

8 凍害・複合劣化を受けるインフラの維持管理・更新に関する研究

研究期間：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：寒地保全技術研究グループ長 桑島正樹

研究担当グループ：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造チーム、寒地地盤チーム）、寒地保全技術研究グループ（耐寒材料チーム、寒地道路保全チーム）、寒地水圏研究グループ（寒地河川チーム、寒冷沿岸域チーム）、材料資源研究グループ

1. 研究の必要性

社会資本の老朽化の進行に対しては、戦略的な維持管理・更新に資する技術研究開発、具体的には、施設に対する荷重や環境条件等の様々な影響を踏まえた劣化状況の把握、施設の重要度に応じた管理水準に基づく計画的な維持管理・更新、一連の技術体系の構築等が早急に必要である。

特に、積雪寒冷地の社会インフラの長寿命化を図るために、過酷な気象条件等、設置環境や利用状況に応じた技術研究開発が必要であり、凍害・塩害等の複合劣化・損傷に対する点検・診断技術の効率化、補修補強技術の高信頼化や更新・新設時の高耐久化に関する技術開発が必要である。

しかし、積雪寒冷環境下におけるインフラの健全性の著しい低下原因である低温、積雪、結氷、凍上、凍結融解、融雪水、塩分などによる凍害・複合劣化等への対策は未整備で喫緊の課題となっている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、凍害やその複合劣化・損傷メカニズムの特性に応じた点検・診断・評価手法、補修補強、更新・新設時の高耐久化などの横断的（道路・河川・港湾漁港分野）技術開発を行い、体系化することを研究の範囲とし、以下の達成目標を設定した。

- (1) 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築
- (2) 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立
- (3) 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立
- (4) 凍害・複合劣化等を受けるインフラに関する点検・診断・評価、補修補強、更新・新設の体系化

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、令和 2 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

（1）凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

各凍害複合劣化予測式の開発：寒冷地におけるコンクリート構造物の凍害の進行は、凍結防止剤の散布量や散布方法と関係があると考えられるが、因果関係は不明な点が多い。このため、北海道の道路橋の下で、コンクリートの凍害の進行と凍結防止剤の散布形態や気温変動など環境因子との関係を明らかにするための暴露実験を 4 年間行った。その結果、凍結防止剤散布環境下では、凍害危険値が大きい箇所ほどスケーリングが進行しやすいことが明らかになり、これとセメントの種類、凍結防止剤散布回数をもとに、所定の期間、スケーリングを抑制するための適切な水セメント比の設定の考え方を示した。

各複合劣化の点検・診断・評価技術の確立：凍塩害によるコンクリートのスケーリング劣化は目視で判断しているため個人差が生じやすいほか、安全面や人材不足の観点から将来的に機械による撮影で行われることが想定されることから、劣化したコンクリートの写真から点群データを作成し、スケーリング量を定量化する技術について検討している。写真からスケーリング量を算出する方法を検討し、レーザースキャナーと同等の結果を得られる手法を示すことができた。

橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価技術の開発：実橋から切出した床版試験体を用いた輪荷重走行試験によって、層状ひび割れの存在が床版の疲労耐久性に及ぼす影響を検討した。その結果、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置にまで達する場合、発生範囲によらず健全な床版と比較して疲労耐久性は低下することを確認するとともに、面内方向へのコンクリートの力学的性能の低下の考慮や押抜きせん断モデルを修正することで、従来から用いられているS-N曲線によって疲労耐久性を評価できる可能性を示した。また、凍害劣化の進行に伴うRCスラブの耐力低下を実験的に確認した。さらに、舗装の層間に設置した電極間の電気抵抗を計測することで床版上に浸入した水分を確認する技術を検討するために室内試験および屋外試験を行った結果、舗装層間に浸入した水分を検知できる可能性を確認した。

各種河川構造物の劣化の最適な点検・診断技術、評価手法の構築：河川構造物の凍害との複合劣化等に対する劣化機構等を解明して最適な評価方法等を構築する必要がある。未だ劣化機構等が解明されていない河氷等の摩耗と凍害との複合劣化に対して、氷塊が接触する直立護岸において新たな現地測定手法により河氷の氷厚や接触状況等の把握を試みた。また河氷衝突が中長期的に護岸の劣化進行に及ぼす影響把握を目指し、冬期間を通じた河氷挙動と衝突特性を整理した。その結果、漂流する氷塊の大きさ、河氷移動や結氷と気象・水文条件との関係、面壁に接触した回数等、氷塊の摩耗による劣化機構を解明するための基礎データを得た。

沿岸構造物の老朽化特性の評価手法の提案：海氷海域にある鋼構造物およびコンクリート構造物を対象に研究を進めている。コンクリート構造物については、海氷海域における劣化特性を文献レビュー、既往調査データの統計解析、現地観測により調査した。その結果、海氷海域では凍害と海水摩耗の複合劣化が生じていること、干溝帯における凍害リスクが高いことなどの知見を得た。これを踏まえ、凍害と海水摩耗を対象とした複合劣化試験法を開発し体系的な試験データの蓄積を進めるとともに、複合劣化の評価に必要な損耗量予測式を検討した。鋼構造物については、重防食鋼矢板の海氷摩耗に対する耐久性を室内試験により調べ、氷温や摩擦速度への依存性などを評価した。

融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発：電気抵抗を計測することで路盤材および路床材の凍結融解状態を判定可能であることを、室内試験及び自然環境下における計測において確認した。実際の舗装体における凍結融解サイクル数を計測し、浅い層ほど凍結融解サイクル数が多く、過酷な環境であることを確認した。また、凍結融解作用を与えた後の舗装混合物供試体にカンタプロ試験等の性能試験を実施することで、凍結融解作用による各種性能の低下状況を定量的に評価できることや、凍結融解作用により受ける影響程度は混合物の骨材粒度やアスファルト種類によって異なることを明らかにした。さらに、融雪期に発生するポットホールを車載カメラ画像から深層学習を用いて検出する技術として、一定程度の検出能力を有する処理モデルを作成した。

切土のり面における凍上被害の診断・評価技術の開発：凍上等を考慮した切土のり面（のり面保護工含む）の効率的な点検・診断手法の構築を目的として、凍上による地盤の劣化とその影響深さを把握する手法の検討を行った。昨年度に引き続き今年度は、ポータブルコーン貫入試験に着目し、一連の調査・試験を実施した結果、同一の試験地盤において、凍上を受けることでコーン貫入抵抗が低下し、その低下は、1回目の冬期を経験することで25%程度、2回目の冬期を経験することでさらに13%程度低下することを確認した。今後は、貫入抵抗の変化を考慮した安定計算手法を検討し、凍上による切土のり面の安定性に及ぼす影響を予測・評価可能な手法の構築を目指す。

（2）凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

寒冷環境下における耐寒促進剤の補修への適用技術の開発：冬期施工の効率化に向けて利用拡大が期待される耐寒剤について、これを用いたコンクリートの積算温度による強度予測式の提案を目的として検討を行った。その結果、W/C=40～55%、耐寒剤添加量3～5ℓ/100kgの条件において、比較的精度よく強度発現の予測が可能になった。

複合劣化を受けたコンクリート構造物等に関する補修補強技術の確立：断面修復後の再劣化を防止することを目的として、断面修復前のコンクリートはつり面に残存する劣化部に対して数種の含浸系塗布材による改善を試み、その改善後に断面修復することで断面修復箇所の耐久性向上を検討した。改善前後と凍結融解後の透水係数、改善部の内部をSEMで観察、断面修復箇所の付着強度を測定し、改善部の耐凍害性と接着耐久性について検討

を行った。その結果、含浸系塗布材によって残存劣化部の内部のひび割れが改善され、遮水効果や付着強度の増加によって断面修復箇所の耐凍害性と接着耐久性が向上できることを確認した。

橋梁床版の劣化損傷に応じた補修補強技術の開発：RC床版の土砂化に対して、補修深さ、滯水、接着系材料の塗布が床版上面の部分修復箇所の疲労耐久性に及ぼす影響を輪荷重走行試験によって検証した。その結果、人力はつり面に補修界面を改善する接着系材料を塗布することによって、滯水環境下においても健全な状態と同程度まで疲労耐久性が向上する可能性を示した。また、舗装技術については、橋面舗装端部の目地材の候補として考えられる材料の室内試験を実施し、瀝青系およびシリコン系目地材料は、低温時の曲げ性状から寒冷環境下で使用する目地材としての有効性が示唆され、高温時の粘弾性状から現場での適用に問題は無い材料であると推察される結果を得た。

河川樋門等の最適な補修と部分的構造改良技術の開発：河水等の摩耗・衝突と凍害との複合劣化が原因と考えられる積雪寒冷地の河川構造物特有の損傷に対して、最適な補修方法を確立することは喫緊の課題である。そこで、河水の接触による外力と凍害の複合劣化に対する補修対策工法や部分改良等を検討するための準備として、最も多く発生している損傷について、室内での再現試験を試みた。この結果、建設当時のコンクリート配合を模して、実環境とほぼ同様な環境となる夏季の乾燥後に冬季の塩化物イオン濃度（約1%）による凍結融解作用を与えることで、河水等の衝突前の劣化状況に近い状態を再現できることを確認した。

沿岸構造物の補修工法の提案：凍害や流氷の作用を受ける沿岸構造物の有効な補修補強工法を見出すための現地暴露試験を継続し、海水外力、劣化損傷要因・過程ならびに耐久性等を調べた。また照査／設計支援ツールの一つとして鋼矢板への複数の海水塊の衝突シミュレーション法を構築した。また、海氷衝突による鋼矢板本体や補修補強対策工法の耐久性確認のための中規模衝突実験や数値計算等を実施した。さらに、海氷によるコンクリート摩耗および衝突力軽減対策として間隙材を含む鋼板被覆の有効性を調べるため、衝突実験を実施し、その荷重軽減効果や最適な硬さの間隙材の存在等を確認し、低コストでもある鋼板被覆+間隙材の有効性を実証した。

舗装補修時において融雪水を速やかに排除する排水システムの開発：路床・路盤における排水技術の開発として、排水機能を有するジオシンセティクス排水材により路床内の水分が排水され凍上量が抑制されることを明らかにした。補修時の凍上対策技術として、断熱工法の路床への凍結侵入抑制効果、凍上抑制効果を明らかにした。

低温環境下で耐久性のあるシール材等の補修補強技術の開発：ガラス繊維を基材に使用したひび割れ抑制シートの有効性を追跡調査により確認し、その適用方針を北海道開発局道路設計要領に反映した。加えて、ポットホールの予防保全工法としてのフォグシールの試験施工を実施し、効果的なひび割れ充填方法や適正な散布量に関する知見を蓄積し、追跡調査によって角欠け抑制効果およびポットホール発生の抑制効果の検証を進めた。

凍上で被災した切土のり面の補修技術の開発：北海道のような寒冷地においては、切土のり面が冬期に凍上し、融雪期に緩んだ表層部が崩壊する事例が多発している。一般的な対応としては、金網に中詰材として碎石等を詰めた特殊フトン篠が該当のり面に敷設されることが多いが、本手法は凍上を防止するものではないため、特殊フトン篠は経年的に変状し、また背面部の状態が不明で長期的な安定性が懸念される。令和2年度は、新たな補修補強技術として、特殊フトン篠に断熱材を内包し、かつ施工性・安全性向上を目指した「ワンパック断熱フトン篠」を考案し、試験施工を実施した。効果は引き続き検証するが、断熱により凍結深度が確実に低減可能であること、また、期待する効果を得るためにには、冬期施工を避ける必要があることが示された。

(3) 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

寒冷環境下における表面含浸材の施工法の提案：寒冷地では施工時期の制約でコンクリートの凍・塩害の抑制が期待されるシラン系表面含浸材の塗布を、やむを得ず冬期に行うことがあるが、冬期においても吸水防止層を確実に形成させる施工技術を目指して、冬期の11～1月に道路橋下面で試験施工を行い、コンクリート表面の水分調整のための最適な加温方法および品質検査方法の開発に向けた検討を行った。その結果、電気抵抗式の水分計が塗布の可否を判定・管理する指標として有用であること、塗布前の加温は表面近傍の含水状態の調整を念頭に設定した方が合理的であること、事後加温は吸水防止層の形成に資すること等の知見を得た。

凍塩害複合劣化環境下におけるコンクリートの要求性能・標準仕様の提案：凍塩害複合環境下のコンクリート

の要求性能と試験方法の関係を解明し、その評価方法を提案する。スケーリング試験前の供試体の養生条件の影響を確認し、塩水を用いた JIS A 1148 A 法により、既存スケーリング試験法と同等にスケーリング抵抗性を評価できる試験条件を見出し、汎用の試験装置を活用して短期間でスケーリング抵抗性を評価できることを確認した。また、初期の湿潤養生が不足する場合はスケーリングが増えること、スケーリングを減少させるための乾燥期間は 3 日程度でよいこと、スケーリング量は試験体内への塩水の浸透条件に密接に関すること等が分かった。

融雪水を速やかに排除する排水システムの開発：路面における遮水性の向上と速やかな排水を図るために、路肩部に切削・研削処理を施して融雪水の流入を遮断・抑制する技術について評価試験を実施し、研削形状の違いによる遮断性能の差に関する知見を蓄積した。表層用 SMA 系アスファルト混合物の高耐久化のための骨材配合と転圧方法について、室内試験および実道での施工を想定した苫小牧寒地試験道路における試験施工を実施し、新しい配合の表層用アスファルト混合物と水平振動ローラを用いた施工による耐久性向上効果を確認した。

切土のり面構造物の耐凍上性向上技術の開発：北海道のような寒冷地においては、凍上・凍結融解現象により、切土のり面（のり面保護工含む）やのり面小段に施工される U 型排水溝が損傷し、その機能が低下していることが問題となっている。令和 2 年度は、寒冷地における切土のり面の耐久性向上に資するべく、2 次元 FEM 熱伝導解析による断熱対策に関する検討を行った。その結果、原位置の切土のり面の冬期地中温度を解析により予測する手法を提案するとともに、凍上対策の際に必要となる一般的な土木系断熱材の厚さ等規模を決定する解析手法を提案した。

（4）凍害・複合劣化等を受けるインフラに関する点検・診断・評価、補修補強、更新・新設の体系化

本研究プログラムでは、これまでに、凍害・複合劣化を対象として①効率的点検・診断・評価手法の構築、②信頼性の高い補修補強技術の確立、③耐久性の高い更新・新設技術の確立、を目標に個別の研究を進めてきているが、既往研究も含め、これらの研究成果は、直接の対象となった構造物や事象だけではなく、広く積雪寒冷地のインフラにも適用可能である。本研究では、これまでの研究成果を基に、「凍害との複合劣化対策マニュアル（案）」策定による体系化を図ることとしている。令和 2 年度は、これまでの研究成果を基に、マニュアル（案）策定による体系化の目的を明確化し、必要な情報の抽出と整理を行った。

RESEARCH ON THE MAINTENANCE AND RECONSTRUCTION OF THE INFRASTRUCTURE SUBJECT TO FROST DAMAGE AND COMBINED EFFECT OF DETERIORATION

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Director of Cold-Region Maintenance Engineering Research Group
KUWAJIMA Masaki

Research Group : Cold-Region Construction Engineering Research Group
(Structures, Geotechnical)

Cold-Region Maintenance Engineering Research Group
(Materials, Road Maintenance)

Cold-Region Hydraulic and Aquatic Environment Engineering Research Group
(River Engineering, Port and Coast)

Materials and Resources Research Group

Abstract : Extending the lifespan of infrastructure in cold, snowy regions requires research and development of technologies that address frost damage and combined deterioration caused by harsh weather conditions, such as low temperatures, snow cover, freeze-thaw, snowmelt water, and salt.

This research and development program aims at cross-sectoral technological development for various structures and the systematization of inspection, diagnosis and evaluation methods, repair and reinforcement, and renewal and new construction with higher durability, based on the characteristics of the mechanism of frost damage and combined deterioration and damage.

In fiscal year 2020, we carried out laboratory tests and experimental construction to assess the techniques for inspecting, diagnosing and evaluating various civil engineering structures, including wheel load tests of bridge slabs with horizontal cracks. We also carried out laboratory test and field experiments to test techniques for repairing and reinforcing various civil engineering structures, including experimental construction to assess effect of geosynthetics with wicking action. We also carried out laboratory tests and experimental construction to develop techniques for renovating and building various civil engineering structures, including field experiments to develop techniques for applying surface penetrants under cold conditions. Finally, we considered draft countermeasure manual for frost damage and combined effect of deterioration.

Key words : frost damage, combined deterioration, concrete structure, road pavement, cut slope

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（凍害劣化予測式）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、遠藤裕丈

【要旨】

寒冷地におけるコンクリート製の道路構造物の凍害の進行は、凍結防止剤の散布量や散布方法と関係があると考えられるが、具体的な因果関係は不明な点が多い。凍害・複合劣化等の予測式の開発、効率的な劣化点検・診断方法、劣化に及ぼす各種環境の評価手法の構築に向け、0～3%濃度の塩水を使用した実験に加えて、現在、北海道の道路橋の下で、コンクリートの凍害の進行と凍結防止剤の散布形態や気温変動など環境因子との関係を明らかにするための暴露実験も行っている。暴露2冬までに得た結果を整理した結果、凍結防止剤散布車の出動回数と日最低気温はスケーリングの進行を評価する上で重要な指標である等の知見を得た。

キーワード：凍結融解、日最低温度、凍結防止剤、スケーリング、相対動弾性係数

1. はじめに

寒冷地には凍害劣化や、凍・塩害による複合劣化が進行したコンクリート構造物の事例が多い。昨今の厳しい財政事情下で今後、コンクリート構造物の合理的な維持管理の進め方を検討するためには、こうした劣化を予測する技術の開発が求められている。

なお、ひとことに寒冷地と言っても、冬期における寒冷環境の厳しさは地域によって異なる。もちろんコンクリートの配合も一様ではなく、様々なコンクリートが多様な寒冷環境下に曝されている。合理的な劣化予測技術を開発するには、これら種々の条件が劣化の進行に及ぼす影響を詳細に整理する必要がある。例えば、凍結防止剤が散布される道路橋のコンクリート部材における凍害の進行は、凍結防止剤の散布量や散布方法と関係があると考えられるが、具体的な因果関係は未だ不明な点が多く、散布量との定量的な関連づけにより劣化予測を行うことは現時点では困難¹⁾とされている。

そこで、凍害・複合劣化等の予測式の開発、効率的な劣化点検・診断方法、劣化に及ぼす各種環境の評価手法の構築に向けて研究を行った。

2. 凍結防止剤散布頻度の影響

凍結防止剤が散布される寒冷環境下でのコンクリートの凍害進行予測技術の開発に向け、凍害の進行に及ぼす凍結防止剤の散布頻度の影響などを調べるための基礎実験を行った。

2. 1 実験概要

2.1.1 コンクリート配合・材料

供試体のコンクリート配合を表-2.1に示す。セメントは寒冷地で広く使用される普通ポルトランドセメントと高炉セメントB種の2種類とした。水セメント比は内陸部における最大値である55%²⁾とした。細骨材は苫小牧市錦岡産海砂（表乾密度2.67g/cm³、絶乾密度2.65g/cm³、吸水率0.87%、粗粒率2.80、除塩処理済み）、粗骨材は小樽市見晴産碎石（表乾密度2.67g/cm³、絶乾密度2.64g/cm³、吸水率1.66%、粗粒率7.04）を使用した。粗骨材の最大寸法は25mmとした。

土木学会コンクリート標準示方書によると、寒冷地でAEコンクリートの使用が原則となったのは昭和42年³⁾からで、それ以前の示方書では「AEコンクリートを用いるのが望ましい」とのみ記載され、原則とはなっていない⁴⁾。そのため、供用年数が長いコンクリート部材の一部はAEコンクリートではない可能性があるため、AE剤を使用しないケースも設けた。AE剤を使用する場合の空気量は内陸部で一般的な4.5±1.5%²⁾とした。

2.1.2 供試体

図-2.1に供試体を示す。供試体は100mm×100mm×400mmとした。打設後、材齢7日まで湿布養生を行った後、材齢28日まで恒温恒湿室（温度20°C、湿度60%）に静置した。静置期間中に発泡スチロールを使用して高さ10mm、幅5mmの枠を作製し、材齢21日にエポキシ樹脂とシリコーンを用いて枠を打設面（100mm×400mm、以下、試験面と記す）に据え付けた。

表-2.1 コンクリート配合と圧縮強度および凍結融解試験における温度・時間

記号 [※]	コンクリートの配合条件						材齢28日 圧縮強度 (MPa)	凍結融解試験に おける温度・時間		
	使用 セメント	水セメント 比(%)	単位量(kg/m ³)			AE剤 ^{※※}				
			水	セメント	細骨材					
N-n-18	普通 ポルト ランド セメント	55	158	287	872	1058	不使用	47.0 凍結:-18°Cで16時間 融解:23°Cで8時間 (1日1サイクル)		
N-a-18			150	273	864	1057	使用	38.0		
N-n-40			158	287	872	1058	不使用	47.0 凍結:-40°Cで16時間 融解:23°Cで8時間 (1日1サイクル)		
N-a-40			150	273	864	1057	使用	38.0		
B-n-18	高炉 セメント B種	55	155	282	875	1058	不使用	35.7 凍結:-18°Cで16時間 融解:23°Cで8時間 (1日1サイクル)		
B-a-18			147	267	865	1058	使用	33.0		
B-n-40			155	282	875	1058	不使用	35.7 凍結:-40°Cで16時間 融解:23°Cで8時間 (1日1サイクル)		
B-a-40			147	267	865	1058	使用	33.0		

※) コンクリート配合の記号は、セメントの種類(N、B)、AE剤の使用有無(n、a)、凍結融解試験における凍結温度の絶対値(18、40)の組み合わせで構成。

※※) 使用したAE剤の種類、使用量は以下の通り

- AE 減水剤：成分はリグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体

$$\text{使用量}(\text{ml}/\text{m}^3) = \text{セメント量}(\text{kg}/\text{m}^3) \times 2.5 \text{ml/kg}$$

- AE 助剤：成分は変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤で、1%希釈溶液として使用

$$\text{使用量 (1%希釈溶液)} (\text{g}/\text{m}^3) = \text{セメント量}(\text{kg}/\text{m}^3) \times 2.5(\text{g}/\text{kg/A}) \times 1.7 \sim 2.3(\text{A})$$

上記の式における単位「A」は、目標空気量によって定まる値(配合試験により決定)

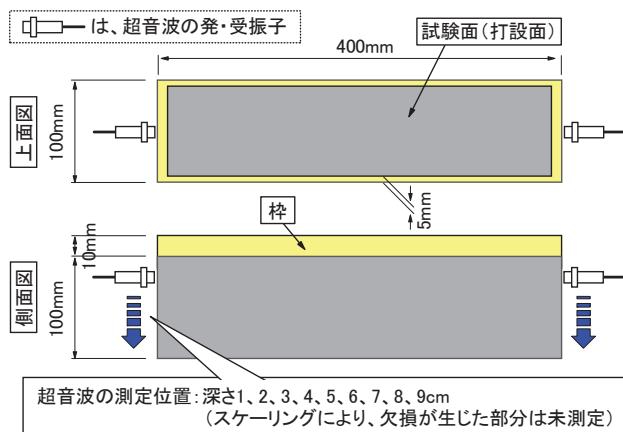
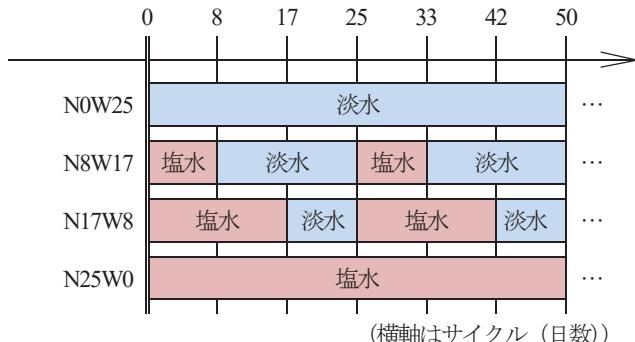


図-2.1 供試体



記号: 25サイクル周期で試験水の張り方を決めていることをふまえ、25サイクルあたりの塩水(N)を張る日数と淡水(W)を張る日数の組み合わせで構成。

図-2.2 試験水の張り方

2.1.3 凍結融解試験

凍結融解試験は材齢28日から開始した。劣化因子が部材の一面から供給される実際の状態を模擬し、ここではASTM C 672を参考に、試験面に試験水を深さ6mm張って1日1サイクルの凍結融解作用を与えた。ASTM C 672では-18°Cで16時間、23°Cで8時間の1日1サイクルの凍結融解作用を与えることになっているが、冬期における環境の厳しさが地域により異なることに着目し、ここでは北海道で最も厳しい最低気温に相当する-40°C⁵⁾で16時間、23°Cで8時間の凍結融解作用を与えるケ

スを設けた(表-2.1)。

試験水は淡水と凍結防止剤に見立てた濃度3%の塩化ナトリウム水溶液(以下、塩水と記す)の2種類を準備した。試験水の張り方は図-2.2に示すように、散布の機会が全くない路線を想定した常時淡水を使用するケース、散布がほぼ毎日行われる路線を想定した常時塩水を使用するケース、散布の頻度に幅がある路線を想定し、塩水8日間→淡水17日間→…を繰り返すケース、塩水17日間→淡水8日間→…を繰り返すケースの4ケースとした。

2.1.4 測定内容

凍結融解試験は 300 サイクルまで行うこととし、25 サイクルおきにスケーリング量と相対動弾性係数の測定を行った。スケーリング量と相対動弾性係数ともに測定値は供試体 3 個の平均とした。また、3 個のうち 1 個でも劣化が著しく進行し、測定が困難となった時点で試験を終了することとした。

スケーリング量は試験面から剥離片を採取し、110°C で乾燥させた後、剥離片の質量を測定して求めた。

相対動弾性係数は超音波測定器を使用して求めた。図-2.1 に示す要領で供試体の両側面（100×100mm）に超音波の発・受振子をあてて深さ 10、20、…、90mm 位置の超音波伝播速度を測定し、式(2.1)⑥、(2.2)からそれぞれの測定深さに対する相対動弾性係数を求めた。

$$E_{dn} = 4.0387V_n^2 - 14.438V_n + 20.708 \quad (2.1)$$

$$RE_d = \frac{E_{dn}}{E_{d0}} \times 100 \quad (2.2)$$

ここに、 E_{dn} は n サイクル後の動弾性係数(GPa)、 V_n は n サイクル後の超音波伝播速度(km/s)、 RE_d は n サイクル後の相対動弾性係数(%)、 E_{d0} は凍結融解を受けていないコンクリートの動弾性係数(GPa)である。一般に E_{d0} は 0 サイクル、すなわち凍結融解試験前の供試体の測定値が使用されるが、ここでは水和反応の過程が動弾性係数に及ぼす影響を極力排除する理由から、別途製作した供試体を、試験水の張り方のみ図-2.2 にならい、凍結融解試験期間と同じ期間中、温度 20°C、湿度 60% の一定下に存置した後、測定した動弾性係数を E_{d0} として用いた。

2.2 実験結果・考察

2.2.1 凍害の進行状況

図-2.3 に普通ポルトランドセメントを使用した供試体のスケーリングと相対動弾性係数の推移を示す。相対動弾性係数は代表して供試体中心の深さ 5cm の値を示した。淡水のみの N0W25 と塩水を使用した N8W17・N17W8・N25W0 を比較すると、スケーリングは N-n-18、N-a-18、N-n-40、N-a-40 のいずれも淡水のみの N0W25 が明らかに小さい結果となった。一方、相対動弾性係数は N-n-40 以外は 85%以上の値で推移した。N-n-40 は塩水の使用有無を問わず、相対動弾性係数が 150 サイクル以降、経時的に大きく低下し、塩水を使用した供試体は 225～250 サイクルにおいて試験面に張った試験水が供

試体の側面に発生した亀裂から漏れ出す程の顕著な劣化に至ったため、試験を途中で終了させた。

図-2.4 は高炉セメント B 種を使用した供試体の結果である。図-2.3 と同様に、スケーリングは N0W25 が最も小さかった。相対動弾性係数は B-a-18、B-a-40 が 85% 以上の値で推移したのに対し、B-n-18、B-n-40 はいずれの供試体においても値の低下が確認され、塩水を用いた供試体は B-n-18 の N8W17 以外は試験途中で終了に至った。

図-2.5 は 150 サイクル目における供試体内部の相対動弾性係数の分布を示している。最終の 300 サイクル目ではなく、途中の 150 サイクル目のデータを用いた理由は、試験が最も早く終了に至ったのが B-n-40 の N17W8 で、その終了時期が 150 サイクル目であり、150 サイクル目までは全ての供試体で測定が行われ、同一サイクルでの比較が可能なデータが揃っているためである。

AE 剤不使用の供試体に着目すると、普通ポルトランドセメントを使用した場合、最低温度を-18°C に設定したものは相対動弾性係数がさほど低下しなかったものの、-40°C に設定したものは表面に近い測定位置ほど相対動弾性係数の低下が大きいことが確認された。高炉セメント B 種を使用した場合、-18°C に設定したものも表面に近い測定位置ほど大きな相対動弾性係数の低下がみられ、-40°C に設定したものは全体的に低下が確認された。最低温度が低くなるほど凍結水量が増大し、膨張圧が高まるここと、特に AE 剤を使用しない場合はこの影響が顕著に表れる⁷ことは広く知られている。相対動弾性係数に及ぼす最低温度の影響は、この知見と良く対応している。また、最低温度が同じ場合は高炉セメント B 種を用いた方が相対動弾性係数の低下は大きかった。一般に高炉スラグ微粉末が混入された高炉セメントは透水しにくく、水密性も高まる⁸ことから、凍害によって発生したひび割れを介して内部に侵入・蓄積された凍結余剰水は、普通ポルトランドセメントを用いた場合に比べるとコンクリート組織を流動しづらく、流動の際に大きな水圧が発生し、相対動弾性係数の大きな低下に至ったと考えられる。高炉セメント B 種を用いた供試体をみると、相対動弾性係数の低下は塩水を用いたケースで顕著に表っていた。これは塩水が内部に供給されたことで、凍結の際に大きな膨張圧を引き起こす浸透圧⁹が発生した可能性を示唆する。

一方、AE 剤を使用した供試体は塩水の使用有無にかかわらず相対動弾性係数の低下は小さかった。スケーリングについても図-2.3、2.4 で示したように、N-n-18、

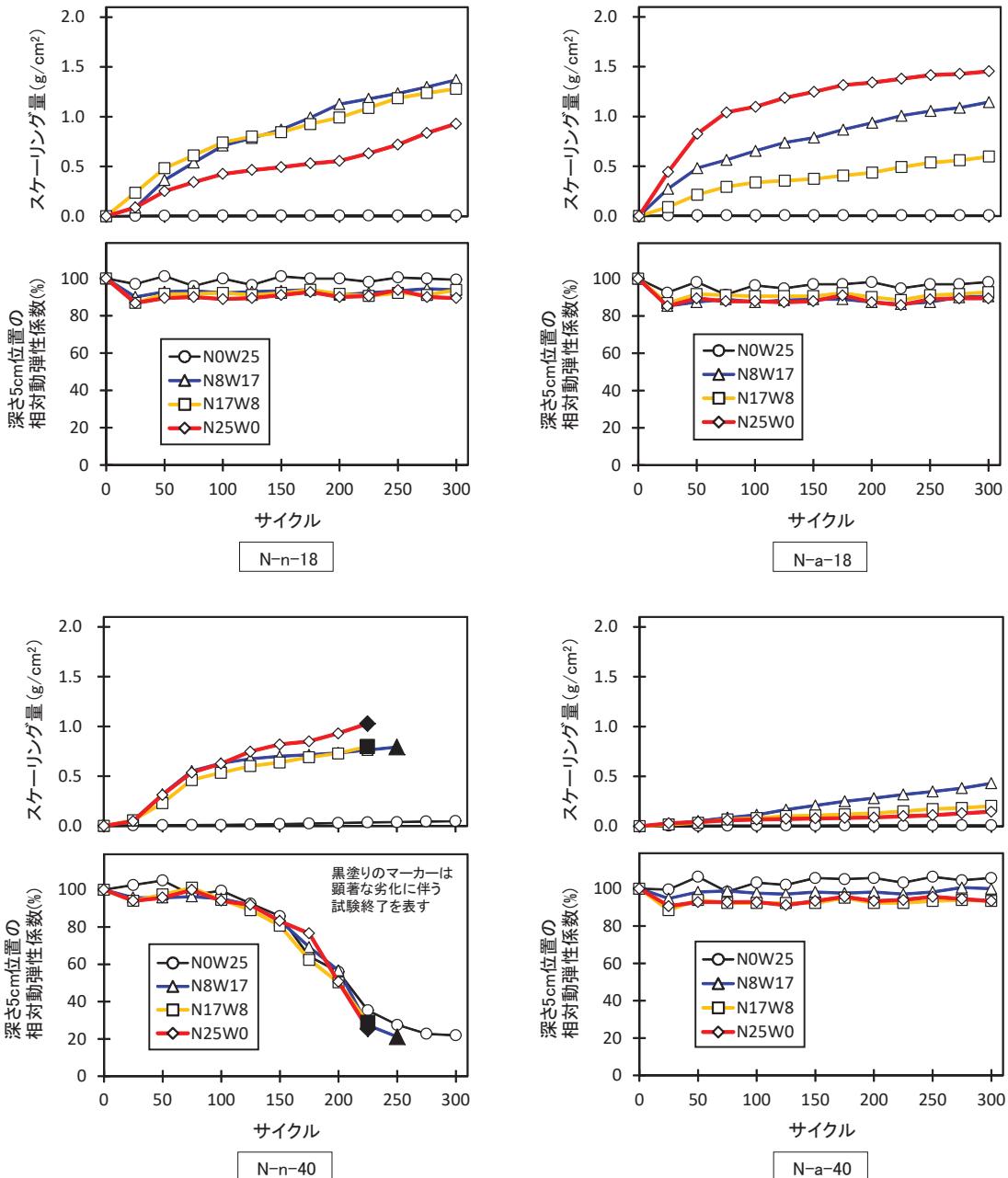


図-2.3 スケーリングおよび相対動弾性係数の推移（普通ポルトランドセメント使用）

N-a-18 の N25W0 でのみ AE 剤の効果が表れなかつたが、それ以外のすべての供試体では AE 剤を使用した方がスケーリング量が少なかつた。散布環境下での凍害予測に際し、AE 剤の使用有無は重要な指標と言える。

2.2.2 散布頻度がスケーリングに及ぼす影響

図-2.6 は散布頻度がスケーリングに及ぼす影響を示している。図-2.5 同様、スケーリング量は 150 サイクル目のデータを使用した。N0W25 と N8W17 を比較すると、スケーリング量は N8W17 の方が明らかに大きいことがわかる。一方、N8W17、N17W8、N25W0 をみる

と、セメント種別、AE 剤有無、最低温度のそれぞれのケースでばらつきはあるものの、試験水の張り方毎にみると、スケーリング量がほぼ同程度と言える。N8W17 が塩水の供給を受ける期間は N25W0 の 3 割程度であるが、今回の実験では濃度 3% の塩水が繰り返し供給される場合、塩水と接する期間が全期間の 3 割程度でもスケーリングは大きく進行することが確認された。スケーリングの促進に繋がる表層の亀裂は短期間で急速に形成されることが伺える。

今回の実験では試験面に張る塩水の濃度を常時 3% と

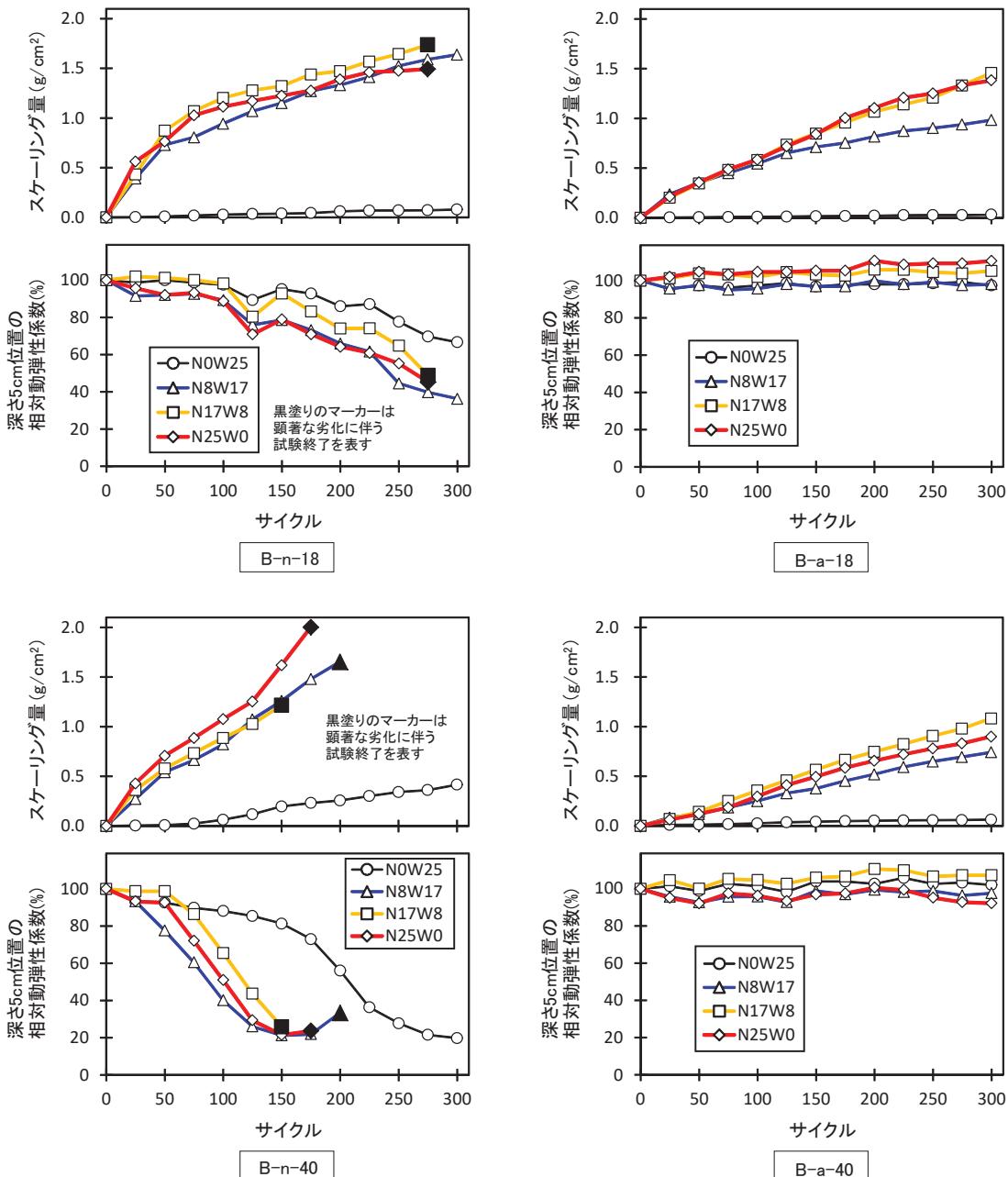


図-2.4 スケーリングおよび相対動弾性係数の推移（高炉セメントB種使用）

しているが、実際の路面は凍結防止剤を含む融雪水の塩分濃度が急速に変化しやすく¹⁰⁾、必ずしも常時一定とは限らない。スケーリングが最も促進されやすい塩水の濃度は約3%¹¹⁾とされ、散布回数が多いほど融雪水の塩分濃度が高い状態は長く続きやすく、スケーリングの進行にも影響すると思われるが、今回の実験のようにコンクリートに作用する塩水の濃度が常に3%の環境下では、繰り返される散布の回数がわずかでも大きなスケーリングに至ることが示された。このように、スケーリングに及ぼす凍結防止剤散布の影響は、単に散布回数だけでは

説明できず、散布回数の増減に伴うコンクリートへ供給される融雪水の塩分濃度の変化もあわせて考慮した上で予測を行う必要があると言える。

2.2.3 敷設頻度が相対動弾性係数に及ぼす影響

図-2.7、2.8は敷設頻度が相対動弾性係数に及ぼす影響を、それぞれ測定深さ1cm、5cmについて示したものである。前節と同様に、ここでも150サイクル目のデータを使用した（スケーリングによって深さ1cmのコンクリート組織が欠損に至った一部の供試体における深さ1cmの相対動弾性係数は0%と表示している（図-2.7））。

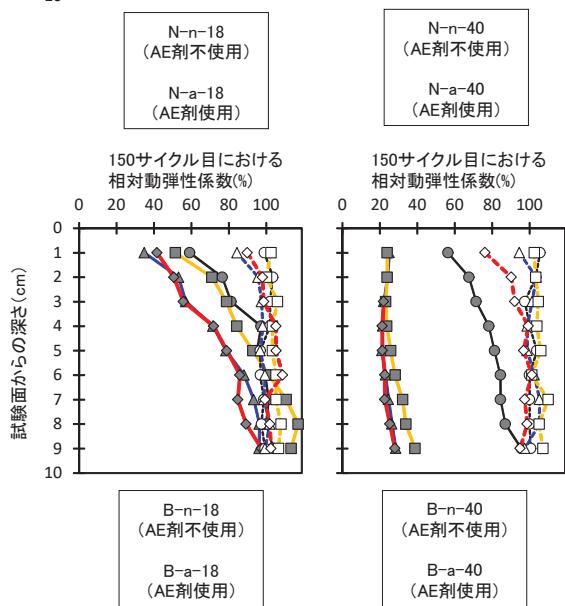
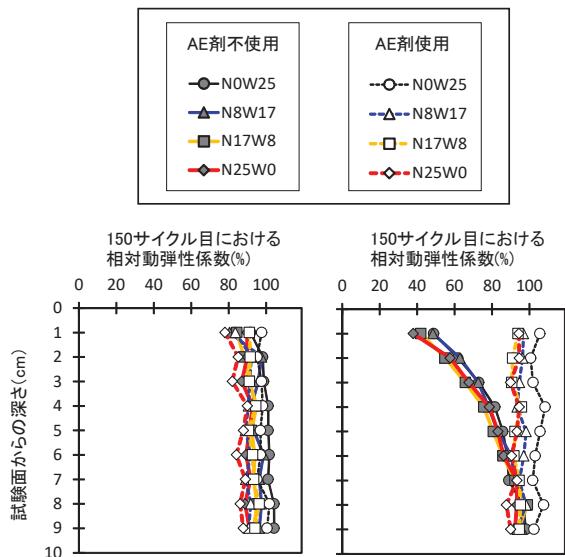


図-2.5 相対動弾性係数の分布 (150サイクル目)

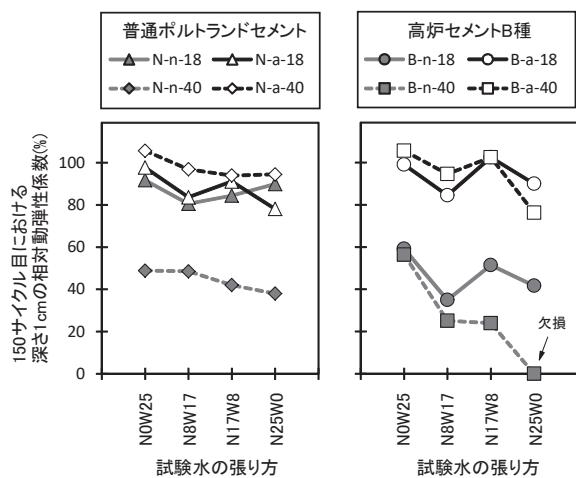


図-2.7 散布頻度が深さ1cmの相対動弾性係数に及ぼす影響 (150サイクル目)

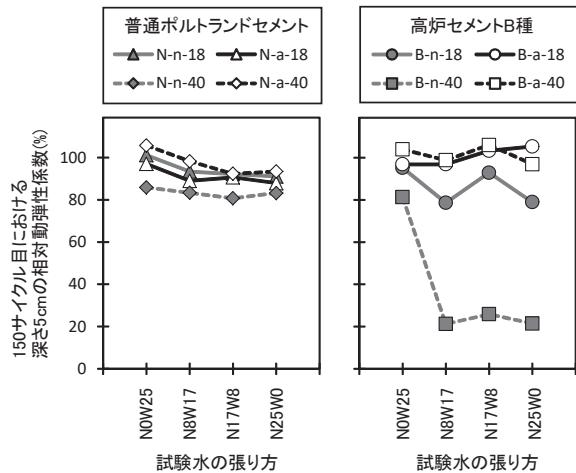
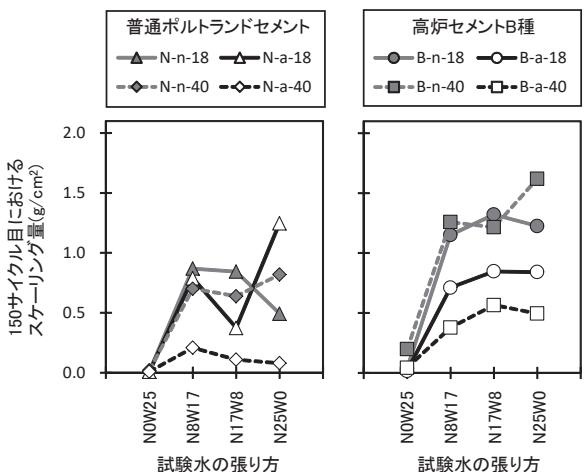


図-2.8 散布頻度が深さ5cmの相対動弾性係数に及ぼす影響 (150サイクル目)

図-2.6 散布頻度がスケーリングに及ぼす影響
(150サイクル目)

AE剤を用いた供試体に着目すると、深さ1cmは塩水を張った方がばらつきはあるが値は低下しているように見受けられる。一方、深さ5cmをみると、塩水の使用有無を問わず、値が90~100%前後であった。なお、N8W17、N17W8、N25W0の3者をみると前節同様、散布回数との関係は明確ではなかった。このことから、凍害に及ぼす塩分の影響は表層付近に集中的に及んでいることがわかる。

これに対し、AE剤を用いていない場合は、散布回数との関係は明確でないものの、高炉セメントB種を用いた供試体で塩分による相対動弾性係数の低下への影響が表れている。さらに、普通ポルトランドセメントを用いた供試体では150サイクル目の段階では明確でないが、図-2.3で示したように試験が途中で終了する等、塩分の

影響を受けている。以上のことから、AE 剤が使用されていない可能性のある供用年数が長い部材については特に散布の影響を受ける可能性が高く、適切な劣化予測に基づく対応が求められる。

2. 3 まとめ

凍害の進行に及ぼす凍結防止剤の散布頻度の影響を調べる基礎実験で得た成果を以下に示す。

- (1) スケーリングに及ぼす散布の影響は、単に散布回数だけでは説明できず、散布回数の増減に伴う融雪水の塩分濃度の変化を考慮して予測を行う必要がある。
- (2) 相対動弾性係数は、AE 剤が使用されていない可能性のある供用年数が長い部材では散布の影響を強く受ける可能性が高く、適切な劣化予測に基づく対応が求められる。

3. 凍結防止剤を含む融雪水の塩分濃度の影響

3 章では、塩水の濃度に着目した。

凍害形態の一つであるスケーリングに及ぼす水の塩分濃度の影響は、3%のときに最も大きくなることは広く知られている¹¹⁾。しかし、実際の路面では融雪水の塩分濃度は経時に変化しやすく¹⁰⁾、當時一定とは限らない。凍結防止剤が散布される北海道内の路面上の雪水の塩分濃度は、地域によって異なるが、0~3%の範囲にある¹²⁾。

そこで、塩分濃度 0~3%の範囲で、水の塩分濃度と凍害の進行の関係を調べる基礎実験を行った。

3. 1 実験概要

3.1.1 コンクリート配合・材料

実験を行う供試体のコンクリート配合を表-3.1 に示す。水セメント比は北海道の内陸部の鉄筋コンクリート構造物の最大値とされる 55%²⁾とした。使用するセメントは、汎用性の高い普通ポルトランドセメントと高炉セメント B 種の 2 種類とした。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（表乾密度 2.72g/cm³、絶乾密度 2.69g/cm³、吸水率 1.28%、粗粒率 2.81、除塩処理済）、粗骨材は小樽市見晴産の碎石（表乾密度 2.68g/cm³、絶乾密度 2.64g/cm³、吸水率 1.52%、粗粒率 7.04）を使用した。粗骨材の最大寸法は 25mm とした。目標スランプは 8±2.5cm、目標

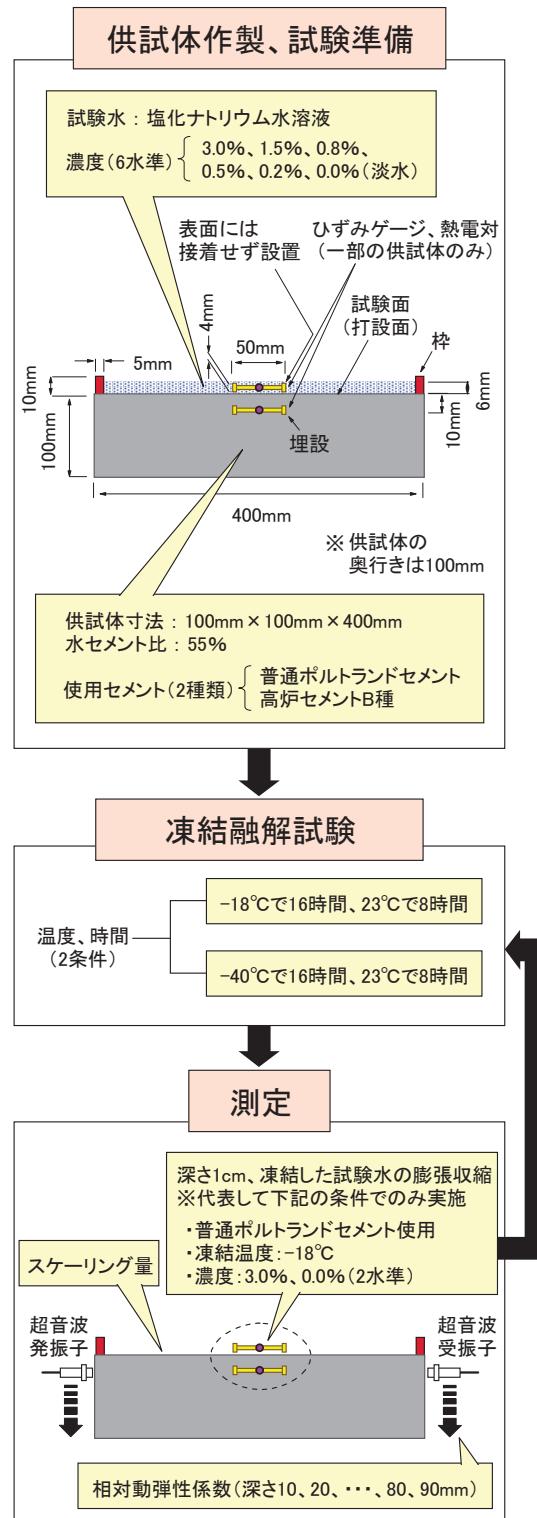


図-3.1 実験の流れ

空気量は 4.5±1.5% とした。混和剤は AE 減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体）と AE 助剤（変性ロシン酸化合物系陰イオン界面活性剤）を使用した。

3.1.2 供試体

供試体は 100mm×100mm×400mm とした（図-3.1）。

普通: 普通ポルトランドセメント、高炉 B : 高炉セメント B 種

表-3.1 コンクリート配合

水セメント比 (%)	使用セメントの種類	単位量 (kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
55	普通	145	264	879	1067
	高炉 B	145	264	875	1062

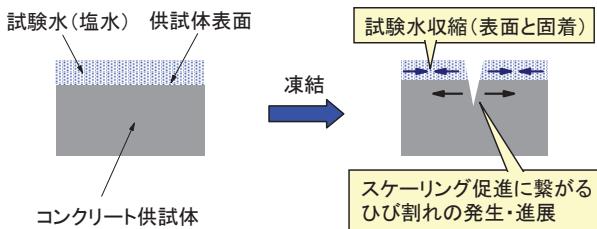


図-3.2 Valenza らが提唱する塩水によるスケーリング促進メカニズムの概念¹³⁾



写真-3.1 凍結融解試験の様子

打設後、材齢 7 日まで湿布養生を行った後、材齢 28 日まで温度 20°C、湿度 60%の恒温恒湿室に静置した。この静置期間に発泡スチロールを使用して高さ 10mm、幅 5mm の枠を作製し、材齢 21 日にエポキシ樹脂接着剤とシリコーン充填材で枠を打設面 (100mm×400mm、以下、試験面と記す) に据え付けた。

塩水によるスケーリングの促進に関して、Valenza らは図-3.2 に示すように、コンクリート表面に形成される塩分を含む氷層が大きく収縮することにより、コンクリート表面近傍に引張応力が作用し、これにより極表層に発生した亀裂が発達し、大きなスケーリングに至るというメカニズムを提唱している¹³⁾。そこで、このメカニズムに基づく塩水とコンクリートとの境界面近傍の挙動把握の試みとして、一部の供試体において、表面と深さ 10mm にひずみゲージと熱電対を設置した。

3.1.3 凍結融解試験

材齢 28 日から凍結融解試験を開始した。図-3.1 に示すように、ここでは実構造物で想定されるコンクリート部材の一面に融雪水が供給される状態を模擬し、ASTM C 672 に準じて試験面に試験水を深さ 6mm 張つて凍結融解作用を与えることとした。試験水は凍結防止剤が含まれる融雪水に見立てた塩化ナトリウム水溶液とし、濃度は 3.0%、1.5%、0.8%、0.5%、0.2%、0.0%

(淡水) の 6 水準とした。

写真-3.1 は凍結融解試験の様子である。試験は、所定の温度、時間をセットすることで、凍結と融解の繰り返しが空調運転により自動で行われる実験室で行った。凍結融解サイクルは、ASTM C 672 にならい、凍結工程 16 時間、融解工程 8 時間の 1 日 1 サイクルとした。凍結温度は、ASTM C 672 では -18°C とされているが、前述したように、ここでは -18°C に加えて、-40°C の 2 条件で試験を行うこととした。融解温度は ASTM C 672 に準じて 23°C に統一した。

3.1.4 測定

凍結融解試験を 300 サイクルまで行い、25 サイクルごとにスケーリング量と相対動弾性係数を測定した。測定値は供試体 3 個の平均とした。表面近傍の挙動把握については、普通ポルトランドセメントを使用し、凍結温度を -18°C に設定した供試体のうち、代表して試験水の濃度が 3.0% と 0.0% のケースにおいて行った。

スケーリング量は試験面から剥離片を採取し、110°C で乾燥させた後、剥離片の質量を測定して求めた。

相対動弾性係数は周波数が 28kHz の超音波測定器を使用して求めた。供試体の両側面に超音波の発・受振子をあて、深さ 10、20、...、80、90mm 位置の超音波伝播速度を測定し、2 章で示した式(2.1)⁶⁾、(2.2)⁷⁾により各深さの相対動弾性係数を求めた。

なお、3 章においても、動弾性係数の増進に及ぼす試験期間の水和反応の影響を極力排除するため、同じ濃度の試験水を張り、同じ期間 (n 日)、温度 20°C、湿度 60% の環境に存置した供試体の動弾性係数を E_{d0} とした。

3.2 実験結果・考察

3.2.1 スケーリング量の推移

図-3.3 にスケーリング量の推移を示す。普通ポルトランドセメントを使用した場合、スケーリング量が最も少なかったのは濃度 0.0% であったが、最も多かったのは濃度 3.0% ではなく 0.8% であった。濃度 0.2~3.0% の範囲ではスケーリング量と濃度の関係が明確ではなかった。一方、高炉セメント B 種を使用した場合はスケーリング量と濃度の序列が概ね対応し、300 サイクル終了時のスケーリング量が最も多かったのは濃度 3.0% であった。

セメントの違いに着目すると、高炉セメント B 種の方がスケーリング量は多く、既報¹⁴⁾の傾向と一致した。

3.2.2 スケーリングの発生挙動についての考察

代表して最低温度 -18°C の環境下で、スケーリングの発生挙動について考察する。図-3.4 はコンクリート供

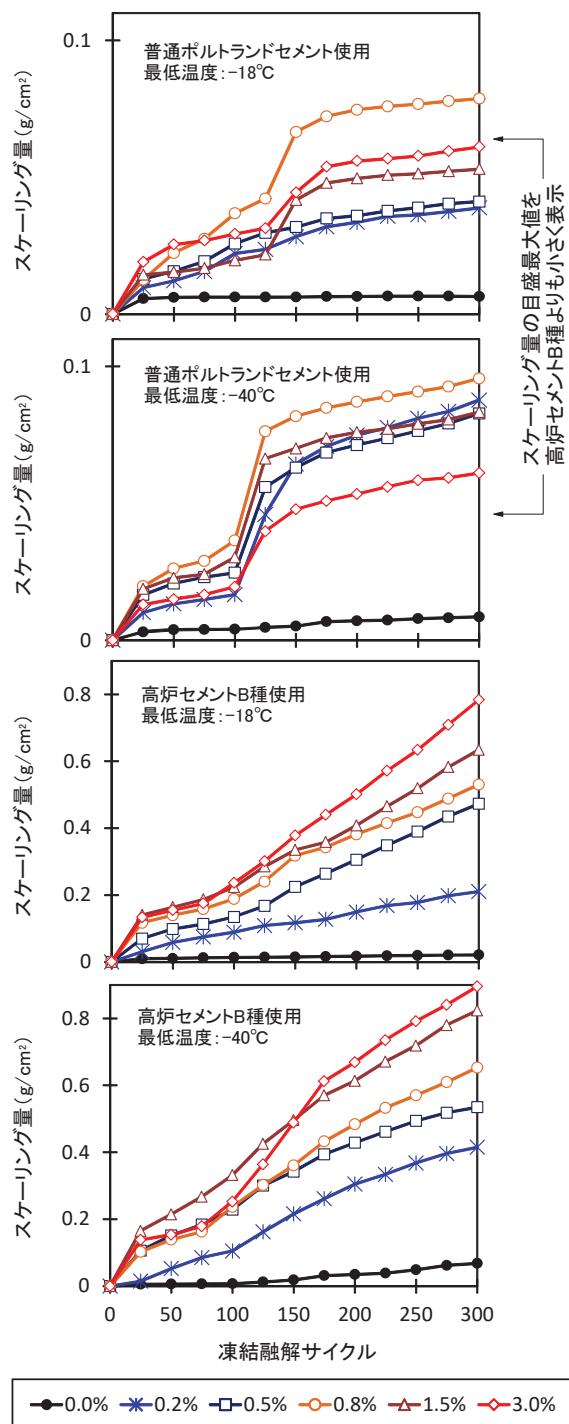


図-3.3 スケーリング量の推移

試体の表面から深さ 10mm における温度ひずみ曲線で、ここでは凍結融解 1 サイクル目のデータを代表して示している。

濃度 3.0% と 0.0% のいずれも、コンクリート表層は 0°C から -18°C にかけて約 100μm/m 収縮し、0~ -18°C における供試体軸方向の線膨張率は約 $5.6 \times 10^{-6}/\text{°C}$ であった。

次に、凍結した試験水の膨張収縮挙動の測定結果につ

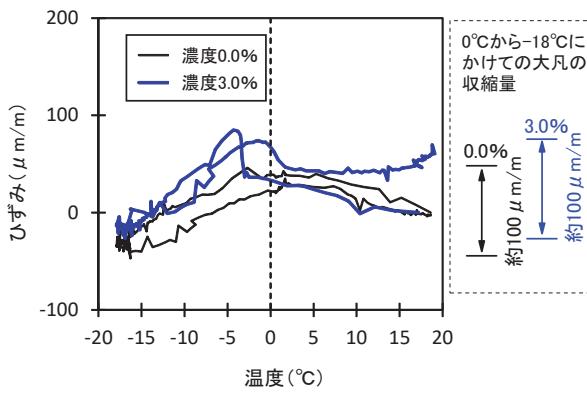


図-3.4 深さ 10mm の温度ひずみ曲線(普通ポルトランドセメント使用、最低温度-18°C、1 サイクル目)

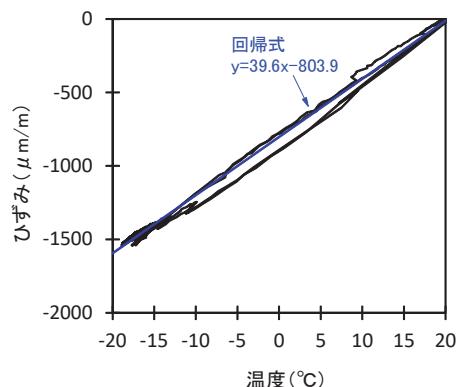


図-3.5 ひずみゲージ単独の挙動(凍結融解試験と同じ温度下の気中にひずみゲージのみ曝した状態)

いて述べる。はじめに、ひずみゲージと試験水を接触させず、ひずみゲージにのみ凍結融解試験と同じ温度変化を 2 サイクル与え、ひずみゲージ単独の挙動を調べた(図-3.5)。ひずみゲージの線膨張率は約 $40 \times 10^{-6}/\text{°C}$ であった。次に、このひずみゲージをコンクリート供試体の表面に接着せずに置き、濃度 3.0%、0.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与え、ひずみデータを取得した。凍結した試験水に膨張収縮が生じると、図-3.6 に示す赤線、緑線、青線のようなイメージのグラフが得られる。

図-3.7 は濃度 3.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面に置いたひずみゲージの挙動である。ここでは凍結融解試験開始から 42 サイクルまでのデータを示した。宮本ら¹⁰⁾は濃度 3.0% の場合、本実験に近い -20°C の環境では 3 時間後に溶液が完全凍結する実験結果を示している。これに鑑みると、凍結工程に切り替わって 3 時間後に試験水が完全に凍結し、ひずみゲージは凍結した試験水を傷めることなく試験水と一緒に

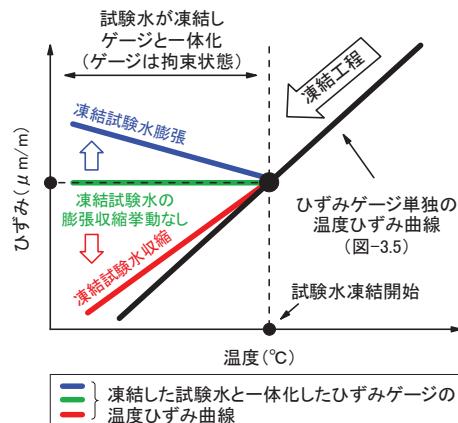


図-3.6 試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動イメージ

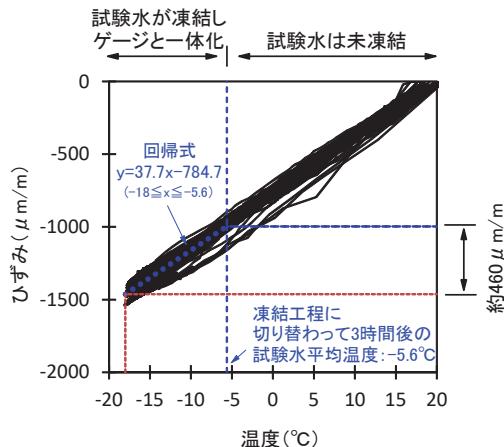


図-3.7 濃度 3.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動

化して挙動したと考えられる。図より凍結した試験水は-5.6°C（凍結工程に切り替わって3時間後の平均温度）から-18°Cにかけて460μm/m 収縮することとなり、コンクリート収縮量との差は図-3.8 より約 390.6μm/m となる

図-3.9 は濃度 0.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面に置いたひずみゲージの挙動である。このケースでは淡水を使用しているため、0°C以下ではひずみゲージと凍結した試験水が一体化している。凍結工程の 0°C付近で膨張ひずみが確認された。これは、淡水凍結時の特徴の一つである 9% の体積膨張¹⁶⁾を示している。その後は緩やかな収縮を呈し、図をみると多くのデータは-18°Cで-1000μm/m 前後の値を記録した後、融解工程へ移行している。図-3.5 よりひずみゲージは 0°Cで約-800μm/m の値を示していることから、凍結した試験水は 0°Cから-18°Cにかけて約 200μm/m を中

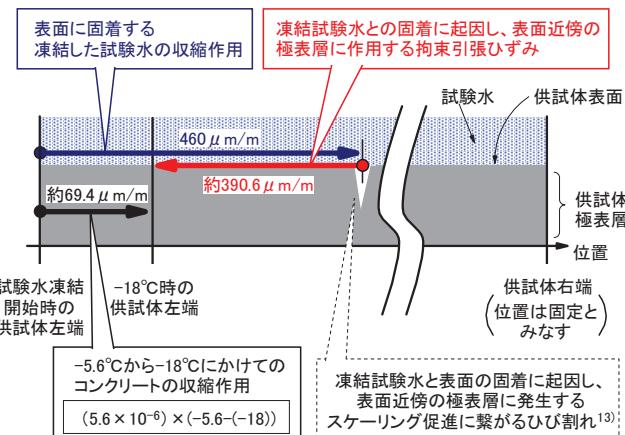


図-3.8 濃度 3.0%における表面近傍の挙動のイメージ

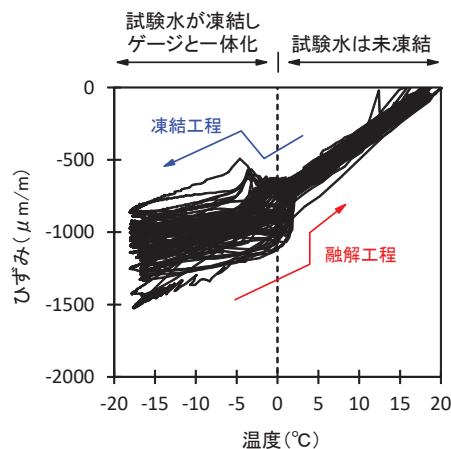


図-3.9 濃度 0.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動

心に幅を持った収縮となっている。前述の濃度 3.0% のケースと同様に考察すると、凍結した試験水の収縮ひずみとコンクリート自体の収縮ひずみ（100μm/m（図-3.4））の差は 100μm/m 前後となった。

今回の実験では、凍結した試験水の収縮に起因し、試験水と固着する表面近傍の極表層に作用する拘束引張ひずみは濃度 0.0% に比べて濃度 3.0% の方が約 3.9 倍大きい結果となった。これは、濃度 3.0% の方が表面の極表層にひび割れが発生する確率は高いことを示唆し、図-3.3 の実験結果とも対応する。

3.2.3 試験水の濃度とスケーリング量との関係

図-3.10 は試験水の濃度と 300 サイクル目のスケーリング量の関係を示している。区間により 2 つの直線で回帰したところ、普通ポルトランドセメントを使用した場合のスケーリング量は、濃度 0.0~0.2% 間では濃度に比例して増加しているが、0.2~3.0% 間では濃度との対応は明確ではない。高炉セメント B 種を使用した場合のス

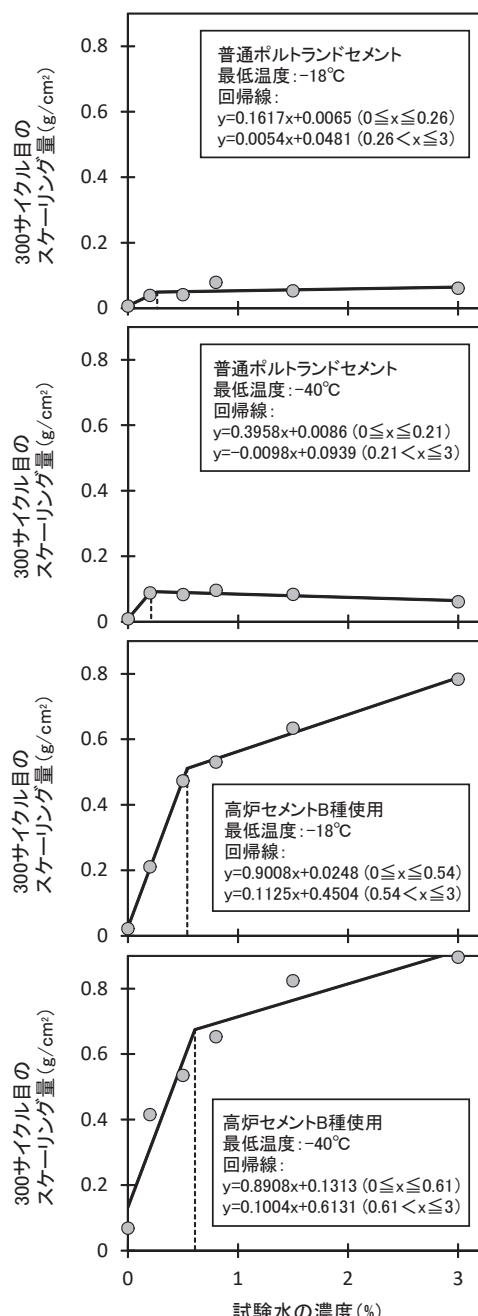


図-3.10 試験水の濃度と300サイクル目のスケーリング量の関係

スケーリング量は、濃度0.0~0.5%間では濃度に比例して大きく増加した。0.5~3.0%間でも比例関係は続いているが、増加の割合は前者の方が大きかった。

スケーリングに影響を及ぼす、コンクリート表面に作用してひび割れの要因となる凍結した試験水による拘束ひずみは、濃度0.0~3.0%の範囲では濃度が高い方が大きいことを前述したが、図-3.10の結果は、この特徴が最も顕著に表れる濃度の範囲は0.0~0.5%であることを示している。このことは、0.5%以下の濃度が小さい範

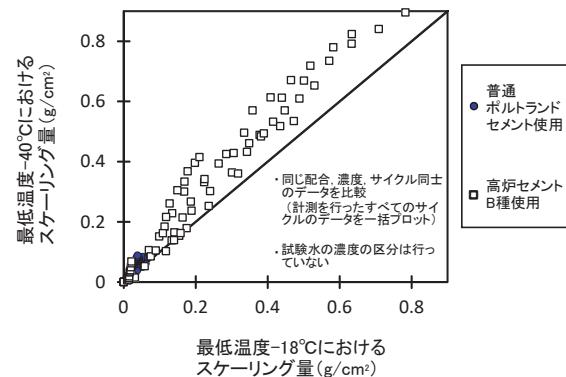


図-3.11 スケーリングに及ぼす最低温度の影響

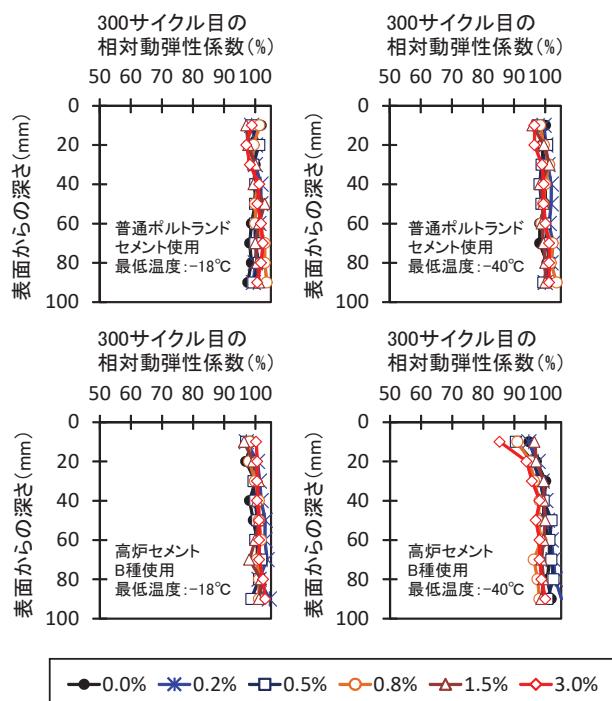


図-3.12 300サイクル目の各深さの相対動弾性係数

図では、濃度の増加量が小さくてもスケーリングは大きく促進される場合があることを意味しており、凍結防止剤散布路線では原則、散布量を問わず、スケーリング抑制対策工を施すことが望ましいものと考えられる。図-3.11は最低温度が-18°Cと-40°Cの同じ配合、濃度、サイクル同士のスケーリング量を比較したものである。この図から、最低温度が低い地域ほど対策工の検討が必要と言える。

3.2.4 相対動弾性係数

図-3.12は試験水との境界のコンクリート面からの深さ別の相対動弾性係数で、ここでは300サイクル目の結果を代表して示す。高炉セメントB種を使用した最低温度-40°Cの環境下では深さ10mm位置の相対動弾性係数

の低下がやや大きい。そのほかについてはAEコンクリートを使用していることもあり、相対動弾性係数の低下は小さかった。

3.3まとめ

最低温度-18°C、-40°Cの2つの環境下で、塩分濃度0~3%の範囲で、水の塩分濃度と凍害の進行の関係を調べる基礎実験で得た成果を以下に示す。

- (1) 濃度0.0%に比べて、濃度3.0%の方が凍結した試験水の収縮に起因し、試験水と固着する表面近傍の極表層に作用する拘束引張ひずみは約3.9倍大きく、表面の極表層にひび割れが発生する確率は高い。
- (2) スケーリング量は全体的に塩分濃度が高いほど大きい傾向にあるが、0.5%でも3.0%に近い値となっている。このことから、凍結防止剤の散布が少なくてもスケーリングが大きく促進されるおそれがあり、最低温度が-18°C以下となるような凍結防止剤散布路線では原則、散布量を問わずスケーリング抑制対策工を施すことが望ましい。

4. 濃度および温度の影響

4章では、凍・塩害の進行と地域特性の関係の整理に向け、冬期の最低温度の平均が-10°C以下の地域が多い北海道の実態をふまえ、最低温度を-10~-40°Cの範囲に設定し、水の塩分濃度と最低温度が凍・塩害の進行に及ぼす影響について室内実験により調べた。

4.1 実験概要

4.1.1 コンクリート配合・材料

表-4.1にコンクリートの配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントと高炉セメントB種、水セメント比は45、55、65%とした。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（表乾密度2.69g/cm³、吸水率1.19%、除塩処理済）、粗骨材は小樽市見晴産の碎石（表乾密度2.67g/cm³、吸水率1.80%）を使用した。粗骨材の最大寸法は25mmとした。スランプは8±2.5cm、空気量は4.5±1.5%とし、AE減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオールの複合体）とAE助剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤）で調整した。供試体の寸法は100mm×100mm×400mmとした。

供試体は材齢7日まで常温下で湿布養生した後、材齢28日まで温度20°C、湿度60%の恒温恒湿室に静置した。途中、材齢21日に、エポキシ樹脂接着剤とシリコーン充填材を使用し、発泡スチロール板で作製した、試験水を張るための高さ10mm、幅5mmの枠を打設面に据え付けた（写真-4.1）。

表-4.1 コンクリートの配合

使用セメント	水セメント比(%)	単位量(kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
普通 ポルト	45	150	333	810	1066
	55	145	264	879	1067
	65	150	231	925	1037
高炉 B種	45	148	329	809	1065
	55	145	264	875	1062
	65	147	226	928	1040

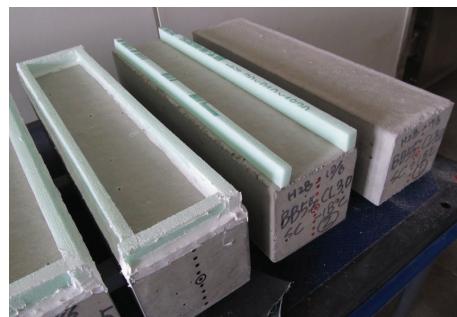


写真-4.1 供試体の打設面への枠の据え付け状況

表-4.2 最低温度および試験水の塩分濃度の条件

使用セメント	水セメント比(%)	最低温度(°C)	試験水の塩分濃度(%)
普通 ポルト	45	-18	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
		-10	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
	55	-18	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
		-40	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
	65	-18	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
高炉 B種	45	-18	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
		-10	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
	55	-18	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
		-40	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0
	65	-18	0.0、0.2、0.5、0.8、1.5、3.0

4.1.2 凍結融解試験

材齢28日からASTM C 672に準じた一面凍結融解試験を行った。打設面に試験水を6mm張り、凍結16時間、融解8時間の1日1サイクルの凍結融解試験を300サイクル行った。試験水は淡水または塩水とした。表-4.2に最低温度と試験水の塩分濃度を示す。地域によって異なる最低温度は-10°C、-18°C、-40°C、また、凍結防止剤の散布回数によって異なる融雪水の塩分濃度¹²⁾は、試験水の塩分濃度を0.0%（淡水）、0.2%、0.5%、0.8%、1.5%、3.0%に設定して模した。融解時の最高温度は23°Cに統一した。

4.1.3 測定内容

測定項目はスケーリング量、相対動弾性係数、塩化



写真-4.2 スケーリング片の採取状況
写真-4.3 超音波伝播速度の測定状況

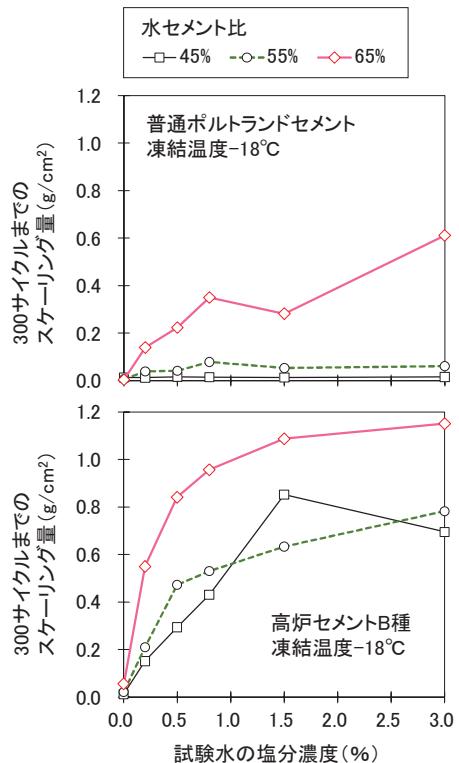


図-4.1 試験水の塩分濃度とスケーリング量の関係に及ぼす配合の影響 (最低温度-18°C)

物イオン量とした。スケーリング量は、写真-4.2に示すように剥離片を採取し、110°Cで乾燥させた後の質量から求めた。相対動弾性係数は周波数28kHzの超音波測定器を使用して求めた。写真-4.3に示すように打設面から深さ20、50mmの超音波伝播速度を測定し、2章で示した式(2.1)^⑥、(2.2)により深さ20、50mmの相対動弾性係数を求めた。

塩化物イオン量はJIS A 1154に準じて測定した。

4.2 実験結果・考察

4.2.1 スケーリングに及ぼす濃度・温度の影響

図-4.1、4.2に試験水の塩分濃度とスケーリング量の

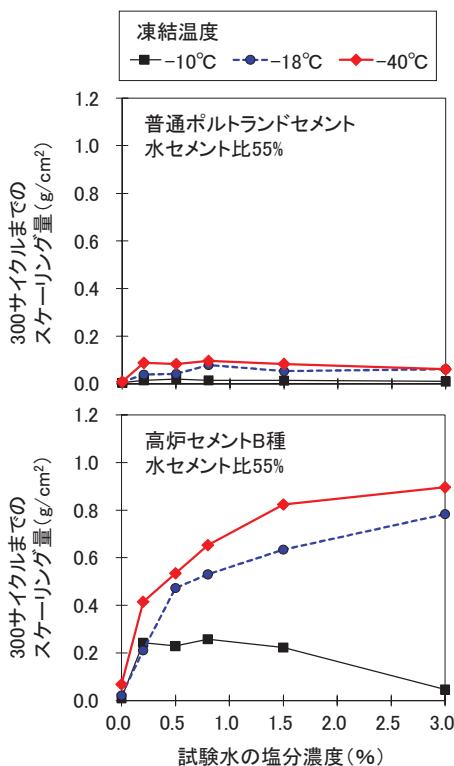


図-4.2 試験水の塩分濃度とスケーリング量の関係に及ぼす最低温度の影響 (W/C=55%)

関係を示す。最低温度を-18°Cに設定した図-4.1をみると、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比65%の供試体と高炉セメントB種を使用した供試体において、全体としては濃度が高くなるほどスケーリングが大きくなつたが、濃度0.2~0.5%程度でも比較的大きな値が確認された。次に、図-4.2の最低温度-10°Cをみると、濃度1.5%から3.0%にかけてスケーリング量が減少していることがわかる。一般に液体の氷点は濃度が高いほど低い。凍結工程時に試験水を観察したところ-10°Cの濃度3.0%のみシャーベット状態で、それ以外は固い氷であった。スケーリング量が減少した理由は表面に十分な氷が固着せず、表面に大きな応力が作用しなかつたためと言える。一方、最低温度の影響に着目すると、いずれの濃度でも最低気温が低いほどスケーリング量が多い傾向が示された。その傾向は濃度0.0~3.0%では0°Cから-18°Cにかけて顕著であった。よってスケーリングに及ぼす環境の評価項目は、凍結防止剤の散布回数と関連するコンクリートに供給される水の単純な塩分濃度の高さよりも、0.5%以上の濃度の持続性と最低気温の低さが特に重要と言える。

4.2.2 相対動弾性係数に及ぼす濃度・温度の影響

図-4.3に300サイクル時のスケーリング量と相対動

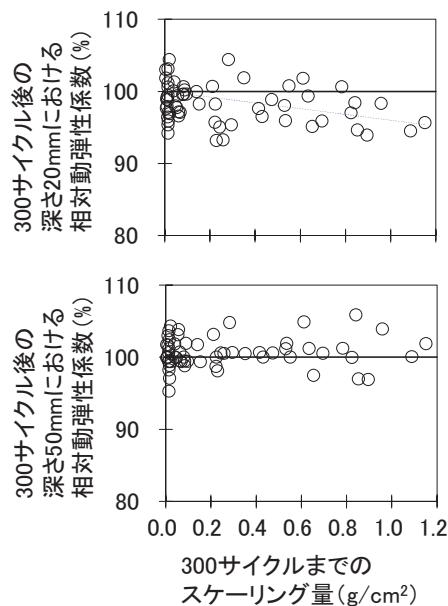


図-4.3 スケーリング量と相対動弾性係数の関係
(300サイクル、全ての供試体)

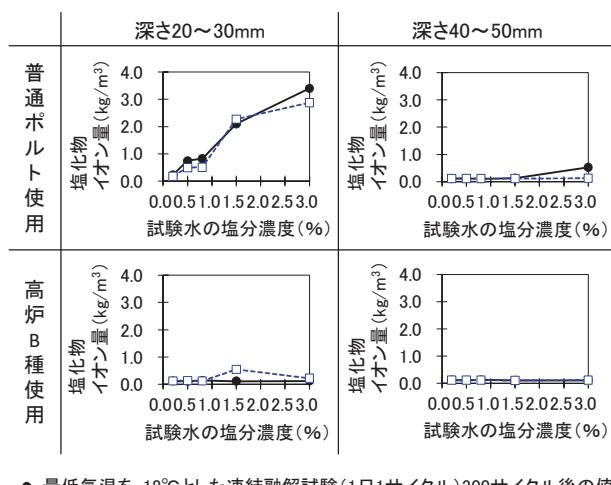


図-4.4 試験水の塩分濃度と塩化物イオン浸透量の関係

弾性係数の関係を示す。深さ 20mm の相対動弾性係数はスケーリングに伴って減少する傾向は呈したものので、概ね 90%以上の状態が保持された。深さ 50mm の相対動弾性係数はほぼ 100%であった。このことから、空気量を 4.5%程度に設定することで、最低温度や水の塩分濃度が相対動弾性係数に及ぼす影響を大きく抑えることができると言える。

4.2.3 塩化物イオン浸透量

図-4.4 は試験水の塩分濃度と凍結融解 300 サイクル後の塩化物イオン浸透量の関係である。ここでは水セメント比 55%、最低温度-18℃の結果について示した。ま

た、比較のため同じ期間すなわち 300 日間、常温下で塩水浸漬を行ったときの値も載せた。普通ポルトランドセメントを使用した供試体は、高炉セメント B 種を使用した場合に比べるとスケーリングは小さいが（図-4.1）塩化物イオン量は多く、試験水の塩分濃度と対応した。よって、塩害については、スケーリングとは対照的にコンクリートに供給される水の塩分濃度の高さが重要な評価項目と言える。特に、凍結防止剤を含む融雪水の飛沫を受けやすい道路橋地覆は最小かぶりが 30～35mm¹⁷⁾とされており、図-4.4 から凍結防止剤散布回数が多く、厳しい凍結融解作用を受ける環境では塩化物イオン浸透抑制対策が必須と言える。

4. 3 まとめ

凍・塩害の進行と地域特性の関係の整理に向け、冬期の最低温度の平均が-10℃以下の地域が多い北海道の実態をふまえ、最低温度を-10～-40℃の範囲に設定し、水の塩分濃度と最低温度が凍・塩害の進行に及ぼす影響について室内実験により調べた。得られた成果を以下に示す。

- (1) スケーリングに及ぼす環境の評価項目は、凍結防止剤の散布回数と関連するコンクリートに供給される水の単純な塩分濃度の高さよりも、0.5%以上の濃度の持続性と最低気温の低さが特に重要となる。
- (2) 空気量を 4.5%程度に設定することで、最低温度や水の塩分濃度が相対動弾性係数に及ぼす影響を大きく抑えることができる。
- (3) 塩害については、スケーリングとは対照的にコンクリートに供給される水の塩分濃度の高さが重要な評価項目と言える。凍結防止剤散布回数が多く、厳しい凍結融解作用を受ける環境では塩化物イオン浸透抑制対策が必須と言える。

5. 実環境での凍結防止剤および気温の影響

凍結防止剤散布下で凍結融解作用を受けるコンクリートの耐凍害性は、ASTM C 672¹⁸⁾など実験室での促進試験によって評価されるのが一般的である。しかし、現場環境による影響と実験室の環境による影響の関係が明確でなければ、耐凍害性を適切に評価することはできない。

そこで、コンクリートの凍害の進行と凍結防止剤の散布形態や気温変動などの環境因子の関係を明らかにするため、冬期に凍結防止剤の散布が行われている北海道の道路橋の下でコンクリートの暴露実験を行うこととした。5 章では、暴露 2 冬までに得た結果を述べる。

表-5.1 供試体の配合

記号	水セメント比 (%)	使用セメントの種類	単位量 (kg/m³)			スランプ (cm)	空気量 (%)
			水	セメント	細骨材		
NP45	45	普通ポルトランドセメント	150	333	810	1066	9.7
			145	264	879	1067	9.2
			150	231	925	1037	10.1
BB45	45	高炉セメントB種	148	329	809	1065	9.0
			145	264	875	1062	9.5
			147	226	928	1040	9.7
スランプと空気量は実測値							

図-5.1 暴露箇所 (A橋、B橋、…、T橋の20橋)¹⁹⁾

5.1 実験概要

5.1.1 コンクリート配合・材料・供試体

供試体の配合を表-5.1に示す。水セメント比は45%、55%、65%、使用するセメントは普通ポルトランドセメントと高炉セメントB種とした。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（表乾密度2.72g/cm³、吸水率1.28%、粗粒率2.81、除塩処理済）、粗骨材は小樽市見晴産の碎石（表乾密度2.68g/cm³、吸水率1.52%、粗粒率7.04）を使用した。粗骨材の最大寸法は25mmとした。スランプと空気量の目標値は各々8±2.5cm、4.5±1.5%とし、AE減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオールの複合体）とAE助剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤）で調整した。各配合には、使用するセメントの種類と水セメント比を組み合わせた記号を付した。供試体寸法は100mm×100mm×400mmとした。打設後、常温下で湿布養生を7日間行い、その後は暴露開始まで温度20°C、湿度60%の恒温恒湿室に静置した。なお、打設日から1冬目の暴露を開始する日までの間隔は28日以上空けている。

5.1.2 暴露箇所

暴露箇所を図-5.1、各箇所の環境を表-5.2に示す。ここでは道央、道南、道北地方の国道の道路橋の中から環境に偏りのないよう、また、現場での作業性も勘案し、表中の20橋を暴露箇所に選定した。各橋における凍結防止剤散布車の出動回数は、往復散布1回（往路と復路で1回ずつ散布）を出動1回とすると8~481回/年である。

表-5.2 暴露箇所の環境

橋	凍結防止剤散布車出動回数(回/年)	年間の凍結融解日数(日/年)	11月～4月の日最低気温の平均(℃)	橋	凍結防止剤散布車出動回数(回/年)	年間の凍結融解日数(日/年)	11月～4月の日最低気温の平均(℃)
A	8	80	-9.1	K	91	88	-5.7
B	9	71	-9.7	L	184	85	-6.3
C	34	117	-4.3	M	176	80	-6.9
D	25	73	-7.8	N	157	88	-6.3
E	25	71	-9.0	O	395	117	-9.4
F	18	78	-3.7	P	158	120	-5.3
G	59	90	-10.3	Q	148	97	-3.5
H	72	89	-5.1	R	170	103	-5.0
I	57	90	-9.4	S	481	90	-9.0
J	107	73	-7.8	T	447	61	-8.4

※表の数値は、暴露1冬目（2016.11.1～2017.4.30）と暴露2冬目（2017.11.1～2018.4.30）を集計した値の平均



写真-5.1 暴露の様子

る。凍結防止剤の種類は、塩化ナトリウムもしくは塩化カルシウムである。凍結融解日数は、最高気温0°C以上で最低温度0°C未満の日を凍結融解1日と計算すると61~120日/年であった。11月～4月の日最低気温の平均は-3.5~-10.3°Cであった。

5.1.3 暴露方法

写真-5.1に暴露の様子を示す。路面への供試体の設置は走行車両の障害となるため、暴露は道路橋の排水管の真下で行った。はじめに、排水管の真下の敷地に単管パイプで組み立てた架台を設置した。そして、架台に供試体を載せ、排水管の出口から流れ落ちる凍結防止剤を含む路面の融雪水を供試体に与えた。排水管出口から供試体までの距離については、距離が短いと供試体表面に雪が積もったときに排水管出口が雪で塞がれ、路面の排水性に影響を及ぼす恐れがあり、路面管理上の理由から、ある程度の距離を持たせた。融雪水を与える面は打設面とし、打設面以外の5面はエポキシ樹脂でコーティングした。ここでは写真-5.2に示すように養生テープを使用して打設面に高さ約10mmの枠を設け、流れ落ちる融

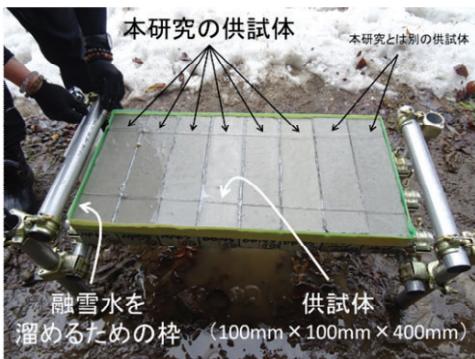


写真-5.2 供試体の設置状況



写真-5.3 スケーリング深さの測定状況

雪水を供試体の打設面全体に行き渡らせ、特定の供試体だけが集中的に損傷することないように配慮した。

5.1.4 測定

暴露開始から1冬および2冬経過後にスケーリング深さと超音波による相対動弾性係数の測定を行った。

(1) スケーリング深さ

写真-5.3 にスケーリング深さの測定装置と測定状況を示す。測定は装置に備わっている先端の尖ったφ4mm のステンレスの棒を供試体の表面にあて、棒の先端がスケーリングで凹んだ部分に入り込んだときの下方への棒の移動量からスケーリング深さを求めるものである。装置にはφ4mm のステンレスの棒が6mm 間隔で9本配置されており、測定はこれらを用いて供試体端部から 50、100、...、350mm 位置の7箇所で行い、計63点の測定値の平均(以下、平均スケーリング深さと記す)を求めた。

(2) 超音波による相対動弾性係数

写真-5.4 に測定状況を示す。相対動弾性係数は周波数 28kHz の超音波測定器を使用して求めた。ここでは、供試体の側面に超音波の発・受振子をあて超音波伝播速度を測定し、2章で示した式(2.1)^⑥、(2.2)により深さ10、50、80mm における相対動弾性係数を求めた。

なお、ここでは、暴露期間中のコンクリートの水和反



写真-5.4 超音波による相対動弾性係数の測定状況

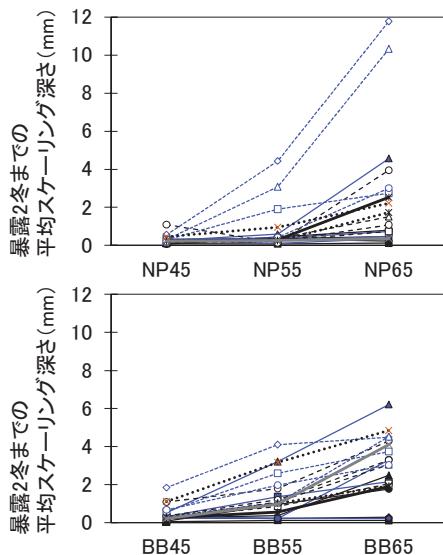
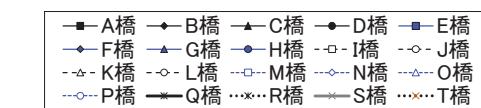


図-5.2 水セメント比と平均スケーリング深さの関係

応の進行による動弾性係数の増進が相対動弾性係数の評価に及ぼす影響を極力排除するため、健全な状態と考えられる供試体の最深位置である深さ 90mm の n 冬経過後の動弾性係数を E_{d0} とした。

5.2 実験結果・考察

5.2.1 平均スケーリング深さに及ぼす水セメント比および使用したセメントの種類の影響

図-5.2 に水セメント比と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示す。橋ごとにみると、水セメント比が大きいほど平均スケーリング深さは大きくなる傾向がみられる。その一方で水セメント比が 65%でも平均スケーリング深さが少ない供試体も一部で確認され、スケーリングの程度は暴露環境によって異なることがわかった。

図-5.3 はセメントの種類の違いが暴露 2 冬までの平均スケーリング深さに及ぼす影響を示している。全

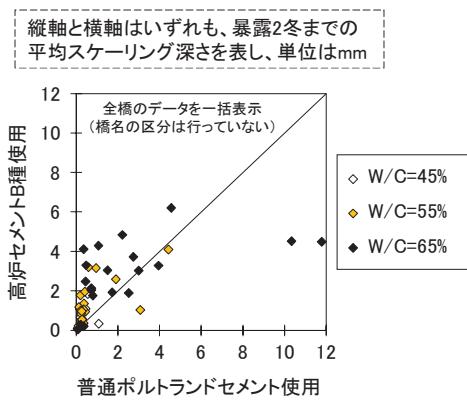


図-5.3 セメントの種類の違いが平均スケーリング深さに及ぼす影響

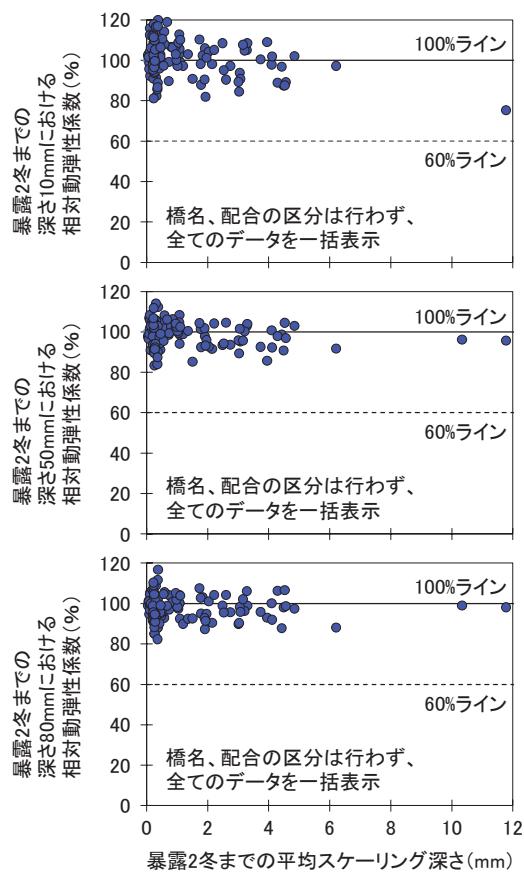


図-5.4 平均スケーリング深さと深さ 10mm、50mm および 80mm の相対動弾性係数の関係

体的に、高炉セメント B 種を使用した方が平均スケーリング深さは大きい傾向にあった。しかし一方で、普通ポルトランドセメントを使用した供試体では高炉セメント B 種を使用した供試体にみられない平均スケーリング深さが 10mm を越えるケースも 2 箇所でみられ、それらはいずれも水セメント比 65% で、高炉セメント B

種を使用した場合に対し約 3 倍の平均スケーリング深さとなっていた。

5.2.2 平均スケーリング深さと相対動弾性係数の関係

図-5.4 は暴露 2 冬までの平均スケーリング深さと深さ 10、50、80mm の相対動弾性係数の関係を示している。なお、スケーリングによって表面が 10mm 以上欠損した供試体では深さ 10mm の相対動弾性係数は測定していない。スケーリングの進行につれて相対動弾性係数が低下する傾向は確認されず、相対動弾性係数はいずれの供試体も 80% 以上であった。5.2.1 でスケーリングは水セメント比と対応することを述べたが、図-5.4 は、スケーリングは多くてもフレッシュコンクリートの空気量が 4.1~5.0%（表-5.1）確保されているのであれば、凍害による内部ひび割れの進展は抑えられるこことを説明している。

5.2.3 暴露 1 冬目と 2 冬目のスケーリングの進行の違い (1) スケーリングの進行状況

図-5.5 は暴露 1 冬目、2 冬目のスケーリングの進行の違いを示している。高炉セメント B 種を使用した供試体は 1 冬目の方がスケーリングは多く発生していた。一方、普通ポルトランドセメントを使用した場合は、1 冬目、2 冬目ともにスケーリングが少ない供試体が多かったが、水セメント比が 55、65% の一部の供試体において 2 冬目にスケーリングが多く発生する結果が得られた。

写真-5.5 は、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比 65% における暴露 2 冬までの平均スケーリング深さが最も大きかった N 橋の下に暴露した供試体の 1 冬、2 冬経過時の外観を示している。表面は概ね全面的にスケーリングしており、一部だけが集中的に激しく損傷している様子はみられなかった。高炉セメント B 種を使用した供試体は、1 冬が経過した時点ではほぼ全面がスケーリングしている。なお、粗骨材の顕著な露出はみられない。一方、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比 55、65% の供試体をみると、1 冬経過時はスケーリングが発生していない健全な面も残っているが、大きなスケーリングも部分的に発生している。この部分では 2 冬目もさらにスケーリングが進行している。加えて、水セメント比が 65% の供試体については粗骨材が全面に露出し、端部には角欠けもみられる。しかし、水セメント比が同じ 65% でも、高炉セメント B 種を使用した 2 冬経過時の供試体については、打設面のスケーリングは進行しているものの、端部の角欠けの程度は普通ポルトランドセメントを使用した供試体に比べると小さい。

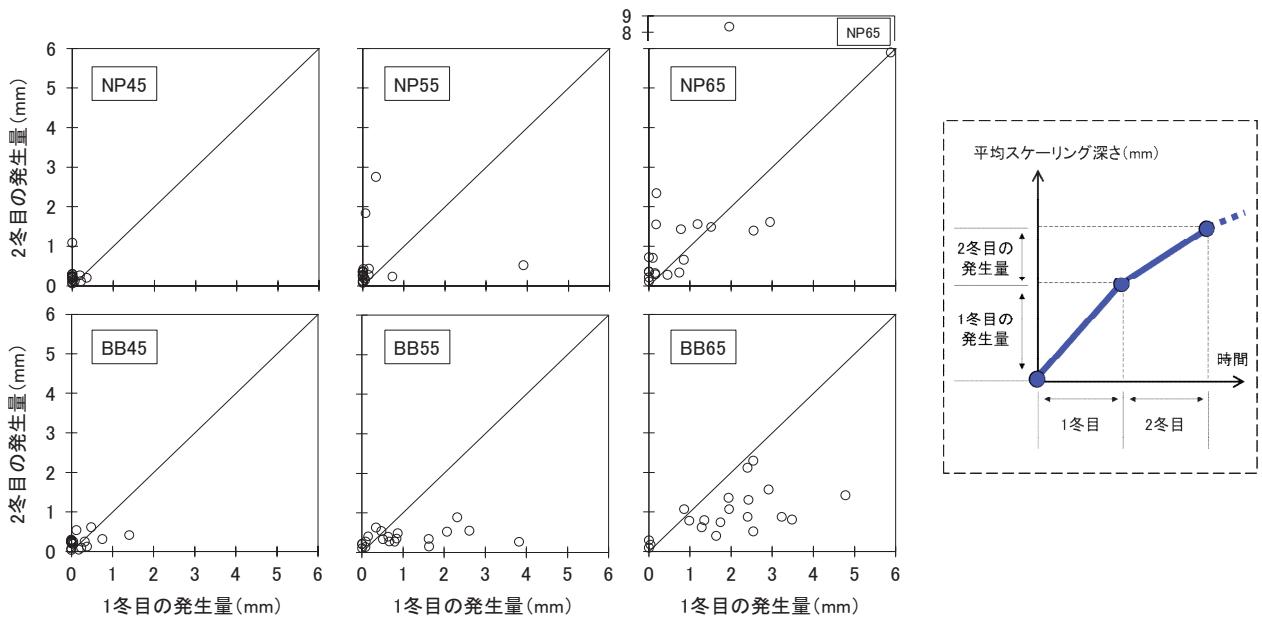


図-5.5 1冬目と2冬目のスケーリングの進行の違い

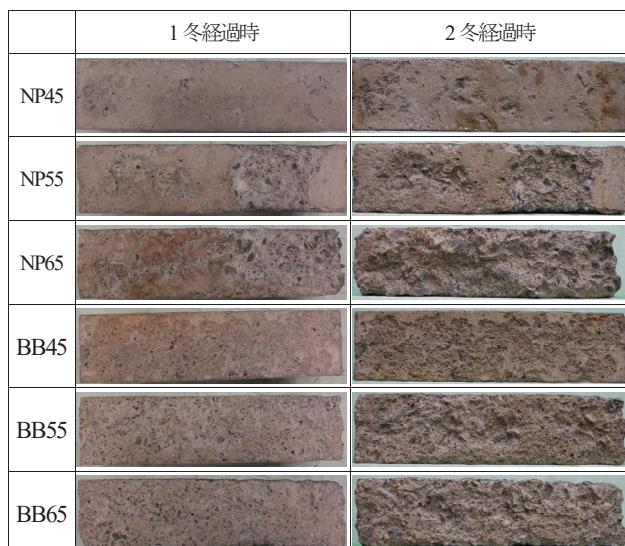


写真-5.5 N橋の下に暴露した供試体の外観

(2) スケーリングの進行に関する考察

打設面は、供試体の中で最も脆弱な面である。著者らは既往の室内実験で、高炉セメントB種を使用するとコンクリート内部の透水性が低くなり、打設面の表層に供給された塩水は深部へ流動しにくくなることから、表層に未凍結水が集中して水圧が高まるためスケーリングが促進されやすいという結果を得ている¹⁴⁾。このことから、高炉セメントB種を使用した供試体は1冬目に脆弱な表層が早期にスケーリングしたために、1冬目の方がスケーリングが多いという結果になったと考えられる。

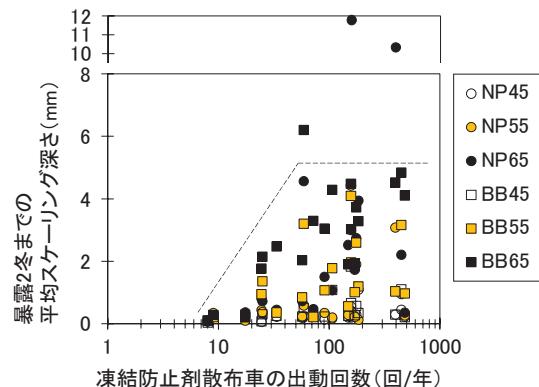


図-5.6 凍結防止剤散布車の出動回数と平均スケーリング深さの関係

また、著者らは既往の室内実験で、普通ポルトランドセメントを使用した場合、コンクリート内部の透水性是比较的高いため、塩水が深部へ流動しやすい状態になりスケーリングは促進されにくいが、その場合でもコンクリート内部で水分が飽和状態のときは深部への塩水の流動性が滞り、一転して表層に未凍結水が集中し、コンクリート組織全体に水が多く含まれていることも相まってスケーリングが増大するという実験結果も得ている¹⁴⁾。このことから、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比55、65%の供試体は、1冬目に部分的に大きくスケーリングした範囲のコンクリート組織が劣化によって飽和しやすい品質状態に変化し、2冬目に大きなスケーリングに至ったと考えられる。

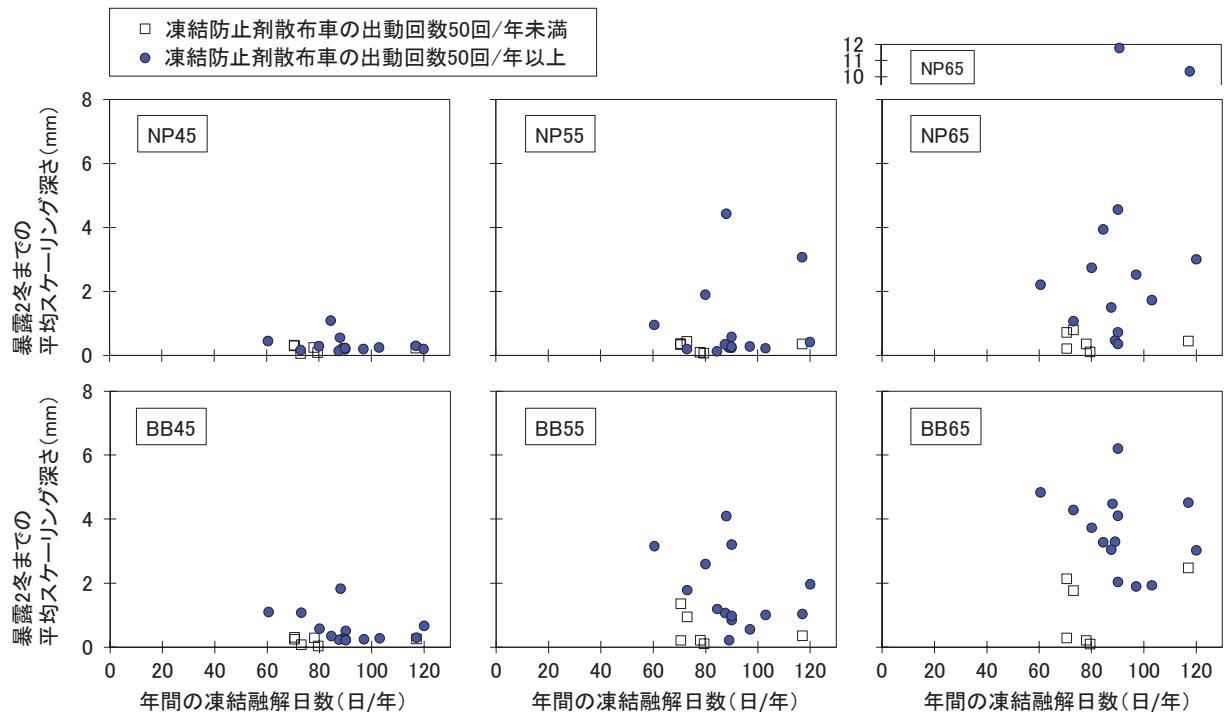


図-5.7 年間あたりの凍結融解日数と平均スケーリング深さの関係

なお、この劣化形態は、普通ポルトランドセメントを使用したすべての供試体で確認されたわけではない。しかし、環境が異なるために遅れて顕在化する可能性もあることから、今後もスケーリングの進行を注視したい。

5.2.4 凍結防止剤散布車の出動回数と平均スケーリング深さの関係

図-5.6に凍結防止剤散布車の出動回数と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示す。出動回数が概ね50回/年未満の環境では、出動回数が多いほど平均スケーリング深さは増加する傾向にある。しかし、出動回数が50回/年以上の環境では明確な比例関係はみられない。

最低気温にもよるが、一般にスケーリングが進行しやすい塩水の濃度は3%前後¹¹⁾とされている。また、凍結防止剤の散布を終えた路面の融雪水の塩分濃度は急速に低下しやすい¹⁰⁾ことも知られている。このことから、凍結防止剤散布車の出動回数が50回/年以上の現場における路面の融雪水は、スケーリングが進行しやすい塩分濃度が持続しやすいと言える。

5.2.5 凍結融解日数と平均スケーリング深さの関係

図-5.7に年間あたりの凍結融解日数と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示す。5.2.4に鑑み、凍結防止剤散布車の出動回数を50回/年未満・以上に分けて整理した。凍結融解日数が同じでも平均スケーリング深

さが乖離しているものが多く、ばらつきが大きい。このことから、年間あたりの凍結融解日数のみではスケーリングに及ぼす環境の影響は適切に評価できないと言える。

5.2.6 冬期の日最低気温の平均と平均スケーリング深さの関係

図-5.8は11月～4月における日最低気温の平均と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示している。出動回数が50回/年以上のプロットに着目すると、スケーリングが進行しやすい高炉セメントB種を使用した供試体では、日最低気温の平均が低い地域ほど平均スケーリング深さが大きい右肩下がりの傾向が得られた。普通ポルトランドセメントを使用した場合も、ばらつきはみられるものの、日最低気温が低い地域において大きな平均スケーリング深さを示した供試体が確認された。

のことから、年間あたりの凍結融解日数が61～120日/年の地域では、日最低気温が低いほど、コンクリートに供給された凍結防止剤を含んでいる融雪水が発する凍結水圧は大きく、スケーリングは促進しやすいと考えられる。スケーリングの進行に及ぼす環境因子として、凍結防止剤散布車の出動回数と日最低気温は重要な指標であることがわかった。この知見は、地域ごとに異なる冬期環境、散布形態にあわせた弾力的な配合設計の実現および対策要否の判定に資すると考えている。しかしな

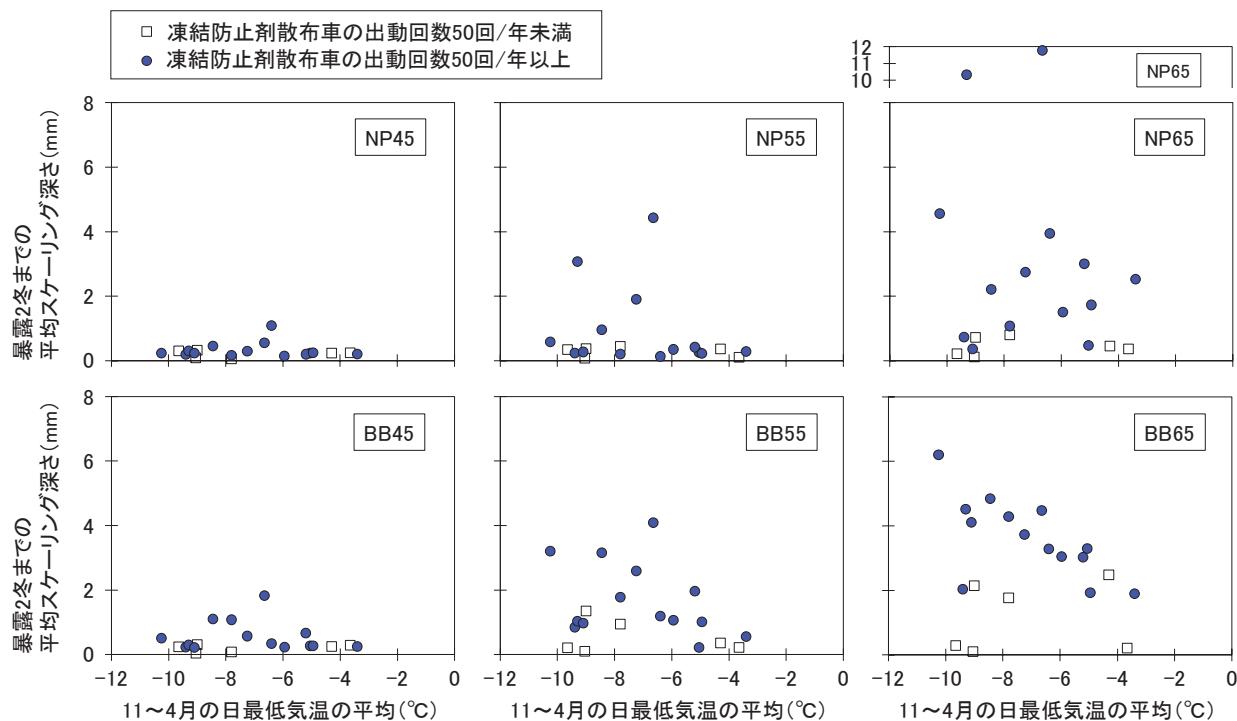


図-5.8 11月～4月における日最低気温の平均と平均スケーリング深さの関係

がら、まだ2冬目の評価であり、今後も追跡調査を続けてデータを積み重ねる必要がある。

5.3まとめ

冬期に凍結防止剤の散布が行われている北海道内の道路橋の下での暴露実験2冬目までに得た知見をまとめると以下のようになる。

- (1) スケーリングの程度は、水セメント比や凍結防止剤散布回数、最低気温によって差が出ていた。一方、相対動弾性係数の低下は極めて軽微であった。
- (2) 凍結防止剤散布車の出動回数と日最低気温は、スケーリングの進行を評価する上で重要な指標である。

6. 実際の環境を考慮したスケーリングに対するコンクリートの耐久性設計法の整備

5章では、北海道内の道路橋の排水管の下に供試体を設置し、2年間の暴露実験の結果をもとに、実環境でのスケーリングの進行は、水セメント比、凍結防止剤散布回数、最低気温によって異なることを述べた。6章では、この暴露実験をさらに続け、4年間の暴露で得たデータをもとに、実際の環境に見合うスケーリングに対するコンクリートの耐久性設計法の整備に向けた検討を行った。

6.1 実験方法

6.1.1 供試体・配合・暴露箇所・実験および測定方法

コンクリートの配合、供試体の寸法は5.1.1と同じで

ある。暴露実験箇所は5.1.2に示す表-5.2のうち、供試体の盗難や護岸工事によって暴露実験が継続できなくなったC橋とD橋を除いた18橋とした。供試体の設置方法は5.1.3、スケーリング深さの測定方法については5.1.4の(1)と同じである。

6.1.2 暴露箇所の環境

暴露箇所の環境について、6章では寒さに関して、長谷川が提唱する最低気温に加えて、凍結融解日数を含めた気温に関する情報、日射量、降水量などの気象作用をもとに寒さの厳しさを表す凍害危険値で表現することとした。凍害危険値は式(6.1)で定義される²⁰⁾。また、長谷川は表-6.1に示すように凍害危険値を6段階に分けて凍害危険度を定め、凍害の予想程度を整理している²⁰⁾。

$$V_F = \left[\sum \{(FT + F \times \mu) \times T\} + I \right] \times c \quad (6.1)$$

ここに、 V_F は凍害危険値、 FT は外気温上の年間の凍結融解日数(日)、 F は外気温上の年間の凍結日数(日)、 μ は日射による融解率、 T は氷点下の温度差による凍害重み係数(なお、文献20)では「 t 」と表示されているが、後述する式(6.2)の「 t 」と区別するため、ここでは「 T 」としている)、 I は凍結日の最低温度を考慮した算出上の補正值、 c は湿潤程度による凍害軽減係数である。

表-6.1 凍害危険値による評価²⁰⁾

凍害危険値	凍害危険度	凍害の予想程度
0~200	0	—
201~500	1	ごく軽微
501~800	2	軽微
801~1100	3	やや大きい
1101~1400	4	大きい
1401~	5	極めて大きい

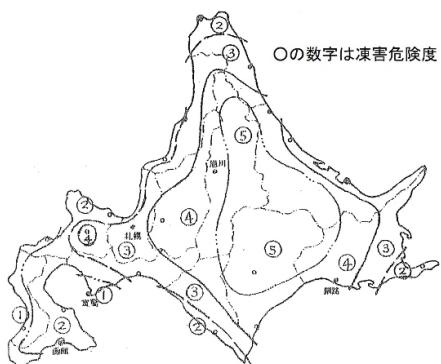
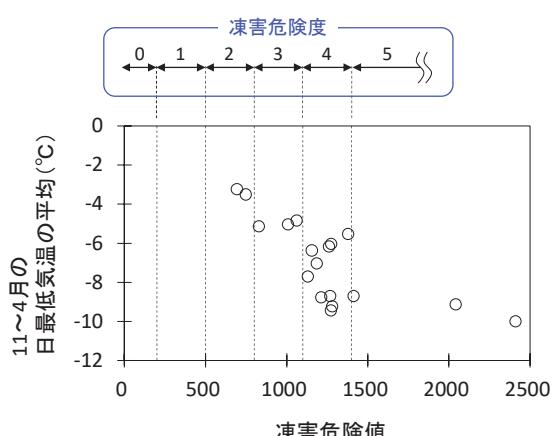
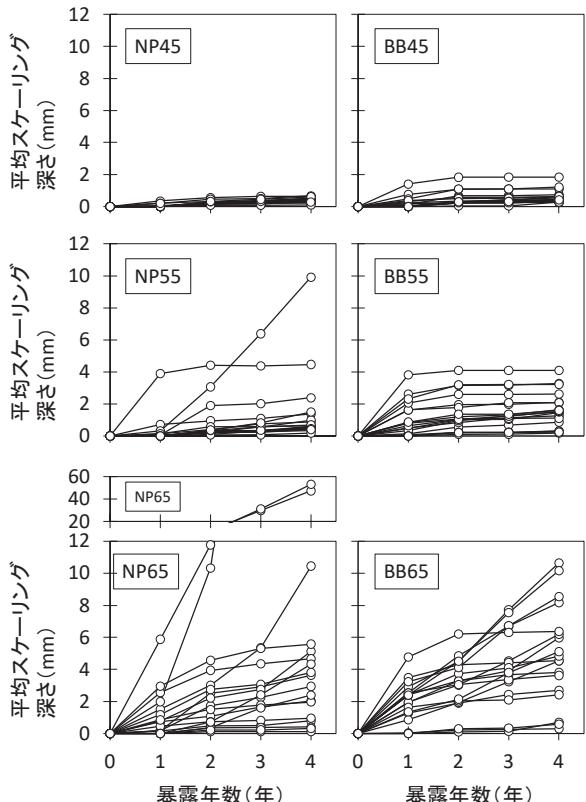
図-6.1 長谷川が作成した北海道の凍害危険度分布図²⁰⁾

図-6.2 暴露実験箇所における凍害危険値と11~4月の日最低気温の平均との関係

図-6.1 は長谷川が作成した北海道の凍害危険度の分布である²⁰⁾。北海道は凍害危険度0の地域がなく、1~5の地域が万遍なく存在し、厳しい環境にあることがわかる。図-6.2 は、すべての暴露実験箇所における凍害危険値と11~4月の日最低気温の平均との関係を調べたものである。凍害危険値の大きい暴露実験箇所ほど、冬期の日最低気温は小さい傾向にあった。

凍結防止剤の散布環境については、5章に同じく凍結防止剤散布車出動回数（往復散布1回（往路と復路で1回ずつ散布））を出動1回）で表すこととした。

図-6.3 平均スケーリング深さの経年変化
(全箇所一括表示)

6.2 実験結果・考察

6.2.1 平均スケーリング深さの経年変化

図-6.3 に平均スケーリング深さの経年変化を示す。図には18箇所すべての結果を配合ごとに一括表示している。水セメント比が大きい供試体ほどスケーリングが進行している傾向にあった。水セメント比が同じケースを見比べると、全体的に高炉B種を使用した方がスケーリングは進行しているように見受けられる。その一方で、普通ポルトを用いた水セメント比65%において、暴露1~2年以降、2年間で平均スケーリング深さが約50mmに急増し、写真-6.1 に示すように供試体の半分以上が崩壊し、同じ現場に曝した水セメント比が同じ65%の高炉B種を使用した供試体よりスケーリングが進行したケースが2箇所で確認された。

図-6.4 に示すように、高炉B種を使用すると、コンクリートの透水性は小さくなるため、表層へ供給された水は深部へ流動しにくく、そのまま表層に蓄積され、凍結時に生じる水圧が表層に集中するためスケーリングが促進されやすくなる²¹⁾。一方、普通ポルトを使用すると、表層から深部への水の移動が生じやすいため表層では水圧が高まりにくく、スケーリングの進行は一般に緩やか

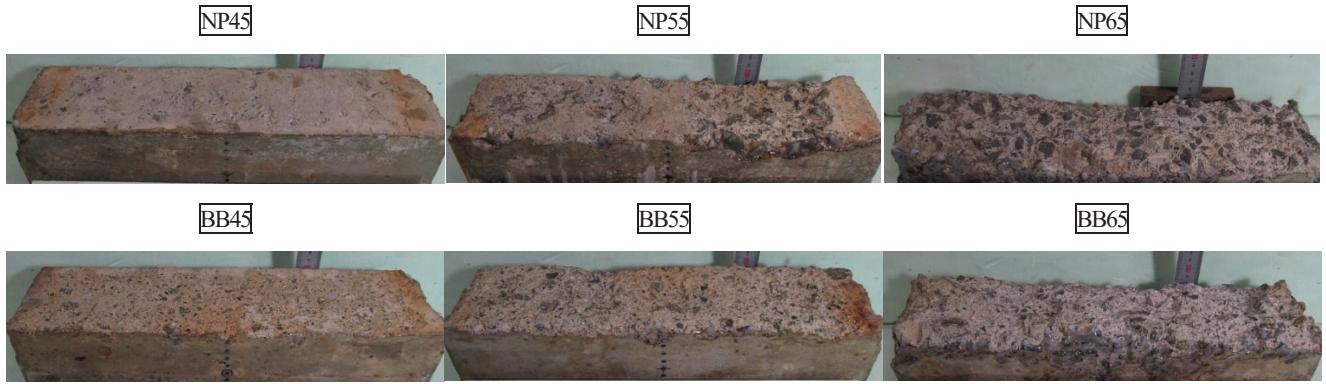


写真-6.1 暴露4年を経たN橋(表-5.2)に曝した供試体
(普通ポルト供試体はNP45とNP55はペーストが残存し、N65は大きく崩壊)

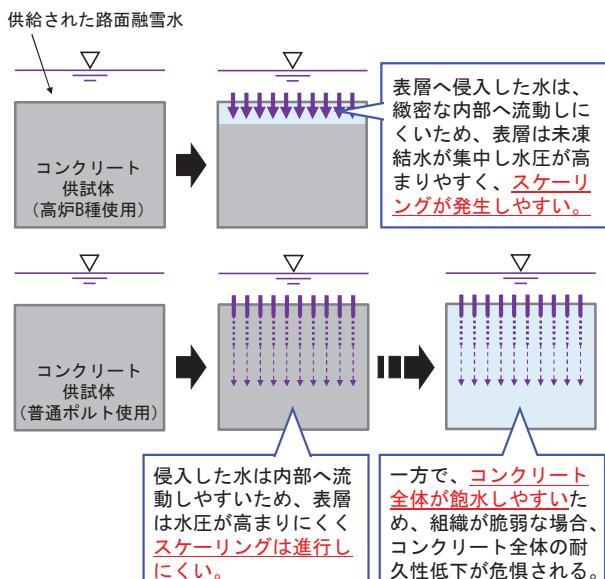


図-6.4 セメントの種類によるスケーリングの進行の違い

である²¹⁾が、この2箇所のNP65は暴露1~2年でひび割れの発生などで透水性がさらに高まり、全体が飽和しやすい状態へ変化し、水セメント比が大きいことも相まって、急速に崩壊に至ったと考えられる。

6.2.2 暴露環境と平均スケーリング深さの関係

(1) 凍結防止剤散布車出動回数の影響

図-6.5に凍結防止剤散布車出動回数と4年暴露後の平均スケーリング深さの関係を示す。5章において、出動回数が50回/年以上の環境と50回/年未満の環境ではスケーリングの程度が異なり、50回/年以上の環境では散布車出動回数によらずスケーリングが大きく、路面の融雪水はスケーリングが発生しやすい塩分濃度が持続しやすい考察を述べた。そこで、6章でも50回/年前後に着目してスケーリングの発生状況の違いを調べた。水のかかり方や現場の違いによるばらつきは見受けられるが、

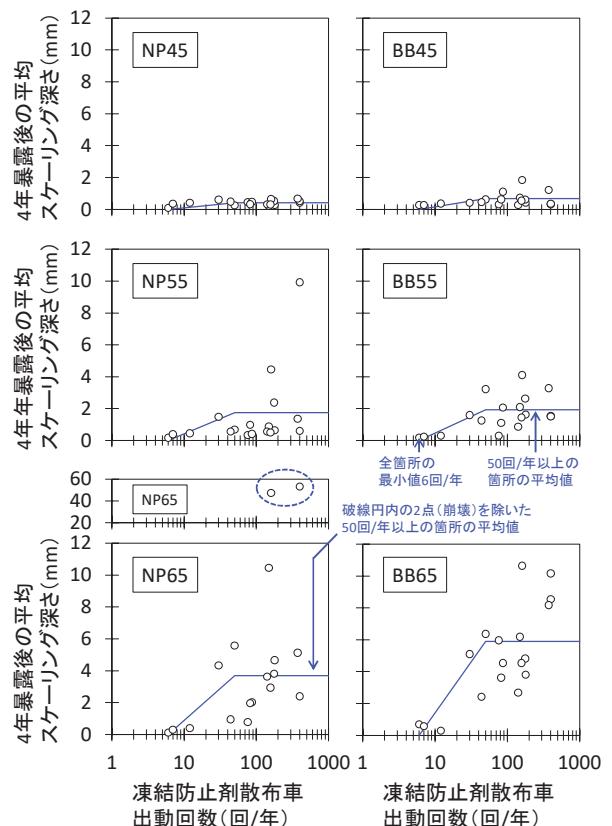


図-6.5 凍結防止剤散布車出動回数と4年暴露後の平均スケーリング深さ

全体的に4年暴露後も同様の傾向が示された。

(2) 液害危険値の影響

図-6.6は、スケーリングが大きかった凍結防止剤散布車出動回数が50回/年以上の箇所を対象に、液害危険値と4年暴露後の平均スケーリング深さの関係を整理したものである。また、表-6.2は液害危険値を液害危険度(表-6.1)ごとに区分し、それぞれの区分ごとに図-6.6のデータの平均を求めたものである。

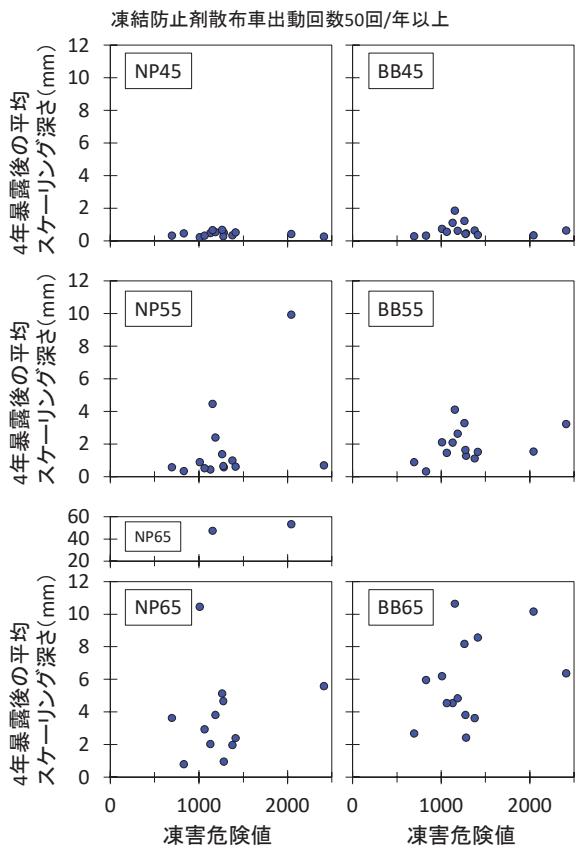


図-6.6 凍害危険値と4年暴露後の平均スケーリング深さ
(凍結防止剤散布車出動回数は50回/年以上)

表-6.2 凍害危険値ごとに整理した図-6.6のデータの平均

凍害危険値	凍害危険度	図-6.6のデータの平均 (mm)					
		NP45	NP55	NP65	BB45	BB55	BB65
~800	2以下	0.3	0.6	3.6	0.3	0.9	2.7
801~1100	3	0.3	0.6	4.7	0.5	1.3	5.6
1101~1400	4	0.5	1.6	9.4	0.9	2.3	5.4
1401~	5	0.4	3.7	20.4	0.4	2.1	8.4

全体的に、凍害危険値が大きい暴露実験箇所ほど、大きな平均スケーリング深さが記録されやすい傾向にあつた。このことから凍害危険値は、凍結防止剤を含む融雪水が作用する環境下で発生するスケーリングの進行とも関係があると考えられる。

6.2.3 立地環境を考慮したスケーリングに対するコンクリートの耐久性設計に関する各種考察

ここで、スケーリングの進行と関係のある凍結防止剤散布車出動回数と凍害危険値の2つに着目し、取得したデータの範囲で立地環境を考慮したスケーリングに対するコンクリートの耐久性設計について考察する。

(1) スケーリング進行予測式

考察は、耐寒材料チームが開発し、2018年発刊の土木学会コンクリート標準示方書「維持管理編」の改訂資

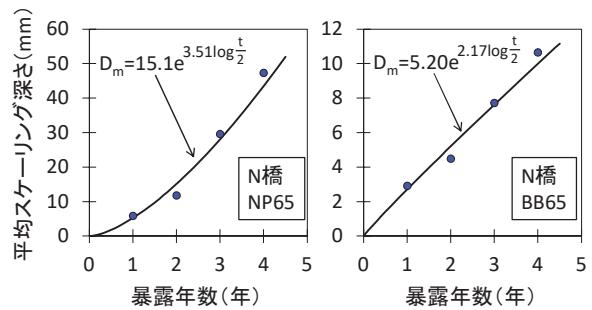


図-6.7 スケーリング進行予測式の導出の一例（縦軸のレンジはデータにあわせて設定している）

料²²に掲載された次式のスケーリング進行予測式により行った。

$$D_m = ae^{b \log \frac{t}{A}} \quad (6.2)$$

ここに、 D_m はスケーリングの程度を定量的に表す指標（スケーリング量、スケーリング深さなど）、 t は凍結融解履歴（サイクル、供用年数など）、 A は t を無次元化させるための係数（一般に最長経過期間の $1/2$ ）、 a 、 b は係数である。

図-6.7に一例としてN橋に暴露したNP65、BB65の供試体におけるスケーリング進行予測式を示す。 D_m は平均スケーリング深さ、 t は暴露年数とし、 A は最長経過年数4年の $1/2$ の 2 としている。この場合、NP65は $a=15.1$ 、 $b=3.51$ 、BB65は $a=5.20$ 、 $b=2.17$ となる。

(2) スケーリング進行予測式の係数 a 、 b と環境・配合条件との関係の解析・整理

18橋に暴露した全ての供試体を対象に、式(6.2)の A を 2 とし、現場で取得したスケーリング深さのデータを式にフィッティングさせて、18橋全配合のスケーリング進行予測式を導出し、係数 a と b の関係を調べた。図6.8に全ての供試体のスケーリング進行予測式の係数 a と b の関係を示す。

平均スケーリング深さの絶対量と関係のある係数 a は $0\sim16$ の範囲に広く分布していた。水セメント比65%に関しては、 $a=10.6$ および 15.1 の2点は供試体の半分が急速に崩壊したNP65の2箇所(図-6.3、写真-6.1)で、これ以外の顕著な崩壊に至っていない供試体については $0\sim6$ の範囲に分布していた。

スケーリング進行予測式のグラフの概形と関係のある b をみると、 a が 0.3 より大きい場合は a によらず概ね $1\sim2$ 前後の範囲に収束していた。しかし、 a が 0.3 以下の場合は $0\sim6$ の範囲に広く分布していた。今回の暴露実

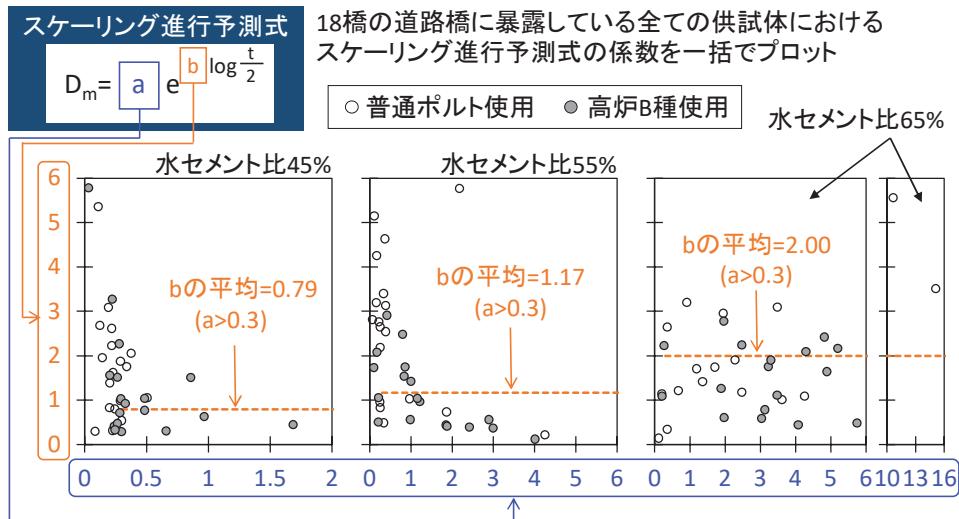


図-6.8 暴露した全ての供試体（18橋×6配合＝計108プロット）のスケーリング進行予測式の係数aとbの関係

験では、スケーリングの進行が非常に緩やかで、各年のスケーリング深さの測定値が4年間を通じて極めて小さい（ a が極小）場合、初期（1～2年目）と最終の4年目の測定値は、絶対差は僅かも、比で表すと4年目の方が小さく表示されるケースもあれば、逆に大きく表示されるケースもあった。前者は変化の割合が経年に減少する概形のグラフ（ b が小さい）となるが、逆に後者は変化の割合が経年に増加する概形のグラフ（ b が大きい）となり、このこともあって b の大小傾向がばらついたと思われる。

そこで、スケーリングの進行が比較的大きく、 b のばらつきが全体的に小さくなる $a>0.3$ の範囲を対象に、 b の平均を求めた。その結果、水セメント比45%は0.79、55%は1.17、65%は2.00であった。なお、 b に及ぼす使用セメントの影響については明確な傾向が見受けられなかった。

(3) 設計段階でのスケーリング進行予測の実施に関する考察

本項では新設部材を想定し、設計段階でのスケーリング進行予測の実施について考察する。

図-6.9は、前項をもとに整理した b ($a>0.3$ の範囲の値の平均)と水セメント比の関係である。 b は、いずれの水セメント比でも0以上となるよう、相関係数が最も大きい指数関数で回帰し、式(6.3)で表すこととする。

$$b = 0.1e^{0.05W/C} \quad (6.3)$$

ここに、 W/C は水セメント比(%)である。

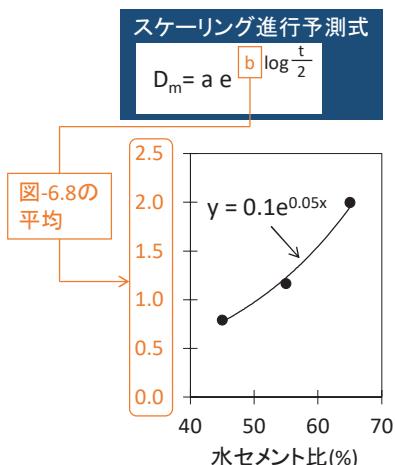


図-6.9 スケーリング進行予測式の係数bと水セメント比の関係

a は凍結防止剤散布車出動50回/年以上・未満にわけて整理する。平均スケーリング深さが水セメント比、セメントの種類、凍害危険値の影響を受ける（図-6.6、表6.2）ことに鑑みて a と凍害危険値、水セメント比の大凡の関係を調べた図-6.10より式(6.4)で表すこととする。

$$\begin{cases} a = m \cdot V_F \\ m = p \cdot e^{q \cdot W/C} \end{cases} \quad (6.4)$$

ここに、 V_F は凍害危険値、 W/C は水セメント比(%)、 m 、 p 、 q は回帰分析によって出力される係数である。

A は、前述の通り2とする。

これらを総合すると、設計段階においてスケーリング

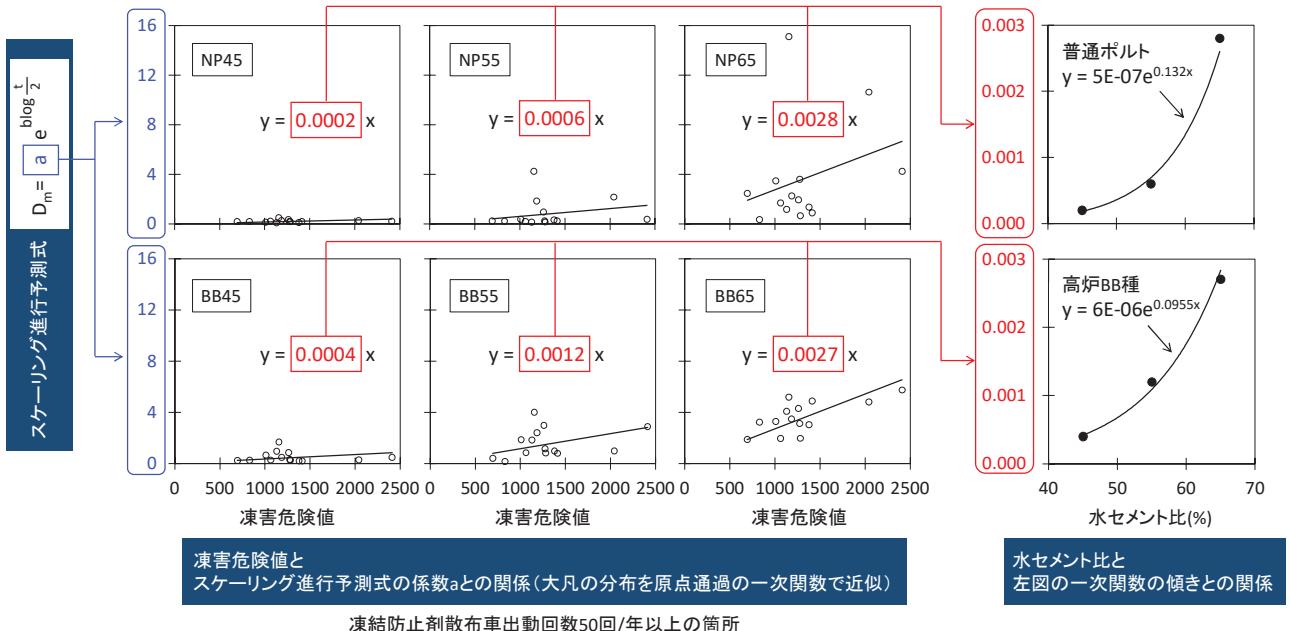


図-6.10 スケーリング進行予測式の係数aと凍害危険値・水セメント比の大凡の関係(出動回数50回/年以上)

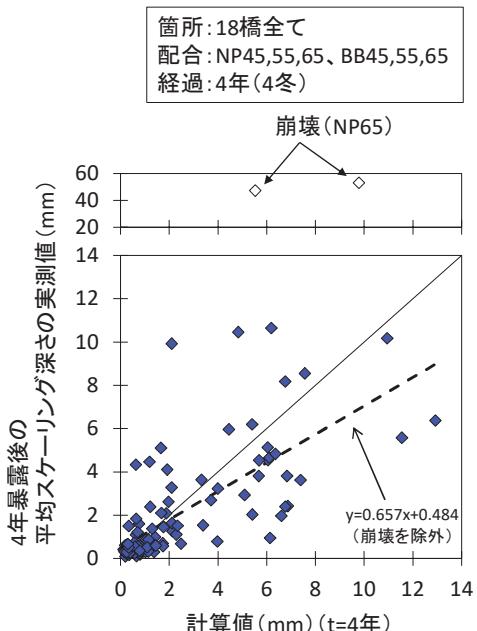
表-6.3 設計段階でスケーリングの進行を予測する場合のスケーリング進行予測式(式(6.2)の係数a、b、A)

a	b	A	
$p \cdot e^{q \cdot W/C} \cdot V_F$	$0.1e^{0.05W/C}$	2	
ここに、W/C:水セメント比(%) (45≤W/C≤65)	ここに、W/C:水セメント比(%) (45≤W/C≤65)		
V_F :凍害危険値			
p、q:下表に示す値			
使用セメント	凍結防止剤散布車出動回数	p	q
普通ポルト	50回/年以上	0.0000005	0.132
	50回/年未満	0.00002	0.041
高炉B種	50回/年以上	0.000006	0.096
	50回/年未満	0.00002	0.056

- 【条件】
- 空気量は4.5%
 - 供用開始時のコンクリート表面は乾燥状態
 - 環境作用を受けるコンクリート面は上向きで、コンクリート面は滞水しやすい
 - 想定する凍害形態はスケーリングのみ
(崩壊は対象外)

の進行を式(6.2)で予測するときの係数a、b、Aは、それぞれ表-6.3のようになる。なお、p、qに関しては、出動回数50回/年以上(図-6.10)に加えて、50回/年未満について調べた値もあわせて示している。

図-6.11は、表-6.3に示す係数をもとに式(6.2)で求め

図-6.11 計算値と平均スケーリング深さの実測値
(暴露4年目を対象に評価)

た暴露4年目の計算値と、平均スケーリング深さの実測値を比較したものである。回帰式の傾きは1を下回っており、劣化調査データがない新設段階でも、立地環境や配合などの条件から係数を設定し、スケーリングの進行を概ね安全側に予測することは可能と考えられる。

なお、今回の暴露実験では、2箇所のNP65の劣化形

ASTM C 672 規定の目視評価（点） ¹⁸⁾		
本研究での目視評価（点）		
	コンクリートの外観	状態
0.0		スケーリングなし
1.1		粗骨材の露出なし、深さ3mm以下の剥離
2.2		1点と3点の中間程度の剥離
3.3		粗骨材がいくつか露出する程度の剥離
4.4		3点と5点の中間程度の剥離
5.5		粗骨材が全面露出する程の激しい剥離(露出のみ)
6.6		粗骨材が全面露出する程の激しい剥離(表面凹凸大)

写真-6.2 スケーリングの目視評価

態がスケーリングから途中で急速な崩壊に転ずる挙動が確認された。しかし、設計段階で崩壊に転ずる時期を求ることは難しいため、予測に先立ち、あらかじめ水セメント比の上限を定めることが望ましいと思われる。

(4) スケーリング抑制のための水セメント比の設定に関する考察

スケーリングの評価方法としては、写真-6.2 に示す ASTM C 672 で規定された目視評価¹⁸⁾がある。図-6.12 は、4 年間に取得したすべての暴露実験データをもとに整理した平均スケーリング深さと目視評価の関係である。なお、ASTM C 672 は「粗骨材が全面露出する程の激しい剥離」を最高の 5 点としているが、本研究では同じ 5 点でも粗骨材の露出のみと、粗骨材が広範に亘り欠落して表面に大きな凹凸が生じた状態では差が大きいと考え、後者の状態を 6 点として整理している。

スケーリング深さの維持管理限界については、未だ具体的に明らかとなっていないが、ここでは、ペーストが残存する写真-6.2 の目視評価 4 点の状態を維持管理限界

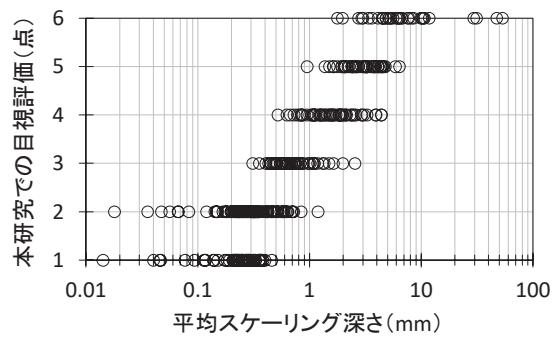


図-6.12 平均スケーリング深さと目視評価の関係

とし、目視評価 4 点における平均スケーリング深さの平均 1.5mm (図-6.12) を維持管理限界と仮定する。ここで、部材の使用予定期間終了後のスケーリング深さを 1.5mm 以内におさえるための水セメント比の設定について考察する。

考察は、下記の手順で行った。

- 1) はじめに、式(6.2)で示したスケーリング進行予測式の D_m に 1.5 を入力する。
- 2) 次に、式(6.2)の a 、 b 、 A に、表-6.3 で示した値をそれぞれ入力する。
- 3) これにより、式(6.2)の変数は、年数 t 、水セメント比 W/C 、凍害危険値 V_F の 3 つとなる。

ここで、上記 3)に関して、水セメント比 W/C を変化させ、凍害危険値 V_F ごとに年数 t を求める要領で、 W/C と t の関係を調べたものが図-6.13 である。

ここでは崩壊の危険性に配慮し、水セメント比の上限を 55%とした。この図をもとに、使用予定期間中はスケーリング深さを許容上限以内に抑えるための水セメント比の設定の考え方を概念的に示したものが図-6.14 である。平均スケーリング深さを 1.5mm 以内に抑えるための水セメント比は、使用するセメントの種類や凍害危険値、ならびに凍結防止剤の散布状況によって異なるが、例えば、部材の使用予定期間が 100 年で、使用セメントが高炉 B 種、凍結防止剤散布車出動回数が 50 回/年以上の場合、図-6.13 の右上のように、コンクリート構造物が曝される現場の凍害危険度が 1 であれば水セメント比は約 49% (1 の下限、凍害危険値 500)、2 なら約 46% (2 の下限、凍害危険値 800) といったように、実際の環境条件に鑑みた適切な水セメント比を合理的に設定することができる。凍害危険度が 3 以上の地域に関しては、水セメント比は 45%以下となり、厳しい設計が求められることになる。しかし一方で、水セメント比の過度に小さくすることは、施工性の低下、水和熱による温度上昇、

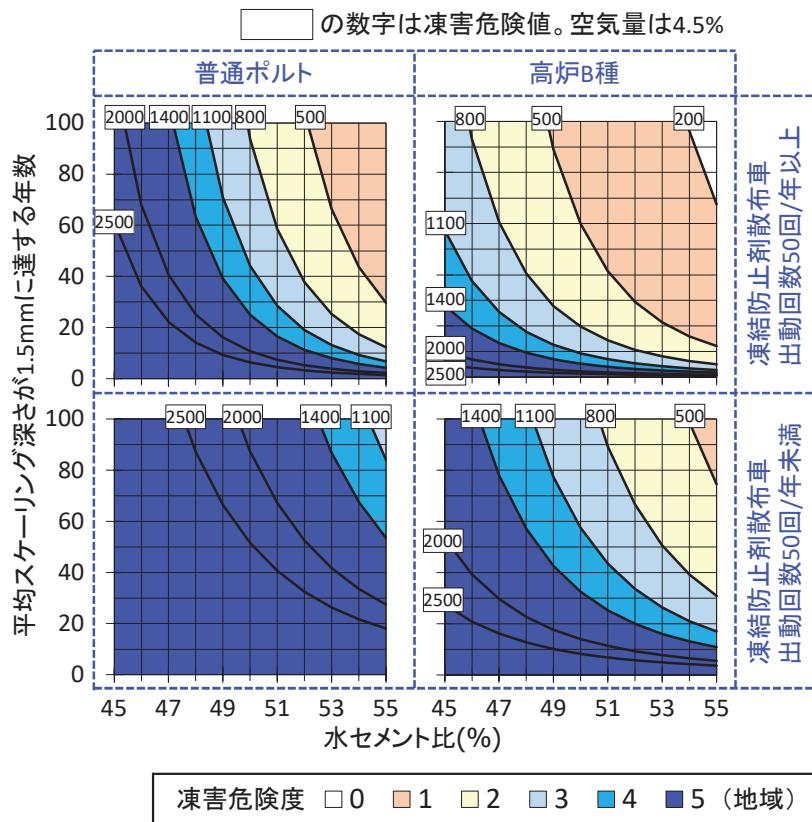


図-6.13 スケーリング進行予測式に基づく平均スケーリング深さが1.5mmに達する時期と配合・環境条件との関係

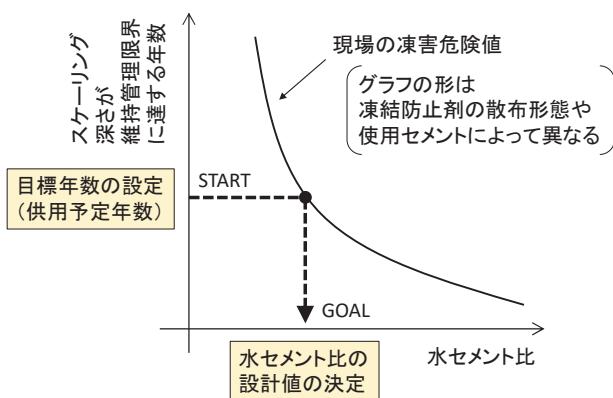


図-6.14 スケーリング抑制の観点からの適切な水セメント比の設計値の決定概念

過度に不経済となる設計が懸念される。このため、水セメント比を45%程度とすると同時に、凍結防止剤が含まれる融雪水との接触を抑える対策、例えば、桁間からの漏水を絶対的に抑える技術の適用や、水が滞留しにくく、供給形態がスプラッシュ程度であればシラン系表面含浸材との併用を検討することも望ましいと考えられる。

現在、水セメント比は最大値しか設定されていないことが多く^{例えば2)}、スケーリング抑制の観点から適切な水セ

メント比を設定する方法は整備されていない。図-6.13は、その改善に資することが期待される。

6.3 まとめ

北海道内の18橋の道路橋の排水管の下に供試体を設置し、4年間の暴露実験の結果をもとに、実際の環境に見合うスケーリングに対するコンクリートの耐久性設計法の整備に向けた検討を行った。得られた知見をまとめると以下になる。

- (1) 凍結防止剤散布環境下では、凍害危険値が大きい箇所ほどスケーリングが進行しやすい。
- (2) セメントの種類、凍結防止剤散布回数、凍害危険値をもとに、所定の期間、スケーリングを抑制するための適切な水セメント比の設定の考え方を示した。

参考文献

- 1) 北海道開発局道路設計要領、第3集橋梁、第2編コンクリート、p.3-コ7-5、2016.4
- 2) 文献1), p.3-コ2-4
- 3) 土木学会:コンクリート標準示方書解説【昭和42年版】、p.32、1967.7
- 4) 土木学会:昭和31年土木学会制定コンクリート標準示方

- 書解説, p.26, 1958.12
- 5) 気象庁アメダス
 - 6) 緒方英彦, 服部九二雄, 高田龍一, 野中資博: 超音波法によるコンクリートの耐凍結融解特性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1563-1568, 2002.6
 - 7) 山下英俊: コンクリート構造物の凍害の劣化評価と予測に関する研究, 北海道大学学位論文, pp.116-121, 1999.3
 - 8) 依田彰彦: 技術フォーラム「資源の有効利用とコンクリート」(第5回) 高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート, コンクリート工学, Vol.34, No.4, pp.72-82, 1996.4
 - 9) Pigeon, M. and Pleau, R. : Durability of Concrete in Cold Climates, E&FN SPON, pp.16-17, 1995.
 - 10) 佐野弘: 定置式凍結防止剤自動散布装置の研究開発, 福井県雪対策・建設技術研究所年報「地域技術」第14号, 第1編調査研究報告, pp.20-27, 2001.7
 - 11) Verbeck, G. J. and Klieger, P. : Studies of Salt Scaling of Concrete, Highway Research Board, Bulletin, No.150, pp.1-13, 1957.
 - 12) 高木典彦, 遠藤裕丈, 成田徳昌: 凍結防止剤散布路線でのコンクリート暴露実験1 冬目の評価(1) -表面塩化物イオン量の設定方法に関する検討-, 第61回(平成29年度)北海道開発技術研究発表会発表概要集, 2018.2
 - 13) Valenza II, J. J. and Scherer, G. W. : Mechanism for Salt Scaling, J. Am. Ceram. Soc., Vol.89, No.4, pp.1161-1179, 2006.
 - 14) 遠藤裕丈: 凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究, 北海道大学博士学位論文, 2011.3
 - 15) 宮本修司, 佐藤圭洋, 徳永ロベルト: 凍結防止剤の室内凍結試験について -凍結防止剤の種類, 濃度及び温度と氷の凍結状態との関係-, 第52回(平成20年度)北海道開発技術研究発表会, 2009.2
 - 16) 長谷川寿夫, 藤原忠司: コンクリート構造物の耐久性シリーズ「凍害」, 技報堂出版, p.23, 1988.2
 - 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋・コンクリート部材編, p.71, 2017.11
 - 18) American Society for Testing and Materials: Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals
 - 19) 国土地理院
 - 20) 長谷川寿夫: コンクリートの凍害に対する外的要因の研究, 北海道大学学位論文, p.131, 1974.12
 - 21) 遠藤裕丈, 田口史雄, 名和豊春: スケーリングの進行性に及ぼす凍結融解を受けるまでの期間の暴露環境の影響, 土木学会論文集E, Vol.66, No.3, pp.348-365, 2010.9
 - 22) 土木学会: 2018年制定コンクリート標準示方書「維持管理編」改訂資料, p.39, 2018.10

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.2 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（スケーリング劣化）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）
研究担当者：安中新太郎、島多昭典、嶋田久俊、吉田行、遠藤裕丈、長谷川諒

【要旨】

積雪寒冷地では、凍塩害によるコンクリートのスケーリング劣化が問題となっているが、現在行われている点検では劣化程度を目視で判断しているため個人差が生じやすい。また、安全面や人材不足の観点から将来的に点検作業は機械による撮影で行われることが想定される。そうした中、本研究では、劣化したコンクリートの写真から点群データを作成し、スケーリング量の定量化を行う技術について検討を行っている。令和2年度はフリーソフトのみを用いて写真からコンクリートのスケーリング量を算出する方法を検討した。

キーワード：スケーリング、点群データ、レーザースキャナー、画像合成

1. はじめに

積雪寒冷地のコンクリート構造物は凍結融解作用に加えて融雪剤等による塩害との複合劣化によるスケーリング劣化が多発している。しかし、5年に1度の橋梁点検では目視で劣化程度を判断しているためスケーリングについては個人差が生じやすい。また、人材不足や安全面の観点から今後は機械による撮影画像をもって目視点検に代替できるようになることが想定される。加えて情報処理技術の発達により、近い将来には竣工時と点検時のデータを比較して劣化程度を把握できる可能性がある。これにより、劣化程度を判断する際の個人差をかなり小さくすることができるとともに、今後の対策も立てやすくなる。

そこで本研究では劣化したコンクリートの写真から点群データを作成し、劣化程度を定量的に求める方法の提案を目的とした。

2. 画像合成処理による劣化コンクリートの表面形状の把握

2. 1 検討方法

写真-1に対象としたコンクリート壁の写真を、図-1に測定範囲の概略図を示す。今回、フリーソフトのみを用いてコンクリート表面の形状を把握する手法を構築することとし、比較対象にはレーザー変

位計を用いた。レーザー変位計の測定位置を明確にするため青と白の模様を用いたマーカーを設置し、レーザー変位計はマーカーの中心を通過する様に測定を行った。比較対象範囲は写真-1の赤線部分とした。

2. 2 画像合成による点群データ作製

図-2に写真から点群データを求めた処理の概略を示す。始めに、測定範囲の撮影を行った。撮影は

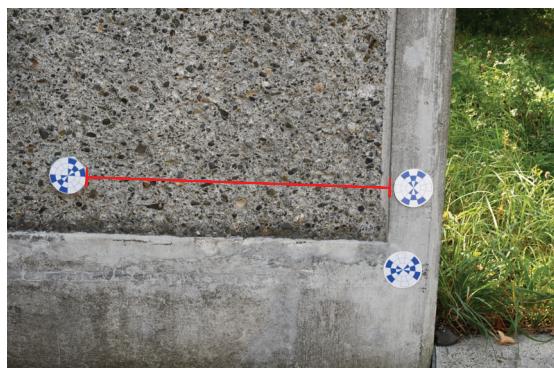


写真-1 劣化したコンクリート壁

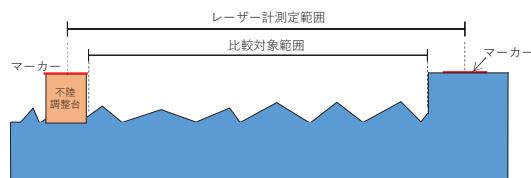


図-1 測定範囲の概略図

対象からなるべく等距離で行い、可能であれば角度を変えて行う。次に、画像処理ソフト「Regard3D」を用いて画像合成し、点群データを作成した。これを、点群編集ソフト「MeshLab」を用いて整理、変換、補間し、処理可能な点群データに最適化した。最後に、プログラミング言語 gawk を用いて自作したコマンドから「マーカーの抽出」、「マーカーの重心計算」、「スケール倍率の算出、変換」、「フィッティング面の算出」、「基準軸へのフィッティング」、「XY 軸を正方形格子座標へ補間」、「軸座標データの抽出」を行い、比較対象となるマーカー間の点群データを求めた。合成後の画像を図-3 に示す。

なお、今回の撮影は比較範囲の約 80cm を含む面を 30 枚程度撮影し、撮影対象に対して正面からの撮影のみで行った。撮影にはカメラ：Nikon D7500 とレンズ：AF-S DX NIKKOR 18-55mm 1:3.5-5.6G を用いた。ラップ率は 70～80% 程度を意識して撮影を行った。

2. 3 レーザー変位計による測定

写真-2 にレーザー変位計の測定状況を示す。レーザーセンサーには、センサーへッド IL-S100、アンプユニット IL-1000 を使用し、横方向の移動にはワイヤーセンサー：DTP-D-1KS を用いてデータロガー：EDX-1500A により計測を行った。測定は右のマーカーを始点とし、サンプリング周期 50Hz で 3 往復の計 6 回測定を行い、平均値に最も近い結果を比較対象に採用した。

2. 4 点群座標とレーザーの比較

図-4 にマーカー中心間の点群データ（画像合成）とレーザー変位計（レーザー）による表面形状の比較を示す。X 軸は右側のマーカーの中心を 0 とし左方向を + としている。また、Z 軸は写真-1 の奥行き方向を - として示している。赤破線で示した範囲が比較対象であり、点群データはレーザースキャナーより僅かに + 側に示される傾向があることが解ったが、レーザースキャナーと同等の結果を得ることができた。

2. 5 まとめ

自作したコマンドを用いて写真からレーザースキャナーと同等の表面形状の測定結果を得られる手法を示すことができた。今後は劣化したコンクリートのスケーリング量の定量化を行うとともに、カメラの性能や撮影距離の影響を確認してなるべく汎用的な方法を検討していく。

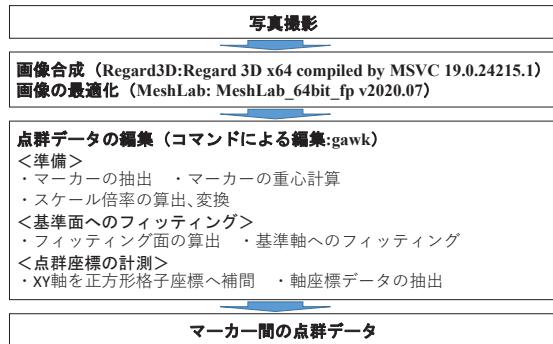


図-2 撮影画像から点群データ作製の流れ

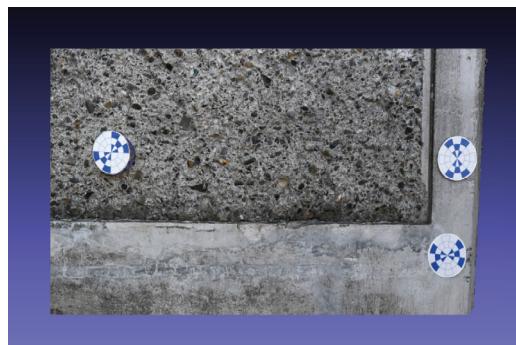


図-3 合成画像



写真-2 測定状況（レーザー変位計）

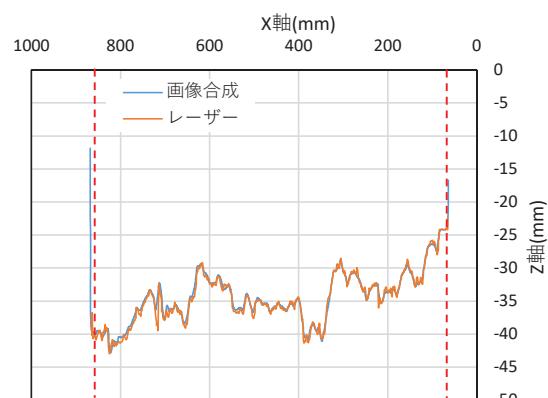


図-4 点群データとレーザー変位計の比較

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.3 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（橋梁）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造）、
寒地保全技術研究グループ（耐寒材料、寒地道路保全）
研究担当者：安中新太郎、今野久志、佐藤京、中村拓郎、
島多昭典、菊田悦二、林田宏、
丸山記美雄、星 卓見、上野千草

【要旨】

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。本研究は、凍害等により複合劣化した橋梁床版の劣化損傷特性を踏まえた性能評価手法を構築することを目的とする。

令和元年度までに、北海道において45年間供用された凍害を含む複合劣化の進行が疑われたRC床版の劣化状況を把握するための各種調査、水平ひび割れ等による耐荷性・耐久性への影響を明らかにするための静的破碎剤を用いて水平ひび割れ等を模擬的に導入したRCはり部材の載荷試験、層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価することを目的に49年間供用された実橋床版を用いた各種載荷試験、複合劣化とRC床版の耐力との関係を検討するための凍害を受けたRC床版の静的載荷試験等を実施した。また、RC床版から採取したコアに非破壊手法である超音波法を適用することで層状ひび割れの発生および発生深さを調査する方法について検討している。さらに、橋面舗装からRC床版に水が浸入する経路や原因を整理し、長期的に水の浸入を防ぐための目地材料の性能評価方法について検討した。橋面舗装に設置されている目地材の損傷に関しては、現状を把握するため実橋における現地調査を行った。

令和2年度には、実橋から切出した床版試験体を用いた輪荷重走行試験によって、層状ひび割れの存在が床版の疲労耐久性に及ぼす影響を検討した。また、凍害劣化の進行に伴うRCスラブの耐力低下を実験的に確認した。さらに、舗装の層間に設置した電極間の電気抵抗を計測することで床版上に浸入した水分を確認する技術を検討するために室内試験および屋外試験を行った。

キーワード：疲労、複合劣化、RC床版、RC部材、ひび割れ、たわみ評価、水分検知、電気抵抗、凍結融解

1. はじめに

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。本研究は、凍害等により複合劣化した橋梁床版の劣化損傷特性を踏まえた性能評価手法を構築することを目的とする。

令和元年度までに、北海道において45年間供用されて凍害を含む複合劣化の進行が疑われたRC床版の劣化状況に関する各種調査・試験、水平ひび割れ等を模擬的に導入したRCはり部材の載荷試験、RCはり部材の繰返し載荷試験、実橋における簡易たわみ評価手法の適用性検討、橋面舗装からの水の浸入経路を整理、目地材料

の性能評価方法の検討、超音波法による層状ひび割れの発生および発生深さの調査方法の検討、凍害を受けたRC床版の静的載荷試験、水平ひび割れや層状ひび割れを模擬したRC床版による疲労耐久性の検証や層状ひび割れが土砂化に進展する期間の試算、橋面舗装に設置されている目地材の損傷状況を把握するための現地調査等を行ってきた。

令和2年度は、実橋から切出した床版試験体を用いた輪荷重走行試験によって、層状ひび割れの存在が床版の疲労耐久性に及ぼす影響を検討した。また、凍害劣化の進行に伴うRCスラブの耐力低下を実験的に確認した。さらに、舗装の層間に設置した電極間の電気抵抗を計測することで床版上に浸入した水分を確認する技術を検討するために室内試験および屋外試験を行った。

2. 実橋梁床版の劣化度調査（寒地構造）

2. 1 調査概要

北海道において凍害およびアルカリシリカ反応(以下、ASR)による複合劣化を受けたRC床版について、劣化状況を把握するための各種調査を実施した。

2. 2 対象橋梁

調査対象橋梁は、RC床版を有する橋長34mの2径間単純合成鋼桁橋の曲線道路橋であり、調査時点での供用後45年が経過している。写真-2.1は対象橋梁の床版下面の状況であるが、部分的なコンクリートの濡れ色および白色析出物が見られた。過去に床版を対象とした補修は実施されていないが、地覆前面から道路センター方向に200mm程度までの範囲ではシート系防水層の設置が確認できた。

2. 3 調査項目

ここでは、実施した各種調査のうち、撤去床版を対象とした切断面の外観調査、蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートの微細ひび割れ調査、コンクリートコアによる圧縮・静弾性係数試験、ゲルフルオレッセンス法¹⁾によるASR反応性診断の結果について記載する。

2. 4 調査結果

写真-2.2に、床版切断面およびコンクリートの微細ひび割れの状況を示す。本床版においては床版上面から最大60mm程度の範囲でコンクリートの土砂化が確認されたほか、下側鉄筋までの範囲には粗骨材の界面に沿い進展する水平方向のひび割れが多数見られた。

図-2.1に、現地から採取したコアの静弾性係数と圧縮強度の関係を示す。コンクリート標準示方書²⁾での関係と比較すると、一部のコアを除き静弾性係数の低下が顕著であり、凍害やASRなどによる内部欠陥の影響を受けていることがわかる。

写真-2.3は、ゲルフルオレッセンス法によるASRの反応性診断における発光状況であり、若干ではあるが粗骨材周辺に発光が見られ、ASRによる反応性有と判定できる。なお、別途実施した走査型電子顕微鏡観察においても、アルカリシリカゲルの発生が確認されている。

2. 5 調査結果のまとめ

道路橋床版の劣化度調査の結果において、床版が凍害とASRによる複合劣化を受けていると判断されたが劣化の支配的要因を特定するには至らなかった。

参考文献

- 参納千夏男、丸山達也、山戸博晃、鳥居和之：ゲルフルオレッセンス法によるASR簡易診断手法の開発、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.1、pp.973-978、2013.



写真-2.1 対象橋梁の床版下面の状況



(a) 切断面 (b) 微細ひび割れ
写真-2.2 コンクリートの劣化状況

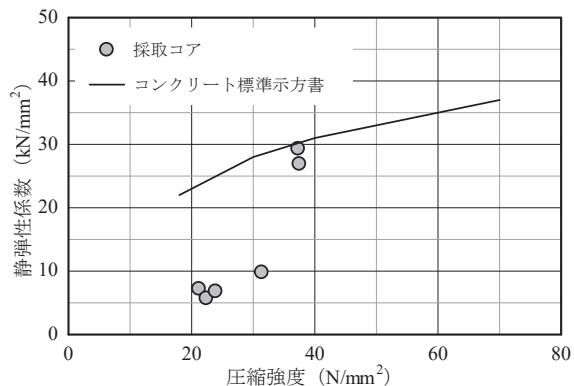
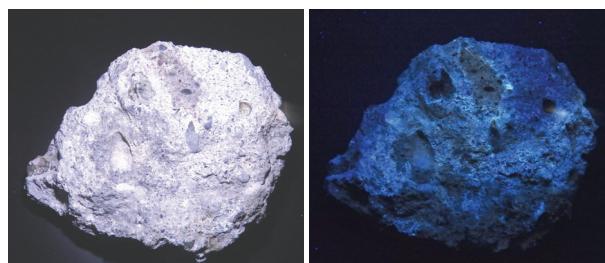


図-2.1 コンクリートの圧縮強度・静弾性係数



(a) 白色灯下 (b) 紫外線灯下
写真-2.3 ASR反応性の診断結果

2) 土木学会：2013年制定コンクリート標準示方書、2013.

3. 輪荷重走行試験による水平ひび割れ等の再現（耐寒材料）

3.1 試験概要

実橋で確認された道路橋RC床版の水平ひび割れ等を実験室内で再現するため、床版供試体を用いた輪荷重走行試験を行った。

3.2 床版供試体

床版供試体は、平面寸法が $3000\times2000\text{mm}$ 、厚さが160mmであり、昭和39年の道路橋示方書に準拠して設計されている。

3.3 輪荷重走行試験

載荷荷重は110kNで一定とした。輪荷重走行試験は引張側コンクリートを無視したたわみ設計値に達した時点で終了した。そのため、床版供試体は破壊には至っていない。試験終了時のひび割れ状況を図-3.1に示す。

3.4 ひび割れ調査

図-3.1に示す位置から $\phi 100\text{mm}$ のコアを採取し、蛍光エポキシ樹脂を含浸させた後、マイクロスコープを用いて微細ひび割れのレベルまで観察を行った。

3.5 実験結果

図-3.2に示すように、E2、E3、E4、E5に水平ひび割れ等が生じている。なお、これらのコアは図-3.1に示すように走行範囲内のコアであり、走行範囲外のE1には水平ひび割れ等は生じていない。

ひび割れ本数については、E2とE5は概ね1本の水平ひび割れしか生じていない。一方、E3とE4は複数本の水平ひび割れ等が生じており、縦方向のひび割れとつながっている水平ひび割れ等もある。ひび割れ発生位置については、E2とE5の水平ひび割れは上側主鉄筋から上方に離れた位置にある。一方、E3とE4については、複数の水平ひび割れ等のうち上側の水平ひび割れは、概ね

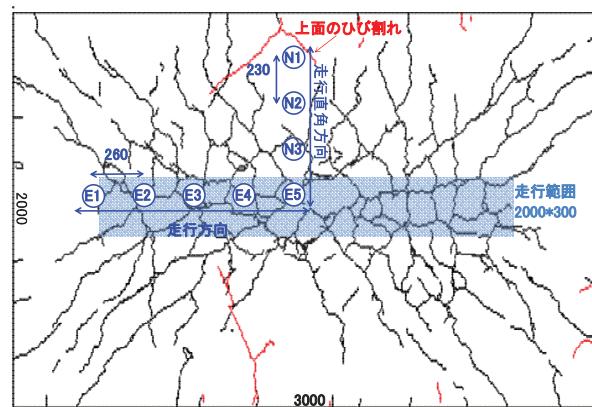


図-3.1 輪荷重走行試験終了時のひび割れ状況

E2やE5と同様の位置にあり、下側の水平ひび割れは、概ね主鉄筋の上線位置付近にある。

3.6 試験結果のまとめ

実橋で確認された道路橋RC床版の水平ひび割れ等を、輪荷重載荷試験により実験室内で再現することができた。また床版供試体の位置により、水平ひび割れ等の発生深さが異なることが観察され、その発生深さが応力状態により変化する可能性を示唆する結果となった。

4. 水平ひび割れ等によるRC部材の性能低下に関する試験（寒地構造）

4.1 試験概要

凍害あるいはASRに起因する床版の層状ひび割れに関しては、耐荷性・耐久性への影響が明らかになっていない。本項目では、水平ひび割れ等によるRC部材の性能低下を把握するために、性状が異なる水平ひび割れ等をあらかじめ導入したRCはり7体の載荷試験を実施した（表-4.1）。

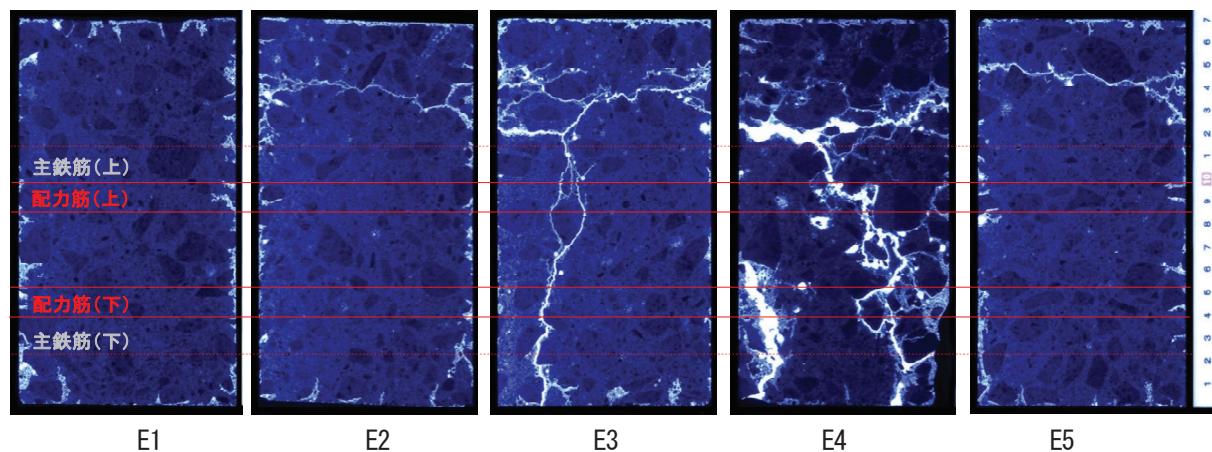
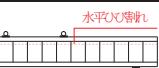
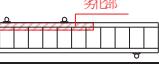


図-3.2 走行方向のコア断面

表-4.1 試験体一覧

試験体	ひび割れ性状		
	形態	上面からの位置 (mm)	イメージ図
N (基準)	なし	—	—
L/50	局所的	50	
L/150		150	
L/50+150		50, 150	
D/50	分散	0~50	
D/100		0~100	
D/200		0~200	

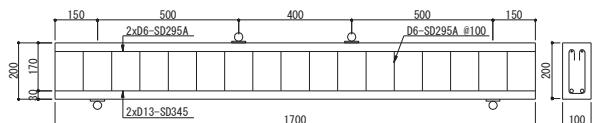


図-4.1 試験体

4.2 試験方法

試験には図-4.1に示す曲げ破壊型のはり試験体を使用した。劣化試験体では、静的破碎剤をコンクリートに散布あるいは添加することで水平ひび割れ等を導入した。試験体表面のひび割れ幅は0.2~0.5mmに分布する傾向であった。また、この時点での透過法によるコンクリートの超音波伝播速度の測定結果を表-4.2に示す。本測定では水平方向ひび割れの影響を考慮するため、はりの高さ方向を透過方向にした。

4.3 試験結果

図-4.2に、各試験体の荷重と試験体中央の鉛直変位の関係を示す。いずれの試験体も鉄筋降伏後に等曲げ区間で上縁コンクリートの圧壊が生じて荷重低下に至った。

表-4.3は、各試験体の降伏荷重、最大荷重、降伏時剛性を基準試験体との比により整理した結果であり、劣化試験体において降伏荷重が78~93%まで、曲げ剛性が64~90%まで低下した。これは、水平ひび割れ等による応力伝達機構の低下や劣化部コンクリートの静弾性係数の低下による中立軸位置の上昇に起因するものである。

図-4.3に、試験終了時におけるひび割れ状況の一例を示す。L/50+150においては、基準試験体と比較して曲げひび割れの発生範囲が小さく、上方への進展等が曲げ区間に限られる。

また、せん断区間では水平ひび割れ等の位置において曲げせん断ひび割れが不連続に進展する性状が見られた。D/100においては、L/50+150と同様に下縁におけるひび割れ範囲の減少および曲げひび割れ進展の局所化が見られ、さらに、劣化部では先行して導入したひび割れを起点としてひび割れが進展する傾向があった。

表-4.2 超音波伝播速度 (m/sec)

N	L/50	L/150	L/50+150	D/50	D/100	D/200
3,520	3,177	3,217	2,735	2,182	2,429	1,903

※ひび割れ導入部での平均値を記載

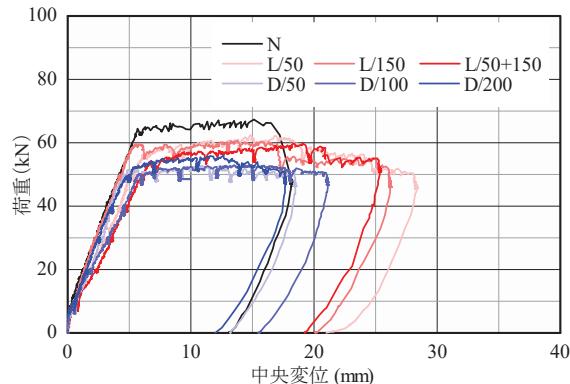


図-4.2 荷重と試験体中央変位の関係

表-4.3 劣化試験体の耐荷性能

試験体	荷重比		降伏時剛性比
	降伏荷重比	最大荷重比	
L/50	0.88	0.93	0.73
L/150	0.93	0.90	0.90
L/50+150	0.84	0.89	0.64
D/50	0.80	0.78	0.85
D/100	0.78	0.79	0.68
D/200	0.81	0.83	0.76

※数値はいずれも基準供試体との比

— あらかじめ導入した水平ひび割れ等
— 載荷により生じたひび割れ

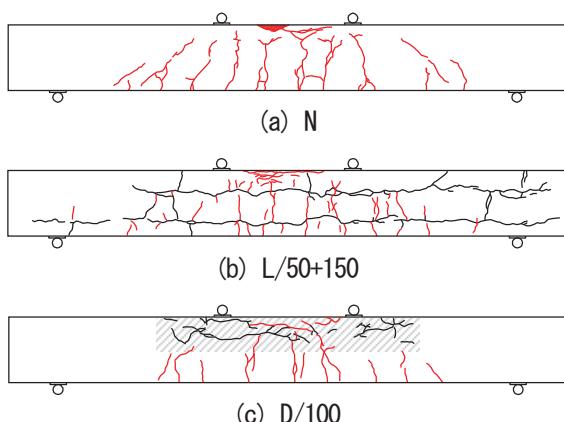


図-4.3 ひび割れ状況の例

4.4 試験結果のまとめ

水平ひび割れ等によるRC部材の性能低下に関する試験結果から、水平ひび割れ等によりRC部材の曲げ耐荷性能が低下することを確認した。

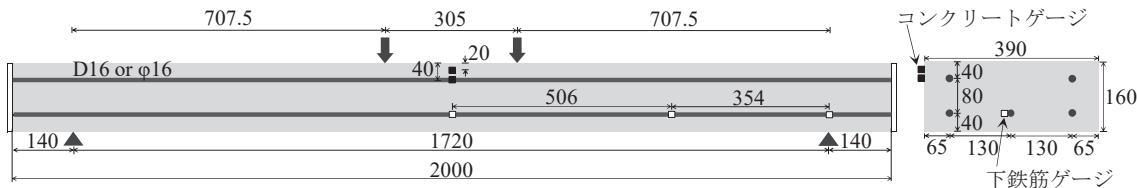


図-5.1 RCはり供試体の形状寸法、配筋状況、ひずみゲージ設置位置

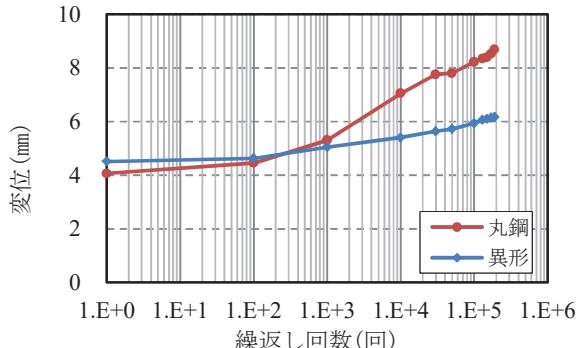


図-5.2 変位一繰返し回数関係

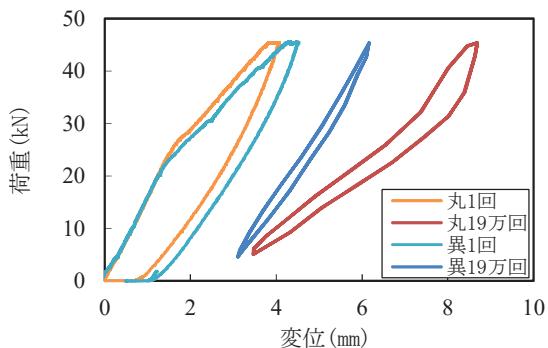


図-5.3 荷重一変位関係

5. 疲労によるRC部材の性能低下に関する試験(耐寒材料)

5.1 概要

既設RC床版の耐荷性能評価に向けた基礎検討として、丸鋼と異形鉄筋を用いたRCはり部材を対象に繰返し載荷試験時の挙動の違いに関して検討を行った。

5.2 RCはり供試体

RCはり供試体の形状寸法および配筋状況を図-5.1に示す。この供試体は昭和39年の道路橋示方書で設計された床版を参考に、はり状化後のはり幅を想定したものである。

5.3 繰返し載荷試験

繰返し載荷試験時の上限荷重は、異形鉄筋の降伏強度の70%、下限荷重は鉄筋応力が上限荷重時の10%となるように設定した。繰返し載荷回数は、コンクリート標準示方書の疲労強度式を用いて疲労寿命を計算し、異形鉄筋の疲労寿命である19万回とした。

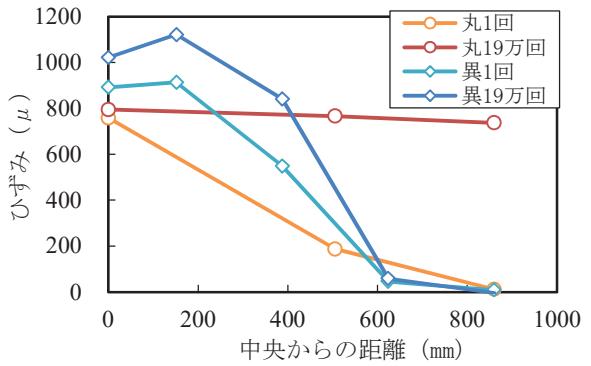


図-5.4 下鉄筋のひずみ分布

5.4 試験結果

図-5.2に繰返し回数と変位の関係を示す。100回以降から丸鋼の変位の増加が加速し、異形鉄筋の変位よりも大きくなつた。また、図-5.3に載荷1回と19万回における荷重-変位関係を示す。上記の変位の増加に起因し、赤線で示す丸鋼の19万回の剛性は、青線で示す異形鉄筋の19万回の剛性よりも小さくなつた。図-5.4に下鉄筋のひずみ分布を示す。丸鋼のRCはりにおいて、橙線で示す載荷1回のひずみ分布は支間中央のひずみがピークとなる山形の分布であるが、赤線で示す載荷19万回のひずみ分布は支間方向に均等な分布へと変化しており、丸鋼とコンクリートの付着がRCはりの全域にわたり、著しく低下したことが分かることから、丸鋼のRCはりの剛性が低下したのは、繰返し載荷に伴う付着の低下が影響していると考えられる。

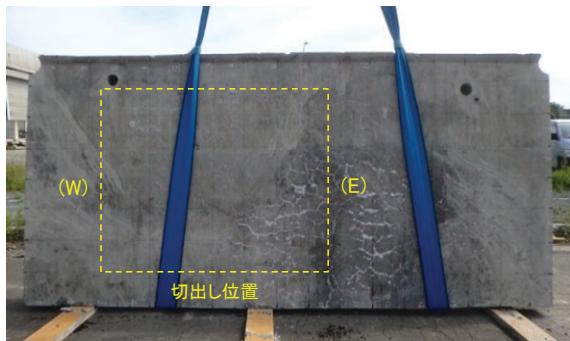
6. 複合劣化が進行した実橋床版のたわみ評価(寒地構造)

6.1 概要

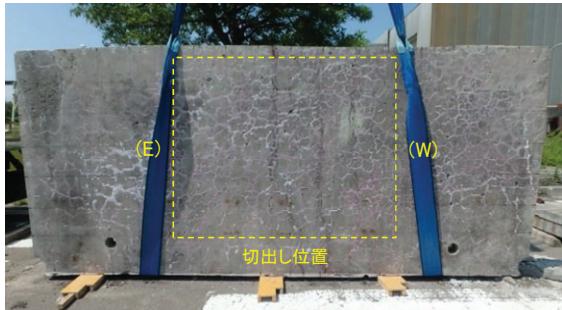
本研究は、橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価手法を構築することを目的としている。平成29年度は、凍害およびASRの影響を受けた実橋床版を対象に、たわみ評価を目的とした静的載荷試験、および、実橋における簡易たわみ評価手法の確立を目的とした衝撃荷重載荷試験を実施した。

6.2 試験体

試験には、昭和40年に建設された実橋床版から橋軸



(a) No. 1



(b) No. 2

写真-6.1 切出し位置の状況

方向 $2.3\text{m} \times \text{橋軸直角方向 } 1.6\text{m}$ を切出して整形した床版試験体 2 体 (No.1、No.2) を使用した。対象橋梁の適用示方書は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書であり、平成 28 年度の調査¹⁾により、凍害と ASR の影響により床版上面 $15\sim 55\text{mm}$ の土砂化および床版全厚にわたる層状ひび割れが発生している箇所があることを確認している。

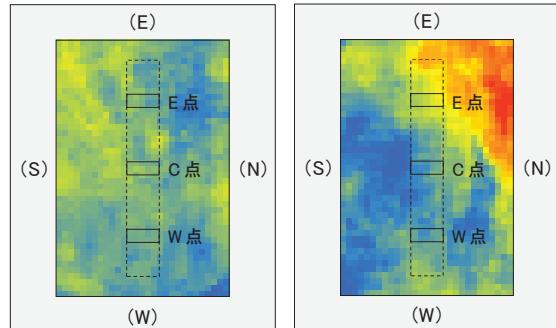
写真-6.1 は切出し位置における床版下面の状況であり、切出し位置の一部 (No.1) または全面 (No.2) に漏水を伴う網目状のひび割れが発生していた。図-6.1 には 3 次元レーザースキャナ (GLS-2000、TOPCON 製) により整形後の床版厚を計測した結果を示す。下面の変状が相対的に軽微な No.1 では床版厚のばらつきが相対的に小さく、設計床版厚 170mm との差は $\pm 10\text{mm}$ 程度であった。一方、No.2 では位置による床版厚のばらつきが大きく、上面の土砂化が著しい E-N 側では床版厚が 130mm まで減少している部分もあった。

6. 3 試験方法

たわみの計測は、輪荷重走行試験機による静的載荷、および、小型 FWD 試験機 (FWD-Light、東京測器研究所製) による衝撃荷重載荷により実施した (写真-6.2)。試験体の支持方法は、橋軸直角方向端部は丸鋼による単純支持、橋軸方向端部は H 形鋼を使用した弾性支持とし、四隅には浮き上がり防止材を設置した。

静的載荷試験は、試験体中央 (C 点) および中央から

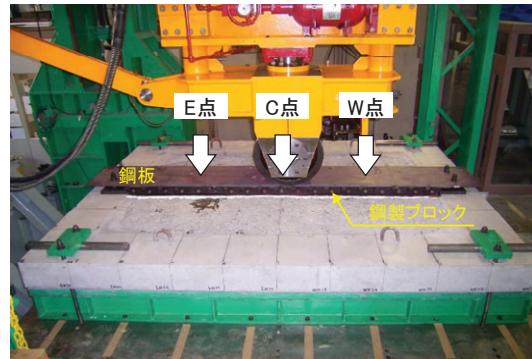
※ □は載荷点、灰色部は
整形部を表す。
130 140 150 160 170 180
(単位: mm)



(a) No. 1

(b) No. 2

図-6.1 床版厚の計測値



(a) 静的載荷試験

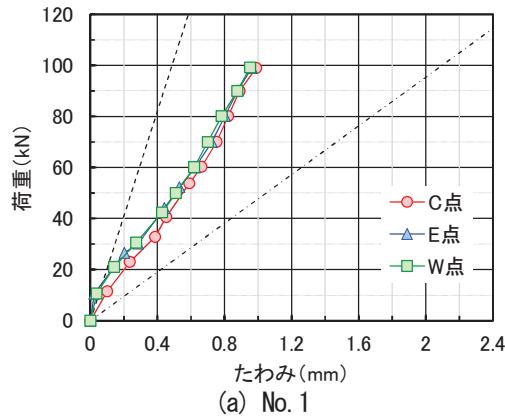


(b) 衝撃荷重載荷試験

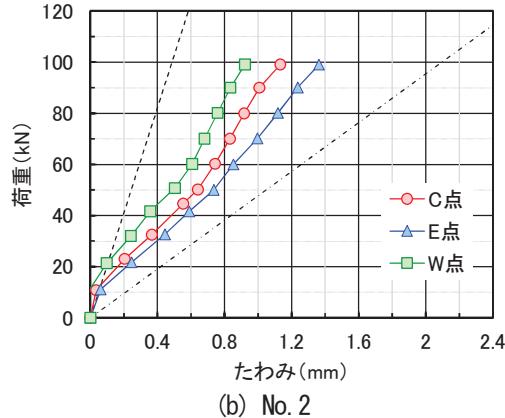
写真-6.2 試験状況

橋軸方向に 625mm (E および W 点) の 3 箇所で実施し、橋軸直角方向幅 $300\text{mm} \times \text{橋軸方向幅 } 120\text{mm}$ の鋼製ブロックおよび鋼板を介して荷重 100kN を作用させた。また、衝撃荷重載荷試験は C および W 点で実施し、鋼製ブロックおよび鋼板上に質量 25kg の重錐を高さ 500mm から落とした。

たわみは、静的載荷試験では試験体下面に設置したレーザー変位計により計測し、衝撃荷重載荷試験では試



(a) No. 1



(b) No. 2

図-6.2 荷重ーたわみ関係
(衝撃荷重載荷試験)

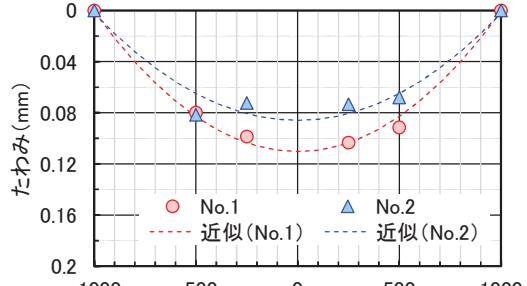
験体上面に設置したセンサから取得した加速度データを積分処理して求めた。

6.4 試験結果

(1) 静的載荷試験

図-6.2 に、静的載荷試験により得られた荷重ーたわみ関係を示す。図中には、床版厚を設計値である 170mm、コンクリートの静弾性係数を健全部での実測値である 30.1 kN/mm^2 として異方性版理論により求めた荷重ーたわみ関係も図示しており、破線はコンクリートを全断面有効とした場合、一点鎖線は引張力負担を無視した場合の結果である。

No.1 では、各点での荷重ーたわみ関係に差異はなく、100kN 時のたわみは 1.0mm 程度であった。また、実測値は両計算結果の間に位置し、たわみ劣化度²⁾は 0.30 程度であった。劣化度に基づく対策区分³⁾などを参考になると、No.1 に関しては竣工後約 50 年経過時において対策を必要としない健全状態であったといえる。No.2 では、載荷点によりたわみが異なり、W、C、E 点の順に 0.94mm、1.15mm、1.39mm であった。図-6.2(b) に示すように E 側では土砂化による床版厚の減少が顕著であ



(a) C 点載荷

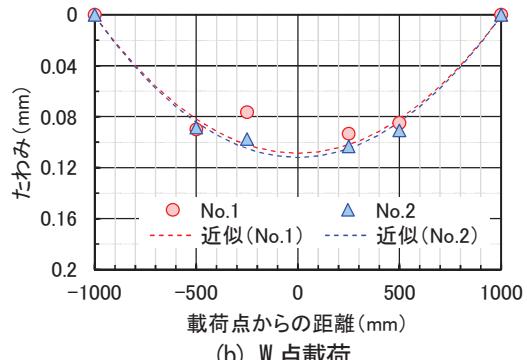
図-6.3 橋軸直角方向のたわみ分布
(衝撃荷重載荷試験)

表-6.1 載荷点直下のたわみ推定値

試験体	載荷点	
	C 点	W 点
No.1	0.110	0.109
No.2	0.086	0.112

(単位 : mm)

り、これが剛性低下に大きく影響している。また、W 点においては、床版上面から下側鉄筋までの範囲に層状ひび割れが発生していることを確認しているが、No.1 と同程度のたわみであったことから、設計荷重相当 100kN による静的載荷では、層状ひび割れが床版剛性に影響を与えていなかったと考えられる。なお、凍害の影響を受けた RC 構造物では鉄筋とコンクリートの付着性能の低下が構造性能に影響を与える⁴⁾が、端部（整形部）で計測した鉄筋ひずみからは付着切れが示唆されるようなひずみが発生していないことを確認しており、付着性能の低下に関しても剛性低下の要因にはなっていなかった。

(2) 衝撃荷重載荷試験

図-6.3 は、C および W 点において実施した衝撃荷重載荷試験から得られた橋軸直角方向のたわみ分布であり、たわみの値には各載荷点で 3~5 回の試験を実施したときの平均値を採用した。なお、両端のたわみ 0mm は支

点条件から仮定した値である。得られたたわみ分布の形状には、No.1 の C 点載荷や No.2 の W 点載荷のように載荷点から ±500mm の範囲で概ね放物線形状になったものと、No.1 の W 点や No.2 の C 点のように上記範囲でたわみが一様になったものの 2 種類があった。表-6.1 には、単純支持位置でのたわみ 0mm を考慮したうえでたわみ分布を放物線近似したときの載荷点直下でのたわみ推定値を示す。No.1 の C および W 点ならびに No.2 の W 点においてはたわみ推定値が同程度となり、その傾向は静的載荷試験に一致する。このことから、衝撃荷重載荷試験では、載荷点付近および遠方でのたわみを用いることで床版のたわみ性状を概ね評価できるものと考えられる。なお、No.2 の C 点においては、静的載荷試験に反して他点よりもたわみが小さくなる結果であった。この原因として、試験体上面に剥離が進行していたために構造体としての加速度を適切に評価できていなかったこと、試験治具の設置状況の影響を受けていた等の可能性が挙げられるが、詳細は別途検討を要する。

6.5 試験結果のまとめ

平成 29 年度は、凍害および ASR を含む複合劣化の影響を受けた実橋床版を対象に静的および衝撃荷重載荷試験を実施し、以下の結果を得た。

- 1) 設計荷重程度による静的載荷では、たわみ性状に影響を及ぼす要因として土砂化による床版厚の減少が支配的であり、床版内に発生した層状ひび割れはたわみ性状に大きな影響を及ぼしていない。
- 2) 衝撃荷重載荷試験では、載荷点付近および遠方のたわみを用いることで、実橋において簡易に床版のたわみ性状を評価できる可能性がある。

参考文献

- 1) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017.
- 2) 松井繁之、前田幸雄：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案、土木学会論文集、Vol.374、I-6、pp.419-426、1986.
- 3) 北海道土木技術会鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計および施工指針、2012.
- 4) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会：凍害により材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能評価に向けて、2014

7. 超音波法を用いた床版の劣化調査（寒地構造）

7.1 概要

RC 床版における層状ひび割れの発生や発生深さの調

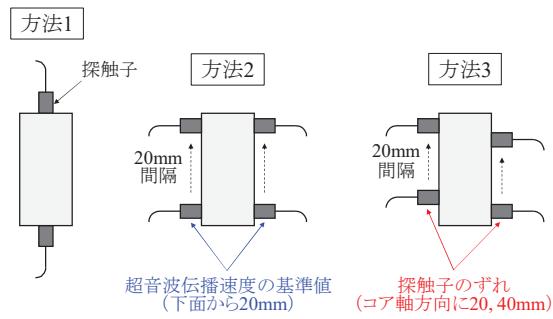


図-7.1 超音波伝播速度の測定方法

査では、コンクリートコア（以下、コア）を採取し、試験室において蛍光染料を添加したエポキシ樹脂等をひび割れに含浸させて観察する方法¹⁾が採用されることが多い。この方法には専用のコアが必要となることから、現地で採取できるコア本数が限られる場合には、調査の実施に至らないこともある。

本研究では、強度試験等の他の調査とコアを共有することで効率的な調査を可能にする方法として、RC 床版から採取したコアに非破壊手法である超音波法を適用することで層状ひび割れの発生および発生深さを調査する方法について検討した。

7.2 調査方法

昭和 40 年に建設された実橋床版から採取したコアを供試体として、層状ひび割れ発生状況の調査を行った。対象橋梁の適用示方書は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書であり、過去の調査²⁾において凍害と ASR の影響を受けて部分的に床版上面の土砂化および層状ひび割れが発生していることが確認されている。採取するコアの直径は 75mm とし、湿式のコアボーリングマシンを使用して RC 床版の上下を逆さにした状態で鉛直下向きに 9 本のコアを採取した。コアは、床版下面の変状が比較的軽微な部材から 1 本、白色析出物を伴う網目状のひび割れが発生している部材から 8 本採取した。

超音波伝播速度の測定にはプロセク社製パンジット PL-200 を使用し、コアを室温で乾燥させた後、図-7.1 に示す 3 つの方法により実施した。また、超音波法を用いた層状ひび割れ発生深さ評価の精度を検証するために、超音波伝播速度測定後に蛍光塗料を添加したエポキシ樹脂を含浸させることでコア内部のひび割れ発生状況の調査も行った。

7.3 調査結果

図-7.2 に、蛍光エポキシ樹脂含浸前に可視光下で撮影したコア外観（左図）および同含浸後に紫外線照射下で撮影したコア切断面の写真（右図）の一例を示す。紫

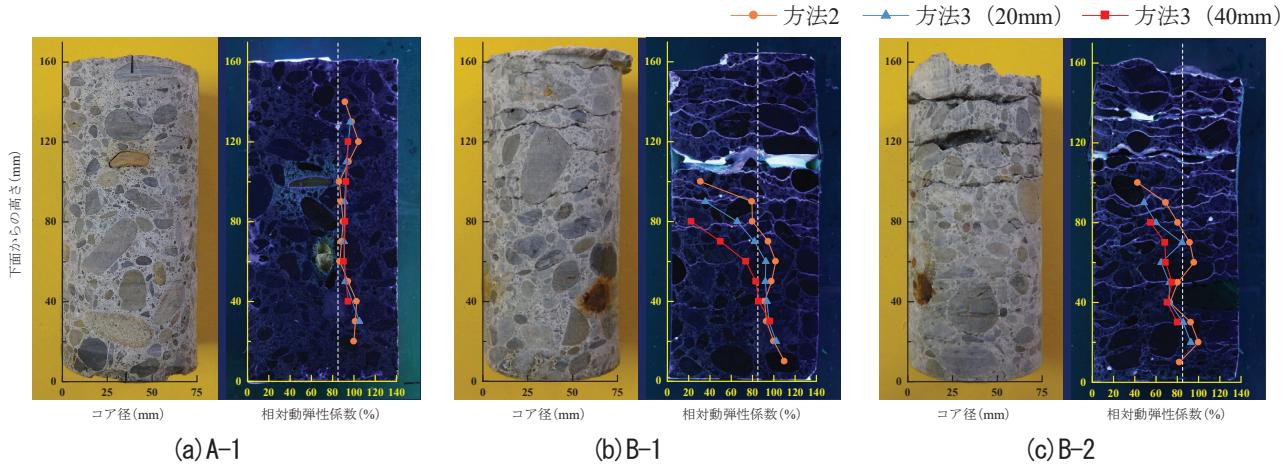


図-7.2 超音波伝播速度の測定方法

表-7.1 方法1による測定結果

コア番号	V_n^* (m/sec)	E_d^* (%)	層状ひび割れの有無	
			外観 ²	切断面 ³
A-1	4216.9	86.4	なし	なし
B-1	(欠損)	(欠損)	あり	あり
B-2	(欠損)	(欠損)	あり	あり
C-1	4162.4	84.0	あり	なし
C-2	2666.9	32.0	あり	あり
C-3	2320.6	22.6	なし	あり
C-4	999.3	4.1	なし	あり
C-5	2029.9	20.1	あり	あり
C-6	4242.2	80.5	なし	なし

*1 V_n : 超音波伝播速度, E_d : 相対動弾性係数

*2 可視光下でのコア外観の観察

*3 紫外線照射下でのコア切断面の観察

外線照射下で撮影したコア切断面の写真上には、方法2および3により測定した相対動弾性係数の深さ方向への分布を重ねて示しており、方法3では二つの探触子の平均高さを下面からの高さとしている。また、図中には層状ひび割れ判定の目安として $E_d=85\%$ を破線により示した。

可視光下で行ったコアの目視観察によると、9本のうち4本でコアの分離を含む水平方向へのひび割れが確認され、このうち3本ではひび割れが複数発生し、2本ではひび割れが1本のみ発生している状態であった。蛍光エポキシ樹脂含浸による調査では、層状ひび割れの発生が確認されたコアは6本あり、目視観察ではひび割れの発生が確認されなかった2本が含まれているほか、コアの目視観察で確認されるよりも多くのひび割れが発生しており、目視観察では確認できていないひび割れがより深い位置で発生していた。

表-7.1に、方法1により測定したコア軸方向への超音波伝播速度を示す。一部のコアにおいてデータ欠損があるのは、コアの分離面である探触子の設置面に著しい

不陸があり、適切に測定が行えなかつたためである。また、表中には相対動弾性係数ならびに外観および切断面における層状ひび割れの有無も併せて示している。C-1については、測定対象としたコアの分離位置より下側にひび割れが確認されなかつたことから、層状ひび割れなし(切断面)に分類した。なお、超音波伝播速度の基準値は、方法2により測定した下面から20mmの位置での値を採用している。層状ひび割れが確認されなかつたコア(A-1、C-1、C-6)では、 V_n が4,200m/sec以上、 E_d が80%以上であったのに対し、層状ひび割れが確認されたコアでは、 V_n が2,700m/sec以下、 E_d が35%以下にまで低下していた。

探触子をコア軸方向の同じ高さに当てる従来の方法と同様の方法2においては、層状ひび割れの発生が確認されなかつたコア(A-1、C-1、C-6)では、全ての測定高さで $E_d=85\%$ を上回った。これに対し、層状ひび割れの発生が確認されたコアにおいては、B-1およびB-2のように層状ひび割れの発生している範囲で E_d が著しく低下するコアがある一方で、85%をわずかに下回るコア(C-3、C-4)や85%を上回るコア(C-2、C-5)があり、 $E_d=85\%$ を劣化判定の閾値とする場合には層状ひび割れの見落としが発生した。これには、ひび割れの発生している方向と超音波の伝播経路の関係が影響しており、ひび割れに対して平行に超音波が伝播する本方法では、探触子間を横切るひび割れがあったとしても超音波の迂回距離が短く V_d の低下が生じにくいため、層状ひび割れに対する感度が低くなつたと考えられる。

コア周面の異なる高さに探触子を当てる方法3の場合、層状ひび割れの発生が確認されていないコアでは、方法2と同様にコア軸方向の位置によらず $E_d=85\%$ 以上を満たし、探触子のずれ量の違いにより深さ方向への E_d の分布が著しく変化することもなかつた。これは、探触子

表-7.2 層状ひび割れ評価に対する超音波法の適用性

方法	結果	適用性の評価	
		検知	深さ
方法1	方法1~3の中で層状ひび割れによる超音波伝播速度の低下が最も顕著に表れる。	○	×
	層状ひび割れの有無を判定することはできるが、深さの評価には適用できない。		
方法2	ひび割れの発生方向と超音波伝播方向との関係性から、超音波伝播速度が低下しにくい場合がある。	△	△
	層状ひび割れを過剰に検知することはないが、見落としが発生する可能性が高い。		
方法3	探触子のずれ量を大きくすることで、層状ひび割れの有無および深さの両方を捉えることができる。	○	○

適用性の評価 ○：適用できる、 ×：適用できない

△：適用できるが精度が劣る

間を横切るひび割れが発生しておらず、探触子間を直線的に超音波が伝播したことを表している。また、方法2において層状ひび割れの見落としがあったC-2およびC-5では、探触子のずれ量を20mmとした場合には E_d の分布にさほど変化はなかったが、ずれ量を40mmにすることで層状ひび割れ部（下面からの高さ約120mm）において E_d が60%以下にまで低下した。同様の傾向はB-1、B-2、C-3でも見られており、方法1と比較して E_d の低下は小さいものの、探触子のずれ量を40mmとした場合に層状ひび割れによる E_d の低下を捉えやすい結果となっている。これは、探触子のずれ量を大きくすることでひび割れが探触子間を横切りやすく、かつ、超音波の迂回距離が長くなり V_d の低下が顕著になったためである。さらに、本研究の範囲においては、探触子のずれ量を40mm、 E_d の閾値を85%としたとき、蛍光エポキシ樹脂含浸によるひび割れ調査と同等の精度で層状ひび割れ発生深さを評価できていることがわかる。

7.4 層状ひび割れ発生深さ評価への超音波法の適用性

床版における層状ひび割れ検知および発生深さ評価に対する超音波法の適用性を表-7.2に整理した。方法1では、層状ひび割れが発生している場合の超音波伝播速度低下が三つの方法の中で最も顕著であり、ひび割れ検知を目的とする場合には有効である。ただし、劣化に関する情報が深さ方向に平均化されるため、ひび割れ発生深さの評価に適用することは難しい。方法2では、既往の研究を参考に $E_d=85\%$ をひび割れ判定の閾値としたとき、コア外観の目視により判別可能なひび割れさえも

見落とされたことがある。このことから、方法2では層状ひび割れ検知および深さ評価において十分な精度が確保できない可能性が懸念される。方法3は、層状ひび割れに対する感度の点で方法1に劣るが、ひび割れ発生深さ評価への適用可能性が高く、健全度評価を行ううえでは、3つの方法の中で最も有効な方法になると考えられる。

7.5 まとめ

- 1) 探触子をコア軸方向の同じ高さに当てる従来の劣化深さの評価方法では層状ひび割れの見落としが懸念されることが明らかになった。
- 2) ひび割れ性状に合わせて超音波の伝播経路（探触子の配置）を設定することで、層状ひび割れの有無および発生深さを高精度に評価できる可能性があることを示した。

参考文献

- 1) 例えば、岩城圭介、加藤淳司、平間昭信、塩谷智基：微視的断面観察による酸劣化したコンクリートの微細構造の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.1、pp.999-1005、2004.
- 2) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋RC床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017.

8. 劣化床版における材料性能の変化（寒地構造）

8.1 概要

層状ひび割れが発生したコンクリートでは力学特性の異方性が生じ、コアの採取方向によっては、得られる力学特性を構造性能の評価に適用できないことが指摘されている¹⁾。寒冷地で顕在化している凍害やASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価することを目的に、北海道内の山間部において49年間供用された実橋床版²⁾を用いた各種載荷試験を実施した。今年度は、床版から採取した円柱あるいは立方体試験体を使用した静弾性係数試験と、床版から切出したはり試験体を用いた付着性能試験を実施した。

8.2 静弾性係数試験

部材O1およびO2から直径50mmのコアおよび辺長80mmの立方体試験体（以下、キューブ）を採取し、コンクリートの静弾性係数試験を実施した。コアに加えてキューブを使用したのは、コアと比較して採取時に試験体の破損が生じにくく、試験体を効率的に採取できるためである。試験は、図-8.1に示すように床版に対する載荷方向、試験体形状、対象部材が異なる8ケースについ

て実施した。ケース名の頭文字は床版に対する載荷方向（V：面外、H：面内）、下付き文字は試験体形状（CY：コア、CU：キューブ）を表し、末尾に対象部材（_O1：部材 O1、_O2：部材 O2）を記している。

図-8.2 に、面外方向および面内方向に載荷したケースにおける静弾性係数と圧縮強度の関係を示す。図中の実線は原点と健全部の平均値を通る直線を、図中の破線は土木学会コンクリート標準示方書³⁾に示される計算式による算定値を付記している。また、既往研究における調査結果⁴⁾も S、T として図示した。

部材 O1においては、面外方向（VCY_O1、VCU_O1）と面内方向（HCY_O1、HCU_O1）で $E_c f'$ 関係に大きな差異がなく、一部の試験体で力学的性能の低下が見られたのを除き、試験結果は概ね標準的な $E_c f'$ 関係の近傍にプロットされた。このことから、部材 O1 から採取した試験体はひび割れ等の影響を受けていない等方的な挙動を呈する状態であったと考えられる。

部材 O2 のうち面外方向（VCY_O2、VCU_O2）では、圧縮強度の低下に対して静弾性係数の低下が顕著であり、多くの試験体で静弾性係数は 5kN/mm^2 以下となった。一方、面内方向（HCY_O2、HCU_O2）では、面外方向より圧縮強度は小さく、静弾性係数は大きくなつた。これは既往研究の結果⁴⁾にも見られる傾向であり、層状ひび割れに平行方向の圧縮挙動に共通する特性と考えられる。さらに、原点を通る直線上に各ケースの平均 $E_c f'$ 関係が概ねプロットされた。このことから、層状ひび割れが発生した床版における面内方向のコンクリートの力学的性能に関しては、健全時に対する静弾性係数と圧縮強度の低下度が同程度になると示唆される。

図-8.3 に、部材 O1（VCY_O1、VCU_O1、HCY_O1、HCU_O1）、部材 O2 の面外方向（VCY_O2、VCU_O2）、部材 O2 の面内方向（HCY_O2、HCU_O2）のそれぞれについて、静弾性係数が中央値を示した試験体に関する応力とひずみの関係（以下、 $\sigma \varepsilon$ 関係）を示す。部材 O1 では、全ての試験体が図中の例と同様、上に凸の放物線型の $\sigma \varepsilon$ 関係を呈し、最大圧縮応力時ひずみは $1000\sim 4000\mu$ （平均 2400μ ）であった。これはコンクリート標準示方書における $\sigma \varepsilon$ 関係に概ね一致し、部材 O1 から採取した試験体が健全な状態であったことを表す。部材 O2 の面外方向では、載荷初期に $\sigma \varepsilon$ 関係の勾配が小さく、応力の増加とともに勾配がわずかに回復する S 字型の $\sigma \varepsilon$ 関係が見られた。これは一軸圧縮応力下で層状ひび割れが再接触する過程を表し、図中の例では、ひずみが 3000μ 程度のときに再接触したと考えられる。同様

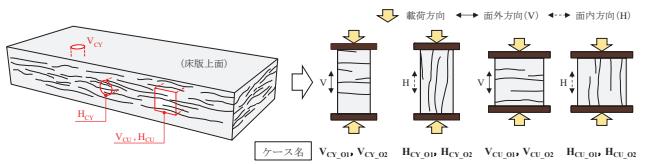
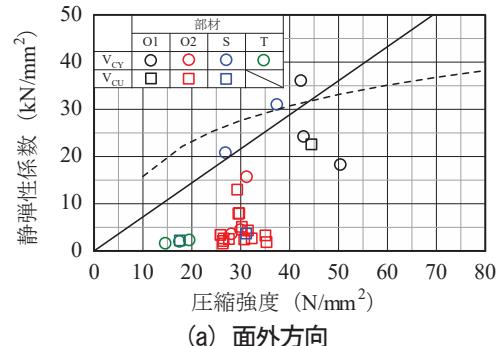
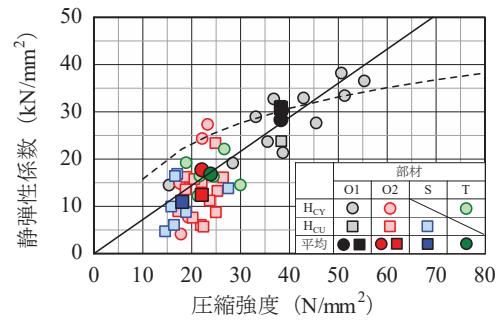


図-8.1 試験概要



(a) 面外方向



(b) 面内方向

図-8.2 静弾性係数と圧縮強度の関係

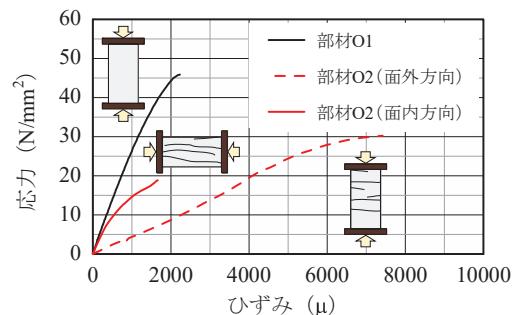


図-8.3 応力とひずみの関係

の S 字型の $\sigma \varepsilon$ 関係は、VCY_O2 および VCU_O2 の合計 17 体のうち 10 体で見られ、 $\sigma \varepsilon$ 関係の勾配が回復するひずみは $2100\sim 8100\mu$ （平均 5100μ ）であった。なお、試験体採取によりひび割れが完全に解放していない可能性があることから、床版厚さ方向に導入されていた膨張ひずみとしては、ひび割れが再接触するときのひずみよりもやや大きいことが推察される。一方、部材 O2 の面内方向では部材 O1 と同様の上に凸の $\sigma \varepsilon$ 関係を呈するものが多く、面外方向に見られた初期の勾配低下は見られなかった。また、最大圧縮応力時ひずみ $1200\sim$

5800 μ (平均 2500 μ) も部材 O1 と同程度であった。

以上より、O 橋床版の層状ひび割れ部では、面外方向と面内方向でコンクリートの特性が明らかに異なる。本試験結果は、試験体採取に伴い構造物中で受けける拘束効果が消失した状態での挙動を表し、必ずしも構造物中にあるときの特性を表すものではないが、層状ひび割れが発生している床版では、通常の調査で取得する面外方向のコンクリートの力学特性を、活荷重作用に対する構造性能評価に適用できない可能性が示唆される。

8.3 鉄筋付着性能試験

凍害・ASR に起因する層状ひび割れが発生した RC 部材の耐荷性能には、鉄筋付着破壊が大きく影響する可能性がある。そこで、O 橋床版から切出したはり試験体を用いて、鉄筋付着破壊に対する抵抗性（以下、鉄筋付着性能）の低下を検証するための載荷試験を実施した。

図-8.4 は試験概要であり、実構造物中における応力状態に近い状態での鉄筋付着性能を把握するため、曲げ載荷による方法とした。試験には、長さ 1200mm の梁試験体 4 体 (BSL01、BSL02-1、BSL02-2、BSL02-3) を使用し、断面内に下側主鉄筋 (BSL02-3 では上側主鉄筋) が 1 本配置されるように幅 78~127mm で切出した後、鉄筋端部をはつり出して試験に供した。このとき BSL02-3 では、劣化が著しいと想定される床版上側に位置する鉄筋を対象とするために試験体を上下に反転した。なお、試験体表面を目視観察したところ、BSL01 に層状ひび割れの発生は確認されず、その他には上縁から下側鉄筋位置までの深さに層状ひび割れが発生していた。

表-8.1 に、次式を用いて自由端で鉄筋の相対変位が発生したときの曲げ付着応力度（以下、付着応力度）を求めた結果を示す。

$$\tau = S/u(d-x/3)$$

ここに、 τ : 付着応力度、 S : せん断力、 u : 鉄筋の周長、 d : 試験体の有効高さ、 x : 圧縮縁から中立軸までの距離であり、 x は引張側コンクリートを無視した断面により求めた。鉄筋付着試験から得た付着応力度は、層状ひび割れの発生が顕著な部材 O2 において部材 O1 (BSL01) の 13~30%まで低下し、その中でも上側鉄筋を対象とした BSL02-3 で付着応力度の低下が顕著であった。

以上より、丸鋼鉄筋を使用した部材における鉄筋付着性能は異形鉄筋を使用した部材より劣るが、鉄筋位置のコンクリートに層状ひび割れが発生している場合にはさらに低下するといえる。設計荷重以下の載荷においても鉄筋付着破壊が進行して耐荷機構が変化する可能性があ

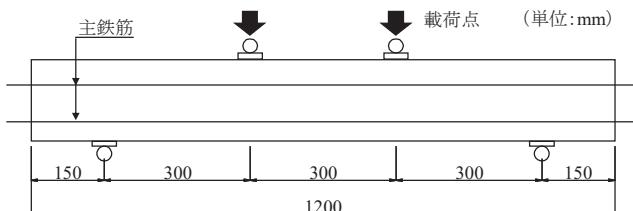


図-8.4 試験概要

表-8.1 鉄筋付着性能試験の結果

試験	部材	試験体	付着応力度 (N/mm ²)	比 ^{*1}
鉄筋付着試験	O1	BSL01	4.87	1.00
		BSL02-1	0.69	0.14
	O2	BSL02-2	1.44	0.30
		BSL02-3 ^{*2}	0.65	0.13

*1 鉄筋付着試験は BSL01 に対する比

*2 上下反転

る。

8.4 まとめ

- 1) 層状ひび割れが発生している床版では、通常の調査で取得する面外方向と面内方向のコンクリートの力学特性が異なる可能性を示した。
- 2) 鉄筋位置のコンクリートに層状ひび割れが発生している場合にはさらに鉄筋付着性能は著しく低下する恐れがあり、設計荷重以下の載荷においても鉄筋付着破壊が進行して耐荷機構も変化する可能性がある。

参考文献

- 1) 廣井幸夫、山本貴士、戸田圭彦、高木祐介 : ASR 劣化した PC 梁構造におけるひび割れ密度、採取コアの力学特性を用いた曲げ耐荷性能評価に関する研究、土木学会論文集 E2、Vol.73、No.2、pp.191-206、2017.
- 2) 角間恒、佐藤孝司、西弘明 : 北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017.
- 3) 土木学会 : 2017 年制定コンクリート標準示方書、2017.
- 4) 澤松俊寿、岡田慎哉、西弘明、三田村浩、松井繁之 : 46 年間供用した寒冷地における道路橋 RC 床版の劣化損傷状況、土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集、I-414、2013.
- 5) 田附伸一、津吉毅、石橋忠良、松田芳範、今井勉 : ASR により損傷した RC 部材の耐荷力に関する実験的研究、土木学会論文集 E、Vol.63、No.1、pp.166-177、2007.

9. 凍害を受けた床版の耐力に関する実験的検討（耐寒材料）

9. 1 はじめに

複合劣化と RC 床版の耐力との関係を検討するための基礎資料を得ることを目的として、凍害を受けた RC 床版を製作し、静的載荷試験による実験的検討を行った。

9. 2 供試体概要

床版供試体の形状寸法、配筋を図-9.1 に示す。配筋および床版厚 ($t=160\text{mm}$) は昭和 39 年の道路橋示方書で設計された床版供試体に準じている。

使用したコンクリートに関しては、早期に凍害劣化を顕在化させるために、コンクリートに AE 剤を使用せず、水セメント比を 76% と大きめに設定した。

実験変数は凍結融解の有無である。表-9.1 に供試体名と凍結融解回数を示す。

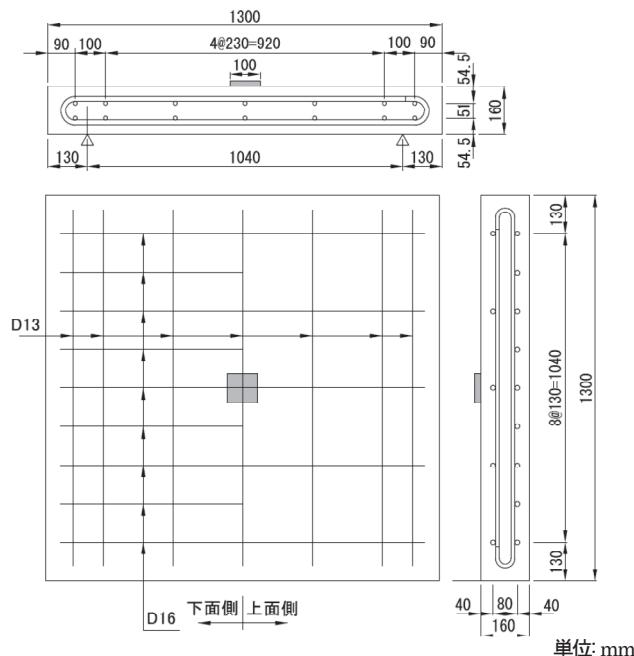


図-9.1 床版供試体の形状寸法、配筋

9. 3 凍結融解試験

凍結融解条件については、気中凍結水中融解とし、最低温度を -18°C 、最高温度を 5°C として、1 サイクル約 14 時間の凍結融解作用を 390 回与えた。上記の凍結融解回数は、超音波速度が 2000m/s 以下になるまで要した回数である。

9. 4 静的載荷試験

支持条件は 2 辺単純支持で、支間は 1040mm とした。載荷版には $100 \times 100\text{mm}$ の鋼板を使用し、供試体中央を一点集中載荷した。

表-9.1 供試体名と実験変数

供試体名	凍結融解回数
N	無(健全)
F	390回

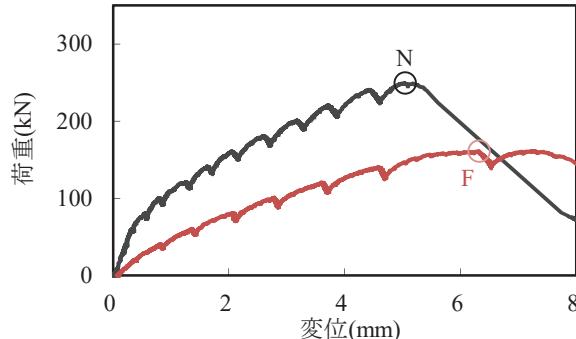


図-9.2 供試体 N と供試体 F の荷重変位曲線の比較

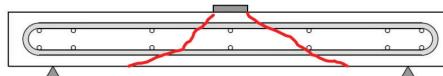


図-9.3 供試体切断面の載荷ひび割れ状況(供試体 N)

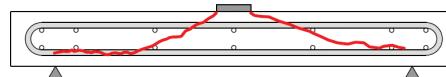


図-9.4 供試体切断面の載荷ひび割れ状況(供試体 F)

9. 5 静的載荷試験結果

(1) 供試体 N

供試体 N に関しては、図-9.2 の黒線で示すとおり、変位 5.0mm で最大荷重 249kN に達した。最大荷重に達した直後、破壊に伴って、変位が急増するとともに、荷重が急落した。図-9.3 に示すように、切断面では、押し抜きせん断コーンのひび割れが発生していた。

(2) 供試体 F

供試体 F に関しては、図-9.2 の赤線で示すとおり、供試体 N と比較すると、最大荷重は 161kN と大きく低下した (35% 低下)、最大荷重時の変位は 6.3mm と大きくなつた。また、図-9.4 に示すように、切断面では、載荷ひび割れは供試体下面に抜けることなく、鉄筋に沿つた付着割裂を伴う形となっていた。

10. 橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価技術の開発

(寒地道路保全)

10. 1 水の浸入と拡散経路の分析

橋梁床版の劣化は、水が存在する環境下で促進されることが知られていることから、橋梁床版に水を浸入させ

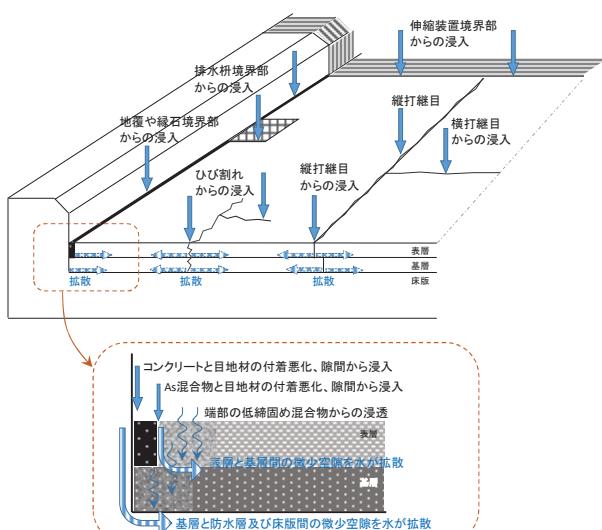


図-10.1 水の浸入と拡散経路概要図

ないための技術が求められる。一般的に橋梁床版上には、交通荷重や雨水等の気象作用などから床版を保護し、車両の走行性を確保する役割を担うために、混合物層と防水層で構成される橋面舗装が設けられる。混合物層と防水層の部分で水の浸入を防ぐことが望ましいが、交通荷重などの力学的作用や、日照や降雨降雪、温度変化などの気象作用を複合的に受ける橋面舗装においては、隙間やひび割れの発生が避けられず、水の浸入を完全に防ぐことが出来ていないのが実態といえる。橋梁床版への水の浸入経路は複数あると考えられ、その浸入経路を把握し、対策をとることが肝要である。

そこで、床版への水の浸入経路を図-10.1に示すとおり整理した。橋面舗装には多くの浸入経路があることが分かる。いずれの経路に対しても水の浸入を防ぐ対策を行うことが望まれるが、特に、以下に示す浸入口は延長が長いことから、対策の優先順位が高いと考えられる。

- 1) 地覆や縁石との境界からの浸入
- 2) 混合物の縦打継目部からの浸入
- 3) 端部の密度不足部分や空隙からの浸入

上述した水の浸入口には、水分の浸入を軽減する対策と、混合物の空隙を塞ぐ対策を併用することが重要と考えられる。また、端部付近は混合物舗設時の転圧が難しく空隙ができやすいが、表面から瀝青乳剤や樹脂を散布して浸透させることで空隙を閉塞し、空隙から水が浸透していくことを防ぐ手法も有効であると考えられる。

10. 2 水が浸入する原因の分析

橋面上に施工される防水層や混合物層は、施工直後は境界部や打継目に隙間がなく水が浸入しない状態であっても、供用に伴って様々な作用を受けることによって隙



写真-10.1 供用後に発生した目地部の隙間

間や空隙が発生拡大し、水が浸入する状態に変化してしまうのが実態である。一例として、供用後に隙間が拡大して水が浸入しやすくなった目地部の状況を写真-10.1に示す。供用後に境界部に隙間や空隙を生じさせ水が浸入する原因となるものについて、以下に整理した。

1) 低温や温度変化の影響

北海道地域のような低温環境下では、橋面舗装に使用されるアスファルト系の材料は硬く脆くなる(脆化)性質を示す。そのため低温時の変形に対して追随できずに隙間などが発生する可能性がある。また、温度の低下に伴って材料は体積収縮するため隙間が出来やすく、収縮が拘束されている場合には応力が発生して割れや剥がれが生じる。このように低温時に隙間などが発生拡大し、そこから水が内部に浸入していくものと考えられる。

また、アスファルトとコンクリートの異なる材料の間では、線膨張係数の差違や熱伝導率の差違などに起因して、温度差や温度変化に伴って材料境界に挙動の差が生じる可能性が考えられる。それが繰り返し作用すると隙間が発生し拡大していくと推測される。

2) 荷重の影響

車両の荷重によって、橋面舗装や床版は微小な変形やせん断を繰り返す。その微小な変形を繰り返し受けると、境界面の付着悪化やひび割れを生じると考えられる。

3) 経年劣化の影響

アスファルト系の材料は紫外線や酸素によって劣化し、硬く脆くなっていく傾向を示す。それに伴って、ひび割れが発生しやすくなることや、付着力が低下していくことが考えられる。

4) 凍結融解の影響

凍結融解作用が繰り返し作用すると、混合物の空隙を増大させ、境界部分の材料間の付着力を低下させると考えられる。

10. 3 目地材料の性能評価手法

寒冷地域の橋面舗装端部などに施工される目地材に求められる変形性能や接着性能を整理し、それらの性能を

評価できる試験方法について検討を行った。

まず、低温や凍結融解が作用する北海道地域で使用する目地材料には、以下に示すような性能が要求されると考えられた。

- 1) 低温時における変形性能
- 2) 荷重による繰り返し変形に対する変形性能
- 3) 目地材と母材の境界における付着性能
- 4) 凍結融解作用に対する抵抗性能

次に、これらの性能を評価できる手法について調査検討を行った。その結果、以下に示す試験方法を中心に評価を進めることが妥当と考えられた。

- 1) 低温環境下での引張接着性試験(JIS A1439 を参考)
- 2) 4点曲げ試験機による繰り返し曲げ試験(舗装調査・試験法便覧 B018T を参考)
- 3) CDF 試験、CIF 試験(RILEM TC 117 および RILEM TC 176 を参考)

今後はこれらの評価試験を中心に、評価の目安となる値などを検討していく予定である。

10. 4 橋面舗装目地材部の現況調査

橋面舗装に設置されている目地材の損傷の現状を把握するため、現橋における現地調査を行った。

(1) 調査対象

国土交通省北海道開発局における橋面舗装の止水設計は、平成20年度までは必須ではなかったが、平成21年度からは必須となった。そこで、過去10年の間に橋面舗装の補修を行った札幌開発建設部管内の国道橋22橋について目視による調査を行った。

(2) 調査項目

目地材の損傷状況は、表面の剥がれ、付着部の剥離、飛散等を項目とし、さらに、仕上がり具合として図-10.2を調査項目とした。

また、調査結果は、平面図(ポンチ絵)による目地材の損傷の位置把握及び写真-10.2に示す目地材の状況把握(損傷、仕上がり形状)を行った。

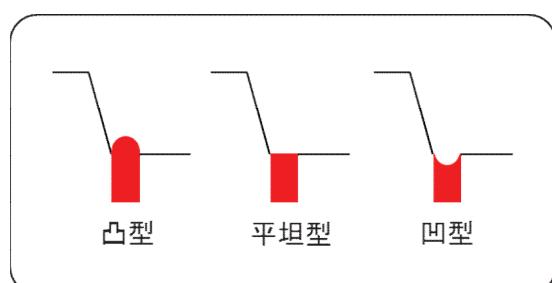


図-10.2 目地材の仕上がり形状

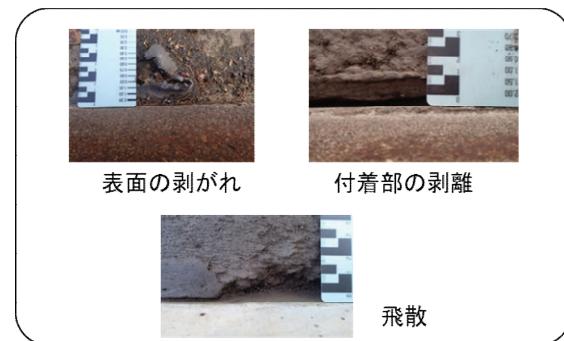


写真-10.2 目地材の損傷の様子

単位：橋

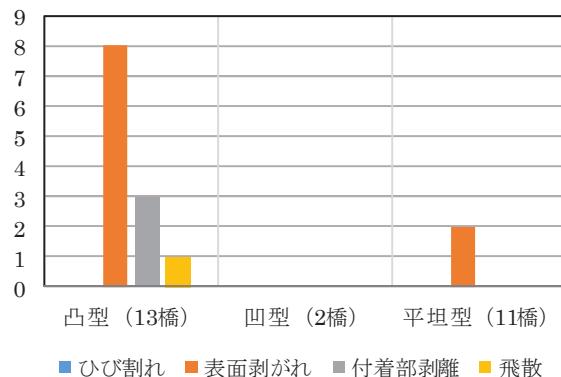


図-10.3 目地材の形状と損傷の関係

単位：橋

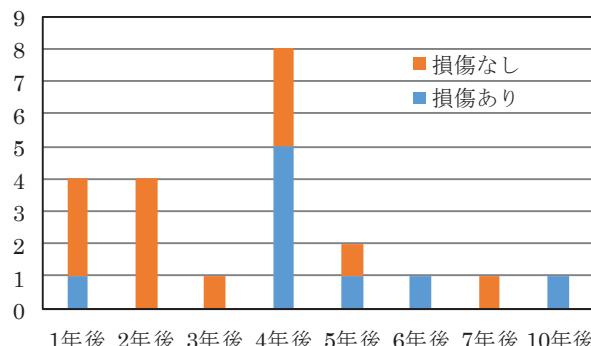


図-10.4 目地材の設置経過年数と損傷発生の関係

(3) 調査結果

図-10.3に目地材の仕上がり形状と損傷の関係を示す。形状が凸型の場合、目地材表面の剥がれが多く、損傷の発生が顕著であった。

次に、図-10.4に目地材設置経過年数と損傷発生の関係を示す。設置後4年以上した橋に損傷が起こっている傾向にある。個別に見ていくと1年で破損したものがある一方、7年後も健全なものもあり損傷が発生するまでの時間に差が見られた。

(4) まとめ

本検討をまとめると以下のとおりである。

既設目地材の現地調査の結果、目地の仕上り形状が凸型の場合、損傷が多い傾向にあることから、平坦型又は凹型に近い形状で仕上げるのが良いと考える。しかし、現設計幅が1cmで人力施工となることと、アスファルト系加熱注入目地は温度に対してワーカビリティが敏感に変化するため、仕上がり形状にはばらつきが生じるのが現状である。平坦型又は凹型に近い形状で仕上げがしやすいような材料選定の検討が必要である。

10.5 床版上に浸入した水分の確認技術の検討

橋面舗装において縁石や地覆前面の舗装端部、ひび割れ部から浸入した雨水または融雪水が舗装体内に広がり、層間剥離やポットホール発生の要因となっている¹⁾。積雪寒冷地においてはこれに凍結融解作用が加わり、舗装損傷が加速すると考えられる。このため、舗装内への水分の浸入を抑制する適切な止水対策や補修方法が求められる。

そこで、止水対策の良否を評価する手法を開発することを目的として、電極を舗装層間に設置することにより水分の浸入を検知する手法を室内および屋外試験により検討した。

(1) 計測の原理

土系試料において、水分が存在し湿潤な状態にあると、水分が存在しない乾燥した状態あるいは水分が凍結している状態と比べ、電気抵抗が低いことをこれまでの研究で確認している²⁾。本検討では、この性質を利用して、橋面舗装混合物層と床版の境界に複数の電極を設置し、電極間の電気抵抗値を計測することにより、水分の浸入の有無を検知する手法について評価した。

(2) 室内試験

1) 試験概要

これまでの研究で層間に電極を設置した舗装供試体を長時間水浸養生させた条件で、電気抵抗を計測することにより、電気抵抗値の低下から層間へ水分が浸入する状況を検知できることを確認している³⁾。本試験では、繰り返し凍結融解作用を受けることによる層間の水分浸入状況の検知や電気抵抗値の推移を観察・評価した。

試験に用いる供試体は、写真-10.3に示すように下層に床版を模擬したコンクリート版（以下、Co）、上層に北海道開発局の橋面舗装の基層および表層に標準的に使用されている細密粒度ギャップアスコン 13F55【ポリマー改質アスファルトII型】（以下、As）を用いた2層構造である。この供試体をステンレス製の容器に入れ、

図-10.5に示すように層の境界面が水浸するように容器内を水で満たし、凍結融解試験装置に入れ、100サイクルの凍結融解（5～-18°C：1サイクル約3.5時間）を経験させ、その間の電気抵抗を自動記録装置で計測した。なお、層間にはタックコートを施し、供試体数はn=3とした。

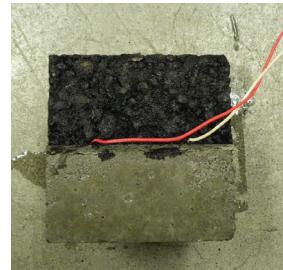


写真-10.3 室内試験用供試体

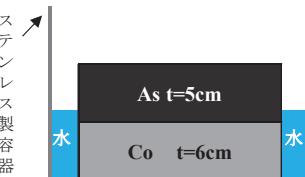


図-10.5 供試体養生状況

2) 計測方法

舗装層間に図-10.6に示すように電導性銅箔テープを用いた電極を中心間隔5cmで配置し、電極にリード線をはんだで接続し、自動記録装置にて交流50Hzのインピーダンス（以下、電気抵抗値）を計測した。

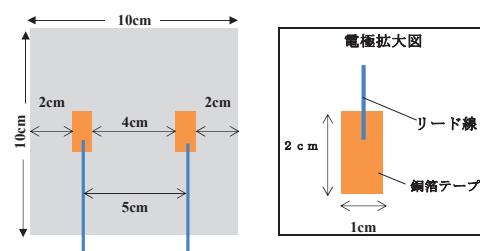


図-10.6 供試体サイズおよび電極配置状況

3) 計測結果

計測結果を図-10.7に示す。測定開始直後は全ての供試体で計測装置の定格を超える $1.0 \times 10^4 \text{ k}\Omega$ 以上の高い値となったが、No.1供試体で凍結融解7サイクル目に電気抵抗値の低下が見られ、その後、No.2で38サイクル目、No.3供試体で60サイクル目と、全ての供試体で電気抵抗値の低下が確認された。また、全ての供試体で凍結融

解のサイクル数が増えるにつれ電気抵抗値が低下する状況が確認され、層間への水分の浸入量が増加していく状況を検知したと考えられる結果となった。

なお、電気抵抗値が小刻みに上下しているのは層間の水分が凍結と融解を繰り返しているためと推察され、凍結融解 100 サイクルを終えた後の常温の状況下では一定の値で推移した。

以上の結果から本手法を用いることにより、舗装体が繰り返し凍結融解作用を受ける条件においても、舗装層間へ水分が浸入していく状況の判定が可能であると考えられた。

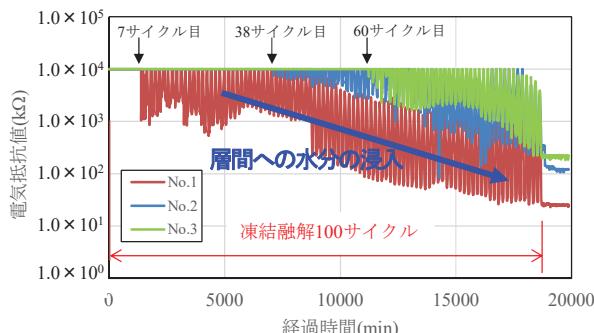


図-10.7 室内計測結果

(3) 屋外での電気抵抗計測による水分検知技術の検証

1) 試験概要

実環境下における電気抵抗の計測値から水分の浸入を検知することが可能かを検証することを目的として、積雪寒冷地の実際の橋梁において屋外試験を実施した。実施箇所は縁石前面の車道舗装部とし、床板防水を施した Co 床版と基層 As の層間に電極を配置して、電気抵抗による水分の浸入の検知を試みた。なお、電極の設置は 2 箇所で行い、1 箇所は健全な縁石前面の舗装部とし、他方は縁石にひび割れが生じており水分の浸入が想定される箇所とした。

2) 計測方法

電極の配置間隔は室内試験と同様とし、縁石前面から 7 cm 離れた位置に電極を設置した。計測にあたっては、自動記録装置の設置場所が確保できないため、ハンディタイプの LCR メータを用いて計測を行った。

3) 計測結果

計測結果を図-10.8 に示す。両箇所とも設置時は層間が乾燥状態であり、電気抵抗値が LCR メータの定格の $2.0 \times 10^5 \text{ k}\Omega$ 以上となり測定不能であったが、約 50 日経過後（累計降雨量 約 230mm）に計測を実施した結果、ひび割れの生じた縁石部で電気抵抗値が大幅に低下する

状況が確認され、層間への水分の浸入を検知できたものと考えられた。

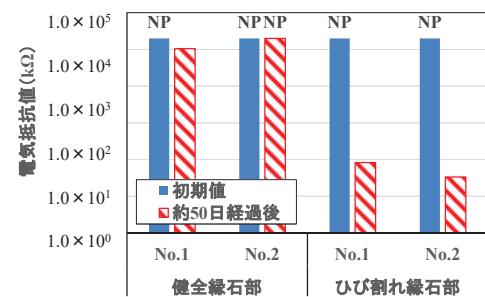


図-10.8 屋外試験結果

(4) 屋外での橋面の基層用アスファルト混合物および目地材料の止水・遮水性能の検証

室内試験および屋外試験の結果、電極間の電気抵抗を計測する手法により舗装層間に浸入した水分を検知できる可能性を確認した。

この水分検知手法を用いて、凍結融解、降雨、降雪および融雪等の気象作用を受ける積雪寒冷地の実環境下において、橋面舗装のアスファルト混合物の種類による止水・遮水性能を評価するためのデータ取得を開始した（写真-10.4）。今後は取得したデータを基に止水・遮水性能の高い目地材料および橋面舗装用アスファルト混合物の検討につなげる。



写真-10.4 模擬床版上の電極設置状況

参考文献

- 星卓見, 丸山記美雄, 木村孝司:RC 床版上の基層用アスファルト混合物の性能に関する検討, 第 59 回北海道開発技術研究発表会, pp. 総 6, 2015.
- 上野千草, 丸山記美雄, 木村孝司:路床・路盤材料の電気抵抗による凍結融解評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.73, No.3, p.I-200, 2017.
- 池田浩康, 上野千草, 大浦正樹:電気抵抗を用いた舗装層間の水分検知技術に関する基礎的検討, 第 74 回土木学会年次学術講演会講, pp.V-68, 2019.

11. 塩害等による水平ひび割れを模擬したRC床版の耐荷力・耐久性(寒地構造)

11.1 概要

床版における塩害の特徴の一つに、上側鉄筋の腐食膨張に伴う床版内部での水平ひび割れの発生¹⁾があるが、その後、上面の土砂化や押抜きせん断破壊に至るメカニズムや残存寿命は明確になっていない。そこで、塩害により上側鉄筋位置に水平ひび割れが発生した状態を模擬した床版の輪荷重による破壊挙動の把握を試みた。

11.2 試験方法

(1) 試験体諸元

試験体は、昭和39年鋼道路橋設計示方書に準じて設計した床版を1/2スケールに縮小した小型床版試験体2体とした。**表-11.1**に試験体の基本諸元を示す。2体のうち1体(No.1)は健全な状態を、もう1体(No.2)は塩害によって上側鉄筋位置に水平ひび割れが発生した状態を模擬している。No.2の水平ひび割れは、ひび割れ導入位置をコンクリートの打ち重ね箇所とし、打ち重ね面に膨張材を散布することで導入した。コンクリートの配合は21-8-15-Hであり、試験体のスケールを考慮して粗骨材最大寸法を15mmとした。**表-11.2**に試験開始直前に実施したテストピースによる静弾性係数試験結果を示す。

(2) 支持・載荷方法

試験には、小型輪荷重走行試験機を使用した。試験体の支持方法は、走行直角方向端部を単純支持(支持間隔960mm)、走行方向端部を弾性支持(同1,320mm)とした。輪荷重の載荷には鉄輪を使用し、走行直角方向中央に走行直角方向幅150mm×走行方向幅60mmの載荷ブロックを敷き並べた上を、走行方向中央から前後500mmずつ(全長1m)の範囲で連続走行させた。走行プログラムについては、No.1では、25kNで1,000回の予備走行を行った後に荷重を32kNに増加させる二段階載荷とし、No.2では、25kNによる一定載荷とした。

(3) 計測方法

計測項目は、試験体下面のたわみおよび上面コンクリートのひずみとし、所定の走行回数において輪荷重走行を停止した状態での静的載荷によりデータを取得した。静的載荷は、試験体中央(C点)、C点から走行方向に前後250mm(E点、W点)の合計3箇所で実施した。

(4) 超音波伝播速度

試験開始前には、試験体を室温23°C、湿度30%の試験室に3日間以上静置した後、超音波測定器を使用して、試験体厚さ方向にコンクリートの超音波伝播速度を計測した。計測は、輪荷重走行部に沿った長さ1,000mmの範

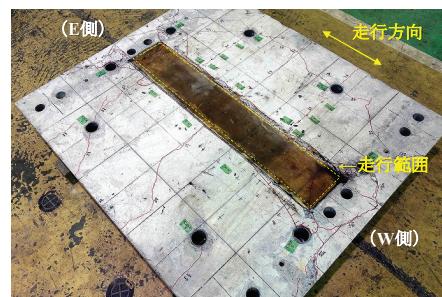
表-11.1 試験体の基本諸元

項目	単位	諸量
寸法	走行方向	mm 1,370
	走行直角方向	mm 1,200
	厚さ	mm 85
主鉄筋 (φ9)*	有効高	mm 20(20)
	間隔	mm 65(130)
配力鉄筋 (φ6)*	有効高	mm 57(57)
	間隔	mm 90(90)

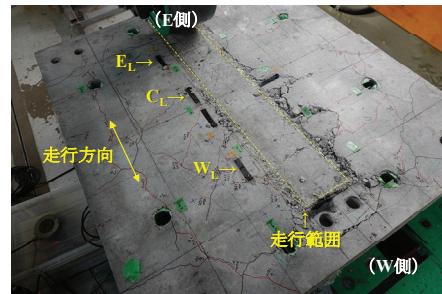
*括弧内は上側鉄筋の諸量

表-11.2 コンクリートの静弾性係数試験結果

試験体	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
No.1	48	36.5	27.6
No.2	42	32.0	23.4



(a) No. 1



(b) No. 2

写真-11.1 コンクリート表面ひずみと走行回数の関係

団において200~250mm間隔で実施しており、超音波伝播速度は、No.1における4,500m/sec(6点平均)に対して、No.2では2,700m/sec(10点平均)と小さな値を示した。

11.3 試験結果

(1) 損傷性状

写真-11.1は試験終了後に撮影した試験体上面の状況であり、両試験体ともに、載荷ブロック端部に沿って押抜きせん断破壊に伴うコンクリートの圧壊が発生していた。これに加えてNo.2では、走行直角方向に進展したひび割

れ部の圧壊や載荷ブロック近傍でのコンクリートのブロック化、走行部における走行直角方向ひび割れおよび土砂化の兆候と推察される角欠けの発生が見られるなど、上面の損傷性状がNo.1と大きく異なっていた。なお、下面におけるひび割れ密度やコンクリートの剥離範囲は、No.1とNo.2で同程度であった。

(2) 活荷重たわみの変化

図-11.1に、載荷点直下の活荷重たわみ(以下、たわみ)と走行回数の関係を示す。No.1については荷重25kNに換算した結果を示しており、たわみは荷重比(0.78=25kN/32kN)を用いて線形換算し、走行回数はマイナ一則に基づき換算した。なお、マイナ一則に適用するS-N関係式は式(11.1)²⁾とした。

$$\log P/P_{\infty} = -0.09121 \log N + \log 1.52 \quad (11.1)$$

ここで、 P : 輪荷重(kN)、 P_{∞} : 梁状化した床版の押抜きせん断耐力(kN)³⁾、 N : 破壊までの走行回数(回)である。

たわみは、輪荷重走行開始前の初期載荷の時点で、No.1の0.49~0.62mmに対してNo.2で0.94~1.20mmであり、水平ひび割れの存在によって剛性が約1/2に低下している。また、No.2では、走行開始直後からのたわみ増加が顕著であり、破壊に至る走行回数(3.26×10^4 回)は、No.1(7.63×10^6 回)の約1/170であり、先に示した損傷、劣化に至る耐久性がNo.1に比して低下していた。

(3) 上表面のコンクリートひずみ

図-11.2に、試験体上面の走行方向に貼り付けたひずみゲージ(ゲージ長60mm)から取得したコンクリートの活荷重ひずみ(以下、ひずみ)と走行回数の関係を示す。計測はNo.2についてのみ行い、上面の損傷が顕著であったW点付近(写真-11.1のW_L)での結果を図示した。走行開始前の初期載荷において、W_Lには、近傍(W点)での載荷時に圧縮ひずみが発生し、遠方(EおよびC点)での載荷時にはひずみが発生していないかったが、走行回数の増加とともに近傍載荷時の圧縮ひずみが増加し、さらに遠方載荷時には上面に引張ひずみが発生した。また、他の計測位置(写真-11.1のC_LおよびE_L)においても同様のひずみ性状となっていた。こうしたひずみ性状から、No.2においては、輪荷重走行下での水平ひび割れの開きやすれの繰返しによってひび割れ面での一体性が失われた結果、ひび割れの上下が独立して挙動することでかぶり部分が波打つような変形モードになっていた可能性がある。このような変形モード、すなわち、上面での走行方向への引張

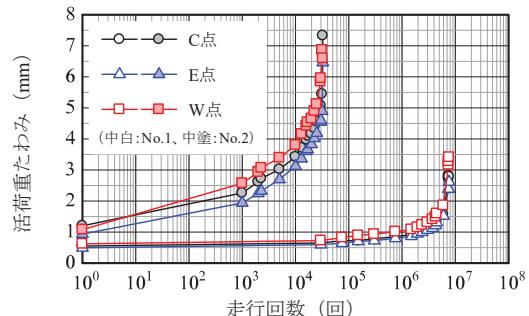


図-11.1 活荷重たわみと走行回数の関係

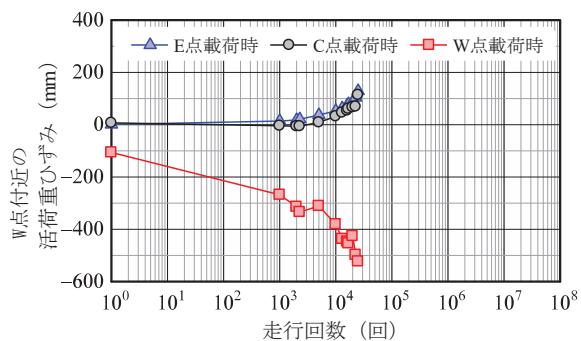


図-11.2 コンクリート表面ひずみと走行回数の関係

ー圧縮応力の交番作用が、No.2の上面におけるコンクリートのブロック化や走行直角方向ひび割れの角欠け等の原因になっていたと推察される。

11.4 まとめ

塩害が進行した状態を模擬した床版試験体の輪荷重走行試験を実施した結果、上側鉄筋位置での水平ひび割れの発生により、健全状態と比較して押抜きせん断破壊や上面コンクリートの劣化損傷に対する耐久性が著しく低下する可能性があることを示した。本試験は、床版全面で塩害が進行した状態を想定したものであるが、実橋においては劣化箇所が散在することが多い。また、床版上面が湿潤環境に曝されていることも少なくない。このため、劣化範囲を変えた場合や湿潤環境とした場合など、実態に即した条件での試験を実施することで、床版の維持管理における適用性を高めることが求められる。

参考文献

- 1) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル 2016、2016.
- 2) 赤代恵司ほか：丸鋼鉄筋を用いたRC床版の疲労特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.57A、pp.1297-1304、2011.
- 3) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、第9回コンクリート工学年次論文報告集、pp.627-632、1987.

12. 凍害等による層状ひび割れを模擬した RC 床版の耐

荷力・耐久性と土砂化への進展（寒地構造）

12. 1 概要

寒冷地を中心に、道路橋 RC 床版（以下、床版）の内部に複数の水平ひび割れ（以下、層状ひび割れ）が発生する事例が報告されている¹⁾²⁾。これは凍害や ASR によって発生するとされ、供用期間の増加により、やがて土砂化に進展すると考えられる³⁾。床版に発生した層状ひび割れが輪荷重走行下で土砂化に進展するメカニズムや期間を考察することを目的に、層状ひび割れの発生を模擬した RC 梁試験体を製作し、輪荷重走行試験を行った。

12. 2 試験方法

（1）試験体

試験は、表-12.1 に示すコンクリートの状態（健全、層状ひび割れ）および試験環境（乾燥、上面湿润）が異なる 4 ケースとした。図-12.1 に試験概要を示す。試験体は幅 600mm、高さ 180mm、長さ 1,500mm の扁平梁形状とした。コンクリートの配合は 21-8-20H とし、D-D および D-W の上半分（厚さ 90mm）に打込むコンクリートには膨張材を過剰添加して層状ひび割れを模擬した。試験開始時におけるコンクリートの圧縮強度は 39.9N/mm²、静弾性係数は 23.6kN/mm² であった。

（2）載荷方法

試験には、クランク式の輪荷重走行試験機を使用し、図-12.1 に示すように、輪荷重の走行方向に並べた試験体 2 体を同時に試験に供した。このときの 2 体の組合せはコンクリートの劣化状態が同じ試験体（S-D と S-W、D-D と D-W）とし、一方（S-W、D-W）では、試験体中央付近上面の 200mm×200mm の範囲（以下、給水口）から水を連続的に供給することで、試験中は部分的に試験体上面を湿润状態に保った。

輪荷重の載荷には鉄輪を使用し、走行直角方向 500mm × 走行方向 200mm の鋼製ブロックを敷き並べた上の全長 2m の範囲を往復走行させた。作用させる輪荷重は試験機の最小荷重である 100kN とした。

（3）計測方法

試験における基本的な計測項目は試験体下面のたわみとし、輪荷重走行および水の供給を停止した状態で試験体中央付近での静的載荷を実施し、その直下のたわみを取得した。また、試験の途中には、試験体高さ方向への超音波伝播速度および上側鉄筋位置でのコンクリート含水率（以下、含水率）の計測を実施した。含水率は、図-12.1 に示す位置で電気抵抗式水分計を用いて計測した。

表-12.1 試験ケース

試験体	状態	試験環境
S-D	健全	乾燥
S-W		上面湿润
D-D	層状ひび割れ	乾燥
D-W	(模擬)	上面湿润

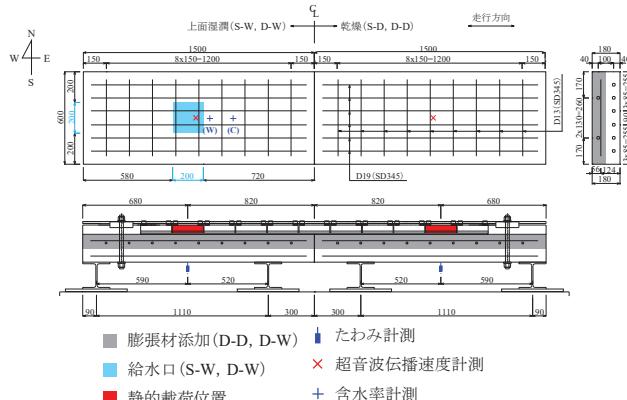


図-12.1 試験概要



写真-12.1 切断面のひび割れ性状（D-D、試験終了後）

（4）試験体の劣化状況

写真-12.1 は試験終了後に試験体 D-D を輪荷重走行方向に切断したときの切断面の状況である。輪荷重載荷前の供試体切断面は確認できなかったが、後述するように D-D 供試体は、輪荷重による土砂化等の劣化進展の影響が殆ど見られなかった。そのためこの試験終了後の D-D 供試体の切断面の状況も輪荷重載荷前から大きく変化していないであろう。ここでは、上縁から軸直角方向鉄筋までの 60mm 程度の間に、水平方向のひび割れが層状に 2~4 本程度発生していた。本試験体による実橋における劣化状況の再現性については別途詳細な検証が必要であるが、既往の調査事例¹⁾では、層状ひび割れが粗骨材寸法程度の間隔で発生することが報告されており、ひび割れ間隔の観点では、本試験体は実橋における層状ひび割れによる劣化状況を十分再現していると考える。

12. 3 試験結果

（1）損傷状況

写真-12.2 に、試験終了時に撮影した試験体側面の状況を示す。S-D および D-D では、走行初期に発生した曲

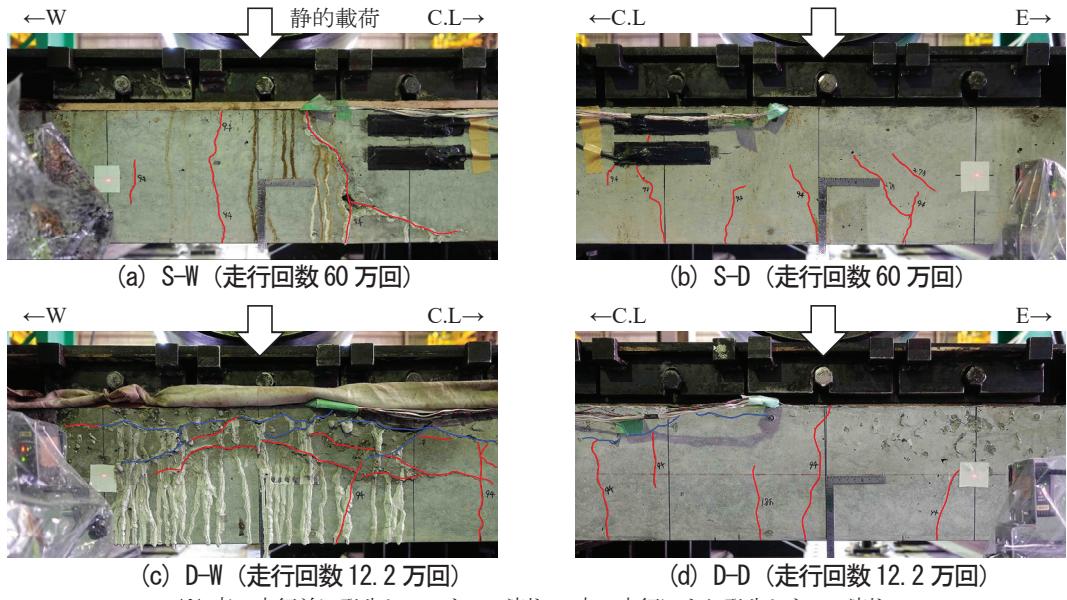


写真-12.2 試験体側面の状況

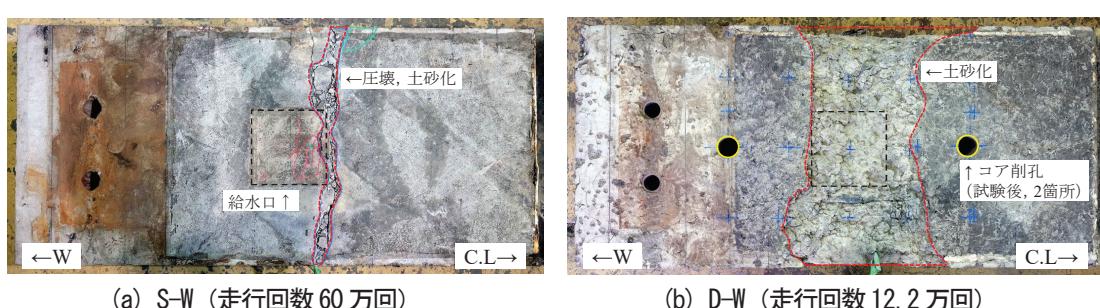


写真-12.3 試験体上面の状況

げひび割れが早い段階で試験体を上下に貫通するひび割れや斜めひび割れに進展したが、その後、試験終了までに損傷が著しく進行することはなかった。S-Wでは、走行初期に曲げひび割れが発生し、支間中央付近では試験体上下に貫通した。その後、走行6.3万回までは側面の状況に目立った変化はなかったが、10万回では貫通ひび割れに沿った漏水および遊離石灰の滲出が見られ、55～60万回にかけて軸方向鉄筋に沿ったかぶりコンクリートの剥離が生じてたわみが急増したため、せん断破壊に至ったと判断した。写真-12.3には、試験終了時の試験体上面の状況を示しており、試験体幅方向に線状にコンクリートの圧壊領域が形成され、給水口付近では部分的に骨材が分離する様子が見られた。S-Wでは、既往の水張り環境下での床版の輪荷重走行試験⁵⁾において報告されている損傷・破壊過程と同様、上面から貫通ひび割れに水が浸入してひび割れ面がすり磨かれることによる剛性の低下、および、土砂化による圧縮縁でのコンクリートの応力伝達機構の低下が、早期のせん断破壊をもたらしたと推察される。D-Wでは、他の試験体と同様に走行

初期に曲げひび割れの発生が見られたが、上下に貫通することはなかった。その後、6.3万回までに側面の状況に大きな変化はなかったが、10万回では試験体上半分の膨張材の過剰添加部において走行前に発生していた水平ひび割れの開口とその下方での新たな水平ひび割れの発生が見られた。これらのひび割れからは遊離石灰が滲出し、さらに試験体上半分のコンクリートが濡れ色になっていたことから、この写真の時点で上面側の広い範囲でコンクリートが湿润状態になっていたことがわかる。また、写真-12.4は、試験終了後の試験体を走行方向に切断したときの切断面の状況であり、土砂化による著しい断面欠損が生じた箇所の外側には、内部で土砂化が進行する兆候や水平ひび割れの部分的な開口・進行が見られた。これらのことから、D-Wでは、層状ひび割れへの水の浸透に、走行による層状ひび割れの開口やポンピング作用が相まって、水の浸透範囲ひいては土砂化範囲が給水口より広範囲に拡大していったと考えられる。

(2) たわみ変化

図-12.2(a)に、静的載荷により取得したたわみと走行回数の関係を示す。図中には本試験体を集中荷重が作用する単純梁と見なして計算した理論たわみも図示している。S-D および D-D では、走行回数の増加とともに徐々にたわみが大きくなる傾向があるが、試験終了までにたわみの急増は見られず、理論たわみの範囲内であった。2 体のたわみを比較すると、D-Dにおいてたわみが大きいことから、層状ひび割れによって疲労耐久性が低下することが示唆される。S-W では、34 万回まではたわみが S-D と同程度であったが、55 万回以降ではかぶりコンクリートの剥離および上縁コンクリートの圧壊の発生によりたわみが急増した。D-W では、3.9 万回まではたわみが D-D と同程度であるが、その後たわみが急増した。ただし、この時点で曲げひび割れの著しい開口や斜めひび割れの発生は見られていないことから、このたわみの急増は、構造上の限界状態（破壊）に達したのではなく、土砂化の進行に伴って試験体有効高さが減少したことによる曲げ剛性の低下に起因するものと推察される。

(3) 超音波伝播速度の変化

図-12.2(b)に、超音波伝播速度と走行回数の関係を示す。S-D では、試験前後での超音波伝播速度の低下が数% 程度であり、本試験の範囲では、試験体内部にひび割れ等が発生していないかったと考えられる。S-W の超音波伝播速度は、28 万回までは S-D と同程度であったが、55 万回で急激に低下した。D-D および D-W では、前述のように走行開始前の時点では超音波伝播速度が健全状態（S-D, S-W）の 50~60% であったが、9 千回のときにはさらに低下して健全状態の 40~50% になった。その後、D-D では試験終了までに超音波伝播速度の急激な低下は生じていないが、D-W では 6.3 万回で急激に低下した。試験体側面に損傷の進行や漏水、遊離石灰の滲出が見られたのは 6.3~10 万回の間であったが、超音波伝播速度の低下からは、6.3 万回の時点では試験体内部にこれらの要因となる劣化が先行して発生していたことが推察される。

(4) 含水率の変化

図-12.2(c)に、S-W および D-W に関する上側鉄筋位置での含水率と走行回数の関係を示す。S-W では、走行開始からしばらくは上側鉄筋位置での含水率に顕著な変化がなく乾燥状態が保たれていたが、28 万回以降に含水率が増加しているが、負曲げモーメントやせん断力の作用によるひび割れの発生やエポキシ樹脂の剥離による止水の不具合等によって給水口以外にも水が浸入した可能

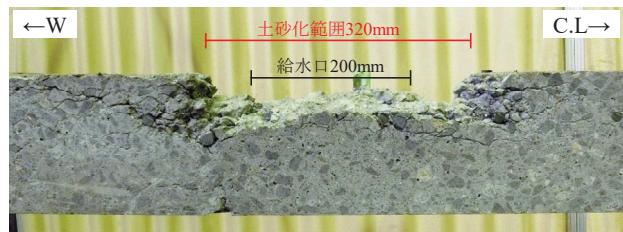


写真-12.4 試験体切断面の状況 (D-W, 試験終了後)

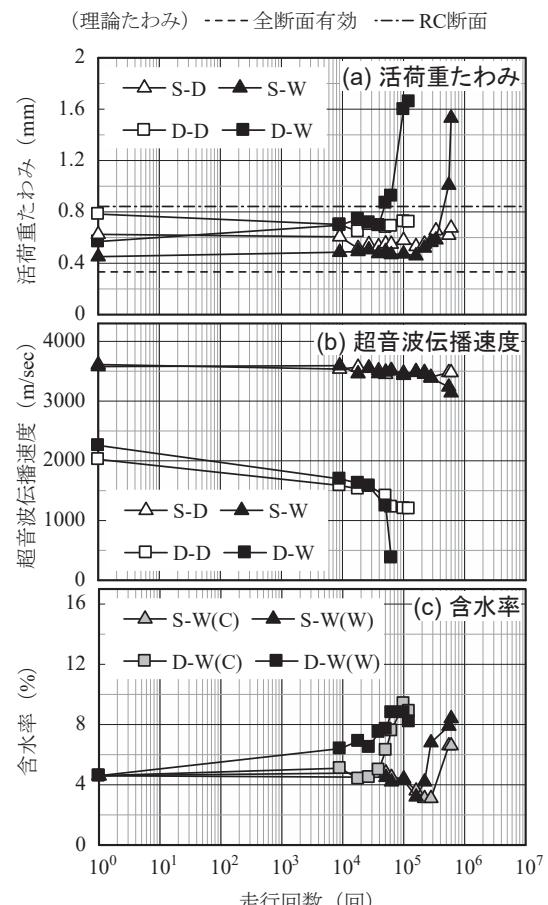


図-12.2 試験結果 (経時変化)

性がある。一方、D-Wにおいては、給水口付近の D-W(W) では 9 千回、中央寄りの D-W(C) では 5.1 万回で乾燥状態に対する含水率の増加が見られ、その後も走行回数の増加とともに徐々に増加した。走行に伴う層状ひび割れの開口やポンピング作用によって、水の浸透範囲が徐々に拡大したと考えられる。

12.4 層状ひび割れが土砂化に進展する期間の試算

維持管理の実務においては、各種性能低下が生じるまで期間を勘案して早急に対策を講じる必要があるか否かを判断することが求められる。そこで、前述の試験結果を基に、層状ひび割れが土砂化に進展するまでの大よその期間を把握するための試算を行った。

表-12.2 層状ひび割れから土砂化に至る期間（試算）

項目	試算条件		
	A	B	C
大型車交通量（台/車線/日） ^{*1}	100	400	600
劣化が進行する期間（日/年） ^{*2}		146	
土砂化までの累計走行回数（回） ^{*3}		122,000	
土砂化までの期間（年）	8.4	2.1	1.4

仮定

*1 実橋での大型車交通量から仮定

*2 アメダスデータ（年間の降雨日数）を基に、1年のうち146日で床版が湿潤状態にあり、この間に層状ひび割れが土砂化に進展すると仮定

*3 輪荷重走行試験結果（D-W）から仮定

表-12.2 に、試算条件および試算結果を示す。各条件の違いは1車線当たりの大型車交通量（以下、交通量）であり、試算AおよびBでは、既往の調査^{1), 6)}により層状ひび割れの発生が確認されている橋梁における交通量を基に交通量を100台/日および400台/日とし、試算Cでは、過去に著者らが土砂化発生状況の分析⁷⁾を実施した際の対象橋梁における平均的な値を基に交通量を600台/日とした。また、北海道内の主要なアメダス観測所における年間の降水日数を参考に、年間146日（1年のうち40%の期間）を輪荷重走行と水の影響により劣化が進行する期間とし、その間の材料劣化の進行等による影響は考慮していない。土砂化に至るまでの累計走行回数は、D-Wにおける走行回数12.2万回をそのまま採用した。

層状ひび割れが土砂化に進展する期間は、表-12.2に示すように、試算Aで8.4年、試算Bで2.1年、試算Cで1.4年になった。本試算結果は多くの仮定を含むものであり、必ずしも実橋での土砂化発生を正確に予測するものではないが、定期点検要領⁴⁾で規定される5年に1回の点検頻度や対策までの期間（対策区分C1、C2の場合には5年程度以内）を一つの目安にしたとき、床版上面への水の供給状況や大型車交通量によっては、層状ひび割れは発生してから5年以内で土砂化に進展する可能性があると示唆される。

12.5 まとめ

- 1) 層状ひび割れが発生した床版が湿潤環境下で輪荷重走行の影響を受ける場合、層状ひび割れへの水の浸透に、輪荷重走行による層状ひび割れの開口の促進とポンピング作用の組合せによって、土砂化が急激かつ広範囲に進行する場合がある。
- 2) 水の供給状況や大型車交通量によっては、層状ひび割れは数年以内で土砂化に進展する可能性があることを示唆した。

なお、上記は、限られた条件下で層状ひび割れが土砂化にまで進展する過程を模擬したものであり、実橋にお

いては、層状ひび割れが発生している深さ、範囲、部位（桁や輪荷重走行位置との位置関係）や水の供給状況（舗装や防水層の状態等）によってその過程は異なると考えられる。

参考文献

- 1) 澤松俊寿、岡田慎哉、西弘明、三田村浩、松井繁之：46年間供用した寒冷地における道路橋RC床版の劣化損傷状況、土木学会第68回年次学術講演会講演概要集、I-414、2013
- 2) 伊戸康清、島田守、五島孝行、柴田辰正、大田孝二：アルカリシリカ反応で損傷した道路橋床版一橋梁インフラの維持修理事例の紹介一、土木技術資料、Vol.55、No.8、pp.56-59、2013
- 3) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル2016、2016
- 4) 国土交通省：橋梁定期点検要領、2014
- 5) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、第9回コンクリート工学年次論文報告集、pp.627-632、1987
- 6) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋RC床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017
- 7) 角間恒、白戸義孝、西弘明、松田有加、松本高志：北海道における道路橋RC床版の土砂化発生傾向の整理、平成29年度土木学会北海道支部論文報告集、第74号、A-38、2018

13. 凍害劣化の進行に伴う RC スラブの耐力低下（耐寒）

材料)

13. 1 はじめに

凍害を受ける床版に関して、劣化の進行と耐力低下との関係を明らかにするため、劣化深さをパラメータとしたスラブ供試体を製作し、静的載荷試験を行った。

13. 2 供試体および実験概要

(1) 供試体概要

スラブ供試体の形状寸法、配筋を図-13.1に示す。配筋および床版厚($t=160\text{mm}$)は昭和39年の道路橋示方書で設計された床版供試体に準じている。

使用したコンクリートに関しては、早期に凍害劣化を顕在化させるために、コンクリートにAE剤を使用せず、水セメント比を65%と大きめに設定した。

実験変数は、スラブ供試体上面からの「劣化深さ」である(表-13.1)。

(2) 凍結融解試験

凍結融解試験に当たっては、以下の2つの方法により劣化深さを制御した。1) 上面以外の面には断熱材を設置し、供試体の冷却・加熱は供試体上面からのみ行った。2) 設定した劣化深さの位置の温度が $-18\sim0^\circ\text{C}$ になるように温度を制御した。このような温度条件で、気中凍結水中融解による凍結融解作用を供試体F-H/4は100回、供試体F-H/2は300回与えた。

(3) 静的載荷試験

支持条件は2辺単純支持で、支間は 1040mm とした。載荷版には $100\times100\text{mm}$ の鋼板を使用し、供試体中央を一点集中載荷した。

13. 3 静的載荷試験結果

図-13.2に各供試体の荷重-変位曲線を示す。劣化深さがスラブ厚の $1/2$ である供試体F-H/2では、供試体Nに比べて耐力が大きく低下した。一方、劣化深さがスラブ厚の $1/4$ である供試体F-H/4の耐力は供試体Nとほとんど変わらなかった。

13. 4 耐力変化のメカニズムに関する考察

供試体F-H/2の耐力が供試体Nに比べて大きく低下したのは、図-13.3に示すように、1) 梁のウェブに相当する部分が劣化したことにより引張強度が低下し、斜め引張ひび割れが発生したこと、2) 載荷前に発生していた凍結融解作用による水平ひび割れの影響を受けたことにより、破壊形式が変化したことが要因として考えられた。

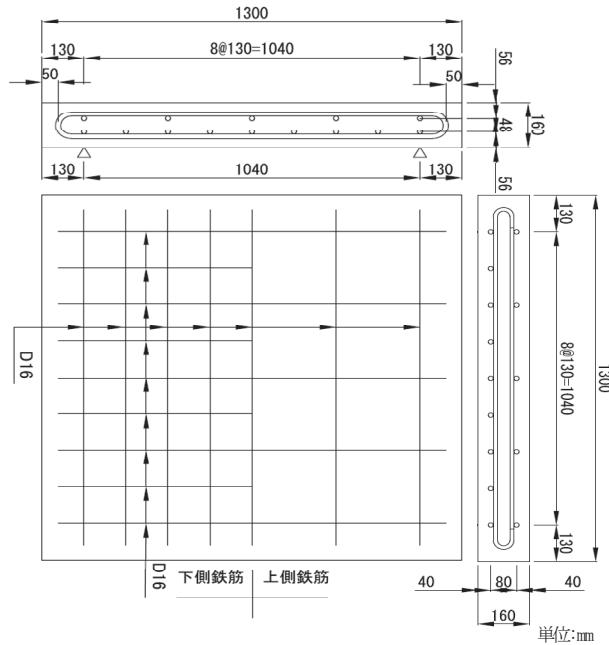


図-13.1 スラブ供試体の形状寸法、配筋試験概要

表-13.1 供試体名と実験変数

供試体名	劣化深さ
N	-
F-H/4	40mm
F-H/2	80mm

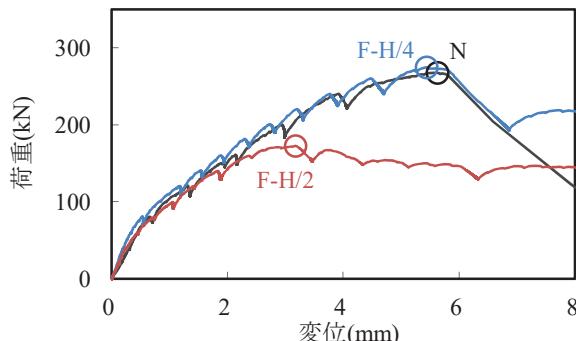


図-13.2 荷重-変位曲線



図-13.3 斜め引張ひび割れと水平ひび割れ (F-H/2)

14. 凍害・ASR に起因する層状ひび割れが発生した床版の疲労耐久性（寒地構造）

14. 1 はじめに

凍害・ASR に起因する層状ひび割れが発生した床版の疲労耐久性を把握するために、O 橋床版から切出した床版試験体の輪荷重走行試験を実施した。なお、本研究では、49 年間の供用中に発生した層状ひび割れが残存疲労耐久性に与える影響を把握することに主眼を置き、試験中の凍害・ASR の進行による影響は考慮しないこととしている。

14. 2 試験方法

(1) 試験体概要

試験体は、新規製作の試験体 1 体 (W_S) ¹⁾と、O 橋から切出して整形した試験体 2 体 (W_{O1} と W_{O2}) とした。**表-14.1** に試験体の基本諸元を示す。試験体寸法は走行方向 $3000\text{mm} \times$ 走行直角方向 2300mm であり、 W_{O1} および W_{O2} では、中央の $2350\text{mm} \times 1650\text{mm}$ を O 橋床版からの切り出し部、周囲 325mm 幅の範囲を整形部とした。 W_{O1} では、試験前の時点で下面全面にひび割れの発生があり、E 側の一部では白色析出物を伴って網目状に発達していた。試験終了後に実施した切断面の観察では、白色析出物が確認された範囲では試験体上縁から下側鉄筋までの深さに層状ひび割れが発生していることを確認しており、 W_{O1} では部分的に凍害・ASR が生じていたと推察される。また、 W_{O2} では、下面全体で白色析出物を伴う網目状のひび割れが発生しており、上面の打音検査では全面で浮き・剥離を表す異音が認められた。

(2) 載荷および計測方法

試験には、寒地土木研究所が所有するクランク式の輪荷重走行試験機（写真-14.1）を使用した。試験体の支持は、走行直角方向端部を単純支持（支持間隔 2000mm ）、走行方向端部を弾性支持（支持間隔 2825mm ）とし、試験体の四隅には浮き上がり防止材を設置した。輪荷重の載荷には鉄輪を使用した。走行範囲は試験体中央から前後 1m （全長 2m ）とし、走行直角方向幅 $300\text{mm} \times$ 走行方向幅 120mm の鋼製載荷ブロックを連結して並べ、走行範囲全長にわたる鋼板を敷設した上に輪荷重を往復走行させた。

載荷プログラムとして、 W_{O1} および W_{O2} には一定荷重載荷プログラムを採用し、荷重は 100kN とした。載荷面積 $300\text{mm} \times 120\text{mm}$ に荷重 100kN を作用させる本試験条件は、後述する式(2)で計算される破壊までの走行回数が、載荷面積 $500\text{mm} \times 200\text{mm}$ (T 荷重のうち 1 輪分) に荷重 123kN を作用させる場合と等価であり、設計で考慮するより極端に大きな荷重を用いて疲労損傷を促進する試験にはしていない。また、 W_S では荷重漸増載荷プログラムが

表-14.1 試験体の基本諸元（設計値）

項目	単位	諸量
平面寸法 ^{*1}	mm	3000×2300
床版厚	mm	170
主鉄筋 ($\phi 16$)	有効高 ^{*2}	mm 130(40)
	間隔 ^{*2}	mm 100(200)
配力鉄筋 ($\phi 13$)	有効高 ^{*2}	mm 115(55)
	間隔 ^{*2}	mm 200(200)

*1 走行方向×走行直角方向

*2 括弧内は上側鉄筋の諸量



写真-14.1 輪荷重走行試験機

採用されており、 130kN 、 140kN の順にそれぞれ 10 万回走行した後に 170kN に荷重を増加させて試験体が破壊に至るまで走行させている。

本試験における基本的な計測項目は、試験体下面のたわみとし、 W_{O1} および W_{O2} では既設鉄筋端部のひずみも計測した。計測データは、所定の走行回数において輪荷重走行を停止させ、試験体中央 (C 点) および試験体中央から走行方向に $\pm 625\text{mm}$ の位置 (E および W 点) の 3箇所で順番に静的載荷を実施することで取得した。

(3) 試験結果の換算

W_{O1} および W_{O2} とは異なる荷重漸増載荷プログラムを採用した W_S については、比較のために、以下の手法を用いて試験結果を一定荷重（ 100kN 、以下、基本荷重）による結果に換算する。たわみに関しては、変動荷重（ 130 、 140 、 170kN ）に対する基本荷重の比を用いて線形換算し、走行回数に関しては、次式で計算される等価走行回数²⁾に換算した。

$$N_{eq} = (P_i / P_0)^m N_i \quad (1)$$

ここで、 N_{eq} ：等価走行回数、 P_0 ：基本荷重、 P_i ：輪荷重、 N_i ： P_i による走行回数、 m ：床版の S-N 曲線（両対数）の傾きの逆数であり、 m の値は、次式で表される S-N 曲線³⁾を基に 10.96 ($=1/0.09121$) とした。

$$\log P / P_{eq} = -0.09121 \log N + \log 1.52 \quad (2)$$

ここで、 P ：輪荷重、 P_{eq} ：梁状化した床版の押抜きせん断耐力⁴⁾、 N ：破壊までの走行回数であり、 P_{eq} は式(3)～(6)

により計算される。

$$P_{sx} = 2Bf_vX_m + 2Bf_tC_m \quad (3)$$

$$B = b + 2d_d \quad (4)$$

$$f_v = 0.656 f'_c^{0.606} \quad (5)$$

$$f_t = 0.269 f'_c^{2/3} \quad (6)$$

ここで、 B ：梁状化の梁幅、 X_m ：引張側コンクリートを無視したときの主鉄筋直角断面の中立軸深さ、 C_m ：引張側主鉄筋のかぶり、 b ：載荷ブロックの走行方向の辺長、 d_d ：配力鉄筋の有効高さ、 f_v ：コンクリートのせん断強度、 f_t ：コンクリートの引張強度、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度である。

14.3 試験結果

(1) 輪荷重走行試験前のたわみ

表-14.2 に、輪荷重走行試験前に100kNによる静的載荷（以下、初期載荷試験）を実施して得た載荷点直下のたわみを示す。表中には、剛性低下の程度を表すたわみによる劣化度⁵⁾（式(7)、以下、たわみ劣化度）を計算した結果も併記している。

$$D_d = (w - w_0) / (w_c - w_0) \quad (7)$$

ここで、 D_d ：たわみ劣化度、 w ：たわみの実測値、 w_0 ：コンクリートを全断面有効としたときの理論たわみ、 w_c ：引張側コンクリートを無視したときの直交異方性を考慮した理論たわみである。

W_{01} では、100kN時の各点でのたわみに差がなく、E点付近に部分的に発生していた層状ひび割れによる床版剛性の低下は認められなかった。また、3点のたわみは全てWSのたわみを上回った。 O 橋床版において49年間の供用中に受けた疲労損傷の程度は明確でないが、初期載荷試験でのたわみ劣化度は0.4程度であり、輪荷重走行試験により疲労損傷過程とたわみやひび割れ密度との関係を明らかにした松井・前田の研究⁵⁾を参考にすると、疲労損傷の程度としてはごく軽微であったと考えられる。 W_{01} の剛性がWSより小さくなったのは、試験体全体で床版厚が5mm程度小さかったことが影響していたと推察される。

W_{02} では、E側からW側に向かうにつれてたわみが増加し、WSおよび W_{01} と比較して総じてたわみが大きくなった。 W_{02} ではW-N側で土砂化が顕著であり、床版厚の減少が剛性低下に影響したと考えられる。また、CおよびE点では床版厚が設計値と同程度であったことを踏まえると、試験体全面で層状ひび割れによるコンクリートの力学的性能や鉄筋付着性能が低下していたことで、床版全体で剛性が低下した状態であったといえる。ただし、既設鉄筋端部のひずみから、初期載荷試験時には鉄筋付着破壊が試験体端部までは達していないことを確認している。

表-14.2 初期載荷試験時のたわみ（単位：mm）

試験体	W点	C点	E点
WS	0.88 (0.22)	1.08 (0.34)	0.90 (0.23)
W ₀₁	1.12 (0.37)	1.16 (0.39)	1.17 (0.40)
W ₀₂	1.75 (0.76)	1.44 (0.56)	1.20 (0.42)

※ 括弧内の数字は式(7)によるたわみ劣化度を表す。

表-14.3 破壊までの走行回数

試験体名	走行回数	走行回数比 ^{*2}
WS	14,492,400 ^{*1}	—
W ₀₁	1,050,000	1/14
W ₀₂	4,600	1/3150

*1 式(1)により基本荷重100kN時に換算した走行回数

*2 WSに対する比

(2) 破壊までの走行回数

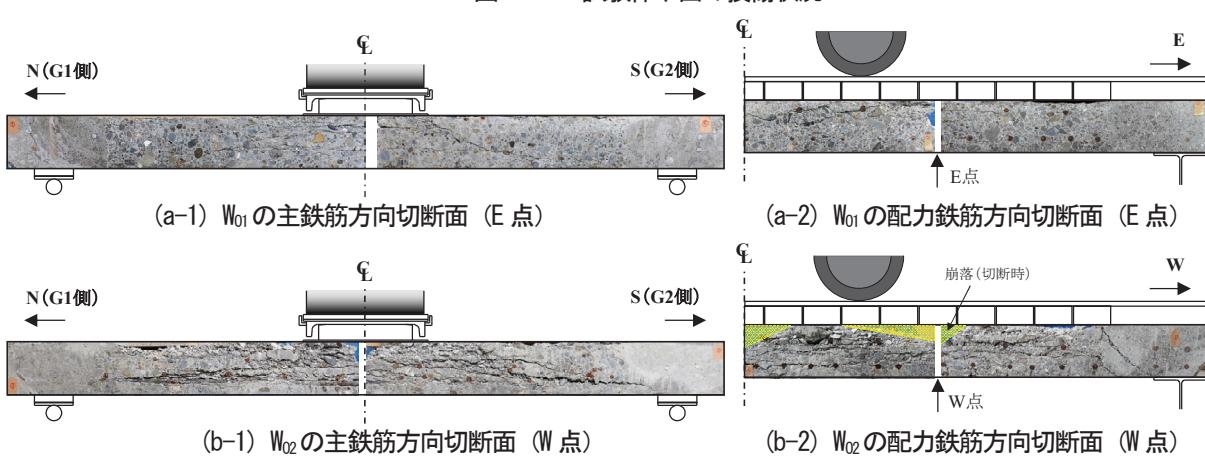
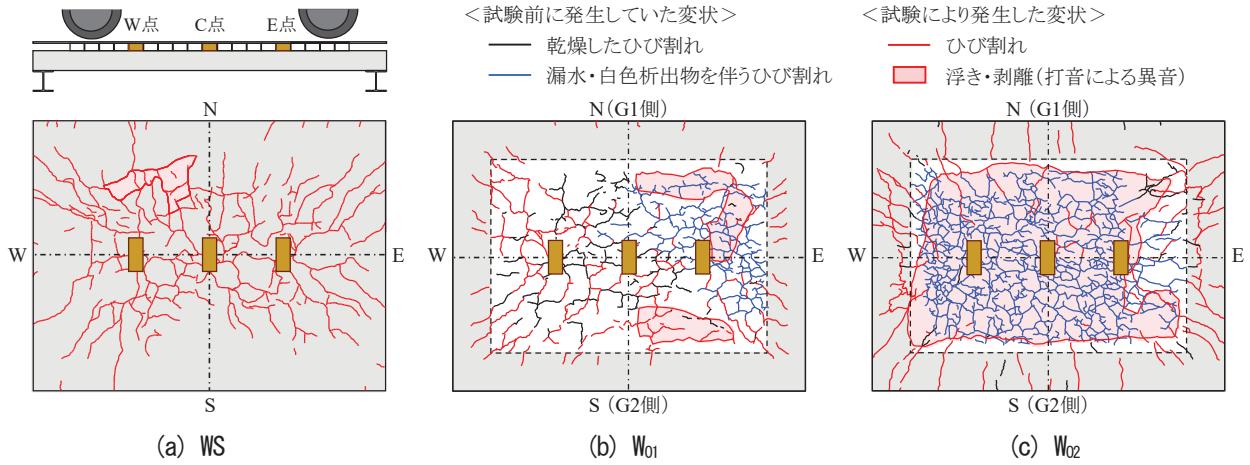
表-14.3に、輪荷重走行試験により得られた破壊までの走行回数（以下、試験走行回数）を示す。試験走行回数は、WSの1449万回に対し、 W_{01} では1/14倍の105万回、 W_{02} では1/3150倍の4.6千回に減少し、土砂化や層状ひび割れが顕著であった W_{02} において特に疲労耐久性の低下が大きくなった。なお、本試験では、試験体の整形に際して床版上に設置されていたアスファルト舗装およびコンクリート舗装（厚さ40mm）を撤去しており、供用中にはこれらが荷重分散や構造性能に寄与していたことを考えると、本試験が供用状態と比較して過酷な条件で疲労耐久性を評価したものであることに留意されたい。

(3) 損傷状況

図-14.1に試験終了時における試験体下面の損傷状況を、写真-14.2に W_{01} および W_{02} について試験終了後に試験体を切断したときの断面の損傷状況を示す。なお、試験体の切断は、C、E、W点のうち輪荷重走行による損傷の進行が最も顕著であった点（ W_{01} ：E点、 W_{02} ：W点）で、主鉄筋および配力鉄筋方向の2方向に実施した。

WSでは、走行初期に2方向ひび割れが下面全体に発生し、その後は、試験終了までひび割れ密度やひび割れ幅の著しい変化は確認されなかった。最終的には、W-N側において押抜きせん断破壊に伴う下面のかぶりコンクリートの剥離・剥落が生じた。

W_{01} では、下面において、主に中央からW側にかけて走行前に発生していたひび割れ同士を連結するように新たなひび割れが発生し、E側では押抜きせん断に伴う下面のかぶりコンクリートの剥離が見られた。主鉄筋方向切断面（写真-14.2(a-1))では、S側において、松井が提案する



押抜きせん断モデル⁴⁾(以下、松井の破壊モデル)と同様、載荷ブロック端部から発生する斜めひび割れおよび下側主鉄筋に沿った水平方向のひび割れが見られたが、N側においては、上縁から下側鉄筋までの深さに層状ひび割れが確認され、これによって斜めひび割れが水平方向に誘導されている。また、配力鉄筋方向切断面(写真-14.2(a-2))においても、E点から支点側に向かう層状ひび割れが見られた。層状ひび割れが発生していた範囲は下面に漏水・白色析出物が見られた範囲に概ね一致していたことから、この層状ひび割れは、供用中に部分的に凍害・ASRが生じたことに起因すると推察される。

W_{02} では、下面において切出し部での新たなひび割れの発生は少なく、走行中には走行部直下で配力鉄筋方向に発生していたひび割れが著しく開閉する様子が観察された。主鉄筋方向切断面(写真-14.2(b-1))の損傷状況は明らかに松井の破壊モデルと異なり、上縁と下側鉄筋の間でコンクリートが層状に剥離し、配力鉄筋方向切断面(写真-14.2(b-2))からは層状剥離が広範囲に及んでいることがわかる。これは、輪荷重走行に伴う鉛直圧縮力や面内せん

断力、曲げ圧縮力等の繰り返しによって層状ひび割れ面の損傷が進行したものと考えられ、 W_{01} では観察されていない損傷であることから、層状ひび割れの発生範囲の差異が損傷の形態や進行速度に影響を及ぼした可能性が考えられる。この他、下面には試験体全面にわたってかぶりコンクリートの剥離が生じ、さらに輪荷重走行部(上縁)では試験体切断時に部分的にコンクリートが崩落するほど脆弱な状態となっていた。なお、写真-14.2(b-2)においては、切出し部と整形部の境界から支点に向かう斜めひび割れの発生が確認されており、これが W_{02} における破壊の直接的な要因となっていたと考えられる。

(4) たわみと走行回数の関係

図-14.2に、載荷点直下の活荷重たわみ(以下、たわみ)と走行回数の関係を示す。 WS においては、走行初期の曲げひび割れの発生に伴いたわみが増加した後、たわみが2mm程度のまま推移した。その後、CおよびW点において1200万回以降にたわみが再び増加し、1449万回で破壊に伴い急増した。

W_{01} におけるたわみ変化の傾向は WS と同様であるが、

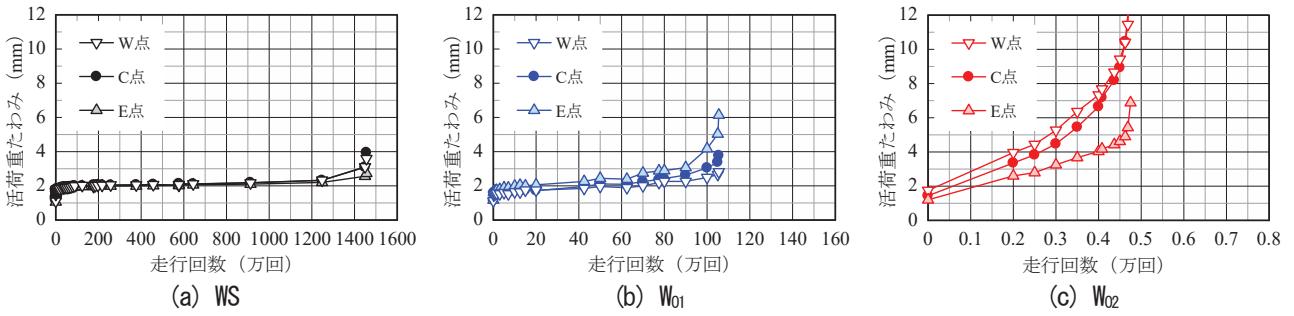


図-14.2 載荷点直下の活荷重たわみと走行回数の関係

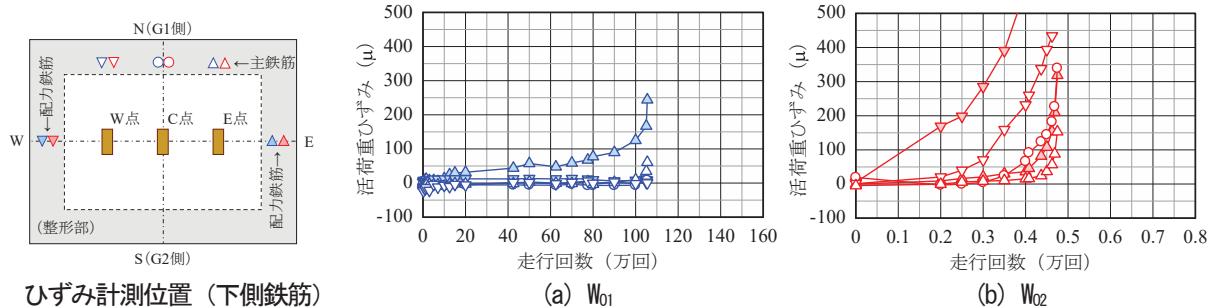


図-14.3 既設鉄筋端部の活荷重ひずみと走行回数の関係

E点においてたわみが大きく、90万回以降でCおよびW点との差が顕著になり、105万回で破壊に伴い急増した。E点付近に見られた部分的な層状ひび割れは初期載荷試験時のたわみに影響を与えたかったが、輪荷重走行下では早期のたわみ増加をもたらす結果となった。

W₀₂においては、2千回までにたわみがWSおよびW₀₁における破壊時(3~5mm)と同程度にまで増加した。ただし、この時点での破壊には至らず、その後もたわみが増加して4.6千回で整形部での押抜きせん断破壊に至った。破壊時のたわみはWSおよびW₀₁の2~3倍であり、鉄筋付着破壊や下面かぶりコンクリートの剥離が生じたこと等により、変形が極端に大きくなる構造となった。

(5) 既設鉄筋端部ひずみと走行回数の関係

図-14.3に、W₀₁およびW₀₂で計測した既設鉄筋端部の活荷重ひずみ(以下、ひずみ)と走行回数の関係を示す。W₀₁では、E側の配力鉄筋にのみ60万回以降にひずみ増加が見られ、鉄筋付着破壊が部分的に端部にまで進行していた。また、図-14.2では60万回以降にたわみが徐々に増加しており、この鉄筋付着破壊の進行がE点におけるたわみ増加の要因であったと考えられる。

W₀₂では、2千回の時点でW側の配力鉄筋でひずみが増加し、走行回数の増加とともに他の計測位置でもひずみ増加が見られた。このことから、鉄筋付着破壊は土砂化による剛性低下が顕著であったW側において先行して発生した後、輪荷重走行によって急速に進行し、最終的には試験体全面に及んでいたことがわかる。

14.3 S-N曲線による疲労耐久性評価

本節では、以上の試験結果のうち最終的な破壊が押抜きせん断によりもたらされたWSおよびW₀₁を対象に、S-N曲線(式(2))に基づく疲労耐久性評価方法の適用性について考察する。表-14.4には、ケーススタディとして、WSは1ケース、W₀₁は5ケースについて試験走行回数と式(2)により求めた破壊までの走行回数(以下、計算走行回数)を比較した結果を示す。計算では、基本的な断面諸元として表-14.2を用いたうえで、W₀₁では破壊が生じたE点での実測値を考慮して床版厚(上側かぶり厚)を減じている。ケース名の頭文字は押抜きせん断耐力の計算に用いた破壊モデルを表し、Mでは松井の破壊モデル(式(3))を、Tでは橋らが提案した下側鉄筋位置に鉄筋腐食による水平方向のひび割れが発生した床版の押抜きせん断モデル⁶⁾を参考に、式(3)の右辺第2項を修正した次式を用いた。

$$P_{\text{ax}} = 2Bf_vX_m + 2Bp_m d_m f_y (d_m - Bp_m d_m f_y / 1.7f'_c) / 2L_m \quad (8)$$

ここで、 p_m :下側主鉄筋比、 d_m :主鉄筋の有効高さ、 f_y :鉄筋の降伏強度、 L_m :床版支間である。また、ケース名における下付き文字は計算に用いたコンクリートの力学的性能(S:健全部、H:層状ひび割れ部の面内方向、V:層状ひび割れ部の面外方向)を指す。なお、 M_H および M_V に関しては、式(6)により圧縮強度とともに引張強度も低下させているため、下側鉄筋のダウエル効果の消失も定性的には考慮されている。

表-14.4より、WSにおける試験走行回数と計算走行回

表-14.4 試験走行回数と計算走行回数の比較

試験体	W _S	W _{O1}			
		M _S	M _H	T _S	T _H
モデル	式(3)		式(8)		式(3)
t	170	165			
f _c	35.9	39.8	22.2	39.8	22.2
E _c	25.9	28.7	16.0	28.7	16.0
P _{ax}	280.0	274.9	221.2	227.3	199.6
P/P _{ax}	0.357	0.364	0.452	0.440	0.501
N _{exp}	1.45×10 ⁷	1.05×10 ⁶			
N _{cal}	7.85×10 ⁶	6.40×10 ⁶	5.92×10 ⁵	7.95×10 ⁵	1.92×10 ⁵
N _{exp} /N _{cal}	1.85	0.16	1.77	1.32	5.46
					0.04

t:床版厚(mm), f_c:コンクリートの圧縮強度(N/mm²), E_c:コンクリートの静弾性係数(kN/mm²), P_{ax}:押抜きせん断耐力(kN), P:輪荷重(kN), N_{exp}:試験走行回数(回), N_{cal}:計算走行回数(回)

数との比(表中のN_{exp}/N_{cal}、以下、走行回数比)は1.85であった。荷重漸増載荷プログラムの下で実施された輪荷重走行試験では、式(1)で換算する等価走行回数が疲労耐久性を危険側に評価する場合があることが指摘されている⁷⁾が、試験走行回数と計算走行回数が大きく乖離しておらず、WSにおける走行回数の換算が妥当であったことを裏付ける。

W_{O1}では、健全状態を仮定するM_Sの走行回数比は0.16となった。O橋床版が49年間の供用中に受けた疲労損傷の程度が小さかったとすると、疲労耐久性の低下がE点付近で部分的に発生していた層状ひび割れに起因すると推察され、その影響を考慮しない場合、疲労耐久性を的確に評価できない可能性がある。これに対して、層状ひび割れの影響として面内方向へのコンクリートの力学的性能の低下を考慮した場合(M_H)および下側鉄筋のダウエル効果の消失を考慮した場合(T_S)の走行回数比はそれぞれ1.77および1.32であり、M_Sと比較して計算走行回数が試験走行回数に近づいた。層状ひび割れが部分的に発生した床版に対しては、層状ひび割れの影響をコンクリートの力学的性能の低下や押抜きせん断モデルの修正により考慮することで、S-N曲線を用いた疲労耐久性評価が可能になることを示唆している。ただし、実際には、押抜きせん断耐力の低下は複数の要因によりもたらされると考えられ、W_{O1}では一つの断面内でも異なる損傷・破壊形態が混在していたことから(写真-14.2(a-1))、計算結果の妥当性について今後詳細な検証が必要である。

コンクリートに層状ひび割れ部の面外方向の力学的性能を用いたM_Vについては、走行回数比が極端に小さく、疲労耐久性が危険側に評価される結果となった。これは、層状ひび割れが発生した床版の構造性能評価に面外方向の力学特性を適用できないことを示すものである。なお、破壊形態が一般的な押抜きせん断とは異なったW_{O2}は、

明らかに押抜きせん断破壊に立脚する疲労耐久性評価方法の適用対象外であるが、参考までにW_{O1}と同様の5ケースについて走行回数比を求めたところ、最も走行回数比が大きいケース(T_H)でも走行回数比は0.14となった。このことから、従来の評価方法を凍害・ASRに起因する層状ひび割れが全面かつ比較的深い位置に発生した床版に適用する場合には、疲労耐久性が極端に危険側に評価される可能性があることに留意が必要である。

14. 4 まとめ

- 1) 切出し床版試験体の輪荷重走行試験の結果、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置にまで達する場合、発生範囲によらず健全な床版と比較して疲労耐久性は低下した。特に、発生範囲が全面に及ぶ場合に損傷・破壊形態の変化を伴って急速に破壊に至った。
- 2) 従来から用いられているS-N曲線に基づく疲労耐久性評価を行った結果、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置にまで達する床版では、その発生範囲が部分的であれば、面内方向へのコンクリートの力学的性能の低下の考慮や押抜きせん断モデルを修正することで、従来の方法によって疲労耐久性を評価できる可能性があることを示した。

参考文献

- 1) 三田村浩, 佐藤京, 本田幸一, 松井繁之:道路橋RC床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1420-1431, 2009.
- 2) 土木学会:道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, 2004.
- 3) 赤代恵司, 三田村浩, 渡邊忠朋, 岸徳光:丸鋼鉄筋を用いたRC床版の疲労特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1297-1304, 2011.
- 4) 松井繁之:移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について, 第9回コンクリート工学年次論文報告集, pp. 627-632, 1987.
- 5) 松井繁之, 前田幸雄:道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案, 土木学会論文集, 第374号/I-6, pp. 419-426, 1986.
- 6) 橋吉宏, 梶川康男, 川村満紀:鉄筋腐食により損傷を受けたRC床版の押抜きせん断耐力に関する一考察, 土木学会論文集, 第426号/V-14, pp. 65-74, 1991.
- 7) 平塚慶達, 千田峰生, 藤山知加子, 前川宏一:RC床版の疲労余寿命に及ぼす先行荷重履歴の影響, 土木学会論文集E2, Vol. 72, No. 4, pp. 323-342, 2016.

15. 実橋規模の支間を有するRCスラブが凍害を受けた場合の破壊性状（耐寒材料）

15. 1はじめに

実橋のRC床版と同等程度のせん断スパン比を有するスラブ供試体を製作し、凍害劣化がスラブの破壊性状に与える影響について実験的検討を行った。

15. 2供試体および実験概要

(1) 供試体概要

スラブ供試体の形状寸法、配筋を図-15.1に示す。配筋および床版厚($t=190\text{mm}$)は昭和39年の道路橋示方書で設計された床版供試体に準じている。

使用したコンクリートに関しては、早期に凍害劣化を顕在化させるために、コンクリートにAE剤を使用せず、水セメント比を65%と大きめに設定した。

実験変数は凍結融解の有無である。表-15.1に供試体名と凍結融解回数を示す。なお、劣化深さはスラブ厚の1/2とした。

(2) 凍結融解試験

凍結融解試験に当たっては、以下の2つの方法により劣化深さを制御した。1) 上面以外の面には断熱材を設置し、供試体の冷却・加熱は供試体上面からのみ行った。2) 設定した劣化深さの位置の温度が-18~0°Cになるように温度を制御した。このような温度条件で、気中凍結水中融解による凍結融解作用を384回与えた。

(3) 静的載荷試験

支持条件は2辺単純支持で、支間は2500mmとした。載荷版には $100 \times 100\text{mm}$ の鋼板を使用し、供試体中央を一点集中載荷した。

15. 3 静的載荷試験結果

図-15.2に各供試体の荷重-変位曲線を示す。破壊形式に関しては、健全なスラブは押し抜きせん断破壊であったのに対し、凍害劣化を受けたスラブは曲げ降伏後の圧縮破壊となり破壊形式が変化した。

15. 4 破壊形式変化のメカニズムに関する考察

破壊形式が変化した原因として、健全なスラブ(図-15.3上)では曲げひび割れの分散とアーチ機構の形成により高い部材剛性が保たれていたのに対し、劣化したスラブ(図-15.3下)では凍害で発生した水平ひび割れによってアーチ機構が形成できず、また、凍害劣化で強度が低下していいたため上面が圧壊し、載荷点直下で曲げひび割れが局所的に進展したことが原因として考えられた。

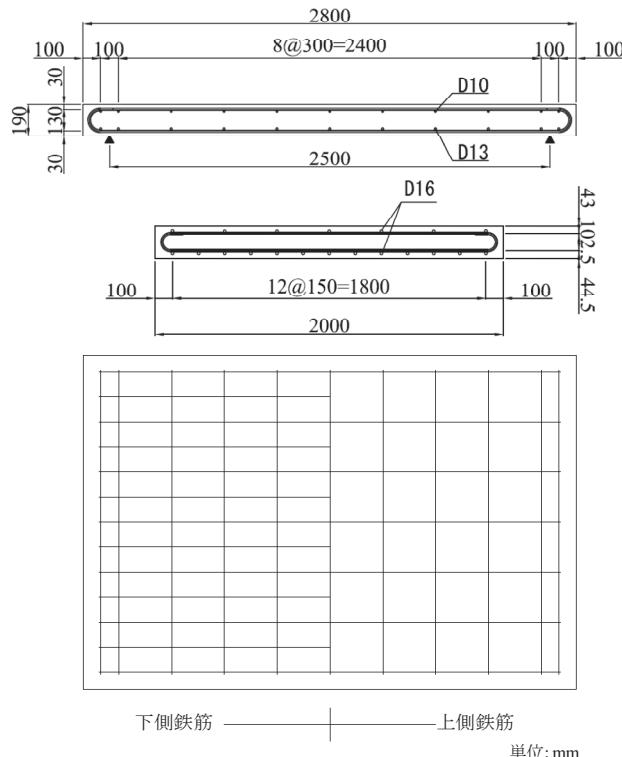


図-15.1 スラブ供試体の形状寸法、配筋

表-15.1 試験体の基本諸元（設計値）

供試体名	凍結融解回数
N	無(健全)
F	384回

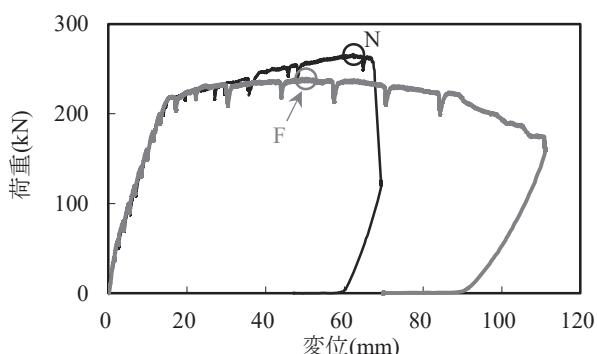


図-15.2 荷重-変位曲線

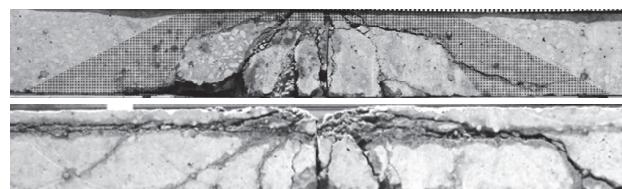


図-15.3 供試体Nのアーチ形成（上図）と水平ひび割れのためアーチが形成できなかった供試体F（下図）

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.4 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（河川構造物）

担当チーム: 寒地水圏研究グループ（寒地河川）、寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

担当研究者: 矢部浩規、大串弘哉、前田俊一、横山洋、伊波友生、島多昭典、安中新太郎、菊田悦二、内藤勲

【要旨】

各種河川構造物の劣化の最適な点検・診断技術、評価手法の構築について、近年、河川構造物の点検要領が新たに整備されたが、凍害との複合劣化等に対する評価方法は未だ確立されていない。特に河氷等の衝突や摩擦が作用する部位では凍害との複合劣化が生じているが、このような複合劣化の詳細なメカニズム等は未だ解明されていないことから、これらの劣化機構等を解明して最適な点検・評価方法等を構築する必要がある。

平成28年度より、未だ劣化機構等が解明されていない河氷等の摩耗と凍害との複合劣化に対して、氷塊が接触する直立護岸において新たな現地測定手法により河氷の氷厚や接触状況等の把握を試みた。また河氷衝突が中長期的に矢板の劣化進行に及ぼす影響把握を目指し、冬期間を通した河氷挙動と衝突特性を整理した。その結果、漂流する氷塊の氷厚や大きさ、河氷移動や結氷と気象・水文条件との関係、面壁への接触形態、および氷塊の摩耗による劣化機構を解明するための基礎データを得た。

キーワード：凍害・複合劣化、直立護岸、河氷の衝突・摩耗、点検・診断・評価、劣化機構

1. はじめに

近年、河川構造物の老朽化対策・長寿命化施策が推進され、国土交通省において、平成24年度に「樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領¹⁾」の改定、平成27年度に「堤防等河川管理施設及び河道の点検要領²⁾」の改定、さらに平成28年度には「堤防等河川管理施設の点検結果評価要領³⁾」の策定が行われるなど、河川構造物の点検・診断・評価に関する点検要領は整理されてきている。しかしながら、主に凍害による劣化・損傷を受ける積雪寒冷地の河川構造物では、樋門、水門、コンクリート製の特殊堤等の各種構造物のそれぞれの部位によって劣化形態は異なり、特に河氷等の衝突や摩擦が作用する部位では凍害との複合劣化が生じているが、このような複合劣化の詳細なメカニズム等は未だ解明されていないことから、このような複合劣化に対する詳細な点検・診断技術や評価手法の確立が喫緊の課題となっている。

平成28年度から、河氷の衝突や摩擦が作用する部位における凍害との複合劣化に関する点検・診断技術、評価手法および最適な補修方法等を検討するため、河氷や流水が流れるオホーツク地域にある特殊堤（護岸の機能も備えたコンクリート矢板構造の堤防）において、河氷等が衝突す

る状態を把握する現地調査を実施し、さらに、コンクリート矢板の劣化状態や補修後の再劣化状態を把握するための現地調査を行った。なお、後者の劣化状態を把握するための現地調査の詳細については、8.2.3に後述する。

特殊堤における鋼矢板の劣化については、一般的な腐食に加え、氷による摩耗作用の可能性が指摘されている⁴⁾。また、河氷の衝突による衝撃力は、構造物への河氷接近速度、河氷の平面積、河氷厚が支配的なパラメータであるとされる⁵⁾。そこで、河川を漂流する河氷等の氷塊が特殊堤に衝突する実態を観測する現地調査では、特殊堤の矢板壁面に圧力測定シートとひずみゲージを貼り付けて氷塊の衝突範囲、衝突圧力、衝突回数等の測定を行うとともに、ADCP（超音波ドップラー式流速計）による氷塊の厚さ測定とその精度検証、およびビデオ撮影による河氷の漂流状況や矢板への衝突状況の確認を行った。また河氷移動や結氷と気象、水文条件との関係を整理した。

2. 特殊堤における氷塊の衝突実態調査

2. 1 氷塊の接触圧力測定

河氷の衝突圧力測定では、圧力測定シート（富士フィルム社製 プレスケール）を矢板凸部の正面部および側

面部に貼り付け、氷塊の接触圧力・範囲を測定した。

シートは1~2週間ごとに交換しており、シート設置期間中の圧力最大値および作用箇所が着色状況から判定できる。また、ひずみゲージによる衝突回数の測定を試みた。設置概況ならびにシートによる圧力測定結果例を図-2.1、図-2.2に、圧力測定結果を図-2.3に示す。

図-2.2に示すように、矢板凸部の角部に集中した擦り痕がシートに表示され、最大衝突圧力は382.5MPaを記録した。図-2.3に示すとおり、最大圧力は、厳寒期である1~2月は100MPa以上、解氷期となる3月以降は概ね70~100MPa、4月は概ね20MPa以下と、解氷が進むとともに次第に小さくなる傾向がみられる。また平均圧力も1月は100MPa以上、2~3月は概ね40~50MPa、4月は10MPa以下と、最大圧力と同様に次第に小さくなる傾向がみられる。

2.2 ADCPによる氷塊の厚さ測定

次に、ADCPを用いた河氷厚推定精度検証実験の手法を述べる。河氷の平面積、移動速度はカメラ画像等の可視情報から算定可能だが、河氷厚は不可視であり、直接かつ連続的な計測は困難である。結氷河川での間接的な氷厚連続計測として、音響測深器⁶⁾、ADCP⁷⁾、SWIP⁸⁾が用いられているが、これらの事例は完全結氷下での氷板厚推定であり、完全結氷していない河川で流下する河氷の厚さの推定にどの程度適用可能かは不明である。吉川らは完全結氷した河川で、河床から上向きにADCPを設置し、ボトムトラッキング機能を利用して河氷底面の位置を把握して氷厚を推定し、実測値と比較して良好な結果を得ているが⁷⁾、当研究でも同様の方法を用い河氷の通過把握及び厚さ推定を試みた。

ADCPは圧力測定を行う矢板から1m離れた河床に、鉛直上向きに設置した（図-2.1参照）。ADCP近傍に別途設置した水位計及びボトムトラッキングによるADCP上面から河氷下面までの距離計測結果から、河氷の水面下厚さを推定している。また、ビデオ撮影画像をもとに、ADCP上の河氷通過時刻を判別した。

ADCPによる河氷厚推定実験では、事前に厚みを調整・計測した氷板を河道内に搬入し、船上から作業員がポール等でADCPまで誘導して移動、通過させた。実験は第1回（2018年3月6日）、第2回（2019年2月24日）の計2回を行い、河氷平面サイズは2種類（大：1m×0.6m、小：0.5m×0.5m）設定した。氷厚は通水前に0.1~0.4mの間で調整し、通水中にも適時実測して確認している。河氷のADCP上での通過速度による再現精度の差を確認するため、極力氷をADCP上で滞留させるケース（静止観測）と

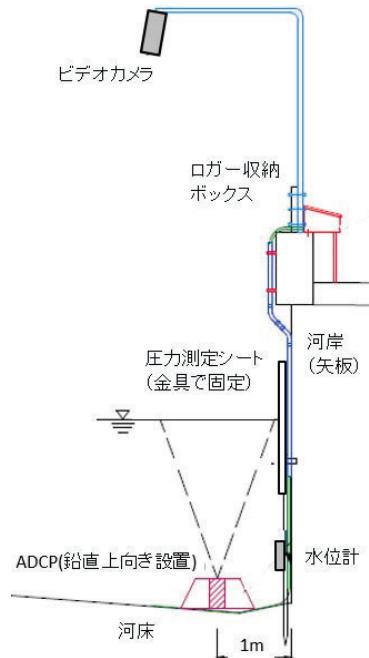


図-2.1 観測機器の設置概要

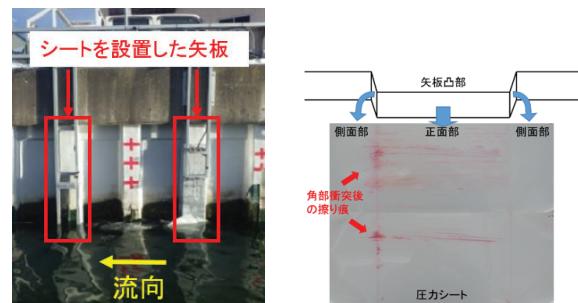


図-2.2 圧力測定シートの設置概況と測定例

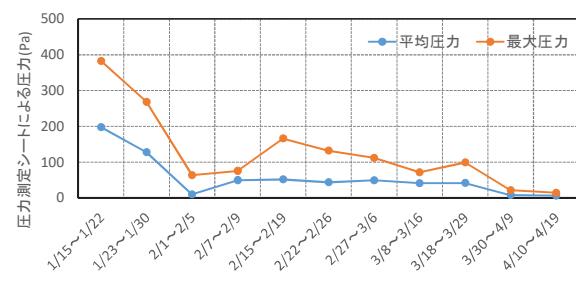


図-2.3 圧力測定シートの測定結果（2018年）

ADCP上をある程度の速度で通過させるケース（移動観測）を実施した。

図-2.4はADCP計測で得られた水面下氷厚の推定値（以下「推定氷厚」と記す）と、実験で流下させた氷板の水面下氷厚の実測値（以下「実測氷厚」と記す）の比較の

一例である。推定氷厚値はADCPから発射される4本のビームごとに時間的に連続したものが得られる。そこでビームごとに推定氷厚と実測氷厚（黒の点線：このケースでは水面下氷厚0.24m）と比較した。グラフ中の赤矢印で示した範囲は、ビデオ画像から読み取ったADCP上を氷板が通過した時間帯を示している。

図-2.4より、4本のビームいずれの推定氷厚も、大半の時間において実測氷厚以下で時間変動しているが、氷厚が急に増加する時間帯がそれぞれ数10秒程度、複数回出現している。この時間帯はグラフ中の赤矢印の範囲とほぼ重なっており、現地での氷板通過時間帯と概ね一致する。なお推定氷厚は、実測氷厚に比べて常に0.1m程度大きい傾向にあった。

図-2.5に、今回の実験全ケースの実測氷厚と推定氷厚を比較した結果を示す。推定氷厚は実測氷厚に対し概ね0.1~0.2m程度大きくなっているが、実測氷板の変化に対しても傾向に違いがみられなかった。この原因については、今後より詳細に検討を進める予定である。

2.3 画像解析による河水移動状況の把握

河水の平面積および矢板への接近速度は、可視画像から判別可能である。しかし実際には多数の河水が不定期的に移動するため、河水の衝突状況を実用レベルで把握・評価するには氷の移動軌跡を自動的に判別する手法開発が必要となる。平成30年度から、矢板に衝突・接触する流下河水について、画像解析による氷の輪郭抽出試験を行い、河水挙動把握の効率化に向けた基礎的試験を行った。

図-2.6は撮影画像から各撮影コマでの河水輪郭抽出を行ったものである。正検知は実際の河水と画像解析上で氷として抽出した部分が一致する場合である。誤検知のうち、実際に河水がない状況を画像解析上で氷と認識する状況は、矢板の水面映り込みなどで発生を確認した。また実際に河水がある場合を画像解析上では認識できない誤検知については、氷板が薄いなど氷の透明度が大きい場合に確認した。その他、日照条件や夜間など、誤検知の事例は観測中複数確認している。今後とも、矢板への河水衝突の現地画像データ解析および接近河水の軌跡の判別を継続する予定である。

2.4 河水挙動の冬期連続観測

2.4.1 観測概要

ここまで個別の河水挙動を対象としてきた。しかし河水衝突による矢板の劣化進行の判定には、個々の衝突事象の評価に加え、河水が衝突を繰り返す現象が中長期的に矢板の劣化進行に及ぼす影響の評価手法が必要となる。そこで、冬期の河道内の連続撮影結果をもとに、結氷期から解氷期

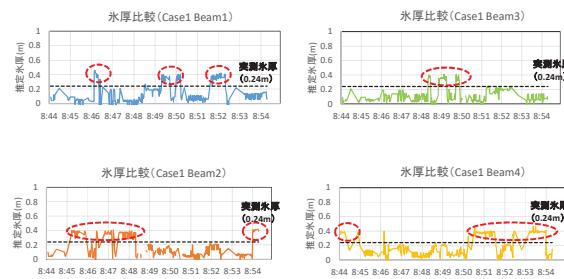


図-2.4 ADCPによる氷厚推定の一例（時系列変化）

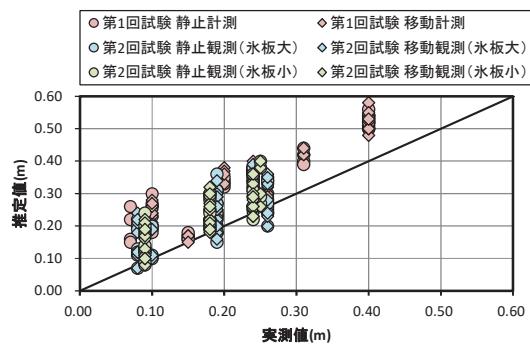


図-2.5 ADCPによる河水厚推定値と実測値の比較

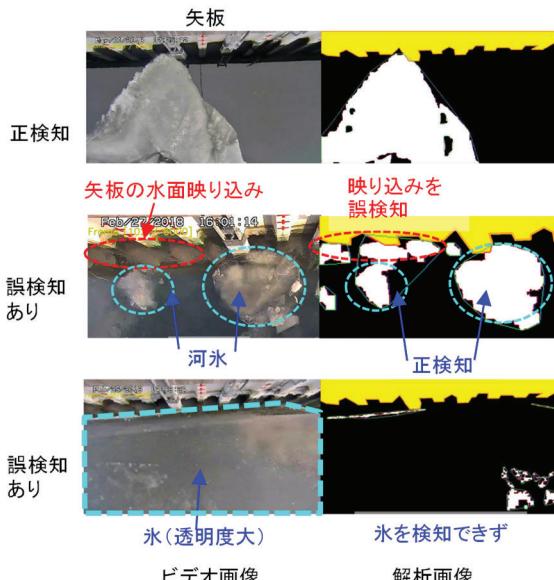


図-2.6 移動河水の輪郭抽出事例

にかけての河水の移動、形状、矢板への衝突の特性を整理し、河水衝突力を時間的に連続評価するための基礎データを収集した。

河水の挙動整理は、2019年1月26日から同年3月31日までの約2か月間（うち終日欠測13日）にビデオカメラで撮影された連続画像から、以下の項目を判読した。

a) 河氷移動方向

順流（網走湖から河口方向）および逆流（河口から網走湖方向）で分類した。

b) 結氷・河氷流下日

矢板周辺の結氷、河氷流下はそれぞれ日単位で整理した。画像内で結氷・河氷流下が1日の中で1回でも確認できた日数を集計している。

c) 河氷サイズ

流下河氷は形、大きさともに様々であることから、河氷サイズは相対的な大小のみで判定した。本調査では、日中に流下する河氷に対して、画像内で長辺が概ね2m四方程度を超える場合をサイズ大、それ以下はサイズ小の2種類に判別した。なお夜間に流下する河氷に対しては、撮影画像では河氷の輪郭が不明瞭で全体の大きさが判読困難となる状況が多いため、河氷の大きさの判断は行わず、移動方向のみ確認した。

2.4.2 観測結果の整理

対象地点は感潮区間であり、河川の流れおよび河氷の移動は周期的な潮位変動およびそれがもたらす流向の変動に大きく影響を受ける。また、河道内を移動する河氷の一部は水面の結氷で形成されていると推定されるため、気温との関係も深いと推測される。そこで潮位、気温、結氷・河道内の河氷移動の関係を中心に整理した。

a) 結氷・河氷移動の確認日数

図-2.7にコンクリート矢板周辺の水面結氷の確認日、撮影範囲内の河氷通過の確認日を示す。結氷の有無は1日の間で撮影画像に矢板周辺の結氷がいずれかの時間で確認できれば、結氷ありとした。また河氷移動の有無も、1日の間に撮影画像で河氷通過が1回以上確認できれば、移動ありとしている。河氷移動は順流・逆流方向で区別する。なお結氷の変化に対する検証項目として、気象庁アメダスによる網走の日平均気温、最高気温、最低気温を並べた。

河氷移動は観測を開始した1月26日から3月18日まで毎日連続して確認された。うち順流方向の移動が確認できたのは40日、逆流方向の移動が確認できたのは14日であり、網走川の河氷移動は順流方向が卓越している。

河氷の移動が順流・逆流いずれも終日確認されなかつたのは3月19日以降の5日である。日平均気温・最高気温は3月19日以降上昇しており、河川水温上昇など河氷が長時間存在しにくくなつたことが影響した可能性がある。

結氷が確認されたのは16日であり、2月前半に集中している。この時期は気温が他の時期に比べて低い日が1週間程度連続しており、河道内で結氷が進行する一因となつたと考えられる。

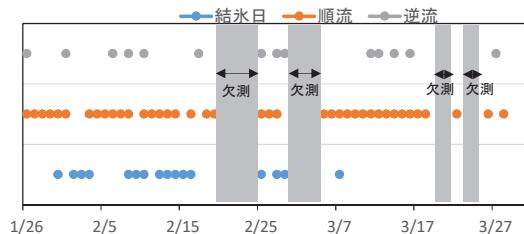


図-2.7 河氷結氷・通過状況と網走アメダス気温

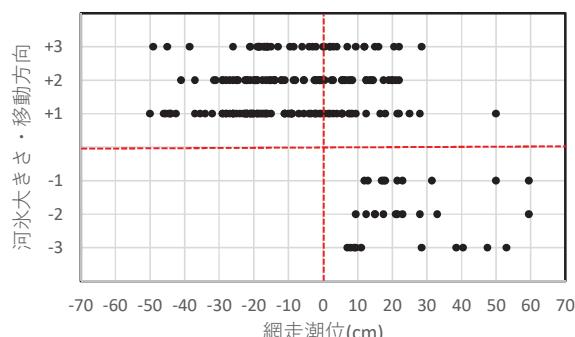


図-2.8 網走潮位と河氷大きさ・移動方向の関係

表-2.1 河氷の大きさ・移動方向のデータ数

河氷大きさ・ 移動方向	-3	-2	-1	+1	+2	+3
データ数	10	11	10	81	63	40

b) 河氷の挙動と潮位との関係

通過した河氷それぞれに対する移動方向・河氷の大きさと潮位の関係を図-2.8に整理する。図-2.8の横軸は網走の実測潮位を、縦軸はその時に流下している河氷の大きさと移動方向を示す。縦軸の氷の大きさと移動方向は-3～+3で整理した。河氷のサイズは、前章で示した区分に基づいて判別した。日中に移動を確認した氷のうち大きさ「小」と判別したものを±1、大きさ「大」と判別したものを±2としている。±3は夜間に移動を確認した氷である。夜間は河氷の輪郭が不明瞭で全体の大きさが判読困難となる状況が多いため、河氷サイズの大小は判別していない。正値は「順流方向の移動」、負値は「逆流方向の移動」の河氷であることを表す。例えば、+1にプロットされたデータは、順流方向に移動する大きさ「小」の河氷である。横軸の潮位の基準面は東京湾平均海面(TP) 0.0mであり、正

値は基準面より高い潮位、負値は基準面より低い潮位であることを示す。図-2.8 でプロットされた各河氷の移動状況のデータ数は、表-2.2 に示すとおりである。

表-2.2 より、縦軸が正値のものが負値のものに比べて約4~8倍あり、順流方向に移動する河氷が卓越する。また図-2.8 より、網走潮位が高くなるほど河氷移動は逆流方向が増加し、潮位が低くなるほど河氷移動は順流方向が増加している。特に潮位が基準面以下の時は縦軸がマイナスのデータではなく、基準面以下の潮位では河氷は全て順流方向に移動し、逆流方向に移動しないことがわかる。

なお河氷移動方向が順流方向に卓越し、潮位が低くなるほど河氷移動が順流方向に増加する河氷挙動の特性については、河氷の移動時間帯（昼間・夜間）、河氷サイズの大小による傾向の違いはともに見られない。

c)結氷と気温・潮位の関係

矢板付近の河川水面が結氷する時期における潮位・気温との関係を整理する。図-2.9 は、結氷が確認された時の潮位を横軸に、気温を縦軸に示したものである。結氷の発生は、気温がマイナスであることだけではなく、網走潮位が基準面よりも高く、満潮時に近い時期である。以上から水面結氷は気温が低いことに加え、潮位が高いことも大きな影響因子である。

d)矢板への衝突河氷の挙動整理

矢板に衝突・接触する河氷の挙動について整理する。対象期間は2019年1月26日から3月31日までである。図-2.10 に観測期間中の河氷衝突回数を示す。河氷衝突は1月下旬から2月前半にかけて多く、特に2月5日は1日12回確認できる。この直前である2月1日から4日にかけて調査箇所は結氷していること、2月5日に一時的に気温が上昇していることから、結氷した河氷が気温上昇により少し緩み、水流により移動したと考えられる。河氷移動速度は、当初、河川の流速と何らかの関係があると考えた。図-2.11 はADCPによる実測流速値と河氷移動速度の関係を示したものである。実測流速が0.25m/sを超える場合は、河氷の移動速度と実測流速はほぼ一致する。一方で流速が0.25m/s以下の場合は、河氷の移動速度は河氷の矢板接近速度と実測流速がほぼ一致するものと、接近速度が実測流速よりも大きくなるケースにわかれ。流速が遅い状態でも、河氷は互いに接触・衝突しながら移動すること、また現地の風の影響も受け得る可能性があり、ある程度の接近速度で近づくものと推測される。これらの結果から、河氷の接近速度と河川流速との関係は明確ではない。風の影響の可能性については、今後、現地風速データとの関係を検証する必要がある。

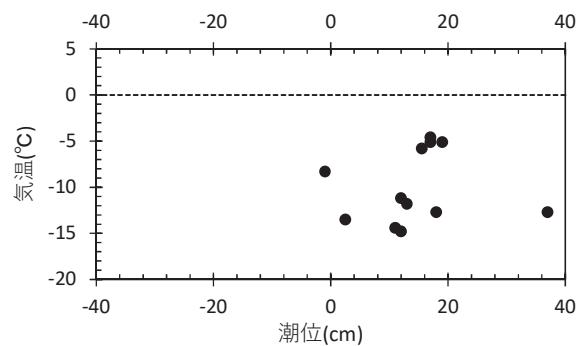


図-2.9 結氷確認時の潮位・気温との関係

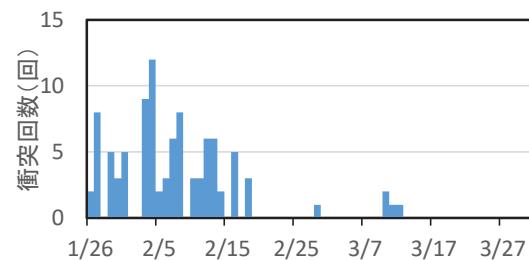


図-2.10 結氷確認時の潮位・気温との関係

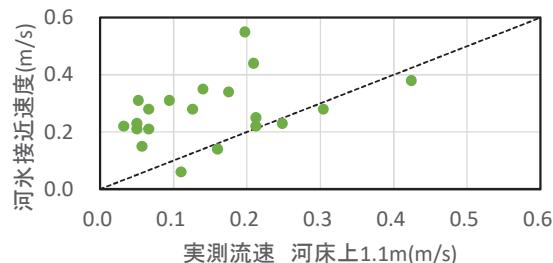


図-2.11 河川実測流速と河氷接近流速の関係

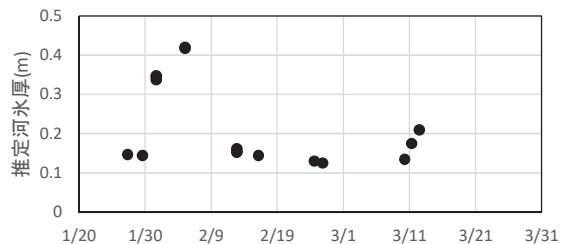


図-2.12 ADCP による河氷厚推定値

河氷のサイズは対象期間内では1月27日に計測された5.5m×3.5m のものが最大である。実際にはビデオカメラ撮影の画角を超えるサイズの氷の流下も見られている。図-2.12 はADCPのボトムトラッキング機能を用いた計測から得られた推定河氷厚の経時変化である。河氷厚の推定値は、2月上旬は0.34~0.45m、その他の時期は0.13~0.21m であり、特に0.15m 前後に値が集中している。2月上旬は年間を通して最も気温が下がる時期であり、河道内を移動する河氷の厚みも大きくなつたことが推測される。

この時期の河氷衝突は他の時期に比べて矢板への影響範囲が広く、衝突力も大きくなることが推測される。

2.4.3 河水流下および衝突メカニズムの推定

ここまで整理内容から、河水流下時のメカニズムを推定する。まず図-2.9 のとおり、河水の形成は気温がマイナスでかつ水面変動が比較的小さい満潮時に進むとみられる。また図-2.8 のとおり、河水が流れる向きは順流方向が多く、潮位が基準面以下では逆流方向への河水移動は発生していない。また潮位が低いほど、河水移動は順流方向が卓越する傾向にある。これは、河道内で形成された河水が、下げ潮時に破壊されて順流方向に流下したと推定でき、このように形成された河水が護岸に衝突するものと推察できる。

河水の矢板衝突時の特徴を整理した。河水の衝突回数は厳冬期の1~2月が多く、3月以降は減少している。氷の平面サイズも1~2月は3月以降に比べて大きい。氷厚は一時的な変動はあるものの、期間を通して0.15m前後である。氷の接近速度と河川流速との相関は不明瞭であり、河川流が遅い場合もある程度の速度で接近する。

河水の矢板への衝突力に影響する因子のうち、氷厚、接近速度は期間を通して大きな変化はない。しかし氷の平面サイズは1~2月にかけて大きい傾向にあり、衝突回数も1~2月は3月以降に比べて多い。現地実測結果でも厳冬期には河水の個別衝突力が大きいことは明らかにされている^{9,10)}。なおかつ厳冬期は河水の衝突回数も増加することから、矢板劣化・損傷に影響を及ぼす可能性も大きくなると考えられる。

今後、他の因子による影響についても考察を進め、冬期間の河水流下・河水衝突に関する整理とモデル化を進める。

参考文献

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局 治水課：樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領、2012.5
- 2) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課：堤防等河川管理施設及び河道の点検要領、2016.3
- 3) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課：堤防等河川管理施設点検結果評価要領、2017.3
- 4) 河合孝治、牧田佳巳、木岡信治、寺島貴志、竹内貴弘：鋼矢板護岸に作用する流氷の接触圧力に関する現地計測、海洋開発論文集、第26卷、2010
- 5) 阿部孝章、吉川泰弘、平井康幸：結氷時河川津波による漂流氷板の衝突力評価に関する研究、河川技術論文集、2012
- 6) 吉川泰弘、渡邊康玄、白井博彰：天塩川における雪面高と氷底面高の連続測定、第24回寒地技術シンポジウム論文集、

pp210-215、2008

- 7) 吉川泰弘、渡邊康玄、早川博、清治真人：氷板下における晶氷厚の連続測定、水工学論文集、第53卷、pp.1027-1032、2009
- 8) 橋場雅弘、吉川泰弘、渡邊康玄：結氷河川におけるSWIPを用いた河水の晶氷厚の測定、河川技術論文集第12卷、pp.265-270、2010
- 9) 横山洋、伊波友生、内藤勲、前田俊一、矢部浩規、吉川泰弘：複合劣化が生じた河川コンクリート構造物に対する河水衝突外力の計測、河川技術論文集第25卷、2019
- 10) 横山洋、吉川泰弘、上野順基、山田嵩、伊波友生、矢部浩規：結氷河川感潮域における河水衝突現象を踏まえた河川構造物の外力評価手法の検討、河川技術論文集、第26卷、pp.545-550、2020

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.5 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（沿岸構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域）

研究担当者：中嶋雄一、久保純一、木岡信治、
長谷一矢

【要旨】

本研究は、海水海域にある鋼・コンクリート構造物の複合劣化評価手法の構築を目的としている。コンクリート構造物については、海水海域における劣化特性を文献レビュー、既往調査データの統計解析、現地観測により調査した。その結果、海水海域では凍害と海水摩耗の複合劣化が生じていること、干満帶における凍害リスクが高いことなどの知見を得た。これを踏まえ、凍害と海水摩耗を対象とした複合劣化試験法を開発し体系的な試験データの蓄積を進めるとともに、複合劣化の評価に必要な損耗量予測式を検討した。鋼構造物については、重防食鋼矢板の海水摩耗に対する耐久性を室内試験により調べ、氷温や摩擦速度への依存性などを評価した。

キーワード：海水摩耗、凍結融解、干満帶、損耗、複合劣化試験

1. はじめに

沿岸構造物は、気象作用、化学的・物理的作用によって複合的な劣化損傷を受ける。特に寒冷地の沿岸構造物は、凍害、腐食、海水の衝突や摩擦作用等が加わり、過酷な環境に曝されているが、その複合的な劣化メカニズムは、未だに解明されていない。

平成 28 年度の研究では、文献等から劣化損傷特性を整理しつつ、現地調査データを収集整理すると共に、課題の抽出を行った。平成 29 年度の研究成果では、積雪寒冷地特有の環境因子が作用した港湾・漁港コンクリート構造物を対象に、塩害及び中性化に関する調査データの収集・整理を行い、北海道沿岸域で海水の影響が無い海域と海水の影響が大きい海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるか、また、統計解析の視点から有意な差があるかを調査した。平成 30 年度の研究では、本州の港湾における調査データを追加収集したうえで、津軽海峡以南の温暖な海域を加えた 3 つの海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるか統計解析を用いて調査した。令和元年度の研究では、凍害と海水摩耗の複合劣化を再現した室内試験により、基礎的な試験データの取得を進めた。そして令和 2 年度の研究では、さらに室内試験データを蓄積し、複合劣化メカニズムを考察するとともに、劣化予測式の検討を行った。また、鋼構造物についても重防食鋼矢板の被覆材料として実績が多いウレタンエストラマー (TPU) の海水接触による耐久性を室内試験により調べた。

2. 積雪寒冷海域における沿岸コンクリート構造物の点検・診断・評価

2.1 沿岸コンクリート構造物の劣化特性

2.1.1 国内外文献等のレビューによる劣化損傷特性と課題

まず、資料や文献等により、積雪寒冷地における沿岸域コンクリート構造物の一般的な劣化要因やその発生環境・位置条件等を整理した（表-2.1）。さらに、氷海域特有の外的環境、とりわけ低温環境や海水の作用によるコンクリートの劣化損傷機構に着目した最新の研究成果を含む国外文献（例えば^{1)~3)}や ISO 等を調査および精査し、研究の現状、複合劣化要因・メカニズム、劣化進行（摩耗量）の推定方法などを整理した。殆どの文献が海水はコンクリートを摩耗すると結論付けているほか、海水と凍結融解との複合劣化が重要であると推察する文献も複数見られたが、具体的な試験研究は実施されていないことが判明し、今後精力的に実施すべき研究課題として、海水による摩耗と凍結融解との複合劣化を抽出した。

2.1.2 全国の港湾等におけるコンクリート中の塩化物イオン濃度と中性化に関する調査データの分析

北海道開発局が過去に 22 港湾・漁港で行った調査データに加えて、国土交通省が過去に行った 32 港の調査データ⁴⁾を追加収集し、コンクリート中の塩化物イオン濃度と中性化に関する分析を行った。分析にあたっては、図-2.1 に示す合計 54 港で経過年数が 5～

表-2.1 積雪寒冷地における沿岸構造物の劣化現象の要因と劣化に影響を与える位置条件

劣化現象名	劣化要因	劣化原因(形態)	劣化が起きる位置・環境条件		
			海域	鉛直方向	その他
凍害	凍結融解を伴う気象	水の氷結による膨張に伴う水圧または浸透圧による膨張・収縮	全海域	海上大気中～干満帯	—
	コンクリート中の水分及び塩化物	塩化物は凍害を早く進行させる触媒的な役割			
塩害 中性化	塩化物イオン、酸素、水(鉄筋の腐食)と二酸化炭素(中性化)	鉄筋の腐食による膨張とひび割れ	全海域	飛沫帶～海水中	—
摩耗	波浪 水流 海水	エロージョン エロージョン 水流・波浪・潮汐による摩擦・衝突	— — 氷海域	砂浜海岸の汀線付近 河川域内 干満帯～海水中	—

84年の125施設において試験体を採取し測定した中性化深さ、深さ別の塩化物イオン含有量等のデータを用いた。積雪寒冷地の塩害・中性化特性を調べるために、図の北海道沿岸域において野寒布岬から襟裳岬を直線で結び、その西側を海氷の影響が無い海域(以降、「寒冷海域」と称す)、その東側を海氷の影響が大きい海域(以降、「海氷海域」と称す)、津軽海峡以南の温暖な海域(以降、「温暖海域」と称す)に分類して以降に示す分析を行った。なお、中性化深さ測定試験はJIS A 1152「コンクリートの中性化深さの測定方法」に、塩化物イオン含有量試験はJIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」により測定されている。

一般的に、中性化の進行は経過年数の平方根に比例するとされており、平均中性化深さと経過年数の平方根によって中性化の進行速度、いわゆる中性化速度係数を算定することができる⁵⁾。また、表面塩化物イオン濃度、塩化物イオンの見かけの拡散係数、初期含有塩化物イオン濃度(以降、「塩分拡散予測パラメータ」と称す)は、上述の深さ別の塩化物イオン含有量とともに、(2.1)式に示すFickの拡散方程式を用いた回帰分析によって算定した^{5),6)}。なお、塩分拡散予測パラメータを算定する過程・結果において明らかに異常値と思われるものは除外した⁶⁾。以降の塩害・中性化に関する調査データの分析は、主に、上記により算定した中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータを3つの海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるかについて調べた。

$$C(x,t) = \gamma_{cl} \times [C_0(1 - erf \frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \times t}})] + C_i \quad \cdots (2.1)$$

$C(x,t)$: 深さ x (cm)、建設時からの時刻 t (年)における塩



図-2.1 港湾等構造物の塩害・中性化に関する調査位置図

化物イオン含有量(kg/m^3)

C_0 : 表面における塩化物イオン含有量(kg/m^3)

D_{ap} : 塩化物イオンの見かけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)

C_i : 初期含有塩化物イオン含有量(kg/m^3)

erf : 誤差関数 ((2.2)式).

$$erf(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta \quad \cdots (2.2)$$

γ_{cl} : 予測の精度に関する安全係数(一般的な値である1.0を採用)

図-2.2(a)は、各港で採取された供試体における試験値より算定された中性化速度係数を海域毎に取り纏め、縦軸に各階級を、横軸にその相対頻度分布をとり

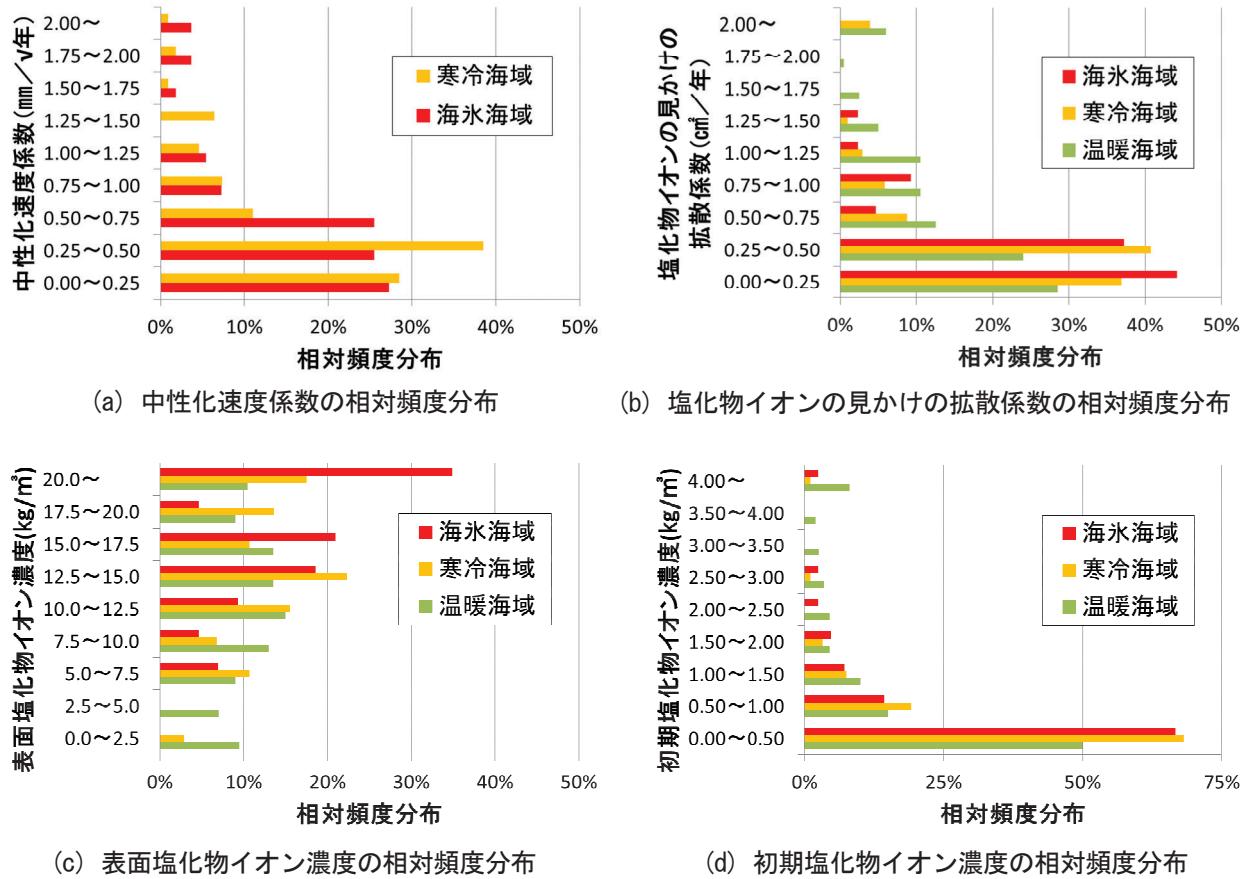


図-2.2 海域毎の中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータの相対頻度分布

グラフ化したものである。図-2.2 (b)、(c)、(d)は、塩分拡散予測パラメータ（見掛けの拡散係数、表面塩化物イオン濃度、初期塩化物イオン濃度）をグラフ化したものである。また、表-2.2は、海域毎の中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータのそれぞれの平均値と中央値を整理したものである。以下に分析結果を述べる⁷⁾。

a) 中性化速度係数

中性化速度係数は、温暖海域において調査データがないが、図-2.2(a)から、海水・寒冷両海域における相対頻度分布に大きな差異や特徴は無い傾向にある。また、表-2.2から、中央値・平均値とも海域毎に大きな差は見出せず、かつ、統計的に有意な差は認められなかった。これは、寒冷海域または海水海域における環境条件等が中性化の進行に関して大きく影響していない事を示唆している。

b) 塩化物イオンの見かけの拡散係数

塩化物イオンの見かけの拡散係数は、図-2.2(b)から、海水・寒冷両海域並びに温暖海域において相対頻度分布に大きな差異や特徴は無い傾向にある。また、

表-2.2から、寒冷海域と海水海域においては中央値・平均値とも大きな差は見出せず、かつ、統計的に有意な差は認められなかった。北海道全体と温暖海域においては中央値・平均値とも比較的大きな差が見られ、かつ、有意水準1%で統計的に有意な差が認められた。これは、寒冷海域または海水海域における環境条件等が塩化物イオンの浸透・拡散の度合いに関して大きく影響していないが、北海道全体と温暖海域においては何らかの要因で塩化物イオンの浸透・拡散の度合いに差異が生じた事を示唆している。

c) 表面塩化物イオン濃度

表面塩化物イオン濃度は、図-2.2(c)から、海水・寒冷両海域並びに温暖海域において相対頻度分布に比較的の差異がある傾向にある。また、表-2.2から、寒冷海域と海水海域並びに北海道全体と温暖海域において中央値・平均値とも差が見られ、かつ、有意水準1%で統計的に有意な差が認められた。

d) 初期含有塩化物イオン濃度

初期含有塩化物イオン濃度は、図-2.2(d)から、海水・寒冷両海域における相対頻度分布に大きな差異は

表-2.2 海域毎の中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータの比較

項目		北海道海域			温暖 海域
		寒冷 海域	海水 海域	全体	
中性化速度係数 (mm/ $\sqrt{\text{年}}$)	平均値	0.52	0.61	0.55	-
塩化物イオンの見かけ の拡散係数 (cm ³ /年)	中央値	0.37	0.48	0.40	-
表面塩化物 イオン濃度 (kg/m ³)	平均値	0.44	0.37	0.42	0.68
初期含有塩化物 イオン濃度 (kg/m ³)	中央値	0.32	0.30	0.31	0.48
表面塩化物 イオン濃度 (kg/m ³)	平均値	14.33	17.09	15.14	12.11
初期含有塩化物 イオン濃度 (kg/m ³)	中央値	13.94	16.80	14.52	11.70
初期含有塩化物 イオン濃度 (kg/m ³)	平均値	0.69	0.61	0.66	1.24
初期含有塩化物 イオン濃度 (kg/m ³)	中央値	0.32	0.27	0.30	0.51

見出せないが、温暖海域との比較では比較的差異がある傾向にある。また、表-2.2 から、寒冷海域と海水海域においては大きな差は見出せず、かつ、統計的に有意な差は認められなかったが、北海道全体と温暖海域においては中央値・平均値とも差が見られ、かつ、有意水準 5%で統計的に有意な差が認められた。

今後、海域別に差異が生じる要因について、更に調査・研究を進める予定である。

2.1.3 沿岸のコンクリート構造物の干満帯における凍結融解特性

干満帯における損耗劣化の要因には、凍害、化学的作用、すりへりなどが考えられるが、ここでは凍害の影響について考察する。凍害とは、コンクリート中の水分が凍結する際の体積膨張と融解の際の水分供給という凍結融解作用を繰り返すことにより、コンクリート表面から徐々に劣化する現象である。したがって、気中に露出した部分では凍結融解作用が起きるが、水中では起こり得ない。干満帯は水中と気中の環境が時間的に繰り返される領域であることから、凍害が起こり得る環境ではあるが、その影響度合いについては不明な点が多い。そこで、現地観測により干満帯のコンクリート表面の温度変化を観測し、凍結融解が起きている状況を調べ、干満帯における凍結融解特性を考察した。

a) 現地観測方法

干満帯におけるコンクリート表面の温度変化を観測するため、図-2.3 に示す網走港モヨロ地区にある物揚場で現地観測を実施した。観測期間は 2019/12/12 15:50～12/13 12:50 のおおむね 1 昼夜 (21 時間) である。観測方法は、既設構造物内部に温度センサーを設置する方法ではなく、モルタルで製作した温度観測用

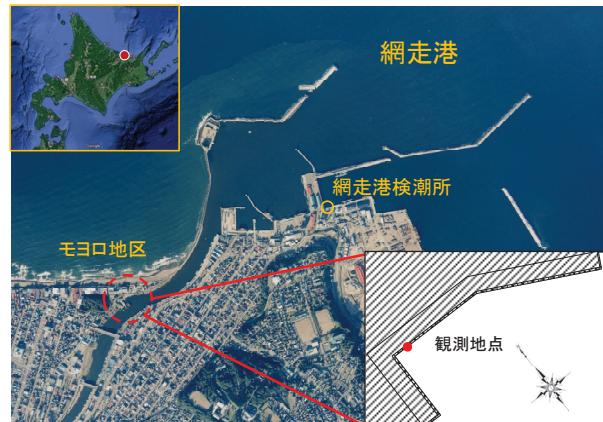


図-2.3 現地観測地点

の供試体を既設構造物前面に設置して観測する方法とした。供試体の設置位置は図-2.3 の●地点であり、日射を十分に受けられる南向きの位置としている。なお、観測日の網走市の日の入り時刻は 15:44、日の出時刻は 6:48 であり、調査位置付近には日射を遮る障害物はない。

図-2.4 は温度観測用供試体の構造と設置状況を示している。供試体のモルタル部分の寸法は、長さ 1.0 m、幅 0.06 m、厚さ 0.04 m であり、木製の型枠にモルタルを打設する方法で製作した。モルタルの配合は表-2.3 に示すとおりであり、水セメント比、セメントの種類、空気量は一般的な港湾構造物のコンクリート配合と同等である。モルタル供試体の表面温度を観測するために、熱電対をモルタル表面から 5 mm の深さに 0.2 m 間隔で 5 本埋め込んだ。そして、モルタルへの熱の伝達が表面からのみになるよう、木製型枠の側面と背面に厚さ 2 cm の断熱材を貼り付けた。この供試体を 2 本製作し、図-2.4 供試体設置状況に示すよう

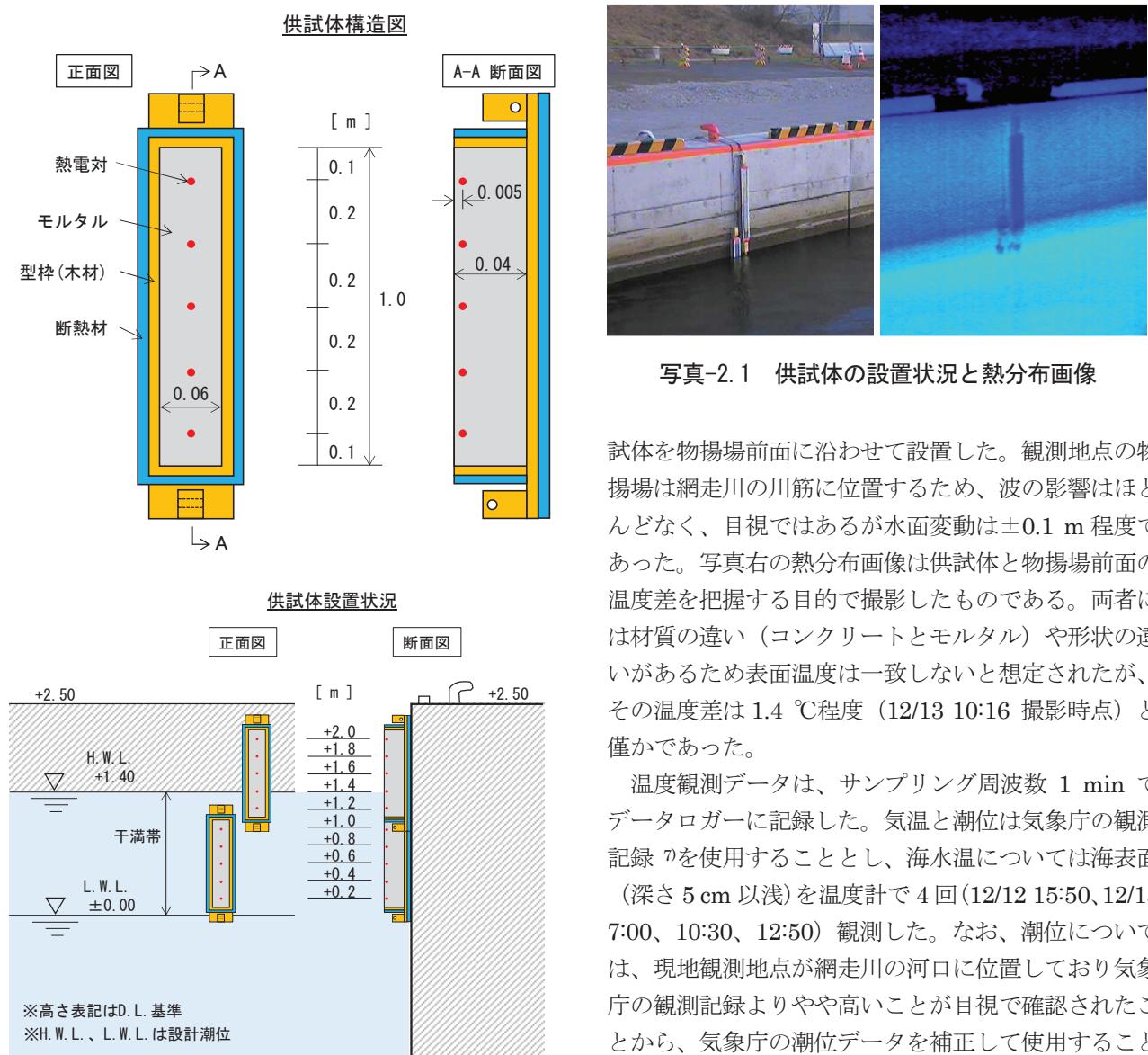


図-2.4 温度観測用供試体の概略図

表-2.3 モルタル供試体の配合

W/C (%)	セメント の種類	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (g/m ³) AE剤
				水	セメント	細骨材	粗骨材	
47.4	高炉B種	5.6	100	228	481	559	0	12

に物揚場前面に吊り下げ、高さ D.L.+2.0 m～+0.2 m の範囲の供試体表面温度を 0.2 m 間隔で計 10 点観測できるようにした。

写真-2.1 は、供試体の設置状況（写真左）とサーモグラフィーで撮影した熱分布画像（写真右）である。写真左に示すとおり、物揚場の前面に供試体を段違いに 2 本吊るし、供試体下部には重りを吊り下げて、供

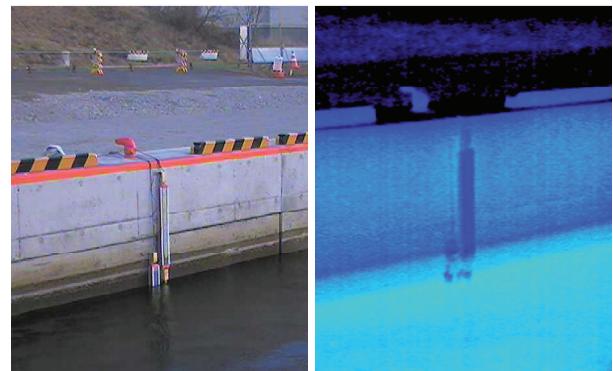


写真-2.1 供試体の設置状況と熱分布画像

試体を物揚場前面に沿わせて設置した。観測地点の物揚場は網走川の川筋に位置するため、波の影響はほとんどなく、目視ではあるが水面変動は ±0.1 m 程度であった。写真右の熱分布画像は供試体と物揚場前面の温度差を把握する目的で撮影したものである。両者には材質の違い（コンクリートとモルタル）や形状の違いがあるため表面温度は一致しないと想定されたが、その温度差は 1.4 ℃程度（12/13 10:16 撮影時点）と僅かであった。

温度観測データは、サンプリング周波数 1 min でデータロガーに記録した。気温と潮位は気象庁の観測記録⁷⁾を使用することとし、海水温については海表面（深さ 5 cm 以浅）を温度計で 4 回（12/12 15:50、12/13 7:00、10:30、12:50）観測した。なお、潮位については、現地観測地点が網走川の河口に位置しており気象庁の観測記録よりやや高いことが目視で確認されたことから、気象庁の潮位データを補正して使用することとした。

b) 現地観測結果と考察

図-2.5 は供試体温度、気温、海水温、潮位の経時変化を示している。横軸は観測時刻、縦軸左は供試体温度・気温・海水温、縦軸右は潮位を示している。供試体で計 10 点の温度観測を行っているが、干満帯から外れた潮位変動の影響を受けない 3 点と、干満帯中腹の 2 点を、2 枚の図に分けて代表として示すこととし、上段から図-2.5 (a), (b) としている。両図の気温、海水温、潮位は全て同一のデータである。色分けされた実線が干満帯における高さ別の供試体温度、○が 1 時間毎の平均気温、●が 4 回観測した海水温であり、縦軸左で値を読む。●は 1 時間毎の潮位であり、縦軸右で値を読む。また、温度観測地点と潮位の関係を読みやすくするため、縦軸右の目盛りに合わせて物揚場の概略図と温度観測点を示した。さらに温度観測点に

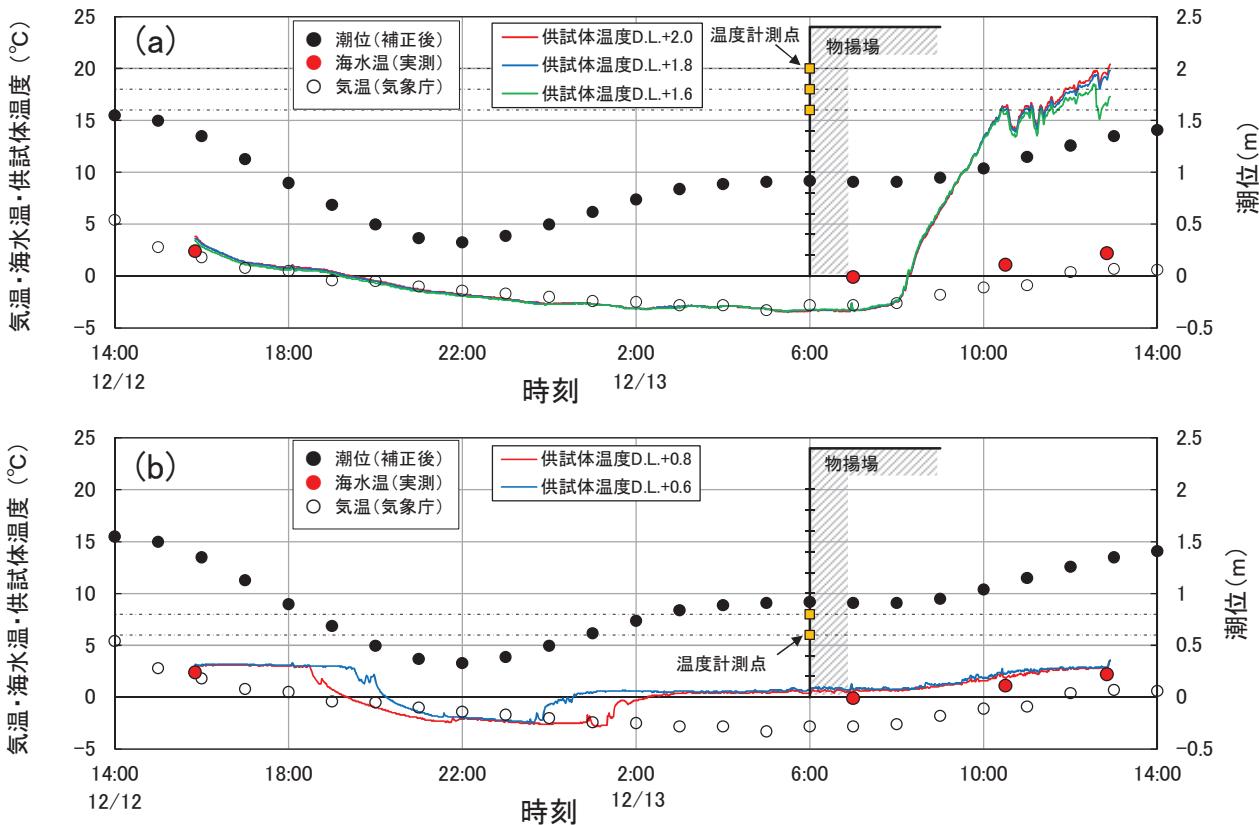


図-2.5 モルタル供試体表面の温度変化と気温、海水温、潮位

は一点鎖線を引いており、潮位との位置関係をわかりやすくした。例えば、一点鎖線が●より上に位置する時間帯は、温度観測点が気中に露出していることを示す。観測期間中の気温は、最高気温+5.4 °C、最低気温-3.3 °Cであった。海水温は、4点のデータのみではあるが、最高水温+2.4 °C、最低水温-0.1 °Cであった。潮位（補正後）は、最高潮位+1.55 m、最低潮位+0.33 mであった。

図-2.5 (a) の供試体温度は高さ D.L.+2.0 m、+1.8 m、+1.6 m の観測記録である。潮位変動と温度観測点の高さ（3本の一点鎖線）を比較すると、この3点は常に気中に露出していることがわかる。その温度変化を見ると○で示される気温とほぼ同じ値を示している。12/13 8:00 から温度が急激に上昇しているが、これは日射によるコンクリート表面の温度上昇である。12/13 の天候は晴れ、雲量は2~3割であった。気中に露出した供試体の表面温度は日射を受けている時間帯を除き、概ね気温に一致している。

図-2.5 (b) の供試体温度は高さ D.L.+0.8 m、+0.6 m の観測記録である。潮位変動と温度観測点の高さを比較すると、潮位変動により、気中に露出している時間帯と海中に水没している時間帯の両方の状態がみられ

る。観測開始時点から潮位は低下傾向にあったが、海中に水没していた温度観測点が気中に露出したと同時に、海水温から気温に向かって温度が低下している状況がわかる。温度変化の速度は供試体の熱伝達率や気温・海水温との温度差によるが、今回の観測においては、1時間程度で気温・海水温と同じ温度になるようであった。ここで着目すべきは、気温の低下に伴いマイナス温度となった供試体が、潮位の上昇により水没してプラス温度に転じたことである（もしくはその逆で、潮位の低下により気中に露出した供試体がマイナス温度に転じる現象）。一般にコンクリートの凍結融解は外気温や日射により起こる現象であると認識されていると思われるが、干満帯においては潮位の影響も含まれるようである。

1昼夜の現地調査結果から、干満帯においては、気温や日射に加え、潮汐の影響も加わりコンクリート表面の温度変化が起きていることを確認できた。このことを踏まえ、網走港における1シーズンの気温変動と潮汐変動の観測記録に基づき、干満帯における凍結融解について考察することとした。

図-2.6 は構造物側壁の干満帯における高さと凍結融解回数（試算）の関係を示したものである。使用し

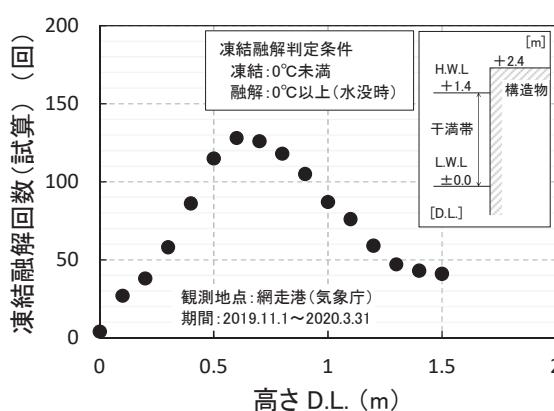


図-2.6 干満帯における高さと1シーズンあたりの凍結融解回数（試算）

たデータは、気象庁が公表⁸⁾している網走の気温データと網走港検潮所の潮位データである。データ期間は2019/11/1から2020/4/1までの1シーズンとした。この考察の中では、凍結融解回数を実際のコンクリートの状態から求めることができないため、気温と潮位変動に基づく温度変化から判断して求めることとした。その判断の考え方は、対象とする高さが気中に露出して、気温が0℃未満になった時に凍結し、潮位変動により水没した時に融解するというものである。なお、本考察は干満帯における高さと凍結融解の関係を相対的に評価して傾向を把握するものであるため、①海水の塩分濃度やコンクリートの細孔径により凍結温度は0℃より低くなること、②コンクリート表面が気温や海水温と一致するまでにやや時間を要すること、③気温が氷点下でも日射により融解することの3点については考慮しないこととした。図に示すように、凍結融解回数の試算結果は、D.L.±0 mで4回、D.L.+0.6 mで128回、常に気中に露出しているD.L.+1.5 mで41回となっており、干満帯の中央部、つまり平均潮位付近が最も凍結融解回数が多い結果となった。その回数は気中部D.L.+1.5 mの約3倍であった。

2.2 沿岸コンクリート構造物の複合劣化メカニズムの解明

2.2.1 凍害と海水摩耗を対象とした複合劣化試験法

積雪寒冷地の沿岸構造物は、凍害や塩害を主な劣化要因とするが、海水海域においては、これらに加えて海水による摩耗や海水の衝突による損傷が劣化要因に加わると考えられる。この中から、本研究では凍害と海水摩耗の複合劣化に着目し、その評価を目的とした

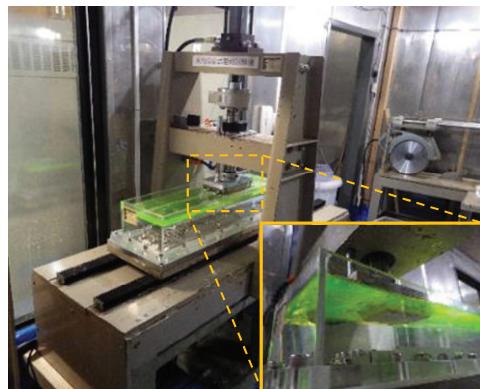


写真-2.2 水中摩耗試験機の全景

複合試験法の開発に取り組んだ。この複合試験法は、海水とコンクリートの摩耗試験、コンクリートの凍結融解試験を組み合わせた試験であり、その詳細を以降に述べる。

a) 海水とコンクリートの水中摩耗試験

海水がコンクリート構造物に擦れる状況を再現し、コンクリートの摩耗量を測定する試験が摩耗試験である。既往研究で幾つかの摩耗試験法が提案されているが、本研究では往復運動による面接触滑動式を採用することとした。既往研究では摩耗試験を気中で行っているが、本研究で実施した限りにおいては、コンクリート供試体の摩擦面に氷膜が形成され、コンクリートの摩耗を阻害し、長く摩耗試験を継続できない課題があった。そこで、この課題を解決すべく、水中摩耗試験法の開発に取り組んだ。以降、水中摩耗試験法の概要を示す。

写真-2.2は水中摩耗試験機の全景である。写真中央のアクリル水槽内に氷と供試体（コンクリート等）の摩擦面を設け、水槽内を液体で満たすことにより水中環境を再現した。なお、本研究では、気中における摩耗試験に対比して、液体中の摩耗試験を水中摩耗試験と称している。水中摩耗試験は、氷点下の低温室内で実施するため、この試験温度でも凍結しない液体で水槽内を満たす必要がある。本研究では、不凍液（フロリナートFC-43：3M社）と濃度10%の塩水（凝固点約-7.0℃）を使用した。不凍液として使用したフロリナート(FC-43)は比重1.9の完全フッ素化物であり、熱的化学的に安定性が高く、高温低温を問わずほとんどの物質に溶解しない。不凍液と塩水は比重の違いから二層に分離する。下層の不凍液中に氷柱を完全に没することで、摩擦による損耗以外の要因で氷柱が痩せることはない。上層の塩水（写真では緑に着色）は、

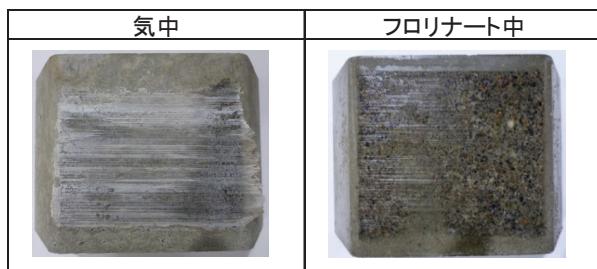


写真-2.3 コンクリート供試体表面の氷膜形成状況

水層の往復運動の切り返し時にコンクリート供試体表面に巻き込まれ、僅かに供給された塩水により氷膜の形成を抑制している。

写真-2.3は、摩耗試験後の供試体表面の氷膜形成状況である。写真左の気中における摩耗試験では供試体表面に氷膜が形成されているが、写真右の水中では氷膜の形成が抑制されている。この試験法により水中環境を模擬した長期間の摩耗試験が可能となった。

b) コンクリートの凍結融解試験

コンクリートの凍結融解試験方法は、世界各国で規格化されている。内部劣化を対象とした試験としてJIS1148(日本)、RILEM CIF(欧州)、ASTM C 666(米国)、スケーリングを対象とした試験としてRILEM CDF(欧州)、ASTM C 672(米国)などがある。本研究では凍害と海水摩耗の二つの劣化機構を複合した試験法を必要とすることから、前述の水中摩耗試験法との組み合わせを想定した凍結融解試験法の検討を進めた。検討にあたっては、現地条件に即した方法であること、水中摩耗試験機に供試体を固定するための取付部を劣化させないことに留意した。

写真-2.4は使用した空冷式の凍結融解試験機とその内部の供試体及び容器を示している。空冷式の凍結融解試験機を使用することから、試験の温度管理についてはJIS1148コンクリートの凍結融解試験方法(B法)を参考とした。そして、劣化させる供試体の部位は、供試体の一面(摩耗試験における摩擦面)のみとした。これは、一面凍結融解試験が現地条件に近いことが最も大きな理由であるが、水中摩耗試験における供試体の取付部を劣化させない利点がある。試験方法であるが、写真の銅製容器に水を張り、そこに供試体の一面を浸漬し、二日間吸水させた後に空冷式の凍結融解試験機にて凍結融解(1サイクル4時間、-18°C~+5°C)を行う手順とした。また、供試体の劣化状況は、コンクリート表面の超音波伝播速度測定により把握し、供試体の剥離量は凹凸測定により平均深さで求めた。



写真-2.4 凍結融解試験機の全景とその内部

2.2.2 複合劣化試験によるメカニズムの解明

前述の水中摩耗試験と凍結融解試験を組み合わせた複合劣化試験を、モルタル供試体を用いて行った。これは、コンクリート供試体の粗骨材(直径20~40mm)の影響で、供試体の個体差が試験結果に表れる可能性が懸念されたためであり、基礎的なデータ取得を目的に粗骨材を含まないモルタル供試体を選定した。以降に示す本報告内の結果は全てモルタル供試体によるものである。使用したモルタル供試体の配合は、セメント:砂=1:3、水セメント比47.4%、空気量5.5%、AE剤2.0%である。摩耗試験と凍結融解試験は同時に実施できないため、試験順序を検討する必要がある。ここでは、凍害劣化の程度と摩耗速度の関係を調べることを目的とし、最初に凍結融解34サイクル、100サイクル、150サイクルを実施した後、同一条件で水中摩耗試験を実施した。なお、凍結融解させていない供試体を、以降の図中では凍結融解0サイクルとして表記している。

図-2.7は、凍結融解試験後に測定した供試体の超音波伝播速度を示す。横軸が供試体表面からの距離、縦軸が超音波伝播速度を示している。コンクリートが劣化すると、微細なクラックの発生により空気層が増え、

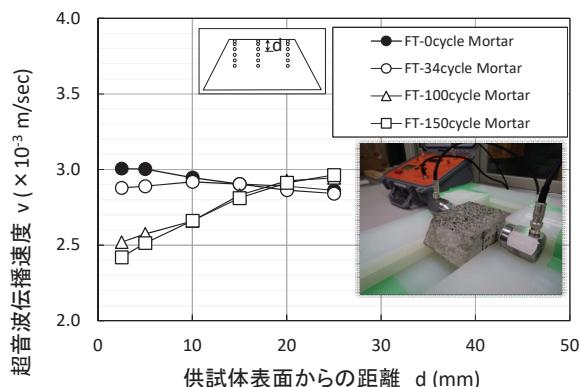


図-2.7 モルタル供試体の超音波伝播速度

超音波の伝播速度が遅くなる。超音波伝播速度の測定は供試体表面から深さ 25 mm までを 2.5mm~5.0mm 間隔で 6 点実施している。●で示す凍結融解させていない凍結融解 0 サイクルの結果を見ると、おおむね横這いの一定速度を示しているが、□で示す凍結融解 150 サイクルの結果は、供試体表面の超音波伝播速度が相対的に低下しており、凍害劣化が進行したことを見ている。○の凍結融解 34 サイクルや△の 100 サイクルは●と□の間に位置していることから、サイクル数を変えることにより、凍害劣化の程度を相対的に変化させることができている。

図-2.8 は、凍結融解試験後に水中摩耗試験を実施した複合劣化試験結果を示している。横軸は摩耗試験における摩擦距離、縦軸は平均摩耗量を示している。氷の摩擦によるコンクリートの摩耗は、コンクリート表面のセメントペースト部が剥離する初期摩耗と、その後骨材が露出し始め摩耗率が一定（摩耗率=平均摩耗量／摩擦距離）となる定常摩耗に分類される。初期摩耗における摩耗率には供試体によるばらつきがあることや、海氷摩耗の場合、定常摩耗状態が長く続くと考えられることから、構造物の耐摩耗性の評価は定常摩耗状態の摩耗率で評価することが実用的であると考えられる。このことから、図-2.9 では、定常摩耗状態における摩擦距離 50 km 分のデータをプロットした。

図に示すように、定常摩耗状態においては、摩擦距離と平均摩耗量の間におおむね直線的な関係がみられる。この直線の傾きが摩耗率を示すが、●の凍結融解 0 サイクルに比べて□の凍結融解 150 サイクルの傾きは大きく、凍結融解によりモルタル表面の劣化が進行すると、摩耗率が増加することがわかる。また、●と○がおおむね同じ傾向、△と□もおおむね同じ傾向を示しているが、これは図-2.7 に示した劣化の程度と一致しているようであり、劣化の程度と摩耗率には密接な関係があるものと予想される。

図-2.10 は、図-2.9 の結果に基づき凍結融解履歴と摩耗率の関係を示したものである。凍結融解履歴として摩耗試験直前に実施した凍結融解サイクルを横軸にとるが、図に示すとおり、凍結融解サイクルの増加に伴い、摩耗率も増加する傾向にある。これは凍結融解作用によりモルタル表層部が脆弱になり、摩耗しやすくなつたためと考えられる。図には切片を凍結融解 0 サイクルの摩耗率とした指數関数の近似曲線を示したが、凍結融解サイクルがさらに増加した時に摩耗率がどのように変化するかについては、今後試験を重ねることにより明確にしていきたいと考えている。

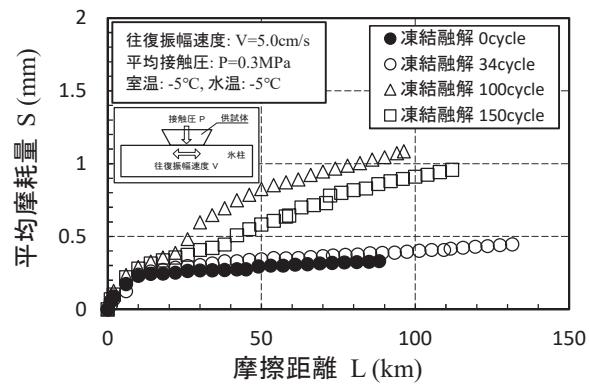


図-2.8 モルタル供試体の複合劣化試験結果

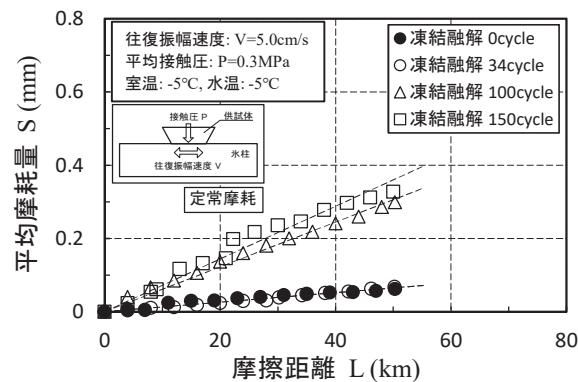


図-2.9 モルタル供試体の複合試験結果
(定常摩耗のみ)

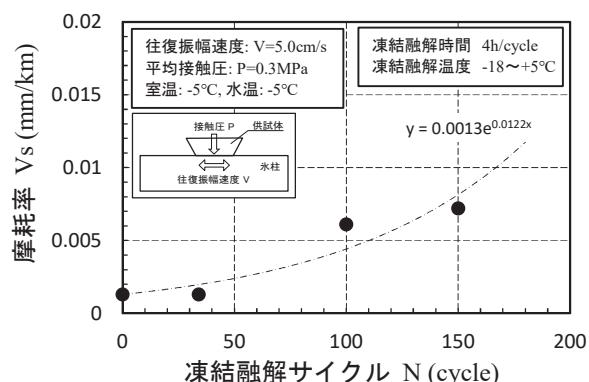


図-2.10 凍結融解履歴と摩耗率の関係

次に、凍結融解と海水摩耗を交互に繰り返した場合の影響について試験を実施した。表-2.4 は、複合劣化試験の試験条件を示す。表の読み方であるが、例えば case2 について説明すると凍結融解試験 30 サイクルと摩耗試験 5 km を交互に繰り返し、それぞれ 120 サイクル、20 km まで実施している。工程毎に供試体表面の凹凸量を計測し、工程 1 から工程 8 を連続して行う。case1 は凍結融解試験のみを実施したものである。case5 は摩耗試験のみを実施したもので、図-2.8 に示

表-2.4 凍結融解試験と摩耗試験を交互に組み合わせた複合劣化試験条件

実験条件名	試験	試験工程								合計
		工程1	工程2	工程3	工程4	工程5	工程6	工程7	工程8	
case1	凍結融解試験	30 cycle	30 cycle	30 cycle ^{※1}	30 cycle ^{※2}					120 cycle
	摩耗試験									0 km
case2	凍結融解試験	30 cycle		30 cycle ^{※1}		30 cycle ^{※2}		30 cycle		120 cycle
	摩耗試験		5 km		5 km		5 km		5 km	20 km
case3	凍結融解試験	30 cycle		30 cycle ^{※1}		30 cycle ^{※2}		30 cycle		120 cycle
	摩耗試験		10 km		10 km		10 km		10 km	40 km
case4	凍結融解試験	60 cycle		60 cycle						120 cycle
	摩耗試験		10 km		10 km					20 km
case5	凍結融解試験									0 cycle
	摩耗試験	1 km	2 km	3 km	4 km	4 km	4 km	4 km	以降 4 km	38 km

※1 試験実施工程の都合上、37cycleで実施している。

※2 サイクル数の調整のため、23cycleで実施している。

した凍結融解0サイクルのデータを使用する。case2とcase3は各工程における摩耗試験の摩擦距離が異なり、case3とcase4は各工程における凍結融解サイクル数が異なっている。そして、case2とcase4は、合計の凍結融解サイクルと摩擦距離が同じであるが凍結融解サイクルと摩擦距離の刻み方が異なっている。

図-2.11は、凍結融解試験の結果であり、摩耗試験による摩耗量を除外して、凍結融解サイクルと平均剥離量の関係を示している。剥離量とは、凍結融解試験における供試体表面凹凸量の平均値である。図より、摩耗試験を実施していないcase1が最も剥離量が多く、摩耗試験を交互に実施しているcase2、case3、case4の剥離量はcase1の剥離量より少なくなる傾向が見られた。そして、図-2.12は、摩耗試験の結果であり、凍結融解試験による剥離量を除外して、摩擦距離と平均摩耗量の関係を示している。図より、凍結融解試験を実施していないcase5はおむね平均摩耗量0.3mm程度で微増する傾向となっているが、凍結融解試験を交互に繰り返すcase2、case3、case4はcase5に比べて摩耗量が大きく増加する傾向が見られた。図-2.11と図-2.12の傾向を比較すると剥離量の減少と摩耗量の増加が見られることから、摩耗量の増加は凍結融解によるモルタル供試体表面の脆弱化が主な要因であり、剥離量の減少は脆弱なモルタル供試体表面部分が摩耗により失われたことが主な要因であると考えられる。

図-2.13は、凍結融解試験結果(図-2.11)と摩耗試験結果(図-2.12)を合わせて示したものである。横軸を凍結融解サイクル、縦軸を平均損耗量としてプロットしている。ここで平均損耗量とは、複合劣化した供

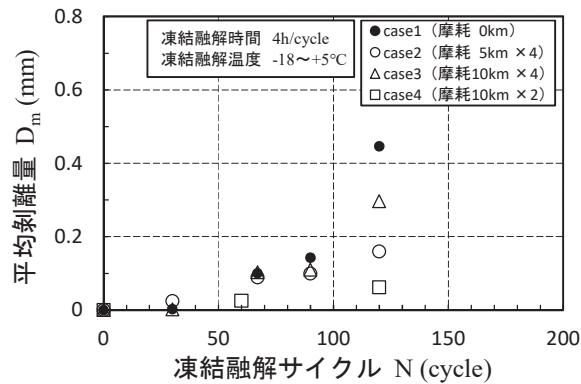


図-2.11 凍結融解試験による剥離量

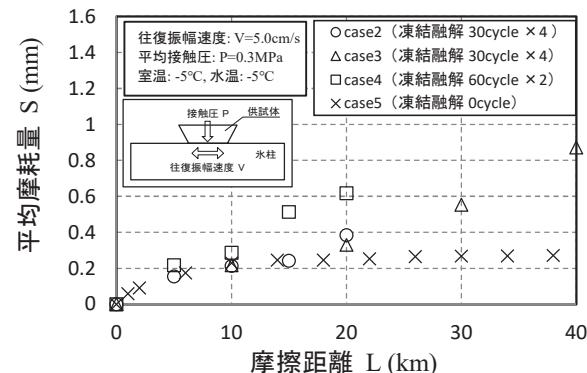


図-2.12 摩耗試験による摩耗量

試体の凹凸量を示し、剥離量と摩耗量を総称した指標である。この図は横軸を凍結融解サイクルとしているため、摩耗試験に基づく損耗量は垂直上向きにデータがプロットされることになる。全ての供試体は凍結融解サイクル数の合計が120サイクルで同一であるが、摩耗試験における摩擦距離が異なっている。case1は摩擦距離0km、case2とcase4が20km、case3が40km

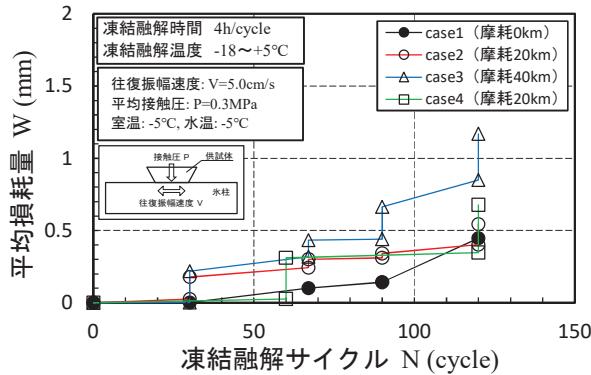


図-2.13 複合劣化試験による損耗量
(凍結融解サイクル表示)

である。

各供試体のプロットの終端の値を比較すると、摩擦距離が長距離であるほど最終的な損耗量は多くなる傾向にある。外力の作用量が多いほど損耗量が増加することは当然の結果であるが、case2とcase3に着目すると、両者とも凍結融解の作用条件は全く同じであるが、摩擦距離の差(20 kmと40 km)が大きな平均損耗量の差をもたらしている。図-2.8に示した凍結融解0サイクルの結果では20 kmと40 kmの差はほとんど無いことから、凍結融解が複合することの影響は大きいと言える。そしてもうひとつ着目すべきは、case2とcase4である。両供試体の凍結融解サイクル数の合計と摩擦距離の合計は同一であるが、刻み方に違いがある。case2は小刻みに30サイクル×4工程と5km×4工程、case4は大刻みに60サイクル×2工程と10km×2工程としている。両供試体のプロットの終端を比較すると、小刻みなcase2よりも大刻みなcase4の損耗量が多くなる結果となっている。case4の方が1工程あたりの凍結融解サイクル数が多いため摩耗工程直前のモルタル供試体表面がcase2よりも脆弱となり、各摩耗工程における摩耗率が上昇して最終的な損耗量が多くなったものではないかと考えられる。

図-2.14は、図-2.13と同じデータを用いて、横軸を摩擦距離、縦軸を平均損耗量として示したものである。この図は横軸を摩擦距離としているため、凍結融解試験に基づく剥離量は垂直上向きにデータがプロットされることになる。同一の摩擦距離で各供試体を比較するため、摩擦距離20 kmに着目することとする。摩擦距離20 kmにおいてcase2とcase4が凍結融解120サイクル、case3が60サイクル、case5が0サイクルである。凍結融解サイクル数の履歴が多いほど損耗量も多くなる傾向が見られる。図-2.13と同様に外

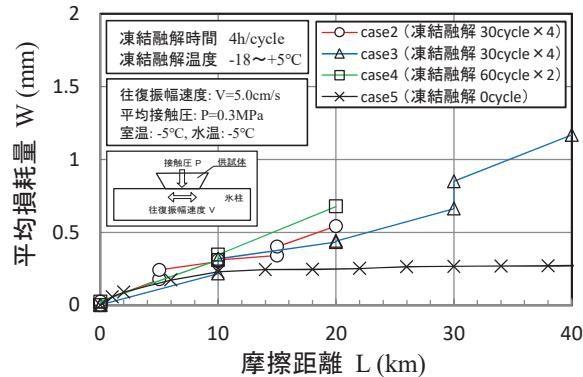


図-2.14 複合劣化試験による損耗量
(摩擦距離表示)

力の作用量が多いほど損耗量が増加することを示すものであるが、摩擦の条件が同じであるcase3とcase4に着目すると、凍結融解の差(60サイクルと120サイクル)が大きな平均損耗量の差をもたらしている。この差は図-2.10に示した凍結融解履歴と摩耗率の関係に依存するものと思われるが、そうだとするとcase4の平均損耗量はやや少ないようである。これは図-2.11に示した摩耗量の増加に伴う剥離量の減少が影響しているものと考えられる。このことについては現時点の試験結果だけでは十分に考察できないことから、今後試験を重ねて解明していきたいと考えている。

以上の結果から、凍害と海氷摩耗の複合作用が及ぼすコンクリートの劣化メカニズムを考察すると、凍結融解作用によりコンクリート表面が脆弱となり、その脆弱となったコンクリート表面を海水がある程度の接触圧をもって繰り返し摩擦することにより、セメント硬化体が破壊され骨材とともに離脱するのではないかと考えられる。今後さらに検討を進めて定量的な評価を行い、劣化メカニズムを明確にしたいと考えている。

2.3 沿岸コンクリート構造物の複合劣化予測式の検討

沿岸コンクリート構造物において凍害と海氷摩耗の複合劣化を受ける部位としては、海面付近の干溝帯が主であると考えられる。干溝帯のコンクリート表面において凍結融解作用が起きている可能性については2.1.3で述べたとおりであり、スケーリングが生じていると考えられる。スケーリングによる剥離量の予測式については(2.3)次式に示す遠藤⁹⁾の提案がある。

$$D_m = ae^{b \log \frac{t}{A}} \quad \cdots (2.3)$$

ここに、 D_m はスケーリングの程度を定量的に表す指標

(スケーリング量、スケーリング深さなど)、 t は凍結融解履歴(サイクル、供用年数など)、 A は t を無次元化させるための係数(一般に最長経過時間の1/2)、 a 、 b は係数である。これを用いて、図-2.13に示したcase1(摩擦距離0km)の剥離量の予測式を求めたものが図-2.15である。この結果、(2.4)式の予測式を得た。

$$D_m = 0.04e^{8.67\log \frac{N}{60}} \quad \cdots \cdots (2.4)$$

一方、海氷摩耗の予測式については(2.5)次式に示す浅井ら¹⁰⁾の提案がある。浅井らが提案する予測式は定常摩耗を対象としており、コンクリートの材料特性を表す係数に摩擦距離を乗じることで摩耗量を予測している。

$$S = aL \quad \cdots \cdots (2.5)$$

ここに、 S は平均摩耗量、 L は摩擦距離、 a は係数(コンクリート材料固有の値)である。これを用いて、図-2.14に示したcase5(凍結融解0サイクル)の摩耗量の予測式を求めたものが図-2.16である。(2.5)式は定常摩耗を対象とした予測式であるため、図に示す摩擦距離10km以降のプロットを対象に予測式を求めた。一方、摩擦距離10km未満の初期摩耗は、主に供試体表面のセメント硬化体が剥離する現象であることからスケーリングの初期状況と類似していると考え(2.3)式を準用して予測式を求めてみた。この結果、摩擦距離0~10kmの初期摩耗については(2.6)式、摩擦距離10~40kmの定常摩耗については(2.7)式の予測式を得た。なお、(2.7)式については(2.6)式と連続させる目的から切片(ここでは0.2278)を与えていた。

$$D_m = 0.15e^{1.38\log \frac{L}{5}} \quad \cdots \cdots (2.6)$$

$$S = 0.0012L + 0.2278 \quad \cdots \cdots (2.7)$$

凍害と海氷摩耗の複合劣化によるコンクリートの損耗量を予測するために、遠藤⁹⁾のスケーリングによる剥離量の予測式と、浅井ら¹⁰⁾の摩耗量の予測式を合算する方法を検討してみる。

図-2.17は、(2.4)式、(2.6)式、(2.7)式を用いて、表-2.4の試験条件に基づき各供試体の損耗量を予測した結果である。横軸を摩擦距離、縦軸を平均損耗量で示しており、図-2.14と同様である。図-2.14と比較すると損

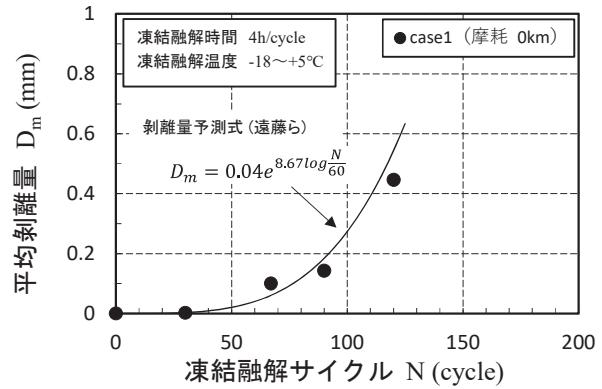


図-2.15 凍結融解試験結果と予測式

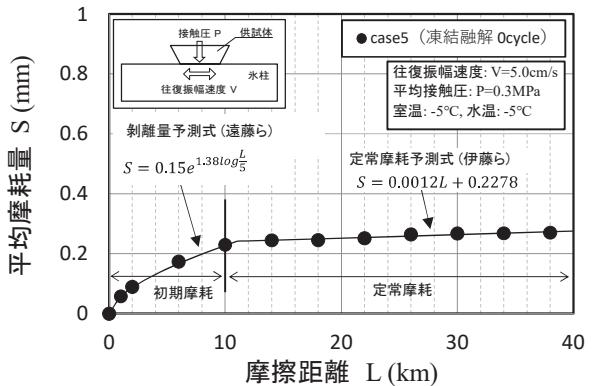


図-2.16 摩耗試験結果と予測式

耗量の増加過程が異なっている。このことについて詳細に調べるために、図-2.17を実験ケース別に分割して示した一例(case3)を図-2.18に示す。試験結果と予測値が異なるのは、(2.4)式、(2.6)式、(2.7)式が凍結融解の影響による摩耗率の増加や摩耗の進行に伴う剥離量の減少を考慮したものではないためと考えられる。したがって、例えば(2.5)式の材料特性を表す係数 a を凍結融解履歴の関数に置き換えることで、凍結融解作用を考慮した摩耗量の予測式を得ることができる可能性はある。しかしながら、損耗量の増加過程が異なるにせよ、(2.3)式と(2.5)式を単純に合算するだけで最終的な複合劣化による損耗量を予測できるのであれば、実務上問題ないのかもしれない。図-2.18の傾向だけではまだその判断はできないため、今後試験を継続し、図示したデータのさらに先の傾向を見極め、凍害と海氷摩耗の複合作用による損耗劣化予測式を提案したいと考えている。

3. 積雪寒冷海域における沿岸鋼構造物の点検・診断・評価

3. 1 海氷の摩擦による重防食被覆材の摩耗特性

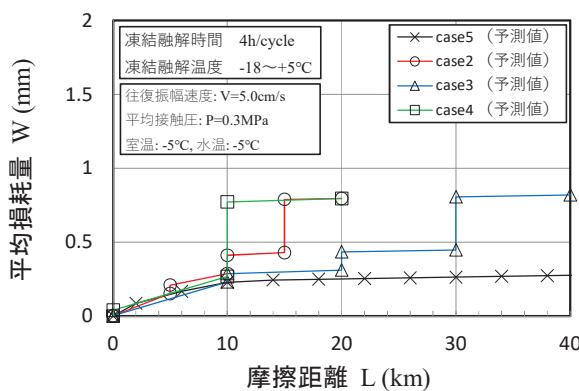


図-2.17 複合劣化試験による予測損耗量
(摩擦距離表示)

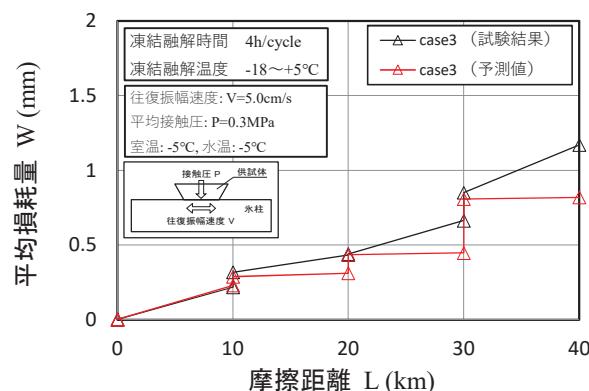


図-2.18 複合劣化試験による予測損耗量
(摩擦距離表示)

3.1.1 概説

重防食鋼矢板の被覆材料として実績が多いウレタンエラストマー(TPU)の海氷接触による耐久性を調べるために、過年度研究¹¹⁾より、すべり摩耗試験を実施している。金属材料と異なり、TPU の場合は砂が含まれない氷でも凝着摩耗が確認され、摩耗進行は直線的であること、その勾配で定義した損耗(摩耗)率は大きく、金属材料の腐食摩耗や海氷に混入する砂による切削摩耗「アブレシブ摩耗」の定常損耗率より 1 オーダー大きいこと等の基本特性のほか、接触圧、アブレシブ摩耗特性として海氷に混入している砂の粒径や種類が及ぼす影響も含めた損傷特性を明らかにした。さらに、氷海域で暴露試験を実施し、剥離を含む TPU の損傷が確認される等、氷海域での使用にあたっては特別に留意する必要があることが示された。本年度においては、重防食被覆の更新時期の推定や管理上の留意事項等の資料を得るため、さらに条件(氷温、摩擦速度依存性)を追加した。また、海氷による摩耗は海水中での現象であるが、これまで実験の容易さから dry

condition(気中)で実施してきた。今回は、さらに、その妥当性を示すため 2.3.1(a)に示した水中摩耗試験法を用いて実施した。

3.1.2 実験概要

実験方法の概略を説明する。用いた試験装置と方法は過年度研究¹¹⁾と同様で、面接触の滑動式(ブロック・オン・プレート)を採用した。写真-3.1に使用した供試体の例を示す。構造物を意図した炭素鋼の金属供試体(長さ 10cm × 幅 8cm × 厚さ 1.4cm)に 2000 μm のウレタンエラストマー樹脂 TPU を被覆したものである。その供試体の製作は重防食鋼管杭・钢管矢板製品仕様書¹²⁾に基づく。角柱の氷(淡水氷および人工海氷)に、ホルダーを介して取り付けた試験体を油圧ジャッキで氷に押し付けて往復運動させる機構である。この供試体について、通常の摩擦試験(砂を含まない淡水氷)(凝着摩耗)とアブレシブ摩耗試験を実施した。それぞれの実験において、氷と試験体との接触圧力を一定として、氷温(雰囲気温度)、氷の摩擦速度を変化させて行った。また、アブレシブ摩耗試験については、中央粒径が 0.798mm の川砂を用いた。砂の介在方法も既報¹¹⁾と同様である。摩耗量の測定も同様に、電子天秤(精度 1mg)を用いて、質量変化を計測することにより推定した。

水中でのすべり摩耗試験については、2.3.1(a)で示したコンクリート供試体の水中摩耗と同様に、フロリナートを利用した試験機によって実施した。

3.1.3 実験結果の概要

図-3.1には、氷温および摩擦速度の変化に伴う TPU の定常摩耗率の変化およびそれらのアブレシブ摩耗と凝着摩耗(砂介在なし)との比較を示した。なお、これは淡水氷の場合であるが、海氷ではなくおもに淡水氷を使用している理由は既報¹¹⁾の通りである。また定常摩耗率とは、摩耗量を一般的に表すひとつの指標で

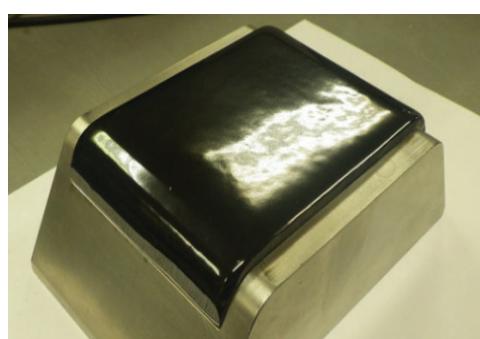


写真-3.1 重防食被覆材の供試体(炭素鋼にウレタンエラストマー(2000 μ)を被覆)

あり、金属腐食も含めた広義の材料損傷を意図し、既報¹¹⁾で定義した、摩耗進行曲線（距離・摩耗量）の定常部分の勾配（距離あたりの摩耗量）である。氷温が低いほど、摩擦速度が小さいほど定常損耗率は上昇する。既報¹¹⁾と同様に、氷に砂が混入していない場合でも、大きな凝着摩耗が発生し、金属材料のアブレシブ定常損耗率より1オーダー大きいこと、砂が混入している場合には、さらにその2~3倍程度に増大する。

図-3.2には、水中（フロリナート）および気中（dry condition）条件でのTPUの摩耗進行曲線の比較を示した。摩耗量は気中の方が大きくなっているが、水中では潤滑作用により摩擦が軽減するためと思われる。

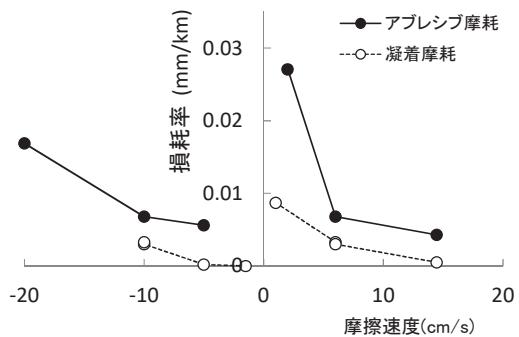


図-3.1 TPUの定常摩耗率の氷温および摩擦速度の依存性（アブレシブ摩耗&凝着摩耗）

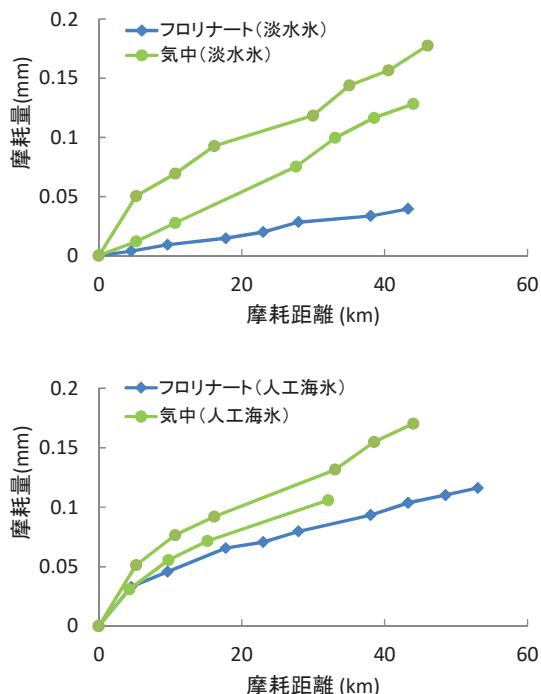


図-3.2 水中（フロリナート）および気中（dry condition）条件でのTPUの摩耗進行曲線の比較（上図：淡水氷、下図：人工海水）

これはまた金属材料の凝着摩耗と摩擦係数との関係とも調和している。しかし、人工海氷の定常摩耗率で比較すると、その相違は緩和する。

3.1.4 実験結果の考察および実務への適用

既報¹¹⁾に加え、新たな知見が得られたが、定常摩耗率も条件によって大きく異なることが分かった。氷温については、オホツク海南部では-10°C以下になることが多く、実務上は-10°Cの定常摩耗率を適用すれば良い。摩擦速度については、実際の摩耗量として、この摩耗率に氷の摩擦速度を乗じたもので評価できるため、結局、摩耗量は摩擦速度に大きく依存しないものと推察される。また摩耗量の気中と水中の相違については、人工海氷の定常摩耗率で比較すると、水中の方がやや小さいが、海水が長距離移動する場合には定常摩耗率を適用することが妥当なので、実務上は、やや安全側となる気中での摩耗試験結果を参考できると考える。しがたって、これまで蓄積された気中での実験結果が有意であること、今後実験するにあたっても実験コストが安い気中での実験が妥当性であるといえる。

以上、TPUの海氷によるすべり摩耗による耐久性を実験により考察してきた。他方、オホツク海において現地暴露試験を展開中であり、大きく摩耗、あるいは剥離する結果が得られており、海氷がアクティブに運動する氷海においては適用困難と推察される。なお、これは次年度まとめて報告する。しかしマイルドな条件が予想される海域では、TPUを否定するものではなく、本研究成果から、摩耗量が推定できるため、他の対策工法とのコスト比較のほか、適切な更新時期の把握などの維持管理上に有用な情報を与える。さらに、今回は、適用例の多いTPUに着目したが、他材料へ適用する場合、ひとつの目安であるが、Holm式を根拠としてその硬さの違いを考慮すれば、本成果が準用できる。

参考文献

- 1) S. Houvinen et al. : The abrasion of concrete in arctic offshore structures, Porc. of the 7the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.233-240, 1988.
- 2) J.E. Janson : Long term resistance of concrete offshore structures in ice environment, Porc. of the 7the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.225-231, 1988.

- 3) Y. Itoh et al. : Estimation method for abrasion of concrete structures due to sea ice movement, Proc. of 4th International Offshore and Polar Engineering , Vol.2, pp.545-552, 1994.
- 4) 山路 徹、中野 松二、濱田 秀則：港湾コンクリート構造物における塩害環境の定量的評価手法に関する検討、港湾空港技術研究所報告 Vol. 44、No.3、pp. 59-75、2005.
- 5) 土木学会：2018 年制定 コンクリート標準示方書「維持管理編」, pp. 120-122, pp. 140-144, 2018.
- 6) (国研) 土木研究所ホームページ：コンクリート中の塩化物イオン濃度分析,
<https://www.pwri.go.jp/team/structure/download/download.htm>
- 7) 増田 亨、中嶋 雄一、長谷 一矢：積雪寒冷地沿岸コンクリート構造物調査データでの海域別の塩分拡散予測パラメータの比較検討、土木学会論文集 B3(海洋開発)、Vol. 75、No.2、掲載予定、2019.
- 8) 気象庁 Web : <https://www.jma.go.jp/jma/index.html>
- 9) 遠藤裕丈：凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究、北海道大学博士学位論文, 2011.
- 10) 浅井有一郎・今野潔・梶谷哲彦・竹内貴弘・佐伯浩：海水による各種コンクリートの摩耗に関する研究、海洋開発シンポジウム講演集, Vol. 11, 1986.
- 11) 平成 27 年度研究成果（プロジェクト研究）報告書「14.6 海水作用や低温環境に起因する構造物劣化・損傷機構の解明と対策に関する研究」,
<https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-project/2015/pdf/pro-14-6.pdf>, 2016.
- 12) 鋼管杭・鋼矢板技術協会：重防食鋼管杭・钢管矢板製品仕様書, 2016.

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.6 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究(舗装)

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：丸山記美雄、上野千草、田中俊輔

【要旨】

本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の効率的点検・診断・評価技術を開発・導入することを目的としている。令和元年度までに、融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発を行った。その結果、舗装体内部の電気抵抗を計測する原理を有する凍結融解深度計を用いことにより、舗装下の路盤材等の凍結融解状況を把握できる可能性が示唆された。また、蛍光エポキシ樹脂含浸法によって、融雪水および凍結融解作用がアスファルト混合物の空隙等の増加などの影響を及ぼすことを視覚化できることを確認した。凍結融解作用を与えた後の供試体に対して各種の性能試験を実施することで、凍結融解作用による各種性能の低下状況を定量的に評価できると考えられた。さらに車載カメラ画像からポットホールを機械的に検出する技術として、深層学習を用いた検討を実施し、一定程度のポットホール検出能力を有する凍結融解深度計を作成した。令和2年度は、舗装損傷の要因となる凍結融解作用について、実際の舗装体におけるサイクル数を計測・整理し、室内試験等での耐久性評価に必要となる指標を得た。

キーワード：融雪水、凍結融解、電気抵抗、含水、蛍光エポキシ樹脂含浸、ポットホール、深層学習

1. はじめに

積雪寒冷環境下においては、凍上・凍結融解等の要因に加え、交通繰返し荷重による疲労や摩耗が複合的に作用した舗装損傷の被害が顕在化している。そこで、本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の効率的点検・診断・評価技術を開発・導入することを目的としている。令和2年度までに、融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発を行った。

2. 融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発

2.1 路盤や路床の凍結融解・含水状態を把握する手法

2.1.1 計測の原理と特徴

凍結した土は、凍結していない土に比べて電気抵抗等が大きく変化することが知られている^{1~3)}。この原理を利用して、舗装体内に埋設した電極間の電気抵抗を計測し、路床土および路盤材の凍結・融解状況を把握しようというものである。図-2.1.1 に示すように、電極を50mm 等間隔で多点的に配置した棒状のセンサ(以下、凍結融解深度計)を作製した。電極に電導性銅箔テープを用い、硬質ポリ塩化ビニル管(以下、VP管)に巻き付け、VP管の側面に開けた孔からリード線を接続している。隣り合う電極間に繋がるリード線の先端に、LCRメータ

を接続し、周波数100Hzの交流のときのインピーダンス(以下、電気抵抗値)を計測する。電気抵抗値の計測にはハンディタイプのLCRメータ(GW Instek製LCR-916)を使用した。また、自記録装置を接続することで、任意の深さの凍結融解状態をリアルタイムで任意の時間間隔で計測できる。土中に埋設する際は、凍結融解深度計を鉛直方向に立てることで、等間隔で舗装体内部深さごとの凍結および融解状態を判別できる。従来の凍結融解判定手法であるメチレンブルー凍結深度計、地中温度測定、開削、水分計による方法などと比べて、非破壊、深度方向の連続した計測可能、計測の自動化といった利点がある。

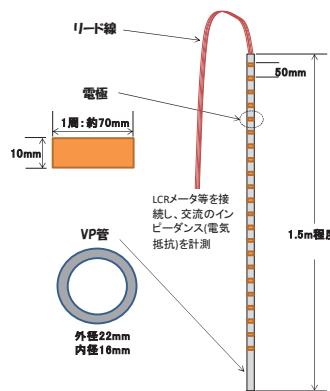


図-2.1.1 凍結融解深度計の概要

2.1.2 室内における評価

作製した凍結融解深度計によって凍結融解状態の把握が可能かを確認するため、凍結融解確認試験、含水比測定試験の2種類の評価試験を実施した。

試験試料は、当研究所所有の苫小牧寒地試験道路より採取した路盤材(切込み石40mm級)および路床土(レキ質土)の計2種類を用いた。試験試料は図-2.1.2に示すように木箱に納め、この中に凍結融解深度計を埋設した。

凍結融解確認試験は、事前に試験試料の含水比を、路盤材は約5%、路床土は約5%および約20%となるよう調整してある。試験試料を凍結させるため、凍結融解深度計を埋設した木箱を-20°Cの低温室にて養生して凍結させ、電気抵抗を計測した。その後、木箱を常温の部屋に移し6時間養生して融解させ電気抵抗を計測した。なお、試料の乾燥を防ぎ、かつ試料の凍結状態を目視で観察できるように、試料上面を透明のアクリル板で覆った。

含水比測定試験は、前述の試験で用いた路床土と路盤材を用い、試料をバットに薄く敷均し、100°Cの高温乾燥炉にて12時間養生して絶乾状態とし、常温に冷却する。その後、所定の含水比となるようメスシリンダーを用いて計測した適量の水を十分に試料と混合し、試料の中に凍結融解深度計を埋設し、電気抵抗を計測した。以上の手順を含水比条件分繰り返した。

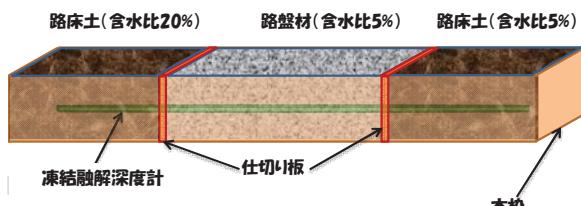


図-2.1.2 試験試料および凍結融解深度計の埋設状況

2.1.3 試験結果

(1) 凍結融解確認試験結果

凍結前(常温)、凍結後(-20°C)および常温養生6時間後に、LCRメータを用いて隣り合う電極間の電気抵抗を計測した結果を表-2.1.1に示す。

路盤材含水比約5%および路床土含水比約20%の条件では、凍結前と比較して凍結後は電気抵抗値が一桁以上昇し、その差が顕著であり、凍結の判断が可能な状況であった。これは、凍結前に存在した水が、凍結後には氷となり、電気抵抗が上昇したためと考えられる。一方、路床土含水比約5%の条件では、電気抵抗の差はほとんど見られず、凍結を判定することは困難な状況であった。こ

の要因として、凍結前の段階で水がほぼ土粒子内に吸着されており、土粒子の表面が乾燥状態に近く、凍結前から電気抵抗が高い状態であったことから、凍結前後に差が現れなかつたと推察される。

また、凍結後に常温で6時間養生し融解させた後の電気抵抗値を表-2.1.1右列に示す。路盤材では、電気抵抗値が一桁降下し、ほぼ凍結前の電気抵抗に戻っていることが確認できる。これは、凍結していた路盤材が融解したためと考えられる。一方、路床土では、電気抵抗値に大きな変化が見られなかった。この要因として、路床土含水比約20%の条件では、路床土融解が内部まで進んでおらず凍結状態のままであったためと推測され、路床土含水比約5%の条件では、常温養生6時間後も土粒子の表面が乾燥状態に近かつたためと推測している。

以上より、今回作製した凍結融解深度計では、ある程度の含水比を有し湿潤状態にある材料であれば、凍結融解を判別できる可能性が示された。ただし、材料の含水比が低く乾燥に近い場合には凍結融解状態の判別が困難であるなど、材料の種類・含水比が、凍結、融解の判定に大きく影響することも分かった。実際の舗装内に埋設する際には、事前に材料を採取してキャリブレーションを行い、凍結融解を判定するための基礎データをあらかじめ取得しておく必要性があると考えられる。

表-2.1.1 計測結果

試料名	含水比	電気抵抗値(kΩ)		
		凍結前(常温)	凍結後(-20°C)	常温養生6h後
路盤材	5%	1.46×10^2	1.06×10^3	1.55×10^2
	5%	5.85×10^2	5.42×10^2	8.98×10^2
路床土	20%	7.60×10^1	6.01×10^2	6.07×10^2

(2) 含水比測定結果

試験結果を図-2.1.3、4に示す。なお、路盤材については含水比が10%を超えると試料と水が分離してしまったため、含水比を10%までとし、測定間隔は2%刻みとした。路床土においては、含水比を5%刻みで45%まで計測を行った。

凍結融解深度計で計測した電気抵抗値は、路盤材、路床材とともに含水比に指数比例する結果となった。決定係数も各々0.89と0.95であり指數関数で精度よく近似できている。凍結融解深度計を用いることで、含水比もある程度計測可能であり、含水率の傾向を把握することができる可能性を見いだした。

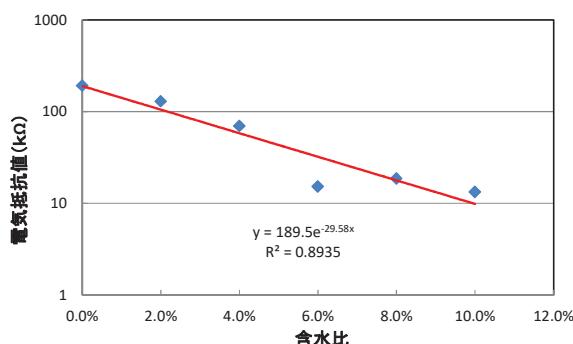


図-2.1.3 凍結融解深度計による電気抵抗値と含水比(路盤材)

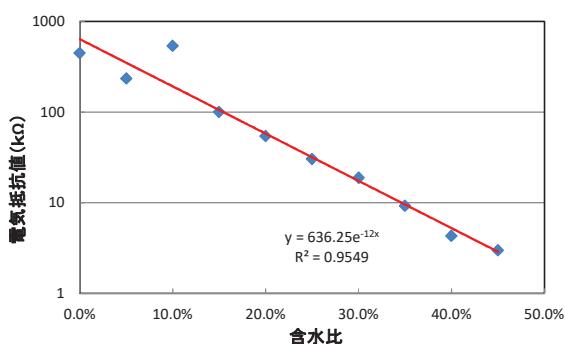


図-2.1.4 凍結融解深度計による電気抵抗値と含水比(路床土)

2.1.4 屋外施設における評価

室内における評価より、試作した凍結融解深度計を用いて、凍結および融解の判定を良好に行えることが確認されたため、実用化に向け屋外における評価を行った。

(1) 評価に用いた施設の概要

屋外での評価にあたっては、当研究所の所有する苫小牧寒地試験道路に設けた土槽を用いた。地表面から30cmまでの深さを路盤材、30cm以深を路床材にて敷設した。計測機器は写真-2.1.1に示す4種類を埋設し比較した。



写真-2.1.1 計測機器埋設状況

(2) 計測結果

凍結融解深度計の凍結および融解の判定にあたっては、室内試験で見られた電気抵抗値の顕著な変化を基準とし、 1.0×10^1 オーダーを未凍結、 1.0×10^2 オーダーを凍結として評価した。

電気抵抗値の顕著な変化を凍結融解の判定基準として、凍結深さの計測を試みた結果、図-2.1.5に示すように、既存の計測方法である熱電対温度計や、メチレンブルー凍結深度計等を用いた結果と概ね同等の深さとなり、凍結融解深度計により凍結深さの計測が可能であることが示唆された。

また、外気温、および地表面温度の低下に伴い、メチレンブルー凍結深度計、熱電対温度計、水分計、凍結融解深度計とともに、凍結が深さ方向に進行する状況が観測された。さらに、融解の進行状況についても、各計測機器とともに、ほぼ同様の傾向が確認された。

以上の結果から、凍結融解深度計を用いて、電気抵抗値を計測することで、既存計測機器であるメチレンブルー凍結深度計、熱電対温度計、水分計のように最大凍結深さや凍結融解の進行状況が計測できる可能性が示唆された。

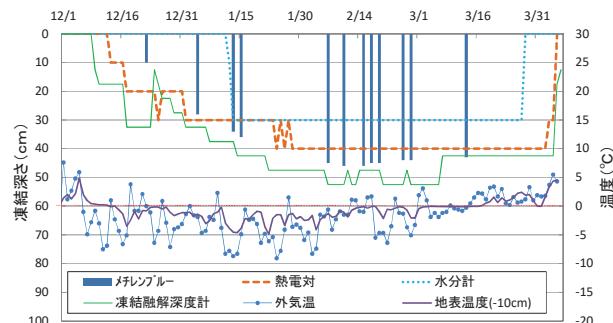


図-2.1.5 計測結果

2.1.5 アスファルト舗装箇所における評価

土槽における評価より、凍結深さの判定を良好に行えることが確認されたため、実際の道路での活用に向け苫小牧寒地試験道路のアスファルト舗装箇所に埋設した場合の評価を行った。

(1) 試験概要

当研究所所有する苫小牧寒地試験道路本線の既設アスファルト舗装を4.5m×1.0mで切断・撤去し、路盤・路床をバックホウおよび人力にて掘削後、凍結融解深度計を埋設し、舗装を復旧した。

舗装断面および計測機器の埋設状況を図-2.1.6に、計

測機器の埋設深さを表-2.1.2に示す。なお、凍結融解深度計以外の熱電対温度計、土壤水分計、およびメチレンブルー凍結深度計については、既設舗装構築時に埋設したもの用いた。

路盤材および凍上抑制層材料の性状を表-2.1.3に示す。路盤材に用いた切込碎石40mm級は前章で用いた材料と同一のものである。また、凍上抑制層に用いている切込碎石80mm級については、最大粒径が異なるが概ね路盤材と同様の性状を示している。

(2) 気象条件

計測期間は、2017年11月から2018年3月であり、この期間の凍結指数は、調査箇所近傍のAMeDAS観測地点である苦小牧の平均気温より算出すると $275^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ と過去10年(2007~2016年)の平均値の $276^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ とほぼ同じであり、平年並みの寒さであった。なお、修正Berggren式(B曲線:凍上を起こしにくい粗粒材料の場合)により推定した調査期間における最大凍結深さは71cmとなった。

(3) 計測結果

a) 凍結および融解の判定

凍結融解深度計によって計測された電気抵抗値と熱電対温度計によって計測された温度データを図-2.1.7に示す。電気抵抗値は縦向き凍結融解深度計の下層路盤中間の30cmと35cmの電極より得られた値、温度データは同一深さにあたる熱電対温度計32cmの値である。

舗装体温度は12月7日に初めて 0°C を下回り、最後に 0°C 未満が確認されたのは3月7日であった。一方、電気抵抗値においては、事前の検討で凍結判定に妥当と判断した $1.0 \times 10^2 \text{k}\Omega$ 程度以上の値が最初に確認されたのは12月7日であり、最後に $1.0 \times 10^2 \text{k}\Omega$ 程度以上の値が確認されたのは2月23日であった。電気抵抗値が最後に $1.0 \times 10^2 \text{k}\Omega$ 程度以上の値を観測した2月23日以降、熱電対温度計では $-0.3\sim0.0^{\circ}\text{C}$ の値で推移しているが、電気抵抗値は $1.0 \times 10^2 \text{k}\Omega$ 程度以下の値を示していることから、実際は完全な凍結状態ではなく、融解が進行している状態にあったものと推察される。また上記のような状況は図-2.1.8に示す凍上抑制層上面の結果でも確認された。

以上の結果から、実際のアスファルト舗装下に凍結融解深度計を埋設した場合においても、凍結および融解の判定が良好に行える可能性が示唆された。

b) 凍結深さ

凍結融解深度計によって、凍結判定が良好に行える可能性が示唆されたことから、凍結深さの検討を行った。

各計測機器の測定結果より整理した本計測期間における

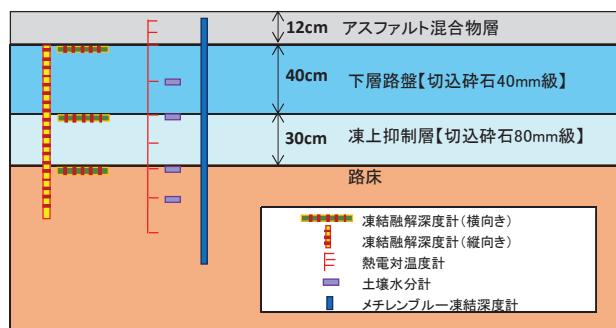


図-2.1.6 舗装断面および計測機器設置概要

表-2.1.2 計測機器設置深さ

測定機器	センサ設置深さ(cm)									
	3.	7.	12.	32.	52.	67.	82.	100.	125.	150
熱電対温度計	32.	52.	82.	100						
水分計										
メチレンブルー 凍結深度計										9~159
凍結融解深度計 (縦向き)	15.	20.	25.	30.	35.	40.	45.	50.	55.	60.
					70.	90.	95.	100.	105.	110.
凍結融解深度計 (横向き)										115.
										15
										55.
										85

表-2.1.3 路盤材・凍上抑制層材料の性状

	路盤材 切込碎石40mm級	路盤材 切込碎石80mm級
	通過質量百分率	
ふ る い 分 析	75.0 mm	100
	63.0 mm	100
	53.0 mm	100
	37.5 mm	100
	19.0 mm	68
	13.2 mm	52
	4.75 mm	31
	2.36 mm	23
	0.60 mm	11
	0.30 mm	6
	0.15 mm	3
	0.075 mm	1
	表乾密度 g/m^3	2.67
	絶乾密度 g/m^3	2.62
	吸水率 %	1.84
	最大乾燥密度 g/m^3	2.21
	最適含水比 %	5.4
		5.9

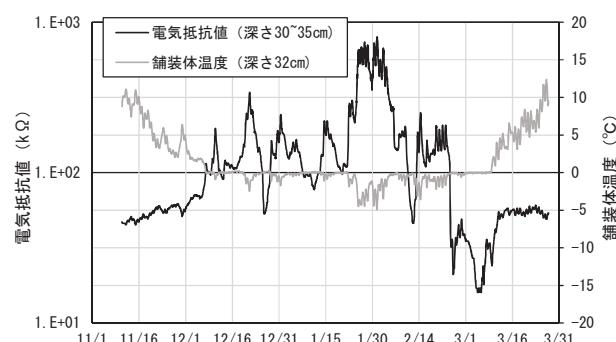


図-2.1.7 電気抵抗値の推移(下層路盤中間)

る最大凍結深さを表-2.1.4に示す。なお、各計測機器の凍結および融解の判定にあたっては、以下の考え方によって整理した。熱電対温度計の温度データについては、測定値が 0.0°C を下回った場合を凍結とした。土壤水分計の凍結の判定にあたっては、測定値である体積含水率が大幅に低下した場合とした。メチレンブルー凍結深度計については、無色と青色の境目の深さを凍結深さとした。

本検討では、4種類の計測機器を用いて最大凍結深さの計測を試みた結果、表-2.1.4に示すとおり計測機器によって深さの幅があるものの全ての計測機器で同等の深さとなり、観測時期も概ね一致した。

凍結融解深度計は5cm間隔で電極が配置された構造であり、細かい間隔で計測できることから、メチレンブルー凍結深度計に近い精度で、凍結深さを測定できる可能性が確認された。また、メチレンブルー凍結深度計はより正確な凍結深さの測定が可能な構造であるものの目視確認が必要なため計測頻度に課題があるが、凍結融解深度計は自記記録装置を用いることにより、データが得られるため、この点を改善できていると考える。

c) 凍結融解状況の把握

横向きに埋設した凍結融解深度計の測定結果を用いて、特定の深さにおける凍結融解状況の把握を試みた。横向きに凍結融解深度計を埋設することで、測定に用いる隣り合う2つの電極の埋設深さが同一となり、特定の深さの電気抵抗値を得ることができる。

凍結の確認された下層路盤上面(深さ15cm)および凍上抑制層上面(深さ55cm)における融解期の計測結果を温度データと併せて図-2.1.9、図-2.1.10に示す。

図-2.1.9に示す下層路盤上面においては、2月上旬以降舗装体温度が 0°C 付近で推移する状況が複数回確認されているが、このときに凍結状態にあるのか、融解状態にあるかの判定は温度データのみでは難しい。一方、電気抵抗値の推移を見ると、2月6~11日および2月25~28日では $1.0 \times 10^4 \text{k}\Omega$ を挟んで値が大きく変化していることから凍結融解を繰り返していると考えられる。また、2月12~21日では $1.0 \times 10^2 \text{k}\Omega$ のオーダーで推移していることから凍結状態であったと判断される。一方、3月1~6日では $1.0 \times 10^1 \text{k}\Omega$ のオーダーで推移しており、凍結と不凍結が混在している状況であると判断できる。

図-2.1.10に示す凍上抑制層上面においては、2月7日頃から3月3日頃にかけて舗装体温度が 0°C 付近で推移する日が確認されるが、温度データのみでは凍結・融解状態の判定が難しい。一方、電気抵抗値の推移を見ると、2月7~24日にかけては、凍結と不凍結が混在した



図-2.1.8 電気抵抗値の推移(凍上抑制層上面)

表-2.1.4 最大凍結深さ

測定機器	最大凍結深さ(cm)	観測時期
熱電対温度計	52~67	1/29~2/1
水分計	52~82	1/27~2/23
メチレンブルー凍結深度計	67	2/6
凍結融解深度計	65~70	1/25~2/7
凍結指数より求めた凍結深さ	71	—

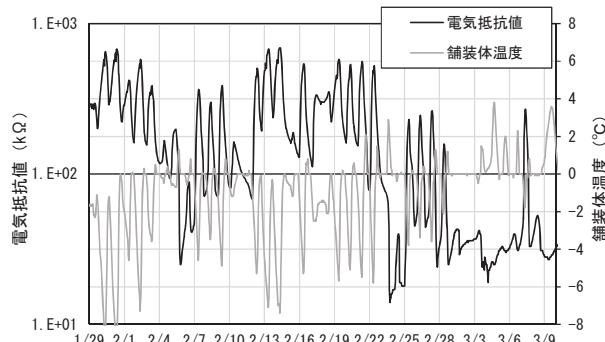


図-2.1.9 融解期の測定結果(下層路盤上面)

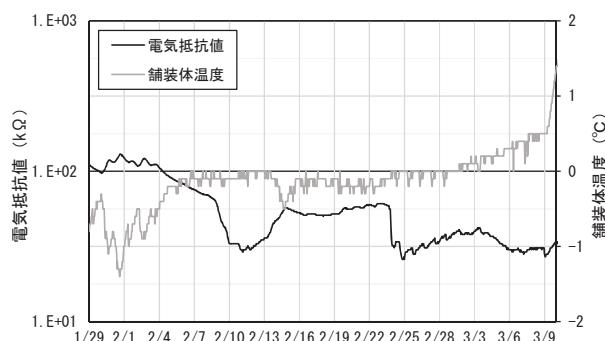


図-2.1.10 融解期の測定結果(凍上抑制層上面)

状態にあり、電気抵抗値が凍結前の11月の値と同程度で推移する2月24日以降は完全な融解状態になったと判断できる。

上記の測定結果から、舗装体温度のみでは凍結しているか融解しているかの判定が困難な条件でも、電気抵抗値を計測することにより、凍結および融解判定の一助となると考える。

以上より、電気抵抗値を計測することによって、路盤等における凍結融解状況の把握に寄与できる可能性が示唆された。

2.1.6 まとめ

- (1) 舗装体内部の電気抵抗を計測する原理を有する凍結融解深度計を用いことにより、舗装下の路盤材等の凍結融解状況の把握できる可能性が示唆された。
- (2) ただし、電気抵抗値は材料の種類や含水状態に影響され、含水比が一定程度ある場合には凍結融解状態を判別することが可能である一方、材料の含水比が低く乾燥状態である場合には凍結融解の判別が難しい面があることも分かった。
- (3) 凍結融解深度計を用いて計測した電気抵抗値は含水比に指数比例する傾向を示すことから、含水状態をある程度把握することが可能であると考えられる。

2. 2 凍結融解損傷に関する指標

積雪寒冷地では凍結融解の繰り返し作用により、アスファルト舗装のひび割れが拡大しポットホールが生じる。また、路床・路盤においても凍結融解作用によって支持

力の低下を引き起こし舗装損傷の要因となる。これらの被害を防止するために、アスファルト混合物においては凍結融解に対する抵抗性の高い混合物の種類や配合を選定することが肝要である。また、路床・路盤においては凍結融解作用を加味した融解期の支持力低下を考慮した設計が必要である。凍結融解抵作用の影響を室内試験において評価する場合、実際の舗装体において年間どのくらいの回数の凍結融解が作用しているかを把握することは、試験条件を設定する上で重要となる。

ここでは、冬期間除雪管理されているアスファルト舗装において、熱電対温度計を用いて舗装体温度を計測しアスファルト混合物層の凍結融解サイクル数を整理した。

2.2.1 凍結融解サイクル数調査概要

北海道内の6箇所で調査を実施した。調査箇所の舗装断面を図-2.2.1に示す。北から順にNo.を振っており、それぞれの調査箇所の交通量区分はN₄~N₆であり、表層、基層、上層路盤を合計したアスファルト混合物層厚は12~26 cmである。置換厚は北海道開発局設計施工要領により決定されており、10年確率理論最大凍結深さの70%の深さまで非凍上性の材料で構成されているが、No.1のみ試験的に置換厚が深く設定されている。

熱電対温度計は施工時に図-2.2.1に示す深さに埋設し、データロガーを用いて1時間毎に温度データを取得した。取得データより、深さ別に舗装体温度が0 °Cを跨

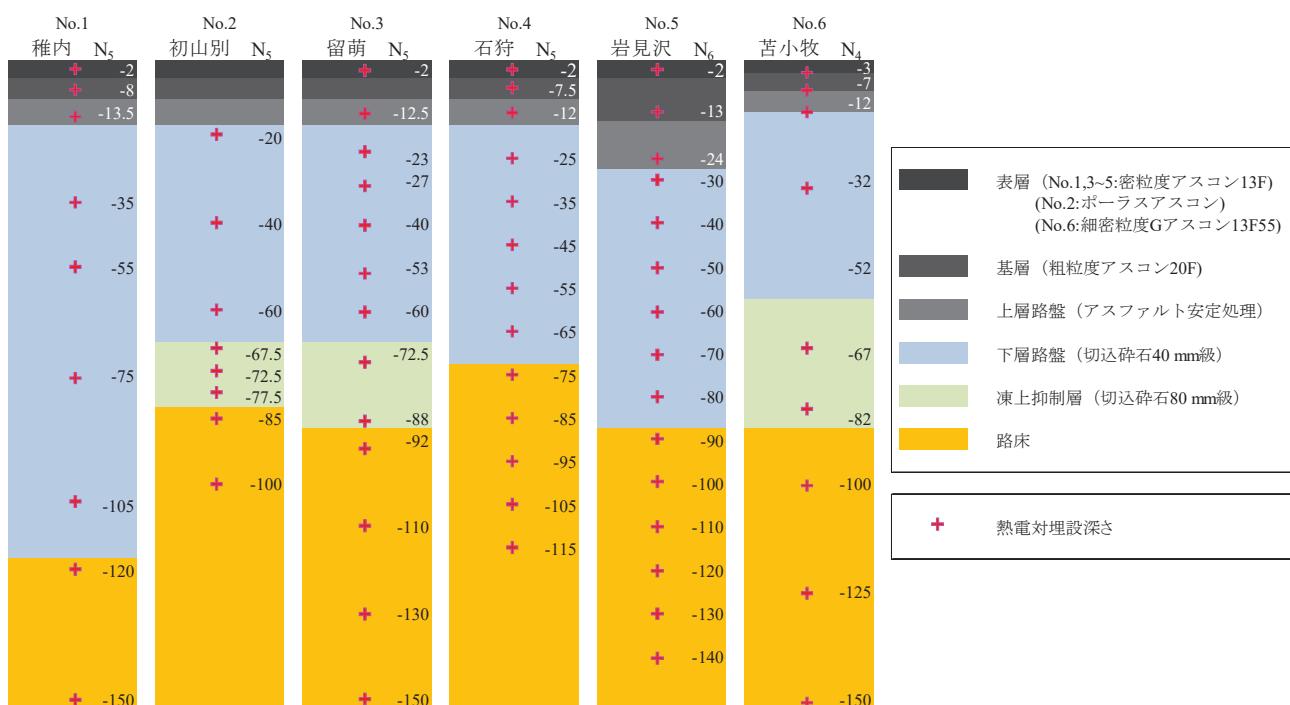


図-2.2.1 調査舗装断面

表-2.2.1 調査箇所別の舗装体内部の凍結融解サイクル数

	No.1			No.2			No.3			No.4			No.5			No.6		
	稚内			初山別			留萌			石狩			岩見沢			苫小牧		
	最小	最大	平均	最小	最大	平均												
表層	8	46	26.3	—	—	—	22	68	39.2	29	45	37.3	88	88	88.0	115	133	124.3
基層	4	35	19.8	—	—	—	—	—	—	26	40	33.7	52	52	52.0	88	96	91.7
上層路盤	2	28	13.2	—	—	—	9	32	11.0	3	29	18.3	25	25	25.0	40	44	41.8
~30 cm未満	—	—	—	8	9	13.0	2	18	4.0	1	6	4.0	—	—	—	—	—	—
30~40 cm	1	8	2.8	—	—	—	—	—	—	1	3	1.7	9	9	9.0	40	44	41.8
40~50 cm	—	—	—	2	5	3.3	1	4	1.6	—	—	—	3	3	3.0	-	-	-
50~60 cm	—	—	—	—	—	—	1	4	1.0	1	4	2.0	2	2	2.0	1	64	17.0
60~70 cm	0	5	1.9	2	2	1.0	0	1	1.0	1	4	2.0	9	9	9.0	1	6	3.5
70~80 cm	—	—	—	1	3	1.7	0	2	1.0	0	1	0.3	22	22	22.0	-	-	-
80~90 cm	0	0	0.0	1	4	2.3	0	1	0.7	0	0	0.0	2	2	2.0	0	1	0.5
90 cm以上~	0	0	0.0	1	4	2.7	0	0	0.0	0	0	0.0	0	0	0.0	0	0	0

いで変化する回数を集計し、この回数2回をもって凍結融解1サイクルとして、1シーズンあたりの凍結融解サイクル数を整理した。なお、各箇所によって計測開始時期が異なり、調査シーズン数は、稚内でn=14、留萌でn=5、苫小牧でn=4、初山別および石狩でn=3、岩見沢でn=1である。

2.2.2 凍結融解サイクル数調査結果

アスファルト舗装各層の1シーズンあたりの凍結融解サイクル数を表-2.2.1に示す。

アスファルト混合物層においては、路面に近い層ほど凍結融解サイクル数が多くなっており、表層は基層や上層路盤と比較して、過酷な環境下にあることが分かる。各調査箇所の結果を比較すると、北に位置する調査箇所よりも南に位置する調査箇所のほうが、いずれの層においても凍結融解サイクル数が大きい結果となった。また、稚内の表層では1シーズンあたり30サイクル以下であるのに対し、苫小牧の表層では120サイクル程度となっており、地域によりサイクル数が大きく異なることが明らかとなった。

水色網掛け部の下層路盤層および凍上抑制層においては、凍結融解サイクル数はアスファルト混合物層と比較して少なく、概ね浅い位置ほど凍結融解サイクル数が多い傾向を示した。ただし、岩見沢の60~80cmにおいては、上層よりも凍結融解サイクル数が大きい結果となった。これはこの深さにおいて凍結線の一進一退が繰り返されたことに起因しており、下層路盤層および凍上抑制層においても一冬期間に10回以上の凍結融解作用を受ける場合があることが明らかとなった。また、苫小牧においてのみ下層路盤層上面にあたる30~40cmの深さに

おいて毎年40サイクル以上の凍結融解作用を受けており、他の地域と比較して過酷な条件となっている。

黄色網掛け部の路床層においては、凍結融解サイクル数は他の層と比較して0~4サイクルと少なく、また、地域による差も小さい結果となった。

北海道地域においてアスファルト舗装に熱電対温度計を埋設し、凍結融解サイクル数を集計した結果、浅い層ほど凍結融解サイクル数が多く、過酷な環境であることが明らかとなった。また、地域によって各層の凍結融解サイクル数が大きく異なり、気象環境が大きく影響してものと考えられる。今後、継続調査および調査地点を増やしてデータの蓄積を行うとともに、気象条件と凍結融解サイクル数の関係性を整理していく。

2.3 融雪水が舗装混合物に与える影響の評価手法

積雪寒冷地においては、舗装混合物は融雪水および凍結融解作用によって、空隙率が大きくなる、チェーン等の打撃による摩耗抵抗性が低くなる、など物理性状面での変化が起こることが知られている⁴⁾。しかし、混合物内部に実際にどのような空隙が発生しているのか、また、どの様に拡大進行していくのかなどの微視的な現象面での理解が十分に得られているとは言えない。そこで、コンクリートの微細ひび割れを観察する手法として用いられている蛍光エポキシ樹脂含浸法をアスファルト混合物に適用し、凍結融解に伴う混合物内部の変化を評価する新たな手法について検討を行った。

さらに、凍結融解を作成させた後の供試体に対して各種性能試験を実施し、混合物が水や凍結融解作用によって受けた影響を定量的に把握する手法について検討を行った。

2.3.1 検討の方法

(1) 蛍光エポキシ樹脂含浸法

検討を行った蛍光エポキシ樹脂含浸法とは、手順を図-2.3.1に示すとおり、超低粘度の蛍光エポキシ樹脂中に供試体を浸漬し、減圧脱泡装置にかけて減圧環境下で空隙や微細ひび割れ内部の気体を脱泡除去しながら蛍光樹脂を浸透・硬化させ、その後コンクリートカッタで供試体を切断して観察断面を露出させ、その観察断面に紫外線を照射することで内部のひび割れ等の発生状況等をカメラ撮影、記録、観察する手法である。コンクリートに対して開発された手法であり、コンクリート内部の微細なひび割れ、多孔質化、凍害による変化の詳細が観察できることが報告されている^{5),6),7)}。本検討では、アスファルト混合物が凍結融解作用を受けた結果、内部にどのような変状が発生しているのかを観察するために蛍光エポキシ樹脂含浸法の適用を試みた。アスファルト混合物への先行適用事例はなく、エポキシ樹脂の硬化反応に伴って発生する熱によってひび割れや空隙の閉塞や自癒等が引き起こされることが懸念されたため、減圧脱泡装置内に0°C程度の氷水を張り減圧脱泡を行い、脱泡後は氷水を張った断熱容器内で2~3日低温養生して発熱を抑制し、樹脂の硬化時間を長くとるよう配慮した。減圧時の気圧は260mmHg(0.34気圧)とした。

(2) 試験用供試体および凍結融解作用の付与

試験に用いた混合物の配合は、密粒度アスファルト混合物13Fで、針入度が80-100のストアスを使用、設計アス量5.4%、空隙率3.7%、F/A=1.7である。 ϕ 10cm、高さ6.35cmの円柱状供試体を6個作成し、そのうち3個に凍結融解作用を500サイクル与え(所要時間約3ヶ月)、残り3個を凍結融解サイクル500回に要する期間と同等の約3ヶ月間水浸状態に置いた。凍結融解を与える際は、円柱状供試体を写真-2.3.1に示すように一個ずつ個別容器に入れて容器内部を水で満たし、凍結融解装置のブライン(不凍液)に浸けて凍結融解作用を与えた。凍結行程は+4.5°C→-18°Cで約2時間、融解行程が-18°C→+4.5°Cで約1時間の計約3~4時間を1サイクルとして500サイクル繰返した。500サイクルに達した後の凍結融解後供試体2個および水浸供試体2個を、ひび割れや空隙内の水分を除去するために20°C程度の常温で2週間以上乾燥させ、図-2.3.1に示す手順の蛍光エポキシ樹脂含浸法に供した。

(3) 各種の性能の変化に関する試験方法

融雪水の存在と凍結融解作用が混合物に及ぼす影響は、空隙率、骨材飛散抵抗性、圧裂強度、曲げ特性など複数

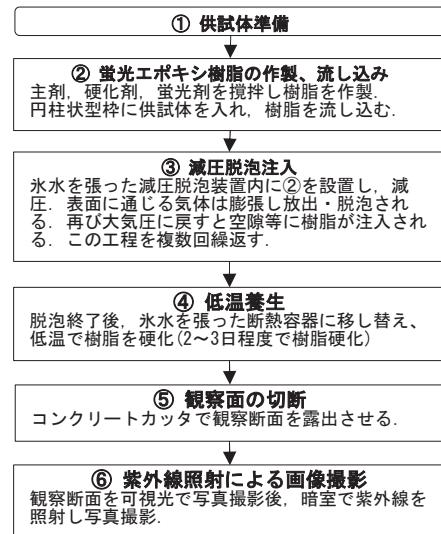


図-2.3.1 蛍光エポキシ樹脂含浸法の手順



写真-2.3.1 円柱状供試体の凍結融解状況

表-2.3.1 実施した性能試験一覧表

試験目的	試験名称	試験方法
空隙率の変化	密度測定試験	舗装試験法便覧B008準拠
骨材飛散抵抗性の変化	カンタブロ試験(+5°C)	舗装試験法便覧B010準拠
圧裂強度の変化	圧裂試験(+5°C)	舗装試験法便覧B006準拠
曲げ特性の変化	3点曲げ試験(+5°C)	舗装試験法便覧B005準拠

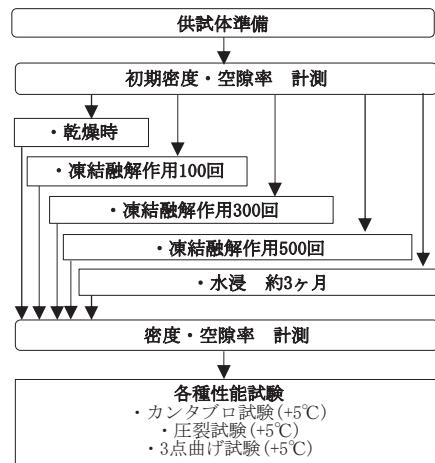


図-2.3.2 各種性能試験の手順

の異なる性状と性能に及ぶ可能性があるので、表-2.3.1に示す種類の性能試験を行った。試験手順を図-2.3.2に示す。最初に円柱状供試体を15個作成し、初期の密度、空隙率を測定した。15個の供試体は3個1セットの5セットに分割し、凍結融解作用を各セットに対して各々0、100、300、500回与えた後、+5°Cでカンタプロ試験、圧裂試験、曲げ試験を行った。試験温度を+5°Cとしたのは、雪が融ける時期の低温の水を想定し、0°Cに近い5°C刻みの温度設定としたものである。また、凍結融解作用を500回与えているのと同じ時間(約3ヶ月間)を+5°Cの水に浸漬した後の供試体1セットに対しても、+5°Cでカンタプロ試験、圧裂試験、曲げ試験を行った。

なお、一連の試験を行うに際して、すべての供試体に凍結融解作用が均等に作用するように、個別の容器に円柱状供試体を一個づつ入れて凍結融解作用を与える形に、凍結融解試験方法を改善している。その妥当性も併せて検証した。

(4) 配合の異なる混合物に対する試験方法

混合物の骨材粒度や使用アスファルトが異なる混合物に対する凍結融解作用の影響度合いの違いを検証するために、前述した針入度80-100の密粒度アスファルト混合物(略称:密粒度13F(ストアス))に加え、同じ骨材粒度でポリマー改質アスファルトII型を使用し、設計アス量5.4%、空隙率3.7%、F/A=1.7とした密粒度アスファルト混合物(略称:密粒13F(改質II型))、排水性混合物の骨材粒度で高粘度改質アスファルトを使用し、設計アス量6.2%、空隙率17%とした混合物(略称:排水性空隙率17%(高粘度))を試験対象混合物とした比較試験を行った。 $\phi 10\text{cm}$ 、高さ6.35cmの円柱状供試体を各混合物12個作成し、初期の密度と空隙率を測定した。12個の供試体は3個1セットの5セットに分割し、凍結融解作用を各セットに対して各々0、100、300、500回与えた後、+5°Cでカンタプロ試験を行った。凍結融解作用の付与方法は、前述の2.3.1(3)に示す方法と同じである。

2.3.2 検討結果

(1) 空隙率の増加結果

水浸環境において供試体と凍結融解環境において供試体の空隙率測定結果を表-2.3.2に示す。水浸環境において供試体の空隙率が3.9%であるのに比べて、凍結融解作用を500サイクル受けた後では、空隙率が9.0%に増加していることが分かる。

(2) 蛍光エポキシ樹脂含浸法の結果

水浸後と凍結融解サイクル500回後の供試体に蛍光エ

ポキシ樹脂含浸法を施した切断面の撮影結果の一例を写真-2.3.2、写真-2.3.3に示す。青白い部分が蛍光エポキシ樹脂が表面から浸入した部分である。黒く見える部分のうち暗色が濃い部分が粗骨材、暗色が少し薄い部分がアスファルトモルタルである。写真-2.3.2に示す水浸後の供試体は、表面から1cm程度以内の空隙にまばらに蛍光エポキシ樹脂が浸入している程度である。一方、写真-2.3.3に示す凍結融解作用を500サイクル受けた供試体は、樹脂が浸入して蛍光を発している範囲が広くなっていることが分かる。拡大部分に着目すると、粗骨材の周囲に蛍光エポキシ樹脂が回っており、粗骨材とアスファルトモルタルの境界面にすき間が発生していたことが鮮明に確認できる。凍結融解作用によって、空隙が増加することは既知事項であるが、その空隙は、アスファルトモルタル内部だけでなく、粗骨材とアスファルトモルタルの境界面に沿っても形成されている点が特徴的である。これは、骨材とアスファルトモルタルの付着が損なわれる、“いわゆる”はく離”が凍結融解作用によって引き起こされていることを示唆するものと推定されるが今後検証していく必要がある。

表-2.3.2 空隙率測定結果

水浸約3ヶ月後	500サイクル後 (約3ヶ月)
3.9%	9.0%

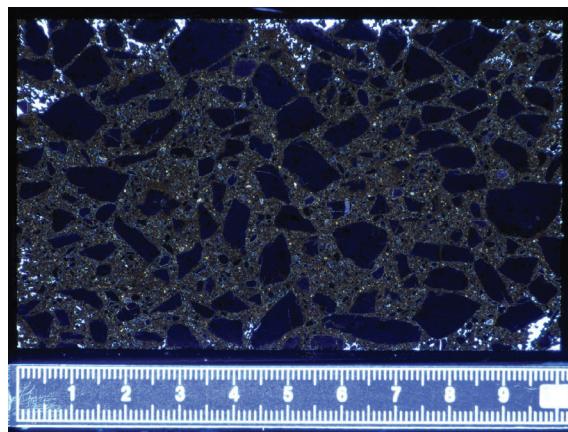


写真-2.3.2 水浸後のアスファルト混合物に対する
蛍光エポキシ樹脂含浸試験結果例

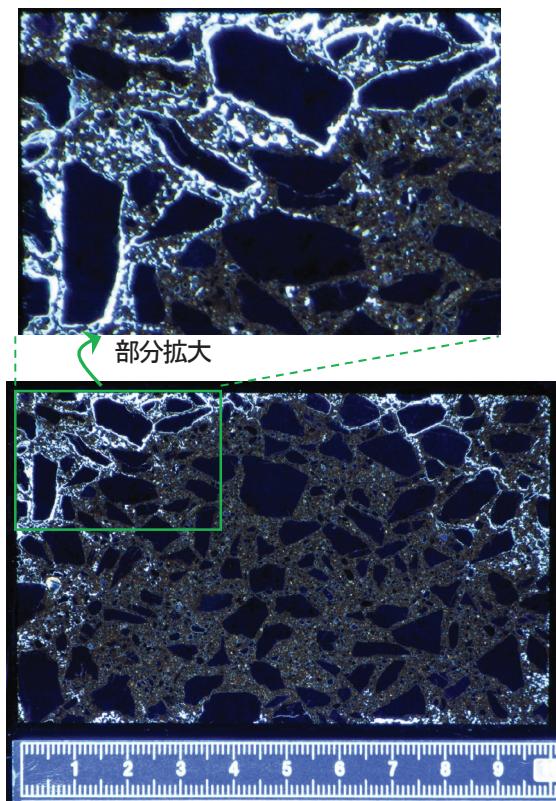


写真-2.3.3 凍結融解作用を受けたアスファルト混合物に対する蛍光エポキシ樹脂含浸試験結果例

(3) 各種の性能の変化に関する試験結果

凍結融解作用を与えた後の個別の円柱状供試体の空隙率の変動係数を表-2.3.3に示す。乾燥供試体と水浸後の空隙率は変動係数が約5%で、それに比べて500サイクル後の変動係数は約16%であり、凍結融解回数が増えるほど変動係数は大きくなる傾向があるものの、20%以内に抑えられていることが分かる。各供試体には凍結融解作用が概ね均等に与えられており、試験の再現性が一定程度確保できていると評価できる。本研究で改善した試験方法が妥当なものであると判断される。

次に、凍結融解作用を与えた後の供試体に対して、各種性能試験を実施した結果のうち、カンタブロ損失率試験の結果を図-2.3.3に、圧裂試験結果を図-2.3.4に示す。水浸も凍結融解作用も受けていない0サイクル時の+5°Cカンタブロ損失率が14.5%であるのに比べて、水浸後の供試体の5°Cカンタブロ損失率は14.8%と若干悪化している。一方で、凍結融解を100サイクル受けた場合には19.8%、300サイクル後には22.9%、500サイクル後には31.6%と、凍結融解作用を繰返し受けほど、カンタブロ損失率が大きくなり、骨材飛散を生じやすくなるといえる。図-2.3.3中にはカンタブロ試験に供した供試体の空隙率も折れ線で示した。空隙率が大きいほどカンタブ

ロ損失率が大きいという対応関係になっており、凍結融解作用に伴う空隙率の増加が、カンタブロ損失率の増加に繋がっていると考えられる。

図-2.3.4より、水浸も凍結融解作用も受けていない供試体の圧裂強度が2.3MPaであるのに比べて、水浸後の圧裂強度は2.1MPaと若干低下する。凍結融解を100サイクル受けた後には2.1MPa、300サイクル後には1.9MPa、500サイクル時には1.7MPaと、凍結融解作用を多く受けるほど、圧裂強度が小さくなっていくことも分かる。

カンタブロ損失率は骨材飛散抵抗性、圧裂強度はひび割れ抵抗性やく離抵抗性を評価する試験と位置づけられるが、いずれの性能も、凍結融解作用を受けることで低下することが確認された。言い換えれば、凍結融解作用を与えた後で、各種の性能試験を実施することで、凍結融解作用による混合物の骨材飛散抵抗性やひび割れ抵抗性の低下状況を定量的に把握することができると考えられる。

表-2.3.3 凍結融解作用後の空隙率変化と変動係数

	0サイクル :乾燥	100サイクル後	300サイクル後	500サイクル後 (約3ヶ月)	約3ヶ月 水浸後
空隙率平均	3.71	4.21	6.14	8.2	3.9
標準偏差	0.18	0.28	0.42	1.28	0.19
変動係数(%)	4.9	6.7	6.8	15.6	4.9

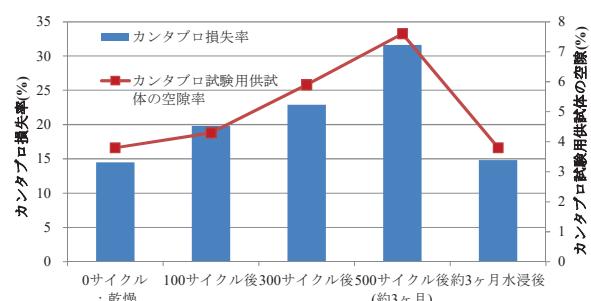


図-2.3.3 カンタブロ損失率試験結果

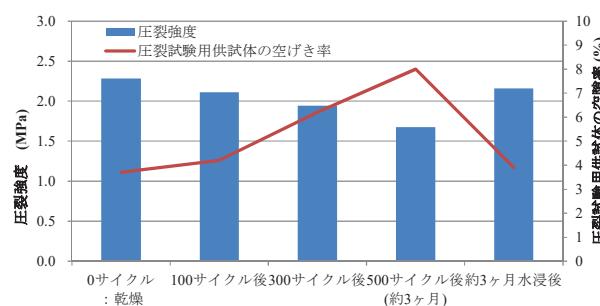


図-2.3.4 圧裂試験結果

(4) 配合が異なる混合物に対する試験結果

混合物の骨材粒度や使用アスファルトなど、配合が異なる混合物に対する凍結融解試験後の+5°Cカンタプロ損失率試験の結果を図-2.3.5に示す。いずれの混合物も、凍結融解作用を受ける回数が増えると、+5°Cカンタプロ損失率も増加する傾向を示している。同一粒度である密粒13F(ストアス)と密粒13F(改質II型)を比べると、改質II型アスファルトを使用した混合物の方が凍結融解後のカンタプロ損失率を小さく抑制できていることが分かる。また、排水性空隙率17%(高粘度)は、密粒13F(ストアス)に比べて凍結融解後のカンタプロ損失率が大きい傾向を示す。混合物の骨材粒度や使用アスファルトによって、凍結融解作用による影響度が異なることが確認できた。

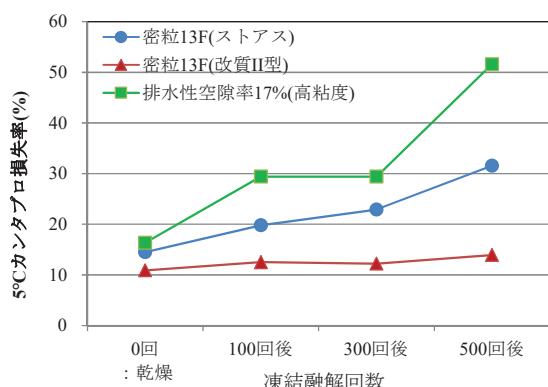


図-2.3.5 配合が異なる混合物に対するカンタプロ損失率試験結果

2.3.3まとめ

蛍光エポキシ樹脂含浸法はアスファルト混合物に対しても適用が可能であり、凍結融解作用に伴う空隙の増大など内部状況の変化を視覚的に評価確認できる有用な評価手法と考えられる。なお、本手法は凍結融解に伴う変化の観察に留まらず、微細なひび割れやはく離、層間付着の悪化を確認する場合にも適用可能と推測される。

凍結融解作用を与えた後で、各種の性能試験を実施することで、凍結融解作用による混合物の骨材飛散抵抗性やひび割れ抵抗性の低下状況を定量的に把握することができると考えられる。

2.4 凍結融解による舗装損傷を定量的に点検評価する手法の検討

北海道地域においては、ポットホールが融雪期や春先に多く発生するため、ポットホールの発生状況を把握し、

適切に対処することは重要な課題と考えられる。また、舗装の状態はひび割れ、わだち掘れ、平坦性の3指標で機能的な損傷程度が評価されることが一般的であるが、老朽化が進み舗装内部の構造的破損が進むとポットホールが発生しやすくなると考えられることから、ポットホールの発生個数などの数値が、舗装内部の状態評価を行うための有用な指標になりうると考えられ、ポットホールを簡便に定量的に把握する点検手法の開発が臨まれるところである。

そこで、画像認識技術として近年注目が高まっている深層学習(ディープラーニング)の手法を用いて、車載カメラ等の画像からポットホールを機械的に検出する技術の開発を目指して、基礎的な検討を実施した。

2.4.1 深層学習の概要と路面評価への応用

ポットホールは人間が見れば比較的容易に識別可能なものである。道路管理者など専門技術者に限らず、一般の道路利用者も識別できる性質の舗装損傷といえる。このような人間が見てわかる種類の損傷の発見は、カメラ画像で機械が自動検出する技術に置き換えるに向いていると考えられる。カメラで撮影した可視画像でも人の目には区別がつけやすいため、その違いを機械が検出・区別できるならば、ポットホールの自動検出が可能といえる。

しかし、従前の画像処理技術は、質の揃った定型の画像データに対して、検出領域や特微量や閾値を技術者がプログラミングする手法が主流であり、様々な形状寸法、位置、明度など見え方の違いがあるような不定形な対象に対しては、人間の目には明らかな違いがあっても、機械には検出が難しいものがあるとされていた。

しかし 2012 年の大規模画像認識競技会(通称 : ILSVRC)において、多くの参加者の誤認識率が 26%前後のところ、誤認識率が 17%程度と格段にエラーの少ない手法が現れ、注目を浴びた⁸⁾。その手法が、深層学習(ディープラーニング)であり、代表例が図-2.4.1 に模式図を示すような畠み込みニューラルネットワーク(Convolutional Neural Network、CNN)を用いた機械学習である。

深層学習の手法を用いることで、従来の画像処理方法では認識・検出が困難であったものも認識・検出できるようになると期待されており、現在は様々な分野で適用に向けた研究が進められている。実際に、舗装路面の評価分野においても、ひび割れやわだち掘れの評価判別技術の開発に深層学習を用いる研究が進められている^{9), 10)},

11)。特に、平成 28 年 10 月に国土交通省道路局によって舗装点検要領が策定され、ひび割れやわだち掘れなどを点検する際に目視または機器を用いた手法によることが示されたこともあり、点検を効率的に行うために深層学習の手法を使ってひび割れやわだち掘れを評価しようとする技術の開発が期待されている。

一方、ポットホールの検出技術については、カメラ画像に対して輝度など画素値の閾値によってポットホールを検出するアルゴリズムを構築した研究報告¹²⁾や、ステレオカメラを用いてポットホールを検出しようとする研究報告¹³⁾があるが、完成された技術として一般化されたものがない。そのためポットホールの検出は人間の力に頼っているのが実際である。そこで、カメラ画像に対して深層学習の手法を用いることで、ポットホールを機械的に検出する技術を開発するべく検討を開始した。

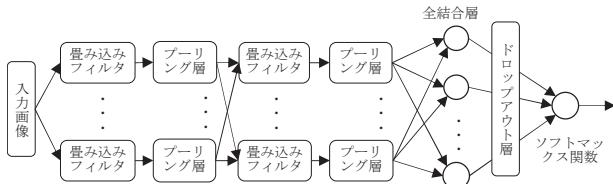


図-2.4.1 深層学習のCNN模式図

2.4.2 検討手法

深層学習による学習のノウハウや検証の方法を習得し、ポットホール検出の可能性を見極めることを目的とした基礎的な検討を行うこととし、そのための検討手順の概要を図-2.4.2 に示す。まず、学習用と検証用のデータを用意する。学習に用いるデータと、検証に用いるデータは重複しない別のものとする。そして、学習データに対して深層学習の手法による機械学習を行う。機械学習をさせて構築した処理モデルによって、検証データを機械に解析処理させる。機械が解析処理した結果と、検証データを人間が判定した結果を照合して整合度を検証するという流れである。

学習および検証に使用した画像は、市販のデジタルビデオカメラを乗用車の助手席頭部付近に設置して前方を解像度 1920×1080pixel(Full HD)で撮影した動画から、静止画として切り出したものである。撮影画像の一例を写真-2.4.1 に示す。路面評価に特化した撮影を行っているものではなく、自然な視野で撮影した画像といえる。カメラ位置を高くするなどして路面をより広く鮮明に撮影した画像を用いれば、ポットホールの検出がしやすくなると見込まれる。

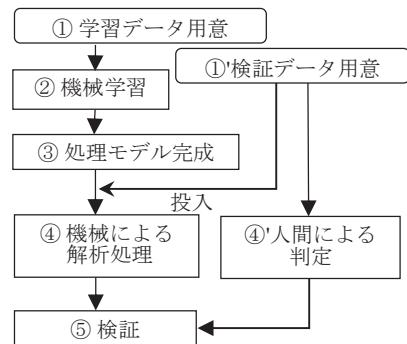


図-2.4.2 検討の手順



写真-2.4.1 使用した画像の一例

2.4.3 学習の実施

(1) 学習の方法と学習用教師データ

学習の方法は、大別すると教師なし学習と教師あり学習の 2 種類に分けられる。さらに教師あり学習の中でも複数の学習のさせ方が考えられるが、基本的には教師(人間)が目視画像を見てポットホールを指定して教師データとし、それを機械に学習させる。ポットホールの長径が概ね 20cm 程度以上の明らかなポットホールを主に学習させ、小さなポットホールは学習させないこととした。これは、検出させたいポットホールサイズをその程度と設定したためである。学習に用いた計算機の GPU は Quadro P6000、CPU: Xeon である。

学習用データの元となる動画は、道央圏の国道の A、B、C3 つの区間合計約 21km において、ポットホールが発生しやすい融雪期の 2 月初旬から 3 月中旬にかけて週約 2 回の頻度で合計 13 回走行して撮影して得た動画である。その動画の中から、本報で用いた学習データとしては、A 区間で曇りの日に路面がほぼ乾燥した状態で撮影されたポットホール画像 101 枚、ポットホールなし画像 179 枚を切り出して学習に用いた。ポットホールなし画像には、ひび割れがあるがポットホールはない画像、水濡れがあるがポットホールはない画像などが含まれている。

通常、深層学習には 1,000 枚オーダーの学習データセットを用意するのが一般的とされるが、ここでは様々な試行錯誤と学習技術の習得に重点を置くため、学習データの数量は少なく抑えて実行した。今後、より多くのデータを用いることや、晴天時の路面、湿潤路面、半乾燥状態の路面など、さまざまなデータで学習させることで汎用性が向上すると考えられるので、そのような学習も進める予定である。

(2) 教師なし学習の検討状況

教師なし学習は、正解や不正解の指示を教師側が与えずに入力だけを行い、入力されたデータの特徴を機械学習によって見出させる方法である。本検討ではポットホールがない路面画像を入力して、正常な状態として機械学習させることで、正常な状態とは異なるものとしてポットホールを検出させることを狙った。その結果は、ポットホールを適正に検出できるケースが少なく誤検出が目立ち、満足いくものではなかった。路面画像中には水濡れ、雪、ひび割れ、白線などさまざまなものが混じて写りこんでおり、ポットホールのない正常な画像の特徴が一定していないためだと考えられた。ポットホール以外にもひび割れなどの損傷があり、水濡れなどの明暗のむらも多い路面画像の中からポットホールを的確に検出しようとする目的に対しては、教師なし学習は適しておらず、ポットホール部分を指定して特徴を学習させ、教師あり学習が適していると判断した。

(3) 教師あり学習の検討状況

教師あり学習は、画像中に含まれる検出対象部分を教師(人間)が示し、それを機械学習させることで、特定の検出対象部分や、検出対象を含む画像を検出させる際に用いられる手法である。一旦学習させて得た処理モデルによって仮処理を実行し、その出力結果に対して再度正解不正解を人間が教え、再学習することで学習効果を高めていくこともできる。別の学習データを逐次追加して、追加学習をさせて学習効果を高めることもできる。

教師あり学習の具体実施方法に関して以下に述べる。画像内にあるポットホール部分を教師として目視で指定して、機械学習させた。教師(人間)が指定したポットホール部分の特徴を機械が学習し、それと同様の傾向をもつ部分を検出できるようになる。学習状況の一例を図-2.4.3 に示す。図-2.4.3 の上図のように撮影画像中の手前側路面部分を関心領域(Region of interest, ROI)に指定し、ROI 領域内のポットホール部分を赤い斜線部分のように指定し、検出すべき異常画像を意味する赤ラベルをつける。この作業をポットホール画像 101 枚に対し

て行った。ポットホールなし画像 179 枚には異常がない画像を意味する緑ラベルをつけた。その後、深層学習を実行すると、図-2.4.3 の下図のように機械がポットホール指定部分の検出方法を学習し、処理モデルが構築される。

機械学習とはいって、与えるデータは人間が決め、人間側が決めるべきいくつかのパラメータ項目や複数の検出対象指定方法があるため、ノウハウが必要である。そのため、試行錯誤を繰り返し、どのような操作が結果にプラスに作用するかを判断しながら機械学習を進め、ポットホールの検出能力が高い処理モデルを探査した。ただし、この試行錯誤の過程は経験的な性質が強い。人間側が決めるべきいくつかのパラメータの最適な組み合わせや、最適な検出対象指定方法を確定的に発見することは難しいと考えられる。そのため、本報告で決定した処理モデルよりもポットホール検出能力の高い処理モデルは別にも存在すると考えておくのが妥当である。良い処理モデルを構築するための学習ノウハウを蓄積していくことが現段階の重要な事項と認識しながら検討を進めた。

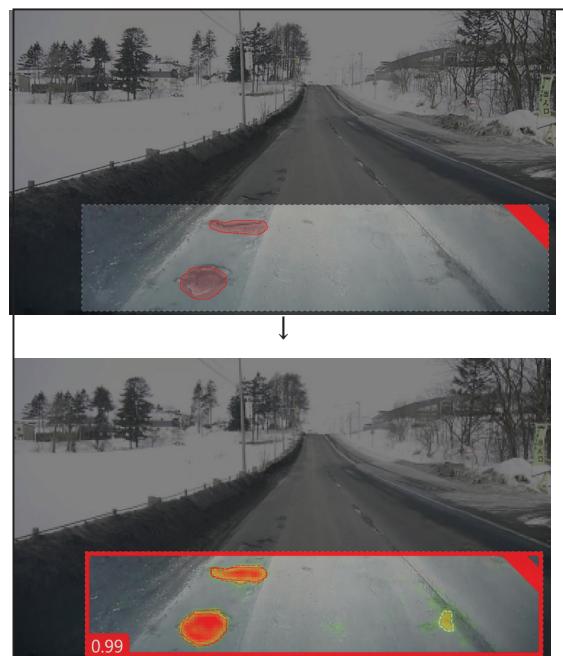


図-2.4.3 ポットホール部分を指定(上)した後で学習(下)させている状況

(4) 学習により得られた処理モデル

様々な試行錯誤した結果、ポットホールの検出能力が高いと思われる処理モデルを構築した。その処理モデルを学習データに適用してポットホール部分を検出させた結果と、人間が判定した結果の対応表を表-2.4.1 に示す。学習データ内のポットホールは 100% 検出できており、

ポットホールがない画像のうち 1%をポットホールありと誤検出しているが、指定したポットホール範囲との合致度が高い処理モデルであると判断される。

なおここで、矛盾するようではあるが、学習データに対する検出割合の高さを過度に意識することはさほど意味がなく、むしろ間違った処理モデルを構築してしまう危険性があることを認識しておく必要もある。つまり、学習データセット特有の特徴に対して、過剰な最適化が行われた場合、学習データセットに対する検出割合は非常に高いにもかかわらず、未知のデータセットに対する検出精度はさほど良くないという結果を生むことがある。これが過学習もしくは過剰適合(オーバーフィッティング)と呼ばれるものである。機械学習において重要なのは、未知のデータに対する検出精度の高さの方であり、過学習や過剰適合を生じないように学習データを選び、適切に学習させることが要点となる。

したがって、表-2.4.1 の検出割合が高くても、その処理モデルが未知の新規画像に対しても有効であるかはこの時点では判断がつかない。そのため、学習データとは別の、未知のデータである検証データに対する検出程度を評価検証する必要がある。次項に検証の詳細について述べる。

表-2.4.1 学習データに対するポットホール検出割合

人間の判定 \ 機械の判定	ポットホールなし	ポットホールあり	合計
ポットホールなし	177件 (99%)	2件 (1%)	179件
ポットホールあり	0件 (0%)	101件 (100%)	101件

2.4.4 検証と考察

(1) 検証の方法と検証用データ

一般的には学習用データのすべてを学習に用いず、例えば 70%のデータで学習し、残り 30%のデータで正解率を見ていくというクロスバリデーションと呼ばれる方法が行われることが多い。しかし、ここでは、様々な路線や様々な撮影環境下で行われる実際の道路でのポットホール検出技術を目指していることから、学習を行った画像の撮影路線とは別の路線区間で別の日に撮影したデータに対して解析処理させて検証を行うこととした。検証に用いたデータは、学習データに用いた A 区間とは別の B 区間において約 12 km 走行して得た路面画像から抽出した静止画像計 193 枚である。内訳として、ポットホール画像 105 枚、ポットホールなし画像 88 枚である。ポットホールなし画像には、ひび割れがあるがポッ

トホールはない画像、水濡れや路面の濡れムラがあるがポットホールはない画像が多く含まれている。

学習によって構築した処理モデルで検証データを解析処理し、そのポットホール検出結果と、人間の目視でポットホール検出を行った結果をつき合わせることで、処理モデルの検出能力を検証することとした。整合度は、以下の手法によって検証する。結果を表-2.4.2 に示すようなマトリクス表で整理して評価するもので、対角上のセルが機械と人間の判定がマッチしたケースで、正しい検出が行われたと判断する。特に、人間がポットホール有りと判定し、機械もポットホールと判断した場合は、正検出(真陽性)となり、最も着目すべき部分である。機械と人間の判定がマッチしていないのは、ポットホールがあるのに検出できていない(検出漏れ、偽陰性)、ポットホールがないのにあると判定している(誤検出、偽陽性)の 2 ケースである。

表-2.4.2 機械による解析と人間の目視の判定結果の整合

人間の判定 \ 機械の判定	ポットホールなし	ポットホールあり
ポットホールなし	正検出、真陰性	誤検出、偽陽性
ポットホールあり	検出漏れ、偽陰性	正検出、真陽性

(2) 解析処理の結果

検証データを解析処理にかけて得られた結果の画像例を図-2.4.4、図-2.4.5、図-2.4.6 に示す(空など無関係部分をトリミング処理して表示)。図-2.4.4 では、赤色で強く反応している部分がポットホール部分であり、正しく検出できていることが分かる。図-2.4.5 では、水濡れ部をポットホールと誤検出している。誤検出は、路面に水濡れや雪氷がある部分やひび割れの程度がひどい部分に反応していることが大半であった。水濡れやひび割れがひどいケースでは、人間が見誤るものがあり、誤検出とはいえない見当違いともいえないものも多かった。図-2.4.6 は、ポットホールを見落としている検出漏れの例である。見落としあるが、ポットホール部分に緑色の弱い反応を示しており、まったくの外れではないこともわかり、改善できる可能性がある。

図-2.4.4、図-2.4.5、図-2.4.6 の解析画面の枠囲いの左下に数値が表示されているが、この数値は、画面中に検出対象が存在する程度の強弱を表現したスコアであり、0~1.0 の値をとり数値が高いほど検出対象である確度が高いと機械が判定していることを意味する。スコアがある値以上である場合に、ポットホール画像であると判定するなど、判断の閾値として使用できる。



図-2.4.4 正検出の例(真陽性、ポットホールが検出できている)



図-2.4.5 誤検出の例(偽陽性、水濡れをポットホールと誤認)



図-2.4.6 検出漏れの例(偽陰性、ポットホールを見落とし)

解析処理によって機械が各画像につけたスコアと、人間の判定結果との対応関係を図-2.4.7に示す。スコアが高いほどポットホール画像である割合が高くなっているが、スコアが0.5よりも小さい階級では、ポットホール画像が含まれる割合が50%以下となる。あるスコア以上の階級にしかポットホール画像が現れず、そのスコアを閾値として明確に判断できるのが理想であるが、本件ではスコアが低くてもポットホールあり画像が含まれてお

り、明確に区別できているとはいえない状態である。

図-2.4.8には、機械がポットホール画像だと判断する際のスコアの閾値設定(以下、上位閾値という)と、ポットホール画像検出率(以下、検出率という)および人間による判定との整合率(以下、整合率という)の関係を示す。検出率と整合率は以下の式(1)、式(2)により算出している。

$$\text{検出率} = \frac{\left(\begin{array}{l} \text{ポットホール画像のうち,} \\ \text{スコアが上位閾値以上の画像数} \end{array} \right)}{\text{ポットホール画像全数} (= 105枚)} \quad (1)$$

$$\text{整合率} = \frac{\left(\begin{array}{l} \text{機械がポットホールと判定した画像のうち,} \\ \text{教師もポットホールと判定した画像数} \end{array} \right)}{\text{機械がポットホールと判定した画像数}} \quad (2)$$

上位閾値を0.5とした場合、ポットホール画像検出率は約50%、人間による判定との整合率は約80%となる。これは、全てのポットホール画像のうち半数を検出することができるものの、機械がポットホールと判定した画像のうち約20%程度が誤検出である状態を意味する。仮に上位閾値を0.7とした場合には、ポットホール検出率は約20%、人間による判定との整合率は約85%となり、整合率は若干上がるが、見逃すポットホールの割合が多くなってしまう。上位閾値としては0.5が適当と判断して以下の検討を進めることとした。

ちなみに、学習の段階で人間側の試行錯誤と機械学習自体に多くの時間を要した一方、構築されたモデルを用いて解析処理する時間は非常に短い。計算機のGPUがQuadro P6000、CPU:Xeonの場合で一枚の画像に対して0.05秒程度であった。

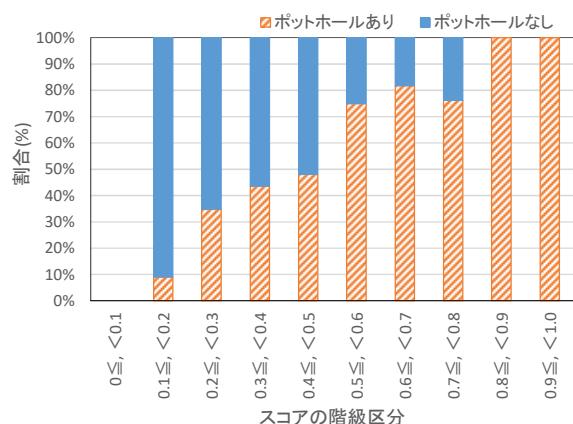


図-2.4.7 機械によるスコアと人間による判定の対応関係

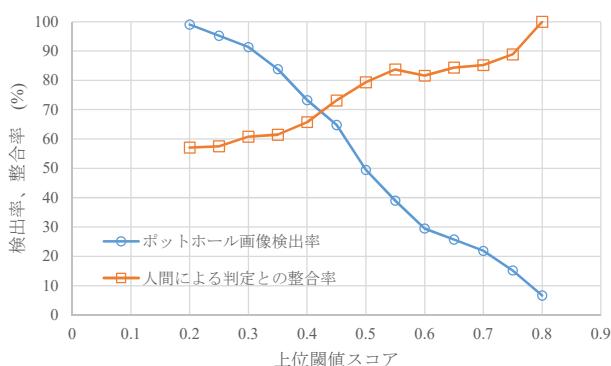


図-2.4.8 上位スコア閾値ごとのポットホール画像検出率、整合率

(3) 検証の結果

機械がポットホール画像と判断する上位閾値を 0.5 とした場合の検証結果を表-2.4.3 に示す。ポットホールがあり検出できている(正検出、真陽性)割合は 49% であり、ポットホールを一定程度検出できていると考える。ただし換言すれば、ポットホールがあるのに検出できていない(検出漏れ、偽陰性)の割合は 51% で、検出できていないものも多い。

ポットホールがないものがないと正しく判定(正検出、真陰性)している割合は 85% であり、真陰性の判断は良くできていると評価される。

表-2.4.3 解析と目視の判定結果整合 マトリクス表

機械の判定 \ 人間の判定	ポットホールなし (スコア 0.5未満)	ポットホールあり (スコア 0.5以上)	合計
ポットホールなし	75件 (85%)	13件 (15%)	88件
ポットホールあり	53件 (51%)	52件 (49%)	105件

(4) 考察

上述した検証の結果から、深層学習の手法によってポットホールを検出することは一定程度可能と判断している。現時点においては検出漏れや誤検出も多いが、機械学習の方法や画像の質も結果に影響すると考えられるので、検出能力は向上させることができると考えている。

深層学習は新しい手法であり、この手法を舗装路面の評価に用いた研究も発展途上である。今後の可能性に目を向けて検討を継続していく必要があると考えている。

2.3.5 本技術の活用方法の検討

車載カメラ画像からポットホールを検出する技術の活用イメージとしては以下のものを想定している。実用化までには解決すべき技術的なハードルが幾つもあるが、

新たな路面評価手法の創造や労力の軽減などに寄与する技術だと考えている。GPS 緯度経度情報、地理情報システム(GIS, Geographic Information System)、サーバ機器、赤外線カメラなど他のセンサ機器などと連動させれば活用の幅が広がると考えられる。

(1) 路面評価指標としてのポットホール発生個数把握

ポットホールの発生個数や発生状況のデータは、路面の状態や舗装内部の状態を表す重要な指標になりうる。舗装内部の健全度を表現するための指標として、ポットホールを自動検出して発生状況データとして蓄積できれば有用と考えられる。

(2) ポットホールの形状寸法や深刻度判別

ポットホールにも直径の大きなものから小さなもの、深いものから浅いもの、円形のものから細長いものなどの形状寸法は様々である。発生位置もわだら部や非わだら部、打継ぎ目部や伸縮装置周りなど様々である。検出したポットホールの形状寸法や深刻度のクラス分けを行い、特に早急な対応が必要なポットホールを分類できれば、適切で迅速な対応に寄与できると考えられる。

(3) 道路巡回時のポットホール目視労力の低減

道路巡回時のポットホールの発見を、車載カメラと自動検出技術に補助させることで、道路巡回員は別の目視項目に労力を振り向けることができるようになると考えられ、労力の低減と効率化に寄与できる可能性がある。

(4) 道路巡回の際の報告書作成の自動化

道路巡回の際、発見したポットホール情報は報告書への記載項目の一つと考えられるが、車載カメラと自動検出技術で検出したポットホールの画像や形状寸法、GPS 緯度経度情報などを、報告様式やポットホールリスト等に自動記載するようにできれば、報告帳票作成労力の低減に寄与できる可能性がある。

(5) ポットホールの補修対応の自動化

ポットホールを発見した場合、穴埋めなどの補修対応を行うことが想定されるが、車載カメラおよび自動検出技術によってポットホールを検出し次第、ポットホール画像およびポットホール形状、画像撮影箇所の GPS 緯度経度情報などの情報を集計もしくはサーバ等に送信し、道路維持管理関係者に伝達・共有できるようになれば、効率的である。

2.4.6 まとめ

車載カメラ画像から、深層学習(ディープラーニング)によってポットホールを検出する技術の基礎的な検討を行った。その結果、学習手法のノウハウを把握し、学習

データに対して高い検出能力を示す処理モデルを作成し、その処理モデルは、一定程度のポットホール検出能力があると確認された。ただし、機械学習によるポットホール検出技術は発展途上の段階にあり、今後もノウハウを蓄積し、検出技術の向上を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 公益社団法人 土木学会：舗装工学ライブラリー15 「積雪寒冷地の舗装に関する諸問題と対策」、pp.32-33、2016.
- 2) 地盤工学会北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学、pp. 21-28、2009.
- 3) 原田鉱一郎、福田正己、石崎武志：北海道大学低温科学研究所業績第 3512 号、凍土の電気比抵抗値の測定、pp.57-67、1992.
- 4) 丸山記美雄・高橋守人・早坂保則：表層用アスファルト混合物の凍結融解作用に対する抵抗性、土木学会第 55 回年次学術講演会、V-69、2002.
- 5) 岩城圭介・加藤淳司・平間昭信・塩谷智基：微視的断面観察による酸劣化したコンクリートの微細構造の評価、コンクリート工学年次論文集 Vol26、No.1、pp.999-1004、2004.
- 6) 手塚喜勝・朝倉啓仁・中村眞一・佐々木元茂：蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートコアサンプルの微細ひび割れの可視化手法、土木学会北海道支部平成 16 年度論文報告集(第 61 号)、V-10、2008.
- 7) 近藤悦郎・関下裕太・朝倉啓仁・手塚喜勝：蛍光エポキシ樹脂含浸法による微細ひび割れ観察の適用事例、土木学会第 65 回年次学術講演会、V-367、2014.
- 8) Olga Russakovsky, Jia Deng, Hao Su, Jonathan Krause, Sanjeev Satheesh, Sean Ma, Zhiheng Huang, Andrej Karpathy, Aditya Khosla, Michael Bernstein, Alexander C. Berg and Li Fei-Fei.: ImageNet Large Scale Visual Recognition Challenge, International Journal of Computer Vision, Vol. 115, No. 3, pp. 211-252, 2015.
- 9) 全、井後、南免羅、黒木、大窪：車載カメラにより撮影された舗装画像からのディープラーニングによるひび割れ率評価、土木学会論文集 E1(舗装工学)、Vol. 73、No. 3、2017 年 12 月
- 10) 清水、田口、藤田：人工知能のディープラーニング技術を活用した車上目視点検の省力化技術、第 32 回日本道路会議論文集、2017 年 10 月
- 11) 中野、篠原、瀧：AI を活用した舗装のひび割れ抽出に関する研究、第 32 回日本道路会議論文集、2017 年 10 月
- 12) 佐竹、大廣：画像処理技術によるポットホール検出システムの試行開発について、第 31 回日本道路会議論文集、2015 年 10 月
- 13) 井波、松島、寺尾：車載ステレオカメラを用いたポットホール検出、電子情報通信学会技術研究報告、Vol.113、2014 年 2 月

8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

8.1.7 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（切土のり面）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）
研究担当者：畠山乃、林宏親、山木正彦、佐藤厚子

【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍上もしくは融解作用を繰り返すことにより、のり面の変状事例が多く報告されており、効率的な点検・診断・評価技術の確立が急務である。

過年度は、現地調査や文献調査等により、実際の切土のり面の状態や凍上が生じる条件を分析するとともに、実物大のグラウンドアンカーに関する試験施工を行い、凍上によりグラウンドアンカー等に荷重が発生し変状が生じること、その変状は断熱により低減可能であることや、のり面の向きや勾配により凍上のしやすさが異なることなどを示した。

令和元年度および令和2年度は、簡易に地盤の原位置状態を把握できる簡易コーン貫入試験に着目して、凍上に関する現地点検手法としての可能性について検討を行った。

キーワード：切土のり面、凍上、のり枠工、グラウンドアンカーアンカーワーク、地山補強土工

1. はじめに

寒冷地域における切土のり面は、冬期に生じる地盤の凍上もしくは凍結融解作用が原因と考えられる変状事例が多く報告されているものの、その発生条件や損傷程度といった実態は未だ不明確な状況にある。

そこで過年度は、主に実際に施工されたグラウンドアンカーアンカーアンカーワークや軽量のり枠工といったのり面保護工に対し、防災カルテ点検表による文献調査や、現地調査、さらに試験施工により、冬期における各種のり面保護工の挙動等の実態把握を試みた。

基本的にグラウンドアンカーアンカーアンカーワークやのり枠工といったのり面保護工を含む切土のり面（土構造物）は永久構造物として認識されることが多いが、調査の結果、北海道のような寒冷地でかつ凍上性が顕著な土質の切土のり面においては、低温下（マイナス温度）でのり面保護工に荷重（凍上力）が作用すること、そしてその荷重により変状が生じることが確認された。これらの結果は、凍上が生じる条件においては、のり面保護工を含む切土のり面は経年的に劣化しうることを示唆している。しかし現状では、切土のり面についてその状態を判断する定量的な手法は構築されておらず、技術者の知識や経験に頼るところが大きい目視点検が主な手法である。

本研究においては、凍上を考慮した切土のり面の点検・診断手法を提案し、さらにはその評価手法の構築を目指すものである。令和元年度は、簡易な原位置試験であるポータブルコーン貫入試験に着目し、凍上による地盤の貫入抵抗の変化を調査したので、その結果を紹介する。

2. これまでの研究成果

2. 1 平成28年度および平成29年度

切土のり面安定鋼構造物の凍上による状況を確認するため、試験施工箇所として、「せたな町」および「斜里町」のグラウンドアンカーアンカーワーク施工箇所を選定した。せたな町ではグラウンドアンカーアンカーワーク施工にあわせ計測機器を設置、斜里町では施工済みのグラウンドアンカーアンカーワークに計測機器を設置して、凍上に伴う実物大アンカーアンカーワークの荷重変化、切土のり面内の温度を計測した。

さらに、凍上および融解作用を受けるのり面の変状メカニズムについて、凍上現象の挙動を検証するため、苦小牧施工試験フィールド内で模型アンカーアンカーワークを試験施工し荷重、変位、地中温度を計測した。

その結果、次のことが明らかになった。

① 実物大アンカーアンカーワーク

荷重計設置後時間が経過するとグラウンドアン

カーアンカーに作用する荷重は設置時の緊張力を下回る傾向にあった。また、2箇所とも気温はマイナスを記録したが、平成29年度は記録的な積雪と、また堆雪しやすい環境にあったことから、雪の断熱効果により地表面の温度はマイナスとなることはなく、地山が凍結することはなかった。

② 模型アンカー

模型アンカーについて、凍上により地盤が変位しアンカー頭部のナットが緩んでしまうことを確認した。さらに、砂礫地山（非凍上性地盤）以外の施工箇所の受圧板についても変形していることを確認した。なお、断熱材を受圧板の下に敷設した場合は、断熱材を設置しなかった場合よりも、荷重、受圧板の変位は小さく断熱材の効果があった。

2.2 平成30年度

切土のり面における凍上被害の診断・評価技術を開発するために、北海道開発局管理の国道のり枠工のうち、凍上により変状した58箇所を調査しとりまとめた。また、北海道各地において、グラウンドアンカーや地山補強土工に対して実際に作用する荷重および変位を測定した。

その結果、次のことが明らかになった。

① 軽量のり枠工の変状調査

凍上が原因と思われる変状箇所近傍のアメダスで、積雪量が249.8cmを記録しているケースがあり、積雪量のみでは局所的な凍上の有無を判断することができないことがわかった。また、植物の生育が良好なり面でも凍上が発生し、のり面構造物に変状をおよぼすことも考えられた。さらに、切土のり面1:1.2程度の標準のりこう配では積雪深が限定的で、雪による断熱は期待できないが、緩勾配化することで積雪深が増し、断熱効果が發揮されることがわかった。加えてのり面の向きも凍上発生に影響を与える可能性があり、現検討段階では北西、南東向きのり面の場合に凍上する可能性が高い。

② グラウンドアンカーおよび地山補強土工に作用する変位、凍上力調査

比較的凍結指数が大きい地域においても、積雪や植生土のうなどにより地山の凍上を抑制でき、グラウンドアンカーアクションに作用する凍上による荷重を抑制できる。また、凍上によりグラウンドアンカーアクションに作用する荷重は、複数年繰り返す。

地山が凍結するとき地山補強土工には凍上による荷重が作用し、凍結がなくなる頃には荷重はほぼ0に

なる。この現象は複数年繰り返し発生する。地山補強土工の受圧板の変位は冬期には上方に変位し、地山が融解し始めると下方に変位するが、元の位置に戻ることはなく累積して変位量が増加する。

3. 凍上による地盤のコーン貫入抵抗の変化

3.1 目的

過年度の調査により、切土のり面等地盤の凍上がグラウンドアンカーや軽量のり枠等のり面保護工に変状を及ぼすことは明らかで、さらにはこれら構造物に非可逆的な損傷を及ぼすことも考えられる。地盤の凍上性を判定する手法として、古くは日本道路協会による道路土工-排水工指針による「土の凍上試験方法」¹⁾があり、近年では地盤工学会による「凍上性判定のための土の凍上試験」²⁾、東・中・西日本高速道路（NEXCO）による「φ150法による土の凍上試験方法」³⁾が広く用いられている。これらは、あくまで土そのものの凍上性を把握するものである。凍上性を有する切土のり面において、現在の切土のり面の状態、さらには今後の状態を予測することは、のり面保護工を含め、切土のり面の安定性を評価する上で必要であると考える。

3.2 ポータブルコーン貫入試験

ここでは、現地地盤のサウンディング手法として広く実績があり、かつ簡易な手法として認知されているポータブルコーン貫入試験⁴⁾に着目した（以降、コーン貫入試験）。その概要を図-3.1に示す。その構造は単純で、先端にコーンを装着し、人力で地中に貫入させ、その抵抗を荷重計で読み取るものである。なお本調査においては、後述するが、φ150mmのモールド内

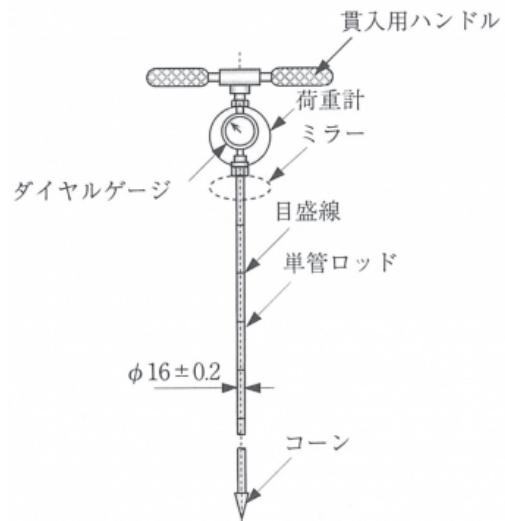


図-3.1 ポータブルコーン貫入試験機の概要³⁾

供試体に対しコーン貫入も行うため、先端コーンは室内試験用の先端角 30°、底面積 324mm²のコーン⁵⁾を使用している。

この試験機は名前の通り、携帯性に優れる一方で、人力で貫入させるため、やや硬い粘性土や砂層では貫入が困難、ロッドの周面摩擦の影響を考慮し適用深度は最大 5m 程度、という特徴を有す。試験の際、貫入速度は 10mm/s を標準とし、所定の深度における荷重計の読み値からコーン貫入抵抗としてコーン指数 q_c (kN/m²) を算出する

3. 3 調査手法

3.3.1 試験地盤における調査

凍上による地盤（切土のり面）の変化を把握するために、凍上前後の地盤に対しコーン貫入試験を行った。寒地土木研究所が所有する苫小牧施工試験フィールドにおいて、顕著な凍上性を示す砂礫質火山灰質粘性土を用いて、自然含水条件下 ($w_n=47\%$) で転圧し、締固め度 $D_c=90\%$ の地盤（以降、試験地盤）を造成した（深さ 90cm）。この試験地盤において、凍上前（未凍上地盤）のコーン貫入抵抗を測定した。その後冬期を 1 回経て春期（融解後）の地盤を凍上 1 回地盤、さらに冬期を経た地盤を凍上 2 回地盤と称し、それぞれのコーン貫入抵抗を測定することで、凍上による地盤のコーン貫入抵抗の変化を把握するものである。測定は地表面から深さ 10cm 毎に行った。

しかし、この手法は、年間に 1 回の凍上履歴を受けることしかできないため（厳密には地表面付近は複数回凍結融解を繰り返していると考えられるが、メチレンブルー凍結深度計⁶⁾により冬期において地中は完全に融解していないことが確認されていることから、単純化し、本検討においては年間 1 回の凍上履歴とする）、別途供試体を用いたコーン貫入試験を併せて実施することとした。

3.3.2 供試体を用いた調査

試験地盤と同一の材料を用いて、自然含水条件で締固め度 90% の供試体を作製し、この供試体に対し、凍上前後でコーン貫入試験を行うこととした。

先に記した通り、凍上試験法は主に地盤工学会の手法 (JGS 規準) と東・中・西日本高速道路の手法 (NEXCO 規準) があり、両方法の違いの一つに供試体のサイズがある。JGS 規準は $\phi 100\text{mm}$ を標準とし、高さは 10mm 以上である。対して NEXCO 規準は、凍上性判定と併せて凍結融解後の CBR 測定も想定しているため、 $\phi 150\text{mm}$ の高さ 125mm が標準である。また、結果の整

理方法も異なり、JGS 規準では凍上速度 U_h (mm/h) を判定指標とし、NEXCO 規準では凍結膨張率 ξ (%) を判定指標とする。今回は、コーンを貫入することを前提としているため、供試体サイズの大きい NEXCO 規準を採用することとした。凍上試験方法の詳細は文献 2)に譲るが、供試体下面は吸排水を自由とした条件の下、上面を-6°C、下面を+3°C に保ち、供試体の凍結膨張率から凍上性を判定するものである。

ここでは、同一条件でモールド内に作製した供試体を 3 つ準備し、1 つは凍結させない非凍上条件（非凍上供試体）でコーン貫入試験を行い、1 つは凍上→融解後の供試体（凍上 1 回供試体）に対しコーン貫入試験を行い、1 つは凍上→融解→凍上→融解後の供試体（凍上 2 回供試体）に対しコーン貫入試験を行った。いずれの供試体もモールドにより周面を拘束された状態でコーン貫入を行っている。測定は供試体の上端から深さ 5cm と 7.5cm で行った。なお凍上試験中（凍上・融解時）は、供試体上面に重さ 5kg の銅性の円板（ $\phi 150\text{mm}$ ）が載せられている。

写真-3.1 は、先述の手法で作製した供試体を用いた実際の凍上試験前後の供試体の外観である。凍上による供試体の顕著な膨張が確認される。凍上試験を行った 3 つの供試体の平均凍結膨張率 $\xi=118.0\%$ 、観察による凍結様式はいずれも 5 (霜柱状凍結) となり、NEXCO 規準による判定では不合格の材料である。また、参考までに JGS 規準で言うところの凍上速度 U_h を算出したところ、平均 1.06mm/h となり「凍上性が高い」とされる指標 $U_h \geq 0.3$ に分類される。



写真-3.1 凍上試験前後の供試体外観

3. 4 調査結果

図-3.2 に試験地盤において実施したコーン貫入試験の結果を示す。凍上前の試験地盤（未凍上地盤）に対して行った結果と、冬期を 1 回経験した後の試験地

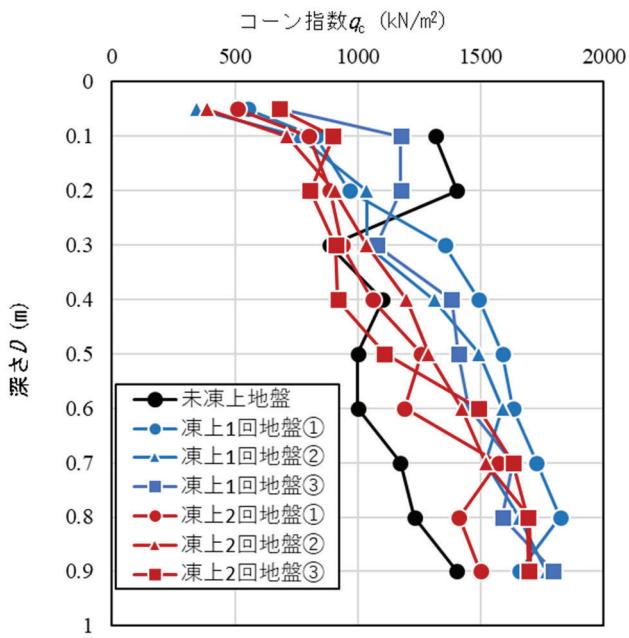


図-3.2 試験地盤における凍上によるコーン指數の変化

盤（凍上1回地盤）と冬期を2回経験した後の試験地盤（凍上2回地盤）に対して行った結果を併記している。なお凍上地盤への貫入は3回行ったため、便宜上①、②、③と付している。

図より、凍上を受けた地盤の比較的浅い位置でコーン指數が低下していることが確認できる。一方で、それ以深では全体的にコーン指數が未凍上地盤より高く推移しているが、これは、試験地盤造成後の時間経過により、試験地盤自体が自重圧密等により密実化したことが原因として考えられる。

コーン指數の低下は、凍上1回地盤では地盤深さ20~30cm程度までで見られ、凍上2回地盤では地盤深さ50~60cm程度までで見られる。これらの深度が本調査における凍上の影響深さであると言える。なおこの結果は、別途設置したメチレンブルー凍結深度計から得た本調査期間における最大凍結深が、凍上1回地盤では30cm程度、凍上2回地盤では60cm程度であったことと矛盾しない。

次いで図-3.3に凍上試験により得られた供試体に実施したコーン貫入試験の結果を示す。図内の凡例は3.3.2を参照されたい。凍上1回供試体と凍上2回供試体はそれぞれ3つずつ供試体を作製しているため、便宜上①、②、③と付している。

図より、試験地盤の結果と同様、凍上により供試体のコーン指數は低下することがわかる。またその凍上回数が多いほどコーン指數は低下するようである。

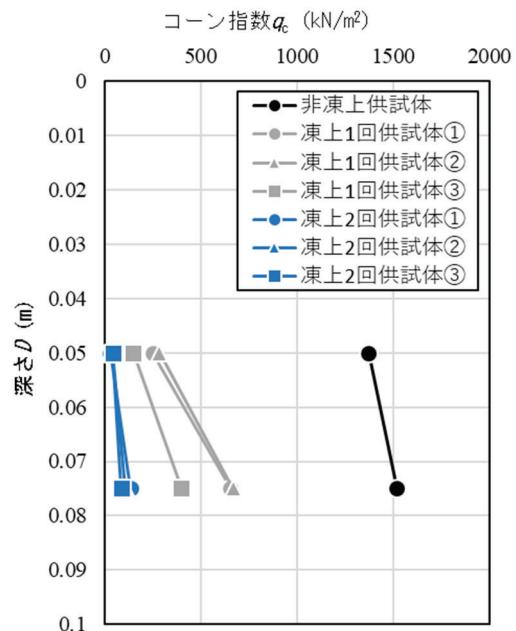


図-3.3 供試体における凍上によるコーン指數の変化

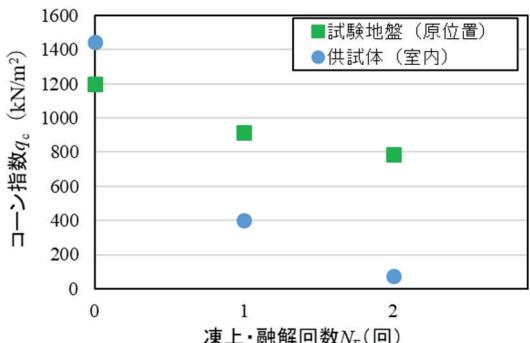


図-3.4 凍上によるコーン指數の変化

試験地盤の結果と供試体の結果を再整理し、併記したもののが図-3.4に示す。この図において、試験地盤の結果は深さ30cmまでの結果の平均値、供試体の結果は各凍上回数における平均値（深さの違いを含む①、②、③の平均値）としている。

図より、試験地盤の結果と供試体の結果に乖離は見られるものの、凍上を受けることでコーン指數が低下することが確認される。試験地盤においては1回目の凍上履歴で、25%程度コーン指數が低下し、2回目の凍上履歴でさらに13%程度低下したが、低下量は収束傾向にある。供試体においては、1回目の凍上で70%程度低下、2回目の凍上によりさらに低下することが確認された。一般に、コーン貫入抵抗と強度には良い相関が認められる⁷⁾ことからも、これらの結果から凍上を繰り返し受けることで地盤の強度は低下していくことが示唆された。このことは、切土工により新たなの

り面が形成された場合で、かつそのり面が凍上性を有する場合は、一度冬期を経験するだけでおり面表層が著しく劣化し、さらに経年的に進行する可能性を示している。

その他、本調査においては一種の土質のみを対象にしているため、断定的なことはいえないが、一連の調査により、凍上の有無をコーン指数の差として表すことができた。引き続き、コーン貫入試験に着目し切土のり面の凍上に関する点検・診断手法としての適用性を検討していく。

4. まとめ

令和元年度および令和2年度は凍上を受けた切土のり面の点検・診断手法として、ポータブルコーン貫入試験に着目して一連の調査を行った。得られた主たる知見は以下の通りである。

- ・コーン貫入試験により、未凍上地盤と凍上履歴を受けた地盤の貫入抵抗に差が確認された。
- ・その貫入抵抗の差が生じた深度が、凍上の影響範囲と思われる。
- ・凍上を繰り返し受けることで、その地盤のコーン貫入抵抗（強度）は低下していく傾向にある。

今後は、異なる地盤においても、ポータブルコーン

貫入試験を実施し、凍上による貫入抵抗の変化を把握する。併せて、貫入抵抗の変化を考慮した安定計算手法を検討し、凍上による切土のり面の安定性に及ぼす影響を予測・評価可能な手法の構築を目指す。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路土工・排水工指針「土の凍上試験方法」、pp.238-243、1987.
- 2) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説「凍上性判定のための土の凍上試験」、JGS0172-2009、2009.
- 3) 東・中・西日本高速道路:試験方法 第1編 土質関係試験方法「Φ150 法による土の凍上試験方法」、JHS-112-2006、pp.29-39、2007.
- 4) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説「ポータブルコーン貫入試験方法」、JGS1431-2012、2012. -
- 5) 日本工業規格:締固めた土のコーン指数試験方法、JIS A 1228:2020.
- 6) 地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会:寒冷地地盤工学、pp.21-23、2009.
- 7) 室町忠彦:粘性土におけるコーンの貫入抵抗と一軸圧縮強度との関係、土木学会誌、Vol.42、No.10、pp.7-12、1957.

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（耐寒促進剤）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、嶋田久俊、吉田行、
野々村佳哲、長谷川謙

【要旨】

耐寒促進剤は、寒冷地など日平均気温が4°C以下となる地域のコンクリート施工において、雪寒仮囲いおよび給熱養生を行わずに簡易なシート養生とすることを可能とする混和剤であり、冬期施工の効率化のためにさらなる利用拡大が求められる。そうした中、本研究では、寒冷環境下における耐寒促進剤の補修への適用技術について種々の検討を行っている。平成28年度には養生時に気温が氷点下となる場合の強度増進特性について検討し、養生温度が氷点下となる場合でもコンクリート強度の推定が可能なことを確認した。平成29年、30年度には、凍結融解試験中の強度増進を考慮した補正式を用いて圧縮強度と耐久性指数の関係を整理し、養生終了時に必要とされる圧縮強度を20N/mm²から15N/mm²に低減できることを確認した。令和元年度は、断熱温度上昇試験により温度解析を可能とし、実現場で厚さ10mm以下の間詰コンクリートの温度推定を行い、初期凍害防止および早期の強度発現を可能とする養生方法を提案し、その有効性を確認した。令和2年度には、耐寒剤添加量3～5L/C=100kg及びW/C=40～55%の範囲内であれば積算温度1,000°D・Dまでの強度発現を推定できる実験定数を求めた。

キーワード：耐寒促進剤、積算温度、強度推定、圧縮強度、耐久性指数

1. はじめに

日平均気温が4°C以下となることが予想される期間にコンクリートを施工する場合、コンクリートの強度発現の遅延や凍結による初期凍害の発生を避ける目的で、雪寒仮囲いおよびヒーター等による給熱養生を行うことが一般的であり、通常のコンクリートの養生に比べ、温度管理などに特別な配慮が必要となる。一方、コンクリート用混和剤の一種である耐寒促進剤を用いた場合、仮囲いや給熱養生を省略し、簡易なシート養生にて施工することが可能になる。

耐寒促進剤はコンクリート中の自由水の凍結温度を下げる効果に加え、硬化促進作用により低温環境下においても圧縮強度の増進が可能となる混和剤である。そのため、冬期施工の効率化に向けて利用拡大が期待されている。

2. 氷点下におけるコンクリートの強度増進特性

2. 1 概要

耐寒促進剤を使用したコンクリートの強度管理の方法として、現場養生した供試体による管理と積算温度による推定の2種類の方法が耐寒剤施工指針¹⁾に規定されている。しかし、規定策定当時の実験結果において、標準養生と現場養生との間で積算温度と圧縮強度の関係が一致しなかったため、積算温度によって強度管理を行う場合には、事前検討試験の実施が求められており、積算温度を用いて強度推定する場合の負担が非常に大きくなっている。これは、当時の積算温度式では氷点下の温度域の補正をしていなかったためである。

そこで本研究では、耐寒促進剤を使用したコンク

表-2.1 コンクリートの配合

記号	セメント種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (C × %)		耐寒促進剤 (C × リットル)		スランプ (cm)	Air (%)
				W	C	S	G	AE減水剤	AE剤	A	B		
B45-A	高炉	45	42	150	333	781	1072	0.13	0.057	0.04	0	7.1	5.0
B45-B								0.13	0.055	0	0.04	8.0	4.9

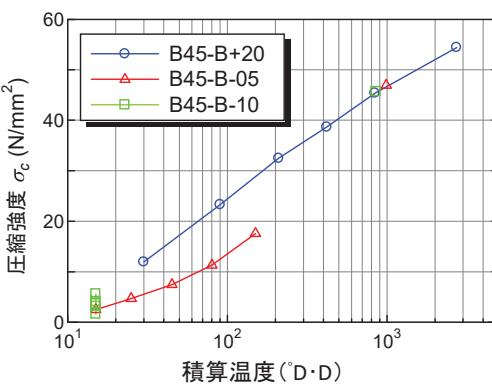
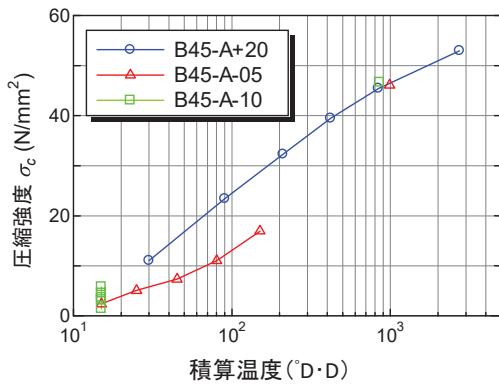


図-2.1 積算温度一圧縮強度関係（従来式）

リートを対象として室内試験を行い、氷点下温度を考慮した積算温度式の適用性について確認した。その後、指針策定当時の現場施工実験結果を再評価し、積算温度によって耐寒促進剤を使用したコンクリートの強度を推定できることを確認した。

2.2 試験計画

コンクリートの配合を表-2.1に示す。耐寒促進剤は日平均気温-10°Cまで施工できるという、現在流通している中で最も低い外気温に対応している2製品を使用した。

養生は、+5、-5、-10°Cの3種類の温度で材齢28日まで封かん養生した。なお、氷点下で養生を行う供試体は、国内指針に定める期間に準じて、打設後から24時間経過するまで+5°Cの部屋に静置する形で、前養生を行っている。

試験材齢に到達後、JIS A 1108に準拠して圧縮強度試験を実施した。

2.3 試験結果

積算温度による圧縮強度の推定は、一般に、次式によって計算される²⁾。

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t \quad \text{式-2.1}$$

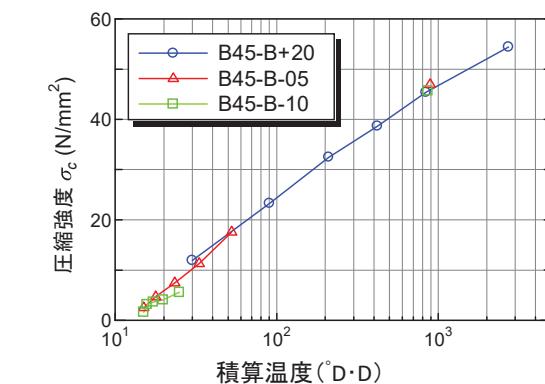
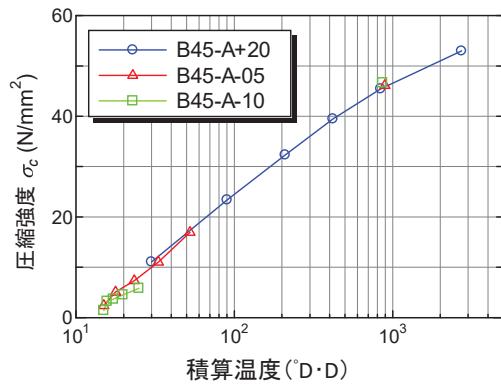


図-2.2 積算温度一圧縮強度関係（日本建築学会式）

ここで、 M : 積算温度 ($^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$)、 θ : Δt 時間中のコンクリート温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 Δt : 時間 (日) である。

このとき、式-2.1は養生温度0°C以上の実験で得られた式であり、養生温度が0°C以下の場合には適用できない³⁾。そのため、日本建築学会では、養生時に氷点下となる場合にも適用できる積算温度式として、次式を提案している⁴⁾。

$$\Delta t \geq 0$$

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t$$

$$\Delta t < 0$$

$$M = \sum 10 \times \exp(-0.60 \times (-\theta)^{0.74}) \Delta t \quad \text{式-2.2}$$

ここで、 M : 積算温度 ($^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$)、 θ : Δt のコンクリート温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 Δt : 温度測定間隔 (日) である。

式-2.1による積算温度-圧縮強度関係を図-2.1に、式-2.2による積算温度-圧縮強度関係を図-2.2に示す。図-2.2を見ると、図-2.1に比べて精度よく強度推定できている。そのため、耐寒促進剤を用いたコンクリートであっても、式-2.2を用いて積算温度を評価することにより、氷点下の積算温度を適切に評

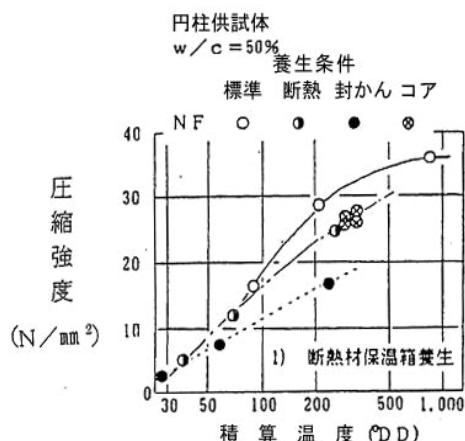
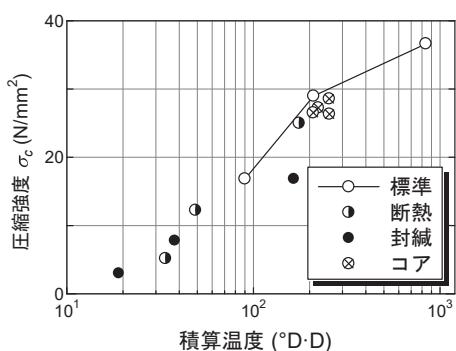
図-2.3 積算温度と圧縮強度の関係¹⁾

図-2.4 圧縮強度の再評価結果

価し、圧縮強度の推定ができると考えられる。

2.4 既往試験の再評価

土木の分野で利用されている耐寒剤施工指針¹⁾では、耐寒促進剤を使用した場合の積算温度による強度推定の例として、図-2.3が示されている。図-2.3は、平成2年に当研究所で実施した現場施工実験に基づいている。当時は式-2.2に示す氷点下の積算温度式が提案される前であったため、積算温度は式-2.1によって算定されており、積算温度による強度推定でバラツキが生じている。この結果を受けて、積算温度による強度管理を行う場合には、予想される環境条件を考慮した事前検討試験を行うことが指針に規定されることになった。

そこで当時の施工報告書のデータを用い、氷点下での積算温度算定式（式-2.2）によって図-2.3を再評価した結果を図-2.4に示す。一部の封かん養生の積算温度がやや大きくなっているものの、各種養生の試験結果は、ほぼ同一線上となっている。したがって、氷点下を含む積算温度算定式（式-2.2）を用いることで低温養生の影響を考慮できるため、耐寒剤施工指針で指摘されている「予想される環境条件を考

慮した実験」を省略することができると考えられる。

2.5 まとめ

寒中コンクリートにおける強度管理方法の1つである積算温度について、耐寒促進剤を使用したコンクリートを対象に、室内試験および現場施工実験の結果を用いて検証した結果、以下の知見が得られた。

1. 日本建築学会で提案されている積算温度式を用いることにより、耐寒促進剤を使用したコンクリートについても、養生温度が氷点下となる場合のコンクリート強度を推定することができる。
2. 日本建築学会の積算温度式を用いることにより、耐寒剤施工指針で指摘されている事前確認試験を省略できる可能性がある。

3. 耐寒促進剤を用いたコンクリートの圧縮強度と耐久性指数

3.1 概要

積雪寒冷地では凍害を受ける危険性が高く⁵⁾、養生終了時には凍結融解作用に抵抗できる圧縮強度を十分に確保する必要がある。

コンクリート標準示方書では、寒中コンクリートの養生終了時に必要な圧縮強度を15 N/mm²と定めている⁶⁾が、耐寒剤施工指針⁷⁾におけるこの値は20 N/mm²であり、耐寒促進剤を用いないコンクリートに比べて必要な圧縮強度が5 N/mm²大きくなる。

耐寒剤施工指針における20 N/mm²の値は、図-3.1に示す、圧縮強度と耐久性指数との関係から定められている。一般に、耐久性指数60以上であれば耐凍害性を有しているとされており、図-3.1では、

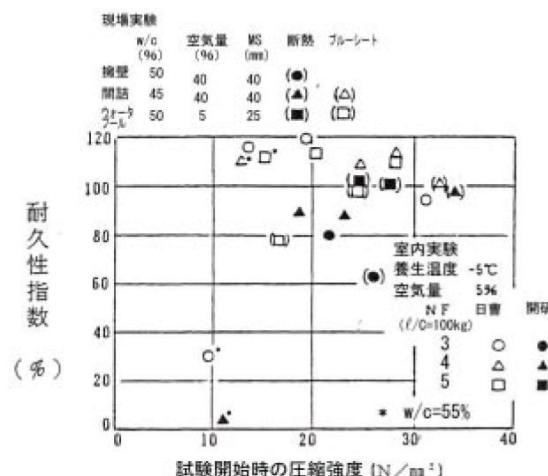


図-3.1 圧縮強度と耐久性指数の関係（耐寒剤施工指針）

圧縮強度 20 N/mm²付近であれば耐久性指数 60 以上を確保できている。しかし、圧縮強度 20 N/mm²以下の範囲におけるデータ数が少なく、安全側の評価になってしまっていることから、試験結果を追加することで、養生終了時に必要な圧縮強度を 20 N/mm²から 15 N/mm²へと低減できる可能性がある。

そこで、本研究では、共同研究を行っている企業と協力し、耐寒促進剤を添加したコンクリート供試体の圧縮強度を変化させ凍結融解試験を実施して、凍結融解作用を受けたコンクリートの、養生終了時に必要な圧縮強度について検討を行った。

3. 2 試験計画

表-3.1 に試験に用いたコンクリートの配合を示す。実験では普通ポルトランドセメントを用いた。水セメント比（以下、W/C と記す）は 45、50、55% の 3 水準とし、耐寒促進剤の添加量はセメント 100 kg に対して 3、4、5L とした。養生方法は表-3.2 の養生 A～G の養生を行い、養生終了後直ちに凍結融解試験および圧縮強度試験を行った。耐寒促進剤 a～e は無塩・無アルカリ型の耐寒促進剤を用いている。

凍結融解試験（JIS A 1148 A 法）では 10×10×40

cm の角柱供試体を用いて +5°C～-18°C/cyc の凍結融解を 300 サイクルまで行い、一次共鳴振動数を測定し相対動弾性係数を算出した。耐久性指数は式-3.1 により算出した。

$$DF = \frac{P \times N}{N_c} \quad \text{式-3.1}$$

ここに、DF：耐久性指数、P：N サイクルのときの相対動弾性係数（%）、N：相対動弾性係数が 60% になるサイクル数、または 300 サイクルのいずれか小さいもの、N_c：300 サイクルである。

圧縮強度試験は φ10×20 cm の円柱供試体で JIS A 1108 に準拠し行った。

表-3.2 養生方法

養生	方法		
養生A	5°C一定で 3.5～5N/mm ² 程度まで封かん養生		
養生B	養生 A + 2～-18°C/日の凍結融解サイクルを 10 回		
養生C	養生 B + 105° D・Dまで 5°C 封かん養生		
養生D	打設後、5°C 封かん養生 7 日間		
養生E	5°C一定で 48 時間封かん養生		
養生F	5°C一定で 72 時間封かん養生		
養生G	5°C 封かん 24h → -10°C 封かん 27 日 → 5°C 水中 6h		

表-3.1 耐寒促進剤を添加したコンクリートの配合

W/C	s/a	単位量 (kg/m ³)				種類	耐寒促進剤		Slump (L/C=100kg)	Air (cm)	養生
		W	C	S	G		添加量				
45.0	45.0	160	356	792	995	a	3	8.5	4.2	B,C	
45.0	45.0	160	356	792	995		3	8.5	5.1	A,D	
50.0	45.9	160	320	822	995		3	9.5	5.1	B,C	
50.0	45.9	160	320	822	995		3	9.5	4.8	A,D	
55.0	46.6	160	291	845	995		3	8.0	4.9	B,C	
55.0	46.6	160	291	845	995		3	8.0	4.6	A,D	
45.0	45.0	150	333	812	1020		5	9.0	5.1	B	
45.0	45.0	150	333	812	1020		5	9.0	5.3	A	
50.0	45.8	150	300	839	1020		5	9.5	5.2	B	
50.0	45.8	150	300	839	1020		5	9.0	5.3	A	
55.0	46.6	154	280	856	1012	b	5	9.0	5.4	B	
55.0	46.6	154	280	856	1012		5	9.0	5.1	A	
45.0	48.0	165	367	833	924		3	6.8	4.7	F	
45.0	48.0	165	367	833	924		5	6.4	5.9	F	
50.0	46.0	165	330	809	977	c	3	6.3	4.5	E,F	
50.0	46.0	165	330	809	977		5	6.7	4.7	E,F	
55.0	48.0	165	300	855	953		3	7.5	4.7	E,F	
55.0	48.0	165	300	855	953		5	6.5	4.3	E,F	
45.0	42.0	150	333	78	1077	d	4	6.2	8.6	G	
45.0	42.0	150	333	78	1077	e	4	5.7	7.2	G	

3.3 試験結果と補正

図-3.2 に耐久性指数 100 を超える例として凍結融解試験における相対動弾性係数の推移の一部を示す。凡例の標記は「W/C-耐寒促進剤添加量-養生方法」である。通常の JIS 試験では材齢 28 日の試験体を用いるため、試験中に強度増進はほとんど起こらず、相対動弾性係数は 100%を超えることは無い。しかし、今回の実験では材齢初期に試験を開始したことで試験中に強度増進がおこり、試験のサイクルが進むに伴い相対動弾性係数が増加している。実際に、材齢初期で試験を行った養生 A、B では途中で測定不可能となった 55-3-A をのぞき相対動弾性係数が 140~220%程度となっているのに対して、材齢 7 日程度まで養生を行った C、D では養生 A、B の供試体より強度発現が進んでいるため、凍結融解試験中の強度増進も小さく、試験終了時の相対動弾性係数は 110%程度となっている。

従って、これらのデータからコンクリートの耐凍害性を正しく判断するためには、凍結融解試験中の強度増進の影響を考慮する必要がある。そこで長合ら⁹⁾が提案した、強度増進に伴う動弾性係数の増加を表す式-3.2 を用いて相対動弾性係数の補正を試みた。

$$E_d = \frac{M - M_0}{\frac{1}{a} + \frac{M - M_0}{b}} \quad \text{式-3.2}$$

ここに、 E_d : たわみ動弾性係数 (kN/mm^2)、 M_0 : $E_d \sim M$ 曲線が M 軸と交わる点の値 ($^\circ\text{D}\cdot\text{D}$)、 M : 積算温度 ($^\circ\text{D}\cdot\text{D}$)、 a : 両者の関係の初期接線勾配、 b : E_d の収束値 (最大値) である。

式-3.2 に含まれる未知定数 a および b を求めに当たり、長合らは凍結融解を受けていない供試体の積算温度と動弾性係数の結果を用いて推定式としているが、今回のデータ整理対象の試験では計測していないため、打設から動弾性係数がピークに至るまでの動弾性係数と積算温度を用いて、非線形最小二乗法により求めている。

また、積算温度の計算には日本建築学会発刊の「地中コンクリート施工指針・同解説」⁴⁾で提案している養生時に氷点下となる場合の積算温度式(式-2.2)を用いて試験槽内の温度履歴を用いて算出した。

相対動弾性係数の再計算を行った結果を図-3.3 に示す。図-3.2 において、試験開始から終了まで相

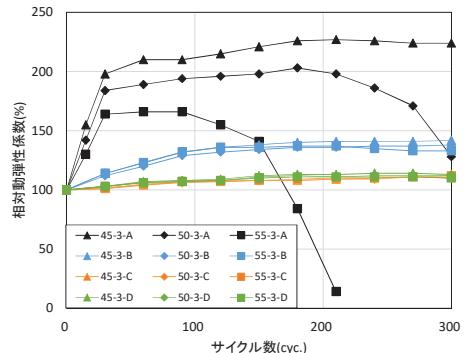


図-3.2 凍結融解試験結果

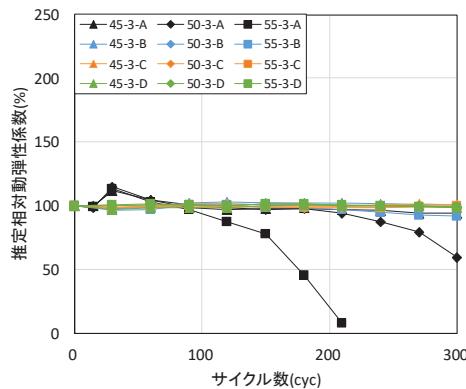


図-3.3 凍結融解試験中の水和を考慮した相対動弾性係数

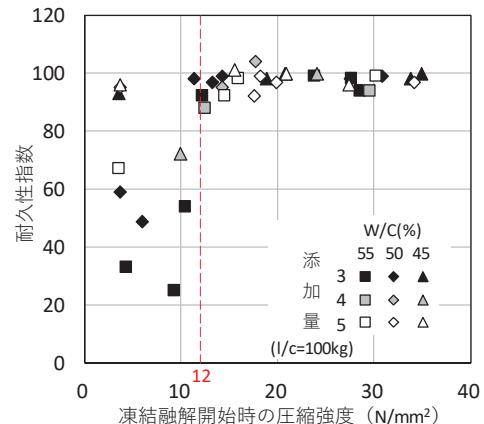


図-3.4 凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係

対動弾性係数が増加していった多くの供試体では、再計算を行った図-3.3 において推定相対動弾性係数はほぼ一定の 100%前後となった。また、補正を行うことで、補正前は相対動弾性係数が 100%以上であった結果の中に、耐凍害性を有していない相対動弾性係数 60%以下となる結果が存在することがわかった。

3.4 データの再評価

共同研究で行った耐寒促進剤を用いたコンクリー

トの凍結融解試験の結果と、既往研究において同様に試験を行っている浜辺ら⁸⁾の結果について、相対動弾性係数の再計算を行い、凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係についてデータを整理し再評価を行った。圧縮強度試験の結果では計画した 5 ~20 N/mm² の範囲をほぼ網羅し、特に 10~20 N/mm² の範囲においては図-3.1 (耐寒剤施工指針) を補う相当数のデータが得られた。

図-3.4 に対象とした供試体の凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係を示す。なお、耐久性指数は前節の手順で試験結果を補正している。

その結果、圧縮強度が 12 N/mm² 以上であれば、耐寒促進剤を添加したコンクリートは、その添加量や水セメント比によらず凍結融解抵抗性を有していることを確認した。全ての条件において耐久性指数 60 を超える圧縮強度は 12 N/mm² 程度であるが、10 N/mm² から急激に立ち上がっているため、示方書の最大値である 15 N/mm² を養生を終了してよい圧縮強度とすれば十分に安全側になると考えられる。

以上のことから、養生終了時の圧縮強度を従来の 20 N/mm² から 15 N/mm² に低減できる。また、現場施工時の養生日数が短縮でき、冬期施工の効率性を高めることが可能と考える。

3.5 まとめ

本研究では次の各項の通り、データの不足していた 20 N/mm² 以下の圧縮強度と耐久性指数の結果を十分に得ることができ、養生期間に係わる条件緩和の可能性を示す知見を得ることができた。

- 1) 材齢初期のコンクリートを用いた凍結融解試験では、試験中にセメントの水和により強度が増加するため、相対動弾性係数の測定結果をそのまま用いることは凍害劣化を正しく判断できない可能性がある。そのため、試験中の強度増進を考慮した評価が必要である。
- 2) 耐寒促進剤を用いたコンクリートの凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係から養生を終了してよい圧縮強度を従来の 20 N/mm² から 15 N/mm² へ低減できる。

4. 耐寒促進剤コンクリートの発熱特性を用いた現場養生への適応

4.1 概要

コンクリート構造物の施工管理にはコンクリートの強度発現を把握することが重要である。特に寒中

表-4.1 使用材料

材料	記号	内容
水	W	上水道水
セメント	C	普通ポルトランドセメント、密度 : 3.16g/cm ³
細骨材	S	陸砂、表乾密度 : 2.58g/cm ³
粗骨材	G	青梅産碎石、表乾密度 : 2.66g/cm ³ 、実積率 : 62.0%
耐寒促進剤	F	無機系窒素化合物複合体

コンクリートの場合には、仮固いを設け給熱養生を行なうため仮固いの中の温度は外気温にほとんど影響されず一定である。一方で、耐寒促進剤を使用するコンクリートでは、シート養生を標準としているため養生温度が通常の寒中コンクリートよりも低くなることが予想される。そのため、耐寒促進剤を用いたコンクリートの低温環境下での強度発現を把握することが必要となる。

そこで、本研究では現在市販されている耐寒促進剤の低温環境下における強度発現を明らかにし、積算温度と圧縮強度の関係から耐寒促進剤コンクリートの強度推定式を提案するための検討を行った。

4.2 試験計画および方法

(1) 試験計画

本試験では、単位セメント量 280、330 kg/m³ としたコンクリートについて、耐寒促進剤を 4 L/C=100kg 添加して断熱温度上昇試験を行った。

(2) 使用材料およびコンクリート配合

コンクリートの使用材料およびコンクリートの配合を表-4.1 および表-4.2 に示す。セメントには普通ポルトランドセメントを用いた。混和剤の耐寒促進剤には F (主成分 : 無機系窒素化合物複合体) を使用した。また、空気量の調整には AE 剤 (主成分 : 変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤) を使用した。目標空気量は 4.5±1.0 % とした。

(3) 断熱温度上昇試験方法

断熱温度上昇試験は、空気循環式試験機を用いてコンクリートを円筒形のステンレス製容器 (容積約 55 L) に打ち込み、試料コンクリート内部で温度勾配が生じないようヒーターで制御することにより、コンクリートを擬似的な断熱状態に保ち、コンクリート中心部の上昇温度が定常状態になるまで測定を行った。測定結果の回帰式は、現在提案されている断熱温度上昇式のうち、一般的な式-4.1 について最小二乗法により求めた。

$$Q_{\Theta} = Q_{\infty} [1 - \exp(-\gamma t^{\alpha})] \quad \text{式-4.1}$$

ここに、 $Q(t)$ ：材齢 t までの断熱温度上昇量(℃)、
 Q_{∞} ：終局断熱温度上昇量(℃)、 γ, s ：温度上昇速度定数、 t ：材齢(日)とする。

4.3 断熱温度試験結果

断熱温度上昇量および断熱温度上昇試験で得られた特性値を図-4.1 および表-4.3 に示す。断熱温度上昇量とはセメントの水和熱によって変化した温度を意味している。打設温度によらず単位セメント量の多い方が温度上昇量は大きい。また、同じ単位セメント量の場合、打設温度が低い方が温度上昇量は大きい結果となった。

これにより、耐寒促進剤コンクリートの養生中の温度解析が可能となった。

4.4 温度解析による養生方法の提案

(1) 概要

図-4.2 および図-4.3 に A 橋平面図と間詰コンクリートの施工箇所を示す。検討を行った箇所は北海道三笠市にある桁長約 22 m のホロー桁の A 橋の間詰め部(幅 10cm 以下)であり、寒中コンクリートの適用時期に施工を予定していたが、桁全面に仮設足場を組んで囲うとコストが高くなるため、簡易な養生とすることが出来る耐寒促進剤による施工を試みた現場である。また、横締めが行える 25 N/mm² へ 7 日で到達することも目的としていた。

特に今回の検討では、間詰コンクリートの厚さが薄いため、打ち込み後 24 時間はコンクリートの最も冷えるところでもコンクリート温度を凍結温度以上¹⁰⁾に保てるか確認を行う必要があった。

そこで、4.3 節で行った断熱温度上昇試験の結果

表-4.2 コンクリート配合

No.	打設 温度 (℃)	s/a (%)	耐寒促進剤 添加量 (L/C=100kg)	単位量 (kg/m ³)				目標値 空気量 (%)
				W	C	S	G	
1	5	46	4	151	280	849	1027	4.5± 1.0
2				151	330	831	1005	
3	20	46	4	151	280	849	1027	4.5± 1.0
4				151	330	831	1005	

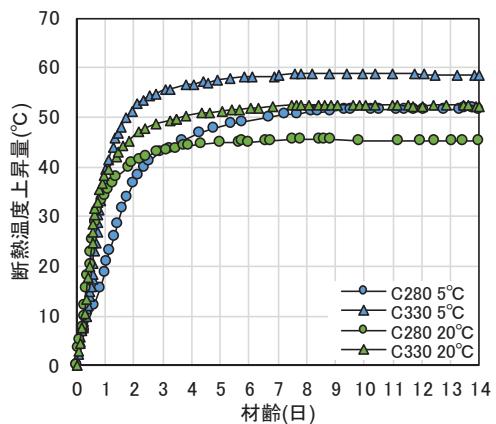


図-4.1 断熱温度上昇試験結果

表-4.3 断熱温度上昇特性値

No.	$Q(t) = Q_{\infty}[1 - \exp(-\gamma t^s)]$		
	Q_{∞}	γ	s
1	50.8	0.531	1.106
2	58.1	1.001	1.269
3	44.6	1.309	0.972
4	51.9	1.264	0.898

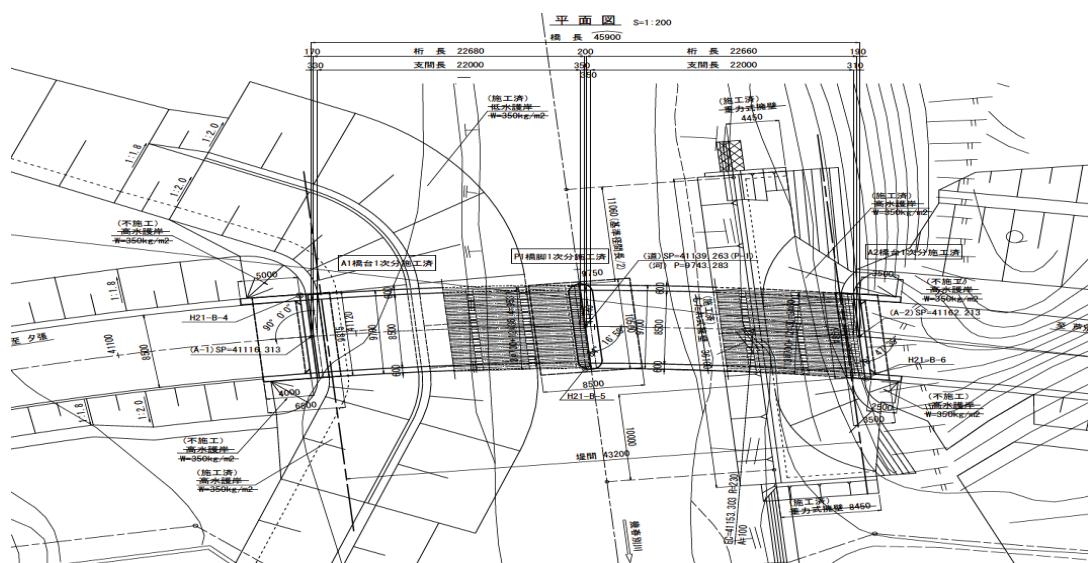


図-4.2 A 橋平面図

から日本コンクリート工学会が提供する温度解析ソフト「JC MAC3」を用いて温度解析を行い、目的を達成するための養生方法の提案を行った。

(2) 解析条件

図-4.4 にホロー桁の解析モデルを示す。解析位置は桁の中央を想定し、奥行きは 2 m の範囲とした。青色はホロー桁のコンクリートで、赤色はホロー桁中空部分の発泡スチロールであり、黄緑色は間詰コンクリートを示している。温度履歴は図に示す上部、中央、下部の 3ヶ所で確認を行った。

温度解析に用いる間詰コンクリートの断熱温度上昇量に必要な断熱温度上昇特性値は表-4.4 に示す値を用いた。

表-4.5 に解析に使用した各材料の温度特性値を示す。温度特性値はひび割れ指針¹¹⁾を参考とした。桁上面側は解析の期間中ブルーシートで覆う状態と仮定し、下面側は開放状態としてそれぞれの面の熱伝達率を設定した。

計算ケースは 2014 年から 2018 年の 5 年間で各年の 11 月 11 日から 20 日の 10 日間の内いずれかの日に打設したと仮定し、合計 50 ケースで解析を行った。なお、それぞれの解析対象期間は間詰コンクリート打設 11 日前から打設後 14 日目までの 25 日間である。

表-4.6 にコンクリート周辺の環境温度条件を示す。温度解析の開始は間詰コンクリート打設 11 日前からとし、打設 2 日前から桁の上面側を 15°C で暖め、打設後 14 日間は外気温の条件を与えた。なお、桁下面側は開放状態と仮定しているため解析の全期間で外気温の条件を与えた。

(3) 温度解析と配合試験による確認

図-4.5 に打設後 24 時間の最低気温と打設後のコンクリート最低温度を示す。この結果から打設後 24 時間の最低気温が -5°C を下回ると間詰コンクリートの最も冷える位置は氷点下となることが明らかとなつた。これは間詰コンクリートの下面側がプラスチックの型枠のみで熱が逃げやすい状態にあることに加え、ホロー桁の体積が間詰コンクリートの約 7 倍と大きく、外気温の低下によりホロー桁の温度が低下するのに伴い間詰コンクリートが水和熱を奪われるためと考えられる。そのため、間詰コンクリートの温度低下の抑制対策として、プラスチックの型枠の内側に断熱材のポリエチレンシート (6 mm) を配置するとともに、間詰コンクリートの打設後は上面からホロー桁を暖めることとした。

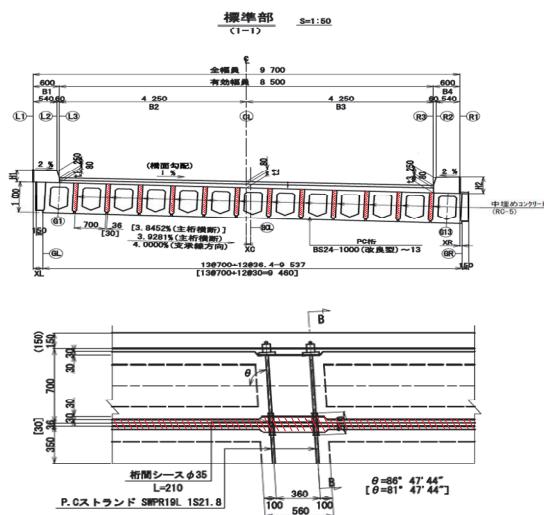


図-4.3 間詰めコンクリートの施工箇所図

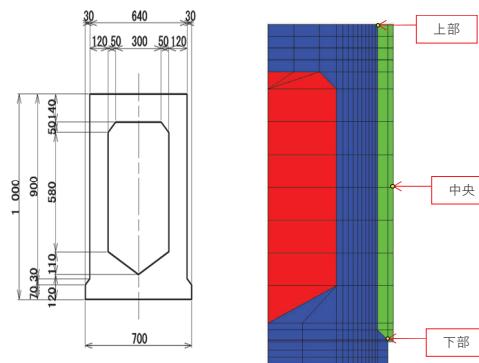


図-4.4 桁断面の寸法と解析モデル

表-4.4 間詰コンクリートの断熱温度上昇特性値

単位	打設セメント量 (kg/m ³)	終局断熱 温度上昇量 (°C)	温度上昇 速度定数 γ (-)	発熱開始材齢 (-)	温度上昇 速度定数 s(-)
	290	14	49.273	0.722	0

表-4.5 解析モデルにおける温度特性値

部位	桁コンクリート	桁内部	間詰コンクリート	間詰型枠	桁上面ブルーシート	桁下面無
熱伝導率 W/m ² ·°C	2.7	0.037	2.7	0.3	—	—
比熱 kJ/kg·°C	1.15	1.42	1.15	1.2	—	—
密度 kg/m ³	2300	25	2300	1400	—	—
熱伝達率 W/m ² ·°C	—	—	—	—	8	14

表-4.6 コンクリート周辺の環境温度条件

条件	桁	
	上面	下面
打設1日前	外気温	外気温
打設2日前	15°C一定	
打設～14日後	外気温	

図-4.6 に配合試験における積算温度と圧縮強度の関係を示す。積算温度の計算には式-2.1 を用いた。配合試験の結果から、目標の 25 N/mm^2 を確保するためには $85^\circ \text{ D}\cdot\text{D}$ 必要となることが明らかとなった。そのため、7 日で $85^\circ \text{ D}\cdot\text{D}$ 確保するためには、1 日あたりの間詰コンクリートの積算温度が $12.1^\circ \text{ D}\cdot\text{D}$ 以上(コンクリート温度に換算して 2.1°C 以上)必要となる。なお、このときの配合は後述する配合(表-4.7)と同じである。

以上の結果から、間詰めコンクリート工 (60 m^3) のコストを概算した結果、従来工法(桁下面に吊り足場を設け桁全体に仮固いを設ける工法)よりも耐寒剤工法(ポリエチレンシートを型枠の内側に設置し、桁上面を暖め、かつ耐寒剤を用いる条件)が経済的となる見通しとなったことから、耐寒剤入りコンクリートによる施工を採用された。

(4) 施工管理

図-4.7 に間詰め部の温度計測位置を示す。温度計は桁のほぼ中間の位置に上部、中央、下部の3箇所に温度計を設置した。加えて、温度計を設置した付近の外気温と上面側の簡易養生圏内温度の測定を行った。

表-4.7 にコンクリートの配合を示す。コンクリートはRC-5をベースとし、耐寒剤は標準使用量のセメント 100 kg あたり 4 L とした。セメント種類は普通ポルトランドセメント(N)、水セメント比(W/C)は 38.6% である。現着時におけるフレッシュ性状はスランプは 15.5 cm 、空気量(Air)は 4.9% 、コンクリート温度は 11°C であった。

養生は前養生として前日の夕方から写真-4.1 に示す様に桁上面にスタンドを置き、その上からブルーシートで覆い、桁上面内部空間をジェットヒーターを用いて暖めた。前養生の間の桁上面の空間温度は約 10°C であった。打設後は同様の方法で養生を5日間行った。

間詰コンクリートの打設には、前養生に用いたブルーシートを一時取り外してから、高さ 90 cm の間詰め部を高さ方向に2回に分けて行った。施工当日の最高気温は 2.8°C 、最低気温は -5.8°C 、日平均気温は -2.4°C であった。

図-4.8 に間詰めコンクリートの温度計測結果を示す。打設後24時間の外気の最高気温は 2.8°C 、最低気温は -2.7°C 、平均気温は 0.2°C であった。赤縦線(打設リフト1)の時刻に温度計下部までコンクリートが到達し、紫縦線(打設リフト2)の時刻に

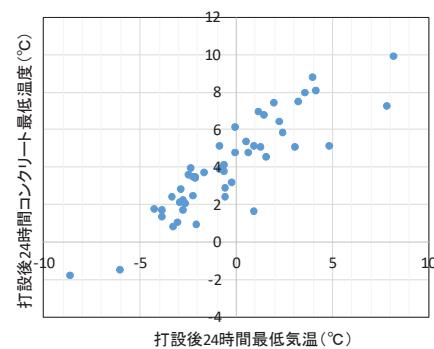


図-4.5 打設後24時間の最低気温と打設後のコンクリート最低温度

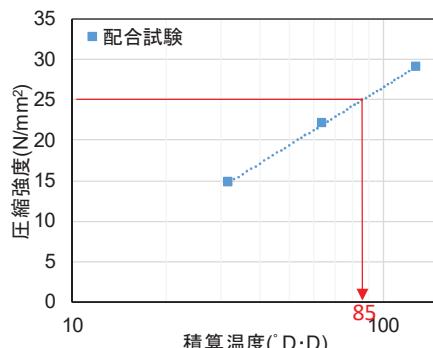


図-4.6 積算温度と圧縮強度の関係

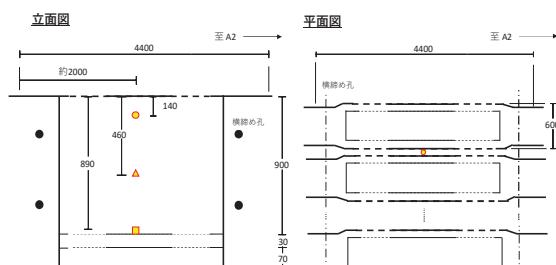


図-4.7 温度計設置位置

表-4.7 コンクリート配合

W/C (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m³)				
			W	C	S	G	混和剤
38.6	40.8	4.5	164	425	689	1019	23.8



写真-4.1 養生状況

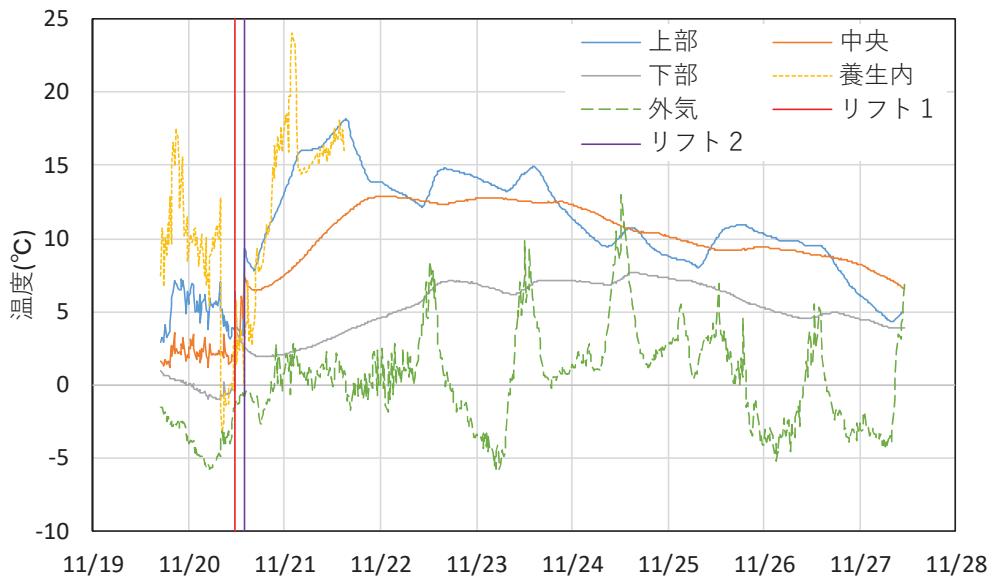


図-4.8 間詰コンクリートの温度計測結果

桁上部までコンクリートが到達した。

間詰コンクリート中央よりも上部でコンクリート温度が高い状態がしばしば確認できるが、これは打設後にホロー一桁の上面からジェットヒーターで給熱を行ったためである。また、上部温度が中央よりも低くなっている時間帯が見受けられるが、これはジェットヒーターが振動などの影響で一時的に停止していたことが原因であると考えられる。

間詰コンクリート内部のうち最も温度が低い下部の温度は、打設直後は温度が一時的に低下しているが、セメントの水和反応による熱や上面からの給熱により 0°C を下回ることはなく推移していた。

写真-4.2 に桁下面側からのサーモ画像を示す。間詰コンクリート打設後の熱がホロー一桁に奪われていることが確認された。

図-4.9 に間詰コンクリートの積算温度を示す。コンクリート温度を確認した 11 月 25 日 10 時の時点で上部、中央、下部の積算温度はそれぞれ $109^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 、 $102^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 、 $76^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ であった。図-4.8 の温度データに示すとおり間詰コンクリート下部温度は 25 日の 10 時の時点で 7°C 以上であり、たとえ確認時以降のコンクリート温度が 0°C になったとしても、翌日には目標の $85^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ に到達することが確実であった。実際に間詰コンクリート下部で $85^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ を越えたのは 26 日の 0 時頃であり、9 時開始の横締め作業時には各部の積算温度は上部で $129^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 、中央で $121^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 、下部で $92^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ であったため、必要強度に到達していると判断できる。

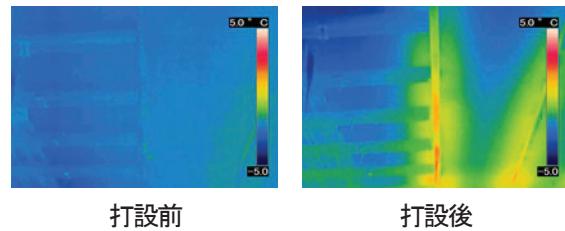


写真-4.2 桁下面側からのサーモ画像

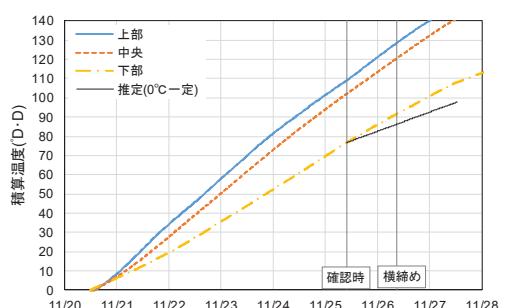


図-4.9 間詰コンクリートの積算温度

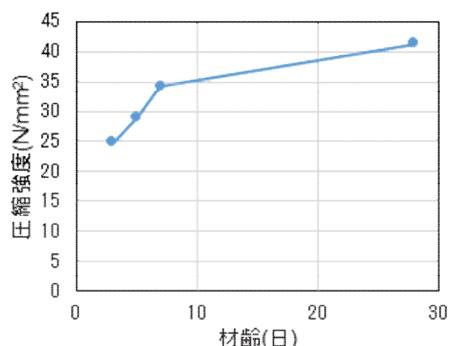


図-4.10 テストピースの圧縮強度

図-4.10 に現場環境下に置いたテストピースの圧縮強度試験結果を示す。材齢 5 日目には目標の 25 N/mm^2 を越える 29 N/mm^2 に到達していた。これは、耐寒剤の強度増進効果に加え、W/C が 38.6 % と低いため早期に強度が発現したためと考えられる。

以上の結果から、耐寒促進剤を用いたコンクリートの温度解析を行うことで、部材厚 10cm 以下の薄いコンクリートでも適切な養生方法を提案することが可能である。

4.5 まとめ

耐寒促進剤の断熱温度上昇試験の結果から温度解析が行えるようになり、比較的薄い部材でもコンクリート温度を推定することが可能となった。これにより、現場での工期短縮やコスト縮減に貢献することができた。

5. 耐寒剤コンクリートの低温下での強度予測

5.1 概要

耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針(以下、耐寒剤指針という)では、養生の打切り、型枠の取り外し時期の適否の確認は、現場のコンクリートができるだけ同じ状態で養生した供試体によるか、配合試験を行い事前に積算温度と圧縮強度の関係から推定して行うこととされている¹⁾。しかし、事前に強度発現を確認することは現場や管理者にとって負担となる。

一方で、耐寒剤指針に示されている積算温度と圧縮強度の関係の図(図-5.1)¹²⁾では、水セメント比(以下、W/Cと記す)の上限値50%に耐寒剤の推奨添加量4 L/C=100kgを用いた結果のみ示されているが、現場からはW/Cや耐寒剤の添加量の適用範囲拡大も求められている。

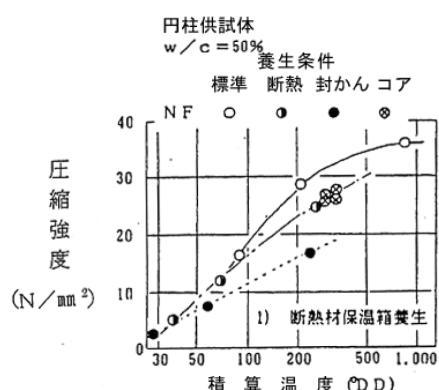


図-5.1 積算温度と圧縮強度の関係

そこで、本研究ではこれまでに行った耐寒剤指針に示されている成分と同様の耐寒剤を用いたコンクリートの圧縮強度試験結果と、既往研究の結果を用いて積算温度と圧縮強度の関係を明らかにし、ゴンペルツ関数を用いて強度推定を行うための実験定数を求ることとした。

5.2 強度推定式の検討

(1) 強度推定式

寒中コンクリート強度推定式には初期材齢での近似精度がロジスティック関数より幾分高いとされる¹³⁾ゴンペルツ関数¹⁴⁾ (式-5.1) を採用した。

$$F_c = F_\infty \times \exp(-a \times (1/M)^b) \quad \text{式-5.1}$$

ここで、 F_c : 積算温度Mのときの圧縮強度(N/mm^2)、 F_∞ : 最終強度(N/mm^2)、 M : 積算温度(°D·D)、 a, b : 実験定数である。

一般的な積算温度式は養生温度0°C以上の実験結果を用いて作成された式であり、コンクリート温度が0°C以下となる冬期の施工を想定している耐寒剤を用いたコンクリートの積算温度算定への利用は難しい¹⁵⁾。そのため、日本建築学会で示されている0°C以下の温度に対応した積算温度式⁴⁾ (式-5.2) を用いた。

$$\begin{aligned} \Delta t &\geq 0 \\ M &= \Sigma (\theta + 10) \Delta t \\ \Delta t &< 0 \\ M &= \Sigma 10 \times \exp(-0.60 \times (-\theta)^{0.74}) \Delta t \end{aligned} \quad \text{式-5.2}$$

ここで、 M : 積算温度(°D·D)、 θ : Δt 時間中のコンクリート温度(°C)、 Δt : 時間(日)である。

(2) 実験データの概要

強度予測式の実験定数を求めるために用いた実験データの条件を下記に示す。

- ・使用セメントは普通ポルトランドセメント
- ・水セメント比(W/C) 40~55%
- ・耐寒剤の主成分に硝酸、亜硝酸系を用いていること、かつ無塩 無アルカリ型
- ・耐寒剤添加量 3~5 L/C=100kg
- ・養生温度は5°C以下

ただし、打設直後から氷点下で養生を行う条件は初期凍害の可能性のあるため除外する。抽出したデータは、研究所報⁸⁾(A)と著者が共同研究で行った研

表-5.1 文献毎の耐寒剤主成分と養生温度範囲

記号	主成分	養生温度範囲
A	・ポリグリコールエステル誘導体および含窒素化合物	5°C、-2.5°C、-5°C、-10°C -10~5°Cサイクル/日 -15~2°Cサイクル/日 -18~5°Cサイクル/日
B	・亜硝酸化合物 ・ポリカルボン酸エーテル系化合物と亜硝酸塩・硝酸塩の複合体	5°C、-5°C、-10°C -18~5°Cサイクル/日
C	亜硝酸カルシウム	-5°C、-10°C、-15°C
D	含窒素化合物カルシウム塩	-10~5°Cサイクル/日

究結果¹⁸⁾ (B)、年次論文集¹⁷⁾ (C)、コンクリート工学論文集¹⁶⁾ (D)、から得られた504件のデータを用いた。表-5.1に文献毎の耐寒剤の主成分と養生温度を記す。コンクリートのフレッシュ時の空気量は4.0~6.0%の範囲である。

抽出したデータを図-5.2に示す。収集したデータは10° D·D~100° D·Dのデータが多くなっている。また、同程度の積算温度であっても10 N/mm²程度ばらついている。

(3) 終局強度と実験定数の推定

ゴンペルツ関数における終局強度 (F_{∞}) と実験定数 (a, b) は収集した実験データを基に W/C と耐寒

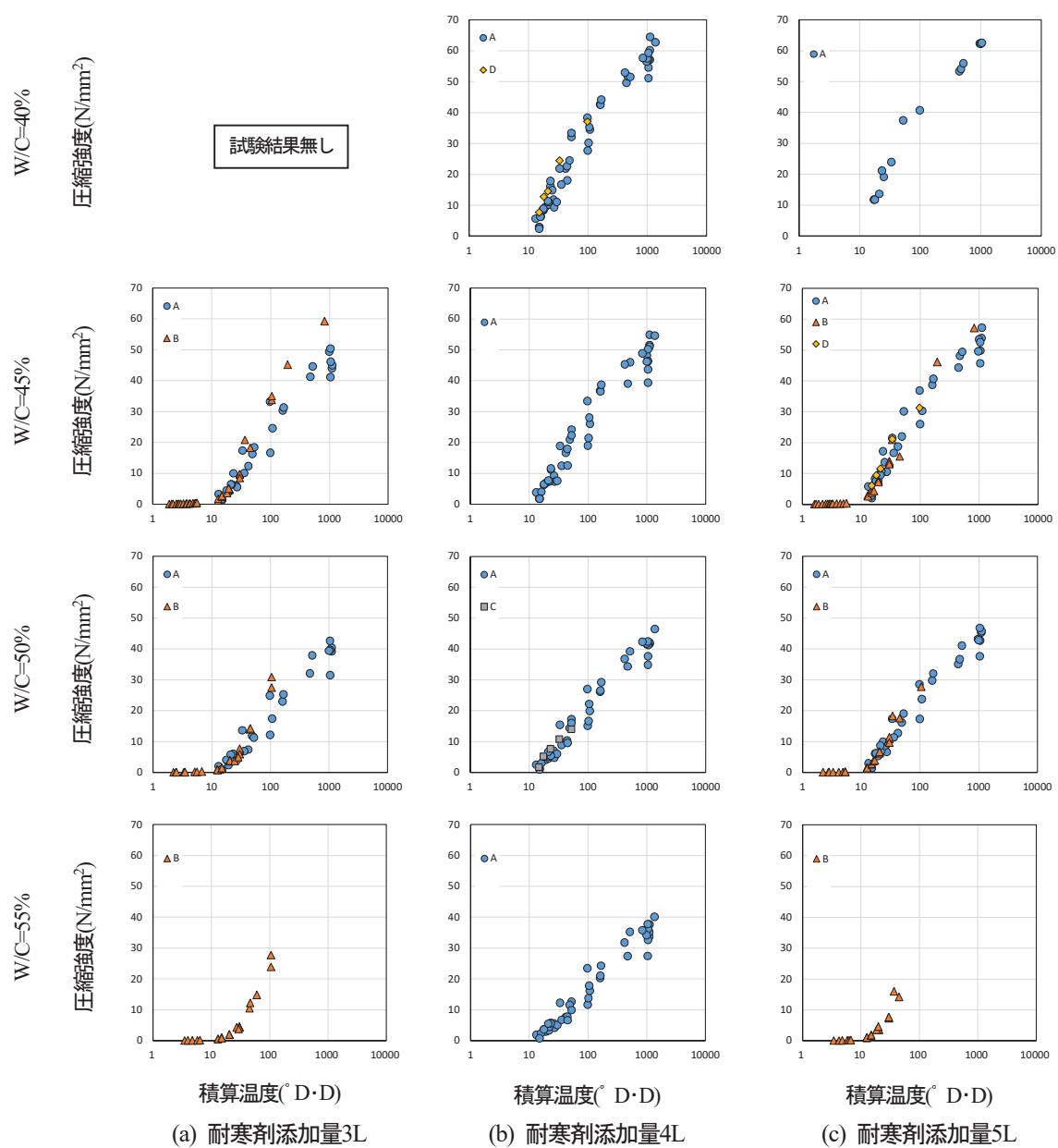


図-5.2 推定圧縮強度と実測値の比較

剤添加量毎に最小二乗法によって求めた。さらに、任意の W/C で強度推定ができるようにするため得られた F_{∞} , a および b を、W/C (%) と耐寒剤添加量 ($L/C=100\text{kg}$) を変数とした近似式を求めた。このとき、積算温度が $100^{\circ}\text{D}\cdot\text{D}$ 程度までのデータしか収集できなかった、W/C=55% の耐寒剤添加量 3 $\text{L}/\text{C}=100\text{kg}$ と $5\text{L}/\text{C}=100\text{kg}$ の条件は除外している。

図-5.3 に実測の圧縮強度と推定した圧縮強度の関係を示す。図にはすべての W/C と耐寒剤添加量の組合せを含めた結果を示している。対角線より上にきている結果は、推定値が過大評価されており、危険側であるとを表している。特に凡例の白丸で示した $-15\sim-2^{\circ}\text{C}$ のサイクルで養生を行った条件で多く分布していた。

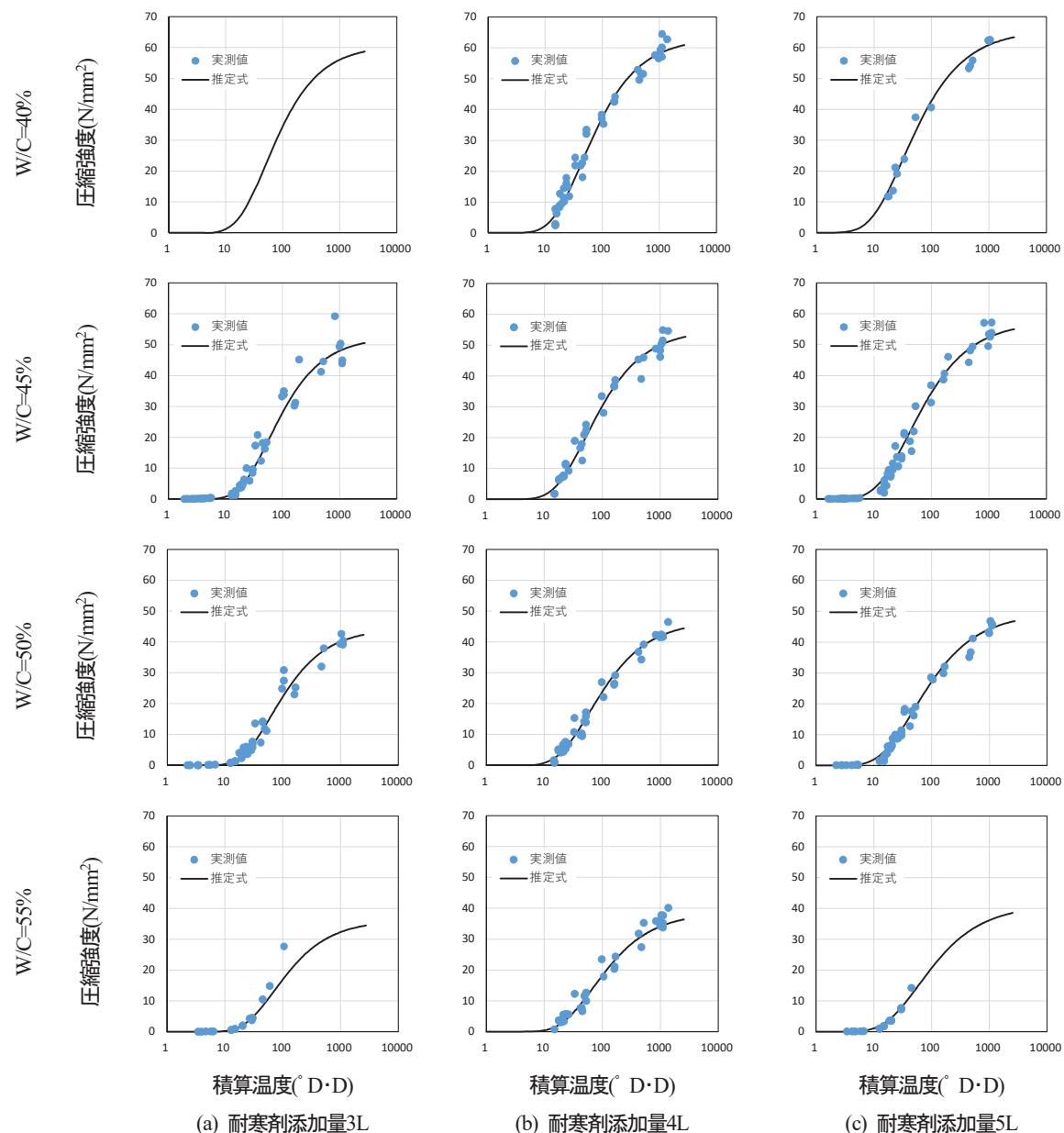


図-5.4 強度推定曲線と実測値の関係

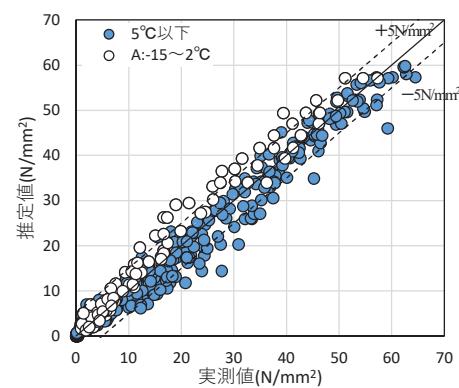


図-5.3 圧縮強度の実測値と推定値の関係

積算温度の算定にはコンクリート温度が必要だが、サイクル養生では冷凍庫内の温度で算定したため、積算温度を正確に表せていなかった可能性が考えら

れる。

そこで、特に乖離の大きかった-15~2°Cのサイクルで養生を行った条件を除き、再度、強度予測式の実験定数を求めた。

図-5.4に強度推定曲線と実測値の関係を示す。おおむね推定式と同程度の実測結果となっていることから、耐寒剤を添加したコンクリートの圧縮強度を比較的精度よく推定できると考える。

図-5.5に図-5.4の結果を用いた実測の圧縮強度と推定した圧縮強度の関係を示す。多くのデータで土5 N/mm²以内で推定することができた。

式-5.3に図-5.4における各実験定数の算定式を示す。今回は、初期材齢に着目した推定式であるため、最終強度F_∞は本来のゴンペルツ関数の意味合いと異なるため、積算温度の適応範囲は1000°D·Dより低い範囲で使用することを想定している。

$$(M < 1000, 40 \leq W/C \leq 55, 3 \leq \text{耐寒剤添加量} \leq 5)$$

$$\begin{aligned} F_{\infty} &= 119 - 1.64W/C + 2.46A_d \\ a &= 33.0 + 0.414W/C - 7.22A_d \\ b &= 1.05 - 0.00141W/C - 0.0490A_d \end{aligned} \quad \text{式-5.3}$$

ここにW/C：コンクリートの水セメント比（%）、
A_d：耐寒剤の添加量（L/C=100 kg）とする。

以上のことから、推定式を用いることでW/C=40~55 %における耐寒剤添加量3~5 L/C=100kgの配合であれば、配合試験を行わずに強度を予測することが可能となる。

5. 3 まとめ

積算温度を用いた耐寒剤を添加したコンクリートの強度予測式の提案を目的として、著者らが行った実験データおよび既往研究のデータを用い、W/Cと耐寒剤添加量からゴンペルツ関数を用いて検討を行った。その結果、W/C=40、45、50、55 %ならびに耐寒剤添加量3、4、5 L/C = 100 kg の条件において、比較的精度よく強度発現の予測が可能となった。

これにより、耐寒剤を用いるコンクリートW/Cと耐寒剤添加量を決めればおおよその強度の推定が可能であり、施工効率の向上や施工が可能なコンクリート構造物の対象拡大が期待できる。

参考文献

- 1) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針, p.17, 1999.

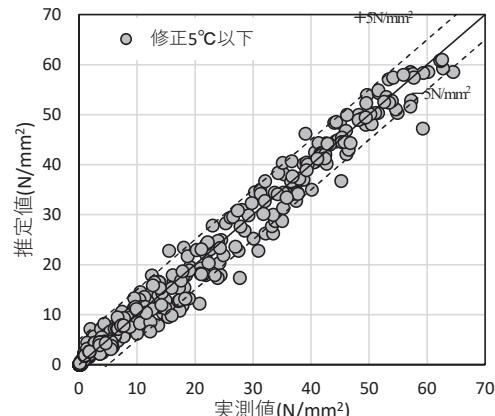


図-5.5 圧縮強度の実測値と推定値の関係

- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編], p.158, 2013.
- 3) 日本建築学会：寒中コンクリート施工指針, p.169, 2010.
- 4) 日本建築学会：寒中コンクリート施工指針, p.171, 2010.
- 5) 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案, セメント技術年報, XXIX, pp.248-253, 1975
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編], p.162, 2012
- 7) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針, 1999
- 8) 浜辺謙吉, 植田実, 河合延明, 山宮浩信：7.耐寒用特殊混和剤ノンフリーズの特性について, エヌエムビーリサーチ所報, No.9, 1992
- 9) 長谷友造, 山本泰彦：若材齢コンクリートの耐凍害性の評価法に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.433/V-15, pp.71-80, 1991.8
- 10) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針, 1999
- 11) 日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016, 2016.11
- 12) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針, p.18, 1999.
- 13) 吉田隆行, 岡永建, 御厨祐, 大坪正典：成長曲線によるコンクリート強度推定法の研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.14, No.1, pp.555-560, 1992
- 14) 日本建築学会：寒中コンクリート施工指針, p.173, 2010.
- 15) 日本建築学会：寒中コンクリート施工指針, p.170, 2010.

- 16) 寺田米男, 奥田恭三, 平石信也:新耐寒剤を用いたコンクリートの低温時における性状に関する研究, コンクリート工学論文集, 第2巻, 第1号, pp.115-124, 1991
- 17) 赤間智仁, 井上真澄, 須藤裕司, 三上修一:亜硝酸カルシウムと各種減水剤を併用したコンクリートのフレッシュ性状および初期強度発現の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.154-159, 2012
- 18) 長谷川諒, 野々村佳哲, 安中新太郎:耐寒促進剤を用いたコンクリートの圧縮強度と凍結融解抵抗性, 第62回北海道開発技術研究発表会発表論文集, 管19, 2018

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.2 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（断面修復）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、内藤勲、村中智幸、長谷川謙

【要旨】

本研究は、断面修復後の再劣化を防止することを目的として、断面修復前のコンクリートはつり面に残存する劣化部に対して数種の浸透系塗布材による改善を試みた。改善前後と凍結融解後の透水係数、改善部の内部をSEMで観察、および付着強度試験を実施し、改善部の耐凍害性について検討を行った。その結果、浸透系塗布材によって残存劣化部の内部のひび割れが改善され、断面修復部の耐凍害性向上に寄与できることを確認した。また、実環境における耐久性を評価するため、実験棟の屋上および増毛暴露場にて暴露実験を開始した。

キーワード：断面修復、再劣化、浸透系塗布材、残存劣化部、耐凍害性

1. はじめに

補修対策の一つである断面修復工法において、積雪寒冷地における断面修復では、施工後に断面修復材の剥離や浮き等が生じる事例が散見される¹⁾²⁾。このような不具合は、はつり不足による劣化部の残存や、はつり作業によって生じた微細ひび割れが弱点となって凍害劣化が内側から進行し、コンクリートと断面修復材との一体化を阻害したことによると考えられる³⁾。しかし、劣化の範囲や深さは一様ではなく、これらを厳密に特定する技術は未だ確立されていないことから、実際のはつり作業において、はつり表面の劣化部を排除しきれない場合があると考えられる。このような背景から、本研究では、断面修復を施すコンクリート面に残存する劣化部を改善する手法の有効性を実験的に検討し、残存劣化部の改善によるコンクリート界面の一体性評価を行っている⁴⁾。令和2年度までに凍結融解試験により残存劣化部を模擬した供試体に浸透系塗布材を施工して再度凍結融解試験を実施し、改善された断面修復箇所の凍結融解試験前後における耐久性向上効果について検討したものである。また、実環境における断面修復後の耐久性を評価する暴露試験も実施している。

2. 実験概要

2. 1 残存劣化部の改善方法

本研究で検討を行っている残存劣化部の改善方法は、図-2.1のイメージ図のように、断面修復を施すコンク

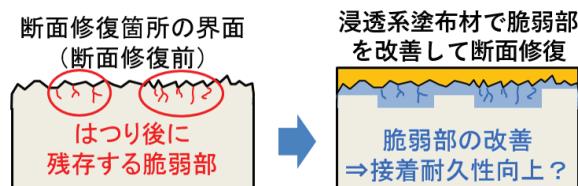


図-2.1 残存劣化部の改善方法のイメージ



図-2.2 浸透系塗布材の塗布状況

リート面に浸透系塗布材を塗布し、残存する微細ひび割れや空隙を埋めることで元の健全に近い状態に戻す方法である。

実験では、残存する劣化部を模擬するため、RILEMのCDF試験⁵⁾に準じた凍結融解試験（以下、CDF試験）、およびASTM C672に準じた凍結融解試験（以下、ASTM 試験）実施し、供試体の一面（型枠底面）を劣化させた供試体を作製した。CDF試験では、100×100×200mmの角柱供試体の劣化させる面を塩化物イオン濃度3%の塩水中に深さ5mmまで浸漬して1週間吸水させた後、同様に劣化させる面をCDF試験容器の塩水中に深さ5mm浸漬させて凍結融解試験を14サイク

ル実施して劣化した供試体を作製した。一面から劣化させる深さを 20mm とし、それ以外の面はすべてエポキシ系接着剤で保護コーティングした状態で凍結融解試験を行った。なお、コンクリートの配合は水セメント比 55%として、凍害劣化が生じやすいように AE 剤を使用していない。

ASTM 試験では、 $300 \times 300 \times 300\text{mm}$ の角柱供試体の劣化させる面に土手を作り、その中に水深 5mm 程度となるように塩化物イオン濃度 3%の塩水を張った状態で大型凍結融解試験機において凍結融解試験を 300 サイクル行った。なお、コンクリートの配合は水セメント比 55%の AE コンクリートとした。

このように一面を劣化させたそれぞれの供試体に、図-2.2 に示すように、実構造物の側面を断面修復する

表-2.1 漫透系塗布材の主な諸元

塗布材	A	B	C	D
主成分	けい酸リチウム	けい酸ナトリウム	エポキシ樹脂	
硬化システム	固化型	反応型	一液 湿気硬化型	二液 反応硬化型
粘度 (mPa/s)	10以下	—	150±200 (23°C)	300±200 (20°C)
標準塗布量 (g/m ²)	400	400	300	300

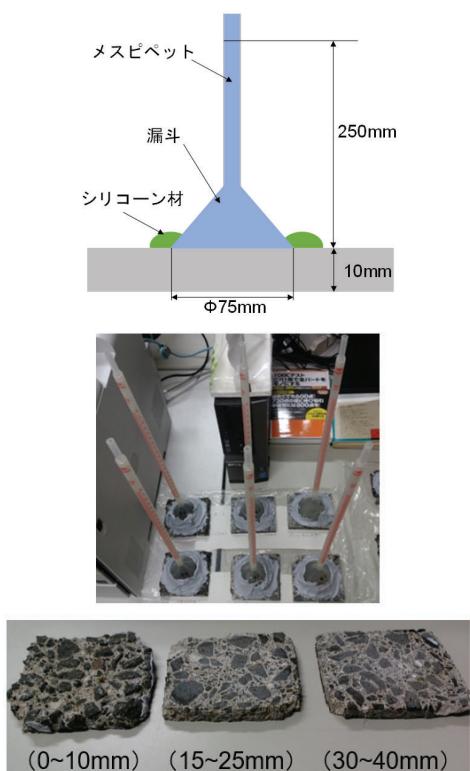


図-2.3 透水量試験方法と試験状況

ケースを想定して種々の漫透系塗布材（以下、塗布材）を塗布した供試体（以下、改善供試体）を作製した。また、比較のために無塗布の供試体「N」も作製した。

表-2.1 に使用した漫透系塗布材の主な諸元を示す。塗布材 A は主成分がけい酸リチウムの固化型含浸材、塗布材 B は主成分がけい酸ナトリウムの反応型含浸材である。塗布材 C と D は主成分がエポキシ樹脂系の漫透系塗布材である。塗布材 C は一液の湿気硬化型、塗布材 D は二液の反応硬化型であり、搅拌直後の粘度と硬化後の強度等の性能がそれぞれ異なる材料である。なお、供試体への塗布は、劣化させた試験面（以下、劣化面）を超音波洗浄し、20°Cの恒温室で 7 日間自然乾燥させた後に行った。塗布量は、それぞれの標準塗布量に準じた量とし、塗布後に供試体をビニールで覆い、20°Cの恒温室で 14 日間養生した。なお、CDF 試験では劣化面を側面、ASTM 試験では劣化面を上面にした状態で塗布を行った。

2.2 凍結融解試験

CDF 試験では、作製した各ケースの改善供試体に CDF 試験による凍結融解作用を与えて残存劣化部の改善による耐凍害性の変化についての評価を行った。残存劣化部を作製した CDF 試験方法と同様に凍結融解試験を 14 サイクル実施して改善供試体に再劣化を生じさせ、凍結融解試験前後のスケーリング量を測定した。

ASTM 試験では、作製した各ケースの改善供試体の断面修復界面の一面を上面にした状態で土手を作り、その中に水深 5mm 程度となるように塩化物イオン濃度 1%の塩水を張った状態で大型凍結融解試験機において ASTM C672 に準拠した凍結融解試験を 100 サイクル実施して再劣化を生じさせ、凍結融解試験前後の付着強度試験を行った。

2.3 透水量試験

凍結融解前後における改善部の緻密性を評価するため、図-2.3 に示すように JIS A 6909 透水試験 B 法に準じて初期と 24 時間後の水頭高さとの差から透水係数を算出した。なお、透水係数の測定に当たっては、断面が $80\text{mm} \times 100\text{mm}$ 、厚さが 10mm となるよう、試験面より深さ 0~10mm、15~25mm、30~40mm のそれぞれの深さにおける透水係数を測定した。

2.4 走査型電子顕微鏡による内部観察

残存劣化部を作製するための CDF 試験により生じた劣化部の微細ひび割れを対象に、各種漫透系塗布材の漫透・改善状況を確認するため、走査型電子顕微鏡

(以下、SEM) を用いて試験面から 5, 15, 25, 35mm の深さにおける供試体内部の観察を行った。なお、試験片は供試体試験面の中央付近で採取した。

2.5 付着強度試験

凍結融解試験前後の断面修復箇所の付着耐久性を評価するため、図-2.4に示すように建研式付着強度試験器による付着強度試験を実施した。内径 60mm のコアドリルで深さ 40mm まで削孔し、引張用の専用治具をエポキシ樹脂接着剤で装着して実施した。

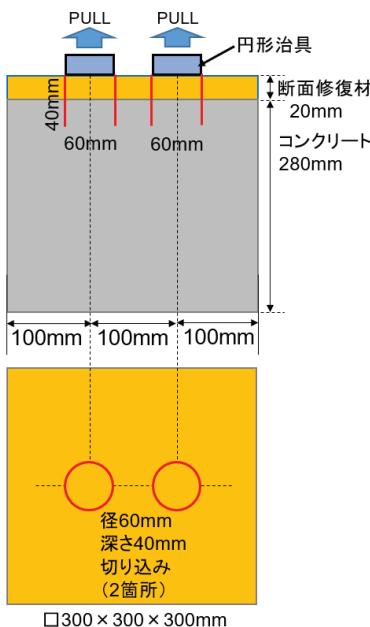


図-2.4 付着強度試験のイメージ図

3. 試験結果

3.1 スケーリング量の変化

図-3.1 に各供試体の改善前の劣化部を作製する CDF 試験（以下、先 CDF 試験）で測定したスケーリング量と改善後の CDF 試験（以下、再 CDF 試験）で測定したスケーリング量を示す。

無塗布 Nにおいては、再 CDF 試験におけるスケーリング量は先 CDF 試験よりも大きく増加したことから、劣化が進行したことがわかる。塗布材 A では、先 CDF 試験と再 CDF 試験のスケーリング量がほぼ同じとなった。残存劣化部の改善により、無塗布 N よりはスケーリングの発生が抑制されたと思われる。塗布材 B では、スケーリング量が半減したことから、塗布材 B による残存劣化部の改善効果により、スケーリングが抑制されたと考えられる。さらに、塗布材 C と D で

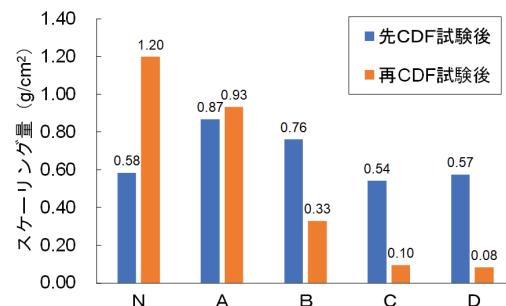


図-3.1 スケーリング量の変化

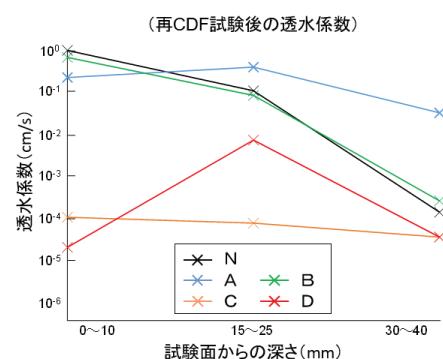
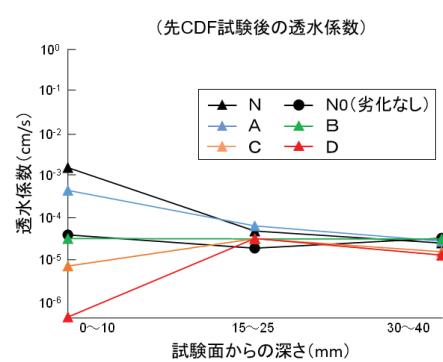


図-3.2 透水係数の変化

は、再 CDF 試験のスケーリング量が 80%以上減少している。このことから、塗布材 C および D の改善効果によって凍害劣化の進行を大幅に抑制できたと言える。

3.2 透水係数の変化

図-3.2 に各供試体のそれぞれの深さにおける透水係数を示す。透水係数が小さいほど空隙が少なく緻密化されていることを表す。

無塗布 Nにおいては、先 CDF 試験後の透水係数は深いほど小さく、試験面に近いほど大きい。つまり、劣化が試験面から内部にかけて進行していることがわかる。再 CDF 試験後には透水係数が大きく増加してい

ることから、微細ひび割れや空隙等が広がって劣化の程度が大きくなつたと推測される。

塗布材 A では、無塗布 N と同様に試験面に近いほど透水係数が大きい傾向が見られ、値も無塗布 N とさほど変わらないが、再 CDF 試験後では無塗布 N よりも透水係数が大きくなっている。これは、塗布材 A によって改善された層と改善されていない層との境界での凍結水量の変化が大きいため^⑨と考えられ、改善層との境界で劣化が進行したと考えられる。塗布材 B では、改善後の透水係数が劣化していない N0 と同程度であることから、劣化部の改善効果によって透水が抑制されていることが伺える。しかし、再 CDF 試験後では、無塗布 N の再 CDF 試験後とほぼ同じ透水係数になった。これらの試験結果において、今回の試験条件では表面含浸材である塗布材 A および B による改善では劣化が進行する結果となった。また、塗布材 A の方が塗布材 B よりも若干劣る結果となり、再反応が起きる反応型の塗布材 B は固化型の塗布材 A よりも耐凍害性が向上する可能性があると考えられる。

一方、塗布材 C では、無塗布 N よりも試験面付近で透水係数が下回っている。塗布材 C によって試験面付近の劣化部が大きく改善されたことで再 CDF 試験でも内部の緻密性を確保できたと考えられる。ゆえに、塗布材 C により残存劣化部を改善することにより、耐凍害性は大きく向上すると見える。

さらに塗布材 D においては、試験面付近の透水係数が本実験における最小の値であり、遮水効果が一番大きい結果となった。再 CDF 試験後でも深さ 0~10mm における透水係数は無塗布 N を下回っていることから、改善効果が持続している。しかし、深さ 15~25mm の透水係数は大きく増加しており、塗布材 C の再 CDF 試験後の傾向とは異なっている。これは深さ 0~15mm 程度までは劣化部を強固に改善できているが、深さ 15mm 以深には硬化速度が速いためにさほど浸透しなかつたと考えられ、改善が不十分となった残存劣化部から劣化が進行したと推測される。しかし、塗布材 D は劣化部を強固に改善することができるため下地強化としての効果は大きく、劣化部への浸透が確実にできれば耐凍害性を大きく向上することが期待できると考える。

3. SEM 観察による内部の改善状態

表-3.1 に、試験面から 5, 15, 25, 35mm の深さにおいて、微細ひび割れ内に固化した塗布材の有無を観察した結果を示す。また、固化した塗布材の存在を確

認できた最深における写真を図-3.3 に示す。塗布材 A、B および C を塗布した供試体は試験面から深さ 25mm 付近、塗布材 D を塗布した供試体は試験面から深さ 15mm 付近の写真である。なお、無塗布の供試体は試験面から深さ 15mm 付近の写真である。

図-3.3 に示す各深さの微細ひび割れ内の状況において、無塗布の供試体では、幅が約 21μm の微細ひび割れが確認できる。塗布材 A では、幅が約 33μm の微細ひび割れ内に結晶化した塗布材 A が確認でき、幅が約 22μm まで減少している。塗布材 B では幅が約 33μm の微細ひび割れの壁面に結晶化した塗布材 B が確認できるが、幅は約 28μm 程度までしか減少していない。これら表面含浸材の効果により微細ひび割れが改善されているが、完全には充填されていない結果となった。今回の内部観察において、深さ 15mm 付近まではほぼ

表-3.1 微細ひび割れ内に固化した塗布材の有無

深さ 塗布材	5mm	15mm	25mm	35mm
N	×	×	×	×
A	○	○	○	×
B	○	○	○	×
C	○	○	○	×
D	○	○	×	×

※ ○: 固化物有、×: 固化物無

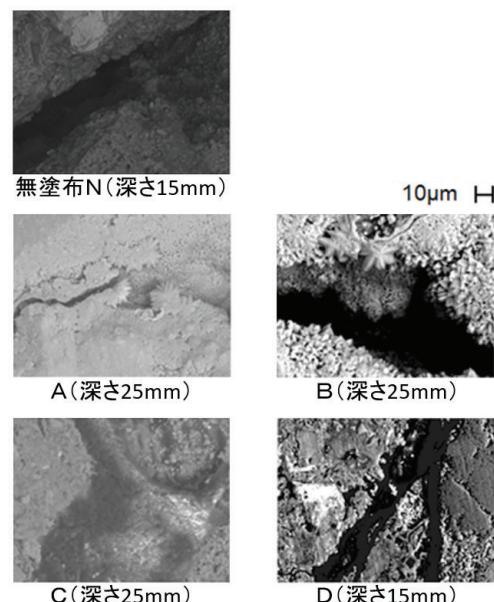


図-3.3 固化した塗布材が確認できた最深における微細ひび割れ内の状況

充填されていたが、深さ25mm付近のひび割れは十分に充填されていないことが確認された。この理由として、塗布量が足りない、もしくは側面塗布により塗布材が流下して十分に浸透されなかつたと考えられる。したがって、塗布材AおよびBの標準塗布量の側面塗布による残存劣化部の改善深さは概ね15mm程度であると言える。

一方、塗布材Cでは、試験面から深さ25mm付近においても微細ひび割れに塗布材Cが浸透して固化していることが確認できた。しかし、深さ35mm付近では塗布材Cの存在は確認できなかった。また、塗布材Dでは、試験面から深さ15mm付近まで浸透して微細ひび割れ内に固化していることを確認した。しかし、深さ25mm付近では塗布材Dは確認できなかった。したがって、標準塗布量の側面塗布により、塗布材Cの改善深さは25mm程度まで、塗布材Dの改善深さは15mm程度までであると言える。また、塗布材CおよびDは残存劣化部の試験面付近の微細ひび割れをほぼ閉塞して改善することで凍害劣化の進行を大きく抑制できると考えられる。

3.4 凍結融解前後の付着強度の変化

図-3.4に300×300×300mmの断面修復した供試体における凍結融解前後の付着強度を示す。凍結融解前よりも100サイクル後の付着強度は概ね減少している。これは、断面修復箇所のコンクリートと断面修復材との界面の改善を施しても、断面修復後に凍結融解作用が生じると断面修復箇所の付着耐久性は一様に低下することを意味する。しかし、界面を改善することによって付着強度は増加する塗布材が存在し、特にエポキシ系の塗布材Cは、無塗布よりも大きく付着強度が増加して、さらに凍結融解後も付着強度が大きいことから、凍結融解作用が生じる箇所であっても付着耐久性が向上す

る補修効果を得られることを確認した。一方で、けい酸塩系の表面含浸材の内、リチウム系の塗布材Aは、改善による付着強度の増加が得られたが、凍結融解後に付着強度が大きく低下する結果となった。しかし、今回の実験結果では凍結融解作用が大きく作用する促進試験であるため、非常に厳しい凍結融解環境での塗布材Aの使用は難しいと考えるが、一般的な環境であれば界面の改善によって付着耐久性の向上が期待できる結果となった。今後は、塗布材の塗布量と付着強度と耐久性との関係、および改善後の断面修復箇所の付着耐久性の簡易的な評価手法を検討する必要がある。

4. 暴露試験

100×100×400mmの角柱供試体(W/C=55%のAEコンクリートを使用)の一面を小型電動ピック等で深さ2cm削り、その切削面に室内試験で用いた塗布材A、C、Dの3種類の浸透系塗布材を塗布した後に断面修復を行った改善供試体と無塗布の補修供試体を作製した。これらの供試体は寒地土木研究所第1実験棟(札幌市)の屋上に設置し、図-4.1に示すように、断面修復面を上面にした上向き状態と側面にした横向き状態の2水準の暴露状況で実施した。図-4.2に暴露2年後までの超音波伝播速度の結果を示す。暴露2年程度の結果であるが、横向きの供試体は超音波伝播速度が年々に遅くなる傾向がみられ、断面修復界面から雨水や融雪水が浸透しやすく、界面の凍害劣化が進行していることが伺える。

また、ASTM試験の室内試験において作製した改善供試体の作製方法と同様に、300×300×300mmの角柱供試体の一面を300サイクルで劣化させた面に4種類の浸透系塗布材を塗布して改善させて断面修復した供試体を作製し、これを半分に切断して150×300×300

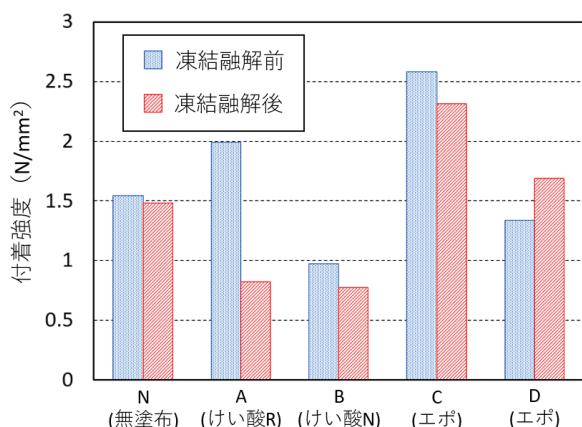


図-3.4 付着強度試験結果



図-4.1 実験棟屋上での暴露試験状況

の角柱供試体北海道増毛町の海岸線にある増毛暴露場に図-4.3に示すように設置した。さらに、鉄筋を中心配置して4種類の浸透系塗布材を塗布し、コンクリートと断面修復材を半々にした $100 \times 100 \times 200\text{mm}$ の角柱供試体も作製して、同様に増毛暴露場に設置した(図-4.3)。これらの供試体の劣化状況等も今後測定し、界面を改善した断面修復箇所の耐久性の向上について検討していく。

5. まとめ

断面修復におけるコンクリートの下地面の改善対策において、改善部の凍結融解作用前後におけるスケーリング量、透水係数、SEMによる内部観察および付着強度試験結果から、過去に実施した実験で確認した断面修復部の改善部の凍害環境下における耐久性の向上結果⁷⁾に対して、より詳細に改善部の考察を行った。その結果、浸透系塗布材によって残存劣化部を改

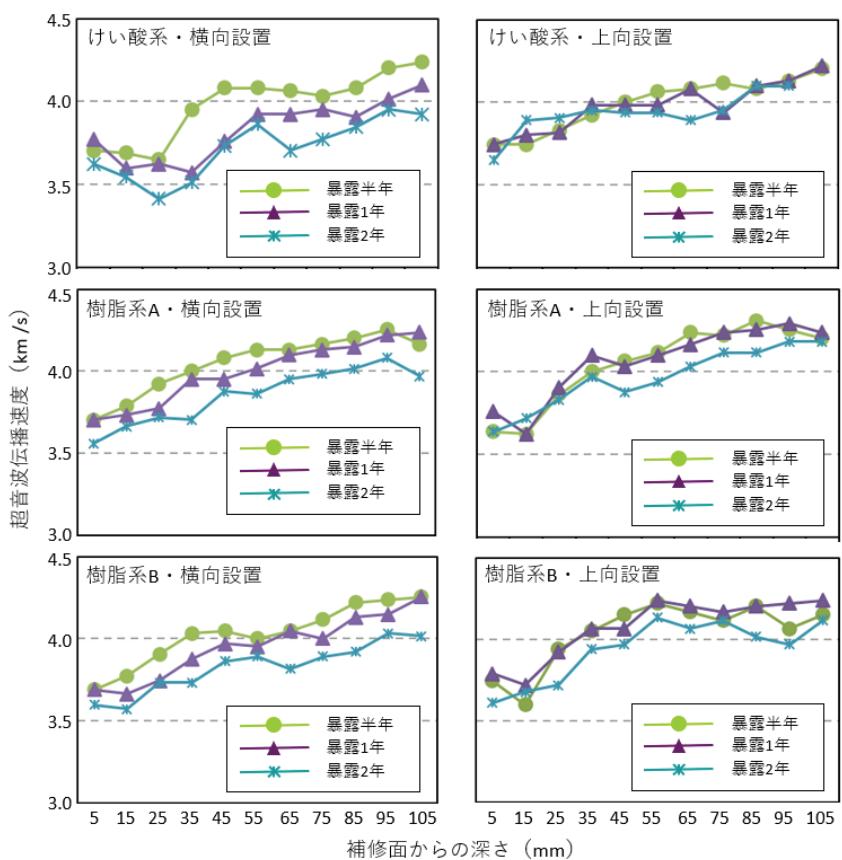


図-4.2 暴露2年目までの超音波伝播速度の変化



図-4.3 増毛暴露場での暴露試験状況と暴露供試体

善することで、コンクリートの耐凍害性を向上させることができることを確認した。一方、塗布量や改善状態によって断面補修部の耐久性に影響を受けること、改善されて付着強度が増加しても凍結融解作用によって付着強度が低下するケースもあることを確認した。以下にその知見を示す。

- 1) けい酸塩系の表面含浸材では、残存劣化部の改善が可能であり、側面塗布での改善効果が期待できる深さは 15mm 程度である。また、固化型と反応型の違いによって改善後の凍結融解作用に対する耐久性は異なり、反応型は固化型よりも耐凍害性の向上が期待できる。
- 2) エポキシ系の浸透系塗布材では、残存劣化部の改善が可能であり、改善後の遮水効果も大きく耐凍害性の向上が期待できる。側面塗布での浸透深さおよび改善効果が期待できる深さは 15~25mm 程度であり、塗布材の粘性によって深さが浸透深さに違いが出る。
- 3) 浸透系塗布材によって断面修復界面を改善することによって断面修復箇所の付着強度が大きくなり、特に、エポキシ系の浸透系塗布材の改善効果によって接着耐久性や耐凍害性が大きく向上する。
- 4) 実環境における暴露試験では、断面修復界面に水分供給されやすい状態のほうが劣化進行が速くなる傾向がみられる。

残存劣化部を浸透系塗布材によって改善することで劣化したコンクリートの耐久性向上が確認できたことを受け、今後、塗布量と浸透深さの関係から劣化程度に応じた最適な改善方法を検討するとともに、実環境に近い暴露試験や実構造物での試験施工等を通じて

補修後の長期的な耐久性およびライフサイクルコストの観点から評価を行っていく予定である。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）：土木研究所資料、第 4343 号、V 不具合事例集、2016.8
- 2) 凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書（案）：寒地土木研究所、参考資料 8、樋門の凍害劣化事例集、2016.1
- 3) 内藤勲、島多昭典、渡邊尚宏：積雪寒冷地の樋門コンクリートの凍害劣化補修に関する研究、第 57 回北海道開発技術研究発表会、2013
- 4) 宇野剛志、内藤勲、横田弘、上松瀬慈：断面修復工法における母材コンクリート脆弱部の性能改善に関する検討、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 17 卷、pp.35-40、2017
- 5) Setzer. M. J, Fagerlund. G and Janssen. D. J : CDF Test – Test method for the freeze-thaw resistance of concrete – tests with sodium chloride solution, Materials and Structures, Vol. 29, pp.523-528, Nov. 1996
- 6) 谷本文、岸本嘉彦、新大軌、濱幸雄：表面改質材を塗布したコンクリートの凍結融解作用による剥離促進メカニズムに関する考察、コンクリート工学年次論文集、vol.32, No.1, pp.1853-1858、2010
- 7) 宇野剛志、内藤勲、横田弘：コンクリート界面の脆弱部を改善した断面修復部の耐久性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 18 卷、pp.415-420、2018

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.3 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（橋梁）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造）、

寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：安中新太郎、今野久志、佐藤京、中村拓郎、内田侑甫
丸山記美雄、星 卓見

【要旨】

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。橋梁床板に関しては、既設橋梁の長寿命化に向けて、劣化損傷特性を踏まえた、評価手法を構築し、対策（補修・補強・舗装等）技術を開発することを目的としている。

令和元年度までに、床版に関しては、床版内部に層状に発生・進行したひび割れを補修するためのひび割れ注入工法、床版内部のひび割れで剛性が著しく低下したRC床版の補修技術として低弾性係数の補修材を用いた補修工法、せん断強度を改善した防水材を增量塗布した防水層の耐久性に関する性能確認試験を行った。舗装技術については、複数の目地材料に対して寒冷環境下での性能評価試験を実施し、目地材料の性能に関する検討を行った。

令和2年度には、RC床版の土砂化に対して、補修深さ、滯水、接着系材料の塗布が床版上面の部分修復箇所の疲労耐久性に及ぼす影響を輪荷重走行試験によって検証した。また、舗装技術については、橋面舗装端部の目地材の候補として考えられる材料の室内試験を実施した。

キーワード：RC床版、上面補修、ひび割れ、目地、止水

1. はじめに

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。橋梁床板に関しては、既設橋梁の長寿命化に向けて、劣化損傷特性を踏まえた、評価手法を構築し、対策（補修・補強・舗装等）技術を開発することを目的としている。

床版に関しては、令和元年度までに、床版内部に層状に発生・進行したひび割れを補修する方法としてひび割れ注入工法の適用性に関する検討、床版上面補修の事例調査による現状の上面補修工事における施工上の課題の整理、既設床版（舗装切削面）に適用する床版防水技術検討の一環として塗布量を変えた場合の防水材の性能確認、土砂化等が発生している床版上面と舗装との劣化状態の関係性を確認するための調査・分析、床版内部のひび割れで剛性が著しく低下したRC床版の補修技術として低弾性係数の補修材による補修効果の検証等を実施した。令和2年度には、RC

床版の土砂化に対して、補修深さ、滯水、接着系材料の塗布が床版上面の部分修復箇所の疲労耐久性に及ぼす影響を輪荷重走行試験によって検証した。

舗装技術に関しては、令和元年度までに、降雨や融雪水等の水分が床版へ浸入する経路となる舗装端部の止水技術に着目した実態の把握と課題の抽出、複数の目地材料に対して寒冷環境下での性能評価試験による目地材料の有する性能に関する検討、目地材料の凍結融解作用に対する性能評価のための室内試験、目地材料の付着力回復技術を開発するための室内実験を行った。令和2年度には、橋面舗装端部の目地材の候補として考えられる材料の室内試験を実施した。

2. 複合劣化したRC床版に対するひび割れ注入工法の適用性検討（寒地構造）

2. 1 概要

RC床版の劣化形態は多岐にわたるが、材料劣化に起因するものの多くは劣化が床版内部で発生・進行し、特に凍害やASRに関して言えば、水平ひび割れが層状に発生・進行する特徴がある。本検討では、床版において層状に発生・進行したひび割れを補修する方法としてひび割れ注入工法に着目し、複合劣化した床版の補修方法としての適用性を検討するための施工試験を実施した。

2. 2 試験体

施工試験には図-2.1に示す、幅100mm、高さ200mm、長さ1700mmのRC梁試験体を使用した。試験体中央の800mmの範囲には凍害あるいはASRを想定した複数の水平ひび割れを導入する劣化部を設け、劣化深さを上面から50、100、200mmとした。この水平ひび割れは、劣化部分に打設するコンクリートの練り混ぜ時に静的破碎剤を添加し、練り混ぜ水との反応による膨張圧を利用して導入したものである。試験直前に測定した表面のひび割れは、幅0.2～0.5mmに分布する傾向であった。

2. 3 ひび割れ注入の方法

上記方法により水平ひび割れを導入した試験体に対してひび割れ注入を行い、注入材の充填状況の確認を行った。本試験における注入材には、JIS A6024および国土交通省土木補修用エポキシ樹脂注入材1種に適合する低粘度形エポキシ樹脂を使用し、試験体上面から樹脂注入孔を削孔し、孔内の清掃を行った後、スプリングバネ式の注入器具を使用して低圧低速で試験体内に注入した。注入孔の設置間隔は200mm、孔深さは170mmとし、試験体上面から垂直に削孔した。

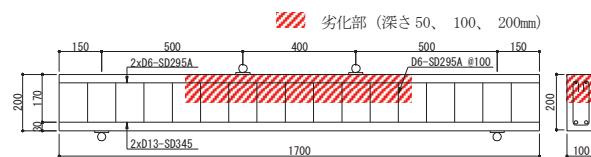
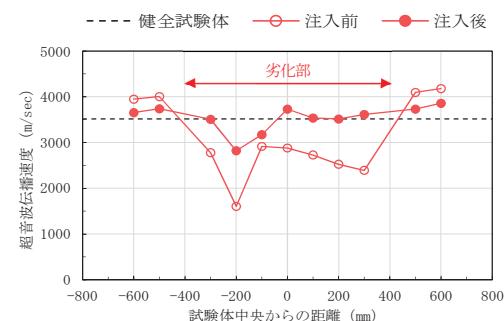
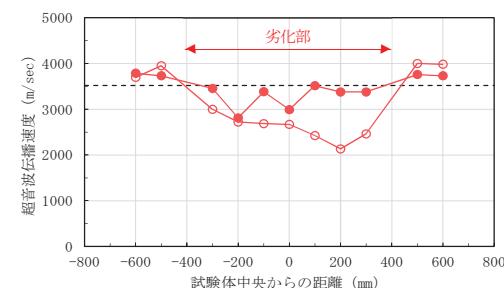


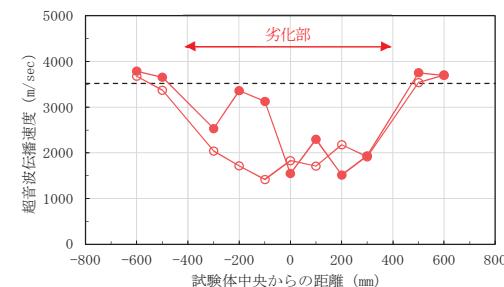
図-2.1 試験体（単位：mm）



(a) 劣化深さ 50mm

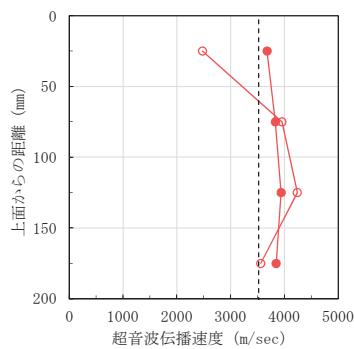


(b) 劣化深さ 100mm

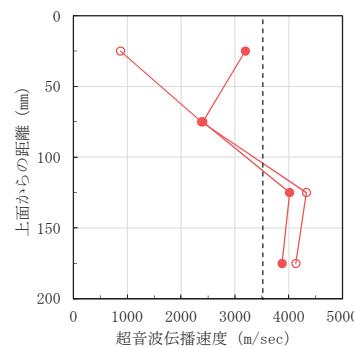


(c) 劣化深さ 200mm

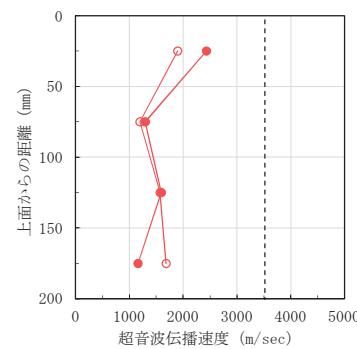
図-2.2 超音波伝播速度（梁高さ方向に透過）



(a) 劣化深さ 50mm



(b) 劣化深さ 100mm



(c) 劣化深さ 200mm

図-2.3 超音波伝播速度（梁幅方向に透過）

なお、試験体側面には注入材の漏れ出しを防ぐためにアクリル板を設置したが、上面および下面にシール材塗布等の処理は行っていない。注入開始後には試験体を屋内で1週間養生し、注入器具を撤去した。

2. 4 超音波伝播速度の測定

注入材の充填性は、ひび割れ注入の前後で測定した超音波伝播速度により評価する。超音波伝播速度の測定は透過法により実施し、梁高さ方向に透過させる場合と梁幅方向に透過させる場合について実施した。前者は水平ひび割れに対する充填性を、後者は深さ方向への充填性を調査する目的がある。

図-2.2には、梁高さ方向に透過した場合の測定結果を示す。図中の破線は劣化部を有さない健全試験体で測定した超音波伝播速度の平均値であり、劣化深さ50および100mmにおいては試験体全体で概ね健全試験体と同等まで超音波伝播速度が改善されている。一方で、劣化深さ200mmにおいては試験体内で注入材の充填性にばらつきが見られ、試験体中央から+300mmの範囲では超音波伝播速度の改善がほとんど見られていない。これには試験体毎のひび割れ性状のばらつきが影響していると考えられ、ひび割れ幅が小さいまでは閉塞していること、ひび割れが内部で不連続となっていることなどの複数の要因によって充填性が低下したと推察される。

図-2.3に梁幅方向に透過した場合の測定結果の例として、試験体中央における測定結果を示す。いずれの試験体も注入前には劣化部の超音波伝播速度が1600~2200m/sec程度であったが、劣化深さ50mmにおいては、劣化部において超音波伝播速度が3700m/secまで増加しており、注入材が十分に充填されたことがわかる。一方、劣化深さ100および200mmにおいては、試験体上面のみで部分的に超音波伝播速度が改善する傾向であるが、健全部と同等までは改善

されていない。本試験では、水平ひび割れの補修を想定して試験体上面から垂直方向に注入孔を設置して注入を行ったが、2試験体においては梁を割裂する鉛直方向のひび割れが多数発生しており、これらに注入材が充填されなかつたことが、超音波伝播速度が改善されなかつたことに影響していると推察される。

2. 5 RC床版に関する試験結果のまとめ

劣化深さが浅い試験体については注入材が十分に充填され、超音波伝播速度が健全時と同等まで改善されたが、試験体によってはひび割れ性状に起因すると考えられる注入材の充填不足が確認された。

3. 床版上面補修事例の調査（寒地構造）

3. 1 概要

橋梁上面の既補修箇所には、補修後に不具合が発生する事例がある。それらの原因を明らかにするため、床版上面に対する補修（断面修復）履歴のある橋梁を対象にした現地調査あるいは既存資料調査を実施し、現状の上面補修工事に共通する課題を整理した。

3. 2 補修事例の調査

(1) A橋

A橋は、床版全面での上面補修（増厚）およびアスファルト舗装によるオーバーレイが行われたが、その後の不具合が発生していた事例である。写真-3.1には、現地調査時に撮影した舗装面、床版面、床版断面の状況を示す。

舗装面には、中央レーンマーク付近の舗装の打継ぎ部にはセメント分が噴出している箇所が見られ、打継ぎ部を通過して床版面に水が供給されていた様子が伺える。また、床版面の状況から補修部に設置された目地部で劣化が生じていること、補修部で剥離が進行していることがわかる。撤去床版の調査からは、補修部より下の既設部で土砂化が発生している箇所があ



写真-3.1 A橋の状況

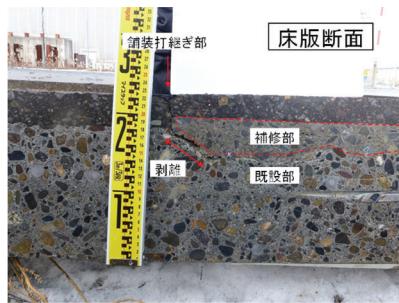


写真-3.2 B橋

ることも確認している。なお、補修部の目地（橋軸方向）は舗装の打継ぎ部の直下に位置していた。

(2) B橋

B橋は、床版上面の部分補修が行われたが、その後の不具合が発生していた事例である。写真-3.2は床版撤去後に撮影した断面の状況であり、補修端部では補修部と既設床版との間で剥離が発生していた。また、補修端部位置を境に舗装厚が異なっていることから、舗装切削範囲が床版の補修範囲と一致していたと推察される。

3. 3 上面補修工事における施工上の課題

上記の2橋より、半断面施工による全面補修あるいは舗装を部分的に切削した後の部分補修が実施された事例においては、図-3.1に示すように、舗装の打継ぎ部および補修部-既設部間の打継ぎ部が同位置で施工されている（上下に連続している）という共通点があることがわかった。床版の劣化抑制のためには各種劣化の主要因となる水の浸入を防ぐことが必要であるが、舗装やコンクリートにおける打継ぎ部では施工方法などによっては早期に一体性が失われやすく、舗装およびコンクリートの打継ぎ部が連続している場合には床版のより深部にも水が供給されることになる。補修時には、床版防水層の設置や舗装打継ぎ部への止水材の施工等により一定の止水機能は付与されるが、これらの耐久性には不確定な部分が多い。したがって、これらの機能が失われたときに即座に床版の耐久性低下に至ることがないよう、補修部には多重の止水機能を持たせておくことが望ましく、既往事例の調査からは、補修時の打継ぎ方法（打継ぎ部の設置位置）に関して改良すべき点が存在すると考えられる。

3. 4 まとめ

現地調査および既存資料調査を基に、床版の上面補修工事における課題を整理し、以下の結果を得た。

- 1) 床版の上面補修においては、補修部-既設部間打継ぎ部と舗装目地とが上下に連続する施工が行われている場合がある。

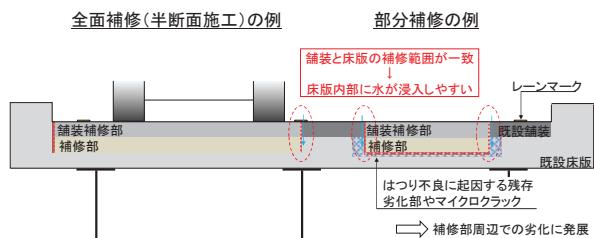


図-3.1 上面補修工事における施工上の課題

- 2) 補修部に多重の止水機能を持たせるため、補修時の打継ぎ方法に関する施工細目を整備する必要があると考えられる。

4. 舗装切削面に適用する防水技術（寒地構造）

4. 1 概要

床版で発生する劣化の多くは路面から浸入する水に起因して発生・進行する。床版の耐久性を確保するためには、遮水性に優れる舗装の採用や防水層の設置によって床版への水の浸入を防ぐことが重要となる。

本研究では、既設床版（舗装切削面）に適用する床版防水技術の検討の一環として、防水材の塗布量を変えた場合の性能確認試験を行った。なお、一連の検討は、国土交通省北海道開発局が管理する国道橋において標準的に使用されているアスファルト加熱型塗膜系防水材を対象として実施している。

4. 2 試験概要

試験体概要を図-4.1に示す。試験体は、防水層、舗装を施工した縦300mm×横300mm×厚さ60mmのコンクリート平板とした。コンクリート平板はJIS A 5371に基づく平板を、舗装は細密粒度ギャップアスファルト混合物13F55（ポリマー改良アスファルトII型）を、防水層はアスファルト加熱型塗膜防水材を使用した。コンクリート平板表面の状況（平滑面、切削面）、防水材の接着特性および塗布量を変化させた表-4.1に示す5ケースについて、道路橋床版防水便覧（以下、防水便覧）¹⁾に準拠して引張接着試験およびせん断試験を実施した。

試験ケース1は、新設床版および研磨した既設床版を想定して平滑なコンクリート板にプライマーと従来型の防水材および砂を標準量で施工し、舗設を行った。試験ケース2から5は、切削床版を想定しており、ケース2は切削試験体に従来型の防水材を標準量で塗布した。試験ケース3は、切削試験体に接着特性を改善した改良型の防水材を標準量で塗布した。試験ケース4は、切削試験体に従来型の防水材を増量して塗布した。試験ケース5は、切削試験体に接着特性

を改善した改良型の防水材を增量して塗布している。各材料の標準量は、プライマー $0.3\text{kg}/\text{m}^2$ 、防水材 $1.2\text{kg}/\text{m}^2$ 、硅砂 $0.70\text{kg}/\text{m}^2$ とし、いずれのケースもプライマー、硅砂は標準量を、アスファルト混合物は厚さ 40mm を基準に施工を行った。

切削試験体は、切削溝形状を幅 12mm 程度、表面粗さ（きめ深さ）を 2mm 程度となるように定置式切削装置を用いて製作した。**写真-4.1**には、平板試験体の表面状況（平滑面・切削面）を示している。なお、切削試験体のきめ深さはサンドパッチング法²⁾で測定しており、平均値は 2.3mm となった。

試験に使用したプライマーの種類、塗布量は全てのケースで同じにした。試験に使用したアスファルト加熱型塗膜防水材は、一般的に使用されている防水材（従来型）および防水層のせん断接着強度を従来型の3倍となる様に配合した防水材（改良型）を使用した。また、試験ケース4および5における防水材の塗布量は、予備試験を行い切削面が覆われ防水材が平滑となる塗布量として標準量の約3倍を塗布した。

防水材を標準量塗布する場合には、**写真-4.2**に示すように刷毛を使用し塗布を行った。防水材の塗布量を増やした場合には、**写真-4.3**に示す量に、刷毛を使用して防水材を標準量塗布した後、金属製のレールと棒を用いて增量分の防水材が全体に均一になる様に施工を行った。

アスファルト混合物の舗設は、ローラーコンパクタを用いて締固め度がマーシャル安定度試験における締固め度の $100\pm 1\%$ になるまで実施し、転圧方向は切削方向に平行とした。

4.3 引張接着試験結果

図-4.2に、引張接着強度と破壊断面の位置を示す。なお、図中の記号と破壊状況の関係については**表-4.2**を参照されたい。治具の接着部で破壊が生じた試験体（試験ケース1、3の各一体）については図中から除外した。引張接着強度は平板表面が平滑なケースが最も大きくなっているが、いずれのケースも基準値 $0.60\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を満足した。引張接着試験の破壊断面位置は、平滑面と切削面で異なっており、試験ケース1の平滑面では舗装材破壊、床版防水層の破壊となり、試験ケース2、3の切削面上に防水材を標準量塗布した試験体では床版防水層とコンクリートの界面破壊となった。また、切削面上に改良型の防水材を增量塗布した試験体（試験ケース5）では、いずれもコンクリートの破壊となった。

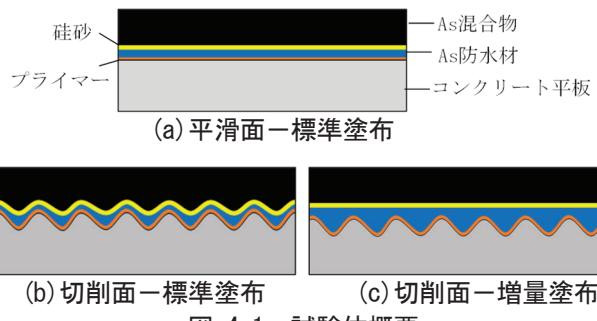


図-4.1 試験体概要

表-4.1 試験ケース

ケース	平板表面	防水材	塗布量	試験 (23°C)
1	切削	従来型	標準	引張接着試験 ・せん断試験
2		改良型		
3		従来型	増量	
4		改良型		



写真-4.1 試験体の表面状況



写真-4.2 防水材の塗布状況（標準）

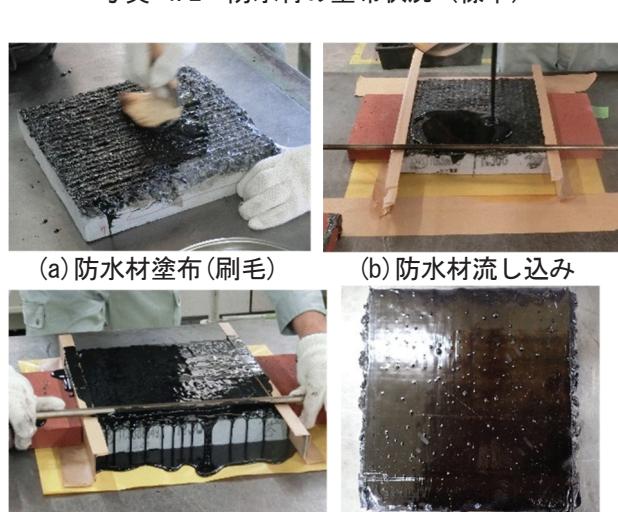


写真-4.3 防水材の塗布状況（増量）

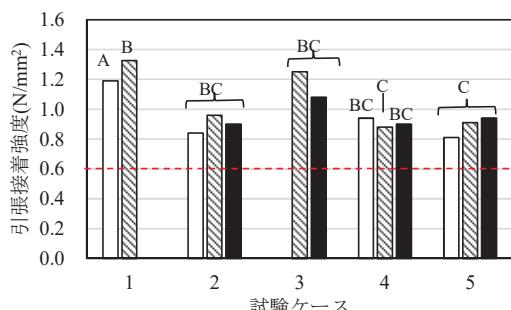


図-4.2 引張接着試験結果

表-4.2 破断位置と破壊状況の関係

記号	破断状況
A	舗装材破壊
AB	舗装と床版防水層の界面破壊
B	床版防水層の破壊
BC	床版防水層とコンクリートの界面破壊
C	コンクリートの破壊

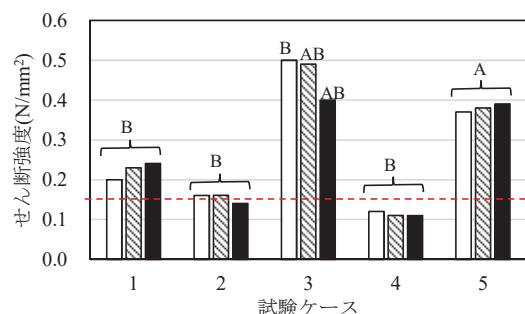


図-4.3 せん断試験結果（せん断強度）

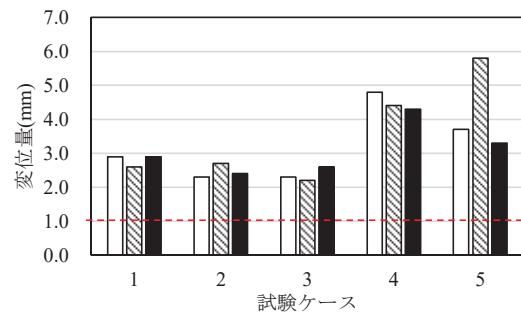


図-4.4 せん断試験結果（最大荷重時の変位）

4. 4 せん断試験結果

図-4.3 にせん断強度を、図-4.4 に最大荷重時の変位量の結果を示す。なお、図中の記号と破壊状況の関係については表-4.2 を参照されたい。せん断強度は、従来型の防水材を使用した場合には、平滑面に標準量塗布したケース 1 では基準値 0.15N/mm^2 を満足した。切削面に標準量塗布した試験ケース 2 では、平均値は基準値の 0.15N/mm^2 以上となっているが、個々の試験体においては満足していない場合があった。また、防水材を增量し塗布した試験ケース 4 では、いずれも基準値を満足しなかった。切削面に改良型防水材を使

用した試験ケース 3、5 では、いずれもせん断強度は基準値以上となった。切削面においても改良型の防水材を使用することにより、せん断強度は平滑面に従来型の防水材を標準量塗布した場合より約 2 倍と大きい値を示しており、せん断強度に関しては切削面では改良型防水材が有効であると考えられる。また、最大荷重時の変位量は、いずれのケースにおいても基準値の 1.0mm 以上となった。せん断試験の破断面位置は、使用した防水材の種類により異なっており、従来型の防水材を使用したケースでは床版防水層の破壊となつた。改良型の防水材を使用したケースでは塗布量を增量した場合では舗装材の破壊、標準量を塗布した場合は床版防水層の破壊および舗装と床版防水層の界面破壊となつた。

4. 5 まとめ

- 1) 切削面に対し従来型防水材を使用する場合、塗布量によらずせん断強度の基準値を満足できない場合がある。
- 2) 改良型の防水材を使用することにより、切削面に対してもせん断強度の基準値を満足した。また、增量塗布した場合にも、平滑面に従来型防水材を使用した場合と同等のせん断強度を確保できた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋床版防水便覧、2007.
- 2) 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧（第1分冊）、2007.6

5. 舗装と床版上面の損傷形態の関連性（寒地構造）

5. 1 概要

北海道において土砂化等が発生している床版上面と舗装の劣化状態の関係性を確認するために、北海道開発局が管理する鋼鉄桁橋を上部構造とする RC 床版形式の道路橋を対象に、橋梁諸元、供用環境、舗装切削位置等に着目して土砂化の発生傾向の分析を行うとともに、舗装の状態との関連付けを試みた。

5. 2 北海道の土砂化の発生傾向

平成 25～29 年度の橋梁診断業務および平成 21～29 年度の補修設計業務の報告書から舗装切削調査が行われた橋梁を抽出し、そのうち 121 橋における 182 箇所（図-5.1）の舗装切削調査箇所を整理、分析の対象とした。なお、補修設計業務で行われた舗装切削調査については、本研究の範囲で収集できた報告書を対象としており、全数ではない。橋梁諸元および供用環境は、収集した資料の記載事項から各項目を抽出し、資料に未記載の場合は不明として整理した。調査方法の詳細については、参考文献 1)を参照されたい。

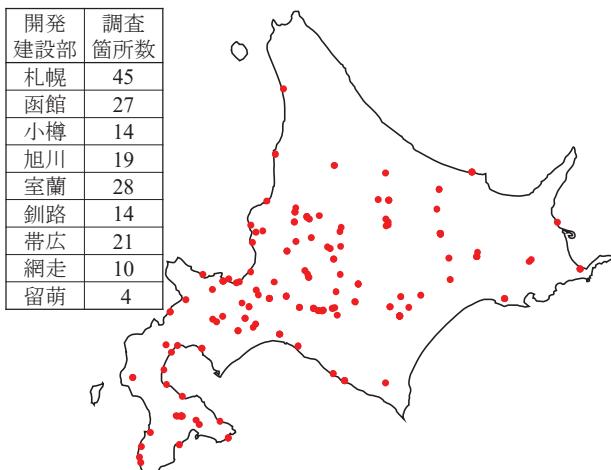


図-5.1 調査対象の橋梁位置と調査箇所数

表-5.1 各整理項目と土砂化の発生傾向

整理項目		土砂化の発生傾向
供用年数		建設後 50 年以上で半数以上
供用環境	凍害危険度	関連性なし
	凍結防止剤	関連性なし
	反応性骨材	関連性なし
舗装切削位置	平面線形	斜角を有する場合に割合が大
	縦断方向	端支点・中間支点でも発生
	桁配置	主桁近傍で割合が大
	横断勾配	下側で割合が大
防水工		未施工の場合に割合が大

本研究で得られた土砂化の発生傾向を表-5.1 に示す。供用年数の増加とともに舗装切削箇所は増加する傾向にあり、切削箇所での土砂化の発生割合も大きくなることを確認した。特に、建設後 50 年以上が経過した橋梁では、切削箇所の半数以上で床版上面に土砂化が発生していた。一方、凍害危険度、凍結防止剤散布量、反応性骨材に関する岩体分布と土砂化の発生状況に関連性は認められなかった。

図-5.2 に示すように、斜角を有する橋梁では、土砂化の発生割合が大きくなる傾向を示した。一方、曲線半径と土砂化の発生状況には明確な関連性は認められなかった。橋軸方向（縦断方向）では、端支点および中間支点部においても一般部と同程度の割合で土砂化が生じていた。橋軸直角方向（横断方向）では、外側線と中央線付近、主桁近傍にて土砂化の発生割合が大きくなっている。横断勾配の下側において土砂化が発生しやすくなっている。図-5.3 に示すように、防水工が施工済みの床版の方が土砂化の発生割合は小さくなった。

本調査の結果は、舗装の部分切削部での目視調査結果を基にした限られた事例数に対する整理結果ではあるものの、舗装や防水層によって上面が覆われている床版で発生する土砂化を点検・調査する場合には、材料劣化の要因となる水の浸入経路の発生しやすさと関連する諸元に着目することが重要になることを示した。

5. 3 舗装と床版上面の損傷形態の関連性の整理

舗装および床版上面の損傷形態を写真-5.1 に示すようにグループ分けを行い、床版上面の損傷形態別に

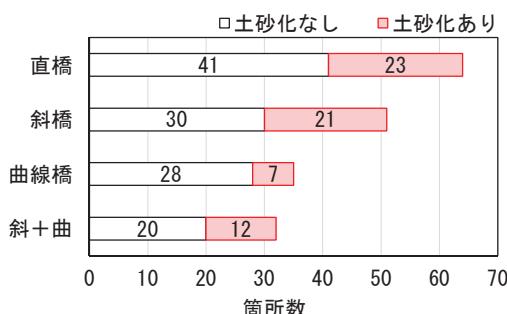


図-5.2 平面線形別の土砂化の発生数

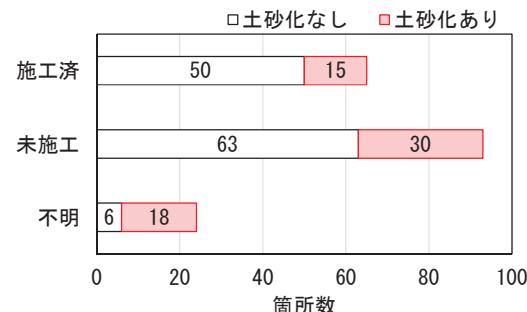


図-5.3 防水工の有無と土砂化の発生数

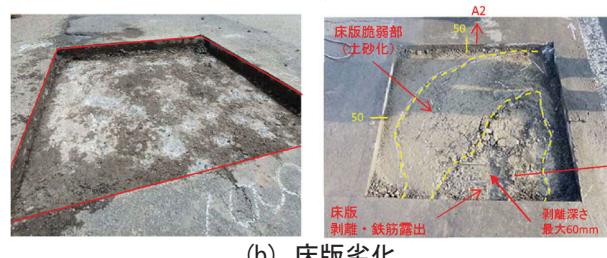


写真-5.1 損傷形態の一例

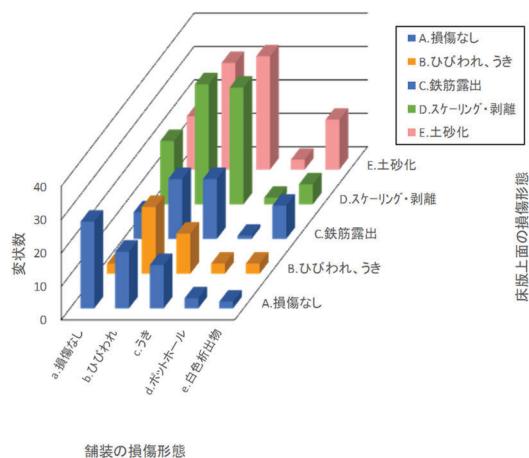


図-5.4 床版上面と舗装の劣化損傷形態の組合せ
(補修痕を未考慮)

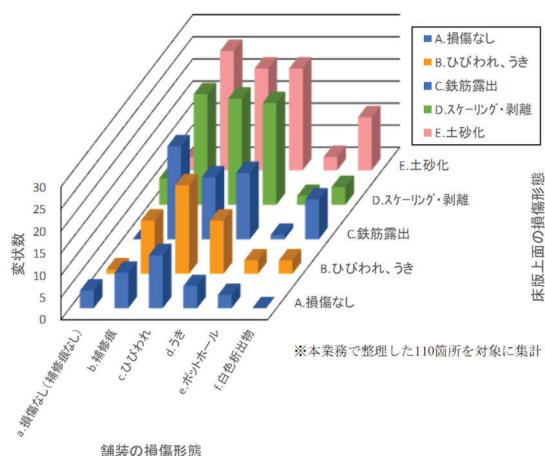


図-5.5 床版上面と舗装の劣化損傷形態の組合せ
(補修痕を考慮)

変状数を集計して関連性を整理した。なお、各損傷形態の変状数は、一箇所に複数の変状がある場合は全ての変状を計上し集計している。

まず、前述の182箇所のデータに基づいて集計した結果、図-5.4に示すように舗装に損傷のない箇所においても床版の土砂化やスケーリング・剥離が生じている箇所が多数確認された。これらの箇所では、舗装に補修痕が認められる場合もあることから、舗装の損傷形態に補修痕を追加し再集計を行った。なお、再集計は、舗装の補修痕の有無が判別できた110箇所のデータを対象にしている。補修痕を考慮した集計結果を図-5.5に示す。舗装切削調査を行った箇所のうち、床版上面の最も多い損傷形態は「土砂化」で29%、次いで「スケーリング・剥離」の26%、「鉄筋露出」の19%であった。また、床版上面に「土砂化」と「スケーリング・剥離」のある箇所は、舗装に「補修痕」のある箇所が最も多く、次いで舗装に「ひびわれ」「うき」

のある箇所であった。また、舗装に「補修痕」や「ひびわれ」「うき」のある箇所では、床版上面に「土砂化」または「スケーリング・剥離」を生じている箇所が半数以上を占める結果となった。舗装に「白色析出物」のある箇所では、床版上面に「土砂化」を生じている箇所が43%を占め、その他の箇所も何らかの損傷が生じていることが明らかになった。

5.4まとめ

- 建設後50年以上が経過した橋梁では、舗装切削調査箇所の半数以上で土砂化が発生していることを明らかにした。また、平面線形の違いや防水工の有無と土砂化の発生割合との関連性や、橋軸方向や橋軸直角方向において土砂化が発生しやすい位置を示した。
- 床版上面に「土砂化」および「スケーリング・剥離」のある箇所は、舗装に「補修痕」のある箇所が最も多いことが明らかになった。

参考文献

- 中村拓郎、角間 恒、西 弘明：北海道における道路橋RC床版の土砂化に関する傾向分析、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、No.2、pp.1327-1332、2019.

6. 橋面舗装端部の止水対策技術に関する検討（寒地道路保全）

6.1 実態把握と課題の抽出

降雨や融雪水等の水分が床版へ浸入する経路となる舗装端部の止水技術に着目し、実態の把握と課題の抽出を行った。

文献¹⁾に平成16年度からの橋梁定期点検により蓄積されたデータから損傷原因と損傷種類の傾向の分析を行った結果が示されている。橋梁定期点検要領（平成16年3月国土交通省道路局国道・防災課）に基づき実施した1巡目と2巡目の定期点検結果を取りまとめたものである。

平成16年から平成20年にかけて行った1巡目の診断結果で対策区分が「損傷が認められない」「損傷が軽微で補修を行う必要がない」「状況に応じて補修を行う必要がある」と受けた橋梁の部位・部材に対し、平成21年から平成25年にかけて行った2巡目の診断結果で1巡目の同一部位・部材に対し、対策区分が「速やかに補修を行う必要がある」「詳細調査の必要がある」と損傷が進展した原因を図-6.1に引用して示す。なお、主要部材とは損傷を放置しておくと橋の架け替えが必要になると想定される部材を指し、主桁、横桁、床版、橋脚、橋台、基礎等が該当する。

主要部材の損傷原因として、コンクリート部材の凍害が最も多く、次いで防水・施工不良、塩害という結果がみられている。ここで、「防水・排水工不良」とは、床版防水層の未設置や施工不良が床版への損傷原因となっていること、および伸縮装置、排水管からの漏水が影響し、主要部材への損傷原因となっていることを表す。

凍害、塩害およびアルカリシリカ反応は、コンクリート部材に対して水が媒介して引き起こされる劣化現象であることから、防水・排水工不良を含めると損傷原因全体の約6割以上が水の供給を起因として、主要部材の損傷が進行しているとされている。

また、現地の損傷実態を確認すると、降雨や融雪水等の水分が、アスファルト混合物の空隙やひび割れ部のほかに、地覆・縁石とアスファルト混合物が接する

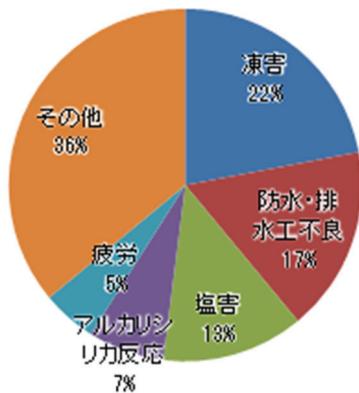


図-6.1 橋梁主要部材の損傷原因¹⁾



写真-6.1 補装端部からの水分の浸入によるRC床版の損傷例

目地部から浸入し、床版が損傷した橋梁も見受けられる（写真-6.1）。

RC床版上の補装は、床版の不陸等に対するレベリングを兼ねた基層と表層で構成され、交通荷重、雨水・融雪水等の気象作用などから床版を保護し、車両の走行性を確保する役割を担うものであるが、水の浸入は、

RC床版および舗装の双方にとって損傷を引き起こす大きな要因となる。

これらの実態より、目地材料の水密性、目地材料の地覆や縁石とアスファルト混合物との接着性に着目し、舗装端部に施工される目地部の止水性を改善し、水分の浸入を軽減する対策が重要と考えられる。

6.2 寒冷地に適した目地材料の性能評価基礎検討

寒冷地で橋面舗装端部の止水のために使用される目地材料には、供用後に境界部に隙間やはがれを生じないように、以下に示す性能が要求されると考えられる。

- 1) 低温時における変形性能
- 2) 荷重による繰返し変形に対する変形性能
- 3) 目地材と母材の境界における付着性能
- 4) 凍結融解作用に対する抵抗性能

寒冷環境下でも上述したような変形性能や付着性能が良好な目地材料を選定できることが望ましい。そこで、いくつかの目地材料に対して性能評価試験を実施して、目地材料の有する性能に関する基礎的な検討を行った。

6.2.1 試験方法

寒冷地の舗装目地材料として標準的に使用されている加熱注入型高弾性目地材(以下、加熱型高弾性)を中心に、常温注入型高弾性目地材(以下、常温型高弾性)と加熱注入型特殊目地材(以下、特殊目地材)に対して引張接着試験、繰返し曲げ試験の性能試験を実施した。

引張接着性試験は、JIS A1439を参考にして、5cm×5cm×2cmのアスファルト混合物の平板の間に幅2cm長さ5cm厚さ1cmの目地材を注入成形したH型供試体を作成し、試験温度-20°C、-10°C、0°C、+23°Cで引張速度5mm/minにて試験を行った。試験状況の例を写真-6.2および写真-6.3に示す。引張試



写真-6.2 引張接着力試験状況
(特殊目地材、-20°C)

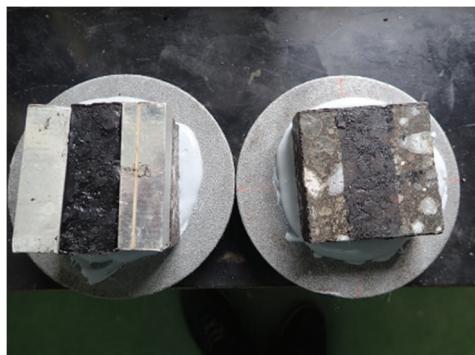


写真-6.3 境界面でのはがれ(加熱型高弾性、-20°C)

験時の目地材の伸び変形状況やアスファルト混合物境界面でのはがれや付着状況が観察できる。

繰返し曲げ試験は、舗装調査・試験法便覧 B018T を参考にして、4cm×4cm×45cm のアスファルト混合物の角柱状供試体の中央支間部にカッタにより幅 1cm×深さ 3cm の目地を設け、目地材を注入した供試体を作成して、試験温度-10°C、+20°C でひずみ 400 μ、載荷周波数 4Hz にて試験を実施した。

6.2.2 試験結果

図-6.2 および図-6.3 に、各種の目地材料の引張接着力と破断時の伸びの試験結果を示す。特殊目地材は、-20°C の低温時でも接着力が高く、伸び性能も高いことが分かる。特殊目地材は、加熱型高弾性や常温型高弾性に比べて低温環境下においても良好な変形性能と接着性を示すといえる。

図-6.4 には、各種の目地材料の繰り返し曲げ試験の結果を示す。特殊目地材は、100万回の繰り返し変形を受けても界面付着が良好であることが確認でき、30万回の繰り返し変形で境界面にはがれが生じた加熱型高弾性や常温型高弾性に比べて、繰り返し変形に対する付着悪化が生じにくいことも確認された。

以上のように、従来標準的に使用している加熱型高弾性目地材よりも低温環境下で良好な変形性能と接着性を示す、高性能な目地材料を選定することで、長期的な止水性を高められる可能性が示唆された。今後は試験施工などによって検証を進めていく予定である。

6.3 寒冷地に適した目地材料の性能評価基礎検討 (その2)

目地材に使用しうる数種類の材料において凍結融解作用に対する耐久性を評価するため、室内試験により凍結融解後の舗装材との付着性、変形追従性を比較検討した。

目地材料は、高弾性タイプ、高弾性タイプよりもさ

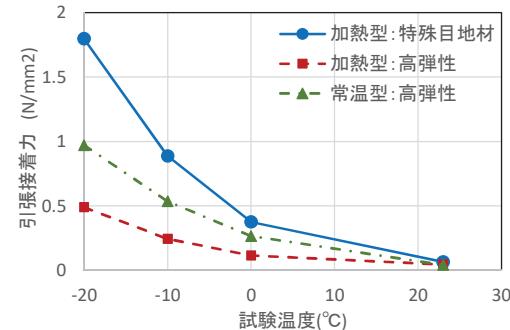


図-6.2 引張接着性試験結果(引張接着力)

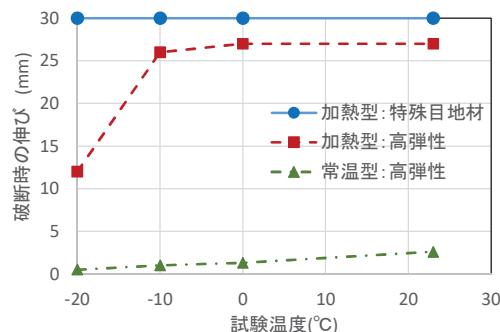


図-6.3 引張接着性試験結果(破断時の伸び)

目地材種類	繰返し曲げ後状況写真	接着状況
加熱型: 特殊目地材	(接着良好)	100万回載荷後にも、目地材の接着は良好。
加熱型: 高弾性	(↑はがれ)	30万回載荷時点で、目地材底部の境界面にはがれが発生。
常温型: 高弾性	(↑はがれ)	30万回載荷時点で、目地材側面と目地材底面にはがれが発生。

図-6.4 繰り返し曲げ試験による接着状況観察結果

表-6.1 加熱型注入目地材の品質標準

試験項目	高弾性タイプ
針入度(円すい針) mm	9以下
弾性(球針)	初期貫入量0.5~1.5mm 復元率60%以上
流動 mm	3以下
引張量 mm	10以上

らに弾性の高い試行タイプ(1)と試行タイプ(2)、シリコンの計4材料を選定した。試行タイプ(1)は、橋梁ジョイントに使用されている特殊アスファルトであり、試行タイプ(2)は、国外で使用されている寒冷地用シール材である。なお、シリコンは、コンクリート系部材の目地として普及しているものであり、アスファルト舗装への適否を確認するものとなる。

目地材の性能を評価するために、表-6.1に示す「加熱型注入目地材の品質標準」に基づいた試験を実施した。なお、引張試験のみ寒冷地を念頭に低温下(-20°C)の試験を試みた。また、引張試験前に凍結融解試験を実施した。以下に、引張試験について詳述する。

6.3.1 試験体作成

試験体の形状寸法を図-6.5に示す。目地材料は前述の4材料を用意し、被着体は、As板、Co板を作成した。これらは通常の橋面舗装に用いられるものである。As板は、細密粒度G13F55(II型)、Co板はC-10とし、目地材を上下から被着体を挟んで接着させて各材料毎に3個用意した。被着体の上下組み合わせは、地覆とアスファルト舗装間に設置することを想定したAs+Co、アスファルト舗装の継ぎ目及びひび割れに設置することを想定したAs+Asの形式とした。また、目地材にシリコンを使用した試験体を作製する段階においてAs板との付着及び材料の固化が不十分なため、シリコンについては、コンクリート舗装に設置することを想定したCo+Coの形式とした。

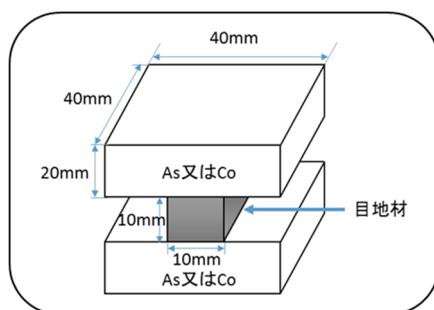


図-6.5 試験体

6.3.2 凍結融解試験

RILEM-CDFの試験²⁾に準拠し、室内凍結融解試験を実施した。RILEM-CDFは、コンクリートのスケーリング抵抗性を調べる試験だが、寒冷地の環境における目地材の性能を確認するため目地材の凍結融解作用を付与することに用いた。試験装置は温度制御が可能で、図-6.6に示すとおり試験槽内に試験容器を6個設置する。その試験容器一つには、作製した試験体を12個並べる。試験槽内の状態は、図-6.7に示すように、

試験槽内に冷却水を入れ、試験容器は目地材の半分の深さまで、3%塩水を満たしている。

また、凍結融解は、RILEM-CDFの手法に基づき図-6.8に示す温度制御での1サイクル12hを28サイクル行った。

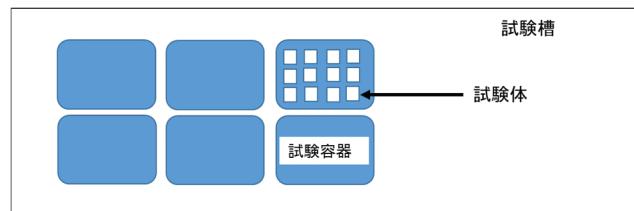


図-6.6 試験槽内配置

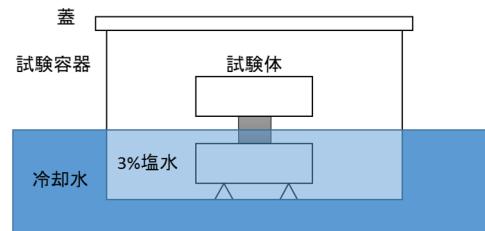


図-6.7 試験槽内の試験体の設置状況

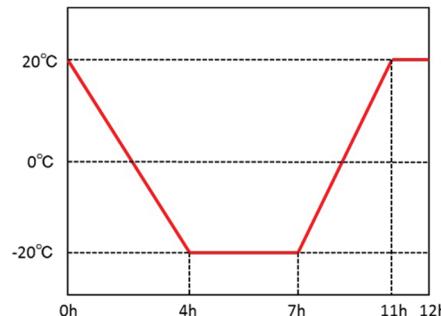


図-6.8 凍結融解の温度サイクル

6.3.3 引張試験

試験機は写真-6.4に示す上下方向に引張るタイプのものを用いた。上下の被着体に金属製の載荷台座を接着させ治具を介して引張試験を行った。

試験条件は、試験回数1材料3試験体を各1回、試験温度0°C、-10°C、-20°C、載荷速度10mm/分の変位制御、測定値はシール材の引張量、引張荷重の2項目とした。



写真-6.4 引張試験機

6.3.4 試験結果

以下に各試験体の試験結果を示す。

a) 針入度（円すい針）

高弾性タイプ5.6mm、試行タイプ(1)6.6mm、試行タイプ(2)6.3mm、シリコン3.2mmとなり、すべての目地材料において高弾性タイプの品質標準9mm以下を満足した。

b) 弹性（球針）

初期貫入量は、高弾性タイプ1.2mm、試行タイプ(1)0.6mm、試行タイプ(2)0.9mm、シリコン0.3mmとなり、シリコン以外は高弾性タイプの品質標準0.5～1.5mmを満足した。

復元率は、高弾性タイプ94%、試行タイプ(1)68.2%、試行タイプ(2)61.5%、シリコン85%となり、高弾性タイプの品質標準60%以上を満足した。

c) 流動

高弾性タイプ0mm、試行タイプ(1)0.6mm、試行タイプ(2)1.0mmシリコン0mmとなり、すべての目地材料において高弾性タイプの品質標準3mm以下を満足した。

d) 引張量

各種材料の破断時引張量を被着体の種類毎にグラフ化して、温度変化の関係も整理した。図-6.9に示すように本試験の条件である-10°Cでは、すべてにおいて高弾性タイプの品質標準10mm以上を満足していた。また、-20°Cでは、試行タイプ(1)の被着体As+Asにおいて10mmを下回る結果となった。

また、各目地材における最大引張荷重と温度の関係を図-6.10に示す。最大荷重は試験3回の平均値とし、高弾性タイプ、試行タイプ(1)、試行タイプ(2)は被着体形式As+Asで、シリコンは被着体形式Co+Coである。高弾性タイプ、試行タイプ(1)、試行タイプ(2)は、温度低下とともに最大荷重が上昇している。シリコンに関しては、温度変化に対して最大荷重がほぼ一定であつ

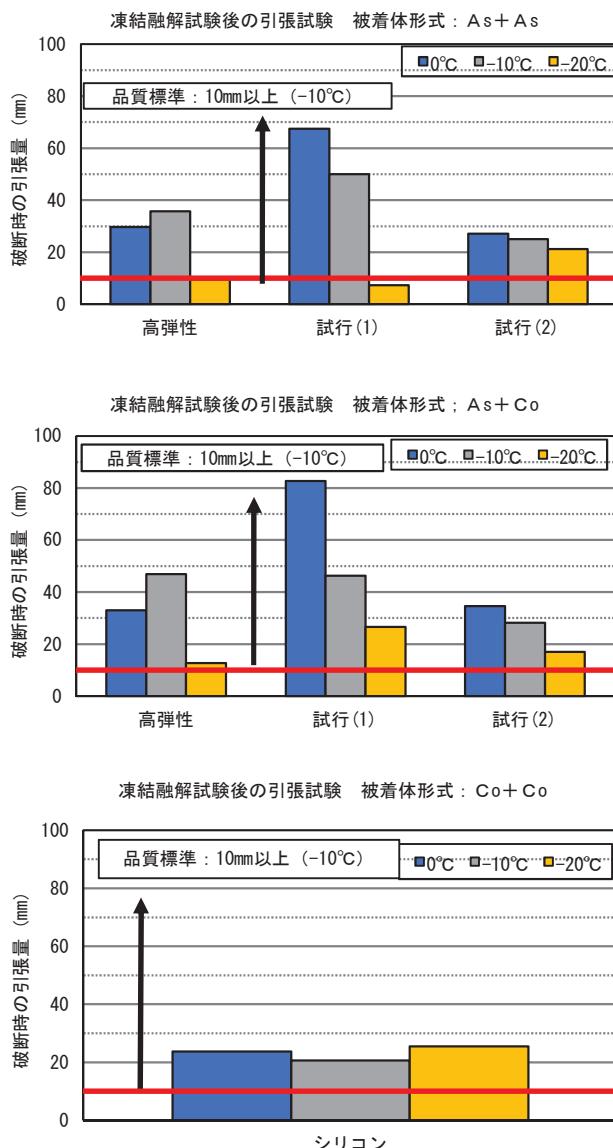


図-6.9 引張量と温度及び被着体の関係

単位：最大引張荷重 (N)

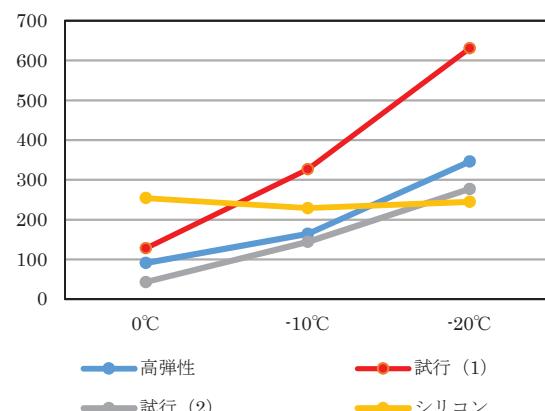


図-6.10 最大引張荷重と温度の関係

た。

さらに、破断形態に着目すると写真-6.5のように、目地材の下面（又は上面）で剥がれる形態と写真-6.6のような中間で破断する形態がある。引張試験の破断形態の傾向を図-6.11に示す。中間破断は、試行タイプ(1)で28%、シリコンで100%であった。高弾性タイプと試行タイプ(2)は、すべて上下面破断であった。

6.3.5 考察

引張試験において破断形態の結果から目地材下面で破断が目地材上面で破断より多いことから凍結融解時に塩水の介在が影響していると思われる。このことは、付着性を左右し引張量に違いができると推測される。

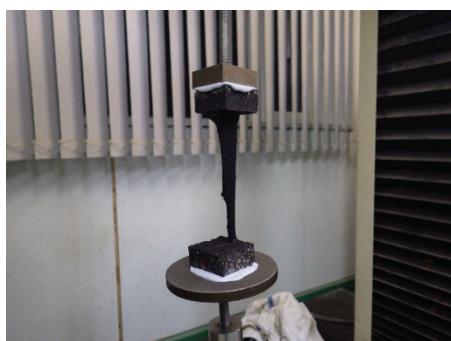


写真-6.5 引張試験の破断形態（下面で破断）



写真-6.6 引張試験の破断形態中間（中間破断）

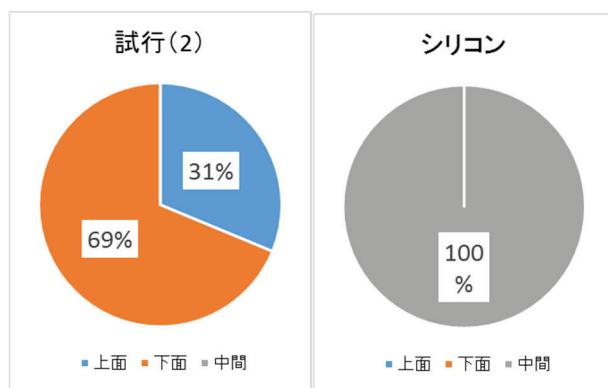


図-6.11 引張試験における破断の形態

6.4 寒冷地に適した目地材料の性能評価基礎検討（その3）

積雪寒冷地における橋面舗装および橋梁床板は、水分が存在する環境下で凍結融解作用や交通の繰り返し荷重を受けることでアスファルト混合物のひび割れや床板コンクリートの土砂化等の損傷を引き起す。橋梁床板への水分の浸入経路は1)地覆や縁石前面の舗装端部、2)舗装の打ち継ぎ目やひび割れ部および3)舗装端部の締固めが不十分となりやすい箇所など複数あり、各々の浸入経路に応じた適切な止水対策が必要である。

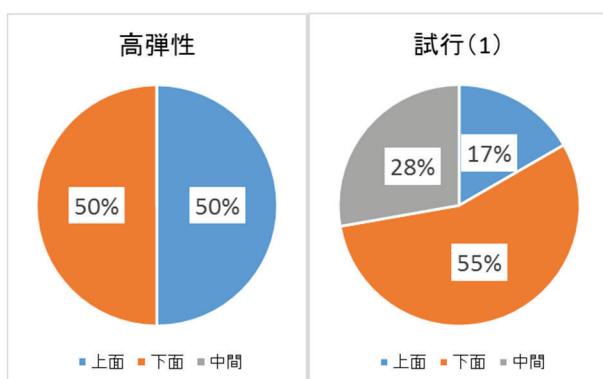
積雪寒冷地では低温時に目地材料の柔軟性や伸長性が低下し、母材との付着切れや目地材料のひび割れ等による止水性の低下が懸念されるため高弾性タイプの瀝青系加熱目地材が一般的に使用されているが、水分の侵入経路や構造物の重要度等によって、さらに優れた止水性能を有する材料の選択肢の拡大が必要と考える。

このため、施工延長が比較的長い地覆や縁石前面の舗装端部の目地を対象に、低温環境下においてもより高い性能を有する目地材料を検討することを目的として、候補として考えられる目地材料の室内試験を実施し、積雪寒冷地で使用する橋面舗装端部目地としての低温時の曲げ性状および高温時の粘弹性状を検討した。

6.4.1 材料および基本性状

試験に供した目地材料は、瀝青系は低弾性、高弾性、特殊の3種類、シリコン系は成分形および弾性が異なる3種類の計6種類で、試験温度25.0(℃)における各材料の針入度および弾性は表-6.2のとおりである。

瀝青系材料のうち「特殊」とは、過去に北海道内において長大橋のひび割れ誘導目地として試験施工を実施した材料で、高弾性目地材よりも低温下において、



引張接着性能、伸縮性能等が高いものである³⁾。このほかに、コンクリート構造物等の目地に用いられるシリコン系材料を検討対象とした。

針入度試験および弾性試験の結果から、瀝青系では特殊目地材の針入度が5.6(mm)と最も高い値を示す一方で復元率は最も低い。

シリコン系目地材は、針入度が2.9~3.5(mm)と瀝青系の低弾性目地材と同程度で、弾性については初期貫入量が0.2~0.4(mm)と材料による差異は小さく、復元率は瀝青系高弾性目地材よりも約7~17(%)高い性状を有する。

表-6.2 材料の基本性状

材料種別	針入度 (円すい形) (mm)	弾性 (球針)	材質・分類
低弾性	3.3	0.5(mm) 46.8(%)	瀝青系
高弾性	4.5	0.8(mm) 67.2(%)	瀝青系
特 殊	5.6	0.5(mm) 39.0(%)	瀝青系
シリコン 系	3.5	0.2(mm) 74.7(%)	1成分形シリコン系 (A)
	2.9	0.2(mm) 84.3(%)	1成分形シリコン系 (B)
	3.3	0.4(mm) 83.8(%)	2成分形シリコン系

※弾性 上段: 初期貫入量(mm)
下段: 復元率(%)

6.4.2 試験方法および試験条件

(1) 曲げ試験

各材料について、冬期の温度環境下での性状を把握するため曲げ試験を実施した。試験条件は試験温度-20°C、供試体寸法120mm×20mm×20mm、支点間長80mm、載荷速度100mm/分とし、試験から得られる応力と変位特性から低温時の変形性能を評価した。

(2) ダイナミックシアレオメータ試験

夏期の温度域における目地材料の性能を確認するため、ダイナミックシアレオメータ試験（以下、DSR）を実施し、複素弾性率（G*）および損失正接（tanδ）から材料の性状を評価した。DSRの試験条件は表-6.3のとおりで、シリコン系材料では供試体内部まで十分に硬化するように直径8mmの試験治具を用いた。また、供試体の目標厚さは既往の文献⁴⁾を参考に2mmとし、試験温度は概ね60°Cを中心として設定した。設定ひずみは、瀝青系材料とシリコン系材料の各々について予備試験から得た線形限界ひずみから設定した。

表-6.3 D S Rの試験条件

試験体	瀝青系	シリコン系
試験機モード	ひずみ制御型	
試験治具	直径(mm)	25mm 8mm
	目標厚さ(mm)	2.0
	角速度(rad/s)	10
	温度(°C)	46, 52, 58, 64, 70
	設定ひずみ(%)	0.1 0.3~0.5

6.4.3 試験結果

(1) 曲げ試験

各材料の応力-変位曲線を図-6.12および図-6.13に示す。瀝青系の特殊目地材では、一般的に使用されている高弾性目地材と比較して、低温時の曲げ応力が小さく破断に至るまでの変位量が大きい。この結果から特殊目地材は低温下での変形に対して発生する応力が小さく、たわみ性に優れており、目地材料として有利な材料特性を有すると考えられる。

シリコン系目地材は、瀝青系目地材に比べて曲げ応力が0.3MPa未満と小さく、また破断に至るまでの変位量が大きいことから、低温下でのたわみ性が高く、寒冷環境下で使用する目地材としての有効性が示唆された。

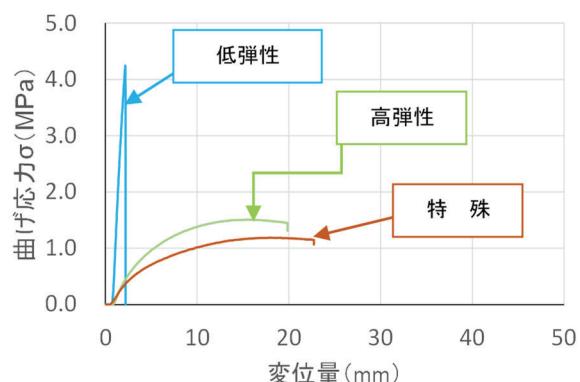


図-6.12 応力-変位（瀝青系）

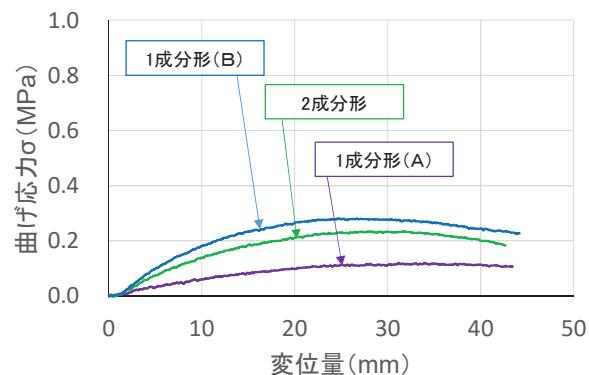


図-6.13 応力-変位（シリコン系）

(2) ダイナミックシアレオメータ試験

各材料の複素弾性率 (G^*) を図-6.14に、損失正接 ($\tan\delta$) を図-6.15に示す。

瀝青系目地材は温度上昇に伴い複素弾性率が低下した。特殊目地材は、他の瀝青系材料と比べて複素弾性率が低い値を示したが、過去の試験施工では夏期の気温上昇時に材料が軟化して垂れが生じた事例は確認されていないことから、夏期の高温域での性状に問題は無いと推察された。

シリコン系目地材は温度による複素弾性率の変化が小さく高温時の温度依存性が低いことから、夏期の高温時でも極端に軟化する恐れは無いと考えられる。

次に損失正接については、瀝青系目地材では各材料ともに試験を実施した温度域での温度依存性はみられない。このうち、特殊目地材は既存の目地材に比べ粘性傾向が高く、温度上昇に伴い粘性が増加する傾向を示す。

シリコン系の損失正接は、全ての材料が約 0.2 と低い値で、瀝青系目地材よりも弹性的な傾向を示したことから、高温域でも安定した弹性を有する材料であると考えられる。

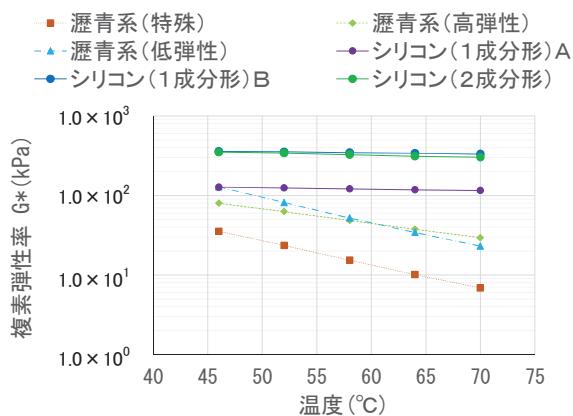


図-6.14 複素弾性率 (G^*)

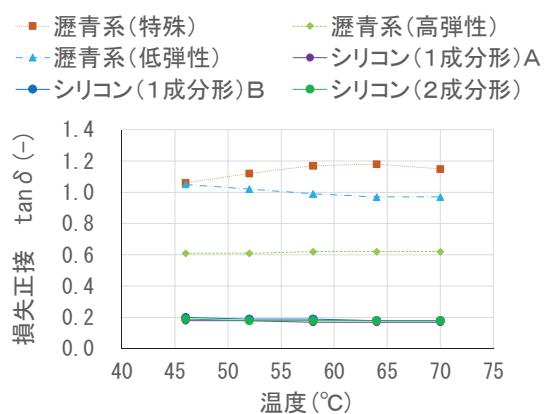


図-6.15 損失正接 ($\tan \delta$)

6.4.4 考察

積雪寒冷地で使用する橋面舗装の端部目地として候補となる瀝青系特殊目地材およびシリコン系目地材について、低温時の曲げ性状および高温時の粘弾性状を検討した。

曲げ試験の結果から、瀝青系特殊目地材は低温下での変形に対して発生する応力が小さく、たわみ性に優れていることから寒冷環境下で使用する目地材として有効である可能性を確認した。また、シリコン系目地材は、低温下の曲げ応力が小さく、また破断に至るまでの変位量が大きいことから、低温下でのたわみ性が高く、寒冷環境下で使用する目地材としての有効性が示唆された。

ダイナミックシアレオメータ試験の結果から、瀝青系特殊目地材およびシリコン系目地材とともに高温時の粘弾性状からは、現場での適用に問題は無い材料であると推察された。

今後は母材との付着性能や低温での粘弾性状等の特性についてさらに検討を加え、寒冷環境下の橋面舗装端部に施工する目地材に適用可能な、より優れた材料を提案する予定である。

6.5 瀝青系目地材料の付着回復に関する基礎実験

橋面舗装に用いられる瀝青系目地材は、供用年数が経過するに伴って地覆やアスファルト混合物との付着が損なわれ、隙間が発生して水分の浸入経路となる傾向があるため、供用後のそのような隙間を補修し付着力を回復させる技術の開発を目指している。

具体的には、現地に施工する瀝青系目地材にあらかじめ鉄ナノ粒子を混入しておき、電磁誘導加熱(Induction Heating, 以下、IH 加熱)及びマイクロ波加熱によって深部まで加熱溶融可能とすることで、隙間および付着力を修復させる技術を想定しており、そのための基礎実験を実施した。なお、本技術は、目地材の施工時温度管理性能向上や、橋面塗膜防水材に応用することで、As 混合物除去時の Co 床版の損傷を軽減する技術としての活用も将来的に展望している。

6.5.1 実験方法

実験に使用した鉄ナノ粒子の外観および物性を図-6.16に示す。平均粒子径が $3 \mu m$ と細かく、瀝青目地材に混合する際には、塊化や分離を生じることではなく、均一に混合可能であった。鉄ナノ粒子には複数の種類があるが、本実験では、Mn-Zn 系のソフトフェライトを用いた。ここで、ソフトフェライトとは、外部磁場作用時には磁性を発現し、外部磁場がない場合は磁性

を示さなくなる、酸化鉄 Fe_2O_3 を主成分とした磁性酸化物のことである。図-6.17 には、鉄ナノ粒子混入目地材のマイクロ波による加熱のイメージを示す。鉄ナノ粒子にマイクロ波が作用することで、鉄ナノ粒子中の分子が振動し、熱を発生すると考えられる。



種別	ソフトフェライト粉末
フェライト種類	Mn-Zn系
圧縮密度(g/m^3)	3.29
平均粒子(μm)	3.40
水分(%)	0.03

図-6.16 鉄ナノ粒子の外観と物性

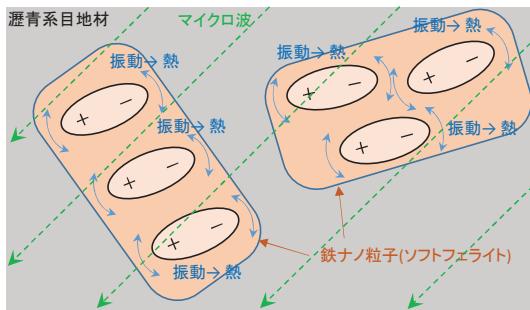


図-6.17 鉄ナノ粒子混入目地材のマイクロ波加熱概要図

IH 加熱試験は、上述した鉄ナノ粒子を高弾性型瀝青目地材に重量比 5%, 10%, 15%混入した試料を作成し、写真-6.7 に示すような混合物平板の上面に塗布して 20°Cで養生した後、写真-6.8 に示すように IH 加熱器を用いて周波数 50kHz 及び 100kHz で 10 分間加熱した。マイクロ波加熱試験は、鉄ナノ粒子を高弾性型瀝青目地材に重量比 0%, 5%, 10%混入した試料を写真-6.9 に示すような平皿に 30g 流し込み、20°Cで養生した後、写真-6.10 に示すマイクロ波加熱器(業務用電子レンジ)を用いて出力 500W, 750W, 1000W, 1200W, 1500W の 5 水準、加熱時間 1 分、3 分、5 分、10 分の加熱実験を実施した。温度計測は、所定時間経過時にサーモグラフィで表面温度を計測した。



写真-6.7 IH加熱試験用供試体



写真-6.8 IH加熱実験状況



写真-6.9 マイクロ波加熱試験用供試体



写真-6.10 マイクロ波加熱実験状況

6.5.2 実験結果

IH 加熱による試験結果を図-6.18 に、IH 加熱後のサーモグラフィ画像の一例を写真-6.11 に示す。加熱時間 10 分あたり約 30~60°C 程度の温度上昇傾向を示すことと、温度上昇が局部的なものであることが確認できる。周波数が大きいほど、鉄ナノ粒子混入量が多いほど、加熱しやすい傾向にあることもわかる。ただし、10 分間の温度上昇が最大でも約 60°C 程度であり、温度上昇範囲も局部的であるため、IH による加熱は加熱効率が良いとは言えないと言判断している。

一方、マイクロ波加熱による試験結果を図-6.19 に、マイクロ波加熱後のサーモグラフィ画像の一例を写真-6.12 に示す。加熱時間 10 分あたり約 90~260°C 程度の温度上昇傾向を示し、鉄ナノ粒子混入量が多いほど、加熱しやすい傾向にあることがわかる。サーモグラフィからは概ね均一に加熱されていることが確認できる。鉄ナノ粒子混入量が 5% よりも 10% で 1000W の場合、加熱時間 5 分程度で 200°C 程度まで加熱できており、鉄ナノ粒子を混入した瀝青目地材に対ししては、マイクロ波加熱の方が IH 加熱よりも効率的であると判断している。

目地材に鉄ナノ粒子を混入することで、IH 加熱やマ

イクロ波加熱しやすくなる効果が確認できた。加熱により付着力も回復すると考えられるので、今後は追加実験を実施し特性を詳細に把握し、現場適用方法の検討を進めていく予定である。

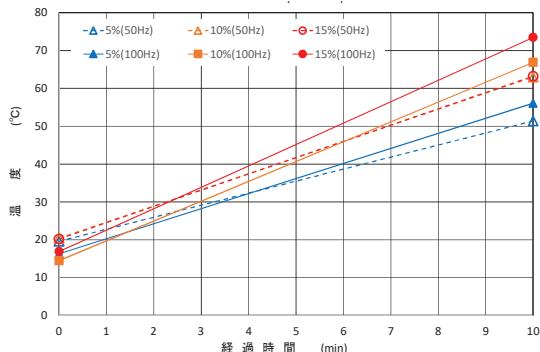


図-6.18 IHの加熱時間と温度の関係

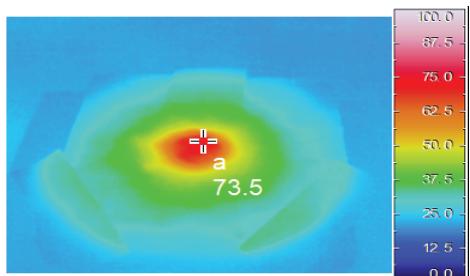


写真-6.11 IH加熱後のサーモグラフィ例
(混入率15%、100kHz、10分加熱)

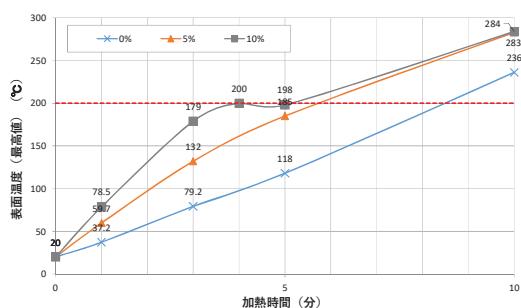


図-6.19 マイクロ波の加熱時間と温度の関係(1000W)

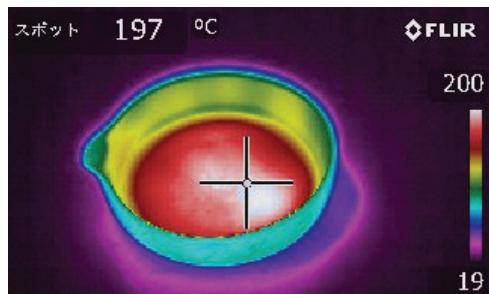


写真-6.12 マイクロ波加熱後のサーモグラフィ例
(混入率10%、1000W、10分加熱)

6. 6 まとめ

令和2年度までに、以下の結果を得た。

- 1) 降雨や融雪水等の水分が床版へ浸入する経路について実態の把握と課題の抽出を行った。その結果、降雨や融雪水等の水分が、地覆・縁石とアスファルト混合物が接する目地部から浸入し、床版が損傷したケースが見られた。舗装端部に施工される目地材料の水密性や接着性などの止水性を改善し、水分の浸入を軽減する対策が重要と考えられた。
- 2) 寒冷地で橋面舗装端部の止水のために使用される目地材料には、供用後に境界部に隙間やはがれを生じないように、低温環境下での変形性能や付着性能が求められる。いくつかの目地材料に対して性能評価試験を実施した結果、従来標準的に使用している目地材料よりも低温環境下で良好な変形性能や接着性を示す目地材料を選定することで、長期的な止水性を高められる可能性が示唆された。
- 3) 目地材を評価していく上では、凍結融解試験における塩水の存在が引張試験に影響を与えると考えられた。
- 4) 橋面舗装端部に施工する目地材の候補として考えられる瀝青系およびシリコン系材料について室内試験を実施し、各材料の高温時および低温時の性能を確認した。その結果、寒冷環境下で使用する目地材としての有効性が示唆された。
- 5) 目地材に鉄ナノ粒子を混入することで、IH 加熱やマイクロ波加熱しやすくなる効果が確認された。加熱により付着力も回復すると考えられるので、今後は追加実験を実施し特性を詳細に把握し、現場適用方法の検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 北海道開発局道路計画課、道路建設課、道路維持課、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 寒地基盤技術研究グループ 寒地構造チーム、寒地保全技術研究グループ 寒地道路保全チーム：北海道開発局における道路施設の老朽化に関する取り組み報告（第2報）《指定課題》、第59回（平成27年度）国土交通省北海道開発技術研究発表会、平成28年2月
- 2) 国際材料構造試験研究機関連合（RILEM）－塩化ナトリウムによるコンクリートの凍結融解耐久性に関する試験方法（CDF）
- 3) 池田浩康、丸山記美雄、伊勢貴浩：橋面舗装端部の止水に関する一考察、第33回日本道路会議、2019.
- 4) Hasan Ozer、Imad L. Al-Qadi、Seyed Saleh Yousefi : Performance based Sealant Grading (SG) Specifications for Hot-poured Crack Sealants、TRB Webinar、2012.Oct

7. 土砂化が発生したRC床版の断面修復効果（寒地構造）

7. 1 概要

土砂化が発生している床版では、床版内部にひび割れ等の損傷が発生している場合も多い。土砂化が生じた床版では、部分打ち替えや断面修復等による対応が行われているが、既設コンクリート部と修復部の剛性の違い等に起因すると考えらえる縁切れなどの再損傷が発生する事例も確認されている。そこで、土砂化した床版を断面修復する際の材料条件を検討することを目的に、土砂化を発生させた実物大床版供試体に低弾性係数の補修材を用いて断面修復を行い、輪荷重走行試験によって、その補修効果等の検証を行った。

なお本実験においては、土砂化を促進させるために反応性骨材（細骨材）を導入している。

7. 2 供試体と試験方法

試験の流れは、供試体に土砂化を発生させるための輪荷重走行試験（以下、土砂化試験）を実施¹⁾し、土砂化の発生を確認した後に供試体に断面修復を行い、再度、輪荷重走行試験を実施することとした。

供試体は、図-7.1に示す、鉄筋量と床版厚さを変えたS39供試体とS47供試体とした。供試体に使用したコンクリートの細骨材には反応性の骨材を用いている。修復材には低弾性係数のポリマーセメントモルタル（以下、PCM）を用いた。コンクリートとPCMの物性を表-7.1に示す。コンクリートの圧縮強度に対して弾性係数が低くなっているのは、ASRによる微細ひび割れの影響と考えられる。なお、断面修復後のPCMの養生期間は28日以上を確保している。

土砂化試験は、図-7.2に示す輪荷重走行試験機を用いて供試体上面に水張り環境を設けた状態でS39供試体では160kN、S47供試体では200kNの荷重による輪荷重を作成させた。試験終了時には図-7.3に示すように両供試体で上面に土砂化が確認されている。一方、いずれの供試体においても、試験終了時点で供試体下面における漏水は認められていない。また、土砂化試験における走行回数はS39供試体では45,202回、S47供試体では269,420回であった。

土砂化試験後の断面修復は図-7.1の朱書きで示した範囲で行った。最上段の鉄筋が露出するまでコンクリートを電動ピックにより除去し、はつり面を高圧洗浄後に乾燥させ、浸透型エポキシ樹脂とエポキシ樹脂打継用接着剤を塗布してPCMを打込んだ。図中の補修範囲内の数値は修復厚さを示しており、平均修復厚さはS39供試体が59.8mm、S47供試体が60.2mm

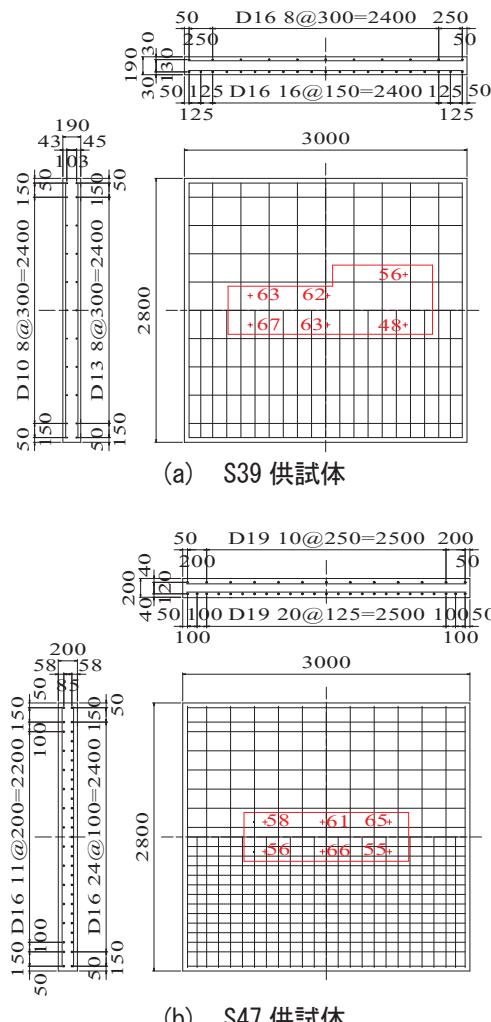


図-7.1 供試体概要（単位：mm）

表-7.1 使用材料の物性値

材料	供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
コンクリート	S39	26.8	10.2
	S47	39.5	12.7
ポリマーセメントモルタル		32.6	14.5



図-7.2 輪荷重走行試験機

であった。

断面修復後の輪荷重走行試験の荷重は土砂化試験と同様に S39 供試体では 160kN、S47 供試体では 200kN とした。供試体上面の条件は、走行開始直後は乾燥状態として S39 供試体で 10,000 回、S47 供試体で 2,000 回走行させた。その結果、供試体に変状等が認められなかつたことから、供試体上面を水張り環境を設けた湿潤状態に変更して走行を再開した。

7.3 試験結果

走行試験のたわみの経時変化を図-7.4 に示す。たわみは土砂化試験の結果に断面修復後のたわみの増加量を加算し、走行回数は土砂化試験開始時を起点とし、試験全体が終了するまでを連続したデータとしている。S39 供試体では、水張り環境にして走行開始後 380,394 回で押抜きせん断破壊が生じて試験を終了した。S47 供試体では明確な押抜きせん断破壊は確認できなかつたが、272,300 回で大きくなわみが増加している。また、土砂化試験を含めた累計の走行回数は S39 供試体が 435,596 回、S47 供試体が 543,720 回である。土砂化試験と断面修復後の試験終了時までの走行回数の比率（断面修復後走行回数／土砂化試験の走行回数）は S39 供試体で 8.64、S47 供試体で 1.02 であり、断面補修後の供試体は土砂化発生までと同程度以上の耐久性を有していることが確認できた。これは、使用した PCM の静弾性係数が小さいため、ASR と荷重作用によるひび割れによってたわみ変形が大きくなっている状態でも、既設部分との一体性に効果があつたからであると考えられる。なお、断面修復後の走行回数が土砂化試験時よりも多くなった理由については、断面修復に使用した浸透性エポキシ樹脂による既設部分との一体化や、エポキシ樹脂打継用接着剤と PCM のそれぞれの防水効果によるものと推察している。

7.4 まとめ

1) 土砂化試験と断面修復後の輪荷重走行回数の比率

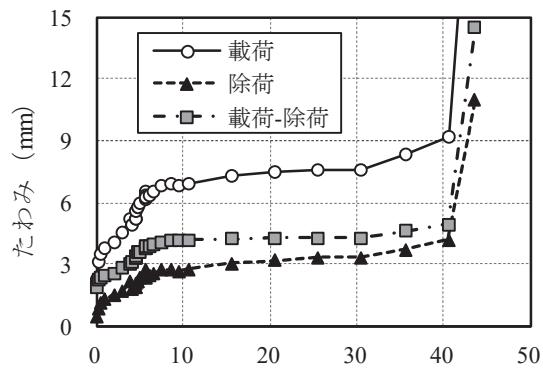
（断面修復後走行回数／土砂化試験での走行回数）は S39 供試体で 8.64、S47 供試体で 1.02 であり、低弾性係数の PMC による補修効果を確認できた。

2) PCM の静弾性係数が小さいことによる既設部分との一体性の向上や浸透性エポキシ、エポキシ樹脂打継用接着剤、PCM の防水効果の影響が断面修復後の耐久性の向上に寄与したと推察される。

謝辞 本研究では北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびに AI 技術の活用に関する検討 WG」にご



図-7.3 土砂化の状況 (S47 供試体, 26.5 万回時)



(a) S39 供試体

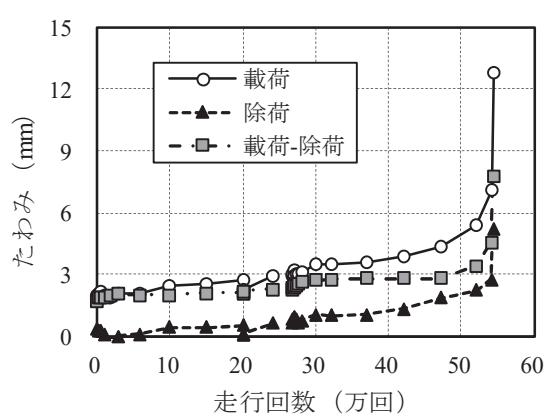


図-7.4 たわみの経時変化 (土砂化+補修)

協力いたいたいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 横山広, 桝谷浩, 久保善司, 角間恒 : ASR劣化が道路橋床版の土砂化に及ぼす影響に関する試験報告, 第33回日本道路会議, 集中討議セッション, 2019.

8. 超速硬モルタルを用いた RC 床版上面の部分補修 工法の疲労耐久性（寒地構造）

8. 1 概要

RC 床版上面の断面修復では、ウォータージェット工法による劣化部の除去が推奨されているものの¹⁾、機材調達や準備等に係る手間に対する補修規模の観点から人力はつりが選択される場合も多い。ピックやブレーカ等の打撃系の人力はつりによる劣化部の除去は、はつり面に微細ひび割れを発生させることから補修界面の付着強度の低下が懸念される²⁾。また、補修材として高耐久なポリマーセメントモルタル等の使用も検討されるが、交通規制を早期に解除するために超速硬のコンクリートやモルタルが採用される場合も多い。そこで、人力はつりと超速硬モルタルによるRC 床版上面の部分修復後の疲労耐久性を検証することを目的に、実物大の1/2に縮小した試験体を用いた輪荷重走行試験を実施し、床版上面の滯水状況や補修深さ、接着系材料の塗布の影響を検討した。

8. 2 試験概要

試験ケースを表-8. 1 に示す。本研究における試験条件は、試験体上面の状態、補修深さ、はつり面への接

着系材料の塗布の有無とした。試験体概要を図-8. 1 に示す。試験体は、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に準じて設計された実橋 RC 床版を 1/2 に縮小した模型試験体とし、鉄筋は実橋と鉄筋比が同程度となるように配置した。部分補修の再現箇所を有する試験体では、試験体中央部に 325mm×270mm の補修範囲を設け、補修深さは圧縮鉄筋位置である 20mm と試験体厚さの中央付近までの 40mm の 2 水準とした。部分補修の再現箇所では、母材コンクリートをピックによってはつり出して補修材を打込んだ。また、母材コンクリートと補修材の界面は、接着系材料を塗布しない場合は水湿とした。

試験体の母材コンクリートは呼び強度 24 のレディーミクストコンクリートを使用し、粗骨材には最大寸法 13mm の碎石を用いた。主鉄筋には直径 9mm の丸鋼 SR235 を、配力鉄筋には直径 6mm の丸鋼 SR235 を使用した。補修材は、プレミックスタイプの超速硬モルタルとした。表-8. 1 に示すように、輪荷重走行試験時の圧縮強度とヤング係数は母材コンクリートと補修材で同程度となっている。接着系材料を塗布した試験体では、はつり面を改善させる二液型の

表-8. 1 試験ケース

試験体名	上面の 状態	補修深さ (mm)	接着系 材料	主鉄筋 $\phi 9^{*1}$		母材コンクリート		修復材	
				降伏強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	
N0-D	乾燥	-	-	362	41.8	24.6	-	-	-
N2-D		20			41.3	23.0	42.0 ^{*2}	23.0 ^{*2}	
N4-D		40			39.9	22.0	56.3 ^{*5}	25.8 ^{*5}	
N0-W	水張り	-	塗布	364	40.6	28.3	-	-	-
N2-W		20			39.8	22.4	45.4 ^{*4}	23.0 ^{*4}	
N4-W		40			38.8	24.0	47.9 ^{*3}	22.1 ^{*3}	
B2-W		20			45.7	25.3	40.6 ^{*2}	22.8 ^{*2}	
B4-W		40			44.1	23.6	47.0 ^{*3}	22.5 ^{*3}	

*1: 走行直角方向に配置した鉄筋, *2: 試験材齢 1 日, *3: 試験材齢 3 日, *4: 試験材齢 4 日, *5: 試験材齢 5 日

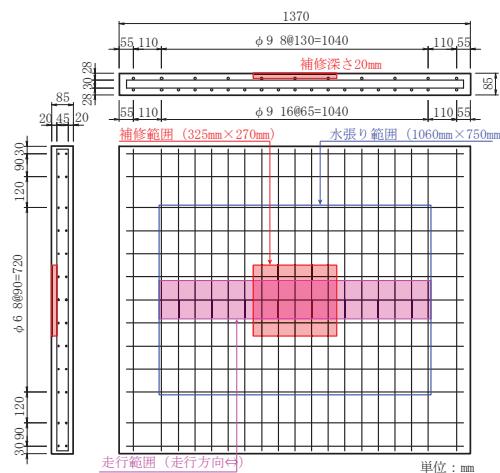


図-8. 1 試験体概要



写真-8. 1 小型輪荷重走行試験機

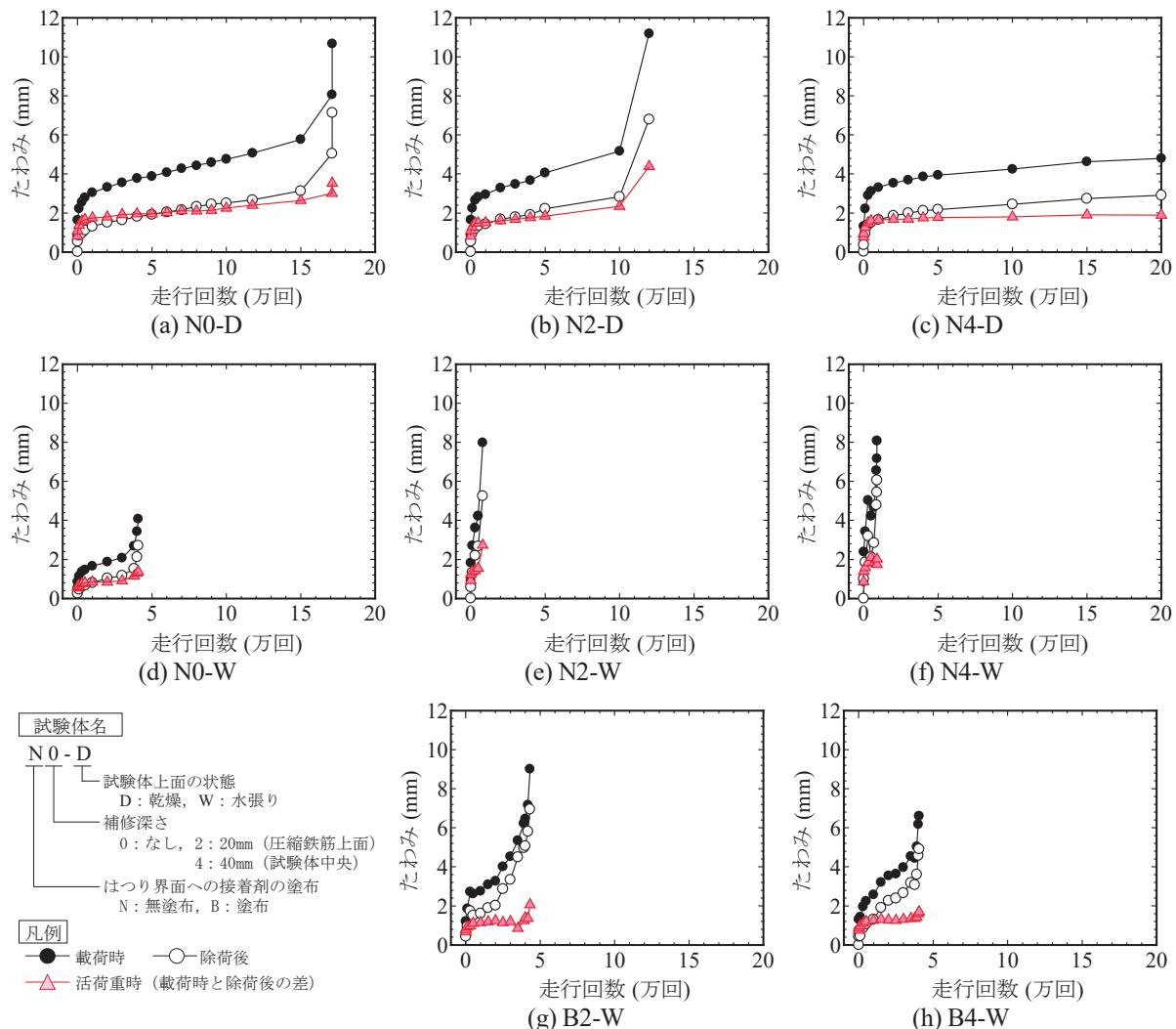


図-8.2 輪荷重走行試験におけるたわみと走行回数の関係

浸透系補修プライマーを塗布した後、二液型の打継用エポキシ樹脂接着剤を塗布した。

輪荷重走行試験は、寒地土木研究所が所有するクランク式の小型輪荷重走行試験機を使用した。試験装置と試験体の設置状況を写真-8.1に示す。試験体の支持方法は、走行直角方向端部を単純支持（支持間隔960mm）、走行方向端部を弾性支持（支持間隔1,150mm）とし、試験体の四隅には浮き上がり防止材を設置した。輪荷重の載荷には鉄輪を使用し、走行範囲は試験体中央から前後500mm（全長1m）とし、走行直角方向幅150mm×走行方向幅60mmの鋼製載荷ブロックを連結して並べ、その上に走行範囲全長にわたる鋼板を敷設して鉄輪を往復走行させた。荷重は35kNで一定とした。本試験における計測項目は、試験体下面のたわみと、所定の走行回数において輪荷重走行を停止した状態で静的載荷によって計測した。なお、輪荷重の走行は、補修材の打込み後、5日以内

に開始しており、試験体上面の条件が水張りの場合は、水張り後に24時間経過した後に走行を開始している。

8.3 試験結果

輪荷重走行試験におけるたわみと走行回数の関係を図-8.2に示す。いずれの試験体も走行回数の増加とともにたわみが増加し、N4-DとB4-Wを除く試験体では、急激なたわみの増加とともに押抜せん断破壊に至っている。なお、N4-Dは30万回走行時でもたわみの急増が認められず、その状態での内部ひび割れを観察するために走行を中止している。B4-Wでは、試験体上面の土砂化の進行によって試験装置の変位リミッターが頻繁に作動するようになったことから試験終了とした。

試験終了時の走行回数と破壊形態を表-8.2に示す。なお、表中には参考として、N0-Dに対する走行回数の比も付記している。一般に、試験体上面に水を張つ

表-8.2 試験終了時の走行回数と破壊形態

試験体名	走行回数	N0-Dに対する走行回数比	破壊形態
N0-D	171,150	1.00	押抜き
N2-D	119,866	0.70	押抜き
N4-D	300,000	1.75	-
N0-W	40,764	0.24	押抜き
N2-W	8,046	0.05	押抜き
N4-W	8,980	0.05	押抜き
B2-W	43,150	0.25	押抜き
B4-W	40,560	0.24	上面土砂化

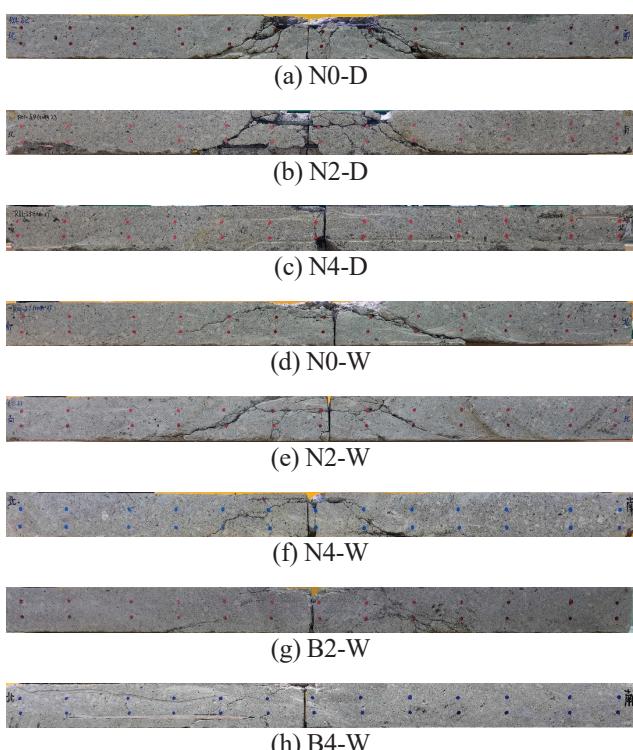


写真-8.2 試験体中央の走行直角方向の断面

た状態では、輪荷重走行による疲労耐久性が著しく低下することが知られている³⁾。本研究においても同様の傾向が認められ、補修がない N0-D と N0-W を比較すると、水張り条件下では押抜きせん断破壊までの走行回数が約 1/4 となっている。この傾向は、部分補修の再現箇所を有する試験体でより顕著になり、N2-W と N4-W では補修範囲のない N0-W に比べて更に早期に押抜きせん断破壊に至っている。人力はつりと超速硬モルタルによる RC 床版上面の部分修復における疲労耐久性については、床版上面の滯水状況の解消が最も重要であると考えられる。

一方、接着系材料をはつり面に塗布した B2-W と B4-W では、補修材を設けていない N0-W と同程度の疲労耐久性を有していたことがわかる。また、補修深さが圧縮鉄筋近傍までの N2-D では、補修がない N0-

D に比べて早期に押抜きせん断破壊に至っている。ただし、水張り状態の N2-W と N4-W では破壊までの走行回数も著しく少なく、補修深さの違いによる疲労耐久性の明確な違いは認められなかった。

試験終了時の試験体中央付近の走行直角方向の切断面を写真-8.2 に示す。なお、写真では試験体の中心付近で試験体を 2 分するような線が見えるが、これは走行方向に平行な面を観察するために切断したためである。N4-D と B4-W を除く試験体では、試験体上面の載荷ブロック近傍と下面を結ぶように斜めひび割れが発生しており、押抜きせん断破壊の様相を呈している。また、圧縮鉄筋付近までを補修深さとした N2-D、N2-W では、補修界面に沿ったひび割れが確認され、補修材と母材コンクリートがはく離していた可能性がある。一方、接着系材料を塗布した B2-W では、こうした補修界面に沿ったひび割れは認められず、押抜きせん断破壊に至るまで一体性が確保されていたと考えられる。また、補修深さを試験体中央付近までにした N4-D、N4-W、B4-W では、試験終了時に補修材と母材コンクリートの界面に明確なひび割れ等は認められなかった。さらに、試験体下面において漏水が確認された走行回数は、無塗布の N4-W の 7000 回に対して、接着系材料を塗布した B4-W は 15000 回程度であり、疲労による貫通ひび割れの形成を抑制できている。このことから、本研究の範囲においては、補修界面を改善する接着系材料をはつり面に塗布することによって、滯水環境下においても健全時と同程度まで疲労耐久性を向上させうることを確認できた。このため、応急的な対策等で床版上面の十分な滯水対策が難しい部分補修の場合には、接着系材料の塗布が望ましいと考えられる。

8.4 まとめ

- (1) 試験体上面に水を張った状態では、輪荷重走行による疲労耐久性が著しく低下し、接着系材料が無塗布の試験体では早期に押抜きせん断破壊に至ることを確認した。
- (2) 補修深さが圧縮鉄筋付近までの試験体において、接着系材料をはつり面に塗布することによって、母材コンクリートと補修材の一体性が押抜きせん断破壊まで確保されていた。
- (3) 人力はつり面に補修界面を改善する接着系材料を塗布することによって、滯水環境下においても健全な状態と同程度まで疲労耐久性が向上する可能性を示した。

参考文献

- 1) 北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会：北海道における
鋼道路橋の設計および施工指針，2012.
- 2) 渡邊晋也，後藤昭彦，松本政徳，宮永憲一：打撃工法によ
るハツリ処理で生じた微細ひび割れの定量的評価方法と
打継ぎ界面の付着強度に関する研究，コンクリート工学
年次論文集，Vol.35，No.1，pp.775-780，2013.
- 3) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度
と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，
Vol.9，No.2，pp.627-632，1987.

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.4 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（河川構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒地河川）、寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

担当研究者：矢部浩規、前田俊一、横山洋、伊波友生、安中新太郎、菊田悦二、内藤勲、野々村佳哲

【要旨】

積雪寒冷地の河川構造物における補修対策は、断面修復工法や表面被覆工法等の一般的な補修工法が適用されているが、過酷な環境下においては再劣化が生じている事例も多く散見される。こうした再劣化対策として、河氷等による衝突・摩耗と凍害との複合劣化に対する最適な補修方策や、樋門の劣化後の耐震性能の回復を含めた構造的な改良や補修補強方策等の確立は、積雪寒冷地の河川構造物の劣化対策における喫緊の課題である。本研究では、オホーツク地域の結氷する河川の直立護岸において、既存の補修対策箇所や損傷状態の把握や、損傷が多いコンクリートの角部への氷塊の接触状況等を把握する現地調査を行い、劣化要因を検討した。また、河氷の接触による外力と凍害の複合劣化に対する補修対策工法や部分改良等を検討するため、室内での再現試験を開始した。

キーワード：再劣化、直立護岸、河氷、摩耗、凍害、複合劣化

1. はじめに

積雪寒冷地の河川構造物における補修対策は、断面修復工法や表面被覆工法等の一般的な補修工法が適用されているが、過酷な環境下においては再劣化が生じている事例も多く散見される。過年度の研究成果において、適切な補修実施を目的とした「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）¹⁾」を策定しており、さらに樋門については、その独特の形状に対応した補修後の再劣化抑制対策の提案²⁾を行っている。

しかし、河氷の接触による外力と凍害との複合劣化といった未解明の過酷な環境に対する最適な補修方策や、凍害等による劣化後の樋門の耐震性能の回復を含めた構造的な改良や補修補強方策は未だ確立されておらず、積雪寒冷地の河川構造物の劣化対策における喫緊の課題となっている。

平成29,30年度は、8.1.3で述べたように、河氷の衝突や摩擦の作用と凍害との複合劣化箇所における最適な補修方法等を検討するため、直立護岸における劣化状態と劣化補修後の再劣化状態を把握する現地調査を実施した。

令和元年度は、これらの変状の発生要因が凍害であると推定し、建設当時の配合および配筋を模して凍結融解試験を行った。

2. 直立護岸の劣化状況調査

河氷等による摩耗と凍害による複合劣化が生じているオホーツク地域の結氷する河川の直立護岸（コンクリート矢板構造の堤防）において、劣化・損傷等に関する現地調査を行った。直立護岸の一部は補修済みであり、炭素繊維シートや高耐久型枠による表面保護工や、電気防食工法などが行われている。

2.1. 未補修区間の劣化状況

直立護岸の未補修区間では、施工後20年程度で劣化損傷が顕在化し、特にコンクリート矢板の凸部の水面近くにおいて数多く損傷が生じている。損傷の症状としては、ひび割れやコンクリートの剥離、鉄筋露出などが確認されて



写真-2.1 未補修区間のコンクリート剥離状況

いる。また、これらの損傷は経年で水面より上方向に進展していく傾向が確認されている。

損傷種類のうち最も多い症状は矢板凸部のコンクリートの剥離であり、写真-2.1に示すように、概ね一様な高さで生じていた。調査対象のコンクリート矢板が設置されている河川区間は、潮位変動の影響を受ける感潮区間であり、1日に1~2回、最大で1.5m程度の水位変動がある。写真-2.1は干潮時に撮影したものであり、コンクリートの剥離が集中している箇所は、干溝帯の下部付近であった。

写真-2.2にコンクリートの剥離が干溝帯の下部から上方向に進展して鉄筋が露出した事例を示す。鉄筋露出部では、異径鉄筋の節（鉄筋表面の凹凸）が残っているケースが多いことから、塩害腐食によってかぶりコンクリートが剥離した可能性は低い。また、鉄筋露出箇所では、鉄筋より奥側のコンクリートまで剥離しているケースも多く見られた。そのため、氷塊や流木などの衝突等の影響よりも、凍害によるコンクリートの材料劣化による影響が卓越していると考えられる。

一般に、凍害劣化の発生には、コンクリートへの水分の供給と、凍結・融解の繰り返し作用が必須である。調査対象の河川では潮汐の影響による水位変動があることから、外気による凍結行程と、河川水による融解行程および水分供給行程が繰り返されることにより、凍害劣化が進行したと考えられる。そのため、水分の供給時間の長い干溝帯の下部から先に劣化し、徐々に上方向に進展していった可能性がある。

また、コンクリート矢板の凹部では1面のみから水分供給を受けるのに対し、凸部では矢板間の隙間を含めて計3面から水分供給を受けることになる。同様に、凸部では計3面から外気による凍結作用と、河川水による融解作用を受ける。そのため、凸部は凹部に比べて水分供給が多く、凍結融解作用を受けやすいことから、劣化損傷が激しくなったものと考えられる。

写真-2.3に鉄筋露出部の上端付近におけるコンクリートの近接写真を示す。写真より、矢板凸部に上下方向のひび割れが複数生じていることがわかる。ひび割れ発生箇所は、干溝帯の範囲内にあり凍結融解を受けやすいこと、また、コンクリート自体が空気量の少ないNon-AEコンクリートであることから、凍害による内部劣化ひび割れであると考えられる。

写真-2.3のようなひび割れ発生箇所をプラスチックハンマーで叩くと、軽微な力でも繰り返し叩くことにより容易に剥落していった。また、冬期間には、写真-2.4に示すような大きな氷塊が矢板凸部に何度も衝突を繰り返して



写真-2.2 未補修区間の鉄筋露出状況



写真-2.3 鉄筋露出部上端のコンクリートひび割れ

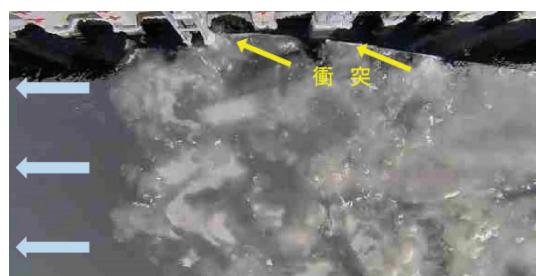


写真-2.4 大きな氷塊が矢板に衝突している状況



写真-2.5 塩害腐食によるひび割れ

いた。そのため、凍害による内部劣化ひび割れの他に、ひび割れ発生箇所への氷塊等の衝突も、凸部に損傷が生じた一因であると考えられる。

また、多くのコンクリート矢板では写真-2.1～2.3 に示す凍害を主因とする劣化が多かった一方で、一部では、写真-2.5 に示すような塩害腐食によるひび割れも発生していた。そのため、調査対象の直立護岸では、凍害による内部劣化ひび割れが主であるものの、それ以外にも衝突や塩害など複数の要因が複合して劣化損傷が進行していると考えられる。

2.2. 炭素繊維シート区間の劣化状況

直立護岸に生じていたコンクリートの剥離と鉄筋腐食への対策として、塩分吸着型の断面修復材と炭素繊維シートによる表面保護が行われた。炭素繊維シート工法は遮水による凍害抑制、および遮塩による塩害抑制を目的としている。炭素繊維シートの表面には、流下物による衝突損傷および紫外線による材料劣化への対策として、10 mm 厚の保護モルタル層が施工されている。

炭素繊維シート工法による補修区間では、施工 3 年経過後に、写真-2.6 に示すような、保護モルタルの剥落による炭素繊維シート部の露出が数多く確認されている。剥落範囲よりも広い範囲で保護モルタルの浮き（炭素繊維と保護モルタルの接着不良）が確認されていることから、最初に浮きが生じていた箇所に河氷などが衝突することにより、炭素繊維が露出したと考えられる。

施工 4～5 年経過後に、保護モルタルの剥落数を調査した結果、写真-2.6 の右側の凸部のように、保護モルタルの凸部中央に目地材が設置されている箇所においては、4 箇所に 1 箇所程度の高頻度で纖維露出が生じていた。その一方で、目地材を設けていない箇所における纖維露出は 20～30 箇所に 1 箇所程度であった。

一般に、保護モルタルには短纖維が混入されており、ひび割れが生じても保護モルタル同士が短纖維で連結されるため、浮き箇所の剥落が抑制される。しかし、目地を設けた箇所では、目地部との境界で縦ひび割れが生じており、短纖維による剥落抑制機能は失われている。その状態で浮き箇所に氷塊などの流下物が衝突することで、保護モルタルが容易に剥落し、纖維露出が数多く生じたものと考えられる。一方、目地を設けていない区間でも保護モルタルの浮きは生じていたものの、縦ひび割れが生じておらず一体化しているため、目地を設けた区間に比べて纖維露出数が少なくなったと考えられる。

なお、露出した炭素繊維シートの打音調査をした結果、



写真-2.6 保護モルタルの剥落状況



写真-2.7 高耐久型枠の取付区間の状況

炭素繊維シートに浮きは生じていなかった。また、接着用エポキシ樹脂の消失等も生じていなかった。そのため、纖維露出した箇所については、今後の紫外線劣化等は懸念されるが、現時点では、当初期待した凍害・塩害の抑制機能は保持していると考えられる。したがって、適用する表面保護工の種類を、炭素繊維シートとの付着が良好、かつ、河氷の衝突や磨耗などに対して抵抗性の高い材料等に変更することで、耐用年数を長くできる可能性があると考えられる。

2.3. 高耐久型枠区間の劣化状況

炭素繊維シート工法による補修区間では、氷塊等の衝突の影響と思われる損傷が目立ったことから、その後、凍害・塩害に加えて河氷の衝突・磨耗に強い工法として、超高強度繊維補強コンクリート製の高耐久型枠工法が採用されている。

高耐久型枠工法による補修区間を 4 年経過後に外観目視にて確認したところ、写真-2.7 に示すように目立った損傷は生じておらず、良好な状態であった。

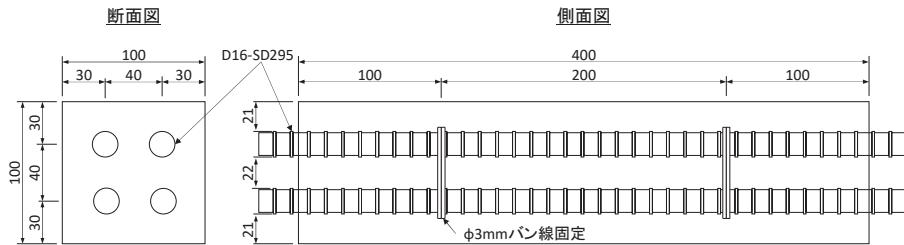


図-3.1 供試体配筋図

表-3.1 コンクリートの配合およびフレッシュ性状など

	管理値		G _{max} (mm)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				結果		
	スランプ	空気量 (mm)			W	C	S	G	スランプ	空気量	圧縮強度
建設当時	3.5	1.5	20	36	151	420	735	1110	—	—	600 kgf/cm ² ※1
本実験	±1.5cm	±1.0%	13	36	164	456	806	994	2.8cm	0.5%	71.1 N/mm ² ※2

※1:設計基準強度、※2:標準養生28日強度

2.4. 劣化状況調査のまとめ

以上の調査結果から、凍塩害による劣化の他、河氷の衝突等によってコンクリート矢板の劣化や再劣化が生じている実態を確認できた。

3. 劣化の室内再現試験

現地調査の結果、未補修区間における損傷は、凍害によるコンクリートの内部劣化ひび割れが生じた後に、ひび割れ発生箇所への氷塊等が衝突することで拡大していくものと推定された。このような損傷に対する抑制方策を検討し、最適な補修対策を提案するため、氷塊の衝突による検証実験を実施する。

令和1~2年度は、検証のための下準備として、凍害によるコンクリートの内部劣化ひび割れの再現について検討した。

3.1. 内部劣化ひび割れの再現実験

損傷の生じていたコンクリート矢板は、コンクリート自体が空気量の少ないNon-AEコンクリートであった。Non-AEコンクリートが凍結融解作用を受けると、水の凍結膨張作用により、コンクリートも膨張していくことが知られている。この膨張作用を鉄筋が拘束することにより、写真-2.3に示した様な上下方向（主鉄筋方向）のひび割れになったと考えられる。

そこで、上下方向（主鉄筋方向）のひび割れを再現することを目的に、鉄筋入りのコンクリート供試体を用いて水中凍結融解試験を行った。

3.1.1. 実験方法

実験では矢板凸部（幅15cm×奥行14cm）と同程度の大

きさである□10×40cm供試体を用い、JIS A 1148による水中凍結融解試験を行った。

実験は一般的な「無筋供試体」と、矢板凸部の主鉄筋D19×4本を模して図-3.1に示すような長手方向にD16鉄筋4本を配置した「D16供試体」の2水準で実施した。なお、鉄筋はスペーサーを使わずに型枠の端部で保持した状態で打設し、凍結融解試験の直前に供試体端部で切り揃えた。

測定項目としては、JIS A 1148で規定されている相対動弾性係数と質量減少率の他に、供試体の長手方向端部にピンを埋め込み、ノギスにて試験中の長さ変化も測定した。

表-3.1に配合を示す。供試体のかぶりが20mmであるため粗骨材の最大寸法を13mmとし、所定のスランプが得られるよう単位水量および細骨材率で調整した。なお、セメントは普通ポルトランドセメントとし、AE剤や減水剤は使用していない。各供試体は打設2日後に脱型した後、材齢28日まで水中養生を行った。

3.1.2. 実験結果

凍結融解試験結果を図-3.2に示す。なお、D16供試体は鉄筋の影響で一次共鳴振動数の測定が困難なため、相対動弾性係数の算定は行っていない。

無筋供試体の相対動弾性係数を見ると、100cyc前後で60%を下回っており、凍結融解抵抗性は低い結果となった。そのため、低水セメント比の場合であっても、耐凍害性を得るためにAE剤による空気連行が必須であると考えられる。なお、無筋供試体の150cyc以降では一次共鳴振動数の測定が困難となったが、供試体の形状は保たれていたことから、可能な範囲で質量変化および長さ変化の測定を継続した。

次に、無筋供試体の長軸方向の長さ変化率を見ると、約

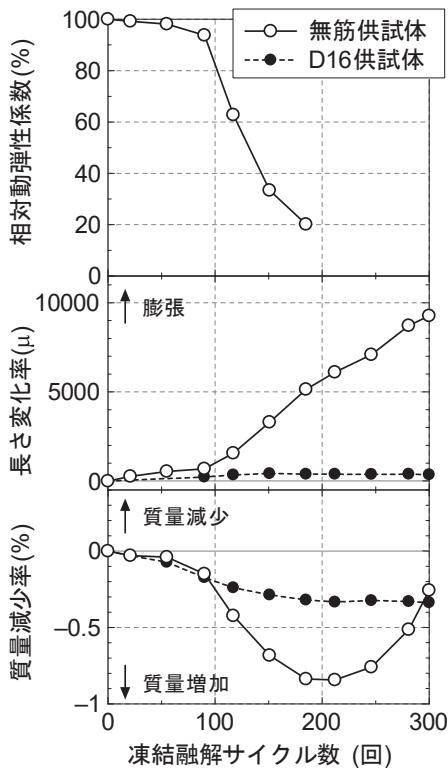


図-3.2 凍結融解試験結果（真水）

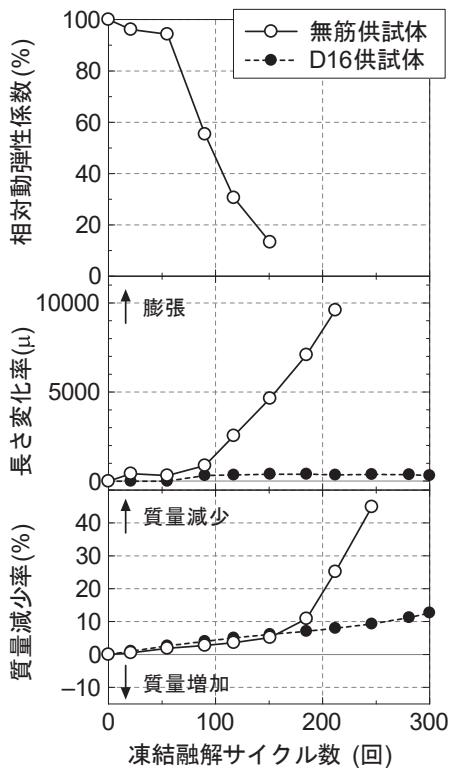


図-3.3 凍結融解試験結果（1%塩水）

9000 μ の非常に大きな膨張量となった。これはコンクリート内部の水分凍結による膨張の影響で、コンクリートの組織がゆるんだためと考えられる。一方、D16 供試体では鉄筋による内部拘束があるため、膨張量は約 400 μ と小さかった。そのため、写真-3.1 に示すように、無筋供試体では亀甲状にひび割れが生じた一方で、D16 供試体では現地の河川護岸（写真-2）と同様に、鉄筋と平行な方向のみにひび割れが生じたと考えられる。これにより、現地のコンクリート矢板の未補修区間における損傷は、凍害による劣化が端緒であることが、室内試験の面からも確認することができた。

また、質量減少率を見ると、どちらの供試体も質量が増加する傾向にあった。これは、凍結融解によって生じたコンクリートの膨張ひび割れの隙間に水分が浸透したためと考えられる。

3.1.3. まとめ

室内試験の結果、Non-AE コンクリートでは凍結融解作用によるコンクリートの体積膨張によってコンクリートが膨張し、主鉄筋と平行な方向にひび割れが生じることを確認した。ただし、再現したひび割れは、実構造物に比べて幅の小さいひび割れとなっていた。

3.2. 内部劣化ひび割れの再現実験（その2）

再現試験体の劣化損傷を実構造物の劣化損傷に近づけ



写真-3.1 凍結融解試験後の外観性状（真水）

ることを目的に、塩水、乾燥、気中凍結、試験体大型化などによる追加検討を行った。

3.2.1. 塩分の影響

調査対象のコンクリート矢板が設置されている河川区間は、潮位変動の影響を受ける感潮区間である。そこで、河川の塩分濃度の実測値に近い「1%塩水」による凍結融解試験を実施した。それ以外の試験条件については前項3.1.2に準じている。

塩水による試験結果を図-3.3 に示す。長さ変化率を見ると、200cyc 程度で 10000 μ に達しており、300cyc で約 9000 μ であった水道水に比べて大きな膨張量となっている。また、質量減少率は 10% を超えており、激しいスケーリング

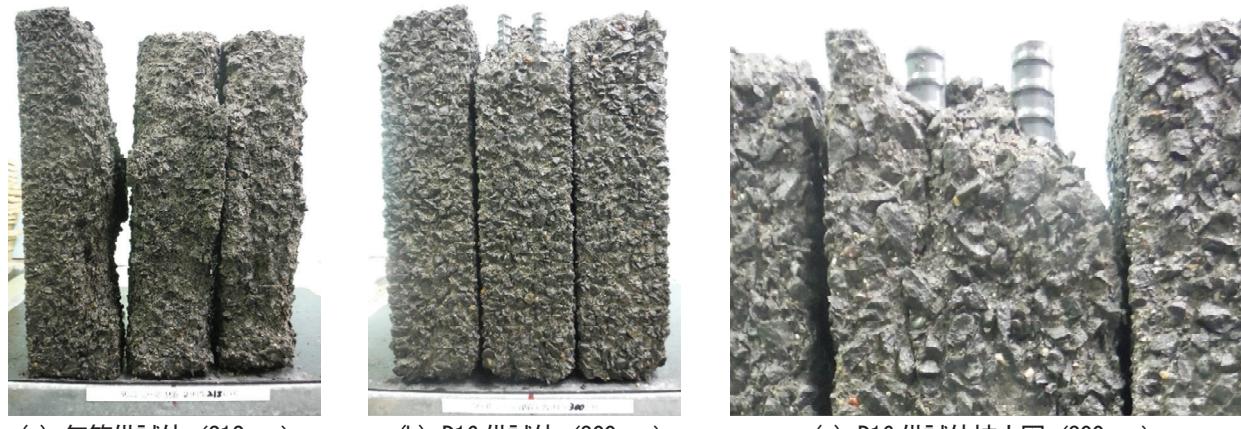


写真-3.2 凍結融解試験後の外観性状 (塩水)

を生じている。

塩水によって凍結融解試験を行った供試体の外観性状を写真-3.2に示す。鉄筋入りのD16供試体で鉄筋方向のひび割れが再現できている。また、体積膨張量の違いにより、水道水に場合に比べてひび割れ幅も大きくなっている。しかし、凍塩害の複合によるスケーリングの影響で粗骨材が供試体の全面で露出しており、現地構造物における損傷の外観性状(写真-2.1～2.3)とは異なっている。また、粗骨材による突起部が多くなっており、今後に予定している氷塊の衝突による検証実験には不向きな表面性状である。そのため、今後、検証実験用の供試体としては、水道水によって劣化促進させた供試体を中心に検討を進めていきたい。

3.2.2. 乾燥の影響

高強度Non-AEコンクリートでは、乾燥の影響を受けた場合に、凍結融解抵抗性が低下することが報告されている。そこで、28日間の水中養生後、恒温恒湿室($20\pm2^{\circ}\text{C}$ 、湿度 $60\pm5\%$)にて6ヶ月間の乾燥を与えた後、3.1.2に準じて凍結融解試験を実施した。なお、凍結融解試験は真水によって行っている。

6ヶ月乾燥後の凍結融解試験結果を図-3.4に示す。真水や塩水による試験に比べて、相対動弾性係数が早期に60%を下回っており、長さ変化率や質量減少率も図-3.2, 3.3に示した真水・塩水の場合に比べて大きくなっている。これは乾燥の影響によって細孔構造が変化し、コンクリートの凍結融解抵抗性が低下したためであると考えられる。また、原因は不明だが、無筋供試体よりもD16供試体の方が質量減少率が大きくなっていた。

凍結融解試験後の外観性状を写真-3.3に示す。事前に乾燥を与えた場合、どちらの供試体も激しいスケーリングが生じている。しかし、写真-3.2に示す塩水によるスケリ

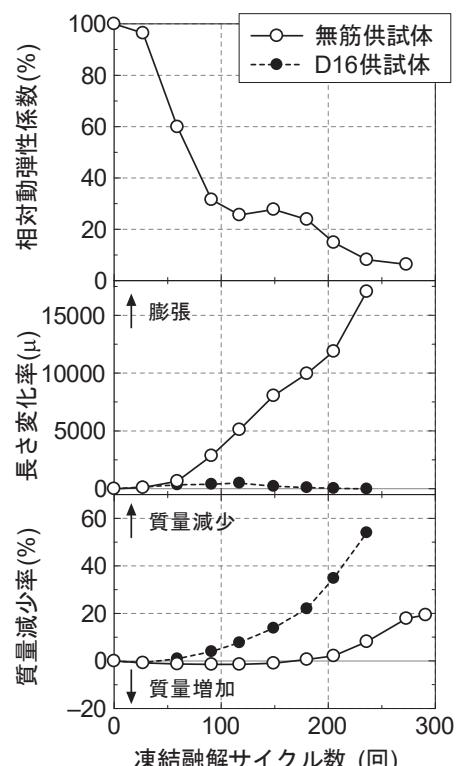


図-3.4 凍結融解試験結果 (6ヶ月乾燥後)

ング損傷とは異なる性状として、塩水による供試体ではコンクリートが堅く、粗骨材も含めて一体化した状態であるのに対し、乾燥を与えた供試体ではコンクリートが脆弱化しており、運搬や水道水による洗浄などの小さな外力で粗骨材が剥落する状態であった。これは乾燥を与えた供試体において生じている内部損傷が激化することでコンクリートが剥落し、スケーリングのような外観性状を示したためであると考えられ、塩水による表層剥離とは劣化メカニズムが異なっていると考えられる。

なお、現地構造物の写真-2.2や写真-3.4に示す、軽微な力でも繰り返し叩くことにより容易に剥落した箇所と、写



(a) 無筋供試体 (212cyc)

(b) D16 供試体 (236cyc)

(c) D16 供試体拡大図 (236cyc)

写真-3.3 凍結融解試験後の外観性状 (6ヶ月乾燥後、真水)

真-3.3(c)の拡大写真に示す外観性状が類似していることから、乾燥を与えた供試体の方が、現地の劣化状況により近い損傷性状であるといえる。

3.3. 室内再現試験のまとめ

室内試験の結果、Non-AE コンクリートでは凍結融解作用を受けると内部劣化によってコンクリートが膨張し、主鉄筋と平行な方向にひび割れが生じることを確認した。また、複合作用の要因次第でコンクリートの強度性状が変化し、凍結融解試験前に乾燥を与えた場合に損傷性状が実構造物に近づくことを確認した。

今後、劣化再現試験体に対して氷塊衝突実験などを行い、再劣化に強い補修補強技術を検討したい。また、現地構造物に比べ、劣化再現試験体におけるひび割れが小さいため、今後、劣化再現試験体を現地構造物により近づけるための劣化促進方法についても検討したい。



写真-3.4 現地構造物の脆弱化部の一例

参考文献

- 1) 土木研究所：コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）、土木研究所資料、第4343号、2016.8
- 2) 土木研究所 寒地土木研究所：凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書（案）、第4回改訂、pp.参8-25 - 参8-27、2017.5

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.5 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（沿岸構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域）

研究担当者：中嶋雄一、久保純一、木岡信治、
長谷一矢

【要旨】

沿岸構造物の補修工法の提案：凍害や流氷の作用を受ける沿岸構造物の有効な補修補強工法を見出すための現地暴露試験を継続し、海水外力、劣化損傷要因・過程ならびに耐久性等を調べた。また照査／設計支援ツールの一つとして鋼矢板への複数の海氷塊の衝突シミュレーション法を構築した。また、海氷衝突による鋼矢板本体や補修補強対策工法の耐久性確認のための中規模衝突実験や数値計算等を実施した。さらに、海水によるコンクリート摩耗および衝突力軽減対策として間隙材を含む鋼板被覆の有効性を調べるために、衝突実験を実施し、その荷重軽減効果や最適な硬さの間隙材の存在等を確認し、低コストでもある鋼板被覆+間隙材の有効性を実証した。

キーワード：海水、摩耗、凍結融解、暴露試験、衝突実験、数値計算

1. はじめに

寒冷地にある沿岸構造物の劣化は、主に凍害、塩害そして海氷摩耗の複合劣化であると考えられる。しかし、その複合劣化メカニズムの詳細については、未だ解明されていない。そして、その複合劣化に対する補修補強技術も確立されていない。しかしながら、最新の研究成果を含む国内外文献等^{1)~4)}には、コンクリート構造物の氷による摩耗対策として金属被覆が経験的に有効であるという知見や、よく知られる凍害抑制や強度向上の試みが氷による摩耗対策にも有効であるという知見も記されている。

本研究では、沿岸構造物を対象に、海水を外力とする物理的な劣化損傷要因・過程等を現地調査あるいは現地暴露試験等により調べるとともに、室内試験および理論、数値シミュレーション等も含めた、多角的な手法により、科学的根拠に基づく信頼性の高い補修補強技術の確立を目指すものである。

2. 水海域環境に関する現地調査

2. 1 海氷の固形分含有量調査

海氷には砂等の固形分が含まれる場合があり、実験や観測により幾つかの含有プロセスや、固形分を含む海氷による金属材料の機械摩耗（アブレシブ摩耗）特性が実験により明らかにされている。過年度より、オホーツク沿岸部において、海氷表面および内部の固形分含有量調査を実施しており（写真-2.1、図-2.1 参照）、

現場の不確定性を考慮した損傷プロセスモデル等、統計的推測に必要なデータの蓄積を進めている。



写真-2.1 調査の様子(固体分の付着が理解できる)

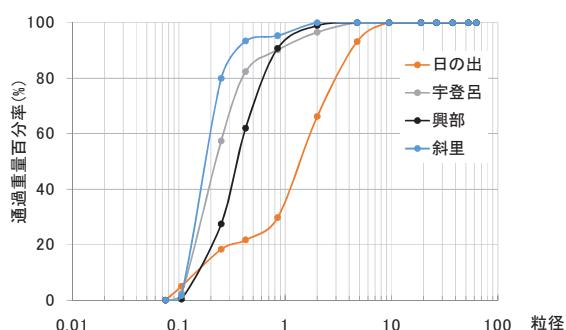


図-2.1 海氷に付着した固体分(砂)の粒度試験結果の例

2. 2 海氷の接触荷重とシミュレーション

2.2.1 海氷の接触荷重の現地計測データの傾向

昨年に続き、オホーツク海に面した北海道斜里漁港防砂堤の矢板部に荷重計を取り付け、海氷の接触荷重を計測した。これまでのデータでは、荷重形態が準静

的な荷重 (10 kPa オーダー) から短い接触時間での衝突的な荷重 (1 MPa オーダー) まで多岐に及ぶこと、振動的な荷重が大半であること、さらに、金属材料にとっては、疲労損傷や腐食疲労の影響も明らかにすべき技術的課題であること、等を確認している。

2021 年度は、2020 年度と同様に、接触頻度はかなり少ないが、これまで得られた中で最も大きい 10 MPa オーダーの荷重を記録した(図-2.2 参照)。この荷重値は、衝突的な荷重、準静的荷重(クラッキング)の中でも、筆者らの知る限りではかなり大きい部類に入る。このように、海氷の接触を受ける計測箇所の場所的な相違もあるが、荷重値やその頻度が広範囲にばらつくため、統計確率論に立脚したデータ処理やこれに基づく設計法が必要と考えられる。次項ではこの点を踏まえた解析方法の一つを概説する。

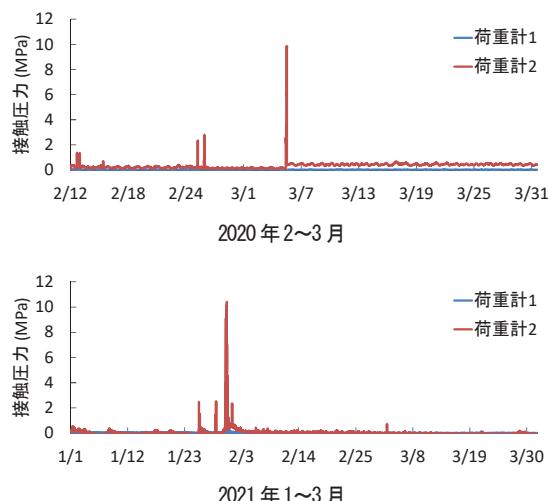


図-2.2 海氷荷重の現地計測データの例

2.2.2 荷重値と接触頻度のシミュレーション

前項の海氷荷重データについて、おもに衝突荷重(ピーク値)、発生時間間隔、作用時間などの統計的性質や確率分布モデル等を検討した。さらに、確率過程としての海氷衝突荷重の時刻歴のシミュレーション法(今回はピーク荷重値と発生時間間隔のみ)を考案した。図-2.3 には、比較的、海氷の接触頻度が多かった 2015 年 2 月のデータを例に、シミュレーションした例を示す。このように再現性は良好であり、疲労解析を含む沿岸構造物の設計の高度化に寄与する。今後は荷重の作用時間を含めたシミュレーション手法の構築とともに、前述のように、広範囲にばらつくデータを科学的に検証するには、できるだけ多くのサンプル数を取得する必要があるため、引き続き現地での調査を継続していく。

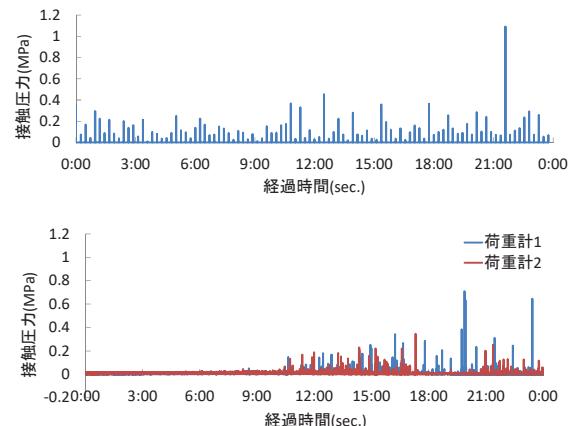


図-2.3 確率過程としての海氷衝突荷重履歴のシミュレーション例(上図)とそのシミュレーションに供した海氷荷重の現地計測データの例
(2020 年 2 月～3 月)

2.2.3 鋼矢板と海氷との相互作用の数値シミュレーション方法

鋼矢板には 3 次元弾塑性有限要素法(FEM)、および海氷にはかねてから開発中の 3 次元個別要素法(DEM)を適用した。両者には自作コードを用いている。FEM は動的作用(慣性力)を考慮したもので、塑性ポテンシャルには Drucker-Prager 式、構成則はひずみ硬化しない弾完全塑性モデル、降伏関数にモール・クーロンの破壊基準を採用した。海氷の数値モデルには、筆者のひとりが開発し、人工海氷を用いた衝突実験結果よりその妥当性が示された 3 次元個別要素法⁵⁾を応用了手法を適用している。DEM 要素はすべて同じ半径をもつ剛球とし、要素間の接触には、Voigt model を適用した。海氷はガラスや岩石より低い破壊非性をもつ脆性材料である事を考慮し、すべりやへき開破壊は結晶粒界で起こると仮定すると、DEM による海氷のモデル化が馴染む。要素間の破壊条件として、接線方向に Mohr-Coulumb の基準、法線方向では、要素間歪が限界歪みを超えた場合に破断するものとした。

鋼矢板への海氷衝突のシミュレーション例を図-2.4 に示す。この例は複数の氷塊が矢板に衝突破壊している様子である。矢板の応力分布や氷塊内の破壊クラック数や応力分布等の可視化が可能となっている。さらにこの計算によって得られた矢板に作用する衝突荷重(圧力換算)と現地計測によって得られた荷重変化の比較例を図-2.5 に示す。入力条件により様々な荷重作用形態が再現可能であるが、一応の妥当性が伺えよう。海象・氷象が推定できれば DEM により作用荷重が推定できるし、逆にこれまでの実測荷重データからこのシミュレーション手法を利用して逆解析的に荷重作用

形態を推定し、鋼矢板の変形状態や応力状態の推定については詳細設計への利用等が期待できる。

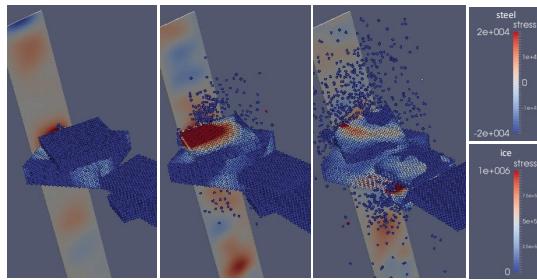


図-2.4 鋼矢板への海水衝突のシミュレーション例(矢板は曲げ応力分布(σ_y)、海水内部は主応力分布(圧縮)を示す)

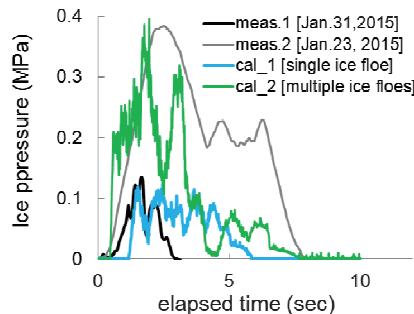


図-2.5 矢板に作用する海水衝突荷重(圧力換算)の数値計算と現地計測結果との比較例

3. 補修補強工法の評価

3. 1 現地暴露試験

オホーツク海に面した斜里漁港防砂堤の矢板部において、補修補強工法等の暴露試験を実施している。試験対象は、①重防食被覆(ウレタンエラストマー被覆)、②鋼材の集中腐食部やコンクリートの被覆に供する犠牲鋼板(SS400、溶接の被覆材として水中硬化エポキシ樹脂)、③形状や取り付け方法、配置等を改良した流電陽極、④海水荷重によるボルト破断(疲労損傷含む)観察用のモデル試験板、などである。試験体の例を図-3.1に示す。これらは、現状の鋼構造物の防食法や、



重防食試験体

ボルトモデル試験体

図-3.1 現地暴露試験体の例

鋼構造物やコンクリート表面の補修補強工法として想定しているものであり、その耐水性や劣化損傷過程等に着目して調査を継続している。

3. 2 中規模衝突実験による施設(対策工含む)への海水荷重の評価・検討

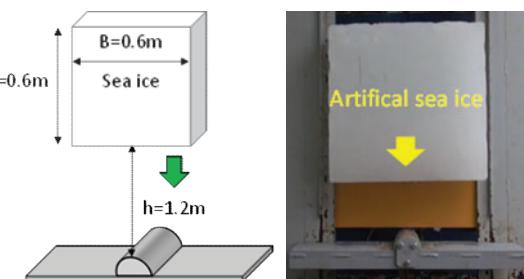
3.2.1 主に突起物を有する施設(対策工含む)への海水荷重の評価および数値計算に基づく検討

(1) 目的

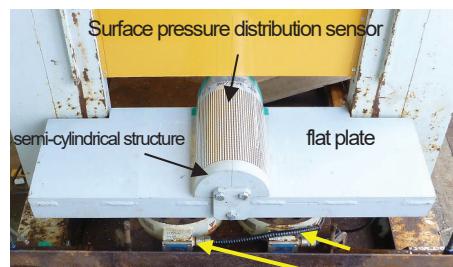
海水による、鋼矢板本体、補修/対策工、防食工(電気防食等など突起物)等の施設に及ぼす衝突力やその耐久性を評価するため、自由落下方式による人工海氷を用いた中規模程度の衝突実験を実施するとともに、その数値計算法の妥当性を検証した。

(2) 中規模衝突実験の方法と条件

衝突実験では、既報⁵⁾と同様、自由落下方式により、人工海氷を高さ $h=1.2\text{ m}$ (衝突速度 $V_0=4.85\text{ m/s}$) から構造物模型に衝突させた(図-3.2)。人工海氷は、幅(B)が 0.6 m 、厚さ(h)が 0.16 m 、長さ(L)が 0.6 m (質量は約 50 kg)の直方体に仕上げた。人工海氷は氷温-7~ -11°C、密度 $0.9\text{--}0.92\text{ kg/m}^3$ 、ブライン(塩分)量5~8%、結晶粒径が $5\text{--}20\text{ mm}$ の柱状構造であり、概ね実際の海氷構造を再現できている。衝突を受ける構造物模型は SS400 製の平板および平板に取り付けた半円筒形(直径 $\varphi 10\text{--}266\text{ mm}$)であり、同図に示すようにこれをひずみ式ロードセルを介して 2 点で支持した。支点部や基盤を含めた構造物の固有振動数は、 $2.1\text{--}5.0\text{ kHz}$ 、減衰定数は $1\text{--}5\%$ であった。



衝突方法と平板構造物の例



平板構造物の上に半円筒構造物が設置された場合

図-3.2 衝突実験の方法

(3) 数値計算法

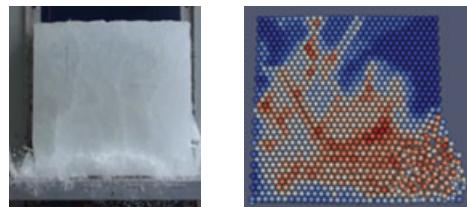
海水の数値モデルには、前述のように、3次元個別要素法⁵⁾を応用した手法を適用している。

(4) 実験結果および数値計算結果との比較

平板に半円筒が付属している場合、まず海水が円筒に衝突してスプリット破壊が生じた後、真っ二つに割れたそれぞれの氷が平板に衝突する（図-3.3 参照）。この場合、半円筒への衝突力は、平板に比べて半分以下と大幅に軽減され、2度目の衝突となる平板への衝突力もさらに軽減する。半円筒への衝突力軽減機構としては、構造物への接触面積と、個々の粒子が発揮する弾性衝突力のみに依存する状態に近いためと推察される⁶⁾。さらに、半円筒に衝突して分離破壊することは、形と衝突方向を変えることであり、これにより、大きな衝突力をもたらす面接触を免れ、さらに減速を伴うために、二度目の衝突である平板への衝突力も大きく軽減することになる。この衝突力の軽減機構を質点の斜め衝突の簡易なモデルで検討してみる。突起物の曲部を巨視的に傾斜した平板に見立て、衝突する質点（1つの粒子）は海水を構成する単結晶、つまりそれ以上破壊しない弾性球とみなす。図-3.4には、板の傾斜角度に対する、鉛直方向、水平方向の衝突力およびその合成力（斜面に垂直方向）の推移を示す。このように傾斜部の存在により、鉛直方向の衝突力は軽減する一方、その分力として水平方向にも力が発生するもののその合成力もまた軽減される。また力積も同様な傾向となり、変位も軽減されることが期待できる。以上のモデルからこの力の軽減・分散機構が説明できる。結局、曲率を持つ小さな構造体の存在により、破壊が誘発されて力が多方向に分散され、施設全体に作用する海水の衝突荷重と変位が軽減する。ただ、半円筒の直径が小さくなると、破壊や減速、面接触の軽減効果が期待できず、直径が十分小さくなれば平板と変わらないようになる。図-3.5に半円筒の直径が及ぼす最大衝突力への影響を示す。なお横軸は、直径 φ と氷の幅 b の比 (b/φ) で表示した。 $b/\varphi=0$ 時は、 $\varphi=\infty$ なので平板の場合であり、逆に $b/\varphi=\infty$ の場合は、 $\varphi=0$ となるからやはり平板の場合となる。ある b/φ で衝突力が最小値となることが推察され、この実験結果では、3~4の間と最小となり、平板に作用する衝突力の2割まで激減することを意味する。また、図-3.3 および図-3.4 には先と同様に個別要素法（DEM）による数値計算結果を示したが、こうした実験傾向や破壊状況をよく再現しているのがわかる。

以上から、本研究結果や数値計算手法は、鋼矢板本

体、海氷荷重を減じる補修・対策工、さらには防食工（電気防食等など突起物）等の検討や耐久性評価の高度化に貢献すると考えられる。今後は、半円筒のみならず、三角柱等様々な形状の構造物について衝突実験を実施する予定である。加えて、数値実験として、妥当性が明らかになった本数値シミュレーションも援用しながら、こうした耐久性評価に資する検討を行う予定である。



平板への衝突($\Phi=0$)



半円筒形への衝突($\Phi=0$)

図-3.3 氷の破壊状況（左）と計算結果（右、クラック分布）の例

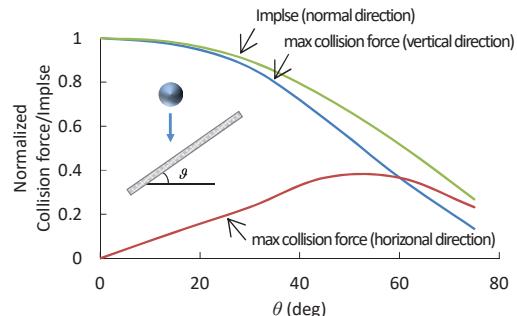


図-3.4 質点（結晶に見立てた弾性球）の斜め衝突による荷重および変位の軽減機構の簡易モデル

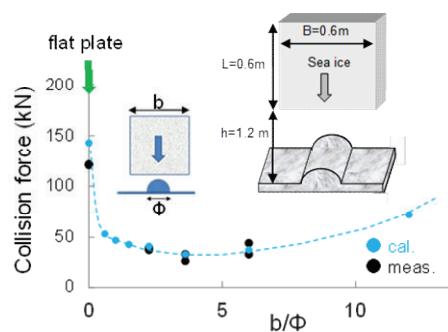


図-3.5 中規模衝突実験による構造物形状が及ぼす海氷の最大衝突力への影響と数値計算結果（DEM）との比較

3.2.2 海氷に対するコンクリートの対策工の検討

(1) 目的

海氷によるコンクリートの摩耗および衝突力軽減対策として間隙材を含む鋼板被覆の有効性を調べるために、人工海氷を用いた中規模の衝突実験を実施した。

(2) 実験方法の概要

実験は基本的には前項と同様な方法による。ただし、海氷と平らな面をもつ試験体表面との面接触の際に生じる可能性のある片当たりを防止するために、海氷の衝突面にテープを設け、極力衝突個所を試験体中央に集中させた。実験の概要を図-3.6に示す。図のように、自由落下方式により、長さ0.6m×幅0.6m(衝突面は0.2m)×厚さ0.18mの人工海氷(-10°C、柱状結晶)を落下高1.3m(衝突速度は約5m/s)から、炭素鋼板(12mm厚)および間隙材(厚さ0-30mmに可変)を被覆したコンクリート供試体へ衝突させた。さらに、前述した3.2.1の成果を参考に、炭素鋼板表面に半円形の突起(直径20-267mmに可変)を設置した実験も行った。比較のため、鋼板被覆しない状態の試験も実施した。間隙材は港湾構造物の目地材として使用されている樹脂発泡目地板(材質:ポリエチレン樹脂)を用いた。コンクリート供試体は8cm×8cmの正方形断面をもつ長さ50cmの角柱とし、凍結融解により劣化促進(100cycle)させたものとさせないものを用いた。これにロードセルを取り付けた平板状の計測架台(ベース鋼板)に載せて試験に供した。

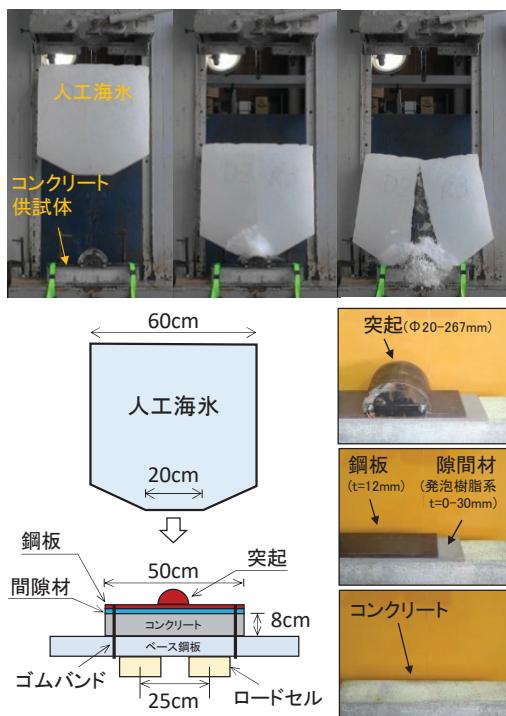


図-3.6 コンクリート+鋼板被覆への衝突実験の方法

(3) 主な実験結果

まず、凍結融解により劣化させたコンクリート供試体でも、海氷の衝突によって鋼板自体が本体に悪影響を及ぼすことはないことを確認した。また、図-3.7(a)および(b)に示すように、間隙材の存在により、衝突の作用時間は伸びる一方で、衝突荷重は軽減することを確認した。そして、図-3.8に示すように、間隙材の硬度によって衝突荷重の軽減効果は変化し、荷重条件に応じて最適な間隙材の硬度が存在することも確認した。さらに、3.2.1で述べた構造物形状による衝突荷重低減効果を加える目的で鋼板に半円形の突起を設けた実験を行ったところ、図-3.9に示すように大幅な衝突力低減効果が得られた。しかしながら、この結果は図-3.5と概ね同じ値を示しており、間隙材による衝突力低減効果は明確には現れなかった。これは、突起により先行して衝突力が十分に低減され、間隙材による低減効果が現れづらいためと考えられる。以上の結果より、衝突等の海氷作用を受けるコンクリートの保護対策の一つとして、低コストでもある鋼板被覆と港湾構造物にも使用されている間隙材の有効性を実証したほか、鋼板被覆工法の設計法の提案に向けた知見を得た。

今後は、本対策工法の有用性とその維持管理手法に繋がる使用条件の留意事項等についてさらなる検証を進めていく予定である。

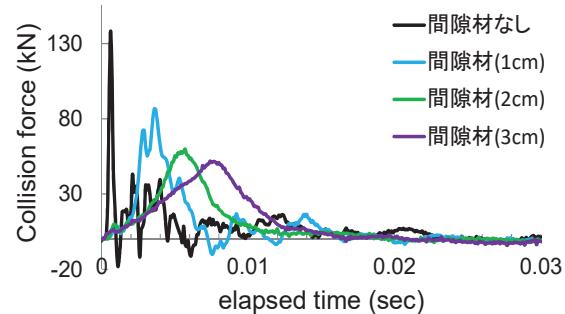


図-3.7(a) 間隙材厚に応じた衝突力波形

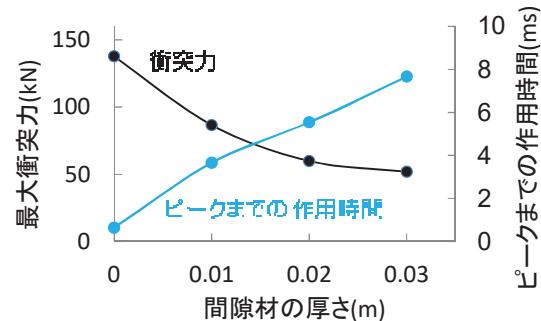


図-3.7(b) 間隙材厚と最大衝突力及びそのピークまでの作用時間との関係

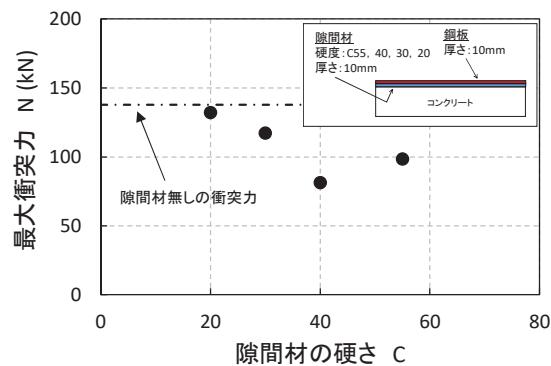


図-3.8 間隙材硬度と最大衝突力の関係

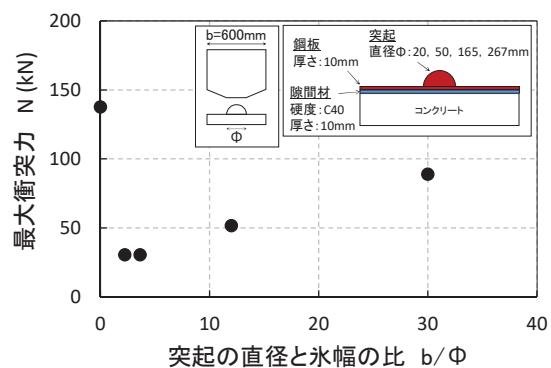


図-3.9 構造物形状と最大衝突力の関係

参考文献

- 1) S. Houvinen et al., The abrasion of concrete in arctic offshore structures, Proc. of the 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.233-240, 1988.
- 2) J.E. Janson, Long term resistance of concrete offshore structures in ice environment, Proc. of the 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.225-231, 1988.
- 3) Y. Itoh et al., Estimation method for abrasion of concrete structures due to sea ice movement, Proc. of 4th International Offshore and Polar Engineering, Vol.2, pp.545-552, 1994.
- 4) 木岡、竹内、遠藤、成田：固形分を含んだ海水の摩擦による鋼構造物の損耗機構に関する研究、土木学会論文集B3(海洋開発)、Vol. 70、No2、I_780-I_785、2014。
- 5) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁（2012）：海水塊の杭構造物への衝突に関する中規模実験とその数値計算法の基礎的検討、土木学会論文集A2（応用力学）、Vol. 15.
- 6) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁（2013）：海水の杭構造物への衝突破壊特性に関する実験的及び数値的検討、土木学会論文集A2（応用力学）、Vol. 16.

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.6 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（舗装）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：丸山記美雄（上席）、星 卓見、上野千草、
田中俊輔

【要旨】

本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の要対策箇所に対する信頼性や耐久性の高い補修補強技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度までに、ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について、現場調査に基づく評価を実施し有効性を確認し、ひび割れ抑制シートの現場への導入を進めた。また、ポットホールに対する予防的維持工法としてフォグシールに関する試験施工箇所における調査を行った。

キーワード：融雪水、凍結融解、ひび割れ抑制シート、低温ひび割れ、フォグシール、排水材

1. はじめに

積雪寒冷環境下においては、凍上・凍結融解等の要因に加え、交通繰返し荷重による疲労や摩耗が複合的に作用した舗装損傷の被害が顕在化している。そこで、本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の要対策箇所に対する信頼性や耐久性の高い補修補強技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度までに、ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について、現場調査に基づく評価を実施し有効性を確認し、現場への導入を進めた。また、予防的維持工法としてフォグシールに関する試験を行った。さらに、路床・路盤における排水システムの開発として、排水機能を有するジオシンセティクス排水材であるウイッキングファブリック排水材を用いた試験施工を実施した。

2. 低温環境下で耐久性のあるシール材等の舗装補修技術の開発

低温・凍上・凍結融解等の影響を受ける積雪寒冷地において、既存の舗装を活かし、有効に活用するための一手法として、舗装補修時にシール材やひび割れ抑制シートを使用する方法が存在する。

ひび割れ抑制シートはこれまで現場において活用されてきている。特に、不織布を基材としたタイプのひび割れ抑制シートを用いることが従来は多かったが、その効果に関する定量的な追跡調査データは少なく、費用対効果が明らかとはいえない点が課題といえる。さらに近年では、ガラス繊維などの強度の高い基材を用いたシートの出荷実績が多くなっており、これらのタイプのシート

トのひび割れ抑制効果についても明らかにしていく必要があると思われる。

そこで、積雪寒冷地の道路で良く見ることができる低温ひび割れと疲労ひび割れの補修を対象に、ひび割れ抑制シートのひび割れ抑制および発生遅延効果について、現場調査に基づく評価を実施し有効性を検証した。

2. 1 ひび割れ抑制シート

2.1.1 ひび割れ抑制シートとは

ひび割れ抑制シートは、概ね図-2.1に示すような断面構造をしており、布状やシート（薄い板）状やメッシュ（網目）状の基材の表面に、特殊アスファルトや特殊ゴムアスファルトを含浸または被膜させて 1mm～3mm 程度のシート状にしたものである。ひび割れ抑制シートを既設舗装のひび割れ直上に貼り付けることで、既設舗装のひび割れが上層に舗設する層に伝播しないようにしてひび割れの再発（以下、リフレクションクラックと称す）を抑制する。

ひび割れ抑制シートの性質は、基材のタイプ、被膜する特殊アスファルトの性質、材料の厚さと幅、貼付け方法（接着方式、流し貼り方式、鉛止め方式など）などによって影響されるため、単純に分類できない面があるが、本報文では基材の材質に応じて大まかに以下の4種類のタイプに分類している。

- a. 合成繊維不織布を基材とするタイプ
- b. ガラス繊維メッシュまたはシートを基材とするタイプ
- c. ビニロン繊維メッシュを基材とするタイプ

d. ステンレス繊維メッシュを基材とするタイプ

現在市場に出回っている製品を上記の4種類のタイプに分けて、各々のタイプの長手方向と幅方向の引張強度のカタログ値を整理した結果を図-2.2に示す。図-2.2からは、合成繊維不織布を基材とするタイプよりも、ガラス繊維を基材とするタイプの引張強度が高い傾向にあるなど、基材の材質によってひび割れ抑制シートの強度が異なることが分かる。各々のタイプの特徴を表-2.1に示すが、一般的な傾向として不織布を基材とするタイプは引張強度は小さいが伸び率が高く、各種の繊維メッシュやシートを基材とするタイプは不織布を基材とするタイプに比べて引張強度が高く伸び率が小さいのが特徴である。

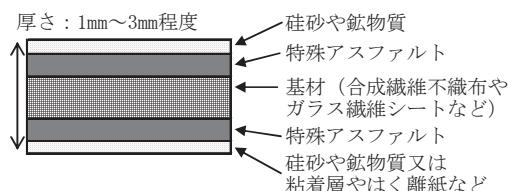


図-2.1 ひび割れ抑制シートの断面概要図

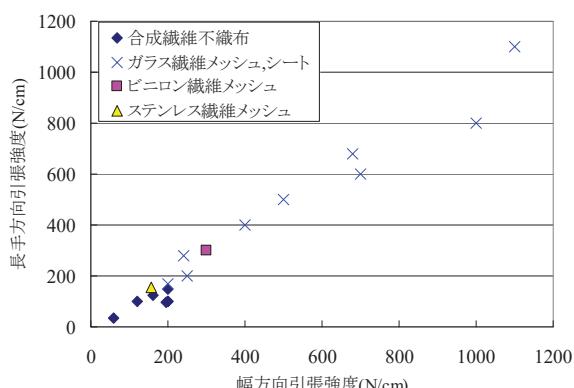


図-2.2 ひび割れ抑制シートの引張強度(基材の材質別)

表-2.1 ひび割れ抑制シートの特徴(基材の材質別)

基材の種類	特徴
合成繊維不織布	引張強度は比較的小い傾向(50～200N/cm程度) 伸び率が高く(30%以上)、変形や伸びに追随する
ガラス繊維メッシュ	直交する繊維方向の引張強度が高く(200～1000N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度は小さい傾向にある 伸び率は小さい(数%程度) 柔軟性があり、切削面などの凹凸に追随しやすい
ガラス繊維シート	直交する繊維方向の引張強度が高く(200～1100N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度も比較的良好 伸び率は小さい(数%程度) ハリがあり、切削面などの凹凸に追随しにくく空隙が残ることがある
ビニロン繊維メッシュ	直交する繊維方向の引張強度が高く(300N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度は小さい傾向にある 伸び率は小さい(数%程度)
ステンレス繊維メッシュ	直交する繊維方向の引張強度が高く(150N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度は小さい傾向にある 伸び率は小さい(数%程度)

2.1.2 ひび割れ抑制シートの室内試験による評価

ひび割れ抑制シートの効果について、室内試験によっ

て検証した結果を筆者らの既報¹⁾から抜粋し、図-2.3に示す。室内試験によってリフレクションクラックが貫通するまでの時間を調べたものであるが、試験方法の詳細は既報¹⁾に記載してあるので省略する。表層混合物が同じもの同士を比較すると、ひび割れ抑制シートが無い場合に比べて、ひび割れ抑制シートがあるものはリフレクションクラックが貫通するまでの時間が遅い。さらに、シートの基材が不織布の場合に比べて、シートの基材がガラス繊維の場合のほうが、リフレクションクラックが発生するまでの時間が遅い。このように、ひび割れ抑制シートはリフレクションクラックの発生を遅延させる効果があり、シートの基材にガラス繊維を使用したものの方が効果が高いことを室内試験では確認している。ちなみに、表層混合物にストアス混合物に変えてポリマー改質II型、またはIII型混合物を用いることによって、舗装体のひび割れ抑制効果が高まることも見て取れる。

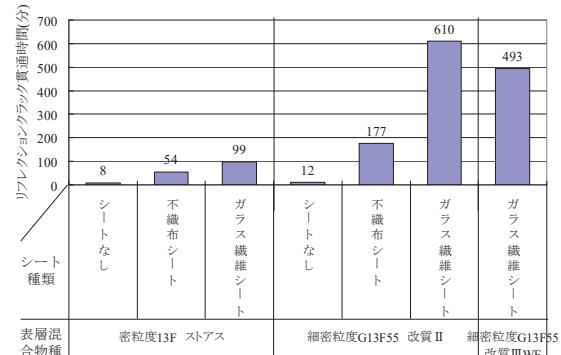


図-2.3 リフレクションクラック貫通時間

2.2 低温ひび割れ補修箇所での長期追跡調査

北海道の道路における積雪寒冷地特有の舗装損傷現象のひとつに写真-2.1に示すような低温ひび割れがある。このひび割れは、急激な温度低下に伴う舗装体の収縮に起因し、北海道の中でも冬の寒さが厳しい地域に多く発生する特徴がある²⁾。低温ひび割れはそのまま放置すると、ひび割れ開口部から雨水等が浸入し、路盤、路床の破壊にまで至り平坦性が悪化することがあるため³⁾、適切に補修する必要がある。低温ひび割れの補修工法としては、ひび割れ開口部へのシール材注入後、ひび割れ抑制シートを敷設し、その上にオーバーレイする工法が標準的に行われている。しかし、低温ひび割れ発生地域の中でも特に寒さの厳しい地域では、上述のような標準的補修工法の施工後1冬を経過した時点で再びクラックが発生してしまうことがある。

本報では、寒さが厳しい地域における低温クラック発生箇所において、標準的補修工法を含む2種類の補修工

法を用いて試験的に補修を行い、1 冬経過後、4 冬経過後、10 冬経過後の現地調査からひび割れ再発抑制効果の持続性を検証した。



写真-2.1 低温ひび割れ

2.2.1 低温ひび割れ補修箇所の概要

調査対象箇所は、国道 275 号幌加内町 KP=162～163、交通量区分 N4（100 以上 250 台未満、旧 A 交通）の区間であり、図-2.4 に試験施工の区間割りを示す。同一車線上に隣接して、合成繊維不織布を基材としたシートを用いた補修区間（以下、合成繊維不織布シート区間）と、ガラス繊維シートを基材としたシートを用いた補修区間（以下、ガラス繊維シート区間）の 2 種類の区間を設けて、補修後のひび割れ再発状況を比較している。

ちなみに、合成繊維不織布シート区間は、図-2.5 右図に示すように、既設舗装にシール材注入+ひび割れ抑制シート A（合成繊維不織布を基材、幅 W=330mm）敷設+レベリング層（粗粒度アスコン平均厚 32mm）+表層（密粒度アスコン t=30mm）で補修している。本補修工法は、低温ひび割れの補修として最も標準的に用いられており、実績も多い工法である。一方、ガラス繊維シート区間は、図-2.5 左図に示すように、シール材注入+ひび割れ抑制シート B（ガラス繊維シートを基材 幅 W=500mm）敷設+

レベリング層（粗粒度アスコン平均厚 32mm）+表層（密粒度アスコン t=30mm）で補修している。本シートは、ガラス繊維を一方向に引きそろえた薄肉シートを積層し、両面に改質アスファルトを塗布したものである。

試験施工位置近傍の 1980 年（昭和 55 年）～2000 年（平成 12 年）の凍結指数の平均値は 943°C・日と、北海道内の観測地点の平均値 585°C・日よりも高く厳しい寒さに晒される箇所といえる。

表-2.2 に、各区間の補修前の既設舗装における低温ひび割れ本数を示す。補修前の低温ひび割れ発生状況はどちらの区間も 100m 当り 11.5 本とほぼ同程度であったことが分かり、補修後のひび割れ再発を追跡比較するのに好都合である。

2.2.2 低温ひび割れ補修箇所調査結果

施工後 1 冬を経過した後の各区間のひび割れ再発状況図を図-2.6 に、ひび割れ再発本数と再発率を表-2.3 に示す。図-2.6 および表-2.2、表-2.3 から、合成繊維不織布シート区間では補修前のひび割れ本数 23 本に対して 8 本が再発し、再発率が 35% であることが分かる。本調査箇所のような非常に厳しい低温環境下では低温ひび割れ補修手法として実績のある合成繊維不織布シートでは低温ひび割れ抑制効果に限界があるものと考えられる。一方で、ガラス繊維シート補修区間の方がひび割れ再発率は 13% と低い。ひび割れ幅についても、合成繊維不織布シート区間では最大 3 mm 程度、ガラス繊維シート区間では最大 1 mm 程度と差があった。ひび割れ部の角欠けや損傷の広がりを防止するために、合成繊維不織布シート区間に発生した 3 mm 程度のひび割れにはシール材の注入処理の手間を要している。

表-2.2 補修前の低温ひび割れ本数

	ガラス繊維シート区間(L=270m)	合成繊維不織布シート区間(L=200m)
補修前 全ひび割れ 本数(本)	31	23
補修前 単位本数 (本/100m)	11.5	11.5

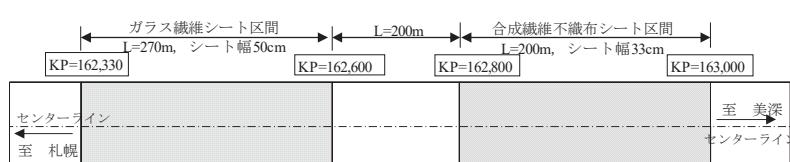


図-2.4 低温ひび割れ補修箇所の平面図

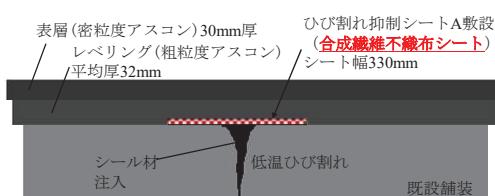
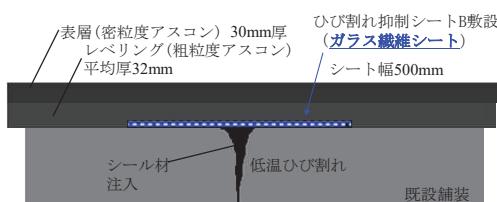


図-2.5 低温ひび割れ補修 各区間の概略図(左: ガラス繊維シート区間 右: 合成繊維不織布シート区間)

次に、施工後4冬経過後の各区間のひび割れ再発状況図を図-2.7に、ひび割れ再発本数を表-2.4に示す。両工区とも、1冬経過時点よりもひび割れ再発本数が増加しているが、ガラス繊維シート区間の方がひび割れの再発本数が少なく、再発率が低い傾向に変わりはない。

10冬経過時点のひび割れ再発状況図を図-2.8に、ひび割れ再発本数を表-2.5に示す。合成繊維不織布シート区間の再発率が61%であるのに比べ、ガラス繊維シート区間の再発率は52%と低いが、両工区の差は10%以下に縮まっている。ここで、再発したそれぞれのひび割れに維持的な対応が行われた状況に違いがある事を述べておく。合成繊維不織布シート区間のひび割れは開口幅が大きい傾向にあり、1冬経過時点でシール材注入の処置がなされたが、4冬経過時点までにシール材は剥離飛散し、その後ひび割れ部分が角欠けしてポットホールが生じるなどして混合物による補修が行われたひび割れが5本あるのに比べて、ガラス繊維シート区間のひび割れはひび割れ開口幅が小さく、現在まで維持的な対応を要していない。

これらのことから、ひび割れ抑制シートの種類によって効果に若干の違いが認められ、ガラス繊維シートは合成繊維不織布シートよりも良好な経過を示していると言える。ただし、いずれのシートもひび割れの再発を抑制・遅延させる効果があり、若干の程度の差があるだけと評価することもできる。また、いずれのシートもひび割れ開口部からの雨水の浸入を抑制し、路盤や路床の破壊を抑制している点は評価できる。本試験施工箇所の場合、経済性の面では、ガラス繊維シート補修は、合成繊維不織布シートより5%程度工事費が高くなるが、その後の維持補修費を含めたライフサイクルコスト(LCC)が有利となっているかどうかは、まだ断定することはできない。

2.3 疲労ひび割れ補修箇所での長期追跡調査

2.3.1 疲労ひび割れ補修箇所の概要

ひび割れ抑制シートの疲労ひび割れ補修効果を検証する目的で、平成19年度に試験施工を行っている。試験施工箇所は国道36号苦小牧市美々、交通量区分はN7(3,000台以上、旧D交通)の路線箇所である。この試験施工区

表-2.3 1冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

	ガラス繊維シート区間(L=270m)	合成繊維不織布シート区間(L=200m)
ひび割れ発生本数(本)	4	8
単位本数(本/100m)	1.48	4
再発率(%)	13	35
ひび割れ幅(mm)	1mm程度	3mm程度



図-2.6 1冬経過後のひび割れ状況図

表-2.4 4冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

	ガラス繊維シート区間(L=270m)	合成繊維不織布シート区間(L=200m)
ひび割れ発生本数(本)	10	12
単位本数(本/100m)	3.7	6.0
再発率(%)	32	52



図-2.7 4冬経過後のひび割れ状況図

表-2.5 10冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

	ガラス繊維シート区間(L=270m)	合成繊維不織布シート区間(L=200m)
ひび割れ発生本数(本)	16	14
単位本数(本/100m)	5.9	7.0
再発率(%)	52	61

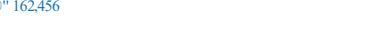


図-2.8 10冬経過後のひび割れ状況図

間においては、平成2年に交通量区分N5(250以上1,000台未満、旧B交通)対応の国土交通省北海道開発局舗装標準断面(表層4cm、基層5cm、上層路盤6cm)を試験的に延長60m設けていたが、平成13年3月に疲労ひび割れの発生が観測され、その後、平成14年3月に切削4cm+オーバーレイ4cmが施工された。さらにその後、平成19年度の時点で図-2.9に示すような亀甲状の疲労ひび割れが全区間に亘って発生し、ひび割れ率が26%、わだち掘れ量が16.5mmと補修が必要な状況となつたことから、補修に際して前述した目的の試験施工を行つたものである。

補修工事は平成19年10月末に実施され、補修後に一般交通に供用されて約9ヶ月経過している(平成28年12月末時点)。

補修方法の概要を図-2.10に示す。既設舗装の表層を4cm切削後、ガラス繊維シートを基材に用いたひび割れ抑制シートを既設舗装の基層表面タイヤ通過位置に1m幅で縦断方向に連続して流し貼りし、表層に細密粒度ギャップアスコン13F55(改質II型)を4cm舗設している。したがつて、疲労ひび割れが発生した既設舗装は、シートの下にそのまま残存した状態である。ひび割れ抑

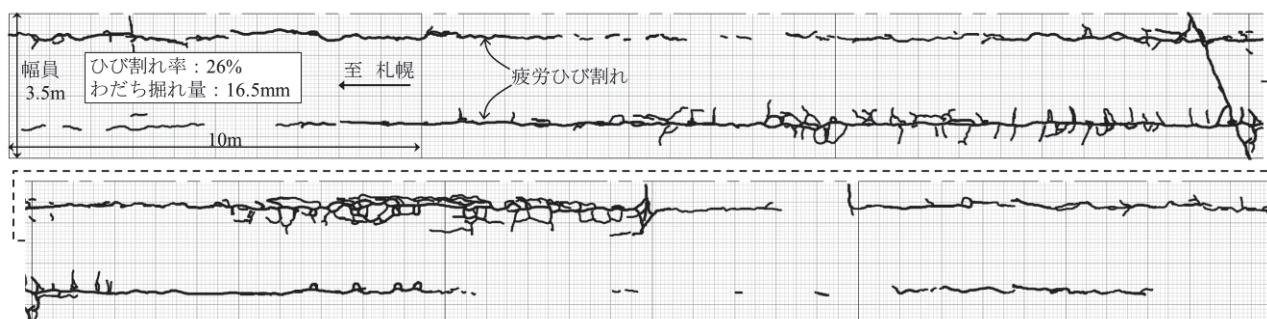


図-2.9 補修前の路面の疲労ひび割れ状況(幅員3.5m、延長60m区間)

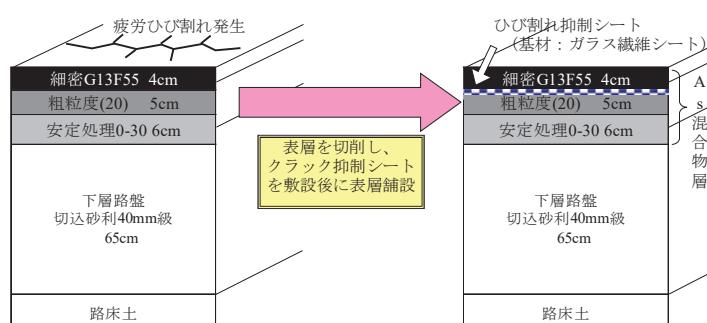


図-2.10 疲労ひび割れ補修方法概要図



写真-2.2 ひび割れ抑制シート貼り付け後の状況

表-2.6 追跡調査項目

表-2.7 路面性状追跡調査結果

わだち掘れ量
平坦性
ひび割れ率
粗粒度(20) 5cm
安定処理0-30 6cm
FWDによるたわみ量

測定項目	H19.11	H20.10	H21.10	H22.10	H23.10	H24.10	H25.10	H26.10	H27.10	H28.10
わだち掘れ量(mm)	0.8	2.9	3.7	4.5	5.3	6.2	6.6	7.9	9.5	11.2
平坦性(mm)	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5
ひび割れ率(%)	0	0	1.4	1.4	1.4	2.7	3.7	4.5	—	6.6

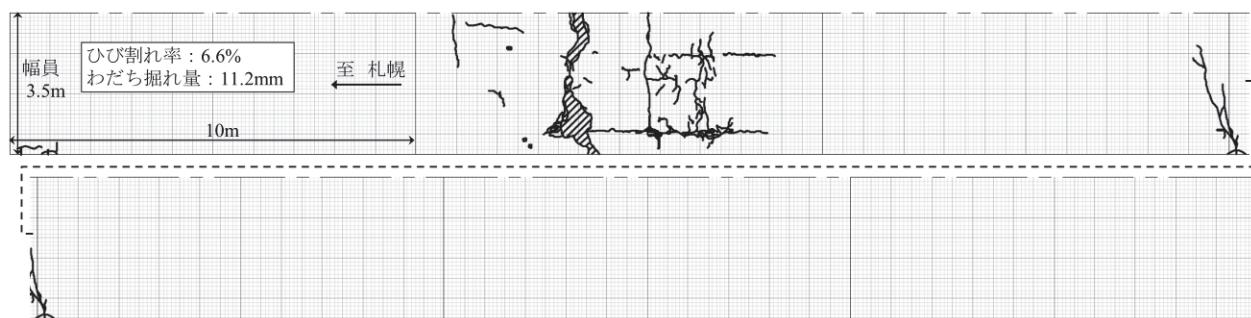


図-2.11 補修後9年経過時点のひび割れ再発状況(幅員3.5m、延長60m区間)

制シート貼り付け後の状況を写真-2.2に示す。追跡調査項目は表-2.6に示すとおりであるが、試験目的がひび割れ抑制シートの疲労ひび割れ補修効果を検証することであるから、本報では特にひび割れの再発状況に重点を置いて述べる。

2.3.2 疲労ひび割れ補修箇所調査結果

供用後約9年間のわだち掘れ量、平坦性、ひび割れ率などの路面性状追跡調査結果を表-2.7に示す。特にひび割れ率に着目すると、約9年経過時点でもひび割れ率は6.6%に留まっている。供用後9年経過時点の路面のひび割れ再発状況を図-2.11に示す。図-2.9に示した補修前の既設舗装のひび割れ状況と比較すると、ガラス繊維シートを基材にしたひび割れ抑制シートによって、ひび割れの再発が抑制されていることが分かる。若干ひび割れの再発がみられ、ポットホールが発生した部分もあるが、今後の供用にはまだ十分に耐える状態であると判断される。

図-2.12には、平成14年に施工した切削オーバーレイ後のひび割れ率追跡調査結果と、平成19年にひび割れ抑制シートを施工した後のひび割れ率追跡調査結果を対比して示した。切削オーバーレイでは施工後約2年でひび割れの再発が目立つようになり、約6年後には30%近くにまで進展して補修が必要となったのに比べて、ひび割れ抑制シート工法のひび割れ進行速度は緩やかであり、ひび割れの再発を抑制・遅延する効果が認められる。

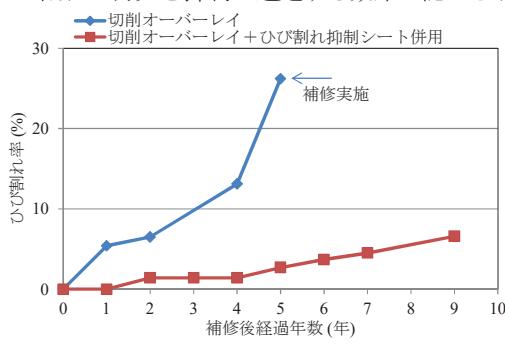


図-2.12 工法別のひび割れ率の推移比較

参考として、当該箇所の交通量および車両重量調査結果を表-2.8に示す。日当りの大型車交通量は約1,700台/車線、輪荷重の49kN換算輪数は日当りで約1,300輪/車線である。したがって、補修工事実施後、約9年2ヶ月経過までの間の累計49kN換算輪数は520万輪(平成28年12月現在値)に達している。交通量区分N5(250以上1,000台未満、旧B交通)の疲労破壊輪数は100万輪/10年である⁴⁾に対して、約9年2ヶ月経過までの間に既

に疲労破壊輪数の5倍を上回る49kN換算輪数が通過していることになる。

表-2.8 交通量および車両重量調査結果

測定年	交通量調査結果(台/日)		輪荷重測定結果(輪/日) 日49kN換算輪数
	全交通量	大型車	
2007年(H19)	5,678	1,652	1,480
2008年(H20)	5,635	1,634	1,518
2009年(H21)	5,788	1,507	1,126
2010年(H22)	5,722	2,167	1,245
平均	5,706	1,740	1,342

ガラス繊維シートを基材にしたひび割れ抑制シートを用いることで、疲労ひび割れが進行した既設の舗装体を、疲労破壊輪数が5倍以上超える期間、供用可能とした効果は高く評価できる。また、1,700台/日の大型車交通量に対して約9年供用に耐える状態を保っていることから、交通量区分N5(250以上1,000台未満、旧B交通)の大型車交通量上限1,000台/日の場合には単純計算で $9 \times 1.7 = 15.3$ 年までのひび割れ抑制効果が確認できることになり、交通量の面からも十分な耐久性を示したと評価できる。

2.4 適用方法の検討

2.4.1 低温ひび割れに対しての適用方法検討

低温ひび割れの動きは温度差が大きい場合には一日2mm程度開口幅が変化すると言われている³⁾。このような挙動を示す低温ひび割れをシートとオーバーレイで完全に抑制することは困難であり、ひび割れ再発はある程度受容することが前提となる。ひび割れの再発を受容した上で、再発率を少なくすること、再発を遅らせるうこと、再発したひび割れの開口幅を小さくすること、再発したひび割れ周辺の損傷を進展しにくくすること、再発ひび割れ開口部から路盤や路床に水が浸入しにくくすること、といった視点を持つことが、既存の舗装資産の延命化と有効活用につながると考えられる。

上述した観点に立脚すると、ひび割れ抑制シートの敷設により、ひび割れ開口部から浸入する水が遮断され、路盤や路床に及ぶ悪影響が軽減されると考えられるので、シートの敷設は有益である。そして、シートの種類については、10冬経過時点でのひび割れ再発率が不織布シートで61%、ガラス繊維シートで52%と大きな差があるとは言えないが、再発したひび割れの開口幅が少なく、ひび割れの発生が遅く、ひび割れ部分に発生する角欠け損傷が少ないという点も含めて評価すると、ガラス繊維シートなどの引張強度が高く伸び率が小さいシートを適用することは有効であると考えられる。

経済性については、ガラス繊維シートを使用した場合、施工時の費用(材工共)は約5%程度の増加と試算される。再発したひび割れ部分のシール注入や角欠け損傷への対応などの維持費も含めたライフサイクルコストを考慮すれば、5%の施工費用の増加は回収可能とも考えられるが、明らかな経済的優位性を確認するには至っていない。

2.4.2 疲労ひび割れに対する適用方法検討

疲労ひび割れに対しては、ガラス繊維シートを基材としたひび割れ抑制シートの敷設によるひび割れ抑制効果は高いと評価できる。シートを用いずに切削オーバーレイを施した場合は5年で再補修が必要な状態になったのに比べて、ひび割れ抑制シートを敷設した場合は9年経過した現時点においても供用に問題がない状況である。

経済性については、タイヤ走行位置に1m幅のガラス繊維シートを張り付ける場合、シートを用いない切削オーバーレイに比較すると施工時の費用(材工共)は約70%程度の増加と試算される。しかし、供用後の年数は9年/5年=1.8倍で、少なくとも約80%延命できたと考えると、施工費の70%の増加は既に回収できているといえる。

以上のことから、疲労ひび割れが発生している箇所においては、単純に切削オーバーレイするのではなく、シートを併用すること、更にシートにはガラス繊維シートを基材としたひび割れ抑制シートを適用することが有益である。

ただし、疲労ひび割れ発生箇所にシート工法を適用するのは、経済的な制約等があり、既設の舗装体を有効に活用する方法をとらざるを得ない場合である。疲労ひび割れが発生している状態は、舗装体が疲労破壊しており所定の支持力を有していない状態と判断されるため、本来ならば、破損部分を撤去してアスファルト混合物層全層を打ち換えるのが望ましい。しかし、舗装維持修繕費が限られる中で、現在ある舗装資産の延命化を図り有効に活用するという観点では、ガラス繊維シートなどの引張強度が高く伸び率が小さいシートを活用することが有效であるという事である。

2.5 現場への適用

上述した調査成果に基づいて、低温ひび割れや疲労ひび割れ箇所の維持修繕工事の際に用いるシートの種類を、ガラス繊維系のひび割れ抑制シートとすることを道路管理者向けに提案を行った。そして、その方針を踏まえた形の適用方法が、図-2.13に示すように北海道開発局道路設計要領に記載された。これにより、ひび割れ補修箇

所のリフレクションクラック(ひび割れの再発)を少なくでき、耐久性が高まる期待される。

(1) オーバーレイに伴うクラック処理については以下による。			
クラックの分類	クラックの程度	一般的な処理方法	備考
ヘアクラック	基層下まで及んでいない幅は5mm未満	タックコート	
線状ひびわれ	基層下まで及んでいる幅は5mm~10mm程度	填充材注入(ただし、10mm~15mmの縦断クラックの場合、状況によりシートでの対応を検討。)	アスファルト系目地材
横断クラック	温度応力等による横断クラック基層下まで及んでいる	填充材注入+シート	ガラス繊維等を基材とした引張強度が高く伸び率が小さいひび割れ抑制シートを使用する
亀甲状クラック	舗装の不適・不良 路盤・路床の不適・不良	欠損部補修 部分打ち換え 路盤打ち換え	既設のアスファルト混合物層を有効活用する場合には、ガラス繊維等を基材とした引張強度が高く伸び率が小さいひび割れ抑制シートを使用する

図-2.13 ガラス繊維基材シートの適用記載状況

3. 低温環境下で耐久性のあるシール材等の舗装補修技術の開発(その2)

道路整備が進み、ストックとして蓄積された舗装も蓄積量が膨大となっており、新設から維持修繕の時代と言われている。一方、舗装修繕予算は減少傾向にあり、効果的で安価な既設舗装の延命化手法が求められている。そのような社会的要求に応える方法として、維持工法の中に表面処理工法があり、予防的維持工法として用いる場合、舗装の破損が軽微なうちに処置することで延命効果が期待できるとされている。

表面処理工法は、既設舗装の上に3cm未満の薄い封かん層を設ける工法である。使用材料、施工方法によっていくつかの方法がある。表面処理工法は、路面の老朽化やひび割れ、摩耗などが生じた場合や予防保全の観点から行い、舗装表面を再生することで遮水性やすべり抵抗の向上など舗装の機能を回復・向上させる効果が期待できる。使用材料としては、乳剤系、アスファルト混合物系、樹脂系があり、路面の状況や交通量を勘案して選定することになる。

3.1 フォグシール

表面処理工法の一つであるフォグシールは、アスファルト舗装に適用され、乳剤系の材料を既設のアスファルト舗装の表面に塗布・浸透させる(図-3.1)ことで、表面付近の微細なひび割れや空隙を充填し、アスファルトの劣化を防ぐ工法である。

北海道をはじめとした寒冷地においては、ひび割れに水分が浸入すると凍結・融解を繰り返すことで舗装へのダメージが付加され、ポットホールの発生などに進行していく。そこで、ひび割れが微細なうちにふさぐことが有效であり、微細な部分に浸透しやすいアスファルト乳剤を用いるフォグシール工法が適していると考えられる。

特徴としては、材料を常温で扱えることと機械施工が可能で短時間で施工ができ、比較的安価なことである。一方、材料の使用量によっては、施工直後は、湿潤状態の路面のすべり抵抗が低下することがあり、留意が必要である。



図-3.1 フォグシールのイメージ



写真-3.2 DFテスターによるすべり抵抗測定

3. 2 フォグシールの構内試験

フォグシールを施工するにあたり微細なひび割れや空隙を適切に充填できるよう、寒地土木研究所構内にて散布量の検討、すべり抵抗及び不透水性の確認を行った(写真-3.1)。

散布量は、目安となる最小と最大である $0.3\text{L}/\text{m}^2$ 、 $0.8\text{L}/\text{m}^2$ の2ケースを施工した。結果、微細なひび割れが空隙を充填できる量として $0.8\text{L}/\text{m}^2$ とした。

すべり抵抗は、DFテスター(写真-3.2)による測定を行った。フォグシールを散布した場合のすべり抵抗は、 0.18μ (60km/h) となり目標値 0.25μ 以上に対して下回っていた。フォグシール散布後に砂の散布(写真-3.3)を行った場合のすべり抵抗は、表-3.1に示すように 0.25μ 以上となった。フォグシール散布後に砂を散布することがすべり抵抗の確保につながると考えられる。

不透水性は、ひび割れ部においてフォグシールありとなしの箇所で現場透水試験(写真-3.4)を行ったところ、フォグシールありは不透水性を示し、フォグシールなしは透水を示した。



写真-3.3 砂散布状況

表-3.1 砂散布を行った場合のすべり抵抗試験(DFテスター)結果

時速 km/h	すべり抵抗値(μ)		
	1	2	3
60	0.43	0.48	0.48
40	0.51	0.52	0.49



写真-3.1 寒地道路保全チームによる試験状況



写真-3.4 現場透水試験による測定

3. 3 フォグシールの試験施工

(1) 施工内容

試験施工では、ひび割れシール材による補修ができない微細なひび割れや舗装表面の空隙へ乳剤を充填してアスファルト混合物層への水分の浸入を抑制すること、および雨水や融雪水を路面上で速やかに排水することで、積雪寒冷環境下において凍上や凍結融解を受ける舗装の損傷を抑制する効果を期待している。

フォグシールの試験施工は表-3.2 に示すとおり 2018 年に施工した 8 箇所を施工パターン A、2019 年に施工した 1 箇所を施工パターン B、および 2020 年に施工した 1 箇所を施工パターン C として実施した。代表的な施工箇所の区間割りの例を図-3.2 に、施工パターン別の施工方法を表-3.3 に示す。

なお、施工パターン B および施工パターン C は、前年の施工結果から、施工方法および乳剤散布量等の改善点を抽出し、翌年の施工に反映させている。また、各施工箇所においてフォグシールの効果を評価するため、フォグシール施工区間に隣接して不施工区間を設定している。

表-3.2 フォグシール試験施工箇所一覧

箇所記号	路線番号	箇所名	車線数	施工年月	施工パターン
①	38号	釧路市鳥取大通	4	2018年11月	A
②	243号	別海町西春別	2	2018年11月	A
③	244号	小清水町浜小清水	2	2018年12月	A
④	236号	中札内村元大正	2	2018年11月	A
⑤	241号	音更町然別	4	2018年11月	A
⑥	5号	黒松内町豊幌	2	2018年11月	A
⑦	278号	函館市湯川町	4	2018年11月	A
⑧	278号	函館市小安町	2	2018年11月	A
⑨	235号	勇払郡厚真町	2	2019年10月	B
⑩	36号	苫小牧市錦岡	4	2020年9月	C

1) 施工パターン A (2018 年施工)

箇所記号①～⑧は2018年11月～12月に施工した箇所で、ディストリビュータで乳剤を全面散布した後に、砂を散布して養生を行う施工パターン A-1 に対し、施工パターン A-2 では乳剤を全面散布した後にブラシおよびレーキを使って路面およびひび割れ内部に乳剤を充填する作業（以下、擦り込み）を付加した（写真-3.5）。

2) 施工パターン B (2019 年施工)

前年に施工した施工パターン A の一冬経過後の現地状況を目視確認した結果、複数の箇所において路面および

ひび割れ内部にフォグシールの残存が認められないか、または残存がごく僅かであった（写真-3.6、写真-3.7）。このため、乳剤の車線全幅への散布に加え、ひび割れ部に局所的に乳剤を散布する方法（以下、局所散布）を試みた。さらに乳剤の散布総量を前年よりも増加するとともに、乳剤散布後の擦り込みを全ての工区で行った。

3) 施工パターン C (2020 年施工)

施工パターン C についても、前年に施工した施工パターン B の一冬経過後の現地状況を目視確認した結果をもとに、各工区において乳剤の散布総量を施工パターン B よりも増加した。また、施工パターン B ではひび割れ内部に十分に乳剤を充填させるため、局所散布を試行したが、一冬経過後には乳剤の充填が不十分な箇所が多く見られた。この要因は乳剤によってひび割れを十分に充填できていなかったことや、施工後の乳剤分解に伴う減肉によるものと推察した。そこで、施工パターン C-2 および C-4 の局所散布箇所では、写真-3.8 に示すとおり乳剤散布後にひび割れ部からの乳剤の流出を抑制して、ひび割れ内部へ乳剤を十分に浸透させて充填できるよう、レーキで乳剤をひび割れ内部へ流し込むように擦り込み作業を行った後に、砂を散布してスラリー状の乳剤と砂がひび割れ内部へ定着するように施工方法を改善した。



写真-3.5 ブラシ・レーキによる乳剤の擦り込み作業

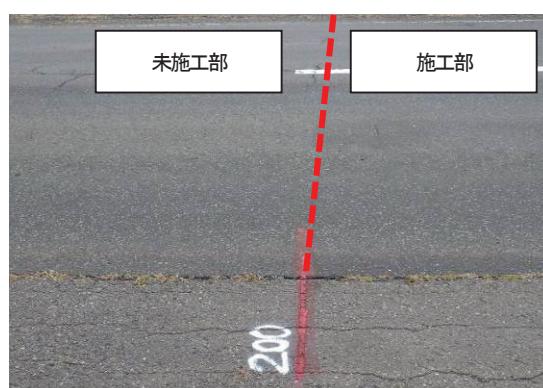


写真-3.6 一冬経過後の施工境界部の状況（箇所②）



写真-3.7 一冬経過後のひび割れ部の状況
(箇所⑤)



写真-3.8 乳剤散布直後に砂散布および擦り込みを行っている様子

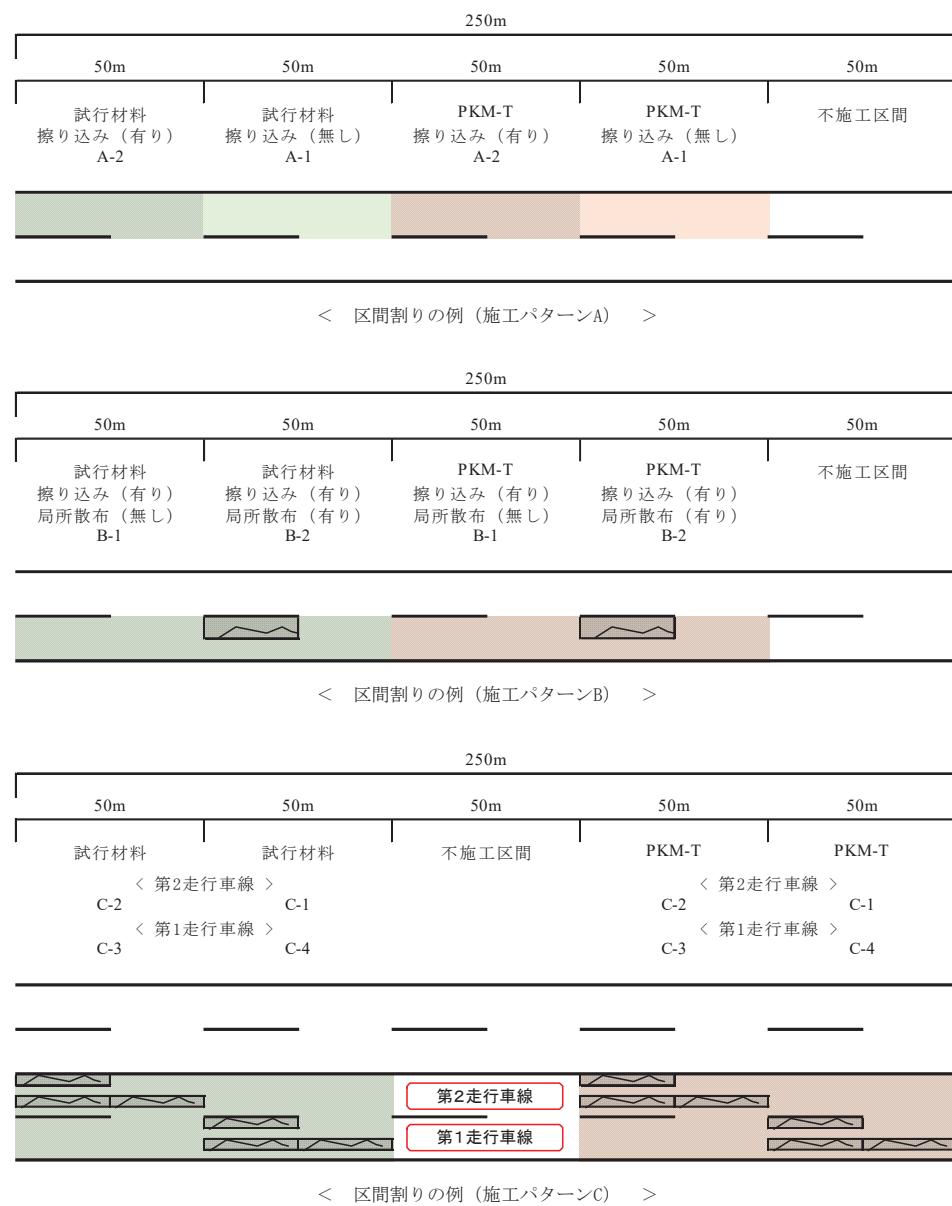


図-3.2 施工箇所の代表的な区間割りの例

表-3.3 施工パターン別の施工方法

施工パターン	A-1 擦り込み(無し)	A-2 擦り込み(有り)	B-1 局所散布(無し)	B-2 局所散布(有り)
施工手順	①路面清掃	①路面清掃	①路面清掃	①路面清掃
	②ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.7L/m ²)	②ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.7L/m ²)	②ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.4L/m ²)	②スプレイヤによる乳剤の局所散布(0.6L/m ²)
	③砂散布(0.2m ³ /10m ²)	④砂散布(0.2m ³ /10m ²)	③擦り込み作業	③擦り込み作業
	④養生	⑤養生	④養生	④養生
			⑤ディストリビュータによる乳剤散布(0.4L/m ²)	⑥ディストリビュータによる乳剤散布(0.4L/m ²)
			⑥擦り込み作業	⑦擦り込み作業
			⑦砂散布(0.2m ³ /100m ²)	⑧砂散布(0.2m ³ /100m ²)
			⑧養生	⑨養生
	⑤浮砂回収	⑥浮砂回収	⑨浮砂回収	⑩浮砂回収
	⑥交通解放	⑦交通解放	⑩交通解放	⑪交通解放

施工パターン	C-1 局所散布(無し)	C-2 局所散布(有り)	C-3 局所散布(無し)	C-4 局所散布(有り)
施工手順	①路面清掃	①路面清掃	①路面清掃	①路面清掃
	②ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.6L/m ²)	②スプレイヤによる乳剤の局所散布(0.6L/m ²)	②ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.8L/m ²)	②スプレイヤによる乳剤の局所散布(0.8L/m ²)
		③砂散布(0.2m ³ /100m ²)		③砂散布(0.2m ³ /100m ²)
	③擦り込み作業	④擦り込み作業	③擦り込み作業	④擦り込み作業
	④養生	⑤養生	④養生	⑤養生
	⑤ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.4L/m ²)	⑥ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.4L/m ²)	⑤ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.4L/m ²)	⑥ディストリビュータによる乳剤の全面散布(0.4L/m ²)
	⑥擦り込み作業	⑦擦り込み作業	⑥擦り込み作業	⑦擦り込み作業
	⑦砂散布(0.2m ³ /100m ²)	⑧砂散布(0.2m ³ /100m ²)	⑦砂散布(0.2m ³ /100m ²)	⑧砂散布(0.2m ³ /100m ²)
	⑧養生	⑨養生	⑧養生	⑨養生
	⑨浮砂回収	⑩浮砂回収	⑨浮砂回収	⑩浮砂回収
	⑩交通解放	⑪交通解放	⑩交通解放	⑪交通解放

(2) 使用材料

試験施工に用いた乳剤はタイヤ付着抑制型アスファルト乳剤⁵⁾(以下、PKM-T)およびフォグシール専用の高浸透性改質アスファルト乳剤(以下、試行材料)を全ての施工箇所に使用した。PKM-Tは、室内試験による蒸発残留分が30%以上になるよう、乳剤を水で約1.4倍に希釈(約70%)した。試行材料は、エンゲラ一度3(25°C)以下の粘性の低いカチオン系乳剤で、水による希釈は不要なものを使用した。このほか、乳剤散布後の養生に用いる砂は、黒砂または焼砂とした。

(3) 調査結果

試験施工により施工方法等の改善を重ねてきたことから、直近に施工した箇所⑩における調査結果を以下に示す。調査内容および調査目的は表-3.4のとおりである。

表-3.4 調査内容および調査目的

調査項目	調査目的
目視確認	ひび割れ部および路面への乳剤の定着状況の確認 ひび割れ部へのフォグシール施工の有無による損傷抑制状況の確認
すべり摩擦係数測定(DFT)	すべり摩擦係数の確認

目視確認では、ひび割れ部への乳剤の充填状況およびひび割れ部へのフォグシール施工の有無による損傷抑制状況の確認を主として観察した。また、既往の報告⁶⁾では乳剤の使用量によっては、散布後の路面が湿潤状態のときにはすべり抵抗が低下することがあり、砂などの散布が必要であるとされている。このため、回転式すべり抵

抗測定器（DFT）を用いてフォグシール施工前後のすべり摩擦係数を測定し走行安全性を確認した。

1) 目視確認

箇所⑩の第1走行車線における局所散布後の状況を写真-3.9に示す。乳剤散布総量の増加とひび割れへのレーキによる流し込みや砂散布を適切に行った結果、スラリー状の乳剤と砂がひび割れ内部へ充填されている。次に、局所散布後に全面散布を行った区間の仕上がり状況は写真-3.10のとおりで、ひび割れ部への乳剤の充填状況は良好である。



写真-3.9 局所散布後
(箇所⑩ 第1走行車線)



写真-3.10 局所散布 + 全面散布後
(箇所⑩ 第1走行車線)

2) すべり摩擦係数測定 (DFT)

箇所⑩の第1走行車線(施工パターンC-3およびC-4)の乳剤の散布総量は1.2(L/m²)で、試験施工箇所の中でも一番多い散布量である。この区間のすべり摩擦係数を測定した結果(図-3.3)、フォグシール施工後のすべり摩擦係数は施工前よりも低下するものの、維持修繕要否判断の目標値⁷⁾として示されている0.25を上回っていることを確認した。このことから、乳剤の散布総量を1.2(L/m²)とした場合でも、散布後(養生前)に砂を散布するこ

とで所要のすべり摩擦を満足し、走行安全性を確保できることを確認した。

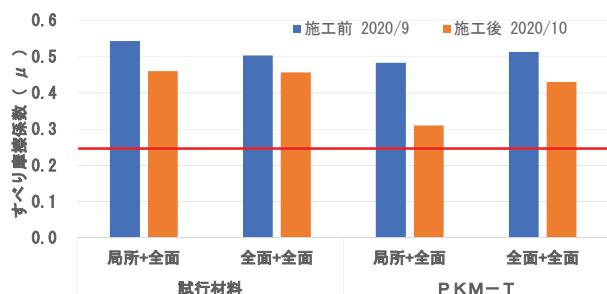


図-3.3 すべり摩擦係数
(箇所⑩ 第1走行車線)

4) まとめ

フォグシールの試験施工にあたり、前年度に施工した箇所の状況観察結果を基に施工方法の改善を重ね、ひび割れ部への乳剤の効果的な充填方法や適正な乳剤散布量を検討した。

その結果、ひび割れ発生箇所にスプレイヤで乳剤を局所的に散布すること、および散布後にレーキやブラシによって乳剤をひび割れに集積することにより、ひび割れに乳剤を十分に充填・封かんできる可能性が示唆された。今後は調査を継続し、ひび割れ内部の乳剤の残存や角欠けの発生状況等を観察し、フォグシール工法によるひび割れの進展およびポットホール発生の抑制効果を検証する。

4. 路床・路盤における排水技術の開発

舗装内への水の浸入を抑制する方法として、まずひび割れの入りづらい耐久性の高いアスファルト混合物層を用いることが挙げられる。次に路面での排水・遮水を促すため、細かなひび割れに対するフォグシールや、路肩からの融雪水の浸入を抑制する路肩排水技術が挙げられる。さらにひび割れ等の損傷部からの水の浸入を防ぐためのひび割れシール工法が挙げられる。そして、路床・路盤内に入り込んだ水分を速やかに排水する排水システムが挙げられる。ここでは、路床・路盤における排水技術について検討を行う。

4. 1 路床・路盤への浸水の影響

路床・路盤へ雨水や融雪水が浸入した場合、それらの飽和度が上昇し、支持力が低下する。積雪寒冷地においては、これに凍結および融解の作用が加わり、骨材の細粒化に伴

う更なる支持力低下や、凍上の発生による路面の不陸の発生や、新たにひび割れの発生要因となる。このため、路床・路盤への浸水を防ぐことは舗装体にとって極めて重要なことである。

舗装体への水の浸入を防ぐ方法として、前述した3項目が挙げられるが、長期間の供用に伴い、路面側からの水の浸入は避けられないものとなり、路床・路盤内における排水は重要と考えられる。

4.2 ジオシンセティクス排水材とは

ジオシンセティクス排水材とは、ジオテキスタイルと排水材が一体となったシート上の材料である。本研究の対象としたウィッキングファブリック排水材を写真-4.1に示す。黒色の縦横に織り込まれた繊維がジオテキスタイルの素材であり、白色の繊維が排水機能を有している。図-4.1に排水材の断面を示す。高い比表面積を有する構造となっており、高い浸透性を有している。この白い繊維は、一方向にのみ織り込まれており、道路横断方向に配置し、路盤・路床内の間隙水を舗装体外へ排水する役割を果たす。



写真-4.1 ウィッキングファブリック排水材



図-4.1 排水繊維の断面

4.3 ウィッキングファブリック排水材の効果

ウィッキングファブリック排水材（以下、WF排水材）はその高い透水性から埋設深さより上側から浸入した水分を遮断するとともに、WF排水材より上側にある既存の間隙水を誘引し排水する。これにより、降雨後の飽和度の上昇および、凍上量の抑制に寄与することが報告されている^{8), 9)}。

4.4 排水材を用いた予備試験施工

当研究所所有の苫小牧寒地試験道路において、令和元年度に排水材を用いた試験施工を実施した。施工状況を写真-4.2に、施工断面および埋設機器を図-4.2に、調査項目を表-4.1に示す。

WF排水材は路床面から20cm下に2%の横断勾配を持たせて敷設し、道路盛土の外側に30cm程度露出させた。この露出部より繊維内の水分が大気中へ放出される。



写真-4.2 WF排水材試験施工状況

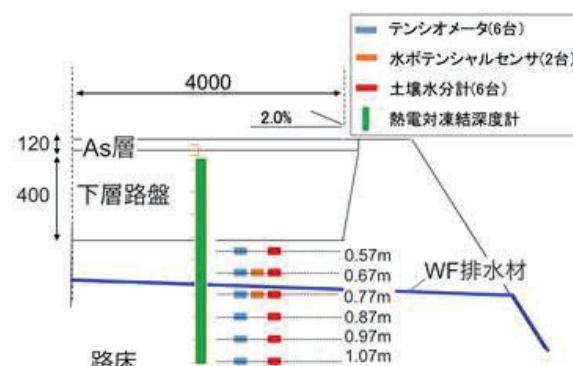


図-4.2 予備試験施工におけるWF排水材試験施工断面

表-4.1 予備試験施工における調査項目

調査目的	調査項目
舗装体内的水分の動き	テンシオメータによるサクション計測
舗装体内的水分量	土壤水分計による体積含水率計測
凍結深さ	熱電対温度計による舗装体温度計測
凍上量	レベル測量による路面高さ計測

4.4.1 調査項目

調査項目は、①路床・路盤内の水分の把握を行うもの、②凍結深さを確認するもの、そして③凍上量を確認するものの3項目とした。

4.4.2 調査結果

図-4.3と図-4.4に大きな降雨が確認された2019年12

月10日頃から路床が凍結を開始する2020年1月9日頃までのサクションと体積含水率の推移を示す。降雨後(12月16日付近)にWF排水材上側のh=-57cm, -67cmおよびWF排水材の直下にあたる-77cmにおける路床のサクションが減少し、体積含水率が大きく上昇している。一方、-87cm以深ではこの傾向が緩和されている。この要因として、WF排水材により下層への雨水の浸透が抑制された可能性、および露出しているWF排水材端部から水分を吸い上げ、WF排水材付近の路床の含水比が上昇した可能性の双方が考えられる。

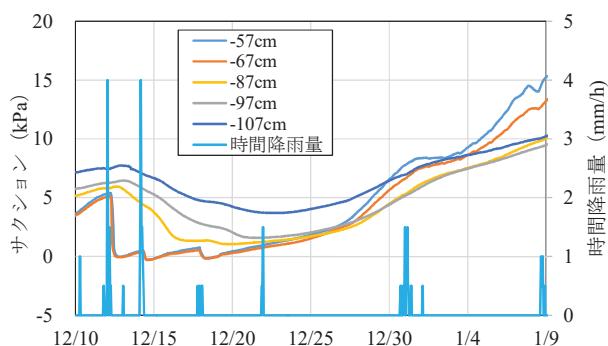


図-4.3 サクションの推移

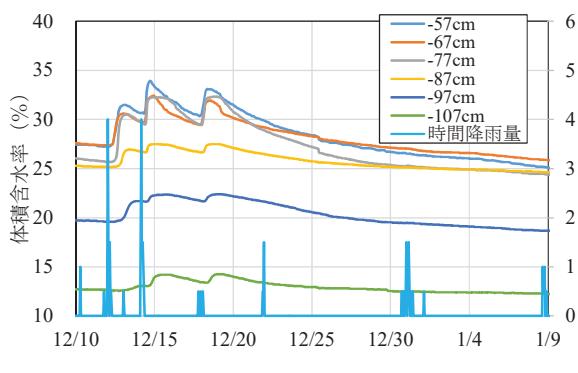


図-4.4 体積含水率の推移

また、12月18日以降は大きな降雨が発生せず、路床の体積含水率は凍結が開始するまで継続的に減少していることがわかる。これは、同期間においてWF排水材が有効に機能し、排水材付近の土の水分を排水したことによるものと推察される。

次に、表-4.2に計測された凍上量と凍結深さの結果を示す。同表より、WF排水材埋設工区では比較工区と比べ凍上量が小さいことがわかる。WF排水材の埋設により排水材付近の路床の体積含水率が減少し、凍結開始時において凍結深さ(66cm)より上部で路床が不飽和状態となつたことが凍上量の抑制に貢献したことを示唆する結果であると考えられる。

あると考えられる。

表-4.2 凍上量計測の結果

	凍上量(mm)	凍結深さ(mm)
比較工区	12.0	-
WF排水材工区	6.0	660

4.5 WF排水材用いた試験施工

予備試験施工の結果、WF排水材の概ねの特性把握ができ、各計測機器による評価の見通しが立ったことから、予備試験施工と同じく苫小牧寒地試験道路において、令和2年度にWF排水材を用いた試験施工を実施した。試験舗装の施工断面および埋設機器を図-4.5に、施工時の試験舗装の全景を写真-4.3に示す。

予備試験施工の計測結果のみではWF排水材が降雨時にどのような役割を果たしたかが解明できなかつたことから、降雨時におけるWF排水材の働きの解明、および流末からの水分の吸い上げを極力防ぐ構造を開発することを目的として、流末形状をふとんかご方式(2工区、3工区)と、暗渠排水方式(4工区)に変更した断面を作製した。また、WF排水材の埋設位置を2パターン設定し、路面側からの水の浸入に対し極力上面側で排水するために下層路盤内にWF排水材を設置した断面(2工区)と、凍上対策として路床への水の浸入を防ぐために路面上にWF排水材を配した断面(3工区)を作製した。

また、無対策の標準断面(1工区)を設け比較対象とし、それぞれの方式における排水および凍上抑制効果を検証することとした。

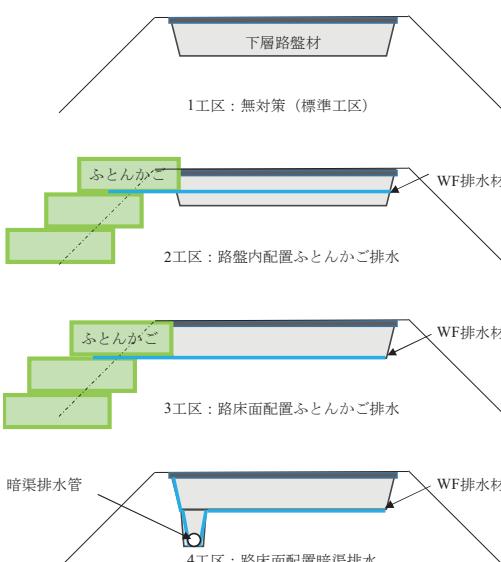


図-4.5 試験施工断面

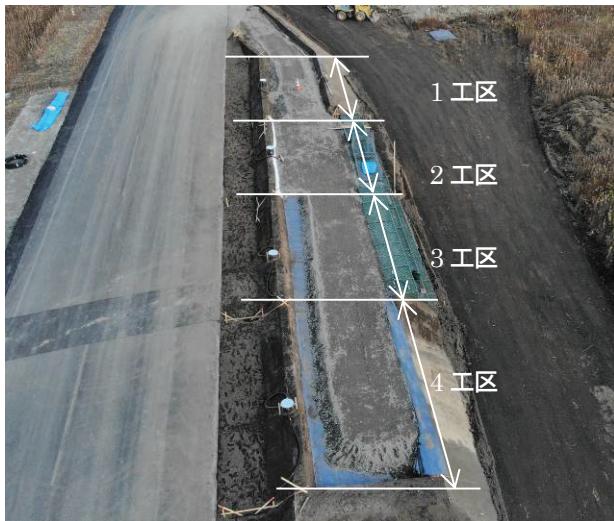


写真-4.3 試験舗装全景

4.5.1 調査項目

調査項目は予備試験施工と同様の項目に加え、表-4.3に示すように、FWDによる路面たわみ量計測や流末の体積含水率の計測、気象観測等を追加した。当該地区の融解期終了後にあたる4月に各種データを計測器より回収し、凍上量および支持力との関係性を評価し、各手法の有効性を検証する予定である。

表-4.3 試験施工における調査項目

調査目的	調査項目
舗装体内的水分の動き	テンシオメータによるサクション計測
舗装体内的水分量	土壤水分計による体積含水率計測
流末の水分量	土壤水分計による体積含水率計測
暗渠管内の湿度	湿度計による湿度計測
凍結深さ	熱電対温度計による舗装体温度計測 凍結融解深度計による電気抵抗値計測
凍上量	レベル測量による路面高さ計測
舗装体支持力	FWDによる路面たわみ量計測
気象観測	気温・日射量・風向風速・湿度・雨量

5. 既設舗装の凍上対策技術としての断熱工法の開発

ここでは、置換厚が不足し凍上による被害が生じている既設アスファルト舗装の凍上対策として、断熱工法の適用性を検討した結果を報告する。凍上抑制対策工法としては、主として凍上性の土質の材料を非凍上性の材料で置き換える置換工法が用いられている。しかし、既設舗装において置換工法により凍上対策を行う場合、路床土の置き換えるために必要な置換厚まで掘削する必要が生じ、コストおよび工期の増大、供用中の交通への影響も懸念される。そこで、既設舗装の掘り返しを最小限に押さえることが可能

となる断熱工法に着目し、その適用性を評価した。

5. 1 調査項目

当研究所所有の苫小牧寒地試験道路にて断熱工法を用いた試験舗装を施工し、各種調査を実施した。

5.1.1 試験施工断面の検討

断熱工法を用いて舗装断面を決定する際に必須となる評価項目は断熱材の①応力度の評価と②断熱性能の評価がある。応力度の評価は、「EPS工法-発泡スチロール(EPS)を用いた超軽量盛土工法」¹⁰⁾より以下の式より評価した。

$$\sigma_z > \sigma_{z_1} + \sigma_{z_2} \quad (1)$$

ここに、

σ_z : 断熱材の許容応力度 (kN/m^2)

σ_{z_1} : 断熱材上面での上載物荷重 (kN/m^2)

σ_{z_2} : 断熱材上面での交通荷重 (kN/m^2)

$$\sigma_{z_2} = \frac{P(1+i)}{(B+2htan\theta)(L+2htan\theta)} \quad (2)$$

ここに、

P : 輪荷重 (kN)

B : 車輪輪帶幅 (m)

L : 車輪接地長 (m)

h : 路面から評価面までの深さ (m)

θ : 舗装部の荷重分散角 ($^\circ$)

i : 衝撃係数

本試験施工では下層路盤下に断熱材を配置する計画とし表-5.1の条件で評価を行った。評価の結果、表-5.1の最下段に示すとおり、下層路盤層下に断熱材を配置することで荷重応力 ($\sigma_{z_1}+\sigma_{z_2}$) が断熱材の許容応力度 (σ_z) を超えないことが確認できたため、図-5.1に示す断面で試験舗装を施工した。なお、断熱材を埋設した断熱工区の他に、比較工区として凍上対策として一般的に使用されている置換工法を用いた置換工区と、凍上対策を施さない無対策工区を設けた。

当該地域の10年確率凍結深さに置換率70%を掛けた設計置換厚は80cmであり、置換工区はこれを満足させるため凍上抑制層を30cm設けている。断熱工区は、凍上抑制層を設げずに下層路盤下に砂層と断熱材を用いた断熱層

を設けている。砂層は断熱材設置面の不陸整正のおよび断熱材の保護を目的としている。断熱材はJIS A 9511 A種押出法ポリエチレンフォーム保温板（2種 b）に適合する材料をt=5 cmの厚さで設置した。無対策工区は、凍上抑制層も断熱層も設けない断面となっている。なお、各工区の延長は50 mである。

表-5.1 応力度の評価

		供用時 (コンクリート舗装施工後)
断熱材の許容応力度: σ_z		180 kN/m ²
断熱材上面での上載物荷重: σ_{z1}		11.34 kN/m ²
計算条件	コンクリート舗装版密度	23.0 kN/m ³
	コンクリート舗装版厚	0.28 m
	アスファルト中間層密度	22.5 kN/m ³
	アスファルト中間層厚	0.04 m
	路盤密度	20.0 kN/m ³
	路盤厚	0.20 m
断熱材上面での活荷重: σ_{z2}		68.08 kN/m ²
計算条件	輪荷重:P	100 kN
	車輪輪体幅:B	0.5 m
	車輪接地長:L	0.2 m
	路面から評価面までの深さ:h	0.28 + 0.04 + 0.20 = 0.52 m
	舗装部の荷重分散角: θ	45°
$\sigma_{z1} + \sigma_{z2}$	衝撃係数:i	0.3
		79.42 kN/m ²
判定		$\sigma_z > \sigma_{z1} + \sigma_{z2}$ 【OK】

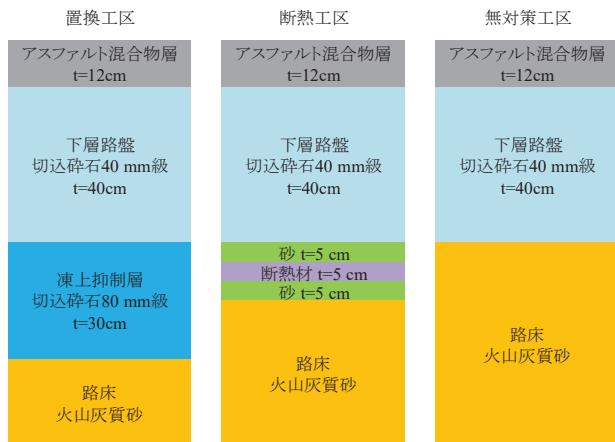


図-5.1 試験舗装断面

5.1.2 調査項目

断熱性能等の評価を行うため表-5.2に示す調査を実施した。凍結深さ測定は断熱材の断熱効果を評価するためメチレンブルー凍結深度計を用いて実施した。さらに、凍上抑制効果を評価するため、レベル測量により凍上量を測定した。また、融解期にFWD測定車を用いて支持力測定を実施した。

表-5.2 調査項目

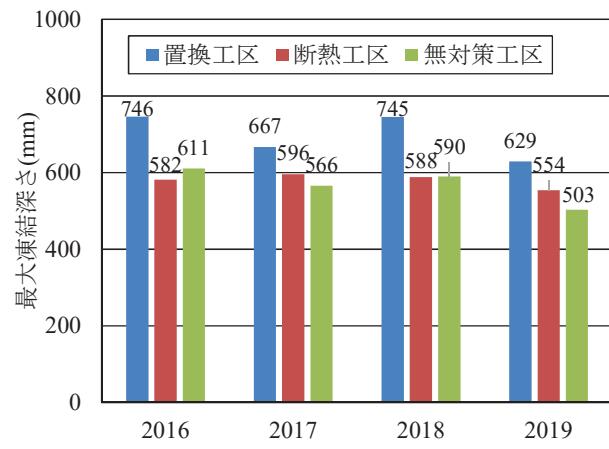
調査項目	評価項目	使用機器
凍結深さ測定	最大凍結深さ	メチレンブルー凍結深度計
凍上量調査	最大凍上量	レベル
支持力調査	D ₀ たわみ量	FWD測定車

5.2 調査結果

各調査を2016年度から2019年度までの11月～3月に実施した。当該地区の20年間の平均凍結指数は475 °C・daysに対し、調査を実施した4年間は356～461 °C・daysと比較的温暖な気象条件であった。また、当該地区の20年間の平均最大積雪深は32.3 cmであり、調査期間における年最大積雪深は17～43 cmとなっている。なお、調査箇所において積雪が確認された場合は、翌朝除雪車を用いて除雪を行い、供用中の国道と同様に路面が露出する環境を維持した。

5.2.1 最大凍結深さ

調査結果を図-5.2に示す。置換工区の最大凍結深さがいずれの年度においても最も大きくなっている。これは、凍上抑制層に用いられている切込碎石の含水比が路床土と比較して低いこと、および熱伝導率が高いこと等が影響し凍結が入りやすかったためと考える。なお、調査を行った4年間で置換工区の置換厚82 cmを超える値は観測されなかった。断熱工区の断熱材埋設深さは図-5.1に示すとおり57～62 cmであるが、この工区の最大凍結深さはいずれの年度もこれより浅いか、断熱材埋設深さ内で収まっており路床面まで凍結が到達していない結果となった。無対策工区では、2019年度を除き路床面の位置する52 cmより深くまで凍結が入り、路床が凍結した結果となっている。



5.2.2 最大凍上量

調査結果を図-5.3に示す。無対策工区では、凍結が路床まで達している2016年度および2017年度に15mmを超える凍上量が観測された。一方、置換工区および断熱工区はいずれの年度においても路床まで凍結が達していないことから、最大凍上量は数mm程度であった。また、置換工区と断熱工区の最大凍上量の差はいずれの年度においても1mmとなっており、両工区は同程度の凍上抑制効果を発揮していることが示された。

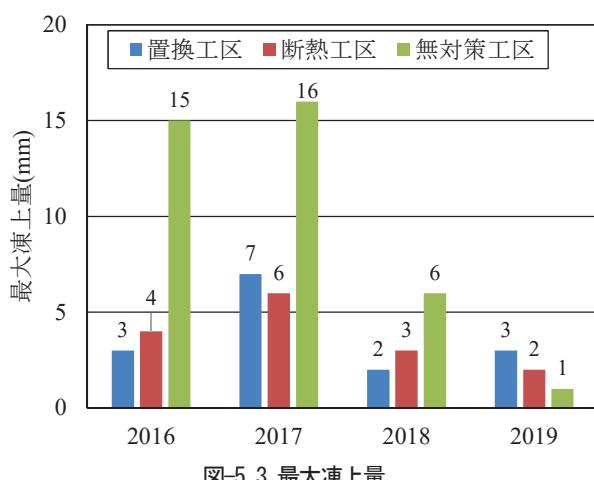
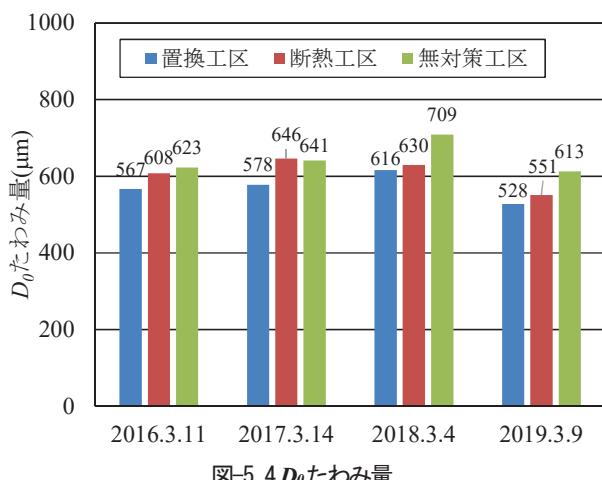


図-5.3 最大凍上量

5.2.3 D_0 たわみ量

FWD測定車を用いて、各年度の融解期において D_0 たわみ量が最大となった調査日の値を整理した。結果を図-5.4に示す。

図-5.4 D_0 たわみ量

いずれの年度においても融解期において D_0 たわみ量が最大となるのは3月上～中旬であった。 D_0 たわみ量は、いずれの年度も置換工区の値が最も小さく、3工法の中では

支持力を最も得られる舗装断面であると言える。断熱工区の D_0 たわみ量は概ね置換工区と同程度あるいは若干大きな傾向が見られた。これは、切込み碎石を用いた凍上抑制層と断熱材および砂を用いた断熱層の弾性係数の違いによるものと考えられるが、 D_0 たわみ量に顕著な差は現れなかった。一方、無対策工区では、置換工区の D_0 たわみ量と比較して100 μm 程度大きな値となる年度が存在した。これは凍結融解作用により路床の支持力が低下したためと考えられる。

5. 3まとめ

- アスファルト舗装において断熱工法を用いた試験施工より以下の知見が得られた。
 - 凍結深さ測定の結果、断熱工区において路床への凍結の侵入を抑制していることが明らかとなった。
 - 凍上量測定の結果、断熱工区は置換工区と同程度の凍上抑制効果が得られることが明らかとなった。
 - FWDによる支持力調査の結果、融解期における断熱工区の D_0 たわみ量は、置換工区より若干大きな値を示すものの、概ね同程度の支持力を有する結果となった。

以上よりアスファルト舗装における断熱工法の適用性と効果が確認できた。断熱工法は特に置換厚が大きく凍上対策コストが大きくなる寒冷な地域において、よりコスト縮減が期待できる。今後、気象条件や、交通条件別に断熱材の最適な設置深さについて検討を進める予定である。

6. まとめ

- (1)低温ひび割れ補修箇所における追跡調査結果から、ひび割れ抑制シートによって、低温ひび割れの再発がある程度抑制できている状況が確認できた。ガラス繊維を基材に使用したシートの方が不織布を基材にしたシートよりも経過は良好であり、再発したひび割れの開口幅も狭い状況が確認できた。低温ひび割れの補修にひび割れ抑制シートを用いることは有益であり、ガラス繊維シートなどの引張強度が高く伸び率が小さいひび割れ抑制シートを適用することは有効と考えられる。
- (2)疲労ひび割れ補修箇所における追跡調査結果から、ガラス繊維シートを基材に用いたひび割れ抑制シートによって、疲労ひび割れ部のリフレクションクラックの発生を抑制する効果が見られた。疲労ひび割れが発生している箇所においてひび割れ抑制シートを用いる場合には、ガラス繊維シート等を基材としたひび割れ抑制シートを適用することが有効と考えられる。
- (3)ガラス繊維シート等を基材としたひび割れ抑制シート

トを、低温ひび割れや疲労ひび割れの処理に用いることが、道路管理者の要領に記載された。

(4) ポットホールに対する予防的な工法であるフォグシールの試験施工箇所を追加し、ひび割れ部への乳剤の効果的な充填方法や適正な散布量を検討した。その結果、ひび割れ部へ乳剤が十分に充填されていることを確認した。引き続き追跡調査を実施し、ひび割れ内部の乳剤の残存や角欠けの発生状況等を観察し、フォグシール工法によるひび割れの進展およびポットホール発生の抑制効果を検証する。

(5) 路床・路盤内の水分を排水する WF 排水材を用いた試験施工を実施し、WF 排水材により路床内の水分が排水され凍上量が抑制されることを明らかにした。一方、まとまった降雨のある場合および流末に水が滯水する条件下では、流末から舗装体内へ水が逆流する懸念があることが明らかとなった。今後、令和2年度に施工した流末形状を変更した試験舗装において、データを採取し検証を行う予定である。

(6) 既設舗装の凍上対策技術としての断熱工法の試験舗装を作製し、断熱工法の路床への凍結侵入抑制効果、凍上抑制効果を明らかにした。今後、気象条件や、交通条件別に断熱材の最適な設置深さについて検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 丸山、金子、熊谷：舗装補修に使用するひび割れ抑制シートの効果、第 54 回(平成 22 年度)北海道開発技術研究発表会、コ-7、2011 年 2 月
- 2) 菅原、久保、森吉：寒冷地舗装に発生する横断ひび割れ、道路、pp.37-40、1978 年 8 月
- 3) 阿部、小笠原、野竹：アスファルト舗装の低温クラックの評価と補修工法について、第 21 回日本道路会議論文集、pp.706-707、1995 年
- 4) 日本道路協会：舗装設計便覧、p.30、2006 年 2 月
- 5) 一般社団法人 日本アファルト乳剤協会：日本アスファルト乳剤協会規格 2020、令和 2 年 2 月
- 6) (国研) 土木研究所寒地土木研究所寒地道路保全チーム：舗装表面処理工法フォグシールについて、寒地土木研究所月報 No. 795、2019 年 8 月
- 7) 社団法人 日本道路協会：道路維持修繕要綱(昭和 53 年版)、昭和 53 年 7 月
- 8) Jun Guo, Jin Han, Xhong Zhang and Zexia Li : Evaluation of moisture reduction in aggregate base by wicking geotextile using soil column teats , Geotextiles and Geomembranes 47 306-314, pp.306-314, 2019.
- 9) Jeff Currey : H₂Ri Wicking Fabric Experimental Feature Final Report, ALASKA Department of Transportation and Public Facilities, pp.1-14, 2016
- 10) 発泡スチロール土木工法開発機構：EPS 工法、理工図書、pp.89-94、1993.5

8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

8.2.7 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（切土のり面）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）
研究担当者：畠山 乃、林 宏親、山木正彦、佐藤厚子

【要旨】

本研究は、北海道のような寒冷地域において凍上等の作用により被災した切土のり面に対して、信頼性や耐久性の高い補修補強技術を開発し、社会実装に向け提案することを目的としている。ここでは凍上発生の3要素といわれる温度、水分、土質のうち、温度に着目し、断熱による補修補強技術を検討した。具体的には、一般的に凍上を受けた切土のり面において使用される特殊フトン篠に断熱材を内包し、さらに、施工性と安全性の向上を図り斜面での人力作業を低減可能なワンパック断熱フトン篠を考案し、その試験施工を実施した。

キーワード：凍上、断熱対策、特殊ふとんかご

1. はじめに

北海道のような寒冷地においては、凍上現象により融解時の道路の切土のり面の変状や崩壊が多々報告されている。その対策として、のり面の湧水処理を目的としたのり面被覆用の特殊フトン篠（一般的なサイズは幅1000×長さ2000×高さ250mmで、鉄線で編まれた直方体内に粗粒材が中詰め材として詰められているもの）を敷設している例が数多くあり、一般的な工法として定着している^①。しかし、厚さ25cmの粗粒材を中詰め材とした構造では、礫材の熱伝導率が比較的大きいことから寒気による背面地山への凍結面の進入を防止することはできていないため、凍上性が高い背面土の場合には凍上を繰り返し受けすことになり^②、特殊フトン篠が波打つような変状が発生する。写真-1.1に特殊フトン篠施工1年後と4年後の同一箇所の状況を示す。

ただし、そもそもこの特殊フトン篠工は、凍上および融解によるのり面の上下の動きに追随することで、その排水機能が損なわれず、効果の持続を期待する工法であるため、先述の変状は許容されるともいえる。また、凍上に対し特殊ふとんかご工により補修された切土のり面が再度凍上により崩壊した事例は確認されておらず、その効果が否定されるものではない。

しかし凍上を繰り返し受けた背面土の状態は容易に点検することができず、長期的な安定性については不明な点が多いのも事実である。その他、施工において高所かつ斜面での人力施工に頼ることも多く、施工性や安全性



写真-1.1 特殊フトン篠の経年変化
(上：施工1年後、下：施工4年後)

に課題が挙げられる。

凍上対策の考え方は、凍上の 3 要素（土・水・温度）のうち、どれか一つを取り除くことが基本となっており、切土のり面においては、板状の断熱材を用いて地山面に凍結面を進入させないようにする断熱工法が一部採用されている³⁾。のり面の断熱工法では、①背面地山面からの滲出水の処理、②地山面への凍結面の進入防止、③雨水や融雪水等の表面水によるのり面保護を同時にに対応できるような構造となっている。今回、これらの機能を一つの籠の中にセットすることで施工性を向上させ、かつクレーン等によるのり面設置を可能にすることで安全性を向上させた「ワンパック断熱フトン籠」を新たに考案した。

本報告は、「ワンパック断熱フトン籠」に関する試験施工の結果を報告するものである。具体的には、「ワンパック断熱フトン籠」の作製から設置までの作業を確認するとともに、冬期におけるのり面地中温度データや凍結深度を計測し、その結果をとりまとめた。

2. ワンパック断熱フトン籠

ワンパック断熱フトン籠は、北海道開発局においてのり面の表層安定処理工法の一つに用いられている特殊フトン籠をベースとし、その底部に断熱材と排水材を敷設し一体化させることで、①地山からの滲出水の処理（地下水の出水が多い場合には別途排水工を設置）、②のり面の凍結、凍上防止、③雨水等の表面水による侵食防止、の 3 つの効果を期待した凍上対策工である。このワンパック断熱フトン籠の構造について図-2.1 に示す。植生工の有無と中詰材の粒径については、各現場条件によって選定することになる。

今回のワンパック断熱フトン籠の作製は法尻部等の平場での作業を想定しており、その手順は、①籠底面と側面の組立→②排水材設置→③流出防止ネット設置→④断熱材設置→⑤中詰材投入→⑥中詰材転圧→⑦植生工設置→⑧籠上面組立の順としている。また、このフトン籠ののり面への設置は、施工性と安全性を考慮して、作製したフトン籠を重機で吊り上げて直接のり面に設置する施工方法を想定している。そのため吊り上げによる籠の変形を防止する必要があるが、今回は籠の補強が不足していたため別途吊り金具を使用して施工した。

この一基当たりのワンパック断熱フトン籠の規格は、鉄線中心間で幅 1.0m、奥行 1.0m、高さ 0.30m・0.35m・0.40m（断熱材の厚さ：5・10・15cm）の 3 パターンを標準としており、ここでは、断熱材の厚さ 15cm、籠高 0.40m を使用した。中詰材の厚さは 25cm で流出防止

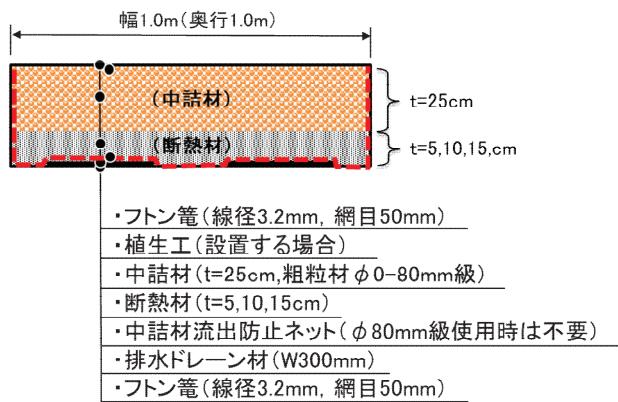


図-2.1 ワンパック断熱フトン籠（暫定構造）

ネットを籠の内側に設置して Ø 0-80mm 級の切込み碎石を使用した。今回の試験施工では、先に触れたように籠の補強が不足していたため未転圧の状態で施工したが、中詰材を転圧し密実化することで籠の経年変化を抑制できると考えられるため、引き続き、新たにフトン籠の規格や構造を検討して、中詰材の転圧や吊り上げ施工が確実に施工できるよう検討を行う。

3. 試験施工

3.1 施工箇所の概要

ワンパック断熱フトン籠工法による試験施工箇所は、北海道東部に位置する海沿いの道路線形改良後の旧道切土のり面である。切土のり面を形成する地山は、新第三紀厚内累層の凝灰質シルト岩⁴⁾で形成されており、凍結融解履歴による風化が著しく、表層が土砂化して写真-3.1 に示すように激しい表層崩壊が発生している。その結果、のり面の上部にシルト岩面が露出した状態となり、中段から下端部にかけて土砂化した崩土が厚く堆積した状態になっており、その部分に植生が繁茂している（写真-3.2）。これら露岩部ののり面勾配は、1 : 1.2 となっている。

写真-3.3 に試験施工範囲の切土のり面整形後のシルト岩面を示す。シルト岩はバックホーで容易に掘削整形が可能で、風化の進んだ土丹化した状態にはほぼ水平に薄層の砂分が狭在していることが確認できる。現地にて実施したポータブルコーン試験では貫入不可であったが、岩片の強度は小さく指圧で簡単に破碎できる程度の固結度の岩盤である。また、シルト岩面上部の赤点線で囲んだ箇所には、Y 字に配置したのり面暗渠排水工の痕跡が一部に確認できる。切土のり面は約 6~7m 程度の高さで、小段面付近から上位には火山灰質のシルト質土が堆積している。

3.2 計測等条件

試験施工は、切土のり面（シルト岩）への凍上凍結調査



写真-3.1 シルト岩が露出した切土のり面



写真-3.2 崩積土に繁茂した植生



写真-3.3 切土 (1 : 1.2) が完了したシルト岩面の状態 (赤い点線が暗渠排水工の痕跡)

を実施し、断熱フトン箆による凍上対策工の効果を確認することを目的としている。切土のり面は、前出の写真-3.3に示すようにのり勾配1:1.2で整形し、写真-3.4に示す対策箇所と無対策箇所の試験施工ヤードを構築した。

冬期間の地中温度を計測するため、機械ボーリングによって設置孔を掘削し、図-3.1に示す対策箇所（計測深度2.0m）と無対策箇所（計測深度5.0m）の2地点に温度センサー（T熱電対）を設置した。これにより対策工の効果や地中への凍結面の進行および温度分布状況を確認できるようにした。また、温度センサーは表層部では深度方向に10～25cm間隔とし、徐々に深くなるとともに50～150cm間隔で熱電対を配置し、孔壁面に接するように設置して孔内埋戻し材料の影響を低減できるようにした。孔内の埋戻しにはモルタルを用いた。

対策工箇所に設置するワンパック断熱フトン箆については、のり尻部に1基とのり面部に3基のものを3列設置し、表面温度計測のために任意のフトン箆上面にも温度



写真-3.4 試験ヤードにおける対策工設置状況

センサー（T熱電対）を設置した。このとき、周辺からの温度の影響を抑制するため、断熱材を対策工箇所周辺に敷設した（写真-3.4参照）。なお、対策工設置前の試験箇所ののり面は、断熱材で養生していたものの表面が霜で覆われた状態になっており、今回は寒気の影響を受けた条件

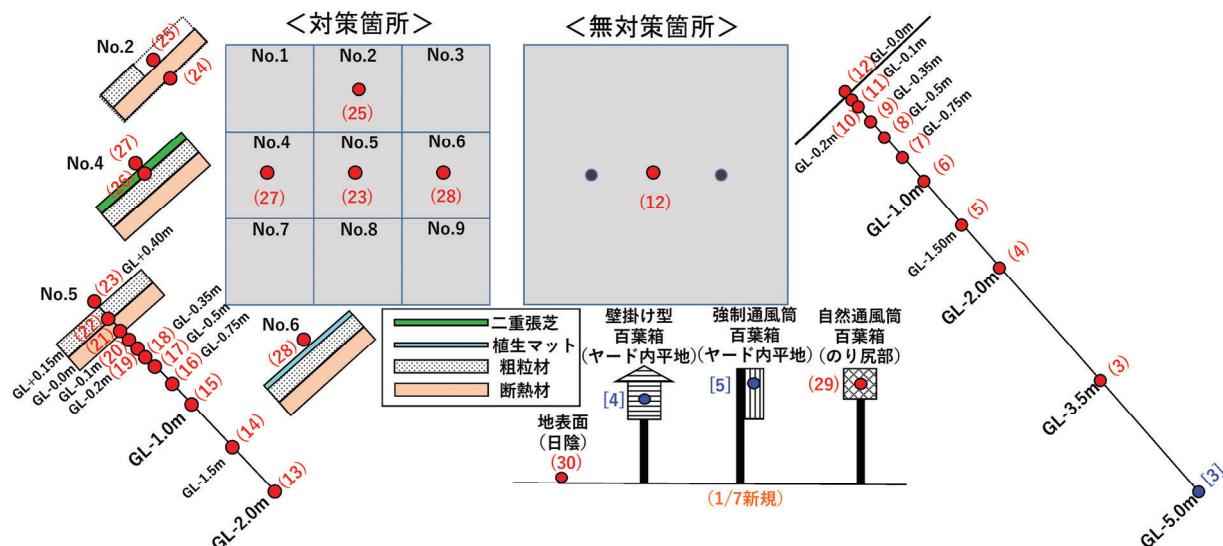


図-3.1 試験施工ヤードの計器設置図

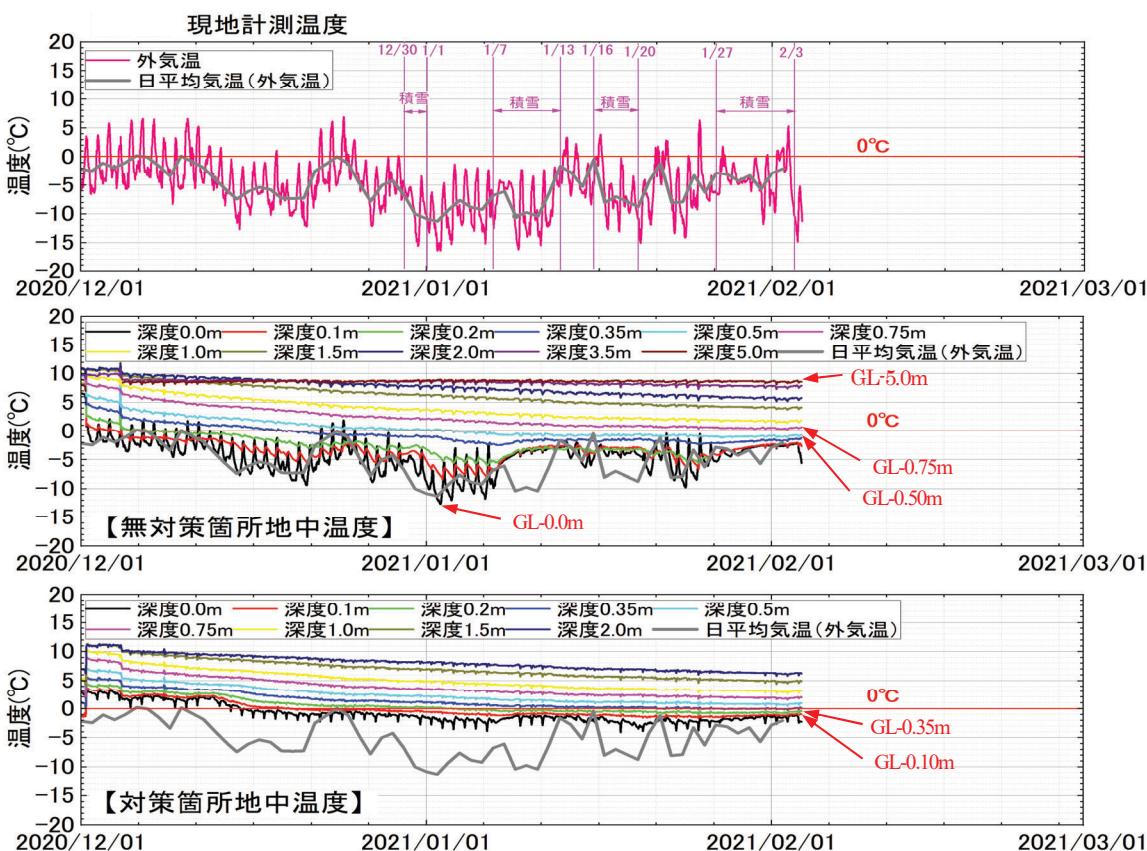


図-4.1 地中温度の計測結果 (2020.12~2021.2)

下での対策工設置（いわゆる冬期施工）となっている。

4. 計測結果と考察

4.1 切土のり面地中温度

図-4.1に12月初旬の計器設置完了から2月初旬までの地中温度データ計測状況を示す。まず、無対策箇所(図-4.1 中段) の地中温度については、GL-5.0m の最深部の土中

温度は、設置時から8.4~8.6°Cとなっておりほぼ一定の温度状態となっている。これに対し、GL-3.5m以浅の地中温度は、表層に近づくにつれ外気温の影響が大きく現れる傾向となり、GL-0.0mの最低温度は1月初旬に-11.7°Cまで低下している。調査時点での0°C面は、GL-0.75mぐらいまで到達しており、凍結面を0°Cと仮定すると、のり面から70cm程度まで凍結が進行していることになる。なお、

1月上旬から地表付近の地中温度の変動が緩慢になっているのは、ヤード内の堆雪状態が数日続いた1月7日から除雪日までの期間に合致していることから、積雪に伴う断熱効果による影響と思われる。その後は断続的に降雪状態になる期間が多くなり、降雪が終了して数日後に除雪するという状態を繰り返している状態となっている。凍結面の進行はこの積雪による影響だけでなく、日平均気温の上昇傾向によっても停滞気味になっており、1月下旬頃から進行速度はゆっくりと推移している。

次に、対策工箇所の地中温度については、GL-0.0m 地点が断熱材の下面の地中温度であることより、全体に外気温による変動を直接的に受けすることはなく、寒気の進行（積算寒度^⑤の増加）とともに徐々に地中温度が低下している傾向となっている。これまでの温度の推移を見ると、断熱材の下面に0°C面が進行しており、GL-0.35mで概ね0°Cになっている。断熱材下面（GL-0.0m）での最低温度は無対策箇所と同様に1月初旬に-3.9°Cとなっており、積算寒度 F=150°C·days ほどの小さな値で背面土に凍結面（0°C）が進行した状態になっていることが分かる。

この原因として、対策工施工前ののり面の表層部や断熱材自体が低温下に晒された状態になっていたこと、施工時の気温も低温状態であったので中詰材（φ0-80mm）自体も冷えていたことなど、各部材の熱容量にもよるが初期温度が小さいことから断熱材による冷気の遮断効果を低下させてしまい、地中温度がマイナスになったと考えている。つまり、冬期施工の場合には本工法の効果を損ねる可能性があるため、断熱材の厚さを別途検討する必要があることを示唆していることになる。

4.2 外気温と地表面温度

図-4.2 上図に、外気温と無対策表面・断熱フトン籠表面の積算寒度^①を比較したものを示す。今シーズンの外気温によるこれまで（2月初旬まで）の積算寒度はF=322.9°Cとなっている。

無対策の地盤面においては、外気温より地表面温度の方が積算寒度は小さくなる（地表面温度の方が外気温より温度が高くなる）報告^⑥もあり、今回の結果も同様の傾向がみられている。これは地盤内からの熱流の供給や輻射熱（放射熱）が影響しているようである。しかし、今回のフトン籠表面温度に関しては、外気温よりも積算寒度が大きい傾向となっている。これは、前記したように設置時から籠自体が冷えていたことや、表面の色（中詰材は白色系の切込砕石）による光の吸収と反射のバランス^⑦、断熱材による地盤内からの熱流の供給の遮断などによるものと考えられる。これらが要因となり、対策工箇所で比較的小さ

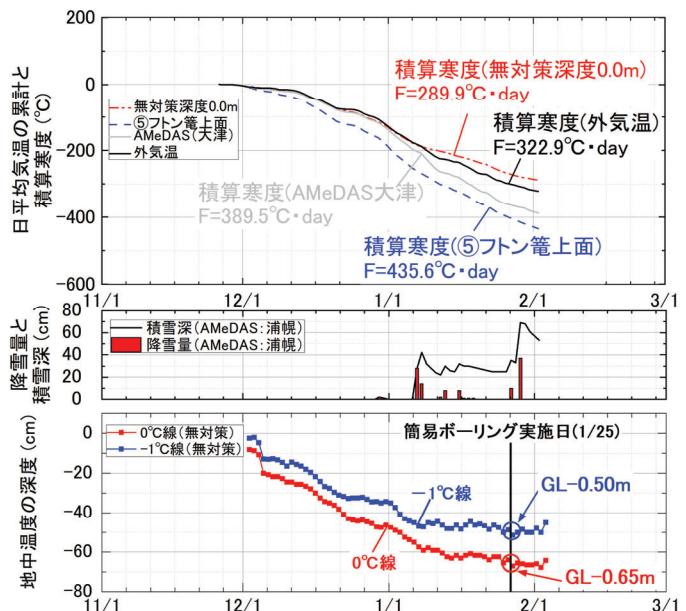


図-4.2 積算寒度と凍結深度

な積算寒度の状態で断熱材 ($t=15\text{cm}$) を凍結面 (0°C) がすり抜けたと推定される。一方で、断熱材を内包した特殊フトン籠の効果は文献^③でも確認されている。その他、今後整理を行うが、設置時期が夏場であること以外は概ね同条件（同程度の積算寒度で断熱材厚は同じ 15cm）のある現場の温度計測結果を参考までに確認してみたところ、断熱材下面（GL-0.0m）での温度は現時点（2月上旬）で+2.5°Cを維持しており、断熱フトン籠が凍結防止対策として有効な結果が得られている。この現場におけるのり面フトン籠の表面温度の積算寒度も外気温よりも大きくなっていること、当該箇所と同様の結果になっていることが確認できている。以上より、当該対策工箇所で断熱材を凍結面（0°C）が通り抜けている理由として、冬期施工による外気の影響により、各部材の温度低下が主要因となっている可能性が高いと考える。

4.3 凍結深

図-4.2 下図に、無対策箇所における熱電対計測温度から求まる凍結深さの推移を示した。温度センサーによる凍結深さについては、一般的に凍結面とされている 0°C と佐藤・赤川^⑧による実験から得られているアイスレンズの平均発生温度を参考に、-1°C の 2 つのパターンでの凍結深さを求めた。この結果、0°C のときには GL-0.65m、-1°C のときには GL-0.50m の凍結深さとなっていた。

写真-4.1 に1月25日に簡易ボーリングを実施して採取した凍土のコアを示した。これより、凍結は表層からのり面に直角方向に霜柱状のアイスレンズがランダムに縞状に入っており、これらから分かれる凍結深度は GL-0.44m

(1/25 時点) であった。GL-0.44m 前後の計測データを単純に比例配分すると凍土となる温度は-1.4°Cとなるが、T 热電対の誤差 ($\pm 0.5^{\circ}\text{C}$) を考慮すると、シルト岩を主体とする当該地においては、0°Cを凍結面とするよりも、-1°Cで凍結面の推移を判定した方が実測値凍結深に合致するものと思われる。この結果より、当該対策箇所においては、冬期施工による初期設定時の課題はあるものの、凍結深さは GL-0.10m程度でほぼ一定の状態を維持しており、1月 初旬から現時点まで断熱材の下面からほとんど進行していないことが確認できている。

5. まとめ

寒冷地における切土のり面の凍上に対する補修補強技術として考案した断熱による凍上対策の一「ワンパック断熱フトン篠」に関して実施した試験施工の結果を以下にまとめる。

- ① 当該シルト岩においては、外気温の積算寒度が $F=322^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ 程度の場合、0°C線の侵入深度は GL-0.7m であり、地山内部への寒気の影響としては、GL-3.5~5.0m の範囲に及ぶ。
- ② 施工前に地山のり面や対策工部材（断熱材・中詰材等）が寒気に晒され低温状態のまま施工した場合には、小さな積算寒度で凍結面が断熱材をすり抜けてしまうことが確認できた。冬期施工を行う場合は、断熱材の厚さを決める条件を別途検討する必要がある。
- ③ 热電対の計測温度から求められる凍結深さについては、当該シルト岩においては、热電対温度-1°Cの推移から凍結深さを推定する方が現地に合致する。

今後、当該地における通年の地中温度計測を実施し、対策箇所（断熱工法）における背面地中温度を長期的に計測することで、寒冷地特有の凍上および凍結融解に対するのり面の安定手法確立を目指す。また、今回施工したのり面凍上対策工「ワンパック断熱フトン篠」について、試験施工の状況を踏まえ、施工性や安全性を担保した実用可能な対策工として検討を継続する。

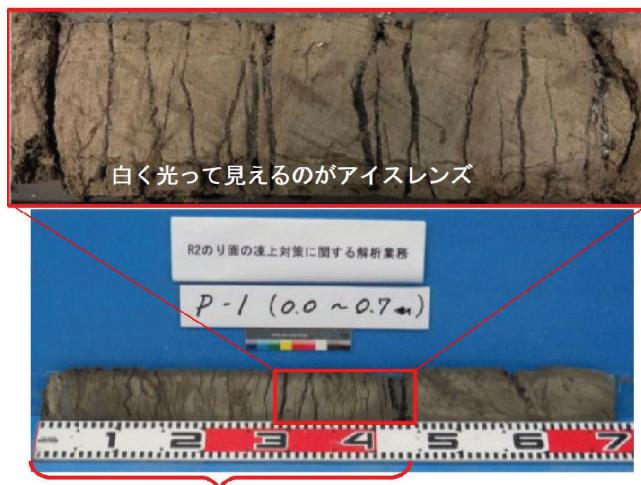


写真-4.1 無対策箇所で採取した凍土の状態

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針、pp.183-187、2009.6.
- 2) 中村大、後藤隆司、川口貴之、伊藤陽司、山下聰、山崎新太郎：岩石の凍上性判定法に関する一考察、地盤工学会北海道支部技術報告集第 53 号、pp.247-254、2014.1.
- 3) 野上敦、林憲裕、佐藤厚子：断熱材を併用した特殊ふとんかごによる寒冷地域における切土のり面の凍上対策について、第 51 回地盤工学研究発表会、pp.871-872、2016.9.
- 4) 北海道開発庁：5 万分の 1 地質図幅（浦幌）、1965.12.
- 5) 公益社団法人地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－地盤の凍上対策に関する研究委員会編、pp.40、2009.12.
- 6) 山木正彦、畠山乃、佐藤厚子：凍上対策のための熱伝導解析に関する一検討、令和 2 年度土木学会北海道支部論文報告集第 77 号、C-02、2021.1.
- 7) 近藤純正：地表面に近い大気の科学 理解と応用（東京大学出版会）、pp.40-41 pp.113-116、2014.10.
- 8) 佐藤正己、赤川敏：凍上現象におけるアイスレンズ発生条件の実験的検証、地盤工学会北海道支部技術報告集第 42 号、pp.277-282、2002.1.

8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

8.3.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（表面含浸材）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：島多昭典、安中新太郎、菊田悦二、

遠藤裕丈

【要旨】

寒冷地では施工時期の制約や工期短縮の関係でコンクリートの凍・塩害の抑制が期待されるシラン系表面含浸材の塗布をやむを得ず、冬期に行うことがある。このことに鑑み、厳冬期の施工仕様の整備に向け、実験を行った。無溶剤系の含浸材は温度の影響より含水率の影響が大きいこと、加温による乾燥は含浸深さの確保に有効である等の知見を得た。また、外気の最低気温が-4°Cの下で含浸深さに及ぼす加温温度・時間の影響、表面の含水状態を適切に管理する方法を検討したところ、コンクリート内部が凍結した状態から加温する際は目安として表面温度平均25°C以上を24時間、水分状態の管理方法として電気抵抗式水分計の適用が望ましい知見を得た。

キーワード：コンクリート、シラン系表面含浸材、低温、含浸深さ

1.はじめに

シラン系表面含浸材（以下、シランと記す）は、水や塩化物イオンの侵入抑制機能をコンクリート表層へ付与する浸透性の保護材である。施工性や経済性に優れ、寒冷地ではコンクリートの凍・塩害抑制対策として使用されている¹⁾。シランは気温5°C以下の環境では適用対象外²⁾とされ、多くの製品も常温施工を原則としている。一方、寒冷地では作業工程の関係でやむを得ず厳冬期に塗布することがある（写真-1.1）。作業を合理的に行うには防寒仮囲いの温度や撤去時期等を適切に定める必要がある。しかし、低温下での含浸性に関する情報が少なく、厳冬期の施工仕様は十分確立されておらず、手探りで行われることもある。このため、低温下での最適な塗布工程の策定に必要な施工要領の整備が急がれる。本研究ではシランの冬期施工要領の策定に向けて、種々の検討を行った。

2.低温下でのシランの含浸性に関する基礎的検討

2章では低温下でのシランの含浸性を調べる基礎実験を行った。

2.1 実験概要

表-2.1に配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントもしくは早強ポルトランドセメントを使用した。水セメント比は55%とし、細骨材は除塩処理済の海砂（密度2.69g/cm³、吸水率1.19%）、粗骨材は碎石（密度2.67g/cm³、吸水率1.80%、最大粒径25mm）を用いた。供試体の寸法は100mm×100mm×200mmとした。供



写真-1.1 厳冬期における防寒仮囲い内のシラン塗布状況例（手前の黒板は画像処理を行っている）

表-2.1 コンクリートの配合・圧縮強度

使用セメント	水セメント比	単位量(kg/m ³)				圧縮強度(MPa)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	
普通	55%	145	264	879	1067	25.4(11日)
早強						22.9(7日)

普通…普通ポルトランドセメント、早強…早強ポルトランドセメント、圧縮強度は図-2.1の養生終了時に調べた値（カッコは材齢）

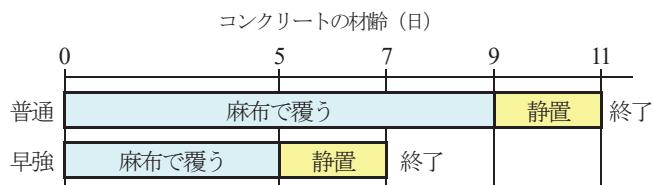


図-2.1 コンクリートの養生工程
(養生温度は開始から終了まで5°C)

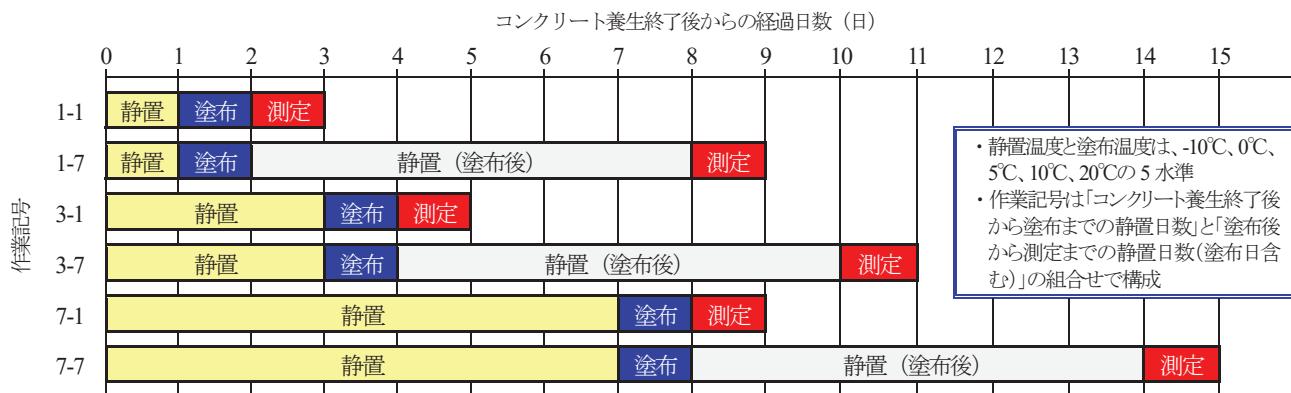


図-2.2 塗布作業および測定作業の工程

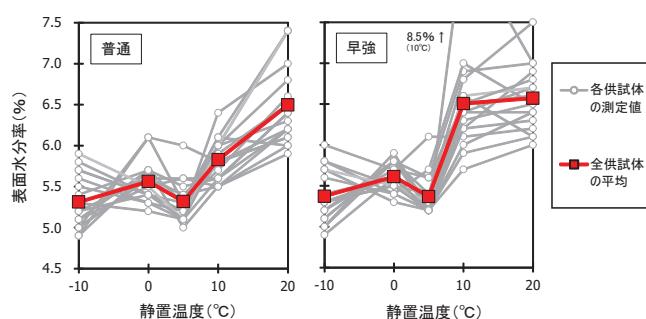
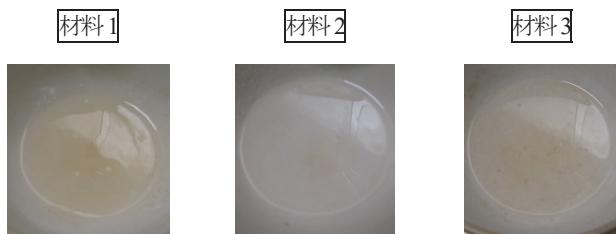


図-2.3 シラン塗布時におけるコンクリート表面水分率

試体は冬期施工を想定して寒中コンクリートとして作製することとし、養生工程を図-2.1³⁾のように設定した。養生温度は5°Cとした。養生終了後、図-2.2に示す工程でシランの塗布、含浸深さの測定を行った。静置・塗布温度は-10°C、0°C、5°C、10°C、20°Cの5水準とした。シランは、0°C以下で塗布を行うため水系を検討対象から除外し、北海道開発局道路設計要領の基準¹⁾を満たす無溶剤系3製品（材料1、材料2、材料3と記す）を選定した。これら3製品は-20°Cでも凍結しないことを予備実験で確認している（写真-2.1）。塗布量は統一せず、各製品メーカー指定の標準量とした。塗布面は打設面（100mm×200mm）とした。含浸深さは供試体を割裂し、割裂面に水を噴霧して撥水を呈した範囲をシランの含浸域と判断し、ノギスを用いて測定した。

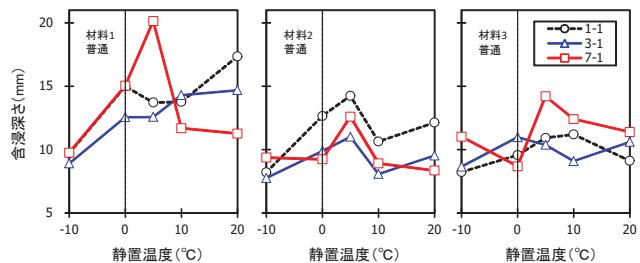
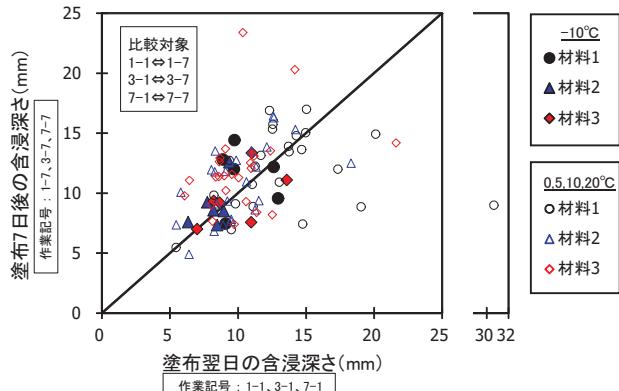


図-2.4 含浸深さの測定結果（普通ポルトランドセメント、塗布翌日に測定）

図-2.5 含浸に及ぼす塗布後の経過日数の影響
(普通と早強の両セメントの結果を一括表示)

2.2 実験結果・考察

図-2.3は高周波式水分計で調べたシラン塗布時のコンクリート表面水分率である。常温下は約6.5%、低温下は約5.5%で常温下の方が大きかった。実験室では人工的に低温の空気をつくり出すとき、強制的に除湿が行われるため、低温下では表面近傍の水分が外気に奪われたことが考えられる。

図-2.4は普通ポルトランドセメントを用いた供試体

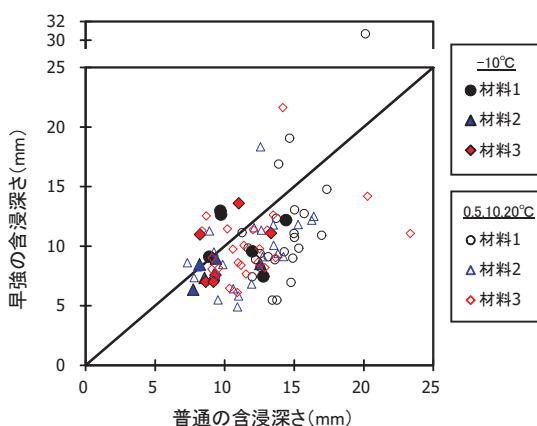


図-2.6 含浸に及ぼす使用セメントの影響
(全ての作業記号のデータを一括表示)

の作業記号 1-1、3-1、7-1（塗布翌日に測定）における含浸深さの測定結果である。今回選定したいずれの材料においても、表面水分率が 5.5~6.5%程度で、静置温度が-10~20°Cの範囲では、含浸深さに及ぼす温度および塗布前の静置期間の影響はみられなかった。

図-2.5 は含浸に及ぼす経過日数の影響を示している。全ての温度・材料水準の 6 割は塗布 7 日後の方が平均 2.5mm 大きい傾向を示したが、塗布翌日の段階でも 10mm 近く含浸している。施工条件によるが、本実験の範囲では-10°Cでも塗布後静置 1 日で十分な厚さの吸水防止層が形成される結果となった。

図-2.6 に含浸に及ぼす使用セメントの影響を示す。全体的に早強ポルトランドセメントを使用した方が含浸深さは小さい結果となった。養生後の静置において早強ポルトランドセメントを使用した供試体の強度が増進⁴⁾し、含浸経路に相当する空隙が減少した可能性がある。なお、縦軸に着目すると、早強ポルトランドセメントを使用した場合も-10°Cで平均約 9mm 含浸しており、低温の影響は小さいと言える。

2.3 まとめ

寒中コンクリートとして作製した供試体（100mm×100mm×200mm）に北海道開発局道路設計要領の基準¹⁾を満たす無溶剤系 3 製品を塗布し、低温下でのシランの含浸性を調べる基礎実験を行った結果、下記の知見を得た。

- (1) 表面水分率 5.5~6.5%程度、静置温度-10~20°Cでは含浸に及ぼす温度の影響は小さい。
- (2) 普通ポルトランドセメントを使用した場合に比べ、早強ポルトランドセメントを使用すると、含浸深さは小さくなる場合がある。

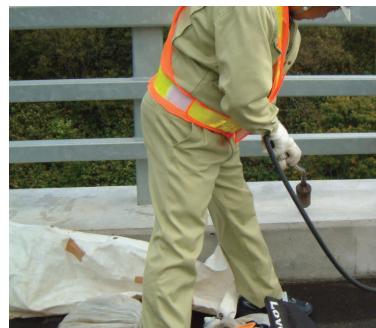


写真-3.1 ガスバーナーによる塗布前の表面加温状況

表-3.1 コンクリート配合

水セメント比(%)	使用セメント	単位量 (kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
55	普通	145	264	879	1068

3. 低温下でのシラン塗布に際してのガスバーナーの適用性に関する基礎的検討

冬期はコンクリート表層に含まれる水分が凍結している可能性もあるため、シランの塗布に先立ち、ガスバーナーでコンクリート表面を加温し、表層の水分を蒸発させる作業が行われることもある（写真-3.1）。しかし、ガスバーナーのあて方や加熱時間など、低温下でのシランの塗布に際してのガスバーナーの適用性は十分明らかになっていない。

そこで、ガスバーナーの適用性を検討するため、吸水を受け、低温下に存置されたコンクリートの表面をガスバーナーで加温し、シランを塗布したときの含浸深さを調べた。また、コンクリートの耐久性と密接な関係にあるコンクリート表面の細孔分布に及ぼすガスバーナーの加温の影響も検討した。

3.1 実験概要

3.1.1 供試体

コンクリート配合を表-3.1 に示す。水セメント比は北海道内陸部の鉄筋コンクリート構造物の最大値とされる 55%⁵⁾とし、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。細骨材は苫小牧市錦岡産海砂（表乾密度 2.72g/cm³、絶乾密度 2.69g/cm³、吸水率 1.28%、粗粒率 2.81、除塩処理済）、粗骨材は小樽市見晴産碎石（表乾密度 2.68g/cm³、絶乾密度 2.63g/cm³、吸水率 1.81%、粗粒率 6.89）を使用した。粗骨材の最大寸法は 20mm とした。スランプと空気量は 8±2.5cm、4.5±1.5% とし、AE 減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体）と AE 助剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤）で調整した。寸法は 100mm×200mm×100mm とした。

3.1.2 実験の流れ

実験の流れを図-3.1に示す。打設後、供試体を7日間養生し、養生後は温度20°C、湿度60%の恒温恒湿室に21日間静置した。次に、供試体を7日間水中に浸漬して、吸水させた。吸水後はシランを塗布する面(100mm×200mm)以外からの水の蒸散を防ぐため、これ以外の5面をエポキシ樹脂でコーティングした。その後、-20°Cの冷凍機に1日間存置して、冬期のコンクリート部材を模した状態にした。

そして、打設面をガスバーナーで加温し、打設面にシランを塗布した。本研究では表-3.2に示すように、施工で定める管理項目の中から、加温時間と加温後、塗布を行うまでの時間の2つに着目し、検討を進めることとした。

図-3.2に加温作業の概念を示す。コンクリート表面温度は、加熱による強度低下を抑えるため、300°C⁰を上限とした。ガスバーナーの炎の先端とコンクリート表面の距離は、表面温度が200~300°Cとなるよう、予備実験をもとに15cmに設定した。加温時は、表面温度が200~300°Cの範囲にあることを確認するため、非接触型の赤外線温度計で常にチェックした。ガスバーナーは表面全体に満遍なくあて、余すところなく加温させた。加温時間は0秒(加温なし)、10秒、30秒、60秒、180秒の5水準とした。

加温後にシランを塗布した。加温後、塗布作業に入るまでの時間は0分(加温後、すぐ塗布)、10分、30分の3水準とした。シランは、供試体を-20°Cの環境下に存置する理由から水系を対象から除外し、北海道開発局道路設計要領の基準¹⁾を満たす無溶剤系の3製品(以下、材料1、材料2、材料3と記す)を選定した。表-3.3に使用したシランを示す。3製品が-20°Cで凍結しないことは予備実験で確認している。塗布量はメーカー指定の標準量とした。

塗布後は再び、-20°Cの冷凍機に1日間存置した。

3.1.3 含水率

ガスバーナー加温による含水率の変化を調べた。はじめに養生・静置を終え、7日間吸水させ、-20°Cの冷凍機に1日間存置した供試体を100°Cの乾燥機に1日間置き(含水率測定用に別途作製)、乾燥前後の質量変化から加温前の含水率を求めた。次にガスバーナーで10秒、30秒、60秒、180秒加温する各供試体の絶乾質量を前述の含水率から算出した上で、加温前後の質量変化から含水率の経時変化を調べた。

ここでは供試体全体に加え、深さ0~20mmの表層で

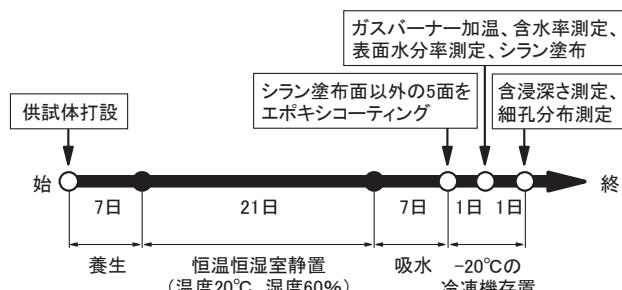


図-3.1 実験の流れ

表-3.2 本研究で着目した管理項目

項目	加温時間(秒)	加温後、塗布までの時間(分)
水準	0, 10, 30, 60, 180	0, 10, 30

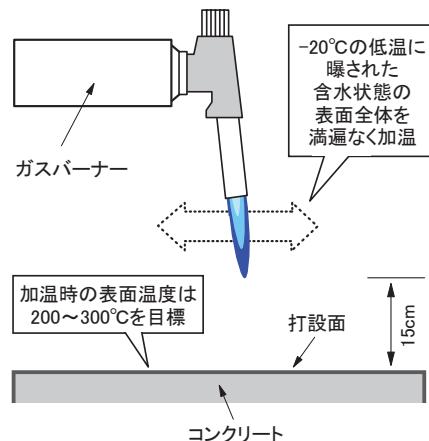


図-3.2 シラン塗布前の加温作業の概念

表-3.3 実験で使用したシラン

製品名*	成分	外観	有効成分	塗布量
材料1	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.35kg/m ²
材料2	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.20kg/m ²
材料3	アルコキシシラン	液状	90%以上	0.28kg/m ²

* 3つの製品はいずれも無溶剤系

も含水率の経時変化を調べた。後者は、この範囲を模した100mm×200mm×20mmのコンクリートを作製し、同様の方法により調べた。

3.1.4 高周波水分計による表面含水率

現場ではコンクリート表面の含水率を、写真-3.2に示す高周波容量式(20MHz)の水分計で管理することが多い。水分計には長さ50mm、幅5mmの電極が35mm間隔で2枚配置され、電極を表面に押し当て、電極間の誘電率から含水率を推定する仕組みになっている。低温下でガスバーナーを使用する条件下での含水率の管理手法としての適用性を評価するため、水分計による測定も



写真-3.2 高周波水分計

行い、3.1.3との比較を行った。

3.1.5 シランの含浸深さ

含浸している面を2分割する形で供試体を割裂し、割裂面に水を噴霧して撥水を呈した範囲を含浸域と捉え、シランの含浸深さをノギスで調べた。含浸深さは5点測定し、その平均で評価した。

3.1.6 細孔分布

表面直下のコンクリート組織の細孔に及ぼすガスバーナーによる加温の影響を調べるため、細孔分布を調べた。コンクリートカッターを使用して加温後の表面から深さ0~10mmの位置より試料を採取し、試料を5mm以下の寸法に細断し、アセトン溶液に入れて20分攪拌・洗浄し、3日間真空乾燥させた後、水銀圧入法により測定した。

3.2 実験結果・考察

3.2.1 ガスバーナー加温による含水率の変化

図-3.3にガスバーナー加温による含水率の変化を示す。それぞれの含水率は供試体10個の平均である。加温前の含水率は、供試体全体で3.4%であるのに対し、深さ0~20mmに限ると1.7倍の5.8%であった。

深さ0~20mmの含水率は、加温開始直後から10秒間、急速に低下した。10秒から60秒の間は小幅な低下で推移したが、その後は180秒にかけて再び低下率がやや大きくなつた。一方、供試体全体でみると含水率の低下は緩慢であった。

水分蒸発をねらいとしたガスバーナーによる加温作用が及ぶ範囲は主に表層と言える。

3.2.2 高周波水分計による表面含水率との比較

図-3.4に深さ0~20mmの含水率と高周波水分計による表面含水率の比較を示す。高周波水分計の測定値はガスバーナー加温10秒で5.5%から4.8%まで低下し、その後は加温時間を180秒まで延ばしても含水率はほぼ

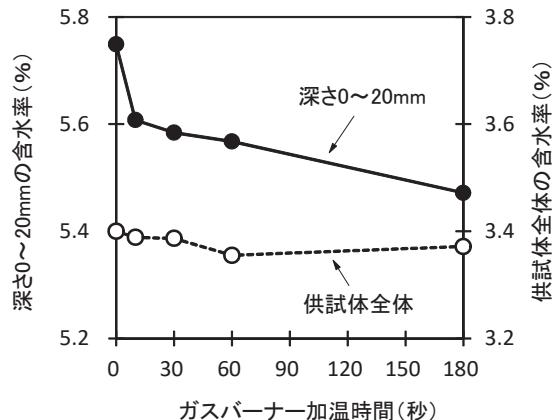


図-3.3 ガスバーナー加温による含水率の変化

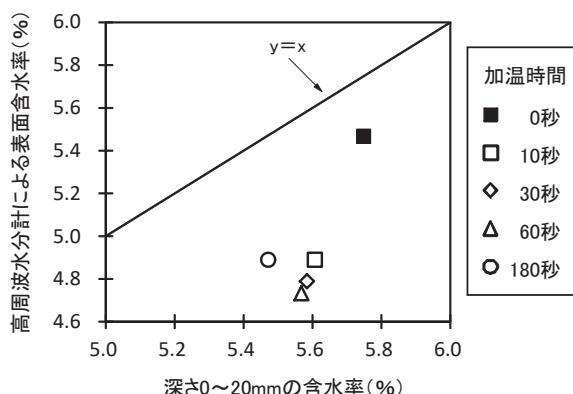


図-3.4 高周波水分計による表面含水率との比較

4.8%のままで、殆ど低下しなかつた。加温時間10~60秒の結果をみると、深さ0~20mmの含水率と高周波水分計の結果は乖離している。加温時の水分蒸発は、ガスバーナーの熱を最も強く受ける表面近傍ほど顕著であると考えられる。加温時の管理においては、高周波水分計の値は深さ0~20mmではなく、深さ数mm以内の極表層の含水率を表すと捉えるのが適当と言える。

3.2.3 加温後にシランを塗布したときの含浸深さ

図-3.5にガスバーナー加温時間とシラン含浸深さの関係を示す。シランは所定の時間加温した後、すぐに塗布している。

ガスバーナーで加温を行わずにシランを塗布した場合、いずれの材料も含浸深さはゼロであった。一方、加温を10秒行ってシランを塗布したところ、いずれの材料でも含浸が確認された。含浸深さは材料によって異なり、4~10mmであった。

加温を30秒、60秒、180秒行った場合もシランの含浸は確認されたが、今回の実験では加温時間と含浸深さの間に比例関係はみられなかった。図-3.4で示したよう

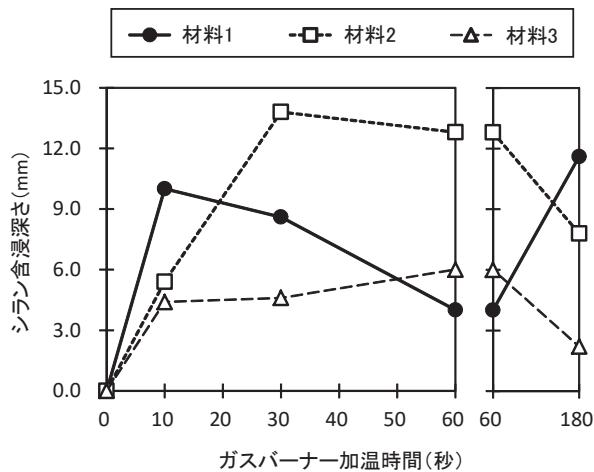


図-3.5 ガスバーナー加温時間とシラン含浸深さの関係
(加温後、すぐ塗布)

に、高周波水分計による表面含水率は加温開始から 10 秒で大きく低下している。これらの結果は、深さ数 mm 以内の極表層に滞留する、シランの含浸を阻害する水分の多くは、加温から 10 秒以内に蒸発することを示している。

3.2.4 加温後から塗布までの時間の影響

図-3.6 は、シランの含浸に及ぼす加温後から塗布までの時間の影響を調べたものである。図には加温 10 秒、30 秒、60 秒、180 秒のデータを一括してプロットしている。図-3.4 は加温された極表層の直下に未蒸発の水分が存在することを示唆しており、時間経過に伴い、これら水分が極表層へ毛管移動すると、シランの含浸を再度阻害する可能性もある。しかし、今回の実験の範囲では、加温後から 10 分および 30 分経過後に塗布しても含浸深さが小さくなる明確な傾向は全体的に見受けられず、シランの含浸に及ぼす加温後から塗布までの時間の影響は、30 分以内であれば小さいと言える。

3.2.5 コンクリート表面組織に及ぼす加温の影響

図-3.7 に、深さ 0~10mm の細孔分布に及ぼす加温の影響を示す。加温時間が 30 秒までは細孔分布に大きな変化はみられないが、60 秒、180 秒ではゲル空隙や毛細管空隙に相当する 1~100nm の細孔⁷⁾の増加が確認された。加温時の熱により、セメント硬化体の自由水や水和物の結合水が脱水したことでの微細ひび割れが生じたと考えられる。

よって、加温時間は含水率の変化だけではなく、細孔の変化も考慮し、適切に定める必要があると言える。

3. 3 まとめ

冬期の低温下でのシランの塗布に先立ち、コンクリー

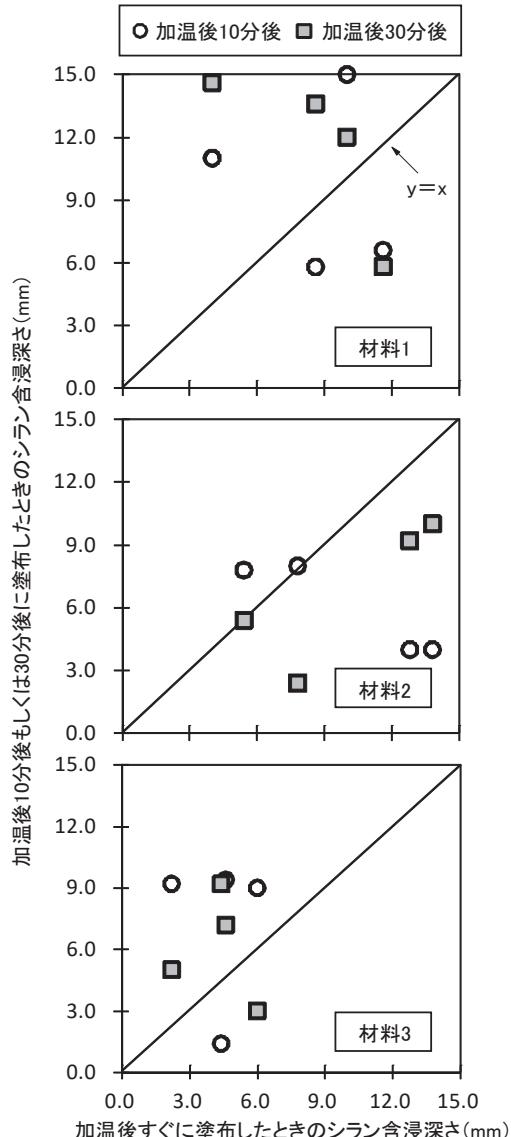


図-3.6 加温後から塗布するまでの時間の影響

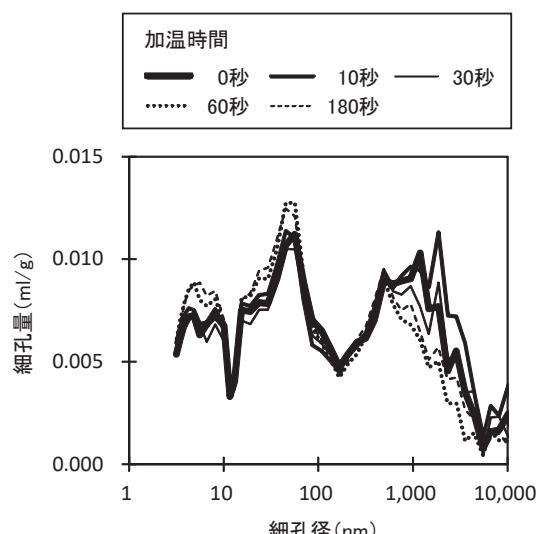


図-3.7 深さ 0~10mm の細孔分布に及ぼす加温の影響

ト表面の加温をねらいとしたガスバーナーの適用性について検討を行った。また、コンクリートの耐久性と密接な関係にあるコンクリート表面の細孔分布に及ぼすガスバーナーの加温の影響も調べた。実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) ガスバーナーによる加温は、シランの含浸に有効である。
- (2) 加温時間は含水率の変化だけではなく、細孔の変化も考慮し、適切に定める必要がある。

4. 低温下でのシラン塗布に際しての適切な温風加温に関する基礎的検討

これまでの研究で、シランの含浸深さは温度よりも水分が大きく影響することを明らかにした。4章では、加温方法として温風に着目し、低温下でのシランの塗布にあたり、表層の水分を減少させるための適切な温風のあて方に関する基礎的な検討を行った。また、表面近傍の水分を適切に管理する方法についてもあわせて検討した。

4.1 実験概要

4.1.1 供試体

コンクリートの配合を表-4.1に示す。水セメント比は55%とした。セメントは高炉セメントB種、細骨材は苦小牧市錦岡産の海砂（表乾密度2.67g/cm³、吸水率1.24%、除塩処理済）、粗骨材は小樽市見晴産の碎石（表乾密度2.68g/cm³、吸水率1.69%）を使用した。粗骨材の最大寸法は20mmとした。スランプと空気量の目標値はそれぞれ12±2.5cm、4.5±1.5%とし、AE減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオールの複合体）とAE助剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤）で調整した。供試体の寸法は100mm×100mm×200mm（打ち込み面は100mm×200mm）とした。

4.1.2 実験の流れ

実験の流れを図-4.1、4.2に示す。供試体は冬期の打設を想定し、脱型後、湿った麻布で包んだ状態で5°Cの気中に12日間静置し、その後は2日間、常温の水中に浸漬させた⁸⁾。この2日間の水中浸漬は、供試体の養生に加え、実験の趣旨に鑑み、供試体の表層の含水率を高めることも目的としている。なお、材齢12日の圧縮強度は15.4N/mm²で、5°C養生を終了するのに必要な圧縮強度の標準⁹⁾を満足している。次に、養生を終えた部材を外気に曝す状態を模擬し、供試体を材齢21日まで-20°Cの気中に存置した。

材齢21日に打設面を加温してシランを塗布した。また、これに加えてシラン塗布前に防寒仮囲いを設置する

表-4.1 コンクリート配合

水セメント比 (%)	使用セメントの種類	単位量(kg/m ³)				実測スランプ(cm)	実測空気量(%)
		水	セメント	細骨材	粗骨材		
55	高炉B	155	282	849	1040	13.0	5.1

※表に示すスランプと空気量は、供試体作製のために5回行った練混ぜの実測値の平均

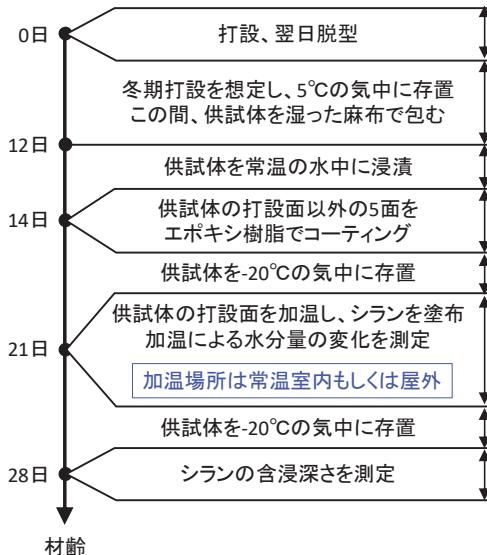


図-4.1 実験の流れ(1)

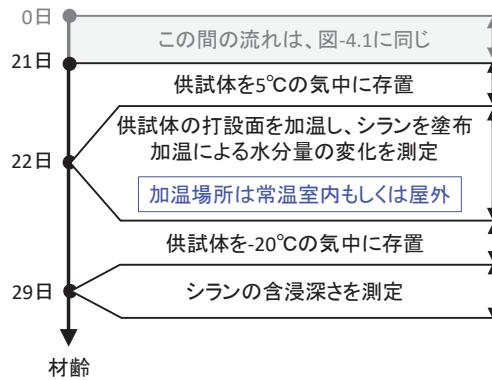


図-4.2 実験の流れ(2)

現場を想定し、図-4.2に示すように、材齢21日に達した供試体を施工条件の下限とされる5°C²⁾の気中に1日間存置した後に加温してシランを塗布するケースも設けた。加温と塗布は20°Cの常温に保たれた室内もしくは冬期の-9°Cの屋外（札幌市の寒地土木研究所構内）で行った。なお、打設面以外の5面には、水の蒸発を防ぐためのエポキシ樹脂コーティングを施している。

写真-4.1に加温の様子を示す。加温は、送風機から排出される約65°Cの温風で行った。ここでは、温風が気中



写真-4.1 加温状況 (20°Cの常温に保たれた室内にて)

表-4.2 実験で使用したシラン

製品名	成分	外観	有効成分	塗布量
材料1	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.35kg/m ²
材料2	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.20kg/m ²
材料3	アルコキシシラン	液状	90%以上	0.28kg/m ²

製品はいずれも無溶剤系

に拡散して加温の効果が薄れることを防ぐため、写真に示すように打設面に容器を被せ、容器にあけた直径50mmの穴に送風機の排出ホースを差し込み、容器へ温風を送り込む形で加温した。容器には、コンクリート表層内の水分の蒸発に起因する水蒸気の滞留を防ぐための直径30mmの穴を2箇所設けた。加温時間は10秒～4時間の範囲で設定した。加温終了後にシランを塗布した。シランは、北海道開発局道路設計要領の基準¹⁰を満たす無溶剤系の3製品（以下、材料1、材料2、材料3と記す）とした。表-4.2に使用したシランを示す。塗布量は製品メーカー指定の標準量とした。

塗布後は7日間、-20°Cの気中に再び存置した。

4.1.3 測定内容

(1) シランの含浸深さ

塗布から7日後にシランの含浸深さを測定した。供試体を、打設面と垂直する方向に割裂して、割裂面に水を噴霧し、撥水を呈した範囲をシランの含浸域と判断してシランの含浸深さを測定した。測定はノギスを使用して行った。測定点数は1つの供試体につき3点とし、その平均で評価した。

(2) 加温による供試体の水分量の変化

コンクリート部材の含水状態を非破壊で評価する計測器として、3章で述べた写真-4.2に示す高周波容量式の水分計¹⁰や、写真-4.3に示す電気抵抗式の水分計¹¹などが市販されている。ここでは、低温下でのシランの施工



写真-4.2 高周波容量式の水分計による測定状況



写真-4.3 電気抵抗式の水分計による測定状況

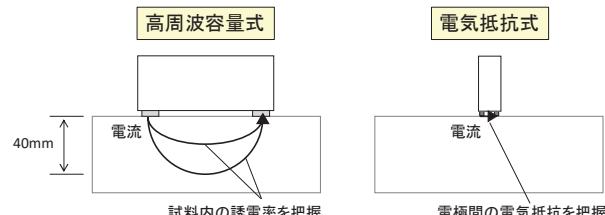


図-4.3 測定の仕組み

可否を判定する手法としての適用性評価も兼ねて、これらの水分計を使用して水分量の変化を調べた。

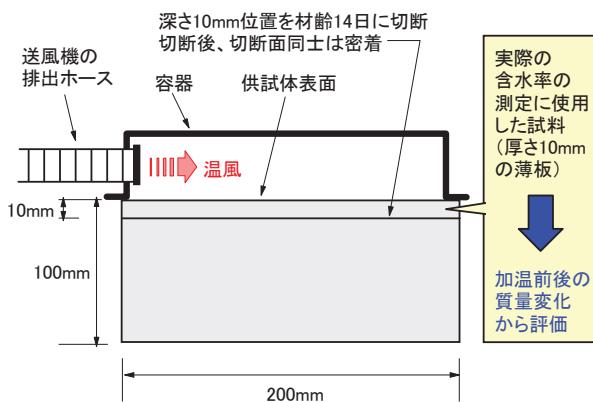
また、実際の含水率の変化もあわせて調べた。

a) 高周波容量式の水分計による評価

この水分計には、長さ50mm、幅5mmの金属製の電極が35mm間隔で2本配置されている。コンクリート表面に電極を押し当てて高周波(20MHz)の電流を流し、水分が多いほど誘電率が大きい原理を利用して、誘電率の変化から深さ0～40mmのコンクリートの平均含水率を0～12%の範囲で推定する仕組みになっている（図-4.3）。測定は、供試体の表面中央位置の1箇所のみ行った。

b) 電気抵抗式の水分計による評価

水分計とコードで繋がる上面直径40mm、下面直径28mm、長さ120mmの円筒状センサの下面には、長さ20mm、幅5mmの導電ゴム製の電極が10mm間隔で2本配置されている。電極をコンクリート表面に押し当てて電流を流し、電極間の電気抵抗が水分によって変化する原理を利用して、コンクリートの表面付近の含水状態を評価する仕組みになっている（図-4.3）。測定箇所につ



いては任意に3箇所を選び、3点のデータの平均を測定値とした。

なお、この水分計で計測できる含水率の範囲は0~6%と狭く、湿潤状態の評価を適切に行えないことが懸念された。そのため、表面付近が乾燥状態の場合に最小40、湿潤状態の場合に最大990の電気抵抗換算値（以降、カウント値と記す。乾燥しているほど値は小さい）で表示されるカウントモードで測定し、表面付近の含水状態をカウント値で評価した。

c) 実際の含水率の評価

シランの含浸深さは概ね数mm程度¹²⁾と言われている。ここでは、シランの含浸域にあたる深さ0~10mmのコンクリートの質量から、加温による含水率の経時変化を調べた。

図-4.4に測定の概念を示す。この測定を行う供試体に限り、水中浸漬を終えた材齢14日（図-4.1）に、打設面から深さ10mm位置をコンクリートカッターで切断した。その後、切り分けた2つのコンクリート（10mm×100mm×200mmと90mm×100mm×200mm）の切断面同士を重ね合わせた状態で-20°Cの気中に存置し、材齢21日の加温において10mm×100mm×200mmの質量を測定した。そして、式(4.1)、式(4.2)より、加温による含水率の経時変化を調べた。

$$U = \frac{M_m - M_d}{M_d} \quad (4.1)$$

$$U_t = \frac{M_{mt}(1+U) - M_m}{M_m} \quad (4.2)$$

ここに、Uは加温前の含水率、M_mは加温前の質量(g)、

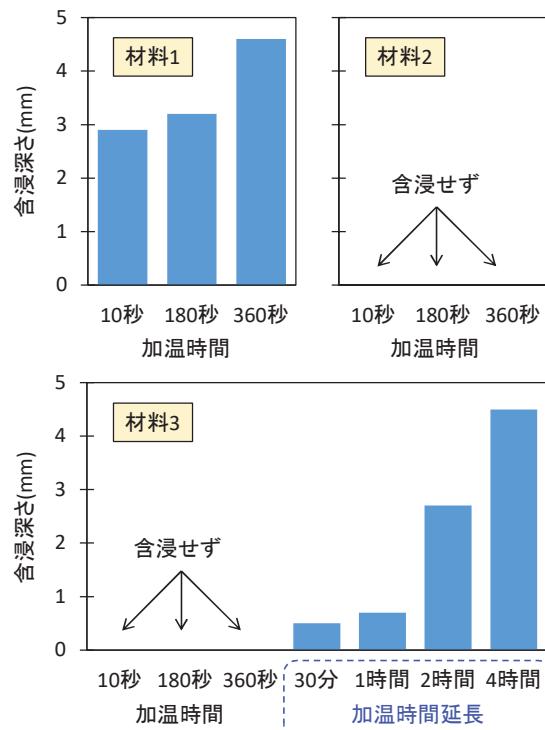


図-4.5 シランの含浸深さの測定結果
(図-4.1の常温室内での加温)

M_d は絶乾質量(g)、 U_t は加温時間t後の含水率、 M_{mt} は加温時間t後の質量(g)である。

4.2 実験結果・考察

4.2.1 加温温度に着目した評価

はじめに、-20°Cの気中存置を終えた直後に常温の室内で加温してシランを塗布した図-4.1のケースをもとに、加温時間に着目した評価を行った。

(1) シランの含浸深さ

図-4.5にシランの含浸深さの測定結果を示す。加温時間は当初、10秒、180秒、360秒の3水準を設定していた。材料1ではシランの含浸が確認され、加温時間を長くとるほど含浸深さは大きくなる傾向が示された。しかし、材料2、材料3では加温を360秒まで行ってもシランの含浸が確認されず、材料の種類によって含浸挙動が異なる結果となった。そこで追加実験として、代表して材料3に関して加温時間を30分、1時間、2時間、4時間まで延長して塗布したところ、シランの含浸を確認することができた。

(2) 加温による供試体の水分量変化

図-4.6に加温による供試体の水分量変化を示す。表面温度は写真-4.4に示す非接触型の赤外線温度計で測定した。加温前の表面温度が-20°Cではなく-10°Cを示しているが、これは、供試体を-20°Cの冷凍機から取り出した

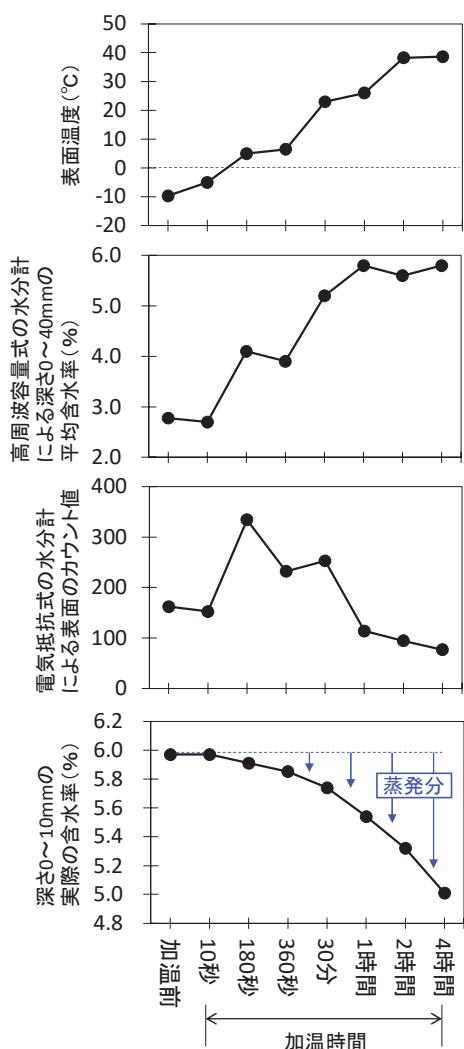


図-4.6 加温による供試体の水分量変化
(図-4.1の常温室内での加温)

ときに、供試体の表面に常温の室内の空気が触れ、若干暖められたことによる。表面温度は、加温開始から180秒後に0°Cを上回り、2時間後に40°Cまで上昇した。温風の温度は65°Cであるが、加温2時間以降は40°Cで停滞し、温度上昇は確認されなかった。これは、容器にあけた直径30mmの2箇所の穴(写真-4.1)から熱が逃げたためと考えられる。

高周波容量式の水分計で測定したところ、測定値は加温時間の増加に伴って継続的に上昇し、加温開始から4時間を経過しても値は減少しなかった。これに対して、電気抵抗式の水分計で測定したところ、カウント値は加温開始から加温180秒にかけて上昇したもの、それ以降は減少に転じた。深さ0～10mmの実際の含水率を調べたところ、加温時間の増加に伴って経時的に減少し、加温4時間後には約1%の水分が打設面から蒸発した。



写真-4.4 表面温度の測定状況

今回の実験では深さ0～10mmの実際の含水率と、高周波容量式の水分計で測定した深さ0～40mmの平均含水率の変化は正反対の傾向を示した。これは、水の比誘電率が80(5°C)であるのに対し、氷の比誘電率は3.2(-12°C)と水よりも小さい¹³⁾ことから、表面付近のコンクリート組織の空隙の氷は加温によって水に変化して蒸発したもの、内部のコンクリート組織の空隙の氷は融解に留まり、空隙に残存する水の影響でコンクリート内部の誘電率が上昇したことや、深さ40mmより深い位置の空隙の氷が融け、その水が深さ10～40mm付近へ移動したこと、高周波容量式の水分計が高い値を示したと考えられる。

加温時間が360秒で、深さ0～10mmから水分が僅か0.1%(図-4.6)しか蒸発していないコンクリートでは、材料1のみが含浸した(図-4.5)。これは、材料1が材料2、3に比べると加水分解¹⁴⁾が遅く、水が残存する空隙へも含浸しやすい特徴を有していた可能性が考えられる。なお、適切な加温時間は粘性など材料の物理的性質も大きく影響すると思われ、これについては今後明らかにしていく必要があるが、本研究の範囲で加温時間を安全側に評価すると、図-4.5より、-20°Cの低温に曝された含水率が高いコンクリートにシランを塗布するため、65°Cの温風で加温する場合、4時間以上が望ましいと言える。

また、今回の実験では加温時間が短いコンクリートに高周波容量式の水分計をあてたところ最も小さい値が表示されたが、これは含水率が小さいためではなく、コンクリートの空隙が誘電率の小さい氷で充填されているためと言える。一方、コンクリート表面付近の含水状態を評価する電気抵抗式の水分計は、加温直後は融解によって氷から変化した水の存在により一時的にカウント値が上昇したが、加温を続けると水の蒸発でカウント値は減少に転じ、実際の含水率やシランの含浸状況とも良く対



写真-4.5 加温の様子 (冬期の-9°Cの屋外にて)

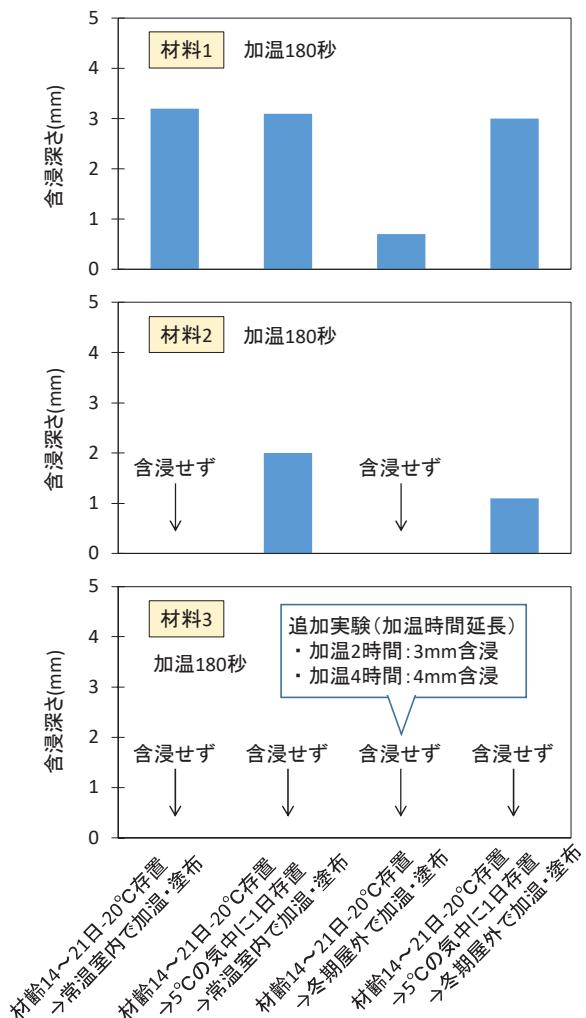


図-4.7 加温前の環境および加温場所とシランの含浸深さの関係

応した。

以上より、低温下では加温時間と電気抵抗式の水分計を組み合わせた施工管理が有効と言える。また、カウント値と深さ0~10mmの含水率が概ね対応しており、少なくともシランの含浸域にあたる深さ0~10mmは電気

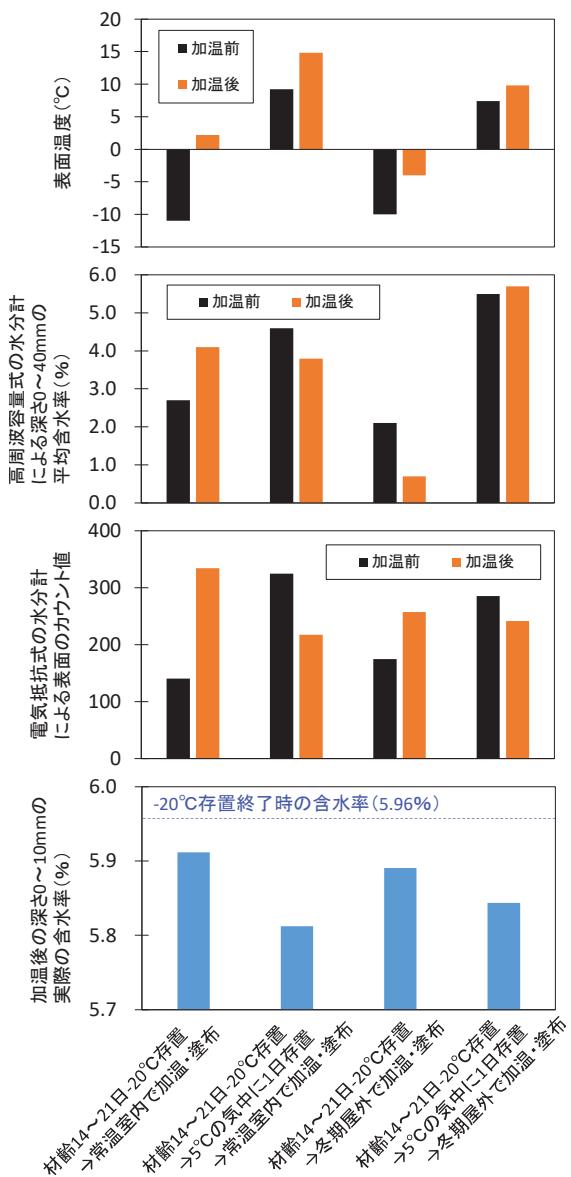


図-4.8 加温による水分量の変化 (加温 180 秒)

抵抗式の水分計による深さ方向の評価対象範囲に入るとと思われる。

4.2.2 加温前の環境および加温場所に着目した評価

次に、-20°Cの気中に存置した後、5°Cの気中に1日静置する、または、塗布場所を冬期の屋外とする等、加温前の環境、加温場所に着目した評価を行った。写真-4.5は冬期の屋外での加温の様子を示している。加温時の気温は前述した通り、-9°Cである。

図-4.7にシランの含浸深さの測定結果を示す。加温時間は180秒に設定した。材料2は、-20°Cの気中に存置後すぐに180秒間加温して塗布を行った場合は含浸が確認されなかったが、5°Cの気中に1日置いた後に加温した場合は常温の室内、冬期の屋外のいずれも含浸が確認

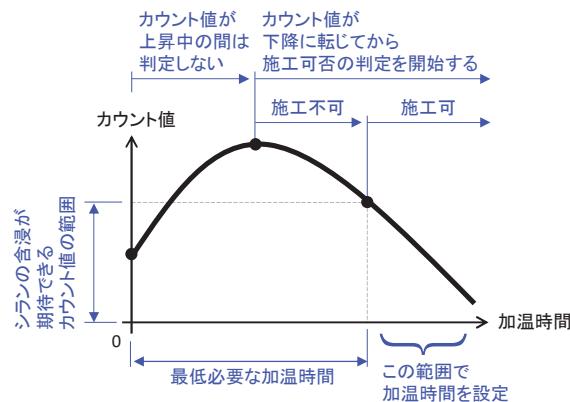


図-4.9 電気抵抗式の水分計による低温下でのシラン施工可否の判定の概念

された。材料3は、180秒間の加温ではいずれのケースも含浸が確認されなかつた。そこで追加実験として、-20°Cの気中に存置後すぐに冬期の屋外で加温するケースで加温時間を2時間、4時間まで延長して塗布を行つたところ、深さ3mm、4mmのシランの含浸を確認することができた。

図-4.8に加温による水分量の変化を示す。電気抵抗式の水分計の結果をみると、-20°Cの気中に存置後すぐ加温したときのカウント値は加温後が大きいが、-20°Cの気中に存置後、5°Cの気中に1日置いて加温したときのカウント値は加温後の方が小さく、実際の含水率も前者のケースより小さい。このことは、5°Cの環境に1日置いたことで表面付近のコンクリート組織の空隙の氷の一部が先行的に融解して水に変化したために加温による水の蒸発が多く生じたことを説明するもので、材料2で含浸が確認された結果とも対応する。一方、高周波水分計の測定値からは、この挙動を明確に把握することはできなかつた。

4.2.3 低温下でのシランの施工管理に関する考察

低温下でのシランの施工において、電気抵抗式の水分計によるカウント値は有用な管理指標と言える。本研究で得た知見をもとに、電気抵抗式の水分計によるシラン施工可否の判定の概念をまとめると図-4.9のようになる。今後は、図-4.9の概念の実用性について、さらに詳しく検討していきたい。

4.3 増毛暴露実験場での耐久性（遮塩性）検証

図-4.1のシリーズにおいて360秒加温した供試体を使用して、耐久性のうち、遮塩性について検討した。塗布後、写真-4.6に示すように、日本海に面する北海道増毛町の増毛暴露実験場に1年間暴露した。暴露後、コンクリートカッターを使用して暴露面に垂直する方向へ供



写真-4.6 増毛暴露実験場での暴露状況

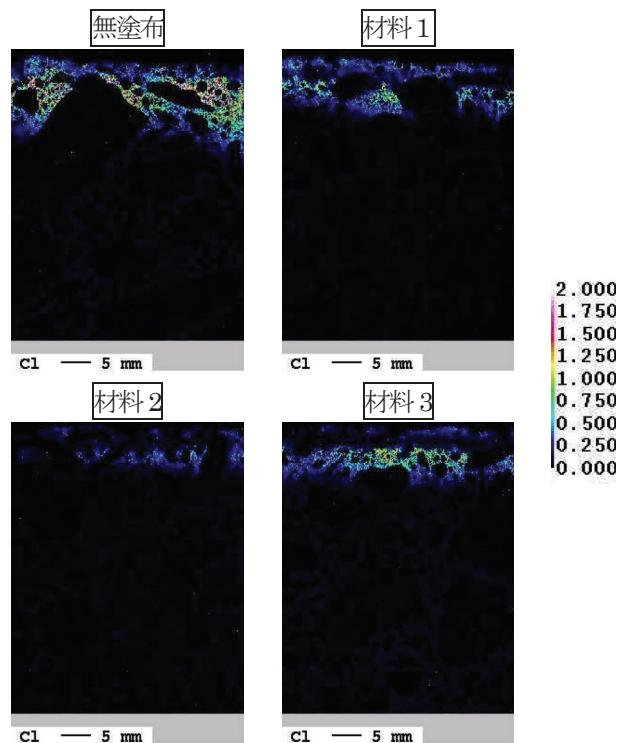


写真-4.7 EPMA分析による塩化物イオンの浸透状況

(増毛暴露1年後、凡例の単位は%)

試体を切断し、断面においてEPMA分析を行い、塩化物イオンの浸透状況を調べた。

写真-4.7に増毛暴露1年後のEPMA画像を示す。材料2、材料3は、図-4.5で述べたように吸水防止層が確認されなかつたものの、無塗布に比べると塩化物イオンの浸透は抑制されているよう見える。このことは、含浸深さが0.0mmであつても、表面に存在するシラン系表面含浸材の疎水基の効果がしばらくの間、持続することを示している。一方、材料1はシラン系表面含浸材が4mm程度含浸しているものの、塩化物イオンの浸透を完全に抑えることはできておらず、さらに、含浸深さが

0.0mm の材料 2 塗布供試体よりも塩化物イオンが浸透している様子がわかる。このことから、高含水状態のコンクリートを低温下で短時間、加温した程度では、シラン系表面含浸材を表層に含浸させたとしても、吸水防止層の遮塩機能が不十分であり、塗布前に適切な加温を行うことが重要であることが示された。

4.4 まとめ

低温下でのシランの施工に際し、適切な加温・管理方法について基礎的な検討を行った。-20°Cのコンクリートを65°Cの温風で加温してシランを塗布した結果、以下の知見を得ることができた。

- (1) 温風は加温方法として有用である。
- (2) 高周波容量式の水分計の測定値と実際の深さ 0~10mm の含水率は対応しなかった。
- (3) 低温下でのシランの施工管理において、電気抵抗式の水分計によるカウント値は有用な管理指標と言える。
- (4) 高含水状態のコンクリートを低温下で短時間、加温した程度では、シラン系表面含浸材を表層に含浸させたとしても、吸水防止層の遮塩機能が不十分で、塗布前は適切な加温が重要である。

5. 冬期の施工環境の影響に関する基礎的検討

コンクリートの打設、シランの塗布を同一の冬期に行う状況を想定し、シランの施工性に及ぼす冬期の施工環境の影響を実環境で調べるために、11~2月の冬期に加温・塗布実験を行い、シランの含浸深さに及ぼす表面加温の温度・時間の影響、ならびに表面の含水状態を適切に管理する方法について検討した。

5.1 実験概要

5.1.1 コンクリート配合・材料

コンクリートの配合を表-5.1に示す。水セメント比は55%とした。セメントは冬期施工を想定し、早強ポルトランドセメントを使用した。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂(表乾密度 2.65g/cm³、吸水率 1.41%、除塩処理済)、粗骨材は小樽市見晴産の碎石(表乾密度 2.68g/cm³、吸水率 1.76%)を使用した。粗骨材の最大寸法は20mmとした。スランプと空気量はそれぞれ 12±2.5cm、4.5±1.5% を目標とした。

5.1.2 養生・加温作業

表-5.2 に実験の流れを示す。実験は2019年11月と12月、2020年1月と2月の計4回行った。供試体の寸法は20cm×20cm×20cm とし、温度 20°Cの室内で打設・養生を行った。ここでは4日間の養生(10°Cの場合)、2

表-5.1 コンクリート配合

水セメント比 (%)	使用したセメントの種類	単位量(kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
55	早強	155	282	847	1044

練混ぜ 4 回の実測スランプ: 10.2~13.4cm (平均 11.6cm)

練混ぜ 4 回の実測空気量: 4.7~5.1% (平均 4.9%)

表-5.2 実験の流れ

材齢	シリーズ	
	「加温 8 時間」	「加温 24 時間」
0	打設し、20cm×20cm×20cm の供試体を作製	
1~6	供試体を常温の室内で湿潤養生	
7	供試体を屋外に静置	
8~	供試体を 8 時間加温	供試体を 24 時間加温

実験は2019年11月と12月、2020年1月と2月に実施

日間の 0°C以上保持を標準とする寒中コンクリート¹⁵⁾にならい、湿潤養生日数を 6 日間に設定した。その後、屋外に 1 日間曝し、供試体を外気温になじませてから加温作業を行った。

図-5.1 に加温作業の概要を示す。加温作業は寒地土木研究所内の倉庫において、作業前日から倉庫のシャッターを全開にし、倉庫内の温度を外気温にあわせた状態で行った。加温面は打設面とした。加温は 100V、1200W のヒートガンを使用し、防寒仮囲いに見立てたカバーで打設面を覆い、ヒートガンから吹き出る排気温度 65°C、風量 400L/min の温風を打設面にあてる形で行った。打設面以外の 5 面はカバーで覆わず、外気に曝した。カバーには水蒸気の滞留を防ぐため、φ5cm の穴を数ヶ所設けた。ここでは加温の程度に強弱をつけるため、供試体はヒートガンからの距離が 0cm、150cm、300cm 位置にそれぞれ設置した。また、温度履歴を記録するため、供試体の表面、深さ 1cm、5cm、10cm、19cm 位置に熱電対を設置した。加温時間は 8 時間と 24 時間の 2 シリーズとした。

図-5.2 は加温作業を行ったときの外気温を示している。寒地土木研究所がある札幌は 11~2 月の日最低気温の平年値が-7~1°C¹⁶⁾で、当初はこのような寒冷下での実験を予定していたが、2019 年度は暖冬で、12 月実験は最低気温が氷点下に届かず、1 月実験は-4°C付近まで低

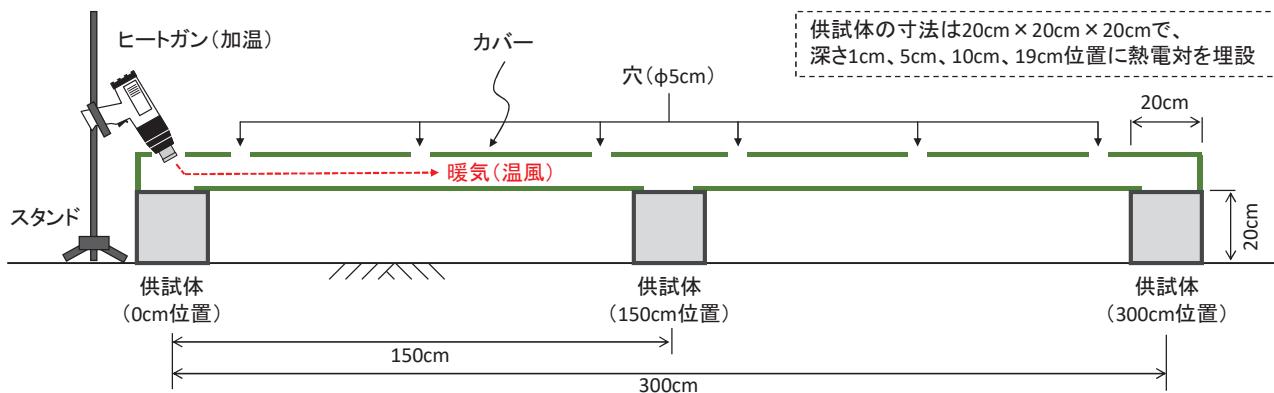


図-5.1 加温作業の概要

下したもの、11月実験と2月実験では-2~-1°Cまでの低下にとどまった。

図-5.3に一例として、最低気温が最も低かった1月実験における加温時間24時間のシリーズの供試体の温度履歴を示す。ヒートガンからの距離が0cmの供試体表面は加温開始後、急速に35°Cまで上昇した。内部の温度も緩やかに上昇し、加温開始から8時間後の温度は、深さ1cmが表面より約8°C低い27°C、深さ5cmは21°C、深さ10cmは16°C、深さ19cmは9°Cで、供給した温風の熱は供試体内部へ広く伝播していた。なお、8時間以降は温度の推移に大きな変動はなかった。これに対して、ヒートガンからの距離が150cm位置の供試体の表面温度は8°C、300cm位置では5°Cの上昇にとどまり、深さ1cmの温度は表面よりも数°Cほど低い値で推移していた。また、夜間、300cm位置の供試体の温度は0°Cを下回った。

5.1.3 表面の含水状態の評価

加温による供試体表面の含水状態の経時変化は、4章の結果をふまえて、電気抵抗式の水分計¹¹⁾で評価した。図-5.4に測定状況を示す。この水分計は、長さ2cm、幅0.5cmの導電ゴム製の電極が1cm間隔で2本配置されており、表面に電極を押し当てて電流を流し、電極間の電気抵抗が水分によって変化する原理を利用して、表面から深さ0~約1cm範囲¹⁷⁾の含水状態を評価する仕組みとなっている。ここでは、乾燥状態のときに最小40、湿潤状態のときに最大990で表示される電気抵抗換算値(以後、カウント値と記す。乾燥しているほど値は小さい)で評価した。

5.1.4 シランの塗布・吸水防止層の厚さの測定

加温開始から8時間後もしくは24時間後にヒートガンの電源を落としてカバーを撤去し、シランを塗布した。また、比較のため、6日間の湿潤養生後、屋外に1日間



図-5.2 加温作業を行ったときの外気温

曝した供試体へ加温せずに塗布するケースも設けた。表-5.3に実験で使用したシランを示す。シランは、北海道開発局道路設計要領の基準¹²⁾を満たす無溶剤系のA、Bの2製品を使用した。塗布量は製品メーカーが指定する標準量とした。図-5.5は加温開始から8時間経過したときの様子である。写真に示すように、塗布終了後は表面を気中に曝した。

そして、塗布から2日後に表層に形成された吸水防止層の厚さを測定した。塗布面に対して垂直方向に供試体を割裂して割裂面に水を噴霧し、撥水を呈した範囲を吸水防止層(シランが浸透して疎水化した領域)と判断し、吸水防止層の厚さを測定した。

5.2 実験結果・考察

5.2.1 加温による表面の含水状態の変化

図-5.6に電気抵抗式水分計のカウント値の経時変化

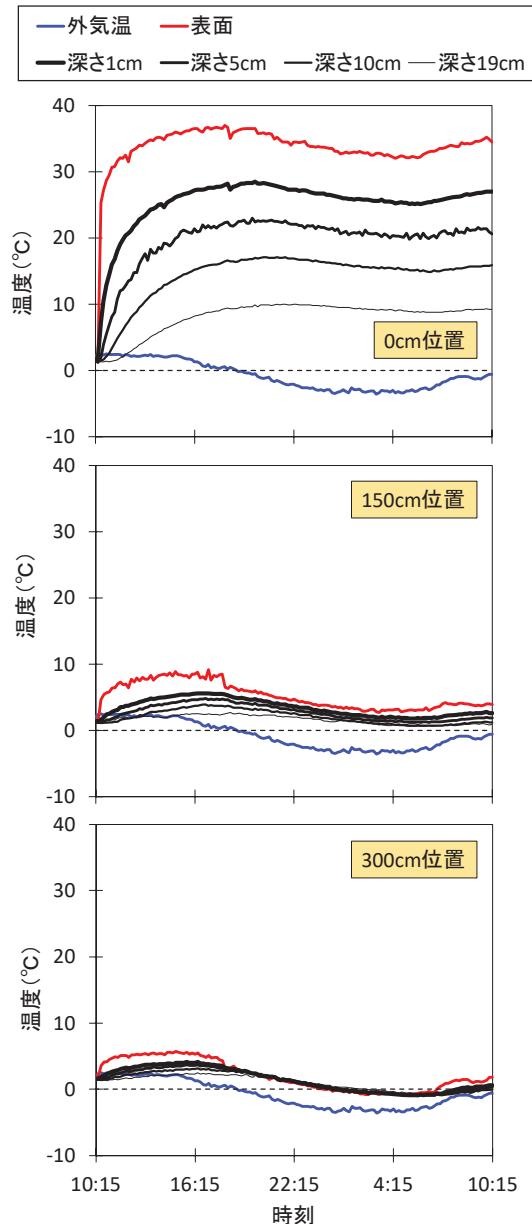


図-5.3 2020年1月実験の24時間加温の温度履歴

を示す。グラフ右端にはカウント値と表面の含水状態の関係の目安¹¹⁾を併記した。ヒートガンからの距離が0cm位置では、加温前は湿潤もしくは滯水状態にあった表面が、加温開始から4時間後にはほぼ乾燥状態に達した。一方、150cm位置は24時間の加温で表面乾燥状態、300cm位置はおおむね表面乾燥状態と湿潤状態の中間程度までの変化にとどまった。なお、12月、2月実験における300cm位置のカウント値は比較的高い値で推移した。表-5.4は実験日の10:00~14:00の札幌の湿度・水蒸気量である¹⁶⁾。12月、2月は水蒸気量が高く、ヒーターの温風が行き届きにくい300cmでは外部環境の影響が卓越したと考えられる。カウント値が最も大きい12



図-5.4 電気抵抗式水分計による測定状況

表-5.3 実験で使用したシラン

名称	成分	外観	有効成分	塗布量
A	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.35kg/m ²
B	アルコキシシラン	液状	90%以上	0.28kg/m ²

製品はいずれも無溶剤系

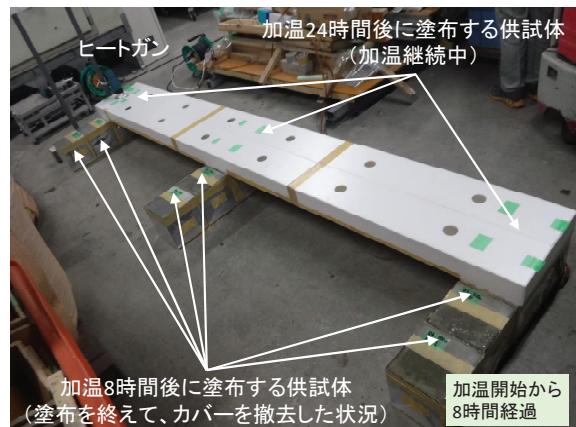


図-5.5 実験状況（加温開始から8時間経過）

月実験の湿度は65%程度であったが、気温が高いこと（図-5.2）が気中の水蒸気量の増加に繋がったように思われる。

5.2.2 吸水防止層の厚さに及ぼす加温の影響

図-5.7に吸水防止層の厚さの測定結果を示す。製品A、Bともに、いずれのシリーズでも、無加温に比べると、温風で加温した方が吸水防止層の厚さは全体的に大きく、加温の効果が表れた。吸水防止層の厚さは、ヒートガンからの距離が0cm位置で最も大きく、ヒートガンからの距離が長くなるにつれて減少する傾向を示した。

図-5.8は、加温8時後に塗布したときと、24時間後に塗布したときの吸水防止層の厚さを比較したものである。なお、製品および実施時期は区分せずにプロットしている。本研究の範囲では、加温時間を8時間から24時間に延ばして塗布した方が、吸水防止層の厚さは1.4

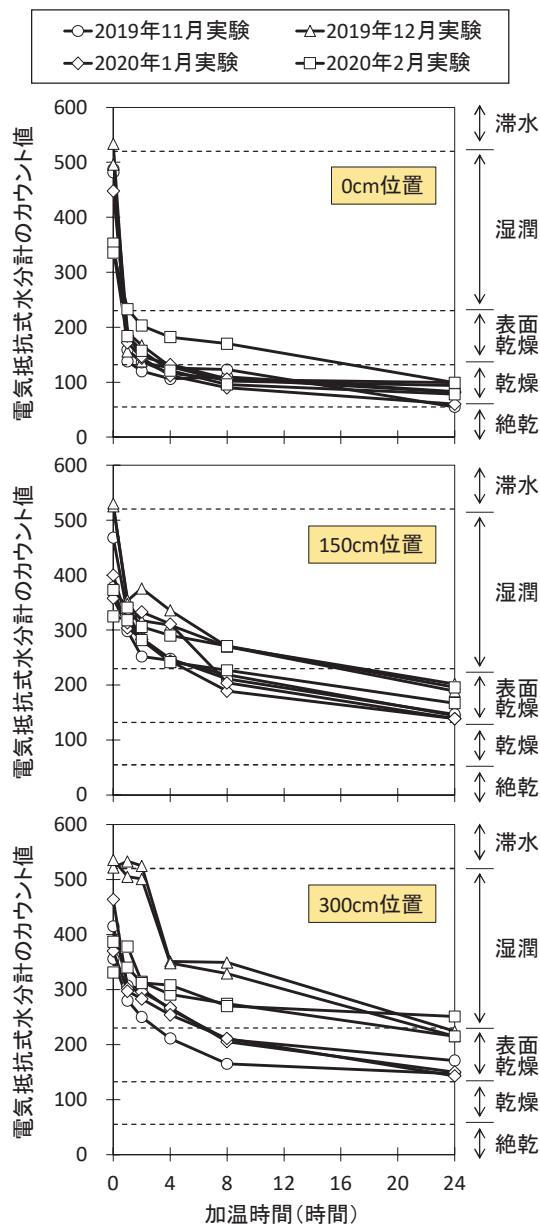


図-5.6 電気抵抗式水分計のカウント値の変化
・測定は製品A、B塗布供試体で各々実施
・右に示す滯水～絶乾に対応するカウント値は文献11)による

表-5.4 札幌の湿度・水蒸気量¹⁶⁾ (日中の平均)

日時	湿度(%)	水蒸気量(g/m ³)
2019.11.26, 10:00～14:00	50.4	2.78
2019.12.10, 10:00～14:00	65.0	5.48
2020.1.23, 10:00～14:00	59.6	3.39
2020.2.18, 10:00～14:00	85.8	4.37

倍大きくなる傾向が示された。

図-5.9は、加温作業中の平均表面温度と吸水防止層の厚さの関係を示している。ここでは、製品およびヒートガンからの距離は区分せずにプロットしている。なお、

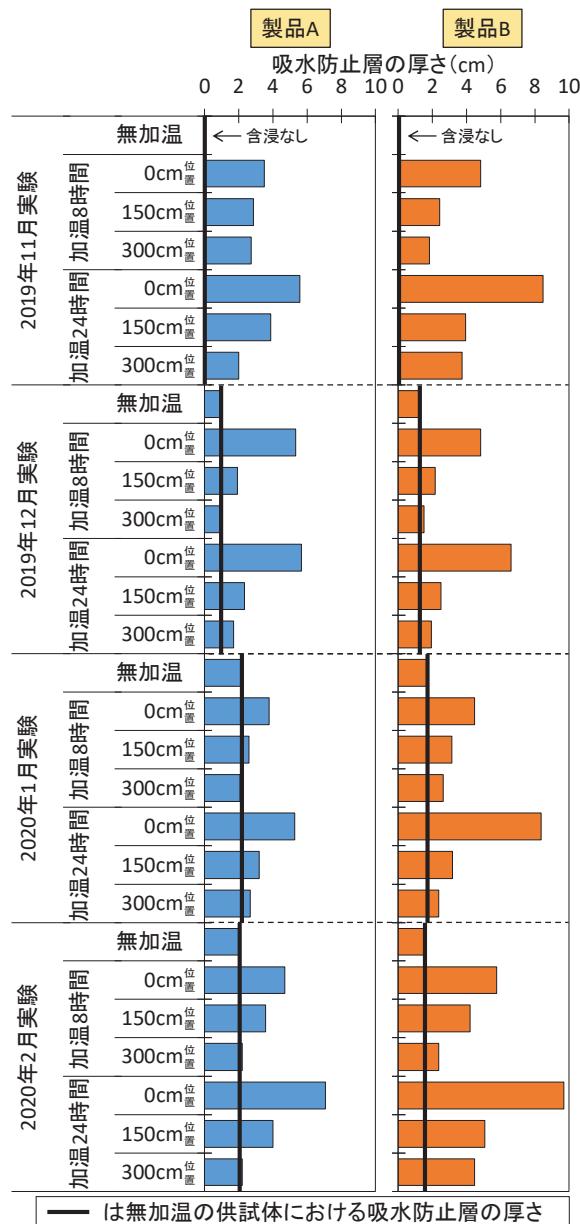


図-5.7 吸水防止層の厚さの測定結果

無加温については、塗布を行ったときの表面温度で結果を整理している。吸水防止層の厚さに及ぼす加温時間の効果は表面温度によって異なり、温度が25°C以上の環境では加温時間を8時間から24時間へ延ばしても塗布した方が吸水防止層の厚さは明らかに増加するのに対し、温度が5~10°C程度の環境では加温時間を8時間から24時間まで延ばしても、吸水防止層の厚さは微増にとどまった。

これは、飽和水蒸気圧は温度が高いほど大きい¹⁸⁾ため、低い温度では長時間加温しても、表面に存在する一部の水分は水蒸気に変化せずに水分のまま滞留し、シランの含浸の改善に繋がらないことを示している。このことから、シランの塗布に先立ち、表面を乾燥状態に調整する

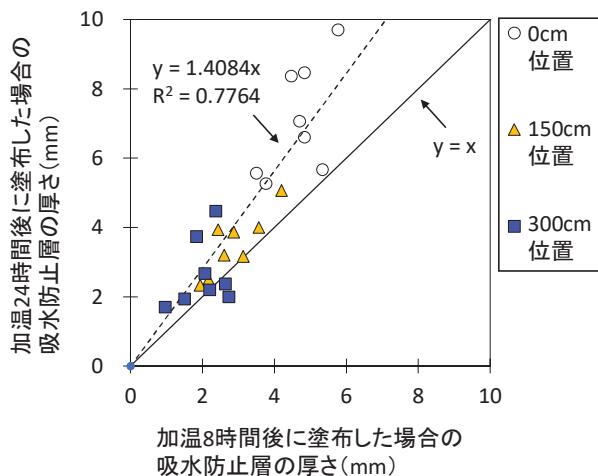


図-5.8 吸水防止層の厚さに及ぼす加温時間の影響

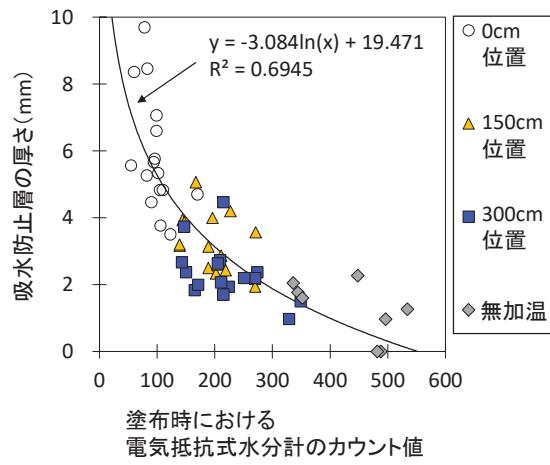


図-5.10 塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係

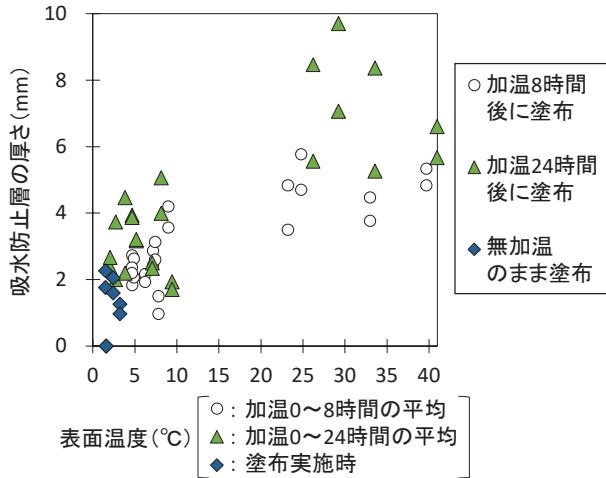


図-5.9 加温時の表面温度と吸水防止層の厚さの関係

際は加温時間とともに、加温による表面温度も重視することが大切と言える。

5.2.3 吸水防止層の厚さに及ぼす表面の含水状態の評価の影響

図-5.10に、塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係を示す。この図では、製品および実施時期については区分せずにプロットしている。カウント値が小さい表面に塗布すると、吸水防止層の厚さは大きくなる傾向が明確に示されていることがわかる。

今回使用した電気抵抗式水分計（図-5.4）は、もとは道路橋床版コンクリートへ床版防水層を施工するため、床版表面の含水状態を計測することを目的に開発されたものである¹¹⁾。評価の対象範囲は表面近傍で、適用部材は床版とされている。



図-5.11 高周波容量式水分計による測定状況

現在、シランを施工する際の表面の含水状態は、3章や4章で述べたように、図-5.11に示す高周波容量式水分計¹⁰⁾で管理されることが多い。この水分計は、長さ5cm、幅0.5cmの金属製の電極が3.5cm間隔で2本配置されており、コンクリート表面に電極を押し当て、コンクリート表面から深さ0~4cmの範囲に20MHzの高周波電流を流し、水分が多いほど誘電率が大きくなる原理を利用して、誘電率の変化から深さ0~4cmにおける平均含水率を0~12%の範囲で評価する仕組みになっている。

ここで、電気抵抗式水分計に加えて、高周波容量式水分計による評価も行い、吸水防止層の厚さとの関係を調べた。

図-5.12に高周波容量式水分計で計測された塗布時の含水率と吸水防止層の厚さの関係を示す。製品および実施時期については区分せずにプロットしている。全体的にみると、高周波容量式水分計による計測値は、ヒートガンからの距離や加温の有無を問わず、5~6%前後の範囲に集中し、吸水防止層の厚さとは良好に対応しなかつた。この原因として、高周波容量式水分計で計測される

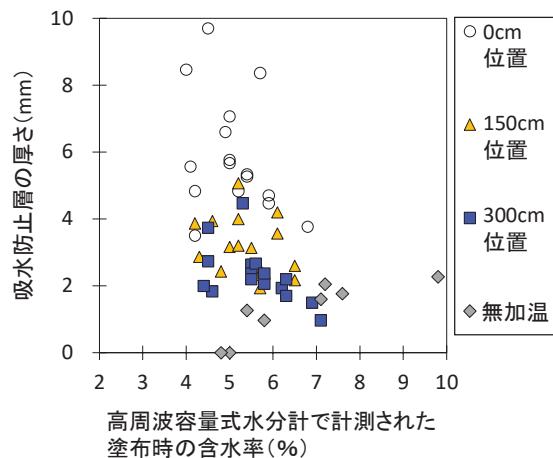


図-5.12 高周波容量式水分計で計測された塗布時の含水率と吸水防止層の厚さの関係

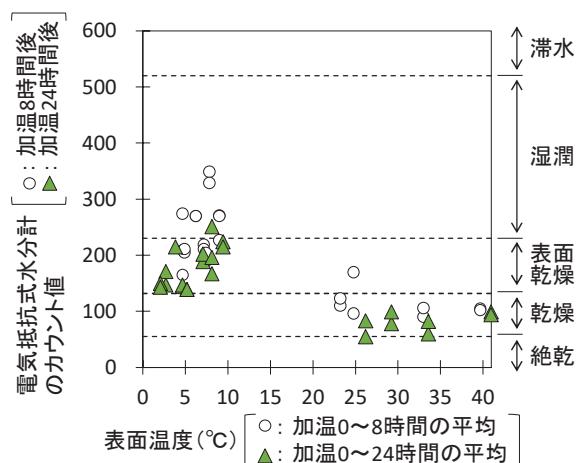


図-5.13 加温時の表面温度の平均と加温終了後の電気抵抗式水分計のカウント値の関係

含水率は深さ0~4cmの範囲の平均値であるため、表面と内部で含水状態が異なる場合、表面のみの含水状態を把握することが難しいことが一因に考えられる。

このことから、シランを塗布するために表面を加温したときの含水状態を精度良く管理する方法として、評価範囲を表面近傍に限定している電気抵抗式水分計の適用が有用と考えられる。

図-5.13は加温時の表面温度の平均と、加温終了後の電気抵抗式水分計のカウント値の関係を示しています。加温前は300~600(図-5.6)であったカウント値は、25°C以上の加温を24時間続けることで乾燥状態の100前後まで低下した。外気の最低気温が-4°C程度といった本研究の条件で新たに打設したコンクリートにシランを塗布するために表面を24時間加温する場合、表面温度の平均が25°C以上に保たれるように加温することが目安と

なる可能性がある。

5.3まとめ

5章では、コンクリートの含水率が高まりやすい冬期にシランを塗布するにあたり、表面を乾燥状態に調整するための適切な管理方法を検討するため、11~2月の冬期に外気温が最低-4°Cの環境の下で加温・塗布実験を行った。本研究の範囲で得られた知見を整理すると、以下のようになる。

- 1) 加温時間が長いほど厚い吸水防止層が形成されやすいが、加温時間とともに、加温による表面温度も重視することが大切である。
- 2) 表面の含水状態の管理方法として、評価範囲が表面近傍限定の電気抵抗式水分計が有用である。
- 3) 24時間加温の場合、表面温度は平均25°C以上が目安となる可能性がある。

6. 冬期の施工環境の影響に関する実橋実験、および、急速表面吸水試験技術を活用したシラン塗布コンクリートの品質検査方法の開発に向けた基礎検討

6章では、5章で得た基礎的な知見をふまえて、吸水防止層を確実に形成させる施工技術を目指して、冬期の11~1月に道路橋の主桁下面で試験施工を行い、コンクリート表面の水分調整のための最適な加温方法について検討を行った。

また、急速表面吸水試験技術を活用した、シラン系表面含浸工法を適用したコンクリートの品質検査方法の開発に向けた基礎的な検討を行った。

6.1 実験概要(道路橋主桁下面での試験施工)

6.1.1 現場

実験は一般国道228号北斗市瑞石橋の主桁下面で行った。図-6.1に位置を示す。瑞石橋は三ッ石川に架かる片側1車線、橋長7mのPC橋で、津軽海峡に面している(写真-6.1)。河川敷から主桁下面までの高さは約2mである。

6.1.2 加温方法

写真-6.2は主桁下面での加温の様子を示している。現場では、単管足場とビニールを使用して実験対象の主桁下面の空間(長さ3.64m、幅0.91m、高さ1.44m)を囲うとともに、囲い内にビニールダクトを配置して、熱出力35kW、吐出口φ455mm、熱風吐出量45~52m³/分、暖房適応面積167~200m²の熱風式ヒーターを使用して加温を行った。加温時間については実験ケースごとに異なり、これについては後述する。

6.1.3 含水状態の測定方法

加温による主桁下面の含水状態の変化は、図-6.2に示す



図-6.1 瑞石橋の位置

写真-6.1 実験時の瑞石橋の全景
(木古内方面、左は津軽海峡)

2種類の水分計で調べた。

図-6.2の左に示す水分計は、一般に広く使用されている高周波容量式の水分計¹⁰⁾である。水分計には、長さ50mm、幅5mmの金属製の電極が35mm間隔で2本配置されている。コンクリート表面に電極を押し当てて20MHzの高周波電流を流し、水分が多いほど誘電率が大きくなる原理を利用して、誘電率の変化から深さ0～40mmの平均含水率を0～12%の範囲で推定する仕組みになっている。

一方、図-6.2の右に示す水分計は、表面付近の含水状態の把握を目的に開発された電気抵抗式の水分計である¹¹⁾。水分計には、長さ20mm、幅5mmの導電ゴム製の電極が10mm間隔で2本配置されている。コンクリート表面に電極を押し当てて電流を流し、電極間の電気抵抗が水分によって変化する原理を利用して、コンクリート表面付近の含水状態を評価する仕組みになっている。水分計には、乾



写真-6.2 囲いの設置ならびに加温の様子

	高周波容量式水分計	電気抵抗式水分計
全景		
電極		
測定概念	 試料内の誘電率を把握	 電極間に電気抵抗を把握
評価	高周波電流を流し、水分が多いほど誘電率が大きい原理を利用し、誘電率の変化から深さ0～40mmの平均含水率を0～12%の範囲で評価。	電極間に電流を流し、水分によって電気抵抗が変化する原理を利用し、表面近傍の含水状態を電気抵抗換算値(カウント値)で評価。

図-6.2 水分計(左は高周波容量式¹⁰⁾、右は電気抵抗式¹¹⁾)

燥状態のときに最小40、湿潤状態のときに最大990の電気抵抗換算値(以下、カウント値と記す)。乾燥しているほど値は小さいが表示される機能が備えられている。既報では、カウント値と表面の含水状態の関係として、表-6.1が示されている¹¹⁾。

表-6.1 電気抵抗式水分計のカウント値と
表面の含水状態の関係¹¹⁾

カウント値	10~55	60~132	137~230	235~520	521~744
状態	絶乾	乾燥	表面乾燥	湿潤	滯水



写真-6.3 シラン系表面含浸材の塗布の様子

表-6.2 実験で使用したシラン系表面含浸材

材料名	主成分	塗布量
A	アルキルアルコキシシラン	300g/m ²
B	アルキルアルコキシシラン	600mL/m ²

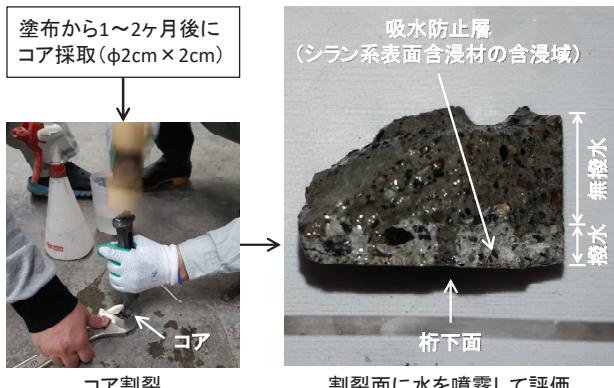


写真-6.4 吸水防止層の形成状況の確認の様子

6.1.4 シラン系表面含浸材

写真-6.3に主桁下面でのシラン系表面含浸材の塗布の様子、表-6.2に実験で使用したシラン系表面含浸材を示す。ここでは、北海道開発局道路設計要領第3集第2編参考資料Bに示されている選定目安¹¹⁾を満たす2製品（以下、材料A、材料Bと記す）を使用した。いずれの製品も、主成分はアルキルアルコキシシランである。なお、塗布量は統一せず、製造会社指定の標準量とした。

6.1.5 吸水防止層の形成状況の確認方法

塗布1~2ヶ月後に主桁下面からΦ2cm×2cm程度のコ



図-6.3 実験の流れ（シリーズI）

アを採取した。その後、写真-6.4に示すようにコアを割裂し、割裂面に水を噴霧して、撥水を呈した範囲をシラン系表面含浸材の含浸によって形成された吸水防止層と判断し、吸水防止層の厚さをノギスで測定した。

6.2 実験結果（道路橋主桁下面での試験施工）

6.2.1 塗布前の加温効果の評価（シリーズI）

前章までの研究で、塗布前の加温はコンクリート表面の水分調整に有効であり、十分な水分調整は厚い吸水防止層の形成に繋がる結果を得ている。そこで、シリーズIとして、主桁下面での塗布前の加温効果について評価を行った。図-6.3に実験の流れを示す。主桁下面に囲いを設置し、2日間、継続的に加温を行った。この間、加温開始から22、27、45、47時間後にシラン系表面含浸材を塗布した。なお、比較のため、囲い外の無加温の主桁においても塗布を行った。実験記号は実験の流れで表すこととし、塗布前の加温時間、塗布を表す「c」(coating)、そして、塗布後の加温時間を組み合わせた形とした。

図-6.4に温度、湿度およびコンクリート表面の含水状態の推移を示す。実験当日の外気温は約5°Cであった。一方、囲い内の温度は、加温開始から1時間後には約45°Cまで上昇し、それ以降は実験終了までの間、大きな変化もなく、約45°Cの状態が保持された。相対湿度は、実験開始時は約40%であった。その後の加温により、囲い内の相対湿度は約15%まで減少した。

次に、水分計で調べた、囲い内の主桁下面の含水状態の測定結果について述べる。高周波容量式水分計の結果をみると、加温開始以降、測定値はほとんど変化しなかった。これに対し、電気抵抗式水分計の結果をみると、カウント値は経時的に減少しており、囲い内の相対湿度の変化と対応している。

高周波容量式水分計は、深さ0~40mmの平均の含水

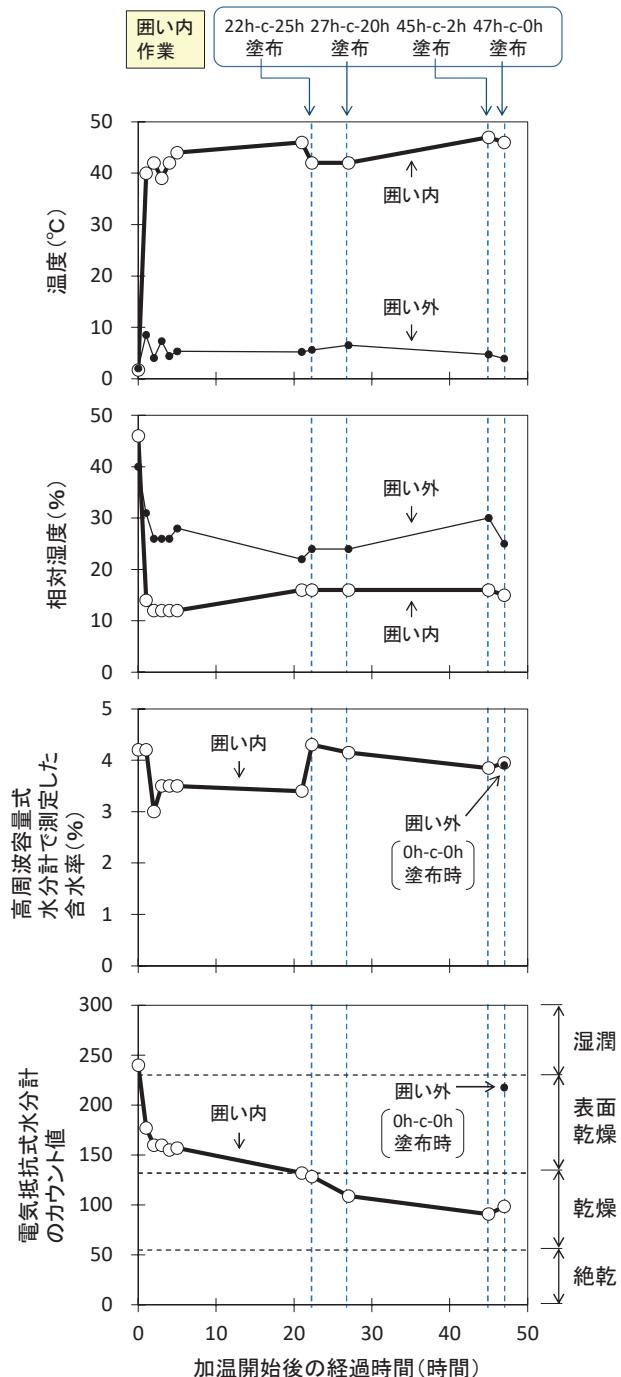


図-6.4 温度、湿度、含水状態の推移（シリーズI）

状態を評価している（図-6.2）。このことから、高い含水状態にあるのは主にコンクリート表面近傍であり、評価対象が表面近傍の電気抵抗式水分計は、表面近傍で発生する水分逸散を把握できるのに対し、表面から深さ40mmまでの層を評価対象とする高周波容量式水分計は、内部の影響が測定値に強く反映され、初期の表面状態および表面近傍での水分の逸散挙動を的確に評価できていないように思われる。

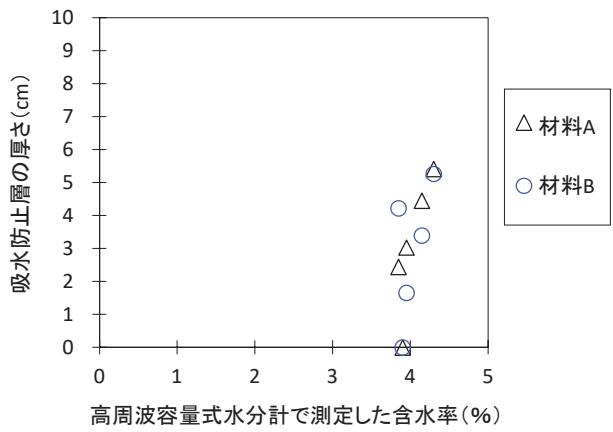


図-6.5 塗布時に高周波容量式水分計で測定した含水率と吸水防止層の厚さの関係（シリーズI）

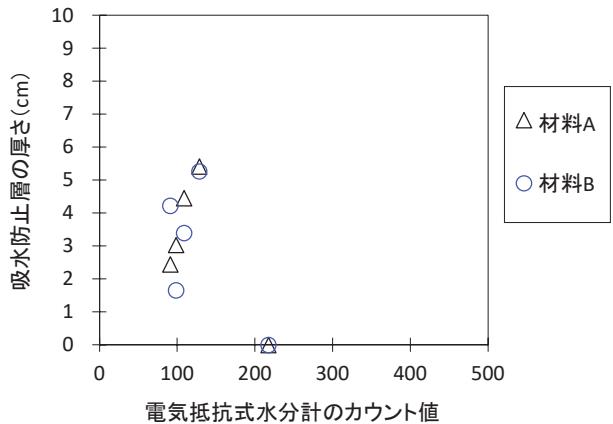


図-6.6 塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係（シリーズI）

図-6.5に塗布時に高周波容量式水分計で測定した含水率と吸水防止層の厚さの関係を示す。含水率の測定値は4%前後に集中しているものの、吸水防止層の厚さの測定値は0~6mmと広範に分布しており、明確な関係は示されなかった。

図-6.6に塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係を示す。カウント値が約200の主桁下面に塗布した場合は、材料A、Bのいずれも吸水防止層の厚さは0mmであった。一方、カウント値が約100~150の主桁下面に塗布した場合、厚さ約2~6mmの吸水防止層が確認された。吸水防止層の形成に及ぼすカウント値の影響がよくわかる結果となっている。このことから、電気抵抗式水分計で計測されるカウント値は、シラン系表面含浸材の塗布可否を判定・管理する指標として有用と考えられる。

図-6.7は、実験記号ごとに吸水防止層の厚さの測定結

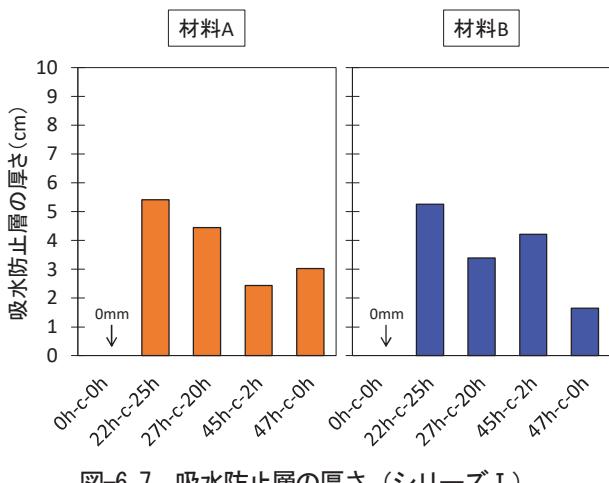


図-6.7 吸水防止層の厚さ（シリーズI）

果を整理したものである。実験計画を立案した当初は、塗布前の加温時間を長く設定し、主桁下面の表面近傍を十分乾燥させてから塗布した方がシラン系表面含浸材は深く含浸し、厚い吸水防止層が形成されると予想していた。しかし、塗布前の加温時間が0時間(0h-c-0h、無加温)のケースを除くと、材料A、Bのいずれも、塗布前の加温時間が最も短い22時間(22h-c-25h)が最も吸水防止層が厚く、塗布前の加温時間と吸水防止層の厚さが反比例していた。なお、囲い内は実験を行った約2日間、常に加温しているため、塗布前の加温時間が22、27、45時間の3ケースは、塗布後も加温されている。ここで、塗布後の加温時間に着目したところ、ばらつきはあるものの、塗布後の加温時間が長いケースほど、吸水防止層の厚さは大きい傾向にあった。塗布前の加温時間は、時間の長さを重視するよりも、適切なカウント値に調整することを念頭に設定することが合理的かつ経済的と言える。

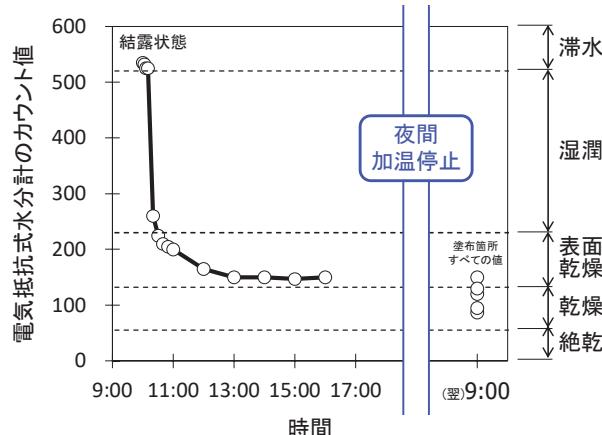
6.2.2 塗布後の加温効果の評価（シリーズII）

シリーズIでは、主桁下面においても塗布前の加温は吸水防止層の形成を図る上で大切であることと、電気抵抗式水分計は塗布可否の判定・管理に有用である知見を得た。その一方で、塗布前に加えて、塗布後の加温も吸水防止層の形成に大きな役割を果たす傾向もあわせて示された。このことをふまえ、シリーズIIとして、塗布後の加温効果に着目した評価を行った。

図-6.8に実験の流れを示す。主桁下面に囲いを設置し、塗布前日に加温を行った(以下、事前加温と記す)。図-6.9に電気抵抗式水分計で測定したカウント値の推移を示す。加温前の主桁下面是結露状態でカウント値が500を上回っていたが、加温を6時間行ったところ、約150まで減少した。その後、塗布後の加温(以下、事後加温と記す)の効果をわかりやすく把握するため、塗布までの間、



図-6.8 実験の流れ（シリーズII）

図-6.9 電気抵抗式水分計のカウント値の推移
(シリーズII)

加温を停止した。塗布当日の主桁下面のカウント値は約100~150で、加温停止による大幅な数値の上昇は見受けられなかった。

塗布後の加温時間は、0、2、16、20、24時間の5ケースとした。実験記号はシリーズIと同様に実験の流れで表現することとし、事前加温の方法は全ケース同じのため略し、塗布を表す「c」(coating)と事後加温時間の2つを組み合わせた形とした。

図-6.10に吸水防止層の厚さの測定結果を示す。材料Aの場合、事後加温が0時間の主桁下面が2mmに対し、事後加温を16~24時間行った主桁下面是6~9mmであり、事後加温を16時間以上行った方が3~4倍大きい結果が示された。一方、材料Bは、事後加温が0時間について吸水防止層が確認されなかった。しかし、c-20h

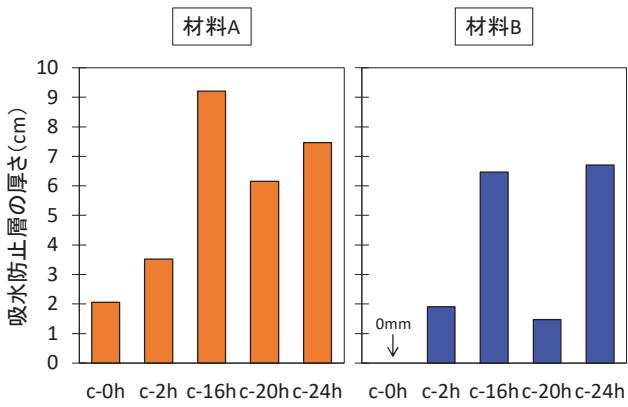


図-6.10 吸水防止層の厚さ（シリーズII）

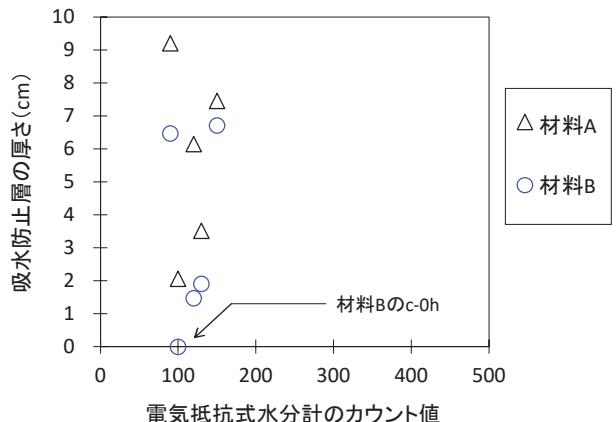


図-6.11 塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係（シリーズII）

を除くと、事後加温を16~24時間行った主桁下面では約6mmの吸水防止層が確認された。全体的に、事後加温の時間が長いほど吸水防止層の厚さは大きい傾向にあった。

図-6.11に塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係を示す。シリーズIでは、カウント値が約100~150の主桁下面へ塗布したケースはいずれも吸水防止層の形成が確認されたが(図-6.6)、シリーズIIでは、カウント値はこれと同程度であるものの、材料Bを塗布した1箇所において吸水防止層が確認されなかった。

この1箇所は、事後加温0時間の箇所である(図-6.10)。実験当日の北斗市の平均気温は約1.7~3.2°Cであった。加温時の周内は約45°Cで、約40°Cの差がある。夜間に加温を停止すると、主桁の温度は低下に転じる。一般に、図-6.12に示すように、絶対湿度が一定の場合、温度が低下すると、相対湿度は高くなる。このため、塗布時は、主桁下面是表面乾燥状態にあつたものの、主桁内

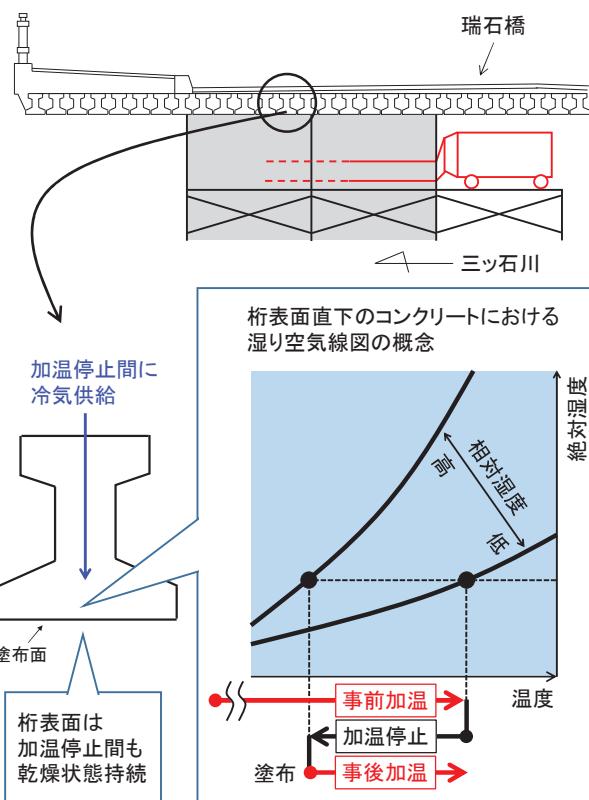


図-6.12 湿り空気線図の概念（シリーズII）

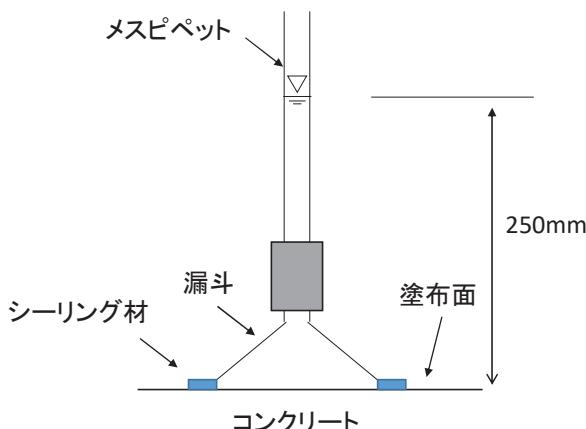
部は相対湿度が高い状態にあったと考えられ、事後加温0時間の箇所に塗布した材料Bはこの影響を受けたと思われる。一方、事後加温を行うと、温度上昇とともに内部の相対湿度は低下し、シラン系表面含浸材の含浸を阻害する水分の蒸発も進むため、事後加温の時間が長いケースで吸水防止層の厚さが大きい傾向を示したと考えられる。事後加温は、吸水防止層の形成に大いに資すると言える。

6.3 実験概要（急速表面吸水試験技術を活用したシリコン塗布コンクリートの品質検査方法）

6.3.1 現場

厳しい環境下でシリコン系表面含浸材を塗布した後、コンクリートに十分な吸水抑制機能が付与されているかを確認することも大切である。

シリコン系表面含浸材を塗布したコンクリートの吸水抵抗性を客観的に評価する方法として、JSCE K 571に示されている図-6.13の方法がある。この方法は、塗布後のコンクリート表面に、ゴム管等でメスピペットと組み合わせた漏斗をシリコーン系のシーリング材で止め付け、水頭高さ250mmまで注水し、JSCE K571では7日後の水頭高さを読み取って透水量を求め、透水比（塗布面の透水量/無塗布面の透水量）で吸水抵抗性を評価するも

図-6.13 透水試験 (JSCE-K 571)¹⁹⁾

のである。しかし、現場でこの方法を適用する場合、例えば下記に示す課題がある。

- (1) 漏斗を取り付けても、シーリング材が十分固化するまでは注水することができないため、最低 1 日以上は固化のための待機時間を要する。
- (2) 透水試験のために 7 日間の交通規制をかけることは、社会的な影響が大きい。
- (3) 一般にコンクリートは水密性が高いため、現場では、メスピペットの目盛りでは水頭変化が読み取りにくいこともある。
- (4) 施工部位には基本的に無塗布範囲がないため、透水比による評価は困難である。
- (5) シーリング材は部材に付着しているため、漏斗撤去後もシーリング材の痕が残り、部材の美観を損ねる。
- (6) 図-6.13 による方法では水平面にしか適用できず、垂直面における評価はできない。

そこで、急速表面吸水試験技術を活用した新たな検査方法を考えることとした。

近年、真空ポンプを活用し、ポンプを作動させた際の反力でコンクリート表面に密着、固定させるタイプのハンディ型の透水試験機が市販されている(写真-6.5)。この種の試験機を使用すると、上記の(1)、(5)の課題は解決することができる。また、垂直面に取り付けられるシリンドラーがセットで市販されている場合もあるため、(6)の課題も解決できる。

次に、(3)、(4)の課題について考える。写真-6.6 は、透水試験機を取り外した直後のシラン系表面含浸材塗布コンクリートの表面の一例である。透水試験機のシリンドラー内の水がコンクリート表面に残ったが、コンクリートが大きく吸水している様子は見受けられず、この表面に存在する水を拭き取ると、コンクリート表面は大きく



写真-6.5 真空ポンプで取り付ける仕様の透水試験機

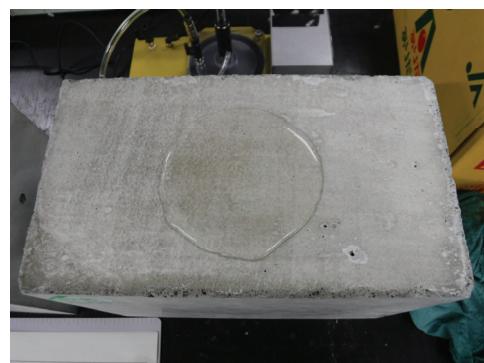


写真-6.6 透水試験機を取り外した直後のシラン系表面含浸材塗布コンクリートの表面



写真-6.7 電気抵抗式水分計による測定

吸水していないため、無塗布よりも早く、乾くと考えられる。なお、コンクリートへ浸透する水の絶対量は小さくても、コンクリート表面近傍では毛管吸水が発生している。表面近傍の水分状態は、図-5.10、図-5.11、図-6.5、図-6.6 で示したように、電気抵抗式水分計が適する。真空ポンプで固定させるタイプのハンディ型の透水試験機で十分吸水させ、試験機撤去後の水分変化を電気抵抗式

水分計で掘むことで、コンクリートに十分な吸水抑制機能が付与されているかを検証できれば、(3)および(4)の課題も解決できる。

ここでは、この方法の基礎的な有用性について検証を行った。

供試体は、これまでの様々な実験（冬期シラン施工）でシランを塗布し、吸水防止層の厚さを測定して用途を終えたものを用いた。シランを塗布した供試体のN数は105、比較のための無塗布供試体のN数は2である。水頭高さを250mmとして透水試験機を設置し、吸水させた。吸水時間については、吸水特性の評価に関する研究で10分としているケース²⁰⁾を参考に、安全を考えて5分を加え、15分とした。(2)の7日間に比べると、大きく短縮されることになる。吸水15分後に透水試験機を取り外し、コンクリート表面に付着する水分を拭き取った後、0、1、2、3、4、5、6、7、8、9、10、20、30分経過時に電気抵抗式水分計でカウント値を測定した（図-6.2）。

6.4 実験結果・考察（急速表面吸水試験技術を活用したシラン塗布コンクリートの品質検査方法）

図-6.14に透水試験機取り外し後のカウント値の経時変化を示す。実験を終えた様々なコンクリートを使用しているが、ここでは、シランを塗布したもの、していないものに大別し、データを整理した。図にはカウント値とコンクリートの水分状態の関係（表-6.1）も併記した。シランを塗布したコンクリートにおける、取り外し直後のカウント値は100～250の範囲にあった。図-6.15は吸水防止層の厚さと透水試験機取り外し直後のカウント値の関係を示している。取り外し直後のカウント値は、吸水防止層の厚さが大きいほど小さい傾向にあった。取り外し後のカウント値は、図-6.14に示すように0分から5分にかけて低下し、5分後には乾燥状態の値が安定的に続く結果となった。一方、無塗布は、取り外し後のカウント値は500を上回る結果となった。その後、カウント値は0分から10分にかけて低下し、10分以降は値がほぼ安定したが、カウント値は約200で、乾燥状態にまでは至らなかった。取り外し後、カウント値の低下が収まるまでの期間は塗布が5分、無塗布が10分となった。無塗布は、吸水抑制機能が付与されておらず、透水試験機を設置した15分間、コンクリートの毛管空隙広範に水分が行き渡り、乾きにくい状態にあるため、このような結果になったと思われる。

今回の実験の範囲では、透水試験機を取り外した後のカウント値が100～250で、拭き取り後、カウント値が

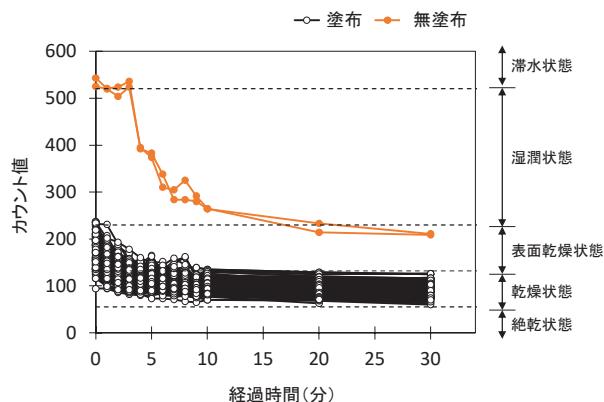


図-6.14 透水試験機取り外し後のカウント値の経時変化

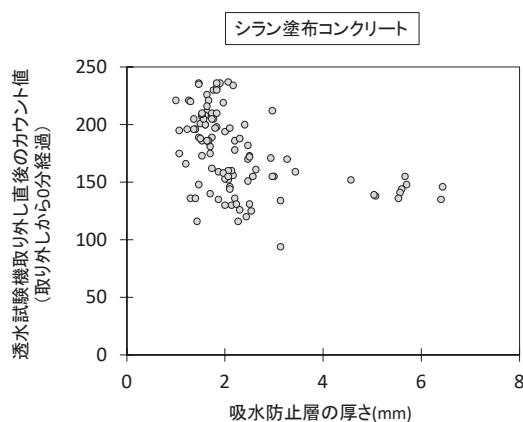


図-6.15 吸水防止層の厚さと透水試験機取り外し直後のカウント値の関係

急速に低下し、乾燥状態の数値が安定的に続く推移を示すようであれば、コンクリートに十分な吸水抑制機能が付与されていると評価できるように思われる。なお、これについては実験を継続し、有用性をさらに検討していくたいと考えている。

6.5 まとめ

6章では、冬期においても吸水防止層を確実に形成させる施工技術を目指して、冬期の11～1月に道路橋の主桁下面で試験施工を行い、コンクリート表面の水分調整のための最適な加温方法について検討を行った。また、急速表面吸水試験技術を活用した、シラン系表面含浸工法を適用したコンクリートの品質検査方法の開発に向けた基礎的な検討を行った。本研究の範囲で得られた知見を整理すると、以下のようになる。

- (1) 電気抵抗式水分計の計測値は、シラン系表面含浸材の塗布可否を判定・管理する指標として有用である。

- (2) 塗布前の加温時間は、時間の長さより表面近傍の含水状態の調整を念頭に設定した方が合理的かつ経済的である。
- (3) 事後加温は、吸水防止層の形成に大いに資する。
- (4) 真空ポンプで取り付ける仕様の透水試験機と電気抵抗式水分計の併用により、シラン系表面含浸材を塗布したコンクリートに十分な吸水抑制機能が付与されているか否かを短時間で簡易に確認することができる。

参考文献

- 1) 北海道開発局道路設計要領、第3集橋梁、第2編コンクリート、参考資料B「道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項」
- 2) 土木学会:表面保護工法設計施工指針(案) [工種別マニュアル編], コンクリートライブラリー119, p.162, 2005.4
- 3) 土木学会:2012年制定コンクリート標準示方書[施工編], p.162
- 4) 日本コンクリート工学協会:コンクリート技術の要点'99, p.9, 1999
- 5) 北海道開発局道路設計要領、第3集橋梁、第2編コンクリート、第2章コンクリートの品質
- 6) コンクリート診断技術'02 [基礎編], 社団法人日本コンクリート工学協会, p.64, 2002.1
- 7) 土木学会:けい酸塩系表面含浸工法の設計施工指針(案), コンクリートライブラリー137, p.2, 2012.7
- 8) 土木学会:2017年制定コンクリート標準示方書[施工編], p.167, 2018.3
- 9) 文献8), p.165
- 10) 湯浅昇:旧JASS8における防水施工の目安「Kettの水分計を用いて8%」物語2014, 防水ジャーナル, No.507, pp.70-75, 2014.2
- 11) 谷倉泉, 榎園正義, 後藤昭彦:床版防水工における水分計の適用性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1112-1123, 2013.3
- 12) 文献2), p.147
- 13) 酒井昇:食品の誘電物性とマイクロ波加熱, 日本食品学会誌, Vol.11, No.1, pp.19-30, 2010.3
- 14) 文献2), p.149
- 15) 文献3), pp.165-168
- 16) 気象庁:アメダスデータ
- 17) 遠藤裕丈, 安中新太郎:低温環境下でのシラン系表面含浸材の施工管理に関する基礎的研究, 第19回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, pp.355-360, 2019.10
- 18) 芝亀吉:湿度と水分, 計量管理技術双書(17), 計量管理技術協会編, pp.5-7, コロナ社, 1975.4
- 19) JSCE-K 571:表面含浸材の試験方法(案)
- 20) 小松怜史, 田島涼, 細田暁:表面吸水試験を用いたコンクリート床版上面の品質評価方法の検討、コンクリート工学論文集, Vol.29, pp.33-40, 2018

8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

8.3.2 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（要求性能）1

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料チーム）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、嶋田久俊、林田宏、

内藤勲、吉田行、遠藤裕丈、野々村佳哲

【要旨】

積雪寒冷環境下における複合劣化に対する耐久性の高い更新・新設技術の確立と対策の体系化を目指として、凍塩害複合環境下のコンクリートの要求性能と評価試験方法の関係を解明し、その対策と評価試験方法を提案する。令和2年度までに、水セメント比や空気量がスケーリングに与える影響と、スケーリング抵抗性を評価する合理的な促進試験方法の提案に向けて各種試験を実施した。その結果、水セメント比の低減や微細な空気量の確保が、塩分供給下におけるスケーリング劣化の抑制対策として有効なことを確認した。また、スケーリング試験における試験前の供試体の養生条件がスケーリング量に与える影響を確認し、塩水を用いたJIS A 1148 A法により、既存スケーリング試験法と同等にスケーリング抵抗性を評価できる試験条件を見出した。以上から、JIS法を用いることで汎用の試験装置を活用して短期間でスケーリング抵抗性を評価できることを確認した。

キーワード：凍害、複合劣化、スケーリング抵抗性、空気量、スケーリング評価試験法

1.はじめに

積雪寒冷地の社会インフラには、凍害や各種複合劣化（凍害と塩害、ASR、疲労、摩耗）により、健全性が著しく低下している事例が多い。このため、各種コンクリート構造物（橋梁、河川構造物、沿岸構造物、農業水利施設等）に共通する耐久性向上技術を開発し、効果的に適用していくことが必要である。本研究では、複合劣化に対する耐久性の高い更新・新設技術の確立と対策の体系化に向けて、凍塩害複合環境下におけるスケーリングの抑制対策と評価試験法の提案を目的として、各種検討を行った。

2. 凍塩害複合劣化抑制対策に関する検討

近年、積雪寒冷地では、塩化物系凍結防止剤等により凍害が促進されて生じるスケーリング劣化が顕在化している。スケーリングは、鉄筋までのかぶりコンクリートを減少させるとともに、コンクリート表層に微細なひび割れが生じれば、塩化物イオンの浸透を速めることにもつながるため対策が必要である。また、現状においては、スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法がJISで規定されておらず課題となっている¹⁾。

ここでは、スケーリング抑制対策としての水セメント比の低減や空気量增加の効果を、日本での研究実績が多いASTM C 672とRILEM CDFに準じたスケーリング試

験により評価した。

2. 1 使用材料および配合

セメントは、普通ポルトランドセメント（密度3.16g/cm³、比表面積H28-29年度：3,420cm²/g、H30-R1年度：3,220cm²/g、R2年度：3,340cm²/g、以下、普通セメント（記号N））と、遮塩性は高いが、塩分が作用する環境下での凍結融解作用によるスケーリング劣化が大きいとされる高炉セメントB種（密度3.05g/cm³、比表面積H28年度：3,750cm²/g、H29年度：3,770cm²/g、H30-R2年度：3910cm²/g、以下、高炉セメント（記号B））を用いた。細骨材は、苦小牧樽前産の陸砂（H28-29年度：密度2.70g/cm³、吸水率0.90%、粗粒率2.82、H30年度：密度2.67g/cm³、吸水率1.17%、粗粒率3.94、R1-2年度：密度2.65g/cm³、吸水率1.41%、粗粒率）を、粗骨材は、小樽市見晴産碎石（H28-H30年度：密度2.68g/cm³、吸水率1.72%、粗骨材最大寸法25mm、R1-2年度：密度2.68g/cm³、吸水率1.77%、粗骨材最大寸法20mm（R1より変更））を用いた。また、スランプと空気量を調整するために、AE減水剤（リグニンスルホン酸塩系）とAE助剤（樹脂酸塩系）を適宜用いた。コンクリートの配合を表-2.1に示す。水セメント比は55%を中心に、一部45%と65%でも試験を実施した。目標空気量は4.5%を中心に、3.0%を下限として1.5%刻みで7.5%まで最大4水準設定した。目標スランプは当初8.0±2.5cmに設定したが、2017年7

表-2.1 配合

試験年度	記号	セメントの種類	水セメント比(%)	目標空気量(%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				AE 減水剤(ml/Ckg)	AE 助剤(-%Ckg)	実測スランプ(cm)	実測空気量(%)	
						水W	セメントC	細骨材S	粗骨材G					
R2	B55A45	B	55	4.5	45	155	282	847	1044	0.8	0.00775	11.6	4.8	
	N55A45	N						851	1048	—	0.007	9.0	4.8	
R1	B45A45	B	45	4.5	43	155	344	783	1048	2.6	0.004	11.5	4.4	
	B55A30		3.0	45			862	1064	3.4	—	13.7	2.9		
	B55A45		55	4.5	282		844	1042	2.2	0.005	11.9	4.7		
	B55A60		6.0	47			826	1020	1.2	0.00925	13.0	6.2		
	B65A45		65	4.5	238		899	1024	3.1	0.0035	13.2	4.8		
	N55A45	N	55	4.5	45	155	282	848	1046	2.4	0.0025	11.0	4.8	
H30	B45A45	B	45	4.5	43	155	344	789	1049	1.0	0.0075	10.0	4.8	
	B55A30		3.0	45			863	1057	0.7	0.00375	8.4	3.3		
	B55A45		55	4.5	282		851	1042	0.7	0.0065	11.2	4.8		
	B55A60		6.0	47			833	1021	0.7	0.01	14.5	6.2		
	B65A45		65	4.5	238		906	1025	—	0.0075	10.2	4.5		
	N45A45	N	45	4.5	45	155	344	793	1055	0.5	0.00625	10.4	4.5	
	N55A45		55	4.5	55		282	854	1047	—	0.005	11.0	4.6	
	N65A45		65	4.5	57		238	910	1029	—	0.005	9.1	4.7	
H29	N45A45	N	45	4.5	43	155	344	802	1056	0.5	0.0075	8.7	4.5	
	N55A30		3.0	45			882	1070	0.8	0.0020	8.3	2.8		
	N55A45		55	4.5	282		864	1048	—	0.0075	9.6	4.6		
	N55A60		6.0	47			846	1026	—	0.0125	9.8	6.8		
	N65A45	B	65	4.5	47	155	238	920	1030	—	0.0075	9.0	4.9	
	B55A45		55	4.5	45		282	860	1044	0.7	0.0100	10.5	5.2	
H28	B45A30	B	45	3.0	43	155	344	815	1073	2.0	0.0100	8.7	2.9	
	B45A45		4.5	798			1050	2.0	0.0200	10	4.1			
	B55A30		3.0	45			879	1066	1.0	0.0150	9.1	2.7		
	B55A45		55	4.5	282		860	1045	0.5	0.0400	9.1	4.6		
	B55A60	B		6.0	47	155		842	1022	—	0.0650	9.5	6.0	
	B55A75			7.5				824	1001	—	0.1000	10.7	7.6	
	B65A45	65	4.5	47				916	1026	—	0.0400	8.2	4.6	
	B65A60	6.0	897					1005	—	0.0650	11.9	6.5		

月より国土交通省における土木の標準スランプが 12cm に変更となったことから、令和元年度の検討から目標スランプを 12cm±2.5cm とした。スランプと空気量の実測値は表-2.1 に併記した。なお、単位水量を全配合で統一し、空気量の設定を重視したため、一部配合でスランプの実測値が目標管理範囲外となったが、8~12cm±2.5cm の範囲に収まっている。

2.2 試験方法と供試体

凍結融解作用によるスケーリング抵抗性の評価は、日本での研究実績が多い ASTM C672（以下、ASTM 法と記述）と RILEM CDF 法（以下、CDF 法と記述）の二つの試験法により行った。なお、2 章で示す試験結果は、表-2.1 に示した H28 と H29 配合で作製した供試体について実施したものである。

ASTM 法では、-18°C を 16 時間、23°C を 8 時間の 1 日 1 サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、220×220×100mm の角柱供試体を用い、1 配合当たり 3 供試体で評価した。供試体の試験前養生については、ASTM C672 の標準的な養生は、材齢 14 日まで湿潤養生（23±2°C）

後、材齢 28 日まで 14 日間気中養生（23±2°C、相対湿度 44~55%）である。一方、2012 年制定コンクリート標準示方書〔施工編：施工標準〕に示されている混合セメント B 種の湿潤養生期間の標準日数は 15°C 以上の場合 7 日となっている。また後述する CDF 法の試験前養生の湿潤養生期間は 7 日である。本研究ではこれらを考慮し、20°C 水中養生を材齢 7 日まで行った後、温度 20°C、相対湿度 60% の恒温恒湿室内で材齢 28 日まで 21 日間気中養生することを標準とした。試験面は打込み面（220×220mm）とし、試験面には土手を設けて 3%NaCl 水溶液を湛水した。

CDF 試験では、+20°C から -20°C まで 10K/h の定速で 4 時間冷却し、-20°C を 3 時間保持後、同じ定速で 20°C まで 4 時間加熱した後、+20°C を 1 時間保持する、12 時間 1 サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、100×100×400mm の角柱供試体を中央で切断したものを用い、1 配合当たり 2 供試体で評価した。供試体の養生は、20°C 水中養生を材齢 7 日まで行った後、温度 20°C、相対湿度 60% の恒温恒湿室内で材齢 28 日まで 21 日間気中養生し

た。なお、CDF 試験では試験規格に準じて、気中養生後に試験面（打込み面）を下向きにして 3%NaCl 溶液を 7 日間吸水（毛管浸透）させてから試験を開始した。試験面は ASTM 法と同様に打込み面とし、スケーリング量は凍結融解 6、14、28、56 サイクルで測定した。

併せて、硬化コンクリートの気泡組織を把握するため、リニアトラバース法による気泡分布測定を行った。

2. 3 試験結果および考察

2.3.1 各試験法によるスケーリング量と凍結融解サイクルの関係

図-2.1 に ASTM 法によるスケーリング量と凍結融解サイクルの関係を示す。凡例の記号は表-2.1 と対応している。

凍結融解サイクルの進行に伴いスケーリング量は増加したが、セメントの種類によらず同一水セメント比では空気量が多いほどスケーリング量は減少し、特に空気量が 3%程度と少ない場合、スケーリング量の増加が大きかった。また、同一空気量では、水セメント比が低いほどスケーリング量は少なかった。

一方、セメントの種類で比較すると、普通セメントでは、水セメント 65% や空気量 3.0% 程度の場合にスケーリング量が多く、それ以外の配合条件では著しく少なかつ

たが、高炉セメントでは、どの配合条件においても普通セメントに比べスケーリング量は多かった。

図-2.2 に CDF 法によるスケーリング量と凍結融解サイクルの関係を示す。高炉セメントの水セメント比 65% では空気量による差がないものの、全体として空気量が多いほどスケーリング量は少ない傾向が確認できる。また、普通セメントに比べ高炉セメントの方がスケーリング量は多く、ASTM 法と同様の傾向を確認した。しかし、高炉セメントの水セメント比の違いをみると、本試験においては、同一空気量の条件では水セメント比 45% のスケーリング量が最大となり、水セメント比の低下による抑制効果²⁾が必ずしも確認できなかった。

図-2.3 はここまでに示した各試験方法におけるスケーリング量を各パラメータで比較できるように示したものである。なお、ASTM 法は凍結融解 50 サイクル後、CDF 法は凍結融解 56 サイクル後のスケーリング量である。CDF 法における高炉セメントの水セメント比 45% のスケーリング絶対量が多い点を除くと、セメントの種類、水セメント比、空気量の違いによるスケーリング抵抗性について、いずれのスケーリング試験法においても概ねここまで示したのと同様の傾向が評価可能なことをこの結果から確認した。

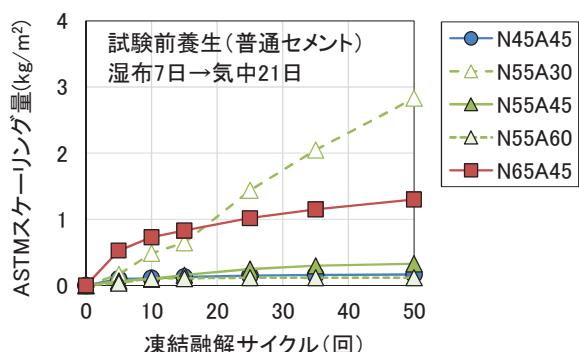


図-2.1 ASTM 法によるスケーリング試験結果 (凍結融解 50 サイクルまで)

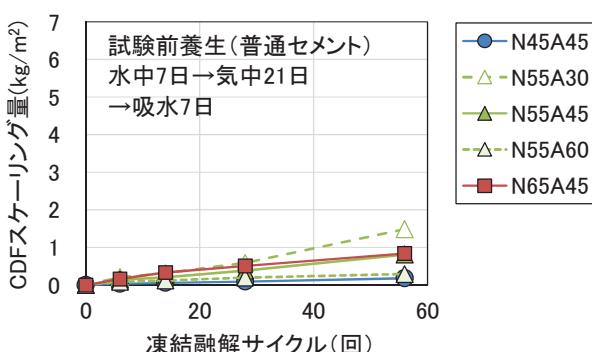
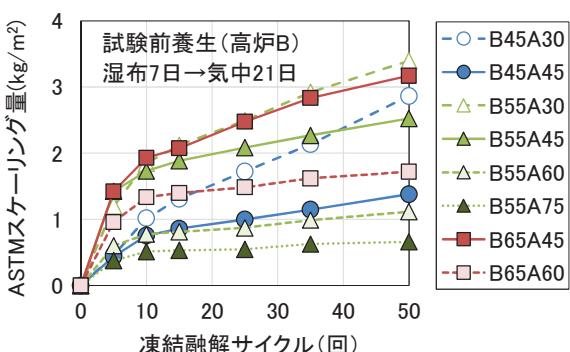
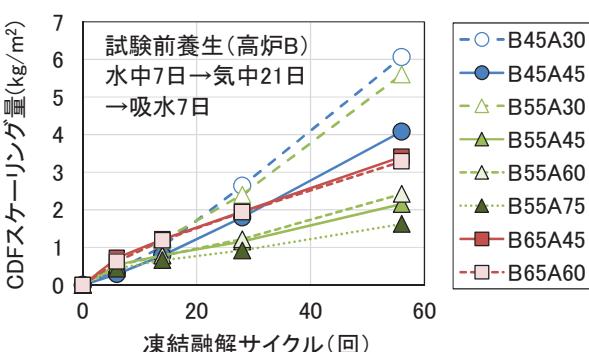


図-2.2 CDF 法によるスケーリング試験結果 (凍結融解 56 サイクルまで)



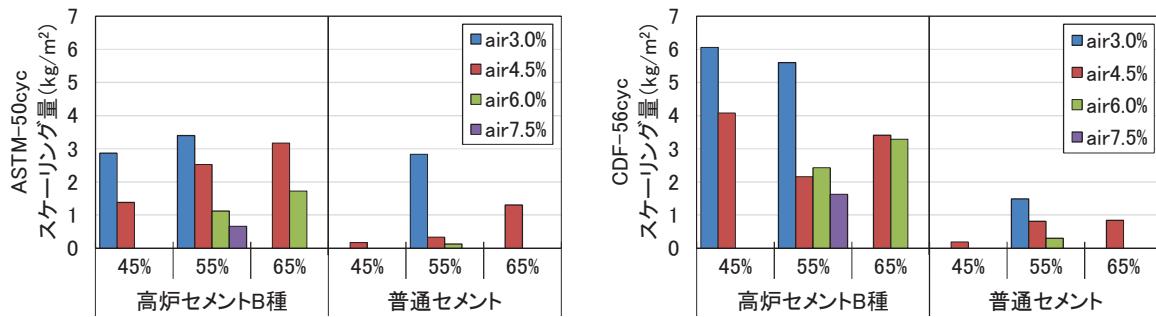


図-2.3 各試験法におけるパラメータ毎のスケーリング量

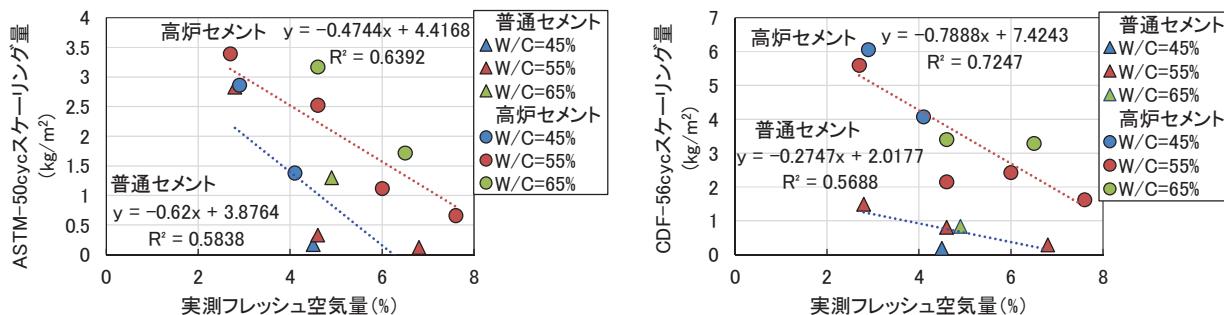


図-2.4 各試験法におけるスケーリング量とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係

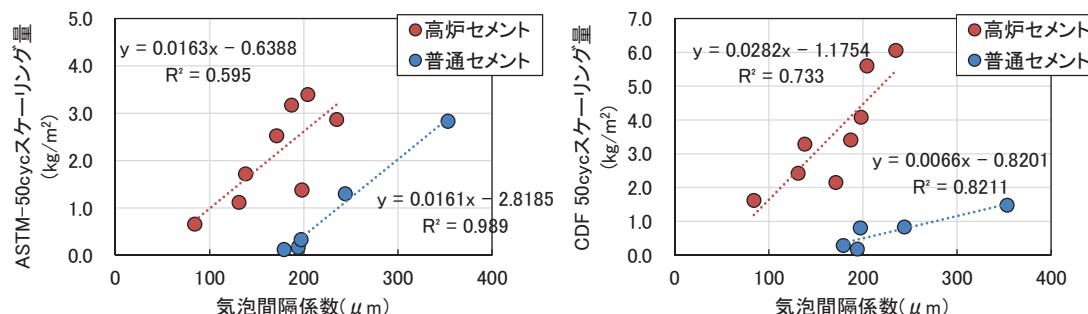


図-2.5 各試験法におけるスケーリング量と気泡間隔係数の関係

2.3.2 スケーリング量と空気量の関係

図-2.4 に各試験法におけるスケーリング量とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係を示す。なお、ASTM 法は凍結融解 50 サイクル後、CDF 法は凍結融解 56 サイクル後のスケーリング量である。セメントの種類により傾きは異なるものの、いずれの試験方法によってもフレッシュコンクリートの空気量が多いほどスケーリング量が減少する傾向が確認できる。

図-2.5 に各試験法におけるスケーリング量と硬化コンクリートで測定した気泡間隔係数の関係を示す。いずれの試験法においてもスケーリング量と気泡間隔係数には良い相関があり、気泡間隔係数が小さいほどスケーリング量は減少した。このことから、微細で良質な空気量の確保がスケーリングの抑制に効果があることがわかる。

一方、セメントの種類により近似直線の傾きや切片は異なること、気泡間隔係数が同じ場合、高炉セメントの方がスケーリング量は多くなることを確認した。

2.3.3 ASTM 法と CDF 法の相互関係

図-2.6 に ASTM 法 50 サイクルと CDF 法 56 サイクルにおけるスケーリング量の関係を示す。なお、試験前養生は、各試験法における標準的な養生である。両試験にはそれぞれ直線的な相関があるが、セメントの種類により傾きが異なり、高炉セメントでは ASTM 法が CDF 法よりもスケーリング量が多いが、普通セメントでは逆の傾向を示した。セメントにより傾向が異なる点については別途検討が必要だが、各試験法は、試験水の供給方法や試験時の温度履歴に加え試験前の養生方法が異なる。このため、スケーリング評価試験法の確立に向けては、

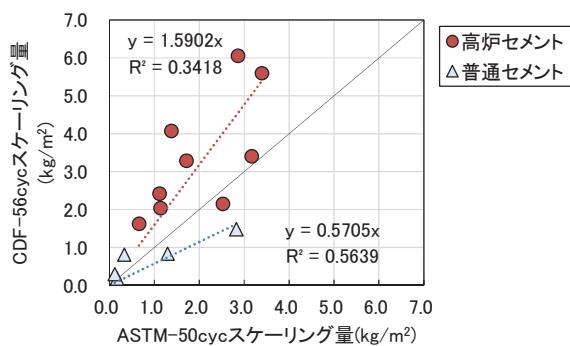


図-2.6 ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量の関係

試験前の養生条件がスケーリングに及ぼす影響について確認する必要がある。

3. 凍害複合劣化を模擬した促進試験法の検討

冒頭で述べたように、現状においては、スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法が JIS で規定されておらず課題となっている。スケーリング抵抗性の評価試験法として日本での研究実績が多い ASTM 法と CDF 法は、前章で述べたように、凍結融解時の温度履歴や試験水の供給方法が異なっているだけでなく、供試体の試験前養生条件や試験対象面も異なる。

ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量を比較検討している研究^{3), 4), 5)}も行われおり、各試験方法によるスケーリング量には直線的な関係があるものの、養生を含めた試験前の供試体の条件を揃えた場合でもスケーリング量には差異が生じ、給水方法の違いや凍結融解の温度条件の違いによるとする報告がある。しかし、どちらの試験方法でスケーリング絶対量が多くなるかについては結果が異なっており、必ずしも統一的な評価がなされていない状況にある。一方、JIS A 1148 A 法と上記スケーリング試験結果を比較検討する報告^{3), 4), 6)}もあり、質量減少率とは一定の関係性が見られるとする報告もある。

ここでは、スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法の確立に向けて、前章で実施した ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量の関係を整理するとともに、試験装置の普及の程度や試験の効率性の観点から JIS A

1148 A 法（以下、JIS 法と記述）によるスケーリング抵抗性の評価手法としての可能性について検討を行った。

3.1 スケーリングに及ぼす試験前養生の影響

3.1.1 試験前の養生パターン

各試験開始前の養生の影響を確認するため、試験前養生を以下の 3 パターンに設定した。

[試験前養生①]

材齢 28 日まで水中養生 → 試験開始（JIS A 1148 A 法の標準養生）

[試験前養生②]

材齢 7 日まで水中養生 → 材齢 28 日まで気中養生（21 日間）→ 試験開始（本研究における ASTM 法の標準養生：CDF 法の試験前吸水がない養生）

[試験前養生③]

材齢 7 日まで水中養生 → 材齢 28 日まで気中養生（21 日間）→ 試験面に 7 日間吸水 → 試験開始（CDF 法の標準養生）

表-3.1 に各試験と養生パターンの組合せを示す。表中の①、②、③は上記試験前養生のパターンを示している。

試験は、普通セメントの水セメント比 55%、目標空気量 4.5%を中心として、水セメント比 45%と 65%、空気量 3.0%と 6.0%についても一部検討した。また、比較のため、高炉セメントを用いた水セメント 55%、空気量 4.5%についても検討した。配合は、表-2.1 の H29 年度実施分に示しているものである。なお、CDF 法および ASTM 法は、試験前の養生方法を除き、2.2 節に示した方法で実施した。

3.1.2 試験前養生が異なる場合の ASTM 法によるスケーリング量の変化

図-3.1 に ASTM 法によるスケーリング量について、試験前の養生条件を変えて得た結果を示す。

左端図の養生①材齢 28 日まで水中養生を行った場合、スケーリングの絶対量が多くなったが、水セメント比が低いほどスケーリング量は少なく、水セメント比 45%ではスケーリングはほとんど生じなかった。また、セメントの種類の違いでは、凍結融解 25 サイクルまでは差がなかったものの、それ以降は普通セメントより高炉セメン

表-3.1 各試験と試験前養生パターンの組合せ

試験項目	普通セメント				高炉B
	W/C=45%		W/C=55%		W/C=65%
	air=4.5%	3.0%	4.5%	6.0%	4.5%
CDF法	①②③	③	①②③	③	①②③
ASTM法	①②③	②	①②③	②	①②③
JIS法	①	①	①	①	①

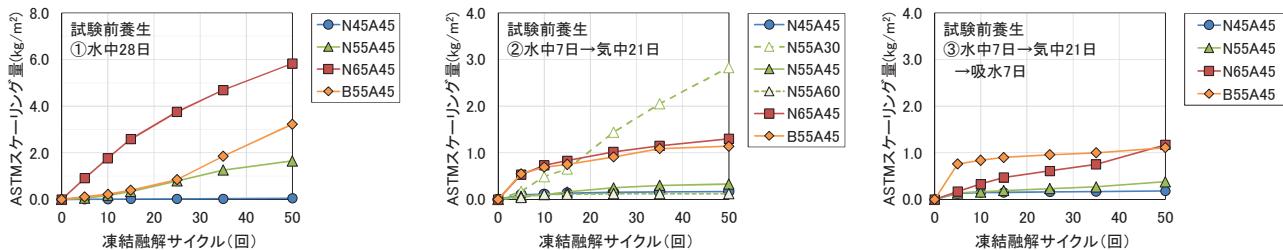


図-3.1 試験前の養生条件が異なる場合のASTM法によるスケーリング量

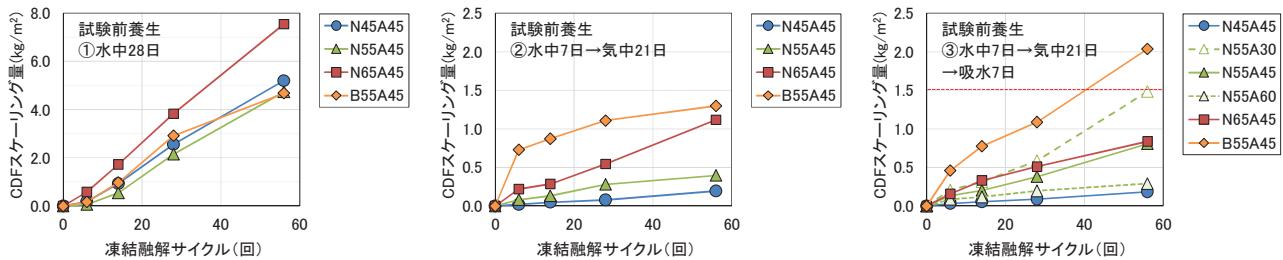


図-3.2 試験前の養生条件が異なる場合のCDF法によるスケーリング量

トの方がスケーリング量は増加する傾向があった。

中央図の養生②材齢7日まで水中養生後材齢28日まで気中養生を行った場合、養生①に比べてスケーリング絶対量が少なかった。普通セメントは、水セメント比55%以下で、空気量が4.5%以上でスケーリング量が大きく減少した。一方、高炉セメントは普通セメントよりもスケーリング量が多く、高炉セメントの水セメント比55%と普通セメントの水セメント比65%はほぼ同程度で推移した。また、空気量3.0%のN55A30は凍結融解サイクルの進行と共にスケーリング量は漸増したが、B55A45やN65A45の場合は、凍結融解初期に増加したものその後の増加の程度は小さかった。

右端図の養生③は養生②の後に7日間吸水過程をえたものであるが、概ね中央図の養生②と同様の傾向を示した。

3.1.3 試験前養生が異なる場合のCDF法によるスケーリング量の変化

図-3.2にCDF法によるスケーリング量について、試験前の養生条件を変えて得た結果を示す。

左端図の養生①材齢28日まで水中養生を行った場合、ASTM法と同様にスケーリングの絶対量が多く、水セメント比65%で特に多い。また、水セメント比45%と55%では差が無く、普通セメントと高炉セメントの違いによる差も無かった。

中央図の養生②材齢7日まで水中養生後材齢28日まで気中養生を行った場合、ASTM法と同様に養生①に比べ

てスケーリングの絶対量が大きく減少した。また、水セメント比の低減によりスケーリング量は減少した。一方、養生①では差が無かった普通セメントと高炉セメントでスケーリング量に差が生じ、高炉セメントは普通セメントよりもスケーリング量が多かった。

右端図の養生③は養生②の後に7日間吸水過程をえたものであるが、凍結融解28サイクルまでは養生②と大差ないものの、凍結融解56サイクルで高炉セメントのスケーリング量が増大した。また、水セメント比に関して、水セメント比が低いほどスケーリング量は抑制される傾向があるが、水セメント比55%と65%の差は養生②に比べて小さかった。空気量の違いでは、空気量が多いほどスケーリングは抑制された。

養生③はCDF試験規格に準じた前養生方法であり、参考として図中1.5kg/m²に示したラインはCDF法による凍結融解28サイクルにおけるスケーリング限界量であるが、いずれの条件においてもこの限界量を下回った。

3.1.4 各前養生条件におけるスケーリング量の関係

図-3.3に試験前養生条件を同一とした場合におけるASTM法とCDF法のスケーリング量を図-3.1と図-3.2から抽出して比較したものを示す。

左端図の養生①材齢28日まで水中養生を行った場合、N65A45以外は両試験法におけるスケーリング量の乖離が大きく、CDF法の方がASTM法よりもスケーリング量が多い傾向が確認できる。これに対して、試験前養生で気中養生期間を設けた養生②(中央図)と養生③(右

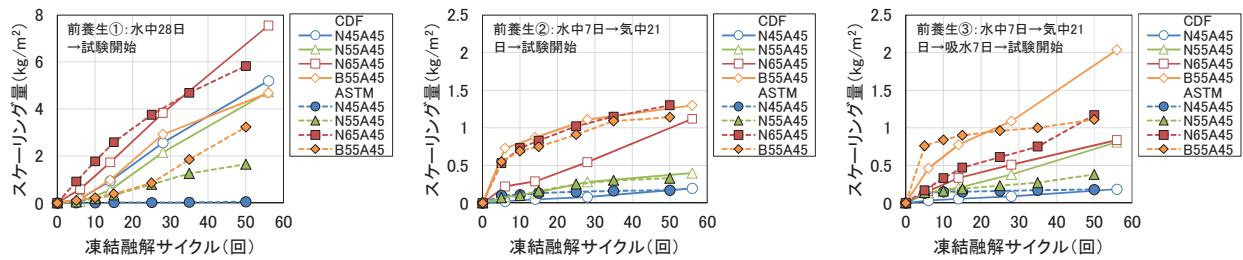


図-3.3 各試験前養生条件におけるASTM法とCDF法によるスケーリング量の比較

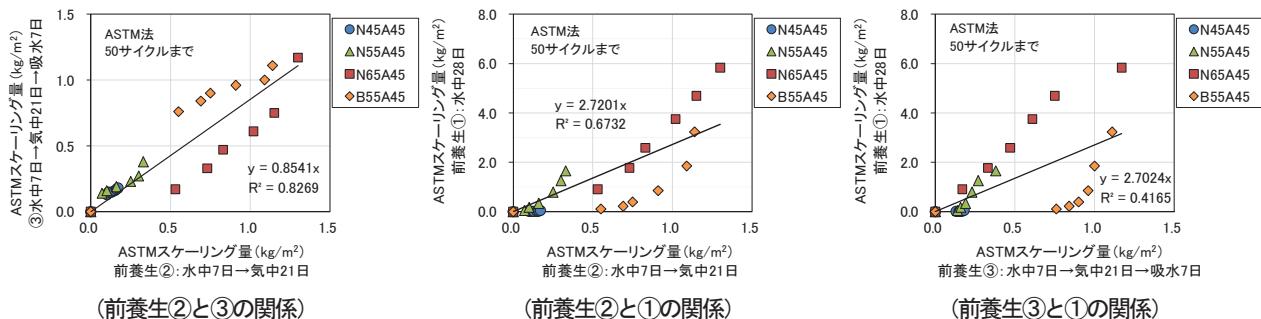


図-3.4 ASTM法による各前養生条件におけるスケーリング量の関係

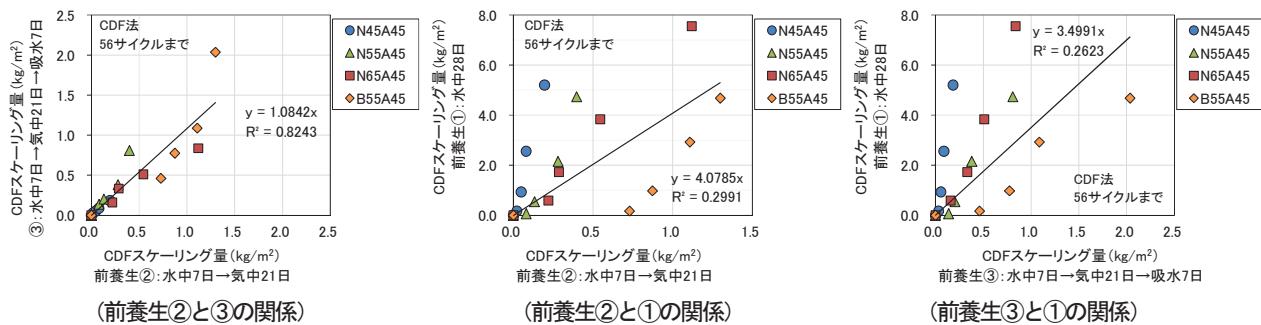


図-3.5 CDF法における試験前養生条件の関係

端図)では、一部差が生じているケースがあるものの、概ね両試験によるスケーリング量は同程度であり、試験前の養生において気中養生期間を設け同一の養生方法によりスケーリング試験を実施した場合、ASTM法とCDF法で概ね同様の試験結果が得られることを確認した。

図-3.4にASTM法によるスケーリング量を各前養生条件で比較したものを見た。図中の直線は、全データを直線回帰したものである。

左端図の前養生②と③のスケーリング量は概ね相関があり、全体としては試験前の吸水の有無による影響は確認できず、N65A45を除くと概ね傾き1の直線関係だった。中央図の前養生②と①の関係については、乾燥期間を設けない①のスケーリング量が極めて多く、凍結融解サイクルが進むほどプロットした点が上方にシフトしていることから、コンクリートの飽水度が高い場合には劣

化が促進されることがわかる。また、右端図の前養生③と①の関係についても、概ね同様の関係がみられた。

図-3.5にCDF法によるスケーリング量を各前養生条件で比較したものを見た。図中の直線は図-3.4と同様に全データを直線回帰したものである。

左端図の前養生②と③の関係については、ASTM法と同様に比較的良い相関があり、試験前の吸水の影響は明確ではなかった。一方、中央図と右端図から、養生①より劣化が促進される傾向は確認できるが、CDF法においては、各配合で直線的な関係はみられるものの、一つの回帰直線では評価できないことを確認した。

以上、試験前養生条件がスケーリング試験結果に及ぼす影響について検討した結果、スケーリング評価試験において標準的な前養生条件である気中養生期間を設けない場合、スケーリング量は著しく増大し、異なる試験法

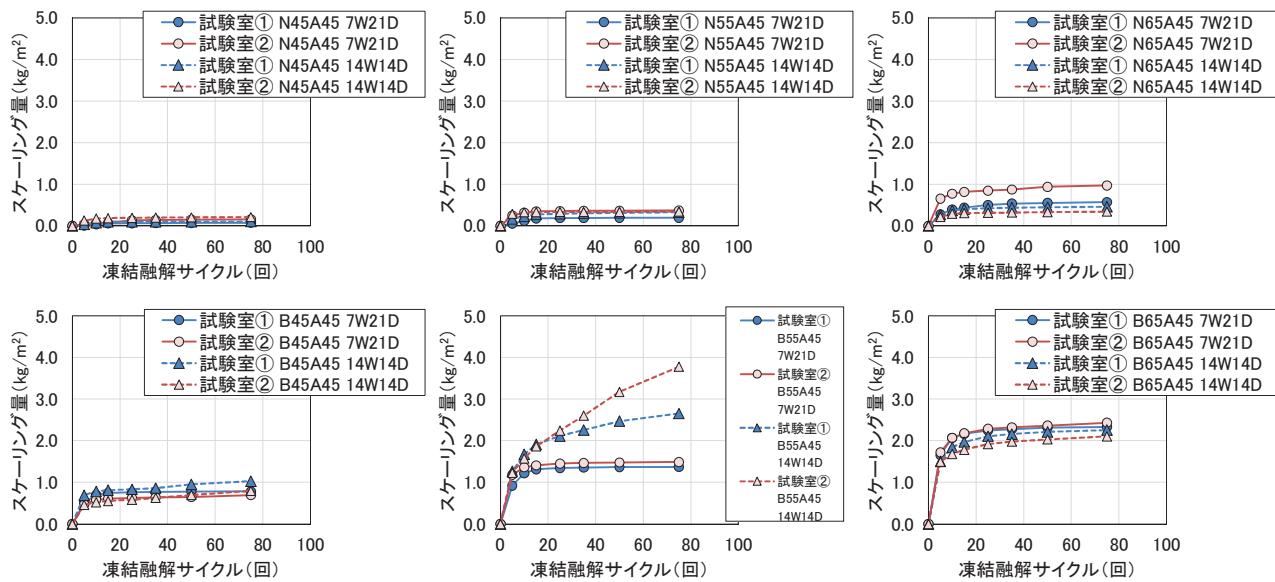


図-3.6 供試体前養生条件と試験室の違いによる影響比較(ASTM C672、空気量 4.5%)

間でスケーリング量を直接比較して配合等の違いを論じることが不適切となる場合があることを確認した。

3.1.5 ASTM 法に及ぼす各試験条件の影響

前節までに示してきたスケーリング試験では、実現場における湿潤養生期間と各試験法における試験前湿潤養生期間を統一して評価する観点から、ASTM 法の材齢初期の水中養生期間の標準を 7 日として検討してきた。一方、ASTM 法の試験規格に基づけば、試験前養生は 2. 2 節でも述べたように、材齢 14 日まで湿潤養生 ($23 \pm 2^\circ\text{C}$) 後、材齢 28 日まで 14 日間気中養生 ($23 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度 44~55%) となる。このため、これまで確認してきた材齢 7 日の水中養生と正規の養生方法の違いを比較するために、あらためてスケーリング試験を実施した。併せて、凍結融解の温度履歴を同様に設定した 2 つの試験室にてスケーリング試験を行い、ばらつきの影響を確認した。なお、供試体の配合は、表-2.1 に示した H30 の配合であり、空気量 4.5%を中心で検討した。

図-3.6 に ASTM 法による供試体前養生条件と試験室の違いによる影響を比較したものを示す。なお、凡例記号の 7W21D と 14W14D は試験前養生条件を示しており、前者は水中養生 7 日後気中養生 21 日、後者は水中養生 14 日後気中養生 14 日である。全体として、前養生条件および試験室の違いによる差は無かった。しかし、下段中央に示した高炉セメントの水セメント比 55%のみ、スケーリング量は試験前の水中養生が 14 日の方が 7 日よりも多く、水セメント比 65%より多かった。これについて、B55A45 のみ供試体作製の練混ぜが 2 バッチで行われ、

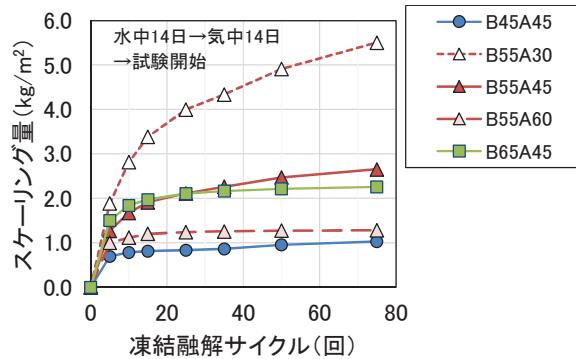


図-3.7 前養生 14W14D のスケーリング量 (高炉セメント)

表-2.1 に示したスランプの実測値は 2 バッチの平均値として示したが、各バッチのスランプは 9.1cm と 13.3cm となっていた。本研究ではスケーリング評価面を打込み面としており、表面仕上げの程度はスケーリングに影響すると考えられ、スランプの違いによるブリーディング等が影響して打込み面の品質に差が生じ、結果としてスケーリング量に差が生じた可能性がある。

図-3.7 に水セメント比と空気量が異なる高炉セメントコンクリートの前養生 14W14D におけるスケーリング試験結果(試験室①)を示す。空気量の違いについては、空気量が多いほどスケーリング量は減少する傾向が確認できるが、水セメント比の違いについては 55% と 65% がほぼ同程度であり、図-2.1 で確認された水セメント比が低いほどスケーリング量が少ない傾向とはならなかった。これについては、前述のとおり B55A45 の 14W14D のスケーリング量が多かったためである。

以上から、試験前養生 7W21D と 14W14D は実質差が無く、同様の傾向として評価可能なことを確認した。

3.1.6 ASTM 法によるスケーリング量のばらつき

本研究におけるスケーリング試験は、複数年にわたって実施しており、表面仕上げの程度が年度によりばらつくと、同じ配合であってもスケーリング量に差が生じることが考えられる。このため、これまでに行った同一配合のスケーリング試験結果を比較した。図-3.8、図-3.9 に ASTM 法によるスケーリング量を年度毎に比較したものを見た（試験前養生②水中 7 日→気中 21 日）。

普通セメントでは、スケーリング絶対量が少ないとともあり水セメント比 45% と 55% では年度の差が小さいが、水セメント比 65% は差が見られ、水セメント比が大きいためブリーディングによる打込み面の品質の差が影響している可能性がある。他方、普通セメントよりもスケーリングの絶対量が多い高炉セメントでは、いずれの水セメント比においても H28 のスケーリング量は凍結融解サイクルの増加に伴い漸増する傾向があるが、H29 以降は凍結融解 10~20 サイクル程度以降スケーリングの増加が小さい傾向がみられた。2.1 節で示したように、使用骨材の物性は年度により異なるが、B55A45 は同じ骨材を使用している H28 と H29 でも差があることから、骨材の物性値だけでは説明ができない。

一方、これまでの供試体作製時の締固め方法を顧みると、H28 年度と H29 年度の一部供試体では内部振動機により締固めを行い、それ以降は突き棒で行っている。内

部振動機を使用したケースではスケーリング量が漸増傾向にあることから、小型供試体の締固めで内部振動機使用により気泡の消失や部分的に材料分離が生じ、スケーリングが多くなったことが考えられる。なお、スランプ値のスケーリングへの影響については、R1 年度から目標スランプを 12cm と高めたもののスケーリングは多くなっていないことから、材料分離がないように適切に配合を決定したコンクリートでは、スランプが異なる場合でもほとんど影響がないと考えられる。他方、図-3.6 で B55A45 の 14W14D のスケーリングが多くなった考察として、スランプの差による表面仕上げの影響について論じたが、同配合にもかかわらず練混ぜバッチの違いで標準の許容差 ±2.5cm を超えてスランプが大きくなったりのケースであり、このような場合には材料分離が生じる可能性が高く、結果として表面仕上げに影響しスケーリング量が増大したことが推察される。

以上から、供試体作製時の締固め方法を突き棒で行えば、試験年度の違いによるばらつきは小さいことを確認したが、水セメント比が高いコンクリートやスランプが許容値を超えて大きいコンクリートの場合には、表面仕上げの程度に起因してスケーリングが増加する可能性がある。なお、実構造物のスケーリング抵抗性を評価する際には、打込み面と型枠面など評価すべき対象面を考慮して試験を行う必要がある。

3.1.7 CDF 法に及ぼす各試験条件の影響

CDF 法の試験規格では試験対象面を実構造物の状況

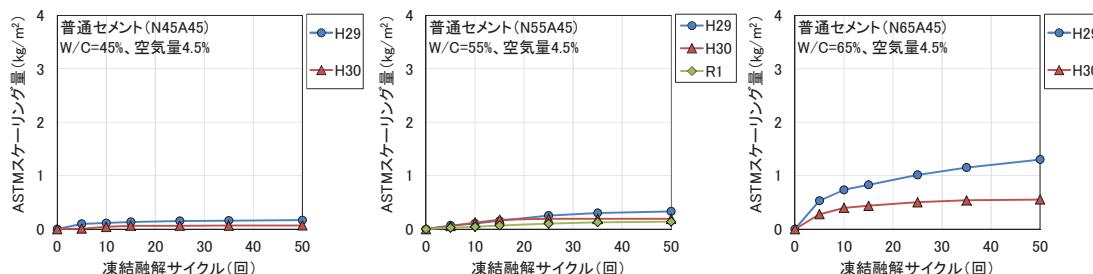


図-3.8 ASTM 法によるスケーリング量の年度別比較（普通セメント：試験前養生②水中 7 日→気中 21 日）

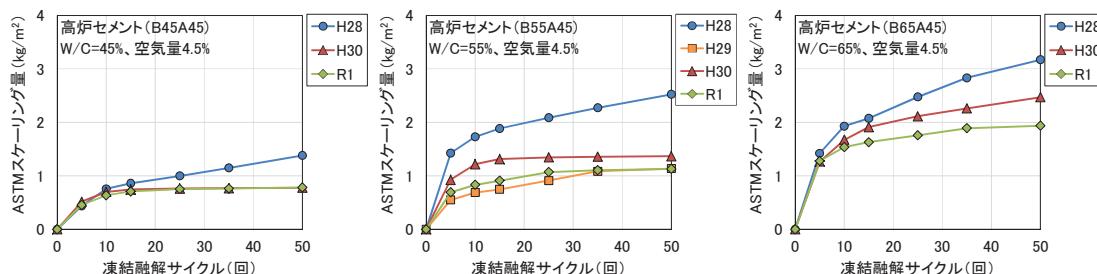


図-3.9 ASTM 法によるスケーリング量の年度別比較（高炉セメント：試験前養生②水中 7 日→気中 21 日）

を考慮して任意に設定する必要があることが記述されているが、本研究では、ASTM 法との比較の観点から試験対象面を打込み面としてきた。ここでは試験対象面の違いによるスケーリング抵抗性を確認するために、型枠面と打込み面でそれぞれ試験を実施した。また、これまで配合や養生方法の違いを効率的に検討するため、1 シリーズあたり 2 供試体で評価してきたが、試験規格では 1 シリーズ 5 供試体以上かつ試験面積は合計 0.08m^2 以上が推奨されていることから、ここでは合計面積が 0.08m^2 以上となるように、試験規格でも示されている $150 \times 150 \times 75\text{mm}$ の角柱供試体（試験面 $150 \times 150\text{mm}$ ）を用いて 1 シリーズあたり 4 供試体で実施した。

表-3.2 に検討した試験条件を示す。配合は表-2.1 に示した H30 の高炉セメントの空気量 4.5% のケースである。なお、試験前の供試体の養生は、規格標準の①材齢 7 日まで水中養生→材齢 28 日まで気中養生（21 日間）→試験面に 7 日間吸水を基本としたが、一部配合で試験前吸水を行わない②材齢 7 日まで水中養生→材齢 28 日まで気中養生（21 日間）についても検討した。

図-3.10 に CDF 法における試験面の違いによるスケーリング量を示す。なお、同一バッチで供試体を作製した場合は供試体毎のばらつきはほぼなかったため、スケーリング量は 4 供試体の平均値で示している。また、凡例の「打設」と「型枠」はそれぞれ試験面の打込み面と型枠面を示しており、末尾の Q と N は試験開始前の吸水の有無を示している。

いずれの試験面においても水セメント比が高いほどスケーリング量は増加し、特に水セメント比 65% で多くなった。また、試験前養生における吸水の有無を比較すると、スケーリング量はほとんど差がないが、凍結融解サイクルが進行すると吸水ありの方がスケーリングは多くなる傾向があった。

打込み面と型枠面の違いでは、両者のスケーリング量に大差はないが、凍結融解サイクルが進むと水セメント比 55% 以下では型枠面の方がスケーリング量はわずかに

少ないが、水セメント比 65% では型枠面の方がスケーリング量は多かった。水セメント比が大きくなるとブリーディング量も多くなり、型枠面に沿って上昇するブリーディングの影響により型枠面でもスケーリング量が多くなると考えられる。また、ブリーディングにより粗骨材下面が脆弱となるが、打込み面では粗骨材が沈降し表面からの距離が遠くなるとともに劣化進行方向と逆側に脆弱部があるのに対し、型枠面では粗骨材表面の距離も近く、表面のスケーリングにより粗骨材が露出した場合、粗骨材下面の脆弱部も現れるため型枠面のスケーリング量が多くなる可能性があると考えられる。

3.1.8 CDF 法によるスケーリング量のばらつき

ASTM 法と同様に、CDF 法についても複数年にわたって実施しているため、これまでに行った同一配合のスケーリング試験結果を比較した。図-3.11 に CDF 法によるスケーリング量を年度毎に比較したものを示す。試験前養生は試験規格標準の水中 7 日→気中 21 日→塩水吸水 7 日である。図-2.2 に示したように、H28 年度の水セメント比 45% は特異な値と考えられそれを除けば、CDF 法

表-3.2 CDF 法における各試験条件

CDF 測定条件	高炉セメント		
	W/C=45%	W/C=55%	W/C=65%
7, 14, 21, 28, 42, 56 サイクル 型枠面、打込み面で測定	養生①	養生①②	養生①

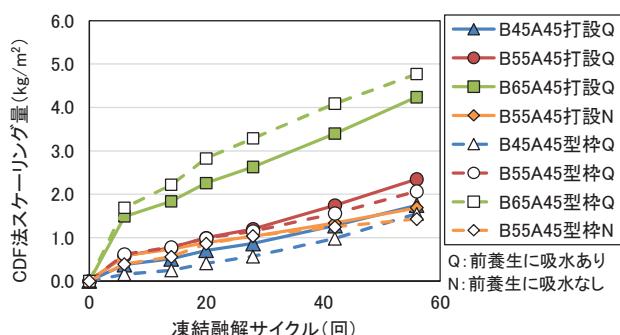


図-3.10 CDF 法における試験面の違いによるスケーリング量

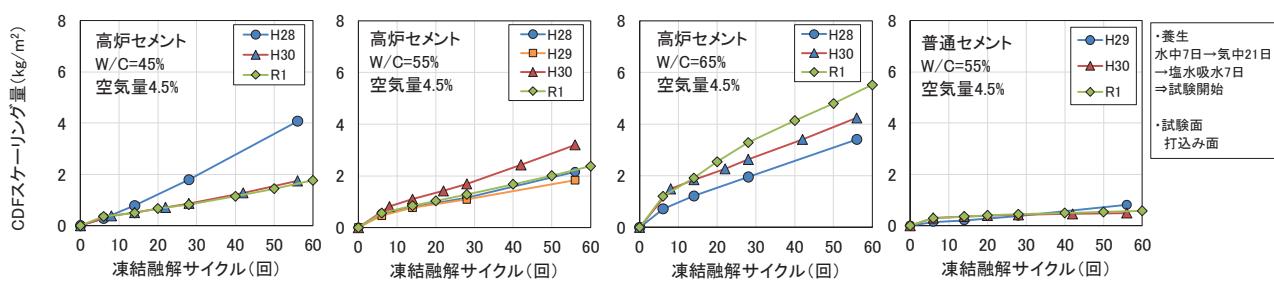


図-3.11 CDF 法によるスケーリング量の年度別比較

によるスケーリング量の年度のばらつきは全体として小さいが、水セメント比が大きくなると ASTM 法と同様に多少のばらついており、水セメント比が大きいコンクリートで打込み面を試験面とした場合にはこのようなばらつきが生じる可能性が高くなることを確認した。

3.2 スケーリングの標準的な試験方法に関する検討

3.2.1 JIS 法によるスケーリング評価試験の概要

スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法の確立に向けて、試験装置の普及面と試験の効率性の観点を考慮し JIS A 1148 A 法によるスケーリング抵抗性の評価の可能性について検討した。

ここでは普通セメントを中心に検討を行い、JIS A 1148 A 法に準じて、凍結融解 1 サイクル 3 時間以上 4 時間以内で -18°C～+5°C を繰り返した。なお、スケーリング抵抗性についての評価の可能性を検討する観点から、試験水は 3%NaCl 水溶液とした。供試体は 100×100×400mm の角柱供試体を用い、試験前養生は①材齢 28 日まで水中養生のみとし、質量減少率と相対動弾性係数を測定した。測定は、凍結融解 7、14、28、50、75、100 サイクルで行い、以降 50 サイクル毎に 300 サイクルまで実施した。配合は、表-2.1 の H29 年度実施分に示しているものである。

3.2.2 JIS 法の質量減少率によるスケーリング評価

図-3.12 に塩水を使用した JIS 法による質量減少率を示す。上図は凍結融解 300 サイクルまでの試験結果を、下図はスケーリング試験とほぼ同じ凍結融解サイクル 49 サイクルまでを拡大したものである。なお、質量減少率の測定は凍結融解 50 サイクルで設定していたが、実際の凍結融解サイクルのタイミングから 49 サイクルでの測定となった。

普通セメントに着目すると、空気量が多く、水セメント比が小さいほど質量減少率は小さくなっている。ASTM 法や CDF 法と同様、スケーリング抑制対策の効果を評価することは可能と考えられる。しかし、セメントの種類に着目すると、水セメント比 55% のみではあるが、普通セメントと高炉セメントではほとんど差が無く、普通セメントの方が質量減少率は大きくなっている。既存スケーリング試験でみられた高炉セメントのスケーリングが多くなる傾向は確認できなかった。これについては、図-3.1 や図-3.2 に示したように、試験前養生として材齢 28 日まで水中養生を行った場合（養生①）、ASTM 法や CDF 法においてもセメントの違いによる差が小さかったことと同様の傾向であり、いずれも試験開始時の飽和度が高いことが影響していると考えられる。

図-3.13 に JIS 法による相対動弾性係数を示す。相対動

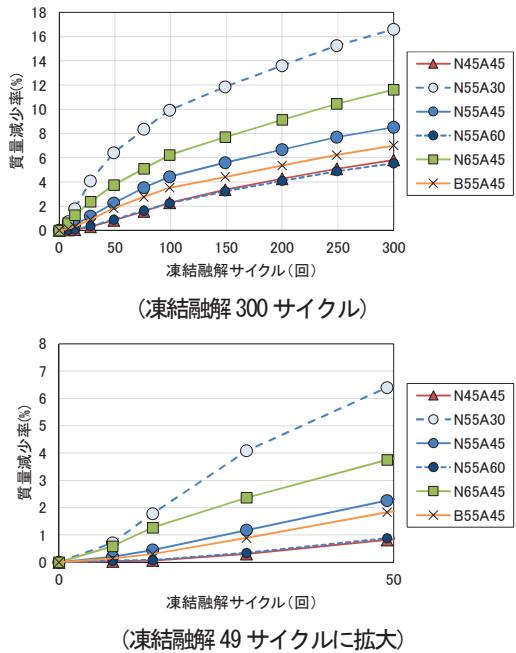


図-3.12 塩水を使用した JIS 法による質量減少率

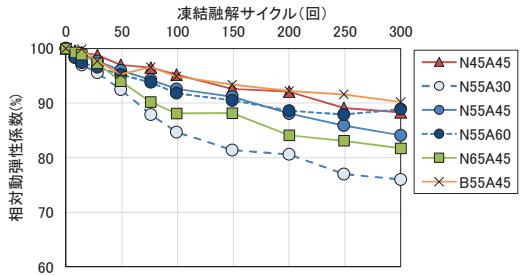


図-3.13 塩水を使用した JIS 法による相対動弾性係数

弾性係数は凍結融解サイクルの進行とともに減少し、空気量が少ないと水セメント比が大きいものは、相対動弾性係数の低下が大きく、概ね質量減少率と対応している。しかし、相対動弾性係数は、凍結融解作用により生じるひび割れ等の内部劣化を表したものであり、コンクリート表面のスケーリング劣化現象に着目しているものではない。また、JIS 法では、凍結融解作用によるコンクリート表面の剥離とともに、内部劣化が増加した場合、コンクリート内部のひび割れに入り込む水が質量増加に作用するため、質量減少率はスケーリング量と必ずしも一致しなくなる。このため、ASTM 法や CDF 法によるスケーリング量と関連づけて JIS 法による質量減少率でスケーリング抵抗性を評価するには、ひび割れに浸入する水による質量増加の影響を出来るだけ排除する必要があり、その観点からは内部劣化が小さく相対動弾性係数の低下が小さい状態で評価すべきである。図-3.12 下図に示した質量減少率は凍結融解サイクル 49 サイクル

までのものであるが、このサイクルでは相対動弾性係数が90%以上と内部劣化が比較的小さく、スケーリング抵抗性を相対的に評価することが可能と考えられる。

3.2.3 JIS法による高炉セメントコンクリートのスケーリング評価

前項の検討から、JIS法の普通セメントコンクリートへの適用性について可能性を見出せたが、ここでは高炉セメントコンクリートへの適用性について同様の検討を行った。なお、供試体の形状や試験前養生条件、測定サイクルは3.2.1に示したとおりである。配合は、表-2.1のH30年度実施分に示しているものである。

図-3.14に塩水を使用したJIS法による高炉セメントコンクリートの質量減少率を示す。なお、凡例のB55A45-2は、図-3.12に併記したH29に実施したケースであり、年度のばらつきを示す一例として示している。

普通セメントと同様に、空気量が多く、水セメント比が小さいほど質量減少率は小さい傾向を示した。また、これらの傾向は既存スケーリング試験結果とも同様である。なお、1ケースのみであるが、年度の違いを比較すると、H30のB55A45はH29のB55A45-2よりも質量減少率は大きく、JIS法においても年度のばらつきが確認された。図-3.15はJIS法による高炉セメントコンクリートの相対動弾性係数を示しているが、基本的には水セメント比が小さく空気量が多いほど相対動弾性係数の低下は

小さいことが確認できる。凍結融解50サイクルにおいては、いずれの配合においても相対動弾性係数は90%以上であり質量減少率に及ぼす内部劣化の影響は小さいと考えられ、普通セメントと同様に高炉セメントコンクリートのスケーリング量の相対的な評価は可能と思われる。

3.2.4 JIS法による質量減少率と剥離量の関係

これまでの検討において、相対動弾性係数が90%程度であれば質量減少率に及ぼす内部劣化の影響は小さいと考え、質量減少率によるスケーリングの評価の可能性について確認してきた。ここでは、新たに供試体を作製して質量減少率とともに供試体の実際の剥離量を測定し、それらの関係について確認した。

コンクリートの配合は、表-2.1のR1配合であり3.2.1に示す方法で試験を実施した。質量減少率と相対動弾性係数の測定は凍結融解7、14、28、50サイクルで行い、以降25サイクル毎に150サイクルまで実施した。供試体の剥離量は、凍結融解試験の供試体容器内に残存した剥離片と、供試体表面を軽くこすり水洗いした際の剥離片を合わせてビーカーに採取し、105°C24時間乾燥後の質量を供試体全表面積で除した値で表記した。

図-3.16に新たに作製した供試体を用いたJIS法による質量減少率を、図-3.17に相対動弾性係数を示す。質量減少率は、空気量が多く、水セメント比が低いほど小さくなっている、配合の違いによるスケーリング抵抗性

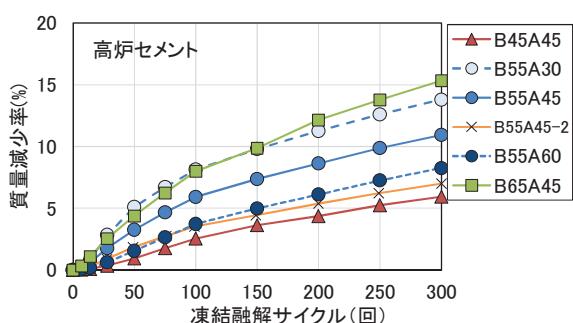


図-3.14 JIS法による質量減少率(高炉セメント)

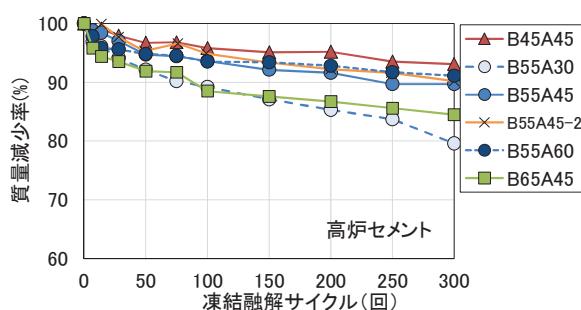


図-3.15 JIS法による相対動弾性係数(高炉セメント)

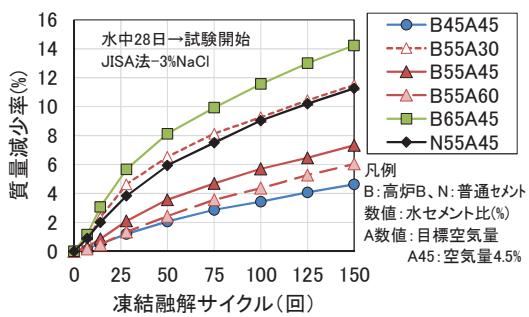


図-3.16 JIS法による質量減少率(R1年度)

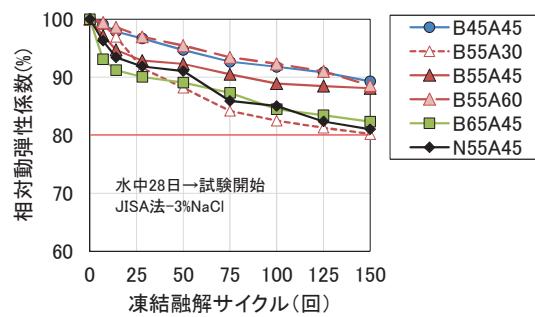


図-3.17 JIS法による相対動弾性係数(R1年度)

を ASTM 法や CDF 法によるスケーリング量と同様の傾向で相対的に評価することが可能なことをあらためて確認した。また、相対動弾性係数も同様の傾向であり、凍結融解 150 サイクル以下では相対動弾性係数が 80% 以上と内部劣化は比較的小さかった。なお、普通セメントの N55A45 と高炉セメントの B55A45 を比較すると、高炉セメントよりも普通セメントの方が質量減少率は大きかった。この傾向は図-3.12 で示した傾向と同様であり、JIS 法においても試験前の養生方法について検討する必要があることを再確認した。

図-3.18 に凍結融解 150 サイクルまでの質量減少率と実際の剥離量の関係を示す。両者には極めて高い相関がある。JIS 法では、供試体の内部劣化が進行すると、ひび割れに水が浸入して質量が増加する場合があるため、質量減少率により剥離量を直接的に評価できないことが指摘されているが、相対動弾性係数 80% 以上で内部ひび割れが少ないと考えられる条件下では、本試験結果のように質量減少率によるスケーリング量の把握は可能と考えられる。

3.2.5 JIS 法による質量減少率のばらつき

これまでに行った JIS 法による質量減少率の年度のばらつきを確認するために、年度毎の質量減少率を比較した。図-3.19、図-3.20 に JIS 法による質量減少率の年度比較を示す。

主に高炉セメントの比較になるが、空気量の比較では、空気量が 3.0% と少なく質量減少率が大きい場合、年度毎の差が大きくなつたが、それ以外のケースではほぼ同程度だった。また、水セメント比の比較では、水セメント比 65% や普通セメントなど、空気量の場合と同様に質量減少率が大きい配合で年度毎の差は大きくなる傾向がみられた。一方、いずれの配合においても R1 年度に試験を実施したものは質量減少率が大きくなっている。本研究においては、R1 年度より目標スランプを従来の 8cm から 12cm に変更しており、スランプ変更の影響している可能性があるが、3.1.6 で示した ASTM 法ではスランプ変更の影響は確認されていない。両試験法は、凍結融解試験条件のほか、凍結融解作用を受ける面が 1 面か全面かの違いなど大きく異なるため、質量減少率のばらつきについては引き続き確認する必要がある。

3.2.6 JIS 法による質量減少率と既存試験法によるスケーリング量の関係

JIS 法と各スケーリング試験の関係を確認するために、JIS 法による質量減少率と、各スケーリング試験方法によるスケーリング量の関係を調べた。なお、3.1 節で示し

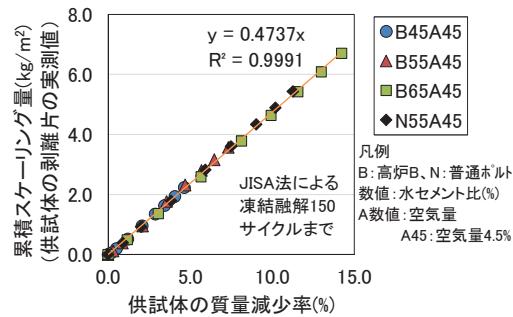


図-3.18 JIS 法による質量減少率と剥離量の関係

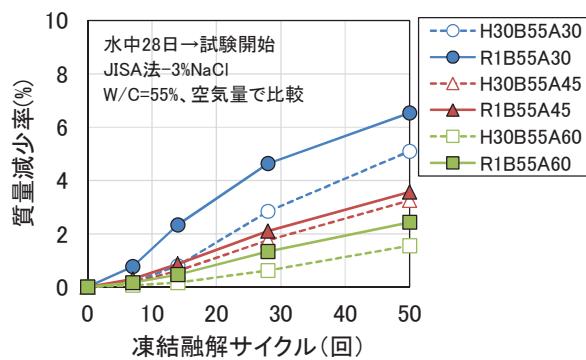


図-3.19 JIS 法による質量減少率の年度毎比較
(空気量で比較)

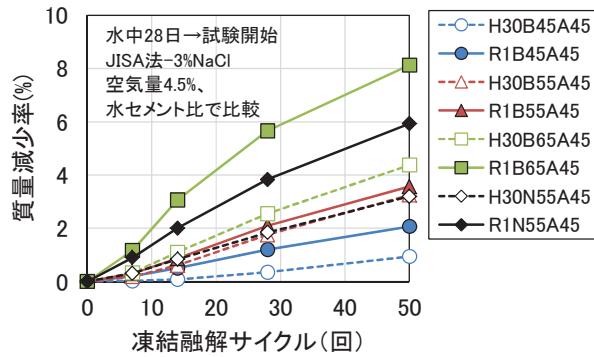


図-3.20 JIS 法による質量減少率の年度毎比較
(水セメント比で比較)

たように、スケーリング量は試験前養生の影響を受けるため、各前養生条件におけるスケーリング量と比較した。また、年度による供試体のばらつきを排除するため、同じ年度に実施した JIS 法と既存試験法の関係を確認した。

図-3.21 に H29 年度に実施した普通セメントの凍結融解 49 サイクルにおける JIS 法による質量減少率と 3.1.1 に示した試験前養生①の時のスケーリング量の関係を示す。全ての試験で試験前養生方法が養生①で統一されており、凍結融解回数はいずれも 50 サイクル程度だが、原点を通る直線近似で右肩上がりの傾向はあるものの、檢

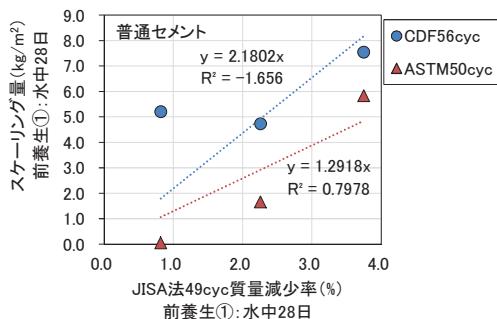


図-3.21 既存試験方法によるスケーリング量と質量減少率の関係（試験前養生①）

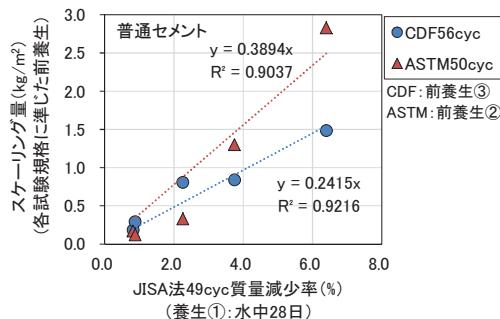


図-3.22 既存試験方法によるスケーリング量と質量減少率の関係（各試験標準養生）

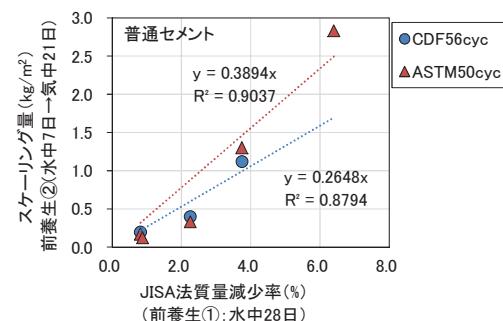


図-3.23 既存試験方法によるスケーリング量と質量減少率の関係（試験前養生②）

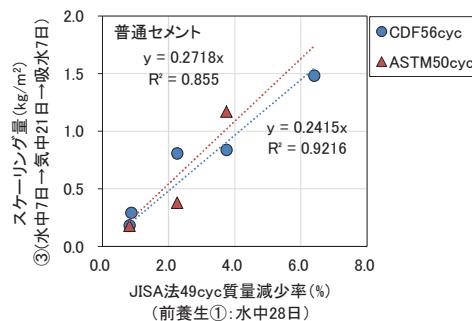


図-3.24 既存試験方法によるスケーリング量と質量減少率の関係（試験前養生③）

討したケースも少なく、ばらつきがみられた。

図-3.22 に JIS 法による質量減少率と各スケーリング試験の規格に準じた前養生方法を行った時のスケーリング量の関係を示す。CDF 法、ASTM 法それぞれのスケーリング量と JIS 法による質量減少率には比較的高い相関がある。

図-3.23 に JIS 法による質量減少率と試験前養生②で統一した場合のスケーリング量の関係を示す。図-3.20 に示した関係と同様、CDF 法、ASTM 法それぞれのスケーリング量と JIS 法による質量減少率には比較的高い相関がある。

図-3.24 に JIS 法による質量減少率と試験前養生③で統一した場合のスケーリング量の関係を示す。前養生②と同様、いずれも相関は高く、前養生③の場合、直線近似により一つの直線で表すことが可能と思われる。

以上より、JIS 法による質量減少率は、スケーリング試験としての検討実績が多い CDF 法や ASTM 法によるスケーリング量と比較的高い相関があり、特に既存スケーリング試験における供試体の試験前養生条件を統一することにより、異なる試験方法を一つの曲線で表せる可能性が示唆された。これが可能となれば、図-3.22 から得られる関係性を利用してすることで、いずれの試験法でも評

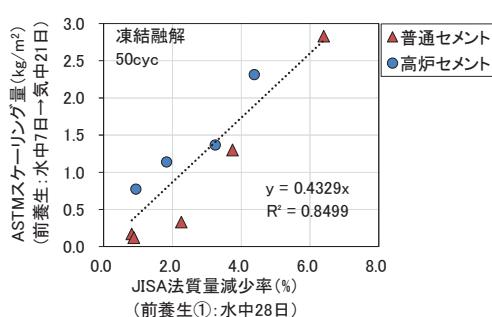


図-3.25 質量減少率とスケーリング量 (ASTM 法) の関係

価できる可能性があり、ASTM 法における目視レイティング評価や CDF 法におけるスケーリング限界量と関連づけて評価することも可能になると思われる。

図-3.25 に H30 年度に実施した高炉セメントの凍結融解 50 サイクルにおける JIS 法による質量減少率と ASTM 法によるスケーリング量の関係を、H29 年度の普通セメントの試験結果と併せて示す。図中の点線は全データを直線近似したものだが、両者には良い相関があることが確認できた。他方、図-3.12、図-3.14 および図-3.16 に示したように、普通セメントの質量減少率は高炉セメントと同程度かそれ以上になっており、ASTM 法や CDF 法による試験結果と逆の傾向を示すことが確認されてい

る。これについては、3.1.2 でも述べたように、試験開始時の供試体の飽水度が高い場合には、JIS 法だけで無く ASTM 法や CDF 法においてもセメントの違いによる差は小さくなることを確認している。このため、JIS 法においても試験開始時の飽水度の影響を調べるために、試験前養生において乾燥過程を設けた場合の JIS 法による質量減少率について検討した。

3.2.7 試験前養生で乾燥過程を設けた場合の JIS 法による質量減少率

試験前養生において乾燥過程を設けた場合の影響については、表-2.1 に示した H30 の高炉セメント配合全ケースと、普通セメントは水セメント比 55%のみのケースで試験を実施した。なお、試験前養生は、既存スケーリング試験に準じて、水中養生 7 日後 21 日間気中養生を行うこととしたが、乾燥状態から試験を開始すると凍結融解試験中に供試体が吸水して質量が増加し、質量減少率によるスケーリング評価に影響を及ぼすことから、CDF 試験と同様に、試験開始前に 7 日間塩水を吸水させてから試験を開始する方法とした。

図-3.26 に試験開始前に乾燥過程を加えた供試体の JIS 法による質量減少率を示す。高炉セメントの空気量の違いでは、空気量が多いほど質量減少率は小さくなっている。しかし、水セメント比の違いでは、水セメント 45% と 65% の質量減少率がほぼ同程度で、水セメント比 55% は最も大きくなり、ASTM 法によるスケーリング量とは異なる傾向を示した。一方、普通セメントの質量減少率は、乾燥過程を加えたことにより質量減少率は著しく減少し、ASTM 法と同様の傾向を示した。

図-3.27 に凍結融解 50 サイクルにおける各前養生供試体の JIS 法の質量減少率と ASTM 法によるスケーリング量の関係を示す。なお、凡例の JIS 乾燥とは、試験開始前に乾燥過程を加えた供試体の試験結果を、JIS 水中とは水中養生 28 日の供試体の試験結果である。また、ASTM 法の試験結果は、JIS 法と同一年度に供試体を作製し試験を行った図-3.7 の試験結果を用いている。いずれの前養生条件においても、ASTM 法によるスケーリング量と比較的良い相関があり、乾燥過程を加えて試験開始時の供試体の飽水度を変えた場合でも質量減少率からスケーリング量を推定できる可能性が確認できた。

図-3.28 はセメントの違いによる傾向を確認するために、前養生で乾燥過程を設けた場合とそうでない場合の質量減少率をセメントの種類で比較したものである。配合記号の後ろの W と D はそれぞれ前養生条件を示して

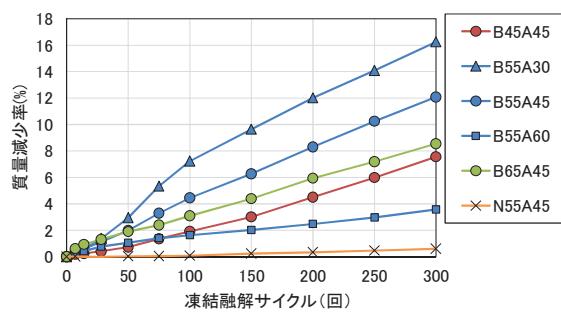


図-3.26 乾燥過程を加えた供試体の質量減少率 (JIS 法)

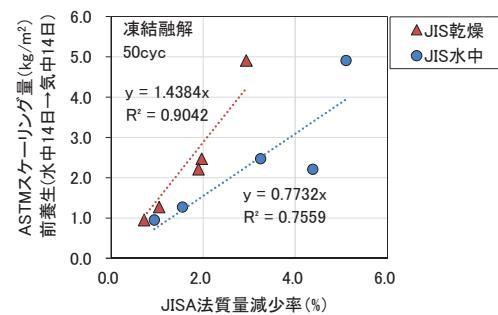


図-3.27 各試験前養生供試体の JIS 法の質量減少率と ASTM 法によるスケーリング量の関係

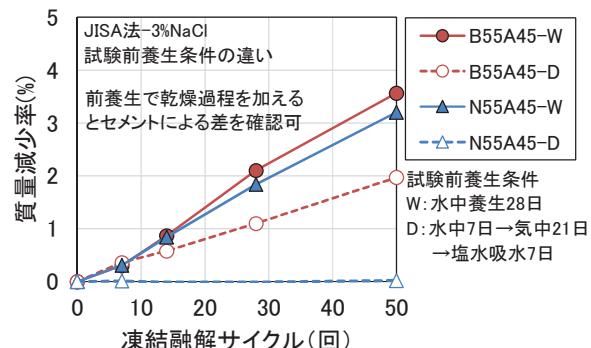


図-3.28 前養生における乾燥過程の有無による質量減少率

おり、W は水中養生 28 日、D は水中 7 日気中 21 日の養生後に 7 日間塩水吸水してから試験を開始したものである。前養生で乾燥過程を設けなかった場合（記号 W）、普通セメントと高炉セメントの差は小さく同程度だったが、前養生で乾燥過程を加えた場合（記号 D）、普通セメントの方が高炉セメントよりも質量減少率が小さくなり、普通セメントと高炉セメントのスケーリング抵抗性の違いが、既存試験法と同様の傾向で明確に表れることが確認できた。なお、普通セメントにおいては、凍結融解初期において若干の吸水が確認されていることから、適切な試験前養生条件について検討を行う必要がある。

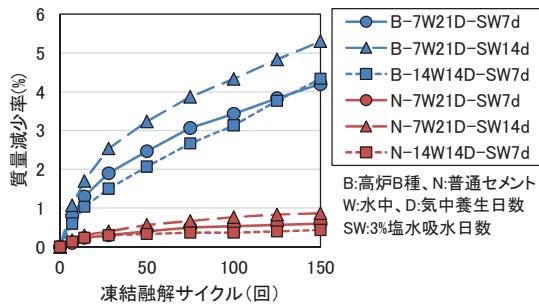


図-3.29 各試験条件における質量減少率と凍結融解サイクルの関係

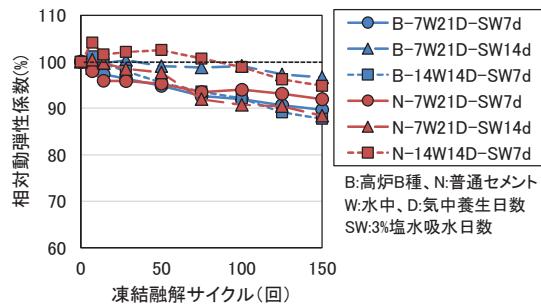


図-3.30 各試験条件における相対動弾性係数と凍結融解サイクルの関係

3.2.8 試験前の供試体の養生と吸水条件がJIS法による質量減少率に与える影響

3.2.7において試験前養生として乾燥過程を設けることにより既存スケーリング試験と同様の傾向でスケーリング抵抗性を評価できる可能性を確認したが、凍結融解初期において供試体の吸水による質量の増加が確認された。質量減少率によりスケーリング量（剥離量）を評価するには吸水の影響をできるだけ排除する必要があることから、試験前の供試体の養生条件（特に気中養生期間に着眼）と試験開始前の吸水期間について検討を行った。

供試体の養生と吸水期間の組合せは、①水中養生7日→気中養生21日→塩水吸水7日（3.2.7で実施した条件）、②水中養生7日→気中養生21日→塩水吸水14日（吸水期間延長）、③水中養生14日→気中養生14日→塩水吸水7日（湿潤養生が長く気中養生を短縮）の3通りとした。配合は表-2.1に示したR2配合で、水セメント比55%、空気量4.5%の1水準とし、各セメントについて試験を行った。

図-3.29に各試験条件における質量減少率と凍結融解サイクルの関係を示す。凡例のBとNはセメントの種類、Wは水中養生をDは気中養生を示し各記号の前の数値はそれぞれの養生日数である。また、SWの後の数値は試験開始前の塩水吸水日数である。図-3.26と同様に、前養生で乾燥過程を加えたいずれの試験条件においても高炉セメントの方が普通セメントよりも質量減少率は大きくなり、既存海外試験規格のASTM法やCDF法によるスケーリング量と同様の傾向で相対的に評価可能なことを確認した。また、前養生条件の違いでは、水中養生日数が短く塩水吸水日数が長い7W21D-SW14dの条件で質量減少率が相対的に大きかった。高炉セメントの凍結融解125サイクル以降7W21D-SW7dと差はなくなるものの、水中養生日数が長い14W14D-SW7dの条件で質量減少率は小さかった。なお、本検討では、いずれの条件

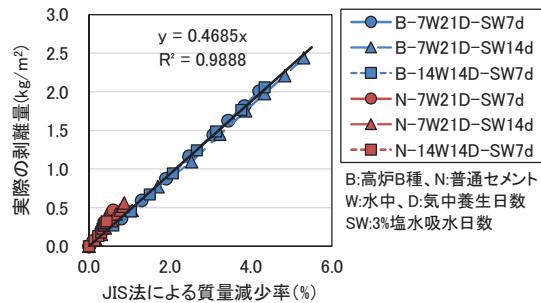


図-3.31 質量減少率と実際の剥離量の関係

においても凍結融解初期の質量増加は確認されなかった。

図-3.30に各試験条件における相対動弾性係数を示す。いずれの試験条件においても凍結融解150サイクル以下において相対動弾性係数は85%以上と内部劣化は比較的小さいことから、内部劣化が質量減少率に与える影響は小さいと思われる。一方、水中養生日数が長い14W14D-SW7dの条件では、いずれのセメントにおいても凍結融解初期に相対動弾性係数が100%以上となった。凍結融解試験中の強度の増加が考えられるが、劣化促進試験の観点からは試験条件として不適と考えられる。なお、水中養生7日の条件の方が凍結融解試験中の強度増加の可能性は高まるが、図-3.29のように、水中養生7日の条件では質量減少率が大きいことから、強度増加の影響よりも劣化促進の影響が大きいと考えられる。

図-3.31に凍結融解150サイクルまでの質量減少率と実際の剥離量の関係を示す。なお、剥離量は3.2.4に示した方法で測定している。両者には極めて高い相関があり、本試験結果のように相対動弾性係数の低下が小さい場合は、質量減少率によるスケーリング量の把握は十分可能と考えられる。

表-3.3にJIS法における供試体の試験前養生条件と塩水吸水条件を整理したものを示す。JIS A 1148の標準養生方法の場合、空気量や水セメント比の変化に伴うス

表-3.3 塩水を用いた JIS 法における試験前養生と塩水吸水条件の整理

JIS 法の試験前養生と塩水吸水条件	質量減少率	相対動弾性係数	判定
標準 (養生)水中 28 日→試験開始	セメントの差が無い	サイクルで低下	×
① (養生)水中 7 日気中 21 日→(吸水)塩水 7 日	初期に吸水の可能性	サイクルで低下	△
② (養生)水中 7 日気中 21 日→(吸水)塩水 14 日	吸水がほぼ無い	サイクルで低下	○
③ (養生)水中 14 日気中 14 日→(吸水)塩水 7 日	吸水がほぼ無い	初期に増加	△

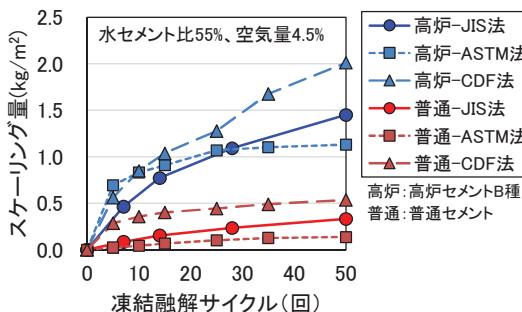


図-3.32 各試験法によるスケーリング量の比較

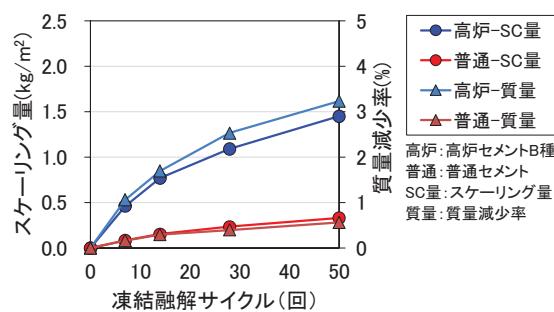


図-3.33 質量減少率とスケーリング量 (ASTM 法) の関係

ケーリング抵抗性の違いを質量減少率により相対的に評価することは可能だが、図-3.28 に示したように、セメントの違いによる差を評価することができない。一方、試験前養生で乾燥過程を加えた①から③の養生条件では、セメントの種類によるスケーリング抵抗性の違いをいずれも評価可能だが、試験条件①では試験初期に吸水の可能性があるため実際の剥離量を質量減少率により評価することはできず、試験条件③では試験初期に相対動弾性係数が増加し初期の剥離も抑制される傾向があるため、促進評価試験としては不適である。以上から、試験前養生条件として、促進試験中の吸水や相対動弾性係数の増加の可能性が小さい試験条件②が適切と判定した。

図-3.32 に既存スケーリング試験法 (ASTM 法と CDF 法) と JIS 法によるスケーリング量 (実際の剥離量) を示す。なお、ASTM 法と CDF 法のスケーリング量は、表-2.1 に示した R1 配合でそれぞれ実施したものであり、JIS 法は試験条件②のものである。JIS 法によるスケーリング量は既存スケーリング試験法とほぼ同程度であり、JIS 法によりスケーリング量を把握できることを確認した。また、図-3.33 は JIS 法の試験条件②によるスケーリング量と質量減少率を示したものだが、図-3.31 でも述べたように、凍結融解サイクルの増加に伴う両者の増加の傾向はほぼ一致しており、実際のスケーリング量を測定しなくても、供試体の質量を測定するだけでより簡便にスケーリング抵抗性を把握できる可能性があることを確認した。

以上から、塩水使用による JIS 法の適切な試験条件を

見出し、JIS 法によるスケーリング抵抗性の評価が可能であることを確認した。ASTM 法では凍結融解 50 サイクルのスケーリング量で評価するため試験期間が 50 日必要となるが、JIS 法では凍結融解 50 サイクルの試験期間が 7 日程度と効率的であり、試験機器の普及面の観点からも極めて有用である。今後は、種々の配合条件への適用性や試験結果のばらつきを確認する必要がある。

4. まとめ

- (1) 水セメント比の低減や微細で良質な空気量を十分確保することにより、塩分供給下での凍結融解作用によるスケーリング劣化を抑制できることを確認した。
- (2) 既存の海外スケーリング試験法による標準的な試験では、セメントの種類によりスケーリング劣化の程度は異なり、気泡間隔係数が同じ場合、高炉セメントの方がスケーリング量は多くなることを確認した。
- (3) スケーリング促進試験における試験前の養生条件がスケーリング量に影響を及ぼし、試験前の気中養生の有無によりスケーリング量は大きく異なることがわかった。
- (4) ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量に直線的な相関があるが、高炉セメントでは ASTM 法が CDF 法よりもスケーリング量は多く、普通セメントでは逆の傾向を示し、セメントの種類により異なった。

- (5) JIS 法による質量減少率は、CDF 法や ASTM 法によるスケーリング量と比較的高い相関があり、相対動弾性係数が 80%以上であれば内部ひび割れに侵入する水の質量の影響は小さく、質量減少率から実際のスケーリング剥離量を把握できることを確認した。
- (6) JIS 法において試験前養生で乾燥過程を設けることにより、高炉セメントと普通セメントとのスケーリング抵抗性の違いが、既存試験法と同様の傾向で明確に表れることを確認した。
- (7) JIS 法における促進試験中の吸水や相対動弾性係数の増加の可能性が小さい適切な試験前養生条件を確認し、JIS 法によるスケーリング抵抗性の評価が可能なことを確認した。今後は、種々の配合条件への適用性や試験結果のばらつきを確認し、合理的な複合劣化促進評価試験法として提案する。

参考文献

- 1) 土木学会 : 2012 年制定コンクリート標準示方書設計編、pp.157-160、2013.3
- 2) 遠藤裕丈、田口史雄、嶋田久俊 : 塩化物水溶液による長期凍結融解作用を受けたコンクリートのスケーリング特性、土木学会論文集、No.725/V-58、pp.227-244、2003.2
- 3) 権代由範、庄谷征美、月永洋一、子田康弘 : 塩化物環境下におけるスケーリング抵抗性の評価試験法に関する基礎的研究、コンクリート工学論文集、第 20 卷第 1 号、pp.59-70、2009.1
- 4) 山口裕貴、澤部智子、中村拓郎、堀口敬 : 凍結融解作用によるコンクリートのスケーリング試験方法に関する研究、土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集、V-436、pp.871-872、2010.9
- 5) 高橋幹雄、宮里心一 : RILEM CDF と ASTM C 672 の温度条件がスケーリングに及ぼす影響、土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集、V-437、pp.873-874、2010.9
- 6) 服部健作、今井益隆、中村拓郎、堀口敬 : 実環境を考慮したコンクリートの凍結融解抵抗性の評価、コンクリート工学論文集、第 20 卷第 3 号、pp.11-20、2009.9

8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

8.3.3 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（要求性能）2

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、片平博、小沢拓弥

【要旨】

寒冷地の沿岸地域や凍結防止剤散布地域では、凍害によるコンクリート構造物のスケーリング劣化が塩化物の影響によって促進されることが問題となっており、コンクリートのスケーリング抵抗性を評価できる技術が求められている。そこでまず、スケーリングに影響を与える材料要因を特定するため、空気量、細骨材および粗骨材の品質とスケーリング抵抗性の関係について検討した。次に、スケーリングの抑制に寄与するコンクリート中の微細な空気泡の量を簡易に測定する方法として、エアメータ容器内のフレッシュコンクリートに棒状バイブレータを挿入して、振動によって粗大な空気を追い出した後に空気量を測定する方法について検討した。さらに、研究を進めるなかで、養生条件の違いによってスケーリング量が大きく変化する現象が確認されたので、その原因を探るための実験を行った。

キーワード：凍結防止剤、スケーリング、空気量、骨材品質、振動締固め、養生条件

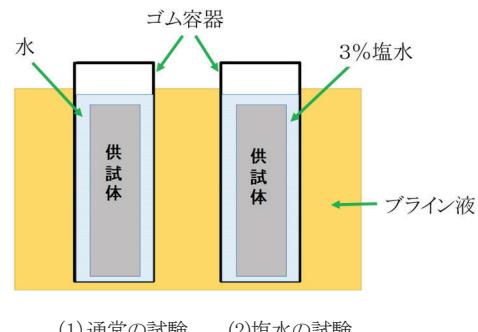
1. はじめに

コンクリートの耐凍害性に関しては、古くから様々な研究が行われている。その結果として耐凍害性を有する良質な骨材を使用し、コンクリート中に4.5%程度の空気量を混入することで高い耐凍害性が得られることが分かっており、これに従って配合設計を行うのが一般的である。

しかし、近年、従来の方法で耐凍害性を確保したコンクリートでも、沿岸部や凍結防止剤散布地域では、塩化物イオンによって凍結融解によるコンクリートのスケーリング劣化が促進されることが分かってきて、大きな問題となっている。これに対し、東北地域では、スケーリング劣化の影響を受けるおそれが高い部材に対して、用いるコンクリートの空気量を増加させるなどの対策が提案されている。しかし、スケーリング抵抗性を的確に判定する方法や、向上させる確実な方法は、十分に確立されていない。

そこでまず、平成28～30年度は、コンクリートに用いる材料や配合がスケーリング抵抗性に与える影響について検討することとした。具体的には、コンクリートの空気量、細骨材及び粗骨材の品質をパラメータとして実験を行って検討した¹⁾。

次に、フレッシュコンクリートのスケーリング抵抗性を評価する方法として、コンクリートの耐凍害性向上に寄与する微細な空気泡の量を簡易に評価する方法を検討した。具体的には、棒状バイブルータによる振



(1)通常の試験 (2)塩水の試験

図-2.1 凍結融解試験の概要

動で粗大な空気泡を追い出した後に空気量を測定する方法を考案し、平成28～令和2年度まで継続して検討を行った²⁾。

これらの検討を行う際には、促進劣化試験によって硬化コンクリートのスケーリング抵抗性を確認してきたが、その過程で、同一のコンクリートを用いた場合でも、試験前の養生条件（乾燥条件）の違いによってスケーリング量が大きく異なることが確認された。そこで、令和元～2年度は、養生条件の違いによってスケーリング量が大きく変化する原因を探るための実験を行った³⁾。

2. 材料・配合がスケーリングに与える影響の分析

2.1 検討の概要

コンクリートはセメントペースト、細骨材、粗骨材で構成されている。空気量を増やすことによりセメントペーストの耐凍害性の改善につなげられるが、細骨

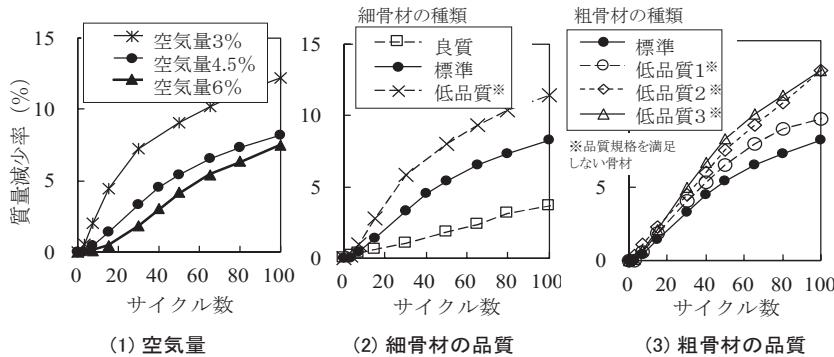


図-2.2 凍結融解試験結果（各種要因の比較）

材や粗骨材の品質がスケーリングに与える影響については十分な知見がなく、それらの影響を実験により確認した。空気量および細骨材・粗骨材の品質を変えた合計11種類の供試体を作製し、要因ごとにスケーリング量を比較した。

スケーリングの試験は、JIS A 1148 「コンクリートの凍結融解試験方法 A法」によることとした。ただし、図-2.1に示すように、塩分の影響がある環境を想定してゴム容器内を3%の塩水で満たして試験を行った。凍結融解の温度条件としては、+5°C～-18°Cを4時間で1サイクルとして、数～数十サイクルごとに供試体の質量を測定することで、スケーリングによって剥落した量（質量減少率）を求めた。

2.2 検討結果

試験結果を図-2.2および表-2.1に示す。空気量の大小の影響は、凍結融解サイクルが少ない段階（スケーリングの深さがまだ浅い段階）で顕著に現れたが、スケーリングが進行してもその差はさほど広がらない傾向を示した。これに対して、細骨材の品質の違いの影響は試験期間全体を通じて、粗骨材の品質の違いの影響はスケーリング深さが深くなってから明瞭に現れた。

このように、対象とするスケーリング深さの程度によって、各影響因子（空気量、細骨材や粗骨材の品質）の影響度合いが異なってくるので、その点を考慮に入れた検討が必要になることが分かった。

3. 微細な空気量の測定手法の検討

3.1 概要

コンクリートの耐凍害性には、化学混和剤の働きにより導入される微細な空気泡（エントレインドエア）が有効に機能するが、コンクリート中にはこの他にも練混ぜや運搬の際に巻き込まれる粗大な空気泡があり、粗大な空気泡はスケーリングの抑制には寄与しないと

表-2.1 各種要因の影響

要因	スケーリング深さ		
	浅い ←	→ 深い	
空気量の増加	●	△	△
細骨材の品質	●	●	●
粗骨材の品質	△	△	●

凡例 ●:影響を与える △:影響は少ない

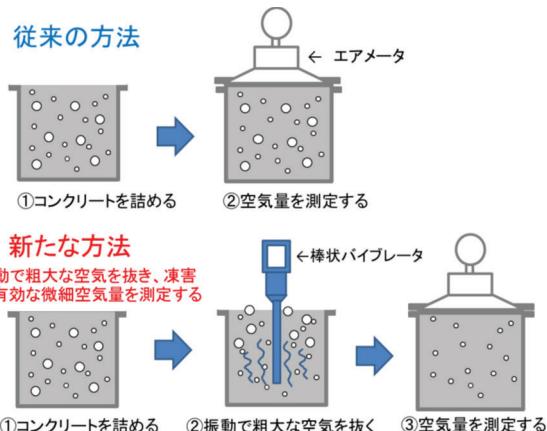


図-3.1 微細な空気量を測定する試験方法のイメージ

されている。しかし、現状行われているフレッシュコンクリートの空気量試験（JIS A 1128）では、両者を区別して測定することはできない。

そこで、図-3.1に示すように、エアメータで空気量を測定する前に、棒状バイブレータによる加振で粗大な空気泡を追い出し、耐凍害性に寄与する微細な空気泡の量を評価できないか、検討を行っている。令和2年度はこれまでに実施してきた実験結果をとりまとめ総合的に検討した。

本来であれば、棒状バイブルータによる加振後の空気量と凍結融解試験結果（耐久性指数、スケーリング量）との対応を検討すればよい。しかしながら、凍結融解試験の結果は、2章で述べたように骨材の品質や、後述するセメントの種類、凍結融解試験前の養生条件等によっても大きく変化してしまうために、標準的な凍結融解試験条件が明確でない現状においては、加振後の空気量と凍結融解試験結果との関連性を整理するのは容易ではない。

そこで、今回は、凍結融解試験の結果が硬化コンク

表-3.1 使用材料

水(1種類)	水道水
セメント(2種類)	OPC: 普通ポルトランドセメント, 密度3.16g/cm ³ BB: 高炉セメントB種, 密度3.05g/cm ³
細骨材(4種類)	a:砂岩碎砂, 粗粒率3.16, 絶乾密度2.66g/cm ³ , 吸水率0.61% b:川砂(標準), 粗粒率2.67, 絶乾密度2.53g/cm ³ , 吸水率1.60% b':川砂(標準), 粗粒率3.37, 絶乾密度2.52g/cm ³ , 吸水率1.98%, (bの0.30mm以下を除去したもの) c:川砂(低品質), 粗粒率3.33, 絶乾密度2.45g/cm ³ , 吸水率3.95%
粗骨材(1種類)	硬質砂岩(標準), 最大寸法20mm, 粗粒率6.70 絶乾密度2.69g/cm ³ , 吸水率0.50%
AE減水剤(5種類)	R : AE減水剤 M : プレフォーム型AE減水剤 V : 高機能型AE減水剤 S : 高性能AE減水剤 R : 増粘剤一液型AE減水剤
AE助剤(3種類)	AE剤(I類)2種類 消泡剤1種類

リート中の微細な空気泡の量と良く対応することを確認したうえで、微細な空気泡の量を棒状バイブレータによる加振後の空気量で推定できることを確認することとした。

3.2 実験方法

コンクリートの材料には表-3.1に示す材料を使用し、表-3.2に示す配合条件で様々なコンクリートを製造した。スケーリング劣化は微細な空気泡を混入させる化学混和剤の性能や、骨材の品質、セメントの種類等によっても大きく異なり、また、凍結融解試験前にコンクリートを気中乾燥させるか否かでも大きく異なることが知られている⁴⁾。そこでH28～R2年度の実験では、使用材料や空気量等を種々に変えて表-3.3に示す配合数の実験を行った。

配合ごとに練り上がったコンクリートに対し図-3.1に示す方法で棒状バイブルータによる振動を0、3および10秒間与えた後に空気量を測定した。次に、これら試料を用いて凍結融解試験用の100×100×400mmの角柱試験体を作製した。試験体を28日まで水中養生を

表-3.2 コンクリートの配合条件

水セメント比	55%
細骨材率	45% (一部の配合で50%)
空気量	2～8%
スランプ	8～18cm(一部の配合でフロー45～55cm)

表-3.3 凍結融解試験を実施した配合数

	使用セメント	
	OPC	BB
湿潤スタート	18	6
乾燥スタート	9(+6)	6(+2)

()は加振を実施しなかった配合数

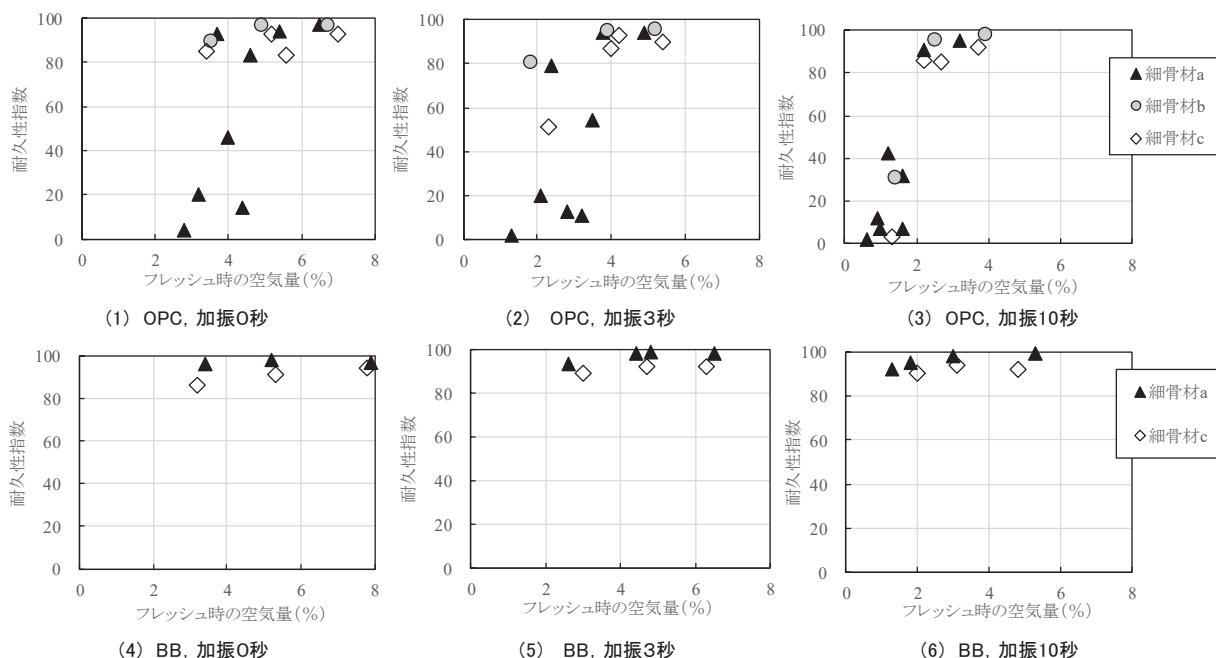


図-3.2 凍結融解試験で得られる耐久性指数（淡水の試験、湿潤スタート）

行った後に凍結融解試験を行ったものを表-3.3中の「湿潤スタート」、水中養生は7日までとし、その後材齢28日まで20°C、60%RHで気中乾燥させたものを「乾燥スタート」とした。凍結融解試験はJIS A 1148 A法に従

い、図-2.1に示すように溶液を淡水とした実験と塩水とした実験とを実施した。

コンクリートの凍害劣化には、コンクリート内にひび割れが進行する内部劣化と、表面からスケーリング

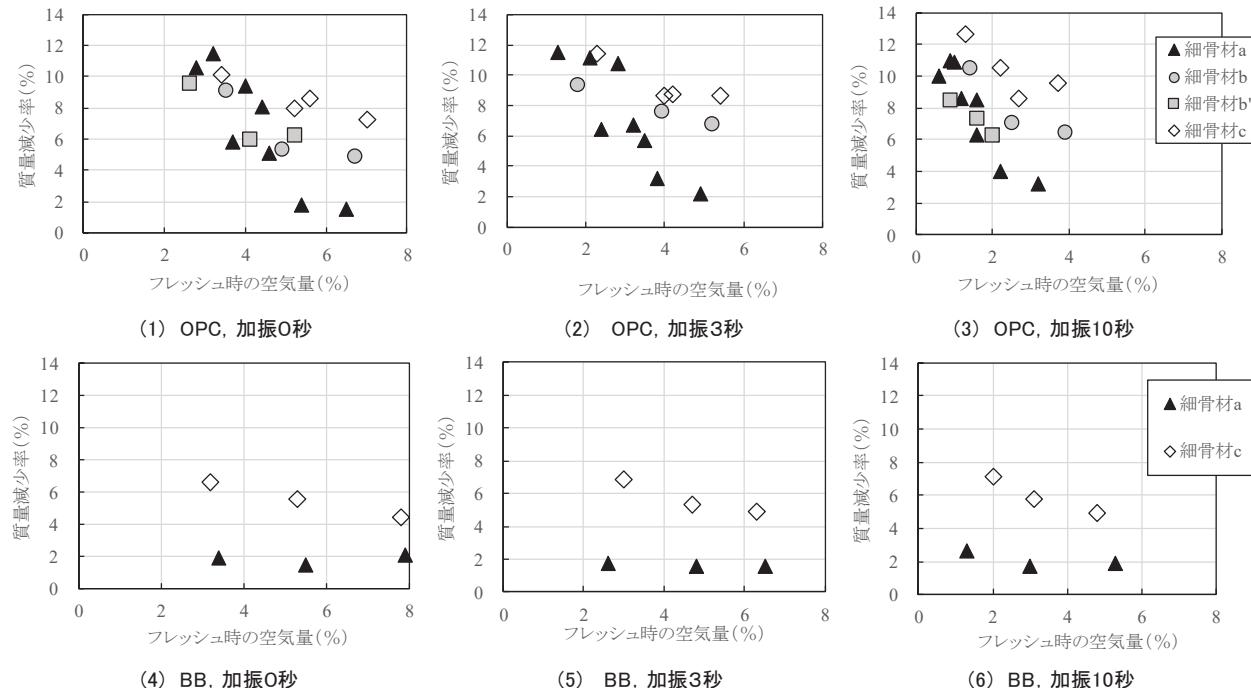


図-3.3 凍結融解試験 50 サイクルでの質量減少率（塩水の試験、湿潤スタート）

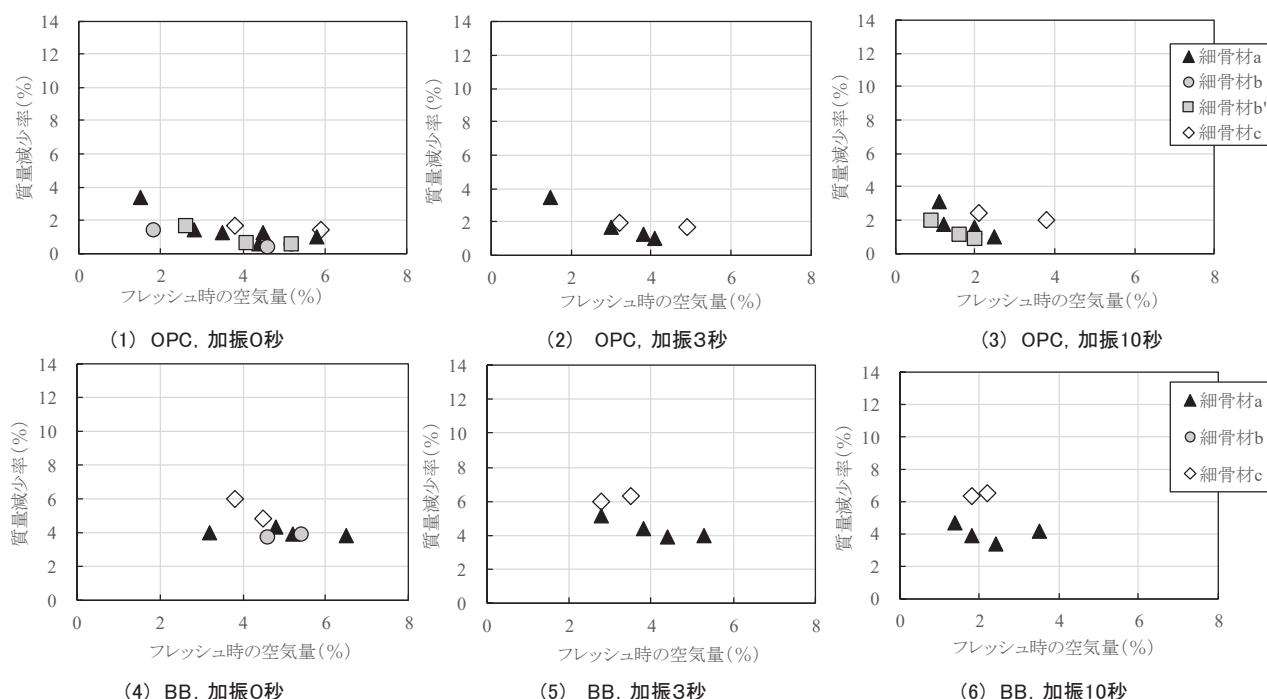


図-3.4 凍結融解試験 50 サイクルでの質量減少率（塩水の試験、乾燥スタート）

が進行する表面劣化とがあり、塩分が存在する環境下では特に後者の劣化が促進するおそれがある。淡水の試験では300サイクルの結果から内部劣化の指標となる耐久性指数を求めた。塩水の試験では50サイクルの結果から、スケーリングによって生じる質量減少率を

求め、これを表面劣化の指標とした。なお、乾燥スタートの場合、試験開始後の吸水によって試験体質量が増加してしまうと質量減少率が正しく測定できないので、一度乾燥した試験体を、塩水に7日間浸漬した後に凍結融解試験を開始した。

また、ASTM C 457に準拠したリニアトラバース法により、硬化コンクリート供試体の気泡間隔係数、空気量、気泡分布の計測を行い、フレッシュ時の空気量や凍結融解試験結果との対応関係について検討した。

3.3 実験結果と考察

3.3.1 凍結融解試験の結果

淡水の凍結融解試験（湿潤スタート、300サイクル）から得られる耐久性指数を図-3.2に示す。セメントにOPCを用いた配合について、加振0秒の条件では、空気量が少ないと耐久性指数が低下する傾向がみられ、空気量が4%程度では耐久性指数が高いものと低いものが混在する結果となった。これに対して加振10秒の条件では、耐久性指数が低い配合の空気量はいずれも2%以下となり、加振10秒後の空気量と耐久性指数とは良い対応関係を示した。セメントにBBを用いた配合では、今回の試験条件の範囲では耐久性指数が低下する配合は無かった。

塩水の凍結融解試験から得られる50サイクル時点の質量減少率について、湿潤スタートの結果を図-3.3に、乾燥スタートの結果を図-3.4に示す。いずれの条件で

も、空気量が少ない配合ほど質量減少率が大きくなる傾向が認められた。また、細骨材の種類によっても質量減少率が異なる傾向が認められた。加振10秒後の空気量と質量減少率との関係は、骨材の種類ごとに良い対応を示した。

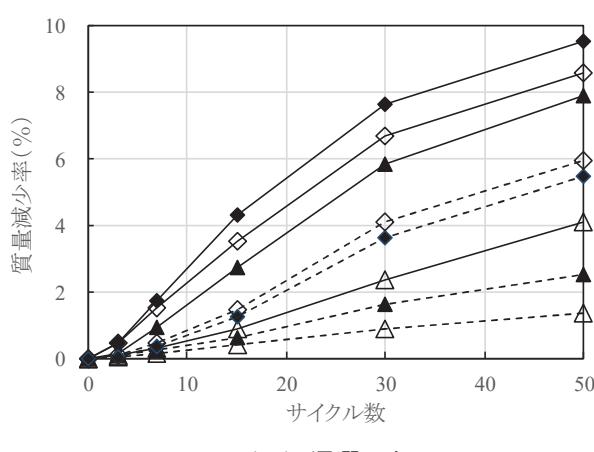
湿潤スタートと乾燥スタートを比較すると、特にOPCの配合では、湿潤スタートに比較して乾燥スタートでの質量減少率が大幅に減少する傾向が確認された。BBの配合ではその傾向はほとんど見られなかった。

この傾向に関して、凍結融解試験中の質量減少率の推移の例を図-3.5に示す。これによれば、湿潤スタートに比較して乾燥スタートの場合、OPCでは単純に質量減少率が低下しているが、BBの場合には初期の10サイクル程度までの質量減少率が逆に大きくなっている。その後の質量減少率の増加は小さくなっている。BBの場合は、乾燥の影響によってコンクリートのごく表層の物性が変化している可能性が示唆されるが、この初期の質量減少を有意な差と捉えるか否かで、BBを用いた配合の評価が異なるものと考えられる。

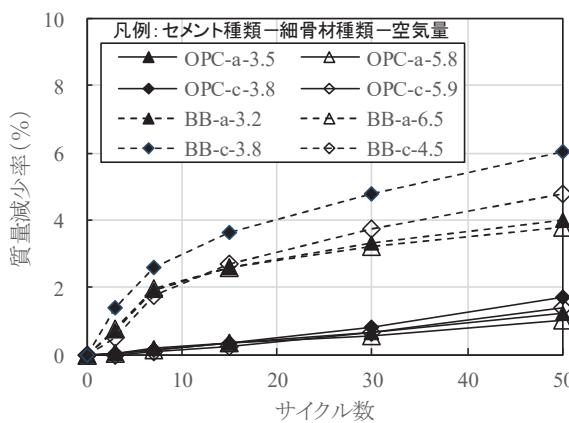
3.3.2 加振による空気量の変化

今回の実験では図-3.1の方法で棒状バイブレータによる加振による空気量の低下を測定している。図-3.6は加振を10秒行うことによる空気量の低下量を示したものである。例えば、初期の空気量が4%程度のものであっても、加振10秒による空気量の低下量は、1%程度のものから3%程度のものまで、配合によって異なっていることがわかる。

コンクリート中の空気泡には微細なものから粗大なものまで存在する。硬化後のコンクリートの気泡分布の測定結果から、空気泡の大きさごとに、加振10秒



(1) 湿潤スタート



(2) 乾燥スタート

図-3.5 質量減少率の推移

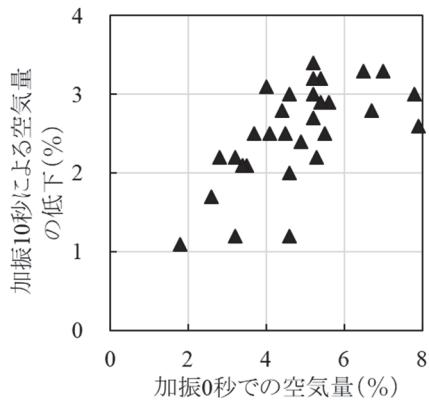


図-3.6 加振 10 秒での空気量の低下

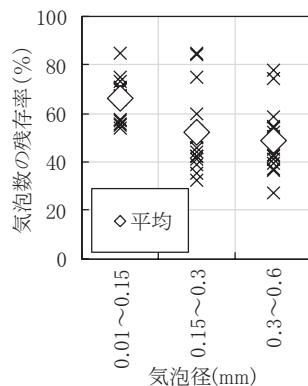


図-3.7 気泡径ごとの加振 10 秒後の残存率

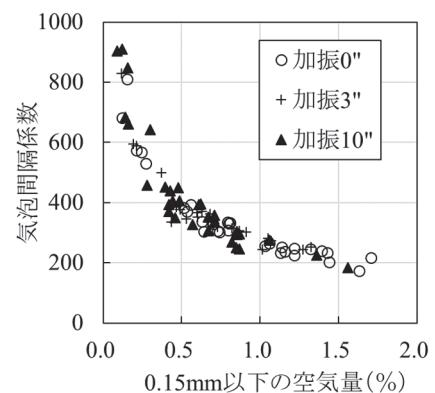


図-3.8 0.15mm 以下の空気量と 気泡間隔係数の関係

によって気泡数がどの程度減少するかを調べたものが図-3.7である。これによれば、小さい気泡径ほど振動によって抜けにくい傾向が認められる。

耐凍害性に対しては微細な空気泡が有効に機能することが分かっている⁵⁾。また、対凍害性の指標として気泡間隔係数が用いられることが多いが、今回の実験結果について、気泡径0.15mm以下の空気量と気泡間隔係数との関係は図-3.8のようであり、良く対応する結果が得られた。これは、気泡数でみると気泡径0.15mm以下の気泡数が全体に占める割合が5~7割と比較的大きいためと考えられる。

3.3.3 0.15mm以下の空気量と耐凍害性の関係

3.3.2の検討で、耐凍害性に有効に機能すると考えられる微細な空気泡は加振によって抜けにくい傾向が確認できたので、次に、気泡径0.15mm以下の微細な空気量と耐凍害性の関係について検討した。

図-3.9は、硬化後のコンクリートの気泡分布の測定結果から得られる気泡径0.15mm以下の空気量とコンクリートの凍結融解試験結果（淡水、湿潤スタート）から得られる耐久性指数との関係を示したものである。これによれば、いずれの加振時間の条件でも、0.15mm以下の空気量が0.5%以下と領域で耐久性指数が低下する傾向が確認できた。

図-3.10および図-3.11は気泡径0.15mm以下の空気量と凍結融解試験結果（塩水）から得られる質量減少率(50サイクル)との関係を示したものであり、図-3.10が湿潤スタート、図-3.11が乾燥スタートである。いずれの図においても、0.15mm以下の空気量が少ないほど質量減少率が大きくなる傾向を示した。これらの図中では加振時間を区分していないが、加振時間に関係なく、細骨材の種類ごとに良好な対応関係を示した。

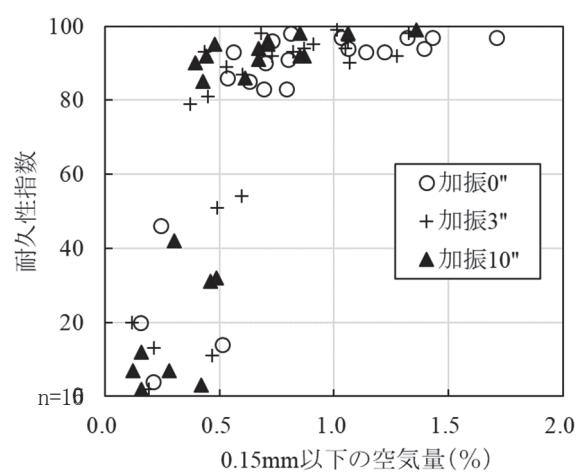
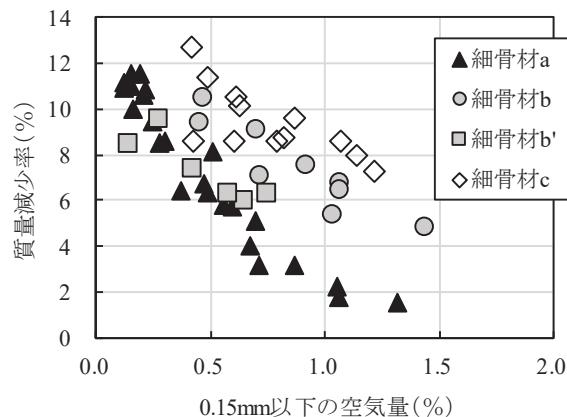


図-3.9 0.15mm 以下の空気量と耐久性指数の関係

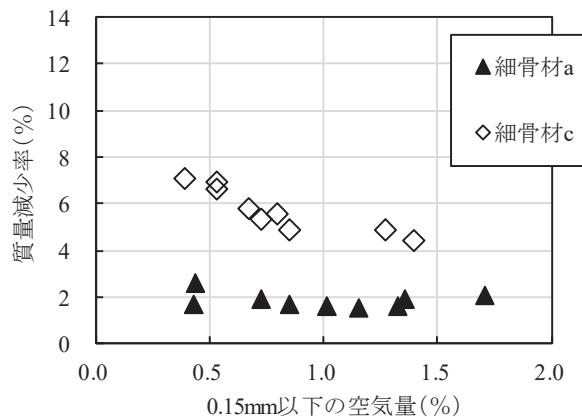
図ごとの特徴を述べると、湿潤スタートでOPCを用いた配合では全体的に質量減少率の値が大きく、0.15mm以下の空気量が少ないケースほど質量減少率は大きくなる傾向を示した。同じく湿潤スタートでBBを用いた配合では、0.15mm以下の空気量の大小が質量減少率に与える影響は、OPCの場合ほど顕著ではなかった。乾燥スタートの場合、OPCを用いた配合では湿潤スタートに比較して質量減少率の値は大幅に低下し、BBを用いた配合ではあまり低下しなかった。これは、BBの場合は図-3.5に示すように、何らかの理由で試験サイクルの初期でのスケーリング量が大きくなるためと考えられる。

3.3.4 加振による微細空気量の推定

3.3.3項の検討の結果から、凍害による内部劣化、表面劣化とともに、0.15mm以下の微細な空気量に大きく依存していることが分かった。しかし、0.15mm以下の空

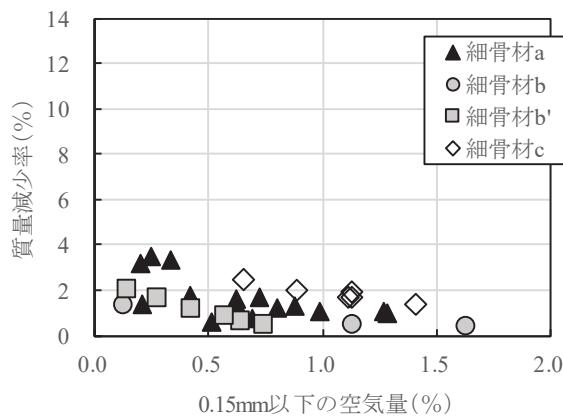


(1) OPC を用いた配合



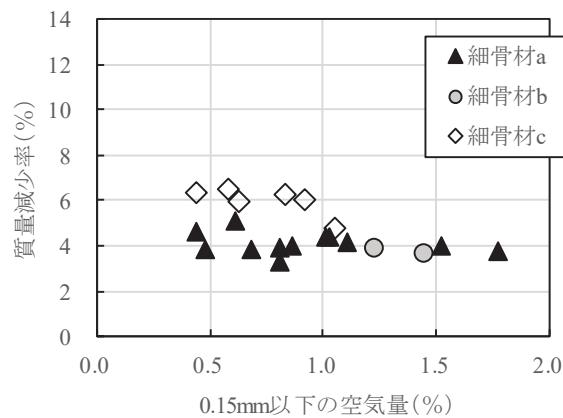
(2) BB を用いた配合

図-3.10 0.15mm 以下の空気量と質量減少率の関係(塩水の試験、湿潤スタート)



(1) OPC を用いた配合

図-3.11 0.15mm 以下の空気量と質量減少率の関係(塩水の試験、乾燥スタート)



(2) BB を用いた配合

図-3.11 0.15mm 以下の空気量と質量減少率の関係(塩水の試験、乾燥スタート)

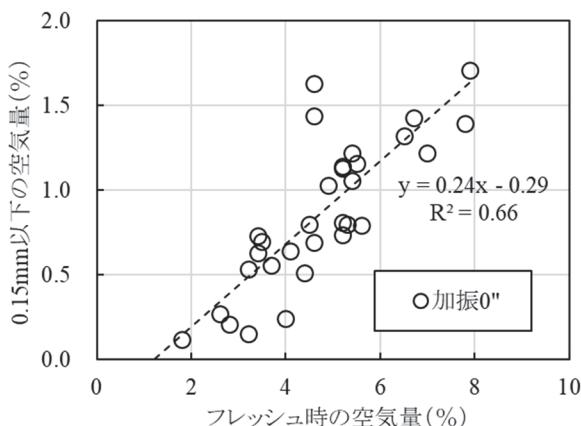


図-3.12 加振 0 秒の空気量と 0.15mm 以下の空気量との関係

気量を測定するには、硬化コンクリートからコア等を採取して分析する必要があり、コンクリートの打ち込み前に確認することはできない。一方で、3.3.2項の検討より、微細な空気泡は、加振によって抜けにくい特

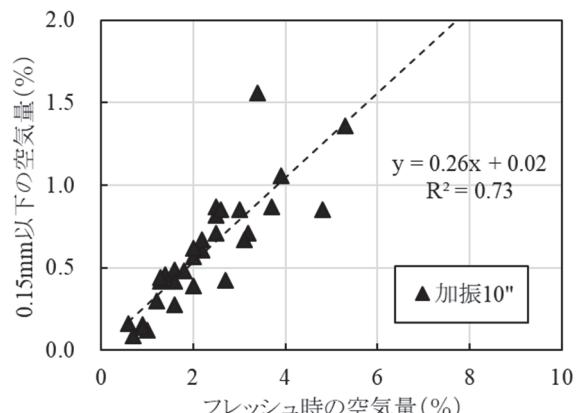


図-3.13 加振 10 秒後の空気量と 0.15mm 以下の空気量との関係

徴を確認しているため、加振後の空気量から微細な空気量を推定できないかを検討した。

図-3.12は加振0秒でのフレッシュコンクリートの測定空気量（すなわち通常の測定法による空気量）と

硬化後の0.15mm以下の空気量との対応をみた図である。これに対して図-3.13は加振10秒後の空気量と0.15mm以下の空気量との対応をみた図である。両者の図を比較すると、10秒の加振を与えることで、0.15mm以下の空気量との対応が良くなっていることが分かる。

図-3.9によれば、0.15mm以下の空気量が0.5%以上あれば概ね良好な耐久性指数を示しているようである。質量減少率に関しては、図-3.10や図-3.11に示すように、0.15mm以下の空気量と概ねリニアに対応していることから閾値を設定することは現時点では難しいが、仮に、0.15mm以下の空気量を0.5%以上確保したいと考える場合には、図-3.13より、加振10秒後の空気量として2%程度以上を確保できる配合を選定すると良いと考えられる。

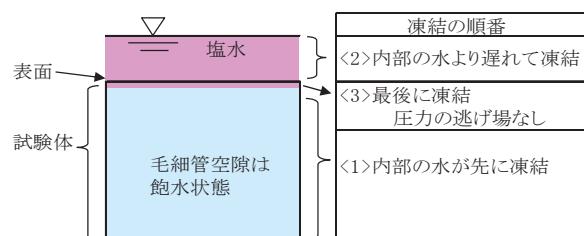
4. 養生条件とスケーリングの関係

4.1 概要

3章で述べたように、スケーリング劣化は試験前に試験体を乾燥させるか否かで大きく変化するため、このメカニズムを探る実験を行った。令和元年度は、モルタルの試験体を用い、試験体の養生条件を表-4.1に示す4つの条件で塩水による凍結融解試験を実施した。試験結果から、スケーリング量は、塩水が試験開始直後に試験体内部に浸透しやすい条件(D)、または既に浸透している条件(D-SW)では少なく、内部が淡水で満たされて塩水が試験体内部にすぐには浸透しにくい条件(D, D-W)では多くなった。すなわち、同一のコンクリートを用いた場合は、試験体表面付近のコンク

表-4.1 塩水の浸入条件とスケーリングの関係(R1)

試験ケース：養生条件 (養生温度は20°C)	塩水の浸入深さ	スケーリング量
W：水中11週	深い（ごく表面のみ）	多
D-W：Dに加え水中3週		
D：水中8週+気中3週	深い（表層から数mm以深）	少
D-SW：Dに加え塩水3週		



リート内での塩分量の濃度差が大きい試験条件でスケーリングしやすい。この現象を説明できるメカニズムを検討した結果、図-4.1に示すように試験体表面に最後に凍結する層が残ること（層間凍結圧説）がスケーリングを促進している可能性が高いと考えられた。

令和2年度は、この点についてさらに確認するために、乾燥日数や初期湿潤養生日数の異なる試験体を用いて、それらの条件がスケーリング量の大小に与える影響について、実験を行った。

4.2 実験方法

本検討では、表-4.2に示すモルタルの配合条件で40×40×160mmの角柱試験体を作製し、表-4.3に示す条件で養生を行った。試験ケース①では、湿潤養生の期間を十分に確保した後に、乾燥養生の日数をパラメータとした。一方で、試験ケース②では、養生期間を28日に統一して、湿潤養生と乾燥養生の日数をパラメータとした。

凍結融解試験に用いる試験体は、40×40×160mmの角

表-4.2 モルタルの配合条件

セメントの種類	水セメント比	砂セメント比	空気量
OPC	55%	3.25	7.5%

表-4.3 モルタルの養生条件

試験ケース	記号	湿潤養生	乾燥養生
乾燥養生日数をパラメータ ①	D3	56日以上	3日
	D7	56日以上	7日
	D21	56日以上	21日
	W56	56日以上	—
湿潤養生と乾燥養生の日数をパラメータ ②	W3	3日	25日
	W5	5日	23日
	W7	7日	21日
	W14	14日	14日
	W28	28日	—

1. 40×40×160mm 角柱試験体を2分割
2. ポリプロピレン製の容器に3%塩水で満たす
3. 1日1サイクルとし、30サイクルまで実施
4. 5サイクルごとに、表面から剥離した試料の質量を測定

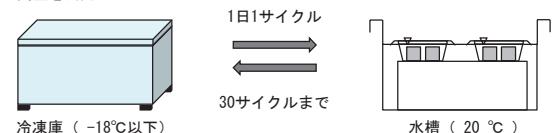


図-4.2 モルタル試験体の凍結融解試験の方法

柱をコンクリートカッターで分割した40×40×80mmの試験体2体とした。凍結融解試験は、分割した試験体2体をポリプロピレン製の円筒容器に入れて3%塩水で満たし、1日1サイクルとして、-18°C以下の冷凍庫と20°Cの水槽に交互に入れることで凍結融解作用を与えた⁶⁾。5サイクルごとに、表面から剥離した試料の質量を測定し、これをスケーリング量とした。サイクル数は、30サイクルまで実施した。凍結融解試験の概要を図-4.2に示す。

4.3 実験結果と考察

4.3.1 乾燥養生の日数を試験条件とした結果

湿潤養生の期間を十分確保した後に、異なる乾燥養生期間を設けた場合の凍結融解試験（試験ケース①）の結果を図-4.3に示す。図-4.3(1)より、OPCのスケーリング量は、試験前に乾燥させると減少する傾向があり、基準供試体であるW56と比較すると差異は最大で0.6倍程度であった。ただし、乾燥養生の日数の違いでスケーリング量に差異は見られず、この結果からは、スケーリング抑制に有効な乾燥期間は3日程度で十分な結果となった。次に、図-4.3(2)より、BBのスケーリング量は、OPCの場合と同様に、試験前に乾燥させると減少する傾向にあり、W56との差異は最大で0.5倍程度であった。

乾燥養生の日数の違いでスケーリング量に差異が見られなかった理由について、図-4.4に示す試験体の乾燥時に測定した質量減少率の結果から考察を行った。なお、同図の縦軸の試験体質量は、水中養生直後を100%としている。図-4.4より、OPCおよびBBのいずれの試験体においても質量減少率は、乾燥養生をさせてから3日で2~3%減少し、その後の勾配は緩やかになる傾向を示している。すなわち、今回の実験の範囲では乾燥養生期間に差を設けても表層の乾燥状態には顕著な差が生じず、塩水に浸漬したときに短時間で浸入する塩水の量は同程度であったと考えられる。このため、この条件の差がスケーリング量に顕著な差を生じさせなかつたものと考えられた。

4.3.2 湿潤養生と乾燥養生日数を試験条件とした結果

湿潤養生と乾燥養生の期間の合計が一定となるよう変化させ試験条件とした凍結融解試験（試験ケース②）の結果を図-4.5に示す。図-4.5(1)より、OPCのスケーリング量は、湿潤養生の日数が短く乾燥養生の日数が長くなると減少する傾向にあった。基準試験体であるW28とW3とを比較すると、スケーリング量の差異は約17倍であった。

次に、4.5(2)より、BBのスケーリング量においては、

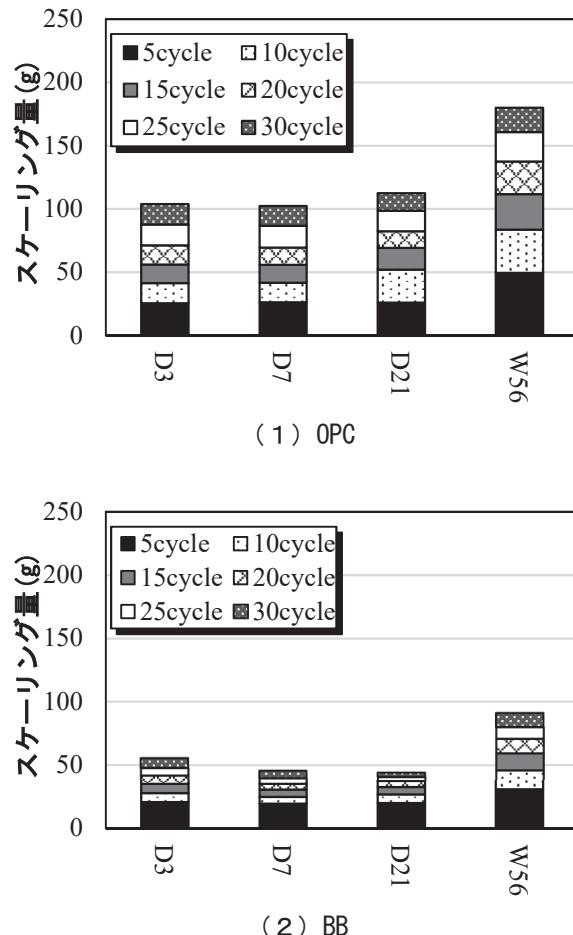


図-4.3 試験ケース①の凍結融解試験の結果

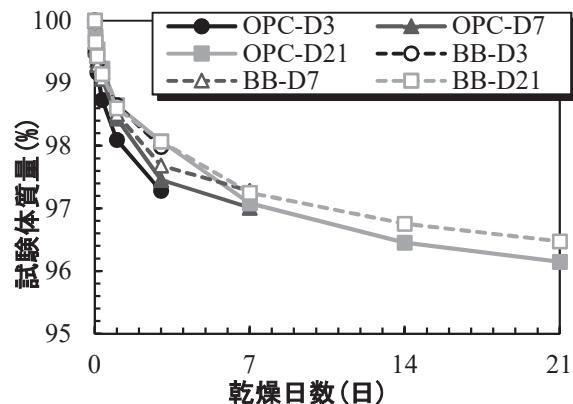


図-4.4 試験ケース①の質量減少率の結果

W3を除きOPCと同様の傾向を示しており、W28との差異は最大で約3倍であった。W3でスケーリング量が大きかった理由としては、湿潤養生の日数の不足に伴う強度不足が考えられる。図-4.6は、それぞれのモルタル試験体の圧縮強度を示したものであり、BBのW3の圧縮強度が最も低いことを確認した。つまり、W3では、十分な強度発現をしていなかったため、W5

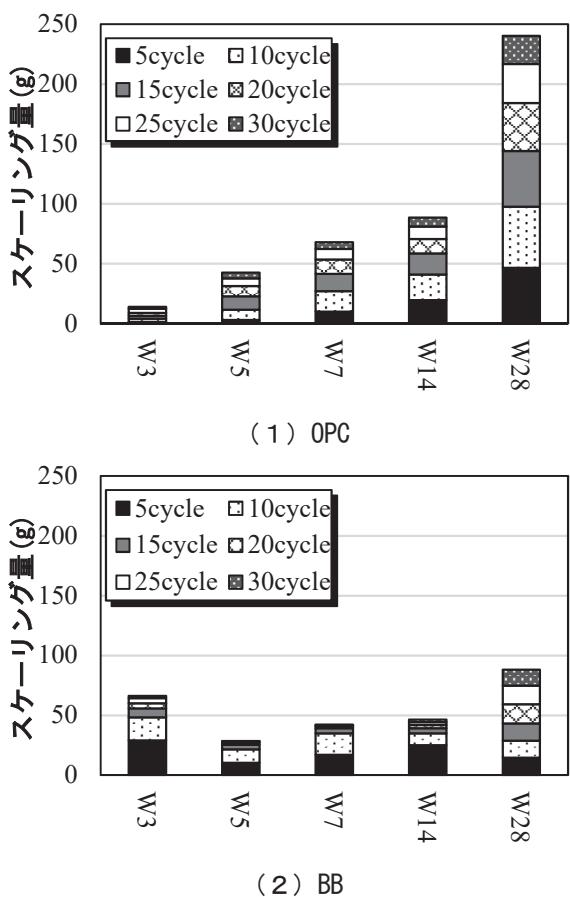


図-4.5 試験ケース②の凍結融解試験の結果

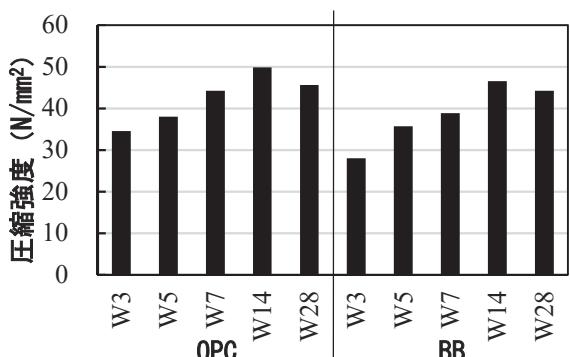


図-4-6 圧縮強度

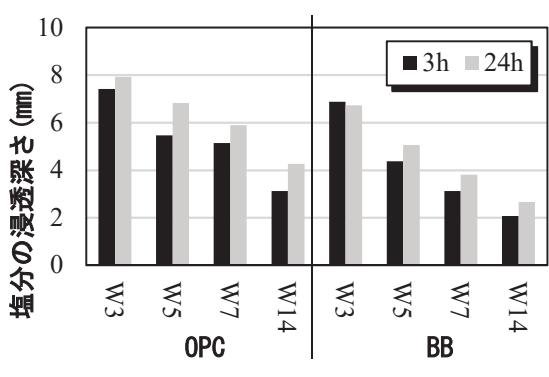


図-4.7 塩分の浸透深さ

に比べてスケーリング量が増加したものと考えられた。

強度発現が不十分だったと想定される BB の W3 を除くと、湿潤養生の日数が短く乾燥養生の日数が多いケースほどスケーリング量が小さい結果となるが、この理由について、塙分の浸透深さから考察を行った。

図-4.7は、塩水に浸漬してから3時間後と24時間後に試験体を割裂し、硝酸銀溶液を吹きかけて発色深さを測定した結果である。一例として、24時間浸漬した際のOPCのW3とW14との浸透深さを比較すると、W3では7.9mmであるのに対して、W14では4.3mmであった。つまり、4.1節で述べたように、塩水が試験体内部に浸透しやすい養生条件では、スケーリング量が減少する傾向にあるといえる。

以上より、本検討で確認した凍結融解試験の結果としては、まず、水中養生が不十分な状態では、スケーリングに抵抗するコンクリート強度が不足してスケーリングが発生しやすいこと、強度が十分に発現した条件では、コンクリート表面と内部との塩分濃度の差が大きいほどスケーリングが生じやすいこと、が確認された。これらの結果は R1 年度の成果であるスケーリング劣化のメカニズムを層間凍結圧説で説明するための有益なデータと考えられる。

このように、試験体の水中養生期間や乾燥期間の条件を変えると、強度発現や、試験体内への塩分の侵入条件が変化し、スケーリング量に大きな差が表れるが、影響の出方が複雑であった。このため、スケーリングの促進試験を行う条件について、標準を定めることが重要と考えられる。

5. まとめ

(1) 塩害環境下のコンクリートのスケーリング抵抗性に影響を与えるコンクリートの配合・材料上の要因(空気量や細骨材、粗骨材の品質)について検討した。この結果、スケーリング深さが浅い段階では空気量の影響が大きいこと、細骨材の品質の影響はスケーリング深さに関係なく比較的大きいこと、粗骨材の品質の影響はスケーリング深さが深くなつてから顕著になることが分かった。

(2) 内部劣化やスケーリング劣化に対するコンクリートの耐凍害性の確保には微細な空気泡の量が重要であり、フレッシュコンクリートの空気量測定時に、棒状バイブルエタによる振動を 10 秒間与えた後に空気量を測定する方法について検討を行っており、R2 年度はこれまでの実験結果をとりまとめ、この方法によって、その微細な空気泡の量を推定できる可能性を

示した。

(3) 促進劣化試験前の養生条件の違いによってスケーリング量が大きく変化する原因を探るための実験を行った。この結果、試験体内に塩水が浸入しやすい条件よりも、試験体内部が飽水状態で塩水が浸入しにくい条件のほうがスケーリング量が多くなる傾向を確認し、その劣化メカニズムは層間凍結説で説明できる可能性を示した。

(4) R2 年度は湿潤養生の日数や乾燥養生の日数がスケーリング劣化に与える影響についての検討を行った。この結果、初期の湿潤養生が不足する場合はスケーリングが増えること、スケーリングを減少させるための乾燥期間は、今回の実験の環境条件では 3 日程度でよいこと、スケーリング量は試験体内への塩水の浸透条件に密接に関連すること等が分かった。

今後、さらに検討を進め、スケーリング劣化メカニズムの解明と、評価試験方法の確立、効率的なスケーリング劣化抑制対策を構築していく必要がある。

参考文献

- 1) 片平博、古賀裕久：空気量や細骨材・粗骨材の品質が塩分環境下の凍結融解抵抗性に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、pp.875-880、2019.7
- 2) 片平博、古賀裕久：振動締固めが凍結融解・スケーリング抵抗性に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.38、pp.999-1004、2016.7
- 3) 片平博、古賀裕久：スケーリング劣化のメカニズム解明に向けた基礎的実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.42、2020、(投稿中)
- 4) 遠藤裕丈、田口史雄、嶋田久俊：養生と乾燥日数が異なるコンクリートの凍害と塩害の複合劣化特性、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、N0.1、2002
- 5) コンクリート中の気泡の役割・制御に関する研究委員会報告書、日本コンクリート工学会、2016.6
- 6) 独立行政法人事木研究所材料地盤研究グループ基礎材料チーム：骨材がコンクリートの凍結融解抵抗性と乾燥収縮に与える影響と評価試験法に関する研究、土木研究所資料 4199 号、2011.

8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

8.3.4 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（舗装）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：丸山記美雄（上席）、上野千草、田中俊輔、
佐藤圭洋

【要旨】

本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装に対する耐久性の高い更新または新設時の技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度は、舗装の凍上・凍結融解に対する表層混合物の高耐久化技術の開発として、高耐久型表層用 SMA 系アスファルト混合物の耐久性向上を目的とした骨材配合の検討と転圧方法の検討のため、室内試験および試験施工を実施した。令和 2 年度は、実道での施工を想定した試験施工を苫小牧寒地試験道路で実施し、耐久性向上効果の検討を行った。また、融雪期の車道部路面損傷箇所へ路肩堆雪からの融雪水の侵入は、車道部舗装損傷の進行を早める一要因となることから、路肩路面上において簡易に車道路面への融雪水の流入を遮断・抑制する技術を検討した。

キーワード：融雪水、凍結融解、機能性 SMA、水平振動ローラ

1. はじめに

積雪寒冷環境下においては、凍上・凍結融解等の要因に加え、交通繰り返し荷重による疲労や摩耗が複合的に作用した舗装損傷の被害が顕在化している。そこで、本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の要対策箇所に対する耐久性の高い更新・新設技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度には、舗装の凍上・凍結融解に対する高耐久化技術の開発として、高耐久型表層用アスファルト混合物と耐久性向上を目的とした施工方法を検討するための試験施工を実施した。令和 2 年度は、実道での施工を想定した試験施工を苫小牧寒地試験道路で実施し、耐久性向上効果の検討を行った。

また、路肩舗装路面に融雪水車線流入抑制用の切削・研削処理を行い、融雪水の車線流入の抑制等に関する屋外試験を行った。

から、新しい高耐久化技術の検討を実施した。

2. 1 高耐久型表層用アスファルト混合物の検討

積雪寒冷地において、冬期間も一定の管理水準で道路交通を確保することは、国民生活を守る観点から必要不可欠である。そこで、表層用アスファルト混合物には、耐久性だけでなく、十分な走行安全性の機能を發揮することが求められてきた。その中で近年普及が進んでいる舗装が機能性 SMA である。機能性 SMA は、我が国の積雪寒冷地において、排水性舗装の代替として普及している。しかし、世界的に見ると、SMA 系混合物は高い耐久性を期待できる舗装として施工実績が増加しており、特に米国では、2011 年と比較して 2015 年の施工実績が約 30 倍と急速に普及している¹⁾。

このように、SMA 系混合物には、さらなる高耐久化を実現できる可能性が考えられることから、我が国で普及している機能性 SMA の配合を基にして、新しい配合を検討した。

2. 1. 1 室内試験

まず、室内試験において、機能性 SMA の基準となる配合から、骨材粒度とアスファルト量を変化させて、耐久性評価を実施した。図-2.1 に骨材粒度を変化させた時、図-2.2 にアスファルト量を変化させた時の耐久性試験（低温カンタブロ試験・チェーンラベリング試験）の結果を示す。

骨材粒度では、細骨材の配合割合が高い上限粒度が、最も高い耐久性が期待できる結果となった。アスファルト量

2. 舗装の凍上・凍結融解に対する高耐久化技術の開発

積雪寒冷環境下の舗装、特に融雪水の凍結融解作用や交通繰り返し荷重の影響を直接的に受ける表層には、十分な耐久性を有することが求められる。さらに、近年、融雪期に発生するポットホールなどの大きな損傷が問題となり、表層用アスファルト混合物の高耐久化・長寿命化が、社会的なニーズとなった。

そこで、表層用アスファルト混合物のさらなる長寿命化を実現するために、配合設計および施工方法の 2 つの観点

に着目すると、アスファルト量が多くなるほど、耐久性に優れる結果となった。したがって、骨材粒度を細かくする、およびアスファルト量を多くすることが、高耐久化を目指す上で有効であることを確認した。

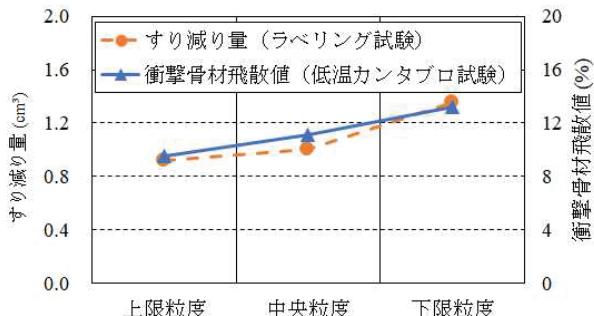


図-2.1 骨材粒度に着目した耐久性試験の結果

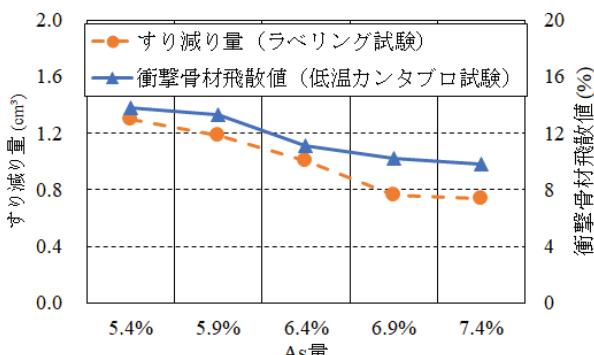


図-2.2 アスファルト量に着目した耐久性試験の結果

2. 1. 2 プラント構内における屋外試験

次に、室内試験の結果を参考に、プラント構内における屋外試験を実施した。施工可能な敷地内において、表-2.1の配合の混合物を舗設し、供試体を採取した後、耐久性評価を目的とした室内試験(低温カンタブロ試験・チェーンラベリング試験)を実施した。

まず、舗設作業において、施工性に問題がないことを確認できた。その上で、採取した供試体を用いた耐久性評価

表-2.1 新表層用混合物の配合

	新配合	機能性SMA
アスファルト	7.1%	6.2%
6号碎石	59.1%	61.5%
7号碎石	10.4%	10.5%
粗目砂	7.4%	4.6%
細目砂	4.7%	5.1%
フィラー	11.3%	12.1%

表-2.2 試験施工の概要

施工延長	表層厚さ	敷均し	初期転圧	2次転圧	仕上げ転圧
200m	40mm	アスファルトフィニッシャー 165±10°C	マカダムローラ(10t級) 6回転圧・155±10°C	タンデムローラ(6t級) 6回転圧・155±10°C	タイヤローラ(10t級) 4回転圧・80±10°C

試験の結果を図-2.3および図-2.4に示す。

低温カンタブロ試験およびチェーンラベリング試験の結果とともに、現行の機能性SMAと比較して、新配合混合物の方が、耐久性に優れることを確認した。

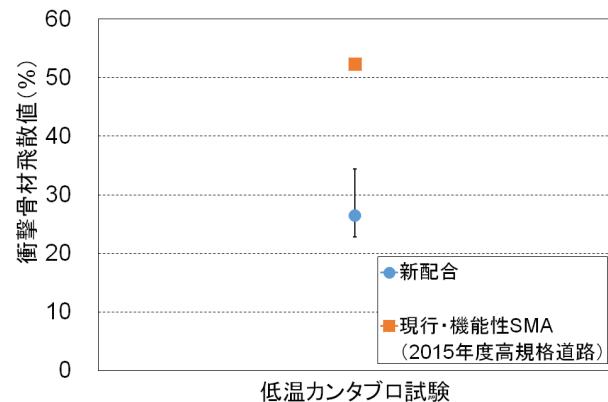


図-2.3 低温カンタブロ試験の結果

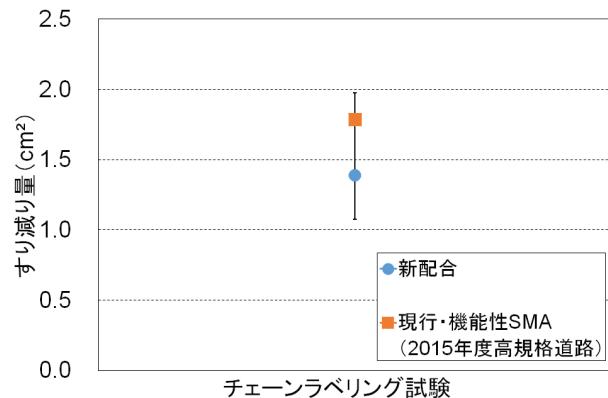


図-2.4 チェーンラベリング試験の結果

2. 1. 3 苦小牧寒地試験道路における試験施工

室内および屋外試験で検討し、耐久性向上が期待できることが明らかとなった高耐久型機能性SMAについて、より実道の施工に近似した環境下で施工性や品質評価を行うために、苦小牧寒地試験道路で試験施工を実施した。

表-2.2に試験施工の概要、表-2.3に施工した高耐久型機能性SMA、写真-2.1に試験施工の状況を示す。

本試験施工は、現行の機能性SMAの施工時において最も施工例が多い、マカダムローラによる初期転圧、タンデムローラによる2次転圧、タイヤローラによる仕上げ転圧という体制で実施した。また、隣接する区間に比較舗装として、現行の機能性SMAも200m施工している。

表-2.3 施工した高耐久型機能性 SMA の配合

項目	アスファルト (改質Ⅱ型)	石粉	細砂	スクリーニングス	7号碎石	6号碎石	植物性纖維	合計
配合率	7.0%	10.2%	6.5%	5.6%	10.7%	60.0%	0.3%	100.3%



写真-2.1 新施工の状況 (左: 敷均し、右: 転圧)

現地で状況確認したところ、各段階の作業に問題はなく、スムーズな施工状況であった。したがって、高耐久型機能性 SMA の施工性は、実道の施工においても問題ないと思われる。

次に、試験施工終了後に品質評価試験用供試体を採取し、表-2.4に示す試験項目を実施した。

品質管理に関する試験の結果を図-2.5に、耐久性評価に関する試験の結果を図-2.6に示す。

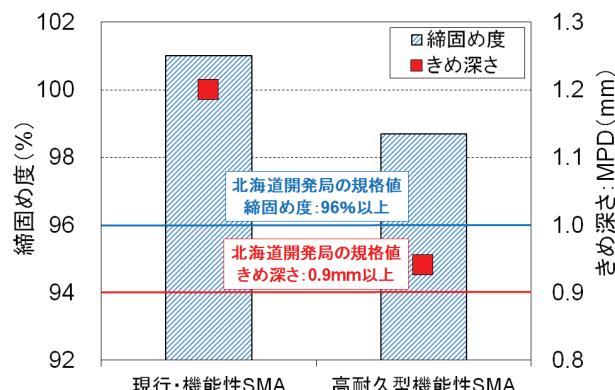
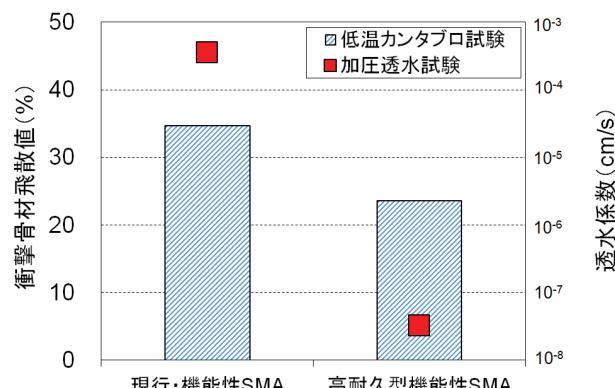
北海道開発局では、現行の機能性 SMA (北海道型 SMA) の品質管理において、締固め度は96%以上、きめ深さは0.9mm以上(いずれも所定箇所数の平均値)を規格値と定めている。施工した現行の機能性 SMA は、締固め度、きめ深さとともに北海道開発局の規格値を満足しており、良好な施工が行われたと思われる。また、高耐久型機能性 SMA についても、十分な締固め度となっており、施工性に問題はなかったと思われる。きめ深さは、現行の機能性 SMA より小さくなり、前述の室内試験と同様の傾向となった。ただし、0.9mm以上は確保しており、路面のきめ深さによる車両の走行安全性機能は期待できる状況である。

低温カンタブロ試験の結果を見ると、高耐久型機能性 SMA の方が低い衝撃骨材飛散値となり、耐久性向上が期待できる。また、加圧透水試験の結果でも、高耐久型機能性 SMA の方が低い透水係数となった。したがって、現行の機能性 SMA と比較して、舗装体内部への浸水を低減させ、融雪水等の凍結融解作用による破損を抑制し、耐久性向上につながる可能性も考えられる。

今後は、一般国道や高規格幹線道路等における試験施工により、施工性や品質に関する検討を実施し、さらに供用開始後の路面性状調査による長期耐久性の検討等が必要と考えている。

表-2.4 試験施工後の品質評価試験項目

試験名	締固め度測定	きめ深さ測定	低温カンタブロ試験	加圧透水試験
評価項目	品質管理	品質管理	耐久性評価 (骨材飛散抵抗性)	耐久性評価 (遮水性)

図-2.5 品質管理に関する室内試験の結果
(苫小牧寒地試験道路における現地採取試料)図-2.6 耐久性評価に関する室内試験の結果
(苫小牧寒地試験道路における現地採取試料)

2.2 耐久性向上を目的とした施工方法の検討

我が国におけるアスファルト混合物の施工では、マカダムローラやタンデムローラ、タイヤローラを用いた施工例が非常に多い。世界的にみると、特に高耐久化を目的としたSMA系混合物の施工には、振動ローラを用いることがよく見られる。特に水平振動ローラ(写真-2.2)は、一般的な垂直振動ローラに比べて低騒音かつ骨材割れが少ないことから、近年、欧米を中心に普及している。しかし、我

が国においては、路盤等の施工での実績は若干見られるものの、表層用アスファルト混合物に適用した事例はほとんど見られない。そこで、我が国に適した水平振動ローラの適用方法を検討した。



写真-2.2 水平振動ローラ (7t 級)

舗設可能な敷地内（プラント構内）において、機能性 SMA の施工に水平振動ローラを適用した試験施工を実施した。また比較してとして、従来方法であるマカダムローラ、タンデムローラ、タイヤローラを用いた施工も実施した。施工後は供試体を採取し、締固め度の測定および低温カンタプロ試験による耐久性評価を実施した。

図-2.7 に締固め度、図-2.8 に低温カンタプロ試験の結果を示す。水平振動ローラを用いると、従来方法よりも高い締固め度となっていることから、高い締固め効果を有することを確認した。また、低温カンタプロ試験の結果においても骨材飛散抵抗が向上することが確認できた。

このように、水平振動ローラは表層用アスファルト混合物の施工に使用することによって、耐久性向上に寄与する可能性を示すことができた。したがって、今後、水平振動ローラを使用したときの適した施工方法（施工機械体制や転圧回数等）を明らかにし、技術を確立することによって、アスファルト混合物の施工における耐久性向上技術の新たな手法を示すことができると考えている。そのためには、一般国道や高規格道路への適用を想定した試験施工、および試験施工箇所の路面性状調査による検討が必要である。

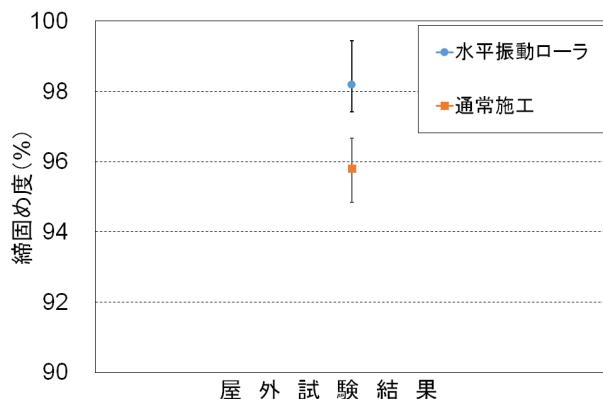


図-2.7 締固め度測定結果 (プラント構内現場採取試料)

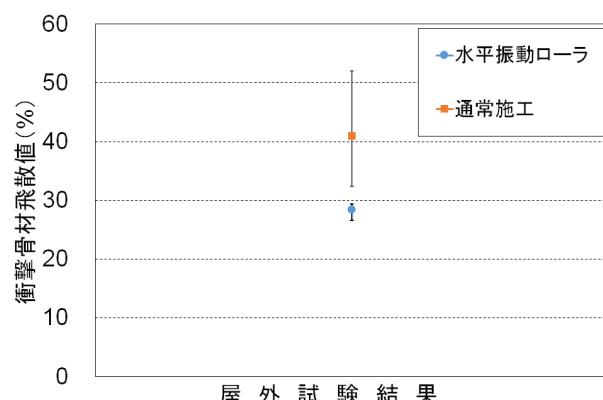


図-2.8 低温カンタプロ試験による耐久性評価の結果
(プラント構内現場採取試料)

3. 融雪水を速やかに排除する排水システムの開発

3. 1 路肩融雪水遮断切削研削形状の検討

既存のグルーピングに代わる新たな切削・研削形状の検討を行った。形状の検討にあたっては、平面的に薄く舗装表面を削り取ることにより、薄く平たく凹んだ部分で融雪水を処理する性能を付与することとし、それにさらに溝形状も加えることで、溝部分でも融雪水を処理できる性能を持たせた形状とした。また、路肩を自転車が走行する場合の走行安全性にも配慮することとし、段差を最大 10mm までとした。

令和2年度には、遮断形状の異なる様々な路肩融雪水遮断切削研削路面を試験施工し、水の流入を遮断する試験を実施し、路肩からの車道路面への水の流入遮断・抑制の効果を確認した。

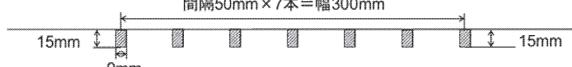
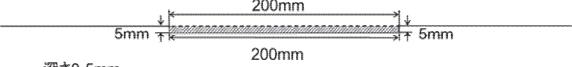
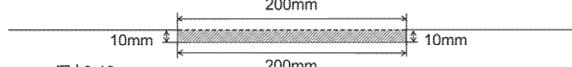
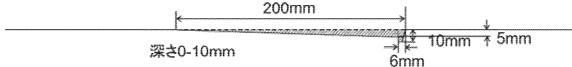
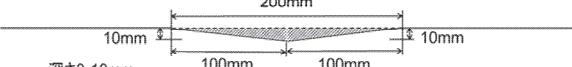
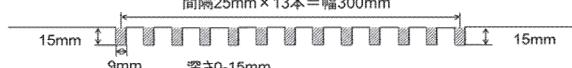
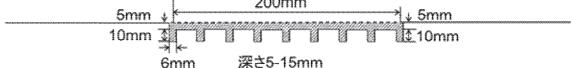
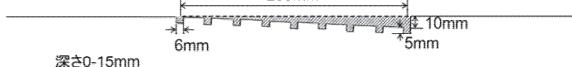
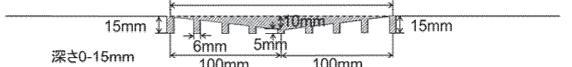
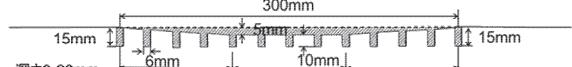
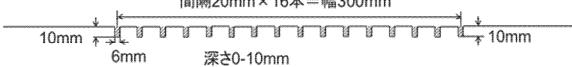
タイプ1: 溝幅9mm×溝深さ15mm×溝間隔50mm×7本 	タイプ2: 幅200mm、深さ5mmの平型形状 
タイプ3: 幅200mm、深さ10mmの平型形状 	タイプ4: 上面幅200mm、深さ5mmの斜め平型形状 
タイプ5: 上面幅200mm、深さ10mmの斜め平型形状、端部溝付 	タイプ6: 上面幅200mm、深さ10mmの三角形状 
タイプ7: 溝幅9mm×溝深さ15mm×溝間隔25mm×13本 	タイプ8: 幅200mm、深さ5mmの平型形状+深さ10mm溝 
タイプ9: 幅200mm、深さ10mmの平型形状+深さ5mm溝 	タイプ10: 上面幅200mm、深さ5mmの斜め平型形状+深さ5mm溝 
タイプ11: 上面幅200mm、深さ10mmの斜め平型形状+深さ5mm溝 	タイプ12: 上面幅200mm、深さ10mmの三角形状+深さ5-15mm溝 
タイプ13: 上辺300mm、深さ5mmの台角形状+深さ10-15mm溝 	タイプ14: 溝幅6mm×溝深さ10mm×溝間隔20mm×16本 

図-3.1 路肩路面切削・研削形状

図-3.1に考案した路肩路面切削・研削形状を示す。既存技術である路肩グルービングのタイプ1のほか、タイプ2~14を今回の検討対象とした。形状を大きく分類すると、切削溝タイプ（タイプ1, 7, 14）、薄層研削タイプ（タイプ2~6）、切削溝付き薄層研削タイプ（タイプ8~13）に分けられる。

切削溝タイプとしては、既存のグルービング溝であるタイプ1、溝の本数を多くしたタイプ7、溝の本数を多くし溝深さを浅くしたタイプ14の3種類とした。

薄層研削タイプとしては、研削により全面的に薄く舗装を削る形状とした。これは、溝がないため砂等の目詰まりが発生しにくく、道路清掃作業で溝から土砂を取り除きやすい形状としている。深さ10mmの平型形状であるタイプ2、深さ10mmの平型形状であるタイプ3、これに勾配を設けた斜め平型形状のタイプ4、タイプ4の端部に溝を付けたタイプ5、両側から勾配の付いた三角形状のタイプ6を検討の対象とした。

切削溝付き薄層研削タイプとしては、切削により溝を形成させつつ、研削により全面的に薄く舗装を削る方法とし

た。薄層研削タイプに溝が付加された形状となっている。研削面に付加した溝幅は6mmとし、グルービング溝で通常使用されている溝形状よりも小さい形状とした。深さ5mmの溝付き平型形状であるタイプ8、深さ10mmの溝付き平型形状であるタイプ9、深さ5mmの溝付き斜め平型形状であるタイプ10、深さ10mmの溝付き斜め平型形状であるタイプ11、両側からの勾配の付いた三角形状溝付きタイプ12、研削幅を広くした溝付き台形形状溝付きタイプ13を検討の対象とした。

3.2 融雪水流入遮断性能の確認試験

苫小牧寒地試験道路西側カーブ区間 KP2.5 ~ 2.6において、各路肩切削・研削箇所の遮断効果を確認する試験を行った。図-3.2に実験の概要図を示す。路肩勾配の高い側にポリタンクまたは噴霧器により融雪水を模擬した水の供給を行った。水は道路の横断勾配によって路肩部から車道部の方向に流れていくが、水の道路横断方向の流れは路肩切削・研削溝により遮断・緩和されることになる。この遮断効果が各切削・研削タイプによってどのように異なる

るのか、単位時間当たり・単位幅当たり流水量を 0.01～0.10m³/(h·m)の間で 6 水準設けて測定した。測定時間は 30 分程度を基本とし、その間の遮断状況を撮影した。

図-3.3 に各タイプの遮断継続時間の割合を示す。ポリタンクまたは噴霧器にて水を供給してから、水が横断方向に流下し、各タイプの路肩切削・研削溝を越えて、外側線を越えるまでの時間を遮断継続時間と定義した。その遮断継続時間が全体の計測時間 30 分に占める割合を縦軸に表したものである。試験の結果、以下のことがわかった。1) 無処理路面と比較して、路肩グレーピング路面や今回検討対象とした路肩切削・研削路面では、融雪水の遮断もしくは緩和の効果が見られた。2) 切削溝のタイプでは、路肩から融雪水の遮断もしくは緩和の効果が見られた。3) 平型形状などの薄層研削形状タイプは、今回の試験においては、遮断効果が発揮できないケースが存在した。4) 切削溝付き薄層研削タイプでは、切削溝が付加されていることにより、付加されていない薄層研削タイプよりも遮断性能は高かった。

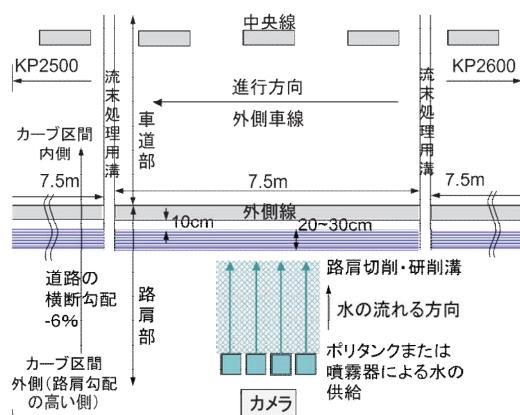


図-3.2 実験の概要図

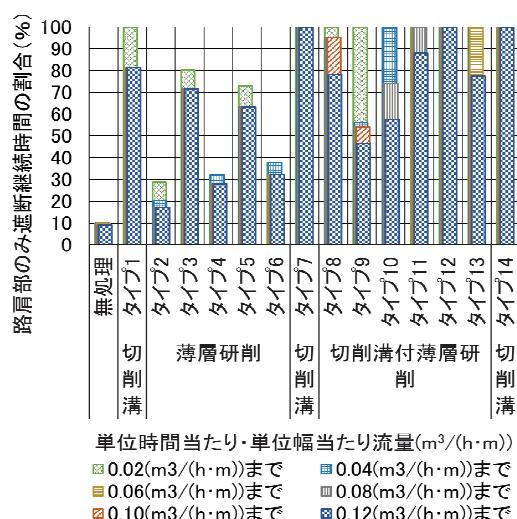


図-3.3 遮断継続時間の割合

3. 3 融雪期流入遮断性能の確認

苦小牧寒地試験道路に施工した路肩部切削・研削箇所において、融雪期に流入遮断性能の確認を行った。図-3.4 は、晴天で日中路温が上昇した昼間の時間帯に路肩部の雪山を路肩部上部に崩して残置し、2 時間程度融雪させた後の状況である。路肩部の表面切削・研削は、車道部への融雪水の流れを遮る性能を有することを確認した。



図-3.4 流入遮断性能の確認

4. まとめ

- (1) 舗装の凍上・凍結融解に対する高耐久化技術の開発として、新しい配合の表層用アスファルト混合物および水平振動ローラを用いた施工技術の検討を実施し、双方、高耐久化を目的とした場合において有効であることを確認した。今後、一般国道や高規格道路における試験施工を実施し、高耐久化技術の確立および普及を目指す。
- (2) 様々な切削・研削処理形状にて路肩部路面の遮断・排水性能等を確認する試験を行い、路肩部に各種切削・研削処理を施し、融雪水の流入遮断性能を確認した。今後、路肩路面堆雪部からの融雪水の車道部への流入遮断・抑制技術の構築を目指す。

参考文献

- 1) Fan Yin, Randy West: Performance and Life-Cycle Cost Benefits of Stone Matrix Asphalt, 1st International Conference on Stone Matrix Asphalt, Atlanta, Georgia, 2017

8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

8.3.5 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（切土のり面）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）

研究担当者：畠山 乃、林 宏親、山木正彦、佐藤厚子

【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍上もしくは凍結融解作用を繰り返し受けることにより、表層のゆるみや崩壊のほか、グラウンドアンカー工、地山補強土工などののり面安定構造物の損傷が多く確認されている。今後限られた人員・予算で相当な延長の切土のり面を管理することを考えると、耐久性向上に資する凍上対策技術の確立が急務である。

過年度のグラウンドアンカーに関する試験施工結果から、断熱による凍上対策が効果的と考えられた。令和2年度は、地中温度を把握し、断熱対策の規模を設定する手法として2次元FEM熱伝導解析に着目し、原位置地中温度の再現を試みた。併せて、切土のり面の凍上を防止する断熱材厚さに関する試算を行った。

キーワード：凍上、凍結融解、熱伝導解析、試験施工

1. はじめに

北海道のような寒冷地における切土のり面は、冬期間の凍上現象やその後の融解、春先の融雪水の影響を受けて崩壊する事例が多々確認される¹⁾。写真-1.1は凍上により損傷したグラウンドアンカー頭部の様子である。凍上により隆起した切土のり面が受圧構造物を押し上げ、引張材が塑性域まで変状した結果である。また写真-1.2は、冬期間の凍上により生じた切土のり面表層の緩み域が融解後に崩壊した事例である。

そこで、切土のり面について、凍上に起因する損傷のメカニズムを把握し、凍上対策技術を検討することを目的として、これまで北海道各地において施工したグラウンドアンカー工や地山補強土工について測定した荷重および変位をとりまとめた。また、寒地土木研究所が所有する苫小牧施工試験フィールドにおいて実物大の試験施工を行い、冬期に作用する荷重を計測し、グラウンドアンカー工等の自由長、定着荷重、受圧面積といった諸元が凍上（力）に及ぼす影響を調査するとともに、覆土や植生マット等による断熱効果について検証を行った。

その他、のり面の小段排水溝の凍上対策として、地山、気象などを同じ条件で、凍上に追従可能な柔軟な材料を用いた排水溝や排水溝を凍結・凍上の発生が少ない位置に設置する施工方法などとともに排水溝に



写真-1.1 グラウンドアンカー頭部の変状事例



写真-1.2 凍上に起因する切土のり面崩壊

土圧を作用させて凍上による持ち上がりを防ぐ方法を

加えて、実物大の試験施工を行った。

令和2年度は、寒冷地における切土のり面の耐久性向上に資するべく、解析による断熱対策に関する検討を行った。具体的には、苫小牧施工試験フィールドにおいて、断熱材の有無による地中温度の差異を計測し、それらの結果を基に2次元FEM熱伝導解析による再現解析を実施した。併せて、凍上対策に必要となる断熱材の厚さ（性能）についてパラメトリックスタディを行ったので報告する。

2. これまでの研究成果

2. 1 平成28年度

寒冷地の道路や切土のり面の小段に施工されるU型排水溝が、寒冷地特有の問題である凍上現象や凍結融解現象により損傷し、排水機能が低下していることが北海道内各地から報告されている。排水機能が低下したU型排水溝を補修するために「立体網状スパイラル構造排水材を用いた排水溝」を試験施工し凍結深さや排水溝の変位を計測した。また、切土のり面の安定化を図る目的で「断熱材を併用した特殊ふとんかご」を施工し、各種計測調査を行った。

その結果、次のことが明らかになった。

① 立体網状スパイラル構造排水溝

立体網状スパイラル構造排水溝は軽量かつ柔軟性があるため、U型排水溝と比較して変位は大きかった。また、1シーズンの短期間ではあるが各排水溝とも雨水挿接続部および排水溝継目箇所の損傷はなかった。なお、立体網状スパイラル構造排水溝は軽量のため人力による運搬・設置が可能で施工性に優れていることも確認出来た。

② 断熱材を併用した特殊ふとんかご

特殊ふとんかごに断熱材を施工して熱の流れを制御することにより、切土のり面の凍結を抑え凍上を抑制する効果が期待できることが明らかとなった。また、景観や環境面に配慮して地山や特殊ふとんかご上面に施工した張芝についても凍結を抑制する効果が期待できると考えられる。なお、張芝の場合は芝の育成の程度も影響することが考えられる。さらに、現地では積雪が確認されていることから、積雪による断熱効果も十分考えられる。

2. 2 平成29年度

平成28年度に行ったU型排水工の損傷補修対策としての立体網状スパイラル構造排水溝および切土のり面の安定化を図る目的で試験施工した断熱材を併用し

た特殊ふとんかごについて継続調査を行った。さらに、北海道のような積雪寒冷地において、グラウンドアンカー工や地山補強土工が凍土により損傷し、機能が低下することが問題視されており、維持管理上の課題となっていることから、苫小牧施工試験フィールドにおいて新たに長さの短い模擬地山補強土工を試験施工し、作用する荷重、変位、凍結深さなどを調査した。

その結果、次のことが明らかになった。

① 立体網状スパイラル構造排水溝

立体網状スパイラル構造排水溝の変位は、施工2年目においても1年目と同様に、U型排水溝と比較して大きかったが、融雪期にかけて当初の状態に戻る傾向を確認した。

② 断熱材を併用した特殊ふとんかご

断熱材による熱の流れを制御することにより、切土のり面の凍結を抑え凍上を抑制する効果が持続していることを確認した。また、特殊ふとんかごの損傷や変形、アンカーピンの抜け出し、小段排水溝のズレや傾きについても確認されず、健全な切土のり面の状態を維持している。引き続き計測および現地調査を行い、凍上対策としての有効性について検証を進める。

③ 模擬地山補強土工

アンカー頭部の固定方法および受圧板の形状を見直した地山補強土工では、受圧板の形状によりアンカーが受ける荷重が異なること、さらに受圧板が損傷することを確認した。

2. 3 平成30年度

凍害メカニズムを踏まえた対策工を検討するためには、苫小牧施工試験フィールドにおいて実物大グラウンドアンカーおよび地山補強土工を試験施工し、荷重および変位を測定しとりまとめた。

その結果、次のことが明らかになった。

- 地盤の凍土によりグラウンドアンカーおよび地山補強土に凍土力が作用し、グラウンドアンカーにおいては許容荷重に迫る凍土力が作用した。

- グラウンドアンカーについては、自由長を長くする、定着荷重を小さくする、受圧板面積を小さくすることで凍土力を抑制することができた。

- 地山補強土については、受圧板面積を小さくすることで凍土力を抑制することができた。

2. 4 令和元年度

苫小牧施工試験フィールドにおいて、実物大グラウンドアンカーおよび小段排水溝の凍土に関する試験施工を行った。グラウンドアンカーについては、断熱に

着目し、一般的な鋼製受圧板に覆土や植生、ゴムマットを施した（およびそれらを組み合わせた）ケース、受圧板素材が強化プラスチック発泡体（FFU）のケースなどでその効果を検証した。小段排水溝については、通常の設置位置を山側にシフトしたケースや、排水溝の素材をフレキシブルな素材（アスファルトシートやジオシンセティックス）にしたケースなどでその効果を検証した。主な結果は以下の通りである。

① グラウンドアンカー

- 一般的な鋼製受圧板と比べ FFU 受圧板は断熱性に優れ、調査期間においては凍結深が 0 であった。
- 覆土と植生を組み合わせたケースは FFU 受圧板に次いで断熱効果が高い。
- 凍結深の大小と凍上力の大小には相関が見られ、断熱対策は凍上力を抑制できる効果的な手法の一つであることが示された。

② 小段排水溝

- 山側シフト排水溝は凍結深さが小さく、他の排水溝の半分程度であった。
- As シート排水溝、ジオシンセティックス排水溝は凍上による変状に追従可能で、排水機能を保持できる可能性がある。

以上が過年度に実施した内容となる。次節以降に令和 2 年度に凍上対策検討のために実施した原位置地中温度計測とその再現を可能とする熱伝導解析手法について記す。

3. 二次元 FEM 热伝導解析のための現地計測

3. 1 概要

寒冷地において、冬期および春期の地中温度がどのような分布を呈しているか把握するために、寒地土木研究所が有する苫小牧施工試験フィールドにおいて、地中温度計測を行った。計測に際しては、断熱対策の有無やその効果の範囲も把握するために、ここではゴムマット（厚さ 2cm）を敷設したケースの計測も行っている。得られた計測結果は、2 次元 FEM 热伝導解析の基礎データとする目的もある。

3. 2 地盤条件

ここでは、地中温度計測を行った苫小牧施工試験フィールドの地盤条件を記す。

当該地盤は凍上に関する試験フィールドとして造成されたもので、表-3.1 に示す強い凍上性が認められる火山灰質粘性土（凍上速度 $U_h=0.78\text{mm/h}$ ）で表層 90cm が置換されている。造成時の締固め度は

表-3.1 原位置凍上性材料の基本特性

地盤材料の工学的分類		SFG
自然含水比 w_n (%)		48.7
締固め特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.125
	最適含水比 w_{opt} (%)	42.9
凍上性	凍上速度 U_h (mm/h) (締固め度 $D_c=94.6\%$)	0.78
	コーン指数 a_u (kN/m ²) (締固め度 $D_c=96.9\%$)	667
トラフィカビリティ		

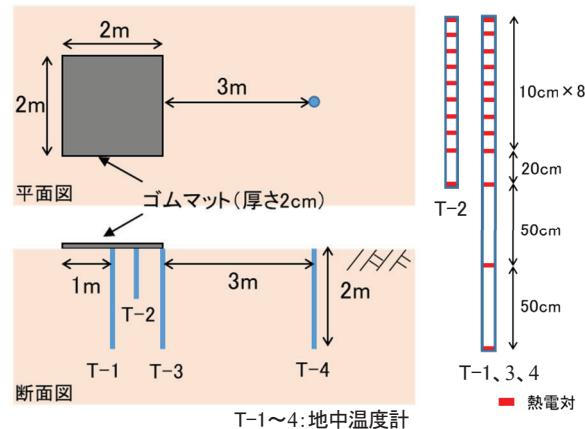


図-3.1 計測概略図

99.8%で、コーン指数は 667kN/m² であった。なお 90cm 以深は、石炭灰、軽石混じり火山灰、泥炭・腐植混じり土、火山灰と比較的軟らかい土質が続き、12m 以深は比較的硬い土質となっている。

なお後述する熱伝導解析においては、深度 5m までをモデル化しているが、そこでは簡略化のため、全て置換した火山灰質粘性土として扱っている。

3. 3 計測条件

当該地盤に断熱材として厚さ 2cm の黒色のゴムマットを敷設した 2m×2m のエリア（以降、対策エリアと称する）と、無対策の素地部のエリアを設け、それらの地中温度を計測した（図-3.1）。

対策エリアにおいては、その中央とそこから 50cm と 1m（対策エリアの縁）の位置に地中温度計（T-1、T-2、T-3）を設置し、素地部においては対策エリアの縁から 3m の距離に地中温度計（T-4）を設置した。地中温度計 T-1、T-3、T-4 は深度 2m とし、地中温度計測深さは地表面から 0cm、10cm、20cm、30cm、40cm、50cm、60cm、70cm、80cm、100cm、150cm、200cm の位置で、地中温度計 T-2 は深度 1m とし、地中温度計測深さは地表面から 0cm、10cm、20cm、30cm、40cm、50cm、60cm、70cm、80cm、100cm である。

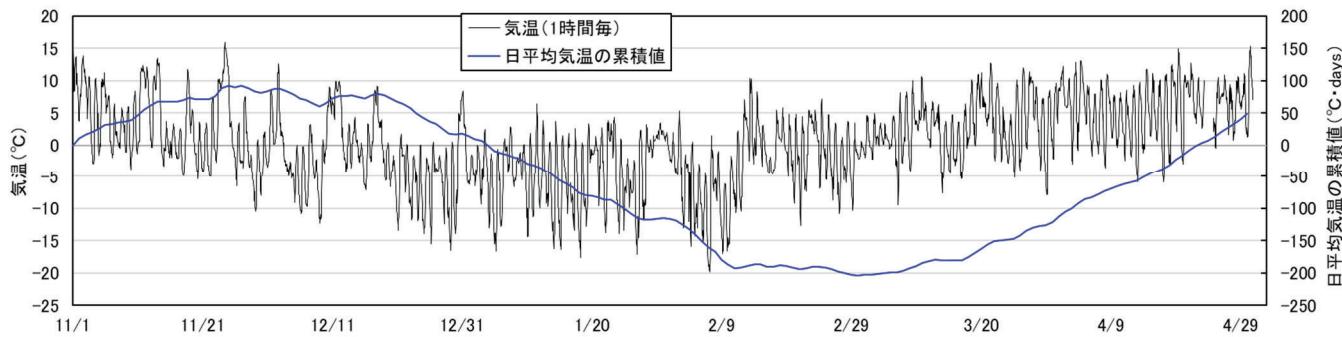


図-3.2 原位置の気温と日平均気温の累積値

その他、地表面の輻射熱（放射熱）の影響を知るために、素地部において地表面+10cmの位置の温度を計測している。なお計測は熱電対により、1時間毎にロガーに自動記録されるものである。

これらの中、メチレンブルー凍結深度計をT-1、T-4付近に設置し、データの補完を行っている。

3.4 原位置気象条件

一時間毎の気温と日平均気温および積算寒度を図-3.2に示す。11/1から12/24のデータは直近の道路テレメータデータを使用し、それ以外は原位置で計測した気温データである。原位置の気温は、高さ約1.5mの位置で百葉箱内に格納した熱電対で計測している。

図中には本期間における日平均気温の累積値の最大値と最小値およびその日付を記している。これらより本期間における凍結指数は $297^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ 程度となる。苫小牧市の10年確率凍結指数は $370^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ 、20年確率凍結指数は $410^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ 程度である²⁾ことから、本期間の気温は比較的高めであったといえる。

なお、温度計測しているエリア（図-3.1参照）は適宜除雪を行い、積雪深は常時10cm以下の状態を維持している。

3.5 計測結果

3.5.1 外気温と地表面温度

一般に凍上が問題となる場合、その対策範囲として凍結深を算出することが基本となる。凍結深の算出に当たっては地盤の種々の熱定数が必要となるが、実用上よく用いられる凍結深推定式の修正Berggren式³⁾では凍結指数が重要なパラメータの一つである。

凍結指数は測定された外気温から得られるが、実用上は、近傍のAMeDAS等の観測データが利用されることが多い。これら観測データは気象庁の基準類に準拠し所定の高さの気温を測定したものである。しかし、地中温度を問題とする場合、所定の高さの外気温ではなく、地表面の温度を把握することが素直であると思

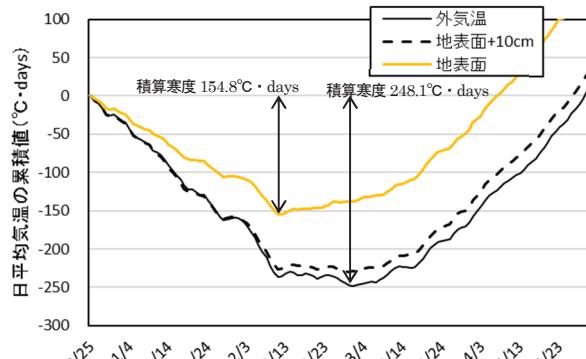


図-3.3 計測位置の違いが累積温度に及ぼす影響

われる。

図-3.3は原位置において熱電対で計測した素地部地表面、素地部地表面+10cmと外気温の日平均気温の累積値（積算寒度）である。外気温は高さ約1.5mの位置で百葉箱内に格納した熱電対で計測し、それ以外は曝露した熱電対で計測している。ここでは熱電対により計測を開始した12/25を基準（ $0^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ ）とし、図中には外気温と地表面温度の積算寒度の最大値を記している。この図より、外気温と地表面+10cmは近い温度状態であるが、地表面温度はそれより高く、その程度は積算寒度で3~4割ほど低くなっている。このことは、地表面は輻射熱（放射熱）の影響で外気温より高いこと、またその影響は地表面+10cmでほぼなくなることを示している。

一般的な外気温（観測データ）は地表面温度より低いことから、外気温から得た凍結指数により算出する凍結深は、過大に見積もっている可能性を示唆している。今後、合理的な凍上対策に資するべく検討を継続する。

3.5.2 地中温度計測結果

計測を開始した12/25と凍結が最も深く入った2/7の地中温度コンターを図-3.4に示す。等温線は、深さ方向に計測された温度を基に、温度勾配から算出して

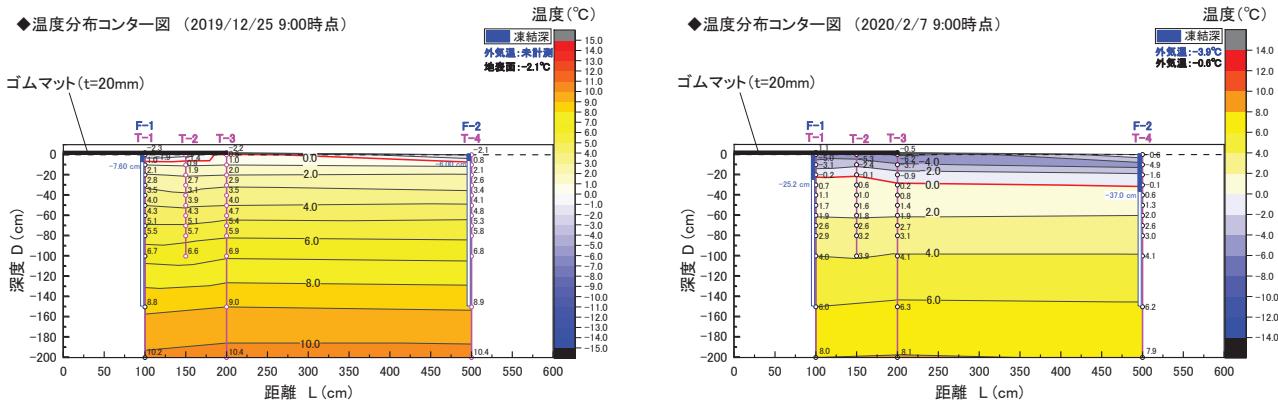


図-3.4 地中温度センター図（左：12/25、右：2/7）

表-4.1 热伝導解析に用いた各材料の热物性值等

		湿潤密度, ρ_t (g/cm ³)	含水比, w (%)	乾燥密度, ρ_d (g/cm ³)	热伝導率, λ (J/sec·m·°C) (W/m·K)	冻结潜熱, L (J/m ³)	体積熱容量, C (J/m ³ ·K)	体積含水率, w_v (%)
地盤材料 (火山灰質粘土)	未凍土	1.601	42.5	1.124	0.420	1.60E+08	2.798E+06	47.7
	凍土	—	—	—	0.600		1.799E+06	—
ゴムマット	—	—	—	—	0.270	0.00	2.460E+06	—
	特殊布団箆中詰め材 (粗粒材)	未凍土	2.100	5.000	2.000		2.272	3.35E+07
断熱材(XPS)	未凍土	—	—	—	—	1.992	1.842E+06	10
	凍土	—	—	—	—	—	1.633E+06	—
断熱材(XPS)		—	—	—	—	0.034	0.00	4.520E+04

いる。図にはメチレンブルー凍結深度計 (F-1、F-2)による計測結果を併記している。

計測期間において素地部で最大 37cm 程度の凍結が確認された。対策エリア中央においては 25cm 程度であったことから、厚さ 2cm のゴムマットで凍結深を 3 ~ 4 割程度低減できることになる。しかし、対策エリアの縁（中央から 1m 離れた T-3 の位置）では対策効果がみられず、冷気が回り込む結果が確認された。断熱により凍上対策を行う際に、その範囲の設定には留意が必要である。

4. 热伝導解析による原位置地中温度の再現

4. 1 解析条件

原位置地中温度の再現を目的に、2 次元 FEM 热伝導解析 (TEMP/W) を実施した。解析に使用した各材料の热物性値を表-4.1 に示す。ここでは、後述する断熱材を内包した特殊布団箆の热伝導解析に使用する中詰め材と発泡スチロール製断熱材 (XPS) の热物性値も併記している。

表中において実測値は斜体で記している。その他の値は次のように算出するか、一般値^{例えば2)}を用いている。

凍結潜熱 $L^4)$

$$L \doteq 3.35w \cdot \rho_d \quad (1)$$

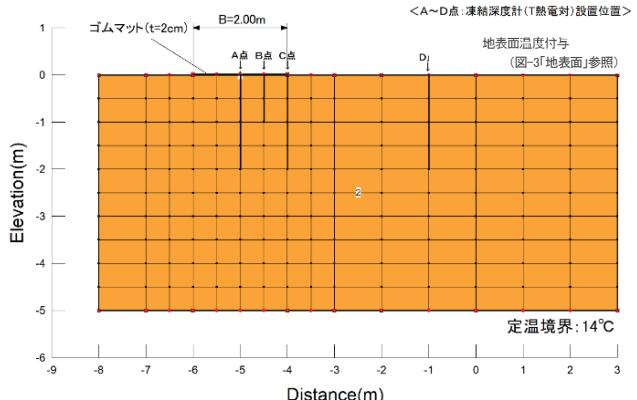


図-4.1 解析断面モデル

体積熱容量 $C^5)$

$$\text{未凍土 } C_u = \rho_d(0.17 + 1.0w/100) \times 4.186 \times 10^6 \quad (2)$$

$$\text{凍土 } C_f = \rho_d(0.17 + 0.5w/100) \times 4.186 \times 10^6 \quad (3)$$

体積含水率 w_v

$$w_v = \rho_d \cdot w \quad (4)$$

断面モデルを図-4.1 に示す。解析にあたっては、地盤内温度の初期状態を設定する必要がある。ここでは文献 3)を参考に、地表面温度を 5°C、深度 5m を 14°C、また実測結果から深度 2m を 10°C の条件で定常解析を行い、初期の地盤の温度状態を定めた。その後、境界条件として地表面に図-3.3 の「地表面」に相当する温度を付与している。

4. 2 解析結果

対策エリア（ゴムマット）中央と素地部（図-4.1 の A 点と D 点）の計測結果と解析結果を図-4.2 に示す。凍結深度は 0°C 位置とし、またメチレンブルー凍結深度計の結果も併記している。

これらの図より、素地部、対策エリアともに、本解析手法により概ね良い再現ができている。しかし、一時的に温度が上昇したタイミング（図-3.2、3.3 参照（日付では 1/31 前後））の凍結指数 100°C · days 付近では実測値と解析値で乖離がみられる。解析では付与する温度は計測データをフィッティングしたものであるため、熱電対で計測した実測値ほど敏感に反応しないものと考えられる。また、両図を比較すると、傾向としては対策エリアの方が解析値より実測値の凍結深度が浅いようである。これは使用したゴムマットが黒色であるために生じた結果で、解析では加味できない日射による熱吸収の影響と推測される。

その他、メチレンブルー凍結深度計と熱電対では凍結指数 100°C · days での結果に差異が確認される。メチレンブルー凍結深度計では、一時的な温度変化や急速な融解といった温度変化に追従できないようである。

5. 热伝導解析の温度付与手法一般化の検討

先述の通り、当該地点の地中温度を再現する上で、本解析手法の妥当性が示された。ここでは、より一般化した温度境界条件による再現を試みる。

凍上対策に際して凍結深度を予測する場合を考えると、気象を予測するより、過去の気象データを利用する方が簡便と思われる。当該地近傍の道路テレメータで入手できた過去 12 年分の気温データから、凍結期間における日平均気温の累積値の最急勾配を算出し平均したところ -5°C であった。図-5.1 にその算出手法を例示する。ここでは最急勾配は -4.9°C となる。

地表面の温度境界を -5°C、地中（深度 5m）の温度境界を +14°C とし⁶⁾、先述の 4. と同様の解析を行い、図-4.2 と同じ関係で整理を行った結果を図-5.2 に示す。ここでは凍結指数 1200°C · daysまでの結果を記している（凍結指数 1200°C · days は、解析上地表面に先述の -5°C を 240 日間与えることと同じである）。

図より、凍結指数 150°C · days までに着目すると、若干解析値が実測値より凍結深が大きめに出ており、その傾向は対策エリアにおいて顕著である。理由としては、道路テレメータによる気温を基に設定した地表

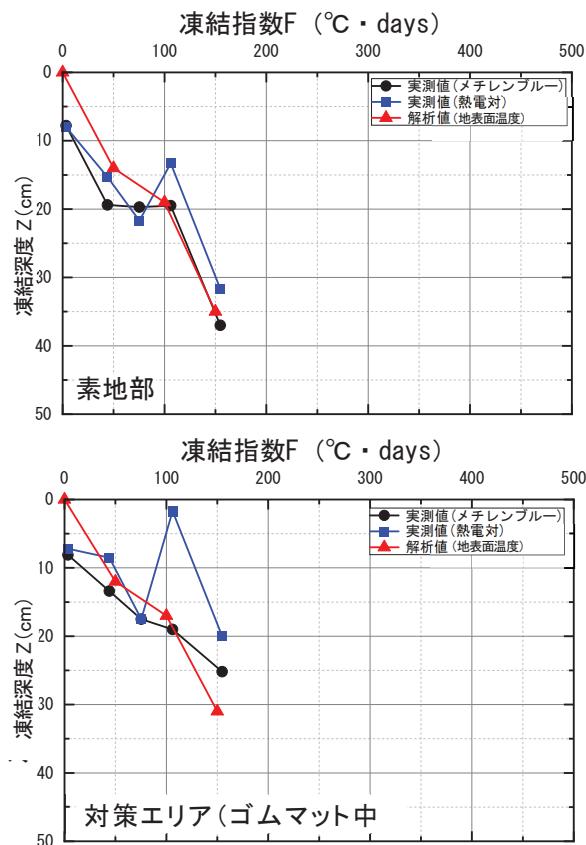


図-4.2 凍結深の解析値と実測値比較（再現解析）

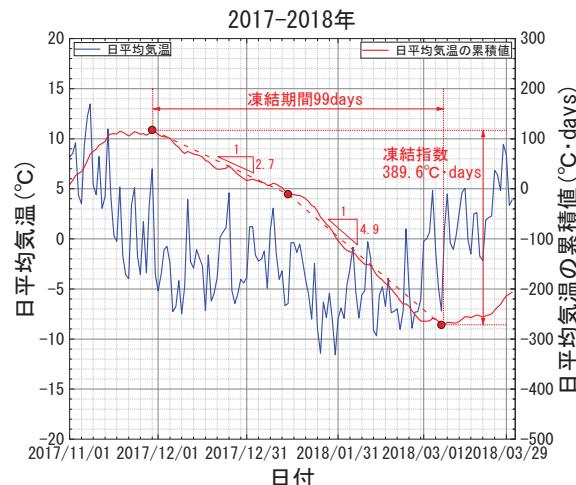


図-5.1 日平均気温の累積値の最急勾配の算出

面温度 (-5°C) を付与しているため、先述した輻射熱（放射熱）の影響が加味されていないことに加え、黒色ゴムマットの熱吸収の影響が考えられる。しかし結果としては、凍結深を若干大きめに算出しているため、凍上対策としては本解析手法により安全側に地中温度を再現できたともいえる。その他、本解析において、凍結指数が大きいほどゴムマット 2cm の断熱効果は消失する傾向にある。

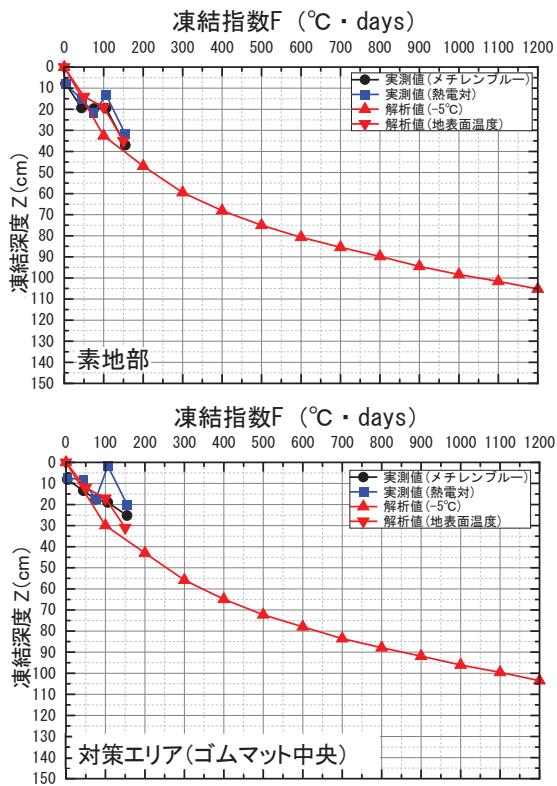


図-5.2 凍結深の解析値と実測値
(図-4.2 に異なる温度条件（地表面に-5°C付与）の結果を追記)

次いで、本解析手法により、凍結指数に応じた断熱対策の規模と範囲について試算を行った結果を記す。

6. 凍結指数に応じた断熱対策規模の検討

図-6.1は、一般的⁷⁾に凍上対策として選択される断熱材を含まない特殊布団籠工（鉄線で直方体上に形状がほぼ固定されたものに碎石が詰められ、のり面を被覆する形で使用される）を想定したモデル（図-6.1(a)）と、より高い対策効果を期待した発泡スチロール製断熱材（厚さ $t=10\text{cm}$ ）を内包した特殊布団籠工を想定したモデル（図-6.1(b)）である。図示はしないが、断熱材厚のみを変えた（ $t=5\text{cm}$ ）解析も行っている。また、断熱材を回り込み侵入する冷気の影響を明確化するため、(b)では無対策範囲を片側（図-6.1(b)においてc点より右側）のみとした。

初期の地盤の温度状態を定めた後（定常解析時の付与温度は図-6.1中に記載）、5. と同様、非定常条件で地表面に-5°C、深度 5m を 14°Cで付与した（熱物性値等は表-4.1 参照）。

図-6.2(a)、(b)に凍結指数 400°C · days の場合の解析結果（温度分布コンター図）を示す。なお、ここの

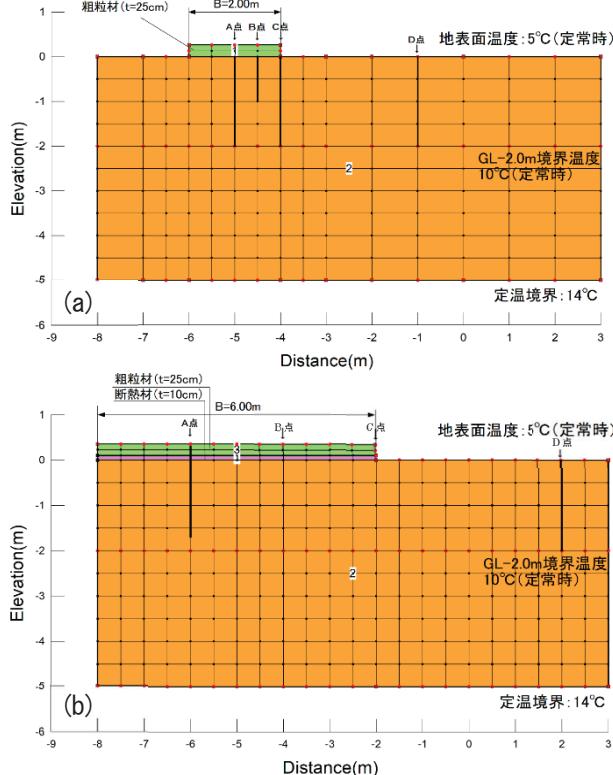


図-6.1 特殊布団籠を想定した解析断面モデル
(a) 断熱材なし、(b) 断熱材あり

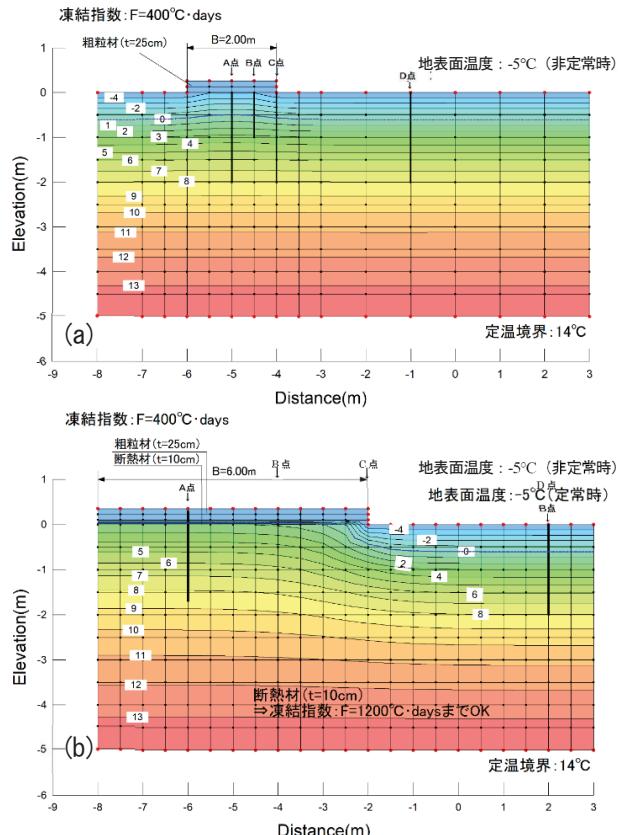


図-6.2 凍結指数 400°C · days の解析結果
(a) 断熱材なし、(b) 断熱材あり

(a)、(b)は図-6.1の(a)、(b)に対応している。凍結指数 $400^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ は、解析上地表面に先述の -5°C を 80 日間与えることになる。札幌市の 10 年確率凍結指数が $440^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ ²⁾ であることから、特別寒冷な条件設定ではない。また、図中の四角白抜きに記載された数字は各等温線の温度を示している。

図-6.2(a)より、断熱材のない一般的な特殊布団籠では 0°C 線が特殊布団籠を通過し、特殊布団籠中央付近で深さ方向に 50cm 程 0°C 線が侵入する結果となつた。また等温線をみると特殊布団籠の周囲からも冷気が入り込み、特に浅い位置でその影響が顕著である。一方で、断熱材 ($t=10\text{cm}$) を併用した特殊布団籠ではなく、特殊布団籠の端部において、周囲からの冷気により水平方向に 50cm 程凍結を許す結果となつた。

元来、特殊布団籠は凍結深度を浅くする効果を期待するものではなく、凍土による切土のり面の上下の動きに追随可能で、侵食を防止し、湧水の処理機能等が損なわれないことが利点である。そのため、本結果が特殊布団籠の凍土対策としての効果を否定するものではない。しかし、時間が経過した特殊布団籠が凍土により変状する事例も見られ⁸⁾、恒久対策として新たな手法が求められているところである。

次いで図-6.3は、横軸に凍結指数、縦軸に図-6.2(b)の A 点 (断熱材端部から 4m)、B 点 (断熱材端部から 2m)、C 点 (断熱材端部) 位置における 0°C 線の侵入深度とし、解析結果を整理したものである。断熱材厚 5cm の解析結果も併記している。図より、断熱材厚 5cm では凍結指数 $300^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ まで A 点および B 点位置において 0°C 線の侵入を防いでおり、断熱材厚 10cm では凍結指数 $1200^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ でもおよそ B 点位置において 0°C 線の侵入を防いでいる。今回の地盤および解析条件下での議論だが、国内の 20 年確率凍結指数の最大が $1330^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ (北海道糠平²⁾) であることを考えると、もし凍土による切土のり面の変状等影響を完全に回避するためには、最大でも断熱材厚を 10cm 程度とし、対策範囲は凍土発生範囲から 2m 程広げた範囲、ということになる。

7. まとめ

切土のり面の凍土対策構築を目指し実施した、一連の調査および熱伝導解析から得られた主たる結論は以下の通りである。

- 地表面温度は輻射熱（放射熱）の影響により通常

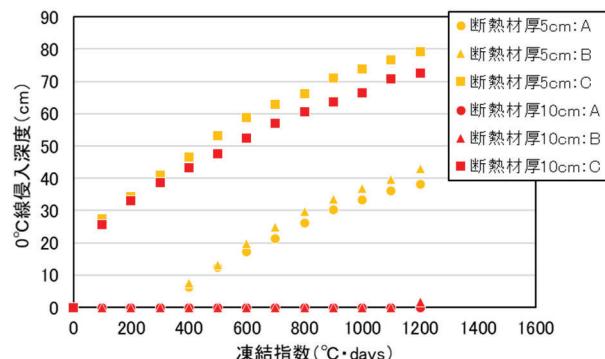


図-6.3 凍結指数と凍結深度の関係

測定される気温より高く、本調査においては、積算寒度で 3~4 割程異なった。

- 熱伝導解析の一般化を試み、付与温度に関しては、地中深さ 5m の定温境界を 14°C で固定し、地表面温度は過去の既存気温データから算出した温度（当該現場においては -5°C ）を使用することで、若干安全側（凍結深度が実際より若干過大）に地中温度の再現ができた。
- 一般的な特殊布団籠では断熱効果は期待できず、地中の凍結深低減に関しては極めて限定的である。
- 凍土対策として地中の凍結を防止するには断熱材の効果は高く、本解析上、北海道の気象条件下では厚さ 10cm 程度の断熱材で地中の凍結を防止可能であった。
- しかし、断熱材の端部から冷気が回り込み凍結が侵入することから、対策を確実なものとするためには凍土発生範囲以上の断熱対策が必要となる。

今後は、本解析手法の適用性を検証するとともに、断熱による凍土対策を行うにあたっての設計法を構築する予定である。

参考文献

- 社団法人地盤工学会北海道支部凍土対策工の調査・設計法に関する研究委員会：斜面の凍土対策の調査・設計マニュアル（案），2016.
- 日本道路協会：道路土工要綱，pp.377-389，2009.
- 久保宏：道路舗装の凍土とその対策，土と基礎，Vol.29, No.2, pp.9-14, 1981.
- 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学，p.33, 2009.
- 伊福部宗夫：北海道における道路の凍土・凍結深さおよび置換率に関する研究，土木試験所報告，第 26 号，p.19, 1962.
- 林啓二，鈴木輝之，豊田邦男，萬隆：二次元 FEM 热伝導

- 解析の道路構造物への適用, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 48 号, pp.277-282, 2008.
- 7) 日本道路協会:道路土工 切土工・斜面安定工指針, p.186, 2009.
- 8) 島崎将司, 松田圭太, 林啓二, 山木正彦, 中村大: のり面凍上対策のためのワンパック断熱トン築の試験施工, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 61 号, pp.27-32, 2021.

8.4 凍害・複合劣化等を受けるインフラに関する点検・診断・評価、補修補強、更新・新設の体系化

8.4.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（体系化）

凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（体系化）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料、寒地道路保全）

寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）

研究担当者：島多昭典、丸山記美雄、畠山乃

【要旨】

積雪寒冷環境下におけるインフラの健全性の著しい低下要因である低温、積雪、結氷、凍上、凍結融解、融雪水、塩分などによる凍害・複合劣化等への対策は喫緊の課題である。本研究プログラムでは、凍害・複合劣化を対象に、これまでに①効率的点検・診断・評価手法の構築、②信頼性の高い補修補強技術の確立、③耐久性の高い更新・新設技術の確立、を目標に個別の研究を進めてきているが、既往研究も含め、これらの研究成果は、直接の対象となった構造物や事象だけではなく、広く積雪寒冷地のインフラに適用可能である。本研究では、これまでの研究成果を基に、「凍害との複合劣化対策マニュアル（案）」策定による体系化を目指している。

令和2年度は、体系化の目的明確化と必要な情報の抽出・整理を行った。マニュアル策定は、道路・河川・港湾等の施設の主に維持管理に携わる技術者（実務者）を対象とし、凍害・複合劣化に関する知見や具体的技術について、簡易に総覧可能とすることで事業の効率化に貢献することを目的として確認した。共通編、コンクリート構造物編、舗装編、切土のり面編の4編から構成することによって、共通編で関連環境下での凍害・複合劣化の全体像を総括的に把握し、対象構造物毎に損傷形態や必要となる技術が異なることから、コンクリート構造物編、舗装編、切土のり面編において技術の各論について把握できるようにした。また、各編に必要な執筆項目を抽出・整理して目次を決定し、内容となるこれまでの研究成果資料を整理した。

キーワード：コンクリート構造物、舗装、切土のり面、凍害、複合劣化

1. はじめに

積雪寒冷環境下におけるインフラの健全性の著しい低下要因である低温、積雪、結氷、凍上、凍結融解、融雪水、塩分などによる凍害・複合劣化等への対策は喫緊の課題である。本研究プログラムでは、これまでに、凍害・複合劣化を対象として①効率的点検・診断・評価手法の構築、②信頼性の高い補修補強技術の確立、③耐久性の高い更新・新設技術の確立、を目標に個別の研究を進めてきているが、既往研究も含め、これらの研究成果は、直接の対象となった構造物や事象だけではなく、広く積雪寒冷地のインフラにも適用可能である。令和2年度は、これまでの研究成果を基に、「凍害との複合劣化対策マニュアル（案）」（仮称）策定による体系化の目的を明確化し、必要な情報の抽出と整理を行った。

2. 体系化の目的明確化

検討の結果、マニュアル（案）の利用者を、道路・河川・港湾等の施設の主に維持管理に携わる技術者（実務者）とし、寒冷環境下における凍害・複合劣化に関する知見や、点検・診断・評価、補修補強、更新・新設を実施する際の具体的技術について、簡易に総覧可能とすることで事業の効率化に貢献することを目的として体系化資料を作成することとした。

また、体系化する資料の名称は「凍害との複合劣化対策マニュアル（案）」（仮称）とし、共通編、コンクリート構造物編、舗装編、切土のり面編の4編から構成することとした。共通編で寒冷環境下での凍害・複合劣化の全体像を総括的に把握するとともに、対象構造物毎に損傷形態や必要となる技術が異なることから、コンクリート構造物編、舗装編、切土のり面編において技術の各論について把握できるようにした。全体構成を図-2.1に示す。

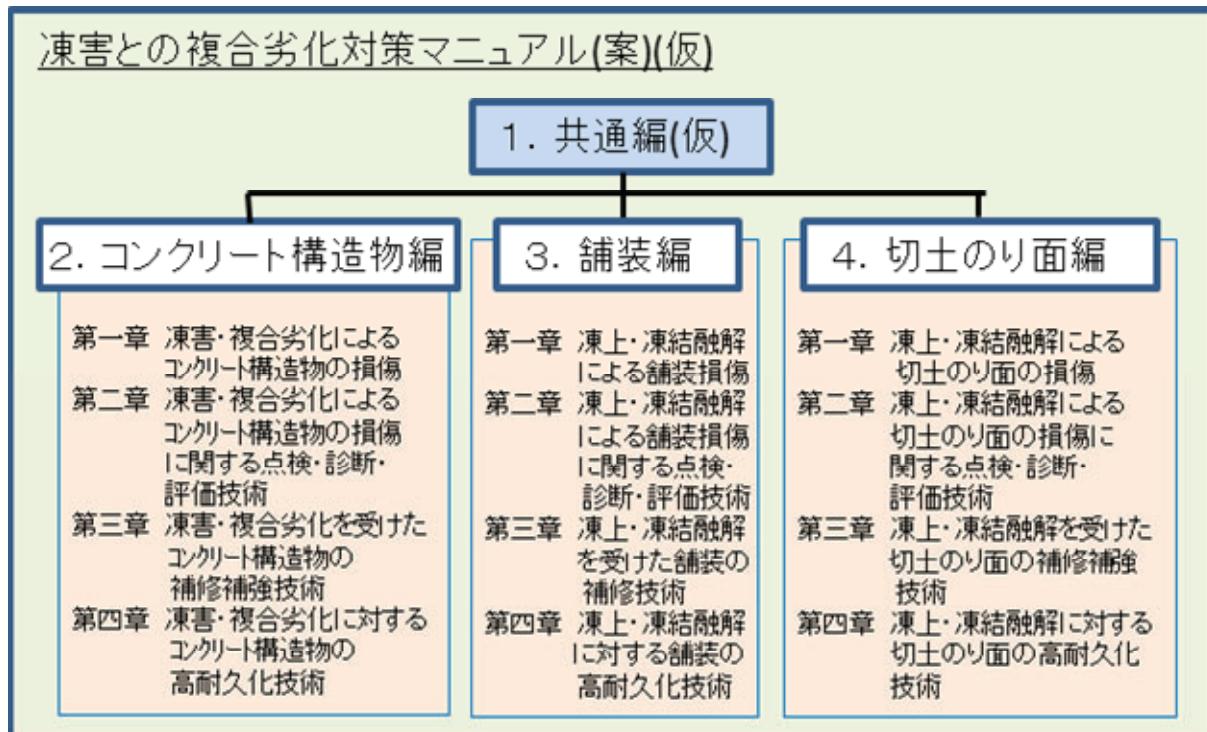


図-2.1 凍害との複合劣化マニュアル(案)の構成案

3. 各編に位置付ける研究成果の整理

コンクリート構造物、舗装、切土のり面のそれについて、各章に対して今回の研究プログラムの各個別課題において見込まれる研究成果がどのように位置付けできるのか検討した。

3. 1 コンクリート構造物編

コンクリート構造物の凍害・複合劣化については、構造物の種類や施工環境・設置環境によって損傷劣化の種類や形態が異なる。以下では、損傷劣化の種類について整理した後、点検・診断・評価技術、補修補強技術、更新・新設技術についてそれぞれ整理・体系化を試みている。

3.1.1 凍害・複合劣化によるコンクリート構造物の損傷

コンクリート構造物の凍害劣化については、主に第Ⅱ期研究開発中期計画(平成13~17年度)の研究成果を基に「凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書(案)」¹⁾にとりまとめている。

今回、策定する「凍害との複合劣化マニュアル(案)」は、凍害と塩害、ASR、交通による繰返し荷重、河水・海氷による摩耗との組合せによる複合劣化を主な対象としている。

北海道開発局が実施している直轄工事において対象とするコンクリート構造物としては、橋梁、トン

ネル等の道路構造物、ダムや樋門、護岸などの河川構造物、防波堤や護岸等の沿岸構造物、農業用水路や頭首工等の農業水利基盤施設等が挙げられる。

道路構造物については、平成3年にスパイクタイヤの使用が禁止されて以降、塩化物系凍結防止剤の使用が増加し、海岸から離れていても塩害との複合劣化を受けるようになっている。橋梁の桁や橋台、橋脚については、路面排水が掛からないよう留意した設計が標準的になっているが、上部工の壁高欄や地覆、ボックスカルバート等は水掛けられないので箇所がある。また、橋梁床版については、鉄筋コンクリートの上面にアスファルト舗装が舗設されて鉄筋コンクリート部の劣化進行が把握できず、中には急に損傷が進行して鉄筋を残してコンクリートおよび舗装部分が抜け落ちてしまう事例もある。

河川構造物のうち、コンクリートが使われるダムや樋門、護岸は、凍害単独の影響を強く受けることから、「凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書(案)」¹⁾においても既往研究を基に参考資料として劣化事例をまとめている。ただし、河口に近い区間では、海の干満の影響を受ける水位変動に伴い、塩水を含む河水による凍結融解を繰り返し受ける部位が生じるうえ、河水によっては河水による摩耗も受けることがあり、損傷の激しい構造物もあることから、凍害・塩害・摩耗の複合劣化を今回の研究の

主な対象としてきた。

沿岸構造物のうちコンクリートが使われる護岸や防波堤は海水の影響を常に受けしており、さらに冬期に干満に伴う凍結融解や波浪に伴う繰り返し荷重を受けるが、オホーツク海側の港では、さらに海水による摩耗を考慮する必要がある。対策のひとつとして経済的に鋼板による被覆が行われているが、その合理的な設計法は確立されていない。

農業水利施設は冬期間は使用しないため、この期間の流水、河水の影響は受けないが、背面の切土または盛土から水の供給がある場合が多く、部材厚が比較的薄いために凍結融解の影響を受け易い点が課題となっている。また、農業水利施設ではカルシウムの溶脱を伴う摩耗が問題視されている。カルシウムイオンの移動による凍結融解への影響^{2),3)} や、凍害と摩耗が複合的に発生する可能性があることが明らかになりつつある⁴⁾。

以下の各項では、体系化にあたり、メンテナンスサイクルの各段階における個別研究の状況と最終成果を抽出・整理した。なお、農業水利施設については、本研究プログラムとは別の食料生産に関するプログラムの中で、メンテナンスサイクル確立に向けた研究を進めている。

3.1.2 凍害・複合劣化によるコンクリート構造物の損傷に関する点検・診断・評価技術

道路構造物のうち橋梁床版については、超音波法を用いた床版内部の層状ひび割れの把握方法や舗装内部への水分侵入状況に関する調査技術を開発しているほか、劣化をモデル化したFEMを活用した構造解析による健全性の判断、必要な補強量の算出手法を提案する。また、塩害・ASRとの複合劣化を受けるコンクリート部材に対し、スケーリング進行予測式を提案する。

河川構造物については、画像解析等による結氷期の流下河氷の挙動の把握をもとに、凍害と河氷衝突による複合劣化を受ける河川コンクリート構造物の点検の留意点を整理する。

沿岸構造物については、凍害と海水摩耗の複合劣化試験法を開発して体系的なデータを蓄積するとともに、損耗量予測式に基づく予防保全型維持管理のための評価手法を整理する。

また、凍害および複合劣化によるスケーリング量の増加をノギスではなく、画像から3Dデータに変換して読み取ることで効率化を図る手法について提案する。

3.1.3 凍害・複合劣化を受けたコンクリート構造物の補修補強技術

橋梁床版については、剛性が低下したRC床版の補修技術として低弾性係数の修復材を用いるほか、土砂化が急速に進行した場合の応急対策として、はつり後に接着剤と超速硬性コンクリートで断面修復する等、有効性を確認した技術による長寿命化を提案する。

河川構造物については、凍害と河氷衝突による複合劣化に対し、凍害による劣化を抑制することが有効であることから、水や塩化物を遮蔽する補修技術の有効性を提案する。

沿岸構造物については、凍害と海水摩耗の複合劣化に対して経験的に用いられている鋼板被覆工法について、海水衝突時の緩衝効果が期待される間隙材を含めた合理的な設計法を提案する。

また、各種コンクリート構造物に共通する技術として、耐寒剤を用いたコンクリートの養生を終えてよい圧縮強度の低減や、部材厚が薄い構造物への適用拡大、断面修復工法のはつり界面脆弱部への浸透系塗布材による改善等について提案する。

3.1.4 凍害・複合劣化に対するコンクリート構造物の高耐久化技術

凍結防止剤散布区間など凍害・塩害複合劣化を受けるコンクリート部材の高耐久化技術として、シリコン系表面含浸材が用いられている²⁾が、施工上の制約から冬期に塗布しなければならない場合があるため、温度や表面の含水状態の管理方法について提案する。

凍塩害複合環境下でスケーリングを抑制し、コンクリートの高耐久性を確保するためには、水セメント比の低減や微細で良質な空気量の確保が必要であること、スケーリング抵抗性の評価においてJISに規定された試験機械を用いて試験前養生で乾燥過程を設けることにより、既存の海外試験法と同様の試験が可能であることを述べる。

さらに、スケーリング抑制に寄与するコンクリート中の微細な空気泡の量を簡易に測定する方法として、エアメータ容器内のフレッシュコンクリートに棒状バイブレータを挿入して振動によって粗大な空気を押し出した後に空気量を測定する方法を提案する。

3. 2 舗装編

3.2.1 凍上・凍結融解による舗装損傷

凍上や凍結融解などが複合的に作用する環境下において生じる舗装損傷としては、凍上ひび割れ、低温ひび割れ、骨材飛散、層間剥がれ、骨材に付着していたアスファルト被膜のはく離、ポットホールなどがある。これらの舗装損傷形態の解説や、発生メカニズムと関係する要因について、既往の研究成果が記載された文献^{5), 6)}を踏まえつつ記述する。さらに、舗装損傷状態の経時的变化についても述べる。

3.2.2 凍上・凍結融解による舗装損傷に関する点検・診断・評価技術

舗装に凍上や凍結融解に起因する損傷が生じる際には、水分の浸入や滯水と、凍結融解の作用が影響を及ぼすことが知られてきている。そのため、舗装体各部への水の浸入状況や内部の状態を点検・診断することが大切となる。そこで、舗装体内部への水分の浸入や凍結融解に対する既存の点検診断手法を整理するとともに、現在開発を進めている点検診断手法として、舗装体内部の凍結融解状態を電気抵抗や温度で計測する技術、凍結融解が舗装混合物に与える影響を評価する凍結融解試験方法、ポットホールの発生状況をカメラ画像で検知する技術などについて記述する。また、後述する補修工法に用いるひび割れ注入材料(フォグシール材、シール材等)の材料性能や補修効果を評価する試験手法を取りまとめる。

3.2.3 凍上・凍結融解を受けた舗装補修技術

低温・凍上・凍結融解等の影響を受ける舗装の要補修箇所に対して、既存の舗装を有効に活用した信頼性や耐久性の高い補修補強技術について述べる。まず、様々な損傷形態に適した補修工法選定方法について、既往の研究成果が記載された文献^{5), 6)}を踏まえて概説するとともに、ひび割れ箇所の維持修繕工事を実施する際に、ひび割れの再発や水の浸入を防ぐ効果のあるひび割れ抑制シート工法について述べる。また、ポットホールの予防保全対策として、ひび割れ部からの水の浸入を予防する効果が期待されるフォグシール工法およびシール材注入工法について提案する。さらに、路床・路盤に浸入した水を速やかに排除する排水システムの一つとして、排水機能を有するジオシンセティクス排水材を路盤層や路床層に敷設する技術や、凍上被害箇所の補修工法として有効と考えられる断熱工法について提案する。

3.2.4 凍上・凍結融解に対する舗装の高耐久化技術

積雪寒冷環境下において、特に融雪水の凍結融解作用や交通繰り返し荷重の影響を直接的に受ける表層には、十分な耐久性を有することが求められる。さらに、近年、融雪期に発生するポットホールなどの大きな損傷が問題となり、表層用アスファルト混合物の高耐久化・長寿命化が、社会的なニーズとなっている。そこで、舗装の要対策箇所に対する表層用アスファルト混合物の更なる高耐久化や長寿命化を実現するため、碎石マスチックアスファルト混合物の配合設計および施工方法の2つの観点からの新技術に関して提案する。

また、車道部への融雪水の浸入を防ぐことが舗装の高耐久化に寄与すると考えられるため、路肩舗装路面に融雪水車線流入抑制用の切削・研削処理を行い、融雪水の車線流入を抑制する技術に関しての提案を行う。

3. 3 切土のり面編

3.3.1 凍上・凍結融解による切土のり面の損傷

国内の凍上問題に関しては、歴史的には当初鉄道(軌道)で、その後道路(舗装)でも問題が指摘され、凍上研究もそれらの分野が先行して進められてきた経緯がある。1980年代以降、北海道の山間部にも広く道路が開かれ、切土のり面における凍上問題が顕在化した。

ここでは、学会等の既往文献^{例えれば7)}を調査・整理した結果に、一連の研究成果から得た切土のり面の凍上に関する知見を加え、凍上のメカニズムと切土のり面に生じる事象に関して取りまとるとともに、凍上に起因する切土のり面の種々の変状事例を紹介する。具体的には植生工、のり枠工といったのり面保護工や、グラウンドアンカー等ののり面安定構造物の凍上被害について、その特徴について述べる。

3.3.2 凍上・凍結融解による切土のり面の損傷に関する点検・診断・評価技術

ここでは、凍上による切土のり面の損傷、もしくは損傷が生じる恐れへの対応手法について説明する。

切土のり面の凍上被害の事例分析から得た凍上が懸念される現地条件を整理するとともに、切土のり面への簡易コーン貫入試験やその結果を踏まえ凍上を考慮した安定計算による評価技術について提案する。

3.3.3 凍上・凍結融解を受けた切土のり面の補修補

強技術

凍上現象には、その発生条件として、「土質」「水分」「温度」の3要素が挙げられる。これは、凍上が生じるには、適当な透水係数と強度を有する粒状体（土質）において、水（水分）が存在もしくは供給され、かつそれが凍結する環境（温度）にあることが主な条件である、ということである。言い換えると、凍上対策の基本的な考え方は、「土質」「水分」「温度」のうち最低1つの要素を排除することにある。

このうち「温度」に着目し、断熱による凍上への補修補強技術の開発に取り組んだ。ここでは、凍上により被害を受けた切土のり面の補修時に、断熱材を用いた補修補強工法の設計手法を提案する。

3.3.4 凍上・凍結融解に対する切土のり面の高耐久化技術

3.3.3で記した断熱による補修補強技術と併せ、苫小牧施工試験フィールドで実施した一連のグラウンドアンカーの耐凍上に関する試験施工結果を取りまとめ、寒冷地における新設グラウンドアンカーの高耐久化技術を提案する。具体的には、グラウンドアンカーの自由長や独立型受圧板の面積が作用する凍上力に及ぼす影響を整理し、耐凍上性に寄与する諸元を示すとともに、受圧板と断熱性材料を組み合わせた新たな耐凍上性グラウンドアンカーを提案する。

4. まとめ

これまでの検討内容を以下にまとめる。

- (1) マニュアル策定は、道路・河川・港湾等の施設の主に維持管理に携わる技術者（実務者）を対象とし、凍害・複合劣化に関する知見や具体的技術について、簡易に総覧可能とすることで事業の効率化に貢献することを目的として確認した。
- (2) 資料の名称は「凍害との複合劣化対策マニュアル（案）」（仮称）とし、共通編、コンクリート構造物編、舗装編、切土のり面編の4編から構成することとした
- (3) 各編でまとめる項目と、これに対して研究開発プログラムで取り組んできた個別課題を抽出・整理した。

令和3年度には、「凍害との複合劣化対策マニュアル（案）」を策定し、積雪寒冷地の各種インフラの維持管理に携わる実務者に提供する予定である。

参考文献

- 1) 土木研究所寒地土木研究所：凍害が凝われる構造物の調査・対策手引書（案），2016.1
- 2) 緒方英彦・兵頭正浩・石神暁郎・新大軌：EPMA分析に基づく積雪寒冷地で長期供用された開水路のコンクリートの変質に関する一考察，コンクリート工学論文集，第30巻，pp.53-63，2019
- 3) 緒方英彦・兵頭正浩・石神暁郎・新大軌：寒冷地で長期供用された開水路コンクリートの気泡およびひび割れ中の析出物に関する一考察，コンクリート工学論文集，第31巻，pp.23-32，2020
- 4) 石神暁郎・西田真弓・浅野勇・川上昭彦・川邊翔平・森充広：積雪寒冷地において長期間供用されたコンクリート施設の表面近傍における凍害・摩耗劣化，農業農村工学会論文集，No.312，pp.I_37-I_51，2021
- 5) 土木学会：舗装工学ライブラリー6 寒冷地の舗装，2011.3
- 6) 土木学会：舗装工学ライブラリー15 積雪寒冷地の舗装に関する諸問題と対策
- 7) 地盤工学会北海道支部「地盤の凍上対策に関する研究委員会」：寒冷地地盤工学，2009.12