

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料 第4364号

土木研究所資料

平成28年度交流研究員報告書概要版

平成29年12月

国立研究開発法人土木研究所

Copyright © (2017) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

平成28年度交流研究員報告書概要版

国立研究開発法人土木研究所

要 旨

本報告書は、平成28年度に受け入れた交流研究員50名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員、受入れ、平成28年度

まえがき

国立研究開発法人土木研究所では、国内における他機関の研究者を受け入れ、相互の研究者の資質向上を図るとともに、それぞれの機関の研究活動の効率化を図ることを目的として創設した交流研究員受入れ制度により、平成13年度の独立行政法人移行以来、当研究所の中期目標を達成するために国内の他機関の研究者を積極的に受け入れております。

平成28年度は、年間を通じて、地方自治体、公益法人及び民間企業から51名の研究者を受け入れました。受入れ期間中において、研究成果発表における入賞や技術士等の資格を取得する方々がおられましたことを考えますと、技術力向上という目的がある程度達成できたのではないかと思います。

また、交流研究員からは「災害対応等民間企業ではできない経験ができた」「学会発表、技術論文執筆等が経験できた」、「実験の規模や考え方、論文作成方法など、レベルの高い内容や指導であり、自分の会社では経験できるようなものではありませんでした」等の感想が寄せられております。他機関の研究者を受け入れることは、土木研究所としても現場や民間のニーズを直接把握することができ、より現場と密接した研究開発が行えると考えております。

本報告書は、平成28年度に受け入れた交流研究員50名^{*}の研究成果を概要版として作成したものです。

皆様方の業務のご参考となれば幸いです。

^{*}51名の内1名は、受入れ期間が短期間だったため、掲載していません。

国立研究開発法人土木研究所
理事長 西川 和廣

目 次

1.	繰り返し物理探査手法を用いた水分率変化の把握	1
	地質・地盤研究グループ（特命事項物理探査担当）木佐貫 寛	
2.	道路防災点検の点検対象外と対応不要と判断した箇所で発生した 災害の特徴と対応策	5
	地質チーム 金井 哲男	
3.	平成28年(2016年)熊本地震で発生した道路災害に関する研究	11
	地質チーム 法水 哲	
4.	大型模型を用いた降雨および水位上昇による河川堤防の浸透に関する研究	15
	土質・振動チーム 秋場 俊一	
5.	貫入土壌硬度計測による吹付けのり面と背面地盤の健全性評価手法の検討	19
	土質・振動チーム 川添 英生	
6.	熊本地震において河川堤防で観測された地震記録の分析	23
	土質・振動チーム 地蔵 智樹	
7.	土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究	29
	施工技術チーム 横山 一輝	
8.	石灰，セメント改良した建設発生土の締固めに関する基礎的検討	35
	施工技術チーム 井上 玄己	
9.	壁面変位による補強土壁の健全性評価に関する研究	39
	施工技術チーム 佐藤 登	
10.	盛土材のこぼれ出しが補強土壁の性能に与える影響	43
	施工技術チーム 新田 武彦	
11.	河床の石の露出高がアユの採餌に及ぼす影響	47
	自然共生研究センター 堀田 大貴	
12.	コンクリート護岸ブロックのテクスチャーに関する 定量的な景観評価方法の提案	51
	自然共生研究センター 手代木 賢治	
13.	平成22年庄原ゲリラ豪雨によって発生した表層崩壊の地形・地質的特徴	55
	火山・土石流チーム 野池 耕平	
14.	平成28年岩手県岩泉町土砂災害での流木の流出と 不透過型砂防堰堤による捕捉実態	59
	火山・土石流チーム 黒岩 知恵	
15.	桜島有村川での観測で得られた土石流表面形状による土石流の水理量推定	63
	火山・土石流チーム 高橋 佑弥	
16.	深層崩壊の発生する恐れのある斜面の岩石からのイオン溶出特性	67
	火山・土石流チーム 森 加代子	
17.	重力変形斜面における空中電磁探査を用いた崩壊深推定手法の検討	71
	火山・土石流チーム 林 幸一郎	
18.	火砕堆積物の物性を踏まえた氾濫解析手法の開発 ～流出解析モデルの高精度化へ向けた試み～	75
	火山・土石流チーム 五十嵐 和秀	
19.	グラウンドアンカーの荷重が増加した斜面の事例調査	79
	地すべりチーム 杉井 良平	

20.	三次元安定解析におけるすべり面強度設定手法の検討	83
	地すべりチーム 森長 晋崇	
21.	地下水排除工の目詰まりと水質、流量の関係	87
	地すべりチーム 石黒 梓	
22.	地震と降雨・融雪による斜面災害の地形地質的特徴と その発生箇所の関係性について	91
	地すべりチーム 後根 裕樹	
23.	一次元地震応答解析による地震時歪発生深度予測手法の検討	95
	地すべりチーム 児玉 浩	
24.	海外における舗装及び土工に関する技術基準のあり方に関する研究	99
	舗装チーム 木村 謙介	
25.	FWDによる普通コンクリート舗装の評価	103
	舗装チーム 松本 健一	
26.	トンネルにおける地震計測の長期的な運用に関する研究	109
	トンネルチーム 岸田 展明	
27.	トンネルの支保構造における基礎的挙動に関する研究	113
	トンネルチーム 坂本 昇	
28.	コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究	117
	橋梁構造研究グループ 林 克弘	
29.	桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬した桁供試体の 耐荷性能評価に関する実験的研究	123
	橋梁構造研究グループ 関口 斉治	
30.	プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と 補強方法に関する研究	127
	橋梁構造研究グループ 久保田 伸一	
31.	液状化地盤における橋台基礎の鋼管矢板壁（側面一体型） による対策工の検証	131
	橋梁構造研究グループ 石田 修一	
32.	既製RC杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の 評価手法に関する解析的研究	135
	橋梁構造研究グループ 鬼木 浩二	
33.	斜面変状の影響を受ける道路橋基礎の構造等の違いによる 安定性への影響に関する数値解析	139
	橋梁構造研究グループ 河村 淳	
34.	ガセットの板厚算定式の見直しに関する研究	143
	橋梁構造研究グループ 小峰 翔一	
35.	革新材料による次世代インフラシステムの構築 — FRP材料を用いたPC・T 桁の試設計およびコスト比較—	147
	橋梁構造研究グループ 関 繭果	
36.	簡易解析モデルによる液状化地盤における橋台基礎の地震時挙動の評価	151
	橋梁構造研究グループ 高橋 宏和	
37.	高強度せん断補強鉄筋を配した 遠心力高強度プレストレストコンクリート杭（PHC杭）の曲げ変形能	155
	橋梁構造研究グループ 宮原 清	

38.	道路橋の点検事業・維持管理事業における統計資料の役割	159
	橋梁構造研究グループ 大山 容一	
39.	道路橋基礎等の部分係数設計法に関する研究	163
	橋梁構造研究グループ 大城 一徳	
40.	橋梁のリスク評価手法に関する研究	167
	橋梁構造研究グループ 今野 貴元	
41.	液状化地盤における橋台基礎の鋼管矢板壁（前面分離型） による対策工の検証	171
	橋梁構造研究グループ 中田 光彦	
42.	モニタリング技術の活用による維持管理業務の高度化・効率化に関する研究	175
	橋梁構造研究グループ 松尾 健二	
43.	支承部に用いられる六角ボルトのせん断載荷試験	179
	橋梁構造研究グループ 高野 真	
44.	側方移動の影響を受けた橋台杭基礎の断面力に関する解析手法の検討	183
	橋梁構造研究グループ 坂下 学	
45.	側方移動の影響を受ける橋台杭基礎の断面力に関する遠心模型実験	187
	橋梁構造研究グループ 田辺 晶規	
46.	気仙大橋の津波によるゴム支承の被害分析	191
	橋梁構造研究グループ 井上 崇雅	
47.	モニタリング技術の活用による維持管理業務の高度化・効率化に関する研究	195
	橋梁構造研究グループ 松林 卓	
48.	表面被覆材の塗布部位の違いが鉄筋腐食抑制効果に及ぼす影響に関する研究	199
	材料資源研究グループ 加藤 智丈	
49.	透気係数や表面吸水速度を用いたコンクリートの 耐久性評価に関する実験的検討	203
	材料資源研究グループ 栗原 勇樹	
50.	省合金二相ステンレス鋼の河川土木分野への適用方法最適化に関する研究	207
	材料資源研究グループ 岡田 修幸	

繰り返し物理探査手法を用いた水分率変化の把握

チーム名等 物理探査技術
氏 名 木佐貫 寛

1. はじめに

古くから地盤の水分率変化を把握する手法として比抵抗モニタリングが適用されてきた。電気の流れにくさを表す比抵抗は、間隙水の導電率、土粒子の導電率、間隙率、飽和度など様々なパラメータで構成される。同じ場所で繰り返し計測することは、変化するパラメータが限定され、現象を単純化して考えることができるという利点がある。筆者は、不飽和地盤における浸透特性把握を目的とし、比抵抗モニタリングを適用することで、人工的に注水した場合や降雨における浸透水の時間・空間的広がりの把握を試みてきた^{1),2),3)}。一般的に、水が地盤中に浸透することで、浸透した領域は低比抵抗へと変化する。このため、水が浸透する前後における比抵抗変化から、浸透水の空間的広がりを把握することが可能である。本稿は、地盤の水分率変化を把握することを目的とし、自動計測機能を付加させた高速電気探査装置を用いて、人工的に注水した場合、降雨前後及び降雨中に観測した比抵抗モニタリングの結果について報告する。

2. 高速電気探査装置を用いた比抵抗モニタリング

従来の電気探査装置は単点通電・多点受信を基本とした測定システムで構成され、計測に多くの時間を要する。このことは、短時間で状況が変わるような物理現象に対しては、計測中に状況が変わることから、現象を正確に把握できないという問題が生じることを意味する。この問題を解決するために、近年、同時多点通電・多点受信が可能な電気探査装置が開発された⁴⁾。これは通信技術の一種である CDMT(Code Division Multiple Transmission)法を電気探査の通電方法に応用したものであり、これまで問題となっていた計測時間が大幅に短縮された。本電気探査装置は、送信 24ch、受信 24ch で構成され、一回の計測で、全 576 のデータを保存する時間を含め 30 秒程度で終了する。図 1 に観測された減衰曲線例、図 2 に同じ場所で同時通電、単点通電で得られたデータを比較したものを示

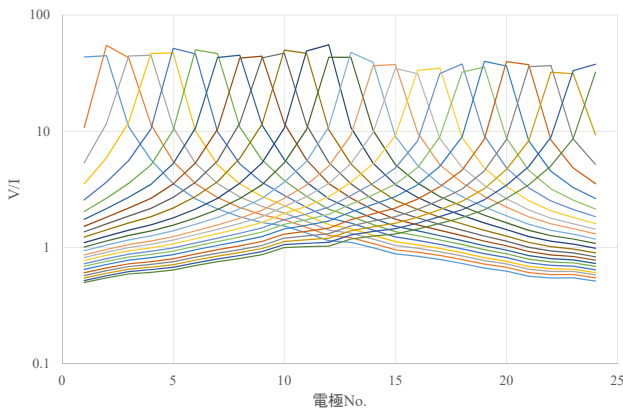


図 1 観測データ例

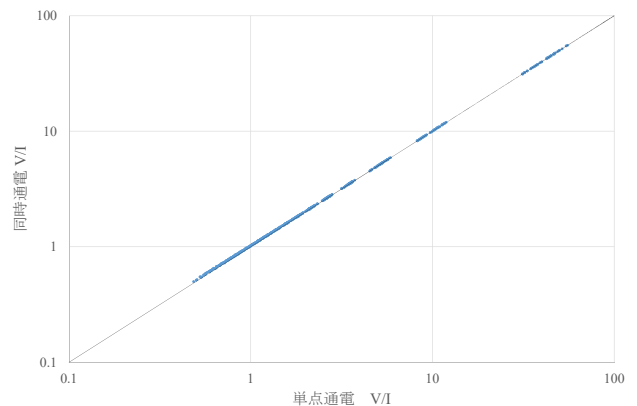


図 2 単点通電データと同時通電データの比較

す。本装置で使用可能な電極配置は二極法である。二極法で得られた減衰曲線は、隣り合う曲線が交差することは理論的に生じないことから、この点を確認することがデータ QC につながる。昨年度は計測データに減衰曲線の交差が多々見られたが、現場計測条件や同時通電データから個々の情報に分離する方法を検討し、解決策を示した⁵⁾。図2は同じ場所、同じ電極・ケーブルを用いたときに、単点通電で観測された V/I と同時通電で観測された V/I を比較したものである。両者は同程度の値を示しており、同時通電で得られた観測データが従来の手法と同程度の値を示すことが分かる。このことは、同時多点通電法を用いた高速電気探査装置は、データの品質を劣化させることなく、計測時間のみを短縮することができたと判断できる。

3. 浸透モニタリング

土木研究所内に設置された模擬堤防を対象とし、浸透モニタリングを実施した。図3に計測状況の写真を示す。天端に長さ2.3m、幅0.3m、深さ0.2mの溝を掘り、溝に注水することで盛土内へ水を浸透させた。この時、溝内の水位が一定の15cmになるように、タンクからの注水量を調整した。本浸透モニタリングは、堤防横断方向に比抵抗トモグラフィ、S波トモグラフィの測線を配置し、堤防法肩付近に表面波探査測線、及び、天端で地中レーダ探査を実施した。本稿は、比抵抗トモグラフィの結果について述べる。比抵抗トモグラフィの測線は、溝の中央部を横断させ、電流電極を24個、電位電極を24個、25cm間隔で交互に配置した。通電電流は5mAとした。

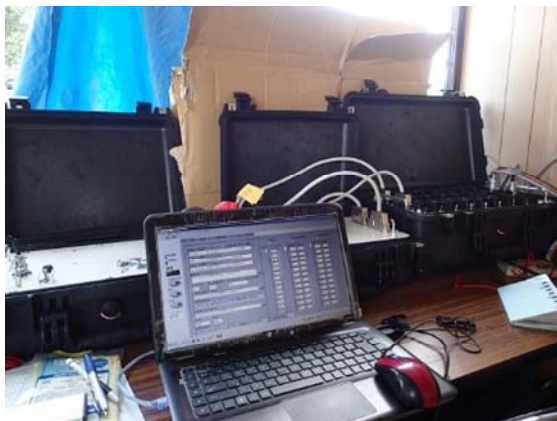


図3 比抵抗モニタリング計測状況（上：測定本部、下：注水状況）

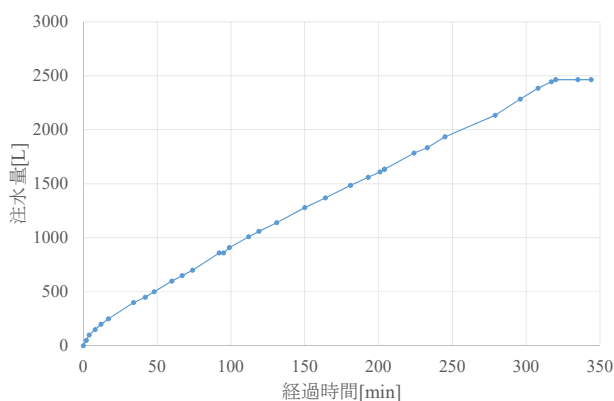


図4 経過時間と注水量

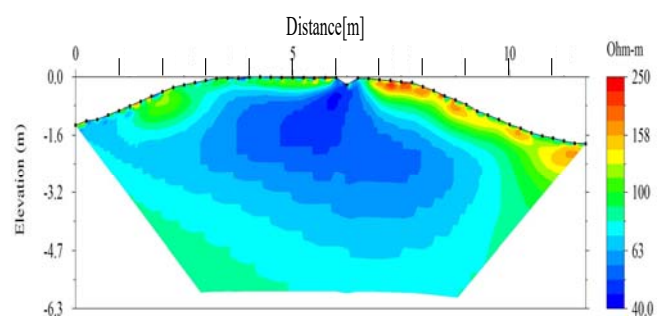


図5 注水前における比抵抗構造

図4に経過時間と注水量の関係を示す。注水は320分間実施し、盛土内に約2500L注水した。注入した水は10Ωm程度であった。浸透の様子を比抵抗トモグラフィにより1分間隔でモニタリングした。図5に注水前に測定した比抵抗構造を示す。解析にはAGI社製のEarthImager2Dを使用した。得られた比抵抗構造を見ると、盛土表層は100Ωmを超える比抵抗を示し、相対的に高比抵抗であることが分かる。一方、盛土内部は、50Ωm程度であり相対的に低比抵抗であることが分かる。注水後の解析は、図5の注水前の比抵抗構造を初期モデルとして与えた。図6に注水後の比抵抗変化率断面を示す。比抵抗変化率は次の式より求めた。

$$\text{変化率[\%]} = \frac{(\text{注水後比抵抗構造} - \text{注水前比抵抗構造})}{\text{注水前比抵抗構造}} \times 100 \quad (1)$$

図6に示す青の領域は比抵抗が低下した範囲であり、すなわち、注入した水が浸透した範囲である。浸透水は時間の経過とともに、浸透領域を拡大させ、下方だけでなく、水平方向へ広がって浸透したことが分かる。このような浸透領域の拡大は、地盤の透水係数と関係がある。現時点では、比抵抗変化より浸透水の浸透過程を把握することにとどまるが、比抵抗変化を体積含水率の変化として表すことで、定量的解釈が可能となる。

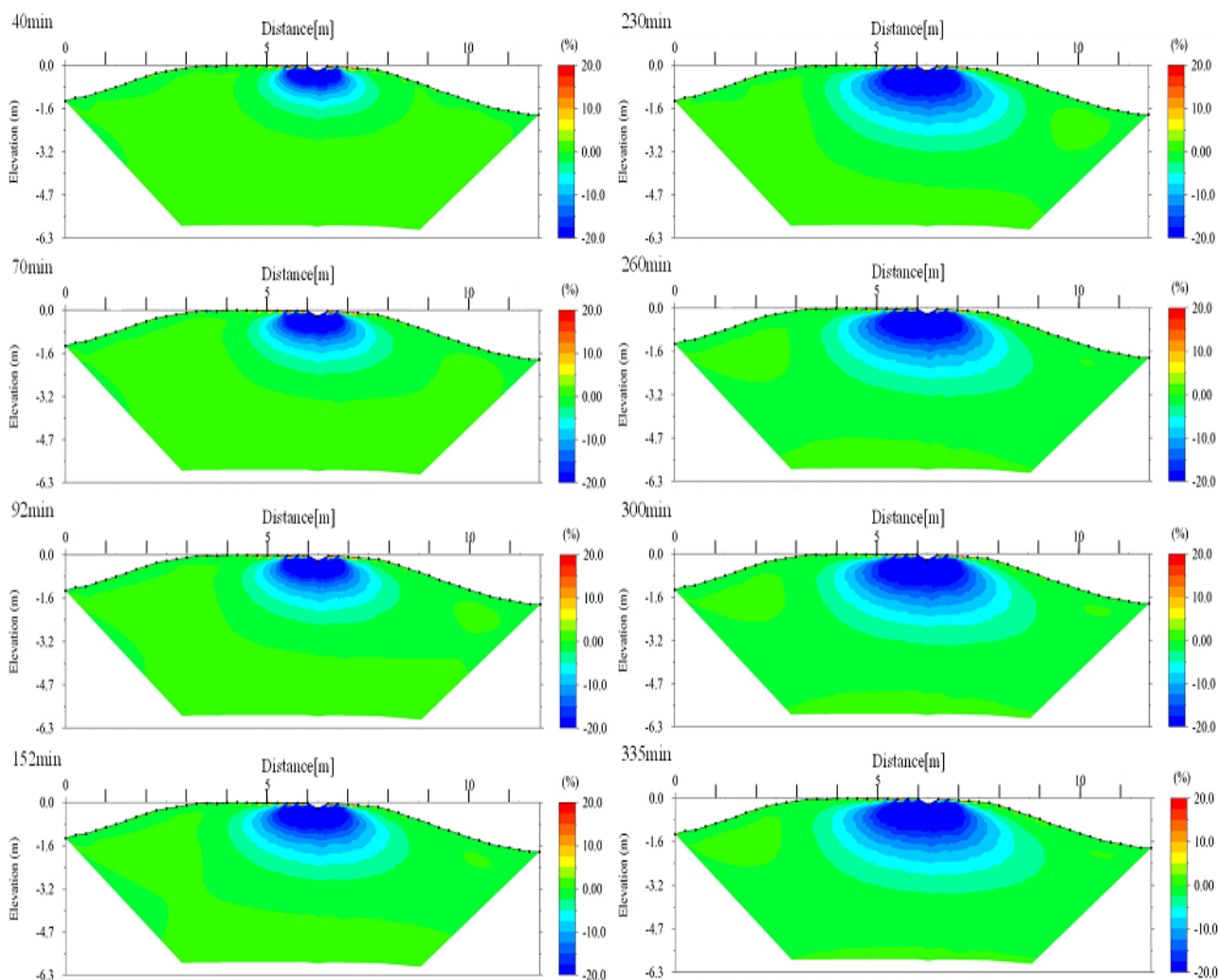


図6 比抵抗変化率

4. まとめ

本浸透実験は、電流 24ch、電位 24ch の組み合わせだけで計測したことで、一分間隔の計測を実現することができた。解析時は 5 分間隔で処理し、最終的に 68 断面を得、動画を作成することで、水の浸透過程を詳細に把握することができた。

本計測では、天端からの浸透実験終了後、引き続き 30 分間隔で乾燥過程のモニタリングを実施した。その間に二度の降雨を観測した。図 7 は、降雨後における比抵抗変化率断面と電極間隔 75cm の組み合わせにおける V/I の時系列データである。降雨により、盛土に深度 2m 程度まで降雨水が浸透したことが分かる。また、 V/I の時系列変化を見ると、9 月 16 日 16 時頃までの V/I の低下は、人工注水により低下したものであり、その後、乾燥することで V/I が上昇する傾向が認められる。また、9 月 7 日の 6 時ごろから雨が降り始め、9 時 30 分ごろに V/I が低下していることが分かる。9 月 8 日の 2 時頃にも降雨が観測されており、その降雨浸透水により V/I は低下した。水が供給されることで、観測される V/I の変動、及び乾燥する様子が V/I の時系列変化からも明らかである。雨が降り始めてから、 V/I がわずかに上昇する組み合わせがあるが、これが物理現象を捉えているのか、それとも計測方法に問題が生じているのか、検討中である。

今後は、室内試験や土壌水分計と組み合わせた計測を実施することにより、比抵抗と体積含水率の関係を明らかにし、比抵抗変化率断面を体積含水率変化断面へと変換する予定である。

所属：応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) Kisanuki, K., Inazaki, T. and Imamura, S., "3D time-lapse resistivity monitoring of water infiltration into a model levee by means of a high-speed resistivity measurement tool", Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2016, 446-449, 2016.
- 2) 木佐貫寛・稲崎富士・尾西恭亮, 「模擬堤防を用いた水の浸透モニタリング」, 物理探査学会第 135 回学術講演会論文集, 1-4, 2016.
- 3) 木佐貫寛・稲崎富士・今村杉夫, 「不飽和地盤における水の浸透モニタリング」, 地盤工学会誌, Vol165-No.1, 20-23, 2017.
- 4) Imamura, S., Inazaki, T., Kita, T. and Sakanishi, K., "Development and application of improved high-speed resistivity profiling system using code division multiple transmission", Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium, 68-71, 2013.
- 5) 木佐貫寛・稲崎富士・今村杉夫・坂西啓一郎, 「高速電気探査装置を用いた現場計測事例」, 物理探査学会第 134 回学術講演会論文集, 55-58, 2016.

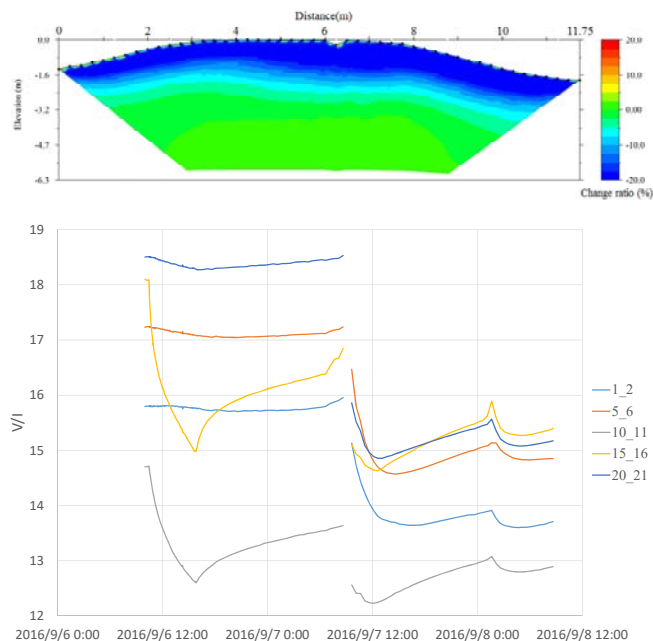


図 7 降雨における比抵抗変化率と V/I 時系列変化

道路防災点検の点検対象外と対応不要と判断した箇所が発生した災害の特徴と対応策

チーム名 地質・地盤研究グループ 地質チーム

氏名 金井 哲男

1. まえがき

道路防災点検は、1968年8月に発生した飛騨川バス転落事故を契機として、道路防災の基礎資料を取得すること、さらにそのデータを道路管理へフィードバックすることを目的に全国の直轄国道を中心に実施されてきた。

全国の直轄国道では、この点検で抽出された要対策箇所の対策により、防災対策進捗率が向上してきたため、近年道路災害が減少する傾向にある。ただし、近年道路で発生した災害は、その半数以上が道路防災点検の点検対象外や対応不要のいわゆる“想定外の箇所”で発生しており、改めて道路防災点検の危険箇所抽出方法や判断方法の改善が求められている。

国立研究開発法人土木研究所は、こういった課題に対応するため、平成20年度から道路斜面災害事例の継続的な収集、分析、現地調査を行い、現場にフィードバックするスキームの運用を行ってきた。

本研究は、道路防災点検の点検対象外や対応不要とされた箇所が発生した災害の原因を分析し、災害発生時の降雨特性と原因から防災点検における危険斜面の抽出精度向上のための対応策を提案した。また、対応策の実施により期待される災害捕捉率の向上効果を示した。

2. 研究目的

本研究は、道路防災点検の点検対象外や対応不要とされた箇所が発生したいわゆる“想定外の災害（見逃し災害・判断ミスの災害）”の危険性を有する斜面を点検で事前に捕捉することを目的に、平成20～23年に全国の直轄国道で発生報告のあった115件の災害（表-1）の特徴を整理し、それらの災害の原因分析をもとに災害を捕捉する対応策を提案した。

3. 研究方法

3.1. 見逃し災害と判断ミスの災害の定義

本研究は、想定外の災害に着目して検討するため、道路防災点検で対応不要と判断した箇所が発生した災害を“判断ミスの災害”^{注)}、過去に点検対象に挙がったことのない箇所が発生した災害を“見逃し災害”、さらに要対策箇所・カルテ対応箇所が発生した災害は、“捕捉されていた災害”としてそれぞれの特徴を検討した。

3.2. データ収集方法と対象災害数

検討対象は、表-1に示すH20～H23年の4年間に直轄国道で発生報告があった115件である^{1)～4)}。

表-1 検討対象とした H20～23 に発生した直轄国道災害の評価（被災直前の評価）

	要対策	カルテ対応	対応不要	点検対象外	総計
A:自然斜面崩壊	5	5	6	12	28
A:切土のり面崩壊	7	6	3	16	32
A:落石	1	5	3	1	10
B:岩盤崩壊	1	0	1	2	4
C:地すべり	0	0	0	0	0
E:土石流	2	4	1	4	11
F:盛土	1	4	1	23	29
H:橋梁	0	0	0	1	1
総計	17	24	15	59	115

注) “判断ミスの災害”は、被災直前の防災点検で対応不要とされた箇所だけでなく、H8点検時に対応不要とされ、被災前の点検時には点検対象外とされた箇所も含まれている。そのため、厳密には“判断ミスの災害”箇所と被災直前の点検で対応不要とされた箇所は異なっている。

4. 研究結果

4.1. H20-H23の直轄国道災害の状況

4.1.1. 道路防災点検の災害捕捉率

H20～H23に発生した災害は、“見逃し災害”と“判断ミスの災害”で発生したいわゆる“想定外の災害”が64%である(図-1)。

4.1.2. 見逃し災害と判断ミス災害の捕捉すべき災害種別

“見逃し災害”は、盛土崩壊が多く、“判断ミスの災害”は、自然斜面崩壊が多い(図-2)。一方“捕捉されていた災害”は、どの災害種別でもまんべんなく発生している(図-3)。全災害に占める“見逃し災害”“判断ミスの災害”“捕捉されていた災害”の割合を以下に示す。

- ・“見逃し災害”(道路防災点検の対象外)の比率が高い災害種別 ⇒ 盛土崩壊の約80%、切土のり面崩壊の約50%が“見逃し災害”である(図-4)。
- ・“判断ミスの災害”(道路防災点検で対応不要と判断された箇所)の比率が高い災害種別 ⇒ 自然斜面崩壊の約30%、落石の約30%、岩盤崩壊の50%が“判断ミスの災害”である(図-5)。
- ・“捕捉されていた災害”(道路防災点検で要対策、カルテ対応とされていた箇所)の比率が高い災害種別 ⇒ 災害種別にかかわらず、発生している(図-3)。

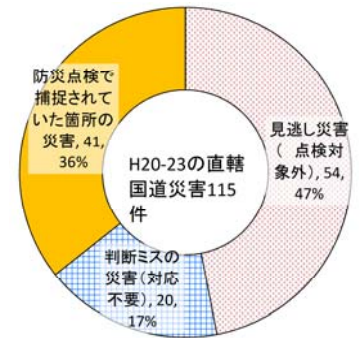


図-1. 直轄国道災害における想定外の災害と捕捉されていた災害の割合

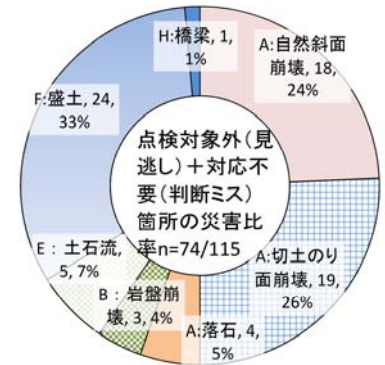


図-2 見逃し災害と判断ミス災害の災害種別(想定外の74災害)

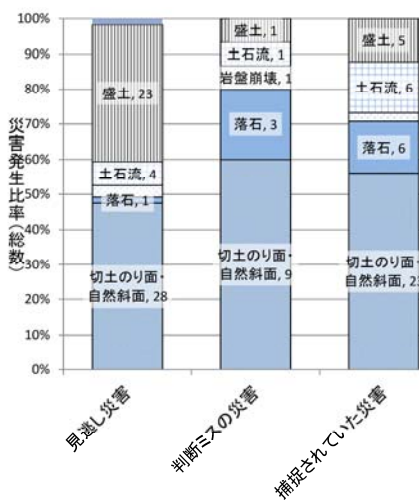


図-3 直轄国道災害における見逃し災害・判断ミスの災害・捕捉されていた災害の災害種別(H20-H23全災害)

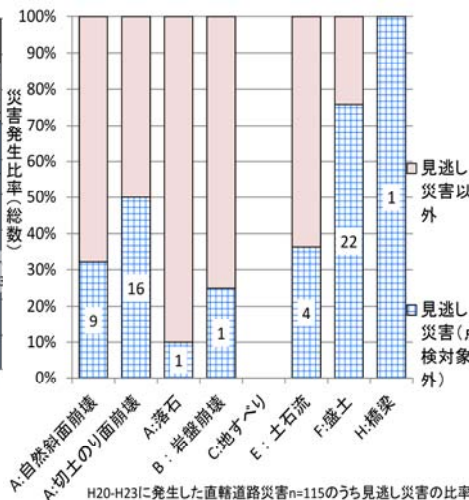


図-4 直轄国道災害における見逃し災害(点検対象外)の災害数及び割合(見逃し災害:54事例)

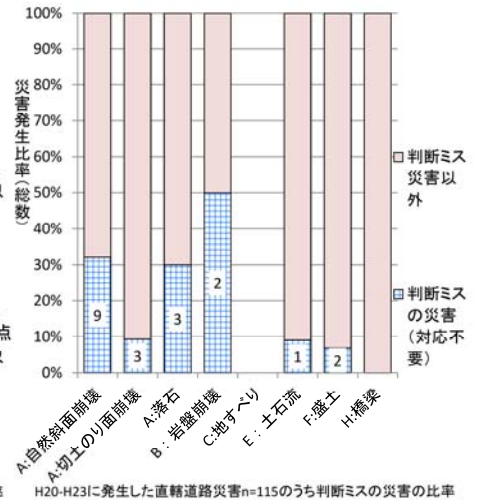


図-5 直轄国道災害における判断ミスの災害(対応不要)の災害数及び割合(判断ミスの災害20事例)

4.2. 見逃し災害と判断ミス災害の災害発生降雨の特徴

土木研究所では、ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法について検討を行っている。本研究は、平成20～23年に直轄国道で発生した報告があった降雨災害115件を“見逃し災害”、“判断ミスの災害”、“捕捉されていた災害”に区分し、それぞれについて災害時降雨の生起確率と前述の土木研究所で実施中の研究⁵⁾による降雨区分を用いた整理を行った。

4.2.1. 災害発生時の生起確率

災害が短時間雨量と長時間雨量のいずれの影響を受けているかを検討するため、災害発生時の時間雨量（災害発生前24時間以内の最大時間雨量）生起確率と災害発生前24時間の累積雨量生起確率の比較を行った。

“見逃し災害”は、長期降雨・短期降雨のいずれの生起確率でも発生している（図-6）。一方“判断ミスの災害”は、24時間累積雨量の生起確率が低く、時間雨量が高い領域で多く発生している（図-7）。このことは、“判断ミスの災害”において、点検技術者が短時間豪雨で発生する危険要因に対する判断を誤っている場合が多いことを示している。

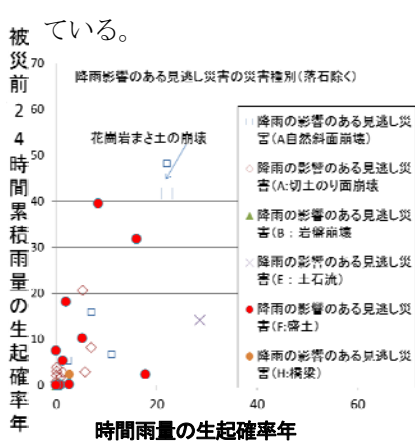


図-6 H20～H23 に発生した見逃し災害の生起確率分布（H20～H23の全災害のうち、降雨以外の影響を受けた可能性があるものと落石を除いた40事例）

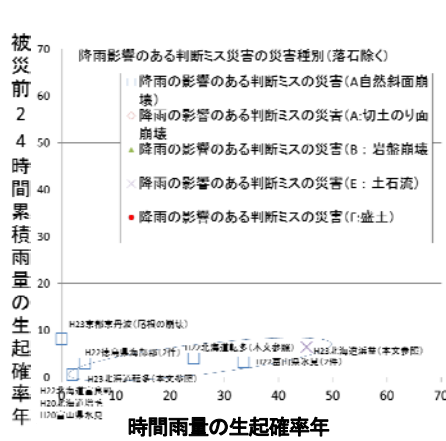


図-7 H20～H23 に発生した判断ミスの災害の生起確率分布（H20～H23の全災害のうち、降雨以外の影響を受けた可能性があるものと落石を除いた10事例）

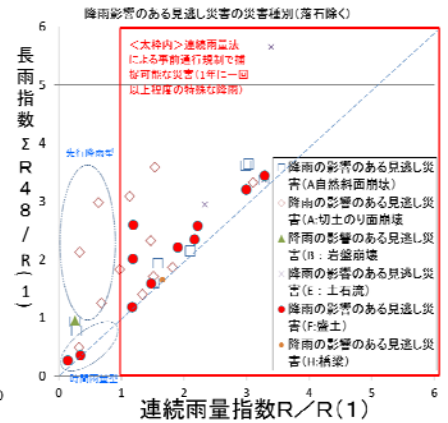


図-8 連続雨量指数と長雨指数の関係図（見逃し災害）

4.2.2. 災害の先行降雨の影響

災害発生時の降雨以前の先行降雨の影響を検討するため、連続雨量指数と長雨指数⁵⁾の比較を行った。図-8、図-9に示した連続雨量指数 $R/R(1)$ は、災害発生時の連続雨量を災害発生時連続雨量期間における生起確率1年に相当する連続雨量で除した指数であり、長雨指数 $\Sigma 48/R(1)$ は、災害発生時の48時間連続雨量を災害発生時連続雨量期間における生起確率1年に相当する連続雨量で除した指数を示している。図の破線上の領域（長雨指数=連続雨量指数）の災害は、先行降雨のない降雨災害を示している。“見逃し災害”は、自然斜面崩壊や土石流を除くと、災害発生降雨以外にも48時間以内に降雨があったものが多いことがわかる（図-8）。一方、“判断ミスの災害”は、先行降雨がなく、短期間の強い降雨で発生したものが多く（図-9）。

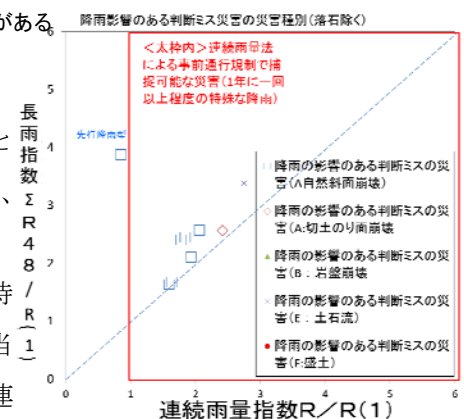


図-9 連続雨量指数と長雨指数の関係図（判断ミスの災害）

4.2.3. 判断ミスの災害を減らすためには

“判断ミスの災害”箇所踏査の結果、この災害は、以下に示す①～④の原因で発生しており、特に集水面積が小さい箇所の判断ミス、もともと安定性の低い箇所を判断ミスしたことによる被災

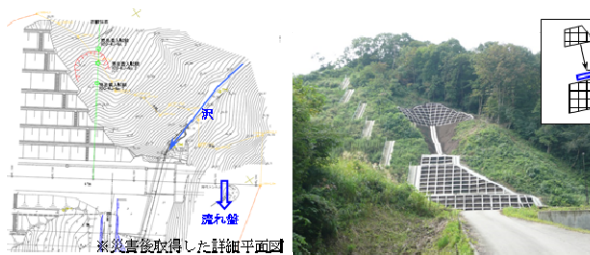


図-10 せまい集水地形で崩壊した事例



図-11 もともと不安定な土砂・岩盤が不安定化（法枠施工範囲が不足していた）

が半数以上を占めることがわかった。

- ①狭い集水地形 (0.005 km²程度) や小規模な溪流 5 件 (図-10)
- ②もともと不安定な土砂・岩盤の不安定化 3 件 (図-11)
- ③集中豪雨に伴う斜面の不安定化 1 件
- ④大規模な集水地形がある箇所 1 件

“判断ミスの災害”を低減するためには、①～④の条件に該当する箇所の抽出が重要である。

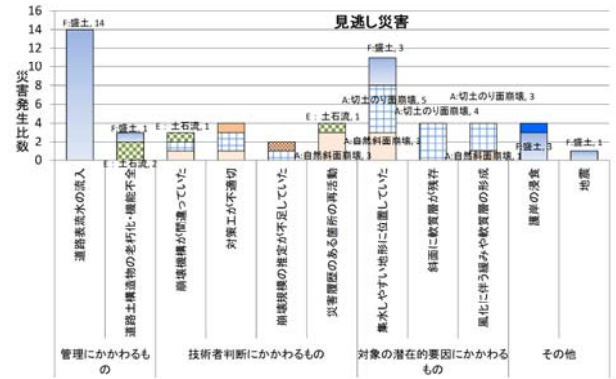


図-12 見逃し災害の発生原因

4.3. 災害発生原因から推定される見逃し災害と判断ミス災害の捕捉率向上策

前章で実施した雨量分析は、最も多く発生している“見逃し災害”を捕捉するための着眼点を見出すことはできなかった。そこで、本研究では、“見逃し災害”と“判断ミスの災害”の74事例について災害発生原因に着目して災害記録調査と現地踏査を行い、それぞれの原因と対応策を検討した。

4.3.1. 見逃し災害・判断ミスの災害の原因

図-12は、“見逃し災害”における災害発生数を原因ごとに区分したものである。

“見逃し災害”の主な発生原因は以下である。

- ①道路表流水の流入によるもの (14件/見逃し災害54件 図-13左)
- ②集水しやすい地形に位置していたもの (11件/見逃し災害54件 図-13右)

“見逃し災害”は、道路表流水の流入と集水地形を原因とするものが全体の半数 (25件/54件) を占めており、これら二つの要因を重視して点検することが、災害捕捉率を向上させる効率的な方法であることがわかる。

図-14は、“判断ミスの災害”の災害発生原因である。

- ①崩壊機構が間違っていた (6件/20件 図-15)
- ②対策工が不適切 (4件/20件)

“判断ミスの災害”は、さまざまな原因があるものの、既設対策工などの効果により十分対応可能であると判断されていた箇所が被災する事例が大半を占めている。

4.3.2. 見逃し災害・判断ミスの災害の捕捉率向上対応策

災害記録調査と現地踏査で得られた“見逃し災害”と“判断ミスの災害”の発生原因から対応策を検討した (図-16)。想定外の災害 (“見逃し災害” + “判断ミス

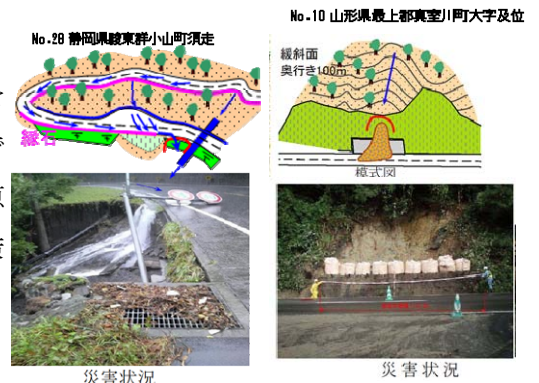


図-13 道路表流水の流入と集水しやすい地形

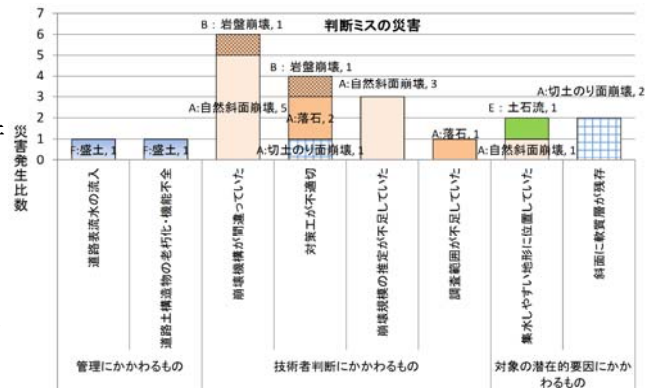


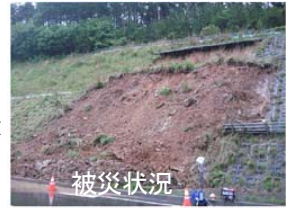
図-14 判断ミスの災害の原因



図-15 崩壊機構が不適切な事例 (大規模な岩盤崩壊は想定外)

“判断ミスの災害”は、先行降雨のない短時間豪雨で発生していることが確認され、点検技術者が短時間豪雨で発生する危険要因に対する判断を誤っている場合が多いという課題が示された。

点検技術者が判断を誤りやすい短時間豪雨における主な危険要因は、①小規模な溪流や狭い集水地形の影響の判断ミスや、②もともと危険性が高い斜面であることを見落としていたことにあり、今後は、これらについても点検で着目することが重要である。



5.2. 見逃し災害と判断ミスの災害の捕捉率向上対応策

災害発生原因の分析から“見逃し災害”と“判断ミスの災害”は、①レーザープロファイラや空中写真による0次谷や集水地形の抽出や、②道路表流水の流入跡の確認を優先して実施することが、災害捕捉率を最も効率よく向上させる方法であることがわかった。



6. 謝辞

本研究の実施にあたっては、地質・地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員、浅井健一総括主任研究員をはじめ、チームの方々からご指導いただいた。また、災害と先行降雨に関する区分・指数は、土質・振動チームの加藤主任研究員から平成28年度プログラム研究「ゲリラ豪雨や急激な融雪等へ対応する道路のり面・斜面の合理的な管理手法に関する研究」の研究成果をもとに指導をいただいた。さらに国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室、各地方整備局には、事例収集等に多大なご協力をいただいた。上記の方々に、ここに記して深く感謝いたします。

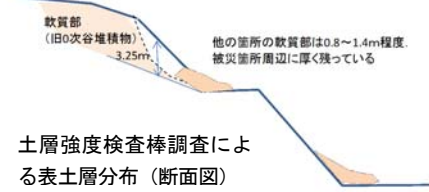


図-18 空中写真を判読による0次谷の抽出により危険斜面を想定した事例

所属：応用地質株式会社 金井哲男

<参考文献>

- 1) 土木研究所地質・地盤研究グループ地質チーム、「平成20年度直轄国道斜面災害の特徴」、独立行政法人土木研究所、平成22年11月
- 2) 土木研究所地質・地盤研究グループ地質チーム、「平成21年度直轄国道斜面災害の特徴」、独立行政法人土木研究所、平成24年2月
- 3) 土木研究所地質・地盤研究グループ地質チーム、「平成22年度直轄国道斜面災害の特徴」、独立行政法人土木研究所、平成24年10月
- 4) 土木研究所地質・地盤研究グループ地質チーム、「平成23年度直轄国道斜面災害の特徴」、独立行政法人土木研究所、平成26年2月
- 5) 川添英生・加藤俊二・佐々木哲也・金井哲男・浅井健一、「豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析」、平成29年度土木学全国大会講演集（投稿中）、平成29年
- 6) 金井哲男・浅井健一・佐々木靖人・法水哲「土層強度検査棒を用いた危険斜面抽出方法」、平成28年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、P13、PP169-170、平成28年

平成 28 年(2016 年)熊本地震で発生した道路災害に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 法水 哲

1. まえがき

近年の豪雨や地震では、同時多発的に発生する道路災害に伴い道路ネットワークが分断され、その後の復旧活動の妨げとなる場合が多い。これら既往災害事例を分析し、得られた知見・教訓を今後の道路防災に生かすことで、豪雨や地震時の道路災害の軽減、道路交通の早期復旧に貢献することは重要である。地質チームでは「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震」や「平成 23 年 紀伊半島大水害」等の近年の豪雨や地震に伴う道路災害事例を分析し、得られた知見・教訓を提言してきた。

平成 28 年(2016 年)熊本地震(以下、熊本地震)では、平成 28 年 4 月 14 日 21 時 26 分に Mj6.5(前震)、さらに、4 月 16 日 1 時 25 分には Mj7.3(本震)の地震の他、多くの地震が発生した。これに伴い、多数の道路災害が発生し、道路交通ネットワークが長期にわたり分断され、その後の復旧活動や日常生活に支障をきたした。そこで、この熊本地震における道路災害を対象として事例分析を行った。

2. 研究目的

本研究では、熊本地震で発生した道路災害事例について空中写真等を利用して収集・分析を行った。次に、特徴的な斜面災害事例を主体に現地調査を行い、得られた課題や教訓について整理し、今後の道路防災へ反映することを目的として実施したものである。

3. 研究方法

(1) 事例収集

道路交通規制開始年月日(前震・本震被害の判別可能)が整理されている熊本県防災情報ホームページ¹⁾の「災害に伴う道路情報」4 月 19 日 23 時 00 分を研究対象の基本情報とした。

(2) 災害位置・規模等の確認

Google Earth(2016/4/15、2016/4/20)、地理院地図(電子国土 Web)(2016/4/15～2016/4/20)を用いて道路災害位置や規模を特定した。

(3) 道路災害種別の分類

熊本県防災情報 HP に整理されている規制原因/規制種別について、本研究にあたって表-1 のとおり道路災害種別を分類した。

(4) 前震、本震の区別

熊本県防災情報 HP に整理されている規制開始日時を用いて、規制開始日時が 4/15 までを前震による道路災害、規制開始日時が 4/16 以降のものを本震による道路災害として整理した。

表-1 道路災害種別

災害種別
落石
崩壊(自然斜面)
崩壊(のり面)
橋梁被害(段差等)
路面変状(盛土含む)
トンネル変状

4. 研究結果

4.1 道路災害形態

前震および本震における道路災害（189箇所）の形態（図-1）は、路面変状（盛土含む）が31.2%と最も多く、続いて崩壊（自然斜面）が26.5%、橋梁変状が18.5%、落石が16.4%、崩壊（法面）が6.9%、トンネル変状が0.5%となった。斜面災害（落石、崩壊）が49.8%と約半数を占める。

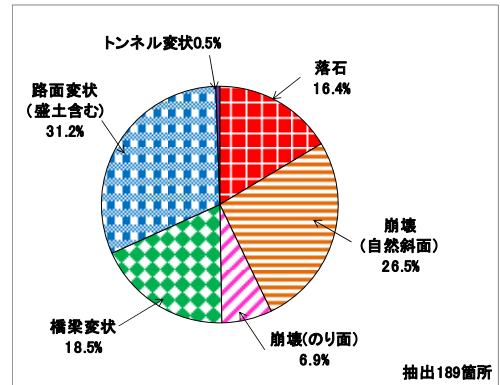


図-1 道路災害形態（前震+本震）

4.2 道路災害発生震度

(1) 前震被害

道路災害は震度5強をピークとして約80%が震度5強以上で発生している。橋梁変状や路面変状は概ね震度5強以上で発生しているが、落石、崩壊（自然斜面）は震度5弱以下でも多く発生している（図-2）。また、橋梁、路面変状は震源断層沿いで多く発生しているが、落石は震源断層から20km以上離れた震度5弱以下の山都町で多く発生している（図-4）。

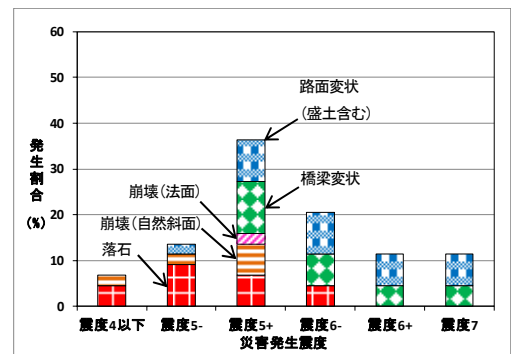


図-2 前震で発生した道路災害割合

(2) 本震被害

道路災害は震度6弱をピークとして道路災害の約90%が震度5強以上で発生している。橋梁変状は概ね震度6弱以上で発生しているが、路面変状、落石は震度5強以下でも多く発生している（図-3）。西原村・南阿蘇村では斜面崩壊が、御船町・美里町・山都町では落石や岩盤崩壊が多数発生している（図-5）。

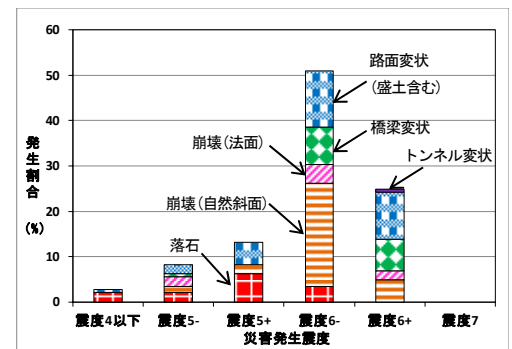


図-3 本震で発生した道路災害割合

*1 震源断層（図-4、図-5）：断層と道路災害位置のおおよその距離をGIS上で計測するため、池田ほか²⁾、中田ほか³⁾、活断層研究会⁴⁾による活断層、国土地理院⁵⁾による干渉SARを参考として破線で表記した

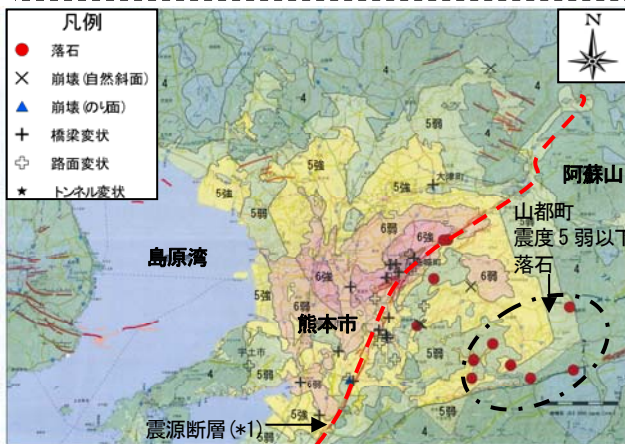


図-4 前震で発生した道路災害位置図（44箇所）

（J-RISQ地震速報⁶⁾（4月14日21:26）に加筆）

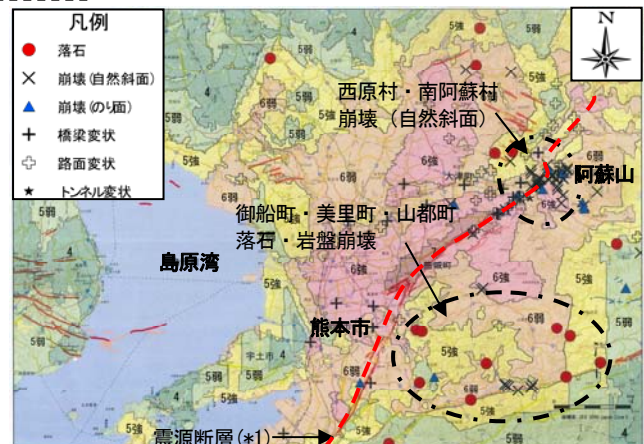


図-5 本震で発生した道路災害位置図（145箇所）

（J-RISQ地震速報⁶⁾（4月16日1:25）に加筆）

4.3 震源断層と道路災害の距離

震源断層と道路災害の関係(図-6)では、震源断層から離れるに伴い道路災害箇所は減少し、震源断層から8km以内に災害の約70%が発生している。震源断層から8km~20kmを超える距離においても落石、崩壊(自然斜面)を主体として災害は発生している。

また、震源断層と災害形態の関係(図-7)に着目すると、崩壊(自然斜面・法面)、橋梁変状、路面変状(盛土含む)は震源断層から10km以内で75%以上が発生しているのに対して、落石は40%に満たない。これは、震源断層から離れた震度5弱以下の地域において、多数の落石が発生したためであり、地形・地質の影響が考えられる。

4.4 道路災害密度

道路災害密度(道路延長1kmあたりの災害発生箇所)に着目すると(図-8)、震度7の災害密度は、前震が1箇所/2.4kmに対して本震で災害は確認されていない。その理由としては、①本震の震度7のエリアが平地に多く分布していたこと、②震度7のエリアは前震でも震度6弱~震度7の地震を経験していたこと、③前震の被害や家屋の倒壊等によりすでに道路交通規制が行われており、新たな道路災害を把握できなかったことが考えられる。

4.5 道路斜面災害の概要と得られた教訓

現地調査実施箇所を図-9に示し、各地区の概要を以下にとりまとめ、得られた教訓について表-2に整理した。

- ①南阿蘇・西原地区：黄褐色軽石層と黒ボク付近を境界とした脆弱な斜面での流動性崩壊を確認した。また、震源断層付近では、路面変状・盛土崩壊・橋梁変状が多数発生している。
- ②御船地区：硬質な砂岩や溶結凝灰岩が分布し、亀裂間隔が50cm~2mの塊状岩盤が急崖を形成している。地震動により浮石の落下や岩盤崩壊が発生し、一部では既設対策工のモルタル吹付工やロープ伏工の破損が認められた。
- ③美里地区：溶結凝灰岩ならびに火山礫凝灰岩を主体とした亀裂性岩盤の急崖での岩盤崩壊や落石が多い。冷却節理の発達した箇所や、軟質岩上部に塊状岩盤が分布するキャップロック構造が崩壊素因となっている。

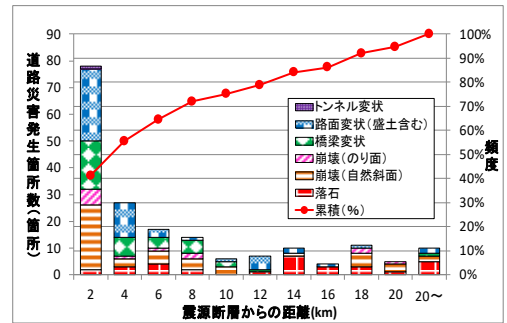


図-6 震源断層からの距離と道路災害割合

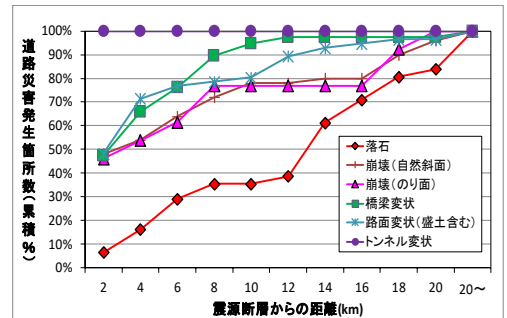


図-7 震源断層からの距離と災害形態

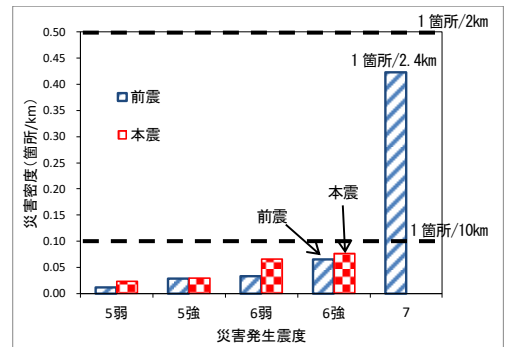


図-8 震度別道路災害密度

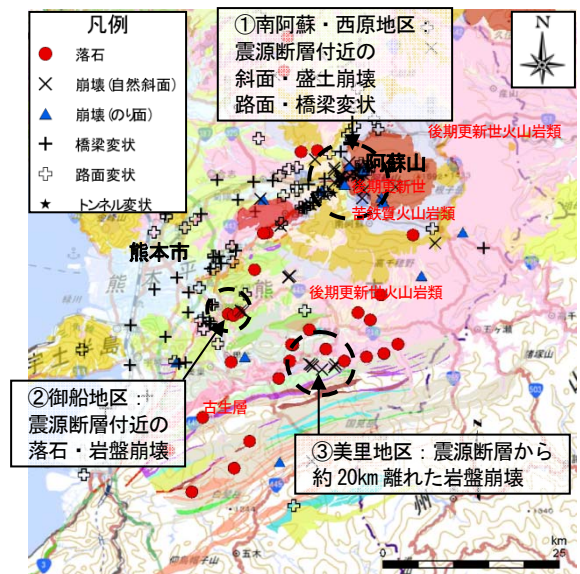


図-9 地質と道路災害位置図

(産業技術総合研究所シームレス地質図7)に加筆

表-2 道路斜面災害から得られた教訓

	教訓 1	教訓 2	教訓 3	
教訓	災害発生機構・規模想定精度向上 大きな地震動による災害発生機構や規模の想定精度を向上する必要がある。	災害履歴、既設対策工の維持管理 道路管理にあたっては災害履歴に着目するとともに、既設対策工の老朽化対策、維持管理を適切に行っていくことが重要である。	地形・地質および地盤の工学的特性と災害の関係	
			地形・地質	地盤の工学的特性
特徴	地震に伴い想定と異なる機構や規模の大きな災害が発生し、道路土工構造物が被災した事例が多く含まれている。	過去に履歴のある箇所で落石が発生し、既設対策工が破損した。	特定の地形・地質で、集中的に道路災害が発生 ①南阿蘇・西原地区の黒ボクを含む降下火砕物の分布する緩傾斜丘陵地 ②美里地区の溶結凝灰岩が分布する急傾斜斜面	亀裂面方向、状態、変形、緩み状況に注意して斜面の危険度評価を実施する必要がある。 道路に平行な高角度亀裂が発達した斜面や軟質岩上部に塊状岩盤が分布するキャップロック構造で崩壊が多く発生している。

5. 結論

熊本地震における道路災害を研究した結果、以下の知見を得た。

- ・道路災害は震度5強以上で、前震は約90%、本震は約80%が発生しているが、前震では震度5弱以下でも落石災害は比較的多く発生している。
- ・震源断層から8km以内に道路災害の約70%が発生しているが、落石については8km～20kmを超える距離においても発生している。これは、元々緩んでいた浮石が今回の地震で落下したものと考えられる。
- また、道路災害事例から得られた今後の道路管理上の教訓は以下のとおりである。
- ・大きな地震動による災害発生機構や規模の想定精度を向上する必要がある。
- ・災害履歴に着目するとともに、既設対策工の老朽化対策、維持管理を適切に行っていくことが重要である。
- ・地形地質および地盤の工学的特性に注意して斜面の危険度評価を実施する必要がある。

6. 謝辞

地質・地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員（現地質研究監）、浅井健一総括主任研究員（現上席研究員(特命事項担当)）をはじめ、地質チームの方々からご指導をいただいた。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社エル・コーエイ

<参考文献>

- 1) 熊本県防災情報ホームページ：災害に伴う道路情報（4月19日23時00分現在）
(http://cyber.pref.kumamoto.jp/bousai/Content/asp/topics/topics_detail.asp?PageID=14&ID=1177&type=1)
- 2) 池田安隆・千田昇・中田高・金田平太郎・田力正好・高沢信司：1:25,000 都市圏活断層図「熊本」 国土地理院技術資料 D1-No. 3 国土地理院ウェブサイト, 2001 (http://www.gsi.go.jp/bousaichiri/11_kyusyu.html)
- 3) 中田高・岡田篤正・千田昇・金田平太郎・田力正好・高沢信司：1:25,000 都市圏活断層図「八代」 国土地理院技術資料 D1-No. 388 国土地理院ウェブサイト, 2001 (http://www.gsi.go.jp/bousaichiri/11_kyusyu.html)
- 4) 活断層研究会：新編 日本の活断層 102 熊本, p358-363, 1991
- 5) 国土地理院：国土地理院ウェブサイト だいち2号干渉SARによる変動の検出について
(<http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27-kumamoto-earthquake-index.html>)
Analysis by GSI from ALOS-2 raw data of JAXA
- 6) 国立研究開発法人 防災科学研究所：ウェブサイト J-RISQ 地震速報 (<http://www.j-risq.bosai.go.jp/report/>)
- 7) 産業情報産業技術総合研究所地質調査総合センター：20万分の1日本シームレス地質図（2015年5月29日版）

大型模型を用いた降雨および水位上昇による河川堤防の浸透に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 秋場 俊一

1. まえがき

河川堤防の浸透に対する安全性照査においては、河川水位や降雨の外力を与えた非定常浸透流解析を実施し、得られた浸潤線をもとに円弧すべり計算を行うほか、局所動水勾配等によってパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている。ここでの降雨外力は、1mm/hr の降雨を一定時間与えて初期状態を作った上で洪水時の降雨として10mm/hr を与えるものである。浸透流解析においては、堤体の透水係数がやや小さい場合には1mm/hr の降雨を一定時間与えることで堤体の大部分が飽和する解析結果が得られ、洪水時の外力が浸透安全性に影響しないことも散見される。一方で実際の降雨の堤体内への浸透挙動に関する知見は少なく、浸透流解析の結果は実際よりも浸透し易いとの報告もある。また、実際の河川堤防の被災事例をみると、のり尻の比較的浅い部分が崩壊した後、のり面上部に進行する変状発生事例もみられることが把握されている。この安全性照査において対象とされていない進行性破壊は、発生条件や発生メカニズムについて未だ不明な点が多く、その評価手法は現時点では確立されていない状況にある。

2. 研究目的

本研究では雨の影響と河川水位の上昇の両方について浸透流解析がバランスよく適切に評価できているか検証するために、大型模型による降雨実験と水位上昇実験を行った。模型実験では1mm/hr の雨を堤防模型に与えた(降雨実験)後に河川水位を上昇させ(水位上昇実験)、堤体内水位や飽和度、圧力水頭の分布を計測した。得られた実験結果と実験を再現した浸透流解析による検討を行い、浸透流解析の適用性に関する考察を行うことを目的とした。また、水位上昇実験では進行性破壊を発生させ、進行の発生条件や進行過程の詳細な把握を目的とした。

3. 研究方法

3.1 実験模型と材料

図1に実験模型を、図2、図3に千葉県香取市から採取した堤体模型材料の物性を示す。厚さ0.3mの基盤層(ローム)の上に、延長方向6.5m、幅7m(天端幅1m、のり面水平幅6m、半断面)、高さ3m(のり面勾配1:2)の堤体模型を、平均含水比19.6%、平均締固め度86.1%で構築した。堤体背後にはフィルタ材を介して水を供給するための給水槽を設けた。堤体内には、実験後の開削により堤体の変状状態を確認するための色砂を敷設するとともに、堤体底部に間隙水圧計と水位計、堤体内部に土壌水分計、堤体表面にのり面の変状発生を検知するための加速度計を設置した。また模型の経時的な形状の変化を把握するため、模型正面から2台の静止画カメラにより5分間に1枚の時間間隔でステレオ撮影を行い、画像解析により堤体模型表面の座標を計算した。

4.1.2 水位上昇実験における堤体進行性破壊

写真1に実験前後の模型の状態を示す。給水槽水位を2.7mまで上昇させた後、約1時間で南から約4mののり尻付近から泥濁化し始め、実験開始後16時間でのり尻から水平距離約5mまで変状が進行した。南から3.2~4.2mの断面が最も変状が天端方向へ進行しており、のり面の鉛直沈下量が最大で約0.58m生じた。図6に、画像解析により求めた南から5.1mの断面（水位計に近い断面）における堤体模型表面の座標と、水位計（一部、

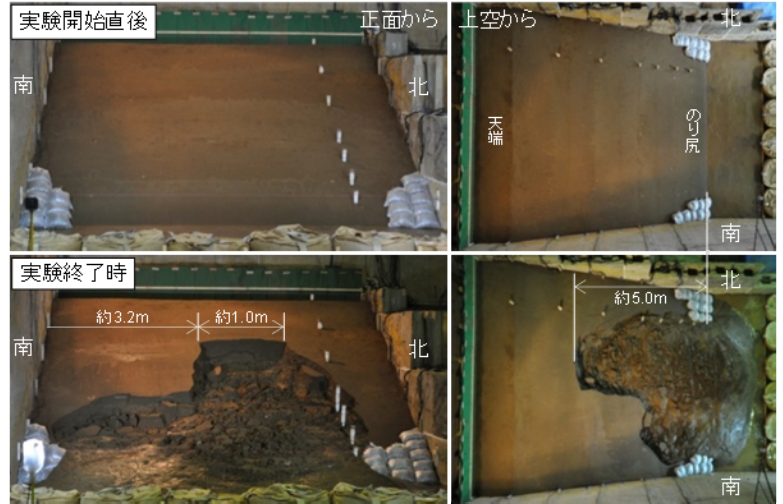


写真1 実験前後の模型の状況

間隙水圧計)により計測した堤体内水位の分布を示す。のり尻が泥濁化を開始した時点で、のり尻の水位が表面付近まで上昇している。しかし、その後の変状の進行中、水位は上昇するものの、崩壊により沈下したのり面の最深部と給水槽水面を結ぶ直線以浅まで上昇することはなく、変状の進行中はのり面から堤体内水位（浸潤面）までは不飽和の状態となっているものと考えられる。

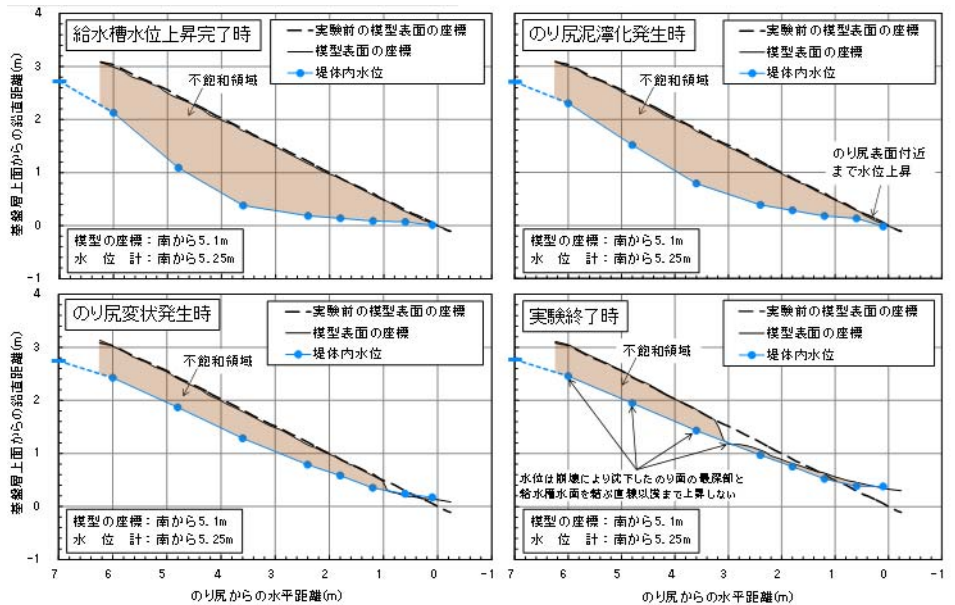


図6 堤体模型表面の座標と堤体内水位の分布

実験後に崩壊範囲において土層強度検査棒による貫入試験を行った。図7に、南から3.5~3.75mの模型表面の座標と貫入抵抗が増加した深度、南から4.25mの色砂の残存状況、実験終了時の水位を示す。貫入抵抗の増加は、調査者の感覚によるものであるが、開削調査による色砂の残存状況と概ね一致することから、堤体土が変状した範囲の下端に対応するものと考えられる。天端に近い崩壊範囲では貫入抵抗が増加する深度が、概ね実験終了時の水位より0.2~0.5m程度深くなっており、水位以深の堤体土の飽和度が上昇することにより強度が低下し、水位下0.2~0.5mの飽和した堤体土が水位以浅の不飽和土を支えられなくなり崩壊に至ったものと推測される。

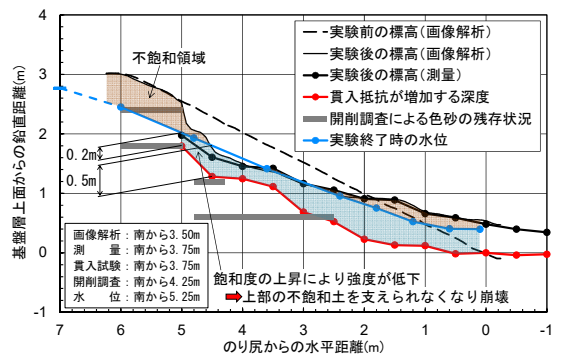


図7 実験後の画像解析、測量、貫入試験、開削調査等の結果

4.2 実験の再現解析

4.2.1 降雨による浸透実験の再現

実験モデルをモデル化し、降雨実験の再現解析を行った。堤体の透水係数は原位置透水試験 ($1.6 \times 10^{-4} \text{m/sec}$) と室内試験 ($2.9 \times 10^{-5} \text{m/sec}$) の結果のそれぞれで計算した。不飽和特性は細粒分が 22% 含まれることから「河川 堤防の構造検討の手引き¹⁾」(以下、手引き) の SF とした。基礎地盤の透水係数は室内試験から $2.5 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ とした。図 8 にのり尻から最高水位の水平距離 6m 位置での堤体内水位の上昇過程を示す。実験の水位の変化を見ると 400 時間後においても定常の水位に至ったとは言えないが、原位置試験の透水係数では 70 時間程度、室内試験の透水係数でも 150 時間程度で定常の水位となった。そこで堤体の透水係数を $1 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ としたところ定常まで 250 時間程度となった。なお、模型作製時の体積含水率を算出してみると飽和するまでに必要な体積含水率の変化は 0.17 であることから、不飽和特性を手引きの SF よりも S に近いと考えられる。そこで、不飽和特性を手引きの S とした結果、水位は大きく異なるものの水位上昇傾向は概ね再現できた。この条件で降雨強度を 0.16mm/hr として解析したところ、概ね水位も再現できた (図 9)。ただ、実験中に水がのり面表面を流れているような現象は確認されおらず、降雨は全量堤体内に流入しているものと思われる。

4.2.2 水位上昇による浸透実験の再現

水位上昇実験の再現解析では、給水槽の水位上昇過程を外力として与えた。降雨実験の再現と同様に堤体の透水係数は原位置透水試験 ($1.6 \times 10^{-4} \text{m/sec}$) と室内試験 ($2.9 \times 10^{-5} \text{m/sec}$) のそれぞれを不飽和特性は手引きの S として計算した。図 10 にのり尻から 6m 位置と中央付近の 3.6m 位置での堤体内水位の上昇過程を示す。のり面の進行性の破壊により形状が変化した事を考慮して、開始から 5 時間程度のところまでに着目すると室内試験で設定した結果が実験の上昇過程を概ね再現できた (図 11)。

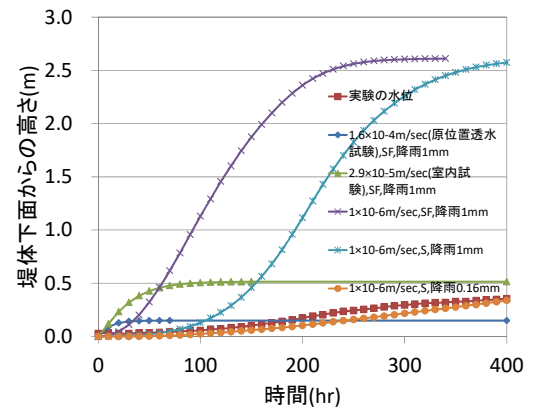


図 8 降雨実験再現水位の経時変化

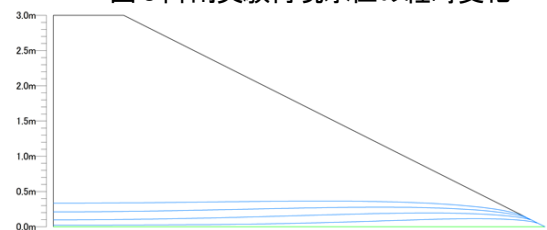


図 9 水位分布<100 時間毎>
(堤体透水係数: $1.0 \times 10^{-6} \text{m/sec}$, S,
降雨強度 0.16mm)

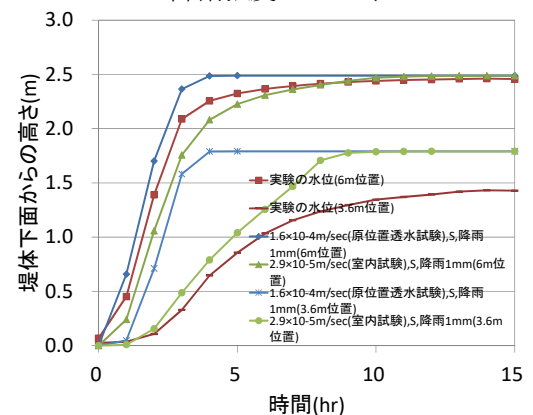


図 10 水位上昇実験再現水位の経時変化

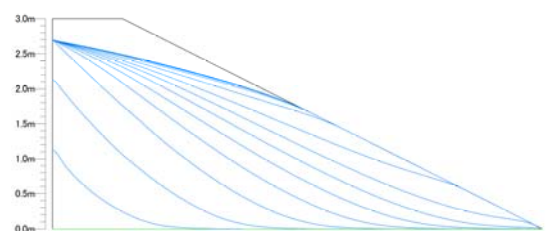


図 11 水位分布<1 時間毎>
(堤体透水係数: $2.9 \times 10^{-5} \text{m/sec}$)

所属：株式会社 CTI ウィング

<参考文献>

1) 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 国土技術研究センター, 2012. 2

貫入土壌硬度計測による吹付けのり面と背面地盤の健全性評価手法の検討

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 川添 英生

1. まえがき

のり面保護工の健全性評価においては、のり面保護工本体の評価のほか背面地盤の状態の評価も必要となる。このため、のり面保護工の適切な維持管理を行うためには、定期的な点検により、のり面保護工背面の地盤の状態を把握して評価し、詳細な調査を行う必要性を判断するための簡易な調査・評価手法が望まれる。

そこで、吹付けのり面や植生のり面を対象に、土壌硬度計とピンポールを組み合わせてのり面保護工背面のごく浅層部の地盤の深度方向の土壌硬度を得ることにより、定量的に状態を評価する手法（以下、貫入土壌硬度計測手法という）の検討を行ってきた¹⁾²⁾。本稿では、実際の吹付けのり面での貫入土壌硬度計測手法による調査を行った結果及び、吹付け背面の深度方向の健全性評価の考え方の評価について検討した結果を述べる。

2. 研究目的

本研究は、吹付けのり面の背面地盤の状態を定量的に評価する手法の検討・開発を目的とし実施した。

3. 研究方法

既設の老朽化吹付けのり面を対象に貫入土壌硬度計測手法により現地調査を行い、吹付けのり面の背面地盤の健全性評価の検討を行った。

3.1 吹付けのり面における調査概要

調査は、宮崎県内の道路のり面において実施した。貫入土壌硬度計測手法の概念図を図1に、調査状況を写真1に示す。調査方法は次の1)～3)の手順で実施した。1) はじめに吹付けのり面の水抜きパイプにピンポール（アタッチメント付）を挿入し、水抜きパイプ長及び吹付け背面の地山と地山間に空洞の有無を確認し計測する。2) 次にアタッチメントに山中式土壌硬度計（以下、硬度計という）を取り付け、調査面と直角となるようにピンポールを設置し、地山にゆっくりと貫入を行い、深度5cm毎の土壌硬度を記録する。3) 土壌硬度が硬度計の上限値40mmに達するか、ピンポールが計測可能な長さ40cmに達した時点での土壌硬度を記録し計測を終了する。

また、吹付けのり面背面地盤の空洞状況を比較検討するため赤外線映像を撮影した。

3.2 貫入調査結果

当該地における水抜き孔は計352箇所確認され、そのうち104箇所(30%)においてモルタルや植物による水抜き孔の閉塞により貫入調査ができない状況であった。以下、閉塞していない水抜き孔（以下、有効孔という）248箇所

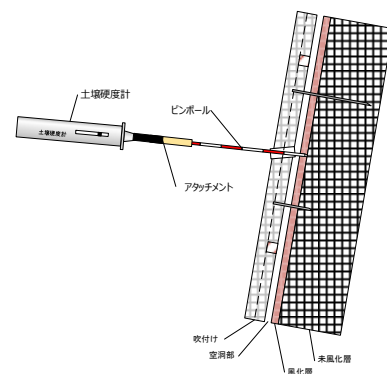


図1 貫入式土壌硬度計測概念



写真1 土壌硬度計測状況

所に着目し、吹付け背面の空洞や風化、吹付けの補修履歴など箇所別での傾向について整理した結果を示す。有効孔は全数の70%で計248箇所であった。なお、風化厚さのしきい値は、本報告書に先立ち報告された研究¹⁾を参照し、土壌硬度25mmとした。また、風化調査において1cm以下については、計測の性質などから未風化と判断した。

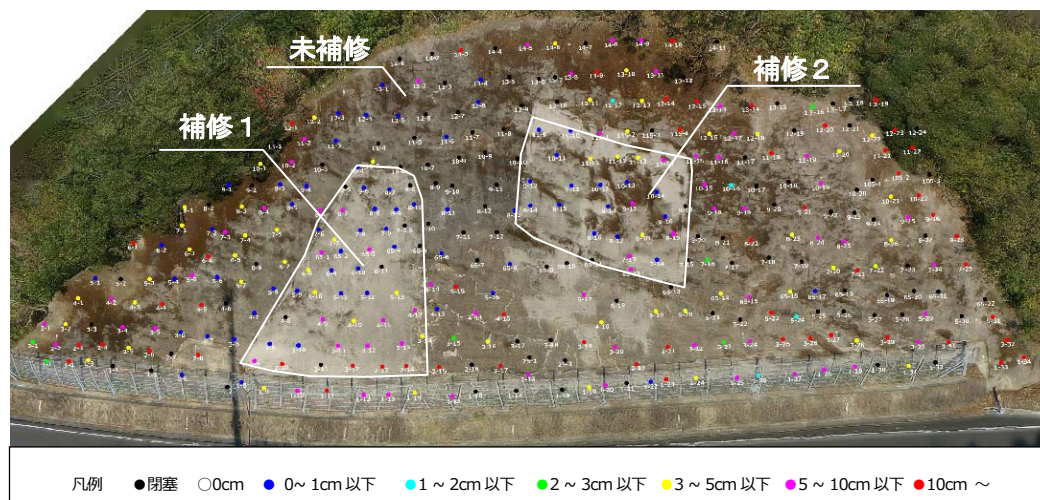


図2 調査箇所

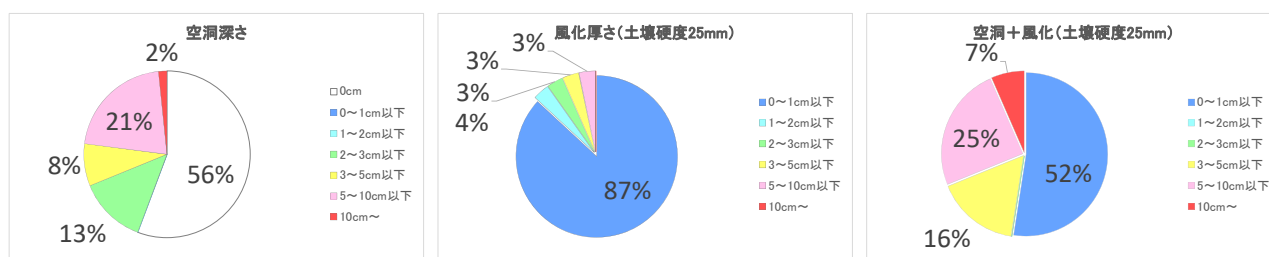


図3 補修箇所 調査結果 (左: 空洞深さ、中央: 風化厚さ、右: 空洞風化)

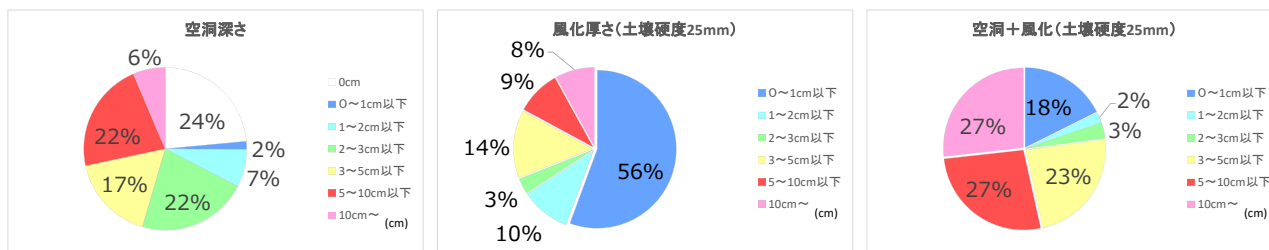


図4 未補修箇所 調査結果 (左: 空洞深さ、中央: 風化厚さ、右: 空洞風化)

図2に調査箇所の空撮可視画像、図3に補修箇所の調査結果、図4に未補修箇所の調査結果を示す。補修箇所において、空洞は44%で確認され、深さ5~10cm以下で最も多く21%であった。風化は、厚さ1~2cm以下が最も多く4%であった。空洞及び風化を合算した場合は、厚さ5~10cm以下で最も多く25%であった。

未補修箇所において、空洞は76%で確認され、深さ2~3cm以下及び5~10cmで最も多く各々22%であった。風化は、厚さ3~5cm以下が最も多く14%であった。空洞及び風化は、5~10cm以下及び10cm~で最も多く各々27%であった。

3.3 貫入土壌硬度計測による背面地盤の健全性評価の検討

前述3.2で、貫入土壌硬度計測手法によるのり面の背面地盤の調査結果を述べた。ここでは、得られたデータから吹付けのり面背面の土砂化・風化の傾向分析によって健全性評価の検討を行った結果について述べる。

(1) 空洞化・土砂化の進行（劣化曲線）

当該箇所は施工後 49 年経過しており、平成 17 年に部分補修を行い、補修後 10 年が経過している。図 5 に空洞及び風化について経年毎の深度別割合を示す。施工後の期間が短い場合は浅層において空洞及び風化の割合が高く比較的健全であると推察されるが、経年によりその割合が深い領域に移行している傾向が読み取れる。

次に、補修箇所、未補修箇所における空洞深、風化深、空洞＋風化深の平均値を図 6 に示す。経年による空洞深さは空洞で 2.4cm から 4.1cm、風化で 1.0cm から 2.8cm となった。地質的な特性や施工箇所によって数値の大小などはあるものの、相関を持って増加していることが伺える。本調査では全数を調査した結果であるが、一般には吹付けのり面の地形等を考慮して、代表点を数箇所設定して、施工直後より定期的に計測することで地山の劣化曲線の作成をすることが考えられる。

なお、10 年経過時点での空洞・風化深さに着目すると、補修箇所の方が未補修箇所よりも深い傾向が見られた。これは、部分補修の結果、補修箇所周辺の風化・空洞化が進行している状態のままとなっており、のり面上方からの背面浸透水の影響を補修直後から受け、その結果風化の進行が早まったものと考えられる。したがって、補修・補強にあたっては、部分的な補修ではなく、できる限り上方部分も含め全面的に行うことが望ましい。

(2) 熱赤外線調査との関係性

当該地では、マルチコプターを利用した空中撮影・画像処理技術により熱赤外線差画像及び三次元形状計測を実施した。空中撮影による可視画像及び熱赤外線撮影画像に水抜き孔の空洞風化調査結果を重ね合わせた画像を図 7 に示す。右側のエリアで空洞と風化深度が 10cm 以上となっている点が多く分布しており、その近傍でも大きな値となっている。熱赤外線の結果と、水抜き孔調査により空洞が確認された部分は概ね一致していることが読み取れる。上記 (1) で述べたように定期的な貫入計測により概略を把握し、状況に応じて熱赤外線によりその分布を把握することで効率化が図れるものと考えられる。

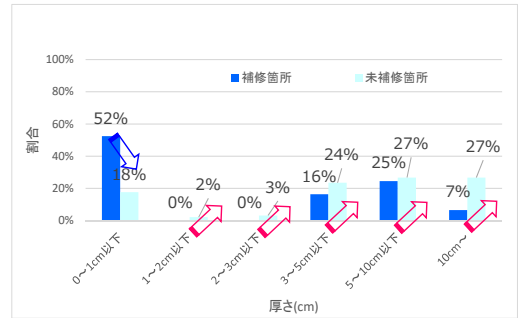


図 5 調査結果

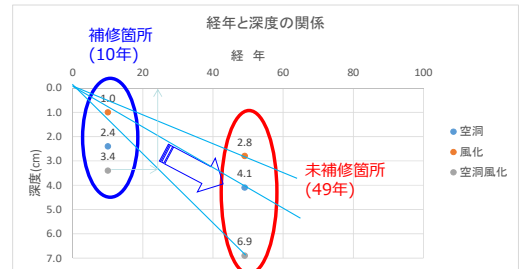


図 6 経年と深度平均の関係

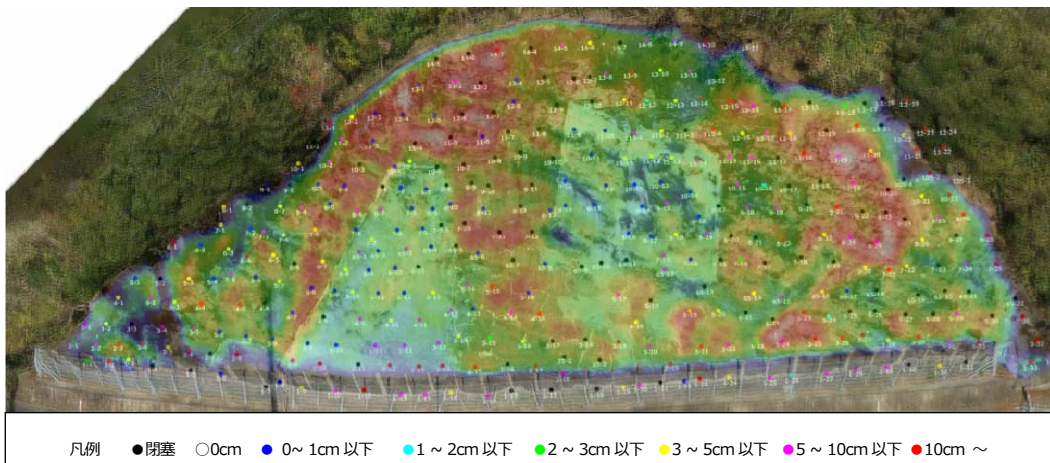


図 7 空洞風化の調査結果と熱赤外線差画像 (75%透過)

(3) 吹付けの構造と健全性

吹付け厚さを10cmとした場合、一般に打設数の多い短尺アンカーピン（長さ20cm）では頭部5cmを吹付けとの付着に、残り15cmを地山に挿入している構造となる。力学的根拠はないものの、仮にアンカーピンの地山への有効貫入深度を10cmと仮定すると、許容される空洞及び風化厚さは（全長20cm－吹付け部5cm－有効貫入深度10cm）となり、5cmまでと考えられる。

ここで、図5の未補修箇所（49年経過）の空洞風化を見ると、全体の54%が5cmよりも大きな空洞風化となっている。すなわち、短尺アンカーピンに限って考えれば約半数が無効で機能していない可能性が考えられると推察できる。補修箇所については約10年が経過しているが、水抜き孔の調査結果²⁾によれば50%以上が概ね密着し、図3では空洞風化のうち5cmよりも深い割合は30%程度となっている。これは、徐々に土砂化・空洞化が進行しているものと推察される。

(4) 全体評価

のり側方部の巻き込み処理が良好でない部分については、土砂化・空洞化が上方から段階的に進行しているものと考えられ、水抜き孔における貫入調査が有効と考えられる。側方の流下水は、流入により浸食及び風化の要因となるため、吸出防止処理や排水処理などが有効であると考えられる。

当該地の地質構造は砂岩泥岩の互層である。補修箇所においても泥岩部の風化・土砂化は40年経過したものであり、健全な初期の状態より風化・土砂化の程度は進行しているものと考えられる。このような場所では、閉塞箇所においても、同様に風化・土砂化が著しい状態となっているものと推察される。

補修に関しては、一様な地質構造であれば一様な補修も適用可能であるが、当該地のような地層状態の箇所においては、地質構造に配慮した排水対策も含めた補修が必要であると考えられる。

4. まとめ

吹付けのり面の維持管理においては、背面の空洞化とともに土砂化・風化の程度も含めた評価が必要である。本研究の結果から、貫入土壌硬度計測手法により簡易に吹付けのり面の背面地盤の健全性を定量的に評価することが可能になると考えられる。今後もデータの蓄積を行うとともに、点検・評価の考え方について整理する予定である。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なる御協力を頂いた一般社団法人全国特定法面保護協会ならびに一般社団法人全国地質調査業協会連合会の皆様に深く感謝いたします。

所属：ライト工業株式会社

<参考文献>

- 1) 加藤ら：「貫入土壌硬度計測によるのり面保護工背面地盤の簡易調査手法の検討（その1：器具の構造と調査方法）」（第51回地盤工学研究発表会）2016.9
- 2) 川添ら：「貫入土壌硬度計測によるのり面保護工背面地盤の簡易調査手法の検討（その2：植生盛土のり面での調査事例）」（第51回地盤工学研究発表会）2016.9

熊本地震において河川堤防で観測された地震記録の分析

チーム名 土質・振動チーム
氏名 地蔵 智樹

1. まえがき

緑川水系加勢川の加勢川水門では、2016年熊本地震の本震において液状化による変状が見られた堤防天端、変状が見られなかった水門脇の2地点の地表、および基盤に地震計が設置されており、前震・本震において2地点の鉛直アレー記録が得られた。また、白川水系白川の下流域の河川堤防では、前震、本震における地震動と間隙水圧の記録が得られた。

液状化判定法や構造物の耐震技術の向上を図る上で、こうした観測事実に基づく実挙動の分析事例を蓄積していくことが重要である。

2. 研究目的

本報告書では、加勢川水門について熊本地震の前震・本震における各地震計の鉛直アレー記録から、位相速度の経時変化を求め、地盤の挙動を分析する。白川下流の堤防については、地震動および間隙水圧記録について紹介するとともに、著者らが提案した地中せん断応力の推定手法や累積損傷度法等を用いることで、本サイトにおける原位液状化強度の推定を行い、観測事実に基づく地震時の地盤の挙動を分析する。

3. 研究結果

3.1 加勢川水門における地震記録の分析

3.1.1 観測地点の概要

加勢川水門は、緑川水系緑川9.2k付近右岸の緑川水系加勢川と接続する地点に位置する水門である。位置図を図-1に示す。地震計は、平成26年9月に、図-2に示すように水門脇の高水敷部の地表と基盤層(GL.-40m)、および水門脇から25m程度下流側の堤防天端に設置されている。

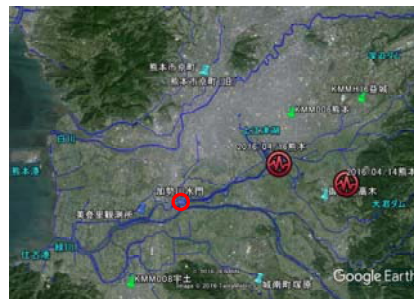


図-1 観測地点位置図



図-2 観測地点と周辺の被災

地盤条件については、水門脇に調査結果があり、図-3に示すように深度9~15mはN値が6程度の緩いシルト混り砂層、深度15~20mはN値が8程度の緩い火山灰質細砂、深度20~32mは軟弱な粘性土層となっている。N値から推定した平均Vsは150m/s程度で、TG=1.1s程度の軟弱なⅢ種地盤である。

観測地点周辺で熊本地震による変状があった箇所を図-2にハッチングで示す。水門下流側の堤防では川表側の天端の沈下、縦断クラックが発生し、堤内地では噴砂痕が確認されており、周辺で液状化が発生したものと考えられる。加勢川水門本体については地震による損傷は認められなかった。

3.1.2 観測記録

観測地点において変状が見られなかった2016年4月14日21時26分頃の前震、および変状が見られた2016年4月16日1時25分頃の本震の記録に着目し、前震・本震における各地震計の加速度時刻歴を図-4、図-5に示す。

水門水流直角方向に着目すると前震の最大加速度は水門脇で 238gal、堤防天端で 233gal となっており、本震の最大加速度は水門脇で 419gal、堤防天端で 427gal を記録している。

各地震計の波形を比較すると、前震・本震ともに、基盤に対して地表の加速度振幅が大きくなっており、表層地盤で地震動が増幅していることが分かる。また、前震では、地盤と堤防天端の加速度波形がほぼ一致し、地盤の挙動が水門脇と堤防天端で同様であったことが分かる。しかし、本震では、水門脇と堤防天端の加速度波形が、33s 程度まではほぼ一致するものの、以降の時間帯では堤防天端に明確な位相遅れが認められ、堤防天端の下の地盤で剛性低下が生じた状況を捉えたものと考えられる。

3.1.3 位相速度と平均せん断ひずみの評価

(1) 評価方法

地震記録の分析にあたっては、鉛直方向に伝播する水平動の位相速度とせん断ひずみの経時変化を求めることで、液状化の発生状況を評価する手法を用いた。鉛直下方からの SH 波が卓越する場合、鉛直方向への水平動の位相速度は S 波速度と一致するため、液状化に伴って地盤の剛性が経時的に変化していく様子を捉えることができる可能性がある。

位相速度の計算手順は次のとおりである。まず、波形を 20.48s 間隔の台形ウィンドウ(前後テーパー各 5.12s、有効区間 10.24s) で切り出し、上下の地震計による波形のフーリエ位相スペクトルの差分 $\Delta\phi$ と周波数 f の間に $\Delta\phi = 2\pi f \cdot \Delta t$ の関係があることから、 $\Delta\phi \cdot f$ 関係を 10~20Hz 程度以下の範囲で直線近似したときの勾配から Δt を求め、2 深度間の位相速度 $c = \Delta z / \Delta t$ (Δz は地震計間の鉛直距離) を求めた。そして、台形ウィンドウの時間帯を 10.24s ずつスライドさせ、各時間帯における位相速度を求めた。

平均せん断ひずみの計算手順は次のとおりである。

上下の地震計による加速度波形から相対加速度を求め、

0.2Hz 程度のハイパスフィルタとともに周波数領域で 2 回積分し、これを Δz で除すことにより、平均せん断ひずみの時刻歴を求める。この時刻歴の *Complex Envelope* から包絡線を求め、台形ウィンドウの時間帯ごとに平均し、平均せん断ひずみを求めた。

(2) 計算結果

前震・本震における基盤から水門脇及び堤防天端の位相速度、平均せん断ひずみの時刻歴を図-3、図-4に示す。なお、本報では水門の水流直角方向に着目して計算した結果を示す。

前震における堤防天端と基盤との位相速度については、主要動前の 10s~20s 区間では 160m/s 程度であるが、主

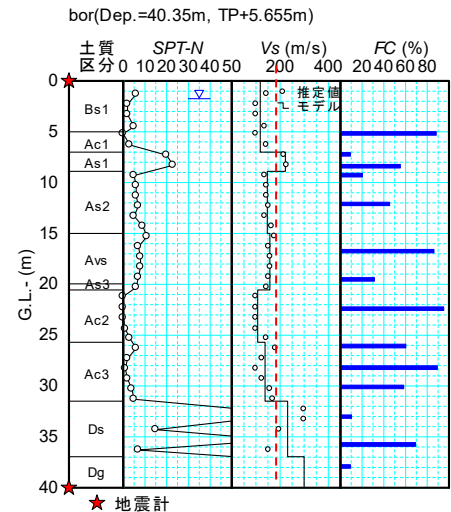


図-3 加勢川水門における地震計設置位置および柱状図

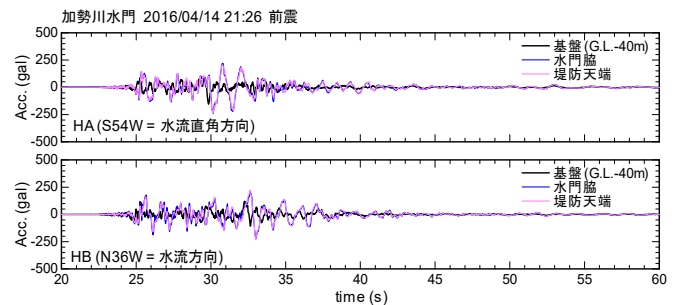


図-4 前震における加速度の時刻歴

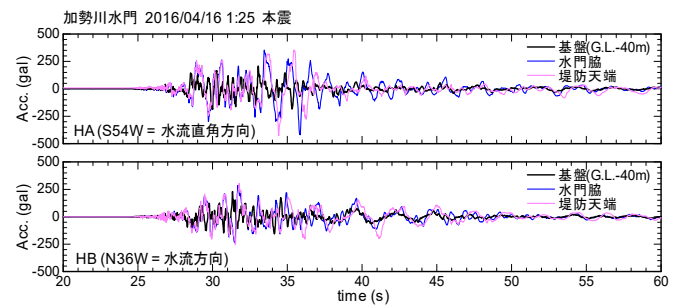


図-5 本震における加速度の時刻歴

要動後の31s~41s区間では120m/s程度に低下した。ただし、41s~51s区間には150m/sまで回復しており、その後は地震前の位相速度で推移している。水門脇と基盤の位相速度についても、堤防天端と殆ど同様に推移している。

本震における堤防天端と基盤の位相速度については、主要動後の41s~51s区間で70m/s程度まで急激に低下し、概ね70秒間は低下した状態が継続し、113s~123s区間から110m/s程度まで上昇し、その後150m/s程度まで徐々に回復した。この挙動は、過剰間隙水圧の上昇により剛性低下した土層のSH波による挙動として解釈することができ、堤防天端の下部の地盤において液状化が発生したものと考えられる。これに対し、水門脇と基盤の位相速度については、主要動後の41s~51s区間で120m/s程度まで低下するが、その後は堤防天端とは異なり、150m/s程度まで徐々に回復した。これは、剛性が低下した状態が持続していないと考えられ、液状化による変状がなかった水門付近の状況と一致する結果となった。

また、算出された位相速度 c が S 波速度 V_s と等しい場合は、位相速度の2乗 c^2 の経時変化はせん断剛性 G の経時変化と対応したものとなる。そこで、 c^2 - γ_{ave} 関係を図-5、図-6に示す。変状が見られなかった前震・本震の水門脇では、図-5中に赤破線で示すように平均せん断ひずみが小さくなるにつれ、せん断剛性も回復する経路を示しているが、液状化による変状が見られた本震の堤防天端では、図-6中に赤破線で示すように平均せん断ひずみが最大となった後にせん断剛性が急激に低下し、平均せん断ひずみが 10^{-4} を下回るまでとこまでせん断剛性が低い状態であり、その後徐々に剛性が回復する経路を示した。

3.2 白川堤防における地震記録の分析

3.2.1 観測点の概要

白川(小島)観測所は、白川水系白川の河口から約3.0kmの右岸堤防に設置された地震観測施設であり、地震計と間隙水圧計が設置されている。観測点における概略断面図を図-7に示す。

地震計は堤防天端(05a)と旧裏のり尻部のG.L.-8m(04a)、G.L.-49m(03a)に、間隙水圧計は旧裏のり尻部のG.L.-13.8m(SBa)に設置されている。本観測所が設置された後に、堤防天端の盛土拡幅、建物(小島河川防災センター)の建設がなされ、以降では旧裏のり尻部の地震計と間隙水圧計が建物の直下に位置することとなった。ボーリング柱

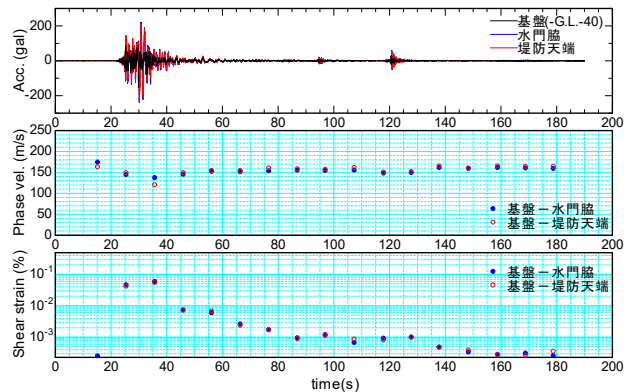


図-3 前震における位相速度の時刻歴

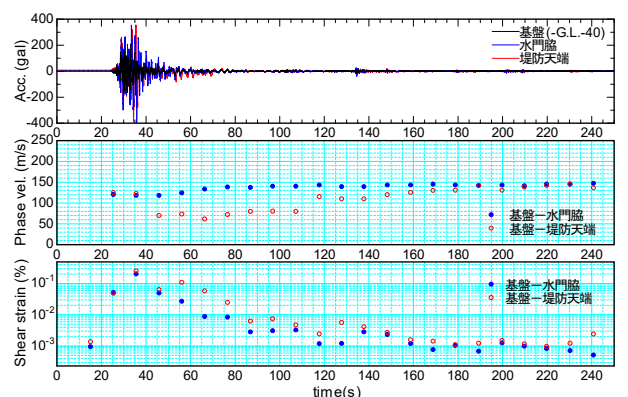


図-4 本震における位相速度の時刻歴

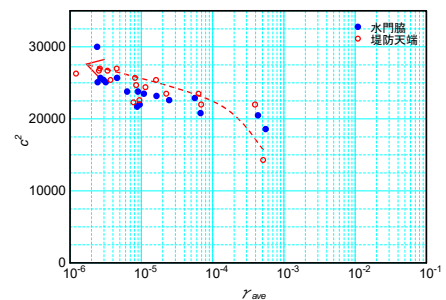


図-5 前震における c^2 - γ_{ave} 関係

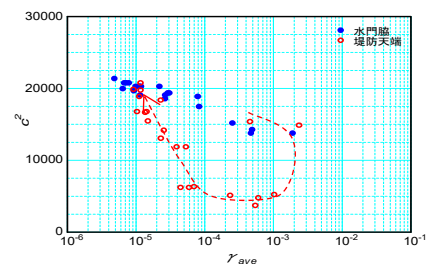


図-6 本震における c^2 - γ_{ave} 関係

状図 No.1' と計器の名称に付されている深度は、計器設置当時の地表を起点としたものであり、熊本地震発生時点の地表（天端）からの深度は盛土高（3.4m）を加えた値となる点に注意いただきたい。また、地震前から生じていたとみられる建物基礎の抜け上がりの痕跡から、建物が杭基礎に支持されていると推定し、建物荷重の影響を無視して水圧計設置深度の有効上載圧を算出すると $\sigma_v = 213\text{kN/m}^2$ である。

旧裏のり尻位置で行われたボーリング No.1' によると、G.L.-14.5m までは盛土、堆積層ともに黒灰色の火山灰質砂（Bs～As2）が主体であること、その下位に層厚 25.8m の軟弱な海成粘土（Ac2～Ac5）が堆積していること、それ以深に比較的硬質な洪積層（Dvs、Dc、Dg）が存在することが特徴である。なお、本地点の堤防では、熊本地震による目立った被害は確認されていない。

3.2.2 観測記録

2016年4月14日の前震と同4月16日の本震で得られた記録のうち、代表的な時刻歴を図-8に示す。天端記録に着目すると、前震では $PGA = 233\text{gal}$ 、 $PGV = 48\text{cm/s}$ 、本震では $PGA = 256\text{gal}$ 、 $PGV = 56\text{cm/s}$ が観測されており、前震と本震による違いは小さい。地中加速度は、G.L.-49m（03a）から G.L.-8.5m（04a）への伝播の際に減衰しつつピーク形状が丸みを帯びていること、その後わずかに増幅して堤防天端（05a）に伝播していることが特徴的である。火山灰質砂層の下部で得られた間隙水圧記録から、過剰間隙水圧比の最大値は前震、本震ともに 0.4～0.5 程度であり、主要動が終わる 25s 頃から直ちに消散が始まっている。

3.2.3 地中せん断応力の評価

著者ら²⁾は、地表で加速度記録 \ddot{u}_i が得られている場合の地中せん断応力 τ の簡易推定法として、次式を提案している。

$$\tau = F_r \ddot{u}_i \cdot (\sigma_v / g) \quad (1)$$

$$F_r(\omega) = \begin{cases} F_{r0}(\omega) & (\omega \leq \omega_{rv}) \\ [F_{r0}(\omega_{rv}) \cdot \exp[-i \cdot \phi_{rv0}(\omega)]] & (\omega_{rv} < \omega) \end{cases}$$

$$F_{r0}(\omega) = \frac{\sin \alpha z / c_v \cdot AVS^*}{\alpha z / c_v \cdot AVS^*} \quad (2)$$

F_r は表層地盤の逆増幅関数に相当するローパスフィルタ、 AVS^* は複素平均 S 波速度である。また、表層地盤の平均的な非線形性を表すパラメータ（S 波速度低下率 c_v 、減衰定数 h ）は次式²⁾により算出した。

$$c_v = \sqrt{1 + (PGV/V_r)^2} - PGV/V_r, \quad V_r = 4AVS \cdot \gamma_r \quad (3)$$

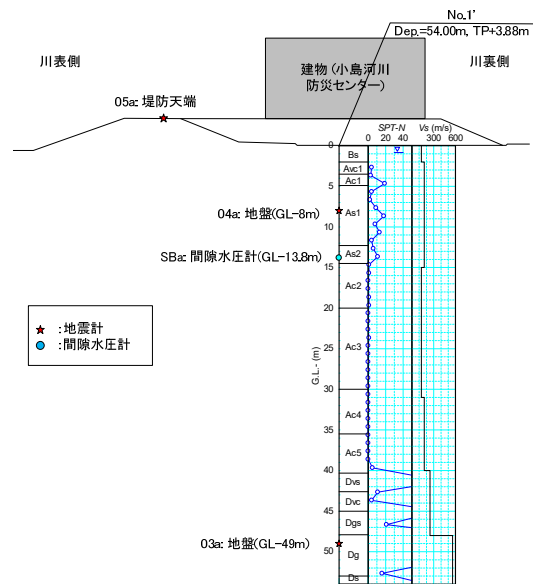


図-7 白川（小島）観測所の概略断面図

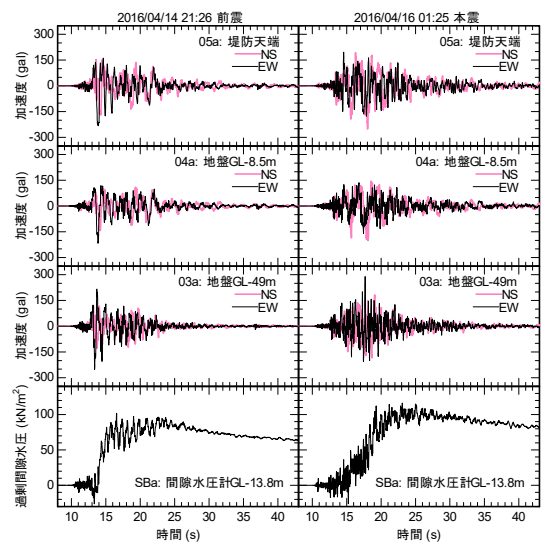


図-8 地震動及び間隙水圧の記録

$$h = h_{\max} (1 - c_v^2) \quad (4)$$

AVS は表層地盤全体の平均的な S 波速度であり、GL-47.9m (堤防天端-51.3m) を工学的基盤面とみなして 157.7m/s とした。 γ_r は表層地盤全体の平均的な規準ひずみであり、各層の非線形性を考慮しつつ表層地盤の 1 次モードの変位分布を保持して行うプッシュオーバー解析³⁾⁴⁾の結果に基づいて設定した。最大減衰定数 $h_{\max} = 20\%$ とした。なお、式(1)~(3)の計算は、堤防天端 (05a) で得られた水平 2 成分の記録から抽出した PGV 最大方向成分を対象としている。 c_v 、 h 、 γ_r 等のパラメータの計算結果を表-1 に示す。地盤全体の平均的な剛性低下率 $G/G_0 = c_v^2$ は前震、余震ともに 0.5~0.6 程度であり、非線形性の度合いとしては顕著でない。これは、地震動がさほど強くなかったことに加え、表層地盤の増幅特性に対して軟弱な Ac2~Ac3 層の影響が表れやすい地盤構造に起因して規準ひずみが大きめ ($\gamma_r = 0.275\%$) となっていることによると考えられる。式(1)により得られた地中せん断応力の最大値から、地震時せん断応力比 L と深さ方向の低減係数 r_d を求めた結果を図-12 に示す。水圧計設置深度の r_d は、岩崎らの式 ($r_d = 1 - 0.015z$) と比べると前震ではやや大きめとなっている。一方、本震の r_d 分布は堤防天端 -20m 程度まで岩崎らの式とほぼ一致している。結果として、水圧計設置深度における L は、前震の方がやや大きかったものと推定された。

3.2.4 間隙水圧計設置深度における液状化強度の推定

続けて、GL-13.8m の間隙水圧記録から算出される過剰間隙水圧比 R_u の時刻歴と同深度で算出された L の時刻歴を基に、累積損傷度法と最適化手法を組み合わせた逆解析手法⁴⁾により、液状化強度曲線を推定した。累積損傷度法による計算が成り立つのはせいぜい水圧の単調増加過程に限られることから、水圧の消散が見られる時間帯を除くため、前震では 0~23s、本震では 0~25s を対象に最適化を行った。得られた液状化強度曲線を図-13 に、それが得られたときの R_u の時刻歴を図-14 に示す。なお、水圧計設置深度の N 値は 6 ないしは 11 であり、これらから文献 6) により概算される繰返し三軸強度比 R_L は、0.213 ないしは 0.266 である。

水圧の観測値が低下し始める 25s 程度以降の時間帯で

表-1 地震動と表層地盤の非線形性に関する計算結果

	前震	本震	備考
PGV最大方向	N62E	N2E	
PGV (cm/s)	48.2	55.9	PGV最大方向
PGA (gal)	227.8	252.7	〃
S波速度AVS (m/s)	157.7		表層地盤の平均値
規準ひずみ γ_r (%)	0.275		〃
S波速度低下率 c_v	0.760	0.728	〃
減衰定数 h (%)	8.45	9.39	〃

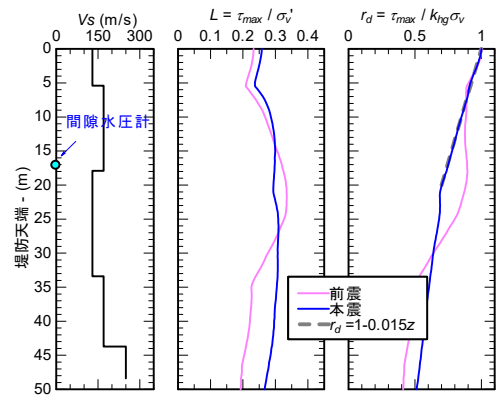


図-12 地震時せん断応力比 L 、深さ方向の低減係数 r_d の分布

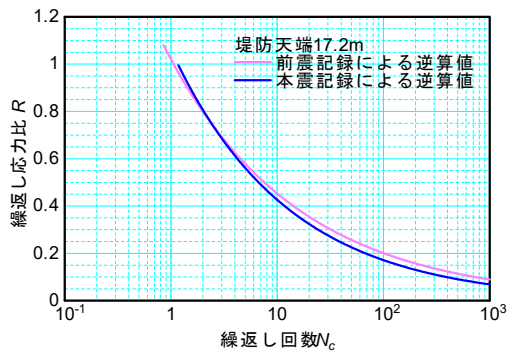


図-13 観測記録から逆算された液状化強度曲線

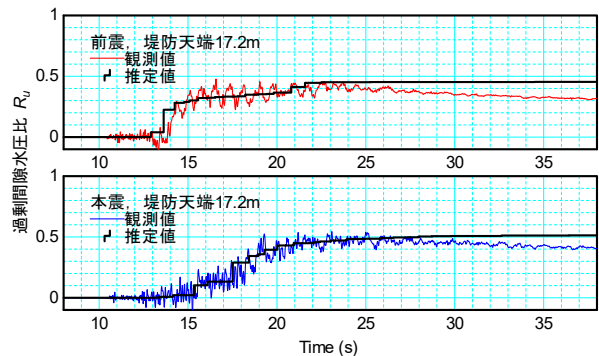


図-14 最適な液状化強度曲線から推定された R_u の時刻歴

R_u の推定値が低下していないのは、非排水条件を仮定して計算しているためである。この点と水圧の短周期応答を除けば、 R_u の観測値を精度よく再現できている。また、25s 程度以降については、少なくとも、せん断履歴によって水圧が上昇しにくい傾向が再現されていると言える。

逆算された繰返し三軸強度比 R_L は前震で 0.354、本震で 0.324 とよく似た値を示しており、前震の際のせん断履歴による液状化特性の変化はほぼ生じていないとみられる。また、前述の N 値による R_L の推定値に比べると大きな値が得られている。今後のさらなる調査・検討が必要であるが、原因の一つとして、水圧記録にも表れている水圧消散の早さが考えられる。特に、水圧計設置深度は砂質土層の下面に近いことから、水圧が消散しやすい（再圧密に要する時間が短い）と考えられる。各種構造物の耐震性評価において、地中深部の液状化は大きな影響を及ぼすことが多いことから、本記録は合理化を図る上で重要な情報を与えている可能性が考えられるため、今後引き続き分析を進めていきたい。

4. 結論

加勢川水門における地震記録を分析した結果、熊本地震において液状化による変状が見られなかった水門直下の地盤は、位相速度の低下が殆ど見られなかったのに対し、本震において周辺に変状が見られた堤防天端位置の地盤は、本震のみに位相速度の急激な低下が見られ、液状化の発生状況と整合するデータが得られた。

また、白川堤防で得られた地震動、間隙水圧記録と、これらを対象とした簡易な解析の結果から、地中深部において大きな液状化強度を有していたことが推定された。各種構造物の耐震性評価手法の合理化を図る上で重要な情報を与えていることも考えられるため、今後引き続き分析を進めていきたい。

5. 謝辞

本報で検討対象とした地震観測記録は、国土技術政策総合研究所より提供して頂いたものである。ここに感謝の意を表す。

所属：八千代エンジニアリング株式会社

<参考文献>

- 1) Ohmachi, T. & Tahara, T.: “Nonlinear earth-quake response characteristics of a central clay core rockfill dam”、*S&F*、Vol.51、No.2、pp.227-238.、2011.4.
- 2) 川口ら：「地震動特性と地盤の非線形応答特性を考慮した地中せん断応力の評価方法」、日本地震工学論文集、Vol.16、No.1、pp.1_106-1_125、2016.1.
- 3) 地蔵ら：「地震動特性と地盤特性を考慮した地中せん断応力の低減係数 r_d の評価方法の検討」、第36回地震工学研究発表会、2016.10.
- 4) 坂井・室野：「地盤の等価1自由度モデルを用いた動的解析法の提案」、第14回日本地震工学シンポジウム、2014.、
- 5) 脇中ら：「地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響に関する動的遠心模型実験」、日本地震工学論文集、pp.6_44-6_59、2015.11.
- 6) 佐々木ら：「細粒分を有する砂の液状化強度の評価法に関する再検討」、土木研究所資料、第4352号、2016.3.

土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等 施工技術チーム
氏 名 横山 一輝

1. まえがき

土工構造物の維持管理には、効果的・効率的な点検方法の確立が必要である。しかし通常巡回時に実施される日常点検は、遠望目視を主体とするため、外観に現れない異常を見逃してしまう。また土工構造物の数量は膨大であるため、少ない手間で効率的に点検できる方法が必要である。一方で土工構造物の1つであるグラウンドアンカー（以下、アンカーと略）の孔内の湧水の存在は、鋼線の腐食破断の要因の1つであり、放置されれば第三者被害につながる恐れがある。そこで本研究ではアンカーの効果的・効率的な点検方法として熱赤外線カメラの適用を目指し、アンカー孔内に存在する湧水の影響を、熱赤外線カメラで撮影したアンカー受圧構造物表面の熱画像から検出できるかについて検討を行ったので報告する。

2. 研究目的

熱赤外線映像法¹⁾は吹付のり面の背面空洞や湿潤の状態を判定する方法として実施されている。モルタル吹付のり面の老朽化診断として他の診断方法に比べ、効率的・簡易であり、高所作業のリスクが軽減できる有効な調査方法であるとされている。そこで本研究では熱赤外線映像法を土工構造物内部の点検手法としての適用を目指し、①熱赤外線カメラを用いたグラウンドアンカーの点検手法の検討、②熱赤外線カメラによる土工構造物の長期撮影データに基づいた熱赤外線映像法の効率化の検討を行った。

3. 研究方法

3.1 熱赤外線カメラを用いたアンカーの点検手法の検討

アンカーの維持管理は、遠望目視を主体とする日常点検、近接目視や打音等の近接点検、さらに高度な健全性調査を段階的に行い、措置を実施するが²⁾、遠望目視だけでは外観には現れない異常を見逃してしまう。またアンカーの破断は、アンカーの損傷の最終状態であり、斜面・構造物崩壊抑止の機能不全のみならず、第三者災害にもつながる。そのため、破断要因を早期に検出し、状態が悪化する前に処置を施す必要がある。特にアンカー孔内の湧水の存在はアンカーの腐食破断の要因であると考えられる。

アンカー受圧構造物の表面温度とアンカー孔内の湧水との関係について、図-1に示すような次の仮説をたてた。

- ①アンカー受圧構造物は、日中、日照により温められて時間とともに表面温度が上昇するが、アンカー孔内周辺部は、孔内の空気の影響によって温度上昇が鈍くなる。またアンカー孔内に湧水がある場合は、さらに孔内周辺部の表面温度が上がりにくくなる。
 - ②アンカー受圧構造物の中で、アンカー孔内周辺部と、さらに孔内から離れた外周部（以降、外周部と略）の表面温度の差は、湧水のあるアンカーの方が、湧水のないアンカーよりも大きい。
- ①②の仮説を検証するために、熱赤外線カメラでアンカーのり面を撮影し、アンカー孔内にある湧水の影響が受圧構造物のアンカー孔内周辺部の表面温度に現れるかを検討した。またアンカー孔内

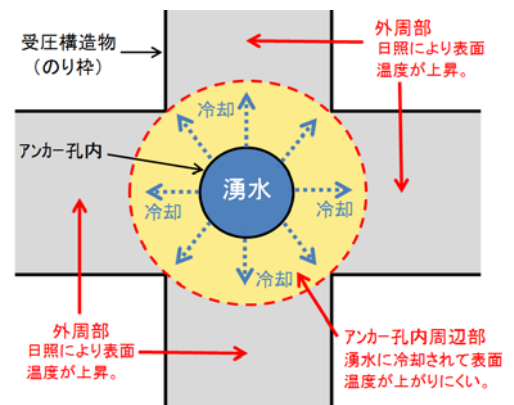


図-1 アンカー孔内に湧水のある受圧構造物表面の仮説モデル

周辺部とその外周部の表面温度差からアンカー孔内の湧水有無を判断できないかを検討した。

撮影は、アンカー実現場（北海道古宇郡神恵内村大字赤石村）において熱赤外線カメラで9本のアンカーを撮影して、表面温度の計測を連続的に行った。9本のアンカーのうち、2本（X4-Y2、X5-Y2）は外観目視から湧水がアンカー孔内にあることを確認しており、それ以外の7本（X3-Y2、X3-Y3、X3-Y4、X4-Y3、X4-Y4、X5-Y3、X5-Y4）は、外観目視から湧水は確認できておらず、アンカー孔内の湧水有無は不明である。撮影日の天候は晴れで、9時41分～14時52分の間に約30分に1回の頻度で撮影を行った。表面温度の計測点位置を図-2、

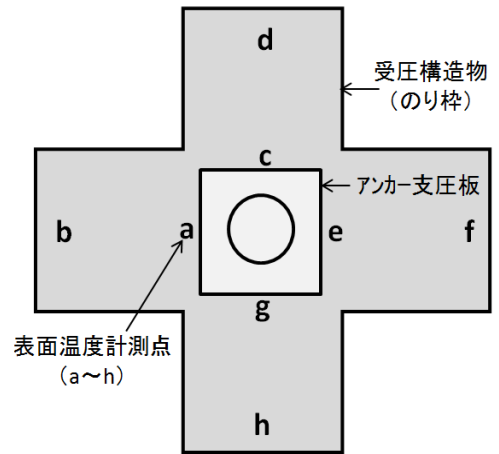


図-2 温度計測の測点位置

実際に撮影したアンカーの可視画像及び熱赤外線カメラ画像の一例を写真-1にそれぞれ示す。受圧構造物の表面温度計測点は、アンカーキャップ中心から等距離になるように、上下左右にアンカー支

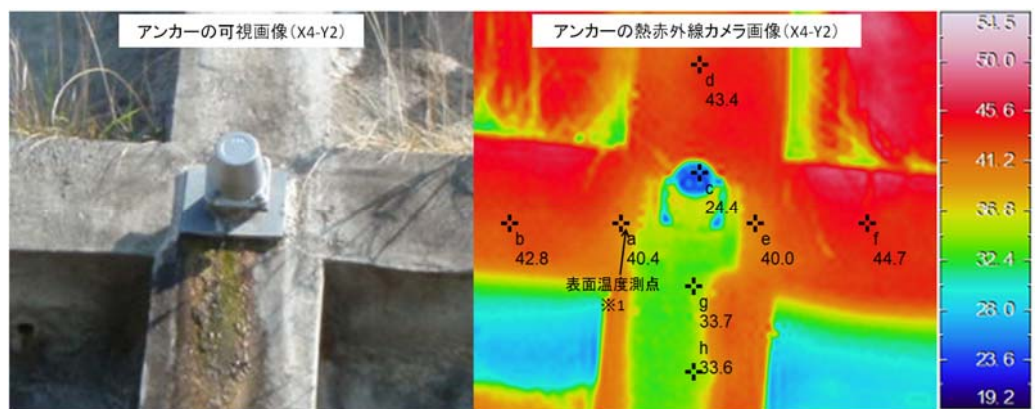


写真-1 アンカーの可視画像及び熱赤外線カメラ画像（アンカー孔番：X4-Y2）

圧板直近（a、c、e、g）とアンカー支圧板幅分離れた位置（b、d、f、h）の計8点を設定した。9本のアンカーについて同一画角に入るように熱赤外線カメラで撮影し、その撮影画像から計測点a～hについてそれぞれ表面温度を整理した。撮影角度により測点がアンカーキャップ等と重なって見えない場合や、のり枠に繁茂した植物及びそれらの影によって温度計測に影響が出る場合には、その測点の計測結果はデータ整理には用いないこととした。

3.2 土工構造物の長期撮影データに基づいた熱赤外線映像法の効率化の検討

本検討では土工構造物内部の点検手法として、熱赤外線映像法を効率よく活用するため、土木研究所内の実大補強土壁を熱赤外線カメラで長期間撮影し、既往の調査³⁾より検出された盛土内部に湿潤箇所を含む擁壁の壁面温度を季節や撮影時間帯といった計測条件別に整理し、熱赤外線カメラによる擁壁内部状態判定の効率化について検討を行った。

計測対象とした実大補強土壁の正面図を図-3に示す。実大補強土壁は1995年に土木研究所の屋外実験場に構築された。壁面材には高さ0.5m×幅1.0m×厚さ35cmのコンクリートブロックを、擁壁内部の盛土材には砂質土を用いた。盛土材の物性を表-1に示す。既往調査より盛土天端の補強領域外にあるクラックを境に補強領域側に120mmの沈下が確認されている。また地盤

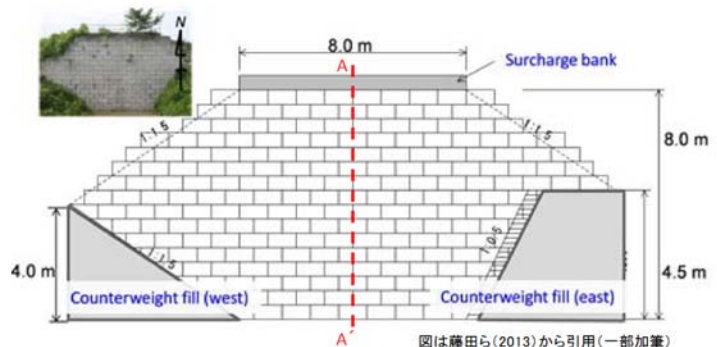


図-3 実大補強土壁の正面図

調査として三次元比抵抗探査、簡易動的コーン貫入試験、含水比測定が図-3中の破線A-A'断面で実施されている。地盤調査結果を図-4に示す。コンター図で示した三次元比抵抗探査結果から、壁高 5m 程度の位置に相対的に抵抗値の低い箇所が層状に存在することが確認されている。壁高 8m 付近のクラック

前面の高比抵抗箇所についての原因は不明であるが、盛土天端に設置した砕石層の影響や、地盤調査前の砕石層撤去時の重機による意図しない载荷力による土の締め固めの可能性がある。図-4中の点線箇所で行った簡易動的コーン貫入試験結果から、壁高 4~7m の位置に換算 N 値が 5 以下のゆるんだ箇所が確認されている。図-4中の破線箇所で行った含水比測定結果から、壁高 4.5m 付近の土は $w=33.8\%$ と湿潤であることが確認されている。以上の結果、壁面背面の盛土内の浅い位置にゆるんだ箇所が層状にあると推測されている。

熱赤外線カメラによる実大補強土壁の撮影は 2015 年 5 月から開始し、現在も撮影を続けている。撮影頻度は 30 分に 1 回の頻度である。熱赤外線カメラは実大補強土壁正面に位置する電柱に設置した(実大補強土壁と電柱との距離約 15m)。今回検討に用いた実大補強土壁の壁面温度計測点は、図-4、図-5に示した a、b の 2 点とした。この 2 計測点の領域は既往調査ではゆるみ箇所と推測され、含水比測定から b の壁高位置の方が a の壁高位置より擁壁内部の含水比が高いことがわかってきた。したがって本検討では、既往調査で得られた盛土のゆるみ状態や湿潤状態が現在も同じであると仮定した上で壁面温度計測点 a を低湿潤部、b を高湿潤部と推定して検討を行った。熱赤外線映像法では、対象物の最高表面温度と最低表面温度を示す部位の 2 時刻間の熱画像から、温度変化パターンを読み取って内部状況を判断する目的で、日中と深夜・早朝に温度計測を行う。実際の点検時、対象物表面温度が最高値または最低値になる時間はわからないため、本検討では天気予報等で情報収集可能な最高気温時刻と最低気温時刻の壁面温度差を用いた。気温データは気象庁の 1 時間毎のつくばの気温データを用い、30 分時の気温は前後時刻の気温で補完した。24 時間のうち天候が雨または過半数が曇の場合、2 計測点の壁面温度差にほとんど差が無くなるため、その日の壁面温度データは検討から除外した。

4. 研究結果

4.1 熱赤外線カメラを用いたアンカーの点検手法の検討

アンカー孔内に湧水がある場合、受圧構造物のアンカー孔内周辺部の表面温度に湧水の影響が現れるかを確認す

表-1 壁面背面の盛土材の物性

単位重量 (kN/m ³)	18.5
細粒分 (%)	25.0
摩擦角 (度)	31.0
粘着力 (kPa)	10.0
最適含水比 (%)	16.4

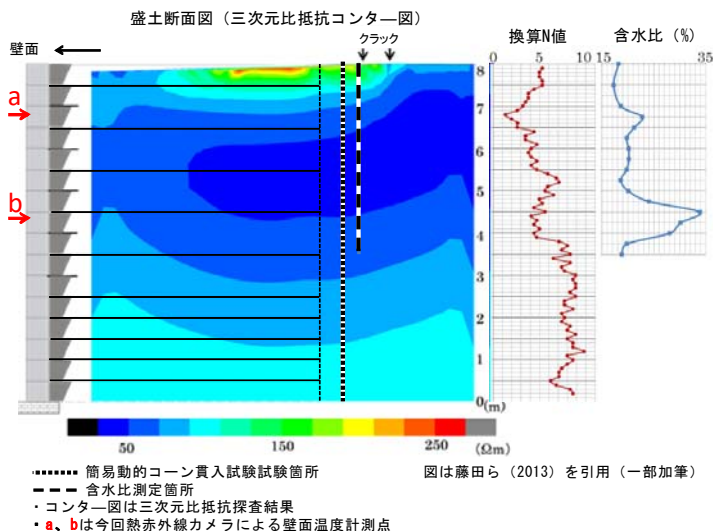


図-4 実大補強土壁の地盤調査結果

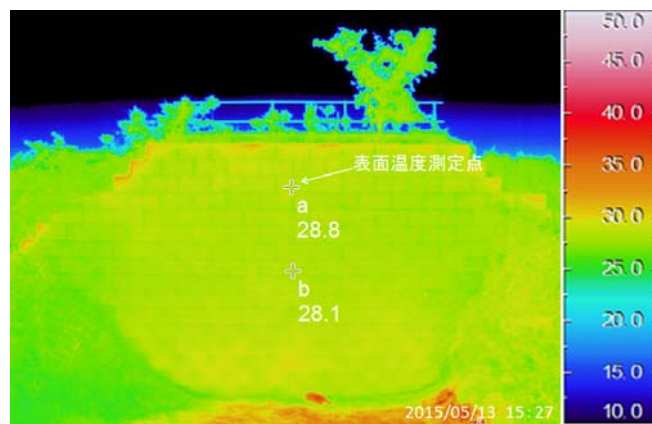


図-5 熱赤外線カメラ画像中の壁面温度計測位置

るため、アンカー孔内周辺部表面温度の経時的な計測データから次の結果を得た。アンカー受圧構造物に設定した8計測点の表面温度の中で、湧水による影響を受けやすいのはアンカー孔内周辺部 (a、c、e、g) である。以下、キャップの影になって計測不可であったcを除く、a、e、gの表面温度の平均値を孔内周辺温とする。撮影時刻9時41分、10時40分、11時40分、13時33分、14時52分の5つの代表的な時間帯で孔内周辺温の比較を行った。この孔内周辺温の経時的な計測結果を図-6に示す。同図のグラフ中の破線は9本のアンカー孔内周辺温の平均温度である。同図から、時間が経過するごとに各孔内周辺温は上昇するが、湧水のある2本のアンカー(X4-Y2、X5-Y2)の孔内周辺温は、9本のアンカーの孔内周辺温の平均温度から徐々に離れていく傾向にあった。

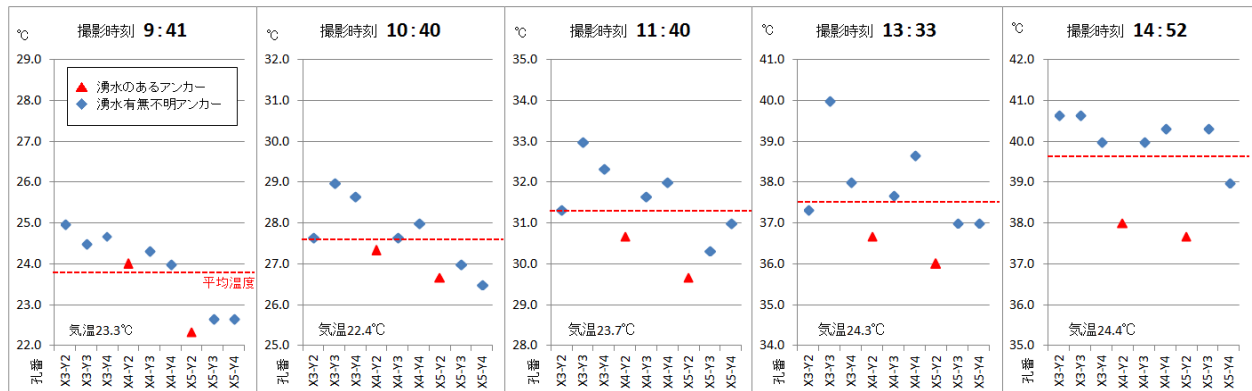


図-6 アンカー受圧構造物の孔内周辺温の経時的な計測結果

次に、アンカー受圧構造物に設定した8点の表面温度計測点の中で、孔内周辺温に対して、湧水による影響を受けにくいのが、アンカー孔内から離れた位置 (b、d、f、h) である。以下、湧水が孔内から下に向かってアンカー受圧構造物表面または背面を流れた場合に表面温度に影響を受けてしまう可能性があるhを除く、b、d、fの表面温度の平均値を外周温とする。そこで、温度計測した9本のアンカーの孔内周辺温と外周温との温度差を比較した。計測結果から孔内周辺温と外周温の温度差が最も大きくなる時間帯が13時30分～15時付近であったので、14時52分撮影時の各アンカーの各計測点の表面温度を表-2のように整理した。熱赤外線カメラ画像から読み取った表面温度データを整理した結果、孔内周辺温と外周温との温度差は、孔内に湧水のある2本のアンカー(X4-Y2、X5-Y2)で6°Cであった。それに対して外観目視から湧水が確認されない孔内の湧水有無が不明な7本のアンカー(X3-Y2、X3-Y3、X3-Y4、X4-Y3、X4-Y4、X5-Y3、X5-Y4)の孔内周辺温と外周温との温度差は3～4°Cとなり、湧水のある2本のアンカーの方がそれ以外のアンカー7本より温度差が大きい値を示すことを確認した。

また、別日にアンカーのり面をより広範囲に他のアンカーについて熱赤外線カメラで撮影し、同様に表面温度の計測点8点(a～h)を設けて、アンカー

表-2 各アンカー受圧構造物の表面温度データの整理結果

No.	アンカー孔内の湧水有無	孔番	各測点の表面温度(°C)※1								表面温度データの整理結果(°C)※2		
			a	b	c	d	e	f	g	h	①孔内周辺温	②外周温	②-①温度差
1	湧水あり	X4-Y2	40	43	-	43	40	45	34	34	38	44	6
2		X5-Y2	36	42	-	44	40	45	37	41	38	44	6
3	湧水有無不明	X3-Y2	41	44	-	45	41	44	40	42	41	44	4
4		X3-Y3	42	43	-	44	40	45	40	41	41	44	3
5		X3-Y4	40	42	-	45	40	43	40	42	40	43	3
6		X4-Y3	39	43	-	41	40	44	41	42	40	43	3
7		X4-Y4	40	42	-	44	41	44	40	40	40	43	3
8		X5-Y3	40	-	-	44	41	44	40	44	40	44	4
9		X5-Y4	39	41	-	44	39	43	39	44	39	43	4

※1 各測点の表面温度は、小数点以下を四捨五入した値を用いて、データ整理を行った。

※2 孔内周辺温とはa、e、gの平均温度である。外周温とは、b、d、fの平均温度である。

受圧構造物の表面温度データを整理した。その結果においても、孔内に湧水のあるアンカーの方がそれ以外の湧水有無が不明なアンカーより温度差が大きい値を示すことを確認した。

4.2 土工構造物の長期撮影データに基づいた熱赤外線映像法の効率化の検討

熱赤外線カメラ撮影期間のうち、2015年5月12日～6月12日（春期）、2015年8月1日～31日（夏期）、2015年11月1日～30日（秋期）、2016年1月1日～26日（冬期）の代表的な4つの期間における熱赤外線画像データについて整理した。表-3に計測結果を示す。4期間において2計測点の壁面温度差の大小関係は $b < a$ となった。盛土内に水を含む場合、水は熱容量が大きく、容易に温度変化しないことから、高湿潤部の方が低湿潤部より壁面温度差が小さくなる。したがって熱赤外線カメラによる壁面温度計測結果から、壁面温度2計測点の湿潤の高低関係は $a < b$ となり、既往調査の含水比測定と同じ結果となった。そこで、季節、撮影時間といった検出条件について検討した結果、4期間の中で、高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差の最も差が出やすいのは冬期であることがわかり、高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差が平均 1.73°C の差であった。冬期が最も壁面温度差の差がひらく理由の1つとして気温差との関係が考えられる。表-3から最高気温と最低気温の気温差の大小関係が夏期 $<$ 秋期 $<$ 春期 $<$ 冬期の順となり、高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差の大小関係に対応する。一方、冬期は4期間中で湿度・雨量が最も少なく、乾燥した状態であった。雨天等の高湿度状況では、水分により特定の赤外線波長領域が吸収されることがあり、計測精度面でも冬期計測が望ましい。

次に冬期の中で高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差に最も差がひらく温度計測時間帯について検討した。表-4に示すように日中の壁面温度計測時間帯は最高気温時を含めた1)～11)の11ケース、深夜・早朝の壁面温度計測時間帯は最低気温時を含めた12)～22)の11ケースについて、高湿潤部 b と低湿潤部 a の各計測時間帯の平均壁面温度差に最も差がひらく温度計測時間帯の組合せを検討した。

検討結果として高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差に最も差がひらいた温度計測時間帯の組合せ上位9組を表-5に示す。表-5より、日中の計測時間帯は最高気温時以前の時間帯が優勢で、深夜・早朝の計測時間帯は最低気温時以前の時間帯が優勢であり、これらの組合せの中で最も差がひらいたのは最高気温時と最低気温時1時間30分前の時間帯の温度差の組合せで、高湿潤部 b と低湿潤部 a の平均壁面温度差の最大差 1.91°C であった。また、日中の壁面温度計測を最高気温時前後2時間の時間帯に、深夜・早朝の壁面温度計測を最低気温時2時間前～最低気温時30分前の時間帯に実施すれば、高湿潤部 b と低湿潤部 a の平均壁面温度差が 1.5°C 以上の差になる。

2016年夏期（8月）と2017年冬期（1月）についても

表-3 代表的期間ごとの壁面温度差の計測結果

項目		春(5-6月)	夏(8月)	秋(11月)	冬(1月)
最高-最低気温時 壁面温度差($^{\circ}\text{C}$)	a(低湿潤部) 平均	9.59	10.60	15.11	19.20
	b(高湿潤部) 平均	9.36	9.95	13.57	17.47
気温(曇・雨天除く)	平均最高気温	26.41	33.47	17.42	10.51
	平均最低気温	15.04	24.20	7.29	-2.32
	平均気温差	11.37	9.27	10.13	12.83
湿度(%)	最低	12	47	21	13
	平均	74	83	83	66
日照時間(h)	計	219.5	146.1	118.7	181.6
雨量(mm)	合計	131.5	100.5	148.5	66.5
	最大(日)	24.5	58.5	37.0	65.0
	最大(時間)	19.5	57.5	10.0	12.0

表-4 検討した冬期の壁面温度計測時間帯ケース

日中の壁面温度計測時間帯		深夜・早朝の壁面温度計測時間帯	
1) 最高気温時	12) 最低気温時		
2) " 30分前	13) " 30分前		
3) " 1時間前	14) " 1時間前		
4) " 1時間30分前	15) " 1時間30分前		
5) " 2時間前	16) " 2時間前		
6) " 3時間前	17) " 3時間前		
7) " 30分後	18) " 30分後		
8) " 1時間後	19) " 1時間後		
9) " 1時間30分後	20) " 1時間30分後		
10) " 2時間後	21) " 2時間後		
11) " 3時間後	22) " 3時間後		

表-5 冬期の壁面の高湿潤部と低湿潤部の壁面温度差に

最も差がひらいた温度計測時間帯の組合せ上位9組

	壁面温度差の計測時間帯組合せ	平均壁面温度差		壁面温度差の差 a-b差
		POINT a	POINT b	
1	1) - 15) 差 ※1	20.27	18.35	1.91
2	1) - 16) 差	19.43	17.54	1.89
3	3) - 15) 差	20.94	19.06	1.88
4	7) - 15) 差	19.53	17.65	1.88
5	1) - 13) 差	19.70	17.83	1.87
6	1) - 14) 差	19.80	17.92	1.87
7	2) - 15) 差	19.99	18.14	1.86
8	3) - 16) 差	20.10	18.24	1.86
9	7) - 16) 差	18.69	16.84	1.86

※1 表中の番号は表-3の時間帯番号に対応する。

同様に温度計測点 a、b を設け、比較を行った結果、季節による比較では、前年同様に冬期の方が夏期より高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差の差が大きかった。計測時間帯の比較では、高湿潤部 b と低湿潤部 a の壁面温度差に最も差がひらいた温度計測時間帯の組合せは前年と同じではなかったが、組合せの傾向は、前年同様に日中の計測時間帯は最高気温時以前の時間帯が優勢で、深夜・早朝の計測時間帯は最低気温時以前の時間帯が優勢であった。

5. 結論

5.1 熱赤外線カメラを用いたアンカーの点検手法の検討

熱赤外線カメラを用いたアンカー受圧構造物の経時的な表面温度変化の検討から、アンカー受圧構造物は、日中、日照時間とともに表面温度が上昇していくが、孔内に湧水のあるアンカーの孔内周辺温は、他のアンカーに比べて表面温度上昇率が小さく、時間とともに湧水のあるアンカーとそれ以外のアンカーとの孔内周辺温の温度差が開いていく傾向がみられた。この現象はアンカー孔内周辺部がアンカー孔内にある湧水の影響を受けるためと考えられ、熱赤外線カメラで経時的に撮影した受圧構造物の表面温度変化から、孔内周辺温への湧水の影響を読み取ることができた。また、アンカー受圧構造物の孔内周辺温と外周温との温度差が最も大きくなる時間帯において、アンカー孔内に湧水のあるアンカーの方が孔内周辺温と外周温との温度差が他のアンカーよりやや大きい傾向を示すことを確認した。したがって、孔内周辺温と外周温の温度差が最も大きくなる時間帯に熱赤外線カメラで撮影すれば、1回の撮影で得られる熱赤外線カメラ画像の表面温度を利用することで、湧水の影響が疑わしいアンカーを検出できる可能性が出てきた。ただし、受圧構造物やアンカーが他の場所から流れてきた湧水の影響を受けている場合や、隣り合うアンカー間を跨ぐような広範囲に存在する湧水の影響を受ける場合については、受圧構造物が湧水の影響によってどのような温度変化や温度分布を時間によってどう示すのかを調べる経時的な測定の検証が必要である。

5.2 土工構造物の長期撮影データに基づいた熱赤外線映像法の効率化の検討

本計測結果から補強土壁の壁面温度差が、壁面内部の盛土の湿潤程度によって異なることがわかり、その温度差を効率的に熱赤外線カメラで捉えるために、高湿潤部と低湿潤部の壁面温度差に最も差がひらく季節や計測時間帯について知見を得た。ただし、既往調査によって当時確認された擁壁内部の湿潤状況が現在も同じであるかは不明であるため、今回得た知見を確認するために、擁壁内部の含水比測定と熱赤外線カメラによる壁面温度計測を同時に実施する必要がある。また内部状況が不明な実際の土工構造物の点検における、湿潤部検出の指標となる具体的な温度差の値については、季節毎に整理し、複数年の同月データと比較する必要があり、今後継続して撮影データを蓄積し、気象データと今回得られた季節や計測時間帯についての知見と細かく比較する必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、地質・地盤研究グループ施工技術チームの宮武上席研究員、近藤総括主任研究員をはじめとする同チームの皆様にご指導、ご助力を賜りました。以上の皆様に厚く感謝の意を表します。

所属: 日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) 土木研究所, 熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断マニュアル, 1996
- 2) 土木研究所, 日本アンカー協会, グラウンドアンカー維持管理マニュアル, 2008
- 3) 藤田智弘, 久保哲也, 宮武裕昭, 「実大ジオグリッド補強土壁の実地震時の挙動」, 第48回地盤工学研究発表会論文集, 2013

石灰、セメント改良した建設発生土の締固めに関する基礎的検討

チーム名等 施工技術チーム
氏名 井上 玄己

1. まえがき

昨今の首都圏を中心とした大規模建設事業において、建設発生土（以下、発生土という）量の増加が見込まれている。また、リサイクルの推進により発生土のさらなる有効利用が求められている。泥土または第4種¹⁾に区分される低品質な発生土を道路盛土等に用いる場合には、固化材を混合するなどして品質改良を行う必要がある。著者らが実施した現場の実態調査によると、このような改良土の現場での品質管理は良質な盛土材と同様に締固め度のみで行われており²⁾、固化材混合による強度増進の影響を必ずしも適切に評価できていない可能性がある。維持管理に対する社会的要請の高まりも考慮すると、集中豪雨等の外的要因の作用を受ける改良土の長期的な強度特性を把握すること、改良土の長期耐久性を確保するために設計・施工の段階で必要な要求品質や品質管理項目を明らかにすることが望ましい。そこで筆者らは産学計12者と連携し、発生土に固化材を混合した改良土の長期的な安定性や耐久性の検討と、適切な品質管理手法を提案するための共同研究を行っている。

2. 研究目的

本研究は石灰、セメント改良土の品質管理手法に着目し、実大規模の締固め施工実験を実施し、良質な地盤材料で実施した同様の実験結果^例（例えば3）、4）との比較及び施工実験から養生7日までの強度を明らかにすることを目的に実施した。

3. 研究方法

3.1 材料

実験に用いた盛土試料の基本物性を表1、粒度分布を図1、締固め曲線を図2にそれぞれ示す。土質(3)、(4)、(5)は既往の実験に用いた試料で、美浦砂は本研究で用いた試料である。土質(3)、(4)は最適含水比 w_{opt} 付近に調整された砂質土、土質(5)は w_{opt} よりも約3%含水比の高い細粒土である。美浦砂は発生土の土質区分で泥土に分類される砂質土である。固化材は、生石灰及びセメント系固化材を用いた。

3.2 配合試験

改良土の固化材添加量を配合試験により決定した。なお、ここでは生石灰により改良されたものを石灰改良美浦砂、セメント系固化材により

表1 盛土試料の基本物性

土質分類	土質(3) 細粒分質砂	土質(4) 細粒分質砂	土質(5) 砂質細粒土	美浦砂 細粒分質砂
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.675	2.681	2.665	2.691
最適含水比 w_{opt} (%)	16.0	18.8	24.9	24.1
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.674	1.666	1.531	1.527
実験時含水比 w (%)	15.9	18.3	28.2	34.5, 34.1
コーン指数 q_c (kN/m ²)	-	-	-	68 (w=34.1%)

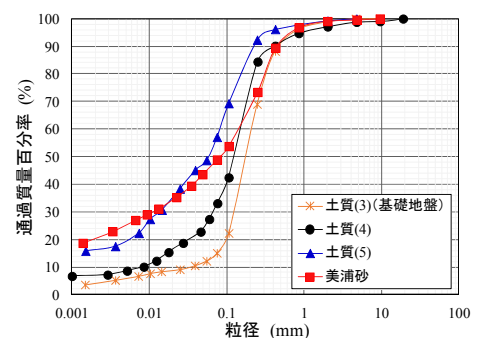


図1 盛土試料の粒度分布

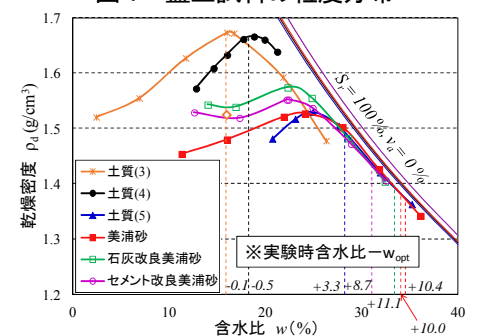


図2 盛土試料の締固め曲線

改良されたものをセメント改良美浦砂と呼ぶ。

図3に石灰改良美浦砂，図4にセメント改良美浦砂の配合試験結果を示す。石灰改良美浦砂は，生石灰によるトラフィカビリティの改善が求められる現場を想定し，コーン指数による添加量の設定を行った。室内配合試験の目標値は，湿地ブルドーザーが走行可能な $q_c=300\text{kN/m}^2$ に安全率 100kN/m^2 を見込んだ $q_c=400\text{kN/m}^2$ とした⁵⁾。また，養生条件は早期の施工が求められる現場条件を想定し，生石灰を混合後，1日仮置きした材齢2日とした。図3より，添加量 21.3kg/m^3 を締め固め施工実験の添加量とした。なお，図3とあわせ7日養生で実施した一軸圧縮試験によると，添加量 21.3kg/m^3 における室内一軸圧縮強さは $q_u=61\text{kN/m}^2$ である。コーン貫入試験と同様の安全率 ($300/400$) $=0.75$ を見込んだ場合，現場（締め固め施工実験）で得られると想定される一軸圧縮強さは 46kN/m^2 である。

セメント改良美浦砂は，盛土の安定性向上が求められる現場を想定し，一軸圧縮強さ（材齢7日）の設計値を $q_u=100\text{kN/m}^2$ とした。（現場/室内）強さ比を0.7（軟弱土に粉体の固化材をバックホウで混合する場合の強さ比の最大値⁶⁾），室内の目標一軸圧縮強さを $q_u=143\text{kN/m}^2$ として添加量の設定を行った。

図4より，添加量 58.7kg/m^3 を締め固め施工実験の添加量とした。なお，図4とあわせて固化材混合から2~3時間で実施したコーン貫入試験によると，添加量 58.7kg/m^3 における室内でのコーン指数は $q_c=480\text{kN/m}^2$ である。

3.3 締め固め施工実験

改良土は 0.7m^3 バケットを装着したバックホウを用いて1回当たり $10\sim 15\text{m}^3$ の試料と固化材を約30分間混合し，石灰，セメント改良美浦砂とも累計 60m^3 を作製した。図5に示す幅5m，長さ44.8m，高さ4mのコンクリート製の実験ピット内に土質(3)で締め固め度 $D_c > 95\%$ の基礎地盤を造成し，この上に各盛土試料を敷均した。転圧終了後の盛土の層厚が30cm程度となるよう，敷均しにおける盛土の層厚は約40cmとした。 0.1m^3 クラスの油圧ショベル（自重2.7t）でクローラ走行した状態を0回転圧と定義し，11t級の振動ローラを用いて転圧を行った。振動ローラの起振力は土質(3)，(4)，(5)の実験で226kN，石灰，セメント改良美浦砂の実験で181kNとした。なお，石灰改良美浦砂は材齢2日，セメント改良美浦砂は材齢0日に，転圧を実施した。図5に示す各計測を土質(3)，(4)，(5)の実験では0，2，4，6，8，12，16回，改良した美浦砂の実験では西側半分（西レーン）において0，1，2，3，4，6，8回転圧毎に行った。また，石灰，セメント改良美浦砂は転圧を行った翌

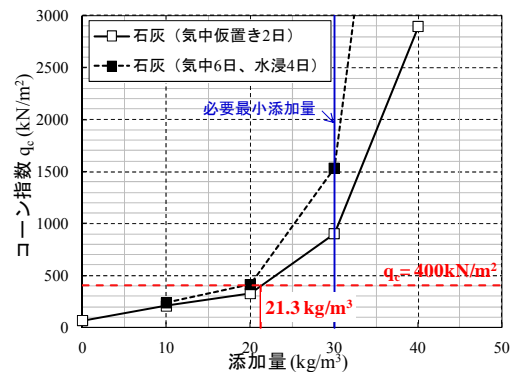


図3 室内配合試験(生石灰)

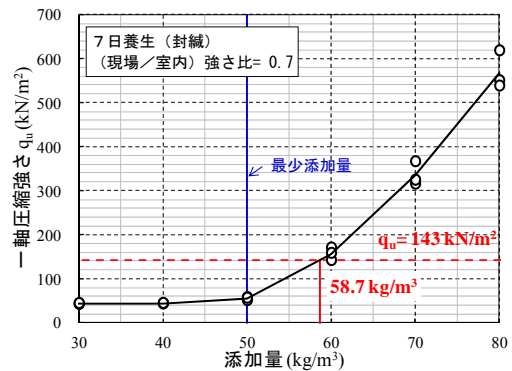


図4 室内配合試験(セメント系固化材)

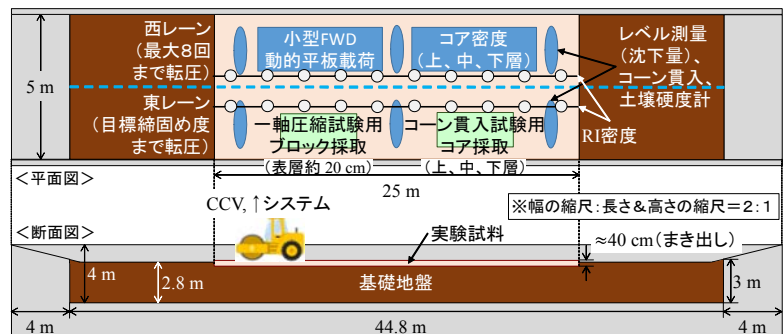


図5 締め固め施工実験平面図及び断面図

日、東レーン側の締固め地盤を対象に一軸圧縮試験用のブロックサンプリング(表層 5~20cm 間)及び室内コーン貫入試験用のコアサンプリング(表層~30cm 間)を実施した。ブロックサンプリング試料は、採取後直ちに一軸圧縮試験の供試体寸法(φ5cm, H10cm)に整形し、材齢 7 日まで室温 20°Cで封緘養生を行った。また、室内コーン貫入試験用のコアサンプリング試料(φ10cm, H10cm)も同様とした。

4. 実験結果

コアカッターによる上(盛土表層~10cm)、中(10~20cm)、下(20~30cm)層の密度の平均値から求めた締固め度と、転圧回数との関係を図6に示す。土質(3)、(4)、(5)では転圧を重ねることで締固め度が大きくなり、路体、路床盛土の品質管理基準値である $D_c=90, 95\%$ を超えた。石灰、セメント改良美浦砂は初めの2回までは転圧後に締固め度が増加したものの、その後は大きなエネルギーを与えて転圧を重ねても密度が大きくならなかった。

コアカッターによる締固め度の平均値と、動的平板載荷試験による地盤反力係数との関係を図7に示す。土質(3)、(4)、(5)は転圧2回以降、石灰、セメント改良美浦砂は転圧1回以降の計測値である。土質(3)、(4)において、転圧回数8回までは地盤反力係数と締固め度との間に正の相関が見られたが、転圧12、16回において地盤反力係数が連続的に低下し、締固め度との関係が逆転した。土質(5)は転圧2回目から地盤反力係数が低下し続け、土質(3)、(4)とは異なる傾向を示した。石灰、セメント改良美浦砂は地盤反力係数も締固め度も変化量が小さく、両者の相関は明瞭でなかった。

図8に示すコーン指数と転圧回数の関係より、石灰改良美浦砂は転圧0回の時点で平均 $q_c=529\text{kN/m}^2$ と現場目標 $q_c=300\text{kN/m}^2$ を上回っていたが、転圧に伴う強度増加の傾向は認められなかった。セメント改良美浦砂は転圧0回の時点で平均 $q_c=425\text{kN/m}^2$ であり、その後も増加傾向が見られた。図6の締固め度が転圧2回以降は増加していないことから、セメント改良美浦砂の q_c の増加には時間経過に伴うセメントの固化反応が大きく影響していると考えられる。今後は石灰、セメントの固化反応による強度増加と締固めによる強度増加を区別できる実験手法とする必要がある。

図9にコーン指数と材齢の関係を示す。ここで、石灰改良美浦砂(西)は、転圧を実施した材齢2日(気温 15.5°C)に加え材齢4日(気温 11.5°C)にも実験ピット内で試験を行っており、材齢2日から4日までに平均 q_c が 455kN/m^2 から 699kN/m^2 まで増加した。また、石灰改良美浦砂(東)では材齢2日(気温 15.5°C)からコアサンプリング試料の材齢7日(材齢3日から室温 20°C封緘養生室内試験)までに q_c が 527kN/m^2 から 1036kN/m^2 まで増加していた。養生

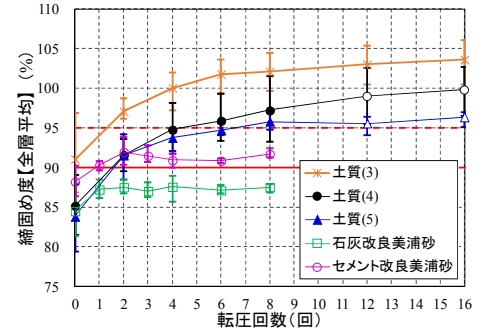


図6 締固め度と転圧回数との関係

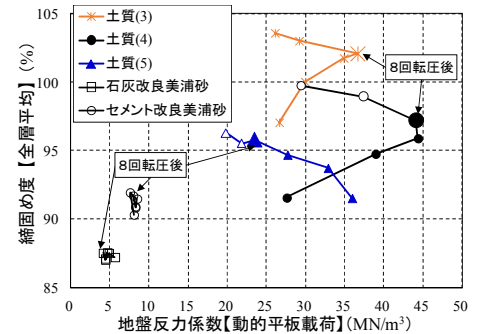


図7 締固め度と地盤反力係数との関係

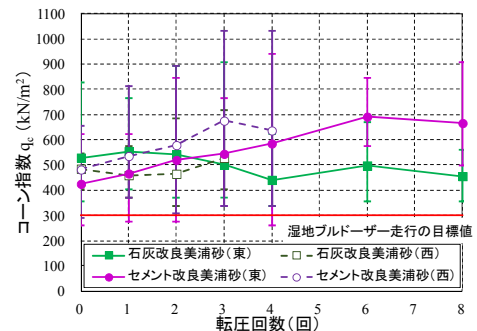


図8 コーン指数と転圧回数の関係

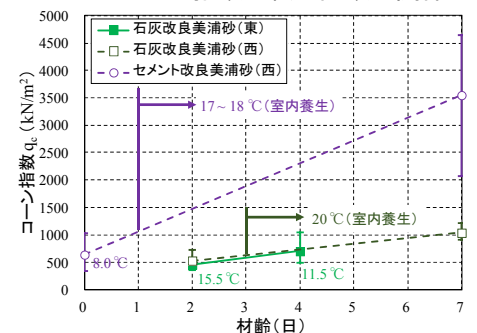


図9 コーン指数と材齢の関係

温度や試験条件に違いがあるものの強度増加の傾向はほぼ同様であった。セメント改良美浦砂は、転圧終了時の材齢 0 日(気温 8.0 度)の $q_c=636\text{kN/m}^2$ から、コアサンプリング試料の材齢 7 日(材齢 1 日から室温 17~18°C 封緘養生)までに $q_c=3549\text{kN/m}^2$ となり、強度増加が大きかった。

図 10 及び図 11 に一軸圧縮強さと含水比、乾燥密度の関係を示す。一軸圧縮強さはブロックサンプリング試料より整形した供試体の 7 日養生時点での試験結果である。両図とも値がばらついてはいるが、これは盛土材料そのものの不均質性によるものと考えられる。石灰改良美浦砂はセメント改良美浦砂に比べるとややばらつきが小さく、既往の研究⁸⁾で報告されている一軸圧縮強さと含水比、乾燥密度の相関が若干見られるが、明瞭ではなかった。

5. まとめ

改良土の締固め施工実験より得られたことを以下にまとめる。

(1) 良質な盛土材は最大転圧回数の 16 回転圧まで締固め度が継続的に増加するのに対し、本実験の改良土は締固め度の増加は転圧 2 回までであり、増加した締固め度も 4% 程度と小さかった。(2) 良質な盛土材は転圧に伴い地盤反力係数の明瞭な増減が見られるが、本実験の改良土では変化量が小さかった。(3) 石灰、セメント改良美浦砂とも転圧による明確な強度増加は見られないが、時間経過に伴い強度が増加し配合試験による目標強度は得られた。

今後は固化材の混合量や地盤材料を変えて同様の試験を行い、改良土の締固め特性について引き続き検討する予定である。

6. 謝辞

本研究において、宮武 上席研究員、近藤 総括主任研究員、澤松 主任研究員及び宮下 主任研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました。また、締固め施工実験では、先端技術チーム及び施工技術チーム皆様に多大なご協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

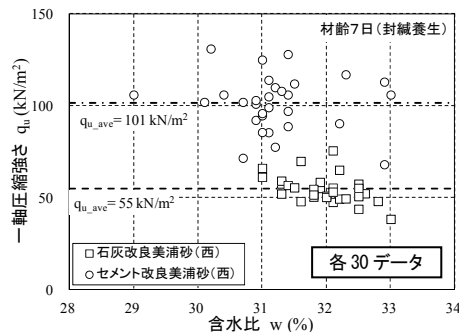


図 10 一軸圧縮強さと含水比の関係

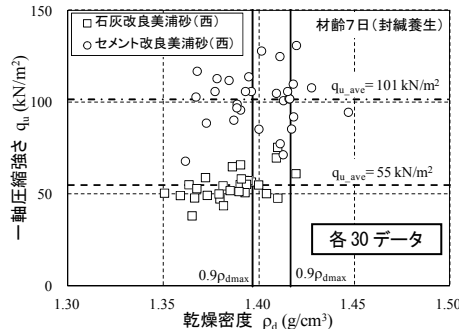


図 11 一軸圧縮強さと乾燥密度の関係

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 土木研究所，建設発生土利用技術マニュアル第 4 版，2013
- 2) 「宮下ら，建設発生土の利用に関する現場実態調査結果の分析」，第 60 回地盤工学シンポジウム論文集，pp. 153-156，2016
- 3) 「森ら，盛土施工における締固め特性について（その 1）」，土木学会第 69 回年次学術講演会，2014
- 4) 「藤田，宮武，大型締固め機械の転圧による土の締固め特性の検証」，土木技術資料 59-2，pp. 26-31，2017
- 5) 日本石灰協会，石灰による地盤改良マニュアル改訂 7 版，2016
- 6) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第 4 版，2012
- 7) 関東地方整備局，土木工事施工管理基準及び規格値平成 27 年 4 月改訂版，2015
- 8) 「宮下ら，セメント・石灰改良土の異なる養生環境下での強度特性」，第 52 回地盤工学研究発表会，投稿中

壁面変位による補強土壁の健全性評価に関する研究

チーム名 土木研究所 施工技術チーム
氏名 佐藤 登

1. まえがき

道路土工構造物は、適切に設計・施工を行えば、緩やかに変形をしつつ安定を保つ構造物である。補強土壁を含む道路土工構造物の多くは、現行設計法では変形を考慮しない極限釣り合いに基づく照査を行っているため、変状が発生した際の健全性を評価することが難しいのが現状である。ここで、分割パネルを有する補強土壁の地震動等による変状として、壁面がはらみだすような変形モードが確認されている。本論文では、補強土壁の地震後の壁面の変位量に基づく健全性の評価を目的として検討を行った。具体的には、既往の模型実験結果と実被害事例について、補強土壁の下部壁面材の傾斜度と補強土壁の内部のすべりの発生状況を関連づけて検討を行った。

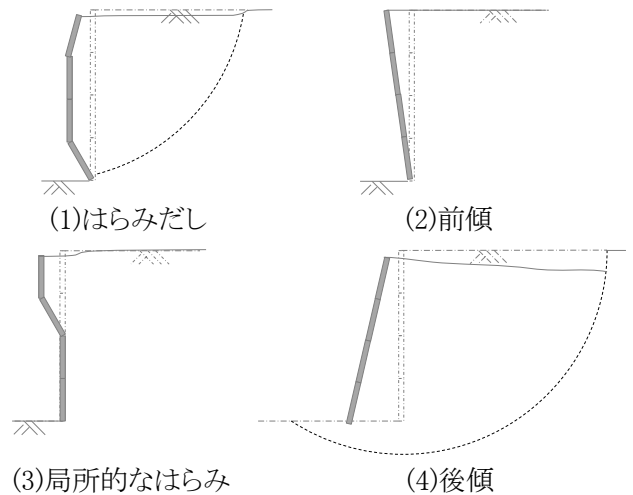


図-1 補強土壁の主な変形モード

2. 分析方法

これまでの地震後等の現地調査結果に基づき、補強土壁の変形モードを分類すると、図-1に示すとおりとなる。このうち、地震外力により比較的大きな変形が生じたものの変形モードは、(1)はらみだしが多い傾向にある。この変形モードは、既往の模型実験結果¹⁾においても確認されており、最下段壁面材の傾斜が顕著となる特徴がある。

表-1 分析対象の諸元

補強土壁の概要			盛土材 ^{※2}						作用条件	限界水平震度 ^{※3} k_{hcr}	最大加速度 a_{max} ^{※4} (gal)	計測角度 θ (%)		
CASE	区分	補強材	壁高 ^{※1} (m)	土質	γ_t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)	γ_{max} (%)						
1	-1 -2	遠心傾斜台実験	ジオテキスタイル	7.5	豊浦砂	15.5	0	43.0	6.2	A	0.12	467	9.2%	井澤ら ¹⁾
				7.5	珪砂5号	14.5	0	46.4	5.7		0.19	498	9.9%	
2	-1 -2 -3 -4	遠心振動台実験	ジオテキスタイル	8.0	珪砂7号	15.5	0	44.0	10.7	B	0.38	1202	12.8%	藤田ら ²⁾
				8.0	珪砂7号	14.4	0	38.0	11.9		0.29	1172	30.4%	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44, 38 (表層2mのみ)	10.7		0.38	1144	14.9%	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44, 38 (壁前面2mのみ)	10.7		0.38	1202	22.4%	
3	-1 -2	遠心振動台実験	鋼製帯状補強材	7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7*	11.0	C	0.41	1431	18.1%	大谷ら ³⁾
				7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7*	11.0		0.55	2169	4.8%	
4	実大振動台実験	鋼製帯状補強材	6.0	SM	13.44	0	34.4	21.3	D	0.27	151	0.19%		
5	実被害事例	鋼製帯状補強材	4.5-7.5	SG-F	19.3	2.03	41.7	20.3	実地震波	0.22-0.23	764	2.6%-36.1%		

※1遠心模型実験の壁高は、実大換算した値

※2盛土材の c , ϕ , γ_{max} は、三軸圧縮試験から求めた値、*は推定式⁷⁾から求めた値

※3限界水平震度は、全体安定検討(円弧すべり)の安全率が1.0となる時の水平震度

※4傾斜台実験は、傾斜角度 θ より換算した水平震度に重力加速度を乗じた値、遠心振動台実験の最大加速度は、入力加速度を実大換算した値、実被害事例では、最大加速度の推定式⁴⁾より求めた値

そこで、補強土壁の健全性の評価をするために、補強土壁の最下段壁面材の傾斜度に着目した。

井澤ら⁹⁾は、分割パネルを有する補強土壁の健全性評価について遠心傾斜台模型実験結果に基づき、盛土材の力学試験から得られた最大せん断ひずみ γ_{max} から補強土壁にすべり線が発生する

時の最下段壁面材の傾斜度 θ_{cr} の関係を式 (1) のように提案している。

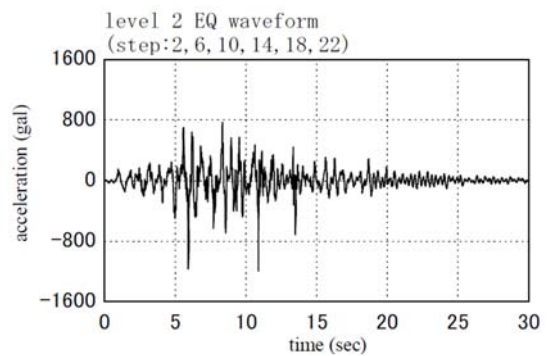
$$\gamma_{max} = 2\theta_{cr} \quad (1)$$

本研究では、様々な条件のもとで実施された既往の実験結果及び実被害事例のうち、着目箇所の変形量、最大せん断ひずみ等のデータを得られる文献を対象に、最下段壁面材の傾斜度 θ と、三軸圧縮試験による最大せん断ひずみ γ_{max} より得られる限界角度 θ_{cr} を整理した。また、模型は 1/50, 1/20, 実物大スケールのほか、地震により実際に被害を受けた補強土壁の調査結果についても同様に整理した。分析対象の諸元を表-1 に示す。各ケースの地震外力の作用条件は、傾斜台による擬似的な水平力あるいは正弦波、地震波による加振又は両者を組み合わせたものなど、異なるものである。遠心振動台と実大振動台の加振はステップ加振を行い、最大加速度を徐々に増加させることを基本としている。詳細な入力条件を表-2 に示す。また、正弦波、地震波の例として、CASE2 で加振を行った地震波形の例を図-2 に示す。各実験の詳細な条件につ

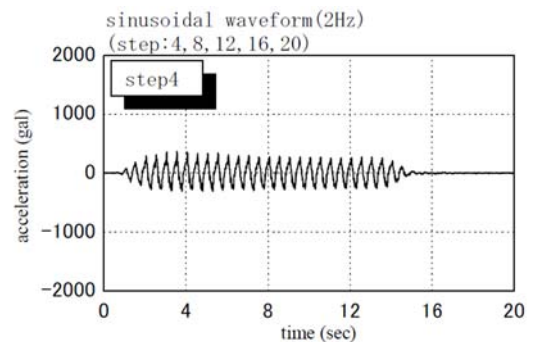
いては、参考文献を参照されたい。対象とした補強土壁は、補強材長、盛土材等の条件から耐震性が異なる。井澤ら⁹⁾は、補強領域下部を通過するすべりと、最下段壁面材の傾斜を関連付けている。従って本論文では、現行の設計基準⁵⁾に基づき補強領域下部を通過するすべりの安全率が 1 となる時の水平震度(限界水平震度 k_{hcr})を算出し、分析対象の補強土壁の耐震性を k_{hcr} で代表させた。最大加速度については、傾斜台実験は、傾斜角度 θ より換算した水平震度に重力加速度を乗じた値、遠心振動台実験の最大加速度は入力加速度を実大換算した値、実被害事例では、最大加速度の推定式⁴⁾より求めた値を用いた。また、安定計算に用いた模型の土質定数 c, ϕ, γ_{max} については、三軸圧縮試験結果より、また CASE3 の c, ϕ は、推定式⁷⁾ から得た値を用いた。

表-2 分析対象の作用条件

作用条件	作用内容		遠心加速度
A	疑似水平力	1deg/minで傾斜 傾斜毎に遠心加速度を上昇	遠心 (50G~)
B	加振	3種類の波を織り交ぜステップ加振 ・ランダム波...固有振動数を把握する目的で、100 gal 程度の波 11回 ・地震波...神戸波 6回 ・正弦波...2Hz、最大1224galまで漸増 30波 5回	遠心 (20G)
C	加振	2種類の波織り交ぜステップ加振 ・地震波...神戸波 1回 ・正弦波...2Hz、最大1491galまで漸増 20波 9回	遠心 (20G)
D	加振	2種類の波を織り交ぜステップ加振 ・正弦波...2Hz、最大147galまで漸増 20波 7回 ・地震波...タブ波 2回 最大入力加速度147gal	実大 (1G)



(a) 地震波(神戸波)の波形



(b) 正弦波の波形

図-2 地震波形の例(CASE2)²⁾

3. 分析の結果

図-3 に、例として CASE3-1 の最終ステップにおける変形ベクトル図の例を示す。赤線が模型ターゲットの移動量を示し、橙色は加振によって発生したすべり線を示す。本論文の分析対象とした実験ケースでは、補強土壁の補強領域の下部と補強領域の背面部の2種類のすべりの発生が確認された。このうち、

補強領域下部にすべりが発生した場合、壁面の残留変形量は急激な発生が確認された。図-4 に本研究で想定している補強土壁の変形概念図を示す。なお、変形量は補強土壁に発生する主な変形を示している。補強土壁は一旦補強領域下部にすべりが発生すると、すべりによる変形が卓越することが既往の研究からも報告されている⁸⁾。これより、本研究では補強領域下部と補強領域背面のすべりの発生に着目して結果を整理した。

図-5 に k_{hcr} と θ/θ_{cr} の関係を示す。図の縦軸は、測定された θ に式 (1) から求めた θ_{cr} で除した値として θ/θ_{cr} を示している。即ち式 (1) に基づくと θ/θ_{cr} が 1 以上であれば補強領域下部にすべりが発生し始めていることとなる。また、最終ステップは実験の最終の加振ステップを示している。図-5 より、模型実験である CASE1~3 では、 θ/θ_{cr} は異なる k_{hcr} においてもすべりはじめは θ/θ_{cr} が 1 付近で多くを占めており、1 を大きく下回るようなケースは無かった。また、 k_{hcr} が 0.3 以上では、補強領域背面のすべりが先行してすべりが発生する傾向が確認され、CASE2-2, 2-3, 2-4 は、 θ/θ_{cr} が 2.5 程度で補強領域背面にすべり発生している。これは、盛土材の締固め密度が $Dr=60\%$ と緩詰めであったこと等が影響している可能性があるが、今後詳細な検討が必要である。

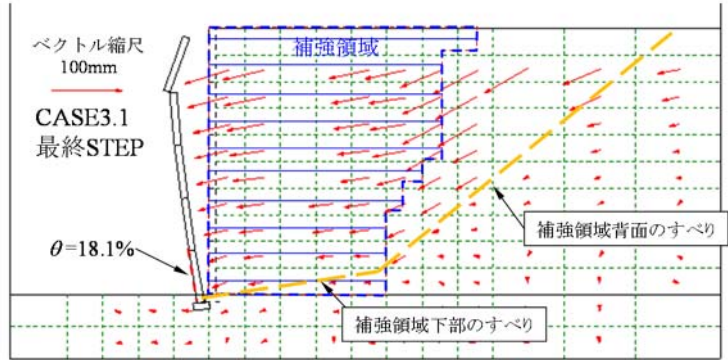


図-3 変形ベクトル図の例 (CASE3)³⁾

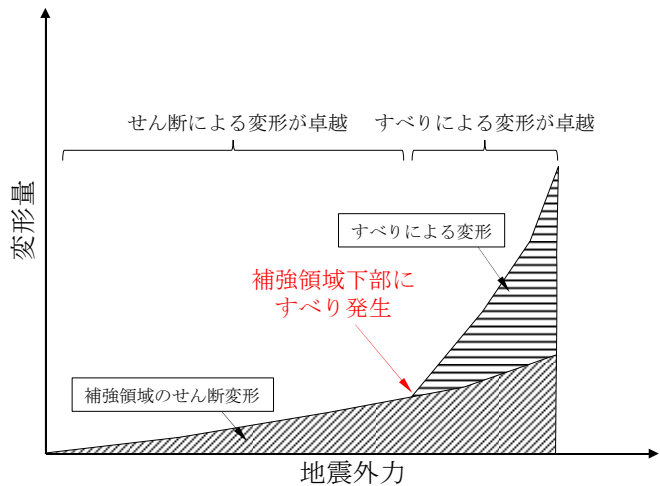


図-4 本研究で想定している補強土壁の変形概念図

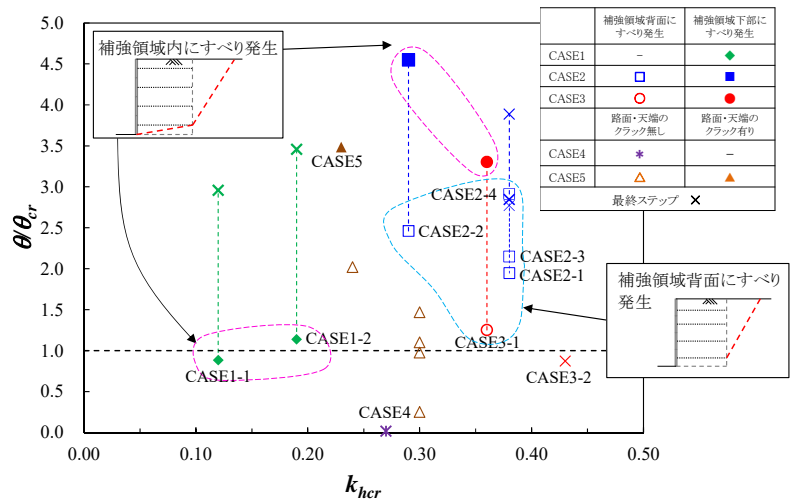


図-5 限界角度と k_{hcr} の関係

図-6 に θ/θ_{cr} と地震外力の関係を示す。

地震外力は補強土壁の k_{hcr} で除した値 $(a_{max}/g)/k_{hcr}$ (g :重力加速度)で示し、補強土壁の設計上の耐震性に対してどの程度の地震動が作用したかを表している。模型実験と実被害事例の $(a_{max}/g)/k_{hcr}$ は、2.5~4 程度であり、模型実験では 2.5 を超えた付近からすべりが入ることが分かる。 θ/θ_{cr} は 1 付近においてすべりが発生しており、最終ステップにおいては、少なくとも 2.8~4.5 までは崩壊には至らない場合があることが

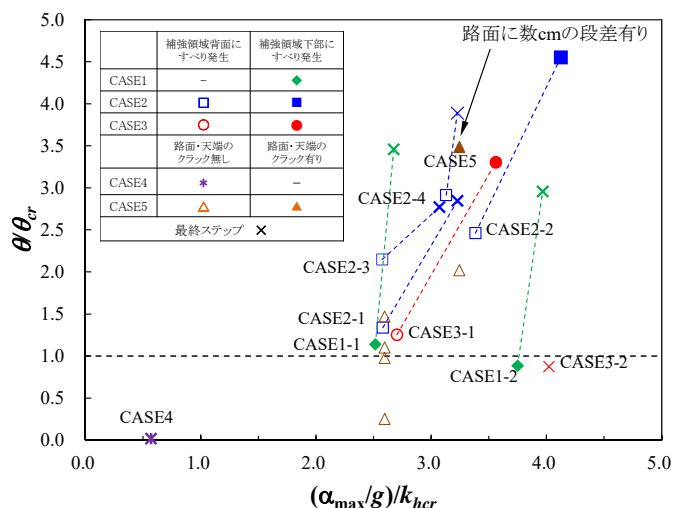


図-6 限界角度と地震外力の関係

確認された。また、実被害事例の CASE5 については、 θ/θ_{cr} は 0.2~3.5 の範囲で分布している。実被害事例のため、補強領域下部の状況は直接的には確認できないが、 θ/θ_{cr} が 3.5 の箇所では、上面路面に数 cm の段差が確認されていることから、盛土内部にすべりが発生しているものと考えられる。

4. まとめ

分割パネルを有する補強土壁の既往の模型実験結果と、補強土壁の実被害事例を、 γ_{max} から得られる θ_{cr} と k_{hcr} により整理した。その結果、 θ/θ_{cr} が 1 付近ですべりが発生するものが多くを占めており、1 を大きく下回るところですべりが発生するものは無いことが確認された。また、 k_{hcr} が大きいケースでは、補強領域背面が先行してすべることが確認され、この時の θ/θ_{cr} は、大きくなることも確認された。

補強土壁の健全性を評価する上で、最下段壁面材の傾斜度を測定することは重要であると考える。今後の課題としては、地震による補強土壁の実被害事例を収集し、実構造物における本推定手法の検証が必要と考える。実被害事例、模型実験結果を含め、最下段傾斜度の更なるデータ蓄積が必要と考える。

5. 謝辞

本研究の遂行に当たっては、施工技術チームの宮武上席研究員、澤松主任研究員、宮下主任研究員、及び藤田研究員には貴重なご意見とご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：ヒロセ株式会社

<参考文献>

- 1) ジオシンセティックス論文集：壁面変位を用いた補強土擁壁の地震時損傷度評価、井澤淳・桑野二郎、2007
- 2) 藤田 智弘・藪 雅行・林 豪人・小橋 秀俊：補強土壁の壁面変形による健全性評価手法提案のための動的遠心模型実験、第 46 回地盤工学研究発表会、2011
- 3) 大谷 義則・石原 雅規：鋼製帯状補強土壁工法の動的遠心模型実験による耐震性評価、第 48 回地盤工学研究発表会、2013
- 4) 司 宏俊、翠川 三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、1999
- 5) 一般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 第四回改訂版、2014、
- 6) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版、2013、
- 7) 公益社団法人地盤工学会：N 値と $c \cdot \phi$ の活用法、1998
- 8) 佐々木哲也、石原雅規、山木 正彦、荒木裕行、楯取真一、：土工構造物の管理水準を考慮した性能設計に関する研究、国立研究開発法人土木研究所、2011~2015

盛土材のこぼれ出しが補強土壁の性能に与える影響

チーム名等 施工技術チーム
氏名 新田 武彦

1. まえがき

(国研)土木研究所では、産官学の共同研究¹⁾を平成26年から平成27年にわたり実施し、補強土壁の劣化シナリオの検討・整理を行なった。それによると、盛土材のこぼれ出し(写真-1)が生じなければ他の土工構造物と同様、緩やかに変形が進行すると考えられ、盛土材のこぼれ出しに至る致命的な損傷を主眼においた、補強土壁の維持管理手法についての知見が取りまとめられた。このように、補強土壁の盛土材のこぼれ出しは、補強土壁の劣化シナリオの重要な事象とされているが、実際に盛土材のこぼれ出しが生じた際に、どのように補強土壁の性能に影響を与えるのか等の十分な知見が得られていない。そこで、本研究では、盛土材のこぼれ出しの発生機構を調査し、模型実験により同様の盛土材こぼれ出しの再現を試み、その挙動を分析した。



写真-1 盛土材のこぼれ出し

2. 盛土材のこぼれ出し事例の分析

補強土壁における盛土材のこぼれ出しの発生部位や措置状況を把握することを目的として、地震及び降雨により盛土材のこぼれ出しが発生した事例を収集し分析した。表-1に調査結果一覧を示す。なお、本表は比較的規模の大きいもの又は変状により上部道路機能に影響のあったものを抽出している。盛土材のこぼれ出しの発生位置は図-1に示すように、隣接構造物との取り付け部(面内の変位及び面外の変位)、水平目地部、壁面材の脱落部に分けられる。最も多い盛土材のこぼれ出しの発生箇所は、隣接構造物との取り付け部であった。

表-1 補強土壁における盛土材のこぼれ出し事例

No.	変状状況	盛土材こぼれ出しの状況		措置方法(緊急時含む)
		こぼれ出し位置	こぼれ出しパターン	
1	壁面のはらみ出し	隣接構造物との取り付け部 鉛直目地(最大120mm)	①面外の変位	壁前面に大型土のうを設置
2	壁面のはらみ出し 壁面材のクラック 盛土天端の沈下	隣接構造物との取り付け部 鉛直目地(最大800mm)	①面外の変位	壁前面押え盛土 壁上部より盛土材再充てん
3	目地開き 壁面のはらみ出し	隣接構造物との取り付け部 鉛直目地	②面内の変位	供用前のため再構築
4	壁面のはらみ出し	隣接構造物との取り付け部 鉛直目地	②面内の変位	-
5	壁面のはらみ出し 端部調整金具の脱落 盛土天端の沈下	隣接構造物との取り付け部 鉛直目地(最大70mm)	③複合変位	壁上部より盛土材再充てん 上部舗装オーバーレイ
6	壁面の倒れ込み	壁面材水平目地部	④水平目地部	シート養生による雨水侵入防止
7	壁面の倒れ込み	壁面材水平目地部	④水平目地部	シート養生による雨水侵入防止
8	角欠け、漏水、 基礎洗掘	壁面材水平目地部	④水平目地部	洗掘部補修、目地部シーリング
9	壁面材の脱落	壁面材脱落部	⑤壁面材損傷・脱落部	撤去・再構築

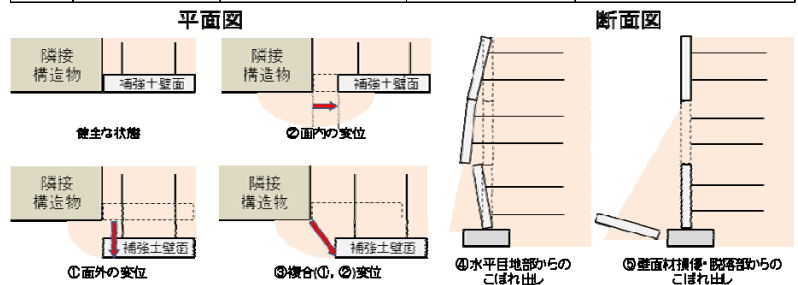


図-1 盛土材のこぼれ出しパターン

原因としては、地震等により補強土壁がはらみ出し、隣接する構造物との間に隙間が発生し、盛土材がこぼれ出すという流れであることが考えられる。措置方法としては、補強土壁前面を大型土のうや盛土材によって押えることで、盛土材のこぼれ出し及び壁面のはらみ出しの抑制を行っている。また、平成27年3月に制定された道路土工構造物技術基準²⁾においても、隣接構造物に対する特性について考慮する旨が明記されていることから、隣接構造物との取り付け部における盛土材のこぼれ出しに対しては、特に入念に検討していく必要がある。

3. 盛土材のこぼれ出しを模擬した補強土壁の模型実験

3.1 実験概要

盛土材のこぼれ出しによる補強土壁の性能に与える影響を把握することを目的とし、盛土材のこぼれ出しを模擬した補強土壁の傾斜模型実験を実施した。概要図を図-2、諸元及び管理項目を表-2に示す。本模型は明確な挙動が発現するように盛土材の密度の緩い状態で作製した。本実験においては地震力を模擬した水平力を加えるため土槽を傾斜させることで本模型に静的な水平力を与えた。本実験にて行った各イベントを表-3、载荷プログラムを図-3に示す。

傾斜過程では1分あたり1degで土槽を傾斜させたのち、クリープ変形を確認するために1deg毎に1分間静止させ、水平地震動 $kh=0.24$ 相当となる $\theta=14deg$ まで繰り返すこととした。その後、模型を水平(0deg)に戻し、盛土材のこぼれ出しを生じさせ、これを1工程として全3回繰り返すこととした。その後、今回セットした実験装置上の限界である $kh=0.41$ まで傾斜させた。

3.2 盛土材のこぼれ出し方法

本実験において考案・実施した盛土材のこぼれ出し再現方法の概要図を図-4に示す。今回の本実験では、隣接構造物との取合い部からの盛土材のこぼれ出しを再現するため、壁面材と土槽の間に目地材として隙間テープ（スポンジ材）を設置した。この目地材を模型壁の最下部より最大200mmの高さまで取り外し盛土材のこぼれ出しをさせた。盛土材が外部にこぼれ出すと壁面前面に溜っていき、その後、滞留した盛土材により内部からの盛土材の流出が抑制される。これを一回のこぼれ出し量として、傾斜実験中で全2回実施した。3回目の傾斜後は、2回に分けて実施したこぼれ出した盛土材と同量の盛土材を天端より再度充填し、その挙動を観測した。

3.3 実験結果

3.3.1 盛土材のこぼれ出しの状況

前節3.2で述べた手法に従い、こぼれ出し状況、こぼれ出し量及び内部の盛土材の動きを観測した。写真-2は目地を取り外し(以下、「目地解放」という。)100mm及び200mmでのこぼれ

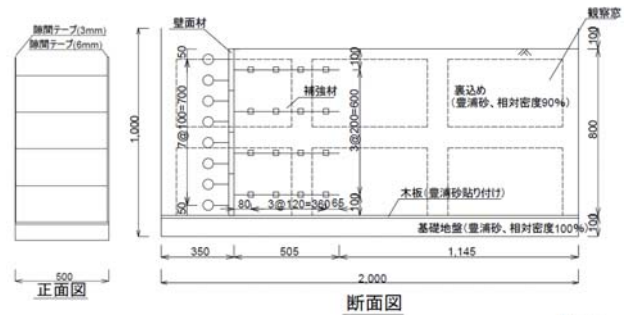


図-2 傾斜模型実験概要図

表-2 実験諸元

盛土材	豊浦砂
補強材	一方向延伸ジオグリッド HDPE材 (品番: SR-55, 製品基準強度: 50.0kN/m) 補強材敷設長: L=700mm
壁面材	アルミ製パネル 200mm×490mm
管理項目	盛土材締固め: 相対密度 26.33% 傾斜速度: 1deg/min (傾斜 1deg 毎に 1 分間静止)

表-3 模型実験各イベント

イベント名称	内容
傾斜 1 回目	水平震度(以下, kh)0.24 相当まで傾斜
傾斜 1 回目(除荷)	土層を水平まで戻す
こぼれ出し 1 回目	盛土こぼれ出し再現(こぼれ出し量: 5.22kg)
傾斜 2 回目	$kh=0.24$ 相当まで傾斜
傾斜 2 回目(除荷)	土層を水平まで戻す
こぼれ出し 2 回目	盛土こぼれ出し再現(こぼれ出し量: 6.10kg)
傾斜 3 回目	$kh=0.24$ 相当まで傾斜
傾斜 3 回目(除荷)	土層を水平まで戻す
盛土材再充填	全 2 回のこぼれ出し量と同等の盛土材を上層より充填
傾斜 4 回目	今回の実験装置の限界である $kh=0.41$ まで傾斜
傾斜 4 回目(除荷)	土層を水平まで戻す
こぼれ出し(崩壊)	壁面が崩壊するまでこぼれ出し

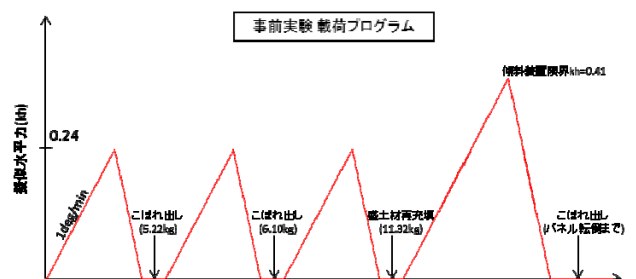


図-3 傾斜模型実験概要図

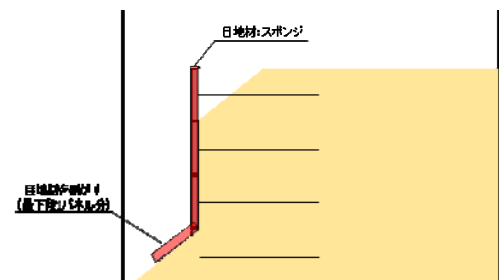


図-4 こぼれ出し再現手法

出し状況及びこぼれ出しの盛土内部の影響範囲をプロットしたものである。内部のこぼれ出し影響範囲は壁面に近い領域で発生していることが確認できる。目地解放 100mm 及び目地解放 200mm では高さ 800mm までほぼ直線上での影響範囲となった。写真-3 は壁前面の盛土材のこぼれ出しの状況である。目地解放 200mm では幅 260mm, 高さ 200mm の写真-3 のような形状となっており, 1 回目のこぼれ出し量は 5.22kg, 2 回目のこぼれ出し量は 6.10kg となった。

3.3.2 盛土材のこぼれ出し中の壁面変位

図-5 に盛土材のこぼれ出しにおける壁面の挙動を示す。図より, 本実験では, 若干の変位はあるがこぼれ出し時において壁面の変形は確認されなかった。今後, 本実験では各補強材にひずみゲージを設置し, 補強材張力の変化を計測する。

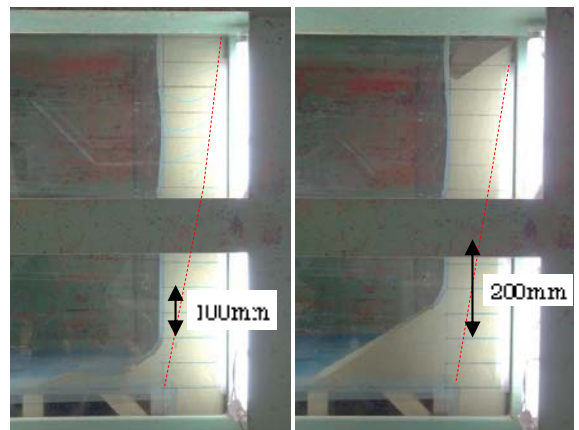
3.3.3 水平力による壁面変位

(1) 水平震度毎の壁面変位

図-6(a) に各水平震度別の壁面水平変位分布を, 図-6(b) に $kh=0.24$ 相当での壁面水平変位分布を示す。図-6(a) より, 擬似水平力が増大すると共に変位量も増大する傾向が確認された。また, $kh=0.24$ までは壁面がはらみ出すモードであったが, 盛土材のこぼれ出し再現以降は壁頂部が前傾するモードとなった。これは, 盛土材がこぼれ出した際, 写真-2(b) に示すように, 盛土材のこぼれ出しの際, 同時に壁面上部の盛土材が沈下しており, 補強材の拘束圧が低下したことが考えられる。変位量に対する壁高の比で整理すると $kh=0.40$ まで 3% を下回ったが, $kh=0.41$ では約 3.2% となった。図-6(b) では, 繰り返し傾斜時の $kh=0.24$ での壁面変形量は 1 回目傾斜で約 0.6%, 4 回目傾斜では約 0.9% と傾斜を繰り返すごとに変形は大きくなった。壁面変形量の変化率は 2 回目の傾斜時が最大であった。

(2) 繰り返し水平力による補強土壁の影響

図-7 に繰り返し水平力による壁面変位を示す。図より, 水平力を与えると共に壁面の変位量は壁前面側に増大するが, 除荷と同時に壁面の変位は盛土側への変位となった。水平力を繰り返し与えることにより, 徐々に変位量が累積する傾向となり, 特に壁の高い位置ほど, その



(a)目地解放:100mm (b)目地解放:200mm
写真-2 盛土材のこぼれ出し状況



こぼれ出し時の変位量(こぼれ出し1回目) / mm 100 750
こぼれ出し時の変位量(こぼれ出し2回目)

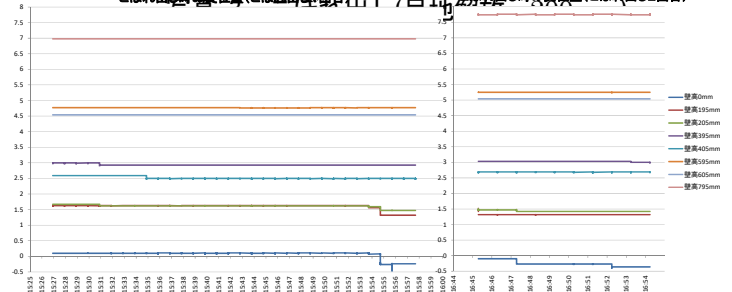
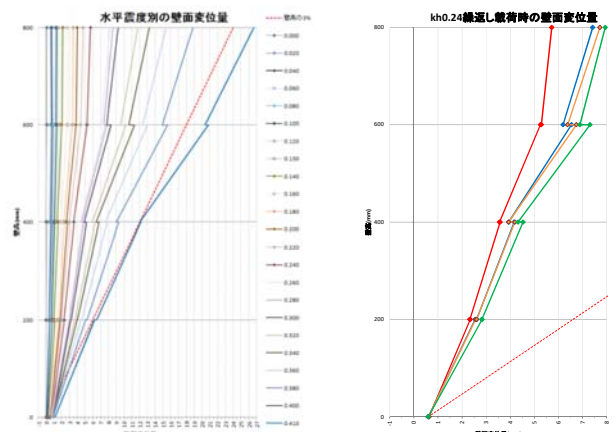


図-5 盛土材こぼれ出し時における壁面の挙動



(a)水平震度毎 (b) $kh=0.24$ 繰り返し載荷時
図-6 水平震度と壁面変位の関係

傾向は顕著であった。また、こぼれ出しを再現した傾斜2回目以降の荷重ステップを繰り返すごとに、補強材の初期剛性が小さくなっていることがわかる。これは、前節と同様に、盛土材のこぼれ出しにより、補強材の拘束圧が低下したことが考えられる。

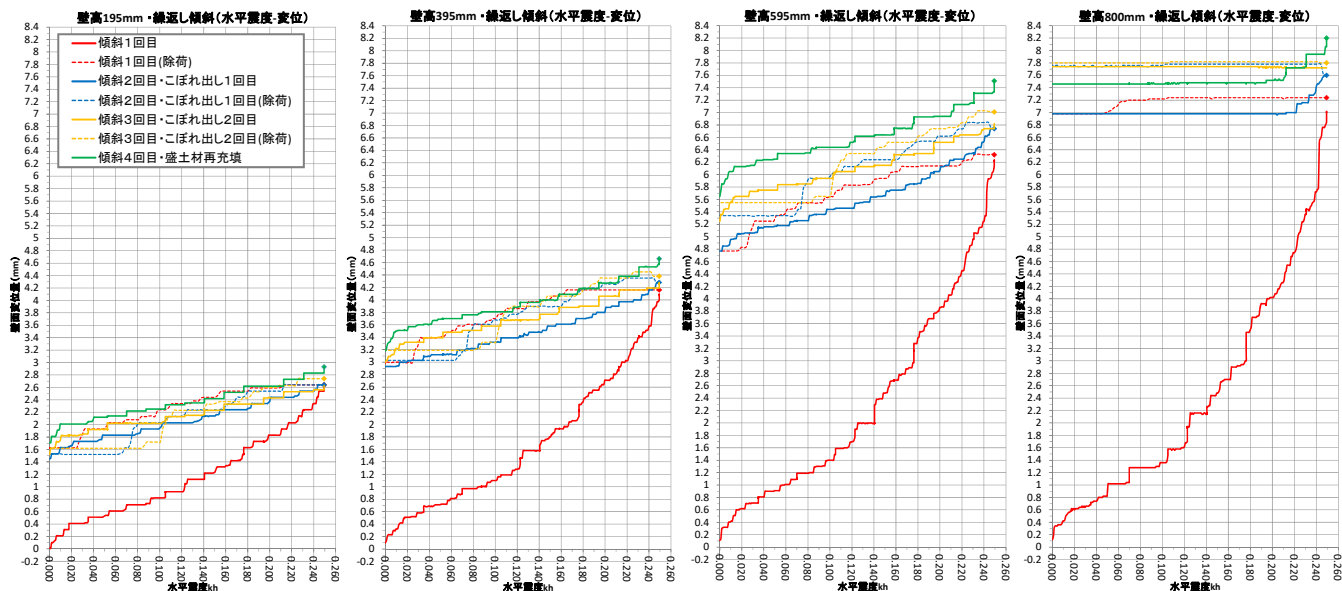


図-7 壁高さ毎の繰返し水平力と壁面変位の関係

4. まとめ

補強土壁における盛土材のこぼれ出し事例分析及び傾斜模型実験において以下の知見を得ることができた。

- ・事例分析により、盛土材こぼれ出しは他構造物との取り合いにおいて発生する傾向にある。
- ・模型実験において、盛土材のこぼれ出しを再現することができた。
- ・盛土材のこぼれ出し前の傾斜時は壁面がはらみ出しのモードであったのに対しこぼれ出し後の傾斜時は壁面が前傾するモードとなった。
- ・繰返し水平力を与えると徐々に壁面変位量が累積する傾向となった。要因は繰返し荷重による影響又は盛土材のこぼれ出しによる影響が考えられる。
- ・水平力の除荷に従い、壁面変位は壁最上部を除き全ての測点で盛土側に変位する傾向となった。

今後は、盛土材のこぼれ出しのない状態で本実験と同条件の実験を行い本実験結果と対比し、さらに補強材のひずみを計測し、盛土材のこぼれ出しが補強材張力に与える影響を検証する予定である。

5. 謝辞

本研究において、宮武首席研究員、近藤総括主任研究員、澤松主任研究員、宮下主任研究員及び藤田研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

所属：JFE 商事テールワン株式会社

〈参考文献〉

- 1) 補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究，平成 28 年 3 月，国立研究開発法人 土木研究所 ほか
- 2) 道路土工構造物技術基準・同解説，平成 29 年 3 月，公益社団法人 日本道路協会

河床の石の露出高がアユの採餌に及ぼす影響

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 堀田大貴

1. まえがき

ダム堆砂問題の緩和や下流河川の環境改善を目的として、置き土試験のような土砂供給事業が各地で実施されている。その際、供給土砂が砂や小礫を主体とした細粒土砂の場合、下流河川の河床の細粒化が生じ、生物に影響が及ぶおそれがある。このため、影響を緩和する土砂の供給方法の技術の確立に向け、事業の実施による生物への影響を予測するための知見を収集する必要がある。今後恒久的な土砂供給事業へと移行し土砂供給量が増加すると考えられるため、その影響を予測するための知見はさらに重要となる。

土砂の供給量が多い場合には、礫が河床内に埋没することによって礫や礫間の空隙に依存する生物種に負の影響を与えるだけでなく、藻類食魚類への影響が比較的大きいことも示されている (Berkman and Rabeni 1987)。河川中流域の代表的な藻類食者であるアユは、水産上の重要な種でもあるため、土砂供給事業による影響の予測とその緩和策の検討は特に重要となる。既往研究では、アユの良好な漁場の条件として、河床の巨石が浮石状態にあることが挙げられ (阿部 2012 など)、土砂供給による礫の埋没は負の影響を与えるおそれがある。また、礫の露出高 (図-1) とアユの食み跡との関係性も明らかにされ (小野田 未発表)、土砂堆積の許容値を定量的に探索できるようになりつつある。ただし、アユの採餌利用の有無のみの評価であり、採餌利用の多寡まで評価されていないため、露出高に対するアユの採餌選好性などを加味した詳細な影響を予測することは困難な状況にある。

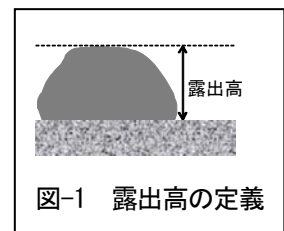


図-1 露出高の定義

2. 研究目的

上記の背景に鑑み、本研究では河床の石の露出高に対する、アユの選好性の違いを明らかにするための水路実験を行った。具体的には、露出高以外の環境要因を制御可能な大型実験水路を使用し、異なる露出高の石に対するアユの採餌行動を観察窓から直接観察した。露出高ごとの採餌選好性を検討するために食み回数を計測するとともに、採餌効率の違いについても検討するために食み跡のサイズも計測した。これらを通じて、河床の石の露出状況がアユの採餌に及ぼす影響を把握し、土砂供給による影響を予測するための基礎的な知見を得ることを目的とした。

3. 研究方法

3.1 実験デザインの概要

異なる露出高に対する採餌行動の違いを観察するために、大型実験水路において、異なる露出高の石6個を河床に設置した実験区を、流下方向に2区用意し、アユの採餌行動を観察した (図-2(a))。観察では、それぞれの露出高に対する選好性を把握するために食み回数を石ごとに数えた。また、採餌効率を検証するために、1回あたりの採餌量の目安となる食み跡のサイズも計測した。食み跡のサイズ計測については、石上面の食み跡からランダムに最大3個選び、幅と長さをmm単位で記録した。なお、食み跡の計測は、採餌行動観察を終えて速やかにアユを回

収した後に行った。実験は、アユの成長期であり付着藻類を盛んに採餌する時期にあたる7月中旬の4日間にかけて、合計6試行（上流側、下流側実験区それぞれで3試行）を実施した。

3.2 実験条件

露出高に対する選好性を把握するために、露出高3条件（2 cm、5 cm、10 cm；図-2；(b)）の石をそれぞれ2個、計6個の石を、それぞれの実験区に設置した。露出高は、小野田（未発表）による野外河川における調査結果を参考とし、食み跡の存在確率が異なる露出高とした。石の設置は、流下方向に2列とし、石の間隔を確保するために列をずらした。露出高の配置は各試行においてランダム化させた。実験に用いる石には、サイズ・形状の統一及び食み跡の視認性の確保のために、コンクリート製擬石（長径31 cm、中径27 cm、短径17 cm）を使用した。実験に先立ち、擬石は実験河川で養生し、藻類を定着させてから実験に供した。なお、自然石と擬石を同時に設置した予備実験では、石の種類による採餌行動に顕著な違いはないことを確認している。

実験は、流速41～54 cm/s、水深38～42 cmの条件下で行われた。実験期間中の水温は26.2～28.0℃で、平均26.8℃だった。これらの環境条件はいずれも、アユの生息に適した範囲であった（本田・山本 2006；河村 2003；内田ほか 1995）。

本田・山本（2006）を参考に、アユを投入して5分後から観察を開始した。アユの採餌は日中に比較的一様に行われる（石田 1964）ことから、日中に実験を行った（アユ投入：13時25分、観察時間：13時30分～16時30分）。記録は、食み回数の時間変化を把握するために、10分間隔で行った。

3.3 供試魚

実験には、供試魚のサイズや由来を揃えるために養殖アユを用いた。サイズを揃えたのは、食み跡の幅がサイズと比例関係にあるため（駒田ほか 2000）、露出高が採餌効率に及ぼす影響を検出しやすくする工夫である。実験に先立ち、擬石上の付着藻類を採餌した採餌活性の高い個体のみを供試魚として選定した。選定された個体は実験の2日以上前から絶食させ、実験に供した。アユが採餌なわばりをもった際に、時々動き回る周りの場所も加えた行動圏は通常2～3 m²以内（宮地 1960）であることから、実験区面積（6.75 m²）を考慮して3個体を実験に供した。実験に供したアユは成魚で、その体長は162～197 mm、湿重量は63～104 gだった。

3.4 解析方法

露出高によって採餌回数や食み跡のサイズに違いがあるかについて統計解析を行った。収集したデータの分布に正規性が確認されなかったため、Kruskal-Wallis test で差の有無を検定し、有意差が認められた場合にはSteel-Dwassの全群比較を行った。解析には、統計ソフトRを用いた。

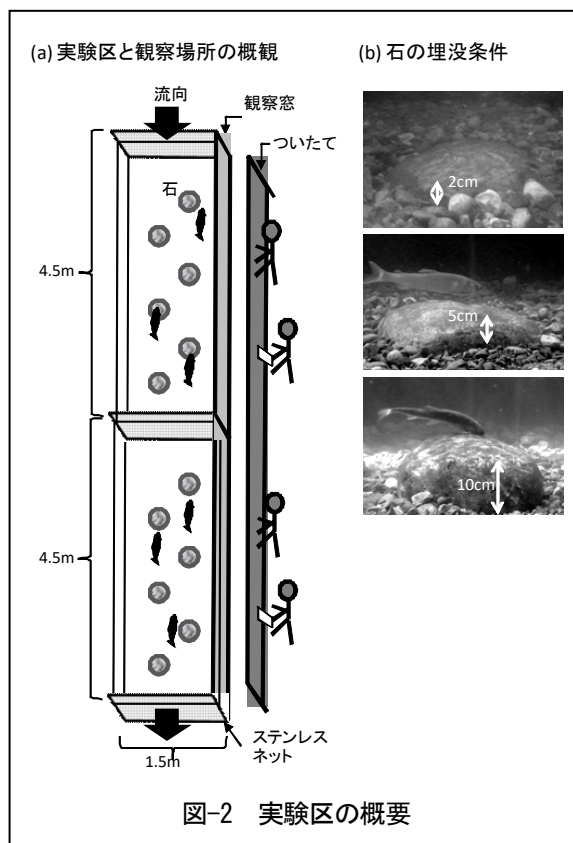


図-2 実験区の概要

4. 結果と考察

4.1 結果概要

6回の試行全てにおいて、設置した擬石に対する採餌行動が観察された。採餌は、アユ放流から約1時間までの間に始まった。その際、露出高5cmまたは10cmの石から食み始め、そのいずれかあるいは両方の露出高の石が、食み回数の増減を経ながらも観察終了時間まで採餌対象となっていた(図-3)。一方、露出高2cmの石が初めに食まれることはなく、観察時間の後半に食まれることが多かった。

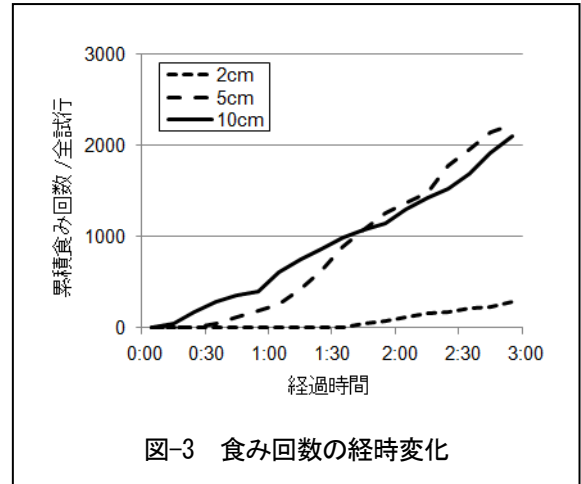


図-3 食み回数の経時変化

4.2 食み回数

露出高別にみると、食み回数は2cmで0~80回、5cmで0~645回、10cmで0~588回であり、同じ露出高でもばらつきは大きかった(図-4(a))。平均値と標準偏差はそれぞれ、 24 ± 31 回、 186 ± 196 回、 175 ± 190 回であり、露出高間で有意な差が認められた(Kruskal-Wallis test: $p < 0.05$)。全群比較の結果、露出高2cm-5cmでは、2cmの方が有意に少なかった(Steel-Dwass test: $p < 0.01$)。露出高2cm-10cmでも、2cmのほうが少ない傾向にあったが、有意な差は認められなかった($p = 0.098$)。しかし、露出高10cmの際の平均値は露出高2cmの約7倍であり、露出高5cmの場合と同程度であった。さらに、露出高10cmの石が比較的早い時間帯から食まれたこと、沈み石よりも浮石状態にある方が望ましい(阿部ほか 2014 など)ことも併せて考えると、露出高2cm-10cm間についても選好性の差が存在する可能性が高いと考えられる。これらのことより、露出高が5cm以上の石が採餌場所として選択されやすいと推察される。

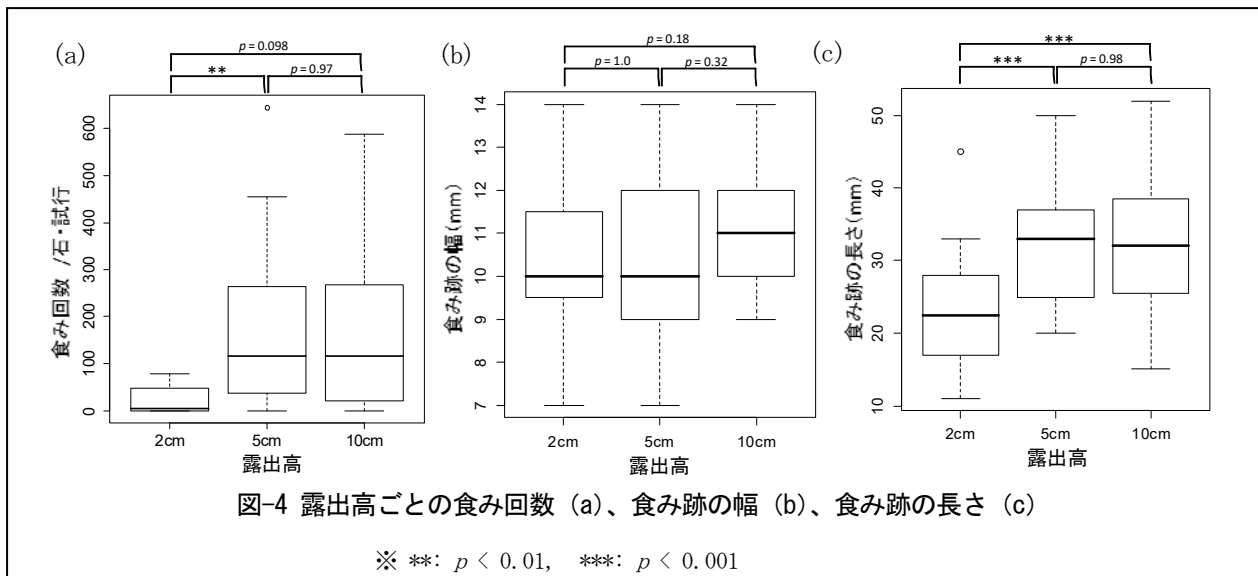


図-4 露出高ごとの食み回数 (a)、食み跡の幅 (b)、食み跡の長さ (c)

※ **: $p < 0.01$, ***: $p < 0.001$

4.3 食み跡のサイズ (幅と長さ)

食み跡の幅は、露出高2cm、5cm、10cmで、それぞれ 10.4 ± 1.8 mm、 10.4 ± 2.0 mm、 11.1 ± 1.2 mm(平均±標準偏差)であり、露出高間で有意な差は認められなかった(Kruskal-Wallis test: $p > 0.05$, 図4(b))。一方、食み跡の長さについては、露出高別にそれぞれ 23.0 ± 7.9 mm、 32.3 ± 8.2 mm、 33.1 ± 9.5 mmであり、露出高間で有意

な差が認められた (Kruskal-Wallis test : $p < 0.001$, 図 4(c))。全群比較の結果、露出高 2 cm-5 cm、2cm-10 cm において有意な差が認められ、いずれも露出高 2cm の方が短かった ($p < 0.001$)。一方、5 cm-10 cm では有意差は確認されなかった ($p > 0.05$)。このように、食み跡のサイズは幅と長さで露出高に対する傾向が異なった。

食み跡の長さは、露出高によって有意な差が確認され、露出高 5 cm および 10 cm の場合の長さは、2cm の場合の約 1.4 倍であった。食み跡の幅に有意な差がなかったことを合わせて考慮すると、露出高によって食み跡の面積 (\propto 長さ \times 幅) に違いが生じる可能性がある。一回の採餌面積が大きいほど採餌効率は高いと考えられることから、大きな露出高をもつ石ほど効率的な採餌を可能にすることが示唆される。このように露出高は採餌の効率性にも影響する可能性がある。食み跡の長さの差異をもたらした要因として、石への接近方法の違いが影響している可能性が考えられた。例えば、露出高 5cm および 10 cm で比較的多くみられた、上流から流れ下りながら石に口唇を接触させる方法は、接触の際の移動速度が比較的大きく、そのために食み跡が長くなったのかもしれない。

5. 結論と今後の展望

本実験によって、アユの採餌環境の観点から詳細に評価されてこなかった沈み石についても、露出高という指標を用いることで評価できることが示された。露出高 2~5 cm の間でアユの採餌場所としての選好性や摂食効率が大きく変化すると考えられ、安全側の見地から、アユの好適な採餌条件として露出高 5 cm を維持することが望ましいと考えられる。今回設定した露出高は、実際の河川において土砂供給を行う際に、土砂供給量の多寡やその方法、その他の環境条件などによって生じうるものである。そのため、土砂供給前後での露出高の変化を計測あるいは予測し、本実験結果のアユの応答事例をあてはめることで影響の有無などを検討することが可能になるだろう。今後は、アユへの実質的な影響 (成長阻害等) や石の埋没による藻類への影響などを露出高と関連づけて整理することで、アユに対する影響を総合的に把握できるようになると考えられる。

6. 謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、小野田専門研究員には多大なご指導、ご協力を頂きました。自然共生研究センターの皆様には、多大な労力を要した実験準備、実験時の観察等、諸々の作業に惜しみないご協力をいただきました。また、水辺共生体験館運営委員の皆様には、実験水路の利用許可などを取り計らっていただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

所属：株式会社建設技術研究所

<参考文献>

- 1) Berkman, H. E., & Rabeni, C. F. "Effect of siltation on stream fish communities". *Environmental Biology of Fishes*, 18(4), 285-294, 1987.
- 2) 阿部信一郎. 「でこぼこした河床と平滑な河床に対するアユの生息場所選択」. *水産増殖*, 60(4), 445-449, 2012.
- 3) 本田晴朗, 山本亮介. 「成長期および産卵期における人工種苗アユの選好流速」. *水産増殖*, 54(4), 421-427, 2006.
- 4) 河村三郎. 「魚類生息環境の水理学」, 財団法人リバーフロント整備センター, 2003.
- 5) 内田和男, 井口恵一朗, & 木曾克裕. 「アユの攻撃行動に及ぼす水温の影響」. *中央水産研究所研究報告*, 7, 389-401, 1995.
- 6) 石田力三. 「アユの摂餌率, 消化率, および摂餌活動に関する 2, 3 の実験」. *生理生態*, 12(1), 99-105, 1964.
- 7) 駒田格知, 山田久美子, 久保金弥. 「アユの成長と食み跡の大きさの関係」. *成長*, 39(2), 45-52, 2000.
- 8) 宮地伝三郎. 「アユの話」 岩波新書, 東京, 27-58, 1960.
- 9) 阿部信一郎, 新井肇, 荒木康男, 榎本昌宏, 原徹, 藤本勝彦, 伊藤陽人, 井塚隆, 松崎賢, 田子泰彦, 山本敏哉. 「河床に露出した巨石の割合とアユの漁獲不振の関係」. *水産増殖*, 62(1), 37-43, 2014.

コンクリート護岸ブロックのテクスチャーに関する定量的な景観評価方法の提案

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 手代木 賢治

1. まえがき

コンクリート護岸ブロック（以下、護岸ブロック）は、河川の護岸工として頻繁に用いられる。中小河川では、河川景観に占める護岸工の面積割合が大きくなるため、使用する護岸ブロックには適切な配慮が求められている。「多自然川づくりポイントブックⅢ」（平成23年10月）では、護岸が露出する場合、護岸の明度・彩度、色彩、テクスチャー、素材の大きさなどに留意することが明記された¹⁾。護岸ブロックの明度については、平成26年3月に改訂された「美しい山河を守る災害復旧基本方針」に評価方法の概略が示され²⁾、現場への適用が進んでいる。しかしながら、明度以外の留意事項については定量的な評価方法が無く、現場への適用に支障をきたしている。

2. 研究目的

本研究では、護岸ブロックの留意事項のうち、「テクスチャー」の定量的な景観評価方法の開発を目的に、デジタルカメラの画像データを用いた評価方法を提案し、その適用性について検討した結果を述べる。

3. 研究方法

3.1 評価の範囲

護岸のテクスチャーとは、素材が持つ質感や肌理を表す^{1), 2)}。本研究で取り扱う護岸ブロックのテクスチャーの評価範囲は、図-1に示す護岸ブロックの目地（黄色枠）で区切られる面的な部分（青色枠）とする。



図-1 護岸ブロックのテクスチャーの評価範囲

3.2 評価指標

テクスチャーが滑面で構成されるブロックは、周辺環境に調和しにくい傾向がある²⁾ため、使用を避けることが望まれる。そのため、テクスチャーの選定にあたっては、滑面と滑面以外を区別することが求められる。護岸ブロック表面の肌理や凹凸の存在は、明暗、すなわち輝度のばらつきとして量的に表現しうる。具体的には、護岸ブロック表面の肌理が細かく平らであれば輝度のばらつきは小さく、肌理が粗く凹凸があれば輝度のばらつきは大きくなる。本研究ではこのことを利用し、テクスチャーの評価指標として輝度の標準偏差 (σ) を用い、その適用性について検討した。輝度については、一般的なデジタルカメラの画像データからも取得が可能な YUV 色空間における輝度信号 $Y (=0.299 \times R + 0.587 \times G + 0.114 \times B$; ここに、R, G, B 赤緑青の各画素値) を用いた。

3.3 データ取得解析方法

テクスチャーの輝度データ取得のための写真撮影条件を表-1 および図-2 に示す。用いたカメラは表-2 の5機種である。写真はブロック表面から 20[cm]の距離より、ブロック表面に正対して撮影する。これにより、1[pixel]の実サイズが、視力 1.0 の成人男性が法面勾配 5 分の護岸の法尻に直立した状態で視認可能なサイズ (0.24[mm]) 以下となる。得られた画像データから 5[cm]四方の範囲を切り出しデータ解析に用いた。ここではテクスチャーを、滑面 (図-3, a) と滑面以外 (同図, b) ~d) とに区別することを念頭に、撮影時の光源の入射角度 (θ) と照度をそれぞれ 35, 45, 55[°] (図-4), 40,000~80,000[lux]に変化させた際の輝度の標準偏差 (σ_L) に与える影響について検討した。あわせて、機種による σ_L への影響の有無についても検討した。また、護岸ブロックの製造行程上、発生する可能性が高い油泡が σ_L に与える影響についても検討した。

また、この撮影方法ならびに解析方法を用いることで、多種多様なテクスチャーを有する護岸ブロックを定量的に評価することが可能か、コンクリート製品メーカー 10 社に協力を依頼し、画像データを取得した。まず、取得した画像データを用いて、解析範囲が適切であるか 8 種類のテクスチャーについて確認した。確認方法は、同一写真の解析範囲を 1[cm]四方から 10[cm]四方程度まで変化させた場合の σ_L への影響について検討した。さらに、滑面と滑面以外が明確に区別可能か σ_L に基づいた分布図を作成した。この分布図を基に、滑面と滑面以外を区別するためのラインを、統計的手法を用いて算出した。

4. 結果と考察

4.1 光の入射角度の影響

4 種のテクスチャーについて、光の入射角度 (θ) と σ_L の関係を図-5 に示す。 σ_L に与える影響は、 θ の変化に比べ、テクスチャーの違いの方が大きく、 θ が変化

表-1 テクスチャーの撮影条件

項目	条件
解像度	0.24 [mm/pixel] 以下
撮影位置	対象ブロックに正対
照度	40,000 [lux] 以上

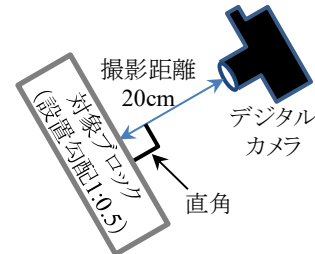


図-2 写真撮影の位置 (側面図)

表-2 評価に用いたデジタルカメラ一覧

No.	メーカー	機種名
1	カシオ	EX-H20G
2	富士フィルム	FINEPIX F70EXR
3	富士フィルム	FINEPIX F770EXR
4	ニコン	COOLPX L30
5	パナソニック	LUMIX DMC-SZ8

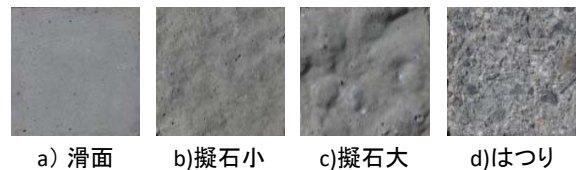


図-3 検討に用いた護岸ブロックのテクスチャー

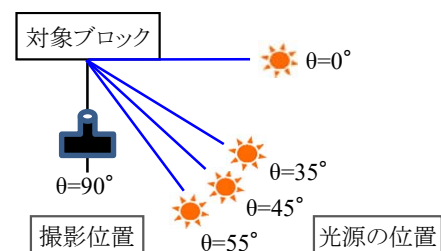


図-4 光源の入射角度 (平面図)

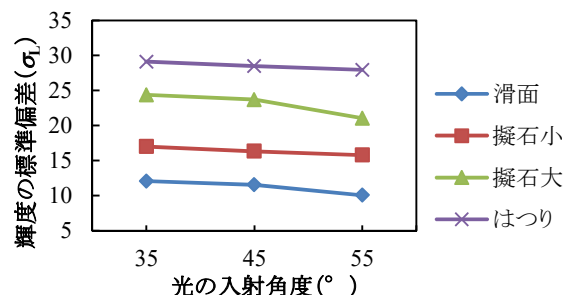


図-5 光の入射角度の影響 (カメラ : No3, 80000lux)

しても滑面と滑面以外を明確に区別可能であった。しかし、 θ が σ_L に与える影響も認められるので、評価においては $\theta=45^\circ$ とした。

4.2 照度の影響

4種のテクスチャーについて、照度と σ_L の関係を図-6に示す。全てのテクスチャーについて、照度の変化に対する σ_L の影響は小さく、滑面と滑面以外を明確に区別可能であった。また、撮影時に必要な照度としては、40,000[lux]以上を確保すれば良いと考えられる。

4.3 デジタルカメラの機種による影響

4種のテクスチャーについて、照度別にデジタルカメラ5機種の σ_L の平均値と5機種の中の最大値、最小値を図-7に示す。検討に用いた機種については、テクスチャーごとの値の範囲に重複がなかった。したがって、デジタルカメラの機種が σ_L に与える影響は小さいと考えられる。

4.4 油泡による影響

油泡による σ_L への影響を把握するため、確認試験を行った。その結果を図-8に示す。同一の護岸ブロックを使用し、油泡が多く存在する範囲と油泡がわずかに存在する範囲に分け、解析を行った。解析結果より、前者の σ_L は14、後者 σ_L は9であった。したがって油泡が σ_L に与える影響が大きいため、解析を行う写真データには、油泡が含まれないことが望ましいと考えられる。

4.5 解析範囲

8種のテクスチャーについて解析範囲と σ_L の関係を図-9に示す。 σ_L に与える影響は、解析範囲の違いに比べ、テクスチャーの違いの方が大きく、解析範囲が異なっても滑面と滑面以外を明確に区別可能であった。しかし、 σ_L に与える影響も認められるため、評価にお

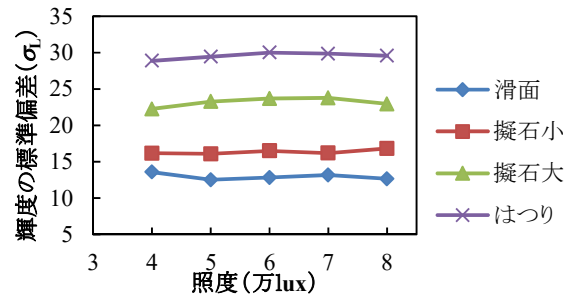


図-6 照度の影響 (カメラ : No3, $\theta=45^\circ$)

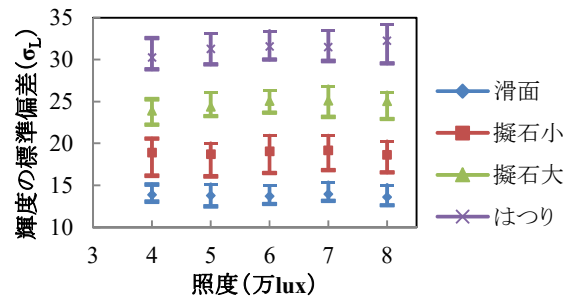


図-7 機種ごとの σ_L のばらつき ($\theta=45^\circ$)



油泡多い 輝度の標準偏差 14
油泡少ない 輝度の標準偏差 9

図-8 油泡の影響

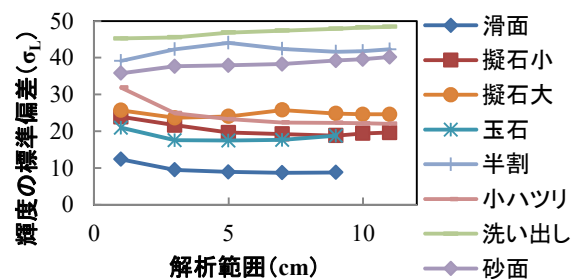


図-9 解析範囲の影響

(カメラ : No. 3, 照度 : 80000lux, $\theta=45^\circ$)

いては比較的に安定を示している 10[cm]四方とした。

4.6 滑面と滑面以外の分布

滑面は、6 社、24 製品を解析し、滑面以外は、7 社、27 製品を解析し分布図を作成した。滑面と滑面以外の分布図を図-10 に示す。この図に使用した護岸ブロックの写真データは、油泡がある護岸ブロックを除外した。また滑面以外の護岸ブロックは、比較的 σ_L が小さいと考えられる、流し込みにて製造する製品とした(ここで言う流し込み製造とは、コンクリートのスランプが概ね 8~12[cm]と柔らかく、振動機を用いて型枠の隅々までコンクリートを充填させる製造方法である)。

この分布図より、 σ_L が 10 以上~12 未満の範囲で、滑面と滑面以外の評価に重なりが見られた。一方、滑面の σ_L の 2σ の上限値は 10.96 であった(図-11)。そのため、滑面と判断するための要件として、 σ_L が 11 未満とすることで、概ね区別可能であると考えられる。

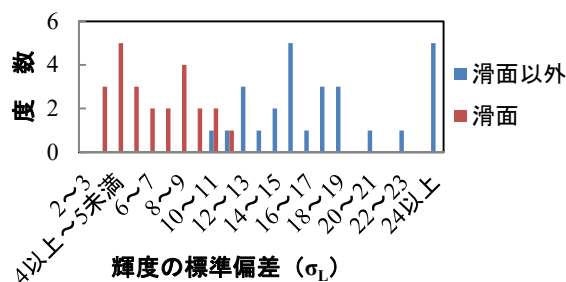


図-10 滑面と滑面以外の分布

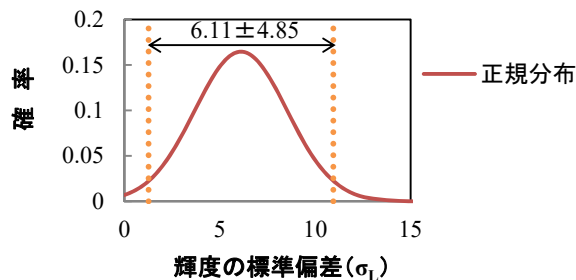


図-11 滑面の正規分布と 2σ の範囲

5. まとめ

本研究では、河川景観における護岸ブロックのテクスチャーの評価手法の構築を目的に、デジタルカメラの画像データから抽出した輝度の標準偏差を用いる方法について、その適用性を検討した。その結果、定められた撮影条件下においては、滑面と滑面以外の輝度の標準偏差 (σ_L) は明確に分けられた。また、その適用は、数多くの護岸ブロックを評価することで実証でき、滑面と滑面以外の輝度の標準偏差 (σ_L) は概ね 11 を境に分けられ、定量的に評価しうると考えられる。本手法が活用され、より景観に馴染む護岸ブロックの開発と普及に繋がることを期待する。

6. 謝辞

本研究の実施にあたり、公益社団法人全国土木コンクリートブロック協会の協会員の方々には、写真データのご協力をいただいた。大槻順朗さん、石川千絵美さん、今井順子さんをはじめとする自然共生研究センターの皆様には写真撮影やデータ整理のサポートを受けた。ここに記して謝辞申し上げます。

所属：共和コンクリート工業株式会社

<参考文献>

- 1) 多自然川づくり研究会：(財) リバーフロント整備センター編：多自然川づくりポイントブックⅢ，169pp，2011.
- 2) (公社) 全国防災協会：美しい山河を守る災害復旧基本方針，206pp，2014.

平成 22 年庄原ゲリラ豪雨によって発生した表層崩壊の地形・地質的特徴

チーム名 火山・土石流チーム
氏名 野池 耕平

1. はじめに

2010年7月16日に、広島県庄原市篠堂川流域周辺(図-1)において集中豪雨が発生し、各地で同時多発的に表層崩壊および土石流が発生した¹⁾。この地域は後期白亜系の流紋岩および安山岩が分布する地域であり、2013年に同時多発的な表層崩壊・土石流が発生した山口県萩市・島根県津和野町周辺の地質と類似している。表層崩壊と地形・地質との因果関係に関しては、特に花崗岩分布域において多くの研究事例があり、近年は航空レーザー測量の普及により詳細な地形解析も可能となっている。また、H-Slider法²⁾など斜面崩壊危険度開析(数値シミュレーション)を実施する場合、このような地形・地質的な情報を加えることにより解析精度をより向上させることができると考えられる。本研究では、流紋岩が分布する広島県庄原市の表層崩壊発生場において表層崩壊の誘因と考えられる地形・地質的特徴を明らかにし、同時多発的な表層崩壊、土石流危険渓流の抽出技術を開発する上での基礎資料とすることを目的として実施した。

2. 調査地概要

篠堂川流域は、およそ500~600mの山域が連なり、隆起準平原を成しているものと考えられる。地質は、後期白亜系高田流紋岩類、および後期白亜系吉舎安山岩類を主としているが、本研究の調査地である篠堂川流域の多くは流紋岩が占めている³⁾。この上位に中新世の海進時に堆積した砂岩、泥岩、礫岩を主とする備北層群が随所に堆積している。また、本流域では、三瓶山を起源とする黒ボクが挟在している様子も随所で見受けられる⁴⁾。



図-1 調査位置図

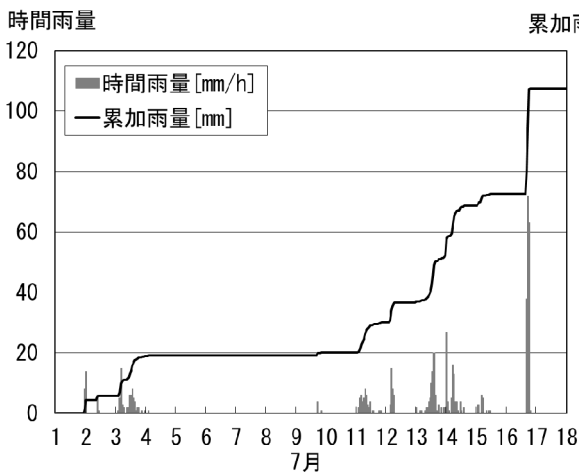


図-2 7月の降雨状況 (広島県大戸観測所)

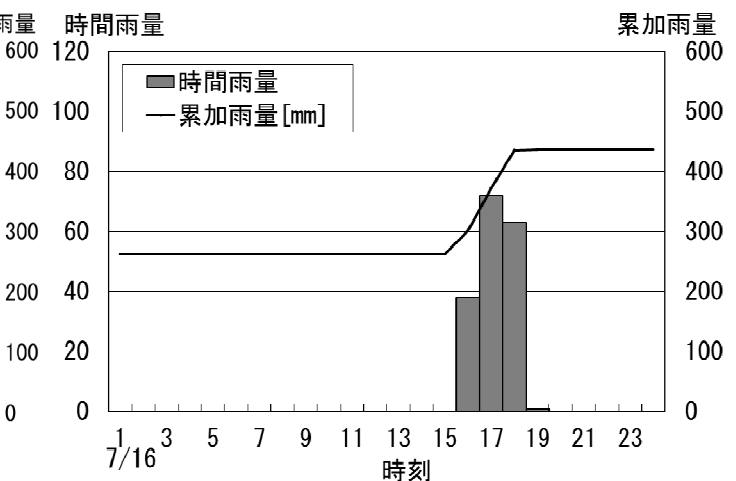


図-3 7月16日の降雨状況 (広島県大戸観測所)

7月、および災害が発生した7月16日における降雨状況を図-2, 3に示す。篠堂川流域では7月12～15日に累計260mmの雨量を観測し、7/16の15:00～18:00に173mmの雨量が観測された(広島県大戸雨量観測所)。

3. 調査方法

2009年に表層崩壊が同時多発的に発生した花崗岩が分布する山口県防府市剣川流域周辺では、山地の開析程度に応じて表層崩壊の発生形態が異なることが明らかとなっている⁵⁾。篠堂川流域も剣川流域と同様に小起伏面の構造が明瞭な地域であるため、同様の手法で地形の開析状況の把握を行った。調査はレーザープロファイラデータによる1～2mメッシュの地形データ、および現地調査により、開析の進行度合いの順に開析斜面下部、開析斜面上部、山頂緩斜面の3つに区分し、地形開析区分ごとの崩壊面積率や崩壊地密度を算出した。また、篠堂川流域周辺において66箇所の崩壊地を任意で選定し、現地調査によって崩壊地の形状や、滑落崖の地質構造等を把握した。

4. 調査結果

4.1 地形の開析状況と崩壊地分布

篠堂川流域における地形開析区分図を図-4、開析斜面ごとの面積分布、崩壊地密度および崩壊面積率を図-5に示す。篠堂川流域では、開析斜面上部が主として分布し、次いで尾根沿いに広く山頂緩斜面が分布する。開析斜面下部の分布は限定的であり、全般的に山地の開析進行が未熟な流域であるといえる。表層崩壊の分布は開析斜面上部～下部、特に開析斜面下部において高い傾向を示す。

4.2 崩壊形態の特徴

崩壊地の滑落崖、崩壊面などの地質・土質状況より、篠堂川流域における崩壊形態は次の3つに分類することができる。なお、本流域には表層部に黒ボクの分布が確認できたが、流紋岩礫や土砂を含んだ状態で分布しており、これは再堆積によるものと考えられるため、ここでは礫質土の一部として扱うこととした。これらの分類を表-1にまとめる。

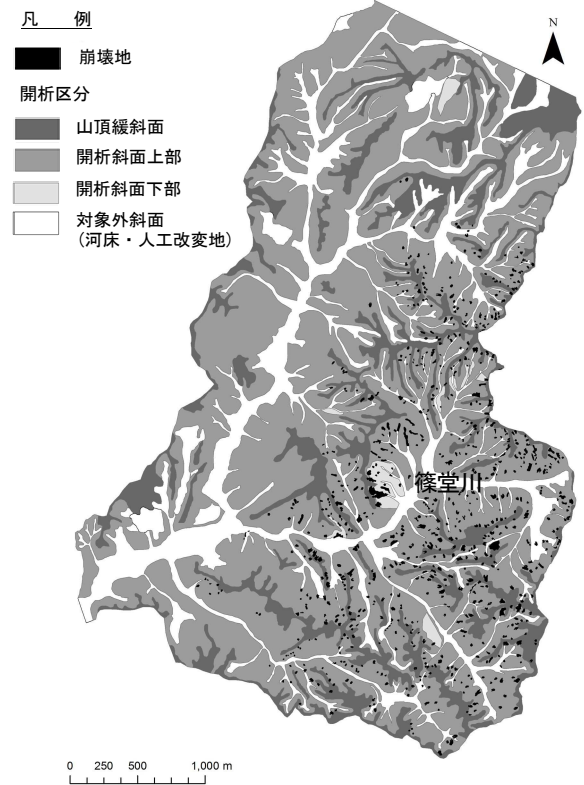


図-4 篠堂川流域 地形開析区分図

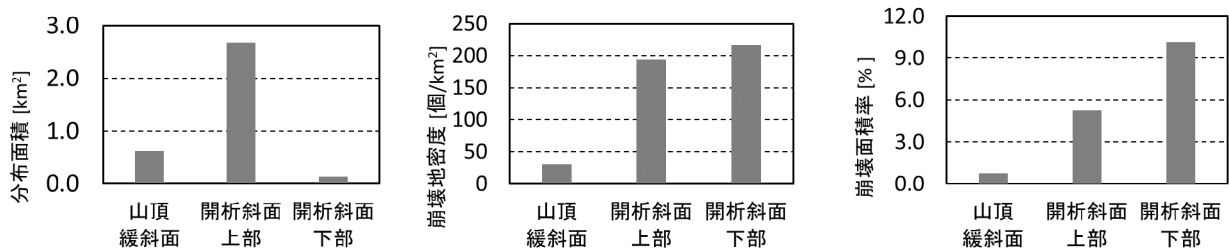


図-5 各開析斜面の分布状況、および開析斜面ごとの崩壊地分布状況

タイプ1：礫質土・強風化部の崩壊：礫質土およびその直下の流紋岩強風化部が崩壊したタイプであり、山頂緩斜面および下位に分布する開析斜面上部との境界付近で多く見受けられる。

タイプ2：礫質土の崩壊：礫質土と風化流紋岩との境界部で発生した表層崩壊。崩壊深は総じて浅く1m未満(0.5～0.8m程度)の場合が多い。開析斜面上部～下部において見受けられる。

タイプ3：礫質土脆弱部の崩壊：崩壊面に礫質土が残存し、礫質土の脆弱部のみが崩壊したタイプである。開析斜面上部～下部において見受けられる。

4.3 崩壊地の地形的特徴

篠堂川流域における水平断面形・垂直断面形による斜面分類の特徴(表-2)を、地形開析区分ごとに図-6に示す。開析斜面上部では、山頂緩斜面との境界部(遷急線)付近、およびその他で崩壊斜面型に異なる傾向が見られたため、前者を開析斜面上部(1)、後者を開析斜面上部(2)と分けて整理した。山頂緩斜面からその直下にある開析斜面上部との境界付近では、谷型等斉斜面における表層崩壊が卓越し、集水地形において表層崩壊が発生しやすい傾向が見られた。一方、開析斜面上部(2)から開析斜面下部にかけての範囲では、集水地形の発達状況に関わらず表層崩壊が発生している様子が見られた。また、谷型斜面で発生した表層崩壊の大半は、開析地形に関わらず0次谷で発生した表層崩壊であった。

表-1 篠堂川における表層崩壊の発生形態

		タイプ1 礫質土・強風化岩の崩壊	タイプ2 礫質土の崩壊	タイプ3 礫質土脆弱部の崩壊
崩壊地 個数	山頂緩斜面	8	3	0
	開析斜面上部(1)	2	12	1
	開析斜面上部(2)	1	21	6
	開析斜面下部	1	3	2
	平均崩壊深	1.0m	0.7m	1.1m

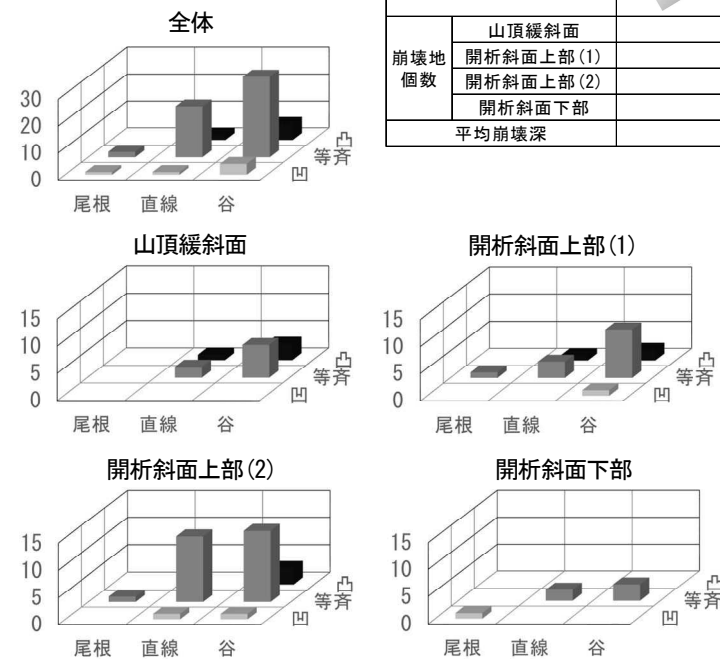


図-6 崩壊地の斜面型

表-2 表層崩壊発生パターン分類表⁶⁾

		水平断面形による斜面分類		
		直線斜面	尾根型斜面	谷型斜面
垂直断面形による斜面分類	等斉斜面			
	凸形斜面			
	凹形斜面			

66 斜面中 39 斜面において礫の抜け落ち（パイピング）が確認され、特に集水地形が発達した 0 次谷斜面での崩壊事例が多い山頂緩斜面では、相対的に多く見受けられた（表-3）。一方、66 斜面中 21 斜面において湧水（跡地含む）の痕跡が見受けられた。開析斜面上部(2)でやや分布が多いものの、開析状況に応じた明瞭な違いは見受けられなかった（表-4）。

表-3 各開析斜面におけるパイピングの分布

	パイピング あり	崩壊地数	分布比率
山頂緩斜面	10	11	90.9 %
開析斜面上部(1)	10	15	66.7 %
開析斜面上部(2)	16	28	57.1 %
開析斜面下部	3	6	50.0 %

表-4 各開析斜面における湧水・湧水跡の分布

	湧水(跡) あり	崩壊地数	分布比率
山頂緩斜面	3	11	27.3 %
開析斜面上部(1)	4	15	26.7 %
開析斜面上部(2)	12	28	42.9 %
開析斜面下部	2	6	33.3 %

5. まとめ

流紋岩が分布する篠堂川流域では、開析斜面上部を主とし、山頂周辺に山頂緩斜面が帯状に分布し、

開析斜面下部の分布は限定的であった。そのため、開析の進行程度は低い流域であると考えられる。それぞれの開析斜面における崩壊特性は以下のとおりである。

山頂緩斜面：礫質土を主体とする崩積土が崩壊するタイプが分布し、その直下にある強風化岩盤の崩壊を伴うことがよく見受けられたが、崩壊頻度はそれぞれの開析区分の中で低い傾向にある。この斜面における崩壊地は、主に集水地形を呈する 0 次谷で多く見受けられ、パイピングがより多く形成される傾向にある。

開析斜面上部・下部：ともに礫質土を主体とする崩積土が崩壊するタイプ、および崩積土の脆弱部が崩壊するタイプが多い。特に開析斜面下部では、表層崩壊の発生頻度がほかの斜面と比べて高い傾向が見受けられた。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、国土交通省中国地方整備局による崩壊地調査結果の一部を参考にさせていただいた。火山・土石流チームの皆様には現地調査に同行いただき、また勉強会などを通じてさまざまなご意見をいただいた。ここに厚く御礼を申し上げます。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

参考文献

- 1) 海堀正博・杉原成満・中井真司・荒木義則・山越隆雄・林真一郎・山下祐一、2010 年 7 月 16 日に発生した広島県庄原市の土砂災害の緊急調査報告、砂防学会誌、63、p30-37、2010.
- 2) 土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム、表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）、土木研究所資料、第 4129 号、p1-40、2009.
- 3) 小倉 勉、7 万 5 千分の 1 地質図幅 庄原、地質調査所、1928.
- 4) 氏家良博、広島・岡山両県の北部に分布する中新統備北層群の堆積環境について、地質学雑誌、82、p51-67、1975.
- 5) 松澤 真・木下篤彦・高原晃宙・石塚忠範、花崗岩地域における土層構造と表層崩壊形状に与える山地の開析程度の影響、地形、36、p23-48、2015.
- 6) 鈴木隆介：現場技術者のための地形図読図入門(3)、測量、7月号、p43-52、1977.

平成 28 年岩手県岩泉町土砂災害での流木の流出と不透過型砂防堰堤による捕捉実態

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 黒岩 知恵

1. まえがき

近年、土石流・流木対策のために不透過型砂防堰堤が整備された溪流において、土砂とともに流下した流木が堰堤で捕捉されずに流出した事例が報告されている^(例えば 1)。不透過型砂防堰堤が流木を捕捉するプロセスは、既往の水路実験によって徐々に明らかにされており^{2~5)}、当該砂防堰堤の形状だけでなく、土石流によって運搬されてくる流木の流出プロセスや流量等によって異なることが明らかとなってきた。しかしながら、実際の溪流における事例は小山内ら⁶⁾や山田ら⁷⁾の報告等が挙げられるものの少なく、砂防堰堤による流木の捕捉プロセスを検証するために十分な事例が蓄積されていない。

2. 研究目的

本研究では、平成 28 年台風 10 号による岩手県岩泉町土砂災害での流木の流出と不透過型砂防堰堤による捕捉実態を明らかにするため、空中写真判読等の机上解析と現地調査を実施したのでここに報告する。

3. 研究方法

3.1 対象流域

3.1.1 流域概要

対象流域の位置を図 1 に示す。石畑沢は、2 級河川小本川左支川の土石流危険溪流である。流域面積は 1.96km²、平均溪床勾配は 7.6° で、谷出口の直上流に不透過型の石畑沢砂防堰堤が整備されている。大沢は、2 級河川小本川水系大川の右支川である大沢川に流入する土石流危険溪流を含む流域である。流域面積は 2.08km²、平均溪床勾配は 8.4° で、不透過型コンクリート製の治山堰堤が 2 基整備されている。地質は両流域とも、古生代後期～中生代の粘板岩および砂岩から成る。植生は両流域とも概ね同様で、樹高 8~12m の落葉広葉樹林と樹高 15m 程度のスギ人工林が主体で、溪床に生育していたものもあった。流域の一部はカラマツ人工林の皆伐跡地であり、災害前時点では伐採後 5 年以上経過し、落葉広葉樹の低木林であった。スギ人工林や伐採跡地の斜面下方や谷沿いには、長さ 2~10m 程度に玉切りされた伐採木が存置されていた。

3.1.2 台風 10 号時の降雨概況と土砂移動形態

岩泉町に位置する岩泉観測所では、岩手県に台風

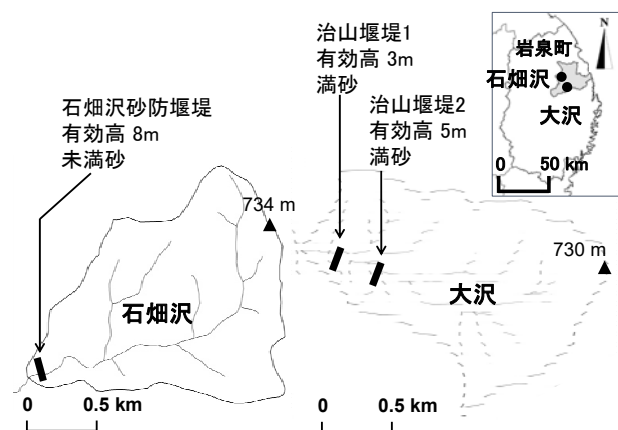


図 1 対象流域の位置

10号が接近・上陸した8/30の3～20時にかけて連続雨量は194.5mm、最大時間雨量は62.5mm/h(17～18時)を記録した。最大時間雨量は、1976～2017年までの過去41年間で最大であった。この豪雨により、石畑沢では、谷出口から400m地点より上流の区間で主に渓床侵食により土砂が生産され、流出した。大沢では伐採跡地で集中的に発生した表層崩壊と本川の渓床侵食によって土砂が生産され、流出した。石畑沢と大沢の渓床勾配は10°以下で、現地調査によると渓床侵食が起きた側岸の立木に礫の衝突による損傷がなく、また下流域での堆積土砂の粒径構成等を踏まえると、土砂移動形態は掃流状集合流動であったと推測される。

3.2 調査概要

災害前後の空中写真判読、既往の災害資料調査等の机上解析と現地調査により、各流域での発生流木量と堰堤への流出流木の状況を推定するとともに、石畑沢砂防堰堤と大沢の治山堰堤における流木の捕捉実態を把握した。

4. 研究結果

4.1 発生流木と堰堤への流出流木

図2は、現行の砂防基本計画策定指針の現況調査法に準拠して発生流木量を推定し、既往災害実績⁸⁾とともに示したものである。発生流木量は、石畑沢では95m³、大沢では866m³であり、既往実績の上限値と比べると少ない傾向であった。流木の発生原因調査と渓流内での流木の残存状況から、堰堤地点まで到達した流木は、樹高10m以下の落葉広葉樹や長さ2～5m程度の伐採木が多かったと考えられる。

4.2 本堰堤からの流木流出率

不透過型砂防堰堤による流木捕捉状況の指標として本堰堤からの流木の流出率(α)を図3のように定義し、算出した。表1にαの算出結果を示す。石畑沢砂防堰堤はα=3.2%、大沢の下流側の治山堰堤1はα=96.0%、上流側の治山堰堤2はα=83.9%となり、いずれも流木の一部は本堰堤下流へと流出した。

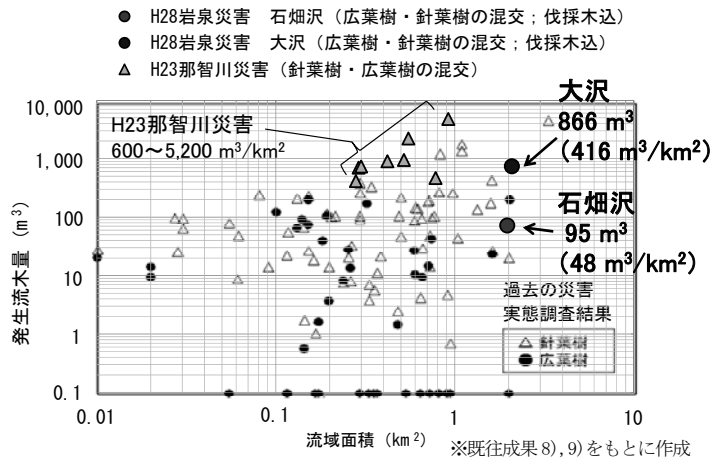


図2 発生流木量

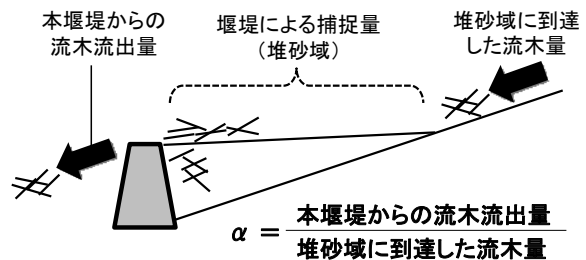


図3 本堰堤からの流木流出率の算出概念

表1 本堰堤からの流木流出率の推定結果

堰堤	諸元			堆砂状況		流木量 流木到達量 m ³	堆砂域 流木捕捉量 m ³	堰堤からの流出 流出流木量 m ³	本堰堤からの流木流出率 %	備考
	有効高 m	水通し幅 m	水通し高 m	堆砂勾配 °						
				災害前	災害後					
石畑沢 H15 竣工	8	6	3	3.5	未満砂	38	36.8	1.2	3.2	H15 竣工
					空					
大沢 治山 堰堤1	3	7	2	4.8	満砂	706	28	678	96.0	下流側
大沢 治山 堰堤2	5	7	2	6.1	満砂	550	89	461	83.9	上流側

4.3 堆砂状況と本堰堤からの流木流出率

災害前の堆砂状況（堆砂比）と本堰堤からの流木流出率との関係を図4に示す。図中には、既往の災害実態調査結果⁷⁾も合わせて示した。堆砂比は、計画堆砂容量に対する災害前時点での堆砂量の比であり、これらは既往の施設調査写真や堰堤諸元等を参考に推定した。図4より、満砂状態（堆

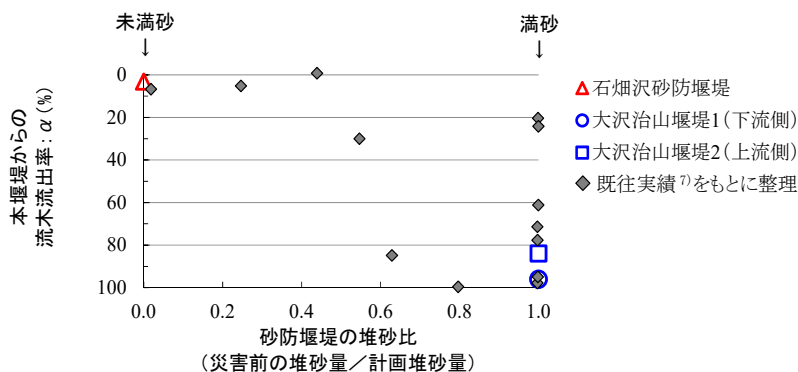


図4 堆砂比と流木流出率

砂比:1)であった大沢の治山堰堤2基の α は、満砂状態の既往実績と比較しても高い傾向である。比較的長い流木は、満砂状態であっても水通し断面の閉塞により不透過型砂防堰堤で捕捉される場合が多いことが報告されている^{例え⁷⁾}。しかし、大沢では、前述のように堰堤への流出流木は比較的短い流木が主体であったことから、このような形態での流木の堆積は少なく、大部分の流木が堰堤下流へと流出したため、 α が高くなったと考えられる。一方、未満砂状態（堆砂比:0）の石畑沢砂防堰堤の α は未満砂状態の既往実績と比較しても若干低い傾向であった。



写真1 石畑沢砂防堰堤

また、未満砂状態を想定した水路実験では $\alpha=50\%$ 程度であったことが報告されているが²⁾、石畑沢砂防堰堤ではその値を下回った。砂防堰堤による流木の捕捉プロセスについては、次節(4.4)で考察する。

4.4 石畑沢砂防堰堤による流木の捕捉状況

石畑沢砂防堰堤では、堰堤への流出土砂のほぼ全量が捕捉された。既往資料¹⁰⁾によると計画堆砂量 $8,100\text{m}^3$ に対する捕捉土砂量は $5,000\text{m}^3$ であり、堆砂比は0から0.62に上昇したものの、満砂には至らなかった。

掃流状集合流動により土砂と流木が流出し、堆砂域では土砂と水が分離し、流木は浮遊した状態で堆積していた。堆積流木には損傷や土砂の付着痕跡が少なく、また堆砂域の堆積土砂の断面に流木が見られなかったことから、浮遊した状態で堆砂域に到達した流木が多かったと推測される。堆砂域に到達した流木は、堰堤付近で右岸から左岸に向かう流れによって、左岸側に押し寄せていた。堰堤の背面には堆砂しない空間が形成されており、そこで湛水が生じ、その空間で流木は貯留されていた。水通し部には流水や土砂の痕跡が見られなかったことから、水通し断面を超える規模の流量はもたらされなかったと考えられる。災害から8日経過した9/7時点でも、水通し断面の1m程度下方まで湛水しており、堆積した流木は湛水面上に浮いた状態であった。災害後約3ヶ月経過した11/25時点での堆砂域の状況を写真1に示す。堆積した流木の平均長は3mで、最大長は21mであった。災害後の空中写真判読より、水通し断面には満水時に乗り上げたと推定される流木が残存し、水叩き上には水通し断面から落下したと想定される数本の流木が存在した。今回の出水では水通し断面を超える規模の流量ならびに満砂に至るような流出土砂量もたらされなかったため、流木の多くが堆砂域に留まり、堰堤下流へ流出したものはほとんど見られなかったと考えられる。これらの流量や流出土砂量については、今後詳細な調査を実施し、定量的に分析する必要がある。なお、堰堤での捕捉土砂量と捕捉流木量の総量に対する捕捉流木量の容積率は0.73%であった。

5. 結論

本研究により、岩手県岩泉町の小本川流域に位置する石畑沢と大沢における平成 28 年 8 月台風 10 号災害時の流出流木と不透過型砂防堰堤による流木の捕捉実態として以下の事項が明らかとなった。

- 1) 掃流状集合流動の形態で土砂移動が生じ、溪床侵食を主体とした土砂流出に伴って、溪床に生育していた落葉広葉樹や斜面下方や谷沿いにあった伐採木が多く流出した。
- 2) 本堰堤からの流木流出率は、石畑沢では 3.2%、大沢の治山堰堤 2 基では 80%以上と、いずれにおいても堰堤に到達した流木の一部は流出した。
- 3) 大沢では、堰堤へ到達した流木が比較的短かったために、堰堤の水通し部での流木の閉塞等が生じず、結果として流出率は既往実績よりも高い傾向を示した。
- 4) 石畑沢では、流量や流出土砂量が計画規模よりも小さかったと考えられ、大部分の流木は堆砂域に留まり、水通しを超えて流出しなかったと考えられる。

以上のように、不透過型砂防堰堤の流木の捕捉や流出には、土砂移動形態（溪床勾配）や規模、流出流木の長さ等が関係しているため、今後はこれらの諸条件とあわせて流木実態についてのデータを蓄積し、砂防堰堤による効果を検討していく必要がある。

6. 謝辞

本研究に際し、国土地理院より災害後のオルソ画像をご提供いただきました。現地調査に際し、岩手県と国土交通省東北地方整備局の皆様にご多大のお世話になりました。また、藤村主任研究員、水野上席研究員をはじめ土砂管理グループ火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、ご助力を賜りました。同チームの劉非常勤職員には植生情報の整理にかかわる GIS 作業等でご助力いただきました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社プライムプラン

<参考文献>

- 1) 古川浩平・海堀正博・久保田哲也・地頭蘭隆・権田豊・杉原成満・林真一郎・池田暁彦・荒木義則・柏原佳明（2009）「2009 年 7 月 21 日山口県防府市での土砂災害緊急調査報告」、砂防学会誌、Vol. 62、No. 3、p. 62-73
- 2) 藤村直樹・黒岩知恵・泉山寛明・赤澤史顕・水野秀明「不透過型砂防堰堤による流木の捕捉と流出に関する実験報告書」、土木研究所資料、第 4331 号、2016
- 3) 水原邦夫「土石流に伴う流木による災害とその防止軽減対策に関する考察」、水利科学、No. 352（第 60 巻、第 5 号）、p. 1-46、2016
- 4) 土井康弘・南哲行・山田孝・天田高白「満砂状態の不透過型砂防ダムによる流木捕捉機能に関する実験的研究—土石流とともに流下する流木—」、砂防学会誌、No. 52、No. 6、p. 49-55、2000
- 5) 南哲行・山田孝・土井康弘「不透過型砂防ダムの流木捕捉機能」、土木技術資料、42-6、p. 38-43、2000
- 6) 小山内信智・平松晋也・石川芳治「流木対策施設の効果と維持管理体制の現状」、砂防学会誌、Vol. 50、No. 6、p. 48-51、1998
- 7) 山田孝・土井康弘・南哲行・天田高白「不透過型砂防ダムの持つ流木捕捉能力」、砂防学会誌、Vol. 52、No. 3、p. 18-23、1999
- 8) 国土交通省国土政策総合研究所土砂災害研究部砂防研究室「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」、国総研資料、第 904 号、2016
- 9) 黒岩知恵・藤村直樹・木下篤彦・水野秀明・今森直紀・福田和寿「平成 23 年台風 12 号土砂災害における和歌山県那智川支流域の流木の発生と流出実態」、第 8 回土砂災害シンポジウム論文集、p. 127-132、2016
- 10) 岩手県「平成 28 年台風 10 号土砂災害の被害状況等について」、<http://www.pref.iwate.jp/kasensabou/sabou/050721.html>

桜島有村川での観測で得られた土石流表面形状による土石流の水理量推定

チーム名等 火山・土石流チーム

氏 名 高橋 佑弥

1. まえがき

土石流・流木対策施設の設計において、マンニングの粗度係数といった砂防施設の設計に用いられる係数は過去の土石流観測結果や水理模型実験に基づいて値を設定している。これらの数値のうちマンニングの粗度係数は、本来は河床面の粗さを示す特性量であるが、土石流の場合、内部に含まれる土砂の容積濃度や密度、粒径分布といった条件によって変わると考えられる。

2. 研究目的

土石流の粗度係数の時間変化並びにそれと土砂の容積濃度との関係を明らかにすることを目的として、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所の協力のもと有村川第3砂防堰堤に測域センサーを設置して土石流の流下断面を横断方向と縦断方向で観測を行った。本稿ではこれまでの観測結果と土石流水理量の算出結果を報告する。

3. 研究方法

3.1 土石流観測場所

本研究では南岳火口南縁を源頭部に持ち、桜島南東斜面を流域とする有村川に設置されている有村川3号砂防堰堤（以下、3号堰堤と称す）周辺で観測を実施している。有村川源頭部は大きな崩壊地となっており、その下流では露岩した溶岩の上を流下し3号堰堤に至る。3号堰堤は堤高10mの不透過型砂防堰堤で、集水面積は1.55km²、堆砂数の河床勾配は3.4度、源頭部までの平均勾配は29.1度となっている。有村川主流路は堆砂数の上流部で大きく右岸方向に湾曲しており、3号堰堤水通しでは土石流が左岸に偏流して流下するのが大きな特徴である。河床材料の土質試験結果によると礫の密度は2.689g/cm³、堆積土砂の容積土砂濃度は0.644であった。

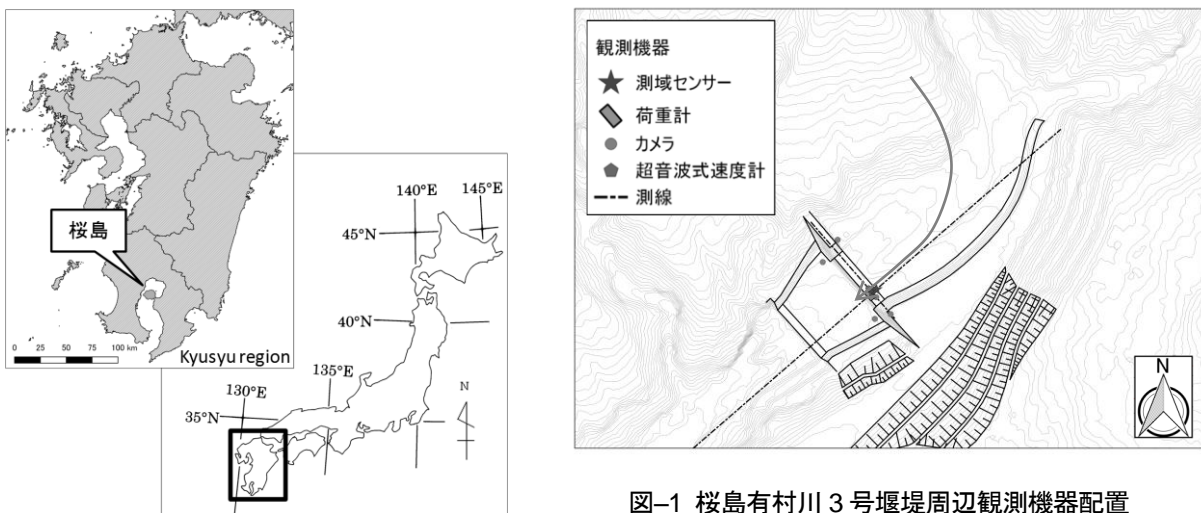


図-1 桜島有村川3号堰堤周辺観測機器配置

3.2 土石流観測体制

土石流の縦・横断表面形状の観測のために北陽電気株式会社製の測域センサーUXM-30LX-EWを3号堰堤水通しの上空約9mに2基設置した(図-1)。このセンサーにより空間的には190度の範囲で0.25度ピッチ、時間的には1秒間に20断面の解像度で土石流の表面形状を取得することが可能となる。測域センサーは表面形状しか取得できないため、出水時の流況を確認するためにインターバルカメラを3号堰堤水通し周辺に5台設置している。また、九州地方整備局大隅河川国道事務所により設置された土石流荷重計および超音波式速度計の観測データ、CCTVの映像から、土石流単位体積重量の算出や流況の確認を行った。

3.3 評価対象の土石流

有村川では2016年にワイヤーセンサーの切断される土石流(水深60cm以上)の発生が6回記録された。この内、土石流の縦・横断形状と荷重が比較的明瞭に記録された6月19日出水を評価対象とした。土石流発生時間は午前6時47分でワイヤーセンサーの1段目を切断した。土石流発生時の時間雨量は70mm/h、累積雨量は160mmだった(図-2)。

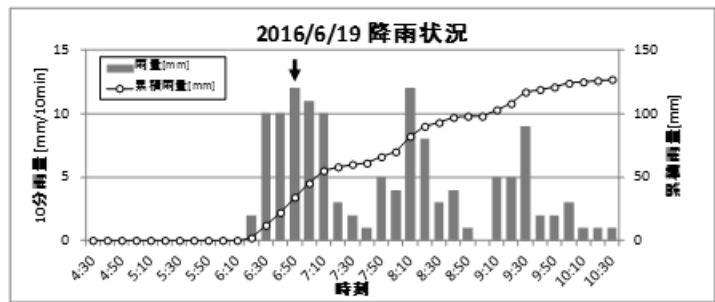


図-2 対象イベント時の降雨状況

3.4 土石流水量の算出

3.4.1 土石流流速の算出

土石流流速の算出には縦断測線の測域センサー観測データを用い、水通しから仮想の基準高さまでの流脈飛距離と落下時間(図-3)を次式で表される半理論式に代入して算出した¹⁾。

$$v = 0.6 \frac{L}{\alpha} \sqrt{\frac{g}{2(H + h_e)}}$$

ここに、 v : 土石流流速(m/s)、 L : 水脈飛距離(m)、 α : 限界流速と出口流速の関係を表すパラメータ、 H : 土石流底面からの落差(m)、 h_e : 落下直前の水深(m)である。

算出した半理論式による土石流流速を超音波式速度計で観測した流速とともに図-4 a)に示す。

3.4.2 土石流容積土砂濃度

土石流の容積土砂濃度 c_d は清水、礫、土石流の単位体積重量 ($\gamma_p, \gamma_\sigma, \gamma_d$) (kN/m^3)より次式で算出した²⁾：

$$c_d = \frac{\gamma_d - \gamma_p}{\gamma_\sigma - \gamma_p}$$

ここに、土石流の単位体積重量 γ_d は大隅河川国道事務所が土石流荷重計で観測した土石流底面垂直応力 P (kPa)、荷重計の平面積 A_{FP} (=8 m²)、横断測線の測域センサーにより観測した荷重計上を通過する土石流流下面積 A (m²)、荷重計の奥行き L (=2 m) を用いて次式により算出した：

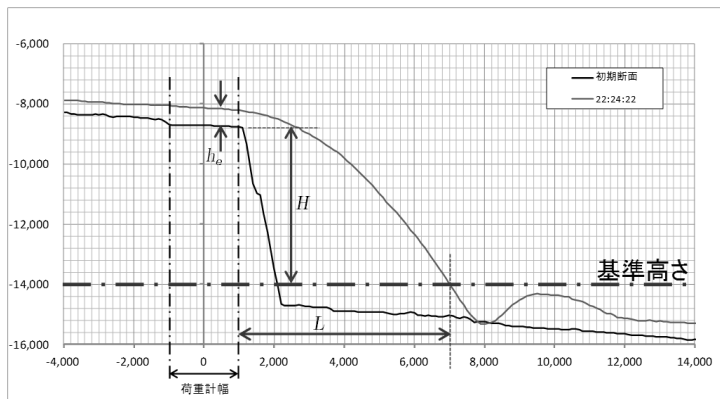
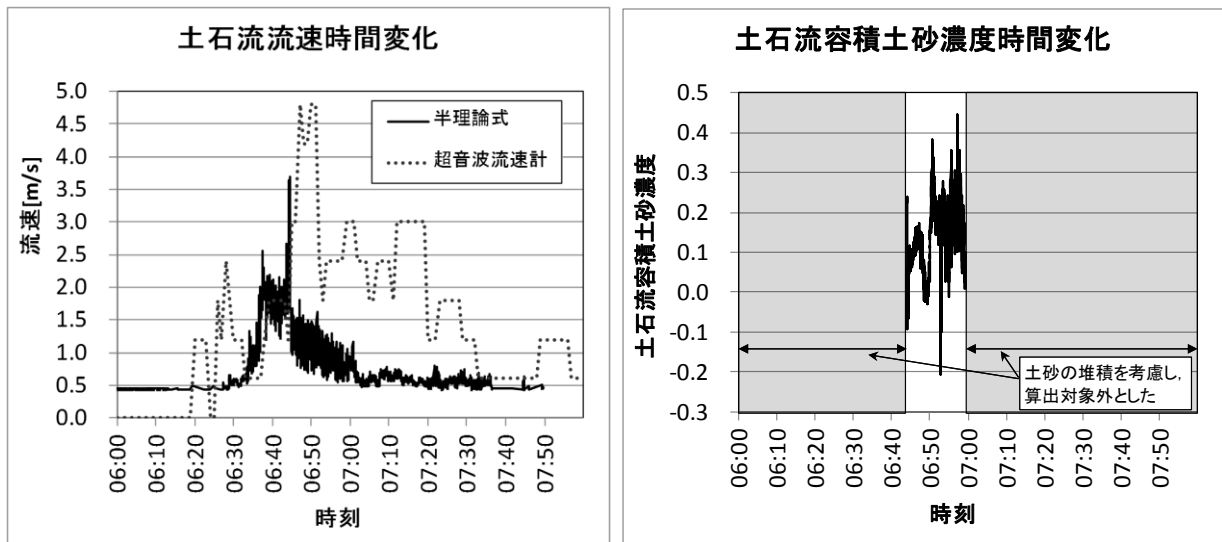


図-3 流脈飛距離と落下高さのイメージ

$$\gamma_d = \frac{PA_{FP}}{AL}$$

算出にあたっては土石流の鉛直方向の加速度は無視できるほど小さいとし、土石流水深が比較的小さい時には荷重計上に土砂の堆積が起これ観測値に影響すると思われるため、算出対象時間はピーク周辺の時間帯のみとした。算出した土石流の容積濃度時刻歴を図-4 b)に示す。



a) 土石流流速の算出結果

b) 土石流容積土砂濃度の算出結果

図-4 土石流水理量の算出結果

4. 研究結果

4.1 マニング式から得られた流速との比較

観測によって得られた土石流水深と土石流流速についてマニング式

$$U = \frac{1}{n} R^{3/2} (\sin \theta)^{1/2}$$

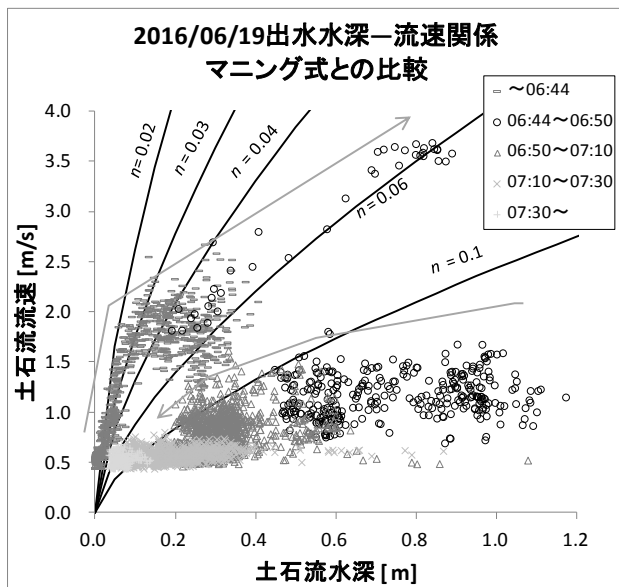
と比較を行った (図-5a)。径深 R (m) は荷重計上の土石流水深、河床勾配 θ はレーザー測量より読み取った 3 号堰堤堆砂勾配 (3.4°) とした。観測によって得られた散布図は出水初期では粗度係数 (n) は 0.03 の理論曲線に乗っていたが、水深が増えるに連れ、0.1 を超える高い粗度係数へシフトし、後続流では再び低い粗度係数へ戻るような分布となっている。

4.2 高橋の土石流流速式から得られた流速との比較

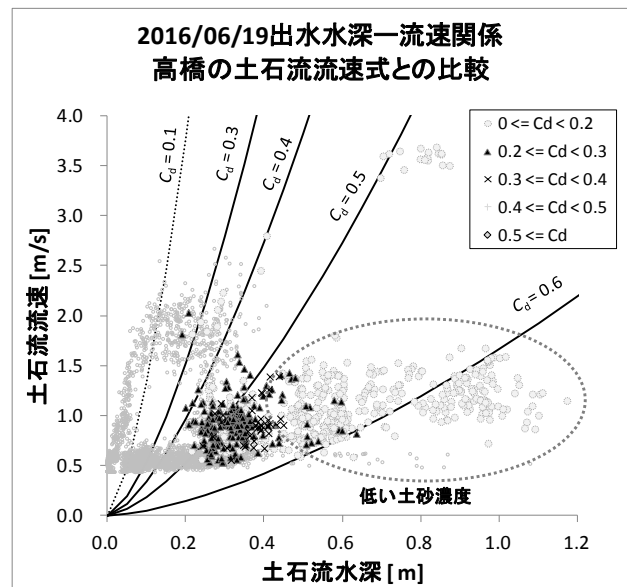
次に理論式である高橋の土石流濃度式

$$U = \frac{2}{5d} \sqrt{\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left[c_d + (1 - c_d) \frac{\rho}{\sigma} \right] \left[\left(\frac{c_*}{c_d} \right)^{1/3} - 1 \right] h^{3/2}}$$

と比較を行った (図-5b)。堆積土砂の容積土砂濃度 c_* 、礫密度 σ は現地材の土質試験結果 ($0.64, 2.69 \text{ t/m}^3$)、 $a_i \sin \alpha$ は一般値 (0.02) を用いた。代表粒径 d についてはデータが得られていないため想定値 (0.03 m) とした。得られた散布図はピーク周辺に低い土砂濃度が分布しており、理論式の傾向は明確には現れなかった。



a) マニング式との比較



b) 高橋の土石流流速式との比較

図-5 観測値の水深-流速関係と流速式との比較

5 結論と課題

土石流の粗度係数の時間変化並びにそれと土砂の容積濃度との関係を明らかにすることを目的として、有村川において土石流の流下断面を縦・横断方向で観測し、その結果から土石流の濃度及びマンニングの粗度係数の時間変化を推定した。マンニングの粗度係数は土石流の先頭部では徐々に大きくなり、後続流部では徐々に小さくなっており水山らの報告³⁾と整合する傾向となった。一方で、土石流の土砂容積濃度の時間変化は先頭部に $c_d = 0.1 \sim 0.2$ 程度の低い値が現れ、後続部では比較的高く $c_d = 0.2 \sim 0.4$ 程度であった。このような傾向を示した原因を今後明らかにしていきたいと考えている。

6. 謝辞

本研究の実施にあたり九州地方整備局大隅河川国道事務所より観測のご支援と貴重なデータを提供いただきました。また、水野上席研究員（現、九州大学大学院）、藤村主任研究員をはじめとする当チームの多くの方々にご指導・ご協力いただきました。ここに深く謝意を表します。

所属：株式会社 CTI 新土木

<参考文献>

- 1) Y. Takahashi, et al., "A New Technique for Measuring Surface Profiles of Debris Flows Occurring after Volcanic Eruptions", Proc. of CoV-9 (2016)
- 2) 吉永ら: 「桜島有村川において 2013 年 9 月 1・2 日に発生した土石流の単位体積重量計測」, 砂防学会要旨(2014)
- 3) 水山高久, 上原信司: 「土石流の水深と流速の観測結果の検討」, 砂防学会誌 (新砂防), Vol. 37, No. 4, pp. 23-26 (1984)

深層崩壊の発生する恐れのある斜面の岩石からのイオン溶出特性

チーム名等 火山・土石流チーム
氏名 森 加代子

1. まえがき

多くの深層崩壊地では多量の湧水が報告されており、崩壊地は地下水が集中する地質構造であったと推定されている¹⁾。この湧水の流入により渓流水の電気伝導度が高くなることに着目し、地下水の集中箇所を渓流水の電気伝導度から見出す深層崩壊発生危険斜面の予測手法が提案されている²⁾。しかし、湧水、つまり斜面から流出する地下水の電気伝導度が高くなるメカニズムは十分に明らかになっていない。

2. 研究目的

本研究では、深層崩壊の発生が予測される岩盤クリープ斜面の地盤深くの岩石を用いた溶出試験により岩石のイオン溶出量の傾向を把握し、地下水の電気伝導度が高くなる原因を明らかにすることを目的とする。

3. 研究方法

3.1 試験対象地

試験対象地は、平成23年台風12号の豪雨で深層崩壊が発生した奈良県赤谷の南西に位置する岩盤クリープ斜面である。対象斜面は、尾根部に小崖地形と二重山稜がみられ、変形地形に基づく危険度³⁾は危険度IV、変形程度を示す歪み率⁴⁾は4.7%である。また、地質は白亜系四万十帯日高層群美山層に属する堆積岩である。

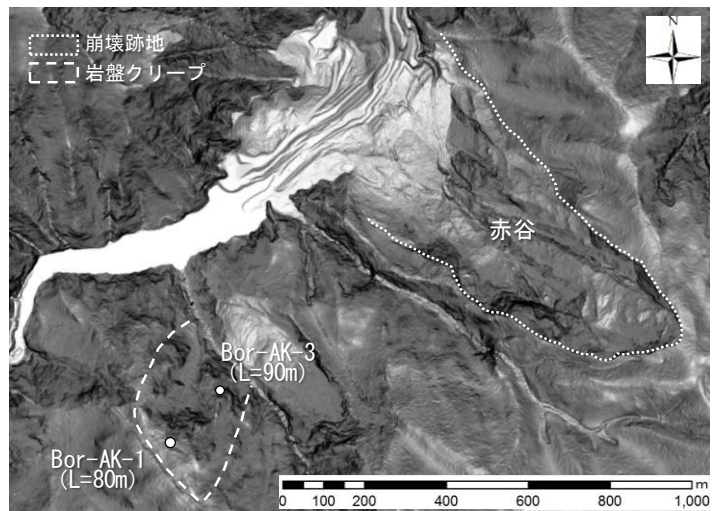


図-1 ボーリング孔位置図

3.2 試験試料

今回の試験では、この斜面の Bor-AK-1 及び Bor-AK-3 の2箇所のボーリング孔のコアを用いた。ボーリング孔位置図を図-1 に示す。試験試料は破碎程度の異なるものを選定し、岩盤の風化や破碎の違いによる岩石のイオン溶出の傾向を把握することとした。試験試料の一覧を表-1 に示す。破碎度は、脇坂ら⁵⁾の方法により区分を行った。

表-1 試験試料一覧

ボーリング孔	試料No	岩種	採取深度	試料形状	破碎度	溶出期間
AK-1	D-1-17	砂岩	17.4~17.7m	破碎	Cr1a	28日
	D-1-24	砂岩	24.0~24.3m	破碎	Cr1a	
AK-3	D-3-14	砂岩	14.0~14.4m	塊	Cr1a	28日
	D-3-41	頁岩	41.1~41.2m	破碎	Cr2	
	D-3-76	砂岩	76.1~76.4m	塊	-	
	D-3-77	頁岩	77.3m~77.6m	塊	-	
	D-3-84	頁岩	84.1~84.3m	破碎	Cr3	
	D-3-86	頁岩	86.6~86.8m	破碎	Cr1a	

表-2 溶出試験内容

試験項目	溶出試験
分析項目	ナトリウムイオン, カリウムイオン, マグネシウムイオン, カルシウムイオン, 塩化物イオン, 炭酸水素イオン, 硫酸イオン, イオン状シリカ, pH試験, 電気伝導度試験
溶媒水	pH6.0の純水。 試料と溶媒水の液固比は1:10。
溶出期間	28日間。採水分析は1, 3, 5, 14, 28日後に実施。
溶出方法	1~5日目は溶媒水を1回/分の頻度で攪拌。 5日目以降は攪拌を行わず, 試料を静置。

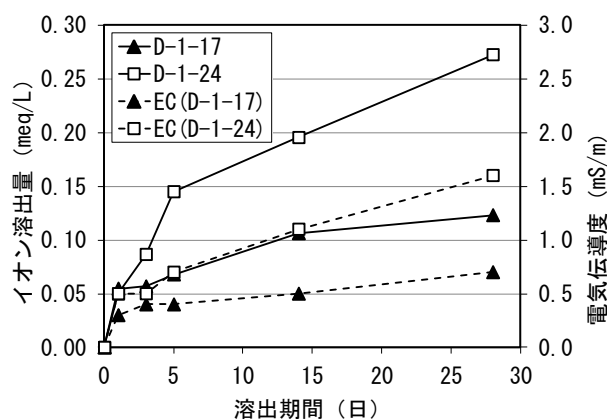


図-2 溶出期間とイオン溶出量の関係

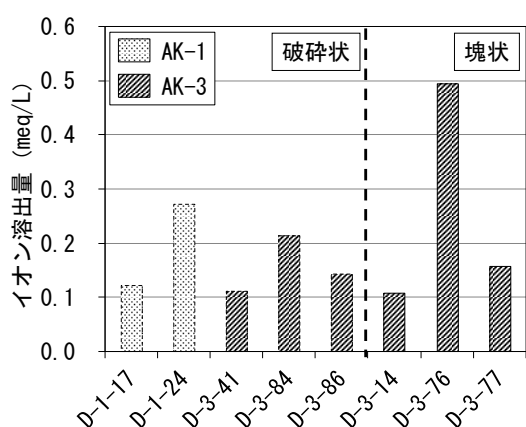


図-3 試料形状による比較

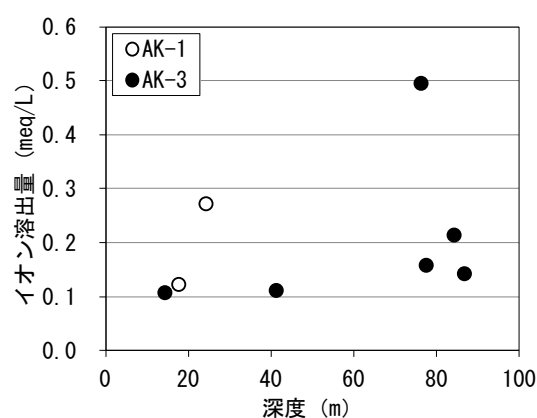


図-4 採取深度とイオン溶出量の関係

3.3 試験方法

溶出試験の内容を表-2に示す。溶出期間1~5日では、地下水の流れと地盤状況を考慮するため、通常の短期溶出試験よりも攪拌頻度を低くし、試料の粉碎も行わない。また、経過期間とイオン溶出量の関係を把握するため、通常のタンクリーチング試験よりも多い採水分析の回数を設定した。

4. 研究結果

4.1 岩石のイオン溶出量の傾向

4.1.1 溶出期間によるイオン溶出傾向

Bor-AK-1の試料における溶出期間とイオン溶出量の関係を図-2に示す。イオン溶出量は Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Cl^- , HCO_3^- , SO_4^{2-} の和である。(以下、すべてのイオン溶出量はこれらの和を示す。)イオン溶出量は4試料とも1日目が最も多く、その後の溶出速度は緩やかとなるが、経過期間に比例してイオン溶出量は増加する。Bor-AK-3の試料も同様の傾向を示し、岩石からのイオン溶出量は水と接する期間に伴い増加することがわかった。

4.1.2 試料の形状の違いによるイオン溶出量の傾向

試料形状の違いによるイオン溶出量の関係を図-3に示す。試料形状の違いによる溶出量に明瞭な違いは見られ

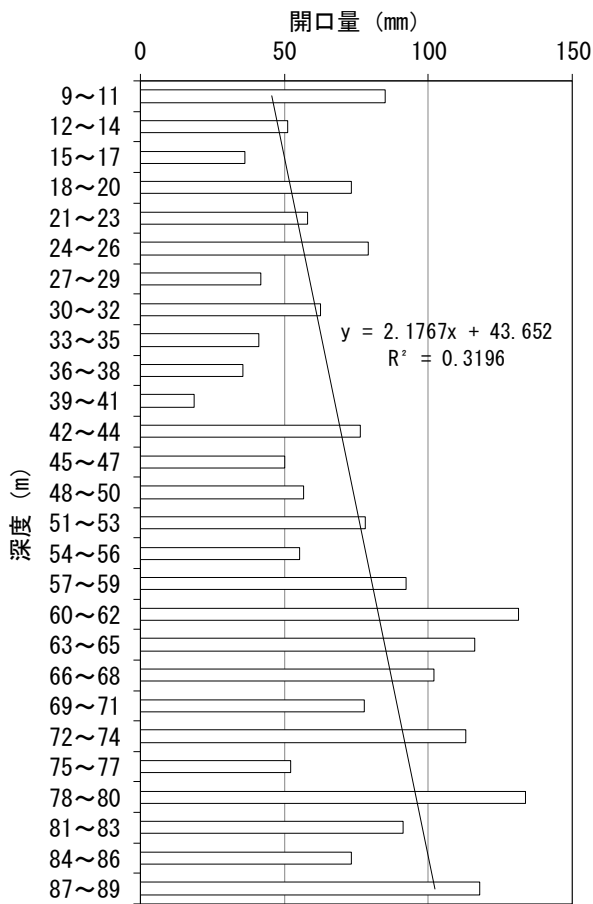


図-5 開口量と深度の関係

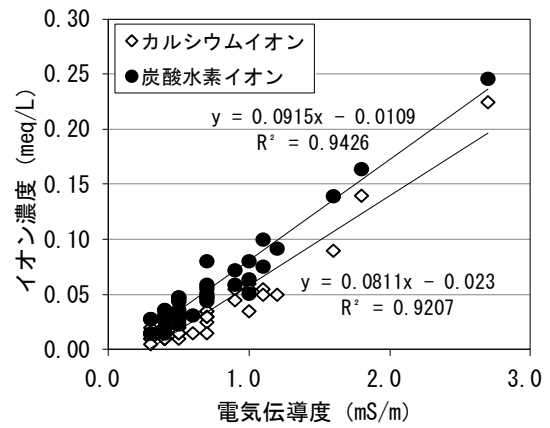


図-6 イオン濃度と電気伝導度の関係

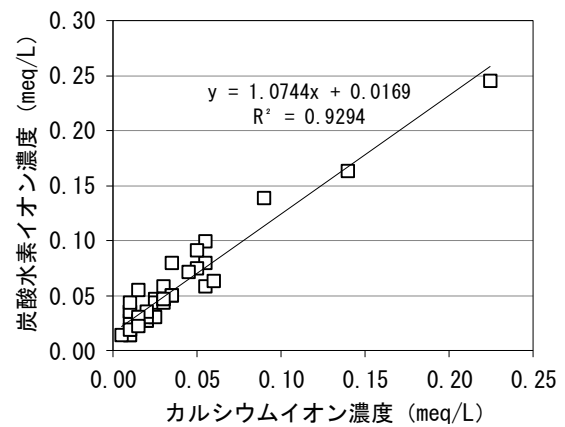


図-7 Ca^{2+} と HCO_3^- の関係

なかったが、溶出量の違いをコアの特徴で整理すると、各形状で最も溶出量の多い D-1-24, D-3-76 にはコア表面に方解石脈が存在するという特徴が見られた。また、各形状で最も溶出量の少ない D-3-41 では他の試料に比べて風化が進行している、D-3-14 では亀裂の充填物が溶脱しているという特徴が見られた。このことから、岩石の風化程度と方解石などの亀裂の充填物の存在がイオン溶出量に影響を及ぼすことがわかった。

4.1.3 採取深度によるイオン溶出量の傾向

採取深度とイオン溶出量の関係を図-4 に示す。各試料のイオン溶出量は地盤深部のほうが、多くなる傾向を示した。また、例として Bor-AK-3 のボーリング深度における開口量を図-5 に示す。開口量は地盤浅部と比較して、深部が大きい傾向にある。これは、浅部では岩石が水や酸素等と接する機会が多いため風化が進行し、風化した開口部の岩石が角礫状となり、開口量が減少したと考えられる。一方で、深部は浅部に比較して風化の進行が遅いため、開口した状態が保たれていたと考えられる。また、岩盤の風化は地下水位の変動などによる乾湿の繰り返しによって促進される。したがって、開口の発達により、地下水位や地下水位の変動域が深部に達し、未風化の岩盤の溶脱が進行する状態にある場合に、イオン溶出量が多くなることがわかった。

4.2 電気伝導度とイオン溶出の関係

溶出試験結果より、カルシウムイオン及び炭酸水素イオンと電気伝導度の関係を図-6 に示す。これらのイオンは電気伝導度との相関性が高く、図-7 に示すとおり、カルシウムイオンと炭酸水素イオンの溶出量の関係も相関性が高い。これは、コアに含まれる方解石が溶脱しているためである。方解石といった炭酸塩鉱物は脈状に挟まれている場合が多く、溶出すると脈状部が開口した亀裂となり、岩盤の風化や破砕が促進されることが想定される。また、3 で示したイオン溶出量の傾向からも、①水と接する期間が長い、②方解石が存在する、③地下水位や地下水位の変動域が深部に達する場合に、イオン溶出量が多くなることがわかっている。したがって、電気伝導度が高くなる原因としては、岩石中の炭酸塩鉱物が水と接することによる溶出の影響が大きく、岩盤の開口によって地下水位や地下水位の変動域が深部に達し、岩石と接する時間が長くなる場合にさらに高くなる。その際には、地下水による化学的風化によって岩盤の風化や破砕が進行する可能性が高いことがわかった。

5. おわりに

本研究では、岩盤クリーブ斜面のボーリングコアを用いた溶出試験により岩石からのイオン溶出量の傾向と電気伝導度が高くなる原因を明らかにした。また、電気伝導度が高くなる場合には、岩盤の風化や破砕が進行している可能性が高いことがわかった。今後は、岩盤の風化や破砕程度によるイオン溶出量の傾向を把握するとともに、他の地域や地質での検証事例を増やし、電気伝導度による危険度評価を検討したい。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、水野上席研究員、清水総括主任研究員、木下主任研究員をはじめとする火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、本研究に使用したデータは、国土交通省近畿地方整備局紀伊山地砂防事務所にご提供頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：奈良県

<参考文献>

- 1) 地頭蘭隆, 下川悦郎: 1997年鹿児島県出水市針原川流域で発生した深層崩壊の水文地形学的検討, 砂防学会誌, Vol.51, No.4, p21-26, 1998
- 2) 地頭蘭隆, 下川悦郎, 寺本行芳: 深層崩壊発生場予測法の提案—鹿児島県出水市矢筈岳山体を例にして—, 砂防学会誌, Vol.59, No.2, p5-12, 2006
- 3) 千木良雅弘, 坂島俊彦, 渋谷研一: 深層崩壊発生危険斜面の地質・地形的抽出法について, 平成26年度砂防学会研究発表会概要集 A, p16-17
- 4) 木下篤彦, 石塚忠範, 高原晃宙, 瀬戸秀治, 野池耕平, 森加代子, 水野秀明: 深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法及びリスク評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 第4333号, p11, 2016
- 5) 脇坂安彦, 上妻睦男, 綿谷博之, 豊口佳之: 地すべり移動体を特徴づける破砕岩—四万十帯の地すべりを例として—, 応用地質, 第52巻, 第6号, p231-247, 2012

重力変形斜面における空中電磁探査を用いた崩壊深推定手法の検討

チーム名 火山・土石流チーム
氏名 林 幸一郎

1. まえがき

国土交通省と土木研究所では、深層崩壊に起因する土砂災害への対策として、深層崩壊の恐れのある斜面を含む流域の評価を始めとするハード・ソフト対策を研究している。詳細な災害シナリオの想定や対策優先度を設定する場合には、深層崩壊が発生する恐れのある斜面の抽出と、そのリスク評価が必要となることから、土木研究所ではそれらに関する技術手法を取りまとめ、「深層崩壊の発生する恐れのある斜面の抽出技術及びリスク評価手法に関する研究（土木研究所資料第 4333 号：平成 28 年 3 月）」を発行した。

2. 研究目的

空中電磁探査は、地盤の比抵抗構造を広域的に把握する手法であり、斜面防災の分野において様々な調査に用いられ活用方法を検討されてきた。しかし、探査で得られる見掛比抵抗構造から、深層崩壊の発生する恐れがある重力変形斜面の地盤を定量的に評価し、崩壊土砂量を推定する手法は確立されていない。そこで、実際に地中変位が確認されている不安定斜面を検討対象とし、土砂化や開口が進んだ岩盤の劣化部（以下、緩み域と称する）下端の深度と見掛比抵抗構造の関係を明らかにし、定量評価手法を検討した。

3. 研究方法

3.1 検討対象

今回の検討では、図-1 に示す紀伊半島で実施された空中電磁探査範囲内に位置する 8 箇所 18 孔のボーリング調査ならびに動態観測結果を用いた。見掛比抵抗構造は、周波数領域空中電磁探査法の RESOLVE 測定システムを使用し、周波数と地盤の比抵抗の関係式（Sengpiel and Siemon, 2000）を用い算出した鉛直構造を検討対象とした。

3.2 見掛比抵抗構造の検討方法

周波数領域空中電磁探査法は、比抵抗の絶対値を求めることが困難なもの、電気探査などに比べ相対的な低比抵抗を検出しやすい特徴がある¹⁾。そのため今回の検討では、特に低比抵抗の分布による見掛比抵抗

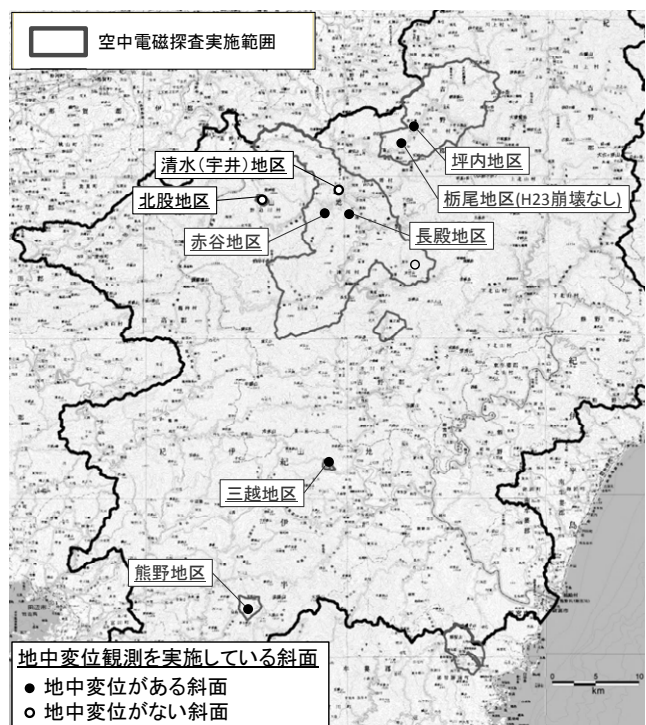


図-1 検討対象斜面位置図

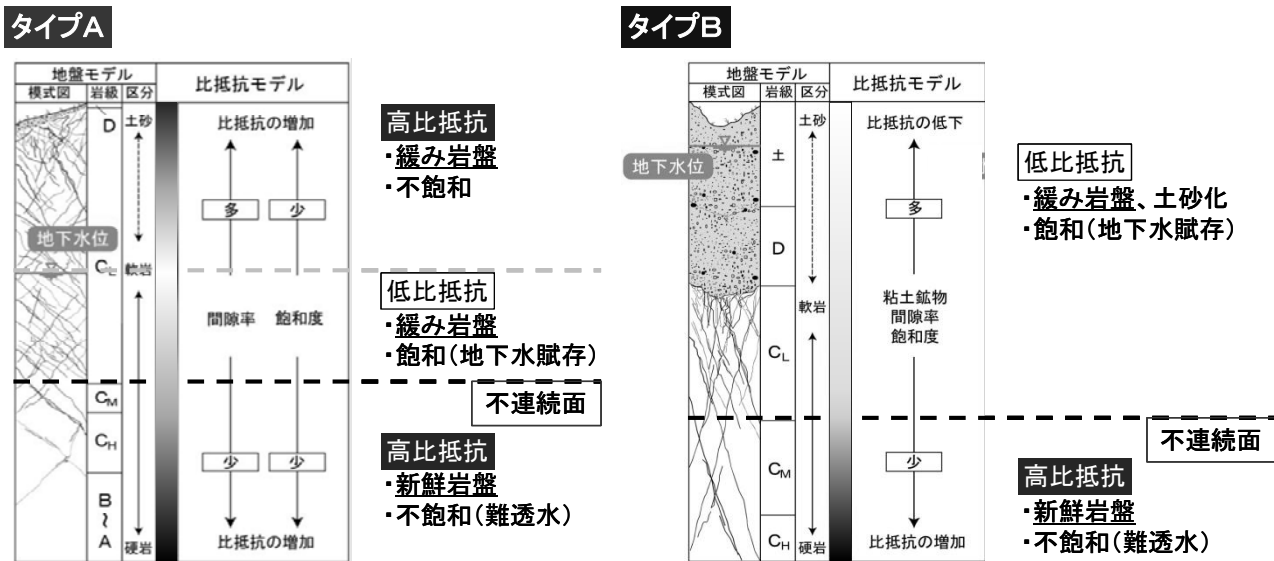


図-2 深層崩壊の恐れのある地盤構造と比抵抗の関係概念図

構造の相対的な変化の程度に着目し、見掛比抵抗断面図による2次元的な比抵抗分布も考慮し検討した。

3.3 着目する地盤構造

平成23年台風12号に伴い紀伊半島で発生した深層崩壊8地区について、深層崩壊の素因となる地盤状況（基盤内の弱部、山頂緩斜面の高含水帯、緩み域下部の飽和層）を示す見掛比抵抗構造が共通して認められることが明らかにされている^{2),3)}。崩壊する可能性のある風化岩が浅部に分離した高比抵抗として出現する斜面（タイプA）、崩壊する可能性のある崩積土および強風化岩が浅部の低比抵抗として出現する斜面（タイプB）は、図-2に示すように、緩み域下部の飽和層と、不飽和の新鮮岩盤が比抵抗の不連続面を形成していると推定される。今回の検討では、ボーリング調査で確認されている緩み域下端を崩壊深の最大値とし、見掛比抵抗変化と対比した。

3.4 見掛比抵抗変化の定量化手法

見掛比抵抗変化の定量化手法は、火山体の地質不連続面推定手法で検討⁴⁾された、1mのグリッドデータを用いた空間フィルタによる鉛直解析手法を用いた。

4. 研究結果

4.1 見掛比抵抗鉛直変化と緩み域下端深度の関係

見掛比抵抗断面では、比抵抗の変化面は幅を持った変化帯として表現されるため、変化面の抽出には解釈が必要となる。ボーリング調査と対比した結果を図-3に示す。緩み域下端に相当する深度の見掛比抵抗値は斜面ごとに異なるものの、見掛比抵抗変化部は概ね共通した部分に合致した。タイプAの斜面（4箇所9孔）では、緩み域下端は低比抵抗から高比抵抗となる変化部上部の急変部に相当する。一方、タイプBの斜面（4箇所9孔）では、緩み域下端は変化部の下端に相当する。なお、実際に地中変位が確認されている深度は、いずれも緩み域内に確認されているものの、見掛比抵抗変化との関係性は認められなかった。

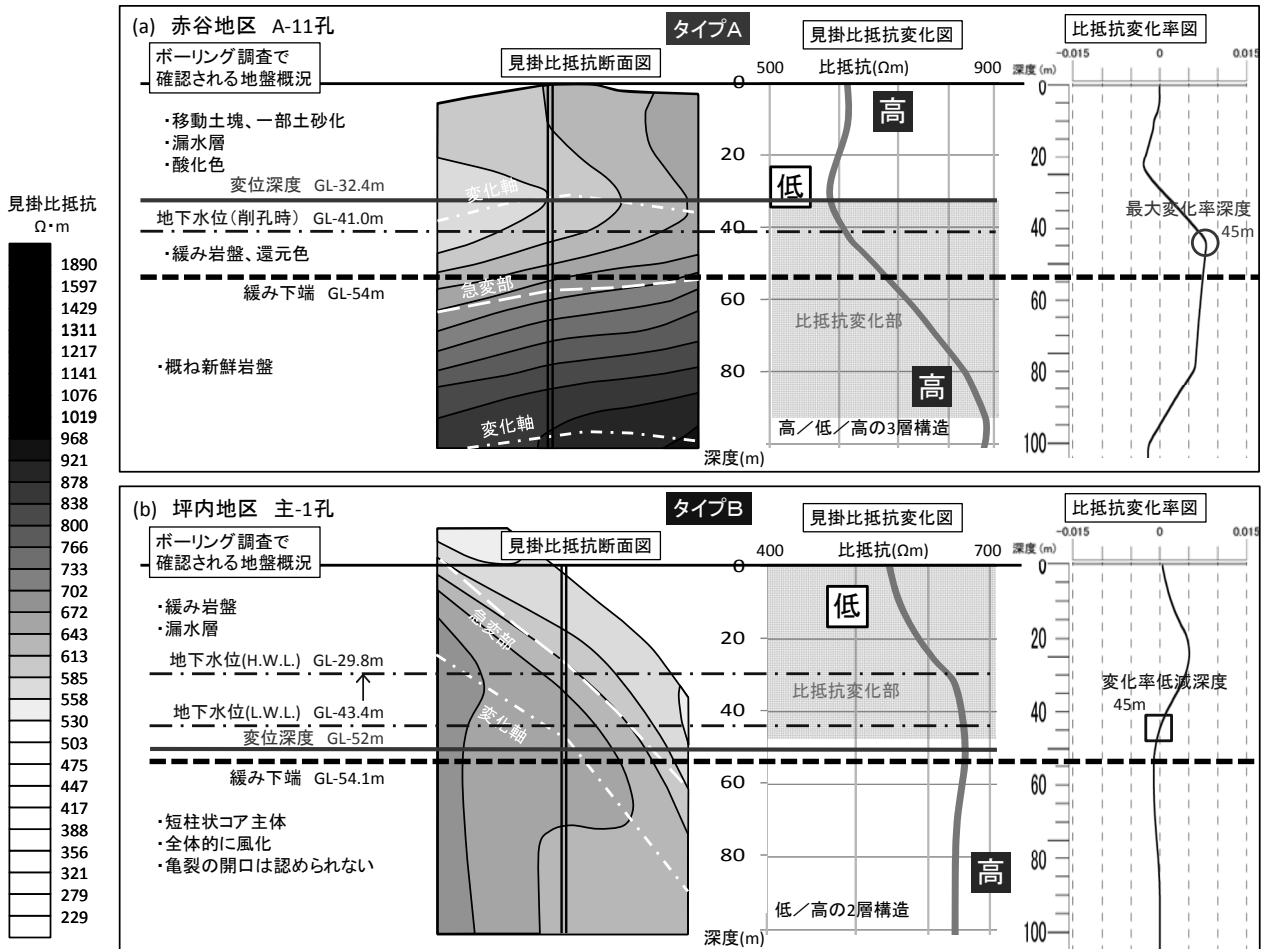


図-3 見掛比抵抗変化と地盤構造の対比例 (a)見掛比抵抗構造タイプA、(b)見掛比抵抗構造タイプB

表-1 崩壊深推定結果一覧

No.	ボーリング調査結果		空中電磁探査解析結果						崩壊深推定		備考
	ボーリング孔名	削孔深度(m)	離隔(m)	比抵抗タイプ	最大変化率 深度(m) 変化率	変化率低減 深度(m) 変化率	推定 深度(m)	差分(m)			
1	赤谷主-1	40	65	A	50 +0.006	96 +0.000	50	+3			
2	赤谷A-3	80	0	A	58 +0.005	123 +0.000	(58)		ボーリング地点は比抵抗タイプ消失		
3	赤谷A-4	60	59.65	A	67 +0.004	121 +0.000	67	+7			
4	赤谷A-5	85	85m以深	A	70 +0.003	124 +0.000	(70)		ボーリング地点は比抵抗変化不明瞭		
5	赤谷A-10	60	36.2	A	49 +0.007	103 +0.000	49	+13			
6	赤谷A-11	60	54	A	45 +0.008	95 +0.000	45	-9			
7	清水(宇井)BV-4	90	71.05	A	64 +0.004	115 +0.000	64	-7			
8	長殿主-1	82.5	82m以深	A	28 +0.006	109 +0.001	(28)		ボーリング地点は比抵抗タイプ消失		
9	熊野主-1	45	36.1	A	35 +0.007	56 -0.000	35	-1			
10	北殿主-1	53	43.83	B	30 +0.013	63 +0.001	(63)		ボーリング地点は比抵抗変化域外		
11	坪内主-1	64	54.1	B	25 +0.005	45 +0.000	45	-9			
12	坪内副I-3B	48	47.2	B	21 +0.009	48 +0.004	48	+1			
13	坪内H26-2	60	51	B	19 +0.022	47 +0.003	47	-4			
14	三越主-2	20	20m以深	B	32 +0.003	48 -0.000	48				
15	三越副II-3	20	20m以深	B	20 +0.011	49 +0.002	49				
16	三越M-1	41	40.1	B	33 +0.002	45 +0.000	45	+5			
17	栴尾T-3	65	53.3	B	23 +0.014	50 +0.000	50	-3			
18	栴尾T-6	60	52	B	20 +0.020	52 -0.000	52	0			

※ 網掛けは局所的に見掛比抵抗変化が不明瞭な地点

4.2 定量化手法の検討結果

見掛比抵抗変化の定量化結果を表-1に示す。タイプAでは比抵抗変化率が最大となる深度を抽出し、タイプBでは比抵抗変化率が低減する深度を抽出し、それぞれ緩み域下端深度と比較した。その結果、タイプAでは-9~+13m、タイプBでは-9~+5mの差分となった。

また、空中電磁探査では飛行測線間の平面データは補間により算出されることから、測線からの離隔と推定深度の差分の関係性も検討した。離隔 30m 以内では±7m、離隔 30～70m では±9m、離隔 70～80m では±13m と、測線からの離隔により推定深度の差分が大きくなる傾向が認められた。

なお、見掛比抵抗断面において、局所的に鉛直変化が不明瞭など斜面全体の傾向と異なる地点では、推定される緩み域下端も不連続となる。このような地点ではボーリング調査で確認される緩み域下端との関係性も認められないため、推定手法の適用に留意が必要となるケースである。

4.3 崩壊深推定手法の適用性検討

空中電磁探査の飛行測線は、一般的に 100m 程度の間隔で設定される。すなわち探査範囲内は測線から 50m 以内の離隔でカバーされることから、測線外でも±9m の差分で崩壊深を推定できる可能性を示した。一方で、見掛比抵抗構造のタイプで定量化手法が異なること、局所的に見掛比抵抗構造が異なる地点では適用性が低くなることから、見掛比抵抗断面図から適用方法を判別した上で崩壊深を推定する必要がある。

また今回の検討は、緩み域下端に見掛比抵抗構造に明瞭に出現する飽和層が分布している条件であるため、全体的に不飽和な地盤や、岩種等の違いによる見掛比抵抗構造の変化が顕著な地盤、また今回の検討と異なる崩壊機構を持つ地質体などでの適用性については、今後検討する必要がある。

5. 結論

本研究では、不安定斜面の地盤構造と見掛比抵抗構造を対比することで、崩壊深の最大値を定量的に推定する手法を提案し、適用性を検討した。引き続き、別途実施中の重力変形斜面におけるボーリング調査結果をもとに、妥当性を検討する。今後は、本手法の重力変形斜面での適用性を整理し、見掛比抵抗断面から崩壊深を推定し、崩壊土砂量を推定する手順を取りまとめる予定である。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、藤澤土砂管理研究グループ長、水野上席研究員、清水総括主任研究員、木下主任研究員、藤村主任研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方にはご指導、ご助力を賜りました。また、本研究に使用したデータは、国土交通省近畿地方整備局紀伊山地砂防事務所よりご提供頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：エヌエス環境株式会社

<参考文献>

- 1) 建設省土木研究所環境部地質研究室・大日本コンサルタント(株)・同和工営(株)、「新地盤探査技術の開発、斜面の探査技術の開発に関する共同研究報告書(その2)―空中電磁法による斜面の概査技術―」土木研究所共同研究報告書第113号、1995.
- 2) 木下篤彦・北川眞一・大山誠・内田太郎・河戸克志・阿部征輝・奥村稔、「平成23年台風12号により紀伊半島で発生した深層崩壊斜面の広域比抵抗構造特性」、平成25年度砂防学会研究発表会概要集B、p.356-357、2013.
- 3) 桜井亘・酒井良・奥山悠木・小川内良人・眞弓孝之・横山修・河戸克志・奥村稔、「平成23年台風12号で発生した深層崩壊の地質・地下水特性と空中電磁探査との関連性について」、平成27年度砂防学会研究発表会概要集B、p.102-103、2015.
- 4) 瀬戸秀治・高原晃宙・木下篤彦・水野秀明・奥村稔・河戸克志・影浦亮太・阿部征輝、「空中電磁探査を活用した崩壊する恐れのある斜面における崩壊深度の推定手法に関する検討」、平成28年度砂防学会研究発表会概要集A、p.244-245、2016.

火砕堆積物の物性を踏まえた氾濫解析手法の開発 ～流出解析モデルの高精度化へ向けた試み～

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 五十嵐 和秀

1. まえがき

火山噴火により、火砕堆積物が表土を被覆すると浸透能が低下し土石流が発生しやすくなるとされる。しかし、噴火後の降雨や風化作用を経て表土の粗粒化が進行した際の、浸透能の時系列変化や、降雨・流出の量的・時間的な関係について未だ解明されていない点が多い。土砂災害緊急情報に必要な流出解析計算は、現状として、浸透能は降雨中に一定、斜面侵食量は発生しないという仮定の下で行われており、噴火による降灰後の浸透能低下および土砂流出が考慮されていない。土石流氾濫範囲を精度よく推定するためには、斜面の浸透能・斜面侵食量を適切に設定し、流出解析モデル (kinematic wave モデル) から得られる流量を高精度化することが必要である。

流出解析モデル (kinematic wave モデル) では、斜面流と河道流に分けて、以下のように追跡計算を行っている。

(1) 斜面流計算

連続式により、有効降雨に応じた斜面下流端における単位幅流量の時系列変化を求める。

$$\text{連続式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e, \quad (0 \leq x \leq L) \quad \text{運動方程式} \quad q = \alpha h^m$$

$$\text{降灰域の有効降雨} \quad r_e = R - I_f \quad \text{非降灰域の有効降雨} \quad r_e = K R$$

$$K = 0.05 (\log A \cdot 2.0)^2 + 0.05$$

t : 時間, x : 斜面上流端からの距離, h : 水深, q : 斜面単位幅流量, r_e : 有効降雨, L : 斜面長
 α, m : 流れの形態で決まる定数 (斜面流定数) R : 降雨, I_f : 浸透能 K : 流出補正率; A : 流域面積

(2) 河道流計算

(1) で求めた斜面の単位幅流量を河道に横流入させ、河道下流端における河道流量を求める。

$$\text{連続式} \quad \frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q, \quad (0 \leq x \leq Lc) \quad \text{運動方程式} \quad Q = GW^M$$

W : 水深, Q : 河道流量, q : 斜面単位幅流量, Lc : 河道長, G, M : 流れの形態で決まる定数 (河道流定数)

2. 研究目的

流出解析モデル (kinematic wave モデル) の高精度化に向けて、斜面流計算においてパラメータとなる浸透能や斜面侵食量を適切に設定する必要がある。本研究では、降灰域・非降灰域斜面における斜面流量を適切に評価するため、降灰期・無降灰期の斜面観測から降雨量と斜面流出量の関係を明らかにし、流出解析モデル (kinematic wave モデル) の高精度化に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 調査地概要

(1) 調査対象斜面

鹿児島県桜島有村川の左岸斜面。2012年～2014年に観測を実施していた斜面において、2016年9月より斜面観測を再開した。2012年～2014年の観測期間では噴火・降灰が卓越していたが、2016年は噴火が少なく地表面は粗粒化している。遮水壁で囲まれた観測斜面は、面積 1.8 m²、平均勾配 12 度であり、斜面内で発生した表面流は、下流の塩ビ管を通じて観測機器の整備されたドラム缶へと排水される仕組みとなっている。

(2) 観測機器

桜島有村川の観測斜面に設置、観測をしている機器は以下のとおりである。

表 1 有村川観測斜面における観測機器一覧

機器	計測内容
ロードセル	ドラム缶で捕捉した流出量（水・土砂）の荷重を、3点のロードセルを用いて10分間隔で計測。
圧力式水位計	ドラム缶内の水位を10分間隔で計測。
転倒マス雨量計	10分間隔で雨量を計測。灰詰まりによって観測データに誤差が発生するため、排水バルブ稼働用を使用。
インターバルカメラ	10分間隔で観測斜面を撮影。表面流発生状況の確認に使用。
TDR (CS-616)	観測斜面の深度 3cm、10cm に設置し、10分間隔で土壌水分率を計測。
排水バルブ	降雨終了後に水位 10cm まで排水させ、降雨後 1 時間は排水しないようプログラミング。
太陽光パネル	観測機器の電源、鉛蓄電池充電用。
鉛蓄電池 (12V)	観測機器、データロガーに電源を供給。昼は太陽光パネルより蓄電し、半永久的に稼働。



図 1 有村川観測斜面

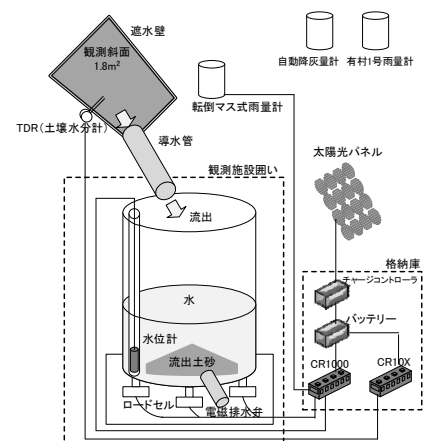


図 2 観測斜面の観測機器設置状況イメージ

3.2 斜面観測データと斜面流出量の計測方法

(1) 斜面流出量の計測

斜面流出量は、以下 1) ～3) に示す手法で計測した。

1) ロードセルによる斜面流出量 L (水・土砂混合の質量) の計測

$$\frac{dL}{dt} = \frac{dl_1}{dt} + \frac{dl_2}{dt} + \frac{dl_3}{dt} \quad L: \text{流出量の質量 (g)} \quad l_1: \text{ロードセル 1 の荷重 (g)} \quad l_2: \text{ロードセル 2 の荷重 (g)} \\ l_3: \text{ロードセル 3 の荷重 (g)} \quad t: \text{時間 (s)}$$

2) 水位計による斜面流出量 Q (水・土砂混合の体積) の計測

$$\frac{dQ}{dt} = A \times \frac{dh}{dt} \quad Q: \text{流出量の体積 (m}^3\text{)} \quad A: \text{ドラム缶の断面積 0.25245 (m}^2\text{)} \quad h: \text{水位変化量 (m)} \\ t: \text{時間 (s)}$$

3) 斜面流出量 (土砂量) の算出

$$\frac{dL_a}{dt} = \frac{dL}{dt} - \left(\frac{dQ}{dt} \cdot w \right) / \left(1 - \frac{w}{a} \right) \quad \frac{dQ_a}{dt} = \left(\frac{dL}{dt} - \frac{dQ}{dt} \cdot w \right) \cdot a / (a - w)$$

L_a : 流出土砂量の質量 (g) Q_a : 流出土砂量の体積 (m³) w : 水の比重 1.000 (g/cm³) a : 灰の比重 2.703 (g/cm³)

(2) 斜面観測データと流出解析 (Kinematic wave モデル) との比較

2014年6月27日(降灰期)と2016年9月20日(無降灰期)において、有村川において土石流が発生しており、観測斜面では表面流が確認されている。これら2時期の降雨について、斜面観測から実際に得られた斜面流出量と、観測斜面をモデルに流出解析(kinematic wave モデル)結果から想定される斜面流出量を比較し、降雨損失量(浸透能)を確認した。解析に用いた観測斜面における地形条件および水理水文条件を以下に示す。

表 2 有村川観測斜面の地形条件および水理水文条件

パラメータ名		単位	条件・値
部分流域	部分流域面積	km ²	0.0000018
右岸側斜面	降灰域・非降灰域	-	降灰域
	斜面の等価粗度	m ^{-1/3} s	0.1
	右岸側斜面面積	km ²	0.0000018
	代表断面上端の標高	m	150.4
	代表断面下端の標高	m	150
	代表断面の水平距離	m	1.8
	斜面の浸透能	mm/hr	0
有効降雨条件	2014/6/27 降雨	mm/24hr	177
	2016/9/20 降雨	mm/24hr	204

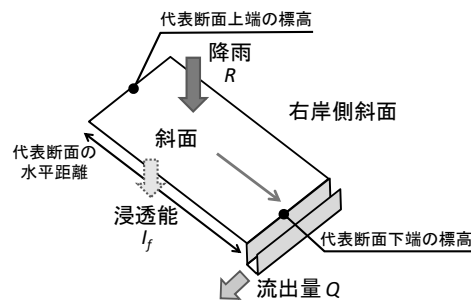


図 3 斜面の地形条件緒言

※有効降雨は有村1号(大隅河川事務所所有)の雨量データを使用
 ※左岸側斜面は解析対象外に設定(実際の観測斜面を再現)

4. 研究結果

4.1 斜面観測データの整理結果

2016年9月の観測再開以降、有村川で土石流および出水が発生した時期において、観測斜面で得られた観測データを表3に整理した。観測斜面の表面流発生(斜面流の流出)は、深さ3cmの含水率が22%超過で認められ、土砂(灰)の流出はほとんど認められなかった。また、土石流が発生した9月20日において1.2m³の斜面流出量が観測され、同程度の累積雨量が観測された10月23日と比較して80倍以上の斜面流出量を計測し、短時間に集中する雨で斜面流出量が增大することが確認された。これは斜面の降雨強度が浸透能を上まわったことによるものと考えられる。

表 3 2016年の表面流発生時における観測斜面の流出量・土壌含水率

時期	最大 10分雨量 【mm/10m】	最大 時間雨量 【mm/h】	累積 雨量 【mm】	流出量 体積 【cm ³ 】	流出量 荷重 【g】	土砂量	表面流発生時の含水率【%】 ()内は期間最大値	
							深さ3cm	深さ10cm
9/19~9/21	15.5	119	129	122,211	122,818	微量	未観測	未観測
10/21~10/23	4	12	122	1,616	1,228	微量	23.07(23.34)	24.15(24.41)
10/28	5	9	10	934	815	微量	22.53(22.53)	19.87(21.67)
10/31~11/1	2	10	16	0	0	-	(21.76)	(22.08)
11/14	3	9	32	76	175	微量	22.75(22.75)	22.77(23.20)
11/26~11/27	3	13	37	5,074	4,803	微量	22.27(22.98)	20.12(23.71)
12/13~12/14	3	9	32	0	0	-	(21.91)	(22.78)
12/22	5	17	26	8,028	7,921	微量	22.89(23.12)	22.81(23.50)

※雨量は有村1号(大隅河川事務所所有)
 ※流出体積は水位計より算定、流出荷重はロードセルより計測した水・土砂混合の数値
 ※圧力式水位計の計測誤差により、流出量荷重(g)より流出量体積(cm³)が大きく計測されている場合がある。
 ※2016年に観測斜面で観測再開後、有村川で土石流発生時に表面流を計測したのは9月19日~21日の降雨のみである。

4.2 流出解析結果と観測斜面データとの比較

2014年6月27日（降灰期）と2016年9月20日（無降灰期）の降雨において、流出解析と斜面観測データから得られた斜面流出量を表4に示す。2014年の降雨による流出率は0.42、2016年の降雨による流出率は0.33となり、降灰後の斜面では、斜面流出量が増加することが確認された。

表4 流出解析結果と観測斜面データの斜面流出量

観測時期	①・有効降雨量 【mm/24h】	②流出解析 (ハイドロデータ) 斜面流出量【m ³ 】	③観測斜面 データ 斜面流出量【m ³ 】	流出率 ③÷②
2014/6/27	177	0.316	0.132	0.42
2016/9/20	204	0.371	0.122	0.33

※流出解析の流出補正率は0（mm/hr）に設定 ※③観測斜面データの斜面流出量（m³）は、水・土砂混合の数値

5. 結論

桜島有村川の観測斜面において、降灰期と無降灰期の観測データを比較することによって、降灰後に浸透能が低下し斜面流出量が増加することが確認された。今回観測された降雨では、桜島有村川において、降灰域で有効降雨量が0.58倍、非降灰域では有効降雨量が0.67倍となる浸透能・斜面侵食量の設定が必要になることになる。しかしながら、2014年の観測時には遮水壁からの越流によって斜面流出量を全量捕捉できていなかったと報告されており、全量計測できていれば流出率は0.42を上回っていた可能性がある。また、降灰期には斜面の火山堆積物の侵食に伴う土砂供給が見込まれるが、これまで斜面侵食量がない出水であったため、精度よく流出土砂量を計測できていない。また、流出解析は想定規模程度の降雨においてパラメータ設定が必要であり、観測を継続してデータを充実させる必要がある。さらに、降雨強度と単位時間あたりの斜面流出量の差分から、浸透能の時系列変化を詳細に分析していくことも必要である。

以上を踏まえ、2016年度の観測時は無降灰であったが、観測斜面の遮水壁の嵩上げをし、今後の降灰後の降雨流出に備えた観測体制を整備した。さらに今後、浸透能の評価を、降雨量と斜面流出量の観測に加え、土壌含水率からも推定・評価するため、現状深さ3cm・10cmに設置している土壌水分計を、深さ20cm・30cmにも増設し時系列変化の観測・検討をしていく。また、流出解析による土石流の被害想定は、流量のピーク時において被害想定範囲と流動深が最大になる傾向があるため、斜面流出量の総量のほかピーク流量についても検討していく。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、藤沢土砂管理研究グループ長、水野上席研究員、藤村主任研究員をはじめ、火山・土石流チームの皆様には多大なご助力をいただきました。また、大隅河川国道事務所からは、観測サイトや雨量計データなど、本研究に欠かせない貴重な研究材料をご提供いただきました。この場をお借りして深く感謝申し上げます。

所属：株式会社 エル・コーエイ

<参考文献>

- 1) Kisa et. Al (2014); “ Impact of Short-term Temporal Changes in Volcanic Ash Fall on Rainfall Threshold or Debris Flow Occurrence in Sakurajima,Japan ”, International Journal of Erosion Control Engineering Vol.7 , No.3
- 2) 田方智ほか(2007):「新規細粒火山灰が堆積した流域における分布型流出解析モデルの検討」, 砂防学会誌, Vol.60 ,No.4, p.15-24
- 3) 寺本行芳ほか(2004):「桜島の荒廃斜面における表面侵食による土砂流出と植生の影響」, 砂防学会誌, Vol.57, No.1, p.3-12

グラウンドアンカーの荷重が増加した斜面の事例調査

チーム名 地すべりチーム
氏 名 杉井 良平

1. まえがき

グラウンドアンカー（以下、アンカー）は、作用させた引張荷重を地盤に伝達するものである。斜面安定工としてのアンカーの荷重は、施工後の斜面変動などにより増加する場合がある¹⁾。この場合、アンカーの荷重増加の原因を推定するために、アンカーの荷重計測や斜面の踏査による変状の確認、地表・地中変動計測結果などが実施され、必要に応じて対策工の追加などが行われる。しかし、アンカーの荷重増加への対処方法には定まったものがない。適切な対処方法の検討のためには、アンカーの荷重増加や対処方法の、事例を通じた実態把握が必要であると考えられる。

2. 調査目的

本稿では、アンカーの荷重増加への適切な対処方法を検討するために、国内のアンカーの荷重増加事例を収集し、荷重増加の原因・対処方法などについて調査した。

3. 調査方法

本調査では、既往文献や災害報告資料から、アンカーの荷重計測・変状事例として 47 事例を収集し、そのうち荷重の増加が認められた 26 事例を荷重増加事例とした。荷重増加事例のアンカーの施工時期は 1988 年以後であり、その位置は図-1 に示すとおりであった。26 事例の内、24 事例は、アンカーに設置された荷重計の計測結果やリフトオフ試験の結果から、定着荷重の 10% 以上の荷重増加が確認された事例である。残りの 2 事例はアンカーが破断に至っていることから、荷重が増加したと推定される事例である。これらについて、各事例における荷重増加の原因・特徴・実施された対処方法について調査した。



図-1 収集事例の位置

4. 調査結果

4.1 荷重増加事例の全体的傾向

収集した事例について、保全施設別に道路・ダム・河川・その他に区分し整理した結果を図-2 に示す。保全施設別の事例数は道路が最も多く約 7 割を占める。また、収集事例を切土斜面・自然斜面に区分し整理した結果を図-3 に示す。斜面区分は切土斜面が最も多く約 7 割を占める。

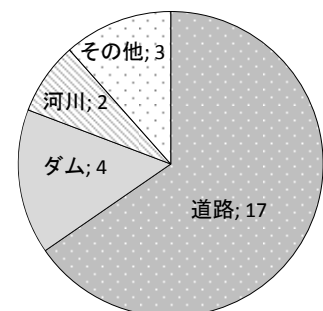


図-2 保全施設別の事例数

推定された荷重増加の原因別の事例数を図-4 に示す。荷重増加の原因が地すべりであった事例は約 7 割と最も多く、切土・ダム湛水・降雨の他、これら複数が地すべりの誘因となったものと推定された。地すべりの次に多い原因は地盤膨張であった。これは、切土による応力解放や地盤に含まれる膨張性粘土鉱物の影響で、斜面の全体もしくは一部が膨張したため、荷重が増加したと推定される事例である。なお、地盤膨張が原因と考えられた事例は、全て切土斜面の事例であった。

4.2 地すべりが原因であった荷重増加事例の特徴

収集した地すべりによる荷重増加事例は、アンカー設計緒元や観測記録等を確認した結果、アンカー定着部と地すべりブロックの位置関係から次の 3 つのケースに分類された (図-5)。Case-1 は、当初設定した地すべりブロックよりも広い範囲の地すべりの滑動に伴い、荷重が増加した事例である。Case-2 は、当初設定した地すべりブロックよりも深い地すべりブロックにアンカー定着部が位置していたために、深い地すべりブロックの滑動に伴い荷重が増加した事例である。Case-3 は、当初設定した地すべりブロックが、豪雨などにより地下水位が想定を超えて上昇したことや、応力解放などの影響で土質定数 ($c \cdot \phi$) が低下したことにより滑動し、荷重が増加したと推定される事例である。事例数は Case-1 が 6 事例、Case-2 が 8 事例、Case-3 が 3 事例であった。

地すべりが原因と推定された 17 事例の内、地すべりブロックの範囲が明らかな 13 事例について、図-6 に示すように、当初設定した地すべりブロックの面積を「面積 a」、荷重増加の原因となった地すべりブロックの面積を「面積 b」として平面図上から求め、相互に比較した結果を図-7 に示す。図中には、面積 a に対する面積 b の比 (面積比) が 1.0, 1.7, 21.3 となる点を実線及び破線で示した。面積比が 1.0 の事例 (Case-3 に該当する事例) 以外は、面積比が 1.7~21.3 であり、設計時に対象としていた地すべりブロックよりも大きな地すべりブロックの滑動により、荷重が増加している。このことから、荷重増加が確認された場合は、当初設定したよりも大きな規模の地すべりブロックが原因である可能性を視野に入れて調査を行う必要が示唆される。

Case-3 は、前述したように、当初設定した地すべりブロックが、地下水位の上昇や、土質定数 ($c \cdot \phi$) の低下により滑動し、荷重が増加したと推定される事例である。しかし、同様

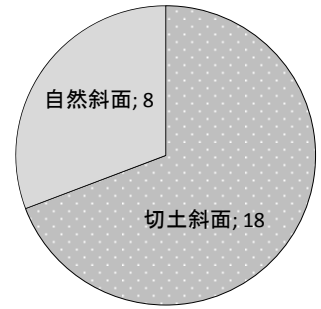


図-3 斜面区分別の事例数

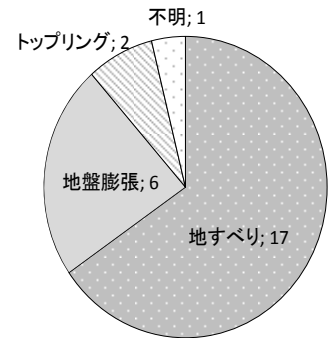


図-4 原因別の事例数

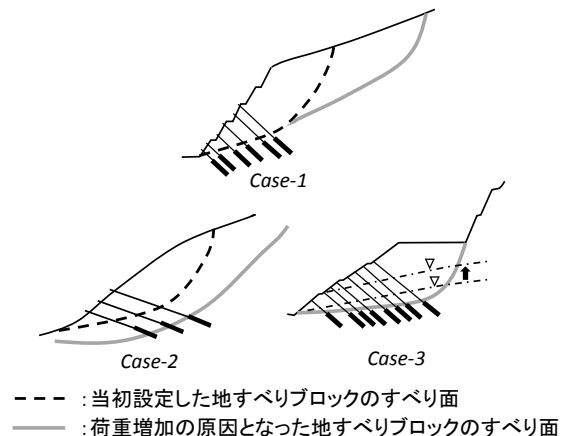
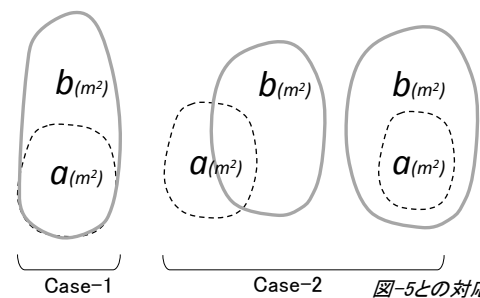


図-5 地すべりによる荷重増加の分類



面積a: 当初設定した地すべりブロックの面積
 面積b: 荷重増加の原因となった地すべりブロックの面積

図-6 面積 a と面積 b の概念図

の条件下において荷重増加が発生していない事例も多く存在する。そこで、他の要因を検討するため、Case-3に該当する3事例と別途収集した荷重の増加が認められなかった21事例について、斜面長・最大層厚・アンカー打設角度・すべり面勾配を、図-8に示したように断面図上で計測し相互に比較した。なお、対象とした事例では同一ブロックに施工されたアンカーの打設角度は全て同様であった。また、すべり面勾配は、アンカー打設箇所の平均値を読みとった。比較結果を図-9に示す。図-9(a)に示す斜面長と最大層厚の関係には、Case-3と荷重増加の認められなかった事例に分布傾向の違いは認められない。一方、図-9(b)(c)(d)では、すべり面勾配が緩い範囲、アンカー打設角度が急な範囲に、Case-3が分布している傾向が認められる。特にすべり面勾配が 15° 以下、アンカー打設角度が 30° 以上の範囲には、Case-3の全ての事例が分布し、荷重増加の認められなかった事例は1事例のみであった。荷重増加にすべり面勾配とアンカー打設角度が影響している可能性が示唆されるが、本調査では事例数が少ないため、今後さらに事例を収集して調査をする必要がある。

4.3 各事例における対処方法

追加対策が実施された17事例において選定された対策工の事例数を図-10に示す。「アンカー増し打ち」と「アンカー更新」の違いは、既設アンカーの効果を期待するか否かであり、期待する場合は「アンカー増し打ち」、期待しない場合は「アンカー更新」である。図-10中に示したように、地すべり対策工は抑制工と抑止工に分類される²⁾。抑制工の中で最も選定された事例数が多かったのは横ボーリング工、抑止工の中で最も選定された事例数が多かったのはアンカー増し打ちであった。

対策工が実施された17事例について、各対策工が実施された順序を図-11に示す。図-11では、対策工を地下水排除工(横ボーリング工・集水井・排水トンネル)、土工(応急押え盛土・押え盛土・排土)、抑止工(アンカー・抑止杭・深礎杭)、荷重調整(除荷・再緊張)に区分し、左から右の順序で各対策が行われたことを表している。また、地すべり以外(地盤膨張・トップリング)を原因とする事例をCase-4としている。複数が並ぶのは、それらの対策工が組み合わせて用いられたことを示している。なお、収束・経過観測に至っていない事例は、追加対策

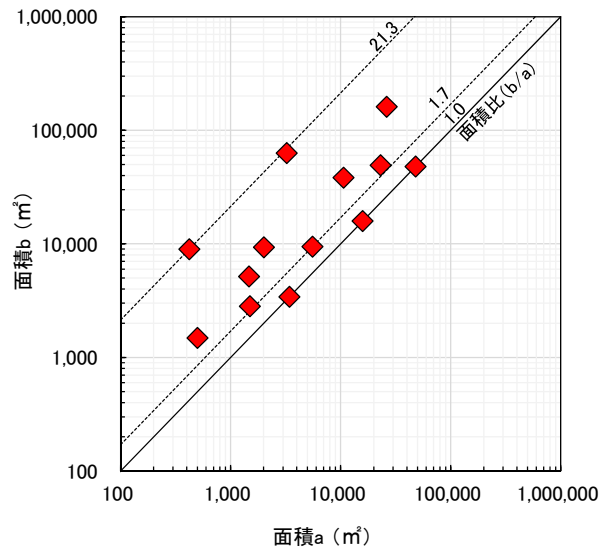


図-7 面積aと面積bの関係

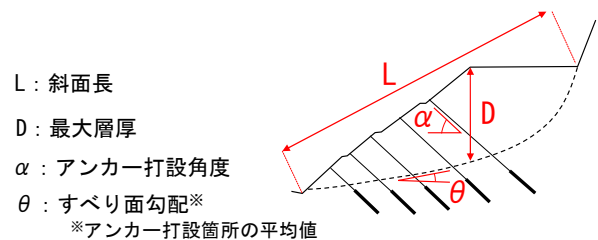


図-8 計測箇所

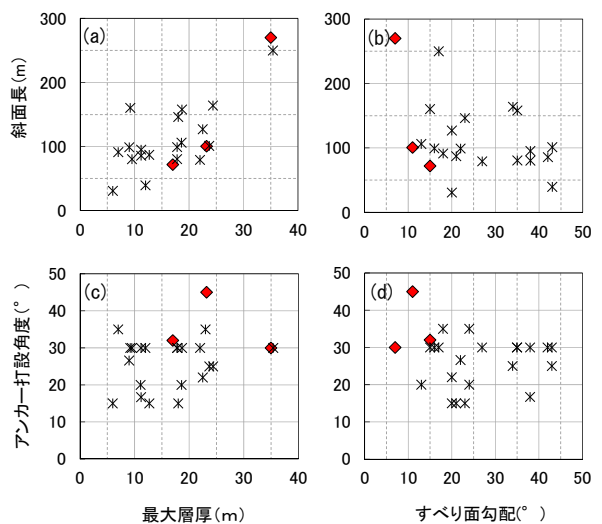


図-9 Case-3と荷重増加が認められなかった事例の比較。
◆: Case-3. * : 荷重増加が認められなかった事例。

を検討中、もしくは今回の調査では、その後の状況が不明であった事例である。Case-1, Case-2 の事例では、地下水排除工や土工などの抑制工が単独、もしくは抑止工との組み合わせで施工されている傾向が認められる。一方、Case-3 や Case-4 では抑止工が単独で施工されている傾向が認められる。また、一度の対策工で荷重増加の収束が確認された事例は17事例中5事例のみであり、荷重増加に対する対処が繰り返し行われた事例が多い傾向が認められた。

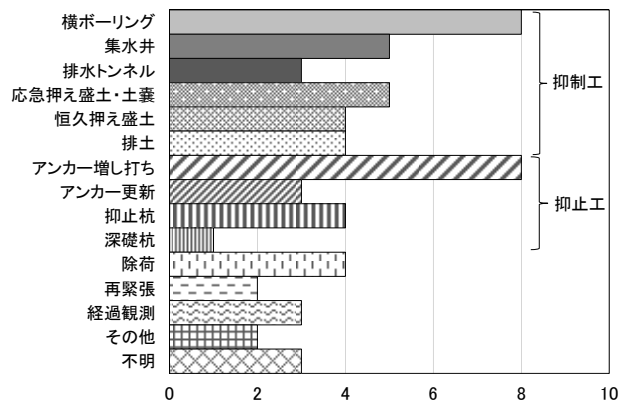


図-10 選定された対策工の事例数。重複あり、数字は件数。

5. まとめ

既往の荷重増加事例について調査した結果、以下のことが明らかとなった。①収集された26事例では、荷重増加の原因は地すべりの滑動による場合が多く約7割を占め、それらはアンカー定着部と地すべりブロックの位置関係から3つのケースに分類可能であった。また、地すべりの次に多い原因は地盤膨張であり、それらは全て切土斜面の事例であった。②荷重増加の原因となった地すべりブロックと当初設定した地すべりブロックが異なる事例では、それらの面積の比は1.7~21.3であった。③荷重増加の原因が当初設定した地すべりブロックであった事例は相対的にすべり面勾配が緩く、アンカー打設角度が急な事例であった。④荷重増加の原因が地すべりであり、原因となった地すべりブロックと当初設定した地すべりブロックが異なる事例では抑制工中心の対策、その他の事例では抑止工中心の対策が行われていた。今後は、さらに事例の蓄積を継続しつつ、荷重増加の原因に応じた対処方法の検討を行う予定である。

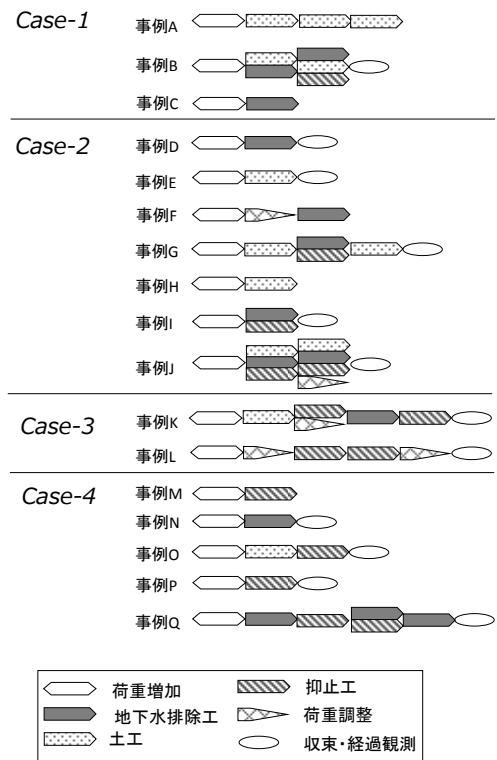


図-11 各事例における対策工の順序

6. 謝辞

本研究の実施に当って、指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様にご感謝申し上げます。

所属：ライト工業株式会社

<参考文献>

- 1) 独立行政法人土木研究所, 「グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究」, 共同研究報告書, 第458号, 2014年9月.
- 2) 社団法人日本道路協会, 道路土工切土・斜面安定工指針, PP.403, 2009年6月.

三次元安定解析におけるすべり面強度設定手法の検討

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 森長 晋崇

1. まえがき

地形やすべり面の形状などが複雑な地すべりでは、三次元解析を行うことで安全率を適切に評価できる場合がある。三次元解析にはいくつかの手法があり、実務で使用されつつある。しかし、解析に使用するパラメータの取得、設定手法は確立されていない（山崎, 2011¹⁾など）。

一方、近年ではコアリング技術の向上により高品質なボーリングコアの採取が可能となったことから、以前は確認することができなかつた微細な構造、性状をボーリングコアから判定できるようになってきた。その結果、場所によるすべり面性状の不均一性の実態も明らかとなってきた（脇坂ほか, 2012²⁾など）。すべり面性状が不均一であるということは、発現される強度も不均一であることが予想されることから、今後地すべりの安定性評価においては、すべり面の不均一性を考慮した解析パラメータの設定が望まれる。

地すべりの解析パラメータ設定方法の一つに、室内土質試験結果を基にした方法がある。室内土質試験から得られるすべり面強度にはピーク強度、完全軟化強度、残留強度の3つがあり、地すべりではそれらの範囲内の強度が発現されていると考えられる。ゆえに、すべり面を性状から区分して強度を設定し、安定解析から実際の地すべり挙動と調和した結果を示す強度の組合せを検討することにより、三次元解析におけるすべり面強度を設定できる可能性がある。

2. 研究目的

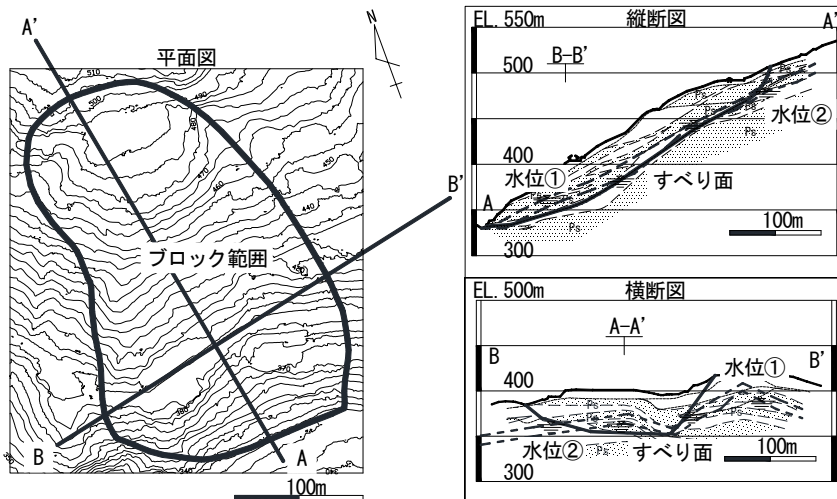


図-2.1 善徳地すべり防止区域 Z2-1(F)ブロック概要図

本研究は、三波川結晶片岩地帯に位置する徳島県善徳地すべり防止区域 Z2-1(F)ブロックを事例として、極限平衡法による三次元安定解析を使用し、①すべり面区分方法、②すべり面強度パラメータの設定手法を検討することを目的として実施した。

3. 研究方法

3.1 研究手順

本研究は以下の手順で実施した。

- ① すべり面区分：区分方法を検討し、それを基に閾値を設定してすべり面を区分した。
- ② すべり面強度パラメータ設定：
 - ②-1 すべり面区分毎の室内土質試験結果の平均値がすべり面強度パラメータ値として適当であるかの検討：すべり面区分毎の閾値と土質試験結果により得られた強度パラメータ値の間に相関性が認められるものについて安定解析を行うこととした。ここで、完全軟化強度は再調整試料による一面せん断試験値を、残留強度は既往文献値（眞弓ほか, 2003³⁾）を使用した。
 - 2 すべり面区分毎に完全軟化強度または残留強度をすべり面強度パラメータとして与えた。設定は、完全軟化強度、残留強度の組み合わせとして考えられる全てのケースを設定して実施した。
- ③ 三次元安定解析：計算式として三次元簡易 Janbu 法（鵜飼, 1987⁴⁾）を使用して安定解析を実施した。パラメータ η （未知数）は零、解析メッシュ間隔は 5m とした。
- ④ 地すべりの挙動と調和するすべり面強度パラメータの選定：変動 B 時の地下水位において $F_s < 1.00$ 、変動 C 時の地下水位において $F_s \approx 1.00$ となるときの、設定した強度パラメータの組合せが地すべりの挙動と調和すると判定し、これに該当するケースを絞り込み、妥当性を評価した。

3.2 すべり面区分基準

本研究では、すべり面を最大傾斜方向および角度に基づいてその形状から区分した。そして、区分毎に設定したすべり面強度パラメータがすべり面強度として適当であるのか $c - \tan \phi$ 図から評価した。

3.3 地下水位条件

本研究では、2つの地下水位を設定して安定解析を行った。それぞれ、変動 B 相当の変位速度が観測された H23 年最高水位（地下水位①）、および変動 C 相当の変位速度が観測された同年の最低水位（地下水位②）とした。

4. 研究結果

4.1 すべり面区分とすべり面強度パラメータの設定

当該ブロックのすべり面形状には以下の特徴がある。まず最大傾斜（伏角）方向は、地すべり中央断面で方位角が約 $+30^\circ$ 方向であるのに対し、左側側では約 $+65^\circ$ 方向、右側側では約 $+35^\circ$ 方向と変化する。一方、傾斜角は、土塊頭部付近で $50 \sim 70^\circ$ 、中央付近で $35 \sim 40^\circ$ 、末端部付近で $15 \sim 20^\circ$ 、右側側で $50 \sim 60^\circ$ 、左側側で約 50°

である。以上から、当該ブロックのすべり面は傾斜方向および角度から頭部、中部、末端部、左右側部の 5 つに区分できると考え、表-4.1.1 に示した閾値を基に図-4.1.1 のように区分した。

図-4.1.2 に土質試験値の $c - \tan \phi$ 図を示す。区分毎の完全軟化強度平均値を比較すると、中部が $c = 36.3 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 26.3^\circ$ 、側部が $c = 38.5 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 26.4^\circ$ 、末端部が $c = 42.5 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 25.6^\circ$ となり、内部摩擦角 ϕ は $25.6 \sim 26.4^\circ$ とあまり変わらないが、粘着力 c は中央部・側部より末端部が大きくなる傾向が認められる。

以上の結果より、すべり面傾斜区分毎に土質試験結果の平均値をすべり面強度パラメータとして設定することが

表-4.1.1 すべり面区分基準（すべり傾斜区分）

すべり面区分	傾斜方向(伏角方向, °)	傾斜角(°)
① 頭部	-15~75	45~
② 中部	-15~75	30~45
③ 末端部	-15~75	~30
④ 左側部	75~165	30~
⑤ 右側部	-15~-105	30~

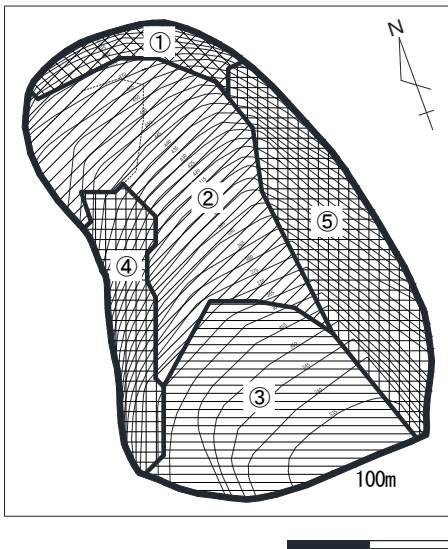


図-4.1.1 すべり面区分 (すべり面傾斜区分)

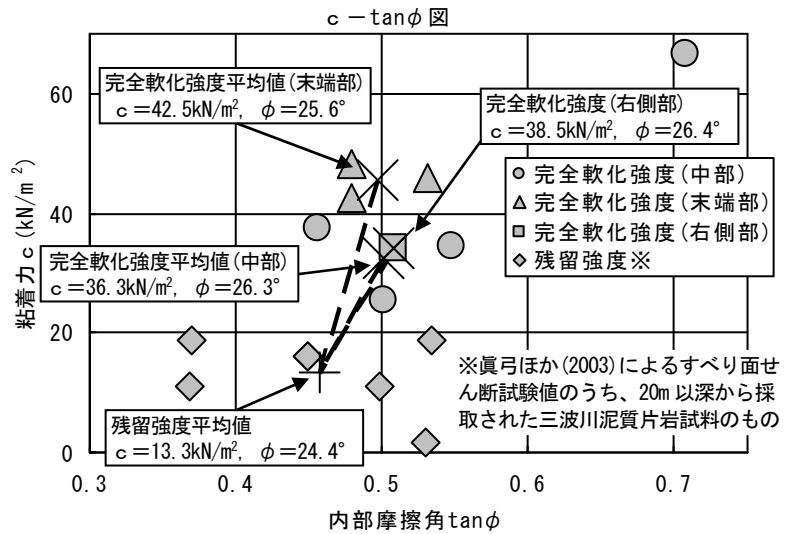


図-4.1.2 土質試験値 $c - \tan\phi$ 図

適当なものと考え、これを用いて安定解析を実施した。

4.2 地すべり挙動と調和するすべり面強度パラメータの組合せの検討

4.2.1 安定解析結果

三次元安定解析は、すべり面傾斜区分毎に完全軟化強度または残留強度を与えて行った。解析は、完全軟化強度と残留強度の組合せとして考えられる36ケースについて実施した。

本研究においては、前述のように解析結果が変動B時の地下水位条件(水位①)で $F_s < 1.00$ 、変動C時の地下水位条件(水位②)で $F_s \approx 1.00$ となるとき、設定した強度パラメータ組合せが地すべり挙動と調和するものと評価することとした。解析の結果、水位①では全区分に完全軟化強度を設定したケースを除き $F_s < 1.00$ と計算されるため、ここでは水位②のケースにおいて、 $0.99 \leq F_s < 1.01$ を最適(◎)、 $0.98 \leq F_s < 0.99$ を適(O)、 $0.97 \leq F_s < 0.98$ および $1.01 \leq F_s < 1.02$ をやや適(△)と評価した。

解析の結果、最適～やや適には表-4.2.1に示す13ケースが該当した。同表に各ケースのすべり面強度パラメータ設定および安全率を併せて示す。以上より、強度パラメータの機械的な組合せ検討からは、一つのケースを選定するには至らなかったが、地すべり挙動と調和するケースをある程度絞り込むことができた。

4.2.2 地すべりの変動状況との対比検討

前節で絞り込まれたケースについて、ブロックの変位速度観測結果と対比し、妥当性を評価した。

表-4.2.1 安定解析結果

解析ケース	すべり面土質強度パラメータ組合せ					安全率 F_s		判定
	頭部	中部	末端部	左側部	右側部	水位① (変動B)	水位② (変動C)	
①	軟化	軟化	軟化	軟化	軟化	1.036	1.073	
④	軟化	軟化	軟化	残留	残留	0.981	1.010	△
⑧	軟化	軟化	残留	残留	残留	0.945	0.981	○
⑩	軟化	残留	軟化	軟化	残留	0.932	0.974	△
⑪	軟化	残留	軟化	残留	軟化	0.952	1.010	△
⑬	軟化	残留	残留	軟化	軟化	0.934	0.994	◎
⑮	軟化	残留	残留	残留	軟化	0.917	0.981	○
⑱	残留	軟化	軟化	軟化	残留	0.988	1.016	△
⑳	残留	軟化	軟化	残留	残留	0.971	1.003	◎
㉒	残留	軟化	残留	軟化	残留	0.952	0.987	○
㉔	残留	軟化	残留	残留	残留	0.936	0.974	△
㉕	残留	残留	軟化	軟化	軟化	0.959	1.016	△
㉗	残留	残留	残留	軟化	軟化	0.924	0.987	○
㉙	残留	残留	残留	残留	軟化	0.907	0.974	△
㉛	残留	残留	残留	残留	残留	0.871	0.925	

※軟化：完全軟化強度，残留：残留強度

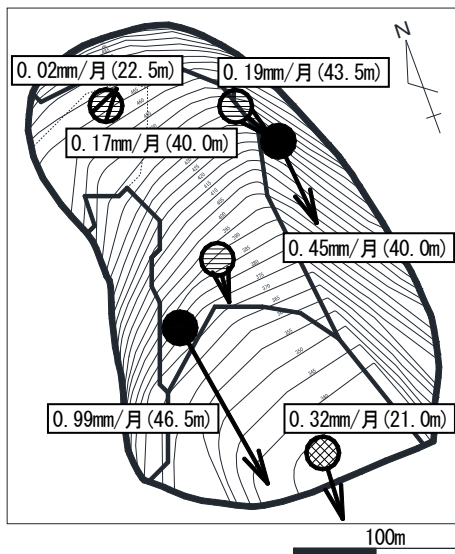


図-4.2.1 ブロック変動観測結果（変位速度）

図-4.2.1にブロックの変動観測結果（変位速度）を示す。観測結果から、当該ブロックにおける変位速度は頭部、中部、末端部、左右側部の順に大きくなる傾向があり、変位速度が相対的に大きなすべり面傾斜区分では小さい強度が、変位速度が小さな区分では大きな強度が発現されていることが考えられる。

大きな変位速度が観測されている左右側部に残留強度を、その他の区分に完全軟化強度を設定した解析ケース④の結果では、水位①時で $F_s=0.981$ 、水位②時で $F_s=1.010$ であった。この解析ケースの安全率は前述の地すべりの挙動との調和性の評価結果では、適に該当する。

以上の検討により、すべり面区分毎の変位速度を考慮し検討することで、強度パラメータをさらに絞り込むことができた。

5. 結論

解析の結果、以下のことが明らかとなった。

- ・今回対象とした地すべりでは、すべり面傾斜区分に着目してすべり面を区分し、各区分に強度パラメータを設定することによって、実際の地すべりの挙動と調和した安定解析結果が得られた。
- ・さらに、地すべりの変動観測結果に基づいてすべり面強度パラメータを設定することにより、適当と考えられる強度パラメータの絞り込みが可能となった。

今後は、地質・地すべりタイプの異なる地すべりに対する本手法の適用性を検討する必要がある。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、地すべりチーム諸氏には種々のご指導、御高配を賜った。また四国地方整備局四国山地砂防事務所の方々には多大なるご協力とご支援を頂いた。ここに記して厚く御礼すると共に、感謝の意を表する次第である。

所属：日本基礎技術株式会社

<参考文献>

- 1) 山崎孝成「すべり面の構造とせん断強度研究の現状と課題」日本地すべり学会誌, vol. 48, No. 3, pp. 1-14, 2011年5月
- 2) 脇坂安彦・上妻睦男・綿貫博之・豊口佳之「地すべり移動体を特徴づける破碎岩—四万十帯の地すべりを例として—」応用地質, Vol. 52, pp. 231~247, 2012年2月
- 3) 眞弓孝之・柴崎達矢・山崎孝成「すべり面せん断試験によるすべり面のせん断強度評価」日本地すべり学会誌, Vol. 40, pp. 273-282, 2003年11月
- 4) 鶴飼恵三「簡易 Janbu 法による斜面の3次元安定解析」地すべり, Vol. 24, No. 3, pp. 8-14, 1987年10月

地下水排除工の目詰まりと水質、流量の関係

チーム名 地すべり
氏名 石黒 梓

1. はじめに

地すべり防止施設の機能を保持し、地すべりの安全性を確保するためには、適正な維持管理を行うことが重要であり、効率的な点検手法が求められている。全国地すべり・がけ崩れ対策協議会(2009)によると、地すべり防止工の一つである地下水排除工は、施設数の約3割で機能低下が指摘されており、とりわけ、地下水位の上昇を誘因とする地すべりの再活動が危惧されている。

2. 研究目的

地下水排除工のなかで集水機能を受け持つ集水ボーリング工の目詰まり防止は、地下水位低下機能を維持するうえで極めて重要である。同工の目詰まりの主たる原因の一つに、鉄細菌の生成するバイオマットによる同工の閉塞が知られている。鉄細菌は地下水中の Fe^{2+} を酸化させ、細胞外に水酸化鉄と有機物からなるバイオマットを形成する性質をもつ。集水ボーリング工の目詰まりの問題については多くの地すべり地を対象とした実態調査と分析が行われている¹⁾が、洗浄工前後の水質や目詰まりの状況を整理した事例は少ない。本研究では、地下水排除工の点検頻度を検討の参考となる目詰まり予測を行うことを目的として、機能回復工前後で同工により集水された水質、目詰まりレベル、流量の計測を行い、目詰まり予測の参考となる基礎資料を収集した。



図-1 位置図(google map)

3. 研究方法

3.1 対象地域

調査対象の地すべりは長野県長野市篠ノ井地区に位置する茶臼山地すべりである(図-1)。本地域では施工から50年近く経過した集水井がある。これらの集水管孔口には、赤褐色の閉塞物が付着しており、その排水機能が懸念されているため、2016年12月～2017年1月にわたり1号ケーソンと3号ケーソンにおいて、地下水排除工の洗浄工、再ボーリング工が実施された。今回は、目視での孔口の目詰まりレベル、水質、流量を各3回にわたり調査した(図-2、3)。

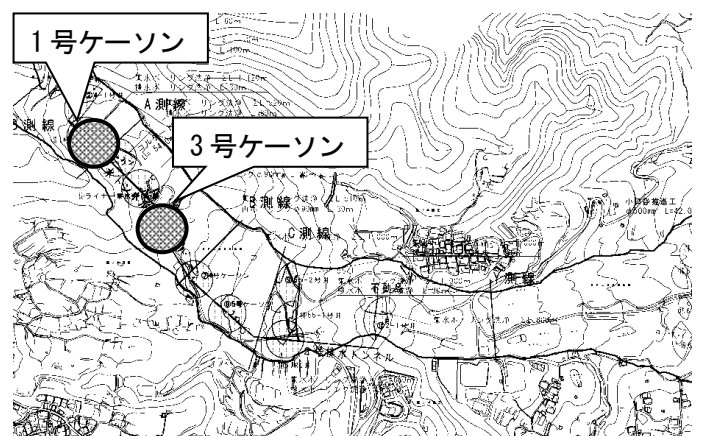


図-2 茶臼山地すべり平面図

3.2 調査方法

目詰まりレベルは、孔口の閉塞を目視により12段階で判定した(図-4)。水質は、水温、pH、電気伝導度、溶存酸素濃度、酸化還元電位、溶存鉄量、二価鉄量について現地計測を行った。現地計測した試料の水温、pHおよび電気伝導率は東亜ディーケーケーのポータブル水質計 WM-32EP、溶存酸素および酸化還元電位は東亜ディーケーケーのポータブル水質計 DM-32P を使用した。溶存鉄量、二価鉄量は(株)共立理化学研究所のパックテスト WAK-Fe、WAK-Fe²⁺、WAK-Fe²⁺(D)を使用した。流量は、各ボーリング孔で1分間あたりの流量をビーカーで測定した。

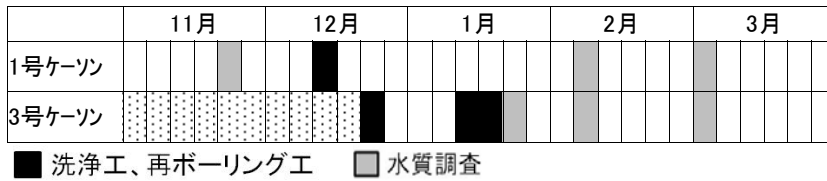


図-3 各集水井の洗浄工と水質調査時期

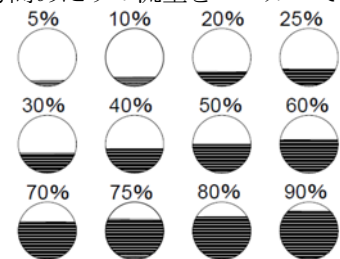


図-4 孔口の閉塞基準

4. 調査結果

4.1 目詰まり

代表的な集水管の閉塞物の形成状況を図-5 に示す。閉塞の速度は一律ではなく、集水管や測定時期によってさまざまであり、なかには3号ケーソン9番など、洗浄工後1カ月で孔口が70%近く閉塞したのもみられた。9番は、洗浄工の2カ月後には閉塞物が減少していた。

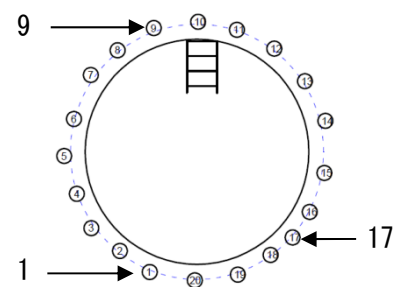
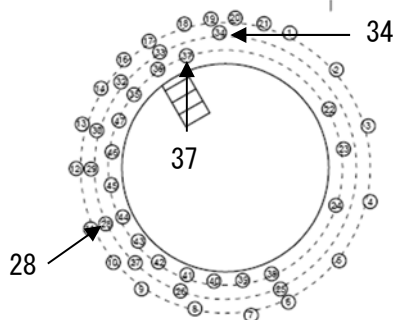
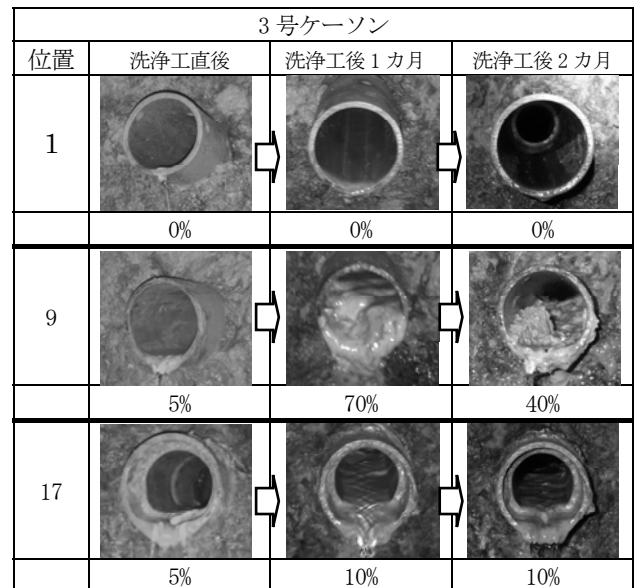
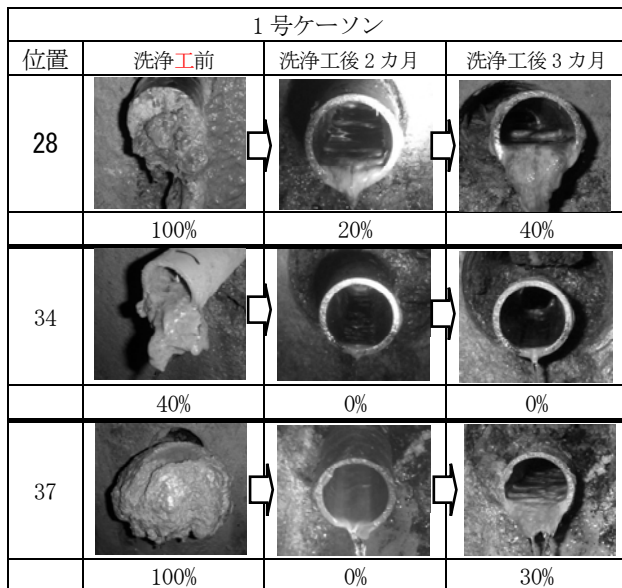


図-5 閉塞物の形成状況(下は集水井内での位置図)

4.2 水質

洗浄工前に調査を行った1号ケーソン集水管28、34、37(以下、「28」、「34」、「37」と言う。)の水質の時系列変化を図-6に示す。目詰まりレベル(a)は、洗浄時に閉塞が解消されるが、3孔とも徐々に目詰まりレベルを増している。溶存酸素(b)は洗浄工後上昇するが、その後減少する。特に閉塞の速度が速い集水管ほど溶存酸素量の低下も早い。酸化還元電位(c)は洗浄工後、徐々に低下していく。水素イオン指数(d)と電気伝導度(e)については、明瞭な傾向は確認できなかった。溶存鉄量(f)については 洗浄工前に目詰まりが比較的少なかった34は洗浄工前後で溶存鉄量に差がない。洗浄工前に目詰まりレベル(a)が100%であった28と37は、洗浄工後に溶存鉄量(f)が変化している。28では洗浄工後は溶存鉄量(f)が多い状態にあり、37は洗浄直後(2/8)に少なく、目詰まりの進行(a)にともない増加する。これは洗浄工直後には本来の水質であるが、目詰まりが生じると目詰まりの構成物質である水酸化鉄由来の鉄イオンが混入して溶存鉄量を増加させている可能性が考えられる。(図6-6)

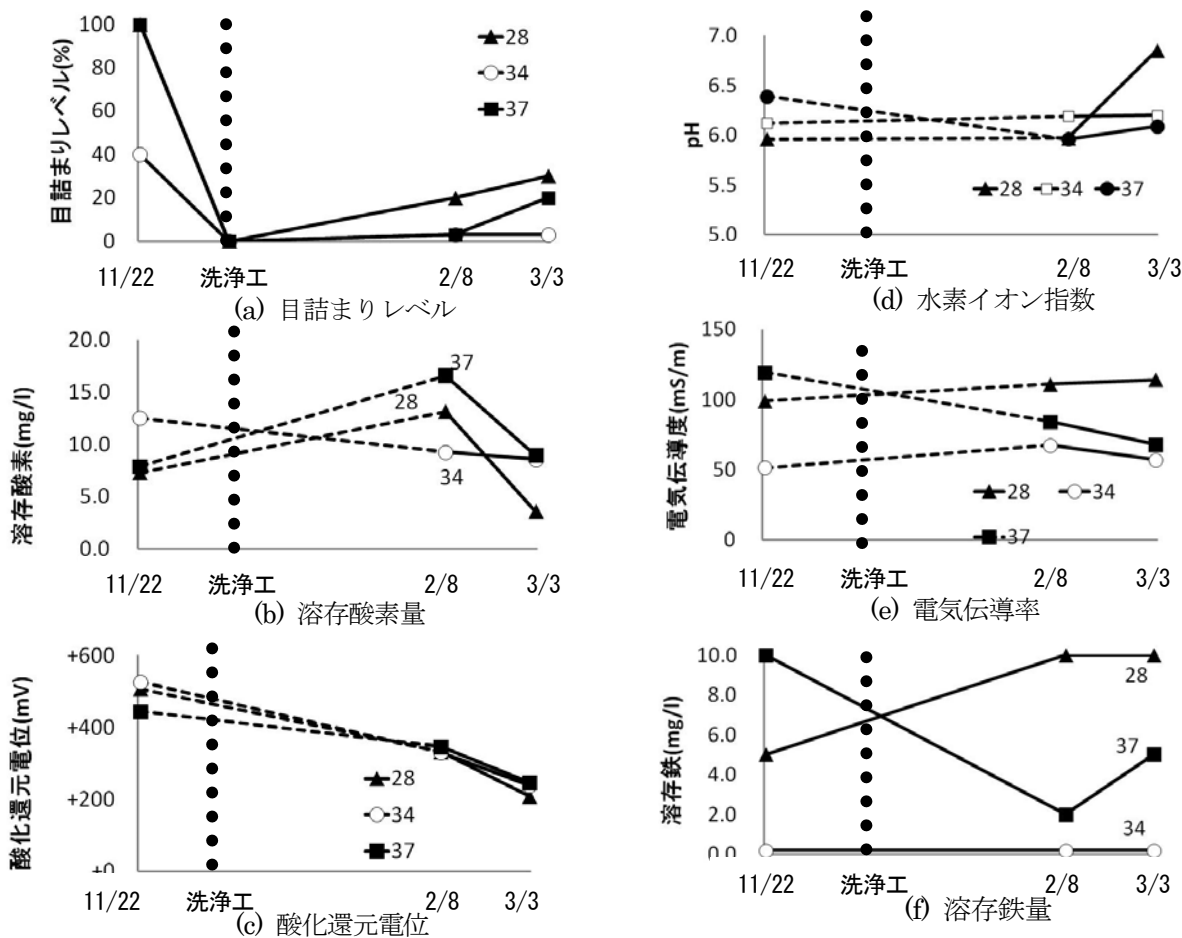


図-6 目詰まりレベルと水質調査結果(1号ケーソン)

4.3 流量

流量の経時変化を図-7に示す。洗浄工後、28や34のように流量が減る集水管もあり、逆に目詰まりが進行するとともに流量が多くなる集水管もみられた。

流量と目詰まりレベルとの関係を図-8に示す。閉塞物がほとんどない集水管ではもともと流量が少なかったため、目詰まりの原因となる二価鉄が供給されなかったためである。流量が多い集水管は目詰まりが10%~60%閉塞している範囲に集中しており、目詰まりレベルが60%を超えるあたりから流量が少なくなる。閉塞物が流量に

影響するのは、目詰まりが孔口の60%以上を閉塞したときと考えられる。

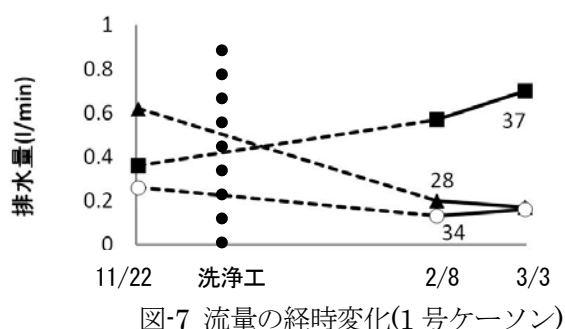


図-7 流量の経時変化(1号ケーソン)

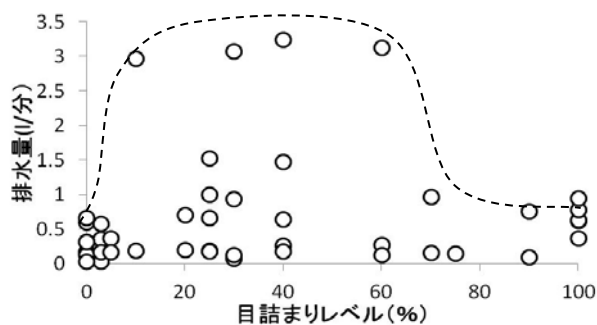


図-8 目詰まりレベルと集水量の関係

5. まとめ

集水管の目詰まりを1カ月ごとに調査した結果、洗浄工後数カ月でほぼ孔口が閉塞した集水管もみられたが、閉塞速度は一定ではなく、閉塞物が減少した孔もみられた。これは、鉄細菌による水酸化鉄の沈殿と集水による閉塞物の流出が繰り返されていると思われる。特に3回目の調査は茶臼山では融雪期にあたったため、流出が多くなった可能性がある。目詰まりと流量の関係は、流量が最も多いのは、閉塞が60%以下まで進行した孔であった。閉塞が60%を超えると流量が少なくなるため、目詰まりレベルが60%までは集水管の集水機能は健全であると考えられる。

今回の結果では、目詰まりの進行とともに水質の変化に共通の傾向が確認されたのは、溶存酸素と酸化還元電位であった。溶存酸素量は、洗浄工により一時的に孔内に酸素が供給されて上昇するが、目詰まりの進行に伴い酸素が消費される。溶存酸素量が低下することで更に還元的になり低下すると考えられる。また、各集水管の流量は、必ずしも洗浄工や目詰まりの進行に影響されるとは限らなかった。これは、季節変動の影響も考えられるが、1本が目詰まりしても周囲の他の集水管が機能を補完していることや、洗浄後には集水量の支障を生じる目詰まりレベル60%超に達していないことなどが考えられる。すなわち、洗浄直後の溶存酸素量により、その後の目詰まりのを推測できる可能性がある。目詰まり予測には更に継続した観察が必要なため、今後はこれらを考慮して引き続き茶臼山で目詰まりの進行に伴う水質、流量変化を調査するとともに、調査地域を拡大して、水質による目詰まりや集水量の低下予測の基礎資料の収集整理を進めていく予定である。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、長野県土尻川砂防事務所には茶臼山地すべりの過去の観測資料、工事記録などを貸与して下さるなど多大なるご協力を賜った。また、地すべりチームの皆様には多大なるご指導を賜った。ここに記して厚く感謝の意を表す。

所属：日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) 全国地すべり・がけ崩れ対策協議会、「地すべり災害再発防止のための施設修繕について 地すべり修繕施設とりまとめ報告」、2009
- 2) 高橋直人、瀬川宏美、田崎和江、「地すべり地の水抜きボーリング孔におけるバイオマットの形成」、地下水学会誌第49巻第2号、115～137、2007
- 3) 野呂智之、丸山清輝、中村明、ハスパートル、「地すべり防止施設の維持管理に関する実態と施設点検方法の検討-地表地下水排除施設-」、土木研究所資料第4201号、p48、2011

地震と降雨・融雪による斜面災害の地形地質的特徴とその発生箇所の関係性について

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 後根 裕樹

1. まえがき

地震発生後には、斜面災害の有無等を確認するために震度 4 以上にある土砂災害危険箇所を対象に、緊急点検が行われる¹⁾。大地震時には、広範囲に震度 4 以上を経験することから、特に優先的に点検すべき地域をさらに抽出することが有効と考えられる。しかしながら、現状では、そのような地域を抽出するための指標は存在しない。

一方、地震時における斜面災害の発生の分布は、地震発生前の融雪や先行降雨と密接な関係があるとの指摘もある²⁾。しかし、これらの要因を考慮した地震時の斜面災害箇所を検討する手法は確立されていない。

2. 研究目的

上述した現状を踏まえ、本研究では、地震発生前の降雨や融雪による要因も考慮し、地震時に斜面災害が発生する危険性の高い地域を抽出するための指標を検討することを目的とする。

本稿ではその検討の一環として、近年の地震により発生した斜面災害と、降雨や融雪により発生した斜面災害の発生箇所やその周囲の地形地質等の特徴を比較し、その関係性をみることに焦点をあて、調査・検討を行った。

3. 研究方法

対象地域は、降雨や融雪による斜面災害が多く、かつ地震による斜面災害の報告数も多い新潟県を対象とした。

3.1 収集資料

収集資料は、主に地形地質データと斜面災害データ（以下、単に災害データと呼ぶ）からなる。地形地質データは、各関係機関の HP から取得可能なデータを収集した（表-1）。災害データは、土砂災害データベース（国総研）の土砂災害発生報告のデータから、地すべり（緊急報告）とがけ崩れを収集した（図-1）。災害データの収集期間は、2000年1月1日～2016年6月30日までとし、この中から、座標情報が不明な災害データと、人工斜面の災害と判断された災害データを除外した。

3.2 データ整理

検討に用いた災害データは、報告される『異常気象名』の記載内容をもとにその誘因を『地震』、『降雨』、『融雪』に分類し、誘因が不明なデータは、すべて『不明』として整理した（図-1）。4つに分類した災害データは、ArcGIS を用いてそれぞれ地図上に位置を落とし、災害分布図を作成した（図-2）。

表-1 収集データ 一覧

収集データ	出展	比較したGIS情報の詳細
斜面災害データ	土砂災害データベース (国土総合技術研究所)	
地形地質データ	地形分類図 50万分の1 土地分類基本調査 「地形分類図」(国土交通省)	各災害の座標位置にある 地形分類データ
	表層地質 50万分の1 土地分類基本調査 「表層地質図」(国土交通省)	各災害の座標位置にある 表層地質データ
	既存 地すべり地形 防災科学技術研究所 「1:50,000地すべり地形分布図」	各災害を中心とした半径250m内 にある既存地すべり地形面積率
	傾斜量図 基盤地図情報 数値標高 モデル10mDEM(国土地理院) で作成	各災害を中心とした半径250m内 にある傾斜量の平均値
その他	推計震度分布 (画像データ) 気象庁ホームページ	

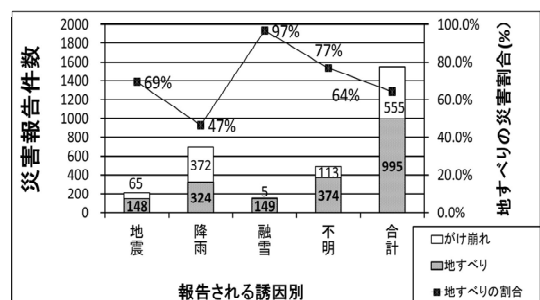


図-1 検討に用いた災害データの詳細 (1550 データ)
災害報告件数(左軸) 地すべりの割合(右軸)

3.3 調査・検討方法

本調査で作成した災害分布図を基本とし、収集したデータと ArcGIS の解析機能を活用し以下の (1) ~ (3) の調査・検討を行った。

(1) 各誘因の災害多発域の比較

各誘因の災害箇所がそれぞれ多く分布する範囲を比較するため、カーネル密度を算出した。カーネル密度は、設定したグリッド毎に半径(バンド幅)内のデータ密度を計算し、最後にそれらを重ねた高さを示す密度である(図-3a)。本稿では、各誘因の災害箇所の多い地域をおおまかに比較することを念頭に置き、その条件をグリッド 1km、半径 5km とした。さらに、カーネル密度の分布図を俯瞰し、複数以上の災害箇所が包含される高密度範囲(0.1/km²以上)を『災害多発域』と定義し、その分布を比較した。

(2) 各誘因の地形地質の特徴比較

災害分布図に収集した地形地質データを重ね合わせ、表-1 右欄に示す各 GIS 情報を比較した。比較した各 GIS 情報は各災害箇所の座標上、あるいは座標地点を中心とした一定範囲内とし、その半径は報告される災害規模の大半を包含する

250m と設定した。これらの GIS 情報は、誘因別に割合をグラフに示し比較した。

(3) 地震時災害箇所から地震前災害箇所までの最近隣距離分析

地震当日に発生した災害箇所と、それより前に発生した降雨や融雪等の災害箇所との位置関係を確認するため、2000年1月1日~2004年10月23日までの災害データを用いて、2004年新潟県中越地震(2004年10月23日)に発生した災害箇所から、地震より前(2000年1月1日~2004年10月22日)までに発生した災害箇所までの最近隣距離を計測した。最近隣距離は、各地震時災害箇所から最も近傍にある地震前災害箇所までの直線距離とし、1か所の地震前災害が複数の地震時災害にも対応する(図-3b)。測定した最近隣距離は 1000m ごとのヒストグラムに整理し、その位置関係の特徴を確認した。

4. 結果

4.1 各誘因の災害多発域の比較

図-4a~c に、各誘因の災害多発域の分布を示す。この図によると、地震の誘因からなる災害多発域は、その一部が他の誘因の災害多発域と重複する(図-4a)。そこで、地震による災害多発域について、降雨と融雪による災害

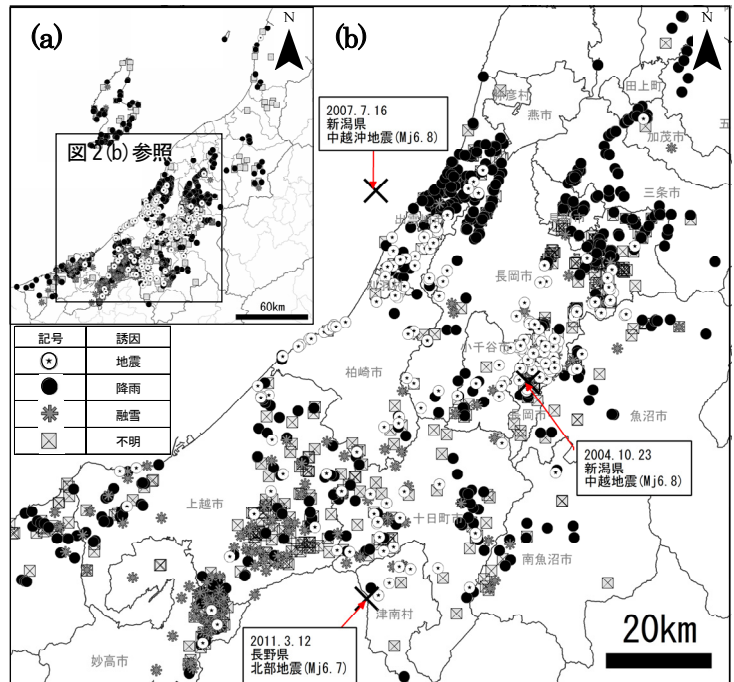


図-2 災害分布図 新潟県全域 (a) 災害が特に多い範囲の近景 (b) 検討に用いた 1550 データを含む 図中(a)内の黒枠が(b)の範囲に対応する。図中の×印は、地震による災害の誘因となった主要な被害地震の震源を示す。

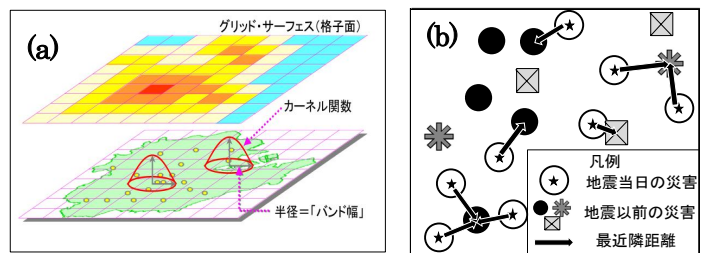


図-3 調査・検討手法の概念図
カーネル密度³⁾(a) 最近隣距離の計測(b)

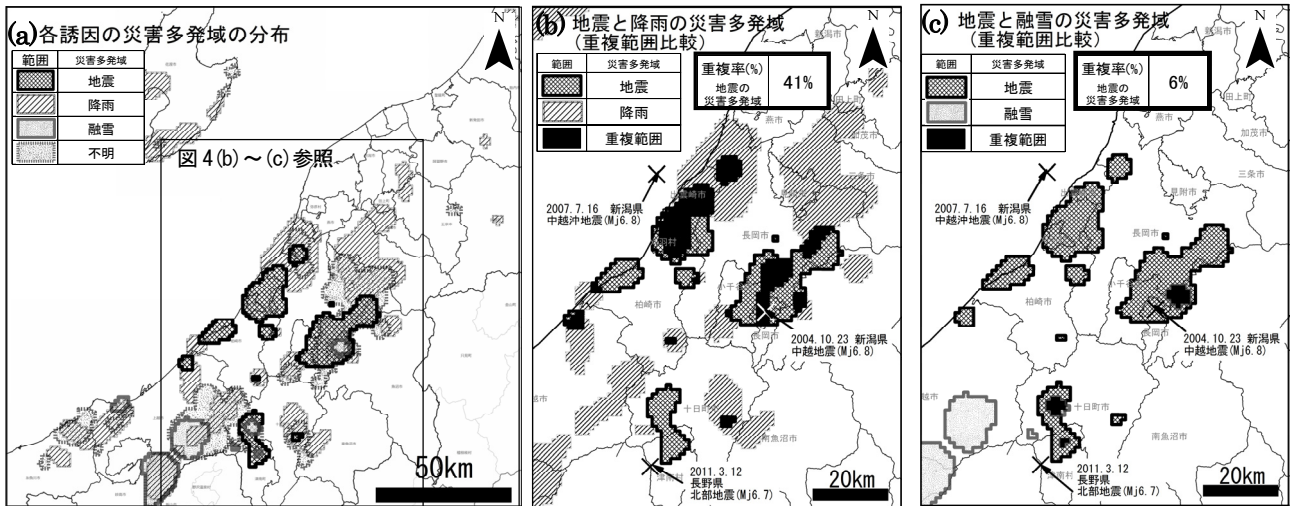


図-4 各災害多発域の分布 (a) と 地震と降雨・融雪の災害多発域の重複範囲の比較 (b)～(c)
 図中 (a) 内の黒枠が (b)～(c) の範囲に対応する。図中の×印は、地震による災害の誘因となった主要な被害地震の震源を示す。

多発域との重複率（他の誘因の災害多発域との重複面積/全面積×100）を算出したところ、それぞれ41%と6%程度であった（図-4bとc）。

4.2 各誘因の地形地質の特徴比較

図-5a～dに各地形地質データより比較した割合を示す。各グラフを比較すると、若干のばらつきはあるが、最多を占める項目とその割合が、概ね類似する傾向が確認された。

具体的に各グラフの類似する項目と割合を述べると、地形分類はいずれの誘因も山地と丘陵が多く、これらを合計した割合は70～94%である。また、表層地質はいずれの誘因も堆積岩が全体の73～86%を占め、傾斜量図はいずれの誘因も10～20°の割合が52～64%を占める。地すべり地形の面積率については、面積率0%以外の割合が降雨では48%であるが、その他の誘因は71～90%である。

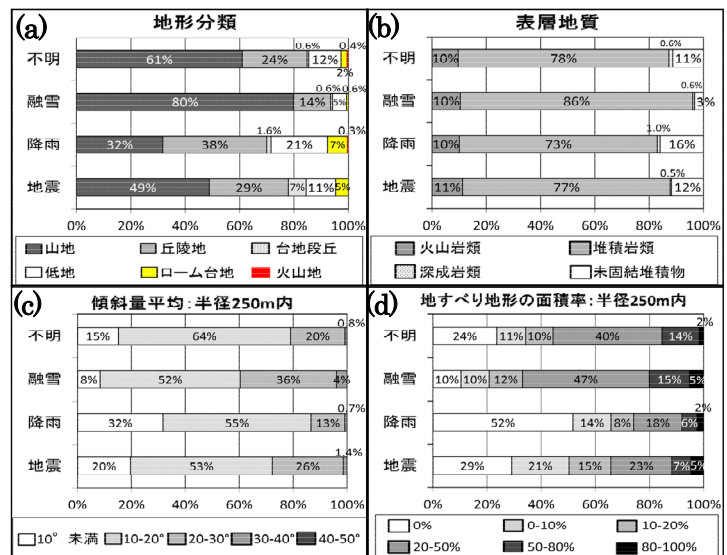


図-5 各災害地点におけるGIS情報の比較 (a)～(d)
 (a)地形分類 (b)表層地質 (c)傾斜量平均 (d)既存地すべり地形の面積率
 1%前後の値は小数点1位まで表記し、それ以外は整数値で表記した。

4.3 地震時災害箇所から地震前災害箇所までの最近隣距離分析

図-6aに地震時災害箇所から、地震前災害箇所までの最近隣距離をヒストグラムにして示す。また、図-6bにはその割合を示す。図-6aをみると最近隣距離は0～3000mまでに多く分布し、3000m以上は少ない。最も分布が多いのは0～1000mであり、これは全体の34%に相当する(図-6a)。また、図-6bから各距離の震度別の割合を確認すると、最近隣距離が1000m以上であった地震時災害は、震度6強～7の範囲に多く分布する。一方、最近隣距離が1000m以内であった地震時災害は、全体の約71%が震度6弱～4の範囲に位置する。

ここで、地震前災害箇所までの距離が特に近い距離1000m以内の地震時災害箇所について、詳細な特徴を確認した。図-7は、各震度に分布する地震時災害の発生件数と、そのうち地震前災害箇所までの最近隣距離が1000m以内である災害発生件数の割合を示す。これによると、震度が小さい範囲ほど、その割合が多くなっている。

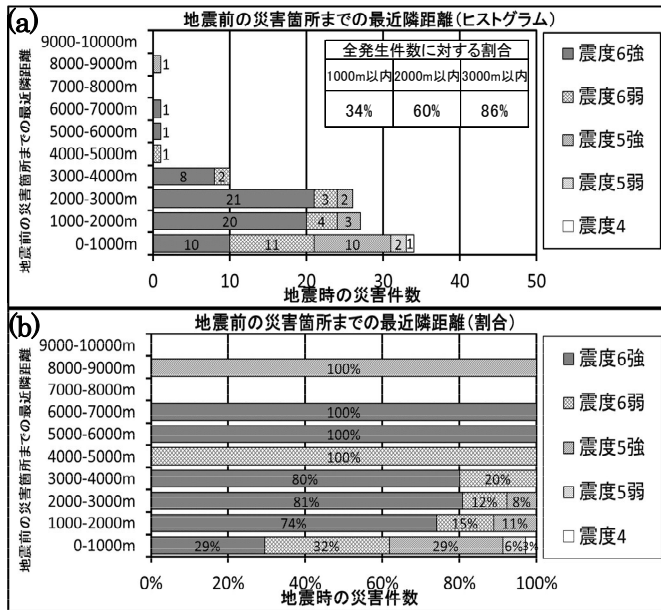


図-6 最近隣距離のヒストグラム (a) 割合棒グラフ (b)
 各地震時災害が位置する震度は気象庁の推計震度に基づく。

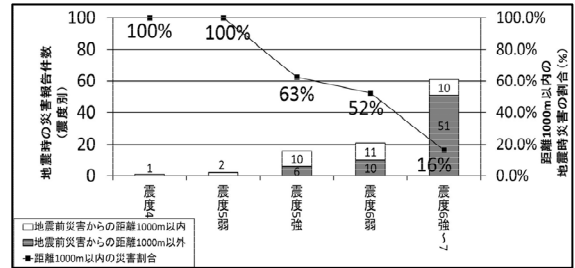


図-7 震度別の地震時災害件数 (左軸) と最近隣距離 1000m 以内の災害割合 (右軸)

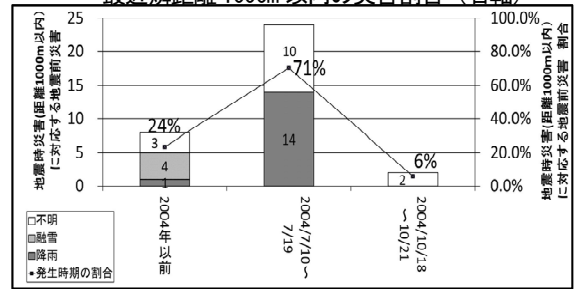


図-8 最近隣距離 1000m 以内の地震時災害に対応する地震前災害 (左軸) と発生時期の割合 (右軸)

図-8 は、最近隣距離 1000m 以内の地震時災害に対応する地震前災害について、その発生時期と報告された誘因の割合を示す。これによると、全体の約 71% は 2004 年 7 月 10 日～7 月 19 日に発生した降雨災害が対応する。また、地震直前 (2004 年 10 月 18 日～10 月 21 日) に発生した災害は、誘因は不明であるが全体の約 6% を占める。したがって、地震前災害の 1000m 以内で発生した地震時災害のうち、その約 8 割 (77%) が、地震の約 3 か月以内に発生した地震前災害が対応することになる。

5. 結論

以上の調査結果から、地震と降雨・融雪等で発生した斜面災害について、以下の特徴や関係性を確認した。

- (1) 地震による災害多発域は降雨・融雪のものと一部重複があり、その重複率はそれぞれ 41% と 6% である。
- (2) 各誘因の災害箇所における地形地質等の特徴は、最多項目とその割合が概ね類似する傾向にある。
- (3) 新潟県中越地震当日に発生した斜面災害のうち、34% が地震前に発生した斜面災害の 1000m 以内で発生した。震度が小さい範囲ほどその分布割合が多く、また、全体の約 8 割 (77%) は、地震の 3 か月前以内に発生した斜面災害が対応する。

6. 謝辞

本研究の実施に当りまして、指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様にご感謝申し上げます。

所属：株式会社エイト日本技術開発

<参考文献>

- 1) 熊本県土木部砂防課 (http://www.pref.kumamoto.jp/kiji_15847.html).
- 2) 小松原 琢ほか：日本の内陸断層活動に伴う地震地すべりの規模と先行降雨・融雪の関係, Vol.53, No.3 日本地すべり学会誌 p. 80-84, 2016.
- 3) 原田豊：GISを用いた地理的犯罪分析, Gita-Japan's XIVTH Annual Conference and Exhibition, 2003.

一次元地震応答解析による地震時歪発生深度予測手法の検討

チーム名 地すべりチーム

氏名 児玉 浩

1. まえがき

地震により発生する地すべり(以下、「地震地すべり」という)に対する対策を検討する上で、地すべり範囲とすべり面深度をあらかじめ把握しておく必要がある。過去の地震地すべりは、中越地震時では既存地すべりの再活動である¹⁾、約7割が既存地すべり地形の一部で発生している²⁾という特徴があり、また短時間に斜面下部まで崩落する完全抜け落ち型が多い³⁾、などが報告されている。崩落に至らなかった地震地すべりは、既存地すべりのすべり面深度と調和的である事例とない事例が報告⁴⁾されている。これらは地すべり平面形状や地震時と降雨時に形成されるすべり面深度を比較したものであるが、地震地すべりのすべり面深度の特徴は明瞭にはなっていない。

2. 研究目的

地震地すべりのすべり面深度の推定方法を検討することを目的に、地盤の動的性質に着目し、一次元地震応答解析を実施した。解析結果を実際の変動状況と比較し、すべり面深度の評価の可能性について確認した。

3. 解析方法

3.1 地盤の動的解析手法

地盤の動的解析手法はいくつかの手法があるが、当研究では簡易な解析が可能である一次元地震応答解析を採用した。解析プログラムはSHAKE⁵⁾と同様の重複反射理論による等価線形化法を用い「富士通エフ・アイ・ピー株式会社, LIQUEUR, Ver. 15. 1E」を使用した。解析手順は、対象地震の地表観測波形を工学的基盤まで引戻し、引戻した波形を斜面モデルの基盤岩深度に入力し、斜面モデル内で歪発生深度を推定する。解析によって得られた歪発生深度を、実際に地中内変位計等で観測された歪発生深度と比較し、最大歪発生深度の整合性について確認する。

3.2 解析を実施した地すべりと地震

解析対象とした地すべりは、新潟県松之山地すべり、宮城県追久保地すべり、長野県市場1号地すべりである。図1に位置図を、表1に対象地すべりの地震時の変動深度および変動量(パイプ歪計: μ strain)を示す。

3.2.1 松之山地すべりの概要と変動状況

松之山地すべりは昭和37年に発生した長さ700m、幅300mの地すべりであり、地質は新第三系の泥岩・凝灰岩である。平成23年長野県北部地震時に、中心測線沿いのパイプ歪計観測孔であるBV22-2孔(再掘削後BV27-2孔)では深度14m、BV22-4孔では深度22mにて変動が認められた。BV22-2孔の深度14mは泥岩の風化境界(BV27-2孔の深度13.45m)、BV22-4孔の深度22mは泥岩と凝灰岩の地層境界(深度22.4m)に相当すると考えられる。

3.2.2 追久保地すべりの概要と変動状況

追久保地すべりは平成19年台風4号の豪雨に伴い発生した長さ300m、幅200m、層厚25mの地すべりである。地

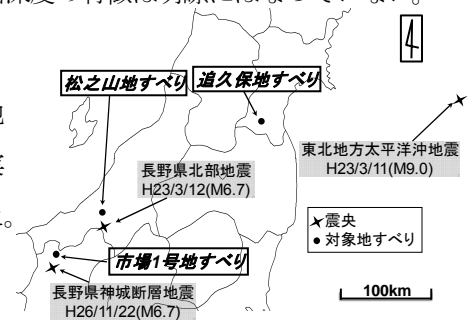


図1 対象地すべり地と地震震央

表1 対象地すべりの歪変動量

対象地すべり	観測孔 No.	変動深度 GL-m	地震前後の変動量 μ strain	歪発生深度の地質的特徴
(長野県松之山地すべり)	BV22-2	14	-5688	中風化泥岩と弱風化泥岩の境界
	BV22-4	22	-408	中風化凝灰岩と中風化泥岩の境界
	BV22-5	17m他複数深度	最大560	中風化凝灰岩内
(宮城県追久保地すべり)	BV-17	10m他複数深度	最大2498	中~強風化砂泥互層内
	BV-7	15m他複数深度	最大7503	強風化砂泥互層内
	BV-4	33	-4497	強風化砂泥互層下面
	BV-3'	19	3366	砂泥互層内
(長野県市場1号地すべり)	BV27-1	30	-1470	砂泥互層内の軟弱層
	BV27-2	24	1060	細粒砂岩と角礫状砂岩層の境界
	BV27-3	23	207	細粒砂岩と角礫状砂岩層の境界
	BV27-4	14	-692	崩積土と角礫状砂岩層の境界
	BV27-5	20	551	角礫状砂岩層内
	BV27-6	26	363	細粒砂岩層内の軟弱層

質は新第三系の凝灰岩・火砕岩・砂岩・砂質泥岩である。地すべり発生後に背後斜面にて緩みが懸念されたため調査が実施され、平成23年東北地方太平洋沖地震時に複数の観測孔において変動が観測された。平成28年にBV-18孔を掘削、ボーリングコアの破碎度区分および針貫入試験を実施し、破碎度が高く針貫入試験値が低く、かつ周辺観測孔の変動深度と調和的な深度27.45mを想定すべり面と推定した。また当孔においてPS検層を実施した。

3.2.3 市場1号地すべりの概要と変動状況

市場1号地すべりは平成26年長野県神城断層地震において発生した地すべりであり、上方斜面で地すべりが発生し、移動土塊末端にて泥流化した。地すべり、泥流範囲を含めた土砂移動範囲は長さ650m、幅200mであった。地質は新第三系の塊状砂岩・泥岩である。地震時には地すべり変動観測は行われておらず、地すべり発生後に調査ボーリング、パイプ歪計観測を実施したところ、地震時に変動した表層のすべり(H27BV-2孔にて浅層すべり面深度9.30m)に対し、深い深度(H27BV-2孔にて深層すべり面深度24.20m)においても変動していることが判明した。H27BV-2孔では、PS検層および針貫入試験を実施した。なお、地震後には浅層すべりは変動していない。

3.3 入力地震加速度

各地すべりの一次元地震応答解析に用いた入力地震加速度について表2に示す。なお引き戻し波形の入力深度は各地すべりの基盤岩とした。

表2 入力地震加速度

対象地すべり	対象地震	計測箇所	震央との距離	最大加速度 3方向合成	引戻波形 最大加速度	引戻波形 入力深度	引戻波形 卓越周期	入力時間	データ 間隔
松之山	平成23年長野県北部地震	K-NET津南	6km	804gal	520gal	25m	0.12秒	40.95秒	0.01秒
追久保	平成23年東北地方太平洋沖地震	K-NET白石	197km	426gal	362gal	45m	0.86秒	163.83秒	0.01秒
市場1号	平成26年長野県神城断層地震	現地推定波形	16km	410~440gal	333gal	35m	1.93秒	40.95秒	0.01秒

※K-NET: 国立研究開発法人防災科学技術研究所強震観測網

3.4 解析に用いるパラメータ

解析に必要な入力値は、S波伝播速度、単位体積重量、動的変形特性曲線である。S波伝播速度Vsについては、弾性波探査結果、PS検層値、N値や針貫入試験値からの推定値(以下順に、弾-Vs、PS-Vs、N-Vs、針-Vs、とする)を用いた。単位体積重量は室内土質試験や質量計測による試験結果を設定し、不明な場合は既往文献⁶⁾⁷⁾を参考とした。動的変形特性は、松之山地すべり・市場1号地すべりにおいて考慮したケース、考慮しないケースの2パターンを設定し、松之山地すべりでは室内試験結果を双曲線モデル⁸⁾で近似した曲線を、市場1号地すべりでは、既往文献⁹⁾・松之山地すべり・柳原地すべりの室内試験結果のうち同等な地質の試験値を設定した。追久保地すべりでは、凝灰岩を主とするBV-18孔の地質は同等地質の既存試験結果がないため、動的変形特性を考慮しないケースのみとした。N-Vsは、砂質土(砂岩)の場合は式(1)¹⁰⁾を、粘性土(泥岩)の場合は式(2)¹⁰⁾を用いて求めた。針-Vsは、式(3)¹¹⁾から一軸圧縮強度quを求め、式(4)¹²⁾より換算N値を算定し、式(1)によりVsを求めた。動的変形特性曲線を図2に、解析に用いたパラメータを表3に示す。

$$Vs = 80 \times N^{1/3} \text{ (砂質土)} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$Vs = 100 \times N^{1/3} \text{ (粘性土)} \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\log q_u = 0.978 \times \log NP + 2.599 \quad \dots \text{式(3)}$$

$$q_u = N/25 \quad \dots \text{式(4)}$$

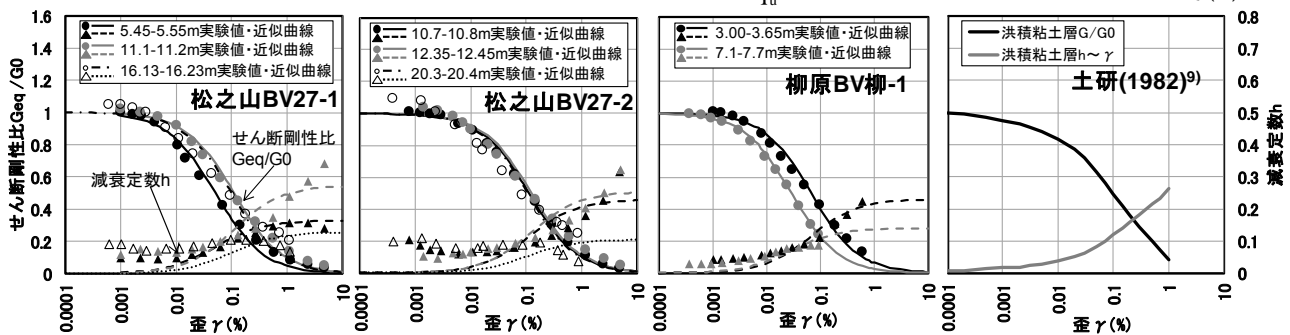


図2 解析に用いた動的変形特性曲線

表3 解析に用いたパラメータ

地区	深度	地盤区分	標準貫入試験 N値	針貫入試験 最低値	S波伝播速度(m/s)				湿潤密度 (kN/m ³)	飽和重量 (kN/m ³)	動的変形特性曲線 (試験値)	地区	深度	地盤区分	針貫入試験 最低値	S波伝播速度 (m/s)		湿潤密度 (kN/m ³)	飽和重量 (kN/m ³)	動的変形特性曲線 (試験値)
					弾-Vs	PS-Vs	N-Vs	針-Vs								PS-Vs	針-Vs			
松之山地すべり	0.00~2.60	礫混じり粘土層	12.5	16	330	230	251	18	18	A	追久保地すべり	0.00~0.68	凝灰岩Cr2-3	37	110	267	14.00	14.00	考慮なし	
	2.60~4.09	強風化凝灰岩	22	16	370	280	251	19.27	20.08	A		0.68~2.50	Cr1	100	110	371	14.00	14.00		
	4.09~6.48	中風化凝灰岩	22	19	420	280	267	18.27	19.05	B		2.50~2.75	Cr3	45	110	285	14.00	14.00		
	6.48~8.68		22	17	470	280	257	18.27	19.05	B		2.75~4.30	Cr1	60	110	313	14.87	14.87		
	8.68~9.30	中風化凝灰岩	33	50	460	320	464	18.27	19.05	B		4.30~4.50	Cr2-3	23	110	228	15.04	15.04		
	9.30~11.56	中風化凝灰岩	22	17	480	280	257	18.27	19.05	B		4.50~5.00	Cr2-3	23	220	228	15.04	15.04		
	11.56~13.45	中風化凝灰岩	23	16	515	285	251	18.14	18.63	C		5.00~7.00	Cr1	59	220	311	14.77	14.77		
	13.45~15.94	弱風化凝灰岩	38.5	24	565	340	288	18.53	19.28	D		7.00~7.70	Cr3	35	220	262	14.50	14.50		
	15.94~20.03	弱風化凝灰岩	—	18	650	350	262	18.53	19.28	D		7.70~8.05	無破砕	100	220	371	14.50	14.50		
	20.03~22.00	未風化凝灰岩	—	50	680	400	371	16.72	18.35	E		8.05~9.45	Cr3-4	52	220	299	14.76	14.76		
	22.00~25.00	未風化凝灰岩	—	50	700	400	410	16.72	18.35	E		9.45~11.50	Cr1	100	220	371	15.43	15.43		
	0.00~3.40	褐色崩積土	0.2	—	220	58	18	18	—	F		11.50~13.25	Cr1	100	260	371	15.43	15.43		
3.40~7.30	原岩色崩積土	0.2	—	220	58	18	18	—	F	13.25~14.10	Cr2-3	39	260	271	15.67	15.67				
7.30~8.00	細粒砂岩	31	—	450	251	24	24	—	C	14.10~18.00	Cr1	100	260	371	16.03	16.03				
8.00~11.70		100	—	450	371	24	24	—	C	18.00~18.75	Cr1	100	350	371	16.03	16.03				
11.70~12.00	角礫状砂岩	19	—	450	213	24	24	—	C	18.75~20.25	Cr2-4	43	350	280	15.04	15.04				
12.00~13.80		0.2	—	450	47	24	24	—	G	20.25~23.55	Cr1	50	350	295	15.56	15.56				
13.80~17.20	細粒砂岩	19	—	450	213	24	24	—	C	23.55~26.50	Cr2-4	17	330	206	15.78	15.78				
17.20~17.80	角礫状砂岩	0.2	—	450	47	24	24	—	G	26.50~27.45	Cr2-4	17	520	206	15.78	15.78				
17.80~22.20	細粒砂岩	43	—	450	280	24	24	—	C	27.45~28.20	Cr1	33	520	257	16.30	16.30				
22.20~23.90	角礫状砂岩	0.2	—	330	47	24	24	—	G	28.20~28.50	Cr1	100	520	371	16.30	16.30				
23.90~24.50	砂岩	100	—	720	371	24	24	—	H	28.50~30.00	Cr1	100	390	371	16.30	16.30				
24.50~26.00	細粒砂岩	6	—	720	145	24	24	—	H	30.00~32.00	無破砕	100	390	371	14.77	14.77				
26.00~28.50		59	—	720	311	24	24	—	H	32.00~33.00	無破砕	100	550	371	14.77	14.77				
28.50~30.00		34	—	720	259	24	24	—	H	33.00~36.00	無破砕	100	550	371	18.05	18.05				
30.00~30.30		50	—	720	295	24	24	—	H	36.00~37.00	Cr1	100	550	464	17.87	17.87				
30.30~32.70		37	—	720	267	24	24	—	H	37.00~38.70	Cr1a	58	550	387	17.87	17.87				
32.70~33.00		100	—	720	371	24	24	—	H	38.70~40.00	Cr1	100	550	464	17.46	17.46				
<動的変形特性> A: 松之山地すべりBV27-1深度5.40~5.90m, B: 松之山地すべりBV27-2深度10.50~10.83m, C: 松之山地すべりBV27-2深度12.30~12.60m, D: 松之山地すべりBV27-1深度16.10~16.30m, E: 松之山地すべりBV27-2深度20.20~20.40m, F: 土研(1982) ⁹⁾ 洪積粘土, G: 柳原地すべりBV柳-1深度3.00~3.65m, H: 柳原地すべりBV柳-1深度7.10~7.70m											44.60~45.00	Cr1a	67	550	406	17.96	17.96			

4. 解析結果

4.1 松之山地すべり

解析結果を図3に示す。図3では、地震前の観測で最大歪が発生した深度を破線で示している。松之山地すべりでは弾-Vs、N-Vs、針-Vsを用いて解析を行った。解析の結果、N-Vsを用いた解析が想定すべり面深度で歪(0.016%)が大きく生じ、弾-Vsを用いた解析では0.005%の歪であった。針-Vsを用いた解析では、想定すべり面深度での歪より大きな歪が他深度(深度20.03m:0.044%)で確認された。N-Vsを用いた解析は、パイプ歪計で変動が観測された深度付近(深度14m)で最大歪が認められ、最も実現象に近い結果となった。また、動的変形特性を考慮しないケースと単位体積重量を18kN/m³に統一したケースで解析を行ったが、すべり面深度での歪には差が少なく、解析結果に影響が小さいことを示した。想定すべり面以外で大きな歪が生じたケースは今後原因を確認する必要がある。

4.2 追久保地すべり

追久保地すべりではPS-Vs、針-Vsを用いて解析を行った。動的変形特性については考慮していない。解析の結果、PS-Vsを用いた解析では想定すべり面深度で歪は生じず、針-Vsを用いた解析では、想定すべり面深度で大きな歪(深度27.45m:0.06%)が確認された。他孔で地震により変動が発生した深度と同じ地質的特徴を有する深度で大きな歪が観測されたことと調和する。単位体積重量を18kN/m³に統一したケースでの解析では、すべり面深度での歪量の差はなく(深度27.45m:0.06%)、解析結果に影響が小さいことを示した。

4.3 市場1号地すべり

市場1号地すべりではPS-Vs、針-Vsを用いて解析を行った。動的変形特性については他の地すべりにて実施した試験結果のうち同等な地質で得られた値を設定した。解析の結果、PS-Vsを用いた解析では浅層すべり面深度(深度9.30m:0.10%)、深層すべり面深度(深度24.20m:0.17%)ともに大きな歪が確認された。針-Vsを用いた解析では、深層すべり面深度にて大きな歪(8.16%)が確認されたが、浅層すべり面での歪(0.07%)は小さかった。動的変形特性を考慮しないPS-Vsによる解析では、歪に差(浅層・深層すべり面ともに0.05%)はあるものの、歪発生深度に

変化はなかった。動的変形特性を考慮しない針-Vsによる解析では浅層すべり面深度において大きく歪(1.06%)を生じたが、その他の深度(深度14m, 19m付近)においても歪を生じ、複数深度で大きな歪が生じる結果となった。

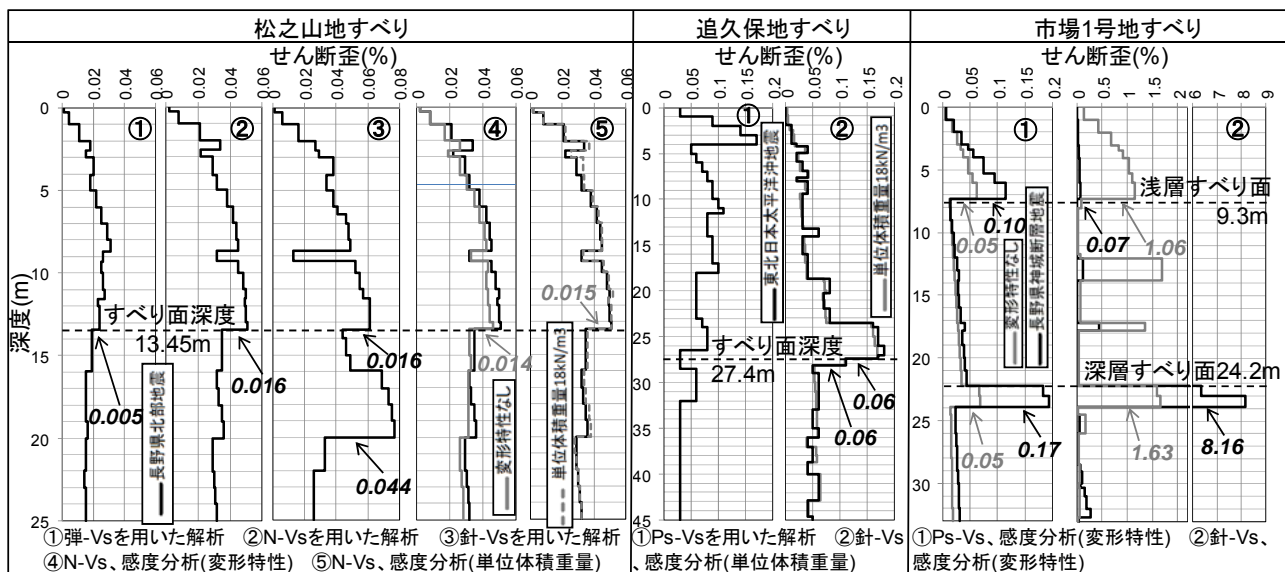


図3 解析結果

5. 考察

松之山地すべりではN-Vsを用いた解析が、市場1号地すべりではPS-Vsを用いた解析がパイプ歪計変動の再現ができた。追久保地すべりでは針-Vsを用いた解析が、推定すべり面で歪が大きくなった。以上から、一次元地震応答解析は地震地すべりのすべり面となり得る深度が予測できる可能性があると判断した。今後は解析で生じる歪の差の要因やVsの推定方法の使い分け等についても検討する必要がある。感度分析においてはS波伝播速度の影響が最も大きく、単位体積重量の影響は小さいことがわかった。動的変形特性については影響がほとんどない場合、影響がある場合が混在しているため、今後は解析事例を増やし、解析への影響の違いについて検討する必要がある。

6. 謝辞

本研究の実施に当って、研究の考察等に多大なるご指導を賜りました地すべりチームの皆様にご感謝申し上げます。

所属：株式会社エル・コーエイ

<参考文献>

- 1) 千木良雅弘, 「2004年新潟県中越地震による斜面災害の地質・地形的特徴」, 応用地質, Vol. 46, No. 3, pp. 115-124, 2005.
- 2) ハスパートル, 石井靖雄, 丸山清輝, 中村明, 野呂智之, 「既存地すべり地形との比較による新潟県中越地震による地すべりの規模と移動範囲の特徴」, 地すべり学会誌, Vol. 51, No. 3, pp. 90-99, 2014.
- 3) 社団法人日本地すべり学会, 「地震地すべり」, 社団法人日本地すべり学会, pp. 79, 2012.
- 4) Fujisawa, K., Ishii, Y., Kamihara, N., "Monitored Behavior of Landslide at the Mid Niigata Prefecture Earthquake in2004," INTERPRAEVENT International Symposium in Niigata, Japan, pp. 25-34, 2006.
- 5) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. "SHAKE-A Computer Program For Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. EERC72-12, College of Engineering University of California, Berkeley, pp. 3-8, 1972.
- 6) 社団法人日本河川協会, 「建設省河川砂防技術基準(案)同解説 計画編 改定新版」, 山海堂, pp. 199, 1997.
- 7) フック・ブレイ著, 小野寺透, 吉中龍之進訳, 「岩盤斜面工学」, 朝倉書店, pp. 13, 1979.
- 8) 吉田望, 「地盤の地震応答解析」, 鹿島出版会, pp. 131-144, 2010.
- 9) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室, 「地盤の地震時応答特性の数値解析法-SHAKE:DESRA」, 土研資料第1778号, pp. 23, 1982.
- 10) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説V耐震設計編
- 11) 岡田滋, 泉谷泰志, 飯塚友之助, 堀内澄夫, 「針貫入試験による軟岩地山強度の推定」, 土と基礎, Vol. 32, No. 2, pp. 35-38, 1985.
- 12) 土質工学会, 「設計における強度定数-C、Φ、N値-」, 土質基礎工学ライブラリー32, P-52.

海外における舗装及び土工に関する技術基準のあり方に関する研究

チーム名等 舗装チーム
氏 名 木村 謙介

1. はじめに

日本の舗装技術基準は欧米基準をベースにしつつも日本の高温多湿な気象条件、交通条件等を考慮した独自の基準として構築されている。アジア諸国では、欧米に比べ比較的同様な気象条件である日本の経験や舗装技術力に寄せる期待は大きく、経済発展に向けた効果的なインフラ整備の計画、実施のため、日本の技術協力や支援を必要としている。

本研究では、東南アジアにおける舗装の技術基準を把握し、日本の舗装技術を海外に移転する方策について検討を進めている。また、本研究の成果は日本の経験や技術力をアジア諸国への技術普及などを通じ、国際展開・途上国支援・国際貢献の推進に資するものであると考える。

2. 研究目的

本研究は海外の技術基準の整備、改善に寄与することを目的とし、インドネシアにて未整備であった鋼床版舗装の技術基準に向けた提案として、インドネシア産天然ロックアスファルト（アスブトン）を利用したグースアスファルト混合物としての利用マニュアル（案）（以下、アスブトングースマニュアル）を作成した。

3 研究結果

3.1 アスブトンとは

スラウェシ島の南西に位置するブトン島で産出される天然ロックアスファルト（アスブトン）であり、推定埋蔵量が約 1.6 億トンとされている。主な採掘場は島中部の Kabungka と島南部の Lawele であり、推定埋蔵量のうち約 97%を占めている¹⁾。

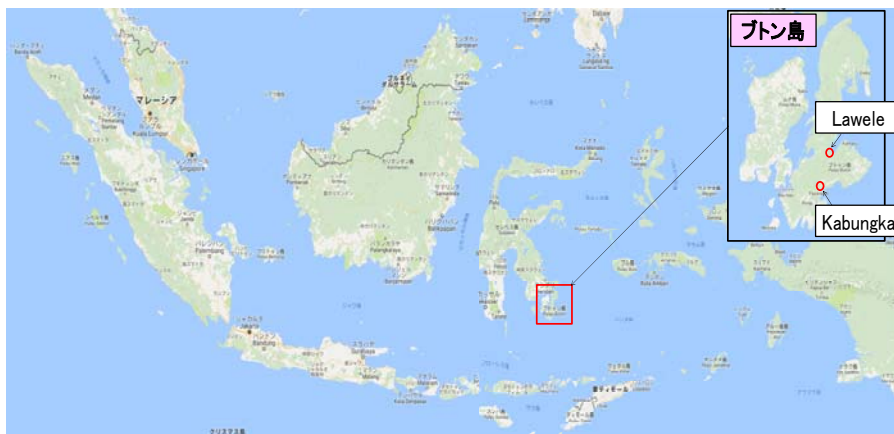


図-1 ブトン島の位置と主な採掘場※Google Map より

IRE (インドネシア公共事業省道路研究所) と国総研・土研は 2011 年から 2 国間技術協力として、アスブトンの有効利用技術の開発と社会資本整備への活用に向けた共同研究を進めてきた。利用形態として、廉価利用 (表面処理および補修材)、通常利用 (グースアスファルト混合物)、高度利用 (アスファルトのフル抽出) の 3 形態で技術開発が進められている。この中でアスブトンは鋼床版舗装の材料 (グースアスファルト混合物 (通常利用)) として



図-2 天然ロックアスファルト

での性能を十分満足することを確認した。そこで、平成 28 年度においてアスブトンの有効利用に向けて IRE 研究者との様々な意見交換やワークショップを行っておりアスブトングースマニュアルを作成した。

現在、試験研究所 (アスブトンセンター) がブトン島において建設中であり、この研究所が完成し運用が開始されればアスブトンの更なる有効利用、舗装技術の向上、アスブトングースマニュアルの更新などが期待できる。

3.2 アスブトングースマニュアル

作成したアスブトングースマニュアルはアスブトンのグースアスファルト混合物としての利用にあたり、材料、配合設計、施工、管理と検査、維持管理、補修の基本的な考え方などについてまとめた。目次構成を図-3 に示す。インドネシアにおいては、グースアスファルト混合物の基準値等は作成されていないため、表-1 から表-3 及び図-4 のような日本の基準値や合否判定の目安をアスブトングースマニュアルにおいて提案した。今後これらを参考にらにインドネシア側との協議等を重ね、現場への適用を目指している。

1. はじめに 1.1 概説 1.2 日本で使用されるグースアスファルト混合物 1.3 日本における橋面舗装 (鋼床版舗装) 1.4 グースアスファルト舗装に求められる性能 1.5 グースアスファルト混合物へのアスブトンの有効利用 1.6 日本における鋼床版舗装の舗装構成 2. 材料 2.1 概説 2.2 グースアスファルト混合物用アスファルト 2.3 骨材 2.4 グースアスファルト混合物 3. 配合設計 3.1 概説 3.2 具体的手順	4. 施工 4.1 概説 4.2 施工設計書に関する基本的な考え方 4.3 標準的な施工体制 (グースアスファルト) 4.4 主要機械 4.5 主要材料 4.6 混合設備 4.7 混練・運搬 (クッカー車) 4.8 施工方法 4.9 プリスタリング対策 5. 管理と検査 5.1 概説 5.2 基準試験 5.3 施工管理 5.4 検査	6. 維持管理 (上層及び下層) 6.1 概説 6.2 日常点検 6.3 定期調査 7. 補修 7.1 概説 7.2 補修の目標値 7.3 補修の時期 7.4 補修工法の選定 7.5 補修工法の概要 7.6 補修工事 (維持工事) の出来高・品質の検査方法 8. その他 8.1 概説 8.2 アスブトンのポットホール補修材としての利用
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

図-3 アスブトン利用マニュアル (案) 目次構成

マニュアルで示した主な基準値は以下の通りである。

1) 硬質アスファルトとの標準値

日本におけるグースアスファルト混合物に使用する硬質アスファルトの標準的性状は表-1 のとおりである。この標準値を石油アスファルトとアスブトンを混合した硬質アスファルトの基本性状の目標値とした。

2) グースアスファルトの配合例

表-1 硬質アスファルトの標準的性状 (グースアスファルト)²⁾

項目	標準値
針入度 (25℃) (1/10 mm)	15~30
軟化点 (℃)	58~68
伸度 (25℃) (cm)	10以上
蒸発質量変化率 (%)	0.5以下
トルエン可溶分 (%)	86~91
引火点 (℃)	240以上
密度 (15℃) (g/cm ³)	1.07~1.13

骨材の配合割合（合成粒度）の目標値となる粒度曲線の例は図-4のとおりである。合成粒度を決定するための室内配合でのグースアスファルト混合物の配合例として表-2のとおり示した。フィラー及びアスファルトの使用量が通常のアスファルト混合物に比べ非常に多いことが特徴として挙げられる。

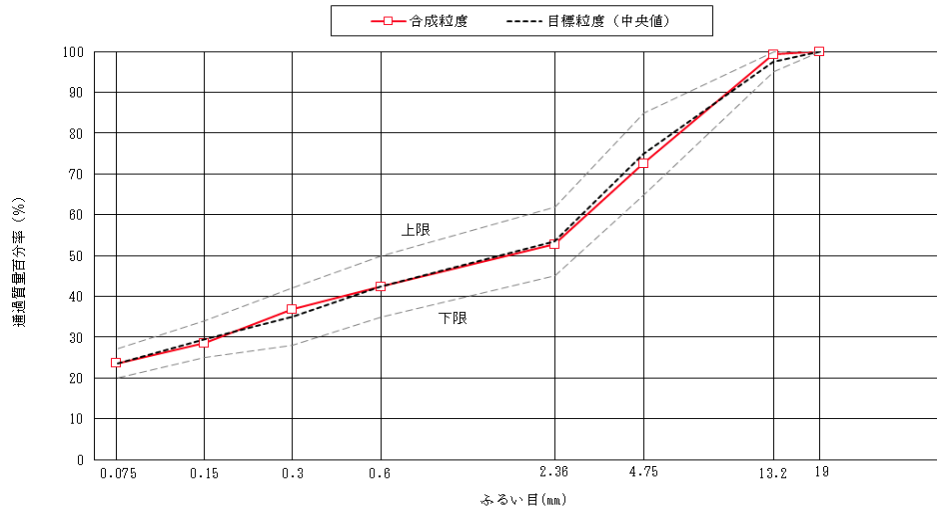


図-4 粒度曲線の例³⁾

表-2 グースアスファルト混合物の室内配合例

配合	骨材配合率 (%)						アスファルト量 (%)		
	6号碎石 13-5mm	7号碎石 5-2.5mm	粗目砂	細目砂	フィラー 石灰岩石粉	合計	ストアス(80%) 20~40	アスブトン(20%)	合計
決定配合	22.0	24.5	16.5	8.0	29.0	100.0	7.6	1.9	9.5

3) グースアスファルト混合物の要求性能

アスブトングースマニュアルにおいて特に強調したのは、表-3に示すグースアスファルト混合物の要求性能である。この基準値や合否判定の目安を目標値とすることが望ましいことを提案した。

表-3 グースアスファルト混合物の要求性能²⁾

項目	試験方法	試験温度	評価指標	基準値または合否判定の目安	準拠した基準
作業性	リュエル流動性試験	240℃	リュエル流動性	20秒以下	本州四国連絡橋 橋面舗装基準(案)
耐荷重性	貫入試験	40℃	貫入量	1~4mm(下層)	
耐流動性	ホイールトラッキング試験	60℃	動的安定度(DS)	300回/mm以上(下層)	
低温時のたわみ性	曲げ試験	-10℃	破断時のひずみ	8×10^{-3} 以上	
接着性	引張接着試験 (鋼床版および舗装との界面)	23℃	引張接着強度	0.6N/mm ² 以上	道路橋床版 防水便覧
		-10℃		1.2N/mm ² 以上	
防水性	加圧透水試験	温度補正	透水量	漏水がないこと	舗装調査・ 試験法便覧

3.3 ワークショップの開催及び今後の検討内容

2017年3月にインドネシアにおいてワークショップを開催しアスブトングースマニュアルの構成等に関する意見交換等を行った。この中で、インドネシアでの施工をケーススタディとしたアスブトンを用い



図-5 ワークショップの様子

たグースアスファルトの品質規格の策定について、主に以下の点について討議するとともに、品質規格の項目や内容について日本での知見をもとにさまざまな提案を行った。

- ・橋面舗装の舗装構成と厚さの考え方
- ・橋面舗装の排水計画と排水のための設備
- ・層構成と各層の厚さ、表層に用いるアスファルト混合物の品質
- ・アスファルトの品質規定項目と規定値、品質管理の現状と課題
- ・グースアスファルトの配合設計の手法や評価試験方法と規定値
- ・鋼床版の処理と接着層の機能と要求性能、水による破損メカニズム
- ・補修における施工計画の重要性と供用後のモニタリング

グースアスファルトの要求性能における試験の一つであるリュエル流動性試験については、インドネシアには試験装置がないため日本より持ち込み、試験方法について説明を行った。

次年度にはインドネシアの橋梁においてアスブトンを利用した鋼床版舗装の施工が予定されており、施工状況の視察およびワークショップの開催を予定している。



図-6 リュエル流動試験方法の説明



図-7 鋼床版舗装が予定されている橋梁

5. 謝辞

本調査の実施にあたり、ご指導、ご協力をいただきました並河道路技術グループ長、藪上席研究員、川上主任研究員、舗装チームの皆様、ならびに関係各位にこの場をお借りして深く感謝を申し上げます。

所属：株式会社パスコ

<参考文献>

- 1) (社) 国際建設技術協会：ISAP アジアセッション・フォローアップ調査報告書 2012年3月
- 2) 多田宏行：橋面舗装の設計と施工 鹿島出版会 1996年3月
- 3) 久保、佐々木ほか：Japan-Indonesia Cooperation on the Research in AsButon 2013年3月

FWD による普通コンクリート舗装の評価

チーム名 舗装チーム
氏 名 松本 健一

1. まえがき

舗装の構造調査に用いられる FWD (Falling Weight Deflectometer) は、路面に動的荷重を作用させて路面のたわみを測定する手法であり、コンクリート舗装の構造評価に用いられている。FWD によるたわみデータの逆解析により舗装の弾性係数を推定して構造評価を実施できるが、コンクリート舗装の FWD のたわみの逆解析は計算結果が不安定になるという指摘もある。また、FWD によりコンクリート舗装の横断目地部やひび割れ部の荷重伝達性能を評価することも可能であるが、荷重伝達性能が低下した場合の原因を推定する手法は示されていない。本研究では、普通コンクリート版の健全性を評価する手法や、横断目地部の荷重伝達性能の低下原因を推定する手法について検討を行った。

2. 研究目的

本研究では、国道 4 号平泉バイパスの普通コンクリート舗装工区を例とし、FWD のたわみデータやひび割れ目視調査データに基づいた普通コンクリート舗装版の健全性評価手法や横断目地部での荷重伝達性能の低下原因の推定手法を提案することを目的とした。

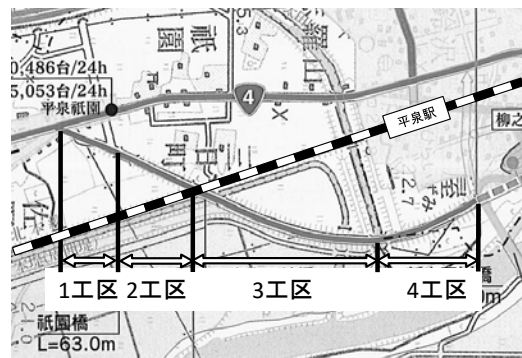


図 1 平泉バイパスコンクリート舗装工区割

3. 平泉バイパスコンクリート舗装工区の概要

平泉バイパスのコンクリート舗装の工区割と概要を図 1 および表 1 に示す。平泉バイパスは全長 5,800m のうち 2,040m が普通コンクリート舗装工区であり、平成 11 年から供用されている¹⁾。このうち 2~4 工区を経年調査対象工区とし、路面調査や FWD による構造調査が平成 11 年、20 年、および 27 年に行われた^{2), 3)}。その結果、車両の走行安全性の面で支障となる損傷は発生していないものの、複数の個所で版中央部の横断ひび割れや横収縮目地部での荷重伝達率の低下が確認されている。

表 1 平泉バイパスのコンクリート舗装工区概要

施工延長	1 工区：約 220m、2 工区：約 257m、 3 工区約 655 m、4 工区：約 406m
横収縮目地間隔	10 m
幅員	上り：3.75m、下り：4.5m
縦目地	突合せ目地
舗装種別	普通コンクリート舗装
舗装構成	コンクリート版：30 cm、アスファルト中間層：4 cm 下層路盤：15 cm、路床：CBR 12 以上
設計交通量	N ₇ (D 交通)
交通量 (平成 22 年度交通センサ)	15,794 台 (24 時間 上下線) 大型車：4,977 台
盛土施工時期	昭和 62~63 年
施工・供用開始時期	平成 11 年

4. 舗装の健全性に関する調査の概要

本検討では、ひび割れの目視調査結果と FWD の測定データの収集を行った。コンクリート舗装の健全性を評

価するために、FWD の測定は載荷荷重を 98kN とし、図 2 のように版中央部、横断目地部、横断ひび割れ部について実施した。なお、横断目地部や横断ひび割れ部の測定では、 D_0 と D_{30} が目地やひび割れを跨ぐように実施した。目視調査は平成 20 年と 27 年に 4 工区下り以外の工区、FWD 測定は平成 11 年に 2 工区下り、平成 20 年に 2 工区下りおよび 3 工区下り、平成 27 年調査では全工区について実施した。

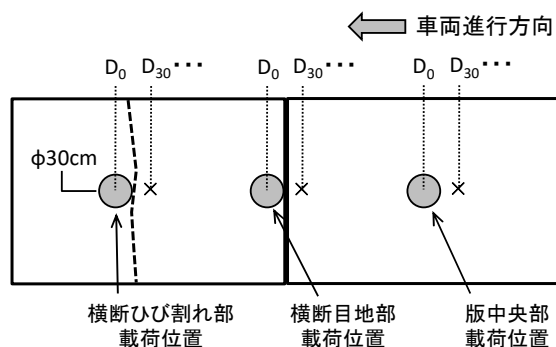


図 2 FWD の測定位置

5. 調査結果およびコンクリート版の評価

5.1 ひび割れ発生状況

一部のコンクリート版には中央付近の横断ひび割れや、横断目地位置からダウエルバーに沿った縦ひび割れが発生していた。ひび割れが生じた版の数を表 2 および表 3 に、ひび割れ発生状況の例を写真 1 および写真 2 に示す。

5.2 横断ひび割れ部の構造評価

平成 27 年の横断ひび割れ部の FWD 測定データを用い、載荷点の 49kN 換算たわみ (D_0) および荷重伝達率(e_{ff})を算出した。算出結果を図 3 に示す。荷重伝達率は式 1) によって求めた。

$$e_{ff} = 2 \times D_{30} / (D_0 + D_{30}) \quad \text{式 1)}$$

D_0 : 載荷点のたわみ

D_{30} : 載荷点から 30cm 離れた位置のたわみ

横断ひび割れ部の FWD 測定結果を用いて、ひび割れ部付近のコンクリート版下の空洞存在の可能性や荷重伝達性能を評価することができる⁴⁾。49kN 載荷時の載荷点たわみが 0.4mm 以上では、コンクリート版下に空洞発生の可能性が疑われる⁴⁾。図 3 より、49kN 換算 D_0 はいずれも 0.4mm よりも小さく、空洞が発生している可能性は低いと判定される。目視観察では、横断ひび割れ付近ではポンピング痕は存在していなかったことから、アスファルト中間層によって効果的に水の浸

表 2 横断ひび割れが生じた版の数

調査年	2 工区		3 工区		4 工区	
	上り	下り	上り	下り	上り	下り ^{※1}
27	27	27	66	66	24	—
平成 20 年	0	1	2	1	0	—
平成 27 年	0	1	13	4	1	—

※1 : 4 工区下りは拡幅工事による車線変更のため、調査対象外とした

表 3 ダウエルバー位置の縦ひび割れが生じた版の数^{※1}

調査年	2 工区		3 工区		4 工区	
	上り	下り	上り	下り	上り	下り ^{※2}
27	27	27	66	66	24	—
平成 20 年	0	0	0	4	0	—
平成 27 年	0	0	0	12	2	—

※1 : 横断目地をまたぐ場合は各々カウントした

※2 : 4 工区下りは拡幅工事による車線変更のため、調査対象外とした



写真 1 横断ひび割れの例

写真 2 ダウエルバー位置の縦ひび割れの例

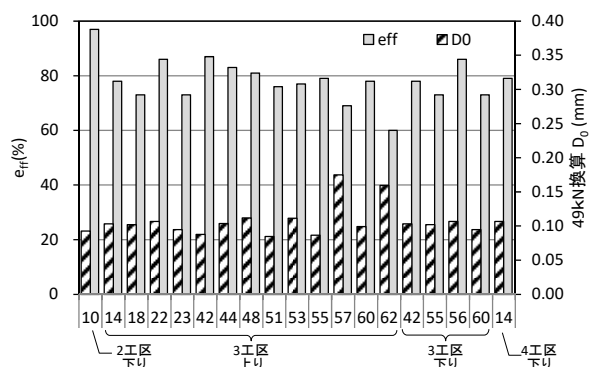


図 3 横断ひび割れ部の荷重伝達率と 49kN 換算 D_0

入が抑制されていると考えられる。また、3 工区上り No.62 に発生した横断ひび割れ部では荷重伝達性能が不十分と判定される。目視観察では横断ひび割れ部の段差は殆ど生じていなかったことから、緊急的な修繕の必要は無いと考えられるが、今後の変状の進行を注視する必要がある。

5.3 版中央部載荷による構造評価

横断ひび割れが発生していないコンクリート版の健全性は、FWD による版中央部の載荷点の限界たわみによる方法で評価した。評価方法のフローを図 4 に示す。

Step1 では、平成 11 年に測定した 2 工区下りの版中央部の FWD によるたわみの平均値と、JCA Pav3D を用いた FEM 解析によるたわみの計算値の比較により舗装の各層の弾性係数の初期値を推定した。たわみの計算値と実測値を比較して図 5 に示す。各層の弾性係数をコンクリート版、アスファルト中間層、下層路盤、路床の順に 30000MN/m²、5000MN/m²、300MN/m²、180MN/m² とすることで、たわみの形状を表現できた。

Step2 では、Rollings⁵⁾ や小関⁷⁾ による考え方を参考に、版中央部の限界たわみを算出した。小関らは、路盤以下が健全でコンクリート版のみが疲労し、ひび割れ度が 10cm/m² となる時の FWD による版中央の載荷点たわみを限界たわみと定義している。ひび割れ度 10cm/m² は、当該工区のコンクリート版に横断ひび割れが 1 本発生する状況に相当するため、本研究においても、疲労に伴いコンクリート版の弾性係数が低下して横断ひび割れが 1 本発生する時点のたわみを限界たわみと定義した。Rollings は種々の疲労試験を実施し、版の損傷状態により定めた指標である SCI(Structural Condition Index)を用いた式 2) で疲労によるコンクリート版の弾性係数の変化を表現できるとしている。Rollings らの実験データによれば、ひび割れ度 10cm/m² の場合は SCI が 75 と計算されることから、限界たわみに達する時のコンクリート版の弾性係数を 20000MN/m² に設定した。なお、コンクリート版以外の

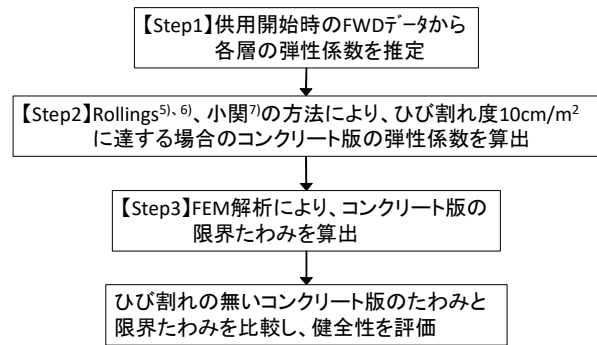


図 4 版中央部の健全性評価フロー

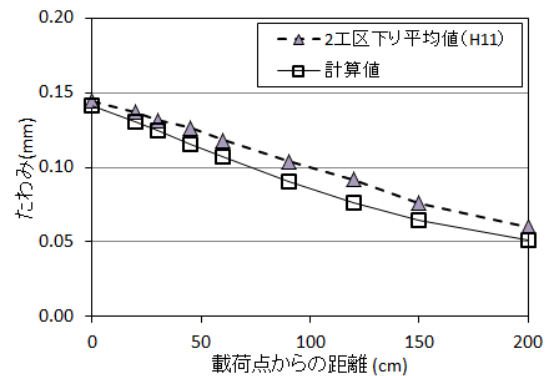


図 5 FEM による計算値と実測値 (98kN 載荷時)

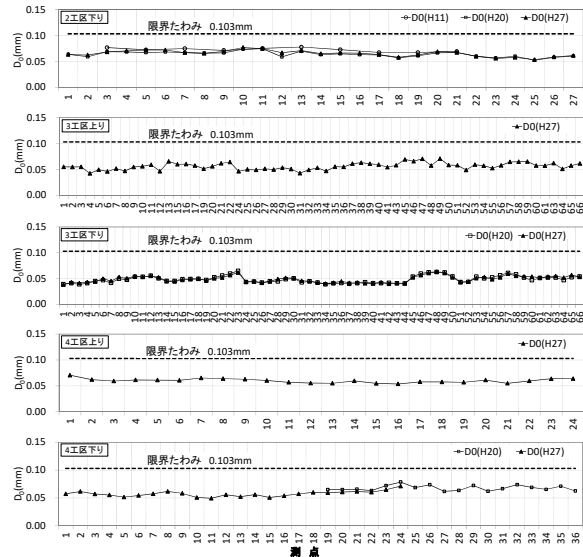


図 6 版中央部の 49kN 換算 D₀

弾性係数の低下や空洞発生の場合でも限界たわみに達する可能性があるが、5.2のようにアスファルト中間層が十分に機能していると考えられることから、コンクリート版以外の層の弾性係数は低下しないと考えた。

$$E_r = 0.02 + 0.0064 \times \text{SCI} + (0.0058 \times \text{SCI})^2 \quad \text{式2)}$$

$$E_r = E_{cr} / E_{in}$$

E_{cr} : ひび割れを生じた版の弾性係数

E_{in} : ひび割れの無い版の弾性係数

Step3では、Step2の条件でFEM解析を行って、コンクリート版の限界たわみを算出し、横断ひび割れの無いコンクリート版中央部のたわみと比較した。FEM解析の結果、49kN 載荷時の限界たわみは 0.103mm であった。版中央部の 49kN 換算 D_0 を図6に示す。図中の横軸は各工区の版の No. である。図6より、49kN 換算 D_0 はいずれも限界たわみよりも小さく、健全な状態と考えられる。また、図3の横断ひび割れ部の 49kN 換算 D_0 の平均値は 0.107mm であり、限界たわみと概ね一致した。このことは、本手法がコンクリート版の健全性の評価手法として有効であることを示唆している。

5.4 横断目地部载荷による評価

横断目地部の評価は、5.2の横断ひび割れ部の評価と同様な方法で実施した。横断目地部の荷重伝達率(e_f)および49kN換算 D_0 を図7に示す。 D_0 はいずれも 0.4mm よりも小さく、横断目地付近のコンクリート版下に空洞が発生している可能性は低いと判定される。荷重伝達率は3工区上り 53-54、3工区下り 49-50、62-63、4工区下り 18-19の目地において65%以下となり、荷重伝達性能は不十分⁴⁾と判定される。このうち、4工区下り 18-19は目地付近の表層がアスファルト混合物で打換えられているため D_0 が大きく、荷重伝達率が低くなったことが考えられる。3工区下り 49-50、62-63では写真2のようなダウエルバー位置の縦ひび割れが生じており、その長さは最大で150cm程度であった。また、

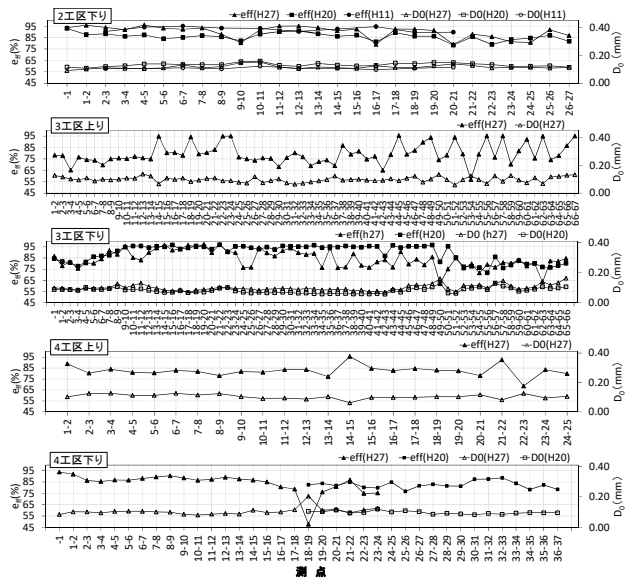


図7 横断目地部の荷重伝達率と49kN換算 D_0

表4 FEM計算において想定した
コンクリート舗装の変状箇所とパラメータ

ケース	変状箇所	パラメータ
Case1	路床	弾性係数
Case2	路盤	弾性係数
Case3	ダウエルバー	損傷の有無
Case4	横断目地位置の路盤上部に空洞が発生	空洞範囲
Case5	横断目地付近のコンクリート	弾性係数

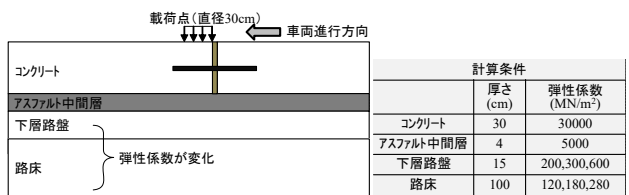


図8 FEM計算の条件 (case1、2)

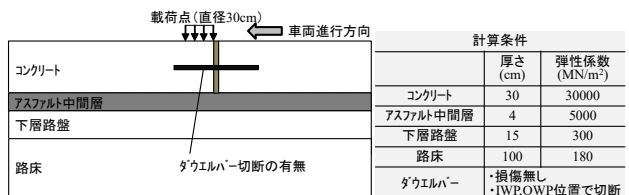


図9 FEM計算の条件 (case3)

3工区上り 53-54 では、目地付近に明確な損傷や補修痕などは確認されなかった。

5.5 横断目地部での荷重伝達率低下要因の推定

横断目地部の荷重伝達率が低下する要因には、ダウエルバーの損傷による荷重伝達性能の低下、コンクリート版下の空洞の存在による載荷点たわみの増大、横断目地部のコンクリートの疲労による弾性係数の低下とそれに伴う載荷点たわみの増大、などが考えられる。また、下層路盤や路床の弾性係数は、FWD 測定におけるたわみに影響するため、横断目地部の荷重伝達率に影響することも考えられる。

そこで、横断目地部の荷重伝達率が低下した要因を検討するために、表 4 および図 8～図 11 のような 5 種類のケースについて、FEM 解析によるたわみの計算値と実測値を比較した。FEM 解析には JCA Pave3D を用い、載荷荷重を 98kN とした。たわみの実測値は平成 27 年度に測定した 3 工区上り 53-54、3 工区下り 49-50、62-63 の横断目地部の測定値を用いた。なお、平泉バイパスにおける上りと下りの幅員はわずかに異なるが、FEM 解析によるたわみには殆ど影響しないことを事前に確認した。

(1)Case1、2

Case1 および Case2 では、下層路盤または路床の弾性係数をパラメータとした。たわみの実測値と計算値を図 12 および図 13 に示す。路床や路盤の弾性係数が小さいほどたわみは大きくなるが、荷重伝達率は低下していない。

(2)Case3

Case3 では、IWP および OWP 位置のダウエルバーが切断した条件を設定した。たわみの実測値と計算値を図 14 示す。一部のダウエルバーが切断された状況であっても荷重伝達率は低下していない。

(3)Case4

Case4 では、横断目地位置の下層路盤の上部に空洞が発生した条件を設定した。空洞は厚さ 1cm とし、横断目地位置を起点として範囲 L_1 (0～50cm) に存在する条件を設定した。たわみの実測値と計算値を図 15 示す。空洞の存在により載荷点たわみが増加するものの、載荷点付近

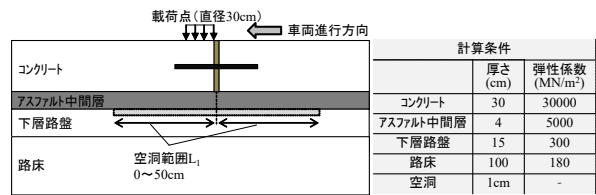


図 10 FEM 計算の条件 (case4)

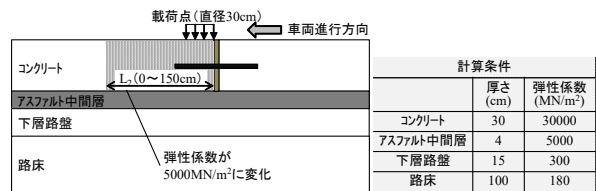


図 11 FEM 計算の条件 (case5)

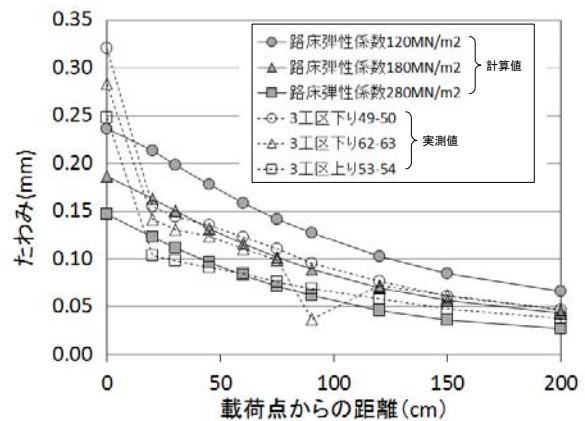


図 12 たわみの実測値と計算値 (Case1)

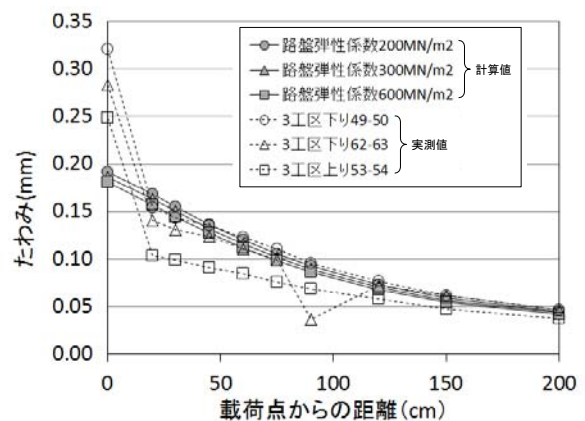


図 13 たわみの実測値と計算値 (Case2)

のたわみも増加しており、荷重伝達率は低下していない。

(4)Case5

Case5では、荷重点側のコンクリートの弾性係数が横断目地を起点として幅 L_2 (0~150cm) で 5000MN/m^2 に変化した場合を想定した。たわみの実測値と計算値を図16に示す。横断目地付近のコンクリートの弾性係数が低下すると荷重点たわみが増加し、実測たわみの形状を概ね表現できる。このことより、横断目地付近のコンクリートの疲労による弾性係数の低下が荷重伝達率の低下を招いた一要因であると考えられる。今後、疲労の進行に伴うひび割れの進展や目地部の段差発生が予想されるため、修繕工法として横断目地部の部分打換えを計画しておくことが望ましい。

6. 結論

- (1) 横断ひび割れのない普通コンクリート舗装版の中央部の荷重点たわみと、版疲労を考慮して算出した限界たわみを比較することにより、版疲労時の健全性を評価できる可能性を見出した。
- (2) 普通コンクリート舗装の横断目地部における構造的な損傷と、荷重伝達率の関係性を明らかとした。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導を頂きました舗装チームの戴上席研究員、渡邊主任研究員、岩永主任研究員、若林研究員ならびに舗装チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：太平洋セメント株式会社

<参考文献>

- 1) セメント協会：コンクリート舗装の合理化施工 国道4号・平泉バイパスのスラブフォーム工法、セメント・コンクリート、No.638、pp.14-21、(2000)
- 2) 泉尾他：国道4号平泉バイパスにおけるコンクリート舗装の供用性調査、第28回日本道路会議(2009)
- 3) 高木亮一：コンクリート舗装の維持修繕に関する研究、土木研究所資料平成27年度交流研究員報告書(2016)
- 4) 日本道路協会：舗装の維持修繕ガイドブック2013、pp.49-50
- 5) R.S.Rollings, and M.W.Witzak : Structural Deterioration Model for Rigid Airfield Pavements, Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol.116, No.4, pp.479-491, 1990.
- 6) R.S.Rollings, and M.W.Witzak : Design of Rigid Overlays for Airfields, Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol.116, No.4, pp.492-506, 1990.
- 7) 小関他：FWD たわみに基づくコンクリート舗装の構造評価に関する一検討、土木学会舗装工学論文集、第3巻、pp.85-92、(1998)

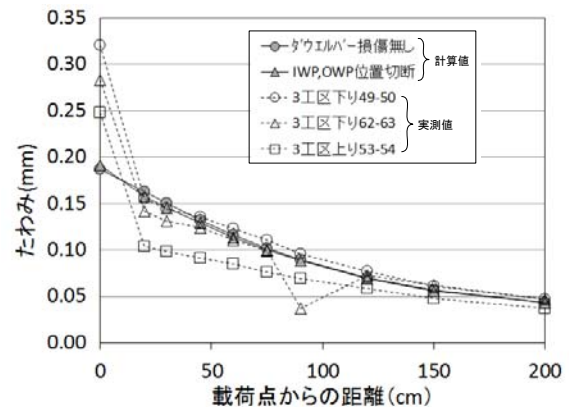


図14 たわみの実測値と計算値 (Case3)

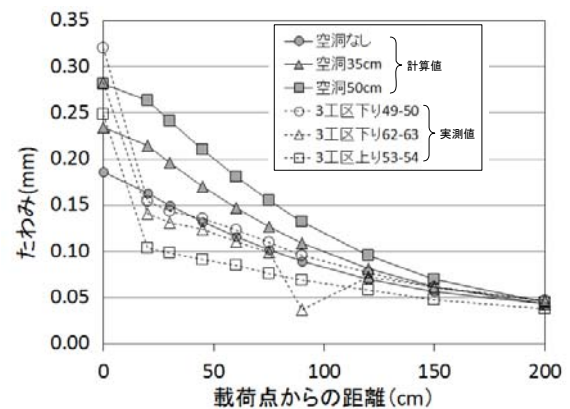


図15 たわみの実測値と計算値 (Case4)

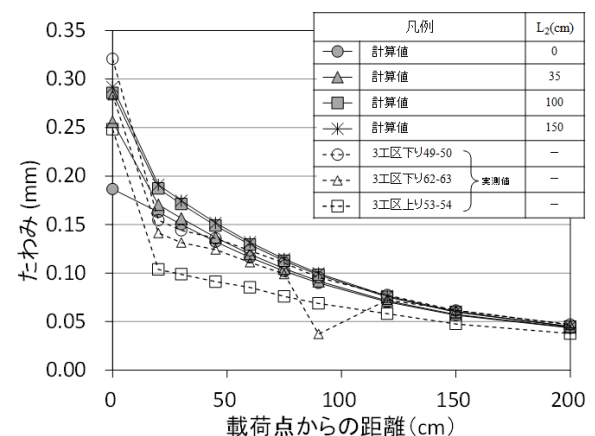


図16 たわみの実測値と計算値 (Case5)

トンネルにおける地震計測の長期的な運用に関する研究

チーム名 トンネルチーム
氏名 岸田 展明

1. まえがき

トンネルチームでは、山岳トンネルの地震被害の発生メカニズムの解明や有効な耐震対策工の選定や既設トンネルの大規模な更新工法の確立に向けて、模型実験や数値解析を実施しながら検討を行っている。しかしながら、地震時に実トンネルの挙動を計測した事例はほとんど無く、十分な知見が得られていないのが現状である。このような背景のもと、山岳トンネルの地震時における挙動を把握や既設の支保構造に及ぼす力学的な影響を検討することを目的として、トンネル建設時に地震計測機器が設置された。

2. 研究の目的

地震動のような動的な計測データを長期間に渡り実施する場合には、計測データ量が膨大になってしまうため記録可能容量の大きさが課題となる。本研究は、記録容量を節約し長期的に地震動の計測を行うことを目的として、地震動の記録開始および終了する条件（以下、トリガー値）を検討した。

3. 地震計測の概要及び計測対象トンネル

3.1 地震計測の概要

当該トンネル建設時に設置された地震動の計測項目および計測機器を下図に示す。

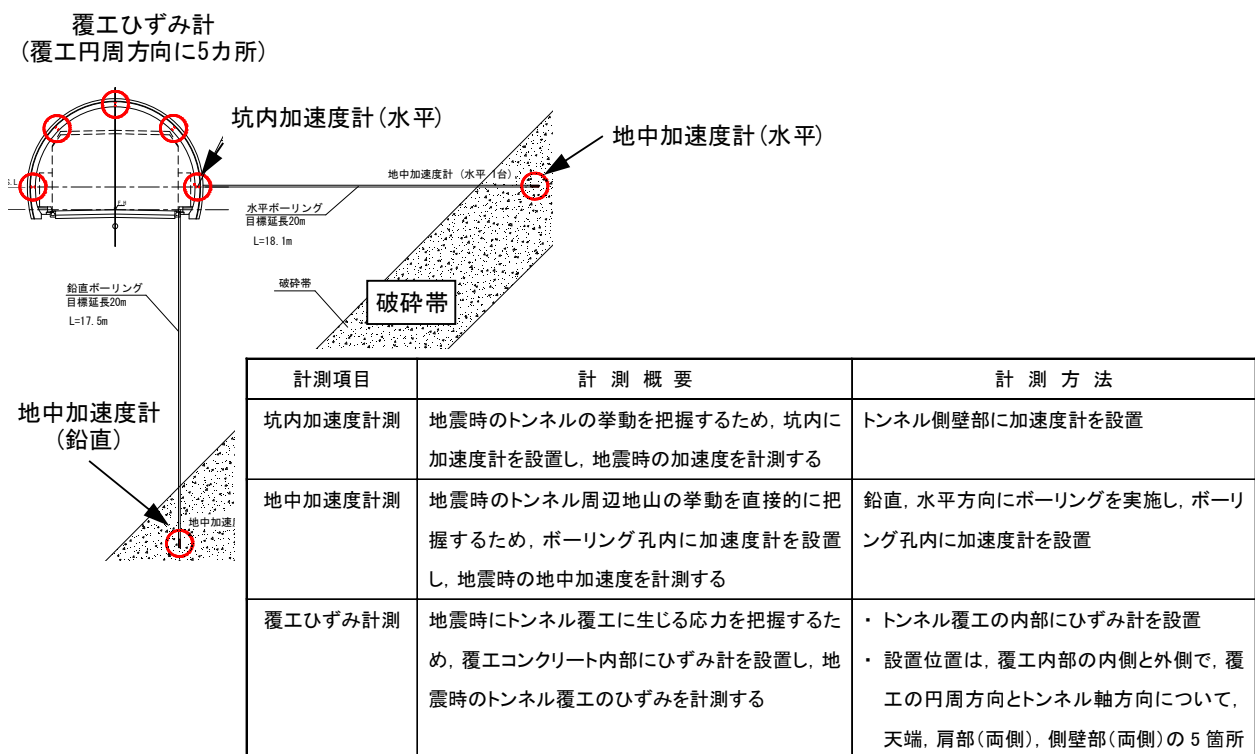


図1 地震計測の概要

3.2 計測対象トンネルの概要

地震計測は、北海道開発局管内の新宝浜トンネルで行う。当該トンネルは延長L=2,438mの2車線道路トンネルである。以下に当該トンネルの計測実施区間および計測実施区間付近の地質縦断面図を示す。これまでの研究により破碎帯等の極端に剛性の変わる区間は特に地震の影響を受けやすいと考えられることから、計測区間はトンネル施工時に断層等の破碎帯が確認された区間とし、測点 SP. 66039～SP. 66090 に設置された。

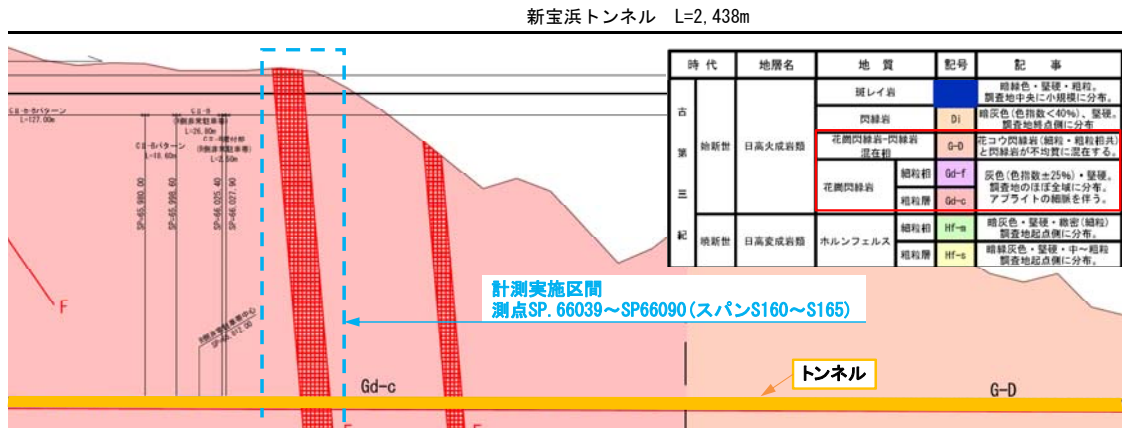


図2 地質縦断面図

4. トリガー値の設定

4.1 常時計測データの整理

トンネル供用開始後の2016年4月20日から5月20日までの1ヶ月間に計測されたデータを整理した。その結果を以下に示す。

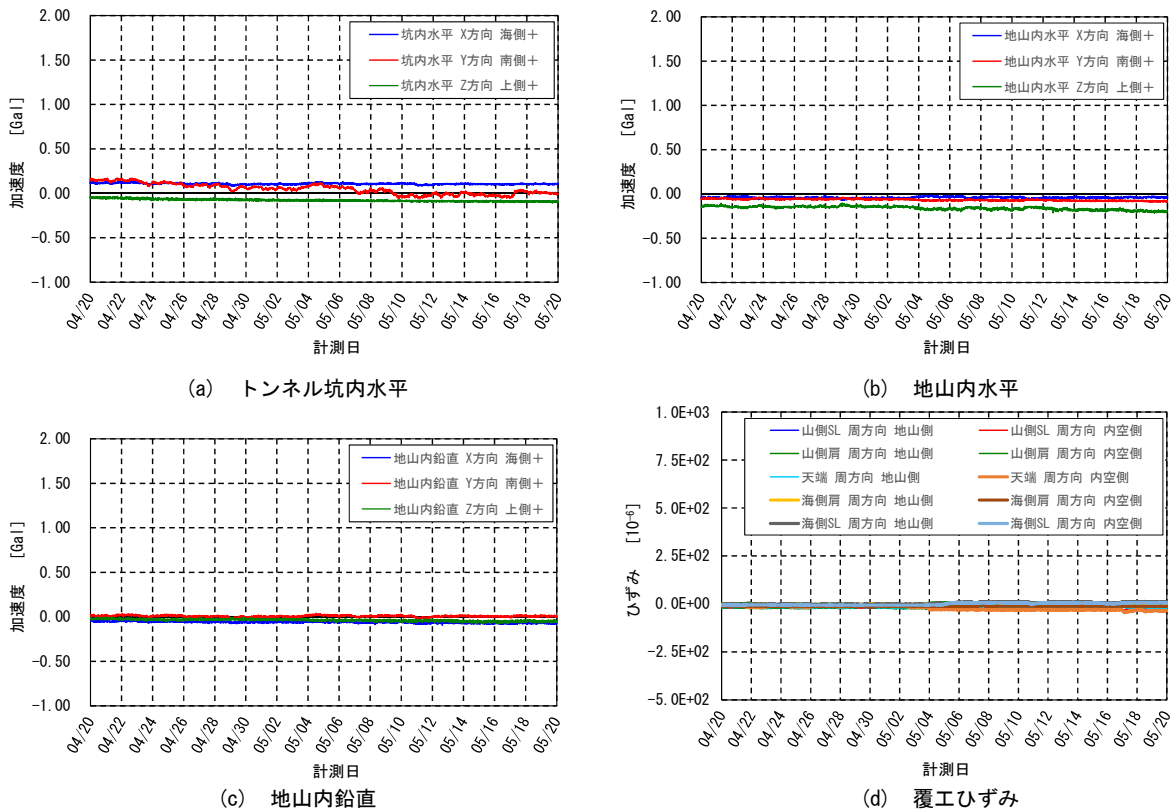


図3 常時計測記録 (期間: 2016年4月20日～2016年5月20日)

4.2 地震発生状況と地震計計測結果の整理

2016年4月20日から5月20日までの期間において、当該トンネルから最も近い観測点（広尾町）で計測された地震（震度1以上）の震源地およびその概要を以下に示す。



図4 地震発生位置

出典：気象庁震度データベース（2016年07～09月、広尾町）一部加筆修正

4.3 地震発生時の地震計測結果

地震発生時の前後1分程度の地震計測データを抽出した結果を以下に示す。

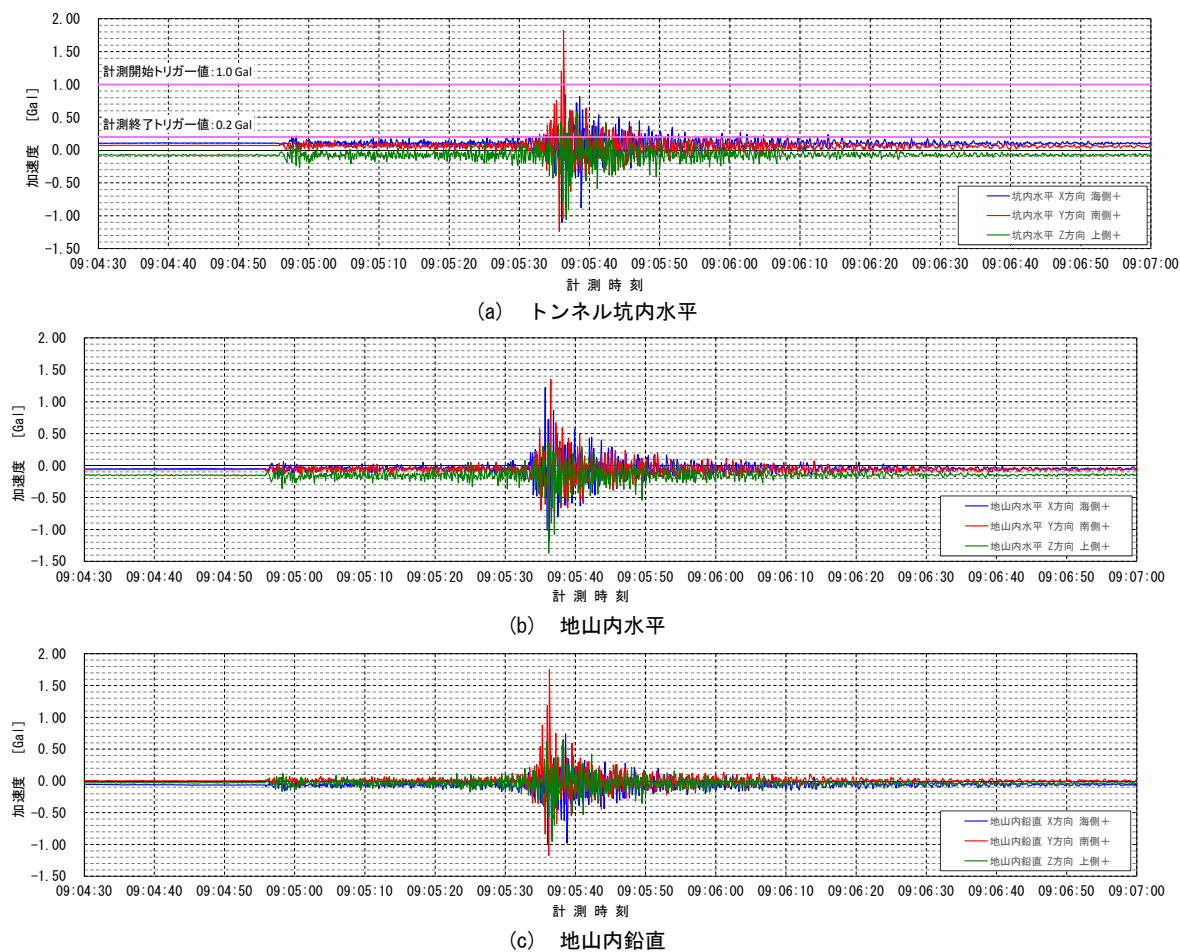


図5 地震計測結果

これにより、トンネル坑内で水平方向に設置された加速度計が最も感度が高いことが確認できた。地震計測のトリガー値については、適切に設定しなければ大型車等の通行による振動等も記録してしまい、記憶容量を節約にはならないため、以下の通りとした。

記録開始：トンネル坑内水平加速度計の X, Y, Z 方向のいずれかで、1.0Gal を超えた場合
 記録終了：トンネル坑内水平加速度計の X, Y, Z 方向のいずれかで、0.2Gal を下回った場合

4.4 トリガー値の妥当性の検証

トリガー値の設定を行った2016年7～10月までの4ヶ月間において、広尾町の観測点で計測された地震と当該トンネル内に設置された地震計測記録を比較し、トリガー値が正常に機能していることを確認した。その結果、広尾町での最大震度2以上の地震を当該トンネルで計測できることが確認できた。



図6 地震の発生状況と地震計測結果

出典：気象庁震度データベース（2016年07～09月、広尾町）一部加筆修正

表1 当該トンネル付近で発生した地震と地震計による計測記録の有無

No.	地震の発生日時	震央地名	深さ	マグニチュード	最大震度	広尾町での最大震度	当該トンネルでの地震計測記録の有無
1	2016年07月24日 11:51:21	十勝地方中部	96km	M4.9	4	2	有
2	2016年09月07日 18:42:04	日高地方中部	110km	M4.7	3	1	無
3	2016年09月26日 11:24:37	浦河沖	72km	M4.8	3	1	無
4	2016年09月26日 14:13:25	浦河沖	29km	M5.4	4	2	有
5	2016年10月07日 09:14:21	浦河沖	63km	M4.2	2	1	無
6	2016年10月12日 04:02:27	日高地方東部	50km	M5.0	3	2	有

出典：気象庁震度データベース（2016年07～09月、広尾町）一部加筆修正

5. まとめ

本研究により地震動の長期間の計測に必要となるトリガー値の設定およびその妥当性を確認することができた。これにより、トンネル耐震対策の選定手法、大規模更新工法に関する研究を目的としたトンネルでの地震計測の長期的な運用が可能となった。

6. 謝辞

本研究を行うに際し、ご協力頂きました関係者各位に深く感謝致します。

所属：中電技術コンサルタント株式会社

トンネルの支保構造における基礎的挙動に関する研究

チーム名等 トンネルチーム
氏 名 坂本 昇

1. まえがき

トンネルの合理的な大規模更新工法を検討するにあたって、トンネルの支保構造の基礎的な挙動を把握する必要がある。そこで、本課題ではプレキャスト部材のひとつとして考えられるシールドトンネルのセグメントを対象と考え、平常時の挙動、地震や地下水の変動等のこれまでと異なる現象が見られた場合の挙動を把握することも重要であると考えた。

シールドトンネルは、長期に亘る経年劣化に加え、環境条件や使用条件の変化等により変状が発生し、その性能が低下し、補修、補強が必要となる場合がある。シールドトンネルで発生が想定される変状は、漏水、ひび割れ、断面欠損、過大な変形および鋼材の腐食による耐力の低下や覆工のはく離等である。しかし、シールドトンネルにおいては、変状の実態、原因、発生メカニズムや対策工の効果等において明確ではないところがある。

そこで、シールドトンネルにおいて、縦・横断方向などのセグメントの基礎的な挙動の計測を実施し、トンネルの支保構造の基礎的な挙動を把握することとした。

2. 研究目的

本研究では、シールドトンネルにより構築された共同溝において覆工の基礎的挙動の計測を開始し、約1年が経過し、年間を通じた計測結果を得ることができた。その結果をもとに合理的な更新に向けた基礎資料とするため、年間を通じたトンネル内の環境と支保構造の挙動の分析を行った。一次覆工であるセグメントと現場打ちコンクリートで構築される二次覆工にも着目して研究を行った。

3. 研究方法

3.1 研究対象トンネル

研究対象としたトンネルは、国土交通省が管理するシールド工法により建設された2つの共同溝で、それぞれ二次覆工あり、または一次覆工（セグメント）のみの覆工構造の異なるトンネルである。

3.1.1 A トンネル（二次覆工あり）

二次覆工ありのAトンネルは、1997年に完成した共同溝で、延長は650m、内径は6.8m、最大土被りは約25mである。一次覆工は、RCセグメントで、Aセグメントの形状寸法は、厚さ325mm、幅1,000mm、長さ3,380mmである。二次覆工は、RC構造で厚さ200mm、主筋D16・250mmピッチ、打設スパン9mである。

トンネル内は、占用物件の配置の都合により、厚さ250mmの床版が設置され、上下の二層構造となっている。図-1に二次覆工ありのトンネル標準断面図を示す。

また、本トンネルは、二次覆工のひび割れや漏水を伴うひび割れ等の変状を一部区間にて確認されたが、ひび割れ注入工等の対策工が施され、直近の点検結果では健全な状態が確認されている。¹⁾

3.1.2 Bトンネル（一次覆工（セグメント）のみ）

一次覆工（セグメント）のみのBトンネルは、2003年に完成した共同溝で、延長は1,103m、内径は4.9m、最大土被りは約27mである。一次覆工は、RCセグメントで、Aセグメントの形状寸法は、厚さ275mm、幅1,000mm、長さ3,260mmである。

トンネル内は、占用物件の配置の都合により、鋼製の簡易な仕切板により分割されている。図-2に一次覆工（セグメント）のみのトンネル標準断面図を示す。

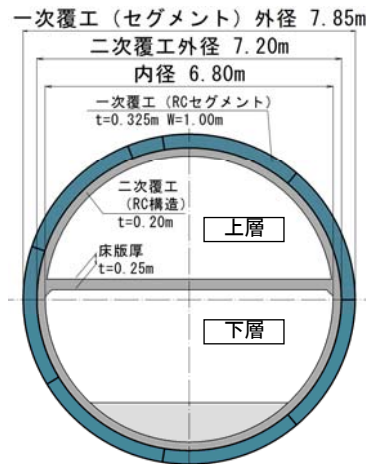


図-1 標準断面図（Aトンネル）

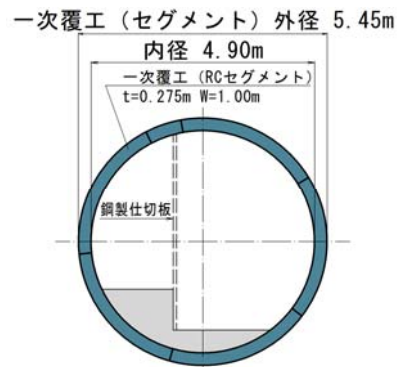


図-2 標準断面図（Bトンネル）

3.2 計測方法

計測は、シールドトンネルのトンネル内の環境の変化や覆工の周方向や縦断方向の挙動を把握するため、トンネル内に温・湿度計、二次覆工の目地間や一次覆工の継手間に亀裂変位計を設置し、10分間隔で測定を実施した。温・湿度を除く計測の初期値は、計測開始時を0として整理した。各計測機器については土研が手配し、設置については管理者が実施した。



【亀裂変位計】

【温・湿度計】

写真-1 計測機器

3.2.1 Aトンネル（二次覆工あり）

図-3に計測機器配置状況を示す。二次覆工の天端、側壁部の目地部の2カ所に亀裂変位計を設置した。設置位置は、二層の内空断面のうち、二次覆工に変状の履歴があり、内空断面に余裕があった上層とした。

3.2.2 Bトンネル（一次覆工（RCセグメント）のみ）

図-4に計測機器配置状況を示す。一次覆工のセグメント間（周方向）、リング間（縦断方向）の継手部に各3カ所（天端、肩部、側壁部）の計6カ所に亀裂変位計を設置した。

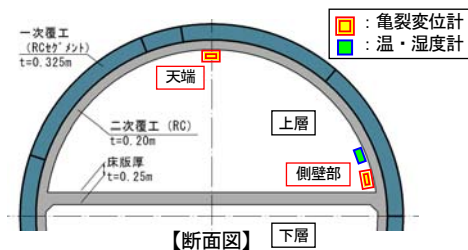


図-3 Aトンネル 計測機器配置図

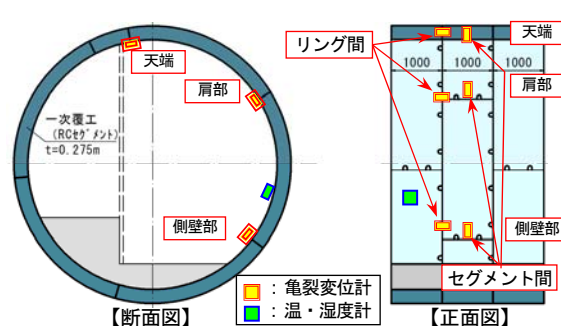


図-4 Bトンネル 計測機器配置図

4. 調査結果

4.1 A トンネル（二次覆工あり）

図-5 に二次覆工の目地間の変位量，トンネル内の温・湿度の計測結果を示す。トンネル内の環境は，年間を通じて温度差で約 9℃，湿度差で約 40% の変化が確認された。目地間の変位量は，側壁で最大約 1.1mm の変化が確認され，天端ではそれよりも小さかった。

4.2 B トンネル（一次覆工（RC セグメント）のみ）

図-6 に一次覆工の継手間の変位量，トンネル内の温・湿度の計測結果を示す。トンネル内の環境は，温度差で約 8℃，湿度差で約 60% の変化が確認された。継手間の変位量は，リング間（天端）が最大で約 0.3mm の変化が確認された。

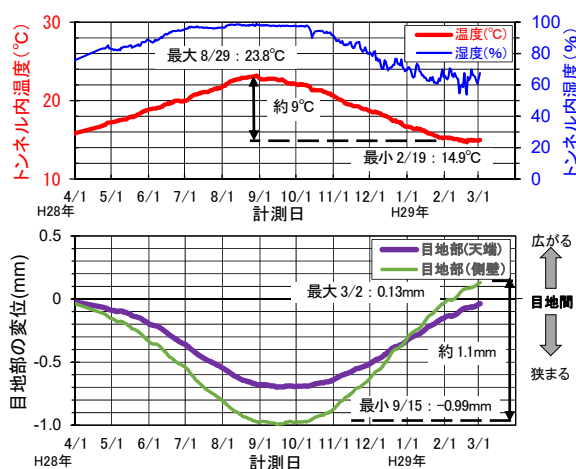


図-5 A トンネル 計測結果

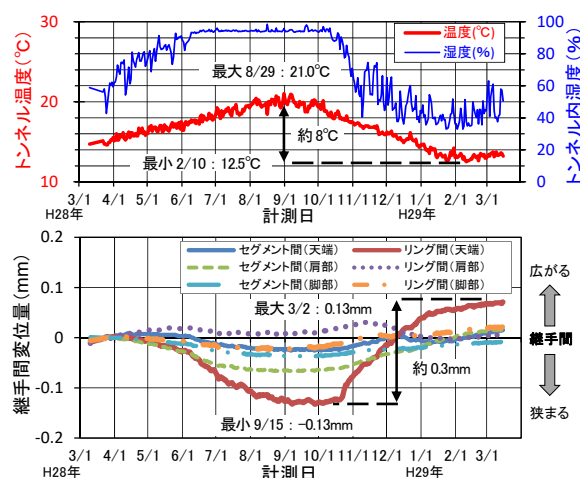


図-6 B トンネル 計測結果

4.3 考察

本計測結果において，トンネル内の環境は，外気との接触が少ない共同溝でも年間を通じて温・湿度の変化があり，夏季の数ヶ月は多湿な環境であった。二次覆工の目地間や一次覆工の継手間は，温度の変化とほぼ同様の傾向で伸縮が確認された。変位量の最小，最大時は，温度の最小・最大時に比べ，約 1 ヶ月後に出現しており，これはトンネル内と覆工内部の温度の変化の違いによるものと想定される。

鉄筋コンクリートの温度変化に伴う収縮変形については，温度変化に比例し，コンクリートの熱膨張係数はポルトランドセメントで $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ となっている²⁾。温度差に伴う収縮変形量は，収縮変形量 = 温度差 × 部材長さ × 熱膨張係数で算出できる。表-1 に今回の計測による温度変化に伴う収縮変形量の計算値と計測値を示す。A トンネルは，二次覆工の部材長さが長く，継手部により連結されている一次覆工のみの場合に比べ収縮量が大きく，また，観測値も計算値に比べ，大きい値となっている。B トンネルの計算値は，セグメント間では小さく，リング間では大きい結果となった。これは，一次覆工の継手部の数が，セグメント間では 8 カ所，リング間では 4 カ所で拘束されていることから，継手部による拘束箇所数の違いが影響しているものと想定される。

また，トンネル内の温度と支保構造内の温度の変化について違いがあると想定され，支保構造の挙動のメ

カニズムの解明にむけた基礎資料収集を行うため、今年度に両トンネルの覆工内部に温度計の設置を実施した。

表-1 温度変化に伴う収縮変形量 算出結果

トンネル名	覆工構造	方向	温度差 (°C)	部材長さ (mm)	収縮変形量	
					計算値 (mm)	観測値 (mm)
A トンネル	二次覆工有り	縦断方向	8.9	9,000	0.801	1.12
B トンネル	一次覆工のみ	セグメント間	8.5	3,260	0.277	0.08
		リング間		1,000	0.085	0.20

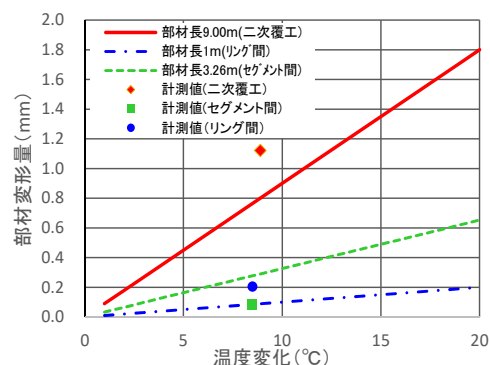


図-7 温度変化に伴う収縮変形量

5. 結論

本計測結果において、二次覆工の目地間や一次覆工の継手間は、温・湿度の変化に追従し、伸縮が発生しており、覆工の違いによる挙動の違いも確認できた。そのため、長期間において覆工の伸縮が繰り返し発生することが想定され、一次覆工の継手部で重要な防水工であるシール工にも一次覆工の伸縮の繰り返しが伝達すると想定される。

シール工は、シール材が有する反発力や膨張圧等により防水するものである。仮に、覆工の伸縮繰り返しにより継手部の目開き量が繰り返し変動することで、シール工の防水効果が大きく低下した場合には、漏水の要因となる可能性がある。

今後は、長期にわたる計測を継続するとともに、支保構造の基礎的挙動の精査を図り、本計測結果で確認した伸縮の繰り返しを踏まえた継手部の検討やシール工等の防水効果の検証等を実施し、効率的な更新工法の開発に向けた検討を行っていきたいと考えている。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた砂金上席研究員、石村総括主任研究員に深甚なる感謝の意を表します。また、日常の議論を通じて多くの知識や示唆を頂いたトンネルチームの皆様に深甚なる感謝の意を表します。

なお、本研究に用いた計測は、共同溝を管理する東京国道事務所、大阪国道事務所の全面的な協力により得られたものです。本計測の携わる関係各位にも深甚なる感謝の意を表します。

所属：株式会社ワイテック

<参考文献>

- 1) 森本 智, 砂金伸治, 石村利明, 日下 敦, 坂本 昇 「シールドトンネルにおける変状対策工の効果に関する研究」 トンネル工学報告集, 第26巻, II-6, 2016.11
- 2) 公益社団法人 土木学会 2012年制定 コンクリート標準示方書 設計編 p.40, 2012.3

コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 林 克弘

1. はじめに

コンクリート道路橋の設計に適用されている平成 24 年 3 月制定 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編¹⁾ (以下、道示IIIと称す) の終局荷重作用時のせん断に対する斜引張破壊耐力の照査式は、昭和 53 年 1 月制定 道路橋示方書 III コンクリート橋編²⁾ (以下、S53 道示IIIと称す) から変更されていない状況にある。プレストレスを含む軸力の影響を考慮したコンクリートが負担できるせん断力と、斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計に加え、プレストレスのせん断力作用方向の分力の総和を斜引張破壊耐力としている。一方で、平成 24 年 3 月制定 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編³⁾ (以下、道示Vと称す) では、平成 8 年 12 月制定 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁴⁾ (以下、H8 道示Vと称す) から、軸方向引張鉄筋比や有効高さや地震時の繰返し作用を考慮したコンクリートが負担できるせん断耐力と帯鉄筋が負担するせん断耐力の和をせん断耐力に見直しがされている。このため、H8 以降、道示全編で、せん断耐荷力照査式の統一化が図れていない。そこで、本研究では、道示IIIと道示Vのコンクリートが負担できる平均せん断応力度の設定根拠を確認し、過去の載荷実験データとの比較により、その式の確からしさを検証した。さらに、道路橋のコンクリート部材におけるせん断耐力式を統一する観点から、引張鉄筋比や有効高さを考慮したより精度の高い道示V式のコンクリート上部工への適用性に関して検討を行たうえ、性能規定化に向けたせん断耐力推定式を提案した。なお、本研究で対象とした、はりは、せん断力と曲げモーメントを同時に受けるスレンダービーム (せん断支間比 $a/d=2.5\sim 6$, a : せん断支間, d : 部材の有効高さ) で、せん断補強鉄筋を有する RC はりとプレストレスを導入したはり (PC, PRC) である。

本稿は、研究成果の一部について報告するものであり、詳細は、別途、研究報告書にとりまとめている。

2. せん断耐荷力推定式に関して

道示V編式³⁾のせん断耐力は、修正トラス理論を適用しコンクリートのせん断耐力とせん断補強鉄筋のせん断耐力を累加した式 (1) とされている。

ここで、

b_w : ウエブの幅(mm), d : 部材の有効高さ(mm), A_w :
せん断補強鉄筋の断面積(mm^2), σ_{sy} : せん断補強鉄筋
の降伏強度(N/mm^2), a : せん断補強鉄筋のピッチ(mm)
 θ : せん断補強鉄筋と部材軸がなす角度($^\circ$)である。

式(2)は、せん断補強鉄筋の無い矩形断面供試験体の実験から推定された 2.3%非超過確率 (平均 -2σ , σ : 標準偏差) の $b_w \cdot d$ に対するせん断強度 (公称応力度ともいう) 推定式である⁵⁾。式(3)は、メルシュの古典トラス理論式であり、トラスの角度を 45° (斜めひび割れ角度の下限值) とし、トラスの上下限材間距離を矩形単鉄筋断面の

$$S_u = S_c + S_s \quad (1)$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d}{1.15a} (\sin \theta + \cos \theta) \quad (3)$$

$$\tau_c = 0.453 \times (24/\sigma_{ck})^{1/3} / 1.3 \quad (4)$$

$$c_c = 1.0 \quad (5)$$

$$c_e = d^{-0.33} \quad (6)$$

$$c_{pt} = (0.3/p_t)^{1/3} \quad (7)$$

曲げに対する圧縮中心と引張中心の距離 $z=j \cdot d \cong 7/8 \cdot d \cong 1/1.15 \cdot d$ としたものである。式(4)は、軸方向引張鉄筋比が $pt=0.3\%$ 、コンクリートの設計基準強度が $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 、部材高さ $d=1.0\text{m}$ の場合のコンクリートが負担できるせん断応力度である。式(5)は、部材が塑性化した後で地震による繰り返し正負交番荷重に対する低減係数を示すものである。上部構造では塑性化は考えないので、ここでの表記は 1.0 としている。式(6)は、部材寸法の違い（いわゆる、寸法効果）に対する係数である。式(7)は、軸方向引張鉄筋比に対する係数である。

道示V耐震設計編式のせん断耐力式は、対象としている鉄筋コンクリート橋脚のような正負交番荷重を受け塑性化が生じるよう部材に対して適用されるものであり、軸方向圧縮力がコンクリートの平均せん断応力度に及ぼす影響について十分に検討をされていないため、この評価は見込まないものとされている。一方、コンクリート上部構造については、通常は塑性化を許容しない設計を行っておりプレストレスによる軸力の影響を適正に評価する必要がある。軸方向圧縮力及びプレストレスの効果には、寸法効果が存在しないことがあきらかになっている⁶⁾⁷⁾ことから、別途増加分を計算して追加する方法(式(8))で考慮する。

$$S_c = \tau_{cr} \cdot b_w \cdot d + S_d \frac{M_o}{M_d} \quad (8)$$

ここで、

$$\tau_{cr} = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c$$

$$S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d \quad , \quad \tau_{cmax} ; \text{ウェブせん断ひび割れ強度}$$

$$\tau_{cmax} = \frac{2}{3} \sqrt{\sigma_{ctd}(\sigma_{ctd} + \alpha \sigma_{cdm})} \quad , \quad \sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}, \quad \alpha = 0.8$$

$$M_o/M_d \leq 1.0 \quad , \quad M_o : \text{デコンプレッションモーメント(N)},$$

$$S_d : \text{部材に作用するせん断力(N)}, \quad M_d : \text{部材に作用する曲げモーメント(N)}$$

$$\sigma_{ctd}; \text{コンクリートの引張強度(N/mm}^2\text{)}$$

$$\alpha; \text{低減係数で } 0.8 \quad \text{※プレストレス効果に対する安全係数}$$

$$\sigma_{cdm}; \text{ウェブ中心位置における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度(N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ck}; \text{コンクリートの設計基準強度(N/mm}^2\text{)}$$

斜引張破壊に対する耐力における PC 鋼材の引張力のせん断作用方向の分力 S_p は、部材の軸方向に配置されている PC 鋼材の有効プレストレス力のせん断方向の分力として理論的（幾何学的）に見込めるため、これを考慮する。よって、せん断耐力式としては、式(9)のようになる。

$$S_u = S_c + S_s + S_p \quad (9)$$

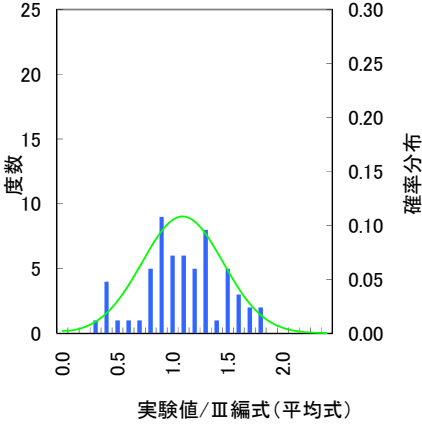
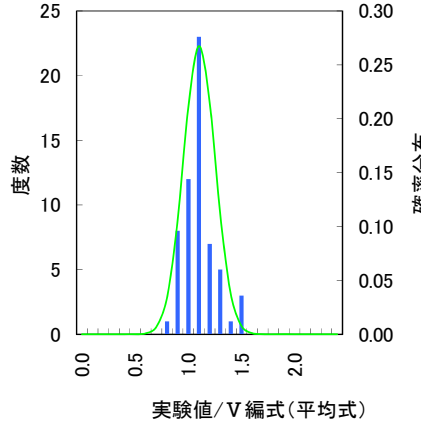
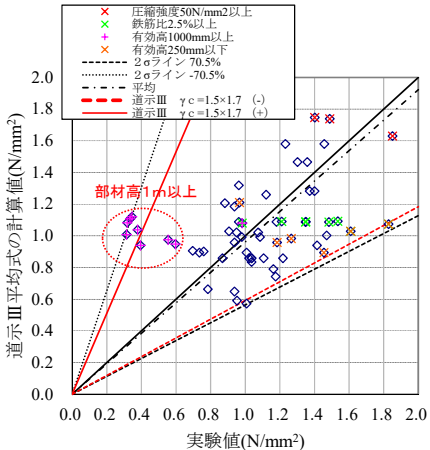
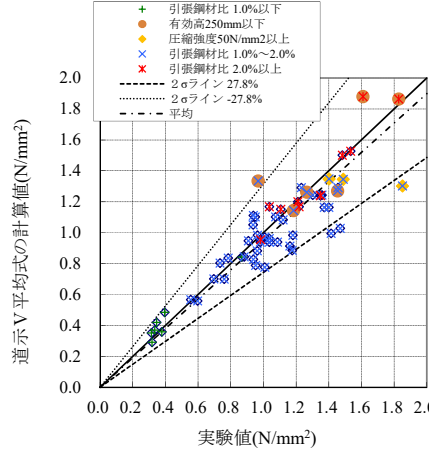
3. 既往実験データとの比較による推定式の確からしさの評価

1) せん断補強鉄筋を有しない RC 矩形断面に対する S_c 式の確からしさの評価

ここでは、コンクリートが負担できるせん断応力度 τ_c に対する確からしさを既往の実験結果と対比することで評価する。道示IIIおよび道示Vのコンクリートが負担できる平均せん断応力度式のばらつきを評価するため、既往の実験結果の整理を行った。既往の実験結果は、道示V編式の基になった 34 体（せん断スパン比 $a/d=2.8\sim 3.2$ 、単純はり 1 点集中または 2 点集中あるいは分布荷重）の載荷試験結果^{8)~12)}に加え、土木研究所で過去に実施した

26体の荷重試験結果^{13),14)}を追加し、60体のデータと比較した。その結果は、表-1に示すように、Ⅲ編式に比べ、Ⅴ編式のほうが、より精度が高いことがわかる。

表-1 評価式の確からしさ（道示Ⅲ編式とⅤ編式の対比）

	道示Ⅲ式	道示Ⅴ)
τ _c 平均式	$\tau_{c0Ⅲ} = 0.6 \times 0.2 \times \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$ ※CBE-FIP1976式	$\tau_{c0Ⅴ} = 0.453 \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \times d^{-0.33} \times \left(\frac{0.3}{p_t}\right)^{-1/3}$ ※土研資料3426 ¹³⁾ ; 既往実験データからの推定式
ばらつき (矩形断面スターラップ無の実験結果との対比)		
		
	平均 1.040, 標準偏差 0.353, 変動係数 0.339, n=60	平均 1.053, 標準偏差 0.139, 変動係数 0.132, n=60

2) せん断補強鉄筋を有する RC 矩形断面に対する Sc+Ss 式の確からしさの評価

ここでは、せん断補強鉄筋を有する RC 矩形断面に対して、修正トラス理論式 Sc+Ss に対して Sc の下限式、Ss の下限式を用いて計算したものと、既往実験供試体結果と比較することでその確からしさを評価する。Sc+Ss で確からしさを評価しているのは、修正トラス理論ではコンクリートが負担分とせん断補強鉄筋の負担分が明確に区分しておらず、せん断補強鉄筋が無い場合のせん断耐力 Sc に、せん断補強鉄筋が降伏するものとしてトラス理論

で算出した S_s を累加することで、全体のせん耐力を近しく評価できるという理由からである。このため、 S_c と S_s を下限式（在来の式）で算出し累加したものと実験結果を比較し、その平均値から、下限式から平均式に変換するための係数 k_c と k_s を決定している（表-3 参照）。なお、 $k_c=k_s$ と取り扱うこととなる。

推定式と対比する実験データは、土木研究所資料第 4044 号¹⁵⁾ で整理された国内外の既往実験 219 体の結果を用いた。推定式と実験結果の比較を図-1 に示している。これより、 S_c+S_s に対して、実験値/推定式は 0.9~2.4 に分布しており、バイアス 1.299、標準偏差 0.270、変動係数 0.208 となった。なお、バイアスが 1.299 であることから、下限式から平均式への変換係数は $k_c=k_s=1.3$ となる。

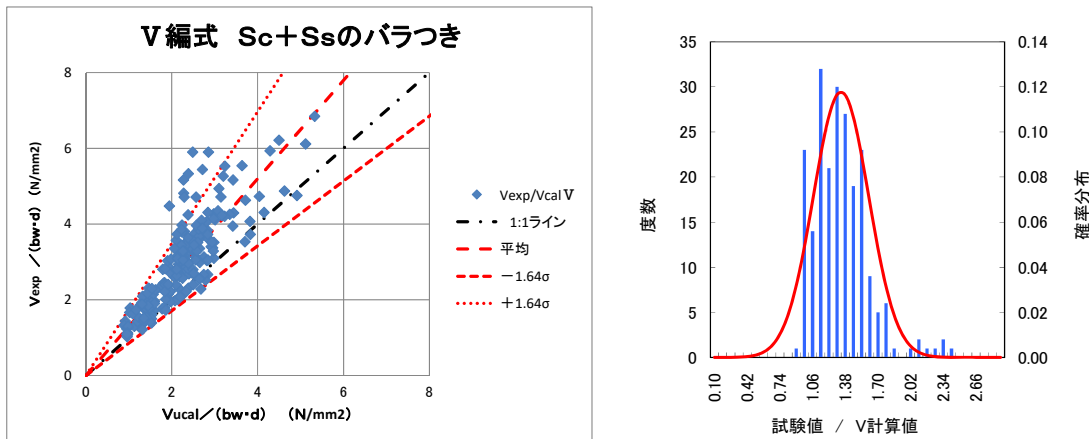


図-1 V編式を用いた場合の S_c+S_s 式のばらつき

3) 確からしさの評価のまとめ

また、PC 構造に関してもスターラップの有無、曲げ上げ鋼材の有無に区分してその確からしさを検証している。形式毎にせん断耐力平均推定式の確からしさをまとめると表-2 のとおりとなる。5%フラクタイル値とした係数を同表に示しているが、これより推定式【平均式】に対して 0.65 倍以上が確保されていることとなり、一定の確からしさを有していることがわかる。よって、構造形式にかかわらず、0.65 を乗じれば下限式とすることができる。

表-2 提案式の確からしさ（実験値/提案式【平均式】のばらつき）

構造形式		Sc+Ss のばらつき			母数
		バイアス μ	変動係数 ν	5%フラクタイル値 $\mu \cdot (1 - 1.64 \cdot \nu)$	
RC 構造	スターラップ無	1.053	0.132	1.073	60
	スターラップ有	0.999 (=1.299/1.3)	0.208	0.658	219
PC 構造	スターラップ有	1.157	0.192	0.842	17
	スターラップ無	1.413	0.259	0.988	43
	PC 鋼材曲げ上げ有	1.110	0.263	0.678	9

≥ 0.65

4. 結論

コンクリートが負担するせん断力に道示V編の寸法効果、軸方向鉄筋比による効果を考慮した式を適用し、プレストレスなどの効果を適切に補正することで、修正トラス理論による累加法を適用することが可能であり、より精度が高い推定ができることをあきらかにした。本研究成果から提案されるせん断耐力荷力式は表-3 のとおりとなる。

表-3 せん断耐力式【斜め引張破壊耐力】(案)

<p>【提案式：下限式】 $S_u = 0.65 \cdot S_{cr} + 0.65 \cdot S_{sr} + 1.0 \cdot S_{pr}$ (終局耐力)</p>		
<p>$S_{cr} = k_c \tau_{cr} b_w d + \frac{M_0}{M_d} S_d$ 【平均式】</p> <p>$\frac{M_0}{M_d} \leq 1.0$, かつ, $S_{cr} \leq S_{cmax}$</p> <p>$k_c = 1.3$; 下限式からの換算係数</p> <p>$S_{cmax} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{\sigma_{ctd}(\sigma_{ctd} + \alpha \sigma_{cdm})}$</p> <p>$\sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$, $\alpha = 0.8$</p> <p>σ_{cdm}: ウェブ中心位置における有効プレストレスによるコンクリートの軸方向圧縮応力度</p>	<p>$S_{sr} = k_s \Sigma \frac{A_w \sigma_{syk} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 a}$</p> <p>【平均式】</p> <p>$k_s = 1.3$; 下限式からの換算係数</p>	<p>$S_{pr} = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha$</p> <p>【平均式】</p>
<p>τ_{cr}式 (有効高さ, 鉄筋比が考慮できる道示V式を基本に構築された実験式)</p> <p>$\tau_{cr} = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c$ 【下限 (平均-2σ) 式】</p> <p>$\tau_c = 0.453 \times (24/\sigma_{ck})^{-\frac{1}{3}} / 1.3$, $c_c = 1.0$, $c_e = d^{-0.33}$, $c_{pt} = (0.3/p_t)^{-\frac{1}{3}}$</p>		
<p>S_uは, ウェブ圧壊耐力を超えない (下式)</p> <p>$S_u \leq \tau_{max} \cdot b_w \cdot d$, $\tau_{max} = 0.4 \cdot \sigma_{ck} / 3 \leq 6MPa$</p> <p>なお, ダクト (シース) がある場合においては, グラウトしないときはその径分, グラウトするときはその径の2/3を実際のウェブ幅から減じる</p>		
<p>適用の範囲および修正トラス理論を適用する前提</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートの設計基準強度 <p>$21MPa \leq \sigma_{ck} \leq 60MPa$ (21MPa未満としないこと, 60MPaを超えるものは60MPaの値とする)</p> ・最低スターラップ量 $p_w \geq 0.2\%$ ・最大スターラップ量はウェブ圧壊耐力で制限される ・スターラップの降伏点強度 $\sigma_{sy} \leq 345MPa$として計算 ・軸方向鉄筋比による係数c_{pt}の適用の範囲 <p>$0.7 \leq c_{pt} \leq 2.2$ (0.1% $\leq p_t \leq 3.0\%$, p_tは0.1%未満としないこと, 3%を超える場合は3%の値とする)</p> ・部材高dによる係数c_eの適用の範囲 <p>$0.5 \leq c_e \leq 1.4$ (0.3m $\leq d \leq 10m$, 0.3m未満は0.3mの値, 10mを超える場合は10mの値を用いる)</p> ・スターラップの形状は, 軸方向引張鉄筋を取り囲む形状とする ・計算上スターラップが必要な箇所の配置間隔は0.5d以下, 計算上スターラップが計算上不要な箇所は0.75d以下で配置する。 ・曲げモーメントシフト量1d対する軸方向鉄筋を配置する 		

5. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました石田雅博上席研究員、大島義信主任研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

<参考文献>

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編，平成 24 年 3 月
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編，昭和 53 年 1 月
- 3) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，平成 24 年 3 月
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，平成 8 年 12 月
- 5) 建設省土木研究所：土木研究所資料第 3426 号大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，平成 8 年 1 月
- 6) 建設省土木研究所：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針(案)—，共同研究報告書第 138 号,1995.11
- 7) 渡辺博志，河野広隆，府内洋一，田中政章；高強度プレテンション PC はり部材のせん断ひび割れ強度に関する研究，コンクリート年次論文報告集，Vol.17，No.2，1995
- 8) 井畔瑞人，塩屋俊幸，野尻陽一，秋山暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集，第 348 号，1984.8
- 9) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号，1986.8
- 10) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集，土木研究所資料 2045 号，1984.3
- 11) P.J.Taylor：Shear strength of large beams, Proc. Of ASCE ST11, 1972
- 12) G.N.J. Kani：How safe are our large reinforced concrete beams?, 'Journal of ACI, March, 1967
- 13) 建設省土木研究所：大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第 3426 号，1996.1
- 14) 建設省土木研究所：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリート PC はり部材の曲げせん断強度に関する調査—，共同研究報告書第 122 号,1995.3
- 15) 独立行政法人土木研究所技術推進本部構造物マネジメント技術チーム：土木研究所資料第 4044 号コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入による影響とその対応，平成 19 年 2 月

桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬した桁供試体の耐荷性能評価に関する実験的研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 関口 斉治

1. まえがき

近年、PC 桁端部のウェブに、アルカリ骨材反応等に起因すると考えられる水平ひび割れが発生している事例¹⁾²⁾³⁾が報告されており、耐荷力の低下要因になることが懸念される(図-1)。ひび割れの発生したコンクリート部材の耐荷性能評価には、ひび割れ程度の影響評価が重要となるが、確立した評価手法はない。

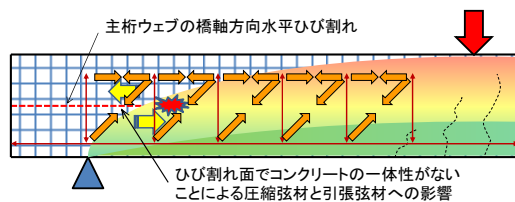


図-1 ひび割れが耐荷力に与える影響イメージ

2. 研究目的

コンクリート桁に生じた水平ひび割れが耐荷力に与える影響評価、健全性の評価および、補修・補強対策の参考となる資料の提示を目的としている。

3. 研究方法

本研究では、PC 橋のひび割れ実態を把握した上で、実橋調査¹⁾²⁾³⁾、撤去桁調査・载荷実験⁴⁾⁵⁾、桁供試体载荷実験⁶⁾、非線形 FEM 解析等⁷⁾を実施してきた。一連の研究(図-2)について整理し、検討する⁸⁾。

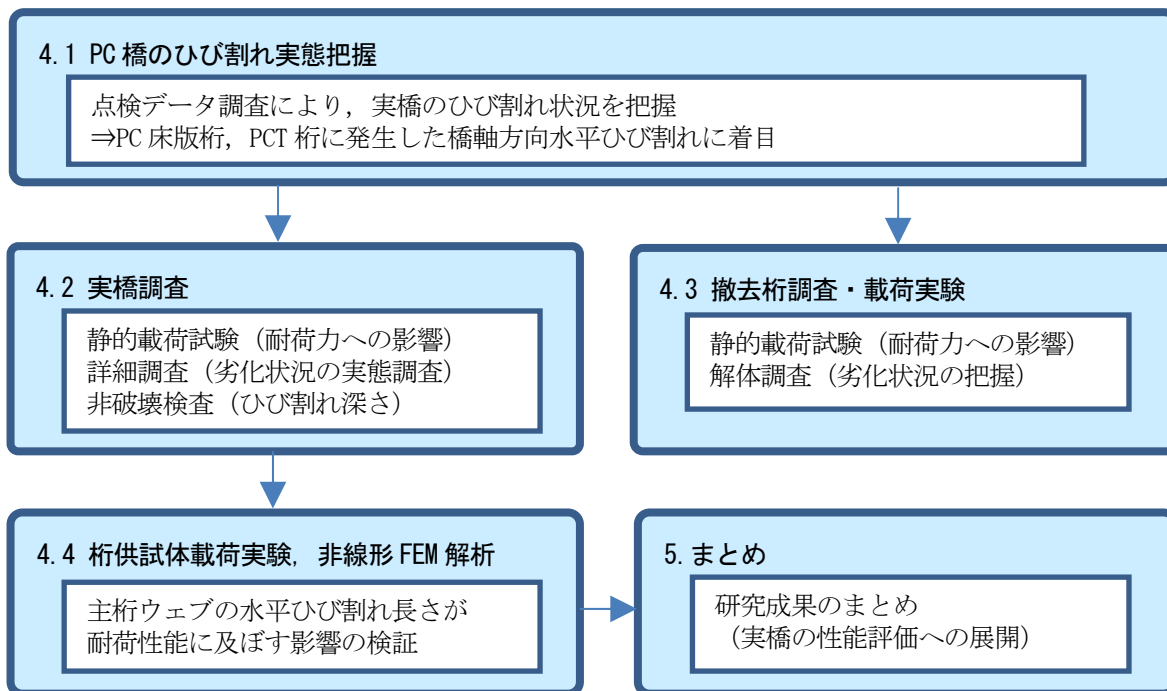


図-2 研究の構成

4. 研究結果

4.1 PC 橋のひび割れ実態把握

水平ひび割れは、T 桁やプレテンション方式中空床版桁の桁端部に多く、側面または下フランジ下面の端部から中央部にかけて生じている状況であった（図-3）。ウェブの部材断面が薄いことが、ひび割れ発生要因の一つとして考えられる。また、竣工年は 1980 年前後、すなわち「アルカリ骨材反応抑制対策について」（建設省技調発第 370 号 1986. 7. 17）が通達される以前が目立ったことから、ASR がひび割れ発生の主要因の一つとして考えられる。

後述する実橋調査では、ウェブ側面に水平ひび割れが発生していた桁で ASR の発生を確認している。ASR によるコンクリートの膨張は、プレストレスが導入されている橋軸方向には拘束されるものの、桁高方向（鉛直方向）には拘束されないことから、ウェブ水平方向にひび割れが進展したと推定される。また ASR は雨水や漏水等により水の供給が多い環境で促進されやすいことから、水平ひび割れは、桁端部に発生事例が比較的多く見られたものと考えられる。

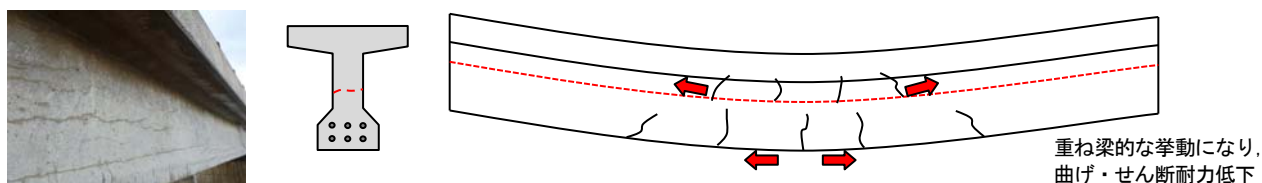


図-3 ひび割れ発生事例と耐荷力に与えるイメージ

4.2 実橋調査

4.2.1 静的載荷試験

プレテンション方式中空床版桁のウェブ側面全長に、スターラップ位置程度までの深さの水平ひび割れが発生している場合（図-4）、静的載荷試験の載荷重量の範囲内（通行重量程度）において、橋梁全体系としての剛性低下は見られなかった。



図-4 ひび割れ発生状況

4.2.2 詳細調査（劣化状況の実態調査）

主桁ウェブ側面に橋軸方向の水平ひび割れが生じた PC 中空床版桁橋 4 橋を調査した結果、ウェブ側面に発生している橋軸方向の水平ひび割れの深さは、コア削孔穴内部の調査（図-5）により、スターラップのかぶり程度までで貫通していないことを確認した。また、ひび割れ発生の主要因は ASR と推定される。

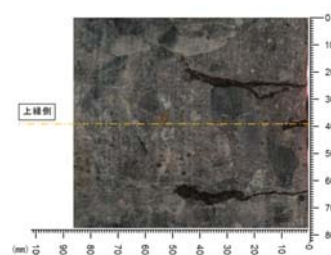


図-5 コア削孔穴内部の写真

4.2.3 非破壊検査（ひび割れ深さ調査）

超音波法（図-6）によるひび割れ深さの推定値は、実測値に対して過小評価となる傾向を示した。既設コンクリート桁への適用性は、汎用的な超音波法（直角回析波法、Tc-To 法、修正 BS 法）のうち、推定値が実測値に最も近い（実測値に対して約 0.8 倍）直角回析波法が最も高いと考えられる。



図-6 超音波による調査状況

4.3 撤去桁調査・載荷実験

撤去桁（PC プレテンション方式 I 桁）の載荷実験では、ひび割れ深さがスターラップのかぶり程度、かつ鋼材腐食が表面錆程度の状態において、下フランジの橋軸方向ひび割れは耐荷性能（曲げ耐力）に及ぼす影響が小さい（設計で想定する耐荷力以上）ことを確認した。

4.4 桁供試体載荷実験，非線形 FEM 解析

実橋の詳細調査結果よりも極端なひび割れを模擬（ウェブに貫通水平ひび割れを最長で載荷点直下まで導入）した桁供試体の載荷実験および非線形 FEM 解析では、下記の知見が得られた。

- ・非線形 FEM 解析により実験と同様の傾向でやや安全側の評価が得られる（図-7）。
- ・水平ひび割れ長さにより桁の破壊モードが変化し、健全時における設計の想定と異なる耐荷力となるが、せん断耐力が最大で 4 割程度低下（図-7, 8; No. 4）と、設計で想定するせん断耐力以上であった。
- ・水平ひび割れは、桁が健全な状態のアーチ機構を阻害しない場合、耐荷機構に与える影響が小さく、せん断耐力を低下させない傾向を示した（図-7, 8; No. 2）。
- ・桁端部の水平ひび割れが発生している場合においても、終局に向かって耐荷機構がビーム機構（トラス機構）からアーチ機構に変遷する傾向が見られることから、急激な破壊には至らないと考えられる（図-9）。

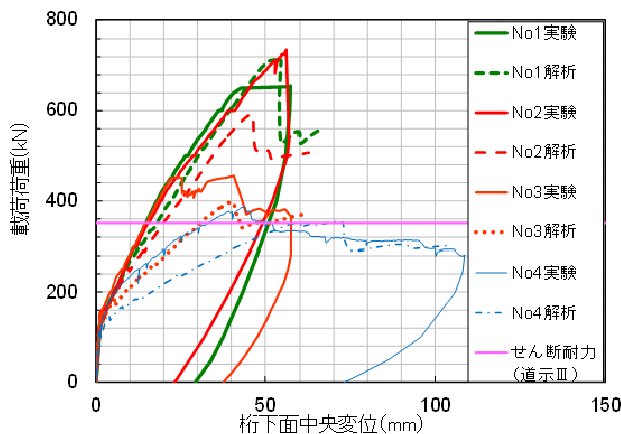


図-7 荷重—変位曲線（実験と解析）

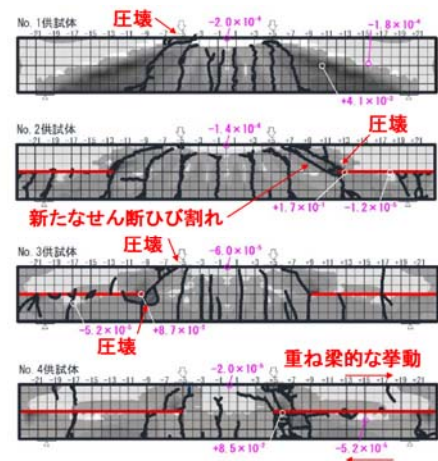


図-8 実験ひび割れ図と解析ひずみ図（終局時）

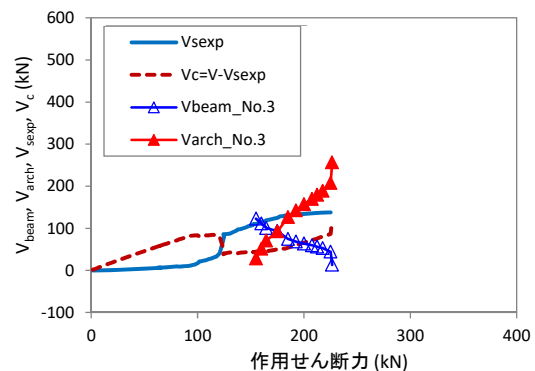
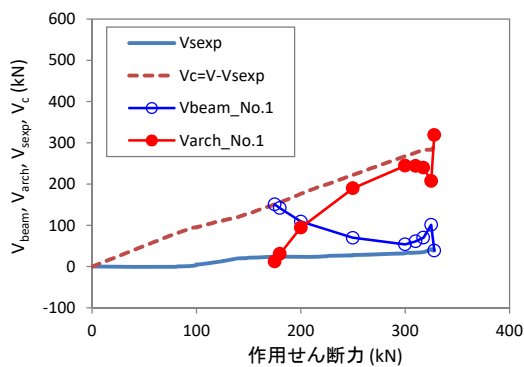


図-9 せん断抵抗の推移（左：ひび割れ無し（No. 1），右：ひび割れ有り（No. 3））

5. まとめ

本研究で得られた知見は、以下のように実橋の性能評価に展開することが考えられる。

1) 維持管理上の留意事項として

- ・主桁に発生した橋軸方向の水平ひび割れは、鋼材腐食がない場合において設計上想定する耐荷性能に大きな影響を与える可能性が低いと見られるため、事前対策（劣化因子の侵入防止）が重要である。

2) 詳細調査上の留意事項として

- ・超音波法によるひび割れ深さ調査（非破壊調査）結果は、過小評価となる傾向にあることから、代表箇所における微破壊調査（コア削孔調査）を併用する等、推定精度向上のための工夫が必要である。

3) 桁ウェブ側面に橋軸方向水平ひび割れの生じた桁の耐荷性能評価として

- ・桁端部のウェブ側面に水平ひび割れの生じた桁の耐荷性能は、ひび割れ面の界面力を鉄筋のダウエル効果分とすることで、安全側の評価であるものの、実験と概ね同様の傾向を再現可能と考えられる。
- ・桁端部のウェブ水平ひび割れは、健全な桁のアーチ機構に干渉するまでは破壊モード、耐荷力に大きな影響を与えないと考えられる。
- ・桁端部のウェブ水平ひび割れは、せん断ひび割れ位置まで進展する（アーチ機構に干渉する）と耐荷力が低下する傾向にあるが、桁全長に貫通水平ひび割れが発生している場合においても、内部鋼材が健全であれば、設計以上のせん断耐力を有している可能性が大きいと考えられる。ただし、実際には鋼材腐食等との複合劣化が生じている可能性があるため、耐荷性能評価、補修・補強対策の際には留意が必要である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を頂きました石田上席研究員、大島主任研究員、藤井研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社 ワイ・テック

<参考文献>

- 1) 関慎一郎，木村嘉富，花井拓，中島道浩：軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査（その1），土木学会第67回年次学術講演会講演概要集，V-054，p.107-108，2012.9
- 2) 中島道浩，木村嘉富，花井拓，富岡昭浩：軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査（その2），土木学会第67回年次学術講演会講演概要集，V-054，p.109-110，2012.9
- 3) 土木研究所資料 第4311号：ひび割れ損傷の生じた既設PC橋の調査—明橋他の調査—，2015.11
- 4) 木村嘉富，和田圭仙，青柳聖：中川橋側道橋 一橋軸方向ひび割れが生じたPC撤去桁の載荷試験—，橋梁と基礎 2014.2
- 5) 土木研究所資料 第4312号：ひび割れ損傷の生じたコンクリート部材の性能に関する研究—中川橋側道橋の調査および載荷試験—，2015.11
- 6) 関口斉治，石田雅博，和田圭仙，木村嘉富，青柳聖：桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬したPC桁供試体の耐荷性能評価に関する実験的研究，土木学会第70回年次学術講演会概要集，V-651，p.1301-1302，2015.9
- 7) 関口斉治，石田雅博，大島義信，藤井雄介，林克弘：桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬した桁供試体の耐荷性能評価に関する実験的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集 第16巻，p.579-584，2016.10
- 8) 土木研究所資料 第XXXX号：水平ひび割れの生じたPC橋の耐荷性能に関する研究，2017.3（所内回覧中）

プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 久保田 伸一

1. まえがき

平成 23 年東北地方太平洋沖地震では、高速道路に供用されていたプレキャストアーチカルバートに縦断方向（函軸方向）の地震荷重が作用したためと思われる損傷が発生した¹⁾。プレキャストカルバートの構造は特殊であり、特に縦断方向荷重に関する挙動や損傷メカニズムなどの知見が少ないため、今後、同レベルの地震動が発生した際には、プレキャストアーチカルバートに同様な損傷が起こる可能性も懸念される。このことより、本研究は、既設のプレキャストアーチカルバートの耐震性能の評価手法を確立し、同様の損傷が起こる可能性に対し、その補強方法などの対策案を示すことを目的としたものである。なお、研究対象としたプレキャストカルバートは高速道路内での使用実績が 90%程度を占める¹⁾（図-1）2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチとした。

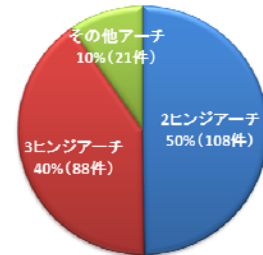


図-1 高速道路内の実績（2014.4 現在 217 件、参考文献 1）を基に作成

2. 研究の方向性

ボックスカルバートに代表される地中構造物の縦断方向の耐震性能について述べる。参考資料 2) では、カルバートのような地中構造物は、横断面の耐荷力により上部荷重を支えており、縦断面は上載荷重の支持機能では無いとされている。土田ら³⁾は 3 連のボックスカルバートを対象に 2 軸方向の振動による解析を行ない、構造物の安全性を確保するには、横断方向の照査のみで可能であるとしている。実務的な設計に関すれば、道路土工カルバート工指針⁴⁾では、実績を考慮し、一般にカルバートの延長は短くまた縦断方向に適切な間隔で継手を設けるため、地震動の照査は横断方向についてのみ行えばよいとしている。鉄道構造物の開削トンネルの設計⁵⁾においても、縦断方向の検討は、地層構成などが縦断方向で大きく変わるような場合を除き、構造細目を守ることで検討の省略が可能とされている。このような背景から、カルバートの耐震性能は、横断方向が耐震性能に関する重要な要素であり、縦断方向の設計は実施されていないことが多いため、研究も横断方向に対する場合が優先されてきた。

同様に 2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチの耐震性能についても、これまで数多くの研究（例えば 6) 7) 8)）が行なわれてきたが、これらはカルバート横断方向の地震動を対象としたものである。縦断方向の耐震性に関すれば、プレキャストカルバート工法は、およそ 1m~2m のリング状の部材をトンネル軸方向に並べる、あるいは接続している構造であり、縦断方向に一体物である場所打ちカルバートとプレキャストカルバートとは、縦断方向の剛性が異なるものと考えられる。参考文献 9) では、プレキャスト部材の構造解析を場所打ち構造と同じ前提で行うためには、部材剛性が同等でなければ、部材に生じる力を適切に評価できないとしている。したがって、縦断方向の剛性評価は重要であるが、そこに着目した研究成果は少なく、例えば澤村ら¹⁰⁾の研究では、プレキャストカルバートの縦

方向のリング間の連結の有無が、地震荷重によるカルバートへの引張力に差を与えることまで明らかしたが、縦方向の剛性を評価するに至るまでの知見は得られていない。

このように、カルバートの縦断方向の耐震性能や剛性の評価は十分に解明されているとは言い難い状況となっており、その解明が課題である。

3. 研究結果

今年度は2ヒンジアーチを対象とし、過去に発生した損傷の収集と区分を行った。その中から、損傷は縦断方向荷重が原因であり、かつ構造物の耐荷性能や耐震性能に影響を与えると考えられるものに対し、その発生メカニズムの考察を行った。

2ヒンジアーチに発生した損傷を大きく分けると曲げひび割れ(写真-1)、側壁の斜めひび割れ(写真-2)、ヒンジ部のせり出し(写真-3)、リング目地部の漏水や段差(写真-4)の4つとなる。その中で、考察の対象となるものは写真-2の側壁の斜めひび割れであると考えた。この損傷は、ひび割れの向きから、縦断方向の荷重により壁部材の面内せん断力が卓越したために起きたものと推測できる。鉄筋コンクリートに面内せん断ひび割れが発生した場合、鉄筋の降伏にかかわらず変形の小さい段階でせん断破壊する 경우가多い¹¹⁾ことや、残存する耐力やひび割れ貫通の有無などの不明点が多いため、注意が必要であるとされている。

斜めひび割れ以外の損傷について述べる。写真-1のひび割れは、発生方向は部材軸に対し直角であることや、発生間隔も概ね等ピッチであることから、横断方向荷重により、主鉄筋の引張応力が増加したことでの曲げ引張と考えられる。曲げひび割れの耐荷性能については、模型供試体による正負交番載荷実験⁶⁾や振動台による強震模型実験⁷⁾により、レベル2地震を超えるような載荷に対し、2ヒンジアーチの供試体に発生した曲げひび割れがアーチカルバートの終局の要因とならないことを確認している。そのため、この損傷がひび割れ幅や本数の増加などがなく安定している状況であれば、カルバートの終局耐力を大きく左右する要素にはならないと考えられる。

写真-3、写真-4に示すようなヒンジの変状や目地のずれなどによる損傷は、縦断方向荷重が原因となった可能

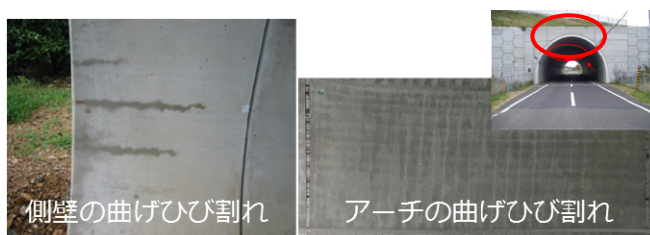


写真-1 部材の曲げひび割れ



写真-2 側壁の斜めひび割れ



写真-3 ヒンジ部の変状



写真-4 リング間目地の不具合

性はあるが、剥落している範囲が小さいことや、部材そのものには損傷が出ていないことから、カルバートの耐荷性能に影響を与える損傷ではないと考えられる。以上より、2 ヒンジアーチの耐震性能に関する研究は、写真-2のような、残存する耐荷性能などが不明な、側壁に斜めひび割れが発生した場合にて検証を行うこととした。

図-2に2 ヒンジアーチに斜めひび割れが発生した、モデルケース事例の縦断面図と断面図を示す。当該物件は縦断勾配が11%と大きく、カルバートの高さが11mと縦断荷重を受けやすい、やや縦長の形状であった。損傷は写真-5に示すような斜めひび割れが側壁に発生した。このひび割れは図-3に示すように、横断面では側壁のSL付近に、延長方向では図-4に示すような下流側の抗口付近に常時の荷重で発生した。また、後日に発生した静岡県東部地震による被害調査において（地震発生平成23年3月15日、アーチの設置および裏込めの完了は平成18年12月、施工終了後約5年が経過）、これまで確認されていなかった新たな斜めひび割れが、図-5に示すような延長方向の中央付近に確認された。なお、支持地盤は火山性の岩盤の表層を除去して、碎石により置き換えを実施しており、地盤沈下など構造物の評価に対する複雑な要素は観測されていない。

現時点における斜めひび割れ発生メカニズムの推定を図-6に示す。ひび割れは図-6(a)に示すように、部材の端部では横方向に、中央に向かい斜め方向に入っている。これは11%もの大きな縦断勾配による縦断荷重が側壁に作用し、それによって図-6(b)に示すようなトラス理論に基づいた面内せん断力による斜め方向の引張力と、図-6(c)に示すような曲げモーメントによる引張力が、複合的に部材の面内方向に発生して起きたものと考えら

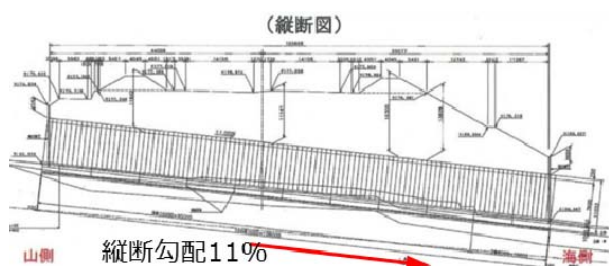


図-2 モデルの縦断面図と断面図



図-3 断面の斜めひび割れ発生位置

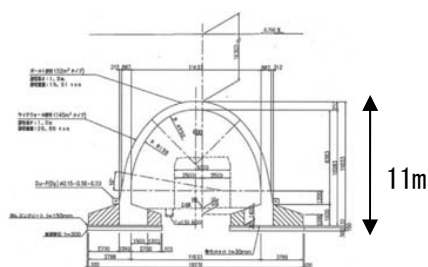


図-4 縦断勾配による損傷イメージ（下流抗口に発生）

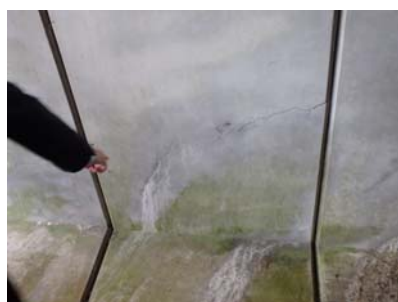


写真-5 側壁の斜めひび割れ

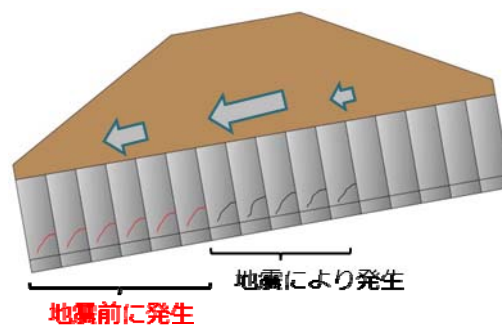
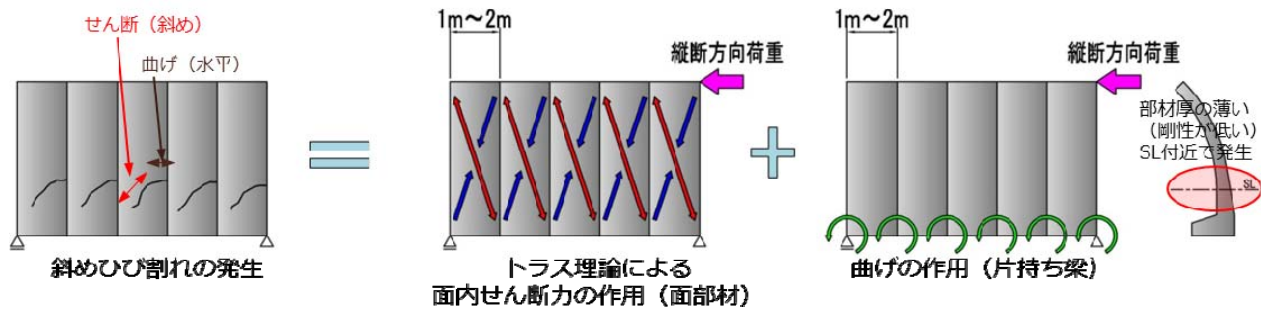


図-5 地震時の損傷イメージ（中央部に新たに発生）



(a) 発生した斜めひび割れ

(b) 面内せん断力による力の作用

(c) 面内方向への曲げの作用

図-6 推定による斜めひび割れの発生メカニズム

れる。今後、実験や解析などで、この考察の妥当性を確認していく予定である。

4. まとめ

これまで2ヒンジアーチに発生した縦断方向の荷重が原因と思われる損傷のうち、構造物の耐荷性能に影響を与えると考えられる斜め方向ひび割れについて考察を行った。その結果、ひび割れは縦断荷重による面内せん断力と曲げひび割れが複合的に作用して発生したものであると考えられる。なお、本研究は、土木研究所と京都大学、(株)高速道路総合技術研究所との共同研究である「プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究」の成果の一部である。

5. 謝辞

本研究を進めるに当たり、石田雅博首席研究員、山口岳思研究員、吉田英二研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました。紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します。

所属 ジオスター株式会社

<参考文献>

- 1) 阿部哲生, 中村雅範: 高速道路における大型プレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点, 基礎工, Vol. 42, No. 4, 2014. 4
- 2) 土木学会: 続・実務に役立つ耐震設計入門 (実践編), 平成26年10月
- 3) 土田恭平ら: 水平二方向地震動に対する地下構造物の耐震性能評価手法の提案, 土木学会第70回年次学術講演会, 平成27年9月
- 4) (社) 日本道路協会: 道路土工カルバート工指針, P. 61, 平成22年3月
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, P. 187, 平成24年9月
- 6) 久保田ら: ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの正負交番載荷実験による耐震性能評価, 構造工学論文集 Vol. 62A, 2016. 3
- 7) 松下麗菜ら: 2ヒンジプレキャストアーチカルバートの強地震時における損傷形態に関する振動実験, 土木学会第70回年次学術講演会, 2015. 9
- 8) 澤村康生ら: 強地震時における3ヒンジプレキャストアーチカルバートの損傷形態に関する実験的検討, 第50回地盤工学研究発表会, 2015. 9
- 9) 公益社団法人 日本コンクリート工学協会: プレキャストコンクリート製品の性能設計と利用技術検討委員会報告書, P. 19, 2011. 11
- 10) 澤村康生ら: 壁面工を有する盛土内に設置されたアーチカルバートにおける縦断方向の地震時挙動に関する遠心模型実験, 地盤工学ジャーナル Vol. 9, No. 1, 41-57
- 11) 大内一: コンクリート系構造物の耐震設計法, 森北出版, p. 143, 2008. 4

液状化地盤における橋台基礎の鋼管矢板壁（側面一体型）による対策工の検証

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 石田 修一

1. まえがき

橋梁基礎は地盤の液状化に伴う側方流動により被害を受ける可能性があり、一度被害を受けると復旧に多大な時間を要することから、その適切な評価および対策が重要となる。前年度、液状化地盤上の橋台について大型振動台実験（Case1 実験）¹⁾²⁾による地震時挙動の検証を実施し、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準³⁾に基づいて設計された既設橋台基礎の地震時挙動を明らかにしてきた。

2. 研究目的

本研究では、既往の実験結果をもとに液状化地盤上の既設橋台基礎の対策工法を提案し、その効果の検証を目的とした振動台実験を実施した。本報告書では、表-1 に示す実験ケースのうち、橋台側面に鋼管矢板壁を増設する工法（Case5 実験）について、その対策効果の検証を行った結果を報告する。

3. 実験方法

3.1 実験対象とした橋台および対策工法

実験で対象とした橋台は、既製 RC 杭に支持される可動支承側の橋台である。対策工は、既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設したものである。鋼管矢板壁により躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が損傷した場合でも、補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力を確保することを目的としたものである。増設位置を橋台の側面としたのは、流動力の受圧面積の増加を抑えつつ基礎の剛性を高めること、対策工の施工中の通行機能を確保することを意図したものである。補強鋼管矢板壁は、道路橋示方書⁴⁾の液状化地盤における橋台基礎の設計に準じ、レベル2地震動に対する橋台基礎の応答塑性率が許容塑性率以下となるように諸元を決定した。

3.2 実験模型および実験条件

実験模型および実験条件は鋼管矢板壁模型を除き、無補強供試体である Case1 と同一である。実験は、三次元大型振動台と

大型剛土槽（幅 6m×奥行 3m×高さ 2m、いずれも内寸）を使用して実施した。実験状況を写真-1 に示す。図-1 は、振動台実験の概要を示したものであり、土槽の側面沿いに縮尺率 1/10 の半断面の橋台模型を設置した。既設

表-1 既設橋台の対策工に対する実験ケース

Case	基礎の諸元	対策工法
1 ¹⁾²⁾	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	無対策
4	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	鋼管矢板壁（前面分離型） φ800×11 本
5	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	鋼管矢板壁（側面一体型） φ600×8 本（片側 4 本）

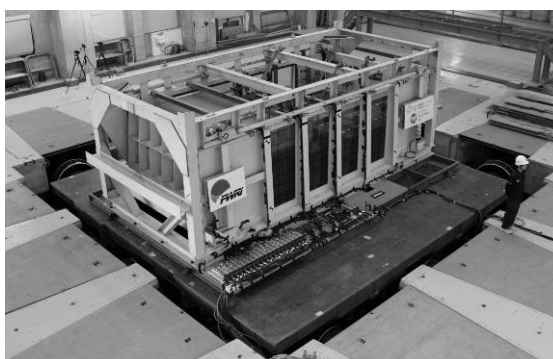


写真-1 三次元大型振動台による実験状況

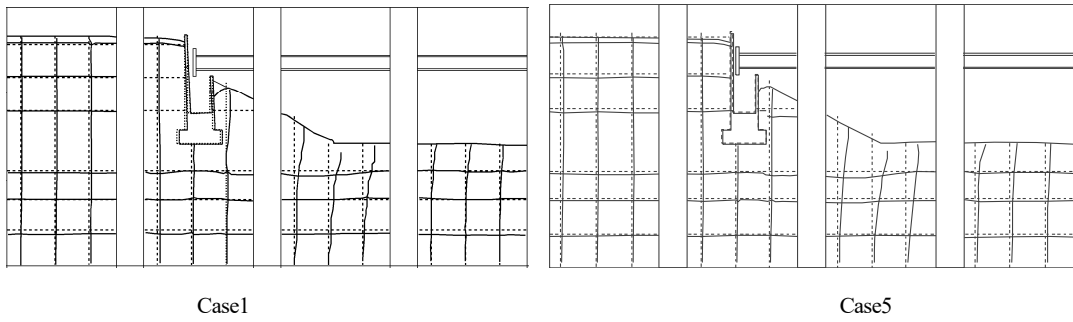


図-3 加振後の地盤の残留変形

4.3 橋台の応答

ストラットとたて壁の衝突により生じる反力、たて壁に作用する背面土圧、フーチング下面中央の水平変位および回転角の経時変化を図-4に示す。ストラット反力は、残留値に若干の差が見られるが、ピーク値は同程度であった。背面土圧の大きさについては両ケースで差は見られず、たて壁は前面頭部をストラットに拘束された状態で背面地盤から荷重を受けている。

フーチング下面中央の水平変位および回転角を見ると、両ケースともたて壁頭部がストラットに拘束されることにより橋台が後転する方向に回転が生じたが、Case5はCase1に比べて回転が若干抑制された。なお、水平変位は10mm程度で差は見られなかったが、回転角は小さくなっていることから、水平変位を計測する変位計に計測誤差が含まれていたと思われる。

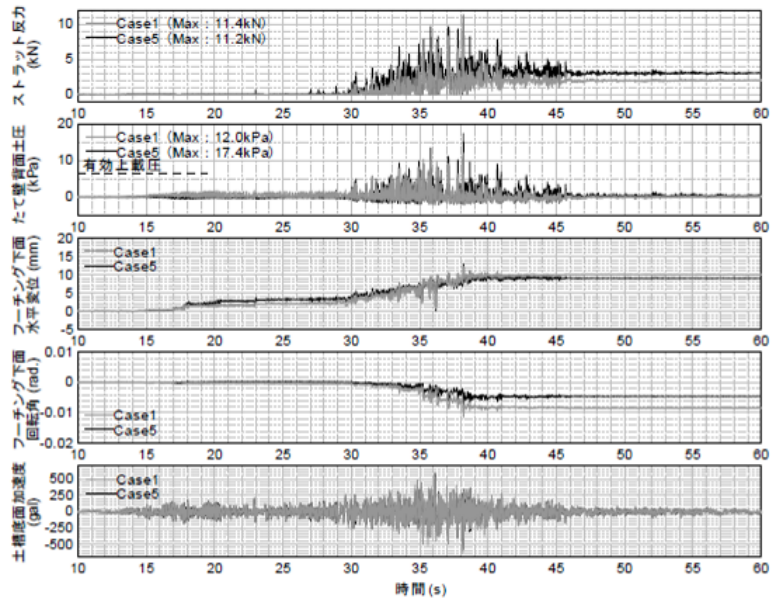


図-4 ストラット反力、たて壁背面土圧、フーチング下面水平変位・回転角および土槽底面加速度の経時変化

4.4 杭の応答

最大応答時の杭の曲げひずみ分布を図-5に、せん断力分布を図-6に示す。曲げひずみの値は、実杭における降伏ひずみに相当する値で除して正規化している。せん断力は曲げモーメント分布の微分により算出しており、杭模型は実杭における降伏ひずみに相当する値を超過した後も材料の曲げ剛性は低下せず、降伏ひずみに相当する値を超過した後も比例して大きくなる。せん断耐力は、道路橋示方書⁵⁾のせん断耐力の評価式が設計上の不確実性により、安全側に設定されていることを踏まえて、文献6)を参考に、コンクリートが負担するせん断耐力に寸法効果とばらつきの影響およびスパイラル鉄筋が負担するせん断耐力を考慮できると仮定して算出した値とした。

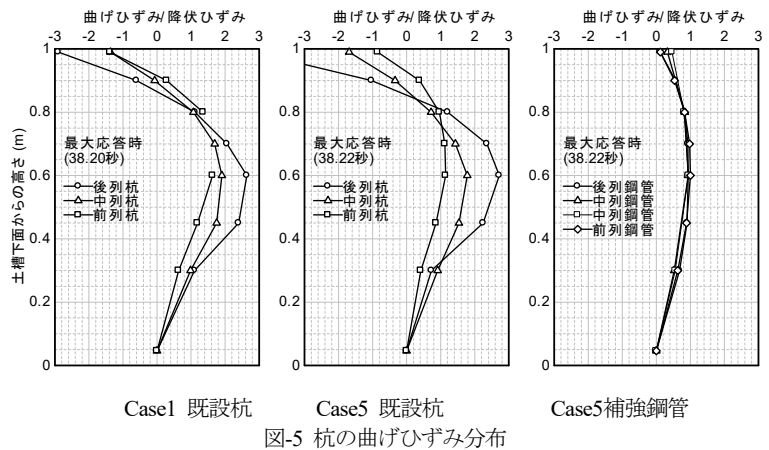


図-5 杭の曲げひずみ分布

Case5における既設杭の断面力の大きさ、分布形状はCase1と類似しており、両ケースで既設杭には同程度の土圧が作用したものと考えられる。両ケースとも既設杭は杭頭および杭中間部で曲げひずみが降伏ひずみに相当する値を大きく超過し、せん断力は曲げひずみが降伏ひずみに相当する値を超過する前にせん断耐力を超過した。その一方で、Case5では補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲にとどまっておろ、かつ、補強鋼管のせん断耐力は十分に大きいことから、基礎全体としては耐震性が確保される結果であったと評価できる。

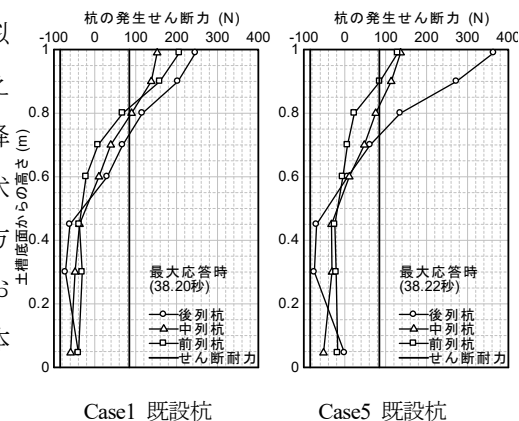


図-6 杭のせん断力分布

5. 結論

本研究では、橋台基礎の側面に鋼管矢板壁を増設する工法について、振動台実験の結果に基づき、対策効果の検証を行った。今回の実験条件では、橋台の回転は抑制されるが、既設杭の曲げひずみは降伏ひずみを、せん断力はせん断耐力を大きく超過した。その一方で、補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲にとどまり、基礎全体としては耐震性が確保される結果となった。ただし、今回の実験では、既設杭の塑性化による荷重分担の変化の影響等を含めて補強効果を検証することができていない。今後は、(国研) 防災科学技術研究所が所有する実大三次元震動破壊実験施設 (E-ディフェンス) を使用して既設杭の塑性化後の挙動を再現できる大型模型に対する大規模実証実験を実施し、対策効果の更なる検証を進めていく予定である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂いた大住上席研究員、七澤上席研究員、岡田主任研究員、谷本研究員並びに CAESAR の皆様に感謝の意を表します。また、本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション総合プログラム (SIP) 「レジリエントな防災・減災機能の強化」(管理法人: JST) の一環として実施しました。また、東京工業大学大学院高橋章浩教授、ならびに、(一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施しました。あわせて感謝の意を表します。

所属：復建調査設計株式会社

<参考文献>

- 1) 谷本俊輔、石田修一、星隈順一、「液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計年次の影響 (その1 振動台実験の条件および地盤の応答)」、土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集、2016 年 9 月
- 2) 石田修一、谷本俊輔、星隈順一「液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計年次の影響 (その2 橋台の応答)」、土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集、2016 年 9 月
- 3) (社) 日本道路協会、道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇、1964 年 3 月
- 4) (社) 日本道路協会、道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、2012 年 3 月
- 5) (社) 日本道路協会、道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、2002 年 3 月
- 6) 岡田太賀雄、鬼木浩二、河野哲也、星隈順一、「既製 RC 杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究」、土木技術資料、2016 年 5 月

既製RC杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価手法に関する解析的研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 鬼木 浩二

1. まえがき

既設橋の耐震補強では、橋脚のみならず、基礎への影響を含めた橋全体として耐震性能が確保できるようにする必要がある。古い基準で設計された既設杭基礎のうち、特にコンクリート杭基礎については、耐震性に劣る構造細目となっていることから脆性的な破壊に至る懸念がある一方、杭基礎の耐震補強にはコストがかさむことから、より実際の条件を適切に検証して、合理的に耐荷性能を評価することが求められている。しかしながら、古い基準で設計されたコンクリート杭基礎の塑性変形能や破壊特性に関する知見もまだ少ないのが現状である。

2. 研究目的

上記の背景を踏まえて、昭和46年よりも前の時代に設計された既製RC杭を対象として、杭基礎模型を用いた実験を別途実施した(写真-1)。その結果、設計計算上せん断破壊型と評価される杭基礎模型であるが、実験では塑性変形能を發揮しながら、コンクリートの剥落及びスパイラル筋の破断等が生じた後に、最終的に押し込み側の杭体がせん断破壊に至った。本稿では、このような破壊特性を踏まえたせん断抵抗メカニズムを解明すべく、杭体ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法を検討した。具体には、せん断耐力の評価として、どの杭体も同一の耐力があるとして評価するのではなく、実際には各杭体の作用軸力と作用せん断力は杭体毎に異なることが想定されることから、解析的な検討により杭体毎の作用軸力や作用せん断力を評価し、軸圧縮力に応じたせん断耐力を杭体毎に評価することで、破壊特性について再現可能であるかどうかを確認する。

3. 既製RC杭を用いた既設杭基礎模型のモデル化概要

図-1に示す地震時における杭頭部付近の荷重状態を再現できるように、既往の実験供試体はセットアップされており、その実験供試体の設置状況を踏まえた解析モデル(図-2)とした。杭基礎モデルは、水平載荷方向に対し3本、載荷直角方

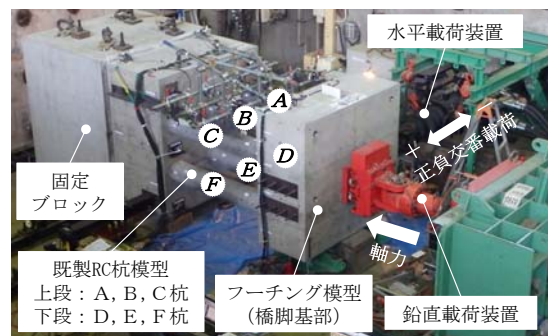


写真-1 杭基礎模型を用いた実験状況¹⁾

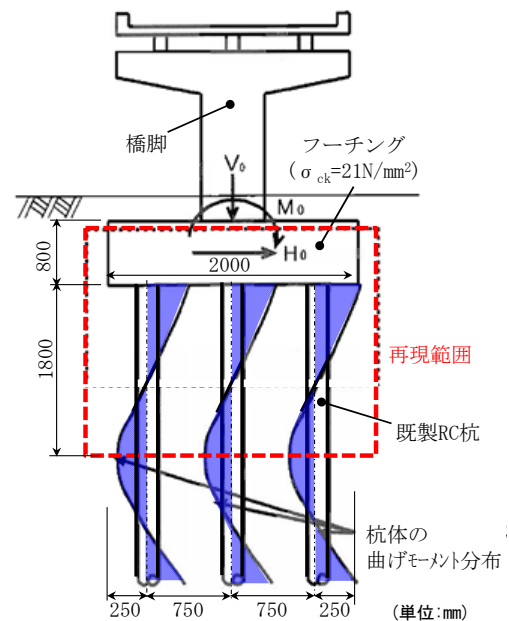


図-1 杭基礎における地震時の荷重状態

向に2本の計6本配置となる立体ラーメン構造形式であり、水平挙動に伴い杭に作用する軸力変動を考慮するため、逐次内部計算可能なファイバー要素(図-3)を用い、曲げ非線形性を考慮したはり部材とした。杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線は、設計では道路橋示方書(以降、道示と呼称) IV下部構造編²⁾に準拠するが、本検討では最大耐荷力以降の耐力や変形能を検証するため、道示V耐震設計編³⁾に準拠することを基本(Case1)とした。なお、かぶりコンクリート部分には帯鉄筋による横拘束応力は生じないことから、コアコンクリートとかぶりコンクリートでは応力-ひずみ曲線が異なる。また、道示V編³⁾に準拠した応力-ひずみ曲線では実験を再現することが難しかったため、Manderら⁴⁾によって提案されたモデル⁴⁾を参考に、図-4に示すようなコンクリートの軟化勾配を便宜的に設定したCase2も行った(表-1)。コンクリートの引張抵抗は無視し、軸方向鉄筋のみで抵抗させた。軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線は鉄筋の引張試験結果に基づきバイリニア型の移動硬化則を基本とした。フーチングは剛なはり要素でモデル化し、鉛直荷重が各杭に均等に作用するものとして死荷重状態を再現させた。杭の下端は完全固定の境界条件とした。荷重方法は、実験条件と同様に一定の鉛直荷重の下、基準変位 δ_y の整数倍の水平変位を各荷重ステップで繰り返す正負交番の漸増荷重とした。

4. コンクリートの材料構成則が杭の履歴特性に与える影響

図-5に水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線の解析(点線)と実験値(実線)の比較した結果を示す。これより、Case2では最大荷重以降の挙動についてもCase1に比べて実験値に近い結果であることが分かる。ここで、杭基礎全体の挙動を再現できていると考えられるCase2に着目して各杭列ごとの軸力変動状況(図-6)を確認した。なお、実験値の軸力は、曲げの影響が小さい各杭体中央の断面位置のひずみに軸剛性比EAを乗じて算定した。これより、最大荷重時のみならず、最大荷重時以降についても各杭列の軸力変化は実験値と近似していると言える。さらに、各杭の損傷状況についても確認した。図-7に示すように、コンクリートの剥落が目視で確認できる

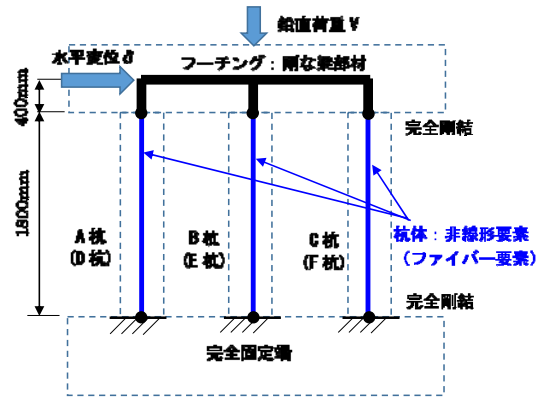
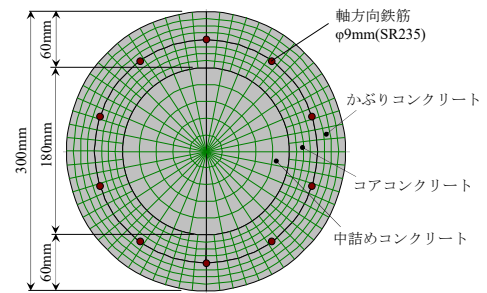
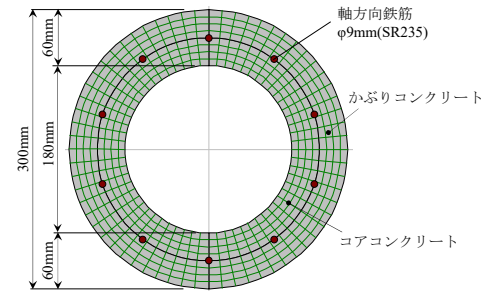


図-2 解析モデル



(a)中詰コンクリート断面



(b)中空断面

図-3 杭体ファイバー断面

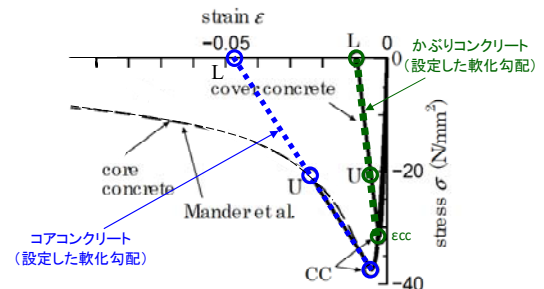


図-4 Manderら⁴⁾の応力-ひずみ関係と本解析モデル(Case2)の設定

表-1 解析ケース

Case	コアコンクリート	かぶりコンクリート
1	横拘束効果の考慮(道示V編)	道示V編
2	横拘束効果の考慮(Manderら)	Manderら

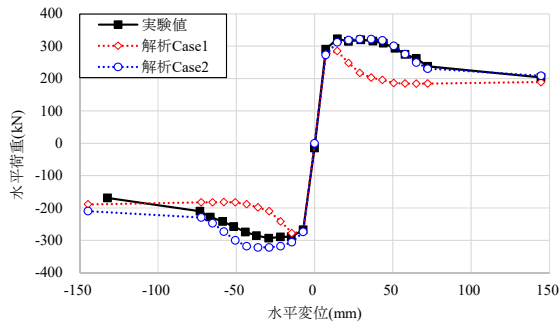


図-5 水平荷重と水平変位の関係

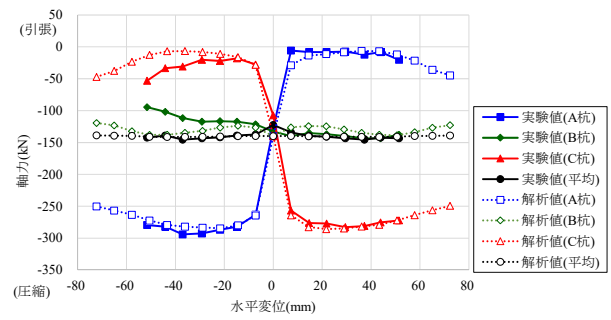


図-6 各杭列の軸力変動状況(Case2)

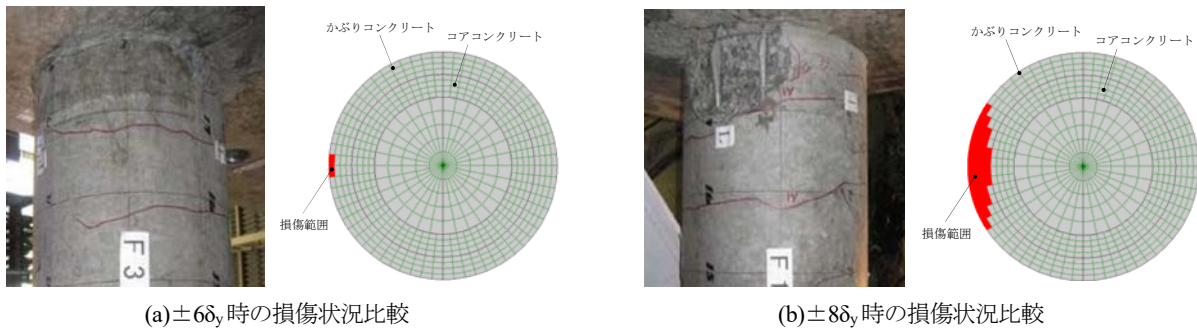


図-7 F杭(押し込み側)の損傷状況比較(Case2)

$\pm 6\delta_y$ 時や、かぶりコンクリートが剥落した $\pm 8\delta_y$ 時等の損傷状況を再現できているものと考えられる。なお、図-7中の損傷範囲はコンクリートの応力度が零(L点)に至った範囲とした。よって、Case2は実験で確認された損傷状況及びその際に各杭体に作用していた軸力及びせん断力を再現できているものと考えられる。

5. 既製RC組杭の作用せん断力とせん断耐力の評価

前述した既製RC杭の破壊特性を踏まえ、既製RC杭のせん断耐力の評価の考え方について検討を行った。せん断耐力は、道示^{2,3)}のせん断耐力評価式が安全側に設定されていることを踏まえて、文献1)を参考に、コンクリートが負担するせん断耐力に中詰めコンクリート、寸法効果とばらつきの影響を考慮するとともに、スパイラル鉄筋が負担するせん断耐力も考慮できると仮定して算出した。さらに、本検討ではコンクリートが負担するせん断耐力に軸方向圧縮力の影響も考慮した。また、かぶりコンクリートの剥落後のせん断耐力については、コンクリートはりのせん断抵抗機構を踏まえ、コンクリートが負担できるせん断耐力がどの程度か明確ではないため考慮せず、スパイラル鉄筋が負担できるせん断耐力は既往の実験¹⁾によるせん断破壊時のひび割れ角度が 20° 程度であること(写真-2)を考慮して、この破壊面と交差するスパイラル鉄筋が道示^{2,3)}で規定される上限値 345N/mm^2 に達すると仮定して算出した。図-8はCase2における各杭列の作用せん断力とせん断耐力を示す。これより、各杭体のせん断耐力は作用軸力に応じて差があるものの、各杭体の作用せん断力の差に対して小さいことが分かる。ここで、作用せん断力が押し込み側で大きくなるのは、押し込み軸力に伴って曲げ耐力が大きくなるためと考えられる。そのため、押し込み側の杭(C杭)は先行してせん断破壊しやすい傾向であることが確認できるが、せん断耐力の評価ができていないので、破壊特性の再現までには至っていない。これは、今回せん断耐力の評価において、断面の引張縁を主に軸方向鉄筋が配置された条件のものを評価した道示^{2,3)}のせん断耐力評価式を適用しており、一部の軸方向鉄筋についてせん断耐力に見込めていないこと等が要因と考えられる。例えば、中実円形断面のRCはりのせん断耐力評

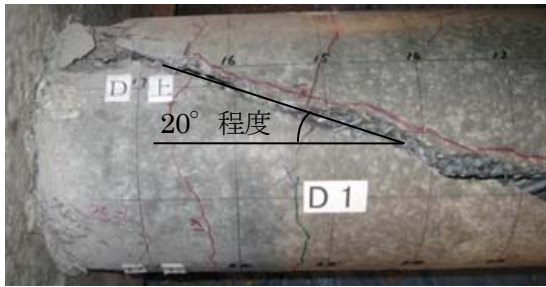


写真-2 D杭のせん断破壊の状況(-20 δ_y 時)¹⁾

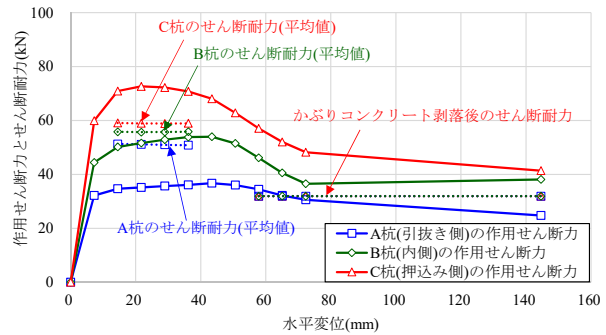


図-8 各杭のせん断力とせん断耐力評価(Case2)

価に関する実験⁵⁾によると、せん断補強鉄筋がない条件で軸方向鉄筋を断面全周に配置した場合と引張縁のみに配置した場合で比較した結果、側方鉄筋や圧縮軸方向鉄筋がせん断耐力の向上に寄与していることが確認されており、今回の既製RC杭においても、側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の効果の影響を見込む等さらなる評価・分析が必要である。

6. おわりに

本稿では、既往の実験結果¹⁾に基づいて、曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法を検討した。その結果、杭体毎の作用軸力や作用せん断力を評価し、軸圧縮力に応じたせん断耐力を杭体毎に評価することで、押込み側の杭が先行してせん断破壊しやすい傾向であることを確認した。今後はより精度の高いせん断耐力評価の検討を行い、破壊特性について再現可能であるかどうか確認するとともに、さらに実際の条件に近い地盤を含めた挙動についても確認し、杭体毎の作用力やせん断耐力を評価する手法を検討していきたい。

7. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、多大なるご指導を賜りました、大住上席研究員、岡田主任研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にご心より感謝申し上げます。また、既製RC杭供試体のせん断耐力評価方法について御教示頂きました林克弘元交流研究員（現、株式会社オリエンタルコンサルタンツ）をはじめ、多くの方々に御協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

所属：株式会社 耐震解析研究所

<参考文献>

- 1) 岡田太賀雄、鬼木浩二、河野哲也、星隈順一：既製RC杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験、第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 27-34、2015. 7.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2002. 3.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2012. 3
- 4) Mander etc. : Theoretical stress-strain model for confined concrete, J. of Struct. Engrg., ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- 5) 渡辺健、大石峻也、米花萌、二羽淳一郎：中実円形断面鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価に関する実験的研究、土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造）、Vol. 67, No. 2, pp. 200-212、2011.

斜面変状の影響を受ける道路橋基礎の構造等の違いによる安定性への影響に関する数値解析

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 河村 淳

1. まえがき

平成 28 年熊本地震を始めとする大規模な地震等により、山地や丘陵の急峻な地形にて地すべりなど地盤の移動による変状（以下「斜面変状」という。）が生じ、落橋、段差、移動等、道路橋の被害につながる事例が確認されている。こうした斜面変状による道路橋の被害が生じると、安全性はもとより、復旧、復興の長期化など社会活動に甚大な影響を及ぼす。

こうした斜面変状に対して、新設橋の設計では、斜面変状の影響を避けるよう橋の設置位置を定めることが基本とされており、斜面変状の影響を考慮した設計は一般には行われていない。こうしたことから、地震動による慣性力など設計で考慮する作用に対して設計された道路橋基礎の耐力と斜面変状に伴う作用との関係、さらには基礎の構造や斜面変状の状況の違いによる影響については明らかとなっていない。

以上のような背景から、本研究では、斜面上に設置された道路橋の安全性に関する検討の一環として、基礎構造や斜面変状の状況の違いが基礎の安定性に及ぼす影響を把握することを目的として数値解析を実施した。

2. 解析方法

2.1 概要

橋台と橋脚を対象とし、標準的な条件下で設計された深礎基礎（橋台、橋脚）周辺の斜面が地震等に起因するすべりを生じた際の基礎への影響を解析した。

基礎諸元は、橋台においては組杭深礎基礎を対象とし、これまでに建設されてきた標準的な諸元¹⁾として単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎を対象とする。橋脚においては単列、複数列の組杭深礎基礎に加え、実績の多い柱状体深礎基礎も対象とした。斜面変状の状況については、土木研究所では地震による斜面変状の 42 事例を収集・分析しており²⁾、本研究では、分析結果を踏まえて斜面変状の条件を設定した。

2.2 解析モデル

解析に用いた橋台及び橋脚基礎は、斜面

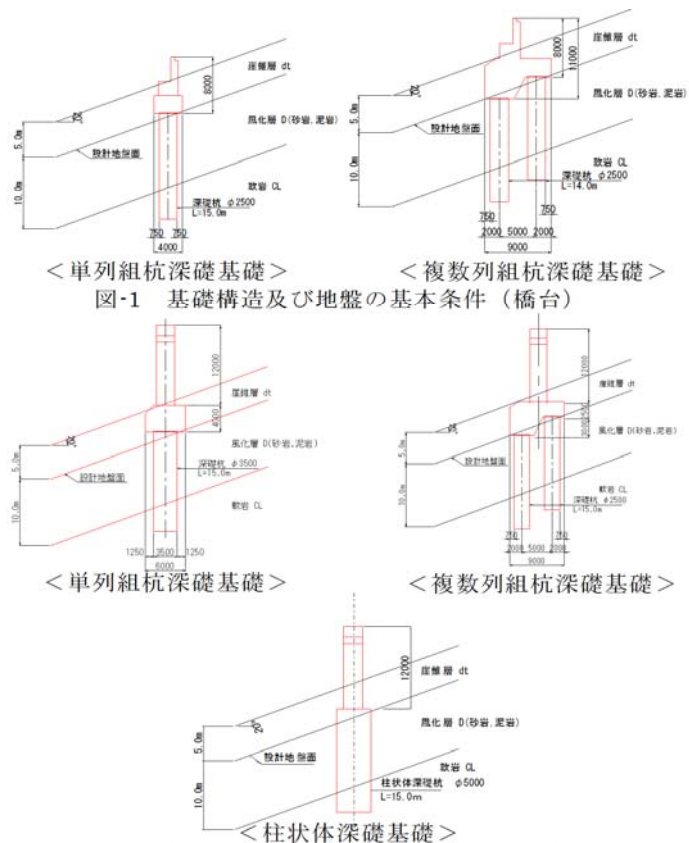


図-1 基礎構造及び地盤の基本条件（橋台）

図-2 基礎構造及び地盤の基本条件（橋脚）

上の深礎基礎設計施工便覧³⁾（以下「深礎便覧」という。）の参考資料に示される橋台及び橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎を基本モデルとし、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編⁴⁾に基づいて試設計を行った。図-1及び図-2に基本モデル図を示す。

パラメータは、基礎構造、斜面傾斜角、風化層中のすべり層厚及び風化層の地盤定数（ c 、 ϕ ）である。斜面傾斜角及びすべり層厚は文献²⁾を踏まえて設定した。具体的には過去の事例の分析より、斜面変状の傾斜角は多くが $20\sim 40^\circ$ 程度、すべり層の厚さは 10m 以下の事例がほとんどであったことから、本解析では傾斜角は 20° と 40° 、すべり層厚については 2.5m と 5.0m と設定した。風化層の地盤定数は、 ϕ 成分が卓越する砂岩を想定した土層と、 c 成分が卓越する泥岩を想定した土層の2ケースとし、N値30相当の地盤定数の値を深礎便覧に記載されている式(1)、(2)より算定した。

・風化層（砂岩）…式(1)

$$c=0.155 (\text{N 値})^{0.327} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2]$$

$$\phi=5.10\text{Log} (\text{N 値}) + 29.3 (\text{度})$$

・風化層（泥岩）…式(2)

$$c=0.165 (\text{N 値})^{0.606} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2]$$

$$\phi=0.888\text{Log} (\text{N 値}) + 19.3 (\text{度})$$

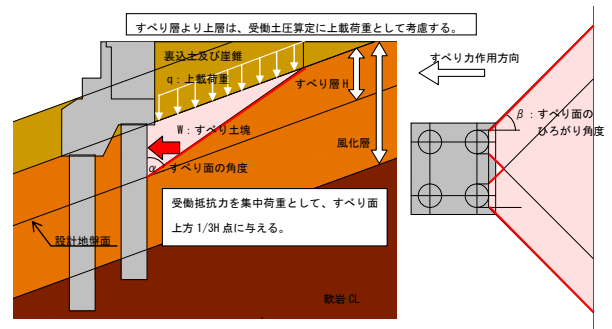


図-3 すべり力の概要図（橋台）

2.3 すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。地震動等による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は受働破壊を生じ、受働土圧相当の荷重が作用することが確認されている⁵⁾。そこで、本検討においては、すべり面以浅の土のすべり力として受働土圧を仮定し、すべり面以深の地盤に基礎が固定された状態ですべり力が作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、この考え方は、護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層の上方にある非液状化層から下部構造が受ける作用を受働土圧として評価する方法⁶⁾と同様である。

すべり力 R_q は、深礎便覧³⁾「2-3-2 基礎前面の地盤反力度の上限值」に示される値や隣接杭の影響を考慮し、これが抵抗側ではなく基礎への作用力として働くものとして式(3)により求める。

$$R_q = \frac{W(\cos\alpha + \sin\alpha \tan\phi) + cA}{\sin\alpha - \cos\alpha \tan\phi} \quad \dots\text{式(3)}$$

ここで、 W はすべり面から上の地盤の重量（kN）、 A はすべり面の面積（ m^2 ）である。

すべり土塊の平面的な広がりとしては、フーチングに剛結された複数本の組杭深礎基礎において後列杭（山側杭）からの広がりのみを考慮し、前列杭（谷側杭）と後列杭（山側杭）で等分にすべり力を分担するものとした。すべり層は表層の風化層とし、基礎背面の受働土圧がすべり面上方 $1/3H$ （ H ：すべり層厚）の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。また、受働土圧の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-3にすべり力の概要図を示す。図-3及び式(3)中の α はすべり面の角度（ $^\circ$ ）で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角（ $^\circ$ ）で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta=30+\phi/3$ （ $^\circ$ ）（ ϕ ：地盤のせん断抵抗角（ $^\circ$ ））を

採用した。なお、本検討においては、地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。

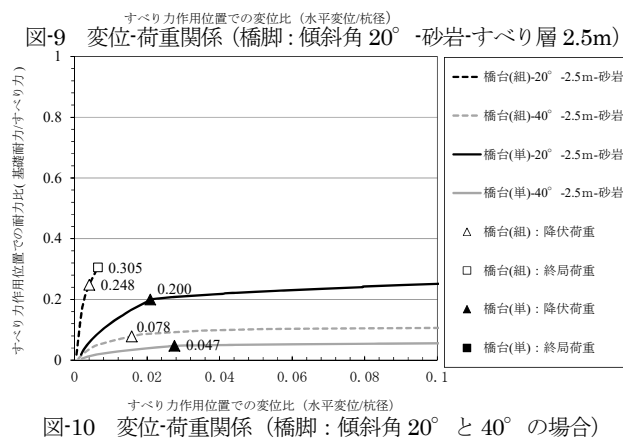
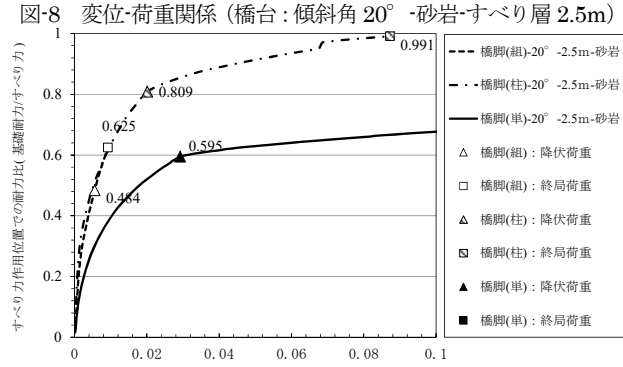
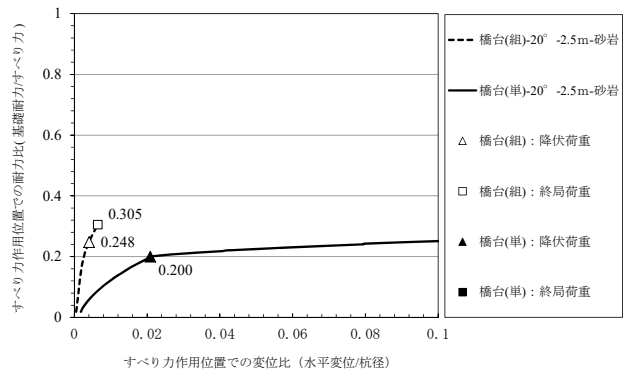
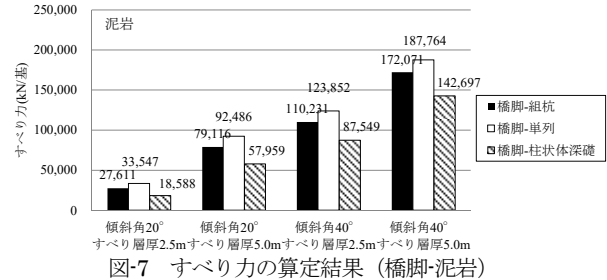
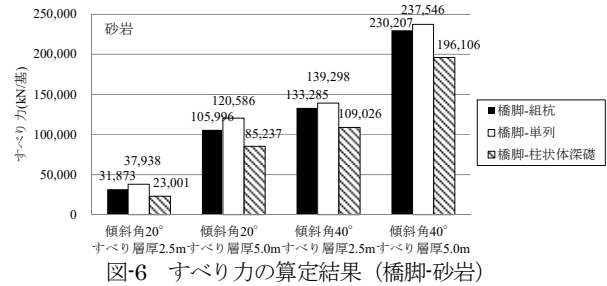
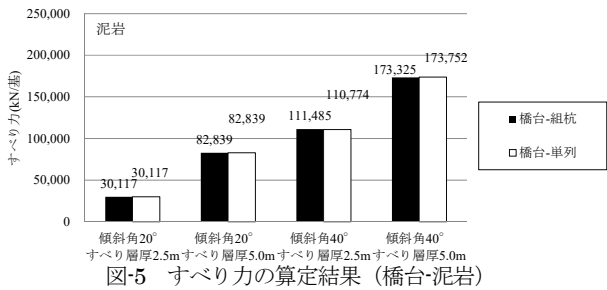
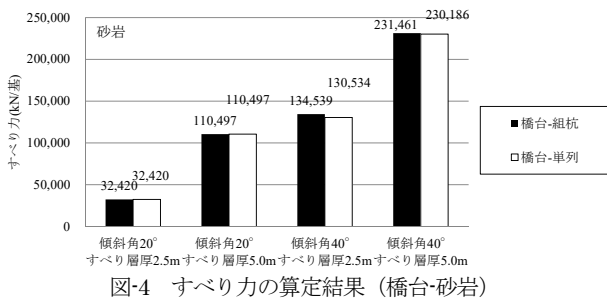
各橋台、橋脚基礎構造に対して算定したすべり力を図-4 から図-7 に示す。

2.4 解析方法

各試算モデルにおいて、すべり面より上の地盤の変状に伴い 2.3 で設定したすべり力が深礎基礎に作用すると仮定した場合を対象にプッシュオーバー解析（漸増載荷解析法）を行い、基礎の耐力とすべり力との関係を整理した。ここで、基礎本体は深礎便覧²⁾に示される方法でモデル化している。

3. 解析結果

図-8～10 に解析結果の代表的な例を示す。図-8 は橋台において傾斜角 20°、すべり層厚 2.5m、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-9 は橋脚において傾斜角 20°、すべり層厚 2.5m、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-10 は図-8 に示した橋台の解析結果に、同じすべり層厚、同じ風化層において傾斜角を 40° にした場合を追加したものである。



橋台については単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎いずれにおいても耐力比（＝基礎耐力/すべり力）は1.0を下回っている。基礎構造の違いに着目すると、複数列組杭の方が耐力比は大きく、終局に至るまでの変位が小さい。単列組杭は、すべり力に対して基礎体の曲げ耐力で抵抗する構造であるため、基礎体が降伏した時点で変位が急増する。一方、複数列組杭は、ラーメン構造としての構造特性上、すべり力に対して前列の基礎体の押込み抵抗等も抵抗力として寄与するため、抵抗力が大きくなるとともに、部材の降伏後も変位が急増しないものと考えられる。

橋脚については、いずれの基礎構造においても耐力比は1.0を下回っているものの、その値は橋台に比べて大きくなっている。橋脚基礎の場合にはレベル2地震動に対して降伏以内に留める設計を行っていることが影響しているものと考えられる。基礎構造の違いに着目すると、複数列組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べて降伏点に至るまでの変位が小さい。特に柱状体深礎は他の構造に比べて耐力比が大きくなっているが、これはすべり力を受ける幅が相対的に小さいため作用するすべり力が小さいこと（図-3及び図-6参照）などが影響しているものと思われる。

傾斜角度の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほどすべり力が大きくなることから耐力比は小さくなる傾向が見られる（図-10参照）。この傾向は橋脚においても同様であった。なお、すべり層厚の違いに着目した場合も、すべり層厚が厚くなるほどすべり力が大きくなることから耐力比は小さくなる傾向が見られた。

4. まとめ

斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎を対象に、斜面変状の状況と基礎構造の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について数値解析を行った結果、次のことが明らかとなった。

- ・橋台基礎においては構造特性上の違いから、すべり力に対する基礎耐力の耐力比は単列組杭に比べて複数列組杭の場合の方が大きく、変位も複数列組杭は単列組杭に比べて小さい。
- ・橋脚基礎においても構造特性上の違いから、すべり力に対する基礎耐力の耐力比は単列組杭に比べて複数列組杭及び柱状体深礎の方が大きく、変位も複数列組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べて小さい。
- ・傾斜角が大きくなるほどすべり力は大きくなることから耐力比は小さくなる。またすべり層厚が厚くなる場合についても同様に耐力比は小さくなる。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました七澤上席研究員、眞弓主任研究員（研究当時）、谷本研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：日本インフラマネジメント㈱

<参考文献>

- 1) 橋梁基礎形式の選定手法調査、土木研究所資料第4037号、2007.2
- 2) 地盤変状が道路橋の耐震安全性に及ぼす影響に関する基礎的研究、土木研究所資料第4305号、2015.6
- 3) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧、2012
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編・同解説、2012
- 5) 河村淳、眞弓英大、谷本俊輔、七澤利明：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験、土木学会第71回年次学術講演会、pp.677～678、2016
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編・同解説、2012

ガセットの板厚算定式の見直しに関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 小峰 翔一

1. まえがき

鋼トラス橋では、鋼重増を抑え、耐荷機構としてトラス構造とすることの合理性が発揮される格点がピンで結合された設計上の力学モデルの仮定にできるだけ近似できるよう、設計基準において、構造的には格点部ではガセットを介してボルト接合継手や溶接によって弦材と斜材を剛結することを認めつつ、二次応力を抑制するための様々な制限を設けてきた。

道路橋示方書の限界状態設計法への移行に伴い、各規定の見直し作業が進められている。鋼トラス橋も例外ではなく、ガセットの板厚算定式もその対象となっている。この式は、実用上の利便性から部材力と部材幅から求められる簡易な式である。算出の過程で規定当時の SS41 材の許容応力度が用いられている。見直しに当たっては、想定する限界状態を明確にした上で、鋼材強度に応じたより合理的な式にする必要がある。しかし、板厚算定式が有していた安全率は鋼材強度に対するものだけではなく、フィレット部の応力集中等に対する安全率も含んでいたものと考えられ、算定式の見直しにはこれらの影響を適切に評価する必要がある。

2. 研究目的

板厚算定式の見直しに当たって、従来式が含んでいた安全余裕を明確にする必要がある。本検討では、ガセットのフィレット部の応力集中に着目して、板厚が変化したときの応力状態を明らかにする。

3. 弾性 FEM 解析

3.1 板厚差による応力集中に関する解析

鋼種による板厚差から、板厚軸線距離に応じた付加曲げなどにより、応力集中の差が生じるものと考えられる。格点部の応力集中については、文献 1) で詳細に検討されており、板厚差に関する係数まで示されている。しかし、文献 1) の検討は、弦材に引張応力や曲げ応力をそれぞれ作用させた場合の検討であり、引張部材に引張応力を作用させた場合では、異なる結果となると考えた。これを、垂直材（引張部材）とガセットと弦材のみで構成された単純な格点形状で弾性 FEM 解析により検討を行う。解析に用いるモデルは、実橋の形状を参考に、板厚の影響を適切に評価するためソリッド要素を用いることとした。

3.1.1 解析モデル

モデルは、図-1 に示すように対称性を考慮して 1/4 モデルとした。引張部材と弦材は 30mm 離して接合させている。今回は接合部の影響を見ることを目的としていないため、ボルト縁端の範囲の節点は引張部材と弦材で共有している。また、板厚方向は 4 分割を基本とした。

境界条件は、モデルの妥当性を検証するために文献1)と同様に弦材軸方向に引張応力を作用させ、弦材端部をx軸方向の変位のみ自由とした(境界条件1)。引張部材に引張応力を作用させる場合には弦材端部は完全拘束として解析を行った(境界条件2)。境界条件1では、弦材の平均応力を基準応力とするため、板厚比によらず

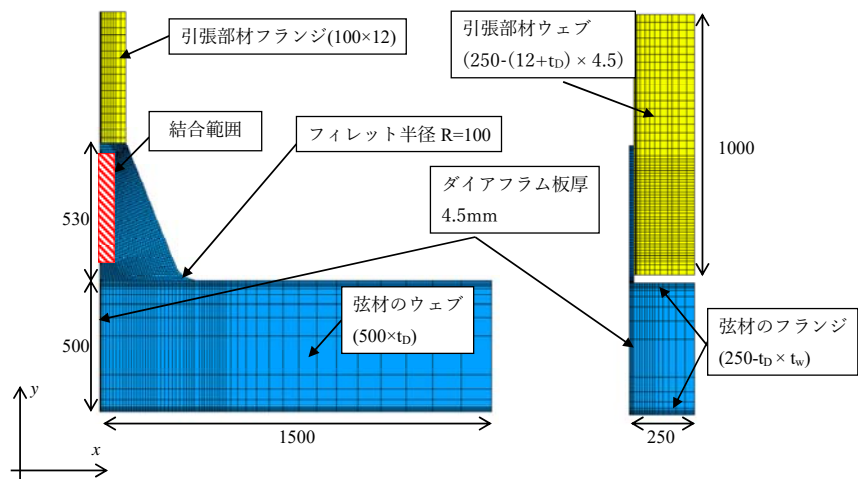


図-1 解析モデル一般図

1N/mm²の引張応力を作用させる。境界条件2では、板厚算定式に用いる部材力を想定しているため、同一部材力となるように引張応力を調整した。

板厚のパラメータを表-1に示す。基準とするモデルは、ガセット板厚と弦材フランジ板厚が共に18mmのモデルとした。

表-1 解析パラメータ

モデル	ガセット板厚 t_D	30	9	12	18	9
	弦材フランジ厚 t_w	9	9	12	18	18
	t_w/t_D	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
載荷面積(弦材軸方向)		18960	8838	11712	17352	13176
載荷応力(弦材軸方向)		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
載荷面積(垂直材軸方向)		2136	2231	2217	2190	2231
載荷応力(垂直材軸方向)		1.03	0.98	0.99	1.00	0.98

3.1.2 解析結果

境界条件の違いによるフィレット部の応力状態の違いを図-2に示す。境界条件1の場合は、各モデルによるフィレット部周辺の応力状態に顕著な違いは見られなかった。一方、境界条件2の場合は、ガセットの板厚が薄いほどフィレット部の応力が大きくなり、弦材フランジにもより応力が流れる傾向が見られた。

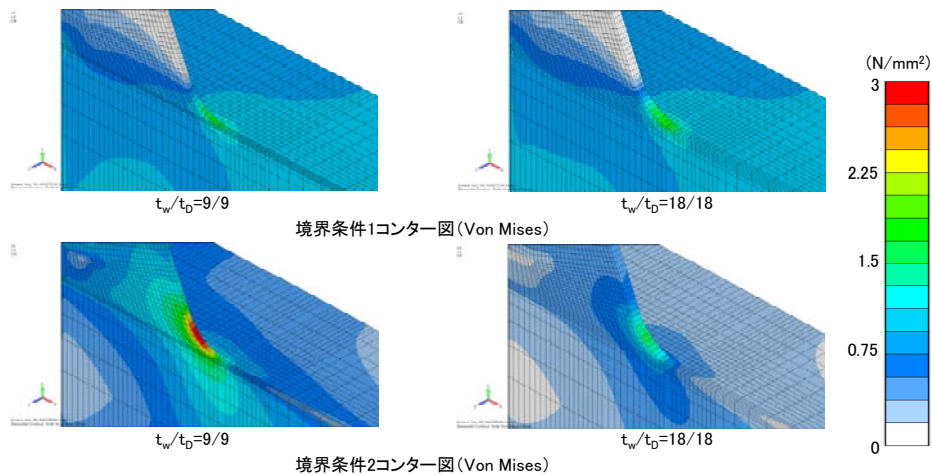


図-2 フィレット部の応力状態

3.1.3 解析モデルの検証

モデル化の検証にあたり、応力集中係数を算出するための基準応力は、文献1)では弦材の平均応力を基準応力としているため、フィレット部から100mm位置の弦材ウェブの平均応力とした。

表-2に解析結果を示す。表中の応力集中の実験値は、文献1)を元に算出した応力集中係数である。図-3に板厚比と応力集中の解析値を実験値で除した板厚比による係数の関係を示す。図中には文献1)のプロットをグラフから読み取り記載している。同じ板厚比で、ばらつくのはフィレット部の剛性の違いによるものと考えられる。文献1)のプロットから多少ばらつくものの、傾向は概ね捉えられていると思われ、モデルとしては問題ないと思われる。

表-2 境界条件1の解析結果

モデル	ガセット板厚 t_D	30	9	12	18	9
	弦材フランジ厚 t_w	9	9	12	18	18
	t_w/t_D	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
フィレット部の最大応力		1.733	1.772	1.799	1.837	1.816
弦材ウェブの平均応力		1.013	1.009	1.009	1.009	1.007
フィレット部の最大応力/弦材の平均応力		1.711	1.757	1.783	1.820	1.803
応力集中の実験値	$K_A(\text{軸力})$	1.776 = 1.0 + 0.388(D/R)^{0.431}				
板厚比による係数		0.963	0.989	1.004	1.025	1.015

D:弦材高(500mm), R:フィレット半径(100mm)

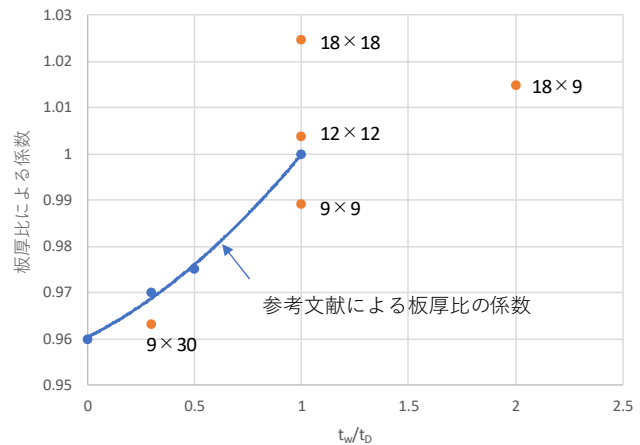


図-3 板厚比による係数

4. フィレット部の応力集中

境界条件2による解析結果から、フィレット部の応力集中の傾向を分析する。分析に当たって、境界条件2における基準応力の参照位置を既往の研究^{2), 3)}から図-4に示す2つとすることとした。一つは、単純なガセットを引っ張った時の仮想的な破断面の平均応力を基準応力と考えるもの。もう一つは、ガセットの応力状態を評価する場合の仮想的な有効幅 (Whitmore の有効幅) の平均応力を基準応力と考えるものである。

表-3に解析結果を示す。表中には、境界条件2が弦材に曲げを与えた時に近いと考え、参考として文献1)から応力集中の実験値を算出した。

図-5にフィレット部の最大応力と板厚比の関係を示す。板厚比が同じもので比較すると、板厚が半分になると最大応力が約2倍になっており、板厚の減少分、最大応力が大きくなる傾向になっている。全体的にガ

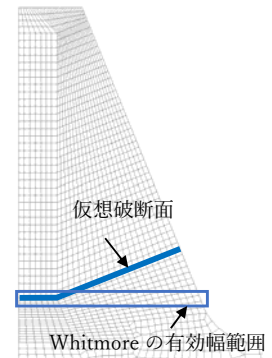


図-4 基準断面

表-3 境界条件2の解析結果

モデル	ガセット板厚 t_D	30	9	12	18	9
	弦材フランジ厚 t_w	9	9	12	18	18
	t_w/t_D	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
フィレット部の最大応力		1.302	2.947	2.248	1.526	2.479
仮想破断面平均応力		0.313	0.989	0.737	0.482	0.965
Whitmoreの有効幅の平均応力		0.344	1.053	0.785	0.514	1.002
フィレット部の最大応力/仮想破断面平均応		4.163	2.979	3.049	3.167	2.569
フィレット部の最大応力/Whitmoreの有効幅		3.789	2.799	2.865	2.967	2.472
応力集中の実験値	$K_B(\text{曲げ})$	2.839 = 1.0 + 1.166(D/R)^{0.283}				

D:弦材高(500mm), R:フィレット半径(100mm)

セットの板厚が薄くなるほど、フィレット部の最大応力が大きくなる傾向となった。弦材フランジ厚もガセット板厚ほどではないが、薄くなるほどフィレット部の最大応力が大きくなる。

図-6にフィレット部の最大応力を前述の2つの基準応力で除した応力集中係数と板厚比の関係を示す。板厚比が1.0のモデルでは、基準応力をどちらにとっても参考として計算した実験値に近い値になった。板厚比については、板厚比が小さい（ガセット板厚の方が厚くなる）ほど応力集中係数が大きくなる傾向になった。どちらの基準応力をとっても大差はないが、Whitmoreの有効幅の平均応力をとった方が実験値に近い結果となった。

5. まとめ

ガセットのフィレット部に着目して、板厚が変化したときの応力状態について、単純なモデルで検討した結果、以下のことがわかった。

- ・今回作成したモデルで、文献1)の実験を元にした応力集中係数を得ることができた。
- ・フィレット部の最大応力は、ガセット板厚を薄くするほど大きくなるが、仮想破断面の平均応力やWhitmoreの有効幅の平均応力を基準応力とした場合の応力集中係数は小さくなった。

今後、ガセット形状や隣接部材がある場合等、他の要因に関する検討も行う必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導賜りました玉越上席研究員、青木研究員、佐藤研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝致します。また、解析モデルの作成等、解析において貴重なご助言とご指導を賜りました原田専門研究員におかれましても、ここに記して御礼申し上げます。

所属：株式会社東京鐵骨橋梁

<参考文献>

- 1) 山本一之：トラス格点部の力学的挙動に関する研究，東京大学学位請求論文，1975
- 2) 小西一郎：鋼橋 設計編 I，丸善，1975. 3
- 3) Whitmore, R.E. : Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates, Bulletin No. 16, Engineering Experiment Station, University of Tennessee, 1952. 5

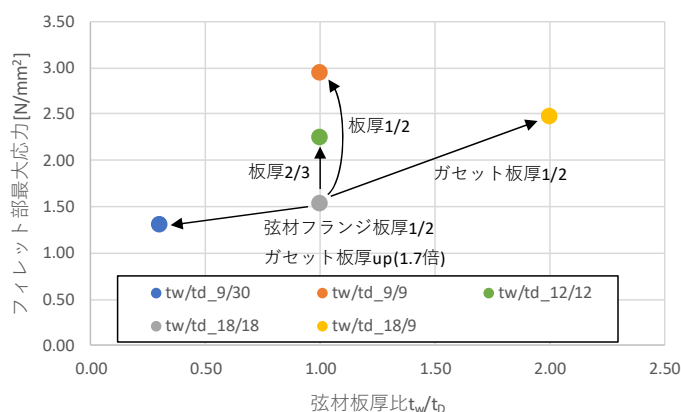


図-5 フィレット部の最大応力と板厚比の関係

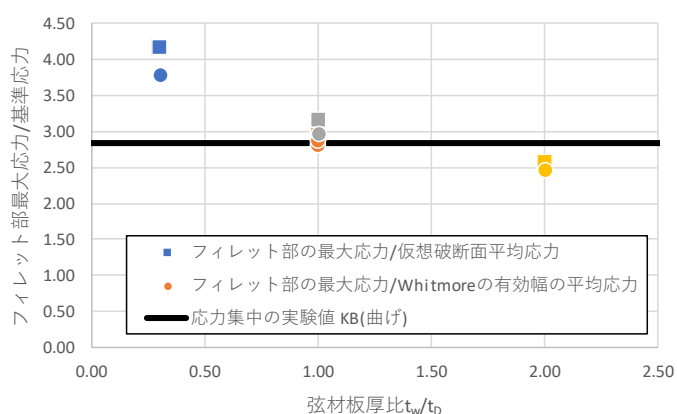


図-6 応力集中係数と板厚比の関係

表-2 試設計に用い材料の物性

	PC 鋼材	熱硬化性 CFRP	熱可塑性 CFRP	アラミド繊維 AFRP
引張強度 (N/mm ²)	1850	2336	1811	1166
弾性係数 (N/mm ²)	2.00×10 ⁵	1.55×10 ⁵ (※1)	0.85×10 ⁵	0.686×10 ⁵
線膨張係数 (×10 ⁻⁶ /°C)	10	0	0	-6
リラクセーション (%)	1.5 (低)	6	6(※2)	25

※1：製品の径による異なる。表の値は7本よりの値を示す。

※2：熱可塑性 CFRP のリラクセーションは試験結果がないため熱硬化性 CFRP の値を使用。

3. 試設計およびコスト算出結果

試設計とライフサイクルコストの試算結果を表-3 に示す。構造計算では、必要なプレストレスを得るために配置する緊張材量が少ないほどコスト面では有利となり、緊張材の引張強度、リラクセーション率、弾性係数などが影響要因となる。緊張材の引張強度は大きいほど初期に導入できる緊張力を大きくすることができ、PC 鋼材が 1850N/mm² に対して、熱硬化性 CFRP で 2336N/mm²、熱可塑性 CFRP で 1811N/mm² と同程度以上なのに対し、AFRP は 1166N/mm² と PC 鋼材に比べて低く不利となっている。リラクセーション率は初期荷重を与えてひずみを一定に保ったときの応力減少率で、小さいほど緊張力を損失が少なく有利となる。PC 鋼材（低リラクセーション品）のリラクセーション率が 1.5%、CFRP が 6.0% に対し、AFRP は 25% と大きい。緊張材の弾性係数は、緊張力導入直後のコンクリートの弾性変形や、コンクリートのクリープや乾燥収縮による変形に伴う緊張力の損失に影響する。緊張材の弾性係数が小さい方が緊張力の損失が小さくなるが、熱硬化性 CFRP の弾性係数は PC 鋼材と同等であるのに対し、熱可塑性 CFRP や AFRP は PC 鋼材の 1/2~1/3 程度と小さい。

表-4 に同等のプレストレス力を与えた時の各要因によるプレストレス減少量を PC 鋼材、CFRP (熱硬化性)、AFRP について試算した結果を示す。PC 鋼材と比較して、CFRP はリラクセーションによる減少量が多いものの、弾性係数による減少量が小さいため、総減少量は PC 鋼材と同等となっている。一方、AFRP はリラクセーション率の大きさがプレストレス減少に著しく影響しており、弾性係数による減少が小さいものの、総減少量は PC 鋼材の 2 倍程度の結果となった。

上部工の直接工事費（桁製作費、運搬・架設費、横組工、付属工を含む）は、PC 鋼材+鉄筋（CASE-1）がおおよそ 36 百万円なのに対して、エポキシ PC 鋼材+エポキシ鉄筋（CASE-2）は 40 百万円で 1.4 倍、FRP を用いた場合は 64 百万円~102 百万円で CASE-1 の 1.7~2.8 倍となった。

図-1 に供用期間 100 年のライフサイクルコスト（直接工事費+維持管理費）を示す。PC 鋼材+鉄筋+表面被覆（CASE-1）のライフサイクルコストが 68 百万円となるのに対して、熱硬化性 CFRP（CASE-3）が 64 百万円、AFRP（CASE-5）が 65 百万円で、3~4 百万程度のコスト低減となった。しかし、エポキシ PC 鋼材+エポキシ鉄筋（CASE-2）は 40 百万円で、今回対象とした算定ケースの中では最も低コストとなっていた。また、熱可塑性 CFRP（CASE-4）は、ライフサイクルコストが 102 百万円で他のケースに比べて高く、桁高も大きくなる結果となった。

表-3 試設計とライフサイクルコスト試算結果

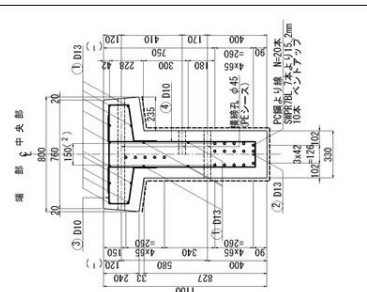
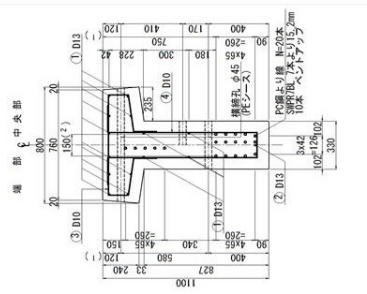
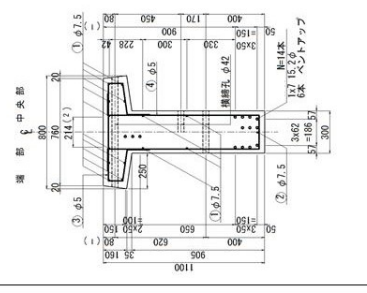
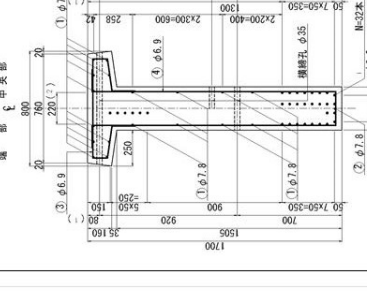
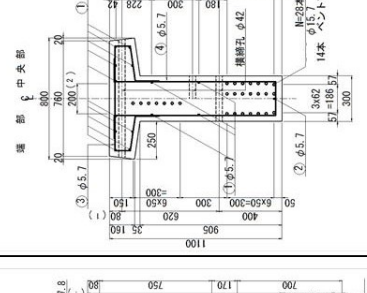
種別	基準ケース			カーボン			アラミド		
	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	数量	単価	金額(円)	
材料	PC鋼材+鉄筋+表面被覆	エポキシ+PC鋼材+エポキシ鉄筋	熱硬化性CFRP	熱可塑性CFRP	CASE-5				
塗布対象区分	対象区分S	なし	なし	なし	なし				
主桁緊張材	IS15.2	エポキシ被覆 IS15.2	φ15.2	φ9.0	φ15.7				
軸方向鉄筋/スタラーツ	鉄筋D13 / 鉄筋D10	エポキシ鉄筋D13 / エポキシ鉄筋D10	φ7.5 / φ5.0	φ7.8 / φ6.9	φ5.7 / φ5.7				
横筋の緊張材	IS21.8	エポキシ被覆 IS21.8	φ25.5	φ9.0	φ15.7				
形状									
コンクリート※1	89.3 m3	123,505	89.3 m3	123,505	77.5 m3	110.0 m3	123,505	13,585,550	
緊張材※1	4,107 kg	1,011	4,107 kg	2,205	577 kg	478 kg	51,791	24,750,049	
補強筋※1	1,687 kg	369	1,687 kg	619	839 kg	152 kg	151,215	22,950,964	
初製作業(小計)	15,804,000		21,131,251		35,909,520		61,292,463	31,354,020	
桁運搬費ほか※3	11,660,166		11,660,166		11,660,166		11,660,166	11,660,166	
桁架設※3	954,734		954,734		954,734		1,004,734	954,734	
横組工	横筋め鋼材500mmピッチ	4,491,215	横筋め鋼材500mmピッチ	6,169,336	横筋め鋼材500mmピッチ	15,576,048	横筋め鋼材250mmピッチ	21,433,565	
表面塗装※1	593 m2	5,595	2,982,195						
直接工事費 (比率)	35,892,250 (1.000)	39,915,487 (1.116)	39,915,487 (1.116)	64,100,488 (1.814)	64,100,488 (1.814)	102,106,982 (2.912)	65,402,485 (1.882)		
ライフサイクルコスト(出挙)	68,223,250 (1.000)	39,915,487 (0.585)	39,915,487 (0.585)	64,100,488 (0.940)	64,100,488 (0.940)	102,106,982 (1.497)	65,402,485 (0.959)		
注意事項	※1 コンクリート、緊張材、補強筋、表面塗装の費用は、材料+工事費を示す。 ※2 全ケースともに、桁運搬費¥2,196,000、支保工(BP-B支保400kN)¥5,322,186、付属工(伸縮装置、排水装置、地覆・壁構工)¥4,141,980の合計 ※3 CASE-4以外にはトラックレーン100mによる架設、CASE-4は120mによる架設 ※横筋め鋼材の配置が困難								

表-4 各要因によるプレストレス減少量

プレストレスの減少量 [kN]		PC鋼材	熱硬化性CFRP	AFRP
導入時の総プレストレス力		2995.9	2996.4	2987.6
導入直後	リラクゼーションによる減少量	74.9	209.7	776.8
	弾性変形による減少量	232.9	146	97.2
設計荷重時	リラクゼーションによる減少量	40.3	158.4	528.4
	クリープ・乾燥収縮による減少量	447.9	309.4	213.7
リラクゼーション率の影響による減少量		115.2	368.1	1305.2
弾性係数の影響による減少量		680.8	455.4	310.9
総減少量		796.0	823.5	1616.1

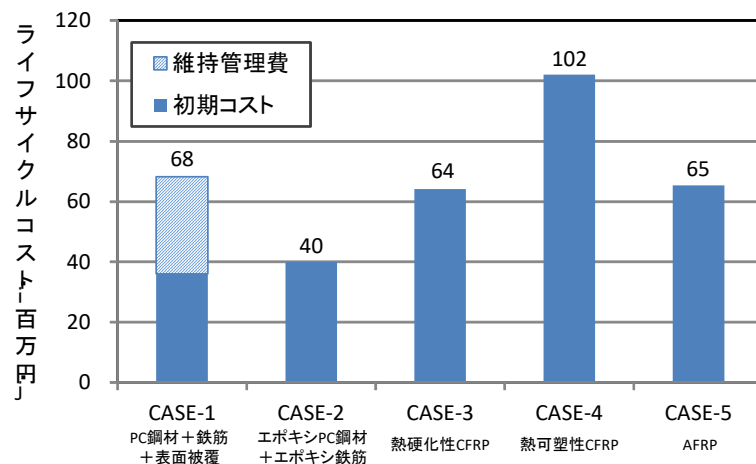


図-1 ライフサイクルコストの比較

4. まとめ

PC・T桁にFRP材料を用いる場合、現状ではリラクゼーション率などの物性値や、緊張材の小径による本数の増大、緊張材単価などの要因によってライフサイクルコストでの優位性は小さい。今回の試設計ではFRPの最小かぶりを50mmとして設計しているが、今後、耐久性、付着性、耐火性についての知見が蓄積できれば、最小かぶりを50mm以下に低減できる可能性があり、FRP材料を使用したPC・T桁のコスト低減が期待できる。

5. 謝辞

本研究を進めるに当たり、石田雅博上席研究員、宇佐美惣主任研究員、山口岳思研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました。紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します。

所属 株式会社竹中土木

<参考文献>

- 1) 日本道路協会、「道路橋示方書・同解説 I 共通編・IIIコンクリート橋編」, 2012年

簡易解析モデルによる液状化地盤における橋台基礎の地震時挙動の評価

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 高橋 宏和

1. まえがき

我が国で発生した既往の大地震において、地盤の液状化により落橋や長時間の通行止めを要するような致命的な被害が生じた事例がある。液状化地盤上の橋台では、通行機能に支障を生じるような被害事例が報告されているが、そのような橋台の地震時挙動に関する研究事例は少ない。そのため、著者らは、液状化地盤上の橋台の地震時挙動を明らかにする目的で大型振動台実験を実施した¹⁾。

本研究では、液状化地盤における橋台基礎の地震時挙動の評価手法を提案することを目的として、簡易解析モデルによる振動台実験の再現解析を行った結果について報告する。

2. 解析手法

2.1 解析モデル

解析対象とした2ケースの振動台実験の模型諸元を表-1、模型概要を図-1に示す。2ケースの模型は、同一の地盤条件のもと、一方が旧基準、他方が現行基準に基づき設計されたもので、杭径及び杭本数に加え、桁の遊間も異なる。振動台実験では、2ケース共に同一の加震条件で実施され、どちらの実験ケースもストラットとたて壁が接触した瞬間に橋台の変位や背面土圧、杭の断面力が同時に最大となった。この実験結果から、ストラットとたて壁が接触した時刻の計測値を再現解析の対象とした。

解析モデルは、図-2に示す通り、2次元はり・ばねモデルを用い、橋台たて壁及びフーチングは剛体、杭は線形はり要素とした。境界条件は、実験模型に合わせて杭下端をピン結合、杭頭部を剛結合とした。また、ストラ

表-1 振動台実験の模型諸元

適用基準	基礎の諸元	桁の遊間
S39指針 ²⁾	既製RC杭φ450 8×3列	50mm
H24道示 ³⁾	場所打ち杭φ1200 4×3列	200mm

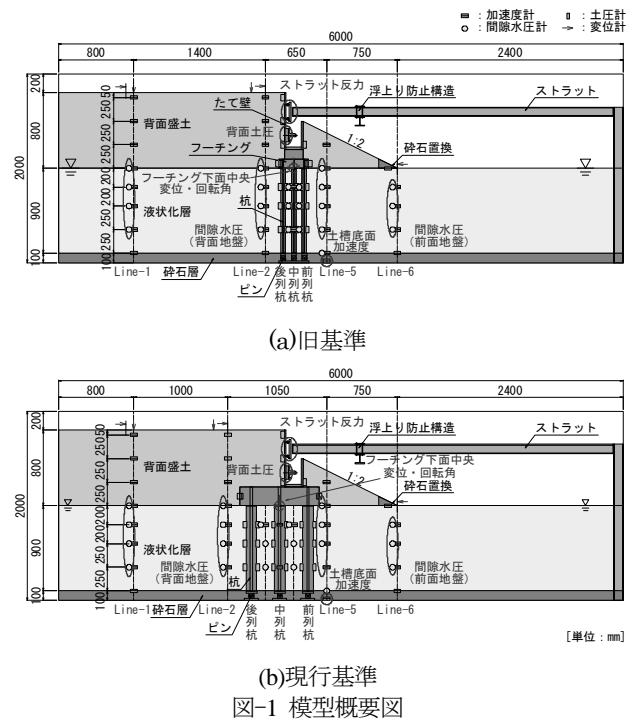


図-1 模型概要図

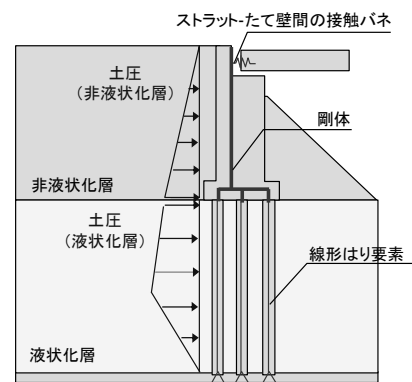


図-2 解析モデル

トータて壁間には、遊間相当の水平変位が生じた後、ストラットにより橋台が拘束されることを考慮するために、ばね定数の第1勾配 $k_1=1\text{kN/m}$ 、第2勾配 $k_2=1\times 10^8\text{kN/m}$ とするバイリニア型のばねを設けた。たて壁に与える土圧は、振動台実験で観測された地盤の加速度から求まる水平震度を用いて、修正物部・岡部の方法⁴⁾により算出した。杭に与える土圧は、既往の研究¹⁾の土圧分布を参考に、液状化層の中間までは深度方向に全上載圧相当とし、そこから液状化層の下端で零になるように深度方向に小さくなる分布とした。

2.2 解析ケース

解析ケースは、表-2より杭の土圧分布の折れ点、たて壁と杭に与える土圧の倍率、各杭の荷重分担比率を評価した群杭効果の有無を変えた計6ケースとした。

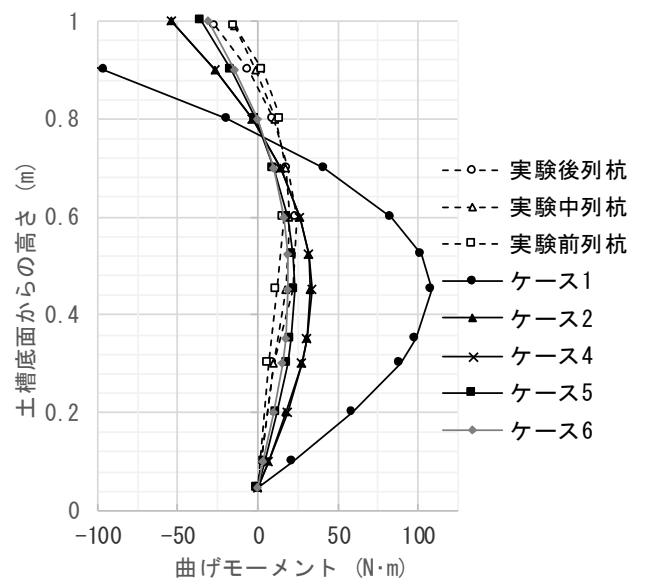
ここで、水際線沿いの橋脚基礎に作用した流動力の逆解析結果⁵⁾では、液状化層中の杭に作用する流動力は全上載圧の30%程度とすることにより評価できることが明らかにされている。ケース2からケース4では、これを参考に、杭に与える土圧を全上載圧の0.3倍とした。さらに、ケース3では、群杭効果を考慮するために杭の抵抗面積比により補正係数を設定⁶⁾することで、杭位置に応じて異なる土圧を与えた。ケース4では、たて壁に設置した壁面土圧計の実測値を参考に、たて壁に与える土圧を地震時主働土圧の2倍とした。また、ケース5及びケース6では、杭に与える土圧を全上載圧の0.2倍とし、さらにケース6については、振動台実験の土圧分布とより整合するように、杭の土圧分布の折れ点を調整した。

3. 解析結果

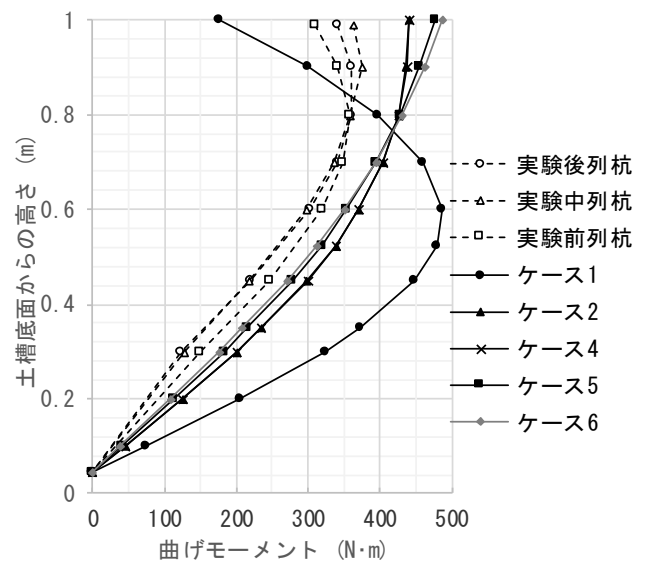
解析では、橋台基礎の地震時挙動の評価として、杭の曲げモーメント分布に着目した。解析結果について、各解析ケースの杭の曲げモーメント分布を図-3及び図-4、土圧分布を図-5に示す。なお、図-3の各解析ケースの結果では、群杭効果を考慮していないため、杭位置によら

表-2 解析ケース一覧

解析ケース	杭土圧分布折れ点	土圧の倍率		群杭効果 (杭の荷重分担比率)	
		たて壁	杭	旧基準	現行基準
1	液状化層の中間	1	1	-	-
2	液状化層の中間	1	0.3	-	-
3	液状化層の中間	1	0.3	後列0.96 前・中列0.46	後列0.99 前・中列0.55
4	液状化層の中間	2	0.3	-	-
5	液状化層の中間	1	0.2	-	-
6	液状化層の中間より0.1m上方	1	0.2	-	-

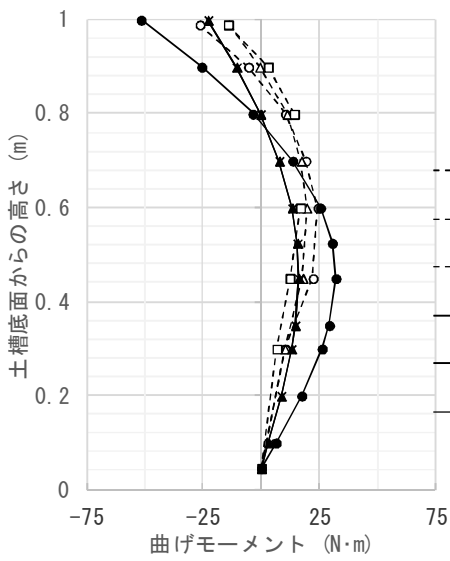


(a)旧基準

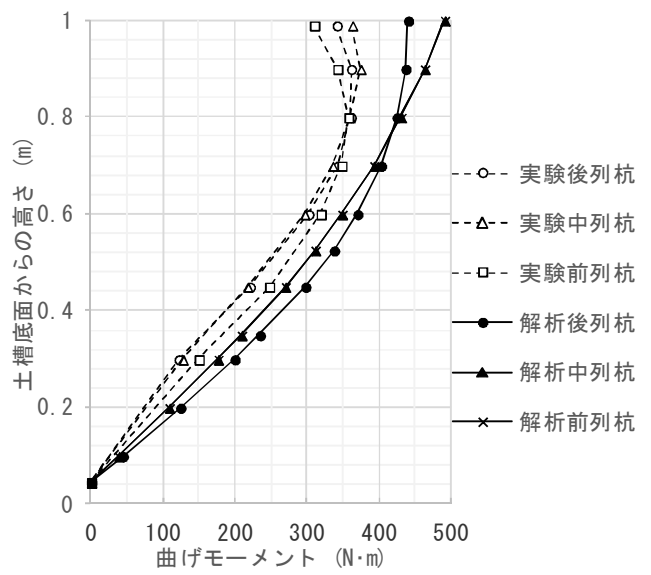


(b)現行基準

図-3 杭の曲げモーメント分布

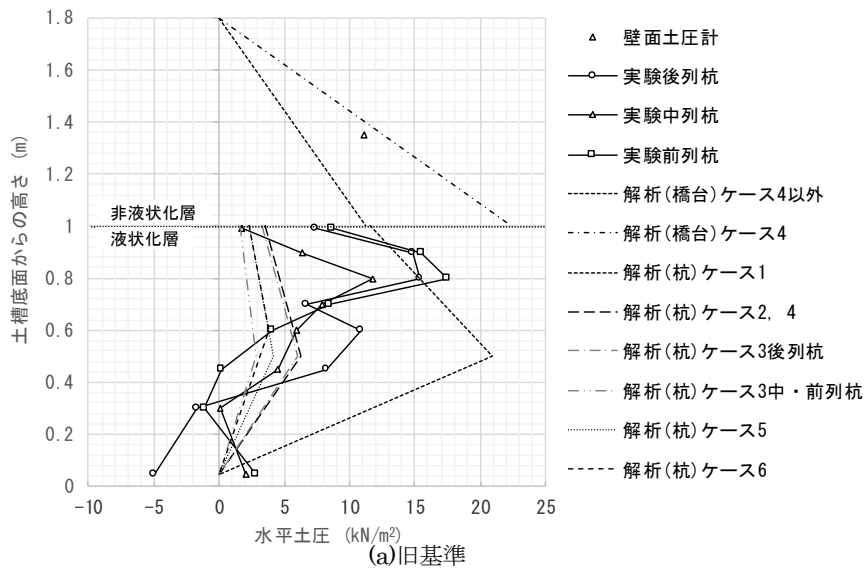


(a)旧基準

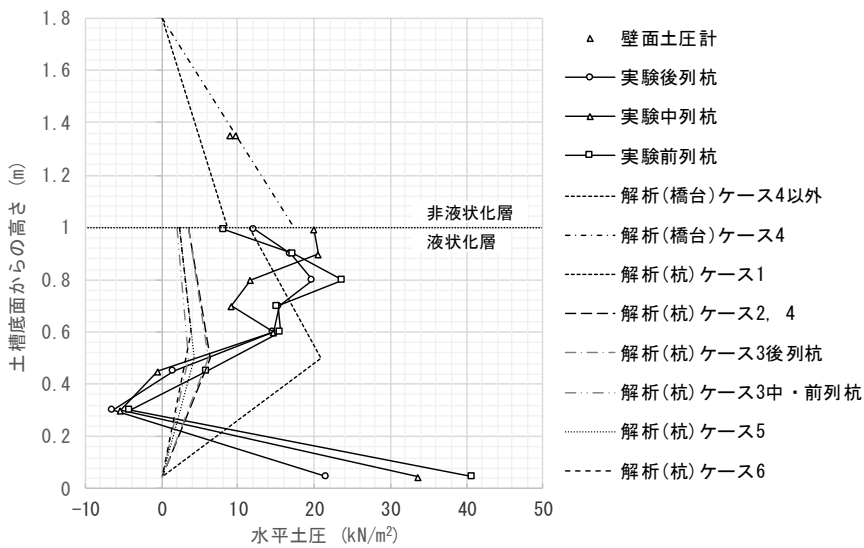


(b)現行基準

図-4 杭の曲げモーメント分布(ケース3)



(a)旧基準



(b)現行基準

図-5 土圧分布

ず曲げモーメント分布は一致している。

杭に与える土圧を全上載圧相当としたケース1では、図-5より解析値の杭に与える土圧は実験値よりも大きな値となるため、図-3に示す解析値の杭の曲げモーメント分布が実験値に比べて過大となった。杭に与える土圧を全上載圧の0.3倍に低減したケース2及びケース4では、解析値の杭の曲げモーメント分布がケース1に比べて小さくなり、実験値の曲げモーメント分布を概ね再現することができた。この点は、杭の剛性が著しく異なる旧基準と現行基準で共通している。さらに図-4より、ケース3では群杭効果を考慮することにより、実験値のように杭位置による曲げモーメント分布の違いを評価できることが分かる。

ここで、ケース2に対したて壁に与える土圧を2倍にしたケース4では、杭の曲げモーメント分布が同程度である一方で、別途ストラットをたて壁間に設けた接触ばねの反力を確認すると、ケース2の約1.4倍の増加となった。このことから、杭の曲げモーメントには液状化層から受ける土圧の影響が大きく、たて壁に作用する土圧はたて壁に接触したストラットが分担し、杭の曲げモーメントにはあまり影響しないことが分かる。

ケース5及びケース6では、杭に与える土圧を0.2倍に低減したことで、解析値の杭の曲げモーメント分布がより実験値と近くなっている。特にケース6では、土圧分布の折れ点を液状化層の中間より0.1m上方としたことで、土槽底面からの高さ0.6m以下の範囲でケース5よりも実験値と整合する結果となった。

4. まとめ

本研究では、ケース6の場合に振動台実験で確認された地震時に液状化層から受ける土圧によって杭に生じる曲げモーメント分布を、最も精度良く評価できた。また、ケース2からケース4のように、杭に与える土圧の折れ点を液状化層の中間とし、文献5)の橋脚基礎と同様に土圧の大きさを全上載圧の0.3倍に低減することにより、振動台実験の杭の曲げモーメント分布を概ね再現できることを明らかにした。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました大住上席研究員、七澤上席研究員、岡田主任研究員、谷本研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化」(管理法人：JST)の一環として実施されました。あわせて、深く感謝いたします。

所属：株式会社エル・コーエイ

<参考文献>

- 1) 石田修一, 谷本俊輔, 大住道生, 星隈順一, 「橋台杭基礎が液状化地盤から受ける土圧に関する実験的検討」, 第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2016. 7.
- 2) (社) 日本道路協会, 「道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇」, 1964. 3.
- 3) (社) 日本道路協会, 「道路橋示方書・同解説, V耐震設計編」, 2012. 3.
- 4) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M. & Kojima, k., 「A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads」, Special Issue of Soils and Foundations, pp.209-216, 1998. 9.
- 5) 田村敬一, 東拓生, 小林寛, 濱田禎, 「橋梁基礎に作用した流動力の逆解析」, 土木研究所資料, No. 3770, 2000. 12.
- 6) 白戸真大, 野々村佳哲, 福井次郎, 「動的解析における群杭のモデル化に関する検討」, 土木学会地震工学論文集, 2005. 3.

高強度せん断補強鉄筋を配した 遠心力高強度プレストレストコンクリート杭（PHC杭）の曲げ変形能

チーム名等 CAESAR
氏 名 宮原 清

1. まえがき

既製コンクリート杭である遠心力高強度プレストレストコンクリート杭（以下、PHC杭）は道路橋示方書（以下、道示）において耐震性能の向上を目的に断面力が大きい箇所へより多くの帯鉄筋（せん断補強鉄筋）を配筋するように規定されている。一方、H24年度に改定された道示では、従来より強度の高い鉄筋（SD390、SD490）の軸方向鉄筋等への適用が新たに規定された¹⁾。PHC杭のせん断補強鉄筋として高強度鉄筋を使用することは、所要の耐震性能を確保するために必要な鉄筋量が従来の鉄筋を用いた場合よりも削減可能となり、施工性の向上などをもたらすことが期待できる。

2. 研究目的

本研究では、PHC杭のせん断補強鉄筋に高強度鉄筋を使用した場合の耐力及び変形能に関する研究を行っている。本稿では変形能を確認するために行った正負交番曲げ載荷試験結果を報告する。

3. 試験方法

3.1 試験体諸元と試験体概要

試験1（単純梁方式）および試験2（片持梁方式）

の試験体諸元、試験体概要を表-1、表-2に、試験体断面図を図-1に示す。なお、表-1、表-2では、材料強度の試験結果も合わせて示す。ここで、試験1は杭単体の曲げ変形能等をせん断補強鉄筋の強度等の違いにより比較評価するための試験である。また、試験2は杭頭部における変形能等について、SD345のせん断補強鉄筋を用いて行われた既往の載荷試験²⁾と比較評価するための試験である。

せん断補強鉄筋のピッチは、せん断補強鉄筋の体積比とせん断補強鉄筋の降伏点（規格値）の積で与えられる横拘束力（ $=\rho_s \cdot \sigma_y$ ）が道示¹⁾に規定されている 2.45 N/mm^2 となる仕様とした。

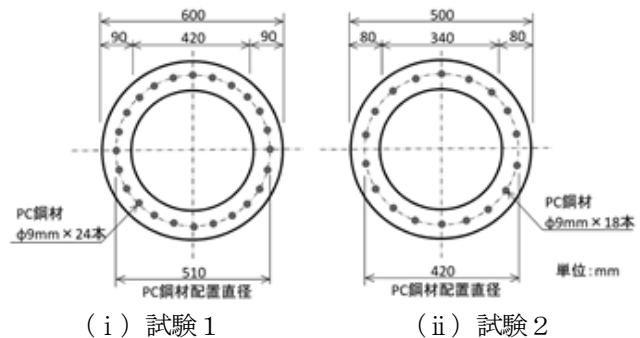


図-1 試験体断面図

表-1 試験体諸元

試験方式	No.	杭径 D (mm)		壁厚 t (mm)		種類	長さ (m)	PC鋼材				有効プレ ストレス σ_{ce} (N/mm^2)		
		設計値	実測値	設計値	実測値			径 (mm)	本数 (本)	降伏点 (N/mm^2)			引張強さ (N/mm^2)	
										設計値	実測値		設計値	実測値
試験1	1	600	599.7	90	104	B	8	9	24	1275	1483	1420	1504	8.0
	2		599.9		105									
	3		599.7		104									
	4		600.2		105									
試験2	5	500	500.1	80	85	B	3	9	18	1275	1381	1420	1472	8.0

表-2 試験体概要

試験方式	No.	コンクリートの仕様								軸力※	せん断補強筋仕様									
		杭体				杭体内中詰めコンクリート					種類	呼び名	ピッチ	降伏点						
		圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)		有無	圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)					(N/mm ²)						
		設計値	実測値	設計値	実測値		設計値	実測値	設計値					実測値	設計値	実測値				
試験1	1	80.0	106.8	40.0	43.9	有り	24.0	31.5	25.0	26.4	0	SD345	D10	70	345	382				
	2		102.6		42.3	有り		34.3		24.7					0	SD490	D10	100	490	590
	3		93.7		40.8	有り		37.0		25.8					1200					
	4		95.1		40.3	無し		—		—					0					
試験2	5	80.0	106.1	40.0	46.3	無し	24.0	—	25.0	—	0	SD490	D10	130	490	694				

3.2 曲げ試験装置およびゲージ類位置と載荷方法

試験1および試験2の曲げ試験装置を、図-2および図-3に示す。試験1の載荷方法は、JIS A 5373（プレキャストプレストレストコンクリート製品）に準じ、2点支持、2点載荷の単純梁方式として実施した。試験2は、フーチング模型に試験体を1000mm埋め込み、載荷点はフーチング模型上面から1250mm（2.5D）の位置とした。

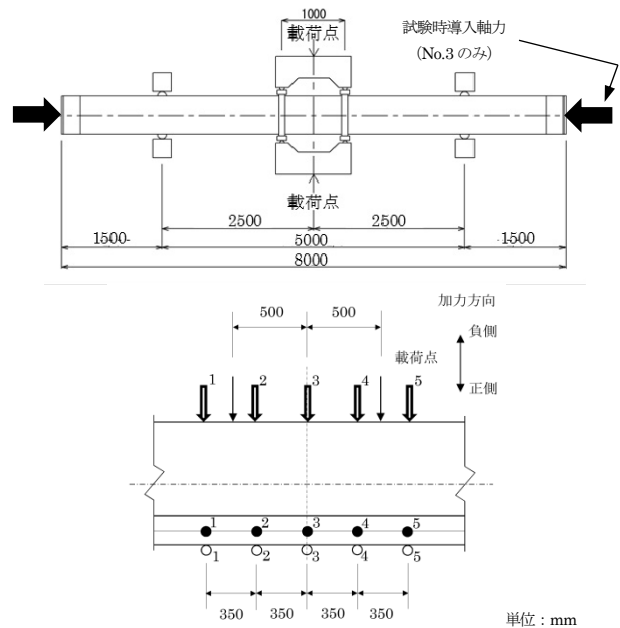
載荷方法を図-4に示す。引張側のPC鋼材が表-1に示す降伏点（実測値）に至った時点を実測降伏変位（ $1\delta_y$ ）とし、その変位で3回交番させる。その後、 $1\delta_y$ ずつ増加させながら同様に繰返し、最大荷重（Pmax）まで載荷を行う。また、最大荷重（Pmax）が生じた後、Pmax 8割以下の荷重に低下するまで載荷を繰り返す。なお、載荷サイクルは参考文献2)に基づき決定した。No.3において作用させた軸力の値（1200kN）は、道示に示される打撃工法の杭先端支持力¹⁾を参考に定めた。

4. 試験結果

4.1 単純梁方式（試験1）の載荷試験結果

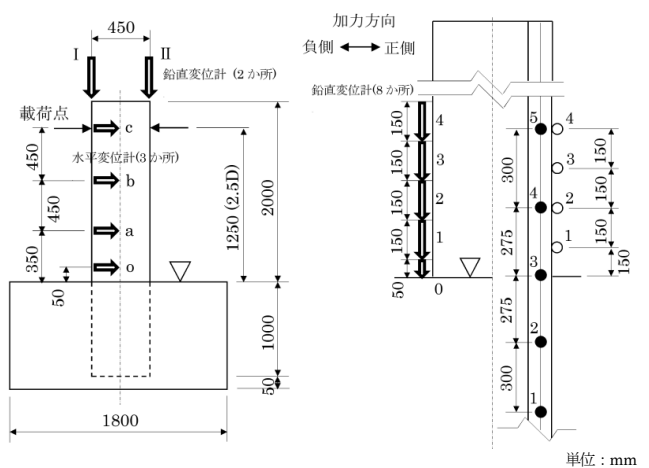
試験で得られたひび割れ時、降伏時及び終局時曲げモーメントを表-3に示す。なお、表中の計算値とは表-1、2の実測値から算出した曲げモーメント計算値である。破壊形態は、各試験体（No.1~4）ともにPC鋼材の引張破断により終局に至っているが、No.3のみ試験時に導入した軸力によるコンクリートの圧縮応力増加の影響から、かぶりコンクリートの剥落が確認された。

ひび割れ曲げモーメント（ M_{cr} ）、降伏曲げモーメント（ M_y ）の実測値／計算値に関しては、概ね1.00以



- ⇒ 変位計：負側の他、正側にも同様に5か所取り付け（合計10か所）
- PC鋼材ゲージ：正側の他、負側にも同様に5か所取り付け（2方向：合計10か所）
- 表面ゲージ：正側の他、負側にも同様に5か所取り付け（2方向：合計10か所）

図-2 単純梁方式（試験1）の試験概要



- ⇒ 変位計：0~4に関しては負側の他、正側にも同様に5か所取り付け（合計16か所）
- PC鋼材ゲージ：正側の他、負側にも同様に5か所取り付け（2方向：合計10か所）
- 表面ゲージ：正側の他、負側およびその90°方向にも同様に12か所取り付け（4方向：合計16か所）

図-3 片持梁方式（試験2）の試験概要

上となっているが、終局曲げモーメント (M_u) の実測値／計算値においては試験時に軸力を導入した試験体のみ 1.00 を上回り、他の試験体ではわずかながら 1.00 を下回った。単純梁方式で試験時に軸力を導入していない試験体は、圧縮側のかぶりコンクリートの目立った剥落がなく引張側の PC 鋼材で破断が生じたことが、終局曲げモーメントの値に影響したものと考えられる。一方で、試験時に軸力を導入した場合においては、かぶりコンクリートの剥落が生じた後に PC 鋼材が破断していることから、圧縮側最外縁のコンクリートは、一部終局ひずみに達しており、試験で導入した程度の軸力が作用した場合には、実測値と計算値の整合が取れるものと考えられる。しかしながらコアコンクリートの大きな損傷は確認されていないことから、試験で導入した程度の軸力ではひび割れ分散が十分でなく、最終的に PC 鋼材が破断したものと推察される。表-4 に各試験体の高強度せん断補強鉄筋、試験時の軸力導入および中詰めコンクリートの有無による影響を、図-5 に各試験体のモーメント-変位関係を示す。表-4 の試験結果の比較から、SD345 をせん断補強鉄筋に使用した試験体 No. 1 と SD490 の高強度せん断補強鉄筋を使用した No. 2 の最大曲げモーメント比は、0.93~1.06 であり、ほぼ同等である。また、図-5 のモーメント-変位関係 (No. 1 と No. 2) を比較しても同じような挙動を示していることが確認できる。したがって、SD490 をせん断補強鉄筋に使用した場合の曲げ耐力および変形能は、従前から規定されている SD345 と同等であることが確認できた。また、試験時に軸力を導入した試験体は、1.36~1.59 であり、曲げ耐力の向上が確認できた。中詰めコンクリートを施した試験体は、0.93~1.01 であり、中詰めコンクリートの有無により大きな差はなかった。

4.2 片持梁方式 (試験 2) の载荷試験結果

試験 2 の結果を表-5 に示す。破壊形態は、かぶりコンクリート剥落後の PC 鋼材の引張破断であった。

試験体の曲げ試験結果 (実測値／計算値) は、 M_{cr} 、 M_y 及び M_u において 1.00 以上であることが確認できた。試験 1 の単純梁方式の破壊形態と比較すると、試験時に軸力が導入されている No. 3 のみ、かぶりコンクリートが剥落したが、試験 2 の No. 5 は試験時に軸力が導入されていないにも関わらず、かぶりコンクリートの剥落が確認さ

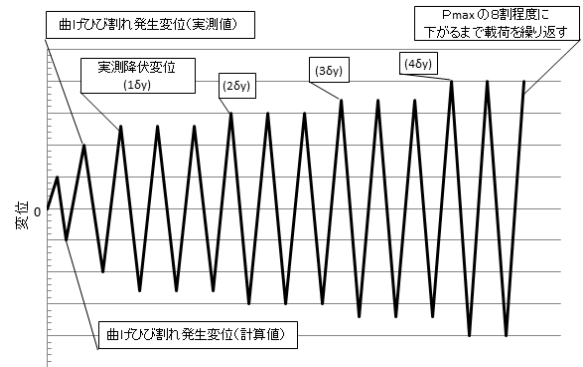


図-4 载荷方法

表-3 試験 1 の交番载荷試験結果のまとめ

No.	M_{cr} (kN·m)	M_y (kN·m)	M_u (kN·m)	備考
1	310.0 (1.32)	462.0 (1.00)	567.0 (0.98)	SD345 中有・軸無
2	330.0 (1.42)	491.0 (1.07)	530.0 (0.92)	SD490 中有・軸無
3	449.0 (1.32)	752.0 (1.07)	845.0 (1.04)	SD490 中有・軸有
4	310.0 (1.38)	500.0 (1.06)	540.0 (0.98)	SD490 中無・軸無

()内の数値は、実測値／計算値を示す。

表-4 各ケースにおける曲げ耐力の比

	M_{cr}	M_y	M_u
No.2/No.1 (せん断補強筋による影響)	1.06	1.06	0.93
No.3/No.2 (試験時の軸力導入による影響)	1.36	1.53	1.59
No.4/No.2 (中詰めコンクリートによる影響)	0.93	1.01	1.01

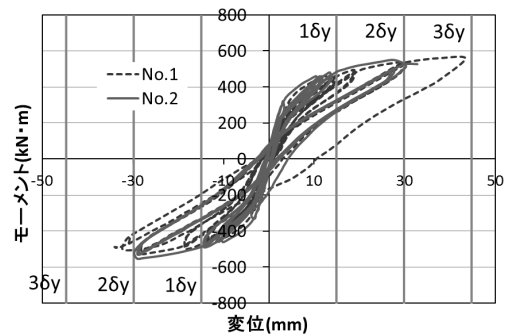


図-5 モーメント-変位関係 (No. 1 と No. 2)

表-5 試験 2 の交番载荷試験結果のまとめ

No.	M_{cr} (kN·m)	M_y (kN·m)	M_u (kN·m)	備考
5	163.0 (1.20)	344.0 (1.29)	358.0 (1.02)	SD490 中無・軸無

()内の数値は、実測値／計算値を示す。

れた。これは、No. 5 の杭が片持梁方式の荷重状態になり、杭の抜け出しによる水平変位の増加やフーチング面の圧縮側コンクリートへの応力集中が生じたことに起因するものと推察される。また、PC 鋼材に貼付したひずみゲージの値が降伏ひずみに達したときの荷重載荷位置の水平変位を $1\delta_y$ とし、正負交番荷重を行った。ただし、ひび割れ箇所の PC 鋼材にひずみが集中するため、このように定めた降伏変位 δ_y は実際の部材降伏変位よりも過大になっている。そこで、実験結果の整理においては計算降伏曲げモーメントに達したときの変位を基準変位 ($1\delta_y'$) とした評価も行った。モーメント-変位関係を図-6 に、破壊状況を写真-1 に示す。No. 5 の試験体は計算降伏曲げモーメントの変位を基準変位 ($1\delta_y'$) とすると、 $6\delta_y' \sim 9\delta_y'$ 程度の大きな変形能が確認され、せん断補強鉄筋に SD345 を用いて同様の実験を行った結果²⁾ とほぼ同程度の変形能が確認された。したがって、杭頭部を模擬した曲げ試験方法でも、せん断補強鉄筋に SD345 を用いた試験体と SD490 を使用した試験体に大きな相違はないことが確認された。

5. 結論

試験方式によらず、せん断補強鉄筋に SD490 を用いた場合でも、せん断補強鉄筋の体積比とせん断補強鉄筋の降伏点の積 ($=\rho_s \cdot \sigma_y$) を道路橋示方書・同解説 (下部構造編) に規定されている 2.45 N/mm^2 とすることで、SD345 を用いた場合と同程度の変形能を有することが確認できた。これより、SD490 をせん断補強鉄筋として用いることで、鉄筋量の縮減が可能になり、施工性が向上すると考えられる。なお、単純梁方式の試験 1 では、終局曲げモーメント (M_u) の実測値/計算値において多くが 1.00 を下回った。破壊曲げモーメントの実測値が計算値を下回る理由は、曲げひび割れ部にある PC 鋼材に大きなひずみが集中し、圧縮側コンクリートの損傷前に破断するためと考えられる。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、ご指導を頂いた七澤上席研究員、河野主任研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ感謝の意を表します。

所属：一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2012.3
- 2) 大塚久哲、星隈順一、長屋和宏：土木研究所資料 高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価方法、第 3445 号、1996.6

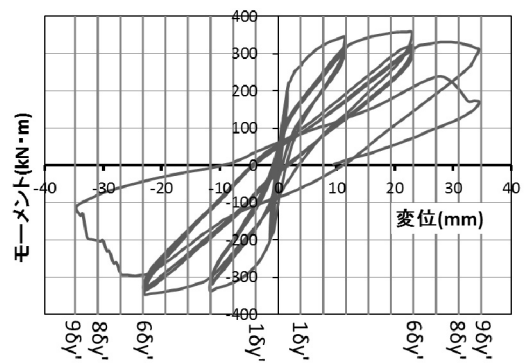


図-6 モーメント-変位関係 (No. 5: 計算値 $1\delta_y'$)

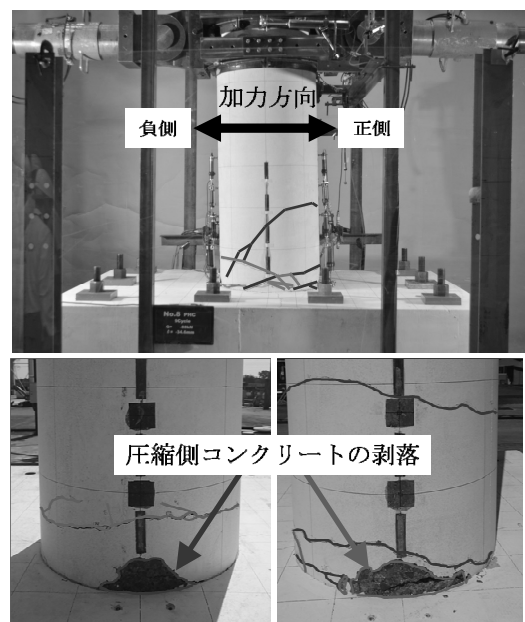


写真-1 破壊状況

道路橋の点検事業・維持管理事業における統計資料の役割

橋梁構造研究グループ

交流研究員 大山 容一

1. まえがき

2015.7～2017.3 の交流研究活動の中で、私は日本の橋梁に関する種々の統計資料に触れる機会をいただいた。また、RAIMS(モニタリングシステム技術研究組合)の活動にも参画し、近年動向が注目されている跨線橋・跨道橋等の点検・損傷記録の統計解析を進め、今後への必要な知見を得るための基礎資料に供した。

このような中で私は独自に、道路局集約の全国橋梁のストック情報に着目し、より効果的に情報を整理・分析し、活用する方法について考察した。たとえば、種々の資料や講演で公にされる統計情報は「橋の本数」に限られることが多く、しかも、「全国の橋梁数は約 70 万橋、そのうち市町村道は 50 万橋」、「全国 70 万橋のうち橋長 15m 未満は 50 万橋」、という 2 つの整理に留まっている。また別途、道路局より「道路メンテナンス年報」vol1(2015.11),vol2(2016.9) が公表されたが、ここでも橋梁点検の進捗率などは専ら橋梁数百分率であり、中小橋梁の多い市町村道、重要な長大橋を多く持つ国道、という一様分布ではない中での橋梁数の比較だけでは、実態を正確に伝えているとはいえない。

そこで本研究では、橋長・幅員などが網羅されている全国 70 万橋ストック情報の詳細な解析を試み、橋梁数のみによる解析とは異なった知見が得られることを示し、今後への参考となることを期待するものである。

2. 本研究の目的

本研究では、道路局 2014.4.1 調査の全国 70 万橋に及ぶ橋長 2m 以上の全橋梁を網羅したデータベース(以下、「全国橋梁台帳」)の種々の解析を行い、日本の(道路法適用下の)道路にかかる橋梁の現状把握を詳細に行い、今後の点検事業・維持管理事業を効果的に推進するための知見となることを目的として実施した。

3. 道路統計年報と全国橋梁台帳

道路局企画課調査統計係では、道路に関わる詳細の統計情報を「道路統計年報」として、1950 年度創刊で 1955 年度からは毎年 1 回もれなく発行している。そのうち「Ⅲ 橋梁の現況」の元データが「全国橋梁台帳」である。歴代の道路統計年報を確認したところ、橋梁の現況について、創刊から 1975 年度までは橋長 2m 以上の全橋梁を網羅していたのに対し、1976 年度以降現在までは橋長 15m 以上に限った数値となっている。年報中の当時の記述や聞き取り調査から、電算化採用に伴って何らかの理由で 15m 以上に限ったようで、それに伴い全国橋梁台帳も 15m 以上のみが対象となった。そして、近年のインフラ老朽化に対する社会の関心の高まりに伴い、2013.4.1 調査から 2m～14m の集計が復活している(会計検査院の指導による)。ただし統計精度不十分との判断から道路統計年報への反映には至っていない。本稿では、小橋梁は調査不要とされてきた 38 年の空白時間の影響をも、統計解析から明らかにできることを示している。

4. 全国橋梁台帳の仕様と解析手法

全国橋梁台帳はエクセル形式(xls)で作成され、第 5_1 号(橋長 15m 以上)と第 5_2 号(同 2～14m)からなり、今回使用した 2014.4.1 調査結果は、前者は 185,181 橋、後者は 525,468 橋を網羅している。各シート 50,000

橋で構成し、1行に1橋の情報を収納している。すなわち18万橋は4シート、52万橋は11シートとなる。次に各橋梁の主要な仕様を記し、合わせて解析手法を述べる。

(1) 管理者： 国道・県道・市道といったその橋梁を渡る道路の管理者で、次のように細分化されている。1:高速道路、2:国道(指定)、3:国道(その他)、4:都道府県道(主地)、5:都道府県道(一般)、6:市町村道(1級)、7:市町村道(2級)、8:市町村道(その他)。解析結果は、高速道路(1)・国道(2,3)・都道府県道(4,5)・市町村道(6,7,8)の区分としたが、適宜細分化した検討ができるよう、中間解析では8カテゴリー個別に集計している。

(2) 橋長： 1橋梁の構造・規模を表すのに最も基本的な要素として、全国橋梁台帳ではm未満を四捨五入した整数値の橋長がもれなく得られている。ここでも1mごとの中間集計のうえで、2~4m、5~14m、15~99m、100m以上、の4区分に集約した。橋長をどう集約するかは、その解析で言いたい趣旨に依存する。

(3) 架設年次： その橋梁の竣工年次を年号で表し、年次不明の場合はそれとわかるようになっている。老朽化を論じる場合に最も基本となる情報である。「年次不明」橋梁の規模や対応のしかたが、今後の要となる。

(4) 橋梁名称： 橋を特定する基本的な情報だが、「名もない橋」が少なからず存在し、「無名橋」と記載される。ただし特定可能な「無名橋1」「無名橋2」などの場合は本稿では無名橋とはしない。

(5) その他の項目： 全国橋梁台帳は以上のほかにも豊富な調査項目が設けられている。中でも橋梁構造の分類においては、路面位置(上路・中路等4分類)、上部工構造形式(桁橋・トラス・アーチ・斜張橋・吊り橋等細分化含め24分類)、上部工使用材料(鋼・RC・PC等7分類)、上部工床版材料(鋼・コンクリ・その他の3分類)、下部工基礎(杭・ケーソン等細分化9分類)ときめ細かな区分が行われており、今般のRAIMSの活動では損傷事例のデータ解析で、上部工に関する項目等の多くを使用した。ただし本稿においては、上記の(1)~(4)のみを用いた解析結果を報告するものである。

5. 調査・研究の結果と考察

5-1 2014.4.1 全国橋梁台帳データの統計解析結果

解析結果は、解析項目別に1つの表とし、各表とも、横軸に管理者4区分、縦軸に橋長4区分とした。なお集計結果は、橋梁の実数、橋長の延べ長さ[m]、橋梁面積の延べ面積[m²]のそれぞれの実数のみを記した。よく用いられる百分率表示は、分母が何か(100%は何か)が、しばしば曖昧になるからである。表1~表6までそれぞれの解析結果を示す。

表1 解析結果1(管理者別・橋長区分別 全橋梁数)

2014.4.1data	高速道路	国 道	都道府県道	市町村道	合 計
橋長2~4m	1239	11887	29088	219067	261281
橋長5~14m	3807	18575	37962	203843	264187
橋長15~99m	8132	26049	32262	91175	157618
橋長100m~	6587	9338	6386	5252	27563
合 計	19765	65849	105698	519337	710649

表2 解析結果2 (管理者別・橋長区分別 竣工年不明の橋梁数)

2014.4.1data	高速道路	国 道	都道府県道	市町村道	合 計
橋長2～4m	46	2142	5964	156856	165008
橋長5～14m	187	1607	4927	106796	113517
橋長15～99m	1254	314	356	3825	5749
橋長100m～	1440	351	43	116	1950
合 計	2927	4414	11290	267593	286224

表3 解析結果3 (管理者別・橋長区分別 無名橋の橋梁数)

2014.4.1data	高速道路	国 道	都道府県道	市町村道	合 計
橋長2～4m	0	795	2306	34678	37779
橋長5～14m	0	550	1439	16974	18963
橋長15～99m	0	33	70	246	349
橋長100m～	0	1	3	5	9
合 計	0	1379	3818	51903	57100

表4 解析結果4 (管理者別・橋長区分別 無名かつ竣工年不明の橋梁数)

2014.4.1data	高速道路	国 道	都道府県道	市町村道	合 計
橋長2～4m	0	305	844	30178	31327
橋長5～14m	0	160	495	14330	14985
橋長15～99m	0	6	4	125	135
橋長100m～	0	0	0	3	3
合 計	0	471	1343	44636	46450

表5 解析結果5 (管理者別・橋長区分別 延べ橋長の集計) [m]

2014.4.1data	高速道路	国 道	都道府県道	市町村道	合 計
橋長2～4m	4,302	37,638	92,225	679,073	813,238
橋長5～14m	29,564	159,337	315,076	1,614,552	2,118,529
橋長15～99m	344,558	1,033,936	1,153,391	2,810,358	5,342,243
橋長100m～	2,168,817	2,568,823	1,883,826	1,036,638	7,658,104
合 計	2,547,241	3,799,734	3,444,518	6,140,621	15,932,114

表6 解析結果6 (管理者別・橋長区分別 延べ橋面積の集計) 橋面積=橋長 x 幅員 [㎡]

2014.4.1data	高速道路	国 道	都道府県道	市町村道	合 計
橋長2～4m	90,421	483,270	832,708	3,657,819	5,064,218
橋長5～14m	617,759	1,701,404	2,671,887	8,188,596	13,179,645
橋長15～99m	3,756,962	10,030,776	10,628,291	16,869,099	41,285,127
橋長100m～	23,864,274	27,827,811	23,794,848	9,911,298	85,398,231

合 計	28,329,416	40,043,261	37,927,733	38,626,811	144,927,221
-----	------------	------------	------------	------------	-------------

5-2 考 察

個々の表、あるいは複数の表を比較して、橋梁ストックの現況把握を行うことを踏まえた考察を行う。

(1) 表1 (全橋梁数)

まえがきで触れた「よく聞くフレーズ」は表1の合計欄で言い尽くされる。ここではさらに、橋長2~5~14mで分けることにより、26万橋ずつに二等分できる(二等分できるよう、閾値を5mとした)。日本には2~4mの幅跳びの選手が飛んで渡ってしまえるような橋が極めて多いことがわかる。

管理者別に見ると、高速道路と国道は15~99m、県道は5~14m、市道は2~4mが最大数を示す。中小橋梁が卓越する自治体の橋には、国道とは違った対応(効率化・簡略化等)が求められるゆえんである。

(2) 表2 (竣工年不明の橋梁数)

種々の資料でしばしば、橋梁ストックの老朽化を示すグラフ(橋年齢別に現在・10年後・20年後等)が示されるが、その分母が全国橋梁数の4割を除外した数量であることをこの表で知る。また100m以上の高速道路橋に1440橋の竣工年不明橋が存在する。道路局が1橋、NEXCOが1径間という管理単位の相違が原因ではないかと推察される。

(3) 表2一表3一表4 (竣工年不明・名称不明)

名前も年齢もわからない橋の集計値である。橋長別に2~14mと15m以上とで、1~2桁という歴然とした差がついていることがわかる。道路統計年鑑の対象外として調査不要とされた38年間に、市町村を中心に個々の橋梁台帳が散逸してしまったことを想起させる。今般、調査対象に復活したことで、今後これらの橋梁が解消されていく必要がある。道路統計年鑑への復活も期待する。

(4) 表1一表5一表6 (橋梁数・延べ橋長・延べ橋面積)

国道：県道：市町村道 の比率を簡単な整数比で表現しよう。橋梁数で1:2:8のところ、延べ橋長で1:1:2、延べ橋面積で1:1:1となることがわかる。橋梁点検作業や補修作業を考えるうえでは、橋面積による対比がより実情を捉えている。どんな統計解析を行うかで、全く印象が変わってしまう好例といえる。

6 結 論

全国70余万橋の橋梁台帳の解析を、橋梁数・橋長・橋面積と解析単位を変えて実施した。橋梁数による従来の解析だけでは、市町村のみが極めて深刻な状況にあることを示しているが、延べ橋長・延べ橋面積で解析すると、国道-県道-市道が拮抗しており、橋梁の規模や交通量等を考慮すると、国道・県道も決して安穩としてはられないことがわかる。今後、インフラストックの維持管理事業がいよいよ本格化するのに伴い、より正確不偏な実態把握のために、極めて良質なデータベースである全国橋梁台帳の効果的な活用を望む。

7 謝 辞

本研究を進めるにあたり、機会と環境、そして助言と勇気を与えていただいた、中谷グループ長、金澤グループ長、石田上席研究員、宇佐美主任研究員、山口研究員、松林交流研究員、松尾交流研究員、坂本交流研究員、そしてコンクリート班をはじめCAESARに集う個性豊かな仲間たちに、深い感謝の意を表します。

<参考資料>

橋梁と基礎(月刊、建設図書) / 道路メンテナンス年報 (Vol1:2015.11, Vol2:2016.9、道路局)

道路橋基礎等の部分係数設計法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 大城 一徳

1. まえがき

現在、信頼性に基づく部分係数設計法の考え方を考慮した道路橋示方書¹⁾の改定作業が進められている。部分係数設計法では、各施工法や地盤調査法の精度、または地盤条件や構造条件の違いによる信頼性のばらつきに応じて部分係数を差別化していくことにより、精度の高い技術を用いた場合に合理的な設計が可能となる。

2. 研究目的

本検討は、杭の軸方向押し込み支持力及びばね定数に関して信頼性設計の考え方を取り入れるに当たり、推定結果の偏りやばらつきを極力低減しつつその程度を客観的に示すために、①支持力推定式の作成方法の標準化を行うこと、②最新のデータに基づき推定式の見直しを行うこと、の2点を目的としている。

3. 研究方法

土木研究所で収集した多数の杭の鉛直載荷試験データを用い、載荷試験結果と地盤定数から支持力推定式を作成する方法を示し、この方法に基づいて作成した推定式の推定精度を確認する。また見直した支持力推定式を用いることにより、杭の軸方向ばね定数の推定式の見直しと推定精度を確認する。

4. 研究結果

4.1 杭の軸方向押し込み支持力

4.1.1 設計上の極限支持力

道路橋示方書に定義される設計上の極限支持力は杭頭変位が杭径の10%に達する時の杭頭反力であるが、従来、極限支持力の算定に必要な杭先端の極限支持力度および周面摩擦力度は、各々の最大抵抗力度に着目して整理されていた。本検討では、杭頭変位が杭径の10%に達する時の杭先端の極限支持力度 q_d および周面摩擦力度 f に着目し、これと土質定数との関係の評価した。

杭先端の極限支持力度 q_d の評価では、図-1に示すように、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすこととし（設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端抵抗力に含まれるものとする）、これによって、直接計測するのが困難である杭体下端の軸力の外挿の不確実性を極力排除することとした。また、既往の研究成果²⁾を参考に、先端抵抗力の推定に用いる平均 N 値の評価範囲も杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲に見直した。

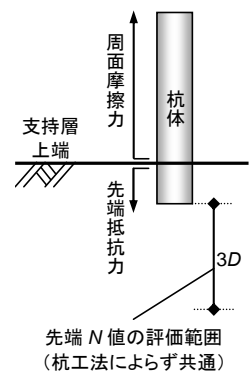


図-1 設計上の杭先端位置と先端 N 値の評価

4.1.2 推定式作成方法の標準化

従来、数多くの载荷試験データから人為差の少ない方法で支持力推定式を定める方法がなかった。本検討では、近年確立されているバイリニア型の支持力推定線を前提として、次の要領で推定式作成方法を標準化した。

- ① 図-2 (a) に示すように、バイリニア型推定線はある M 値を境界とし、 M 値の増加に伴い強度 (q_d もしくは f) が上昇する領域 (領域1) と、 M 値の増加に関わらず強度が上昇しない領域 (領域2) とがあるとする。
- ② 領域1の推定線の勾配は、領域1に含まれるデータの平均勾配とし、領域2の推定線は、領域2に含まれるデータの平均強度とする。
- ③ 図-2 (b) に示すように、領域1と領域2の境界 M 値を任意に仮定し、平均勾配 (○分布) と平均強度 (●分布) の分布図において○分布と●分布の交点を強度変化点とする。ここに、○分布は M 値の小さなデータから順に採用した平均勾配線上端の分布であり、●分布は M 値の大きなデータから順に採用した平均強度の分布である。

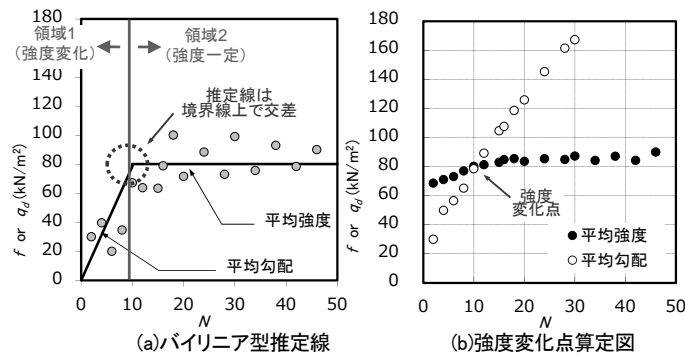


図-2 極限支持力推定線の作成例

例として、図-3 に場所打ち杭工法砂層地盤の杭先端の極限支持力 q_d 、図-4 に中掘り杭工法砂質土層地盤の周面摩擦力 f のバイリニア型推定線と強度変化点算定図を示す。どちらの例も、(b) 図から強度変化点を算定することにより一義的にバイリニア型推定線が定まる事が確認できる。なお、図-3、図-4 の例のように明確な強度変化点が得られなかった場合、杭先端の極限支持力 q_d では N 値の大きな範囲 (領域 2) を重視して平均強度 (●分布) の傾向を優先、周面摩擦力 f では N 値の小さな範囲 (領域 1) を重視して平均勾配 (○分布) の傾向を優先することにより強度変化点を定めた。

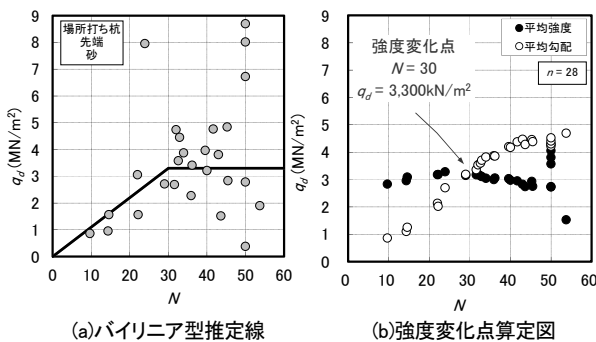


図-3 杭先端の極限支持力 q_d の推定線作成例 (場所打ち杭工法, 砂層)

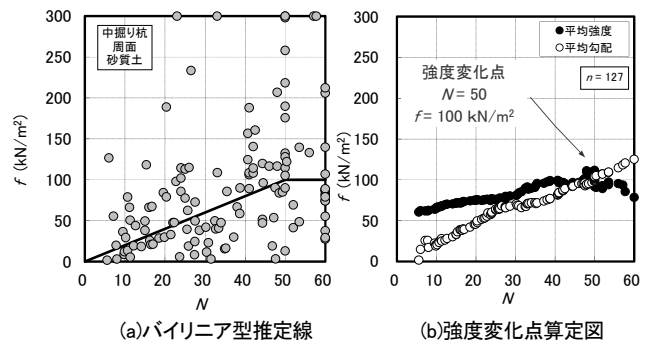


図-4 周面摩擦力 f の推定線作成例 (中掘り杭工法, 砂質土層)

4.1.3 推定式の見直し結果

表-1, 表-2 に, 現行と見直し後の支持力推定式を示す。見直し後は, 全般的な傾向として, 杭先端の極限支持力度 q_d が現行よりも大きめに, 周面摩擦力度 f は現行よりも小さめとなっている。

表-1 杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m²)

工法	先端地盤	q_d の推定式 現行	q_d の推定式 見直し
打撃工法 (開端)	粘性土	$60(L_b/D)\bar{N}$	$90\bar{N} (\leq 4,500)$
	砂	$(\bar{N} \leq 40,$	$130\bar{N} (\leq 6,500)$
	砂れき	$L_b/D \leq 5)$	$130\bar{N} (\leq 6,500)$
場所打ち杭工法	粘性土	$3q_{c(-6C=75N)}$	$110\bar{N} (\leq 3,300)$
	砂	3,000	$110\bar{N} (\leq 3,300)$
	砂れき	5,000	$160\bar{N} (\leq 8,000)$
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌)	砂	$150\bar{N} (\leq 7,500)$	$220\bar{N} (\leq 11,000)$
	砂れき	$200\bar{N} (\leq 10,000)$	$250\bar{N} (\leq 12,500)$
プレボーリング 杭工法	砂	$150\bar{N} (\leq 7,500)$	$240\bar{N} (\leq 12,000)$
	砂れき	$200\bar{N} (\leq 10,000)$	$300\bar{N} (\leq 15,000)$
鋼管ソイル セメント杭工法	砂	$150\bar{N} (\leq 7,500)$	$190\bar{N} (\leq 9,500)$
	砂れき	$200\bar{N} (\leq 10,000)$	$240\bar{N} (\leq 12,000)$
回転杭工法 1.5倍径	砂	$120\bar{N} (\leq 6,000)$	$120\bar{N} (\leq 4,500)$
	砂れき	$130\bar{N} (\leq 6,500)$	$120\bar{N} (\leq 5,500)$
回転杭工法 2.0倍径	砂	$100\bar{N} (\leq 5,000)$	$90\bar{N} (\leq 4,500)$
	砂れき	$115\bar{N} (\leq 5,750)$	$110\bar{N} (\leq 5,500)$

\bar{N} : q_d 算定時平均 N 値, L_b : 支持層への根入れ長, D : 杭径, q_c : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

表-2 杭の周面摩擦力度 f (kN/m²)

工法	周面地盤	f の推定式 現行	f の推定式 見直し
打撃工法	粘性土	C 又は $10N (\leq 150)$	C 又は $6N (\leq 70)$
	砂質土	$2N (\leq 100)$	$5N (\leq 100)$
場所打ち杭工法	粘性土	C 又は $10N (\leq 150)$	C 又は $5N (\leq 100)$
	砂質土	$5N (\leq 200)$	$5N (\leq 120)$
中掘り杭工法	粘性土	$0.8C$ 又は $8N (\leq 100)$	$0.8C$ 又は $4N (\leq 70)$
	砂質土	$2N (\leq 100)$	$2N (\leq 100)$
プレボーリング 杭工法	粘性土	C 又は $10N (\leq 100)$	C 又は $7N (\leq 100)$
	砂質土	$5N (\leq 150)$	$5N (\leq 120)$
鋼管ソイル セメント杭工法	粘性土	C 又は $10N (\leq 200)$	C 又は $10N (\leq 200)$
	砂質土	$10N (\leq 200)$	$9N (\leq 300)$
回転杭工法	粘性土	C 又は $10N (\leq 100)$	C 又は $10N (\leq 100)$
	砂質土	$3N (\leq 150)$	$3N (\leq 150)$

C : 粘性土の粘着力 (kN/m²)

4.1.4 推定式の推定精度

図-5, 図-6 に, 現行および見直し後の支持力推定式から杭頭における極限支持力の推定比 (= 実測値 / 推定値) の平均値と変動係数を示す。見直し後では, 推定比の平均値 (偏り), 変動係数 (ばらつき) とともに低減されていることが確認できる。

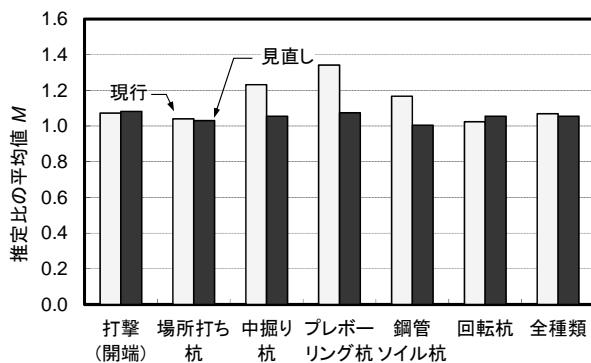


図-5 推定比の平均値(偏り)

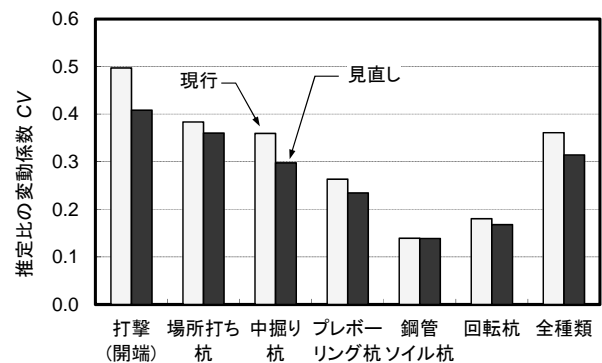


図-6 推定比の変動係数(ばらつき)

4.2 杭の軸方向ばね定数

現行の道路橋示方書において杭の軸方向ばね定数 (以下, K_v) は, 杭頭に設定するばね定数として杭施工法別に杭体の軸剛性ばねと根入れ比の関係に着目した推定式が示されている。この式は, 比較的簡易に K_v の評価が可能であり汎用性もあるが, 杭先端地盤の影響を直接見込む変数が用いられていないため杭長が短い場合や軸剛性が高い場合などで推定精度が低くなる傾向がある。そこで, 土研資料 4297 号⁴⁾では, 式 (1) に示すように, このよ

うな杭先端地盤の影響が相対的に大きい場合にも一定の推定精度を確保することを目的として、杭体部分だけでなく杭先端の寄与分に関する影響を考慮することができる K_V の推定式を提案している。

本検討では、表-1、表-2 に示した支持力推定式を用いて式 (1) における R_U の値を見直しことにより、 K_V の推定式を見直した。表-3 に、見直した K_V の推定式及び推定精度を示す。

$$K_V = \frac{1}{\frac{L}{2A_p E_p} (1 + \gamma_y - \zeta) + \xi \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_V}} \quad (1)$$

K_V :	杭の軸方向ばね定数 (kN/m)	R_P :	支持力推定式により求まる杭先端支持力 (kN) $R_P = q_d \cdot A$
L :	杭の軸剛性評価長 (m)	A :	杭先端面積 (= $\pi D_p^2 / 4$) (m ²)
D_p :	杭先端の径 (m) (回転杭の場合には羽根径 D_w)	R_U :	支持力推定式により求まる杭の極限支持力 (kN)
A_p :	上杭の純断面積 (mm ²)	k_V :	杭先端の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m ³)
E_p :	上杭のヤング係数 (kN/mm ²)	X :	杭先端への伝達率を極限支持力から降伏支持力に補正するための係数で $\gamma_y = X \gamma_{10}$
γ_y :	降伏支持力に達したときの杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値 ($0 \leq \gamma_y \leq 1$) $\gamma_y = X \gamma_{10}$	ζ :	杭体収縮量算出のための補正係数
γ_{10} :	極限支持力に達したときの杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値 $\gamma_{10} = R_P / R_U$	ξ :	杭の先端変位量算出のための補正係数

表-3 杭の軸方向ばね定数 K_V の推定式及び推定精度

工法	K_V の推定式(補正係数)						K_V の推定精度(推定比)		
	データ数 軸力計測	先端伝達率		補正值 X	補正值 ζ	補正值 ξ	データ数 杭頭	平均 M	変動係数 CV
		降伏実測 γ_y	極限計算 γ_{10}						
打撃工法(先端開放型)	17	0.33	0.43	0.76	0.22	0.25	44	1.00	0.36
場所打ち杭工法	23	0.23	0.49	0.48	0.30	0.99	35	0.92	0.47
中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌)	33	0.47	0.70	0.66	0.07	0.42	47	1.05	0.42
プレボーリング杭工法	6	0.25	0.46	0.58	0.04	0.16	6	0.98	0.35
鋼管ソイルセメント杭工法	9	0.40	0.57	0.71	0.42	0.48	9	1.02	0.28
回転杭工法	13	0.56	0.66	0.84	0.25	0.58	13	1.06	0.40

5. まとめ

- (1) 人為差の少ない客観的な支持力推定式の作成方法を提案(標準化)したうえで、支持力推定式を見直した。
- (2) 見直した支持力推定式は、現行に比べて推定比の偏りやばらつきが低減されることが確認できた。
- (3) 見直した支持力推定式を用いて、ばね定数の推定式を見直し、推定精度を確認した。
- (4) 今後は、推定式の見直しによる実設計への影響等を確認していくことが必要である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました七澤上席研究員、河野主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ深く感謝いたします。

所属：株式会社 大林組

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2012.3.
- 2) 小椋 仁志：杭の先端支持力算定式に関する一考察(先端平均 N 値の平均範囲を中心として)，第45回地盤工学シンポジウム論文集，pp. 199-204, 2000.10.
- 3) 中谷昌一，白戸真大，横幕清：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第4139号，2009.3.
- 4) 七澤利明，西田秀明，河野哲也，北浦光章，鈴木慶吾：杭基礎の鉛直支持力及び地盤ばね定数推定式の見直しと信頼性の評価に関する研究，土木研究所資料第4297号，2015.3.

橋梁のリスク評価手法に関する研究

構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ

今野 貴元

1. はじめに

近年、道路橋の高齢化が進んでいる。高度経済成長期に建設された膨大な数の道路橋が架設後 50 年を経過して老朽化が急速に進むと予測されるため、落橋等の重大な事故を未然に防ぐ予防保全対策が重要となっている。また、我が国の道路橋は世界的に見て非常に厳しいレベルの自動車交通や自然環境に曝されてきており、今後急速に劣化損傷が増大する可能性がある。既に、床版の疲労、鋼部材の疲労、コンクリート部材の塩害・アルカリ骨材反応による損傷といった橋の耐荷性能に重大な影響を与える事例も多数報告されている。

我が国の道路橋点検では、各部材の損傷程度の評価により対策区分を判定しているが、損傷が橋へ与える影響や結果の重大性は明確には規定されていない。

橋梁は架設から 50 年を超えると劣化が急速に進行すると言われており、橋梁の損傷による社会的リスクが高まり、かつ財政的な制約の厳しい現状において、その健全性を適切に評価し、予防保全の考え方を取り入れながら戦略的に維持管理するためのリスク評価手法の確立を急ぐ必要がある。

2. 研究内容

前章の状況を踏まえ、構造物メンテナンス研究センターでは、道路橋を構成する部材の損傷リスクを評価する手法、リスク発生による人命や社会への影響を定量的に評価する手法について検討し、これらをあわせて橋梁管理体系に組み入れるリスク評価手法の研究を進めているところである。

本稿では、「橋梁のリスク評価手法に関する研究」を構成する「社会的影響の評価手法の検討」の一環として、社会的影響を及ぼした事例、すなわち通行止め等の通行規制に至った橋梁の損傷事例を対象とし、架設年や準拠した基準及び通行規制内容等との関係について傾向分析を行った結果を報告する。

3. 分析対象

既設橋の重大損傷事例から通行規制が確認された橋梁を抽出し、傾向分析を行う対象とした。ここに重大損傷とは、速やかに補修をする必要のある損傷や、地域の交通に影響を及ぼす損傷を指している。重大損傷事例の抽出にあたり使用したデータは次のとおりである。

- ①橋梁定期点検要領¹⁾ (以下「点検要領」) に基づいて実施された点検データ、及び橋梁管理カルテデータのうち、点検結果が対策区分 E「緊急対応の必要がある」と判定された橋梁
- ②土木研究所で実施された過去の技術相談のうち、重大損傷と判断される橋梁
- ③国土交通省ホームページ²⁾に公開されている損傷事例の橋梁

上記のような重大損傷事例を幅広く収集し、次に「通行規制が実施された」という条件を与えて絞りこみ、さらに橋梁の代表的な損傷形態を示す事例を中心に抽出した 15 橋梁を表-1 に示す。なお、「通行規制」とは橋梁に生じた損傷により管理者が応急的・緊急的に規制を実施したものを指し、定期復旧工事等による規制は含まれていない。

表-1 分析対象橋梁一覧

橋梁	橋種	架設年	損傷形態
A橋	鋼鈹桁	1972	床版ひびわれ
B橋	鋼鈹桁	1965	洗掘
C橋	鋼鈹桁	1932	洗掘
D橋	鋼トラス	1969	鋼材腐食
E橋	鋼トラス	1966	鋼材破断
F橋	鋼鈹桁	1971	亀裂
G橋	鋼トラス	1991	亀裂
H橋	鋼鈹桁	1981	鋼材腐食
I橋	鋼鈹桁	1933	鋼材腐食
J橋	RCT桁	1935	床版抜け落ち
K橋	RCT桁	1953	洗掘
L橋	RCT桁	1955	主桁ひびわれ
M橋	RCT桁	1932	剥離・鉄筋露出
N橋	PC箱桁	1975	剥離・鉄筋露出
O橋	RCT桁	1927	剥離・鉄筋露出

4. 準拠基準との関係性の分析

前章に示した 15 橋梁に見られる傾向の分析を試みた。対象橋梁の大型車交通量(12h)と架設年の関係を橋種別(鋼橋・コンクリート橋)にプロットしたものを図-1 に示す。なお、大型車交通量が不明の橋梁は除外している。

交通量と通行規制との関係性については、今回の分析では明確な相関は認められなかった。

橋種に着目すると、コンクリート橋は架設年の古い橋梁に損傷が多くなっているのがわかる。これは、コンクリート橋の損傷は、劣化因子の浸透による鉄筋の腐食など時間に依存する傾向があることが一因として考えられる。

一方、鋼橋は比較的新しい橋梁で通行規制が実施されている傾向が見て取れ、架設年が 1960 年代後半から 70 年代前半の間に集中している。これは、S39 鋼道路橋設計示方書(1964)において技術基準が一部緩和され(桁のたわみの許容値)、S48 道路橋示方書(1973)で改定されるまでの期間とほぼ一致しており、こうした準拠基準の違いが損傷発生率に影響した可能性がある。過年度に行った直轄管理橋梁の定期点検結果のマクロ分析からも準拠した技術基準と亀裂の損傷発生率には相関があることが分かっており³⁾、本検討においても同様の傾向が確認された。

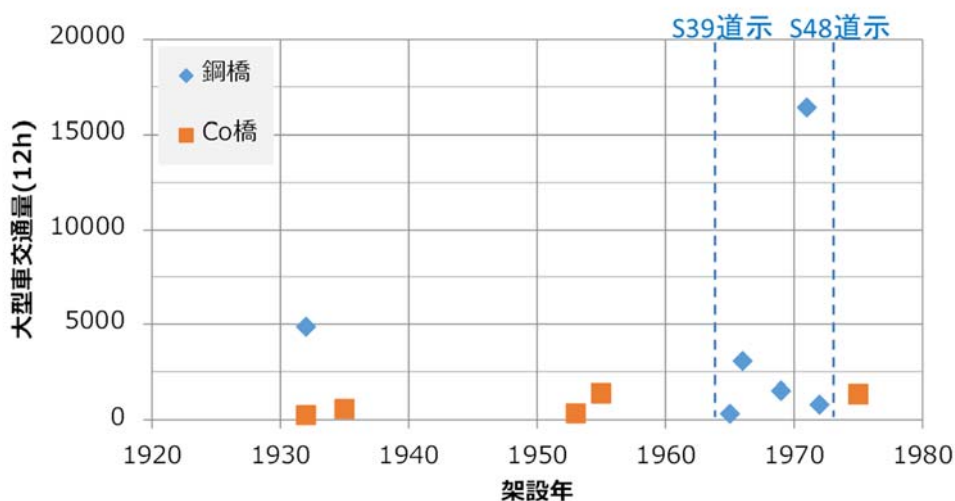


図-1 大型車交通量(12h)と架設年

5. 社会的影響との関係性の分析

通行規制を実施することによる地域への影響については様々な評価手法が提案されているが、その社会的影響の大きさは橋梁の置かれた条件によって異なるものと考え、規制内容と橋梁の置かれた条件との関係を分析した。

5. 1. 規制日数と迂回路距離

規制日数と迂回路までの距離（同一河川上の次の橋梁までの直線距離）の関係を図-2 に示す。迂回路までの距離が長くなると、規制期間は反比例的に短くなる傾向が確認できた。これは、迂回路が長ければ、走行時間増加、走行経費増加、交通事故増加による損失が大きくなるため、管理者がより早急な対応を実施し、規制時間の短縮を図っていることによると考えられる。

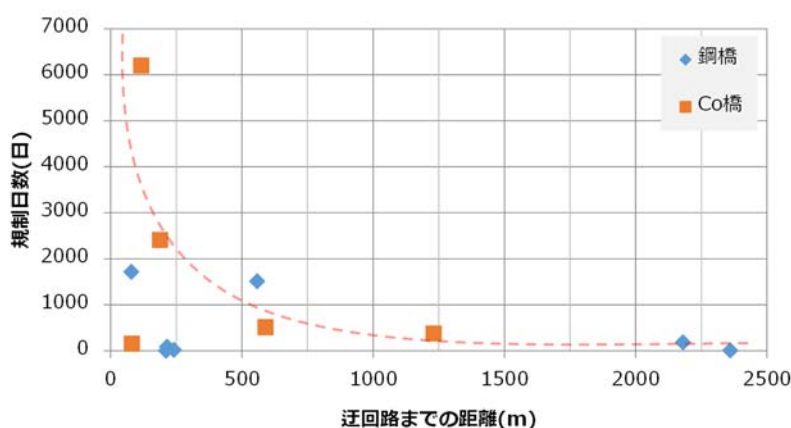


図-2 規制日数と迂回路までの距離

5. 2. 損傷部材と規制内容

損傷部材と規制内容（重量規制、片側通行規制、通行止め）との関係を図-3 に示す。床版損傷事例では片側通行規制のみであったが、主桁や基礎の損傷事例では通行止めの措置がなされている。これは、損傷部材によって管理者が判断するリスクの程度に差があり、主要な部材の損傷であればリスクを重く見て通行止めにするような傾向が示されていると考えられる。

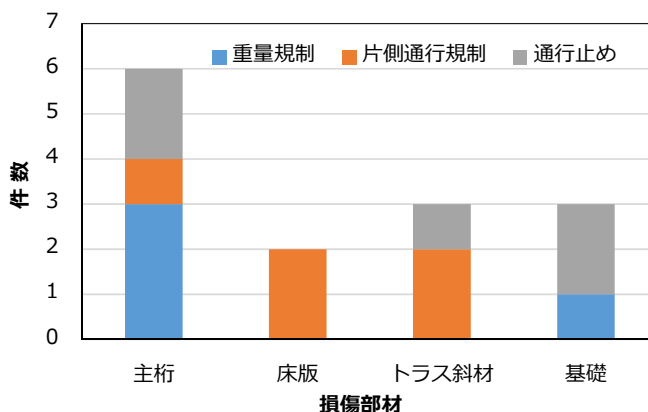


図-3 損傷部材と規制内容

5. 3. 規制内容と近隣重要施設

橋梁周辺に存在する重要施設（総合病院、消防署、学校）の配置が、規制の内容に影響を与えているのではないかと考え、地図上で橋梁から半径 2km 以内にある重要施設を確認した結果を表-2 に示す。全面通行止めを実施した 5 事例について見ると、周辺重要施設無しが 3 事例、重要施設有りが 2 事例となっている。重量規制や片側通行規制のように供用を確保しながらの規制の場合、10 事例中 8 事例が重要施設有りであった。また、損傷橋梁と同等規模の迂回路が有るにも関わらず通行止めを行わずに供用している事例も 8 事例あった。これらのことから、重要施設が周辺に有る場合には通行規制をできるだけ

け行わないようにする傾向が読み取れる。重要施設へのアクセスを確保することで、社会的影響を最小限に抑える対応が取られているものと考えられる。

表-2 規制内容と近隣重要施設

橋梁	規制状態（緊急、応急時）	重要施設(半径2km以内)	迂回路
A橋	片側通行規制	なし	有
B橋	全面通行止め	なし	無
C橋	全面通行止め	なし	無
D橋	片側通行規制	小学校	有
E橋	全面通行止め	病院3件、小学校、中学校	有
F橋	全面通行止め	なし	無
G橋	片側通行規制	小学校	無
H橋	全面通行止め	小学校	有
I橋	重量規制	病院、小学校、中学校	有
J橋	片側通行規制	病院2件、大学	有
K橋	重量規制	消防署、高校	有
L橋	重量規制	病院、小学校3件	有
M橋	重量規制	小学校	有
N橋	片側通行規制	なし	無
O橋	通行規制（詳細不明）	小学校、中学校、高校	有

6. 結論

通行規制を実施した橋梁の損傷事例を分析し、損傷の発生と準拠する基準との間に関係性が見られることを確認した。また、損傷部材や迂回路の距離、重要施設の有無といった社会的影響の大きさが規制日数や規制内容に影響を及ぼしている可能性を確認した。今後は分析対象数を増やして引き続き分析を進め、これらの結果を基に橋梁のリスク評価手法について検討していく予定である。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループの七澤上席研究員、眞弓主任研究員にはお忙しい中、研究方針や資料提供等など研究全般にわたり丁寧なご指導を賜りました。また、橋梁構造研究グループのみなさまには、橋梁の損傷事例等について様々なアドバイスをいただきました。この場を借りて御礼申し上げます。

8. 所属

茨城県（土木部道路維持課）

<参考文献>

- 1) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2014.6
- 2) 国土交通省ホームページ：道路の老朽化対策，<http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen.html>
- 3) 加藤隆雄，関慎一郎，石田雅博，塚田祥久：「道路橋の点検データに基づく部材の損傷発生頻度のマクロ事例分析」，土木学会第68回年次学術講演会概要集，I-365，2013

液状化地盤における橋台基礎の鋼管矢板壁（前面分離型）による対策工の検証

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 中田 光彦

1. まえがき

橋梁基礎は地盤の液状化に伴う側方流動により被害を受ける可能性があり、一度被害を受けると復旧に多大な時間を要することから、その適切な評価および対策が重要となる。前年度、液状化地盤上の橋台について大型振動台実験（Case1 実験）¹⁾²⁾による地震時挙動の検証を実施し、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準³⁾に基づいて設計された既設橋台基礎の地震時挙動を明らかにしてきた。

2. 研究目的

本研究では、既往の実験結果をもとに液状化地盤上の既設橋台基礎の対策工法を提案し、その効果の検証を目的とした振動台実験を実施した。本報告書では、表-1 に示す実験ケースのうち、橋台前面に鋼管矢板壁を設置する工法（Case4 実験）について、その対策効果の検証を行った結果を報告する。

3. 実験方法

3.1 実験対象とした橋台および対策工法

実験で対象とした橋台は、既製 RC 杭に支持される可動支承側の橋台である。対策工は、地盤変位を抑制することで、杭に作用する流動力を軽減することを期待して、既設橋台前面に鋼管矢板壁を増設したものである。鋼管矢板壁は橋台と一体化せず、分離した構造である。補強鋼管矢板壁は道路橋示方書⁴⁾の橋脚基礎に作用させる流動力に対して、鋼管が弾性範囲内に収まるように諸元を決定した。

3.2 実験模型および実験条件

実験模型および実験条件は鋼管矢板壁模型を除き、無補強供試体である Case1 と同一である。実験は、三次元大型振動台と大型剛土槽（幅 6m×奥行き 3m×高さ 2m、いずれも内寸）を使用して実施した。実験状況を写真-1 に示す。図-1 は、振動台実験の概要を示したものであり、土槽の側面沿いに縮尺率 1/10 の半断面の橋台模型を設置し

表-1 既設橋台の対策工に対する実験ケース

Case	基礎の諸元	対策工法
1 ¹⁾²⁾	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	無対策
4	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	鋼管矢板壁（前面分離型） φ800×11 本
5	既製 RC 杭 φ450mm 8×3 列	鋼管矢板壁（側面一体型） φ600×8 本（片側 4 本）

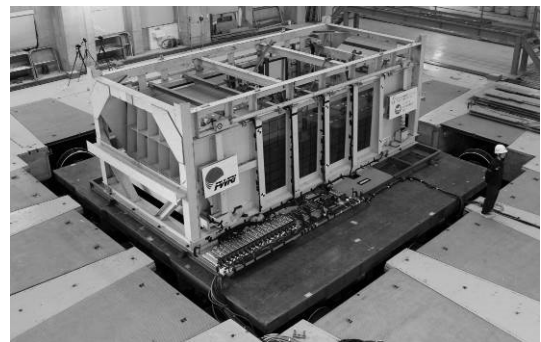


写真-1 三次元大型振動台による実験状況

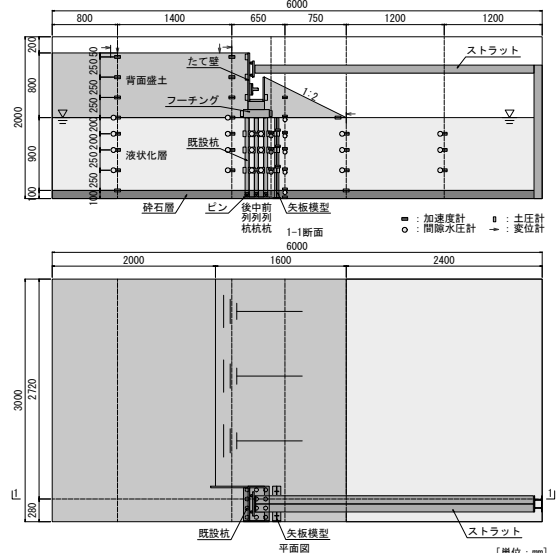


図-1 模型概要図 (Case4)

た。既設杭模型は受圧面の機能を持つ鞘管と断面力の伝達機能を持つ芯棒から構成される二重構造とし、芯棒の剛性は既製 RC 杭の降伏剛性に合わせた。杭先端は土槽底面にピン結合した。また、橋台の頭部には遊間相当として 5mm の離隔を設けてストラットを設置し、桁とたて壁の接触や衝突を再現できるようにした。鋼管矢板壁の模型は、単位長さあたりの曲げ剛性が鋼管矢板の曲げ剛性と等価となるように鋼板にリブを設けた矢板模型とした。矢板模型下端は、支持層に十分根入れがされていると想定し、土槽底面に溶接して完全に固定した。矢板模型の高さは液状化層上面までとした。

模型地盤は、背面盛土、液状化層ともに $D_r=50\%$ の宇部珪砂 6 号 ($\rho_s=2.647\text{g/cm}^3$ 、 $D_{50}=0.29\text{mm}$ 、 $FC=0.70\%$ 、 $U_c=2.08$ 、 $R_L=0.133$) により作製し、地下水位を橋台前面側の地表位置に設定した。なお、橋台背面の盛土形状は、河川堤防を想定して土槽奥行き方向に一様とした。

入力地震動は、道路橋示方書⁴⁾におけるレベル 2 地震動 (タイプ I) の動的解析用時刻歴波形の中から I-I-3 (I 種地盤、新晩翠橋周辺地盤上 NS) を選定した。なお、振動台への実際の入力にあたっては、実物との時間に関する相似性を考慮して時間スケールを $(1/10)^{0.5}$ 倍に縮尺し、加速度振幅は原波形と同一 (1.0 倍) とした。

4. 振動台実験により得られた地震時挙動の比較

4.1 地盤の液状化の状況

橋台背面およびのり尻位置における過剰間隙水圧比の経時変化を図-2 に示す。Case4 の過剰間隙水圧の大局的な増減傾向については Case1 と差がなく、両ケースとも、のり尻位置では過剰間隙水圧比が概ね 1.0 に達して、液状化が発生したのに対し、橋台背面側の盛土下の地盤は液状化に至っていない。

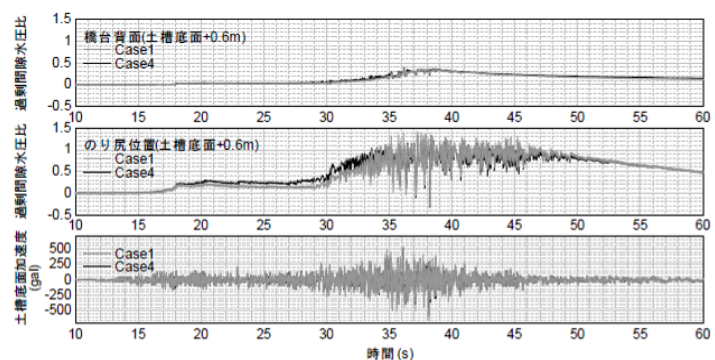


図-2 過剰間隙水圧比および土槽底面加速度の経時変化

加振後の模型地盤の変形状況を図-3 に示す。

地盤の残留変形の状況にも有意な差は見られず、盛土ののり尻付近およびさらに前面側 (右側) の地盤で、比較的大きな残留変形が生じ、その一方でのり尻から橋台側 (左側) の地盤に生じた残留変形は小さい。また、矢板模型の位置においても地盤の残留変位には大きな差は見られなかった。

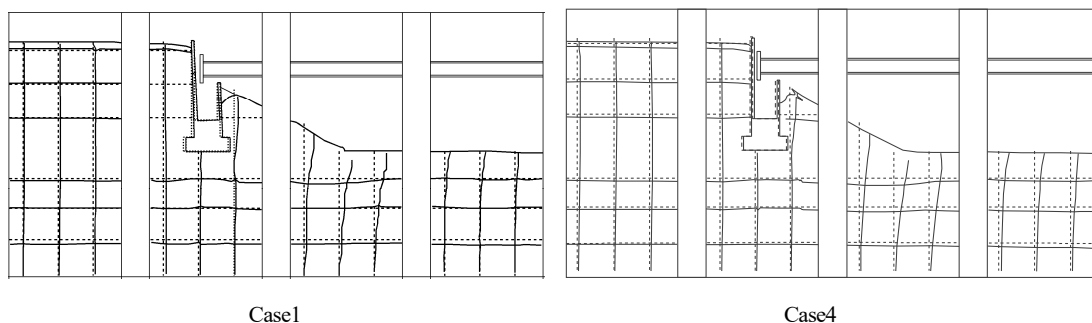


図-3 加振後の地盤の残留変形

4.2 橋台の応答

ストラットとたて壁の衝突により生じる反力、たて壁に作用する背面土圧、フーチング下面中央の水平変位および回転角の経時変化を図-4に示す。なお、Case4の変位計の記録は高周波成分にノイズが見られたため、ローパスフィルタにより10Hz以上の成分を除去した。Case1では、フーチング下面中央で10mm程度の水平変位が生じ、たて壁頭部がストラットに拘束されることにより、橋台が後転する方向に回転が生じた。一方、Case4ではフーチング下面中央の水平変位は5mm程度と遊間量相当に収まり、回転角は非常に小さい。ストラット反力、たて壁背面土圧の大きさについては両ケースで差は見られず、たて壁は前面頭部をストラットに拘束された状態で背面地盤から荷重を受けている。

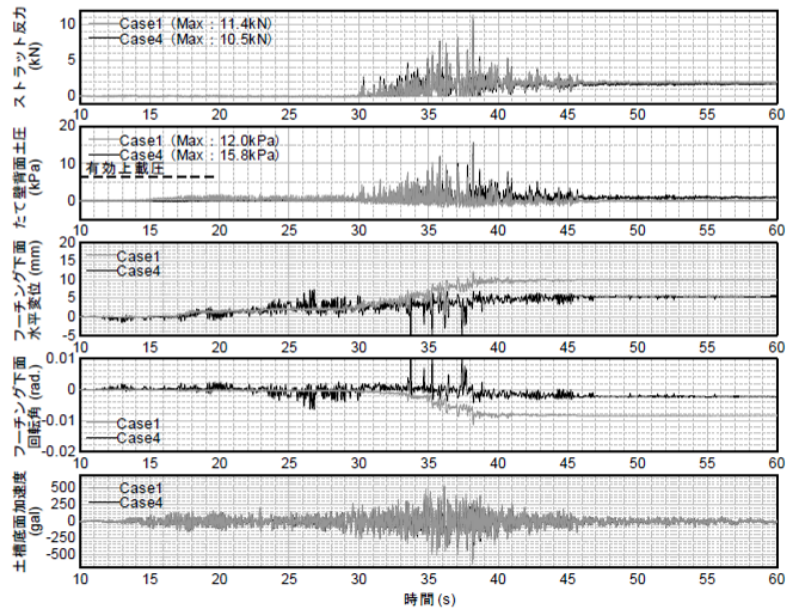


図-4 ストラット反力、たて壁背面土圧、フーチング下面水平変位・回転角および土槽底面加速度の経時変化

4.3 杭の曲げひずみ

最大応答時の杭の曲げひずみ分布を図-5に示す。曲げひずみの値は、実杭における降伏ひずみに相当する値で除して正規化している。Case4の前列、中列杭の曲げひずみはCase1と比較して全体的に小さく、背面から受ける土圧が低減されていることがわかる。一方、後列杭は、杭中間部の曲げひずみは小さくなったものの、杭頭ではCase1と同程度のひずみが生じ、曲げひずみの低減効果は限定的であった。また、Case4では、すべての杭で曲げひずみ分布の変曲点および最大値をとる位置がCase1より高くなった。これは、杭の下部では前面地盤から反力を受けたことを示す。

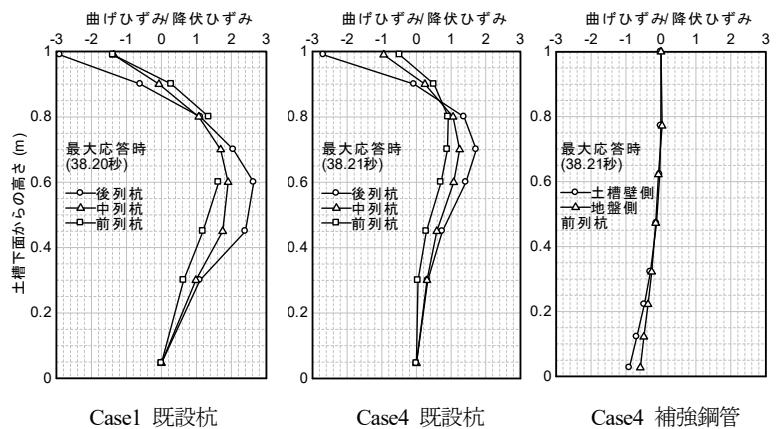


図-5 杭および補強鋼管の曲げひずみ分布

補強鋼管については、曲げひずみが弾性範囲内にとどまっており、結果的に本模型の設計で想定したとおりとなった。

4.4 既設杭に作用する土圧

Case1に対する検討方法⁵⁾に準じて、杭の曲げひずみの計測値より、杭に作用する土圧を算出した。最大応答時の杭に作用する土

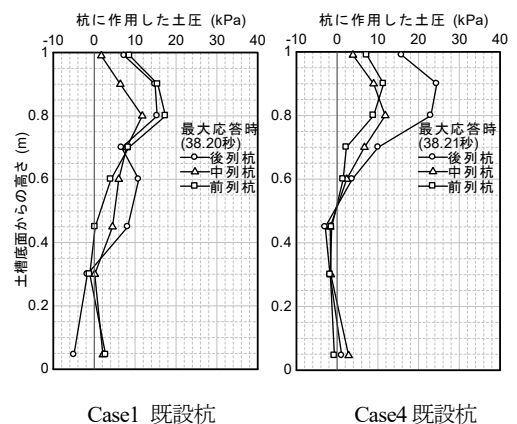


図-6 杭の作用土圧

圧分布を図-6 に示す。ここで、橋台背面より杭に作用する土圧を正とする。Case4 の杭頭では橋台背面より土圧を受けているのに対して、土槽底面からおよそ 0.5m の範囲では土圧の作用方向が反転している。前面の矢板模型により液状化層の変形が抑制されることで、杭が前面地盤から反力を得ることができている状態になったと考えられる。

5. 結論

本研究では、液状化地盤における既設橋台前面に流動防止を目的とした鋼管矢板壁を増設する工法について、振動台実験の結果に基づき、対策効果の検証を行った。本実験結果に基づいて鋼管矢板壁による対策効果を模式的に示すと図-7 のようになる。今回の実験条件では、液状化層の変形が抑制され、杭が前面地盤から反力を得ることで、橋台の水平変位、回転および杭の曲げひずみが低減される効果が確認された。

ただし、本対策工の実用化に向けて、補強鋼管矢板壁による地盤変位や流動力の低減効果を解析的に評価できる手法を確立することが課題となる。今後は、本実験の再現解析を実施し、補強効果の評価手法について検討を進めていく予定である。

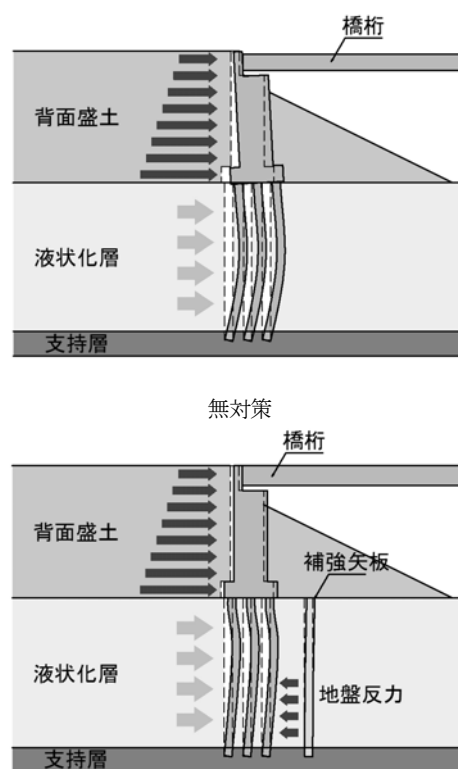
6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂いた大住上席研究員、七澤上席研究員、岡田主任研究員、谷本研究員並びに CAESAR の皆様に感謝の意を表します。また、本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション総合プログラム (SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化」(管理法人：JST) の一環として実施しました。また、東京工業大学大学院高橋章浩教授、ならびに、(一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施しました。あわせて感謝の意を表します。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 谷本俊輔、石田修一、星隈順一、「液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計年次の影響 (その1 振動台実験の条件および地盤の応答)」、土木学会第71回年次学術講演会講演概要集、2016年9月
- 2) 石田修一、谷本俊輔、星隈順一、「液状化地盤における橋台の地震時挙動に及ぼす設計年次の影響 (その2 橋台の応答)」、土木学会第71回年次学術講演会講演概要集、2016年9月
- 3) (社) 日本道路協会「道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇」、1964年3月
- 4) (社) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説、V耐震設計編」、2012年3月
- 5) 石田修一、谷本俊輔、大住道生、星隈順一「橋台杭基礎が液状化地盤から受ける土圧に関する実験的検討」、第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム、2016年7月



鋼管矢板壁補強 (前面分離型)
図-7 鋼管矢板壁による対策効果

4. 研究結果

現場実証実験では、表 2 に示す適用したモニタリング技術の設置状況を図 2 に示す。

ダンプトラックの走行試験の結果を図 3 に示す。低周波加速度特徴解析の結果として 21Hz 付近に固有振動数が表れているが、走行位置や上り、下りの走行条件によって 1Hz 前後の差が見られた。また、図 4 に示す振動可視化分析の結果から桁の振動モードに差異が確認でき、桁に外観的には発見できていない何らかの損傷の差があったことも確認できた。

載荷試験では、構造劣化を模擬するために主鉄筋の切断を行った。主桁の主鉄筋を 2 本ずつ切断して模擬的に橋梁を損傷させ、橋上へ重錘 (376 kN) を載荷させた際の物理量を観測した。なお、活荷重変位と周波数スペクトルの各物理量については、試験に使用した重機の振動の影響により観測できなかったため、ここでは傾きに注目して分析を行った。図 5 に、無載荷時を原点としたセンサ毎の傾きの変化量を示す。鉄筋の切断により傾きが大きくなる事を確認した。

表 2 適用したモニタリング技術

指標	導入技術名称	
	技術名	センサ・機器名
たわみ	変位計測	変位計
		リング式たわみ計
		レーザーたわみ計
	画像センシング	動画撮影カメラ
	サンプリングモアレ	サンプリングモアレカメラ
振動	加速度計測	サーボ型加速度計
	固有振動数計測	固有振動数計
	固有振動数分析技術	無線加速度センサ
	低周波加速度特徴解析	加速度・傾斜センサ
	振動可視化分析	加速度センサ



図2 センサ設置状況

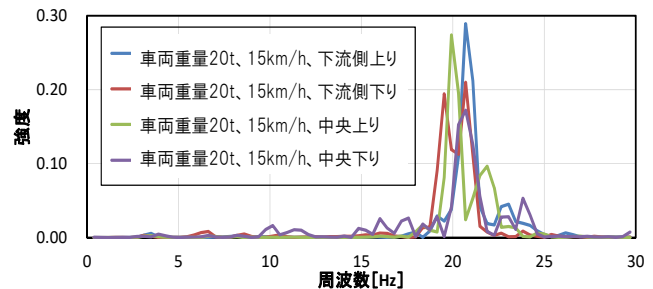


図3 低周波加速度特徴分析結果例

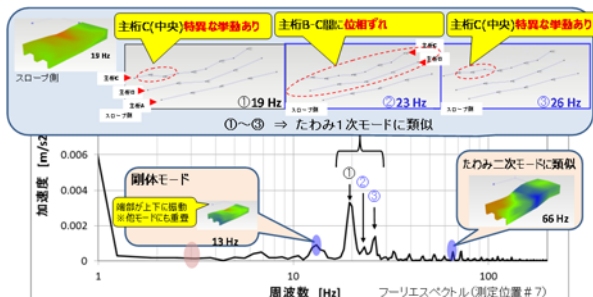


図4 振動可視化分析結果例

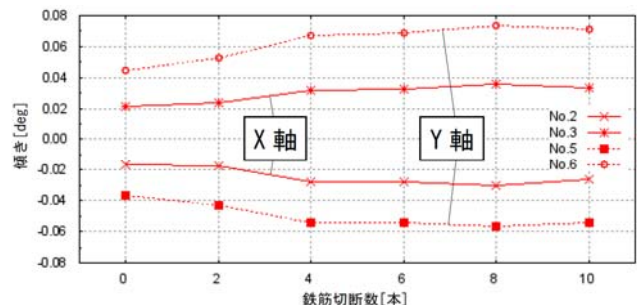


図5 鉄筋切断による傾きの変化量

5. 今後の室内実証実験の予定

土木研究所の構造実験棟内の50/75t大型疲労载荷試験機を用いて撤去時に5本の桁を1桁毎に切り取り疲労载荷試験を行っている。

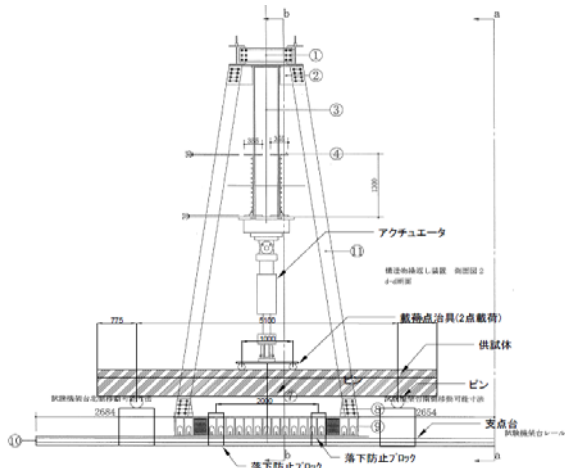


図6 繰返し载荷試験装置図

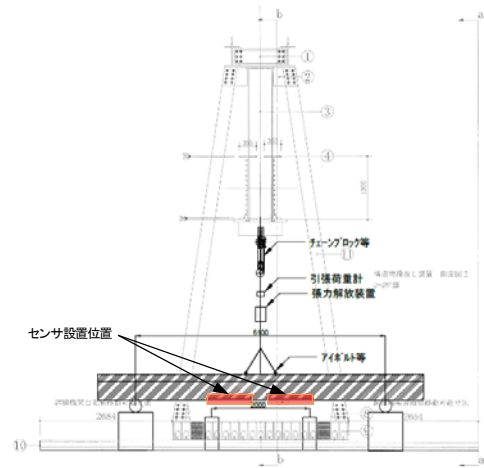


図7 加振試験装置図



図8 繰返し载荷試験状況



図9 加振試験状況

平成29年4月現在、図6で示す载荷装置で繰返し载荷を実施中である。途中、図7で示す加振装置により加振を行い、モニタリング機器の計測を行う。

繰返し载荷の試験状況を図8に、加振試験状況を図9に示す。現在、繰返し载荷30kNで10万回を終了し、図10に示す3軸加速度計とサーボ型加速度計を設置し加振試験を6回(1回, 100回, 1,000回, 5,000回, 10,000回, 100,000回)回载荷終了後)実施し、計測を行った。データ分析中であるが、固有振動数は25Hzで変化がないが、固有振動数域の振動エネルギーの低下傾向が確認された。RCT桁の微小ではあるが、疲労劣化の影響が表れてきているものと考えられる。今後、疲労劣化を促進させることで、顕著に計測結果の変化が確認できると予測される。

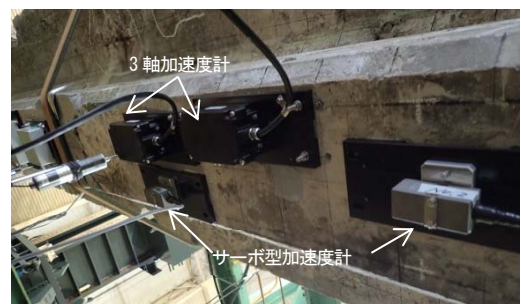


図10 センサ設置状況

6. まとめ

本研究で得られた知見を、以下にまとめる。

- ・環境に起因するノイズの影響を受けることなく、計測結果を評価することができた。ただし、実験時に重機を使用する場合には、その振動の影響が強いことが確認された。
- ・現場でのモニタリング手法として、ダンプトラックによる走行試験では、走行する車線が違うことで、固有振動数にバラつきが生じた。このため、走行試験においては、バラつきを考慮し、複数回の計測が必要であることが分かった。
- ・振動モードを分析することで、損傷箇所の特定ができる可能性が確認できた。
- ・鉄筋を切断していく載荷実験では、鉄筋の切断と桁の傾きの変化を捉えることができた。

現場実証実験では、200kNで曲げ破壊すると想定していたが、鉄筋切断後でも376kNの載荷でも破壊には至らなかった。これは現場の支点条件が想定と異なり、想定耐力を超える性能を有していたと考える。また、現在実施中である室内実証実験の疲労載荷試験の結果から桁の疲労耐力が判明する予定である。これにより、本橋梁を撤去せず、供用を続けると仮定した場合に劣化過程の把握のために必要なモニタリングシステムの構成を検討する。モニタリングを行うことで、状態把握が可能となれば、劣化の進行状況などで、補修補強の優先順位を明確にでき、より効率的な補修・補強計画の立案が可能となると考える。

7. 謝辞

本研究は、モニタリングシステム技術研究組合（RAIMS）が実施した研究であり、内閣府の「SIPインフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の一環として国土交通省が実施する「社会インフラへのモニタリング技術の活用推進に関する技術研究開発」委託事業研究の成果である。本研究の実施にあたっては、現場フィールドの提供、撤去橋梁の提供など富山市には全面的な実験への協力と管理者側の貴重なご意見をいただきました。また、橋梁構造研究グループの石田上席研究員をはじめ、山口研究員にご指導を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

所属：前田建設工業株式会社

<参考文献>

- 1) 古市耕輔,新井崇裕,岩井稔,小原孝之: 輪荷重走行試験によるRC床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その1) 試験の概要とリファレンス計測による損傷程度の評価,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 2) 遠藤義英,皆川翔輝,山本康弘,山岸貴俊: 輪荷重走行試験によるRC床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その2) 低周波3軸加速度センサを用いたRC床版の疲労損傷解析,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 3) 葛西茂,木下翔平,小原孝之,新井崇裕: 輪荷重走行試験によるRC床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その3) 実験モード解析法による疲労損傷評価,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 4) 今井道男,新井崇裕,岩井稔,古市耕輔: 輪荷重走行試験によるRC床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その4) 光ファイバセンサによるひび割れ検知,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 5) 新井崇裕,岩井稔,古市耕輔,李正旺,湯山茂徳: 輪荷重走行試験によるRC床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その5) アコースティックエミッション法による疲労損傷の評価,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 6) 高地透,中野雅章,米田大樹,小原孝之: コンクリートの塩害モニタリングに資する鉄筋腐食促進試験,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 7) 末崎将司,松山公年,米田大樹,小原孝之: RC梁供試体の鉄筋腐食促進試験における塩分浸透モニタリング,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8
- 8) 葛西茂,木下翔平,中野雅章: RC梁の耐荷力と振動特性との相関検証,土木学会第71回年次学術講演会概要集,2016.8

支承部に用いられる六角ボルトのせん断載荷試験

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 高野 真

1. まえがき

支承部が想定を超える外力を受けて損傷した場合、予め設定した箇所に損傷を誘導（耐力階層化）することができれば、交換が容易な箇所に損傷を誘導することが可能になる。このような耐力階層化を考慮した設計方法を支承構造に取り入れる場合、支承を構成する各部品の強度やばらつきを正確に把握し、設計に反映させる必要がある。

2. 研究目的

支承部を構成する部品には、支承本体及び上沓、下沓、ベースプレートなどと、それら連結するためのボルト等がある。本研究では、支承部の耐力階層化を実現するための一歩として、支承部を構成する部品の最少単位である六角ボルトに着目して、そのせん断強さについて検討を行うものである。六角ボルトの引張強さはJISにより規格下限値があり、ミルシートにより実引張強さを確認できる。せん断強さについてはミルシート等により確認可能な項目ではないうえ、母材側のキリ孔や締付けトルクによる影響を受けることが考えられる。そこで、支承部に一般に用いられている六角ボルトの強度区分4.8、8.8、10.9、12.9について使用状況を踏まえ、ねじ部の終局せん断応力度（以降終局せん断強さ）について載荷試験で確認することを本研究の目的とする。

3. 試験概要

3.1 試験用ボルト

載荷試験に使用するボルトはJIS B 1180に規定される強度区分4.8、8.8、10.9、12.9の無めつきボルトを用いた。ボルト頭部、ナット部には座金を付与した。試験用ボルトの情報を表-1に示す。ここで σ_{u1}/σ_{u2} はミルシートに記載されている引張強さとJISに規定される規定下限値の引張強さの比を表す。表-1より、CASE2(強度区分4.8、M24)ボルトにおける σ_{u1}/σ_{u2} は、他のボルトに比べて大きいことが確認できる。

表-1 試験用ボルトの詳細及び統計値

強度区分	CASE	ボルト 呼び径×首下サイズ	引張強さ	引張強さ	試験体数	σ_{u1}/σ_{u2}	$(\sigma_{u1}/\sigma_{u2})$ の 平均	$(\sigma_{u1}/\sigma_{u2})$ の 標準偏差	$(\sigma_{u1}/\sigma_{u2})$ の 変動係数	$(\sigma_{u1}/\sigma_{u2})$ の 平均	$(\sigma_{u1}/\sigma_{u2})$ の 平均	$(\sigma_{u1}/\sigma_{u2})$ の 平均
			ミルシート記載値 σ_{u1} N/mm ²	JIS記載値 σ_{u2} N/mm ²								
4.8	1	M20 × 80	475	420	3	1.131	1.203	0.152	0.126	1.097	0.101	0.092
	2	M24 × 90	594	420	3	1.414						
	3	M30 × 100	447	420	3	1.064						
8.8	4	M20 × 80	898	830	3	1.082	1.075	0.044	0.041			
	5	M24 × 90	845	830	4	1.018						
	6	M30 × 100	934	830	3	1.125						
10.9	7	M20 × 80	1121	1040	3	1.078	1.063	0.016	0.015			
	8	M24 × 90	1124	1040	4	1.081						
	9	M30 × 100	1089	1040	4	1.047						
	10	M30 × 100	1089	1040	3	1.047						
12.9	11	M16 × 80	1277	1220	3	1.047	1.039	0.008	0.007			
	12	M20 × 80	1258	1220	3	1.031						

3.2 荷重試験で使用する治具

試験を実施するにあたり、母材が破断しないように設計した治具を図-1に示す。治具は荷重試験で使用するボルトのサイズに合わせて作製した。幅75mm厚さ25mmの鋼板を使用するもの(M16、M20、M24)と、M30用にサイズ大きくした幅100mm、厚さ28mmの鋼板を使用した。治具は4部材から構成され、上治具と下治具、各々に偏心をなくすための当て板を取り付けるものとした。試験用ボルトは、すべての試験で上治具側から入れ、下治具側からナットで固定した。穴の大きさは、ボルト側は支承で用いられているJIS3級孔径とし(表-2)、ナット側は荷重中のボルトの傾きを無くするため、ボルトが入るぎりぎりの径(ボルト径+0.5mm)とした。なお鋼材は全てSM490材の無めっきの鋼材で作製した。

3.3 荷重試験方法

荷重方法は引張単調荷重とし、荷重速度についてはせん断試験についての規定がないため、JIS Z 2241に記載されている金属材料引張試験の応力増加速度2~20MPa/sに準ずるものとした。実験装置は写真-1に示す万能試験機(2000kN)を使用した。

3.4 軸力導入

軸力導入の有無によるせん断強さへの影響を確認するため、CASE1、CASE8、CASE9の各1本ずつ、及びCASE10の3本に軸力を導入した。締付けトルクの一般的な管理値とされるボルト降伏強度の50~70%の軸力で締付け、せん断試験結果に与える影響を確認した。また、それ以外のケースについては手締め程度とし、トルク管理可能な7N・mで締付けた。

4. 試験結果

本試験により得られた試験結果及び統計値を表-3に示す。道路橋示方書Ⅱ鋼橋編¹⁾により六角ボルトの許容せん断応力度は引張応力度の $1/\sqrt{3}$ 倍として規定されていることから、表-1に示すミルシートに記載されている引張強さ σ_{u1} を $1/\sqrt{3}$ 倍した値を換算せん断強さ τ_{u1} とする。本試験で得られた破断荷重を公称断面積で除した値を τ_{u3} とする。

表-3に示す τ_{u3}/τ_{u1} の値の中で、CASE2(強度区分4.8、M24)のボルトは1.0未満だった。これは当該ボルトが想定されるせん断強さ以下で破断したことを意味している。このボルトは表-1に示す σ_{u1}/σ_{u2} が最大のボルトすなわちJIS規定値に対してミルシート記載引張強さが最大となるボルトと一致していることが分かる。ここで強度区分4.8、M24のボルトだけが $\sigma_{u1}/\sigma_{u2}=1.414$ と飛び抜けて大きな値であったことに留意が必要である。その他の

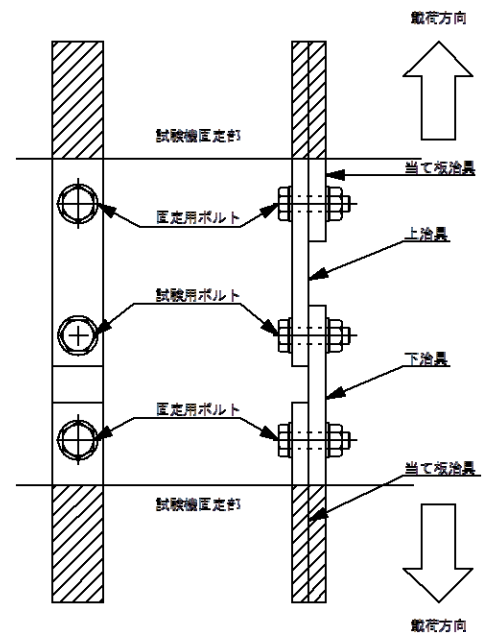


図-1 実験治具概要

表-2 実験ボルトと治具鋼材

強度区分	メッキ	ボルト		板厚 (mm)	穴径 (mm)	鋼材
		呼び径×首下サイズ				
4.8	無	M20 × 80	25	24	SM490	
		M24 × 90	25	28	"	
		M30 × 100	25	35	"	
8.8	無	M20 × 80	25	24	"	
		M24 × 90	25	28	"	
		M30 × 100	28	35	"	
10.9	無	M20 × 80	25	24	"	
		M24 × 90	25	28	"	
		M30 × 100	28	35	"	
12.9	無	M16 × 80	28	20	"	
		M20 × 80	25	24	"	



写真-1 実験装置

ボルトについては、全て τ_{u3}/τ_{u1} の値は 1.0 倍以上あるものの、強度区分が大きくなるにつれて、 τ_{u3}/τ_{u1} の値が小さくなることを確認できた。

表-3 試験結果一覧及び統計値

CASE	強度区分	ボルト呼び径	公称断面積 (mm ²)	トルク (N・m)	最大荷重 (kN)	破断荷重 (kN)	換算せん断強さ τ_{u1} (N/mm ²)	終局せん断強さ τ_{u3} (N/mm ²)	τ_{u3}/τ_{u1}	(τ_{u3}/τ_{u1}) の平均 ※強度区分ごと	(τ_{u3}/τ_{u1}) の標準偏差 ※強度区分ごと	(τ_{u3}/τ_{u1}) の変動係数 ※強度区分ごと	(τ_{u3}/τ_{u1}) の平均 ※全数	(τ_{u3}/τ_{u1}) の標準偏差 ※全数	(τ_{u3}/τ_{u1}) の変動係数 ※全数
1-2	7	74.58	20.82	274	304.41	1.110									
1-3	7	76.89	14.52	274	313.84	1.144									
2-1	M24	353	7	117.22	35.72	343	332.07	0.968							
2-2				115.30	7.34	343	326.63	0.952							
2-3				116.78	7.03	343	330.82	0.965							
3-1	M30	561	7	159.12	14.70	258	283.64	1.099							
3-2				159.28	15.16	258	283.92	1.100							
3-3				156.73	14.20	258	279.38	1.083							
4-1	8.8	M20	245	7	150.71	62.52	518	615.14	1.186	1.136	0.047	0.041	1.083	0.061	0.056
4-2					151.03	85.16	518	616.45	1.189						
4-3					147.20	90.11	518	600.82	1.159						
5-1		M24	353	7	192.82	172.39	488	546.23	1.120						
5-2					188.67	161.85	488	534.48	1.096						
5-3					206.87	138.23	488	586.03	1.201						
5-4		200.79	135.14	488	568.81	1.166									
6-1		M30	561	7	325.87	225.55	539	580.87	1.077						
6-2					330.17	245.63	539	588.54	1.091						
6-3	325.38				259.67	539	580.00	1.076							
7-1	10.9	M20	245	7	176.25	132.27	647	719.39	1.112	1.077	0.025	0.023	1.083	0.061	0.056
7-2					169.88	152.35	647	693.39	1.071						
7-3					174.34	124.62	647	711.59	1.099						
8-1		M24	353	532	243.96	200.32	649	691.10	1.065						
8-2				7	243.51	231.07	649	689.83	1.063						
8-3					230.90	206.63	649	654.11	1.008						
8-4		245.41	182.63		649	695.21	1.071								
9-1		M30	561	7	378.78	326.95	629	675.19	1.074						
9-2					372.40	326.95	629	663.81	1.056						
9-3					386.76	299.84	629	689.41	1.097						
9-4		1070	386.45	269.32	629	688.86	1.096								
10-1		M30	561	1070	381.67	333.06	629	680.34	1.082						
10-2					389.64	322.70	629	694.55	1.105						
10-3					378.48	350.59	629	674.65	1.073						
11-1		12.9	M16	157	7	117.54	107.33	737	748.66						
11-2	122.32					92.82	737	779.11	1.057						
11-3	117.86					101.43	737	750.70	1.018						
12-1	M20		245	7	178.80	172.11	726	729.80	1.005						
12-2					190.59	162.55	726	777.92	1.071						
12-3					182.95	168.60	726	746.73	1.028						

次に強度区分ごとの標準偏差と変動係数をみると、強度区分が大きくなるのに従い、それぞれの数値は小さくなることを確認できた。これは表-1における、 σ_{u1}/σ_{u2} においても概ね同様の傾向が見られた。

表-1、表-3に示すボルト全数における σ_{u1}/σ_{u2} 及び τ_{u3}/τ_{u1} の各統計値を比較すると、全ての統計値について、 τ_{u3}/τ_{u1} が小さくなることを確認できた。一般にボルトのせん断強さは品質管理上の確認事項ではないことから、その統計値を推定する場合、この実験の結果から σ_{u1}/σ_{u2} の統計値を用いると、実際の τ_{u3}/τ_{u1} のばらつきより大きいばらつきを考慮することになることが分かった。

次に軸力の有無による終局せん断強さへの影響を検討した。軸力導入を行ったボルト(CASE1、CASE8、CASE9、CASE10)とその他行わなかったボルトを比べると、表-3により強度区分の小さい強度区分 4.8 に影響がないと言い切れないものの、その他の強度区分で顕著な関係性はないものと推察される。

載荷試験後のボルト破断面を写真-2、3に示す。ここではCASE1(強度区分 4.8)、CASE12(強度区分 12.9)のボルトの破断面を示した。全体的な傾向として強度区分が小さいものほどCASE1に見られるようなバリが多く発生する傾向が見られる。これは強度区分が小さいものほど靱性があることによると推定されるが、これがばらつきの要因の一つである可能性を示している。

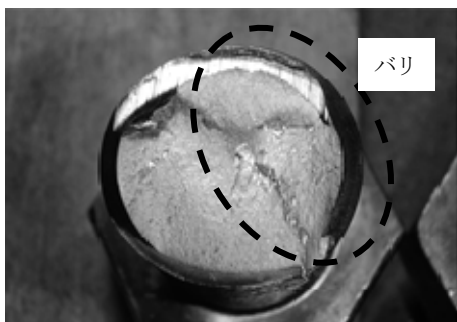


写真-2 載荷試験後のボルト破断面
(CASE1-1)

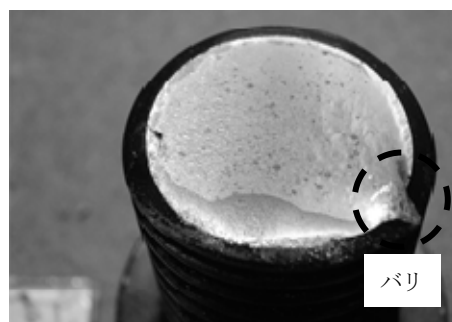


写真-3 載荷試験後のボルト破断面
(CASE12-1)

5. まとめ

本研究の範囲内であるが、支承部等で使用される六角ボルトのせん断強度データの統計値を示した。本試験に用いた各種ボルトは供試体個数が3、4体と非常に少ないうえ、各CASEにおけるボルトの引張強さも同一である。今後サンプル数を増やし、その傾向を再確認する必要があるものと思われる。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、御指導を頂いた大住上席研究員、岡田主任研究員、長谷川主任研究員、中尾専門研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ感謝の意を表します。

所属：株式会社ビービーエム

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、2012.

側方移動の影響を受けた橋台杭基礎の断面力に関する解析手法の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 坂下 学

1. まえがき

軟弱地盤において側方移動等の影響を受けることで橋台基礎に変状を生じた場合、損傷状況の確認や供用性等の判断が困難となるケースが多い。本研究は、軟弱地盤において変状を生じた道路橋橋台の供用性や安全性、修復の可否等の判断に資する健全度評価法について検討を行うものである。

2. 研究目的

文献¹⁾では、粘性土地盤上で側方移動の影響を受ける橋台に関する遠心模型実験を行い、基礎の変位や杭の断面力等を把握した。本報では、橋台躯体で計測された変位データを活用することで簡便化した地盤変形解析と応答変位法の2段階解析手法について、適用性の検討を行った結果を報告する。なお、計測データを活用するアプローチは、動態観測によって把握された変状後の橋台の変位データを活用することを想定したものである。

表1 実験ケース

実験ケース	橋台高さ (背面盛土高)	粘性土層			
		材料	塑性指数 I_p	圧縮指数 C_c	強度増加率 c_u/p'
Case1	12m	スミクレー	15.8	0.183	0.656
Case2	6m				
Case3	12m	カオリン	51.5	0.394	0.308

3. 研究方法

3.1 遠心模型実験

3.1.1 模型実験の概要

文献¹⁾では、背面盛土高と軟弱粘性土層の地盤材料をパラメータとした3ケースの実験が行われている。実験ケースを表1、模型概要を図1に示す。以降に示す数値は、実物スケールの値である。実験では、地表面の変位、杭体のひずみ、粘性土層の変形及び躯体背面の土圧が計測されている。

3.1.1 模型実験の結果

Case3を例に、実験後における模型地盤の残留変位の観察記録を図2に示す。橋台背面地盤に大きな沈下が生じていること、それに比して背面盛土や粘性土層に生じた残留水平変位が小さいことが分かる。なお、背面盛土では、フーチング上載土とさらにその背後で変位量が不連続に変化しているが、破壊域の大きさと段差の生じ方から、主働破壊や受働破壊の痕跡ではなく、単なる不等沈下の影響であると見られる。粘土の圧縮性が低いCase1と、さらに盛土荷重が小さいCase2では、Case3に比べて模型地盤の残留変位量が小さかったものの、変形モードに有意な差異は認められなかった。

橋台のたて壁における3点の変位計測値(水平2点、鉛直1点)より、フーチング下面位置における水平変位 u_f

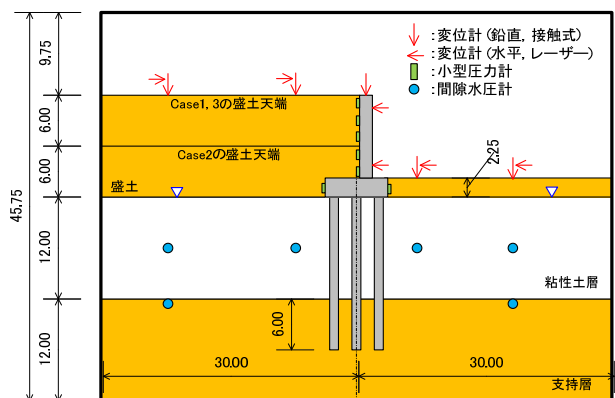


図1 模型概要図(単位:m)

を算出した結果を、遠心加速度の推移とあわせて図3に示す。なお、図3の水平変位は模型スケールである。いずれのケースも、基礎の水平変位は遠心加速度が75Gに達するまでの間に発生し、その後の圧密進行過程～遠心力の除荷過程における水平変位量の累積は小さい。この傾向は、たて壁の傾斜角や杭の曲げモーメントについても同様であった（図4参照）。また、75G到達時点における基礎の変位は、盛土荷重が大きく粘土が軟弱なCase3で最も大きくなった。

75G到達直後における杭の曲げモーメント分布を図5に示す。いずれのケースについても、後列杭のモーメント分布の形状からは、粘性土層からの側圧を直接的に受けていることが分かる。その一方で、前列杭と中列杭は前面地盤からの水平抵抗を得ていることが分かる。ケース間で比較すると、盛土高が大きいほど、また、粘土の圧縮性が高くせん断強度が小さいほど、大きな曲げモーメントが生じている。

3.2 地盤変形解析

3.2.1 地盤変形解析の概要

1段階目の解析として、杭位置における地盤変位分布を得るため、2次元有限要素法による自重変形解析を行った。

粘性土層および支持層には、拘束圧依存性を考慮した線形弾性モデルを適用した。その弾性係数は、三軸試験で得られた変形係数 E_{50} を基にしつつ、粘性土層については橋台たて壁の基部付近における水平変位が計測値に一致するような低下剛性を逆解析的に設定した。変状後の橋台変位の計測値が得られていることを前提としてこのように簡易なモデルを適用しているが、圧密に伴う粘土の体積圧縮量を線形弾性体で表現することは困難であるため、圧密による沈下量には着目しないこととした。

背面盛土層は引張応力を発揮することで下部の粘性土層の変形を阻害しないように配慮し、MC/DPモデルを適用した。なお、地盤変位の算出を目的とするこのモデルでは橋台躯体および杭基礎をモデル化していないため、背

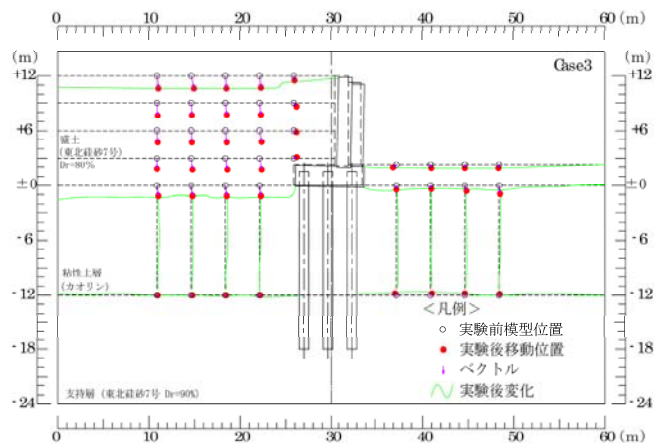


図2 実験後の模型の変形図 (Case3)

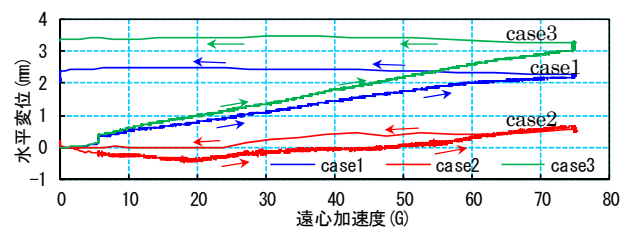


図3 フーチングの水平変位と遠心加速度の関係

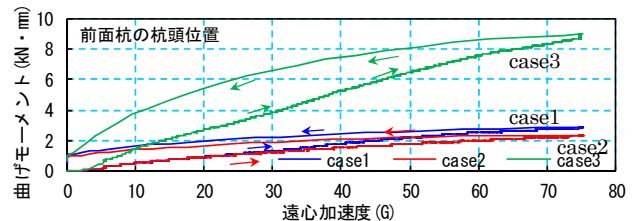


図4 杭の曲げモーメントと遠心加速度の関係

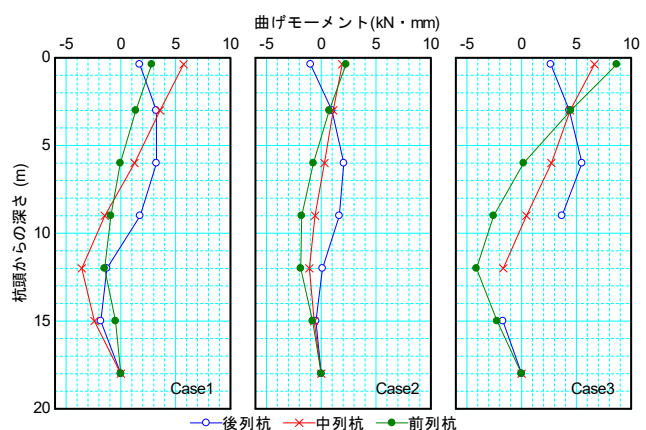


図5 75G到達直後における杭の曲げモーメント分布

面土の粘着力が小さい場合は容易に主働崩壊を生じる結果となる。そこで、たて壁位置に静止土圧相当の分布荷重を与えることで背面土に自立性を与えている。

3.2.2 地盤変形解析の結果

杭位置で算出された地盤の水平変位を図6及び図7に示す。躯体下方における変位計測値と近似するように粘性土層の剛性を低下させたところ、実験ケースによらず1/10程度の剛性低下率が逆算された。水平変位は、実験ケースによらず粘性土層の上端から-4m程度の深さで最大変位を示している。変位の最大値としては、Case1及びCase2で40cm、Case3で60cm程度であった。

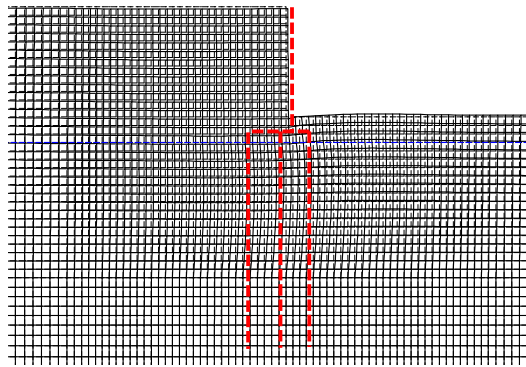


図6 水平変位 (Case1)

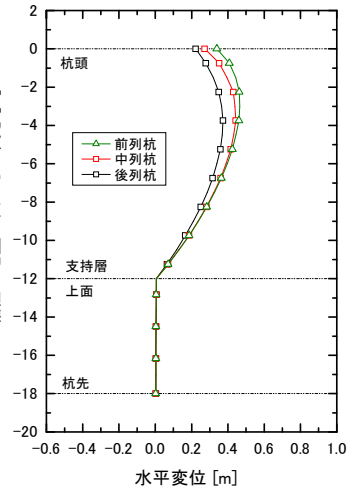


図7 杭位置での地盤の水平変位 (Case1)

3.3 応答変位法による解析

3.3.1 応答変位法による解析概要

2段階目の解析として、橋台および杭基礎を模した2次元はり・ばねモデルを用いて、応答変位法による解析を行った。構造物は弾性のほり要素としてモデル化した。地盤ばねは水平方向地盤反力係数と地盤反力度の上限値を与えたバイリニアモデルとし、文献²⁾を参考に群杭効果を考慮した。

地盤ばねの一端を杭と接続し、他端に3.2で得た変位を強制的に与えることで、杭体の曲げモーメントを求めた。ただし、粘性土層が背面盛土の自重による偏差応力により塑性化している状態を想定し、粘性土層については水平方向地盤反力係数と地盤反力度の上限値を低下させることとし、その低下率をパラメータとして解析を行った。

3.3.2 応答変位法による解析結果

図8にCase1を例に杭体の曲げモーメント分布を示す。粘性土層の地盤バネを低下させない場合(低下率1.0)は実験結果を大きく超過しており、1/10程度に低下させることで、実験値と近似した。この傾向は実験ケースによらず同様であり、実験結果と近似する低下率は1/10程度となった。モーメント分布に着目すると、低下率によらず杭頭から8m付近で曲げモーメントの符号が反転している。

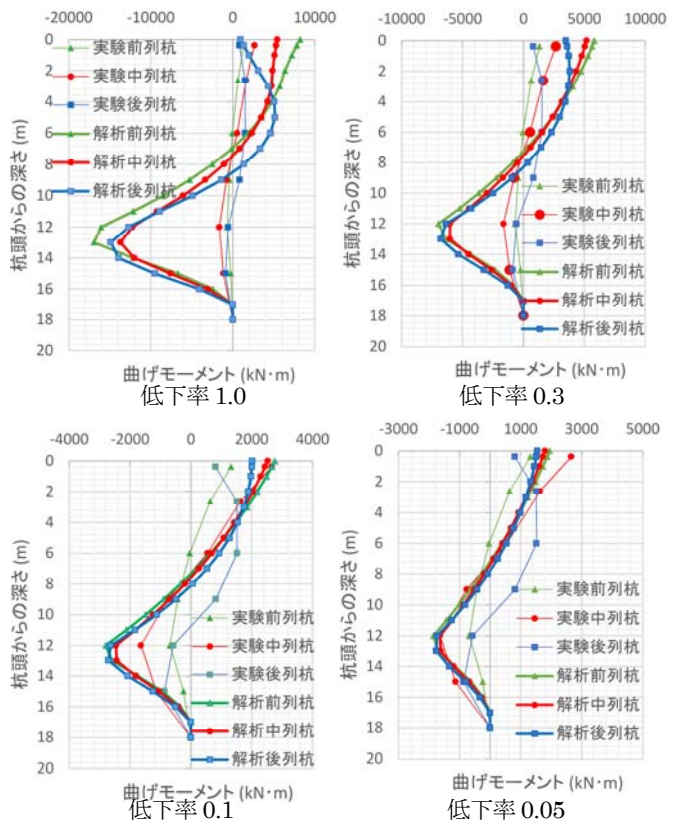


図8 曲げモーメント分布図 (Case1)

5. 結論

地盤変形解析及び応答変位法による解析において、粘性土層の剛性低下率は同じく 1/10 程度となった。今後検討を重ねることで、軟弱粘性土の低下剛性を定量的に評価できる可能性がある。ただし、応答変位法による解析において、図 9 に示すように粘性土層の水平地盤反力が上限に達しており、発生曲げモーメントは、強制変位量に依存しない結果となった。強制変位が小さく水平地盤反力が上限に達しないようなケースへの適用性について今後検討する必要がある。

応答変位法による解析において、粘性土層の地盤ばねを小さくすることで発生曲げモーメントの値は近似させることができているが、杭列毎の曲げモーメント分布は実験と整合していない。解析では、3 列共に一様の曲げモーメント分布を示しているのに対し、実験では、後列杭と中前列で異なる分布を示している。解析において、抵抗に関しては杭列毎に隣接杭の影響を考慮した水平地盤バネを設定しているが、作用に関しても隣接杭の影響を考慮するなどの改良が必要である。

側方移動の影響を受けた橋台基礎の健全性を評価する手法として、地盤変形解析と応答変位法を組み合わせたアプローチを行った。遠心模型実験結果を再現することで、軟弱粘性土層の低下剛性を逆算的に評価した場合、土質試験で求めた剛性の 1/10 程度となることが分かった。本報での評価手法は限られた条件で確認された知見であり、今後は汎用性および推定精度の向上を図るため検討を重ねていきたい。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、七澤利明上席研究員、河野哲也主任研究員、谷本俊輔研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました。紙面を拝借いたしました。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI アウラ

<参考文献>

- 1) 田辺晶規, 谷本俊輔, 七澤利明: 「側方移動の影響を受けた橋台杭基礎の断面力に関する遠心模型実験」, 土木学会第 72 回年次学術講演会, III-052
- 2) 白戸真大, 野々村佳哲, 福井次郎: 「動的解析における群杭のモデル化に関する検討」, 地震工学研究発表会講演論文集, E-84, 2005.

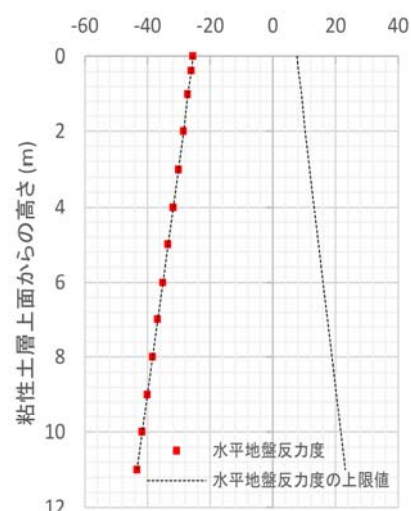


図 9 杭の水平地盤反力度

側方移動の影響を受ける橋台杭基礎の断面力に関する遠心模型実験

チーム名 橋梁構造研究グループ
氏名 田辺 晶規

1. はじめに

地盤の変状に伴う基礎の設計法・照査法の高度化を図る上では、地盤の変状による基礎への土圧の作用状況を把握し、その評価法を構築することが必要である。また、地盤変状の影響を受けて変位を生じた基礎は、その後の再利用の可否を判断する上で断面力の評価が必要となるが、実際にどのような断面力分布を示すのかは知られていない。

そこで、本報では、軟弱粘性土地盤で側方移動の影響を受ける橋台を対象として、遠心模型実験により杭の断面力分布を把握するとともに、実験結果に基づいてメカニズム、影響要因に関する考察を行った結果を報告する。

2. 実験方法

実験対象は橋台高さが 6m ないしは 12m の杭に支持される橋台とし、75G の遠心力場で実験を行った。模型概要を図 1、実験ケースを表 1 に示す。以降に示す数値は、特記しない限り実物スケールの値である。

支持層の層厚は 12m とし、東北珪砂 7 号を用い、相対密度 $D_r=80\%$ となるように作製した。粘性土層の層厚は 12m であり、Case1, 2 ではスミクレー、Case3 ではカオリンを使用した。これらの物理特性および力学特性は表 1 に示すとおりであり、スミクレーはカオリンに比べて圧縮性が低く、せん断強度が大きいのが特徴である。粘性土層は、スラリー状の粘土材料を土槽に投入した後、遠心力場で 80kPa 程度の上載荷重を与えた状態で圧密させることにより作製した。盛土には $D_r=80\%$ の東北珪砂 7 号を用い、層厚は Case1, 3 で 12m、Case2 で 6m とした。

模型杭は 5 列×3 列とし、外径 1.05m、肉厚 75mm のアルミパイプにより模した。一部の模型杭には、軸ひずみ及び曲げひずみを測定するため、パイプの内側にひずみゲージを設置した。杭頭はフーチングに剛結し、杭先端は支持層に 6m 根入れさせた。

実験では、75G に達するまで 0.1G/分の速度で遠心加速度を上昇させた。その後、地表の沈下量の時刻歴に \sqrt{t} 法を適用し、90%圧密を確認するまで遠心加速度を保持した。結果として、75G に達した後の圧密完了までに要した時間は Case1, 2 で 9~10 時間、Case3 で 16 時間程度 (いずれも模型スケール) であった。

表 1 実験ケース

実験ケース	橋台高さ (背面盛土高)	粘性土層			
		材料	塑性指数 I_P	圧縮指数 C_c	強度増加率 c_u/p'
Case1	12m	スミクレー	15.8	0.183	0.656
Case2	6m				
Case3	12m	カオリン	51.5	0.394	0.308

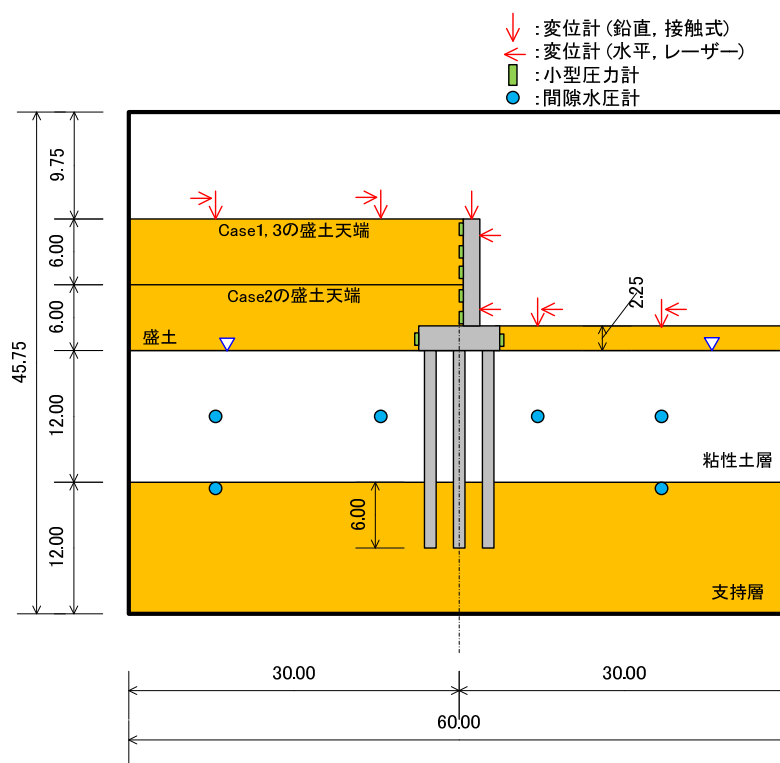


図1 模型概要図 (単位 : m)

3. 実験結果

Case3 を例に、実験後における模型地盤の残留変位の観察記録を図2に示す。橋台背面地盤に大きな沈下が生じていること、それに比して背面盛土や粘性土層に生じた残留水平変位が小さいことが分かる。なお、背面盛土では、フーチング上載土とさらにその背後で変位量が不連続に変化しているが、破壊域の大きさと段差の生じ方から、主働破壊や受働破壊の痕跡ではなく、単なる不等沈下の影響であると見られる。粘土の圧縮性が低いCase1と、さらに盛土荷重が小さいCase2では、Case3に比べて模型地盤の残留変位量が小さかったものの、変形モードに有意な差異は認められなかった。

橋台のたて壁における3点の変位計測値(水平2点、鉛直1点)より、フーチング下面位置における水平変位 u_f を算出した結果を、遠心加速度の推移とあわせて図3に示す。なお、図3の水平変位は模型スケールである。いずれのケースも、基礎の水平変位は遠心加速度が75Gに達するまでの間に発生し、その後の圧密進行過程～遠心力の除荷過程における水平変位量の累積は小さい。この傾向は、たて壁の傾斜角や杭の曲げモーメントについても同様であった(図4参照)。また、75G到達時点における基礎の変位は、盛土荷重が大きく粘土が軟弱なCase3で最も大きくなった。

75G到達直後における杭の曲げモーメント分布を図5に示す。いずれのケースについても、後列杭のモーメント分布の形状からは、粘性土層からの側圧を直接的に受けていることが分かる。その一方で、前列杭と中列杭は前面地盤からの水平抵抗を得ていることが分かる。ケース間で比較すると、盛土高が大きいほど、また、粘土の圧縮性が高くせん断強度が小さいほど、大きな曲げモーメントが生じている。

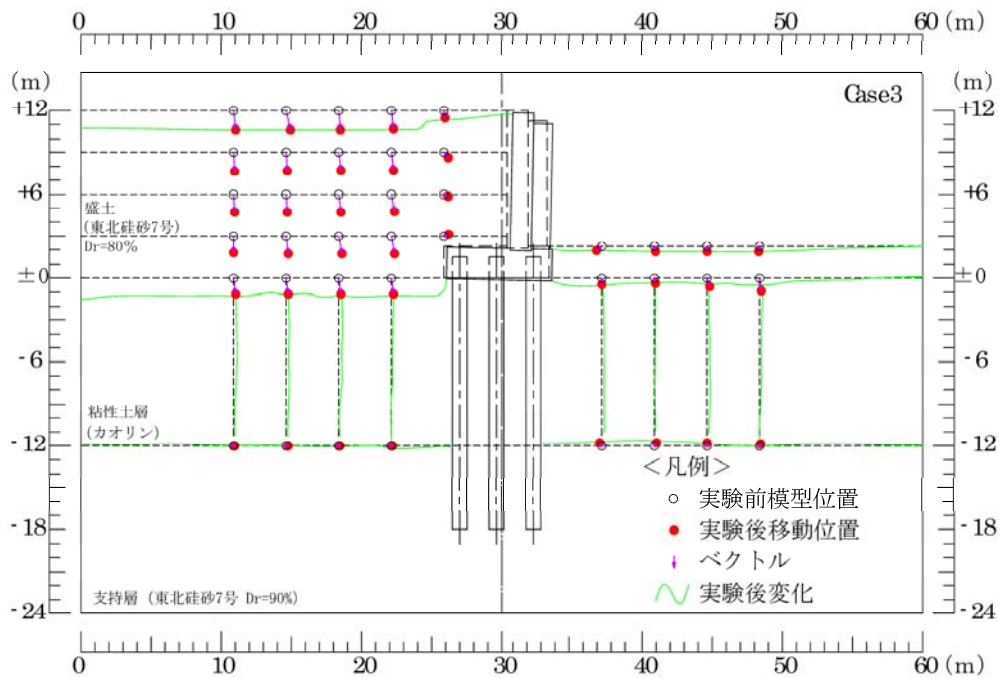


図2 実験後の模型の変形図 (Case3)

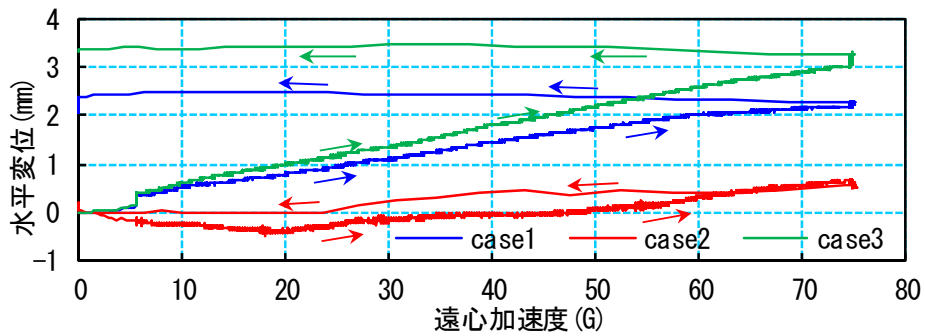


図3 フーチングの水平変位と遠心加速度の関係

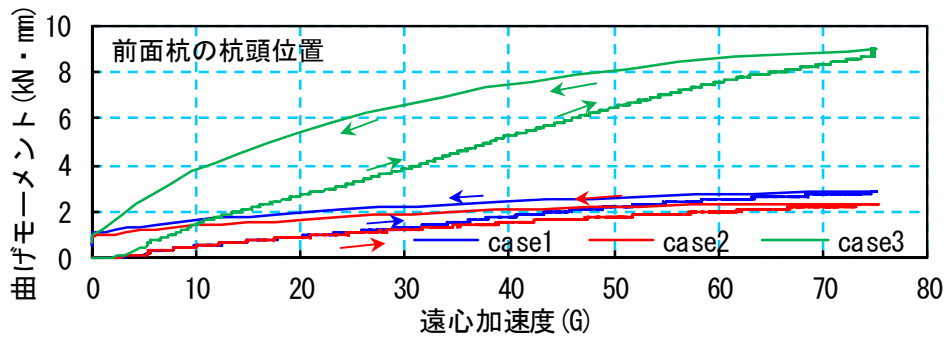


図4 杭の曲げモーメントと遠心加速度の関係

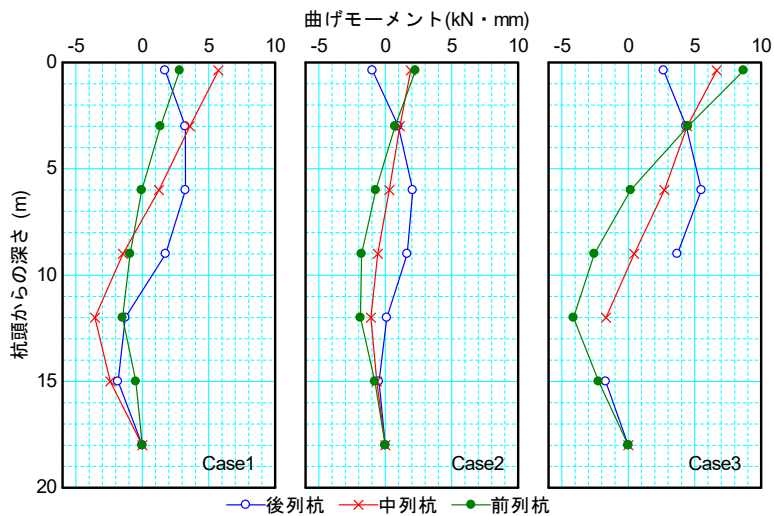


図5 75G 到達直後における杭の曲げモーメント分布

4. 考察

本実験における「75G 到達直後」は、盛土荷重が最大に達した状態の中で最も圧密が進行していない時点であり、このときに橋台の応答が概ね最大に達した。また、橋台の応答値は盛土荷重、粘土の材料特性の影響を受ける結果となった。このことは、橋台に作用する側圧が盛土荷重の大きさと粘土のせん断強度の発現度合いの影響を受けることを意味している。さらに、圧密中の粘土のせん断強度の発現度合いは、圧密時間と強度増加率によって決定付けられる。粘土の圧縮性が高く、かつ、せん断強度が小さい Case3 において側方移動の影響が大きくなったのは、このためであると考えられる。本実験ではパラメータとしなかったが、粘土層厚が圧密時間に強く影響を及ぼすことはよく知られるとおりであり、橋台の側方移動に対する大きな影響要因となる。また、背面盛土の施工速度も橋台の挙動に関与する可能性があると考えられる。

5. まとめ

本報では、側方移動の影響を受ける橋台を対象とした遠心模型実験の結果を示すとともに、側方移動のメカニズムについて考察した。今後は、実験で得られた杭の断面力分布を再現するための解析モデルについて検討を行っていきたい。

6. 謝辞

最後に、構造物メンテナンス研究センターの七澤上席研究員、河野主任研究員、谷本研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様には、本研究を遂行するにあたり多大なるご指導を頂きました。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI アウラ

気仙大橋の津波によるゴム支承の被害分析

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 井上 崇雅

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波により、橋梁が流出する被害を受けた。上部構造が流出することで、被災地への復旧が遅れるなどの二次的な被害も受けている。また、近い将来発生すると予想されている東海、東南海、南海地震では多くの橋梁が被害を受けると考えられ、橋梁の津波対策は喫緊の課題である。そのことを受け、水路実験や数値流体解析から、津波による上部構造の挙動や津波による力を軽減させるための検討が行われている。これらの研究は、主に津波作用力を軽減させる方法、すなわち防災に視点を置いた研究であるといえる。

一方、想定外の力が作用して上部構造が流出しても、仮橋等を架橋することで、速やかな応急復旧を目指した考え方、すなわち減災に視点を置いた検討の重要性も東北地方太平洋沖地震から得られた重要な教訓である。その1つに、津波の影響に対する橋の最終的な破壊モードとして応急復旧がしやすい形態に確実化させる「ダメージコントロール」の考え方を導入することが考えられる。

そこで本研究では、津波により上部構造が流出した気仙大橋を対象とし、残存したゴム支承の損傷跡による被害分析を行った。

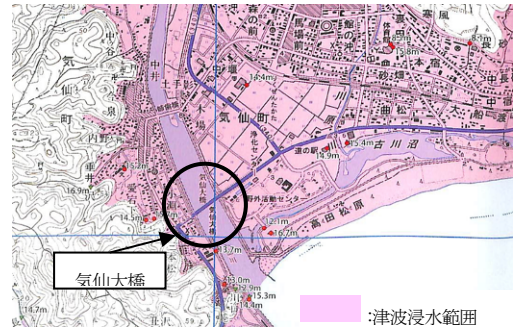


図-1 気仙大橋周辺の地図



(a) 被災前 (提供: 東北地方整備局)



(b) 被災後

写真-1 気仙大橋全景

2. 気仙大橋の概要

本研究で対象とする気仙大橋(写真-1)は、岩手県陸前高田市に位置し(図-1)、橋長 181.5m(スパン長は約 36m)、幅員 13.4m の3径間および2径間の連続鋼鈹桁橋である。本橋は平成 17 年に耐震補強工事が実施されており、鋼製支承から水平力分散型ゴム支承(図-2)に交換され、さらに減衰性を向上させるためにシリンダー系のダンパーが設置された。被災前のゴム支承およびダンパーの設置位置および規格は図-3 に示した通りである。

この津波により、全径間の上部構造が流出した(写真-1(b))。支承およびダンパーの損傷状況を図-4 に示す。図より、支承はア

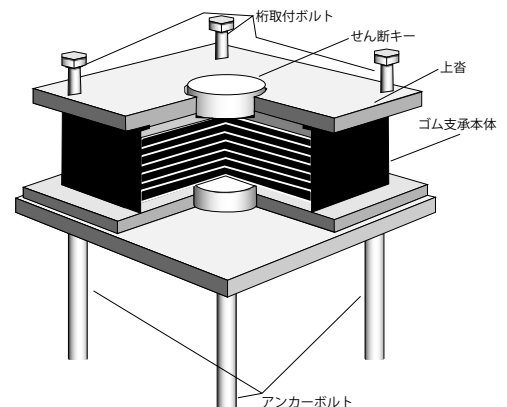


図-2 ゴム支承概略図

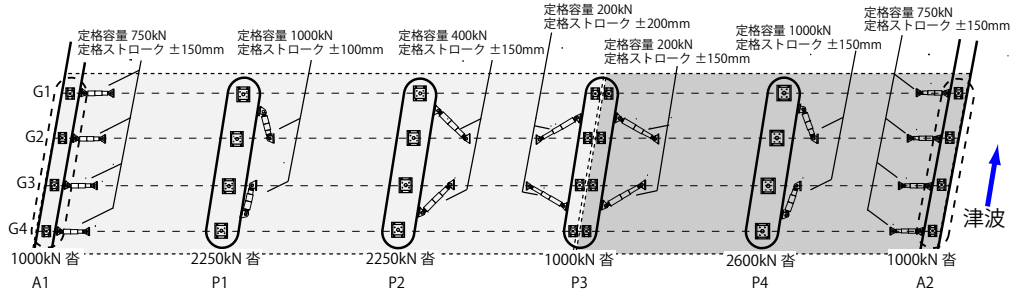


図-3 支承およびダンパー配置図（被災前）

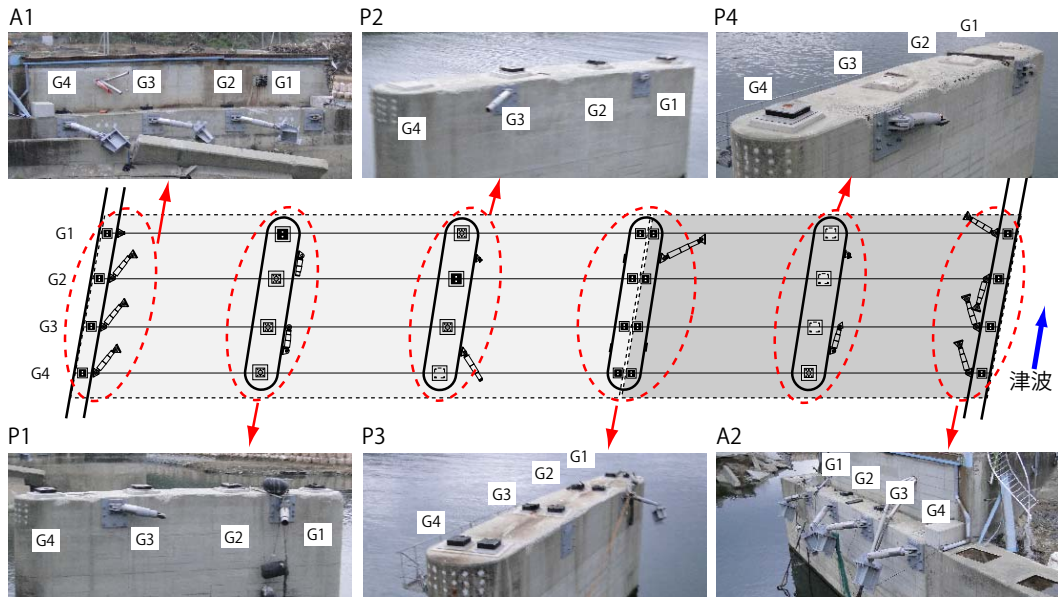


図-4 支承およびダンパーの損傷状況

ンカーボルトの破断，桁取付ボルトの破断，ゴム支承本体の破断が見られている。

3. ゴム支承の被害分析

本研究では，ゴム支承の被害分析に際し，ゴム支承各部位の終局耐力を算定した．ここで，ゴム支承本体の終局耐力は道路橋支承便覧¹⁾，それ以外の部位の終局耐力は道路橋支承標準設計²⁾を参考に次式で計算を行った．

a) 水平方向の終局耐力

$$\text{アンカーボルト（せん断）： } H_{u1} = A_{saH} \times \tau_{ua} \times n_a \cdots (1) \quad \text{ゴム支承本体： } H_{u2} = A_{eH} \times G_e \times \gamma_u \cdots (2)$$

b) 鉛直方向の終局耐力

$$\text{桁取付ボルト： } V_{u1} = A_{ss} \times \sigma_{us} \times n_s \cdots (3) \quad \text{アンカーボルト： } V_{u2} = A_{saV} \times \sigma_{ua} \times n_a \cdots (4)$$

$$\text{ゴム支承本体： } V_{u3} = A_{eV} \times \sigma_{ue} \cdots (5)$$

ここで， H_{u1} ：アンカーボルトの橋軸直角方向の耐力， H_{u2} ：ゴム支承本体の水平耐力， V_{u1} ：桁取付けボルトの上向き耐力， V_{u2} ：アンカーボルトの上向き耐力， V_{u3} ：ゴム支承本体の上向き耐力， A_{saH} ：アンカーボルトのせん断に有効な断面積， A_{eH} ：ゴム支承本体の断面積， A_{ss} ：桁取付けボルトの断面積， A_{saV} ：アンカーボルトの引張に有効な断面積， A_{eV} ：ゴム支承本体の引張に有効な断面積， σ_{us} ：桁取付けボルトの引張強さ（400N/mm²）， σ_{ue} ：ゴム支承本体の限界引張応力度， n_a ：アンカーボルトの本数， n_s ：桁取付けボルトの本数， G_e ：ゴム材料のせん断弾性係数である． τ_{ua} はアンカーボルトのせん断強さであり，本研究では，道路橋示方書³⁾を参考にし，

表-1 ゴム支承各部位の終局耐力

支承設置位置	支承耐力(kN)				
	水平方向		鉛直方向		
	アンカーボルト(せん断)	ゴム支承本体	桁取付ボルト	アンカーボルト	ゴム支承本体
A1, P3, A2	569	384	1082	985	480~1120
P1,P2	940	908	1418	1629	908~2118
P4	940	1080	1082	1629	1080~2520

■ : 水平方向の最弱部位
 ■ : ゴム支承本体の耐力が最小の場合における鉛直方向の最弱部位
 ■ : ゴム支承本体の耐力が最大の場合における鉛直方向の最弱部位

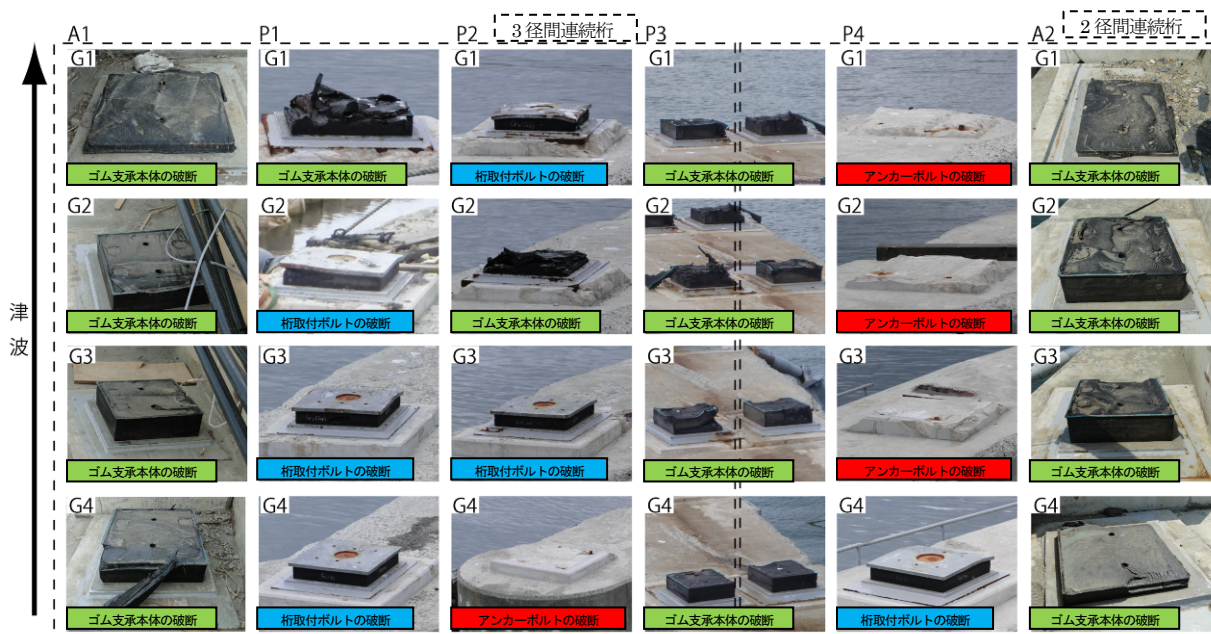


写真-2 支承損傷状況

$$\tau_{ua} = \sigma_{ua} / \sqrt{3} \cdots (6)$$

(σ_{ua} : アンカーボルトの引張強さ(400N/mm²)) とした. また γ_u はゴム支承の終局せん断ひずみであり, ゴム支承の終局限界状態の評価に関する研究⁴⁾を参考にして, 終局せん断ひずみを300%と仮定した. なお, ゴム支承は図-2で示したように, 上巻の中央部にせん断キーがあり, 水平力に対して, このせん断キーが力を受け持つ. そのため, 桁取付ボルトには水平力はほとんど生じないため, 桁取付ボルトの水平方向の終局耐力は考えていない. 従って, セットボルトの破断に関しては, 少なくとも鉛直力による桁取付ボルトの引張破断が始めに発生したと考えられる.

表-1 は, ゴム支承各部位の終局耐力を算定した結果である. 表中の色付きの枠は, 最弱となる部位を示している. ゴム支承本体の限界引張応力度は道路橋支承便覧¹⁾によると 3.0N/mm²~7.0N/mm²までの範囲でばらつきがあるという報告があるため, 鉛直方向の支承耐力は上記のばらつきを考慮して計算した値を示している. 従って, 鉛直方向の支承耐力については, ゴム支承本体の鉛直耐力が最小および最大の両方のケースを想定し, それぞれのケースに対して最弱となる部位を色付きで表中に示している.

表より, P1およびP2橋脚の支承は水平方向に対してゴム支承本体, 鉛直方向に対して桁取付ボルトまたはゴム支承本体が最弱になっている. 従って, ゴム支承本体が損傷している場合はどちらの力が支配的であったかは特定できないが, 桁取付ボルトが損傷している場合は鉛直力が支配的に作用した結果であることが考えられる. P4橋脚は, 水平方向に対してアンカーボルト, 鉛直方向に対して桁取付ボルトまたはゴム支承本体が最弱となっており, アンカーボルトが損傷しているときは水平力, 桁取付ボルトまたはゴム支承本体が損傷しているときは, 鉛直力が支配的に作用した結果であると考えられる. A1, A2橋台やP3橋脚の支承は水平方向はゴム支承本体, 鉛直方向は

ゴム支承本体またはアンカーボルトが最弱になっているため、アンカーボルトで損傷しているときは鉛直方向の力が支配的に作用していたと特定できるが、ゴム支承本体が損傷しているときは、どちらの力が支配的に作用していたかは、支承耐力からは特定できない。

今回の津波により被害を受けたゴム支承の損傷状況を写真-2に示す。図中で、津波は下から上に向かって流れている。表-1と比較すると、計算で得られた各部で最弱となる部位と、実際の損傷部位と概ね一致している。P1橋脚の支承は写真より、G1はゴム支承本体、G2～G4は桁取付ボルトが破断している。表-1より、P1橋脚についてはG1の支配的な津波力の方向は特定できないが、G2～G4は鉛直力が支配的であったと推定できる。P4橋脚については、G1～G3はアンカーボルト、G4は桁取付ボルトが破断していることから、G1～G3は水平力、G4は鉛直力が支配的に作用していたと推定できる。一方、P2橋脚の支承の損傷状況を見ると、G1とG3は桁取付ボルト、G2はゴム支承本体、G4はアンカーボルトが破断している。表-1より、G1およびG3は鉛直力が支配的に作用していたと推定できるが、G2はゴム支承本体で破断、G4は計算では最弱ではない部位で損傷しているため、どちらの方向の津波力が支配的に作用していたかは推定できない。また、A1、A2橋台とP3橋脚についても、全てゴム支承本体で損傷しているため、水平および鉛直のどちらの力が支配的に作用していたかは特定できない。

以上のことから、一部のゴム支承の損傷状態から、どちらの力が支配的に作用していたかは推定することができた。しかし、支承の損傷状態は各位置でばらつきがあり、上部構造がどのような挙動を示していたかまでは推測することはできなかった。

4. まとめ

本研究では、気仙大橋を対象として、回収した支承の損傷状況を詳細に調査した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 一部のゴム支承については、その損傷状況から、水平力と鉛直力のどちらが支配的に作用して生じた損傷であるかを特定することができた。
- (2) ゴム支承の損傷状態は各位置でばらつきがあり、上部構造がどのような挙動を示していたかまでは推測することはできなかった。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導を頂きました星隈上席研究員（研究当時）、中尾専門研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社ビービーエム

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会「道路橋支承便覧」2004.
- 2) (社)日本道路協会「道路橋支承標準設計（すべり支承編）」1993.
- 3) (社)日本道路協会「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」2002.
- 4) 篠原聖二、榎本武雄、星隈順一、岡田慎哉、西弘明、高橋良和「ゴム支承の終局限界状態の評価に関する研究」第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム、PP.333-340、2014.

モニタリング技術の活用による維持管理業務の高度化・効率化に関する研究

橋梁構造研究グループ

氏 名 松林 卓

1. まえがき

我が国では、社会インフラの老朽化が進展する中、維持管理業務を高度化・効率化するために ICT 技術の活用が期待されている。ロボット、モニタリング等の各種技術は数多く提案されているが、維持管理の実務に十分取り入れられているとはいえない状況にある。本研究ではこれまでに、道路橋の維持管理に適用可能なモニタリング技術の選定および室内実験による検討を行ってきた^{1)~8)}。本報では、供用状態にある実構造物（道路橋）に着目して複数のモニタリング技術を適用し、現場への適用性を検証したものである。

2. 研究目的

供用状態にある道路橋においてモニタリング技術の適用性を検証する。

3. 研究方法

3.1 コンクリート床版における現場実証実験

東北自動車道の鋼板桁橋（大森川橋・福島県福島市）のコンクリート床版において、たわみ、振動状態の把握ならびにひび割れ検知に着目した表 1 に示すモニタリング技術を適用し、一般車両が通行する実環境下でのノイズ等の影響を確認した。

3.2 コンクリート桁橋における現場実証実験

富山市が管理するコンクリート桁橋（五福 4 号橋）において、たわみ、振動状態の把握に着目した表 2 に示すモニタリング技術を適用し、車両を通過させた時のたわみおよび振動のモニタリングを行い、実環境下でのノイズ等の影響を確認した。

3.3 塩害環境下のコンクリート構造物における現場実証実験

塩害環境下にある北陸自動車道の親不知海岸高架橋（新潟県糸魚川市）において、塩分浸透や腐食の

表 1 コンクリート床版に適用した技術

指標	導入技術名称	
	技術名	センサ・機器名
たわみ	変位計測	リング式たわみ計
	画像センシング	動画撮影カメラ
	サンプリングモアレ	サンプリングモアレカメラ
振動	固有振動数分析技術	無線加速度センサ
	低周波加速度特徴解析	加速度・傾斜センサ
	振動可視化分析	加速度センサ
	固有振動数計測	固有振動数計
ひび割れ	—	静止カメラ、レーザスキャナ
	—	動画カメラ
	—	光ファイバ
	—	AE センサ

表 2 コンクリート桁橋に適用した技術

指標	導入技術名称	
	技術名	センサ・機器名
たわみ	変位計測	変位計
		リング式たわみ計
		レーザーたわみ計
	画像センシング	動画撮影カメラ
	サンプリングモアレ	サンプリングモアレカメラ
振動	加速度計測	サーボ型加速度計
	固有振動数計測	固有振動数計
	固有振動数分析技術	無線加速度センサ
	低周波加速度特徴解析	加速度・傾斜センサ
	振動可視化分析	加速度センサ

検知に着目した表3に示すモニタリング技術を適用し、実環境下でのノイズ等の影響を確認した。

3.4 伝送実験

東北自動車道の鋼鉄桁橋（大森川橋・福島県福島市）において、2種類のデータ伝送技術（マルチホップ伝送技術および路車間通信技術）について、実環境でのモニタリングへの利用可能性を確認した。

4. 研究結果

4.1 コンクリート床版における現場実証実験の結果

モニタリング技術の現場適用状況の例を写真1に、計測データの例を図1にそれぞれ示す。表1に示したモニタリング技術を適用した結果、総じて既往の研究で実施した室内実験と同様の精度で計測ができることを確認した。

たわみについては、本橋においては主桁に対する床版のたわみが非常に小さいことが確認され、たわみにより健全性の評価を行うには、たわみがより大きくなる劣化段階が望ましいことがわかった。

振動については、重量が不明確な車両が不規則に走行する状態においても、長期間の計測や時間毎・日毎の平均値で評価する等の分析の工夫で影響を緩和させられる可能性が示された。また、振動を可視化する分析手法により損傷を検知できる可能性があることがわかった。

ひび割れ検知については、カメラ類は問題なく撮影できた。また、光ファイバは長期的なひび割れ変化を評価できる可能性が示された。AEセンサについてはひび割れ以外の影響程度の把握と除去が今後の課題として残された。

4.2 コンクリート桁橋における現場実証実験の結果

モニタリング技術の現場適用状況の例を写真2および写真3に、計測データの例を図2および図3にそれ

表3 塩害環境下に設置したセンサ

指標	モニタリング技術（センサ）
腐食	ワッペン試験片
	薄板モルタル
鉄筋位置の自然電位, 分極抵抗, 液抵抗	GBRC 腐食試験法（埋設型ミニセンサ）
	鉛照合電極 PbM-5 型
電位、抵抗（模擬鉄筋の腐食）	腐食センサ CS4,5



写真1 床版下面へのセンサ設置状況

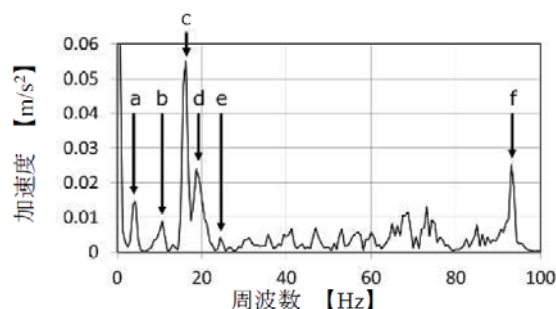


図1 加速度データを基に分析した周波数スペクトルの例



写真2 現場適用状況の例（画像センシング、サンプリングモアレ）

ぞれ示す。

たわみのモニタリングとして、変位計、リング式たわみ計、レーザー式たわみ計の3種類のモニタリング技術について、今回の実証実験の範囲内では、気温や走行車両の位置、車両走行速度がたわみのモニタリングデータのばらつきやノイズに及ぼす影響は小さいことが分かった。一方で、車両重量とたわみの間に強い線形相関がある状況をモニタリングデータとして得ることができたことから、コンクリート桁橋の劣化を評価する技術としての可能性を確認することができた。

振動特性として、加速度センサにより得られた加速度を分析することによって得られる主桁の一次固有振動数等に注目し、検討を行った。実環境下におけるノイズの影響要因として外気温、車両重量、車両走行速度、車両走行位置を想定し、これらの要因と計測値との間の相関関係を確認することにより検証した。その結果、各影響要因と一次固有振動数との間に明確な相関関係は見られず、振動モニタリングの実環境下における適用の可能性を確認することができた。

一方、本実証によって検討対象橋梁が構造的には耐力の低下は殆ど無いことがわかり、構造的に耐力が低下した状況における一次固有振動数の変化や、それに伴うばらつきの評価は課題として残った。

4.3 塩害環境下のコンクリート構造物における現場実証実験の結果

モニタリング技術の現場適用状況の例を写真4に示す。表3に示したセンサを設置した後、各センサの測定値の安定性（自然状態におけるノイズの有無）について試験を実施した。ケーブルにテスターを接続した状態で数時間静置し、測定値の変化を観察した。観察の結果、自然状態において、測定値の変化を及ぼすノイズは存在しないことを確認した。あわせてスマートフォン等の電磁波によるノイズの影響の確認も行ったが、測定値に影響はなかった。



写真3 現場適用状況の例
(加速度センサ、固有振動数計)

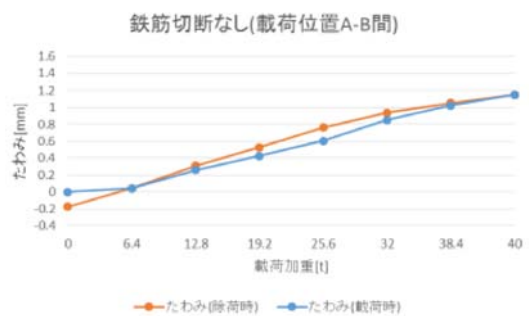


図2 たわみの測定例

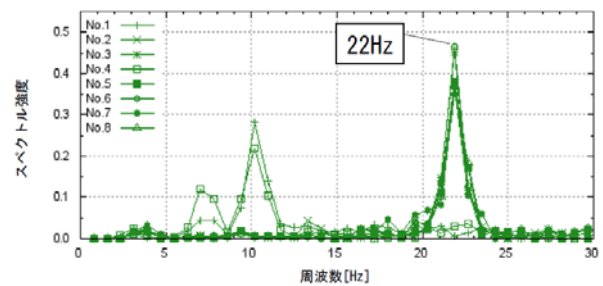


図3 一次固有振動数の例



写真4 現場適用状況の例
(塩害環境のモニタリング)

4.4 3-4 伝送実験の結果

伝送技術により得られたデータの例を図4に示す。マルチホップ伝送技術については、床版や桁の下面、周辺の電柱など、橋梁の各所で電波強度を測定した結果、データ通信に必要な電波強度があることを確認した。一方、路車間通信技術については、車両速度 80km/h で走行しながらデータを無線で伝送させた。実験の結果、屋外環境の設置場所や走行位置を変えても、約 200～300m の範囲で安定してデータを受信できることを確認した。

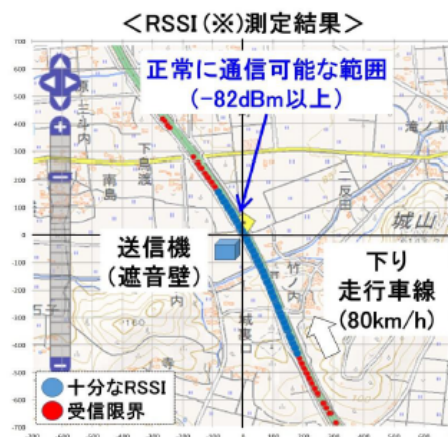


図4 計測データの例
(路車間通信時のRSSI)

5. 結論

供用状態にある橋梁においてモニタリング技術の適用性を検証した結果、各技術における現場適用の可能性を確認することができた。今後は、対象構造物の劣化の程度により即したモニタリング技術の選定方法をより明確化していく予定である。

6. 謝辞

本研究は、モニタリングシステム技術研究組合 (RAIMS) が実施した研究であり、内閣府の「SIPインフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の一環として国土交通省が実施する「社会インフラへのモニタリング技術の活用推進に関する技術研究開発」委託事業研究の成果である。本研究の実施にあたっては、橋梁構造研究グループの石田上席研究員をはじめ、宇佐美主任研究員にご指導を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

所属：前田建設工業株式会社

<参考文献>

- 1) 古市耕輔, 新井崇裕, 岩井稔, 小原孝之: 輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その1) 試験の概要とリファレンス計測による損傷程度の評価, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 2) 遠藤義英, 皆川翔輝, 山本康弘, 山岸貴俊: 輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その2) 低周波 3 軸加速度センサを用いた RC 床版の疲労損傷解析, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 3) 葛西茂, 木下翔平, 小原孝之, 新井崇裕: 輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その3) 実験モード解析法による疲労損傷評価, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 4) 今井道男, 新井崇裕, 岩井稔, 古市耕輔: 輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その4) 光ファイバセンサによるひび割れ検知, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 5) 新井崇裕, 岩井稔, 古市耕輔, 李正旺, 湯山茂徳: 輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討(その5) アコースティックエミッション法による疲労損傷の評価, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 6) 高地透, 中野雅章, 米田大樹, 小原孝之: コンクリートの塩害モニタリングに資する鉄筋腐食促進試験, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 7) 末崎将司, 松山公年, 米田大樹, 小原孝之: RC 梁供試体の鉄筋腐食促進試験における塩分浸透モニタリング, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8
- 8) 葛西茂, 木下翔平, 中野雅章: RC 梁の耐荷力と振動特性との相関検証, 土木学会第 71 回年次学術講演会概要集, 2016. 8

表面被覆材の塗布部位の違いが鉄筋腐食抑制効果に及ぼす影響に関する研究

先端材料資源研究センター (iMaRRC) 材料資源研究グループ

加藤 智丈

1. まえがき

コンクリート構造物の維持管理において、劣化因子を遮断することは欠くことのできない対策の一つであり、各種の補修工法が実施されている。構造物の構成材料として鋼材が使用されている鉄筋コンクリート構造物などにおいては、コンクリートの劣化を防止することに加え、鋼材の腐食現象についても配慮して、対策を講じなければならない。コンクリート構造物では劣化因子の浸入抑制を目的に、表面被覆工法や表面含浸工法などが実施されている。しかしながら、構造物のすべてをこれらの方法で被覆することは困難であり、環境等に応じた塗布部位や補修材料の選定が必要である。

2. 研究目的

このような背景から、表面保護工の塗布部位や補修材料の違いが鉄筋の腐食抑制効果に与える影響について研究を行っており、RC 供試体を用いた促進劣化サイクル試験の結果から、塗布部位や補修材料の違いによって鉄筋の自然電位、腐食減量や腐食面積率に差がみられることを確認している¹⁾。

本研究では、表面被覆材の塗布部位が異なる RC 供試体を用いて、過去に実施した促進劣化サイクル試験 (室内) 結果と屋外の塩害環境下で実施した暴露試験の結果とが鉄筋腐食抑制効果について同様の傾向を示すか否かを確認することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 供試体の作製方法

供試体の寸法は 150mm×150mm×500mm とした。表-1 に基材コンクリートの配合を示す。また、初期塩化物イオン量の影響を確認するため、塩化物イオン量が 2.4kg/m³、6kg/m³ (以下、2.4kg、6kg と称す) となるように練混ぜ水に塩化ナトリウムを混入した。供試体には D13 の異形鉄筋を 4 本用いて、図-1 に示すとおり、かぶり深さが 30mm となるように配置した。

表面被覆材の塗布に先立ち、塗布面をカップ型ホ

表-1. 基材コンクリートの配合

W/C (%)	単体量 (kg/m ³)				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
55	160	299	858	968	4.19

初期塩化物イオン量 2.4kg/m³、6kg/m³

セメント 普通ポルトランドセメント

最大粗骨材寸法 20mm, スランプ 8cm, 空気量 4.5%

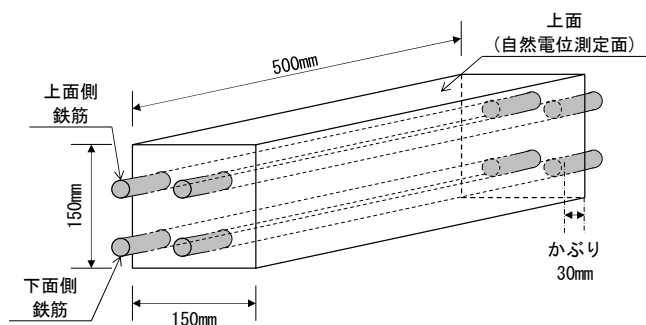
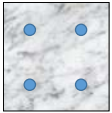




図-1. 供試体の概要図

イールを装着したディスクグラインダにて研磨した。供試体に塗布する表面被覆材は標準的なエポキシ樹脂系の塗装仕様を使用した。

表-2は供試体の種類を示し、塗布部位が異なる供試体を作製した。供試体の名称は、例えば“E2”とし、仕様、塗布面の数で表すこととした。仕様の記号は、基準供試体をR、表面被覆材をEとした。塗布面は仕様の記号の後に数字表記し、供試体の鉄筋軸方向の面における塗布部位の数とした。なお、E3の供試体は鉄筋軸方向の両側端面に表面被覆材を塗布し、その他の供試体は片側端面にのみ塗布した。

表-2. 供試体の種類

種別	鉄筋軸方向の面における塗布部位	
R	なし	
E2	両側面	
E3	上面を除く3面	

E3は鉄筋軸方向の両側端面に表面被覆材を塗布し、その他の供試体は片側端面に塗布した。

3.2 屋外暴露試験

暴露試験場所は、塩害による劣化が進行しやすいとされる沖縄県を選定して²⁾、沖縄県大宜味村の暴露試験場にて2014年7月から開始した。供試体の暴露環境を確認するため、4方位の飛来塩分量を測定した。この結果、捕集した方位や季節により変動はあるものの、年平均飛来塩分量は1.0mdd (mg/dm²/day)であった。

3.3 測定項目

暴露試験における調査は、外観調査、鉄筋の自然電位測定、分極抵抗測定を実施した。外観調査では供試体の150mm×500mmの面、4面に発生したひび割れや変状を確認した。ひび割れについてはスケッチを行い、ひび割れの延長、本数、ひび割れ幅を記録した。自然電位測定は、供試体片側の上面側と下面側の1本ずつ計2本を対象に実施した。照合電極に銀塩化銀電極を用い、長手方向(L=500mm)を等分した5測点で供試体上面から測定を行い、平均値を測定値とした。また、銀塩化銀電極による自然電位の測定値は、照合電極の温度依存性を考慮して補正した後に、飽和硫酸銅(CSE)電極基準に換算した。分極抵抗測定はポテンショ-ガルバナスタットとFRA(周波数特性分析器)を用いて、照合電極は銀塩化銀電極、対極は測定対象鉄筋以外のもう一方の上面側鉄筋と下面側鉄筋を短絡させて実施した。測定は交流インピーダンス法により行い、電圧10mV、周波数100kHzから0.1mHzの交流波を印加した。得られた見かけの分極抵抗(Rp')から次式により鉄筋の腐食電流密度(I)を算出した。

$$I = K / (Rp' \times A)$$

- ・Kは材料や環境により決定される定数、ここでは0.026Vを使用した。
- ・Aは鉄筋の表面積であり、175.5cm²

4. 研究結果

暴露期間の増加に伴って、供試体にひび割れが発生した。およそ900日の暴露時点で調査した結果、表面被覆材の塗布部位が同じ供試体で初期塩分量の違いに着目すると、いずれの供試体も6kgの方がひび割れは

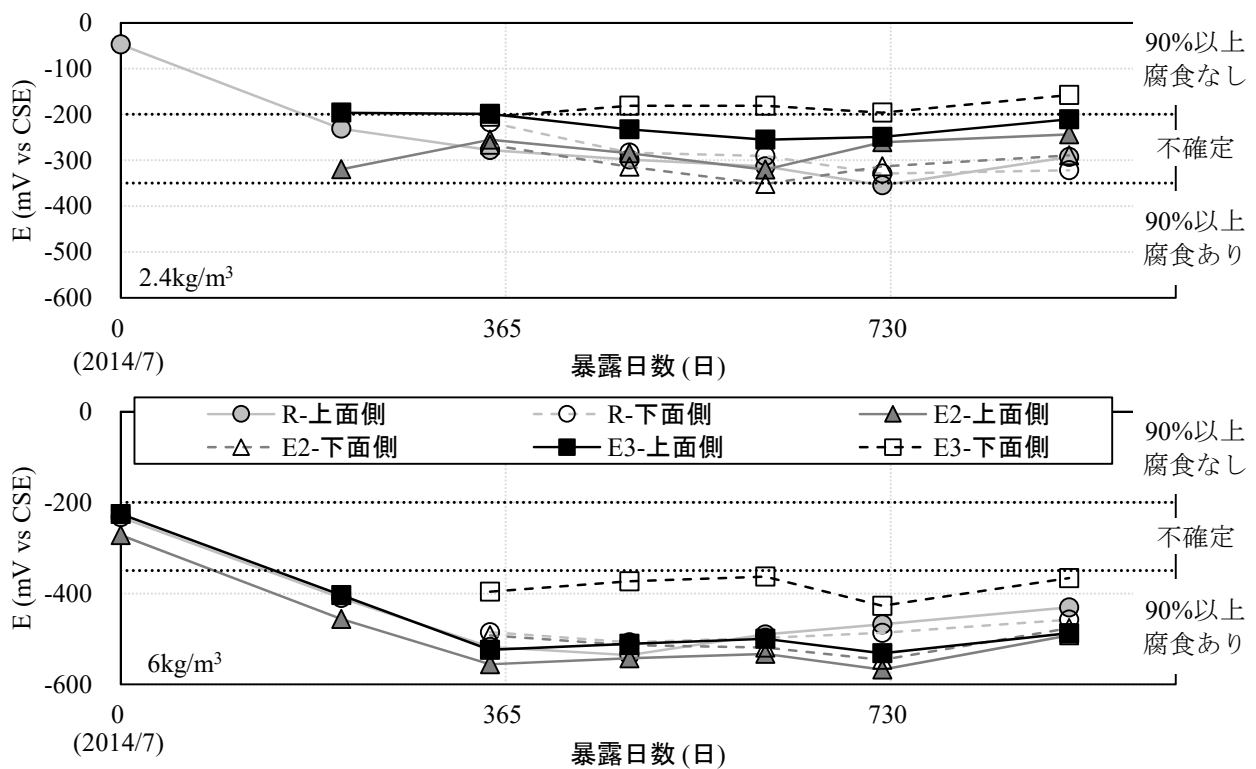


図-2. 自然電位測定結果（上図：初期塩分量 2.4kg/m³、下図：初期塩分量 6kg/m³）

多く発生しており、ひび割れ幅も大きかった。また、6kgの供試体では、上面側だけでなく、側面や下側面、表面被覆材の塗布面にもひび割れが発生した。6kgの供試体について、表面被覆材の塗布部位の違いに着目すると、Rが最も顕著にひび割れが発生しており、次いでE3、E2の順であった。

次に自然電位の測定結果を図-2に示す。暴露日数およそ730日の暴露時点での自然電位とおよそ900日での自然電位とを比較すると、730日よりも全体的に貴の方向に変化した。これは730日が夏季（2016年7月）の測定であり、900日が冬季（2017年1月）の測定であるため、環境温度の違いが鉄筋の腐食速度に影響を与えている³⁾ものと推察される。初期塩分量の違いに着目すると、2.4kgの供試体に比べて6kgの方が自然電位は卑の傾向を示した。表面被覆材の塗布部位の違いに着目した場合、2.4kgの供試体ではE3の下面側鉄筋のみ、一般的な腐食判定基準⁴⁾によれば90%以上腐食なしの判定領域となり、その他は不確定の領域であった。ただし、不確定の判定領域においても、E3の上面側とE2の上面側鉄筋の電位は、E2の下面側とRの上面側や下面側に比べて貴であった。6kgの供試体では、E3の下面側鉄筋が最も貴である点については2.4kgの供試体と同様の傾向であったが、その他の鉄筋はほぼ同じ電位であり、いずれも90%以上腐食ありの判定領域であった。ここで、

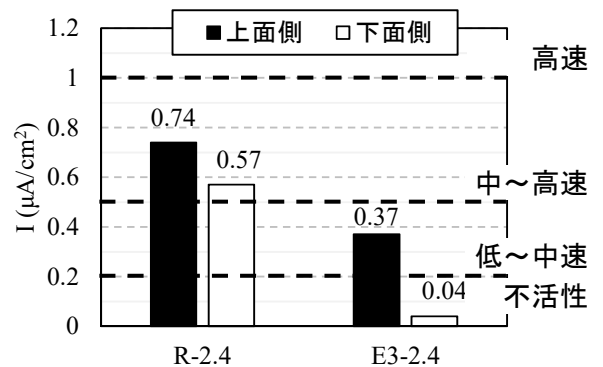


図-3. 900日暴露時（冬季）の腐食電流密度

2.4kg の R と E3 について、鉄筋の分極抵抗測定より算出した腐食電流密度の結果を図-3 に示す。R の上面側および下面側鉄筋は、一般的な腐食速度の判定基準⁵⁾によると、腐食速度が中～高速の判定領域であり、E3 の上面側は低～中速、E3 の下面側は最も腐食速度が遅く不活性であった。これら腐食速度による順列は自然電位の測定結果と一致した。

これらの結果から、塩分量 2.4kg の供試体では、表面被覆材の塗布部位の違いにより鉄筋の腐食抑制効果に相違がみられ、E3>E2>R の順列で塗布部位が多いほど腐食抑制効果が高いことが確認された。これは表面被覆材によって外来塩分（塩化物イオン）や水分などが遮蔽されたことによるものと考えられる。これに対して 6kg の供試体では結果に若干の差異が見られたものの、内在塩分が鉄筋の腐食に与える影響の方が大きく、多量の塩分が含有しているコンクリートに対しては、表面被覆材による外来塩分の遮蔽効果だけでは腐食を抑制できないことが示された。つまり、実構造物の補修では表面被覆材の適用に際して、含有塩分量を把握して適切な補修方法を選定することが必要である。一方、鉄筋の腐食状態を調査する際は自然電位測定結果により、同じ判定領域である場合でも、腐食電流密度から判定される腐食速度によっても腐食状態を把握することができるため、様々な測定方法を組み合わせて判断することが望ましい。

5. まとめ

屋外暴露試験により検討を行った結果、過去に実施した室内での促進劣化と同様に、表面被覆材の塗布部位の違いが鉄筋腐食抑制効果に影響を及ぼすことが確認された。その他、得られた知見を以下に示す。

- ・内在塩分量が多い場合、表面被覆材による補修では鉄筋の腐食を抑制することは難しい。
- ・鉄筋の腐食状態の確認では自然電位測定だけでなく、他の測定方法を組み合わせて判断するのがよい。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、先端材料資源研究センターの西崎到上席研究員、佐々木巖主任研究員、櫻庭浩樹研究員に貴重なご助言やご指導を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

所属：ショーボンド建設株式会社

<参考文献>

- 1) 櫻庭浩樹, 熊谷慎祐, 加藤智丈, 佐々木巖, 西崎到: 表面被覆材や含浸材の塗布面が異なる RC 試験体の腐食性状, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 16 巻, pp.633-638, 2016
- 2) たとえば, 建設省総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発 (土木構造物に関する研究成果), 財団法人 土木研究センター, pp.39-43, 1989
- 3) 足立幸郎, 宮川豊章, 関惟忠, 小林茂広: 自然電位・分極抵抗法による鉄筋腐食現地追跡調査, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17.No.1, pp.1243-1248, 1995
- 4) ASTM : ASTM C876-91 (Reapproved 1999) Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete, Annual Book of ASTM Standards 2006, Vol.03.02, pp.11-16, 1991 (1999)
- 5) CEB Working Party, commission5 : Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion, ISBN2-88394-040-1, 1998

透気係数や表面吸水速度を用いたコンクリートの耐久性評価に関する実験的検討

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 栗原 勇樹

1. まえがき

硬化コンクリートの耐久性を評価する手法として、透気試験や表面吸水試験などのコンクリートの表層品質を評価する非破壊試験が注目されている。これらの非破壊試験の結果では、一般に、透気係数や表面吸水速度の値が小さいほどコンクリートの表層品質が良く緻密なコンクリートとして評価される。しかし、結合材の種類や養生条件の違いが透気係数や表面吸水速度に及ぼす影響については十分には把握されていない。また、塩化物イオン浸透抵抗性や中性化抵抗性などの耐久性には、結合材の種類や養生条件の違いが影響を及ぼすことが知られているが、この傾向と透気係数、表面吸水速度との相関については十分には明確になっていない。

本研究では、結合材の種類と養生条件を変えて、壁状の試験体を製作し、透気試験（Torrent 法）と表面吸水試験（SWAT 法）の結果から、結合材の種類や養生条件の違いが透気係数や表面吸水速度に及ぼす影響について検討した。また、試験体からコアを採取して圧縮強度試験、電気泳動試験（非定常法）、促進中性化試験を実施し、これらの結果に基づいて非破壊試験の結果と耐久性の関係について検討した。

2. 試験の概要

2.1 コンクリートの配合と基礎物性

コンクリートの配合と基礎物性を表-1 に示す。配合は3種類であり、普通ポルトランドセメント単味のコンクリート(N)、普通ポルトランドセメントの50%を高炉スラグ微粉末4000で置換したコンクリート(B)、20%をフライアッシュII種で置換したコンクリート(F)とした。全配合において、水結合材比を50%、単位水量を165kg/m³、単位粗骨材量を968kg/m³に統一した。

2.2 試験体の概要と試験方法

試験体の概要を図-1 に示す。同図には、非破壊試験の測定位置、圧縮強度試験、電気泳動試験（非定常法）、促進中性化試験用コアの採取位置と切断位置を併記した。試験体の寸法は、幅750mm、高さ700mm、厚さ350mmである。材齢2日まで封緘状態に保ち、表-2 に示す3種類の養生条件に従って養生を行ったのち、気中養生を行った。材齢91日までの室内の温度の平均値は約20°C、湿度の平均値は約40%であった。非破壊試験の測定面は壁状のコンクリート構造物の一部を模擬するため、コンクリート打込み方向に対して側面（幅750mm、高さ700mm）とし、1試験体につき表裏の二面で測定した。また、測定面以外の試験体表面をアルミテープでシールし、乾燥によってコンクリート中の水分が測定面以外から逸散することを防止した。

材齢29、91日に、Torrent法とSWAT法を用いて透気係数と表面吸水量を測定した（写真-1）。Torrent法とSWAT法では測定結果がコンクリート中の含水率の影響を受けやすいことが知られているため、試験前にコンクリート水分計を使用して測定位置での表面含水率を測定するとともに（表-1）、SWAT法では材齢ごとに測定位置を変えた。

表-1 コンクリートの配合と基礎物性

配合	W/B (%)	単用量(kg/m ³)						スラン プ (cm)	空気 量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)		表面含水率 (%)	
		W	B=OPC+BS4+FA			S	G			材齢 28日	材齢 90日	材齢 29日	材齢 91日
			OPC	BS4	FA								
N	50	165	330 (100%)	—	—	828	13.5	5.5	43.9	54.3	4.9~8.0	3.8~4.5	
B			165 (50%)	165 (50%)	—	815	12.5	5.7	33.9	49.3	4.4~7.7	3.3~4.3	
F			264 (80%)	—	66 (20%)	809	12.5	4.0	38.2	51.9	4.7~8.0	3.6~4.1	

※OPC：普通ポルトランドセメント(密度 = 3.16g/cm³, 比表面積 = 3,210cm²/g), BS4：高炉スラグ微粉末4000(密度 = 2.89g/cm³, 比表面積 = 4,350cm²/g), FA：フライアッシュII種(密度 = 2.35g/cm³, 比表面積 = 4,330cm²/g), 単用量の()内の%値は全結合材に占める各結合材の割合

※S：細骨材(静岡県掛川産陸砂, 密度 = 2.56g/cm³, 吸水率 = 1.76%), G：粗骨材(茨城県空閑産砕石6号(密度 = 2.67g/cm³, 吸水率 = 0.52%)と5号(密度 = 2.67g/cm³, 吸水率 = 0.43%)を均等に混合)

※化学混和剤：スランプ12±2.5cm, 空気量4.5±1.5%となるようAE減水剤(高性能タイプ)と空気連行剤の使用量を調整

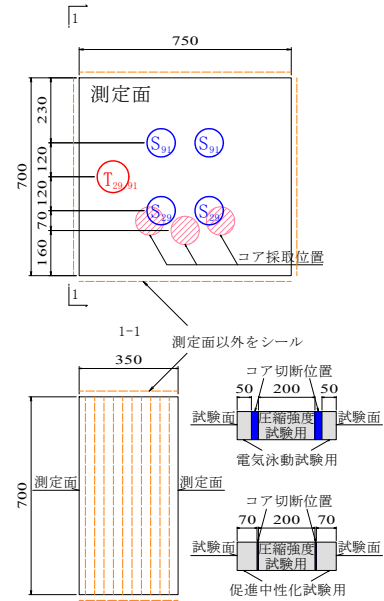
※圧縮強度：試験体と同時に円柱供試体を製作し、各試験材齢まで水中養生したのち、圧縮強度を測定

表-2 養生条件

養生条件	養生方法
標準養生	材齢7日まで湿潤養生したのち、脱型して材齢28日まで水中養生
湿潤養生	材齢7日まで湿潤養生したのち、脱型して室内で気中養生
気中養生	材齢2日に脱型して室内で気中養生



(A)Torrent法 (B)SWAT法
写真-1 非破壊試験の実施状況



T：Torrent法の測定位置，S：SWAT法の測定位置，
29，91：測定材齢(日)
※採取コアの残り1本は、他と同様に中央部の200mmを圧縮強度試験用に使用し、端部を別途試験で使用した

図-1 試験体の概要

材齢91日以降にコア(φ100×350mm)を3本採取し、図-1に示す切断位置で切断した供試体を用いて、圧縮強度試験、電気泳動試験(非定常法)、促進中性化試験を実施した。

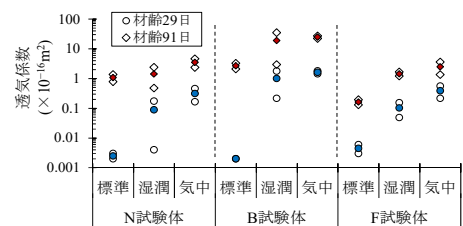
電気泳動試験(非定常法)では、採取したコア1本の両端から厚さ50mmで切断した供試体を用いて、真空飽水処理を行ったのち、試験条件を印加電圧30V、通電時間6時間として試験を実施した。通電後、供試体を割裂して硝酸銀溶液(0.1mol/L)を割裂面に噴霧し、塩化物イオン浸透深さを測定した。

促進中性化試験では、採取したコア1本の両端から厚さ約70mmで切断した供試体を用いて、試験条件を温度20±2°C、湿度60±5%、二酸化炭素濃度5±0.2%として試験を実施した。促進期間が4週に達した時点で、供試体を割裂してJIS A 1152を参考にフェノールフタレイン溶液を割裂面に噴霧し、中性化深さを測定した。

3. 試験結果

3.1 Torrent法の結果

材齢29, 91日におけるTorrent法から得られた透気係数を図-2に示す。二面の透気係数の平均値は、結合材の種類が同一の場合、気中養生までの養生期間が短い「気中」で最も大きく、養生期間が長い「標準」で最も小さくなった。また、養生条件が同一の場合、他の配合よりも高炉スラグ微粉末を50%用いたB試験体で大きくなる傾向にあった。ただし、試験体によっては測定面二面の測定値の差が大きく、一面のみでの測定結果では結合材の種類や養生条件の違いが透気係数に及ぼす傾向が明確ではなかった。このことから、透気係数を用いて結合材の種類や養生条件の違いによる差を把握するには、複数箇所測定した結果を用いることが望ましいと考えられる。一方、測定面の違いによる測定値のばらつきに関係なく、全ての試験体で材齢29日より材齢91日で透気係数が大きくなった。本実験では試験体を雨掛かりのない屋内に静置しており、各養生後から材齢



※凡例の白抜きは二面の測定値、塗りつぶしは平均値

図-2 透気係数

の経過にともないコンクリートが乾燥して表面含水率が小さくなった
(表-1) ため、材齢の経過にともなって透気係数が大きくなったと考えられる。

3.2 SWAT法の結果

材齢29, 91日におけるSWAT法から得られた10分時点での表面吸水速度を図-3に示す。二面の表面吸水速度の平均値は、結合材の種類が同一の場合、気中養生までの養生期間が短い「気中」で最も大きく、養生期間が長い「標準」で最も小さくなった。また、養生条件が同一の場合、N試験体よりも混和材を用いたB, F試験体で大きくなる傾向にあった。表面吸水速度においても、測定面二面の測定値の差によって、結合材の種類や養生条件の違いが表面吸水速度に及ぼす傾向が明確でない場合もあった。しかし、表面吸水速度では、透気係数と比較して、測定面二面の測定値の差は小さくなった。材齢の違いに着目すると、全ての試験体で材齢29日より材齢91日で表面吸水速度が大きくなった。透気係数と同様に材齢の経過にともなってコンクリートが乾燥して表面含水率が小さくなったため、表面吸水速度が大きくなったと考えられる。

3.3 コアの試験結果

試験体から採取したコア供試体の圧縮強度試験結果を図-4、電気泳動試験（非定常法）から得られた塩化物イオン浸透深さを図-5、促進中性化試験から得られた中性化深さを図-6に示す。養生条件が同一の場合、圧縮強度はB, F供試体よりもN供試体で大きくなった。また、塩化物イオン浸透深さはN供試体よりもB供試体で小さく、F供試体ではN供試体と同程度以下となった。一方、中性化深さはN供試体よりもB, F供試体で大きくなった。結合材の種類が同一の場合、塩化物イオン浸透深さと中性化深さは気中養生までの養生期間が短い「気中」で最も大きく、養生期間が長い「標準」で最も小さくなった。これらの試験結果から、一般に知られている結合材の種類や養生条件の違いによる塩化物イオン浸透抵抗性や中性化抵抗性の傾向が本実験で製作したコア供試体でもあらわれていることを確認できた。一方、圧縮強度試験結果からは養生条件の違いによる明確な差を確認するには至らなかった。圧縮強度は採取したコアの中央部で測定しており、コンクリートの内部では養生条件の違いの影響を受けにくかったと考えられる。

3.4 非破壊試験の結果と耐久性の関係

材齢 91 日の透気係数、表面吸水速度とコアの圧縮強度、塩化物イオン浸透深さ、中性化深さの関係を図-7, 8に示す。なお、非破壊試験では測定面二面の測定値の差が大きい場合もあったため、図中の値は2箇所の測定値の加算平均とした。結合材の種類が同一の場合、透気係数と表面吸水速度は圧縮強度よりも養生条件の違いによる差が大きくなった。また、気中養生までの養生期間が短い「気中」で最も大きく、養生期間が長い「標準」で最も小さくなり、塩化物イオン浸透深さ、中性化深さも同一の傾向となった。養生条件が同一の場合、透気係数と表面吸

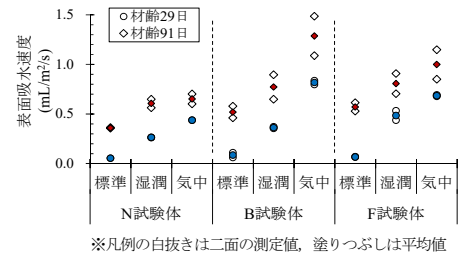


図-3 表面吸水速度

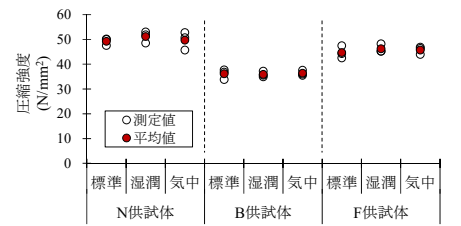


図-4 コアの圧縮強度（材齢 105 日）

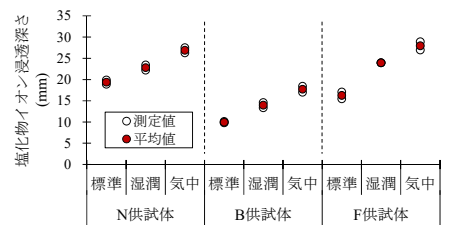


図-5 塩化物イオン浸透深さ

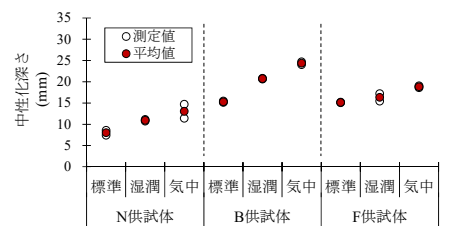


図-6 中性化深さ

水速度はNよりもB, Fで大きくなる傾向となり、中性化深さと同一の傾向となった。一方、結合材の種類の違いによる透気係数、表面吸水速度と、塩化物イオン浸透深さとの明確な相関はみられなかった。このことから、透気係数や表面吸水速度を用いてコンクリートの耐久性を相対比較する際に、結合材の種類が同一であれば養生条件の違いによる差を把握することは可能であると考えられる。また、透気係数や表面吸水速度の結合材の種類の違いによる差は、中性化の傾向との相関があるが、塩化物イオン浸透の傾向との相関がなかった。さらに、透気係数と表面吸水速度は測定する材齢の違いによって測定値が変動することから、測定条件の調整など、定量的なグレード評価をするためには、今後更なる検討が必要であると思われる。

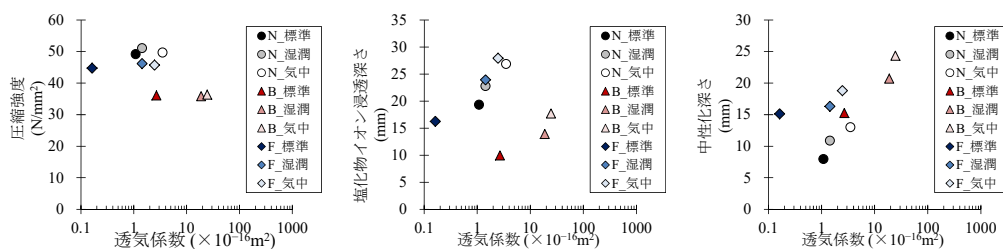


図-7 透気係数とコアの圧縮強度，塩化物イオン浸透深さ，中性化深さ

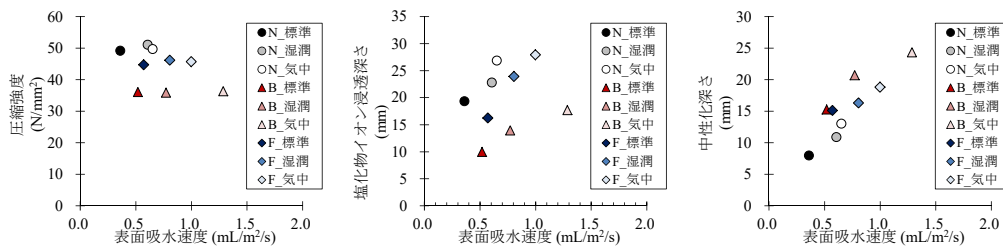


図-8 表面吸水速度とコアの圧縮強度，塩化物イオン浸透深さ，中性化深さ

4. まとめ

本研究の範囲内で得られた結果を以下に示す。

- (1) Torrent法やSWAT法を用いた場合、測定面二面の測定値の差によって、結合材の種類や養生条件の違いが及ぼす傾向が明確でない場合もあったため、複数箇所で測定することが望ましいと考えられる。なお、表面吸水速度では、透気係数と比較して、測定面二面の測定値の差は小さくなった。
- (2) 結合材の種類が同一の場合、透気係数と表面吸水速度は気中養生までの養生期間が短いほど大きくなり、塩化物イオン浸透深さ、中性化深さも同一の傾向となった。また、養生条件が同一の場合、透気係数と表面吸水速度はNよりもB, Fで大きくなる傾向となり、中性化深さと同一の傾向となった。一方、結合材の種類の違いによる透気係数、表面吸水速度と、塩化物イオン浸透深さとの明確な相関はみられなかった。
- (3) 透気係数や表面吸水速度を用いてコンクリートの耐久性を相対比較する際に、結合材の種類が同一であれば養生条件の違いによる差を把握することは可能であると考えられる。また、透気係数や表面吸水速度の結合材の種類の違いによる差は、中性化の傾向との相関があるが、塩化物イオン浸透の傾向との相関がなかった。

5. 謝辞

本研究を進めるに当たり、古賀上席研究員及び材料資源研究グループ（汎用材料）の皆様には色々ご指導ご鞭撻を頂きました。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社日本ピーエス

省合金二相ステンレス鋼の河川土木分野への適用方法最適化に関する研究

先端材料資源研究センター (iMaRRC) 材料資源研究グループ

岡田 修幸

1. まえがき

1.1 研究の背景

河川・ダム施設は多目的に河川水を利用・制御するための重要な施設である。これらの施設は運用上、メンテナンスを限られた期間で行うことが求められるなど制約条件が多く、メンテナンス負荷の軽減のため、ステンレス鋼などの耐食材料が多く使用されている。一方で、近年の自然災害の激甚化に対応し、河川・ダム施設の大形化及び高強度化が求められている。このような中で、省合金二相ステンレス鋼と呼ばれる新しいステンレス鋼の開発が進み、2015年に SUS821L1、SUS323L の2鋼種が JIS に登録された^{1),2)}。

1.2 ステンレス鋼の概要

ステンレス鋼は JIS において Cr を 10.5%以上含む合金鋼と定義されている。また Cr の他にも耐食性、強度、加工性等用途に応じた特性を得るために Ni や Mo 等を添加した鋼種が多数開発されている。ステンレス鋼の耐食性は、不動態皮膜と呼ばれる厚さ数 nm の Cr の酸化皮膜で覆われることにより発揮される。不動態皮膜はひっかき等により破壊されても、酸素が供給されれば短時間で再び形成される。この現象は再不動態化と呼ばれ、ステンレス鋼のメンテナンス負荷が小さいことにつながっている。

1.3 省合金二相ステンレス鋼の特徴

構造材料として用いられるステンレス鋼は、主にオーステナイト系と二相系に分類される。それぞれの代表鋼種の主要成分及び力学的性質を表 1 に示す。省合金二相ステンレス鋼はリーン系二相ステンレス鋼とも呼ばれ、省合金は Ni 等の高価な合金元素を節減していることを、

表 1 各種ステンレス鋼の主要成分及び力学的性質

分類	鋼種	主要成分 (mass%)	0.2%耐力 (N/mm ²)
省合金二相ステンレス鋼	SUS821L1	21Cr-2Ni-0.17N	≧400
	SUS323L	23Cr-4Ni-0.15N	≧400
二相ステンレス鋼	SUS329J4L	25Cr-7Ni-3Mo-1.17N	≧450
オーステナイト系ステンレス鋼	SUS304	18Cr-8Ni	≧205
	SUS316L	18Cr-12Ni-2.5Mo	≧175

二相はオーステナイト相とフェライト相の2つの金属組織がほぼ等量からなる組織を有することをそれぞれ示す。SUS821L1、SUS323L は高価かつ価格変動の大きい Ni、Mo の添加量を節減しており価格安定性に優れる上、SUS304、SUS316L の約2倍の0.2%耐力が規格化されている。このため高強度を活かした薄

肉化が可能であり、使用鋼材料の減少に加え、軽量化による付帯設備や据付費も含めたコストダウンが期待できる。また耐食性の指標である PREN (Pitting Resistance Equivalent Number : 合金成分の添加量により $PREN = Cr\% + 3.3Mo\% + 16N\%$ の式で表される) による整理では、SUS821L1 は SUS304、SUS323L は SUS316L とそれぞれ同じ区分に分類されている³⁾。これらの特性が近年の河川・ダム施設のニーズに合致することから、この分野での適用が進みつつある。今後、さらに適用方法を最適化していく上で、実環境における長期間の耐食性評価が必要と考えられる。

2. 研究目的

このような背景から、省合金二相ステンレス鋼の河川環境における長期耐食性を明らかにすることを目的として、最長10年間の長期暴露試験を開始した（以下、第1期試験）。ステンレス鋼は溶接構造物として用いられることが多い一方で、溶接部が母材とは異なる特性を示すことがある。そこで、溶接部を含む試験片を用いることとした。本報告書では第1期試験1年目の結果について報告するとともに、その結果を受けて新たに開始した試験（以下、第2期試験）の方案について述べる。

3. 第1期試験

3.1 試験方法

3.1.1 供試材

供試材にはSUS821L1、SUS323L、SUS304、SUS316Lを用いた。溶接方法は河川・ダム施設に一般に用いられるFCAW（Flux Cored Arc Welding）溶接とした。溶接材料は一般に用いられる材料として、SUS821L1及びSUS323LにはTS2209系、SUS304にはTS308系、SUS316LにはTS316L系を用いた。

3.1.2 試験片

各供試材より作製した溶接継手から、溶接部を含むようにして100W×100L×2mmの試験片を切り出した。表面は全面#600湿式研磨仕上げとした。一般にステンレス鋼の腐食は、表面を覆うものがない自由表面よりも、鋼材が重なりあうなどして形成されるすき間構造の内部の方が発生しやすいと言われている。そこで溶接部にすき間が形成されるように、図1に示すASTM G 78（ステンレス鋼のすき間腐食試験）に例示されるポリスルホン樹脂（PSF）製すき間治具を、試験片を挟み込むようにして取り付けた。すき間治具を取り付けた状態の試験片模式図を図2に示す。

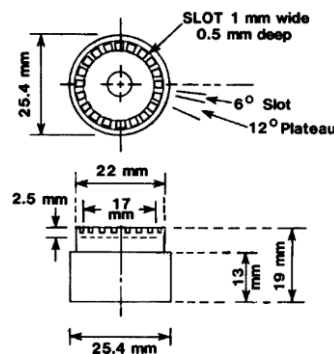


図1 すき間治具形状

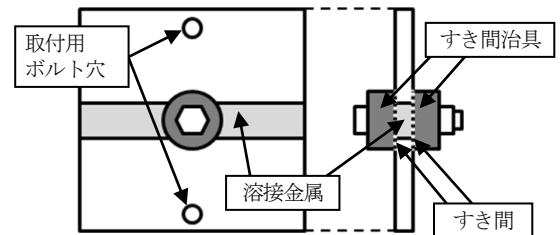


図2 第1期試験片模式図

そこで溶接部にすき間が形成されるように、図1に示すASTM G 78（ステンレス鋼のすき間腐食試験）に例示されるポリスルホン樹脂（PSF）製すき間治具を、試験片を挟み込むようにして取り付けた。すき間治具を取り付けた状態の試験片模式図を図2に示す。

3.1.3 暴露場所

暴露試験は江戸川水門下流側の河川護岸で実施した。暴露試験場及び試験架台の概観を図3に、試験架台断面及び試験片設置位置と、河川水位の模式図を図4に示す。

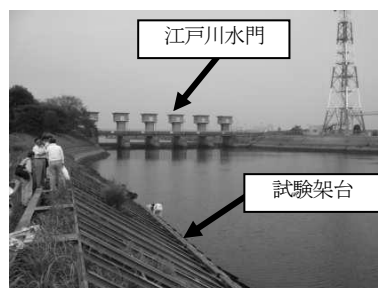


図3 暴露試験場及び架台概観

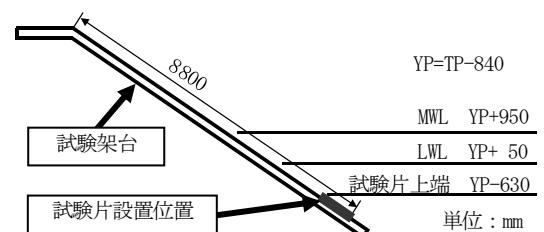


図4 試験架台断面模式図

河川表層より採取した水の

Cl濃度は干潮時で300ppm、満潮時で1700ppmであった。この結果より、本試験場は河川環境としては比較的過酷な環境といえる。

3.2 第1期試験結果

3.2.1 試験片腐食状況

1年間暴露した試験片は、いずれも全面が藻と貝で覆われていた。付着物除去後の各鋼種試験片の外観を図5に示す。いずれの鋼種においても、すき間治具部における腐食は見られなかった。全ての鋼種について、試験片固定用のボルト穴周囲に軽微な腐食による変色のみみられた。この部位は絶縁材として用いているFRPワッシャーとのすき間となる。この部位でのみ腐食が発生した原因として、すき間治具とワッシャーの材質の影響、すなわちFRPワッシャーは周囲が切断面となっており、比較的吸水しやすいと考えられることから、FRPワッシャー下の方が、腐食が生じやすかった可能性が考えられる。材質が及ぼす影響については、後述する第2期試験において調査することとした。

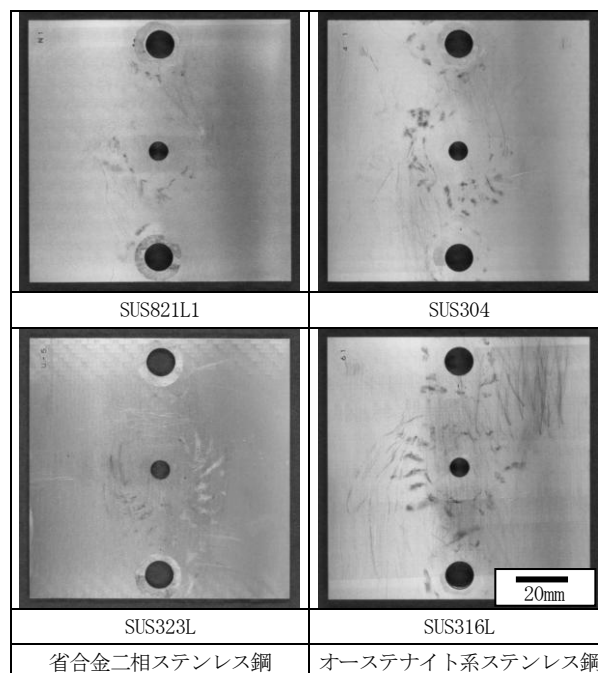


図5 第1期試験1年間暴露後の試験片外観

3.2.2 自然電位測定

回収直後の試験片をその場で採取した河川水に浸漬し、自然電位を測定した。この電位は、試験片が水中に設置されていた状態での電位に近いと考えられる。測定結果を表2に示す。電位測定時の水温は8.5℃であった。1年間暴露した試験片の自然電位は全て初期値と比較して貴側にシフトしていたが、いずれも100mV vs. SSEと比較的卑な値を示した。この原因として、水温が低く微生物の活動が活発ではないため、電位が貴化しにくかったことが考えられる。また、3.2.1で述べた軽微な腐食により、試験片の電位が卑化していた可能性がある。自然電位の挙動については、今後も継続した調査が必要である。

表2 1年間の暴露後の試験片自然電位 (mV. vs. SSE)

鋼種	1年間暴露	初期値	1年間暴露	初期値
SUS821L1	-5	-102	-8	-102
	29	-100	11	-100
SUS323L	14	-93	2	-93
	-79	-94	-68	-94
SUS304	16	-57	15	-58
SUS316L	-6	-43	-4	-46

4. 第2期試験

4.1 試験の経緯

上述の第1期試験により省合金二相ステンレス鋼の実環境における耐食性に関する知見が蓄積されつつあるものの、溶接部のすき間形成治具ではなく、試験片の固定に用いたワッシャー部ですき間腐食が発生した。そこで、さらに詳細な検討を行うため、すき間形成方法を変更した上で新規に暴露試験を開始した。

4.2 試験方法

4.2.1 供試材

供試材としてSUS821L1、SUS323L、SUS304、SUS316L、SUS329J3Lを用いた。溶接方法は第1期試験と同様FCAWとした。溶接材料はSUS821L1、SUS323L、SUS329J3LにはTS2209系、SUS304にはTS308系、SUS316LにはTS316L系をそれぞれ用いた。

4.2.2 試験片

試験片は 50L×50w×5mmt の試験片（大試験片）と 30L×30w×5mmt の試験片（小試験片）の 2 種類とし、これらを重ね合わせてすき間を形成した。試験片模式図を図 6 に示す。表面仕上げは全面#600 湿式研磨仕上げとした。本試験片の狙いは、(1)腐食の生じうるすき間が、溶接部にのみ形成される構造とすること。(2)すき間を形成する材質が腐食に及ぼす影響を調査すること。の 2 点である。(1)を満足するよう、試験片を架台に

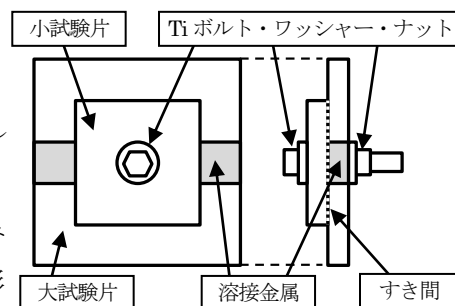


図 6 第 2 期試験片模式図

取り付けるための専用ボルトをなくし、すき間形成用のボルトで架台に固定するようにした。またワッシャー類の材料は JIS G 0592 : 2002 「ステンレス鋼の腐食すきま再不動態化電位測定方法」(ステンレス鋼のすき間腐食試験)で用いられる Ti を選定した。(2)の調査のため小試験片は PSF、FRP、ステンレス鋼の 3 種類とした。大試験片は溶接部を含む試験片の他に、比較として母材部のみの試験片も作製した。

4.2.3 暴露場所

暴露場所は第 1 期試験と同じ江戸川水門下流側の河川護岸とした。また、試験片設置位置も同じ位置とした。

5. まとめ

河川・ダム施設におけるニーズに合致する特性を有する省合金二相ステンレス鋼 SUS821L1 及び SUS323L について、適用方法の最適化のため、従来広く用いられてきたステンレス鋼である SUS304、SUS316L とともに汽水環境において長期暴露試験を開始し、以下の知見が得られた。

(1)1 年間の暴露試験では、溶接部を含むすき間治具部下において、省合金二相ステンレス鋼 SUS821L1、SUS323L は、オーステナイト系ステンレス鋼 SUS304、SUS316L と同様、すき間腐食は観察されなかった。一方で、全ての試験片について、固定のためのワッシャー部で軽微なすき間腐食が発生した。

(2)1 年間の暴露試験では、試験片自然電位は比較的卑な値を示していた。この理由として、微生物の活動が活発でない等の影響が考えられる。

(3)さらに詳細な評価を行うため、試験片に形成されるすき間の構造及び材質を変更し新たに暴露試験を開始した。

6. 謝辞

本研究にあたり、先端材料資源研究センター西崎到 上席研究員、富山禎仁 主任研究員にご助言、ご指導をいただきました。また、暴露試験の実施にあたり国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所江戸川河口出張所にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

所属：新日鐵住金ステンレス株式会社

<参考文献>

- 1) JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯, 2015
- 2) JIS G 4305 冷間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯, 2015
- 3) 日本鋼構造協会：ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針 (案), p. 42, 2015

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4364 December 2017

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754