

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～33 年度

プログラムリーダー：寒地保全技術研究グループ長 熊谷政行

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は、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へ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

このうち、平成 29 年度は(1)、(2)、(3)について実施している。

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、平成 29 年度まで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。スケーリングは水の塩分濃度が 3%のときに最も発生しやすいとされるが、路面水の塩分濃度は経時的に変化しやすく、常時一定とは限らない。そこで、最低温度 -18°C 、 -40°C の環境下で、塩分濃度 0~3%の範囲において塩分濃度が凍害に及ぼす影響を調べた。塩分の存在により、スケーリングが多く発生し、さらに塩分濃度の範囲が 0.5%以下では濃度の増加量が小さくてもスケーリング量は大きく増加することが確認できた。

橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価技術の開発：凍害を含む複合劣化の進行が疑われた既設 RC 床版を対象に各種調査、試験を実施し、凍害・アルカリシリカ反応・疲労の三要因による劣化の複合を確認するとともに、コンクリートの力学特性を明らかにした。また、静破砕剤を用いて水平ひび割れを導入した RC 梁部材の載荷試験を実施し、ひび割れ発生位置等により部材性能低下への影響度が異なることを明らかにした。さらに、疲労を

受けた既設 RC 床版の耐荷性能評価に向けた基礎検討として、RC はり部材を対象に繰返し載荷試験を実施した。また、凍害を含む複合劣化が進行した RC 床版のたわみ性状を評価するため、凍害および ASR の影響を受けた実橋 RC 床版を対象に、静的載荷試験を実施するとともに、併せて衝撃荷重載荷試験を実施し、実橋における簡易たわみ評価手法としての適用性について検討した。橋面舗装に関して、橋面舗装から RC 床版に水が浸入拡散する経路や原因の整理を行い、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として、温度の影響、変形の繰り返しの影響、凍結融解の影響を考慮した試験方法について検討した。

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。平成 29 年度は、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、前年度に引き続き、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。その結果、漂流する氷塊の大きさや壁面に接触した回数等、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：氷海域特有の外的環境、とりわけ低温環境や海氷の作用によるコンクリートの劣化損傷機構に着目した文献等を調査し、海氷はコンクリートを摩耗すること、今後精力的に実施すべき研究課題の一つは、海氷による摩耗と凍結融解との複合劣化であること、等を明らかにした。さらに、北海道の港湾・漁港構造物を対象に行った塩害・中性化に関する大量の調査データの収集・整理を行ったうえで、北海道沿岸域を海氷の影響が無い海域と海氷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統計解析を用い評価した。その結果、大きな差が認められなかったことから、海域毎の環境条件等が中性化の進行や塩化物イオンの浸透に関して大きく影響していない事を示唆していることが分かった。

融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発：電気抵抗によって路盤や路床の凍結融解状態や含水状態を把握する手法と、凍結融解作用が舗装混合物に与える影響を定量化する手法について検討を行った。その結果、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することが可能なことが判った。また、融雪水および凍結融解作用が舗装混合物に与える影響を定量化する手法として、蛍光エポキシ樹脂含浸法の適用性を検証した。その結果、蛍光エポキシ樹脂含浸法を用いることで、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確認できた。

切土のり面における凍上被害の診断・評価技術の開発：寒冷地域における切土のり面は、凍結および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。実施工現場におけるグラウンドアンカー工の凍上現象を把握するため、試験施工箇所での地中温度、アンカーの荷重およびアンカー頭部の変位を計測した。また、凍上現象の挙動を検証するため、苫小牧試験施工フィールド内において試験施工した模型アンカーについて計測結果をとりまとめた。

(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：耐寒促進剤の成分の変更に伴い凍結融解を受けてもよい圧縮強度と耐久性指数の関係について再度検討が必要となる。そこで、耐寒促進剤を用いたコンクリートの圧縮強度をパラメータとした凍結融解試験を行った。その結果、凍害を受けてもよいとされる圧縮強度を従来の 20N/mm² から 15N/mm² に低減することが可能となることを明らかにした。これにより、耐寒促進剤を用いる現場での養生日数の短縮、作業性の改善が可能となった。

橋梁床版の劣化損傷に応じた補修補強技術の開発：床版に関して、静破砕剤を用いて水平ひび割れを模擬的に導入した RC 梁部材に対してひび割れ注入工法を適用し、充填性の評価を行った。橋面舗装に関して、水分が床版へ侵入する経路となる舗装端部の止水技術に着目し、実態把握と課題抽出を行った。さらに、床版に関して、上面補修の事例調査結果より現状の施工上の課題点等を整理した。橋面舗装端部などにおける目地止水技術に関して、寒冷環境下での供用性能を評価する試験を複数の目地材料に対して行った。その結果、従来標準的に使用している目地材料よりも高性能な目地材料を使用することで、長期的な止水性を高められる可能性が示唆された。

河川樋門等の最適な補修と部分的構造改良技術の開発：河氷等の摩耗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。H29 年度は、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、および損傷が多いコンク

リート隅角部への氷塊の接触状況等を把握する現地調査を行い、摩耗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基礎資料を得た。

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について、既往の研究成果を調査し、可能性のある幾つかの工法を見出した。また、この工法について現地暴露試験を継続し、海水による外力を中心とする物理的な劣化損傷要因・過程等を調査した。さらに、補修補強工法の耐水性を評価する室内試験法として、水中摩耗試験法を開発した。この試験法は、従来再現できなかった水中での摩耗試験を実現すると共に、コンクリート供試体の摩擦面における氷膜の形成を抑制し、長期間の摩耗試験継続を可能とした。

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：舗装補修技術の開発に向けた取り組みとして、ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について検証した。現場での追跡調査に基づく評価を実施した結果、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低温ひび割れと疲労ひび割れの再発を抑制できており経過が良好であることが確認できた。

(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

積雪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。低温下ではコンクリート表層の水分が凍結している場合もあるため塗布に先立ち、コンクリート表面を加温して水分を蒸発させる作業が行われることもあるが、最適な手法は明らかになっていない。そこで、吸水を与えて低温下に存置したコンクリート表面をガスバーナーで加温した後、塗布して含浸深さを調べた。その結果、ガスバーナー加温は含浸深さの確保に有効である等、加温効率と適用性の関係の一端が示された。

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。試験の結果から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。また、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、JIS法を用いることで既存の試験装置を活用して短期間にスケーリング抵抗性を評価できる可能性などを確認した。さらに、寒冷地の凍害によるコンクリート構造物のスケーリング劣化が問題となっていることから、スケーリング劣化に影響を与える因子と、スケーリング抵抗性を簡易に評価できる試験手法の検討を行った。その結果、特に塩水中においては、凍結融解サイクル数が多くなると空気量についてはその増加の影響が鈍化する可能性があること、また粗骨材についてはその品質がスケーリングを含めた凍結融解劣化に影響を及ぼすこと、微細な空気泡は振動締め固めでも抜けにくいこと等がわかった。

切土のり面構造物の耐凍害性向上技術に関する研究：寒冷地域における切土のり面は、凍結および融解作用を繰り返すことにより、表層のゆるみや小段排水工の損傷が多く確認されていることから、凍上対策技術の確立が急務である。小段排水工の新技術である「立体網状スパイラル構造排水材」および切土のり面の安定化を図る目的で設置している特殊ふとんかごと断熱材を組み合わせたかご工について効果の確認を引き続き行った。また、地山補強土工の凍上対策技術の検討を行うための試験施工を実施し効果の確認を行った。

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

Research Period : FY2016-2011

Program Leader : Director of Cold-Region Maintenance Engineering Research Group
KUMAGAI Masayuki

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 2017, we carried out laboratory tests and experimental construction to assess the techniques for inspecting, diagnosing and evaluating various civil engineering structures, including load tests of bridge slabs with both frost and alkali-silica reaction (ASR) damage. We also conducted laboratory experiments to develop techniques for applying antifreeze admixtures under cold conditions and field experiments to test techniques for repairing and reinforcing various civil engineering structures. Finally, we carried out laboratory tests and experimental construction to develop techniques for renovating and building various civil engineering structures, including field experiments to assess newly constructed slope drains designed to resist frost heaving.

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、凍結防止剤散布頻度の影響、塩分濃度 0～3%の範囲での塩分濃度の影響を調べた。スケーリングの進行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も考慮する必要があること、濃度 0.5%以下では濃度の増加量が小さくてもスケーリング量は大きく増加する等の知見を得た。

キーワード：凍結融解、最低温度、塩分濃度、スケーリング、ひずみ、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砕石（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 コンクリート配合・材料

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℃、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	粗骨材			
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℃で16時間 融解：23℃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℃で16時間 融解：23℃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℃で16時間 融解：23℃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℃で16時間 融解：23℃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
 $\text{使用量}(\text{ml}/\text{m}^3) = \text{セメント量}(\text{kg}/\text{m}^3) \times 2.5 \text{ml}/\text{kg}$
- 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
 $\text{使用量}(\text{1\%希釈溶液})(\text{g}/\text{m}^3) = \text{セメント量}(\text{kg}/\text{m}^3) \times 2.5(\text{g}/\text{kg}/\text{A}) \times 1.7 \sim 2.3(\text{A})$
 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)

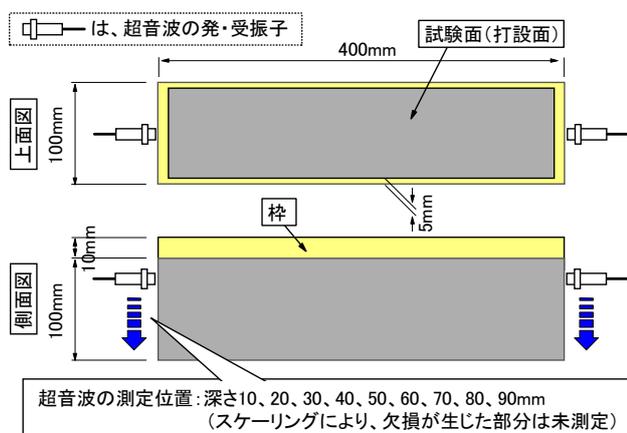
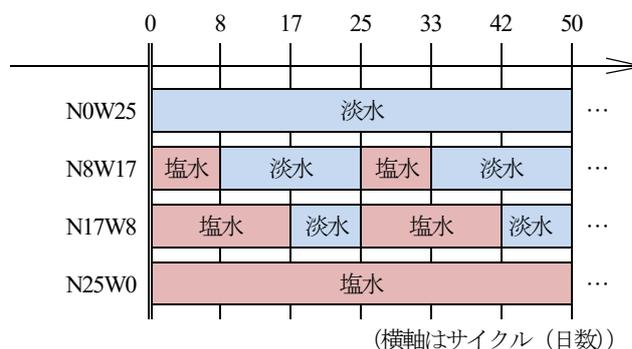


図-2.1 供試体



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て、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℃で 16 時間、23℃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℃⁹⁾ で 16 時間、23℃で 8 時間の凍結融解作用を与えるケー

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℃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 にならひ、凍結融解試験期間と同じ期間中、温度 20℃、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 50mm 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℃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℃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℃に設定した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℃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れていた。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、

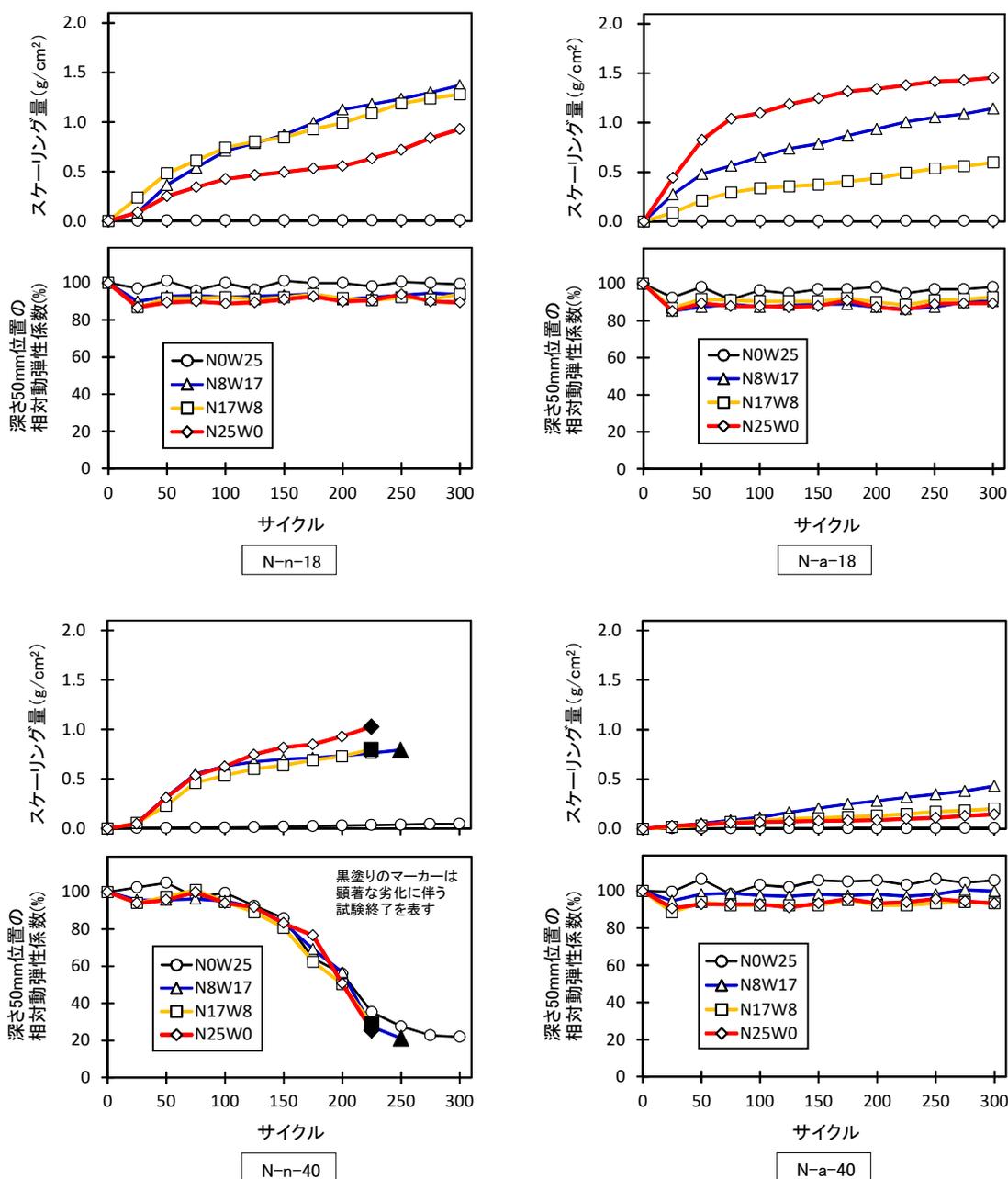


図-2.3 スケーリングおよび相対動弾性係数の推移 (普通ポルトランドセメント使用)

N-a-18のN25W0でのみAE剤の効果が表れなかったが、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った。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は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時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

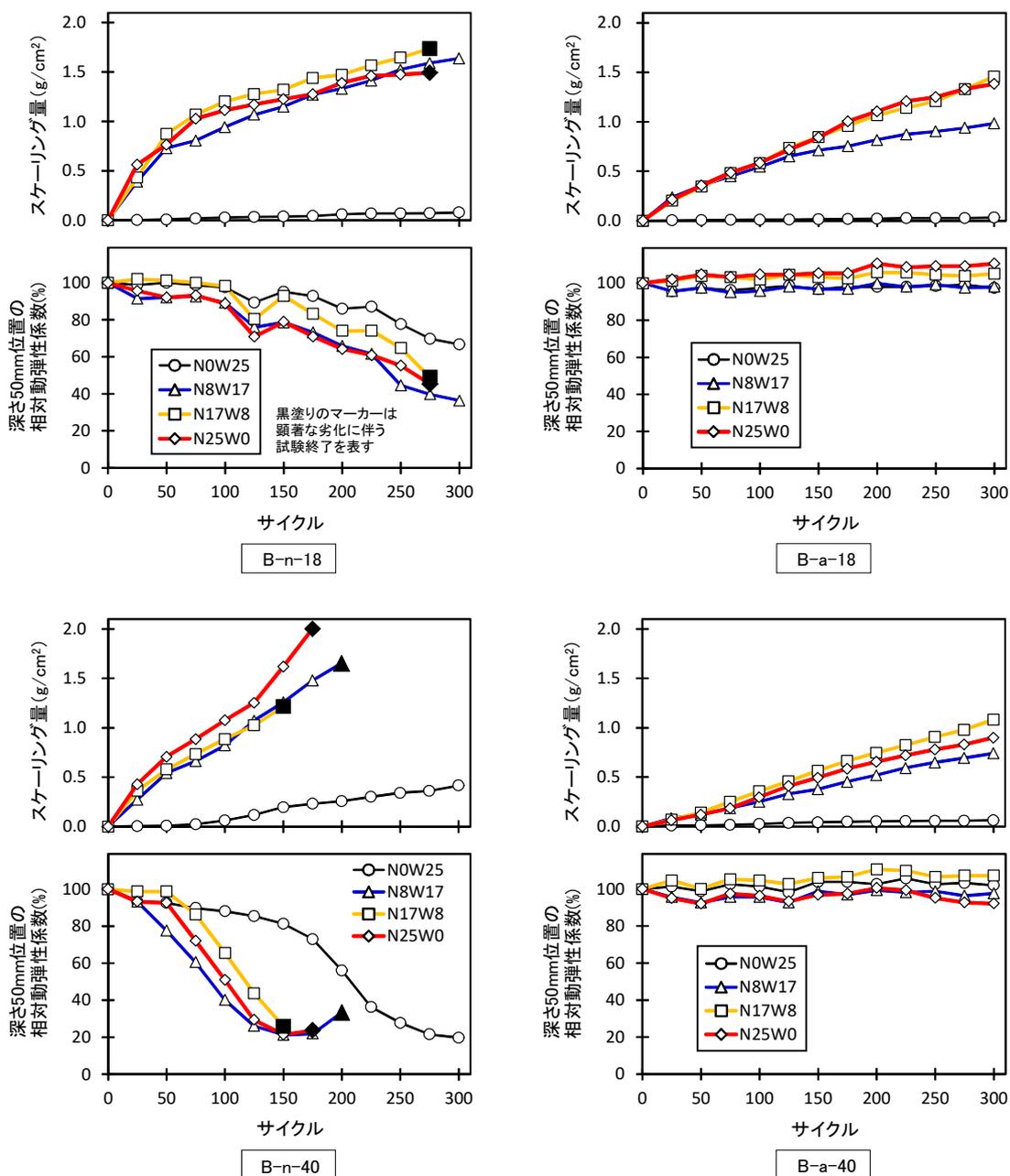


図-2.4 スケーリングおよび相対動弾性係数の推移 (高炉セメントB種使用)

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 散布頻度が相対動弾性係数に及ぼす影響

図-2.7、2.8 は散布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 10mm、50mm 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(スケーリングで深さ 10mm のコンクリート組織が欠損に至った供試体における深さ 10mm の相対動弾性係数は 0%と表示している (図-2.7))。

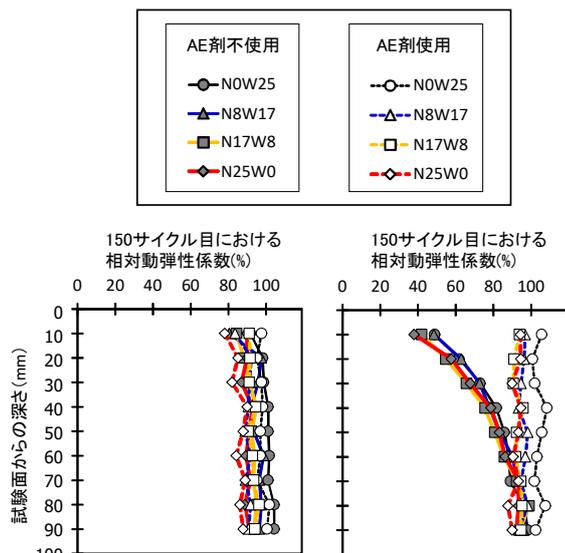


図-2.5 相対動弾性係数の分布 (150 サイクル目)

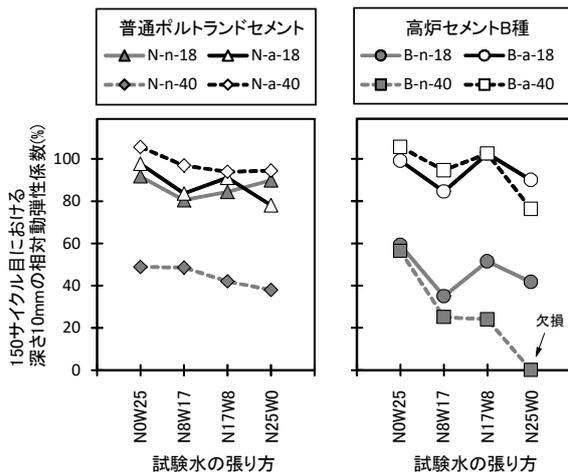
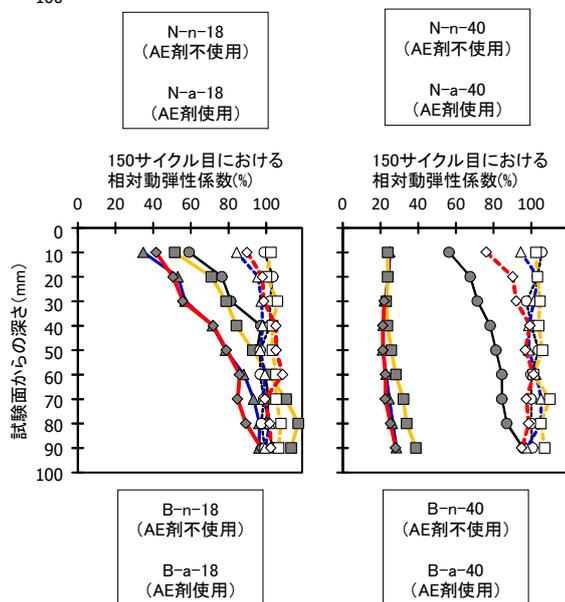


図-2.7 散布頻度が深さ10mmの相対動弾性係数に及ぼす影響 (150 サイクル目)

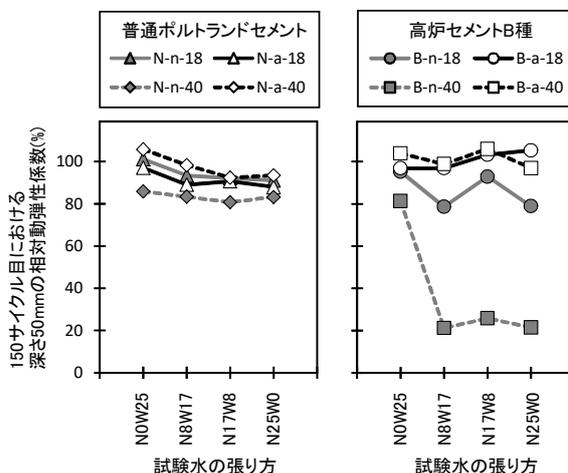


図-2.8 散布頻度が深さ50mmの相対動弾性係数に及ぼす影響 (150 サイクル目)

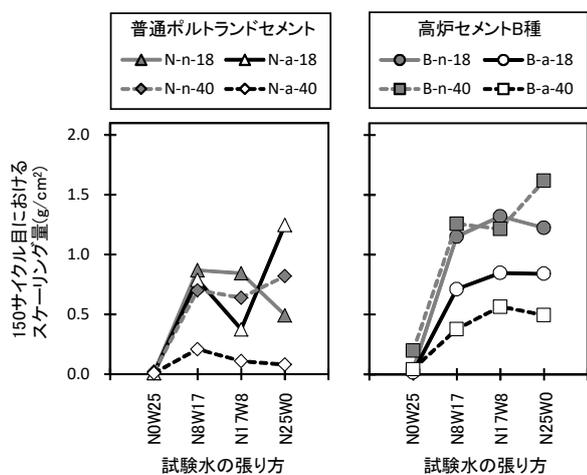


図-2.6 散布頻度がスケールングに及ぼす影響 (150 サイクル目)

AE 剤を用いた供試体に着目すると、深さ 10mm 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 50mm 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的に変化しやすく¹⁰⁾、常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氷の塩分濃度は、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

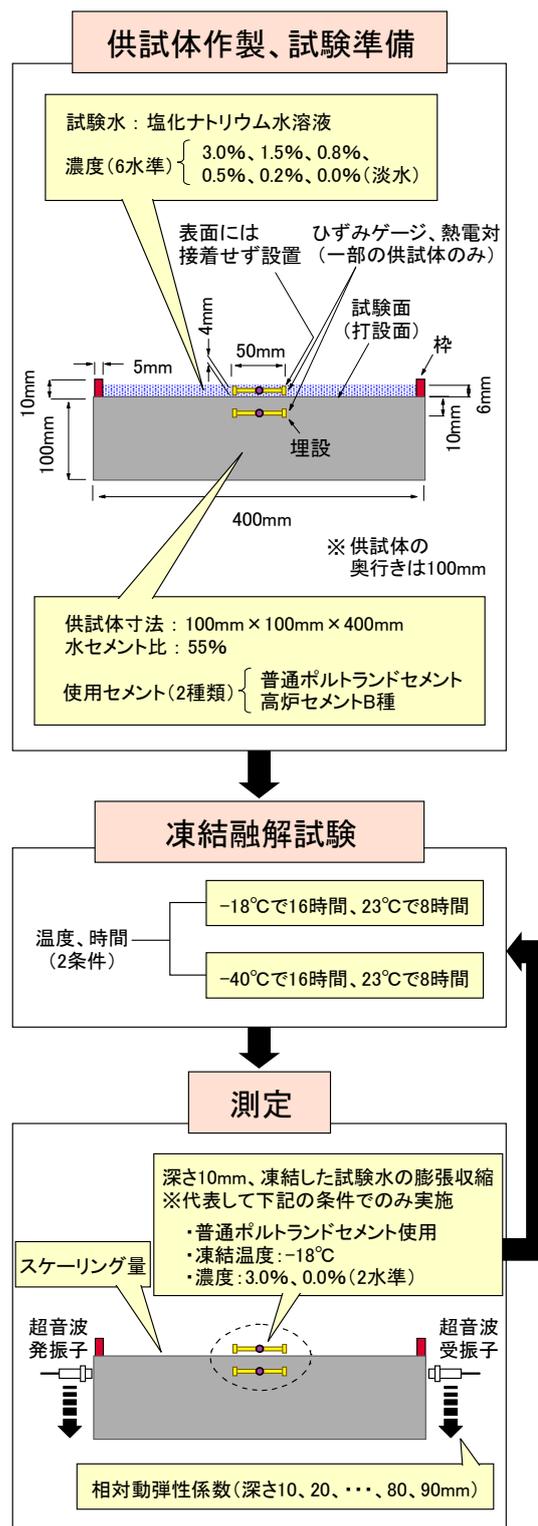


図-3.1 実験の流れ

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

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

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(変性ロジ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)。

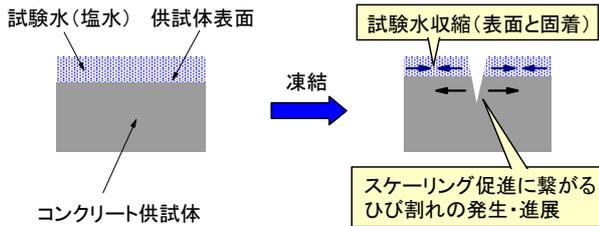


図-3.2 Valenza らが提唱する塩水による
スケーリング促進メカニズムの概念¹³⁾



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℃、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った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 張っ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 に準じ、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℃とされているが、前述したように、ここでは -18℃に加えて、-40℃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℃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℃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℃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)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℃、湿度 60%の環境に存置した供試体の動弾性係数を E_{a0} 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℃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

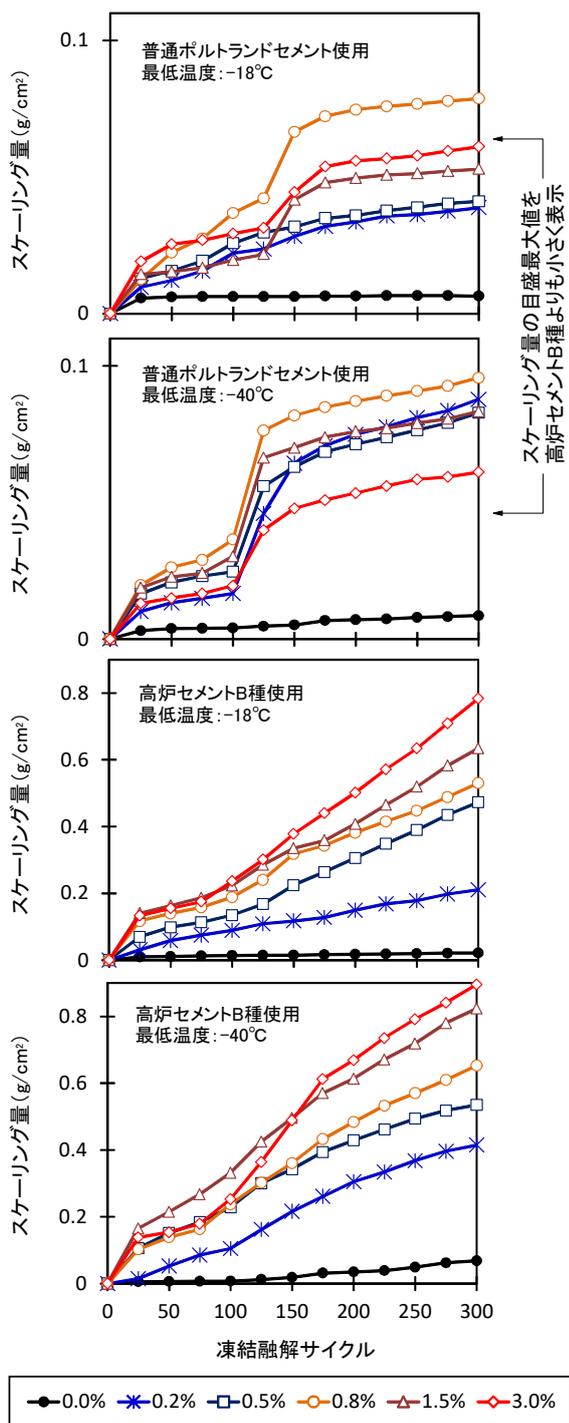


図-3.3 スケーリング量の推移

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 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ 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

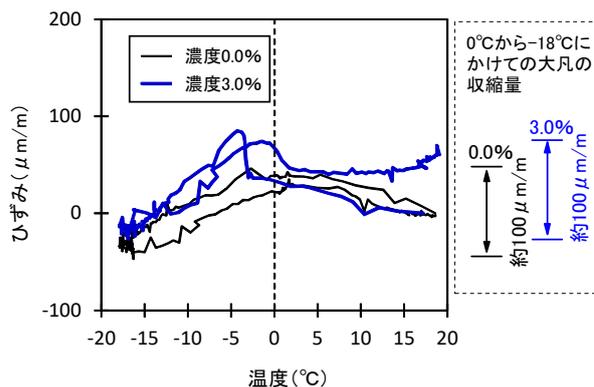


図-3.4 深さ 10mm の温度ひずみ曲線 (普通ポルトランドセメント使用、最低温度 -18°C、1 サイクル目)

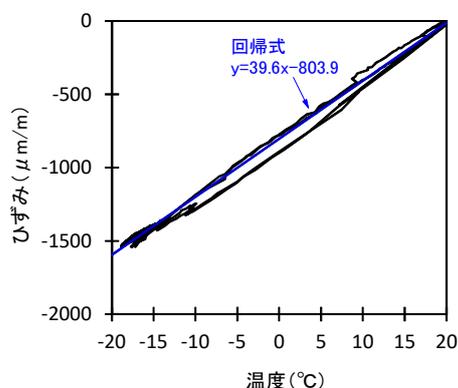


図-3.5 ひずみゲージ単独の挙動 (凍結融解試験と同じ温度下の気中にひずみゲージのみ曝した状態)

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

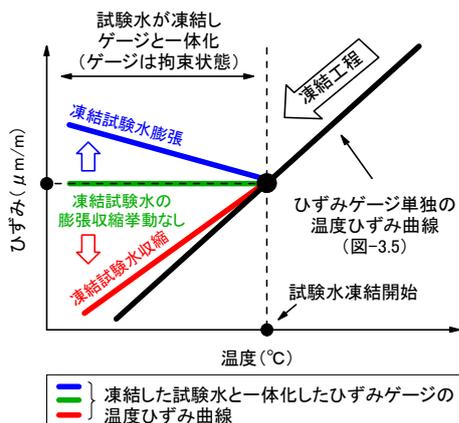


図-3.6 試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動イメージ

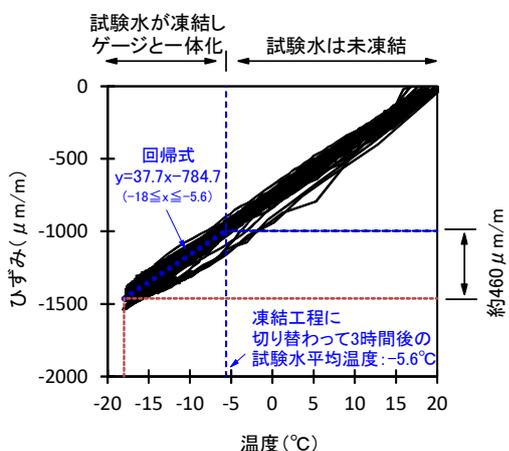


図-3.7 濃度 3.0%の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動

体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

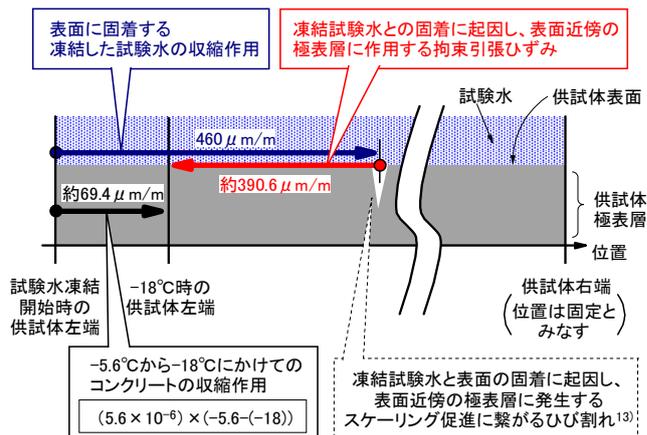


図-3.8 濃度 3.0%における表面近傍の挙動のイメージ

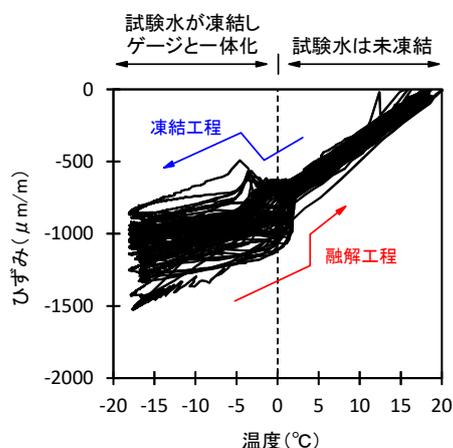


図-3.9 濃度 0.0%の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動

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が高いことを示唆し、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つの直線で回歸したところ、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

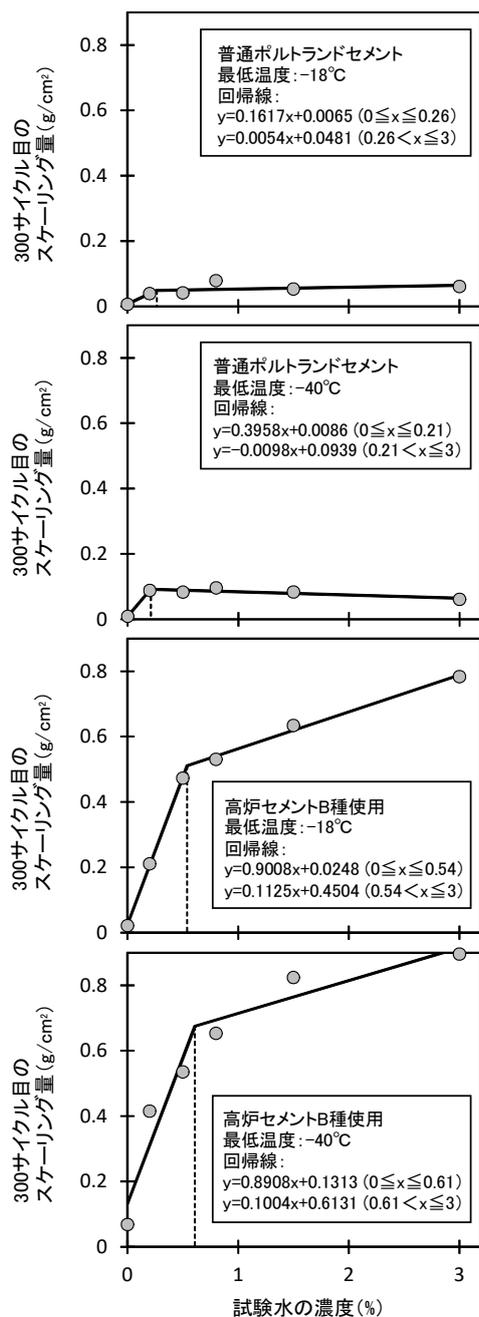


図-3.10 試験水の濃度と300サイクル目のスケーリング量の関係

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

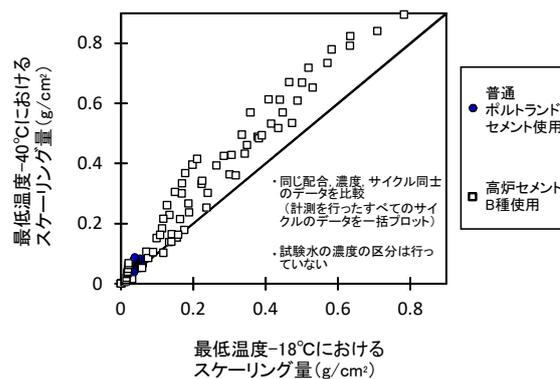


図-3.11 スケーリングに及ぼす最低温度の影響

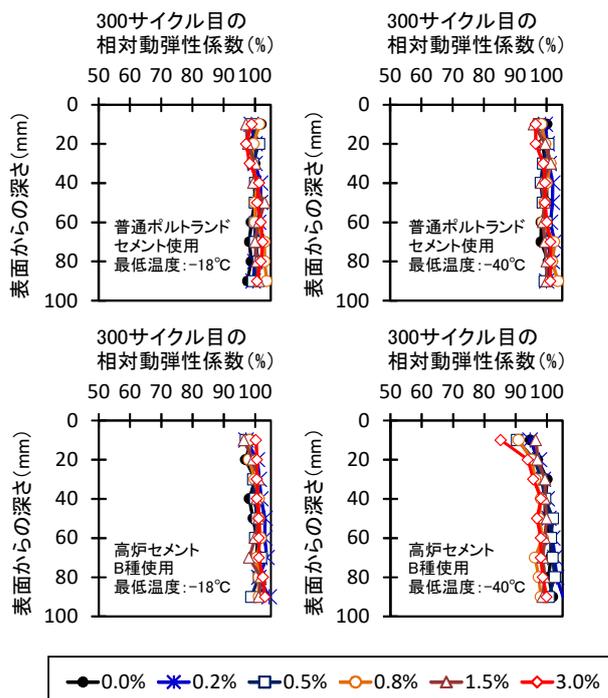


図-3.12 300サイクル目の各深さの相対動弾性係数

囲では、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℃、-40℃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面に作用する拘束引張りひずみは約3.9倍大きく、表面の極表面にひび割れが発生する確率が高い。
- (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。なお、この特徴が最も顕著に表れる濃度の範囲は0.0～0.5%であり、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℃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。

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.3-7-5, 2016.4
- 2) 文献1), p.3-2-4
- 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)ー表面塩化物イオン量の設定方法に関する検討ー, 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ー凍結防止剤の種類, 濃度及び温度と氷の凍結状態との関係ー, 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

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 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：西弘明、今野久志、白戸義孝、佐藤京、角間恒、
安中新太郎、菊田悦二、林田宏、丸山記美雄、井谷雅司

【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。

平成 28 年度までに、北海道において 45 年間供用され、凍害を含む複合劣化の進行が疑われた RC 床版及び床版供試体を対象に、劣化状況を把握するための各種調査、試験を実施した。また、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、静的破砕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等を行ってきた。

平成 29 年度には、疲労を受けた既設 RC 床版の耐荷性能評価に向けた基礎検討として、RC はり部材を対象に繰返し載荷試験を実施した。また、凍害を含む複合劣化が進行した RC 床版のたわみ性状を評価するため、凍害および ASR の影響を受けた実橋 RC 床版を対象に、静的載荷試験を実施するとともに、併せて衝撃荷重載荷試験を実施し、実橋における簡易たわみ評価手法としての適用性について検討した。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。

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

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。

平成 28 年度までに、北海道において 45 年間供用され、凍害を含む複合劣化の進行が疑われた RC 床版及び床版供試体を対象に、劣化状況を把握するための各種調査、試験を実施した。また、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、静的破砕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等を行ってきた。

平成 29 年度には、疲労を受けた既設 RC 床版の耐荷性能評価に向けた基礎検討として、RC はり部材を対象に繰返し載荷試験を実施した。また、凍害を含む複合劣

化が進行した RC 床版のたわみ性状を評価するため、凍害および ASR の影響を受けた実橋 RC 床版を対象に、静的載荷試験を実施するとともに、併せて衝撃荷重載荷試験を実施し、実橋における簡易たわみ評価手法としての適用性について検討した。橋面舗装からの水の浸入経路を整理し、目地材料の性能評価方法について検討した。

2. 実橋梁床版の劣化度調査（寒地構造）

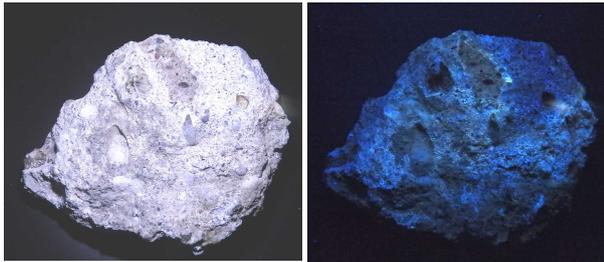
2.1 調査概要



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



(a) 白色灯下 (b) 紫外線灯下
写真-2.3 ASR 反応性の診断結果

北海道において凍害および 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って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

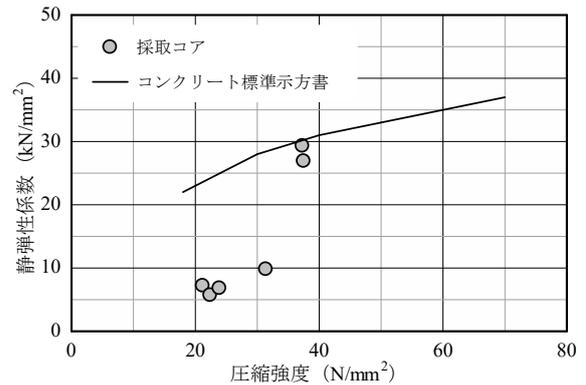


図-2.1 コンクリートの圧縮強度・静弾性係数

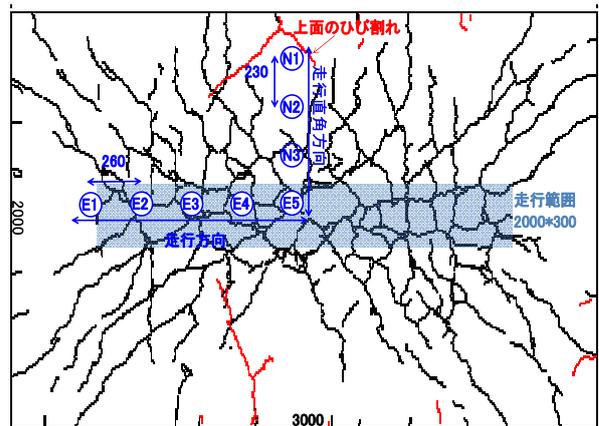


図-3.1 輪荷重走行試験終了時のひび割れ状況

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

- 1) 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。
- 2) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書、2013。

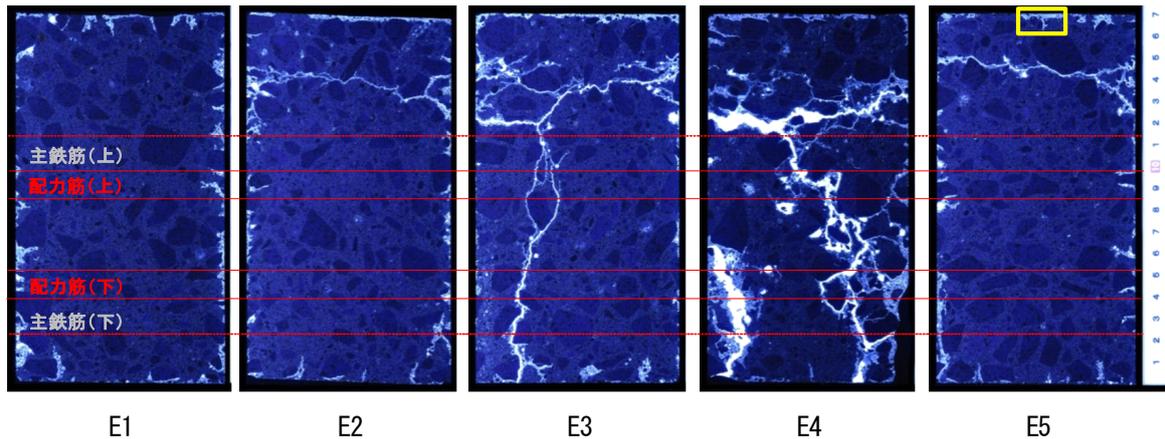


図-3.2 走行方向のコア断面

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 3000×2000mm、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 φ100mm 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 E2 や E5 と同様の位置にあり、下側の水平ひび割れは、

概ね主鉄筋の上縁位置付近にある。

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）。

4.2 試験方法

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	

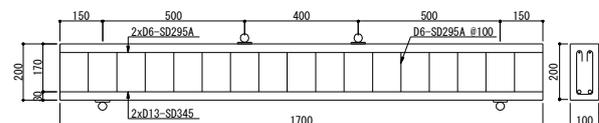


図-4.1 試験体

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

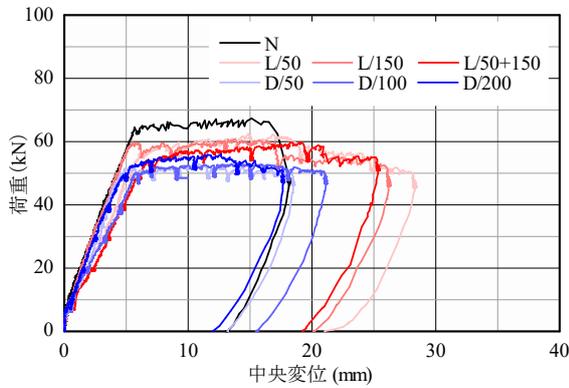


図-4.2 荷重と試験体中央変位の関係

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

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、静的破壊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

— 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

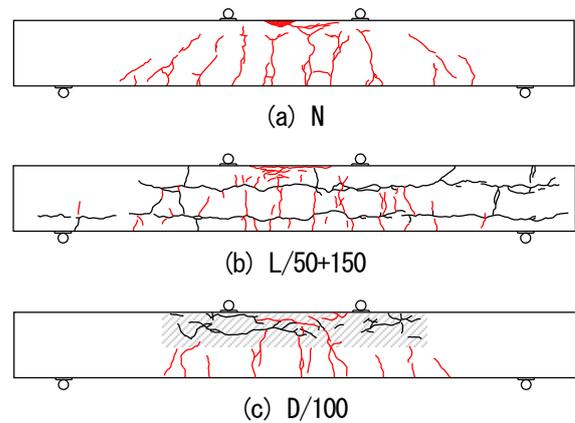


図-4.3 ひび割れ状況の例

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。

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。

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

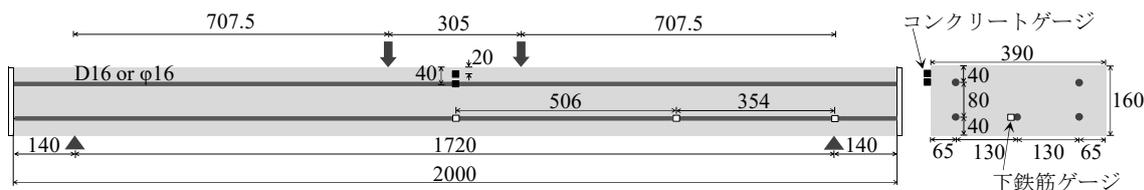


図-5.1 RCはり供試体の形状寸法, 配筋状況, ひずみゲージ設置位置

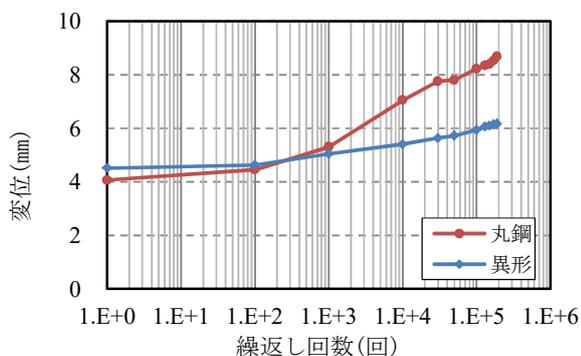


図-5.2 変位—繰返し回数関係

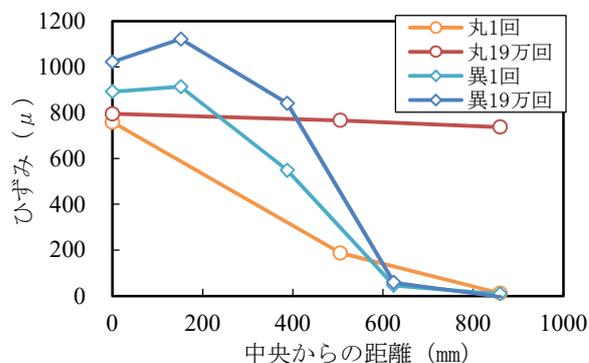


図-5.4 下鉄筋のひずみ分布

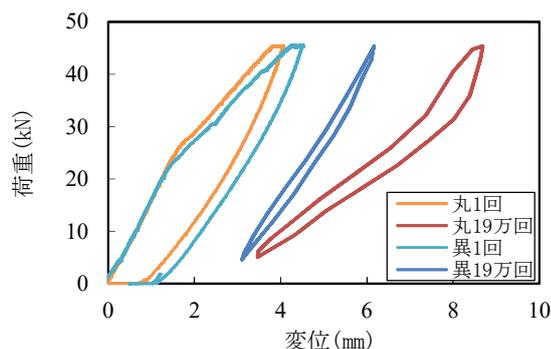


図-5.3 荷重—変位関係

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。

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った。また、図-5.3に荷重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った。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、橙線で示す荷重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、赤線で示す荷重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。このことから、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）

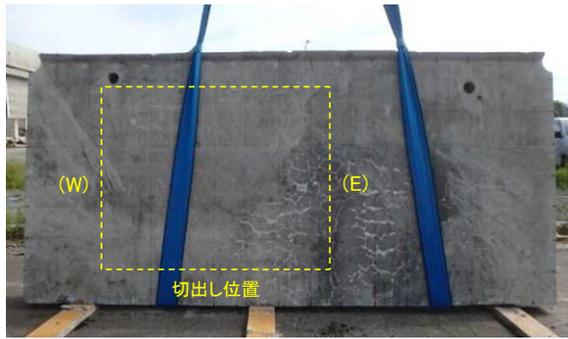
6.1 概要

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。

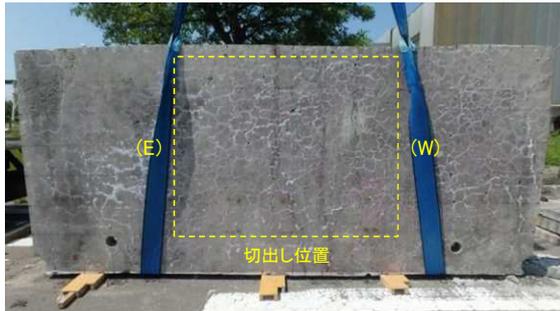
6.2 試験体

試験には、昭和40年に建設された実橋床版から橋軸方向2.3m×橋軸直角方向1.6m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³⁾により、凍害とASRの影響により床版上面15~55mmの砂利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



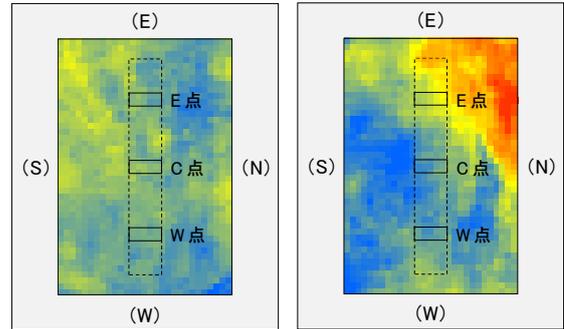
(a) No. 1



(b) No. 2

写真-6.1 切出し位置の状況

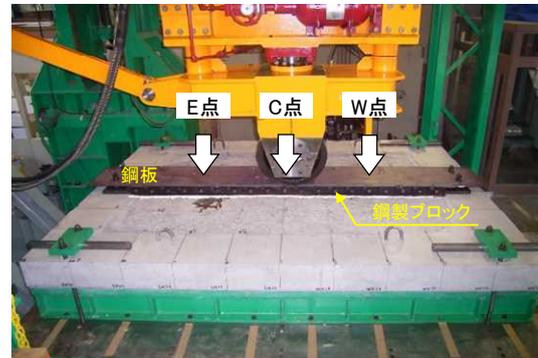
※ □は載荷点、灰色部は整形部を表す。
130 140 150 160 170 180
(単位:mm)



(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

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±10mm 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、上面の砂利化が著しい 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 300mm × 橋軸方向幅 120mm 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 の重錘を高さ 500mm から落下させた。

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変位計により計測し、衝撃荷重載荷試験では試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-たわみ関係を示す。図中には、床版厚を設計値である 170mm、

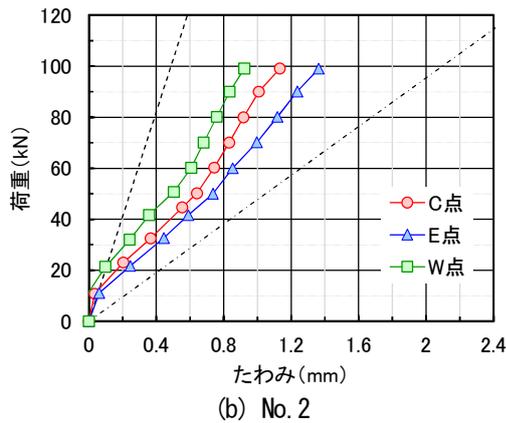
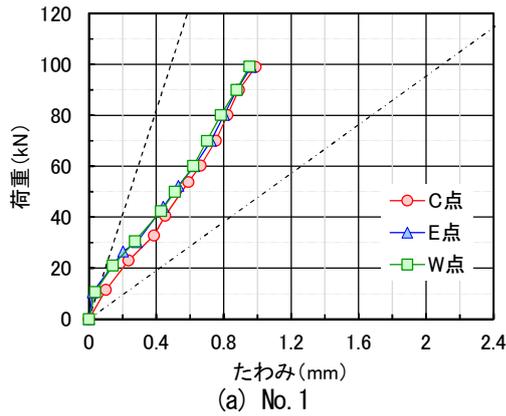


図-6.2 荷重-たわみ関係
(衝撃荷重載荷試験)

コンクリートの静弾性係数を健全部での実測値である 30.1kN/mm^2 として異方性版理論により求めた荷重-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-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 α は 0.30 程度であった。劣化度に基づく対策区分 β などを参考にとすると、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 側では砂利化による床版厚の減少が顕著であり、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

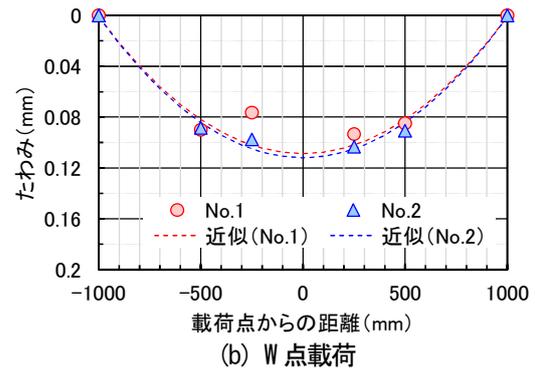
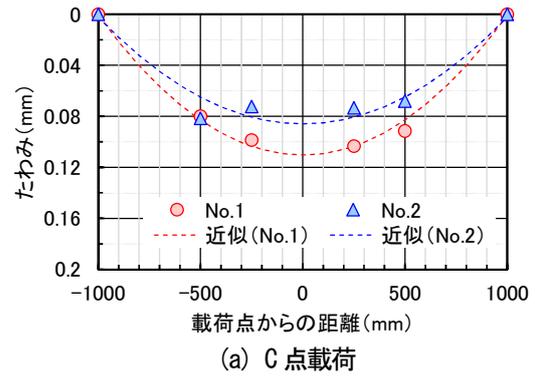


図-6.3 橋軸直角方向のたわみ分布
(衝撃荷重載荷試験)

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)

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い。

(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 $3\sim 5$ 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 $\pm 500\text{mm}$ 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樣になったものの 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、試験器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砂利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。

平成 30 年度は、輪荷重走行試験の結果により、複合劣化床版の疲労耐久性評価を行う。また、層状ひび割れ等を有するコンクリートを対象に、コンクリートが砂利化に至るメカニズム等を検証するための要素試験を行う予定である。

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. 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)

7.1 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-7.1 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。

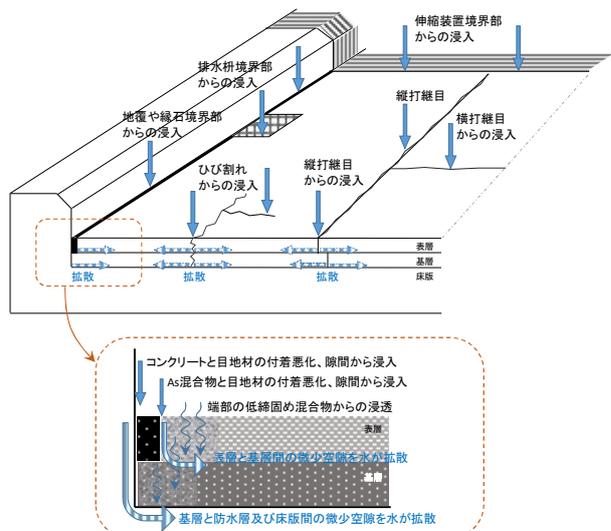


図-7.1 水の浸入と拡散経路概要図

7.2 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-7.1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従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。

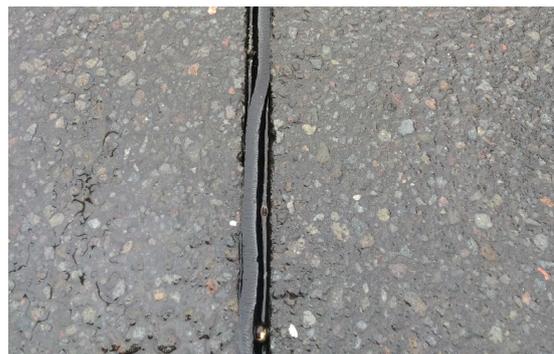


写真-7.1 供用後に発生した目地部の隙間

7.3 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。

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（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、
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。特に河水等による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 29 年度は、未だ劣化機構等が解明されていない河水等による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水の氷厚や接触状況等の把握を試みた。その結果、漂流する氷塊の氷厚や大きさ、面壁への接触形態から氷塊の影響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、河水による衝突・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、特に河水等による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。

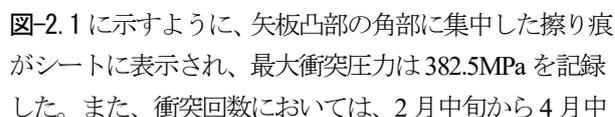
平成 29 年度は、河水による衝突や摩擦が作用する部位における凍害との複合劣化に関する点検・診断技術、評価手法および最適な補修方法等を検討するため、昨年度に引き続き、河水や流氷が流れるオホーツク地域にある特殊堤（護岸の機能も備えたコンクリート矢板構造の堤防）において、河水等が衝突する状態を把握する現地調査を実施し、さらに、コンクリート矢板の劣化状態や補修後の再劣化状態を把握するための現地調査を行った。

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、河水の衝突による衝撃力は、構造物への河水接近速度、河水の平面積、河水厚が支配的なパラメータであるとされる⁵⁾。そこで、河川を漂流する河水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水の漂流状況や矢板への衝突状況の確認を行った。

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

河水の衝突圧力測定では、昨年度の測定結果を踏まえて、測定面に矢板凸部の角部や側面を加えるとともに、圧力測定シートをより大きな圧力を測定できるものに変更した上で氷塊の接触圧力・範囲を測定した。また、ひずみゲージによる衝突回数の測定を試みた。その結果、図-2.1 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。また、衝突回数においては、2 月中旬から 4 月中

旬までの2ヶ月間において大きな河氷が衝突したと思われる総回数はひずみ値の増減から約30000回であった。さらに、ビデオ画像からも衝突状況を検証した結果、河氷の矢板への衝突は、河氷の流下および遡上によって衝突方向が変化すること、固定視野内で確認できる氷塊の大きさや個数は一定ではないこと等が確認できた。このような河氷の状態変化は、天候による水温の変化や干満差による影響が大きいと考えられるが、これらが衝突圧力や衝突回数に及ぼす影響と損傷や劣化に対する評価については今後の課題である。

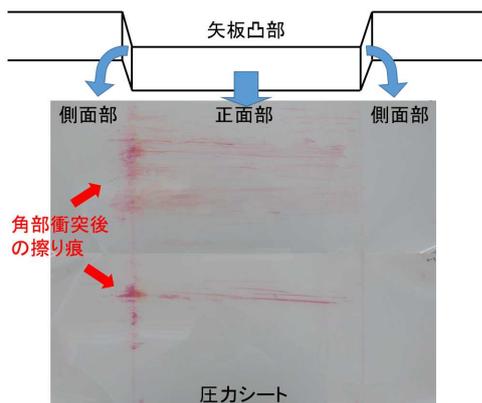


図-2.1 圧カシートによる河氷の衝突測定結果の例

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。

図-2.2に観測機器の設置概要を示す。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。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。

実験では、事前に厚みを調整・計測した氷板を河道内

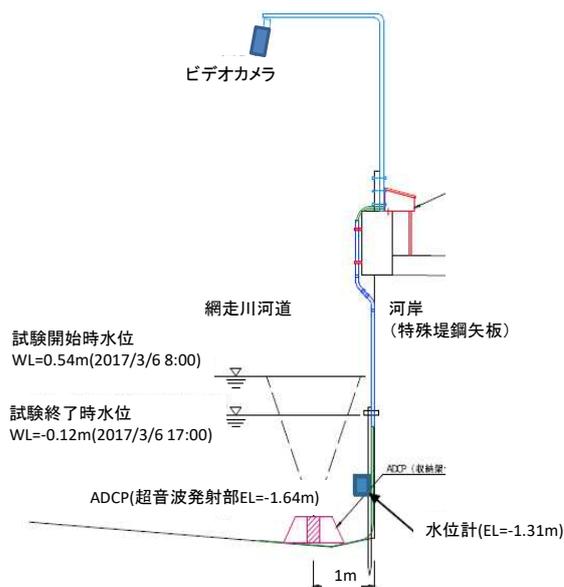


図-2.2 観測機器の設置概要

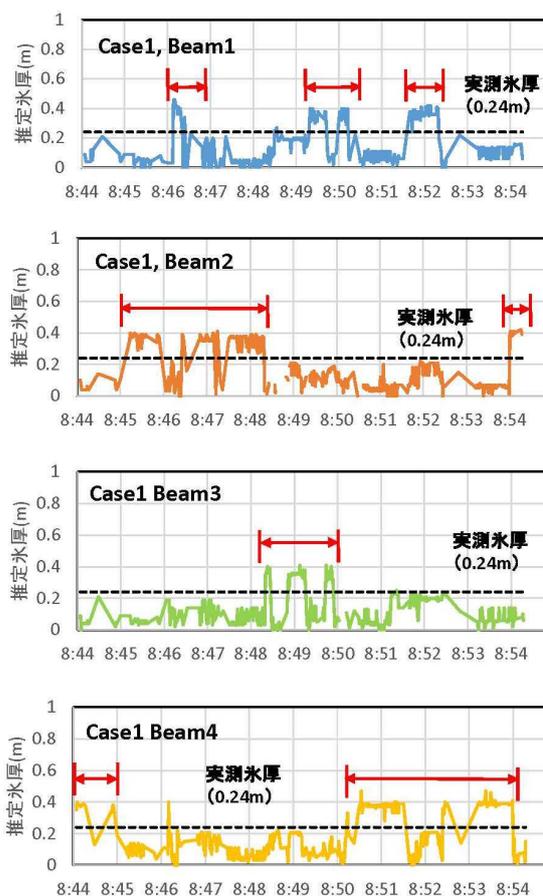


図-2.3 ADCPによる氷厚推定の一例(時系列変化)

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。実験は氷厚を変えながら、計24

ケース行っている。

図-2.3 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-2.3 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る。

図-2.4 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 程度大きくなっており、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。

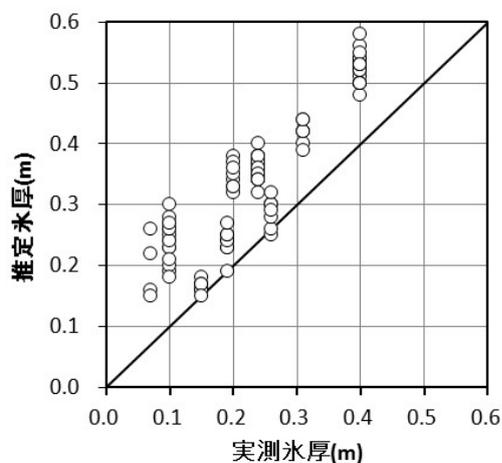


図-2.4 ADCP による推定氷厚と実測氷厚の比較

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可道の点検要領、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 巻, 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, pp.210-215, 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 巻, pp.1027-1032
- 8) 橋場雅弘, 吉川泰弘, 渡邊康玄：結氷河川における SWIP を用いた河氷の晶氷厚の測定, 河川技術論文集第 12 巻, pp.265-270, 2010

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（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、増田亨、木岡信治、長谷一矢

【要旨】

沿岸構造物の老朽化特性の評価手法を提案するため、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文献等を調査し、海水はコンクリートを摩耗すること、今後精力的に実施すべき研究課題の一つは、海水による摩耗と凍結融解との複合劣化であること、等を明らかにした。さらに、北海道の港湾・漁港構造物を対象に行った塩害・中性化に関する大量の調査データの収集・整理を行ったうえで、北海道沿岸域を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統計解析を用い評価した。その結果、大きな差が認められなかったことから、海域毎の環境条件等が中性化の進行や塩化物イオンの浸透に関して大きく影響していない事を示唆していることが分かった。

キーワード：海水、摩耗、暴露試験、中性化、塩害、統計解析

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、海水等の衝突や摩擦作用が加わり、過酷な環境に曝されるが、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年度の研究成果では、文献等から劣化損傷特性を整理しつつ、大量の現地調査データを収集整理すると共に、今後の課題等を明らかにした。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・漁港構造物を対象に行った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（以下、「寒冷海域」と言う。）と海水の影響が大きい海域（以下、「海水海域」と言う。）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評価した。また、それら有意差発生の有無により海域毎の環境因子の影響について評価し、今後の検討課題等を明らかにした。

2. 積雪寒冷地域における劣化特性の机上調査・検討

2.1 国内外文献等のレビューによる劣化損傷特性と今後の研究課題の整理

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

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	飛沫帯～海水中	—
摩 耗	波浪	砂、波浪	—	—	砂浜海岸の汀線付近
	水流	砂、水流	—	—	河川域内
	海水	海水、海水の中の砂	水流・波浪・潮汐による摩擦・衝突	氷海域	干満帯～海水中

リートを摩耗すると結論付けているほか、海氷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、海氷による摩耗と凍結融解との複合劣化を抽出した。

加えて、北海道の港湾・漁港構造物を対象に行った劣化状況に関する大量の調査データの収集整理を行い、今後、詳細な海水域特有の劣化機構の解明に向けた手がかりを得た。

2.2 北海道の港湾・漁港における塩害・中性化に関する調査データの評価・検討

北海道開発局が過去に図-2.1に示す22港湾・漁港で経過年数が15～85年の63施設において試験体を採用し、中性化深さまたは深さ別の塩化物イオン含有量などを測定したデータを提供してもらい評価・検討を行った。宗谷岬から襟裳岬を直線（図中の赤一点鎖線）で結び、北海道沿岸域においてその西側を海水の影響が無い海域

（以下、「寒冷海域」と言う。）と、その東側を海水の影響が大きい海域（以下、「海水海域」と言う。）と分類して以下の分析を行った。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」に準拠し測定している。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」に準拠し測定している。

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⁴⁾。また、拡散係数は、上述の深さ別の塩化物イオン含有量をもとに、式(2.1)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)}。

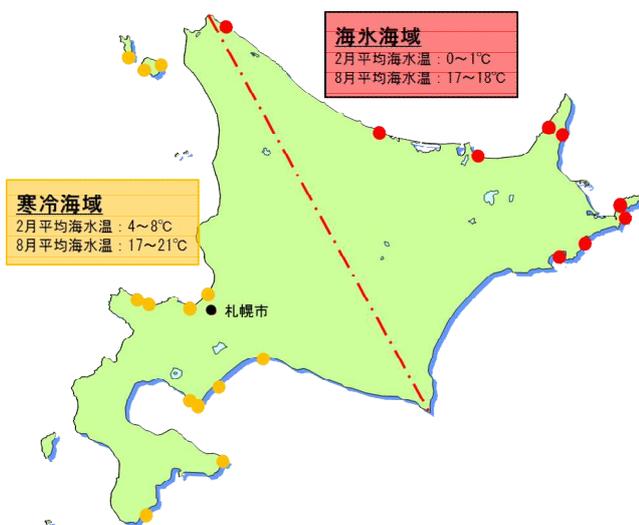


図-2.1 北海道の港湾・漁港構造物における劣化状況に関する調査位置

なお、拡散係数を算定した過程・結果において明らかに異常値と思われるものは排除した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拡散係数を、北海道沿岸域において比較的温暖な寒冷海域と比較的寒冷でかつ海氷の影響が大きい海水海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるかについて調べた。

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

$C(x, t)$: 深さ x (cm), 建設時からの時刻 t (年) における塩化物イオン含有量 (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 (式(2.2))

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

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-2.3 上段は、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、縦軸に示した各階級における相対頻度分布を横軸にとり、

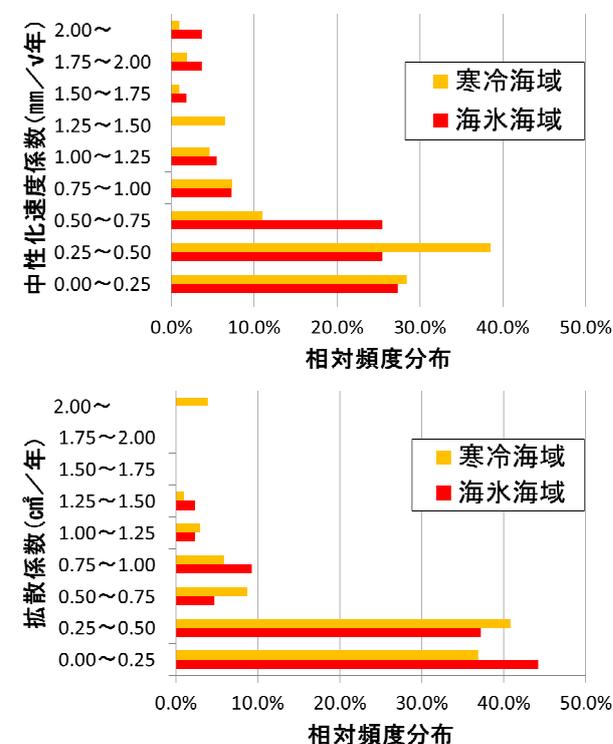


図-2.3 積雪寒冷地の沿岸構造物の各海域における中性化速度係数と拡散係数の相対頻度分布

グラフ化したものである。図-2.3 下段は、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拡散係数を海域毎に取り纏め、縦軸に示した各階級における相対頻度分布を横軸にとり、グラフ化したものである。

中性化速度係数（上段）と拡散係数（下段）の両海域における相対頻度分布は、大きな差異や特徴は無い傾向にある。また、中性化速度係数と拡散係数の海域毎の平均値・中央値を表-2.1 にまとめたが、相対頻度分布と同様に大きな差異や特徴は見出せない傾向にある。加えて、中性化速度係数と拡散係数が港間または海域間において統計的に有意な差があるか調べたが、有意水準1%で有意な差は認められなかった。これは、寒冷海域または海氷海域における環境条件等が中性化の進行や塩化物イオンの浸透に関して大きく影響していない事を示唆している。

さらに今後は、更に温暖な海域に位置する本州の港湾構造物における塩害・中性化に関する調査データを追加収集し、それらの調査結果をもとに分析を進め、積雪寒冷地の沿岸域におけるコンクリート構造物特有の塩害・中性化の劣化特性を検証する予定である。

表-2.1 中性化速度係数と拡散係数の平均値・中央値の海域毎における比較

項 目		寒冷海域	海氷海域
中性化速度係数 (mm/\sqrt{y})	平均値	0.523	0.608
	中央値	0.370	0.475
拡散係数 ($cm^2/年$)	平均値	0.438	0.371
	中央値	0.316	0.295

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) 土木学会：2013年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕、pp. 151-153、pp. 170-172、p. 196、2013. 8

5) 土木学会：2013年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕、pp. 151-153、pp. 170-172、p. 196、2013. 8

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>

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 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：木村孝司、丸山記美雄、安倍隆二、
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。平成 29 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、電気抵抗によって路盤や路床の凍結融解状態や含水状態を把握する手法の有効性を確認した。また、この手法を用いて凍結深さの計測できる可能性が示唆された。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。

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

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。平成 29 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状態や含水状態を把握する手法の検討

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⁾²⁾。この原理を利用して、舗装体内部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に示すように、電極を 5cm 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)を試作した。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)に等間隔で巻き付け、VP 管の側面に孔を開け、管の内側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本検討ではハンディタイプの LCR メータ (GW Instek 製 LCR-916) を使用した。ちなみに、交流での計測が可能な自記記録装置を接続すれば、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て、深さ方向に電極が並ぶ形となり、5cm 程度の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よう意図している。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と考えられる。

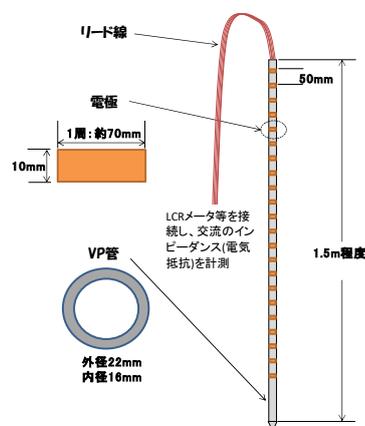


図-2.1 凍結融解深度計の概要

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（切込碎石 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-2.2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℃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℃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。

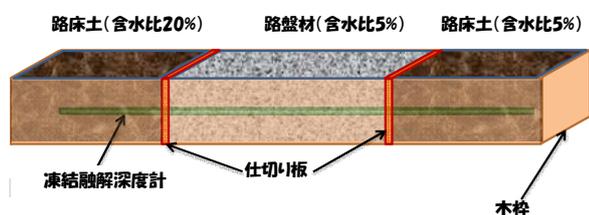


図-2.2 試験試料および凍結融解深度計の埋設状況

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℃）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ったと推察される。

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右列に示す。路盤材では、電気抵抗値が一桁低下し、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っ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があると考えられる。

表-2.1 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℃)	常温養生6h後
路盤材	5%	1.46×10^2	1.06×10^3	1.55×10^2
路床土	5%	5.85×10^2	5.42×10^2	8.98×10^2
	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-2.3, 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であり指数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、含水率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。

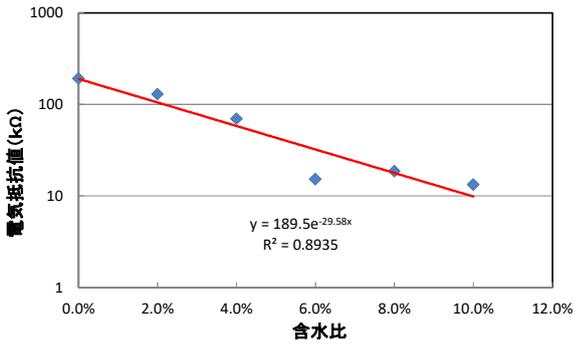


図-2.3 凍結融解深度計による電気抵抗値と含水比(路盤材)

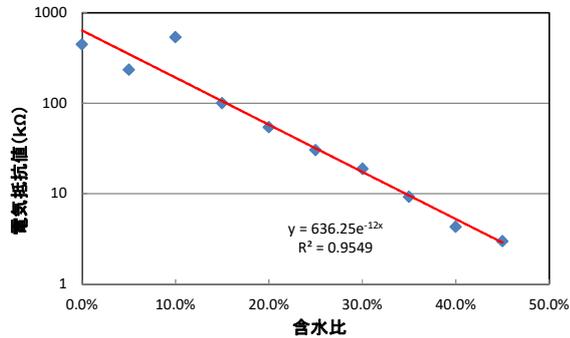


図-2.4 凍結融解深度計による電気抵抗値と含水比(路床土)

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に示す4種類を埋設し比較した。



写真-2.1 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することで、凍結深さの計測を試みた結果、図-2.5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。

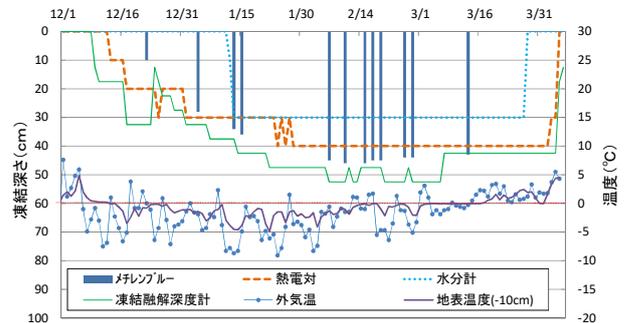


図-2.5 計測結果

2.1.5 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により、路盤材および路床材の凍結融解状態を判定することが可能と考えられる。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。

(2) 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。

(3) 屋外において、電気抵抗値の顕著な変化を凍結融解

の判定基準とすることで、凍結深さの計測を試みた結果、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。

2.2 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、凍結融解を作用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る影響を定量的に把握する手法について検討を行った。

2.2.1 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-2.6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ー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℃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取るよう配慮した。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。φ10cm、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-2.2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℃→-18℃で約2時間、融解行程が-18℃→+4.5℃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℃程度の常温で2週間以上乾燥させ、図-2.6に示す手順の蛍光エポキシ樹脂含浸法に供した。

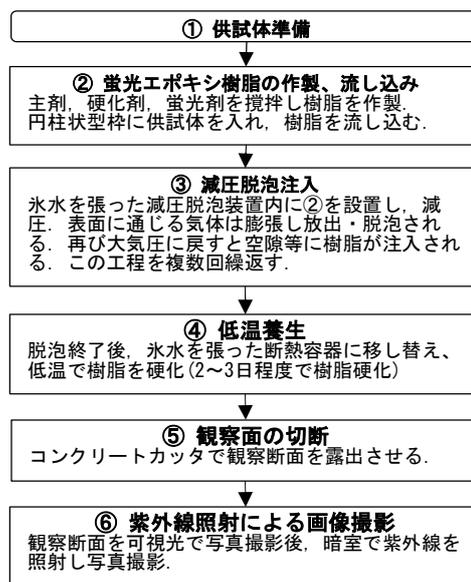


図-2.6 蛍光エポキシ樹脂含浸法の手順

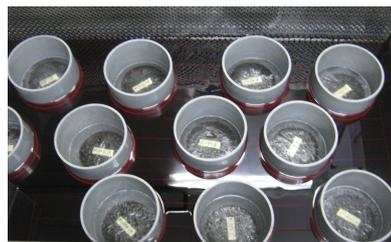


写真-2.2 円柱状供試体の凍結融解状況

(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、曲げ特性など複数の異なる性状と性能に及ぶ可能性があるため、表-2.2に示す種類の性能試験を行った。試験手順を図-2.7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℃でカンタブロ試験、圧裂試験、曲げ試験を行った。試験温度を+5℃としたのは、雪が融ける時期の低温の水を想定し、0℃に近い5℃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℃の水に浸漬した後の供試体1セットに対しても、+5℃でカンタブロ試験、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。

表-2.2 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℃)	舗装試験法便覧B010準拠
圧裂強度の変化	圧裂試験(+5℃)	舗装試験法便覧B006準拠
曲げ特性の変化	3点曲げ試験(+5℃)	舗装試験法便覧B005準拠

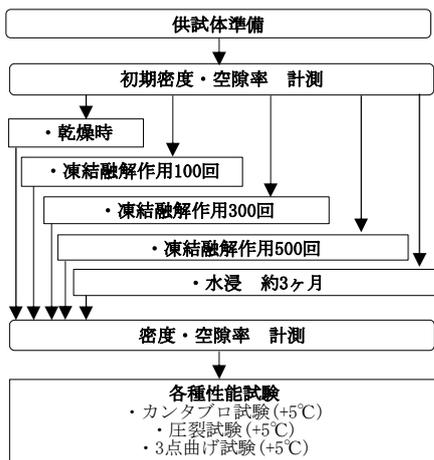


図-2.7 各種性能試験の手順

2.2.2 検討結果

(1) 空隙率の増加結果

水浸環境においた供試体と凍結融解環境においた供試体の空隙率測定結果を表-2.3に示す。水浸環境においた

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。

表-2.3 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%

(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、写真-2.4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-4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がっており、表面から3cm程度の深さまで樹脂が浸入し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。

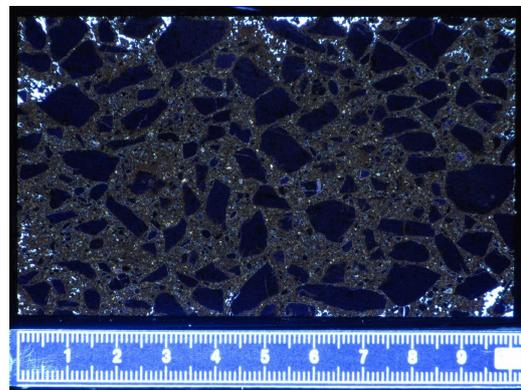


写真-2.3 水浸後のアスファルト混合物に対する蛍光エポキシ樹脂含浸試験結果例

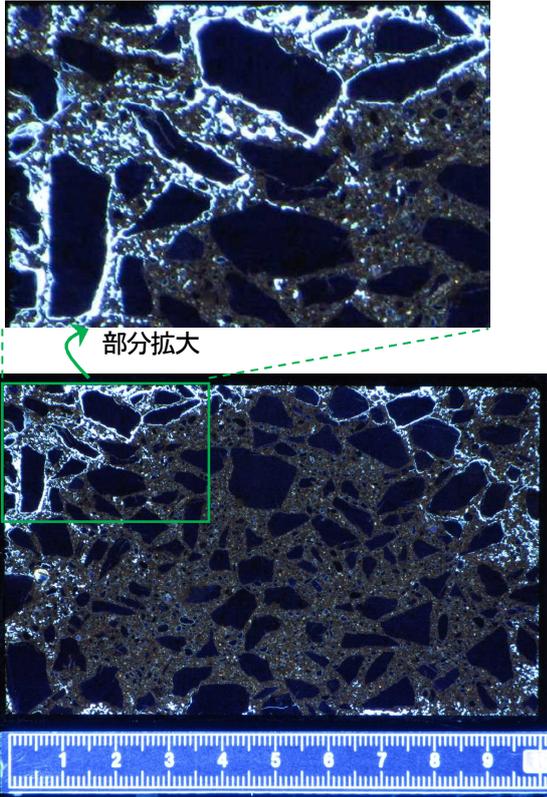


写真-2.4 凍結融解作用を受けたアスファルト混合物に対する蛍光エポキシ樹脂浸透試験結果例

(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-2.4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、カンタプロ損失率試験の結果を図-2.8に、圧裂試験結果を図-2.9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℃カンタプロ損失率が14.5%であるのに比べて、水浸後の供試体の5℃カンタプロ損失率は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るほど、カンタプ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-2.8中にはカンタプ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プロ損

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、カンタプロ損失率の増加に繋がっていると考えられる。

図-2.9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。

カンタプ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は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可能であると考えられる。

表-2.4 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

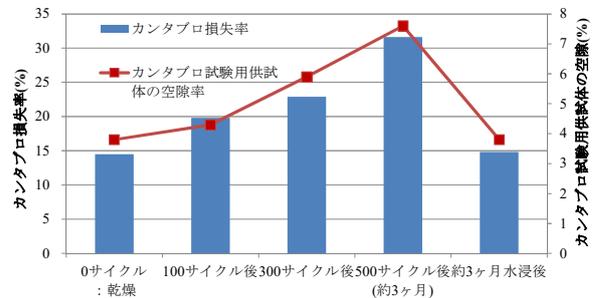


図-2.8 カンタプロ損失率試験結果

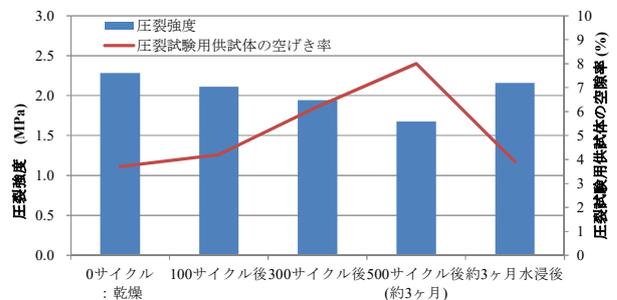


図-2.9 圧裂試験結果

2.2.3 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は低下状況を定量的に把握することが可能であると考えられる。

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) 原田敏一郎, 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・加藤享司・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.

8.1 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（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：山梨高裕、佐藤厚子、野上敦、久慈直之

【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍結および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。

平成 29 年度は、実施工現場におけるグラウンドアンカー工の凍上現象を把握するため、28 年度に施工した箇所での地中温度、アンカーの荷重およびアンカー頭部の変位を計測した。また、凍上現象の挙動を検証するため、苫小牧試験施工フィールド内において平成 28 年度に施工した模型アンカーについて計測結果をとりまとめた。

キーワード：凍上、凍結融解、切土のり面安定構造物、現地確認調査、試験施工

1. はじめに

切土のり面安定構造物の効率的な点検・評価手法の構築を目的とした技術開発に向け、北海道内における切土のり面安定構造物について、現地確認調査、関連資料収集および道路管理者へのヒアリングを実施し、試験計測箇所を選定、計測を開始した。

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、苫小牧試験施工フィールド内での実験を開始したので報告する。

2. グラウンドアンカー工の試験計測について

2.1 試験計測箇所の選定

試験計測箇所の選定にあたり、その計測箇所における凍上可能性の有無が重要となる。凍上現象は凍上の3要素と呼ばれる「温度」「水分」「土質」の条件が揃うことで発生する¹⁾。つまり、この3要素のうちどれか1つ欠けると凍上は発生しないことになる。また、気象や地形条件により「温度」や「水分」は影響を受け凍上の発生は大きく左右される。特に北海道のような積雪寒冷地では、「積雪」の影響についても考慮する必要がある²⁾ことから、試験計測箇所の選定には十分な検討が必要となる。これらを踏まえ、冬期間も含めた現地確認調査を実施するとともに、過去の降雪・積雪状況や地形・地質条件について、実際に道路を管理している道路事務所担当者へのヒアリング調査の実施や、切土のり面安定構造物

の設計報告書・地質報告書を参考にしながら、試験計測箇所を選定した。

2.2 試験計測箇所

試験計測箇所は「せたな町」および「斜里町」のグラウンドアンカー施工箇所を選定した。試験計測箇所を図-2.1、現地状況を写真-2.1にそれぞれ示す。せたな町ではグラウンドアンカー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に計測機器を設置して、凍上に伴う荷重変化、切土のり面内の温度を計測した。



図-2.1 試験計測箇所



2017. 11. 7

2018. 5. 9

a. せたな町



2018. 5. 17

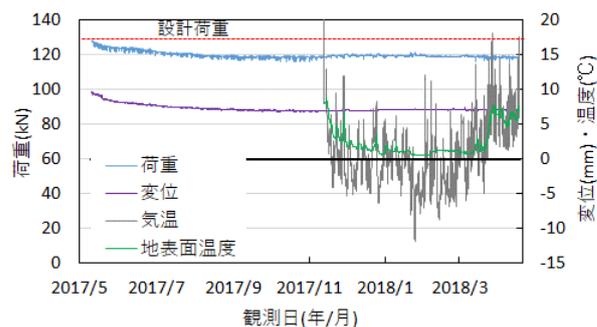
b. 斜里町

写真-2.1 現地状況

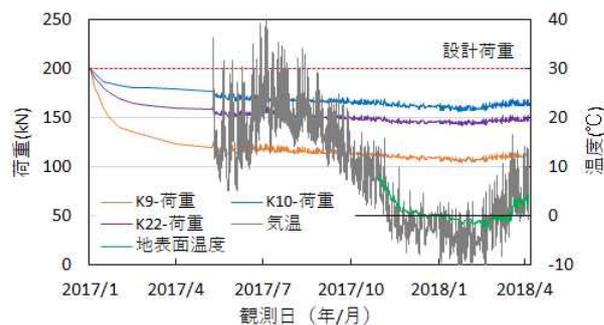
2. 3 試験結果

せたな町、斜里町のグラウンドアンカーに作用した荷重を図-2.2 に示す。せたな町的设计荷重は 130kN、斜里町的设计荷重は 200kN である。いずれの地区においても、荷重計設置後時間が経過するとグラウンド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。計測した期間中、せたな町の気温は、マイナスが記録されているが、地表面の温度はいずれの箇所においてもマイナスとなることなく地中の凍結はなかった。

これは、写真 2-2 a. に示すように、せたな町の位置する道南地方では、例年の冬期は降雪が少ないとされてきたが、平成 29 年度は記録的な雪に見舞われたため、観測地点が積雪により保温されたためと考えられる。斜里町では写真 2-2 b. に示すように、荷重計の近傍の温度を測定した。この箇所では施工後に落石防止のための応急的な防護柵が設置され、のり面と柵の間の積雪量が多くなり、地山の凍結がなかったものと考えられる。今後の継続的な計測が必要である。



a. せたな町



b. 斜里町

図-2.2 グラウンドアンカーに作用する荷重



2018. 3. 17

2018. 2. 24

a. せたな町

b. 斜里町

写真-2.2 現地積雪状況

2. 4 グラウンドアンカー工の試験計測に関するまとめ

平成 28 年度グラウンドアンカーを施工した 2 箇所において、荷重計設置後時間が経過するとグラウンド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積雪しやすい環境にあったことから、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。いずれの箇所も今後は積雪がない環境になることから継続的な計測を行う。

3. 苫小牧施工試験フィールド内における試験施工について

3.1 試験施工箇所

試験施工箇所について、施工箇所を図-3.1、施工状況を写真-3.1にそれぞれ示す。



図-3.1 施工箇所



写真-3.1 施工状況

3.2 試験施工概要

凍上現象の挙動を詳細に把握するため、模型アンカーを苫小牧施工試験フィールド内のコンクリート土槽に設置した。アンカー先端をコンクリート土槽底面に固定し受圧板と荷重計、変位計、温度センサーおよび凍結深度計を設置した。断面図と計器設置状況を図-3.2および写真-3.2にそれぞれ示す。

また、アンカーの施工条件を土質および凍上対策ごとに設定して、それぞれ地中温度、凍結深さ、荷重の変化、受圧板の変位について平成28年12月より計測を開始した。施工条件を表-3.1、配置平面図および施工条件ごとの状況を図-3.3と写真3.3にそれぞれ示す。

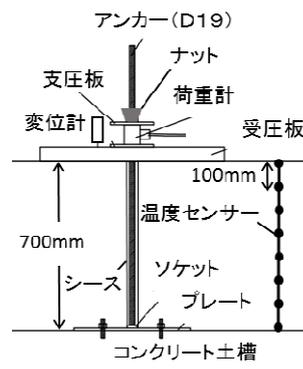


図-3.2 断面図

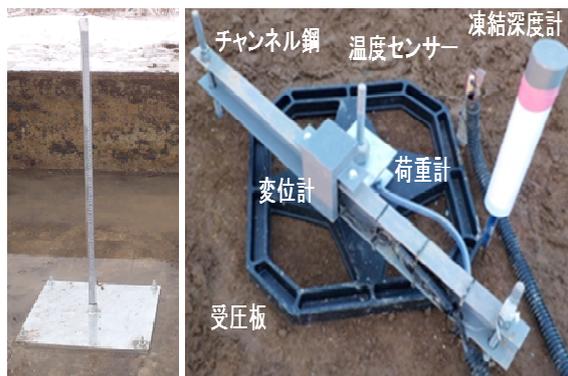


写真-3.2 模型アンカーと計器設置状況

表-3.1 施工条件

CASE	土質	凍上対策内容
A	砂礫	なし
B	土砂	受圧板下断熱材 t=50mm を敷設
C		なし
D		断熱材 t=50mm 内装の箱 (900×1200 × 1000mm) でアンカー全体を覆う

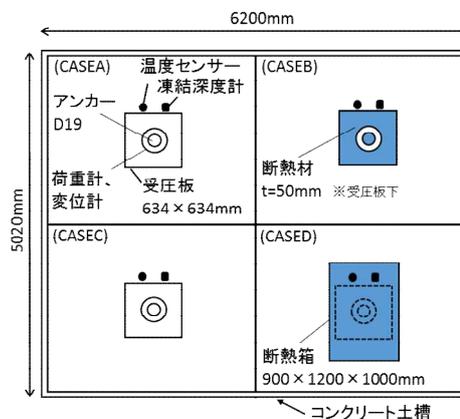


図-3.3 配置平面図



写真-3.3 施工条件ごとの状況

3.3 試験結果

各施工箇所には温度センサーを図-3.2 に示すように設置し、地表面から深さ 70cm まで 10cm 間隔で 1 時間ごとに自動計測した。また、アンカーに作用する荷重を計測するため 100kN まで計測できる薄型センターホール型荷重計を用いて、1 時間ごとに自動計測した。さらに、受圧板の変位を計測するために、定格容量 50mm の引張・圧縮両用ひずみゲージ式変位計を用いてアンカー中心から 90mm 離れた位置で 1 時間ごとに自動計測した。不動点用のチャンネル鋼をコンクリート土槽底面より固定し変位計を添架した。なお、変位計が積雪の影響を受けないように鋼製カバーで覆った。各データの計測期間は平成 28 年 12 月から平成 29 年 3 月までとした。検討するにあたり 1 時間ごとの各データを 1 日平均に換算して取りまとめた。

試験施工箇所の積雪について、平成 28 年 12 月から平成 29 年 3 月までの状況写真を写真-3.4 に示す。積雪が初冬期に 20cm を超えたが、その値以上を保つ状況は見られなかった。⁴⁾

次に、試験施工箇所の外気温の平均値と凍結指数を図-3.4 に示す。また、各 CASE の凍結深さを図-3.5 に示す。CASEC(土砂)にくらべ、断熱対策を実施した CASEB(土砂+断熱材)および CASED(土砂+断熱箱)の凍結深さは抑えられて、CASEC(土砂)の最大凍結深さは 40cm を超えているが、CASEB(土砂+断熱材)の最大凍結深さは 20cm 程度、CASED(土砂+断熱箱)は 30cm 程度となった。このことから、断熱材および断熱箱による凍上抑制効果が確認された。さらに、各 CASE の荷重と受圧

板変位の変化について図-3.6 に示す。CASEA(砂礫)の変位は非凍上性である砂礫に施工したことにより、荷重および受圧板の変位にほとんど変化は見られなかった。

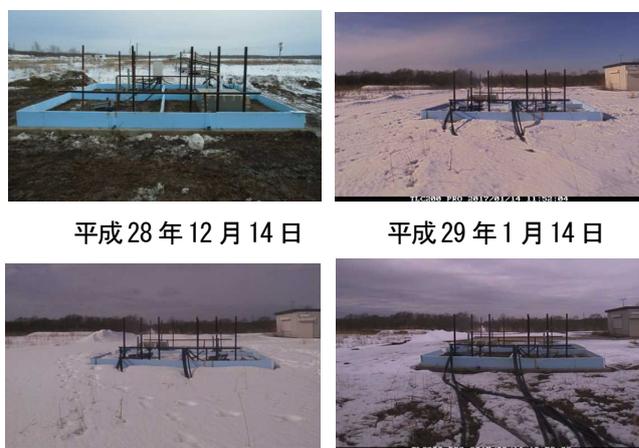


写真-3.4 試験施工箇所の積雪状況

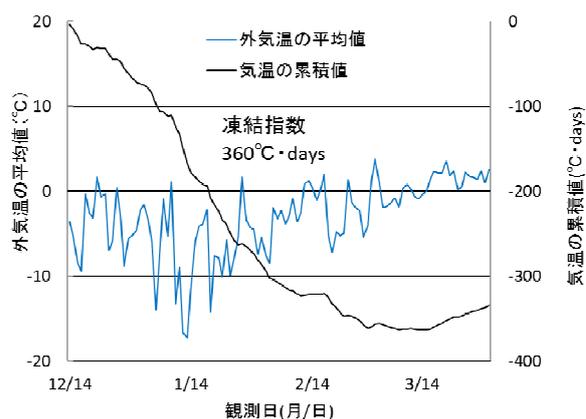


図-3.4 外気温の平均値と凍結指数

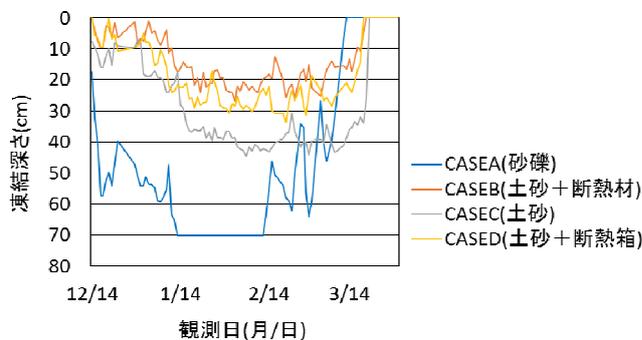


図-3.5 各 CASE の凍結深さ

CASEB(土砂+断熱材)の変位は、外気温が一番低くなる 1 月中旬に最大荷重が 25kN 程度、受圧板変位は

15mm 程度発生した。CASEC(土砂)の変位は、1月中旬に最大荷重が35kN程度発生し受圧板に凍上力が大きく作用したことから、受圧板とナットが一体となって持ち上がり続けた。融雪後のナットと支圧板の離れは20mm発生した(写真-3.5)。CASED(土砂+断熱箱)の変位は、1月中旬に荷重は40kNを超え受圧板変位は10mm発生した。融雪後のナットと支圧板の離れは10mm発生した(写真-3.6)。

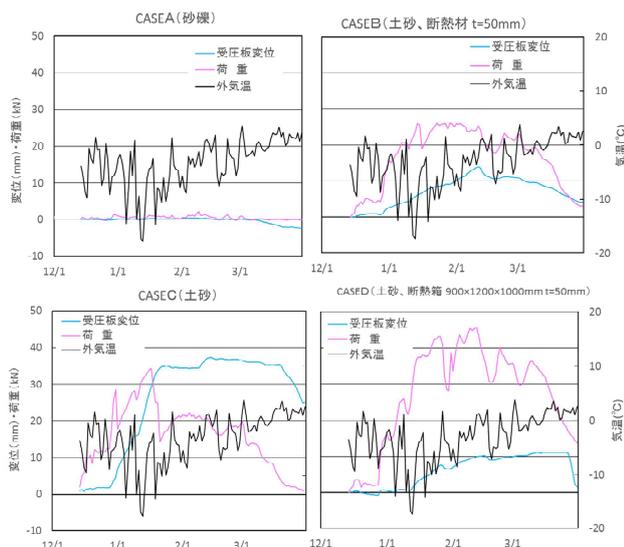


図-3.6 各 CASE の荷重と受圧板変位の変化

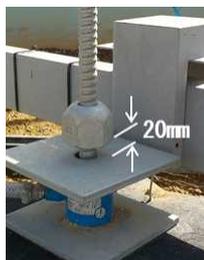


写真-3.5 ナットの状況 (CASE C)



写真-3.6 ナットの状況 (CASE D)

3.4 苫小牧施工試験フィールド内における試験施工に関するまとめ

模型アンカーを試験施工し、凍上によるアンカーへの影響について確認したが、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 (CASEA) 以外の施工箇所の変位についても変形していることを確認している (写真-3.7)。なお、断熱材を受圧板の下に敷設した CASEB では、断熱材を設置しなかった CASEC 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。今後、凍上現象に伴い模型アンカーに発生した事象を踏まえつつ、効率的な点検・診断・評価手法の確立に向けさらに検証を進める。



写真-3.7 受圧板の変形状況

4. まとめ

平成 28 年度グラウンドアンカーを施工した 2 箇所において、荷重計設置後時間が経過するとグラウンド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 箇所とも積雪により、地山が凍結することはなかったが、今後は積雪がない状況になることから、継続的な計測を行う。

模型アンカーの試験施工により、凍上によるアンカーへの影響について確認したが、凍上により地盤が変位しアンカー頭部のナットが緩むことを確認した。さらに、砂礫地山以外の施工箇所では受圧板が変形したことを確認した。今後、凍上現象に伴い模型アンカーに発生した事象を踏まえつつ、効率的な点検・診断・評価手法の確立に向けさらに検証を進める。

参考文献

- 1) 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-、平成 21 年 12 月
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路土工要綱、平成 21 年 6 月

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，長谷川諒

【要旨】

耐寒促進剤は、寒冷地など日平均気温が 4℃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。そうしたなか本研究では、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 年度には、どの程度、圧縮強度が発現すれば凍結融解による悪影響を受けないのかを検討し、養生終了時に必要とされる圧縮強度を 20 N/mm² から 15 N/mm² に低減できることを確認した。

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℃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。

耐寒促進剤と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、寒冷地などでの利用拡大が期待されている。

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. 氷点下におけるコンクリートの強度増進特性

2. 1 概要

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		

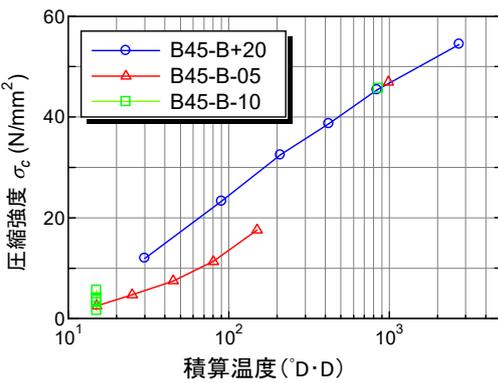
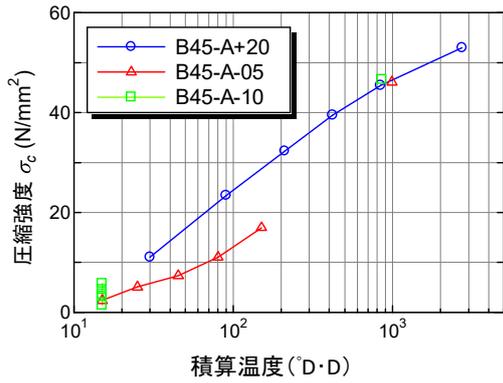


図-2.1 積算温度—圧縮強度関係（従来式）

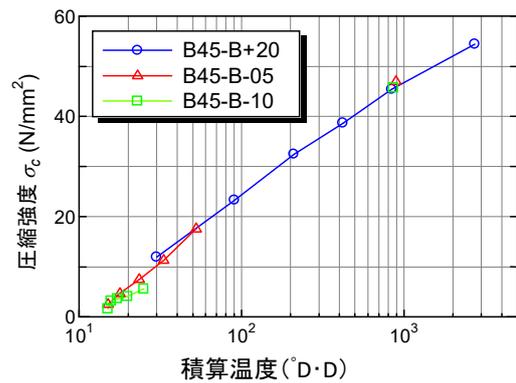
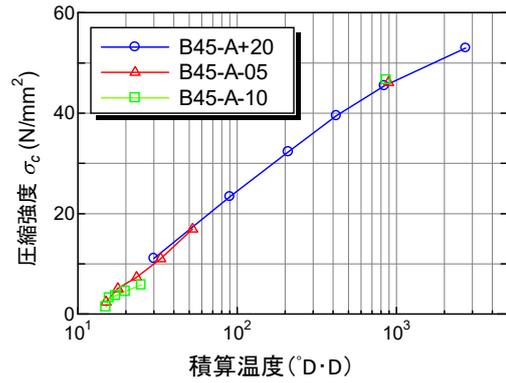


図-2.2 積算温度—圧縮強度関係（日本建築学会式）

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 $+5^{\circ}\text{C}$ 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、JISA 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⁾。

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t \quad \text{式-2.1}$$

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

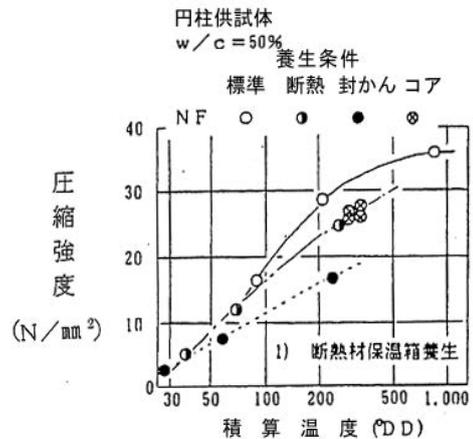


図-2.3 積算温度と圧縮強度の関係¹⁾

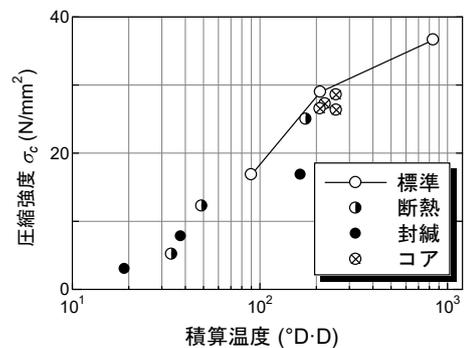


図-2.4 圧縮強度の再評価結果

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⁾。

$$\Delta t \geq 0$$

$$M = \Sigma (\theta + 10) \Delta t$$

$$\Delta t < 0$$

$$M = \Sigma 10 \times \exp(-0.60 \times (-\theta)^{0.74}) \Delta t \quad \text{式-2.2}$$

ここで、 M :積算温度($^{\circ}\text{C} \cdot \text{D}$)、 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、よい精度で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。

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, 1999.
- 2) (公社)土木学会:コンクリート標準示方書〔施工編〕, p.158, 2013.
- 3) (社)日本建築学会:寒中コンクリート施工指針, p.169, 2010.
- 4) (社)日本建築学会:寒中コンクリート施工指針, p.171, 2010.

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

寒冷地におけるコンクリートの主な劣化要因である凍害は、コンクリート内にひび割れを発生させ、劣化を促進させる。特に積雪寒冷地では凍害を受ける危険性が高く¹⁾、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/mm^2 と定めている²⁾が、耐寒剤施工指針³⁾におけるこの値は 20 N/mm^2 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/mm^2 大きくなる。

耐寒剤施工指針における 20 N/mm^2 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、圧縮強度 20 N/mm^2 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/mm^2 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/mm^2 から 15 N/mm^2 へと低減できる可能性がある。

そこで、本研究では、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、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 に本研究および既往研究⁴⁾で作製したコンクリートの配合を示す。水セメント比(W/C)は45, 50, 55%の3ケース、耐寒促進剤は添加量をセメント100 kgあたりそれぞれ3, 4, 5 Lとした。

供試体の養生は封かん養生とし、前節でも触れた圧縮強度データの範囲をより広くとるため養生期間や養生温度を変え(氷点下での養生も含む)、5~20 N/mm²の範囲の供試体を得ることとした。

さらに、圧縮強度試験と同じ材齢で凍結融解試験を開始し圧縮強度と耐久性指数の関係を調べた。

なお、凍結融解試験はJIS A 1148 A法に準じて10×10×40 cmの角柱供試体を用いて行い、圧縮強度試験はJIS A 1108に準拠しΦ10×20 cmの円柱供試体で行った。

3.3 試験結果

図-3.2 に本研究で得られた圧縮強度と耐久性指数の関係を示す。また、図-3.2には既往研究⁴⁾による試験結果も併せて示している。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。

□からは圧縮強度10 N/mm²付近では耐久性指数60を下回る結果も見受けられた一方、圧縮強度15 N/mm²付近では、耐久性指数60を満足し、60未満となる結果は認められなかった。

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)				耐寒促進剤 種類	添加量 (ℓ/C=100kg)	Slump (cm)	Air (%)	参考 文献	
		W	C	S	G						
45.0	42.0	150	333	78	1077	YW	4	6.2	8.6	—	
45.0	42.0	150	333	78	1077	MNM	4	5.7	7.2	—	
45.0	48.0	165	367	833	924	AFP2	3	6.8	4.7	—	
45.0	48.0	165	367	833	924		5	6.4	5.9	—	
50.0	46.0	165	330	809	977	AFP	3	6.3	4.5	—	
50.0	46.0	165	330	809	977		5	6.7	4.7	—	
55.0	48.0	165	300	855	953		3	7.5	4.7	—	
55.0	48.0	165	300	855	953		5	6.5	4.3	—	
45.0	45.0	160	356	792	995	FZP11	3	8.5	4.2	—	
45.0	45.0	150	333	812	1020		5	9.0	5.1	—	
45.0	45.0	160	356	792	995		3	8.5	5.1	—	
45.0	45.0	150	333	812	1020		5	9.0	5.3	—	
50.0	45.9	160	320	822	995		3	9.5	5.1	—	
50.0	45.8	150	300	839	1020		5	9.5	5.2	—	
50.0	45.9	160	320	822	995		3	9.5	4.8	—	
50.0	45.8	150	300	839	1020		5	9.0	5.3	—	
55.0	46.6	160	291	845	995		3	8.0	4.9	—	
55.0	46.6	154	280	856	1012		5	9.0	5.4	—	
55.0	46.6	160	291	845	995		3	8.0	4.6	—	
55.0	46.6	154	280	856	1012		5	9.0	5.1	—	
45.0	42.0	158	351	749	1043		NF	3	8.5	4.9	4)
45.0	42.0	158	338	754	1049			4	9.0	5.3	
45.0	42.0	148	329	768	1069			5	7.0	5.2	
50.0	43.0	158	316	780	1041			3	9.5	5.5	
50.0	43.0	155	310	785	1049	3		9.5	7.4		
50.0	43.0	152	304	791	1056	4		8.0	5.3		
50.0	43.0	149	298	796	1063	4		8.5	7.0		
50.0	43.0	148	296	798	1066	5		7.5	4.8		
50.0	43.0	145	290	804	1073	5		8.5	7.4		
55.0	44.0	158	287	808	1037	3		9.0	4.9		
55.0	44.0	152	276	819	1051	4		7.5	5.4		
55.0	44.0	148	269	826	1060	5		7.0	4.8		

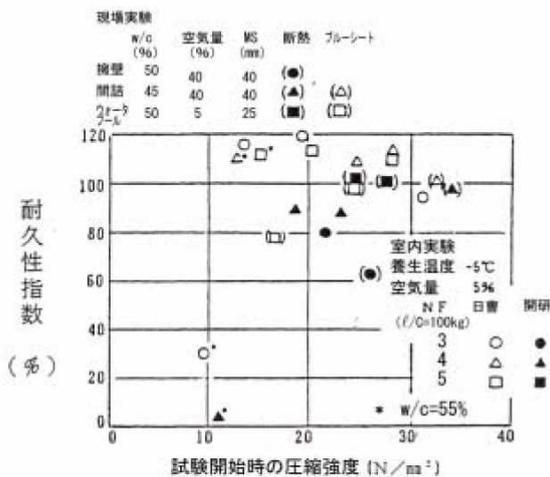


図-3.1 圧縮強度と耐久性指数の関係（耐寒剤施工指針）

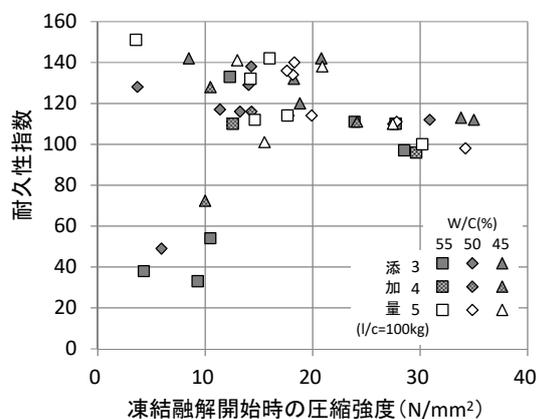


図-3.2 圧縮強度と耐久性指数の関係（本研究）

また、耐久性指数が100を超えている供試体も多く見られるが、これは若材齢で凍結融解試験を開始したため凍結融解試験中にセメントの水和反応が進み、硬化が進行したためと考えられる。

以上の結果より、耐寒促進剤を添加したコンクリートの養生終了時に必要な圧縮強度を、従来の20 N/mm²から15 N/mm²に低減することが可能であることが確認できた。

3.4 まとめ

耐寒促進剤を添加した異なる圧縮強度のコンクリート供試体を対象に凍結融解試験を行うことにより、耐寒促進剤を添加したコンクリートについて、養生時に凍結融解作用を受けてもよいという条件を満たす養生終了時の圧縮強度を従来の20 N/mm²から15 N/mm²に低減できることを明らかにした。これにより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であることが確認できた。

参考文献

- 1) 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
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書 [施工編], p.162, 2012
- 3) 通年施工推進協議会: 耐寒剤を用いる寒中コンクリートの施工指針, 1999
- 4) 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, エヌエムビー研究所報, No.9, 1992

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 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：西弘明、今野久志、白戸義孝、佐藤京、角間恒、
木村孝司、丸山記美雄、井谷雅司

【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。橋梁床版に関しては、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。

平成 28 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。舗装技術については、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。

平成 29 年度には、床版に関して、上面補修の事例調査を実施し、現状の上面補修工事における施工上の課題を整理した。また、舗装技術について、寒冷環境下での変形性能や接着性能が高い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。

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。橋梁床版に関しては、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。

平成 28 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。舗装技術に関しては、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。

平成 29 年度には、床版上面補修の事例調査を実施し、現状の上面補修工事における施工上の課題を整理した。また、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、目地材料の有する性能に関する検討を行った。

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 2000mm 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砕剤を添加し、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 A 6024 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。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

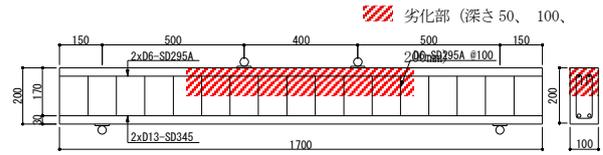
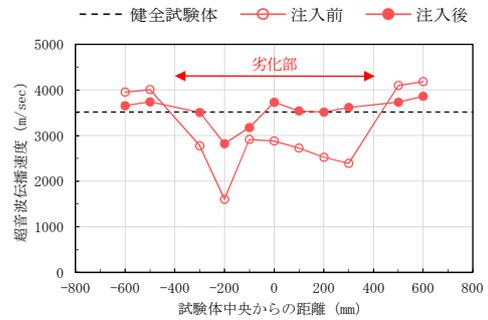
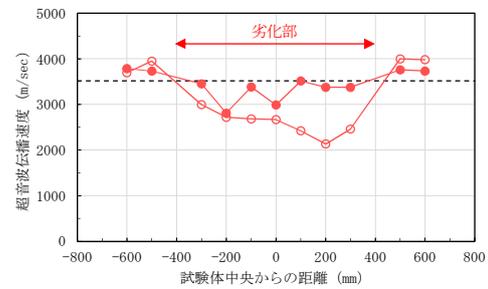


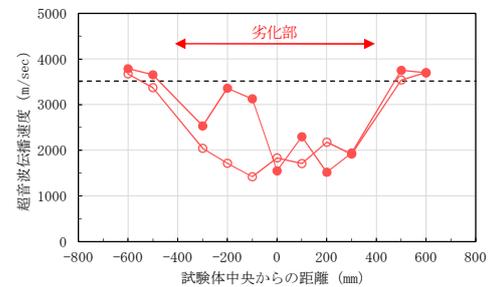
図-2.1 試験体



(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)

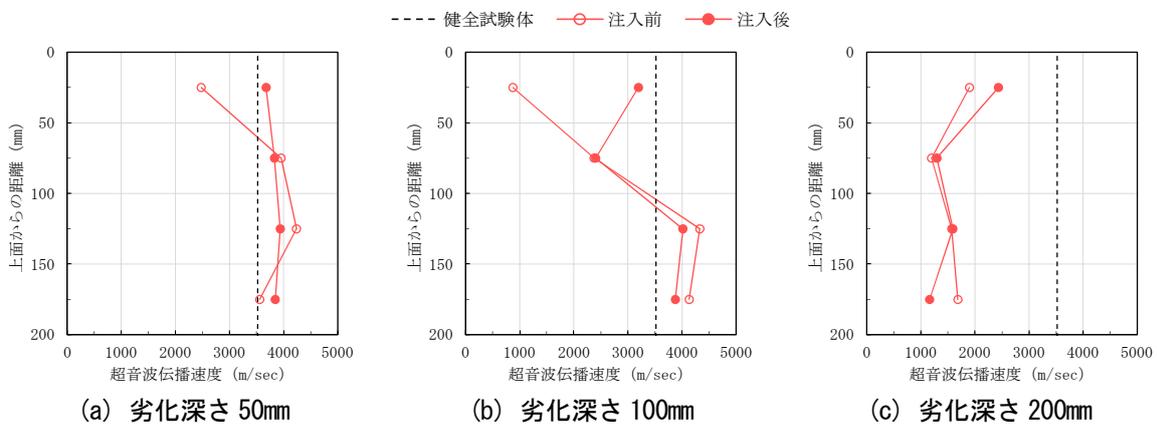


図-2.3 超音波伝播速度 (梁幅方向に透過)

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た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ったことが、超音波伝播速度が改善されなかっ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

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砂利化が発生している箇所があ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、上面の部分補修が行われたが、その後の不



写真-3.1 A橋の状況



写真-3.2 B橋

写真-3.3 C橋

具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) C橋

C橋は、上面の部分補修が行われている橋梁であり、調査時点において不具合は発生していない。写真-3.3には床版補修後および舗装敷設の状況を示しており、施工状況からは、B橋と同様に、舗装切削範囲が床版の補修範囲と一致するものであった。

3.3 上面補修工事における施工上の課題

上記の3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に、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

平成29年度には、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おり、
- 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。

平成30年度は、止水性に優れた上面補修工法を提案するため、屋外試験ヤードにおける施工試験を実施する。

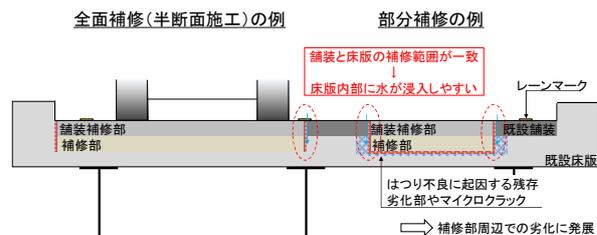


図-3.1 上面補修工事における施工上の課題

4. 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）

4.1 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か、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-4.1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-4.1)。

RC 床版上の舗装は、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。

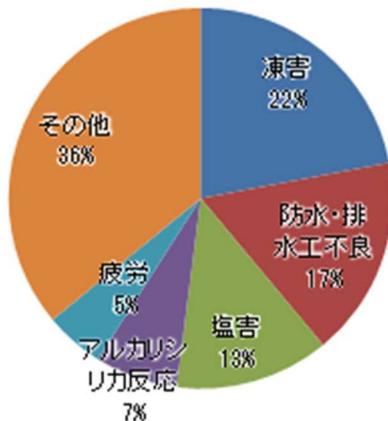


図-4.1 橋梁主要部材の損傷原因¹⁾



写真-4.1 舗装端部からの水分の浸入によるRC床版の損傷例

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。

4.2 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。

4.2.1 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)に対して加圧透水試験、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℃、-10℃、0℃、+23℃で引張速度 5mm/min にて試験を行った。試験状況の例を写真-4.2 および写真-4.3 に示す。引張試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トにより幅 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℃、+20℃でひずみ 400 μ 、載荷周波数 4Hz にて試験を実施した。



写真-4.2 引張接着力試験状況

(特殊目地材、-20°C)



写真-4.3 境界面ではがれ(加熱型高弾性、-20°C)

4. 2. 2 試験結果

図-4.2 および図-4.3 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-4.4 には、各種の目地材料の繰返し曲げ試験の結果を示す。特殊目地材は、100万回の繰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。

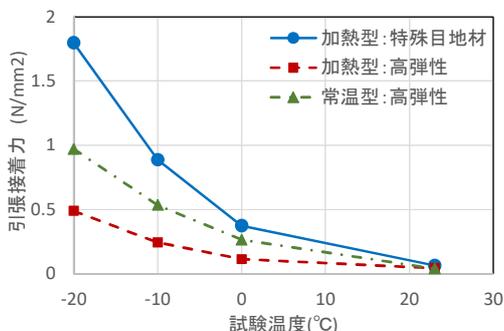


図-4.2 引張接着性試験結果(引張接着力)

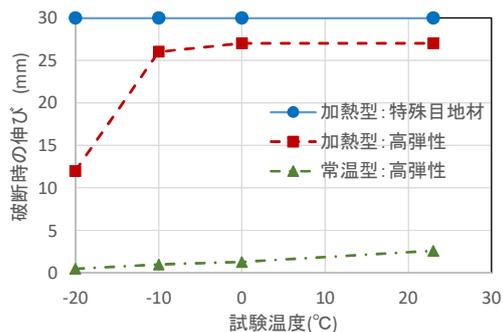


図-4.3 引張接着性試験結果(破断時の伸び)

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		100万回載荷後も、目地材の接着は良好。
加熱型:高弾性		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		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-4.4 繰返し曲げ試験による接着状況観察結果

4. 3 まとめ

平成 29 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。

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

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（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、島多昭典、安中新太郎、
菊田悦二、内藤 勲

【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。

平成 29 年度は、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、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基礎資料を得た。

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 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。

2. 直立護岸の劣化・再劣化状況の現地調査

直立護岸の補修工事において、仮締切りされた区間の補修対象コンクリート矢板の損傷状態を確認した。写真-2.1 に、断面修復を行うためコンクリート矢板の凸部の

コンクリートを除去した後の内部鉄筋の状態を示す。鉄筋は片側のみが腐食しており、他の矢板凸部の対策前の損傷事例（写真-2.2）と併せ推察すると、これは矢板凸部の片側のコンクリートが先に損傷したことによるものと考えられる。

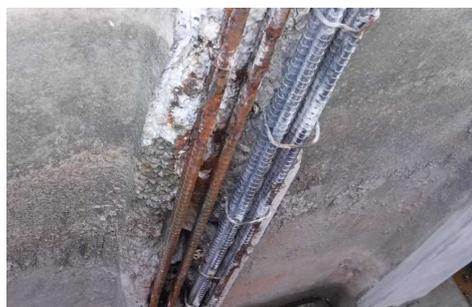


写真-2.1 矢板凸部の内部鉄筋の状況



写真-2.2 矢板凸部の対策前の損傷状況



写真-2.3 補修後の矢板凸部側面への衝突痕



写真-2.4 保護モルタル剥落状況

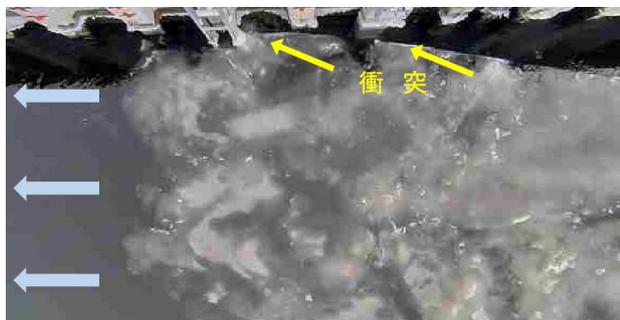


写真-2.5 大きな氷塊が矢板に衝突している状況

また、写真-2.3 および写真-2.4 にコンクリート矢板の劣化補修後の損傷状況を示す。コンクリート矢板の凸部側面に生じている衝突痕、および炭素繊維シート補修時に施工した保護モルタルの大きな割れと剥離状況が確認できる。

写真-2.5 に大きな河水が矢板凸部に衝突している状況を撮影したビデオからのキャプチャ画像を示す。この動画にはコンクリート矢板凸部に河水が何度も衝突を繰り返している状況が記録されており、このことが写真-2.1~2.4 のような損傷が生じた要因であると推測できる。

以上の調査結果から、河水の衝突や摩擦によって生じた損傷が要因となりコンクリート矢板の劣化や再劣化が拡大している実態を確認できた。次年度以降はこのような損傷に対する抑制方策を検討し、室内による検証実験等から最適な補修対策を提案する予定である。

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

8.2.4 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（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、増田亨、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について、既往の研究成果を調査し、可能性のある幾つかの工法を見出すと共に、その工法について現地暴露試験を継続し、海氷による外力を中心とする物理的な劣化損傷要因・過程等を調べた。さらに、補修補強工法の耐氷性を評価する室内試験法として、水中摩耗試験法を開発した。この試験法は、従来再現できなかった水中環境での摩耗試験を実現すると共に、コンクリート供試体の摩擦面における氷膜の形成を抑制し、長期間の摩耗試験継続を可能としたものである。

キーワード：海氷、摩耗、暴露試験

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、海氷を外力とする物理的な劣化損傷要因、劣化損傷過程等を現地調査により調べ、その補修補強方法を検討し、室内試験および現地暴露試験を経て、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 氷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

海氷には砂などの固形分が含まれる場合があり、実験や観測によりその幾つかの含有プロセスならびに、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、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。

2.2 海氷の接触荷重調査

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。荷重形態が準静的な荷重（10kPaオーダー）から短い接触時間での衝突的な荷重（1MPa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（図-2.1）、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、等を再確認した。なお、今後も調査を継続し、データを蓄積していく予定である。

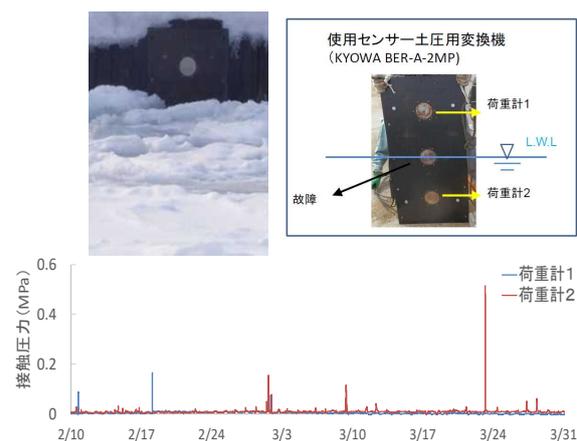


図-2.1 現地の様子と接触荷重の計測例(2018年2～3月)

3. 補修補強工法の評価方法

3.1 室内試験

3.1.1 水中摩耗試験

氷による沿岸構造物の耐摩耗性を検討するために



写真-2.1 水中摩耗試験機の全景

は、摩耗試験が不可欠である。そして、実海域における氷と構造物の摩耗位置が水面付近であることを考慮すると、水中における摩耗試験が望ましい。既往の研究においても摩耗試験が実施されてきたが、水中環境を再現した摩耗試験が困難であったため、気中における摩耗試験が行われてきた。しかし、鋼構造物の摩耗は腐食摩耗を伴うため、気中と水中の酸素供給量の違いは試験結果に大きな差を生む可能性がある。また、コンクリート構造物を対象とした気中における摩耗試験では、コンクリート供試体の摩擦面に氷膜が形成され、目的であるコンクリートの摩耗を阻害してしまう問題がある。そこで、本研究では水中環境の再現と氷膜形成の抑制を目的に、水中摩耗試験法を開発した。

写真-2.1 は本研究で使用した摩耗試験機の全景である。本研究は氷柱にコンクリート又は鋼材供試体が接触して往復運動する面接触式の滑動式を採用している。写真中央の亚克力水槽内を任意の液体で満たし、氷と供試体の摩擦面をこの中に置くことで、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、液体中で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、室温が氷点下の低温室内で行われるため、水槽内を淡水で満たすことはできない。例えば、試験環境が $-5.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ であれば、凝固点が $-5.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 以下の液体を使用することとなる。本研究では、濃度7.4%の塩水（凝固点約 $-5.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ ）と不凍液としてパーフルオロカーボン（フロリナート FC-770：3M社、以降フロリナートと称す）を使用することとした。フロリナート（FC-770）は、流動点 $-127\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、比重1.79の完全フッ素化合物であり、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。

写真-2.2 は、コンクリート構造物を対象とした気中と水中の摩耗試験結果である。気中の摩耗試験ではコンクリート表面に氷膜が形成されるが、水中（フ

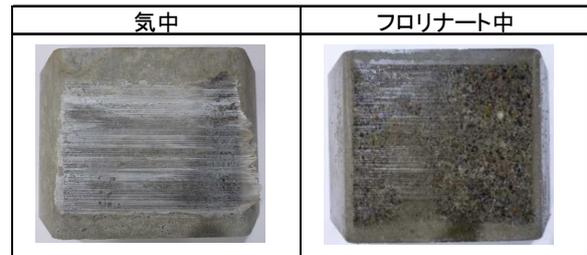


写真-2.2 コンクリート供試体表面の氷膜形成状況

ロリナート中)では、氷膜の形成が抑制されている。以上のとおり、この水中摩耗試験法により、水中環境の再現と長期間の摩耗試験継続が可能となった。今後、提案する補修補強工法について水中摩耗試験を実施し、その有効性を検証していく予定である。

3.2 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海氷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。これらは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、耐氷性や劣化損傷過程等に注目して調査を継続している。

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：固形分を含んだ海氷の摩擦による鋼構造物の損耗機構に関する研究、土木学会論文誌 B3 (海洋開発), Vol. 70, No.2, I_780-I_785, 2014.

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 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：木村孝司、丸山記美雄、安倍隆二、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。平成 29 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。
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

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。平成 29 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。

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も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とともに、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、釘止め方式など）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atalog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。

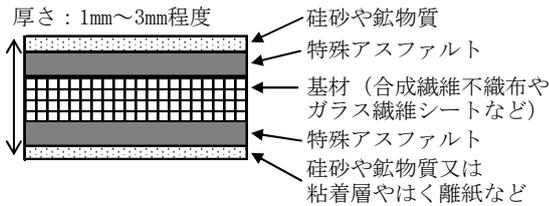


図-2.1 ひび割れ抑制シートの断面概要図

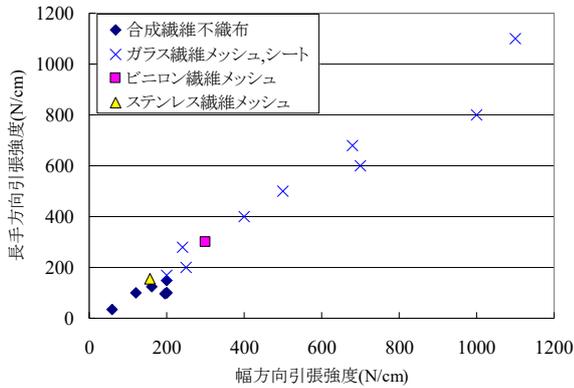


図-2.2 ひび割れ抑制シートの引張強度(基材の材質別)

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さい傾向(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むい
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
ピ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。

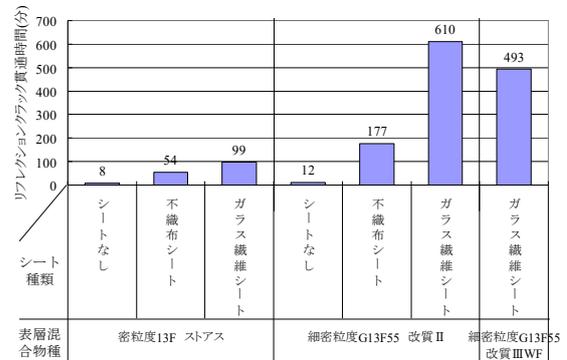


図-2.3 リフレクションクラック貫通時間

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進入し、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 3mm 程度、ガラス繊維シート区間では最大 1mm 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 3mm 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。

次に、施工後 4 冬経過後の各区間のひび割れ再発状況

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

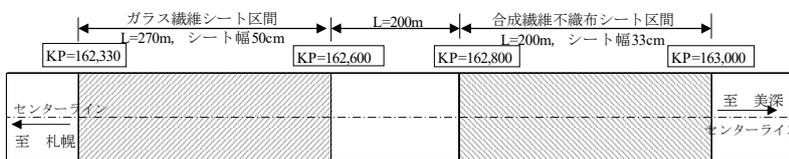


図-2.4 低温ひび割れ補修箇所の平面図

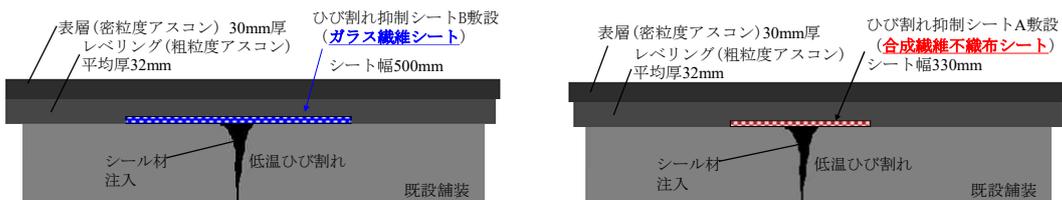


図-2.5 低温ひび割れ補修 各区間の概略図(左:ガラス繊維シート区間 右:合成繊維不織布シート区間)

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%以下に縮まってきている。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つ

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号苫小牧市美々、交通量区分はN7(3,000台以上、旧D交通)の路線箇所である。この試験施工区間においては、平成2年に交通量区分N5(250以上1,000

表-2.3 1冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

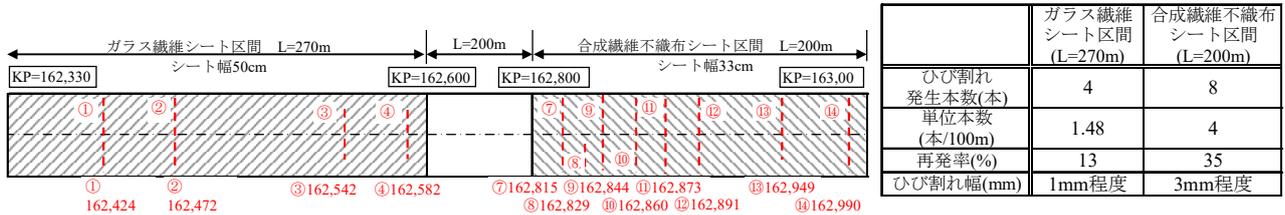


図-2.6 1冬経過後のひび割れ状況図

表-2.4 4冬経過後のひび割れ再発本数と再発率



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

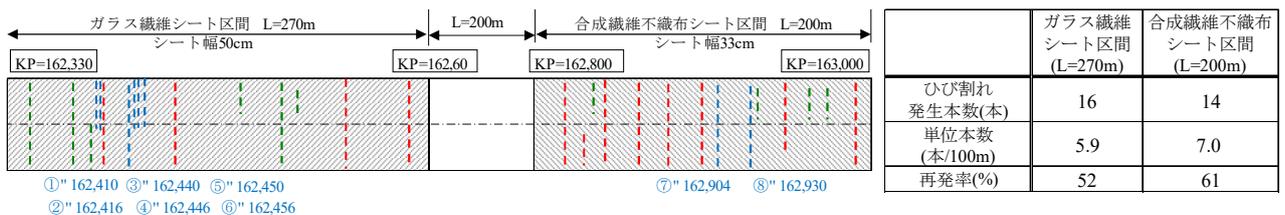


図-2.8 10冬経過後のひび割れ状況図

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ったことから、補修に際して前述した目的の試験施工を行ったものである。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年2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。したがって、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。ひび割れ抑制シート貼り付け後の状況を写真-2.2に示す。追跡調査

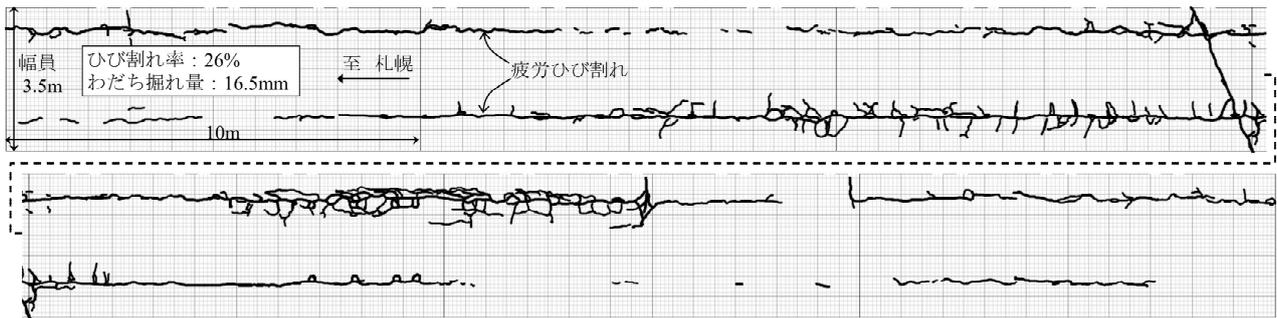


図-2.9 補修前の路面の疲労ひび割れ状況(幅員3.5m、延長60m区間)

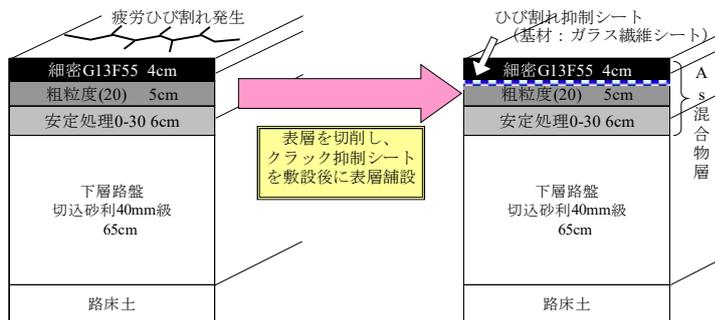


図-2.10 疲労ひび割れ補修方法概要図



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

わだち掘れ量
平坦性
ひび割れ率
交通量及び輪荷重
FWDによるたわみ量

表-2.7 路面性状追跡調査結果

測定年月	H19.11	H20.10	H21.10	H22.10	H23.10	H24.10	H25.10	H26.10	H27.10	H28.10
測定項目										
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

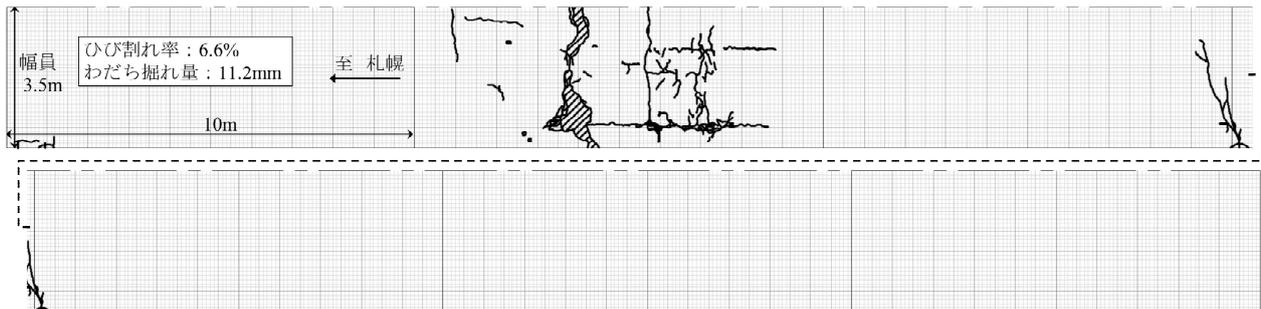


図-2.11 補修後9年経過時点のひび割れ再発状況(幅員3.5m、延長60m区間)

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。

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換算輪数は日当たりで約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⁾のに対して、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。

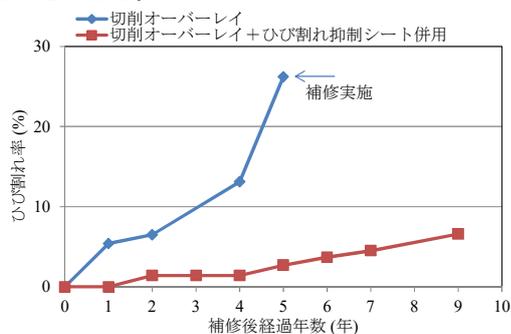


図-2.12 工法別のひび割れ率の推移比較

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)
	全交通量	大型車	日49kN換算輪数
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たことになり、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 低温ひび割れに対する適用方法検討

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いようにすること、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。

上述した視点に立脚すると、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リング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対して、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と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効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、耐久性が高まると期待される。

(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。

クラックの種類	クラックの程度	一般的な処理方法	備考
ヘアクラック 線状ひびわれ	基層下まで及んでいない幅は5 mm未満	タックコート	
線状ひびわれ	基層下まで及んでいない幅は5 mm～10 mm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. 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。

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

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。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り、施工要領の整備が急がれる。そこで、シラン系表面含浸材の冬期施工要領の策定に向け、低温下での含浸性、バーナーによる加温の効果を調べた。無溶剤系の含浸材では、温度の影響よりも含水率の影響が大きい知見を得た。また、ガスバーナー加温は含浸深さの確保に有効であることがわかった。

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℃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。



写真-1.1 厳冬期における防寒仮囲い内で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）

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

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℃）

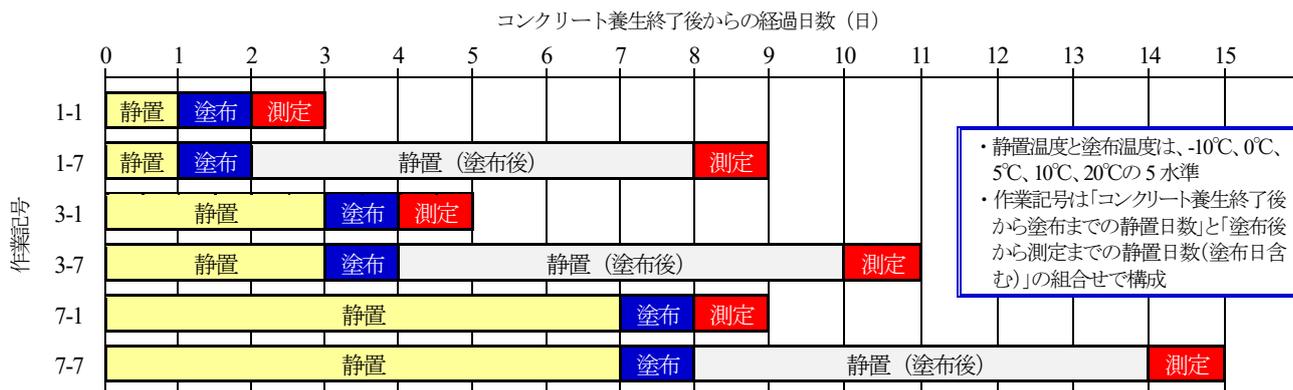


図-2.2 塗布作業および測定作業の工程



写真-2.1 -20°Cの環境に1日静置したシランの外観

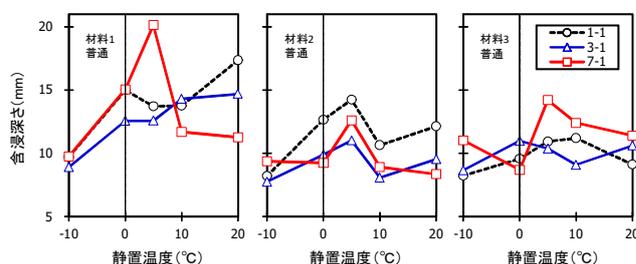


図-2.4 含浸深さの測定結果（普通ポルトランドセメント、塗布翌日に測定）

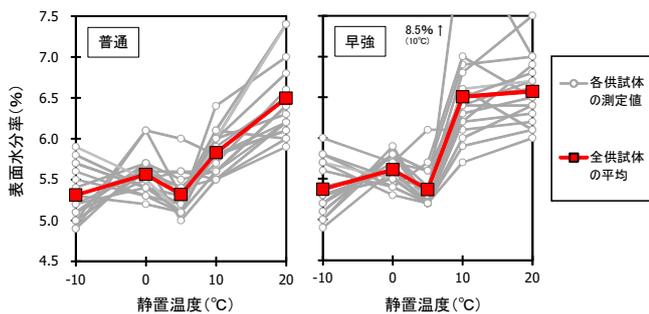


図-2.3 シラン塗布時におけるコンクリート表面水分率

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。

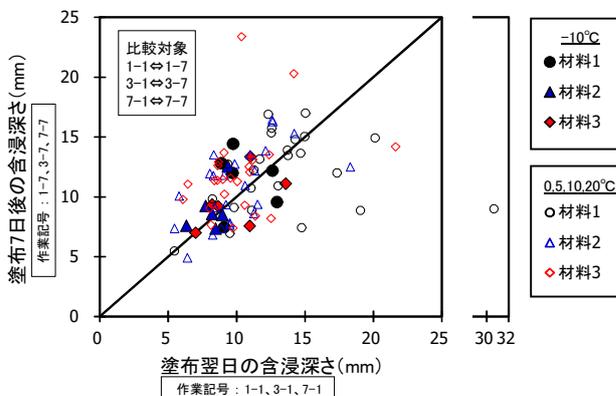


図-2.5 含浸に及ぼす塗布後の経過日数の影響（普通と早強の両セメントの結果を一括表示）

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

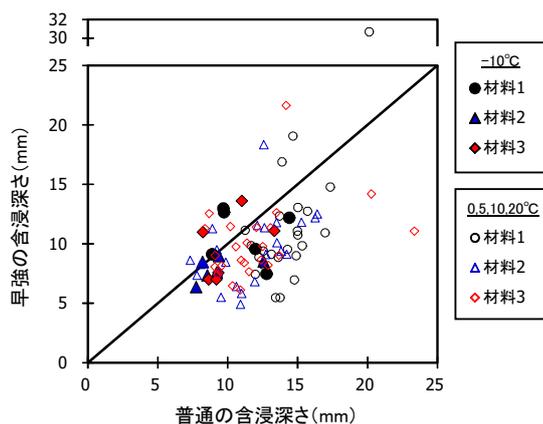


図-2.6 含浸に及ぼす使用セメントの影響
(全ての作業記号のデータを一括表示)

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⁷⁾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。

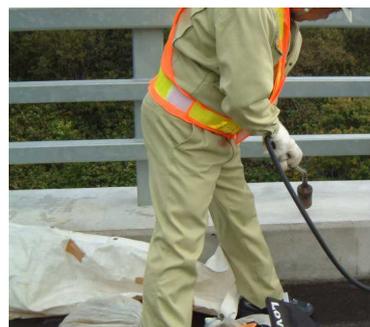


写真-3.1 ガスバーナーによる塗布前の表面加温状況

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%⁹⁾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砕石(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

・ 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℃、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℃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℃⁹⁾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℃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℃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℃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℃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℃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℃の冷凍機に1日間存置した供試体を100℃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

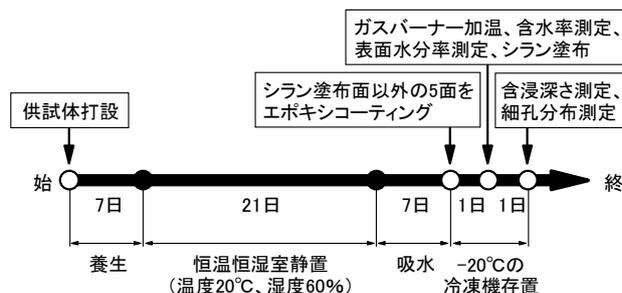


図-3.1 実験の流れ

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

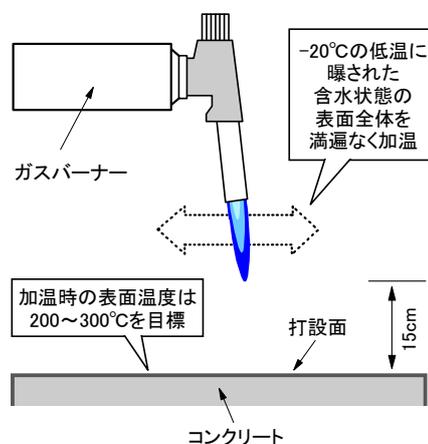


図-3.2 シラン塗布前の加温作業の概念

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大きくなった。一方、供試体全体で見ると含水率の低下は緩慢で、低下率は経時的にほぼ一定の傾向を示した。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4.8%のままで、殆ど低下しなかった。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

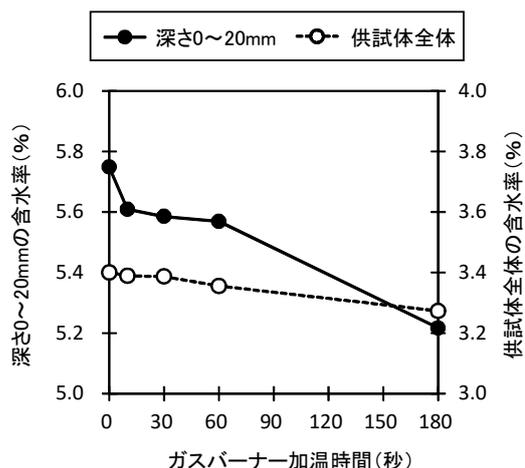


図-3.3 ガスバーナー加温による含水率の変化

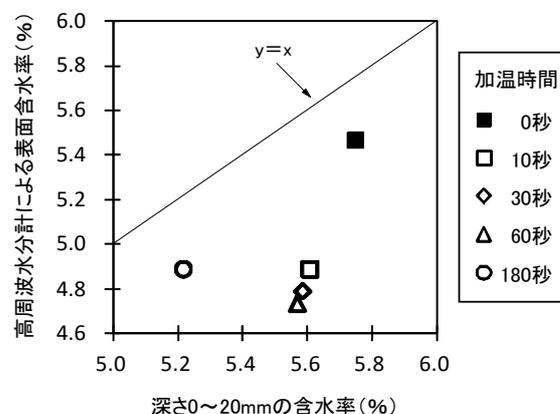


図-3.4 高周波水分計による表面含水率との比較

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

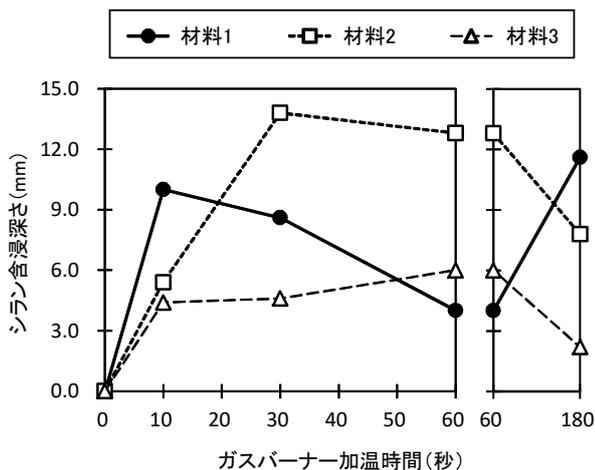


図-3.5 ガスバーナー加熱時間とシラン含浸深さの関係 (加熱後、すぐ塗布)

に、高周波水分計による表面含水率は加熱開始から 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、加熱から 10 秒以内に蒸発することを示している。

3.2.4 加熱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熱後から塗布までの時間の影響を調べたものである。図には加熱 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 は加熱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、加熱後から 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熱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熱の影響

図-3.7 に、深さ 0~10mm の細孔分布に及ぼす加熱の影響を示す。加熱時間が 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 の細孔の増加が確認された。加熱時の熱により、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微細ひび割れが生じたと考えられる。

よって、加熱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

冬季の低温下でのシランの塗布に先立ち、コンクリー

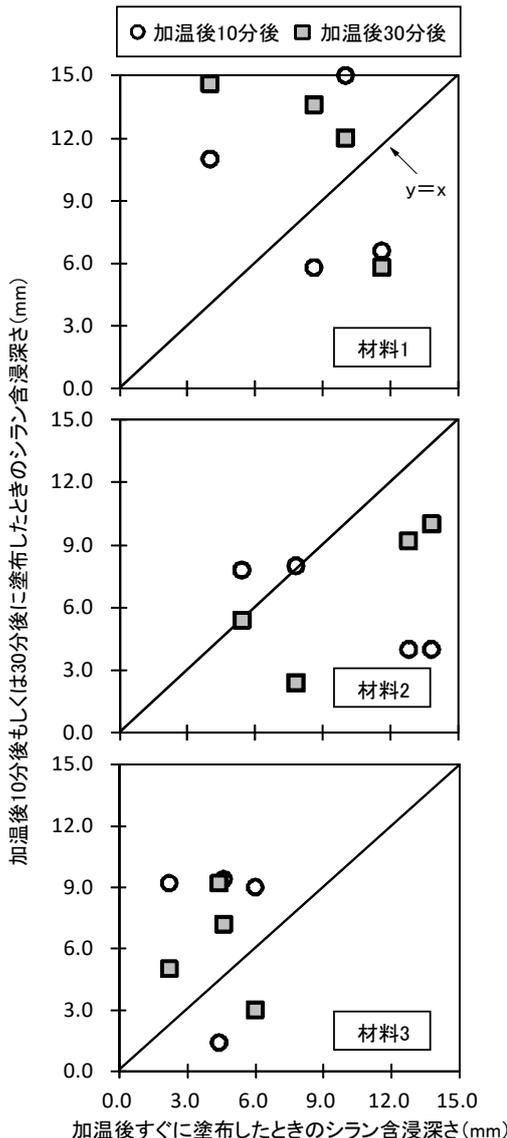


図-3.6 加熱後から塗布するまでの時間の影響

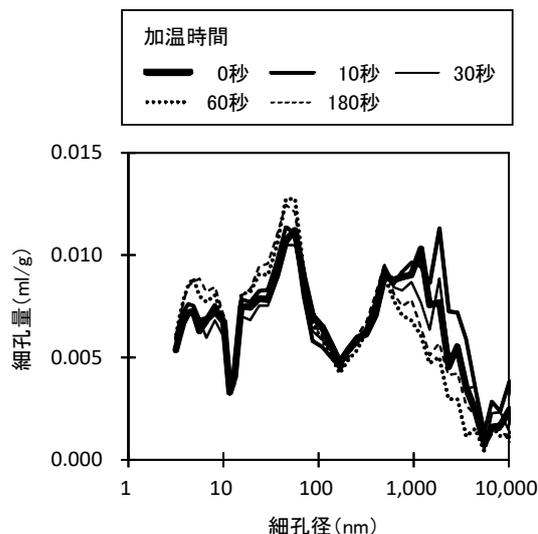


図-3.7 深さ 0~10mm の細孔分布に及ぼす加熱の影響

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。

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) [工種別マニユ

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

8.3 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標として、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。平成 29 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試験方法につい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。また、スケーリング促進試験における試験前の供試体養生条件がスケーリング量に影響を及ぼすこと、および 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、JIS 法を用いることで既存の試験装置を活用して短期間にスケーリング抵抗性を評価できる可能性を確認した。

キーワード：凍害、複合劣化、スケーリング抵抗性、空気量、促進試験

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。

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増加の効果を、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/cm^3 、比表面積 $3,420\text{cm}^2/\text{g}$ 、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/cm^3 、比表面積 $3,750\text{cm}^2/\text{g}$ 、以下、記号 B）を用いた。細骨材は、苫小牧樽前産の海砂（密度 2.70g/cm^3 、吸水率 0.90% 、粗粒率 2.82 ）を、粗骨材は、小樽市見晴産砕石（密度 2.68g/cm^3 、吸水率 1.72% 、粗骨材最大寸法 25mm ）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 3.0% を下限として、 1.5% 刻みで 7.5% まで最大 4 水準、目標スランプは $8.0\pm 2.5\text{cm}$ に設定したが、単位水量を全配合で統一したため、目標空気量が多いケースではスランプの実測値が一部目標管理範囲より大きかった。なお、スランプと空気量の実測値は表-2.1 に併記した。

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を評価するための促進試験法については、現状では JIS に規定されておらず、ASTM C 672 と RILEM CDF 法に準拠した試験法により検討されることが多いため、これら二つの試験法によ

りスケーリング抵抗性を評価した。

ASTM 法では、-18℃を16時間、23℃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℃)後、材齢28日まで14日間気中養生(23±2℃、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℃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℃水中養生を材齢7日まで行った後、温度20℃、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。試験面は打設面(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℃から-20℃まで10K/hの定速で4時間冷却し、-20℃を3時間保持後、同じ定速で20℃まで4時間加熱した後、+20℃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℃水中養生を材齢7日まで行った後、温度20℃、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(打設面)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法と同様に打設面とし、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

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 C×%	AE助剤 C×%	実測スラップ (cm)	実測空気量 (%)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G				
H29	N45A45	N	45	4.5	43	155	344	802	1056	0.05	0.0075	8.7	4.5
				3.0				882	1070				
	N55A45		55	4.5	45		282	864	1048	-	0.0075	9.6	4.6
				6.0				846	1026	-	0.0125	9.8	6.8
	N65A45		65	4.5	47		238	920	1030	-	0.0075	9.0	4.9
								4.5	282	860	1044	0.07	0.0100
H28	B45A30	B	45	3.0	43	155	344	815	1073	0.20	0.0100	8.7	2.9
				4.5				798	1050				
	B55A30		55	3.0	45		282	879	1066	0.10	0.0150	9.1	2.7
				4.5				860	1045	0.05	0.0400	9.1	4.6
	B55A60		6.0	7.5	47		238	842	1022	-	0.0650	9.5	6.0
								824	1001	-	0.1000	10.7	7.6
	B65A45		65	4.5	47		238	916	1026	-	0.0400	8.2	4.6
								6.0	897	1005	-	0.0650	11.9

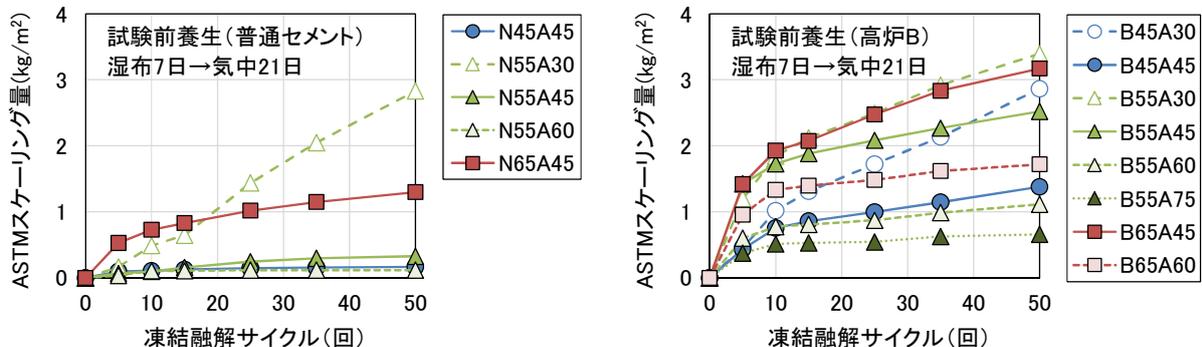


図-2.1 ASTM法によるスケーリング試験結果(凍結融解50サイクルまで)

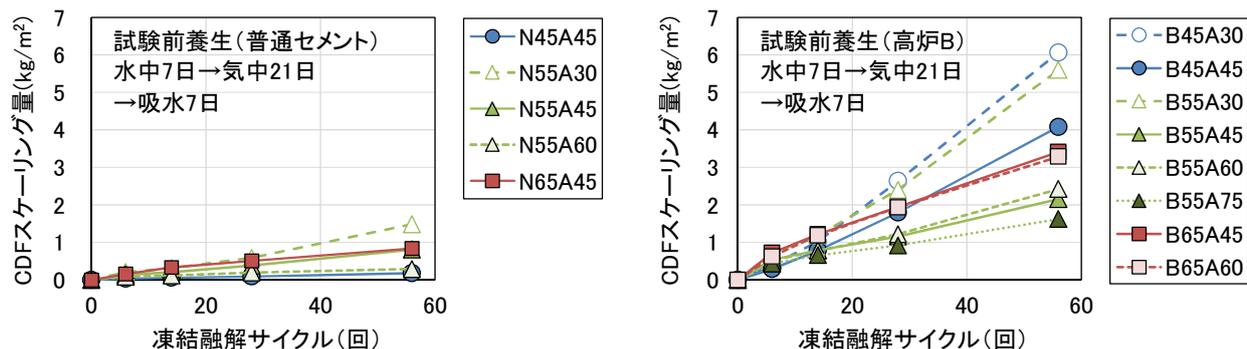


図-2.2 CDF 法によるスケーリング試験結果 (凍結融解 56 サイクルまで)

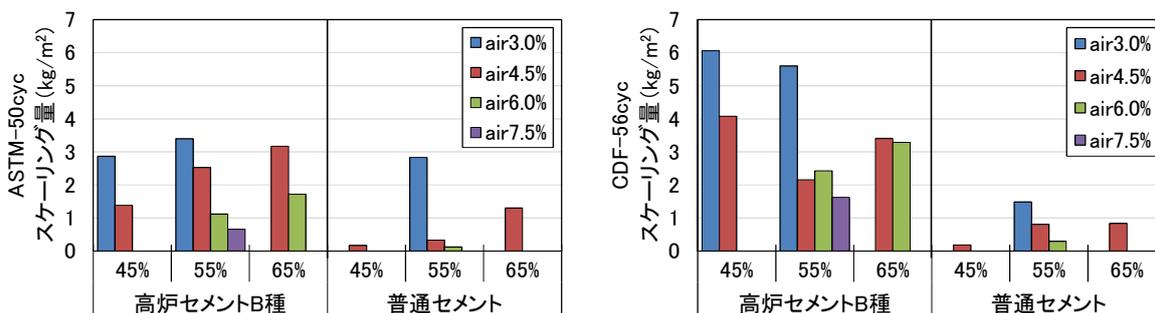


図-2.3 各試験法におけるパラメータ毎のスケーリング量

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、水セメント比が小さいほどスケーリング量は減少した。

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増加し、それ以外の配合条件では著しく減少したが、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、全体として空気量の増加によりスケーリング量は減少する傾向が確認できる。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が必ずしも確認できなかった。

図-2.3 はここまで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。

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の増加により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。

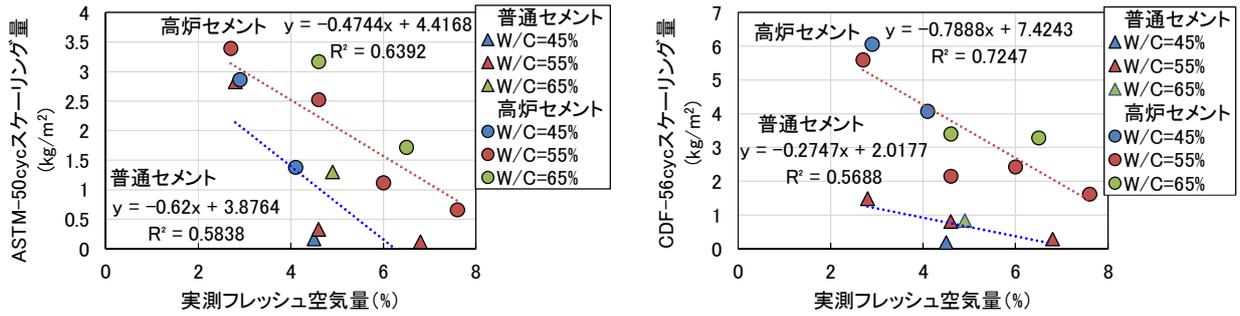


図-2.4 各試験法におけるスケーリング量とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係

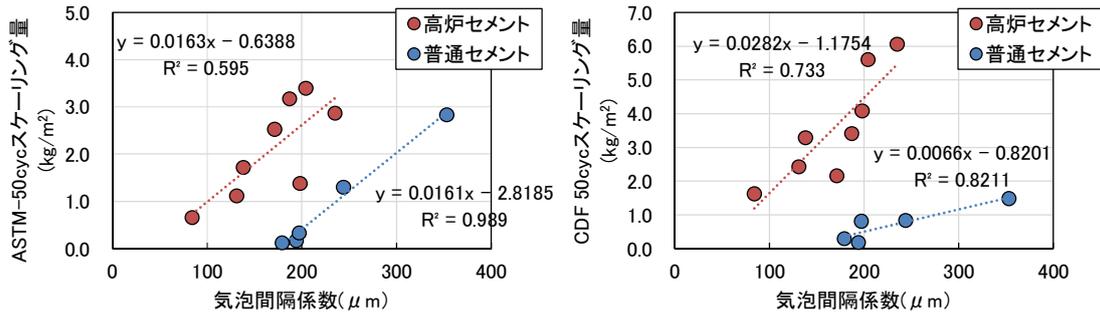


図-2.5 各試験法におけるスケーリング量と気泡間隔係数の関係

3. 凍塩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 法の試験前吸水が無い養生)

[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

でも検討した。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、水セメント比の低下とともにスケーリング量は減少し、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減少した。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

が増加し、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日間吸水過程を加えたものであるが、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

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%	W/C=55%
	air=4.5%	3.0%	4.5%	6.0%	4.5%	4.5%
CDF法	①②③	③	①②③	③	①②③	①②③
ASTM法	①②③	②	①②③	②	①②③	①②③
JIS法	①	①	①	①	①	①

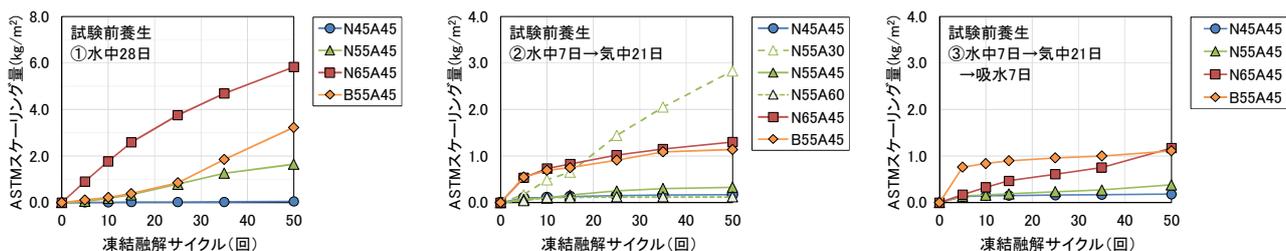


図-3.1 試験前の養生条件が異なる場合のASTM法によるスケーリング量

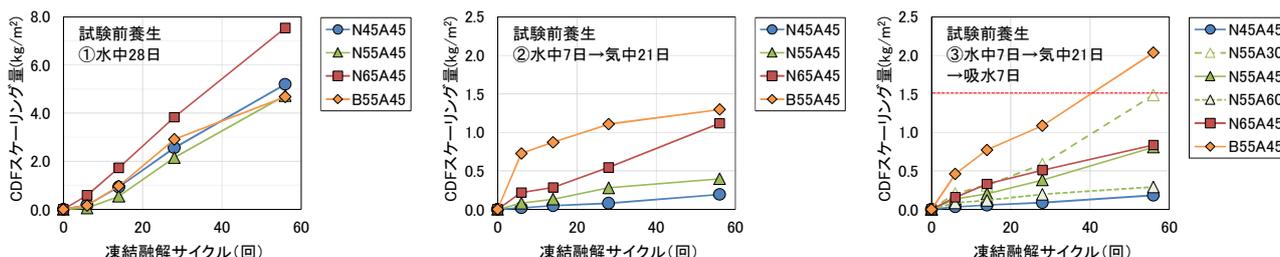


図-3.2 試験前の養生条件が異なる場合のCDF法によるスケーリング量

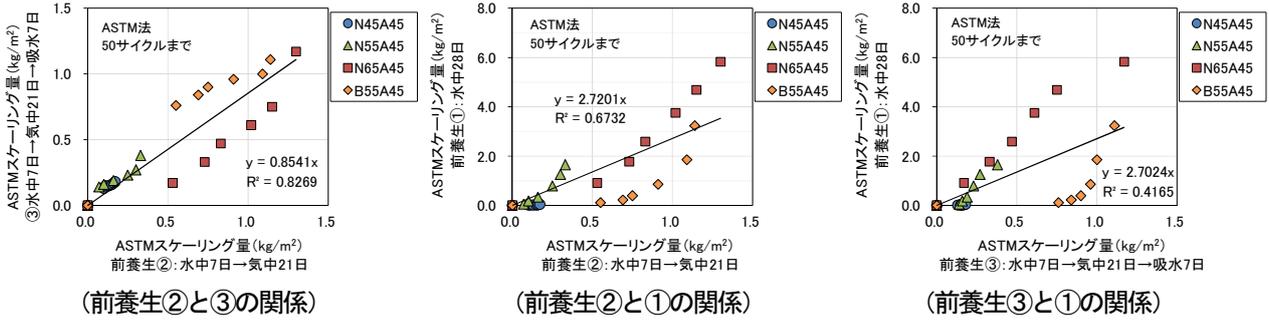


図-3.3 ASTM法による各前養生条件におけるスケーリング量の関係

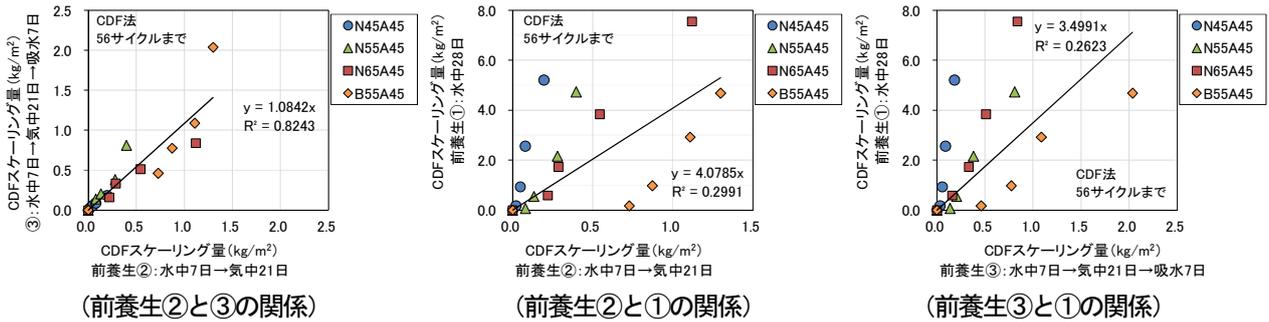


図-3.4 CDF法における試験前養生条件の関係

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増加した。

右端図の養生③は養生②の後に7日間吸水過程を加えたものであるが、凍結融解28サイクルまでは養生②と大差無いものの、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示す。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の直線関係であった。

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養生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-3.4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示す。図中の直線は図-8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で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。

以上のとおり、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ける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。

図-3.5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（ASTM 法は養生②、CDF 法は養生③）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。

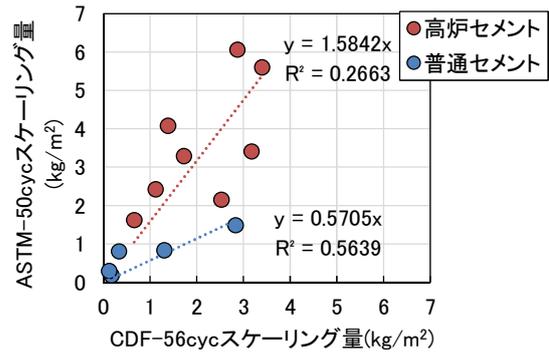


図-3.5 ASTM法とCDF法によるスケーリング量の関係

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法による凍結融解試験の概要

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から、JISA1148A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℃～+5℃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。

3.2.2 JIS法による凍結融解試験結果

図-3.6 に塩水を使用した JIS 法による質量減少率を示す。また、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を図-3.7 に示す。

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おり、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、高炉セメントで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水度が高いことが影響していることが考えられる。

図-3.8 に JIS 法による相対動弾性係数を示す。

相対動弾性係数は凍結融解サイクルの進行とともに減少し、空気量が少ない場合や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

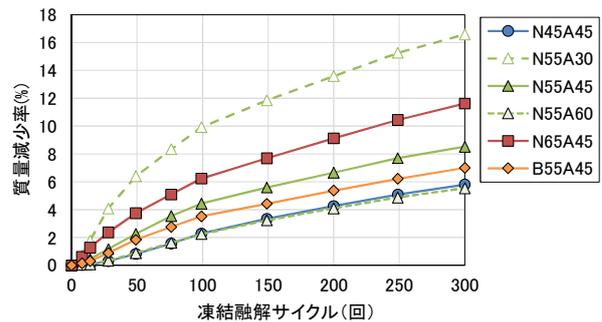


図-3.6 JIS法による質量減少率（凍結融解 300 サイクル）

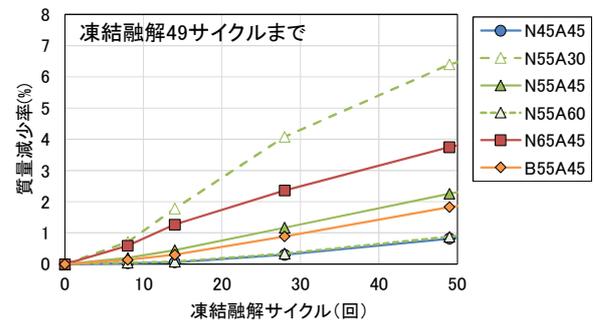


図-3.7 JIS法による質量減少率（凍結融解 49 サイクル）

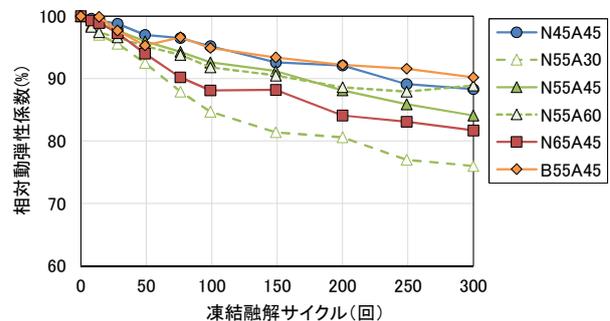


図-3.8 JIS法による相対動弾性係数

リート表面のスケーリング劣化減少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い。

このため、スケーリング抵抗性を 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、その観点からは相対動弾性係数の低下が小さい状態で評価するべきである。図-3.7 に示した質量減少率は凍結融解サイクル49サイクルであるが、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。また、JIS 法による凍結融解 50 サイクルでの評価は、試験期間が7日と試験の効率性も高く、試験機器の普及面の観点からも有用と思われる。

3.2.3 JIS 法による質量減少率と各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、前節で示したように、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で比較した。

図-3.9 に JIS 法による質量減少率と試験前養生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、検討したケースも少なく、ばらつきがみられた。

図-3.10 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-3.11 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-15 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-3.12 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

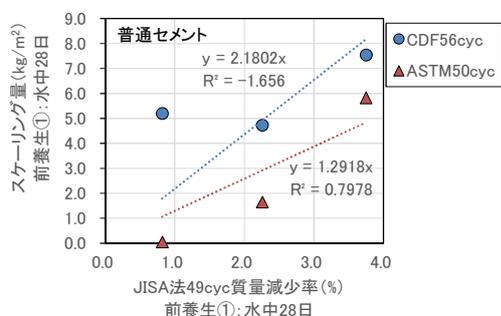


図-3.9 各試験方法によるスケーリング量と質量減少率の関係 (試験前養生①)

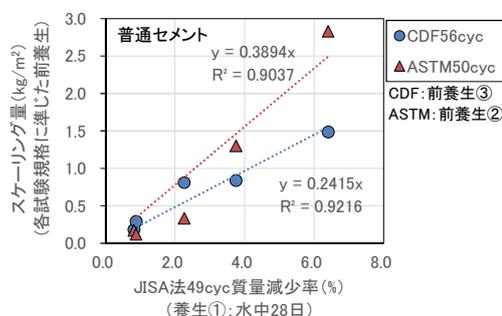


図-3.10 各試験方法によるスケーリング量と質量減少率の関係 (スケーリング試験の標準的養生)

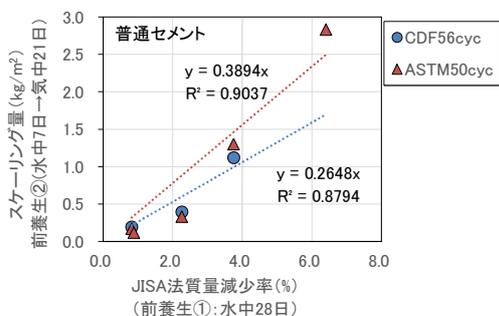


図-3.11 各試験方法によるスケーリング量の関係 (試験前養生②)

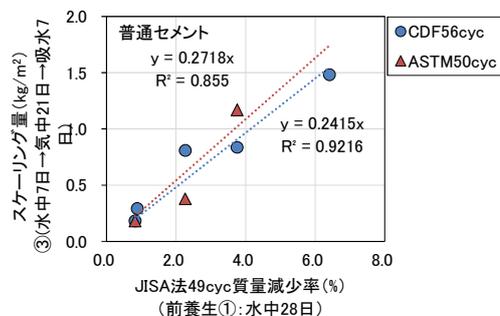


図-3.12 各試験方法によるスケーリング量の関係 (試験前養生③)

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-3.12 から得られる関係性を利用することで、いずれの試験法でも評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。

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) 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、JIS 法を用いることで既存の試験装置を活用して短期間にスケーリング抵抗性を評価できる可能性を確認した。

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 巻第 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 巻第 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

【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問題となっている。塩分環境中のスケーリング劣化に影響を与える因子とその評価方法について検討を行っている。28～29年度は、空気量、細・粗骨材の品質、振動締固めがスケーリング劣化に与える影響について検討した。この結果、スケーリングの速度に与える影響は、スケーリングが表面から浅い段階では、空気量の影響が大きく、粗骨材の品質の影響は少ない結果が得られた。また、微細な空気泡は振動締固めでも抜けにくい傾向が認められ、この結果から、スケーリング抵抗性を評価する試験方法のイメージの構築を試みた。

キーワード：凍結防止剤、スケーリング抵抗性、空気量、細骨材の品質、粗骨材の品質、振動締固め

1. はじめに

コンクリートの凍結融解抵抗性に関しては、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久性が得られることが分かっており、適切な配合設計がなされている。しかしながら近年、沿岸部や凍結防止剤散布箇所の構造物において、コンクリート中に浸透した塩化物イオンと水が凍結融解による劣化作用を促進させ、それによるスケーリング劣化が問題となっている。

このスケーリング劣化に影響を与える要因のうち、空気量や水セメント比については、ある程度の研究²⁾が蓄積されつつあるが、施工（例えば、振動締固め）の影響や、細骨材、粗骨材の品質の影響については、研究実績としては必ずしも十分ではない。

そこで、28～29年度は、コンクリート中の空気量、細骨材の品質、粗骨材の品質、振動締固め時間を実験要因として、真水または塩水を用いたスケーリング抵抗性の試験を実施した。

試験方法)の試験装置を用いることとした。JIS A 1148の試験方法では、ゴム容器内に水を入れて試験を行うが、これを塩水とした試験も実施した。

コンクリートの配合として空気量、細骨材および粗骨材の品質を変えた配合を設定し、これらの供試体の凍結融解試験の結果から、塩分環境下でのコンクリートの劣化パターンについて体系的な整理を行った。また、振動締固めがスケーリング抵抗性に与える影響について検討した。

実験要因は表-2.1に示すように、供試体を格納するゴム容器内を水で満たす条件と塩水(3%NaCl溶液)で満たす条件の2とおり、空気量は4水準、細骨材の種類を3種類、粗骨材の種類を4種類とした。振動締固めの影響については、フレッシュコンクリートをエアメータ容器に詰めた状態で、棒状バイブレータを0、3、10秒かけることで、空気泡を追い出し、その試料を用いて供試体を作製した。この振動締固めの影響試験は一部の配合を対象に実施した。

表-2.1 実験要因

凍結融解試験	真水, 塩水
練上り目標空気量(%)	1.5, 3.0, 4.5, 6.0
細骨材の種類	3種類
粗骨材の種類	4種類
振動締固め	0,3,10秒

2. 実験方法

2.1 概要

スケーリング劣化を評価するための試験方法としては、国内では、統一した試験方法は確立されていない。海外ではASTM C672等の試験方法があるものの、用いる試験装置の関係から、試験実施可能な機関は限られている。このため、今回は、我が国において一般的なJIS A 1148コンクリートの凍結融解試験方法のA法(水中凍結融解

2.2 コンクリート材料および配合

コンクリートの使用材料を表-2.2に示す。細骨材のう

ち、aは吸水率の小さい石灰砕砂、bは標準的な川砂、cは細骨材の品質規格（JIS A 5308 付属書A）を満足しない低品質な川砂である。粗骨材のうち、Aは品質規格を満足する良質な硬質砂岩、B、CおよびDは品質規格を満足しない低品質な粗骨材である。

コンクリートの配合は表-2.3に示すように、水セメント比W/C55%、細骨材率s/a45%と一定として、空気量、細骨材の種類、粗骨材の種類を変えた。空気量を変える場合は、表-2.3の各材料の計量値はそのままにして、AE助剤の添加量のみを調整することで、練り上がりの空気量を調整した。

表-2.2 使用材料

水	水道水
セメント	普通ポルトランドセメント, 密度3.16g/cm ³
細骨材	a: 石灰砕砂, 絶乾密度2.66g/cm ³ , 吸水率0.61% b: 川砂(標準), 絶乾密度2.53g/cm ³ , 吸水率1.60% c: 川砂(低品質), 絶乾密度2.45g/cm ³ , 吸水率3.95%
粗骨材	A: 硬質砂岩, 最大寸法20mm, 絶乾密度2.69g/cm ³ , 吸水率0.50%, 安定性3.3% B: 花崗岩, 最大寸法25mm, 絶乾密度2.53g/cm ³ , 吸水率1.47%, 安定性23.1% C: 凝灰岩質安山岩, 最大寸法25mm, 絶乾密度2.29g/cm ³ , 吸水率5.58%, 安定性53.4% D: 川砂利, 最大寸法25mm, 絶乾密度2.45g/cm ³ , 吸水率3.37%, 安定性12.9%
AE減水剤	標準型(I類) リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体
AE助剤	AE剤(I類) 変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤

表-2.3 コンクリート配合
(細骨材b, 粗骨材Aを使用、目標空気量4.5%の例)

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	目標 空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)				化学混和剤 (ml/m ³)	
			水	セメント	細骨材	粗骨材	AE減水剤	AE助剤
55	45	4.5	173	314	794	1007	785	6

目標空気量4.5%、細骨材b、粗骨材Aを使用した配合を基本配合として、目標空気量、細骨材の種類、粗骨材の種類のいずれか1つを変えることで各種コンクリートを練り混ぜた。

練り混ぜは20°Cの試験室内において、50リットルの2軸強制練りミキサを用いて行った。練り上がったコンクリートに対してスランプと空気量を測定した後、100×100×400mm角柱供試体を4本ずつ作製した。

練り上げのスランプは7.1~19.6cmの範囲であった。

作製した供試体は翌日に脱枠し、材齢28日まで20°Cの水中養生を行い、その後2.3の方法に従って凍結融解試験を実施した。

2.3 凍結融解試験方法

凍結融解試験は、JIS A 1148 コンクリートの凍結融解試験方法のA法（水中凍結融解試験方法）に準じて実施した。JIS A 1148では、ゴム容器内にコンクリート供試体を格納したうえで、ゴム容器と供試体との間の空間を水（以下、真水という）で満たして試験を行うが、これとは別に3%NaCl水溶液（以下、塩水という）で満たして、塩分環境下の凍結融解の条件を模した試験を行った。なお、既往の研究⁴⁾で、塩水を用いた場合でも、供試体が顕著に劣化するまでは、凍結融解試験中のゴム容器内の水温や供試体の中心温度の履歴は、真水を用いた場合と同様であることを確認している。

真水の試験、塩水の試験とも供試体本数は条件ごとに2本（粗骨材Dを用いた配合のみ3本）とした。凍結融解試験は300サイクルまで行い、数サイクルごとに供試体をゴム容器から取り出し、動弾性係数と質量減少率を測定した。なお本試験の対象は、塩分環境下で特に問題となるスケーリング劣化現象であるが、便宜的に供試体の質量減少率を劣化程度の指標とした。

また、本報では、供試体の質量減少量を供試体の表面積で除した値を「スケーリング量」、供試体の質量減少量から体積の減少量を推定（コンクリートの密度を2.3g/cm³と仮定した）し、これを供試体の表面積で除した値を「スケーリング平均深さ」として表現した。これらの関係を整理すると概ね表-2.4の通りである。

表-2.4 質量減少率とスケーリング量等との関係

質量減少率(%)	1	2	4	8
スケーリング平均深さ(mm)	0.5	1.0	2.0	4.0
スケーリング量(g/cm ²)	0.1	0.2	0.4	0.9

2.4 気泡分布の測定方法

振動締固めの影響をみるケースでは、凍結融解試験用供試体とは別に作成した円柱供試体を切断し、その切断面を研磨した。この切断面（φ100mm、2面）に対して、ASTM C 457に従って、リニアトラバース法による気泡分布の測定を行った。測定結果から、気泡の粒子径ごとの空気量を求めた。

3. 実験結果

3.1 真水の試験における質量減少率

真水の凍結融解試験結果から得られる質量減少率を図-3.1に示す。空気量が少ない配合（Air1.5、Air3）や粗骨材Dを使用した配合で質量減少率がやや大きいものの、

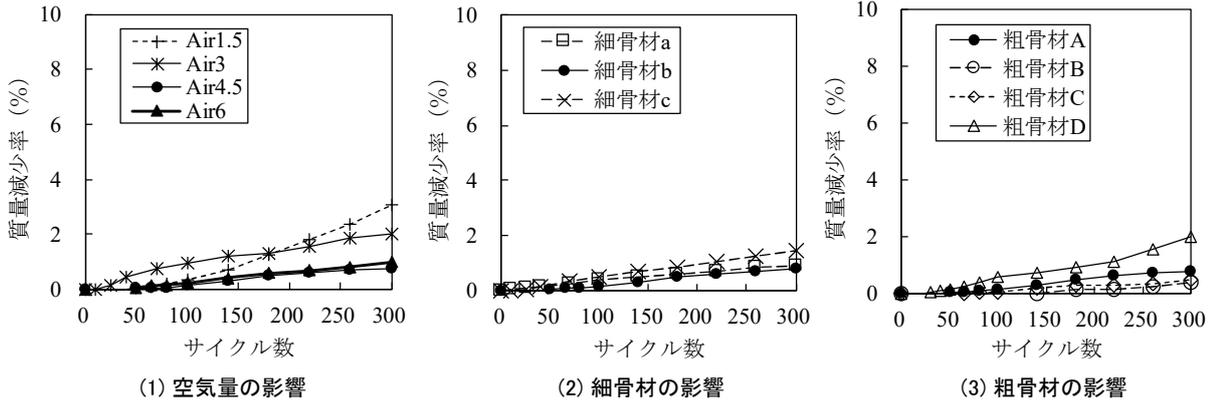


図-3.1 真水の試験の質量減少率

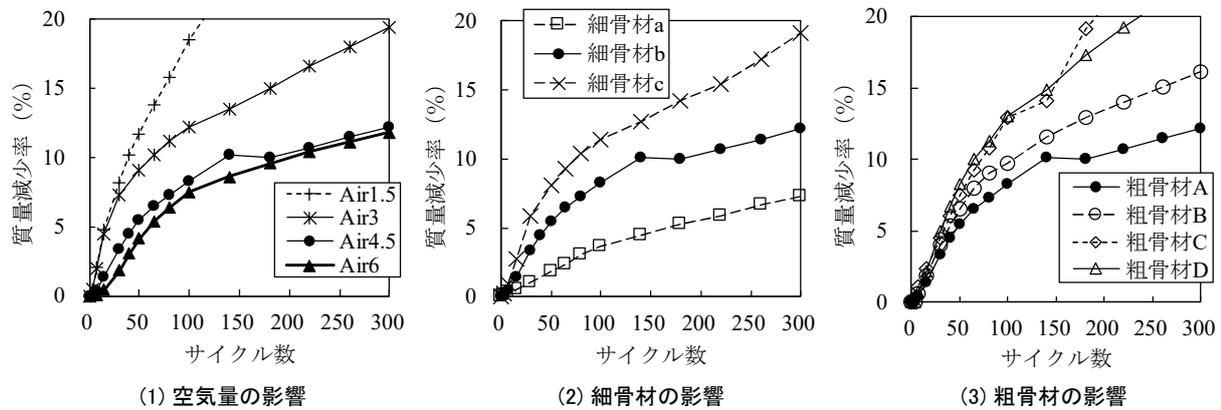


図-3.2 塩水の試験の質量減少率

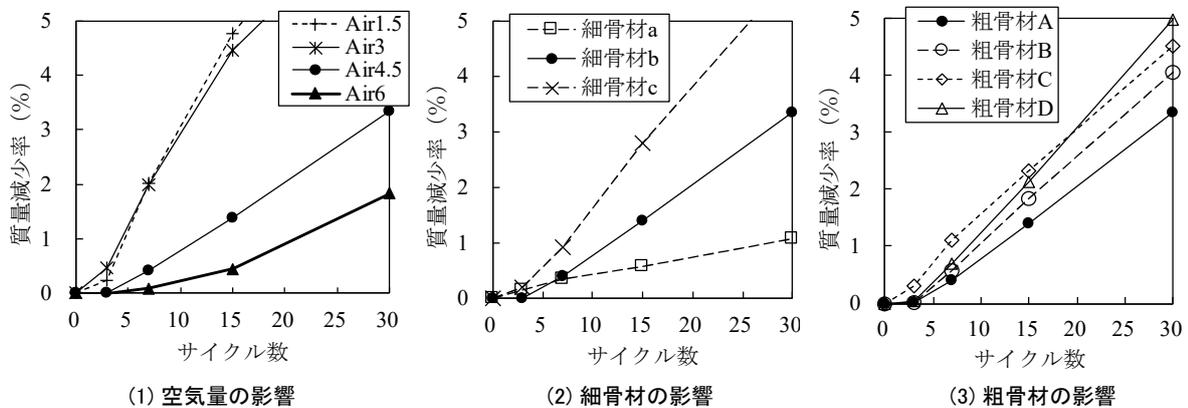


図-3.3 塩水の試験の質量減少率 (30サイクルまで)

最大でも 2%程度の値であり、真水の場合の質量減少率は総じて小さいといえる。

3.2 塩水の試験における質量減少率

3.2.1 概要

塩水の凍結融解試験結果から得られる質量減少率を図-3.2に示す。塩水を用いた場合の質量減少率は、真水を用いた場合に比較して質量減少率の値が相当に大きいことが分かる。図-3.3は塩水の試験結果の30サイクルまでを拡大した図である。真水の300サイクルでの質量減

少率は1~2%程度であったが、図-3.3から塩水の場合の質量減少率が1~2%に達するサイクル数をみると、配合によって差があるものの、およその目安として15サイクル程度がそれに相当するようであり、塩水の場合には真水に比較して20倍近い速度で質量減少が進行する結果となった。ただし、スケーリング劣化に関しては、試験前に供試体を乾燥させることで、スケーリング抵抗性が大きく改善するという知見が得られており、今後、さらなる検討が必要である。



(1)粗骨材A:50サイクル (2)粗骨材D:50サイクル (3)粗骨材A:300サイクル (4)粗骨材D:300サイクル
写真-3.1 供試体表面の劣化状況の例

図-3.2 および 3.3 から、塩分環境下の質量減少率の特徴について以下に述べる。

3.2.2 空気量の影響

空気量の影響について、図-3.3 の (1) によれば、目標空気量が 3%以下の条件では質量減少率は大きく、目標空気量が 4.5%、6%と大きくなるに従い質量減少率は小さくなる傾向を示した。ただし、この傾向は 30 サイクルまでを示した図-3.3 で見られる傾向であり、それ以降では図-3.2 に示すように、Air6%の質量減少率と Air4.5%の差は僅かであった。この結果からすれば、空気量を 4.5%以上に増やすことの効果は、質量減少率が 3% (平均スケーリング深さ 1.5mm、スケーリング量 0.3g/cm²) 程度までの表層の劣化に対しては有効だが、それ以上の劣化に対する効果は顕著ではないと考えられる。ここでは 1つの比較例のみを示したが、配合等が異なる同様の実験においても、同じ結果が得られている⁹⁾。これらのことから、スケーリング劣化に対する空気量の効果を検討する場合には、どの程度までの深さの劣化を対象にするかによって、その見解が異なってくる可能性がある。

3.2.3 細骨材の影響

細骨材の影響について、図-3.2 (2) によれば、吸水率の大きな細骨材ほど質量減少率が大きく、細骨材の品質の影響は大きい結果となった。

3.2.4 粗骨材の影響

粗骨材の影響について、図-3.2 (3) によれば、良質な粗骨材 A を用いた配合に比較して、低品質な粗骨材 B、C、D を用いた配合の質量減少率は大きくなった。ただし、30 サイクルまでの比較 (図-3.3 (3)) では、差はあるものの、その差は小さかった。そこで、粗骨材 A を用いた配合に対する粗骨材 B、C、D を用いた同一サイ

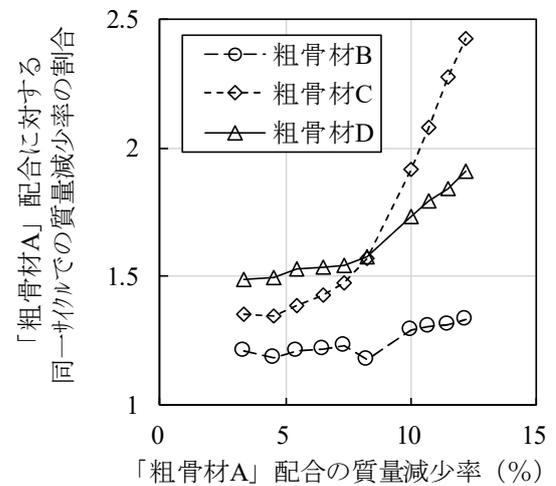


図-3.4 塩水の試験における質量減少率の比較 (低品質粗骨材の影響)

クルにおける配合の質量減少率の比を求め、これを図-3.4 に示す。これによれば、粗骨材 A の質量減少率が 8% 程度までの凍結融解サイクル数では、低品質粗骨材を使用しても質量減少率はさほど大きくならないが、質量減少率が 8%を超える領域になると、低品質粗骨材を用いた配合では、質量減少率が急激に大きくなる傾向が認められた。質量減少率が概ね 8%程度となる 50 サイクルと試験終了時の 300 サイクルの供試体表面の状況の例を写真-3.1 に示す。

質量減少率 8%は、スケーリング量 0.9g/cm² 程度に相当する。この程度までの劣化の場合は、粗骨材が低品質の場合、多少のポップアウト等によってややスケーリング量が多くなる場合もあるが、その影響は大きくはなく、ペーストの性状や細骨材の品質の影響が支配的な領域といえる (写真-3.1 (1) および (2))。これに対して質

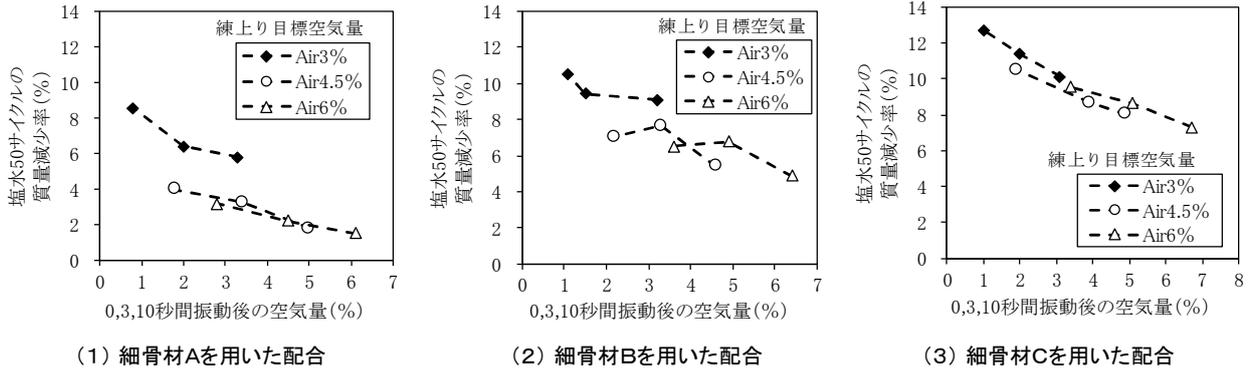


図-3.5 フレッシュ時の空気量と塩水50サイクルの質量減少率の関係

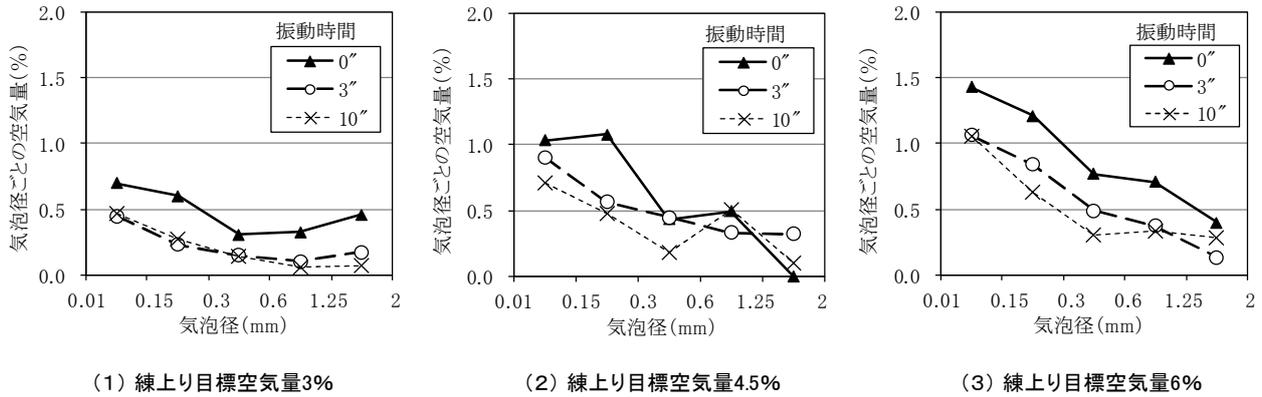


図-3.6 粗骨材A、細骨材Bを用いた配合の気泡径ごとの空気量

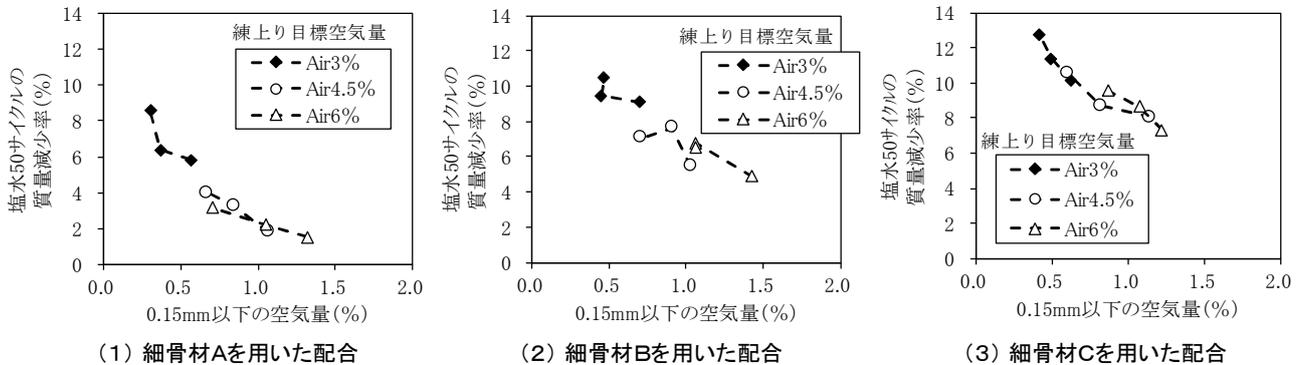


図-3.7 0.15mm以下の空気量と塩水50サイクルの質量減少率との関係

質量減少率が 8% (スケーリング量 $0.9\text{g}/\text{cm}^2$) を超える領域になると、良質な粗骨材は劣化に抵抗して残存する(写真-3.1 (3)) のに対して、低品質な粗骨材は、粗骨材そのものが劣化(膨張、ひび割れ、破壊など)して剥落する(写真-3.1 (4)) などして、質量減少率に大きな差が生じる結果となった。

3.2.5 振動締めめの影響

図-3.5 は、塩水の凍結融解試験結果として、フレッシュコンクリートの振動締め後の測定空気量と凍結融解 50 サイクル時点の質量減少率との関係を示したものである。この図では、試験結果の3つのプロットを破線

で結んでいるが、結ばれた3点の右から順に振動0秒、3秒、10秒のデータである。振動締め時間が長くなるに従って空気量は減少し、質量減少率も多くなる傾向が認められた。なお、練上り空気量が3%の質量減少率(図中の◆)だけ、4.5または6%のものとは傾向が異なり、質量減少率が大きな値となった。

気泡分布の測定結果から、気泡径の範囲ごと(0.01~0.15mm、0.15~0.3mm、0.3~0.6mm、0.6~1.2mm、1.2~3mm)の空気量を求めた。粗骨材A、細骨材Bを用いた配合の分布図を図-3.6に示す。まず、振動締め0秒の場合、初期設定空気量が高いものほど、小さな径の空気

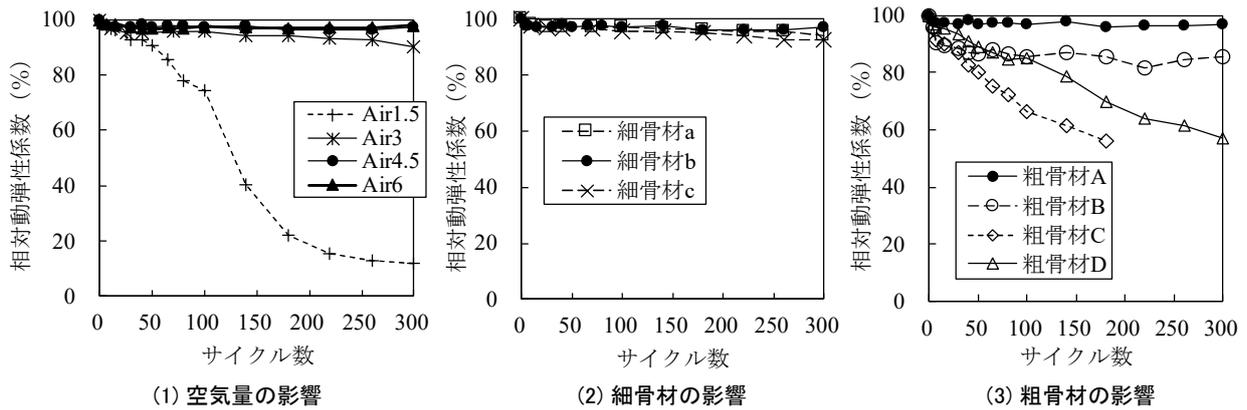


図-3.8 真水の試験の相対動弾性係数

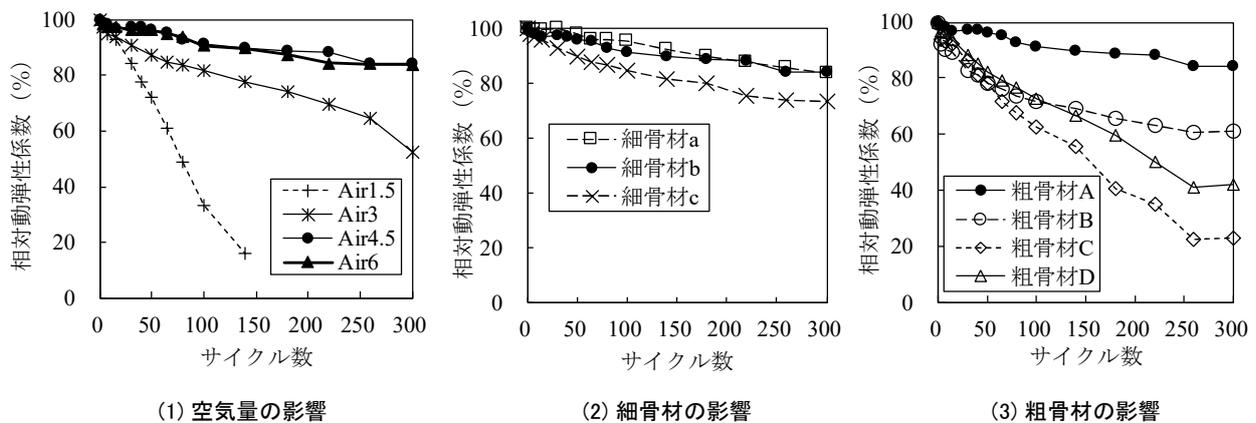


図-3.9 塩水の試験の相対動弾性係数

量が多くなる傾向を示した。これに対して振動を3秒、10秒と与えると、空気量は減少する傾向を示すが、小さな径の空気量は比較的抜けにくい傾向が確認できた。

そこで、0.15mm以下の空気量に着目して、凍結融解試験から得られる質量減少率との関係を見ると図-3.7のようであり、0.15mm以下の空気量と質量減少率とは良い対応関係を示した。

3.3 真水の試験における相対動弾性係数の変化

真水の凍結融解試験結果から得られる相対動弾性係数の変化を図-3.8に示す。空気量が少ない配合や低品質な粗骨材を使用した配合で、相対動弾性係数の低下がみられた。細骨材の違いの影響は見られなかった。空気量が少ない場合はペーストの耐凍害性が低く、ペースト内にひび割れが発生すると考えられる。また、低品質な粗骨材を用いた場合は、その粗骨材中にひび割れが発生し、それが周囲のモルタル部分に発展して破壊に至るものと考えられる。細骨材の品質が内部劣化に大きな影響を及ぼさなかった今回の結果は、筆者らの過去の研究結果⁶⁾とも一致するものであった。

3.4 塩水の試験における相対動弾性係数の変化

塩水の凍結融解試験結果から得られる相対動弾性係数の変化を図-3.9に示す。この図においても図-3.8と同様に空気量が少ない配合や低品質な粗骨材を使用した配合で、相対動弾性係数の低下がみられた。すなわち、内部劣化については、真水と塩水の試験結果は類似しており、そのメカニズムも同様と考えられる。劣化速度としては塩水の場合のほうがやや早くなる傾向を示した。これは、質量減少の進行によって供試体断面が欠損していくことが内部劣化の進行に寄与していることが一因として考えられる。

なお、図-3.9の塩水の結果を見ると、相対動弾性係数の低下量が小さなものでも300サイクル時点での相対動弾性係数が80%程度まで低下している。これは、JIS A 1148では、供試体の形状寸法および質量が試験終了まで大きくは変化しないことを前提として相対動弾性係数の算出を行っており、供試体の本来の相対動弾性係数とは多少の差異が生じてしまうことの影響と考えられる。

4. 塩分環境下での劣化パターンの整理

今回の実験結果から、塩分環境下でのコンクリートの

スケーリング劣化（質量減少率）について以下のような整理を試みた。なお、本実験の範囲では水セメント比の影響は対象としていない。

- (1) 塩分環境下では、劣化が速い速度で進行する。今回の実験結果では、真水の条件に比較して20倍近い質量減少率であった。
- (2) 空気量を4.5%以上に増やす効果は、質量減少率が3%程度までの、劣化の初期段階において確認できた。
- (3) 質量減少率が8%程度までの劣化の範囲であれば、質量減少率は、空気量や細骨材の品質の影響を受け、粗骨材の品質の影響は小さかった。
- (4) 質量減少率が8%程度を超える領域になると、粗骨材が低品質な場合は、その品質がスケーリング量に影響を与える結果が得られた。
- (5) 低品質な粗骨材を使用した配合の内部劣化は、真水の試験の場合とほぼ同様に発生し、その進行速度は真水の場合よりもやや早い結果が得られた。このため、低品質な粗骨材が存在するような場合は、ひび割れの発生やポップアウトの発生にも留意が必要と考えられる。

図-4.1は、以上の結果から想定される塩分環境下におけるスケーリング劣化の進展度合いと、粗骨材の品質によって、劣化パターンを分類したイメージ図である。

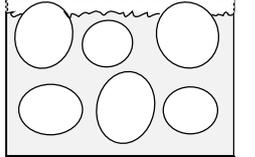
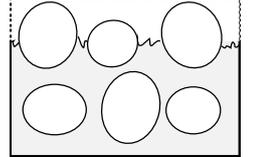
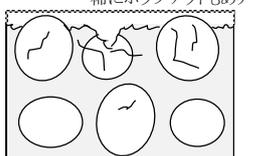
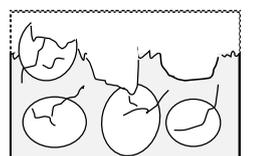
	スケーリングの進展	
	(1)平均深さが4mm程度までの状態	(2)さらに進展した状態
(a) 粗骨材が良質の場合	<p>(モルタルのスケーリング速度は主にペーストや細骨材の品質の依存する)</p> 	 <p>粗骨材はスケーリングに抵抗する</p>
(b) 粗骨材が低品質な場合	<p>稀にポップアウトもあり</p>  <p>スケーリング量は(a)と大きくは違わない。ただし、ひび割れが進展</p>	 <p>骨材の劣化、剥落等でスケーリング量が(a)より増大。ひび割れもさらに進展</p>

図-4.1 塩分環境下での凍害による劣化パターン

5. 評価試験方法のイメージ

試験結果をもとに、沿岸部や凍結防止剤散布地域での、耐凍害性（スケーリング抵抗性）を簡易に評価するため

の試験方法について、そのイメージを検討した。

スケーリング劣化に対しては、微細な空気量の確保が重要であることが分かった。また、微細な空気は振動締固めによっても比較的抜けにくいことが分かった。そこで、図-5.1に示すように、JIS A 1128によって空気量試験を行う際、振動パイプレータによって所定の振動を与え、その後の空気量を測定することで、スケーリング抵抗性に有効な微細な空気量を多く含む配合であるか否かを判定できるのではないかと考える。

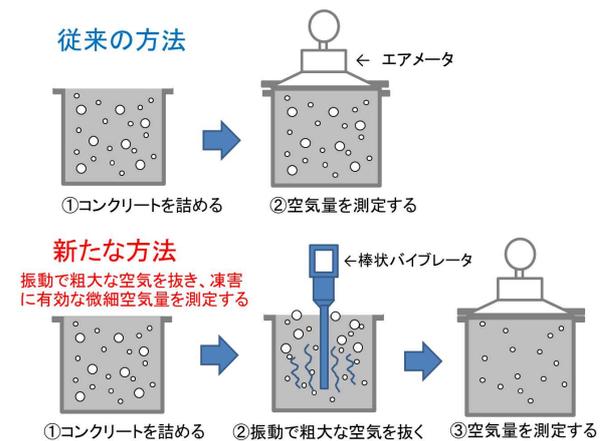


図-5.1 新たな空気量測定試験のイメージ

6. おわりに

空気量や細骨材、粗骨材の品質が塩害環境下のコンクリートの凍害劣化に与える影響について検討した。この結果、空気量、細骨材の品質、粗骨材の品質がスケーリング劣化や内部劣化に与える影響を整理し、その結果を踏まえて塩分環境下でのコンクリートの劣化パターンについて体系的な整理を試みた。また、スケーリング抵抗性には微細な空気泡の確保が重要であり、その簡易な評価方試験方法について検討した。

今後、さらにデータを蓄積して、スケーリング対策を構築していく必要がある。

参考文献

- 1) JIS A 5308 レディーミクストコンクリート、日本規格協会
- 2) 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
- 3) コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関する研究委員会報告書、日本コンクリート工学会、2008.8
- 4) 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

- 5) 片平博、古賀裕久：空気量、振動締固め時間および細骨材の品質が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.40、pp.771-776、2018.7
- 6) 片平博、渡辺博志：低品質細骨材がコンクリートのフレッシュ性状、強度および耐久性に与える影響、骨材の品質と有効利用に関するシンポジウム論文集、日本コンクリート工学協会、pp.45-50、2005.12

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（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：山梨高裕、佐藤厚子、野上敦、久慈直之

【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍結および融解作用を繰り返すことにより、表層のゆるみや小段排水工の損傷が多く確認されていることから、凍上対策技術の確立が急務である。

平成 29 年度は、小段排水工の新技術である「立体網状スパイラル構造排水材」および切土のり面の安定化を図る目的で設置している特殊ふとんかごと断熱材を組み合わせたかご工について効果の確認を前年度に引き続き行った。また、地山補強土工の凍上対策技術の検討を行うための試験施工を実施し効果の確認を行った。

キーワード：凍上、凍結融解、小段排水溝、特殊ふとんかご、断熱材、地山補強土工

1. はじめに

寒冷地の道路や切土のり面の小段に施工されるU型排水溝は、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¹⁾。寒冷地における道路排水溝の凍上対策については様々な研究や試験がされてきたが、決定的な凍上対策工法はまだ確立されていないのが現状である。平成 29 年度は、凍上現象により排水機能が低下した道路排水溝を補修する現場において、のり面の排水材料として実績のある²⁾「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、計測調査を開始した。

また、切土のり面は時間経過とともに風化、侵食等の影響を受けることになる。特に寒冷地域においては凍結および融解作用を繰り返すことにより表層部がゆるみ切土のり面が不安定となるため、迅速かつ確実に安定化させることが重要な課題となっている³⁾。そこで、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」を施工した現場で、地中の温度、凍結深さを計測した。

さらに、のり面構造物への凍上対策技術を考慮した設計法、維持管理手法の確立を目的として、地山補強土工に作用する凍上力を測定するため、苫小牧施工試験フィールドにおいて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。

2. 立体網状スパイラル構造排水溝の試験施工

2.1 試験方法

立体網状スパイラル構造排水溝の試験施工は2箇所で行われ、比較のためのU型排水溝も併せて道路に施工した。各試験施工箇所の状況を写真-2.1に示す。各排水溝は厚さ 3cm の敷砂と切込材 80mm 級を使用した厚さ 10cm の基礎材の上に設置し、雨水桝で接続して排水機能を確保した。なお、立体網状スパイラル構造排水溝の側面及び底面には防水シート(厚さ 1.2mm)を敷設した。各排水溝の断面図を図-2.1、配置図を図-2.2にそれぞれ示す。また、各施工箇所の土質については粒度分布の凍上性判定⁴⁾により、凍上しやすい土質であることを確認した。なお、立体網状スパイラル構造排水溝は2種類の網状スパイラル構造材を組み合わせて製作したものであり、構造材の物性を表-2.1、立体網状スパイラル構造排水溝を写真-2.2にそれぞれ示す。



試験施工箇所①



試験施工箇所②

写真-2.1 各試験施工箇所の状況

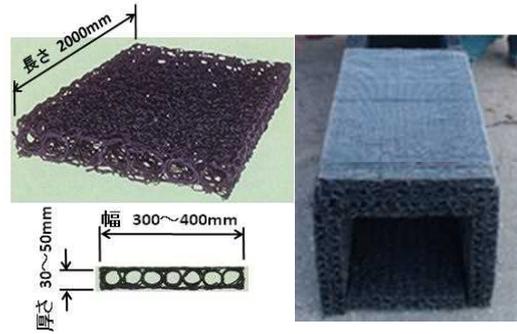


写真-2.2 立体網状スパイラル構造排水溝

各排水溝に温度センサーを図-2.1に示すように5箇所設置し、1箇所につき地表面から深さ140cmまで20cm間隔で1時間ごとに自動計測した。計測期間は平成28年度および平成29年度の12月から3月とした。また、各排水溝の変位を確認するため天端高、天端幅および横断方向の傾斜を計測した。計測箇所は各排水溝とも雨水桝に接続していない中間部の排水溝において2箇所とし、天端高は4箇所計測、天端幅は定規にて2箇所、傾斜はスランートルールにて2箇所計測した。各排水溝の計測箇所の詳細について図-2.3に示す。計測期間は平成28年12月から平成30年3月迄で、12月から3月までは月2回、8月を除く4月から11月迄は月1回計測した。

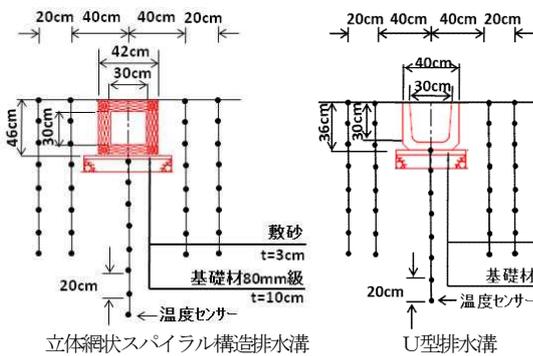


図-2.1 各排水溝の断面図

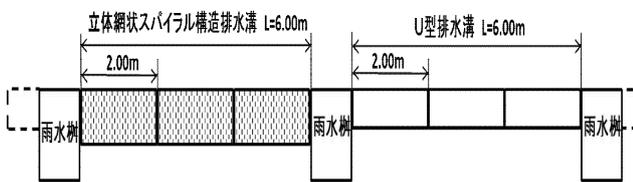
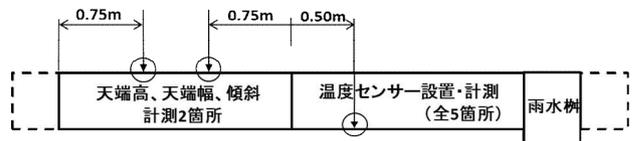


図-2.2 配置図

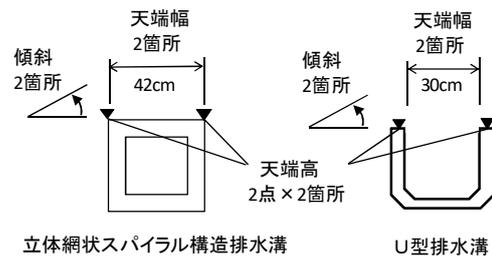


図-2.3 各排水溝の計測箇所

表-2.1 立体網状スパイラル構造材の物性⁵⁾

材質	ポリプロピレン
重量(kg/m)	2.1
空隙率(%)	87

2.2 試験結果

各施工箇所の外気温の平均値と凍結指数を図-2.4に示す。温度測定データからマイナス温度となる領域を推定した。また各排水溝の凍結深さの推移について平成28年度および平成29年度の12月から3月までの毎月10日の凍結深さを図-2.5に示す。各排水溝ともに12月か

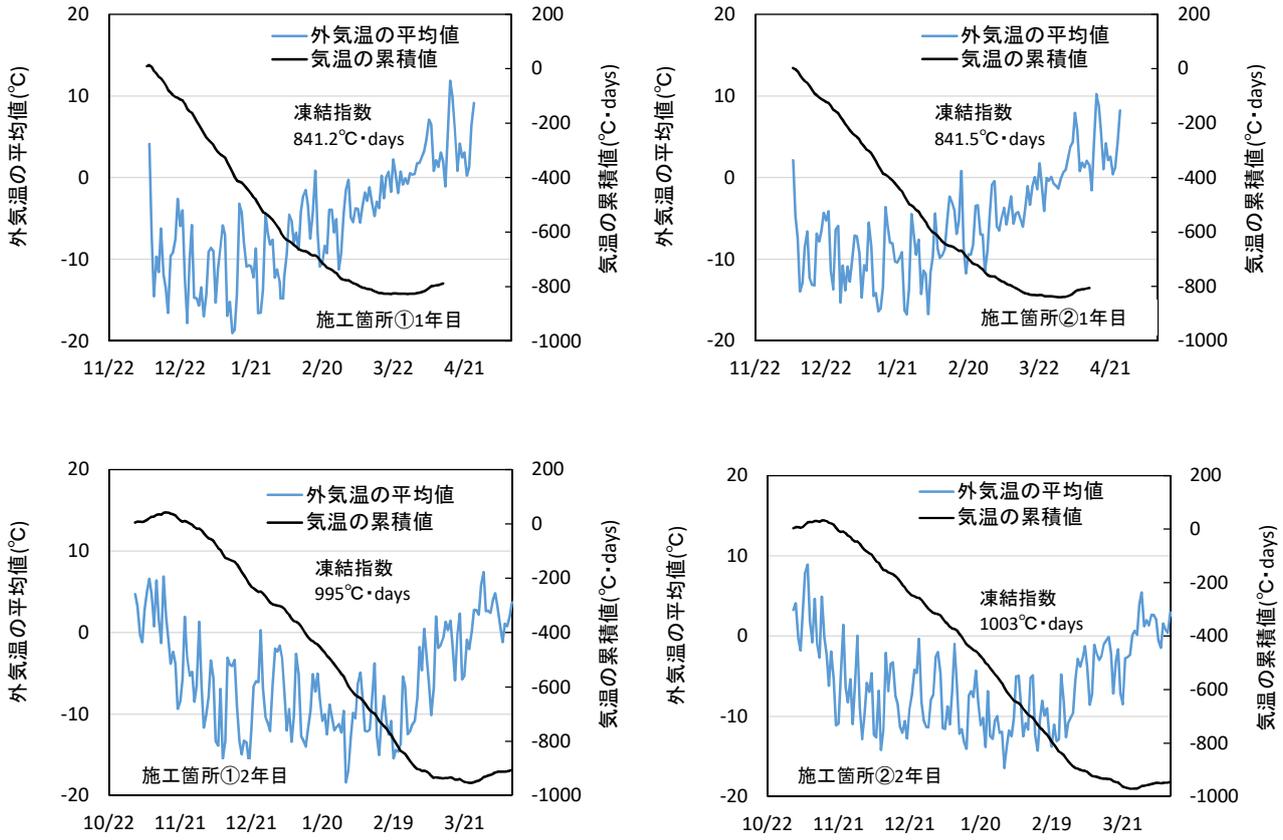
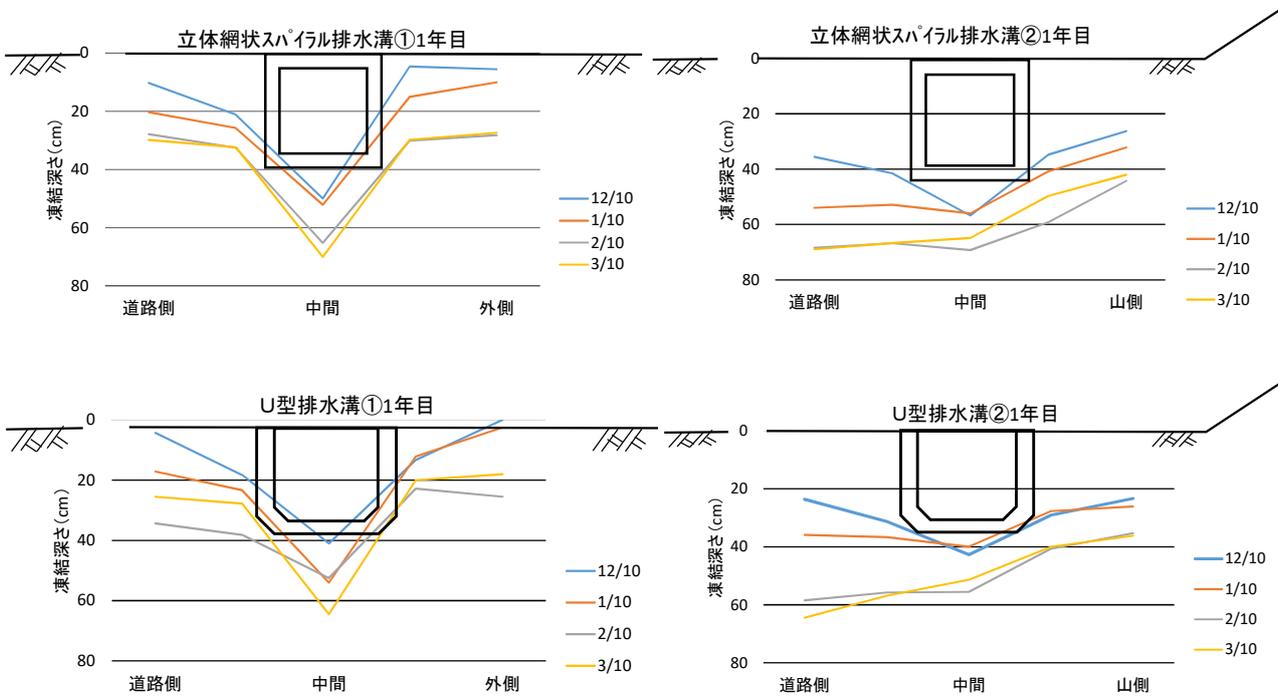
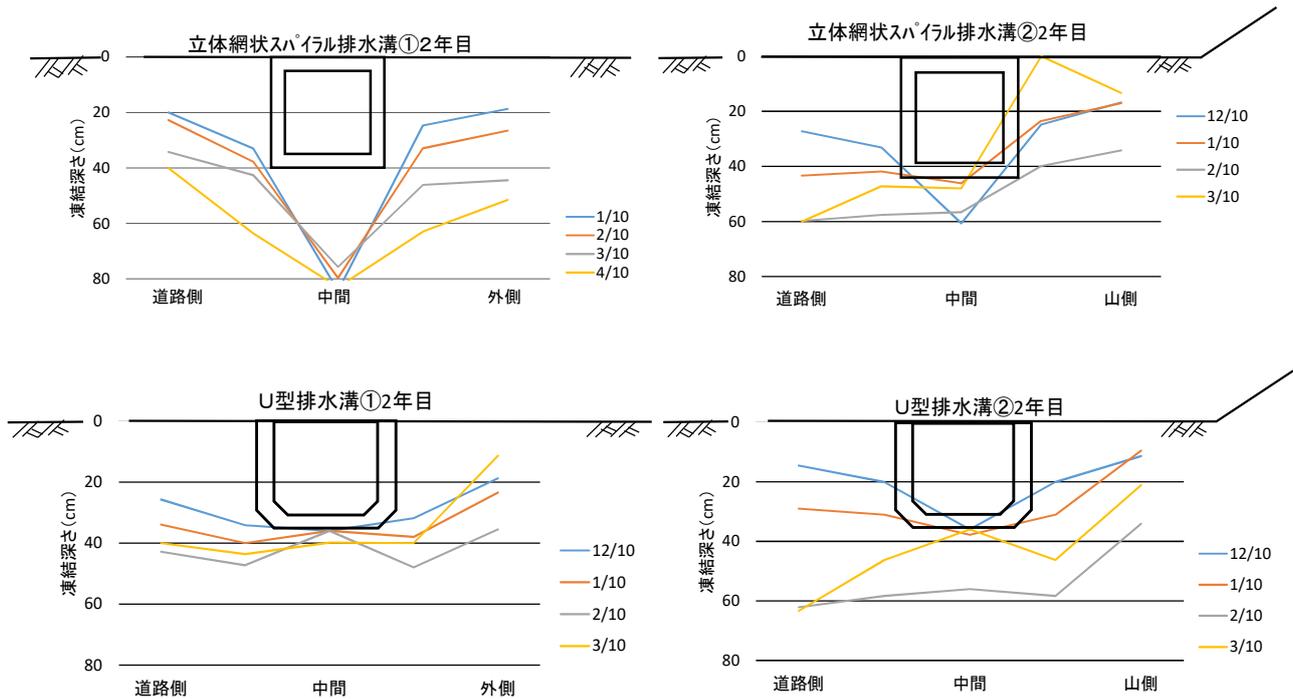


図-2.4 各施工箇所の外気温の平均値と凍結指数



a. 1年目



b. 2年目

図-2.5 各排水溝の凍結深さの推移

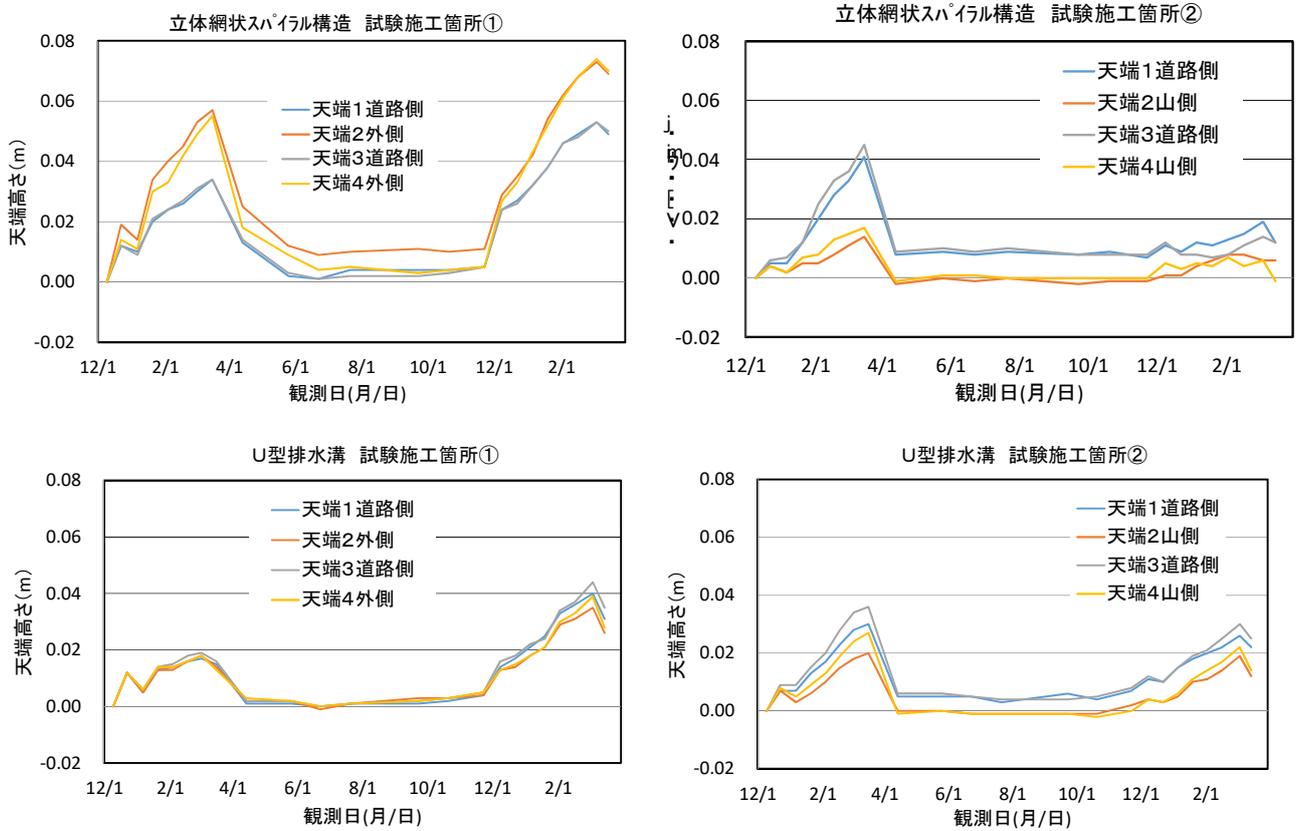


図-2.6 各施工箇所における各排水溝の天端高の変位

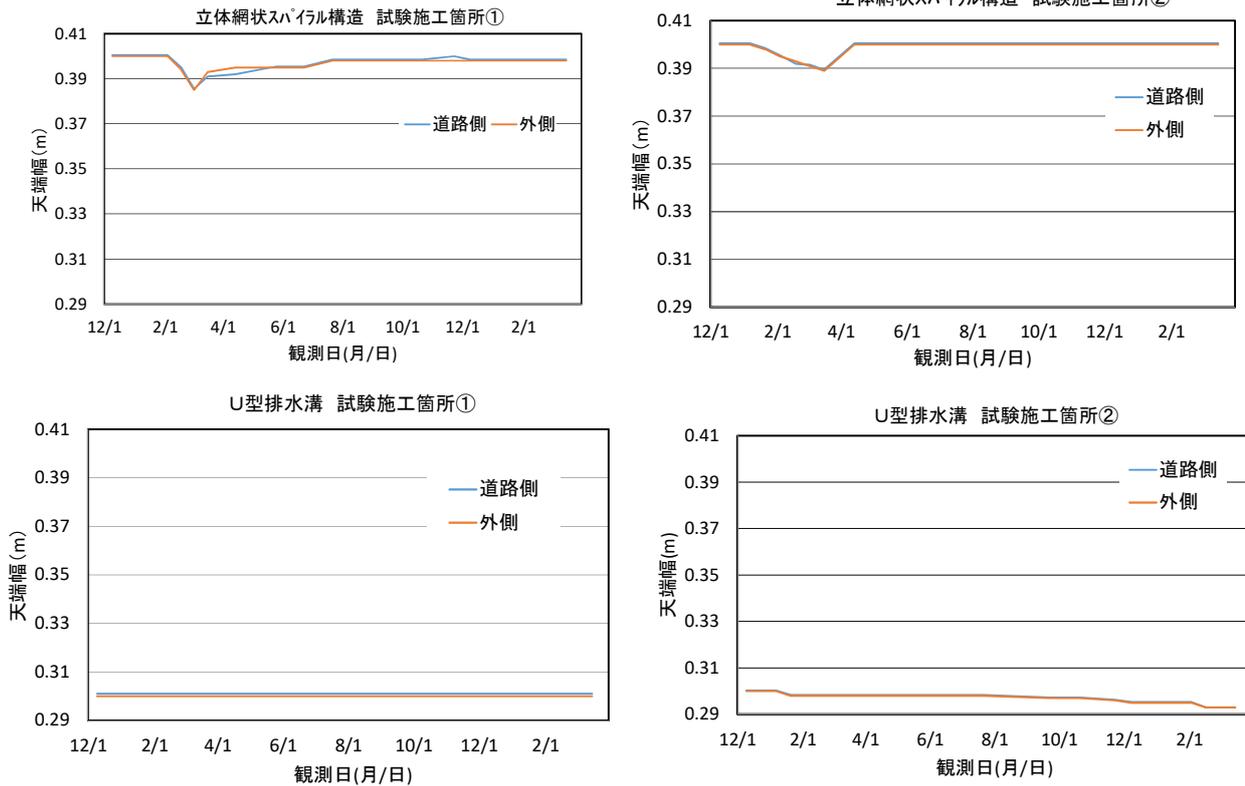


図-2.7 各施工箇所における各排水溝の天端幅の変位

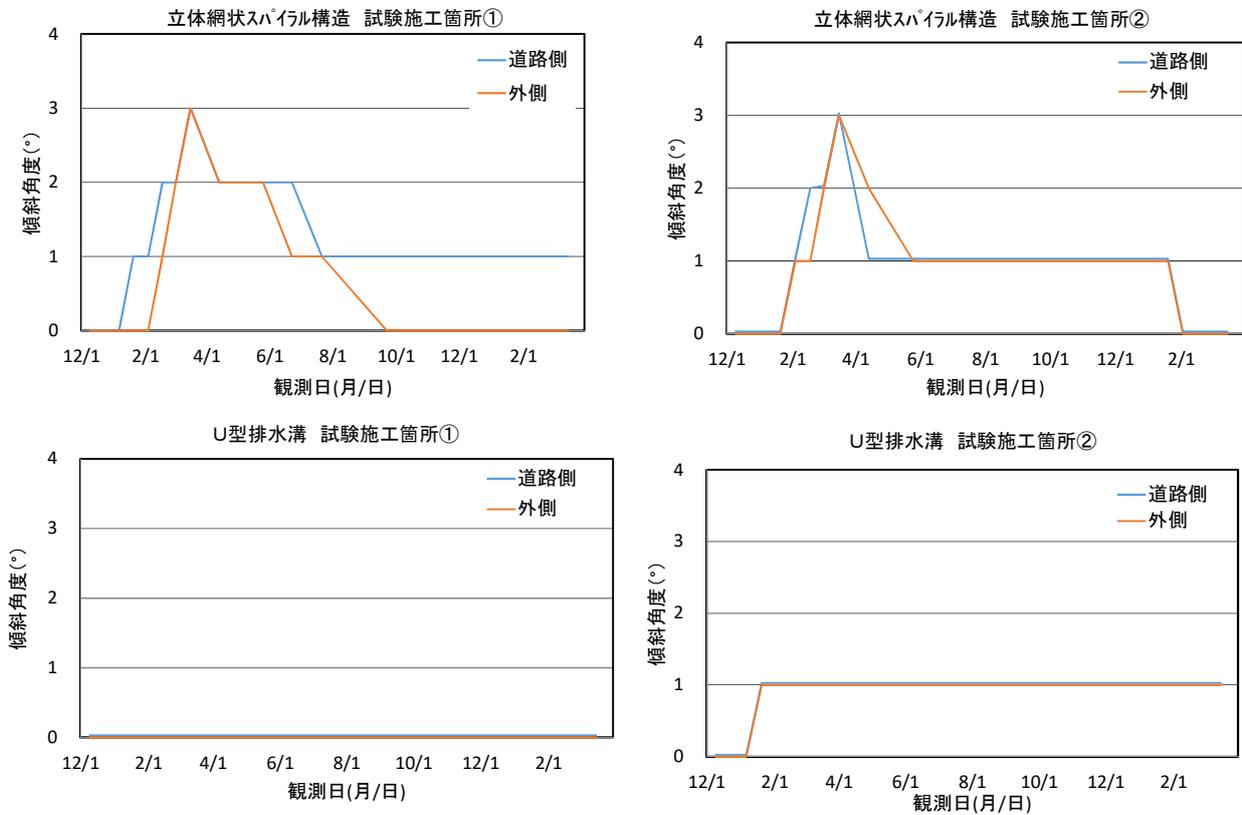


図-2.8 各施工箇所における各排水溝の傾斜の変位

ら3月までの期間は凍結が発生していることが確認出来た。また、施工1年目の調査では、凍結深さの推移は施工箇所①は排水溝中心にほぼ左右対称に凍結が発生し、施工箇所②は各排水溝ともに道路側より山側（道路の反対側）の凍結深さが小さかった。これは、施工箇所①は外側（道路の反対側）が平地のため排水溝に外気が入り易く、施工箇所②は排水溝が切土のり面に近接していることから、山側からの外気の入りは小さくなるためと考えられる。しかし、2年目では、①では左右ほぼ対象な凍結面の発生であったが、②では立体網状スパイラル構造排水溝山側の凍結深さが道路側より低い傾向が見られた。U型排水溝では、①で外側の方が凍結深さは小さい傾向が見られた。2017年度は降雪時期が例年より早かったこと、降雪量が多かったことから、1年目とは異なった傾向が見られた。②では道路側のデータが欠損したため、比較ができなかった。各施工箇所における各排水溝の天端高の変位を図-2.6、天端幅の変位を図-2.7、傾斜の変位を図-2.8にそれぞれ示す。2冬期間において、天端高は立体網状スパイラル構造排水溝が5~8cm程度、U型排水溝は3~4cm程度の変位を確認したが、外気温がプラスとなる3月下旬より各排水溝ともに変位が減少することを確認出来た。平成28年度における天端幅の変位は、立体網状スパイラル構造排水溝が気温の低くなる1月から3月上旬にかけて1cm程度小さくなったが、U型排水溝の天端幅はほとんど変位しなかった。平成29年度における各排水溝の天端幅にほとんど変位は見られなかった。また傾斜については平成28年度では立体網状スパイラル構造排水溝が最大で3度、平成29年度には最大で1度傾いた。各年度とも融雪期にかけて変位は減少して当初の形状に近づくことが確認出来た。これは、立体網状スパイラル構造排水溝が周面からの地盤の変動に対して、追従が可能な構造によるものと考えられる。U型排水溝の傾斜の変位は施工箇所②において1度傾いた状態が続いている。

また、各排水溝の傾斜方向については施工箇所①が道路側に、施工箇所②が山側に傾いた。これは、各排水溝の凍結深さの推移の結果で述べたように、各施工箇所の地形の違いより外気の入りの大きさが異なることによるものと考えられる。なお、各排水溝とも雨水桝接続部および排水溝継目箇所における損傷やクラックの発生は現時点で確認されなかった。

2.3 まとめ

道路排水溝の凍上対策として、立体網状スパイラル構

造排水溝を試験施工し凍結深さや排水溝の変位を2カ年計測した。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が、融雪期にかけて当初の状態に戻る傾向を確認した。また、各排水溝とも雨水桝接続部および排水溝継目箇所の損傷は無かった。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。引き続き各試験施工箇所の地形条件を踏まえつつ、各排水溝の変位計測、継目箇所の状態および排水機能の確認を行い、立体網状スパイラル排水溝の凍上対策としての有効性について検証を進める。

3. 断熱材を併用した特殊ふとんかごの試験施工

3.1 試験方法

試験施工箇所は、切土工事でのり面の安定性を図る目的として特殊ふとんかごを設置する現場であり、凍上による変位の可能性が予測されたことから、試験的に特殊ふとんかごに断熱材を併用し、地中の温度を計測して断熱効果を確認した。試験施工箇所の切土のり面の土質の基本物性値を表-3.1に示すが、非常に凍上しやすい土質である。特殊ふとんかごは、切土のり面からの排水を促しその重量により切土のり面の変位を抑制する工法として北海道で広く施工されている。しかし、厚さが25cmであることと中詰材が熱伝導率の高い砂利であることから、寒冷地では特殊ふとんかご下の地盤が凍結して切土のり面が変位することが懸念される。そこで、断熱材を併用した特殊ふとんかごを施工することにより切土のり面の凍上を抑制する工法を試験した。なお、この工法は既往研究⁶⁾において試験的に施工されたもので、過年度から継続観測を行っているものである。

表-3.1 土質の基本物性（熱物性値）

乾乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.281
含水比 w_n (%)	39.90
熱伝導率 λ ($W/m \cdot K$)	1.128
土質分類	砂質シルト

次に、現地で施工した特殊ふとんかごの規格は標準タイプ1000×250×2000mmで中詰材は切込材80mm級を使用し、勾配1:1.5のり面に施工した。断熱対策として特殊ふとんかごの下面に厚さ50mmの断熱材を敷設した。断熱材は写真-3.1に示すように透水性を有する発泡スチロールであり、その基本物性値を表-3.2に示す。なお、断熱対策は特殊ふとんかごの上面に施工することが効果的であるが、断熱材は紫外線の影響を受けること、



写真-3.1 透水性を有する断熱材

非常に軽量であることから特殊ふとんかごに密着しないことが考えられたので、特殊ふとんかごの下面に敷設した。

また、地山に張芝を施工した箇所、断熱効果を比較するため張芝を施工しない地山部も設定した。現地の状況について写真-3.2に示す。以降、張芝のみの箇所を「張芝部」、断熱材の上に特殊ふとんかごを施工した箇所を「特殊ふとんかご+断熱材」、断熱材の上に特殊ふとんかごと張芝を施工した箇所を「張芝+特殊ふとんかご+断熱材」、何も施工していない箇所を「地山部」と称する。温度を計測した箇所の断面図を図-3.1に示す。

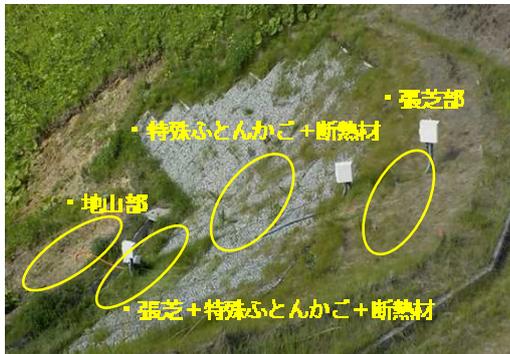


写真-3.2 試験施工箇所の状況

表-3.2 断熱材の基本物性値⁷⁾

密度 (kg/m ³)	25
空隙率 (%)	25
熱伝導率λ (W/m・K)	0.039
透水係数 (cm/sec)	0.2

地表面(特殊ふとんかご上面より2cm上側)と地表面からのり面に対して垂直に深さ70cmまでの10cm間隔で全8カ所の温度をデータロガ(TR-71U)により1時間ごとに自動計測した。また、地山部については地表面から鉛直に深さ60cmまでの10cm間隔で全7ヶ所の温

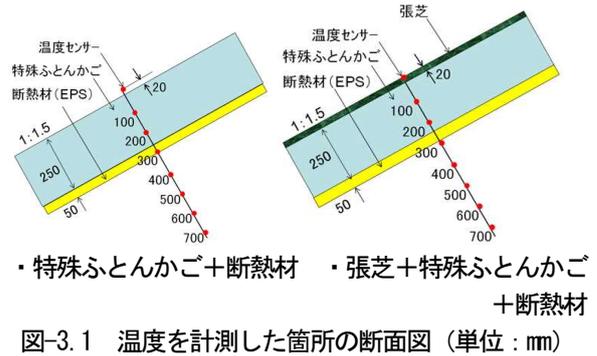
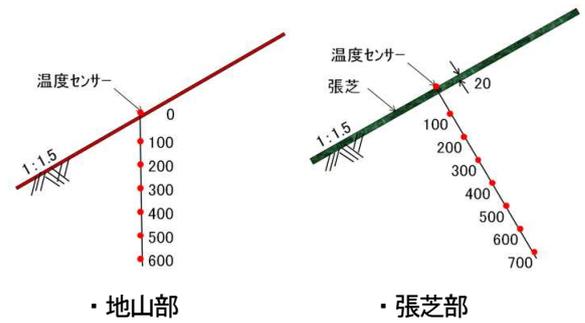


図-3.1 温度を計測した箇所の断面図 (単位: mm)

度を1時間ごとに自動計測した。なお、検討するにあたり1時間ごとの温度データを1日平均に換算して取りまとめた。また地山部については、のり面に対して垂直になるように深さを補正して温度データを取りまとめた。

3.2 試験結果

3.2.1 積雪状況

冬期間での積雪について、12月、翌年1月および2月の状況を写真-3.3に示す。張芝部、特殊ふとんかご+断熱材および地山部はいずれの時期も積雪はほとんど無いことから、各断面とも積雪による断熱効果⁴⁾は無いと考えられる。

3.2.2 観測結果

張芝部および特殊ふとんかご+断熱材部の深さ10cmと30cmの温度と平均外気温の変化を図-3.2および図-3.3にそれぞれ示す。張芝部と特殊ふとんかご+断熱材部の深さ10cmの温度はほぼ同じである。また、特殊ふとんかご+断熱材部の深さ30cmの温度では、若干0℃以下となった時期があったが、切土のり面はほとんど凍結することなく断熱材の効果は大きいといえる。

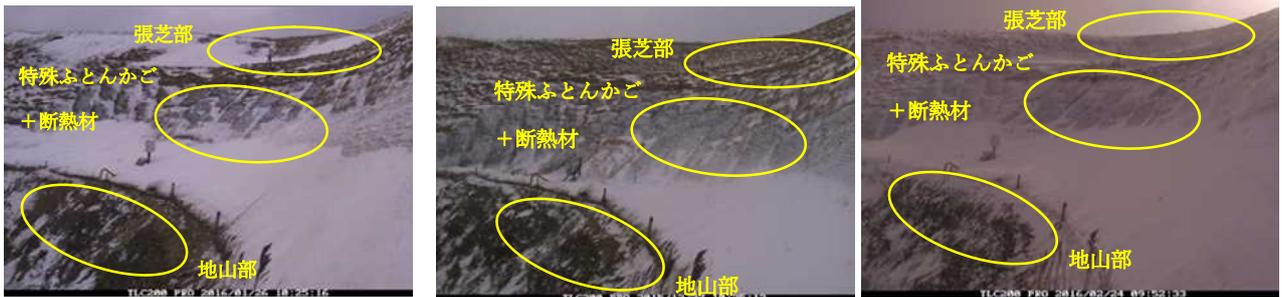


写真-3.3 積雪状況

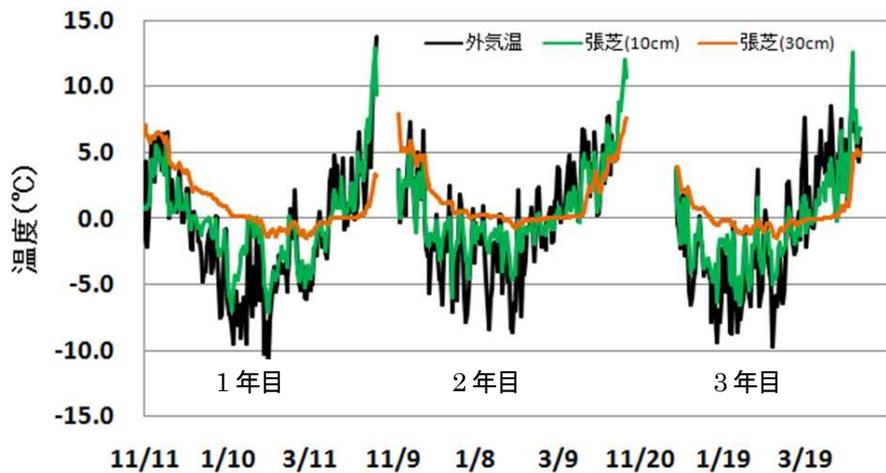


図-3.2 張芝部の地中および平均外気温の変化



図-3.3 特殊ふとんかご+断熱材の地中および平均外気温の変化

凍結深さと凍結指数（日平均気温の累積値）を図-3.4 に示す。施工3年目の凍結指数は337 °C・daysで、張芝部の凍結深さは約40cmとなった。なお、地山部の凍結深さは50cm以上となった。このことから、張芝による断熱効果も確認できた。なお、ここでの凍結深さは地山表面からの深さを表している。

張芝+特殊ふとんかごでは積雪が確認された時期があった。図-3.5にこの箇所について積雪時期と温度の関係を示す。張芝+特殊ふとんかご+断熱材の地表面の温度が張芝部より高いことから、積雪に伴う断熱効果が考えられる。



図-3.4 凍結深さ(地山)と凍結指数



写真-3.4 のり面の状況

なお、写真-3.4に示すように、特殊ふとんかごの変形や損傷は確認されず、特殊ふとんかごを固定するためのアンカーピンの抜け上がりも発生していない。また、小段排水溝のズレの発生も無く、排水機能は健全な状態であった。

3.3 断熱材を併用した特殊ふとんかご施工のまとめ

特殊ふとんかごに断熱材を施工して地中の温度の変化について継続調査を実施した。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、写真-3.4に示すように、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。

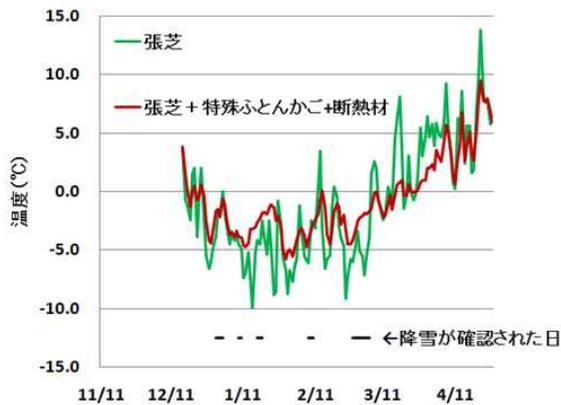
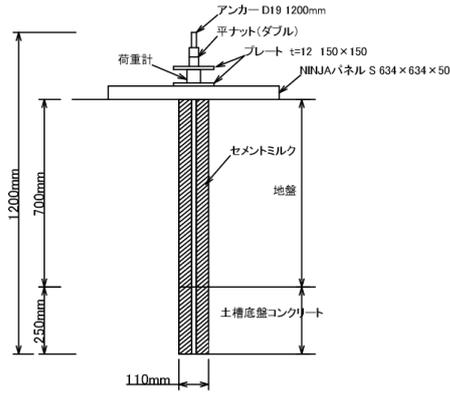


図-3.5 張芝部および張芝+特殊ふとんかご+断熱材の地表面の温度変化

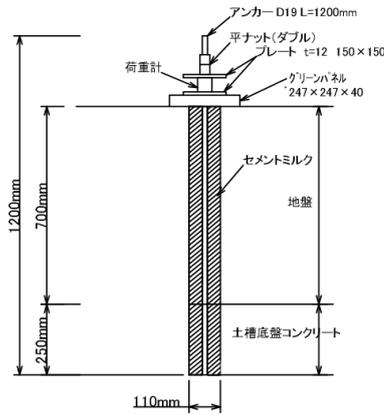
4. 地山補強土工の試験施工

4.1 試験方法

苫小牧施工試験フィールド内のコンクリート土槽内に地山補強土工を設置した。前年度の結果も踏まえ、アンカー頭部の平ナットが移動しないようにダブル構造とした(CASE①、②)。また、受圧板に受ける凍上力を抑制するために小型受圧板での試験も行った(CASE②)。断面図と試験施工状況を図-4.1および写真-4.1にそれぞれ示す。



CASE①



CASE②

図-4.1 断面図



CASE①

CASE②



平ナット(ダブル)

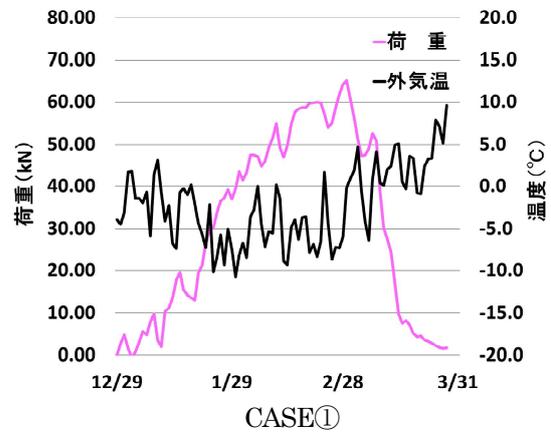
各種受圧板

写真-4.1 試験施工状況

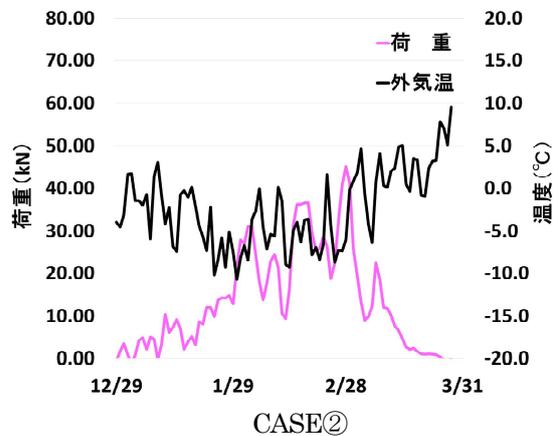
4.2 試験結果

各 CASE において、アンカーに作用する荷重および受圧板の変位を計測するために荷重計と変位計を設置して、1時間ごとに自動計測した。計測期間は平成 29 年 12 月から平成 30 年 3 月までとした。検討するにあたり 1 時

間ごとの各データを 1 日平均に換算して取りまとめた。外気温と荷重の変化について図-4.2 に示す。



CASE①



CASE②

図-4.2 各 CASE における外気温と荷重の変化

外気温が低下する 1 月下旬から 2 月下旬にかけて荷重は増加し、CASE①が最大で 65kN、CASE②で最大 45kN となった。受圧板の設計荷重 50kN に対して、CASE①が設計荷重を上回り、受圧板が損傷していることを確認した(写真-4.2)。なお、受圧板の変位については変位計を固定していた支柱が凍上の影響により損傷したことから、正確な計測結果を得ることが出来なかった。



写真-4.2 受圧板 (CASE①) の損傷状況

4. 3 地山補強土工施工のまとめ

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を施工し、荷重および変位の変化について計測した。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、さらに受圧板の損傷も確認した。受圧板が受ける凍上力の影響について今後も詳細に調査を行い、凍上対策技術としての有効性について検証を進める。

5. まとめ

道路排水溝の凍上対策として、立体網状スパイラル構造排水溝を試験施工し凍結深さや排水溝の変位を2カ年計測した。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が、融雪期にかけて当初の状態に戻る傾向を確認した。

特殊ふとんかごに断熱材を施工して地中の温度の変化について継続調査を実施した。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。

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を施工し、荷重および変位の変化について計測した。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、さらに受圧板の損傷も確認した。

参考文献

- 1) 外塚信, 豊田邦男, 水野津与志, 佐藤幸久, 萬隆: 寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討, 公益社団法人地盤工学会北海道支部 技術報告集 第46号, pp. 291-296, 2006.
- 2) 安達隆征, 中村大, 川口貴之, 山下聡, 川尻俊三, 山梨高裕, 佐藤厚子: 立体網状スパイラル構造の排水材を応用した耐凍上性を有する小段排水溝の開発, ジオシンセティックス論文集, Vol. 29, pp. 161-168, 2014.
- 3) 社団法人 日本道路協会: 道路土工 切土工・斜面安定工指針, 平成21年6月
- 4) 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-, 平成21年12月
- 5) 株式会社吉原化工 立体網状スパイラル構造体「もやいドレーン」カタログ
- 6) 寒地地盤チーム: 積雪寒冷地域における切土のり面の崩壊危土木研究所, pp. 1-14, 2016
- 7) 株式会社 J S P 発泡ポリスチレン製排水材チップドレンカタログ

