況

豊橋地区南東部に位置し三河湾に注ぐ河川域では,南海トラフによる大地震の発生に備え,2006~2008 年 度にかけ河川護岸の耐震補強工事が実施されてきた。本地区の近郊には大規模工場が隣接した工業地帯や重 要港湾等が立地し,経済の拠点となる地域でもある。二級河川流域の河川護岸の保全において,既設鋼矢板 護岸形式の護岸の耐震性検討に対し,耐震化補強として液状化防止対策が必要であることが示唆された。

(2)地盤改良計画

河川流域の護岸保全において,既設鋼矢板護岸の前面に液状化対策として地盤改良を施すことによって, 改良体全体が地震時作用荷重により滑動しなければ,鋼矢板に対する横抵抗が期待される。

図-4は既設鋼矢板形式の河川護岸右岸側に対する液状化対策としての改良位置の断面図および土質柱状図 である。地盤改良計画においては、川表側の水面に面した位置からの施工方法が計画された。工法の選定に おいて、耐震化性能の目的から河川護岸の右岸側は既設鋼矢板護岸形式であり、地盤改良体と鋼矢板を密着 させ一体化が可能な改良方法が必須とされた。また、河口付近には、主要な国道や上空には高圧送電線等の 施設物が架橋するため、大型施工機やクレーン船等の接触回避および緊急時の処置に伴う安全確保が要請さ れた。また河川水に対し汚濁等が少なく、環境に配慮す

ることも施工要件とされた。

このような背景から地盤改良工法において、小型化さ れた施工機械の構成で、地盤改良体と既設鋼矢板との一 体化が実現できる施工技術であること、かつ水面下の施 工が可能で排泥スライム等の排出がなく、水環境に影響 の少ないこと、また既設河川護岸の受働側からの地盤改 良であることから既設鋼矢板への変位は生じにくいと の判断から機械攪拌翼併用超高圧噴射攪拌工法(SJMM-Dy 工法)が選定された。



(3)土質特性と地盤改良配置

本河川護岸の液状化対策工は右岸側に対して 延長 580m が計画された。表-3 は液状化対策と する対象土の土質特性である。TP-4.23~-11.03m の改良対象深度Lc 6.8m 間は N=8~10の緩い細 砂層が堆積し,改良下端は N<20 程度の礫層で ある。図-5 は地盤改良杭体を格子状に配置され 図−4 既設鋼矢板形式の河川護岸の地盤改良範囲図



図-5 既設鋼矢板形式の河川護岸の格子状液状化対策図

たタイプ I およびタイプ II の杭配置図である。 SJMM-Dy 工法による地盤改良杭の配置計画 は,改良下端位置の細砂層 N<20 を考慮し,改 良径 φ 1.5m とし,横断方向に 0.25m,縦断方向

表-3 土質符性値		
対象土質	細砂(As層)	
湿潤密度	$\rho t = 1.85 \text{g/cm}^3$	
N 値	N=8~20	

に 0.15m のラップ幅で格子状配置とした。表-4 は SJMM-Dy 工法の施工諸元 である。施工延長 850m に対し,タイプ I およびタイプ II の改良形式で総数 1815 本が配置された。設計基準強度 q_{uck} =400kN/m² が設定され,固化材配合 量は室内配合試験より,工法上必要最小限の配合量としてセメント系固化材 の混入量 aw=140kg/m³ とした。

(4)施工機械の構成と施工方法

機械攪拌翼を併用した超高圧噴射攪拌工法に使用する施工機械の構成は,

施工機本体とプラント部を2編成 に分け,各々500t級の台船上に搭 載した。写真-1は台船上の施工機 本体の全景である。台船上には横 行スライド装置付きの SJMM-Dy 施工機2機を並列させた。その他 の主要な施工機械では固化材ス ラリーを高圧噴射させる超高圧 ポンプ2台が搭載されている。写 真-2 は台船上のプラント設備で



写真−1 台船に搭載した SJMM−Dy 施工機全景



写真-2 台船に搭載した SJMM-Dy プラント全景

ある。護岸陸上部の用地に制約を受けることから,固化材スラ リーを製造供給するプラント設備についても同様に台船上に搭 載した。本施工では国道桁下の空頭制約を受けたものの,施工 マシンは機械高10m程度と低空頭で,リーダ部を起倒すること で解決された。また,プラント部は横型サイロを使用すること で,国道橋桁下の艤装環境に対応させた。

SJMM-Dy工法の施工方法では、まず GPS 測量により河川縦 断方向に台船本体を 1.35m ピッチに電動ウインチにて移動させ る。横断方向は台船上のスライド装置で SJMM-Dyマシンを所 定位置に移動しセットする。次に SJMM-Dyマシンにより φ 0.6m 攪拌翼を所定深度まで貫入させ、地中内の攪拌翼先端部より吐 出圧力 p=40MPa,吐出量 q=150ℓ/分の施工仕様に準じ、定速度で 引上げ改良する。なお、GPS 測量による改良杭の位置設定の実 用は、当時の技術から鑑み ICT 化技術の先駆的な管理手法である。施 工延長 850m 間は 4 区域に分け実施された。この期間において、施工 規模が大きい場合には施工機台船およびプラント台船を 2 基編成で も適用された。

(5)品質管理における地盤改良体の格子状改良の一体化確認

格子状の改良配置による液状化対策では,改良杭同士の一体化が重要である。改良杭同士の連続性を確認するために,45°角度の斜めボ ーリングにより改良土のコアを調査した。図-6 はタイプIIにおける縦



図-6 斜め 45°の SJMM-Dy 改良土の 採取方法と位置



写真-3 45[°]角度方向に採取した 改良土コア(□部分はラップ部分)

表-4 SJMM-Dy 工法施工諸元

改良径	φ 1.5m
改良断面積	A=1.766m ²
改良長(タイプ I)	L=7.9m
改良長(タイプⅡ)	L=6.8m
施工本数	1815本
吐出圧力	p=40MPa
吐出量	q=1500/分
固化材	C-201
固化材配合量	$a_W = 140 \text{kg/m}^3$
改良時間	t=3分/m
水固化材比	W/C=1.5
設計基準強度	q_{uck} =400kN/m ²
改良体配置	格子状配置

断方向への改良土の採取方法と位置である。採取方法は陸上側から単管パイプにて張り出し用の足場を仮設 した。採取深度は TP-4.23~TP-11.03m で改良長 Lc=6.80m の As 層から下端層の Dg 層までである。写真-3 は河川縦断方向から5本の改良杭に対し,採取したコア状況である。改良対象層には半分以上に砂礫・玉石 が混入していた。45°方向における改良土の採取長9.62mにおいて,改良土コアの□部分のラップ部4ヶ所の 改良杭同士の接合状況は,採取率および固結状態から全体の改良杭と同等と判断され,改良杭同士の格子状 配置による一体化を確認した。

3.2 河川護岸の補強整備工事事例

本河川は東海市南部の丘陵地に発し、伊勢湾に注ぐ河川延長約4kmの二級河川である。本川流域では過去 には高潮や洪水による被害が繰り返されてきた。このため、高潮対策や洪水対策の河川保全が整備されてき た。しかしながら、洪水対策は整備途上であり、近年も気象変動と考えられる東海豪雨により、甚大な水浸 被害を受けている³⁾。このような背景から、2015年に緊急防災対策として河川護岸の整備保全が計画された。

(1)工事概況

本川流域は、上流部、中流部および下流部に分けられ、河道はコンクリート護岸である。本事例は中流部 域に位置し、川幅は20m程度で河川周辺地には市街地が形成されている³⁾。豪雨による洪水対策として、河 川護岸の整備工事が計画され、その際の堤体の安定を検討した結果、護岸背面へのすべり防止対策として地 盤改良工による対策が計画された。

(2)地盤改良工法の選定

本河川の護岸沿いには遊歩道等の施設が整備され、地域住民の憩いの場ともされている。また河川に面し 集合住宅、家屋、耕地等が隣接している。さらに本川域はすでにブロック式護岸が整備済の区域もあり、護 岸背面からの地盤改良において、護岸に対しての変位を極力防止することも要請された。このため、大型施 工機による施工方法を避け、かつ既設護岸への変位を抑制可能な低変位な地盤改良工法として、低変位型超 高圧噴射攪拌工法(LDis-Dy 工法)が選定された。LDis-Dy 工法は高圧噴射攪拌工法の一種で、施工機の構成 が軽量小型である。施工時には、固化材スラリーの供給量と同程度の軟泥土を排出させ地盤変位を抑制する

ほか,排出土にはエアを併用する多 重管工法に見られるような固化材 スラリーを含む排泥スライムの発 生はなく,河川域の水環境の保持に 適した地盤改良工法である。

(3)地盤改良計画と土質特性

図-7 は既設河川護岸のすべり防 止を目的とした地盤改良による補 強保全の標準断面図および地盤改

良杭の配置図である。既設護岸の背面の右岸 部と左岸部に LDis-Dy 改良杭が配置されてい る。地盤構成は表層部に N=10 程度で堤体部 の盛土層である。改良対象位置は N=0 のシル



図−7 河川護岸補強標準断面図および地盤改良位置

X · ZXNIEE		
対象土質	シルト	
湿潤密度	$\rho t = 1.601 \sim 1.607 \text{g/cm}^3$	
含水比	w=79.5~88.1%	
一軸圧縮強さ	$q_{\mu} = 45 \sim 55 \text{kN/m}^2$	

表--5 十質特性値

表-6 LDis-Dy 工法の施工諸元

の盗上層である。以及列家位直は $N-0$ のシル 一軸圧縮強さ q_u -43~35KN/M
トの沖積粘性土層で,改良下端部では礫層をなしている。表-5 は改良対象
地盤の土質特性である。含水比 w 80~88%, 一軸圧縮強さ q_u =50kN/m ² と軟
弱地盤を呈する。表-6 は LDis-Dy 施工における施工諸元である。本工法の
改良径は φ 1.7m で,改良杭の配置は河川横断方向に 0.2m のラップ幅と縦
断方向では1.7mの接円とした長方形配置である。施工長は各改良断面が変
化し,各々貫入長 L=6.30~8.20m,改良長 Lc=2.10~4.90m である。また設

改良径	φ 1.7m
改良断面積	A=2.27m ²
貫入長	L=6.30~8.20m
改良長	$L_{C}=2.10\sim4.90m$
施工本数	184本
吐出圧力	p=40MPa
吐出量	q=1500/分
固化材	C201S
固化材配合量	$aw = 109 \text{kg/m}^3$
改良時間	<i>t</i> =3分/m
水固化材比	W/C=1.5
設計基準強度	$q_{uck} = 150 \sim 220 \text{kN/m}^2$
改良体配置	1.5m×1.7m長方形配置

計基準強度においても改良断面が変化する地点で異なり、quck=150~220kN/m²である。

(4)施工機械の選定および LDis-Dy 施工方法

写真-4 は河川護岸と LDis-Dy 施工 状況である。小規模の河川形態であ り,堤体幅も狭隘である。また,河川 周囲には集合住宅等が隣接し大型機 械による施工方法に制約を受ける。 LDis-Dy 工法の基本的な施工機構成 は,専用マシンを 10m 幅のスライド ベースを使用し,H鋼型レール上を走 行させ機動性を図る方式である。しか



写真-4 河川護岸状況とLDis-Dy 施工全景

しながら、本施工域は堤体幅が狭隘で遊歩道等の施設が隣接することか ら、自走式による施工機を用いた。写真-5は自走式LDis-Dy施工機で機 械質量は約16tである。自走式施工機は機械移動が自在である反面、転 倒防止として機械足場の養生等安全面に配慮する必要がある。

LDis-Dy 工法の施工方法は、 ϕ 0.6m のスクリュー状排土盤の機械攪拌 翼を所定深度まで貫入し、一度引上げて攪拌翼部を乱すことで排土効果 を高められる。その後、再度所定深度まで貫入し、吐出圧力 p=40MPa、 吐出量 q=150ℓ/分の施工諸元に応じた仕様によって所定位置まで改良 する。写真-6 は改良中の軟泥土の排出状況である。粘性土の場合、一般 的に排出される軟泥土の含水比は原地盤に比べ、数%程度高めではあ るが、乱された原土の性状と同程度を呈する¹⁾。この結果、既設ブロッ ク式護岸の変位は見られなかった。表-7 は施工後の現場改良強度の結 果である。いずれの改良杭も設計基準強度を十分に満足していること が確認された。



写真-5 自走式 LDis-Dy 施工機 による堤体部施工状況



写真-6 LDis-Dy改良時の軟泥土 排出土状況

表-7 LDis-Dy 改良土の現場改良強度

杭No.	採取位置	q_{uf} (kN/m ²)
	上層	1353
Α	中層	1877
	下層	1368
	上層	3900
В	中層	2027
	下層	3180
	上層	4057
С	中層	3953
	下層	2340

4. まとめ

自然災害に備えた防災対策において、愛知県下で河川護岸の保全事

業として地盤改良が適用された2事例を紹介した。地盤改良技術によって河川護岸の液状化対策を目的とし た耐震化補強では、鋼矢板式護岸と格子状の地盤改良杭体との一体化が重要である。また、小規模河川では 大型機械の適用に制約を受ける場合や、近接した既設構造物等の変位防止が要請される場合がある。このよ うな施工制約のなかで、SJMM-Dyおよび LDis-Dy 工法の二つの施工方式の機械攪拌翼併用超高圧噴射攪拌 工法は、いずれの施工条件においても適用が可能であった。

近年,既設河川護岸の保全では,大地震や豪雨に伴う自然災害に備え,国内各地で河川護岸等の保全事業 が展開されている。河川条件に応じた護岸保全の観点から,水上施工や護岸背面の補強対策に地盤改良は必 要不可欠である。今後,本工法のさらなる工法技術の改善を図り,社会資本整備に貢献する所存である。

参考文献

- 1) 西尾経・松岡大介・竹田敏彦・齋藤邦夫 (2015): 原土排土による排土抑制型低変位高圧噴射攪拌工法, 基礎工, Vol.42, No.3, pp.62-65.
- 内閣府国土強靭化推進本部編(2018):国土強靭化アクションプラン 2018.
- 3) 愛知県ホームページ(2005):二級河川水系河川整備計画.
坊の塚古墳の築造技術に関する一考察

各務原市文化財課

○近藤美穂

正会員 西村勝広

濃尾·各務原地名文化研究会 国際会員 可児幸彦

冨澤 実

長谷健生

山田富久

1. はじめに

古墳とは,被葬者の墓であるとともに,富及び権力の象徴となる構造物である。3世紀中旬から7世紀に かけて築かれ,全国で15万基以上が確認されている。古墳の発掘調査事例は年々増えており,考古学的な古 墳研究には著しい進展が認められる。一方で,土木技術視点からみる古墳の築造技術も重要視され,築造体 制や施工工程の研究も為されている。

古墳の中でも、全国的な政治的シンボルとして大和政権の管理下にあったとされる前方後円墳は、日本人の祖先が最初に手がけた巨大な土木建築物であり、高度の企画性を持って造営されたと指摘される¹⁾。

本論では、岐阜県各務原市域最大の前方後円墳である坊の塚古墳を題材に、築造技術の1つである葺石に ついて取り上げたい。葺石は、風雨などによる盛土の流出や温度変化による崩落を防ぐための実用的な意義 と、墳丘に美観を添え人々の目を引くための装飾的な意義を兼ね備えたものであることが指摘される²⁾。

坊の塚古墳は、平成27年度から令和元年度にかけて発掘調査が行われた。調査によって、葺石の遺存状態 は良好で、墳丘は大きな崩落もなく残っていることが判明した。坊の塚古墳が築造当時の姿を留めているこ とは、葺石による効果が大きいものと考えられる。

5. 坊の塚古墳

坊の塚古墳は,各務原市鵜沼羽場町に所在し,木曽川の浸食によって形成された河岸段丘である各務原台 地の縁辺部に位置する(図-1)。墳長120m,後円部直径72m,同高さ10m,前方部最大幅66m,同高さ7.8 mの規模である。築造時期は,出土した副葬品や埴輪などから,4世紀末から5世紀初頭と推定される。



図-1 坊の塚古墳位置図

A Study on the construction technology of the bounozuka kofun tumulus : Miho Kondo, Katsuhiro Nishimura, Kenki Hase(Kakamigahara City), Yukihiko Kani, Minoru Tomizawa and Tomihisa Yamada(Noubi-kakamigahara society for Place name and culture)

3. 発掘調査の成果

発掘調査は、5年間で11ヶ所の調査区を設定して行った。そのうち、墳丘の構造を調査した場所は9ヵ所である(図-2)。いずれの調査区も、多少の崩落は認められるが、墳丘の残存状況は良好であり、構造の把握が可能であった。

調査の結果,墳丘は,葺石で覆われていること(写真-1),前方・後円部ともに三段築成であること(写真-2・3),前方部から後円部墳頂へ登る道(隆起斜道)が造られていること(写真-4),くびれ部に明確な境が 造られていること(写真-5)などの構造を持つことが判明した。



図−2 発掘調査位置図



写真-1 葺石に覆われた墳丘



写真-2 前方部の三段築成



写真-3 後円部の三段築成



写真-4 隆起斜道の検出状況



4. 墳丘の葺石

墳丘は,前方部・後円部ともに斜面の途中に小段を設けた三段築成の構造である。このうち,下段は地盤 層を削り出して形成されており,中段・上段はその削り出した土を盛土して造られている³⁾。 葺石は,墳丘の斜面に認められ,小段にはないことが判明した。小段は崩落の可能性が低いことから,盛 土の流出を防ぐ必要はないとされ,葺石は構築されなかったと考えられる。

中段・上段の葺石の最下部には、基底石が据えられている(写真-6)。基底石は、葺石よりも大きい石を使 用し、盛土の裾を縁取るように1段が巡らされている。葺石は、基底石の上に、下方から上方に向かって積 み上げて構築したものと推定される。

下段の葺石は,攪乱により一部が壊されているが,わずかに遺存しており確認された(写真-7)。基底石は 攪乱により除去され認められなかったが,中段・上段と同様に最下部に据えられていたものと考えられる。

葺石及び基底石の石材は,主にチャートの角礫である。大きさは,葺石が拳大,基底石が人頭大のものを 使用している。



写真-6 中段斜面の基底石

写真-7 下段検出状況

5. 隆起斜道の葺石

隆起斜道は、後円部の上段斜面からさらに盛土して造られている。葺石は、道の側面に認められ、道の上面にはないことが判明した(写真-8)。道の上面は、崩落の可能性が低いことから必要性がないとされ、構築されなかったと考えられる。

側面の葺石の最下部には基底石が据えられており、墳丘斜面の葺石と区画されている。側面の葺石は、基 底石の上に下方から上方に向かって構築されている。墳丘斜面の葺石を積み上げる方向は、側面と異なって おり、盛土に沿って構築されている(写真-9)。



写真-8 側面と斜面の葺石

写真-9 葺石を積み上げる方向

6. くびれ部の葺石

くびれ部の中段斜面の葺石も遺存状態は良好である。最下部には基底石が据えられていることも確認された。くびれ部には、基底石よりも若干小さい石を積み上げた区画列石が構築されている(写真-10)。前方部

と後円部の葺石に連続性はなく、区画列石によって明確な境が造られている。基底石は、区画列石の位置で 据える方向を変化させており、墳丘の形状を良く表している(写真-11)。

葺石の検出状況から、①基底石を墳丘の裾に配置し、②境の位置に直線状に区画列石を積み上げ、③最後 に全体を覆う、という工程が考えられる。



写真-10 中段の区画列石

葺石は、下段斜面でも確認された。中段で見られ た区画列石は認められず、前方部と後円部の葺石は 連続して構築されている(写真-12)。この区画列石 の有無がどのような意図を持って構築されたのかは 明確ではない。今後、検討が必要な葺石の構築状況 である。

下段の基底石は, 葺石が調査区外に続くため確認 されていないが, 中段・上段と同様に最下部に据え られていると推定される。



写真-11 上空からみた墳丘形状



写真-12 下段斜面のくびれ部

7. おわりに

以上のように、墳丘の斜面は全面的に葺石に覆われていることが判明した。そのため、盛土の流出が防が れ、築造当時の姿が維持されているものと考えられる。築造から約1600年が経過した現在でも残る葺石は、 高度な築造技術を持って構築されたと推定される。構築法については、坊の塚古墳だけではなく、より多く の事例を検証して検討する必要がある。

本論では,発掘調査によって確認された葺石の検出状況を述べた。現在,調査報告書の刊行に向けて詳細 な情報を精査中である。今後は報告書の刊行を急ぎ,葺石や墳丘盛土の構造等の築造技術を検討していきた い。

参考文献

- 1) 甘粕健 (1985):前方後円墳の技術史-土木構造物の起点を考える-,第5回日本土木史研究発表会論文 集,pp.1-10.
- 2) 高橋健自 (1922): 古墳と上代文化, 文化叢書, 第9編
- 3) 西村勝広 (2018): 土木史学的に見た古墳築造の合理性と変化-各務原市に所在する坊の塚古墳・北山古 墳群の例-, 土木学会論文集 D2(土木史), Vol.74, No.1, pp.1-9.

濃尾·各務原地名文化研	F究会	○山田富久
豊田中日文化センター		中根洋治
奥田建設		奥田昌男
大建設計	正会員	吉田 光
エイトン	国際会員	(可児幸彦

1. はじめに

古代律令制の時代に、官道が整備された。中部地方には、七道駅路のうち、東山道と東海道が通っている。 『続日本紀』には、東山道の支道とも言える「吉蘇路」¹⁾(美濃と信濃を結ぶ道、現代の通称「木曽古道」) が8世紀初頭に造られたとある。しかし現在では、その経路がほとんど分からなくなっている。

歴史学・考古学・歴史地理学などの立場から経路についての研究があるが、本稿では主として現地踏査と 聞取りにより経路を探索・調査した。明らかにできたおおよその経路について報告する。

また経路が、木曽川沿いの谷間を避けて木曽山脈の中腹を通る理由について、地形との関係を考察した。

2. 木曽古道の定義

2.1 木曽古道とは

古代律令制では,7~8世紀に,畿内を除く全国を七道(東海・東山・北陸・山陰・山陽・南海・西海)に 地域区分し,そこを通る駅路を設けた。10世紀編纂の『延喜式』に記録された駅路の総延長は,約 6300km である²⁾。

七道駅路以外の官道が,8世紀に二つ造られている。和銅6(713)年の「吉蘇路」¹⁾および天平9(737) 年に鎮守府将軍大野東人が陸奥・出羽に造った道³⁾である。前者の道を,地方での通称に従い「木曽古道」 とする(以下,鉤括弧なしの木曽古道)。なお木曽古道の呼称は,時代により様々であり一定しない。

2.2 木曽古道についての文献と先行研究

古い文献では,『続日本紀』および園原旧富(ふるとみ,1703-1776)の『木曽古道記』⁴⁾がある。園原は, 現在の長野県木曽郡南木曽町の三留野(みどの)宿にある東山神社の神官である。現代では,木曽川流域(以 下,木曽地方)の市町村史・誌^{5,6,7)}や川崎敏(1973)⁸⁾や島方洸一(2012)⁹⁾の研究書がある。

木曽古道は、木曽地方を通って信濃の国府(上田,のち松本)に向かう。その経路については、鳥居峠を 通る説と菅川沿いに境峠を通る説の二つがある。園原、川崎、島方は、前者の鳥居峠経由の立場であり、通 説である。筆者は、大桑村誌⁵⁾や木祖村での聞取りなどにより後者の境峠経由をとる。

なお鳥居峠と呼ばれるのは明応年間(1492-1501)からで、古くは県坂(あがたざか)と呼ばれた。峠という字は日本で作られた国字であり、○○峠の呼称は後世のものである。簡略化のため、以下、鳥居峠とする。

木曽古道創設に関連する記述が,『続日本紀』に二箇所ある。大宝 2(702)年の「岐蘇山道」¹⁰と和銅 6 (713)年の「吉蘇路」である。前者を東山道駅路と解し後者を木曽古道として区別する説と,両者ともに木 曽古道とする説の二説があり,意見が一致していない。8世紀初頭に木曽古道が造られたとする点は共通し ている。

木曽古道開設以後の経過は詳細が不明であるが,次第に使われなくなり,現在では経路がほとんど分から なくなっている。戦国時代に拓かれ江戸時代に整備された中山道は,木曽川沿いの谷間にあり,木曽古道と

Route and topography of the Kiso-ancient road : Tomihisa Yamada (Noubi-kakamigahara society for Place name and culture), Youji Nakane (Chunichi Culture Center), Masao Okuda (Okuda Construction Company), Hikaru Yoshida (Daiken Sekkei, Inc.) and Yukihiko Kani (Eiton Co., Ltd.)

は別の新しい道である。

3. 木曽古道の経路を探す

3.1 方法

各地域に古道とされる道があるが、断続的で短く、どこに向かうか分からない場合が少なくない。一つの 線でつながり、しかも尾根や山腹を通る道であれば、古道の可能性が高い。

そこで過去の文献を参考にしつつ,主として地元での聞取りと現地の踏査を繰り返す中で,木曽古道の経路を探索した。「古道は川沿いではなく,尾根または山腹を通る」¹¹⁾との前提で道を探した。

3.2 道の選び方

以下の方法で道を選んだ。

- ・目的地に最短の歩きやすい道を行く
- ・尾根や谷を横切る場合も、同様である
- ・川を渡る時は、徒渡り(かちわたり)または丸太橋 のため、川の上流部または中流部の浅瀬を通る
- ・ケルンコル(断層鞍部(図-1))が近くにある場合は 登り下りが少ないのでそこを行く
- ・古い歴史(江戸時代より遡る)のある寺社や遺跡が 近くにある場合は、そこを行く
- ・聞取りによって確認できる道跡を行く



図-1 ケルンコル断面図

3.3 渡河地点

延喜の官道には、「日理(わたり)」という駅家が三ヶ所¹²⁾あり、そのうち二ヶ所は東山道信濃国の犀川と 千曲川の渡河点である。古代に川を渡ることが、難事であり関心事であったことを示している。木曽地方に は、寄合渡などの〇〇渡(ど)という地名があり、複数の川が合流する場所(合流点)を表す。合流点の下 流に渡しが作られることがよくある。

木曽古道では木曽川に流れ込む支川をいくつか渡るが、川幅が狭く浅瀬であるため、徒渡りや丸太橋が可 能であったと考えている。実際に渡る場合は、勾配を緩やかにするため川を遡行するように回り込んだと思 われる。伊奈川や滑川など川幅が広い川は徒渡りであり、川幅が狭い約10m以内の川は、丸太を投げかけて 渡ったであろう。

4. 踏査の結果

4.1 経路の主な地名

踏査によって得られた木曽古道の経路は以下の通り。

主な地名(現代)を以下に記す。沢や川を渡る場合は、主なものを【】で表した。踏査した区間を「-」、 未踏査の区間を「…」とした。

中津川市湯船沢…馬籠峠…南木曽町妻籠…三留野-与川道(胡桃田-小川野平-須合平)-大桑村長野-【伊奈川(天橋跡)】…勝負平…【松渕沢】-【境沢】-上松町【大沢】-念仏平-【桟沢(桟沢の滝)】 -【荻原沢】-東野-吉野-【滑川】-徳原(駒ケ岳神社里宮)-大木-【十王沢川】芦島-馬留-木曽 町(旧湯)-駒の湯-【八沢川】-大原-【正沢川】-渡沢…日義野上(御岳神社)…宮ノ越(旗挙八幡 宮)-【木曽川本川】-木祖村向吉田-野中原…小木曽…境峠…旧奈川村寄合渡…松本市内

4.2 経路の特徴

木曽古道は、木曽山脈の西の中腹をほぼ南北に貫く道である。東山道の最大の難所である神坂(みさか) 峠(古代は信濃坂)の西にある中津川市湯船沢で別れて馬籠峠・妻籠宿を通る。「園原先生碑」を経て、三留 野宿を過ぎた所で中山道と別れ、与川道を北上する。この道は、中山道の難所(三留野宿と野尻宿の間にあ る羅天の桟)の迂回路であり、京都から徳川将軍家へ輿入れする姫が二人通った。元々、木曽古道が通じて いた道を、江戸時代に再整備して利用したと思われる。

この後、幾つかの沢を渡り、登り下りしながら、高い所では標高700~1200mを北進する。

伊奈川は比較的大きな川で,江戸時代には,橋守のいる大きな刎ね橋が下流にあった。木曽川との合流点 近くには岩出観音があり,そこは橋場という地名である。橋場の東隣の越坂は,縄文時代の鏃を拾えた場所 で,古くから人が暮らした地域である。古代の渡河地点は,岩手観音から約2.1 km上流にある伊奈川神社近 くの天橋跡辺りであると地元で聞いた。園原は「(筆者注:岩手観音は)古道の渡より五六町下なり…須原宿 の東糸瀬山の麓古道筋」¹³と記している。園原の言う「古道の渡」は,距離が少し異なる。その後は矢垂沢 を登り,勝負平を経て,糸瀬山の西の麓を行く。

松渕沢,境沢,大沢を渡るが,境沢と大沢の間は道跡を見つけにくい。大沢を渡り,薬研掘のある道を経 て,松の平-念仏平へ至る。桟沢に向かって下るが,滝はやや上流にある。滝の左岸には道跡があり(写真 -2),断層によると思われる幅約 3m のキレットがある。滝の下流は切り立った崖で登り下りが難しいため, 桟道は滝の上部にあったと思われる。

荻原沢を第5号谷止辺りで渡る。東野の阿弥陀堂から700m東(上流)の位置である。ここからは風越山の中腹を辿り,吉野に至る。吉野は縄文式土器が発掘された古い地域である。滑川を渡り,徳原(駒ヶ岳神社里宮)-大木-芦島-馬留を経て,山中にある旧湯から駒の湯のキャンプ場(キャンピングフィールド木曽古道)を通る。八沢川を渡り大原を経て,正沢川を渡る。渡沢から山に入り,木曽町日義野上(御岳神社)から木曽川本川へ下る。

宮ノ越宿の北にある旗挙八幡宮辺りで、本川を左岸(東)から右岸(西)へと渡る。このお宮は、かつて 木曽義仲の居館があり、治承4(1180)年に平家追討の挙兵をしたという旧跡である。

その後,木曽川右岸を遡り,向吉田を経て菅川が合流する地点で本川と別れ,菅川沿いの道を北進する。 菅川右岸(西)には,標高約1,000mの「菅古道」¹⁴⁾が断続的に残っている。途中,野中原は「西古道」(以 下,鉤括弧なしの西古道,後述)との追分で,さらに北へ進む。小木曽からは笹川(木曽川)沿いの山腹を 辿り,境峠を越え,寄合渡など旧奈川村経由で,信濃国府(松本市)へ向かう経路であった。



写真-1 伊奈川の天橋跡(正面(北東)の矢 垂沢のむこうに勝負平)



写真-2 桟沢の滝(左岸の古道)

5. 経路と地形の考察

5.1 断層との関係

木曽古道の経路と周辺の断層を、図-2、3、4 に示す。木曽古道の南部(図-4、湯船沢~野上)は、長さ約

46kmの木曽山脈西縁断層帯主部(馬籠峠断層・上松断層)¹⁵⁾とほぼ一致する。木曽川を渡ったあとの木曽古 道北部の最南部(図-3,向吉田〜小木曽)も,国土地理院地図の菅川沿いの断層¹⁶⁾とほぼ一致する。なお木 曽古道北部の中央部(図-3,小木曽〜寄合渡)は,境峠・神谷断層帯¹⁷⁾と近い位置にあるが未踏査である。

木曽古道ではケルンコルによく出会う(写真-3,4)。ケルンコルは、断層破砕帯の浸食によりできた窪み であるため、直線状で距離が短く平坦であり、山腹を歩くのに都合がよい。

木曽古道はケルンコルの地形を利用しているとの指摘が、川崎の論文^{18,19)}や『上松町誌』²⁰⁾に見られる。 木曽古道でケルンコルを行くのは、伊奈川-松渕沢-境沢-大沢-桟沢-荻原沢-滑川の区間である。代表 的な山としては糸瀬山・風越山の西の中腹にあたる。



図-2 対象地域(青:木曽古道,茶:中山道,国土 地理院地図(電子国土 Web)に加筆)



写真-3 境沢-大沢間・第9号鉄塔東近くの ケルンコル(右下の古道は北向き)



図-3 木曽古道の北部(青:木曽古道,黒:西古道,赤:断層 (再描画),国土地理院地図(電子国土Web)に加筆)



写真-4 吉野から見る風越山のケルンコル (古道は上中央(南)の窪みを通る)



図-4 木曽古道の南部(青:木曽古道,赤:断層(再描画),国土地理院地図(電子国土 Web)に加筆)

5.2 信濃国府に向かう経路について

宮ノ越から木曽川沿いに北上して信濃国府へ向か うには,難所の獅子岩があり,通行は困難であった。 獅子岩は,昭和8 (1933)年に架けられた木曽谷初の鉄 筋コンクリート製の「菅橋」(土木遺産認定)のすぐ上 流の位置にあったが,昭和58 (1983)年の大雨で流れ た。

図-5の東周りの経路は、大原-野上-砂ケ瀬-姥神 峠-尾根伝い-鳥居峠(図-5・A)、または大原-野上 -砂ケ瀬-神谷峠-鳥居峠(B)が考えられる。両ル ートとも、他の地域とのつながりが弱く歴史を感じら れるものは少ない。

また宮ノ越ー神谷峠ー鳥居峠(C)とする説がある。 17 世紀末に開設された権兵衛街道と一部重なる経路 である。神谷川沿いの谷間であり、山腹の道が見当た らないので、この説をとらない。

ここで想定するのは,西周り,すなわち菅川沿いに 境峠経由で信濃国府へ向かう経路(D)である。

その根拠を整理すると,第一に,向吉田~境峠の途 中にある野中原で,西古道(E)と合流する点である

(写真-5)。西古道は,岐阜県関市で東山道飛騨支路と 分かれ,信濃国府に至る道で,西から幸沢-風吹峠を 経て,野中原に下ってくる。風吹峠近くにかつては草 刈場があり,この辺りに古くから人が住んでいたと思 われる。第二に,寄合渡~信濃国府の間は,飛騨国府 (高山)と信濃国府とを結ぶ「野麦街道(飛騨街道)」 と重なる。第三に「菅古道」が,菅川右岸の山腹にほ ぼ南北に断続的に残っている。

以上の理由から,木曽古道は,鳥居峠越えではなく 境峠越えで信濃国府に向かったと考えられる。

5.3 桟の位置

桟(かけはし)または桟道(かけはし・さんどう」 は、川を渡るための橋ではなく、断崖絶壁の際を通る ため造られた道である。岩壁に片持ち梁を差し込み、 その上に板を渡した(写真-6)。

中山道の「木曽の桟」跡が,長野県木曽郡上松町に ある。戦国時代に道が切り拓かれ,「波計(はばかり) 桟道」と呼ばれた。正保4(1647)年に焼失し,翌年に 木橋と石垣の道が造られた。その後一部改築されたが, 当時の石垣が旧国道19号下の木曽川沿いに保存されて いる。そこは,平安・鎌倉時代に歌に詠まれた「木曽



図-5 信濃国府への経路(青:経路(A~D),黒:西 古道E,赤:断層(再描画),国土地理院地図 (電子国土Web)に加筆)



写真-5 木曽古道と西古道の追分(人のいる木曽 古道は上(北)の十王堂に向かう,西古道 は左(西)の風吹峠から下りてくる)



写真-6 桟(『世界の秘境 I』のエルチョロ峡谷より)

の桟」とは別の場所であることになる。

問題は, 桟がどこにあったかである。結論から言えば, 上松町の桟沢上流にある高さ約 20m 以上の滝の上部にあ ったと考える(写真-7)。川の名前が桟沢であるからではな く, 木曽古道がこの滝辺りを通るからである。

桟沢の南には念仏平があり、無事に桟を行けるよう念仏 した場所だと伝えられている。桟沢を渡った東野には、正 応年間(1288-1293)に作られたとされる阿弥陀堂がある。

代表的な和歌に,西行(1118-1190)の「波とみゆる雪を 分けてぞこぎ渡る 木曽のかけはし底も見えねば」『山家 集』がある。底の見えない高い位置に桟があることから, 木曽川沿いではなく,桟沢の桟を歌ったものといえる。「木 曽の桟」が歌枕になるほど知られていたのに,滝が詠まれ なかったのは,危険な道の印象が強かったためと思われる。

なお現在の桟沢の滝は,道が崩れておりアプローチが難 しいため,地元でも見たことのある人は少なく正式な名称 がない。



写真-7 桟沢の滝

6. まとめ

木曽古道の経路の大半は、木曽川沿いの谷間ではなく、山の中腹を通っている。大半が、木曽山脈の中腹 を北進する。川に向かうのは、木曽川の支川をいくつか渡る場合を除けば、木曽川本川を渡る(野上-宮ノ 越-向吉田)一度だけである。木曽古道で木曽川沿いを歩くことはない。本川を渡ったあと向吉田-野中原 -小木曽への道は、南へ流れる菅川右岸の山腹を通る。

このように山の中腹を通る理由としては、川幅が狭く徒歩による渡河が容易である、断崖などの危険な道 や山崩れなどの災害を避ける、道が谷間より乾いているなどがあげられる。登り下りが多い点は、川沿いの 谷間の道より不利である。

江戸時代になると,道を切り拓き,橋を架け,宿駅・伝馬などが整備されて,木曽川沿いの中山道をなん とか歩けるようになった。

今後の課題としては、第一に、西古道の経路を明らかにしたい。西古道は木曽川西岸を通るのでそう呼ば れ、木曽古道は木曽川東岸を通るので「東古道」とも呼ばれる。この二つの道の比較により、古代の道が山 腹や尾根を通る理由をより明らかにできると思われる。園原の『美濃御坂越記』²¹⁾などに経路の概略が書か れていることが参考になる。

第二に、木曽古道の役割や機能、すなわち物流・交易の解明である。木曽古道では、「何を」「どこからど こまで」運んだのか。道が使われなくなったのは、「いつ」からで「なぜ」なのか。衰亡の原因は、運搬手段 として牛や馬が使える他の道との競合によるものか、などを明らかにすることである。

謝辞

圃中登志彦氏(木祖村観光協会)を始めとする地元の方々に,現地の案内や資料提供などお世話になった。 諸氏のご協力がなければ,木曽古道を辿ることはできなかった。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 続日本紀 巻第六, 国史大系 第二巻 (1897), 経済雑誌社, p.80.
- 2) 武部健一(2004):完全踏査 古代の道,吉川弘文館, pp.2-19.
- 3) 前掲1), 巻第十二, pp.206-207.
- 4) 園原旧富:木曽古道記,蘆田伊人編 大日本地誌体系 第14冊 諸国叢書木曽之二 (1917),大日本地誌 体系刊行会,pp.391-430.
- 5) 大桑村 (1988): 大桑村誌, 上巻, 大桑村, pp.148-151.
- 6) 長野県木曽郡木祖村教育委員会(1973):木曽の鳥居峠,木祖村教育委員会, pp.14-15.
- 7) 木祖村誌編集委員会(2001):木祖村誌 源流の村の歴史,(上)古代・中世・近世編,木祖村誌編集委員会, pp.546-548.
- 8) 川崎敏(1973):木曽-歴史・文学・地誌-,木耳社, pp.59-61.
- 9) 島方洸一編(2012):地図で見る東日本の古代 律令制下の陸海交通・条理・史跡,平凡社.
- 10) 前掲1), 巻第二, p.25.
- 11) 中根洋治(2011): 秋葉古道と愛岐地方の旧河道, 風媒社, pp.8-31.
- 12) 延喜式 卷二十八兵部式, 皇典講究所·全国神職会校訂 延喜式 下(1929), 大岡山書店, pp.974-975.
- 13) 前揭 4), p.413.
- 14) 木祖村菅地区に残る古道の地元での呼称(信濃路てくてく編(2017):木祖村・菅周辺散策ガイドブック ー菅古道といういにしえの道が通る木曽谷最奥の隠れ里を訪ねる旅-,信州ワクワクフットパス 28,特 定非営利活動法人つなぐ)
- 15) 地震調査研究推進本部:木曽山脈西縁断層帯,地震調査研究推進本部ホームページ(2020年4月1日取得, https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_katsudanso/f045_kiso-sanmyaku/)の断層名称を使用
- 16) 国土地理院:地理院地図,国土地理院ホームページ(2020年4月1日取得,https://www.gsi.go.jp//tizu-kutyu. html).
- 17) 地震調査研究推進本部:境峠・神谷断層帯, 地震調査研究推進本部ホームページ(2020年4月1日取得, https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_katsudanso/f046_sakaitouge_kamiya/)の断層名称を使用
- 18) 前揭 8), pp.61-62.
- 19) 川崎敏 (1976): 中山道の地形性, 市邨学園短期大学人文科学研究会人文科学論集, 第18 号別冊, pp.55-56.
- 20) 上松町誌編纂委員会(2006): 上松町誌, 第三巻歴史編, 上松町教育委員会, pp.99-100.
- 21) 園原旧富:美濃御坂越記,長野県上伊那郡教育界編 蕗原拾葉 第4輯 (1936),鮎沢印刷所, pp.35-55.