

14.3 農業水利施設の凍害劣化の診断手法と耐久性向上技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（水利基盤）

技術開発調整監付（寒地技術推進室）

研究担当者：中村和正、石神暁郎、田場一矢、横山博之、
山田 章

【要旨】

本研究では、寒冷地の社会基盤を構成する施設群の一つである農業水利施設の機能維持を図るため、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発と、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発を行った。本研究において得られた結果は次の通りである。

開水路の凍害劣化機構の精査に関する研究では、開水路側壁の冬期の温度変化および水分供給状況の調査を行い、凍害劣化部に対する温度変化と凍結融解作用時の融雪水の影響を確認した。また、開水路の凍害劣化の診断手法、凍害診断技術に関する検討では、目視調査による凍害診断における留意点を整理し、さらに、超音波法による凍害劣化深さの推定手法、ならびに衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関する検討を行った。加えて、開水路より切断採取した試験体において、超音波法、X線CT法、蛍光エポキシ樹脂含浸法による凍害劣化深さの特定手法に関する検討を行った。そして、これらの開発した凍害診断技術を用いた「開水路の凍害診断マニュアル（案）」の作成を行った。

開水路補修工法の耐久性評価では、現地試験施工区間での評価に加え、室内試験による評価を行った。現地試験施工区間での評価では、無機系および有機系の各表面被覆工法、ならびにパネル取付け工法の寒冷地における適用性を確認するとともに、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果の検証を行った。室内試験による評価手法の開発では、開水路において施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした凍結融解試験方法の開発を行い、各種表面保護工法の凍結融解作用時の付着性の評価を行った。また、補修後の劣化予測手法の検討に関する研究では、補修後の開水路における耐用年数算定手法の検討を行い、凍結融解試験方法による無機系表面被覆材の耐用年数の試算を行った。さらに、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発では、機械インピーダンス法による表面被覆材の浮き・剥離の検出手法に関する検討を行った。加えて、凍害劣化により変状を生じた開水路においても低下した性能の回復・向上が可能な開水路の更生工法の開発を行い、その排水効果と補強効果の検証を行った。そして、温度センサおよび水分センサを用いた補修後の開水路におけるモニタリング手法の開発を行った。

キーワード：農業水利施設、コンクリート開水路、凍害、非破壊調査、耐久性評価、凍結融解試験方法、開水路の更生工法、モニタリング手法

1. はじめに

食料・農業・農村基本計画¹⁾では、農業生産力強化に向けて、基幹的農業水利施設に対する施設機能の監視・診断、補修、更新などを機動的かつ確実にを行うための戦略的な保全管理が求められている。寒冷地でこのような保全管理を行うためには、温暖な地域とは異なる施設診断と対策技術が必要である。

国内の用水路延長のうち寒冷地にあるものは約4割に当たる。寒冷条件の厳しい北海道内での研究成果は、北海道内だけではなく国内の他の寒冷な地域

の農業水利施設の維持管理にも活用できる。

寒冷地の農業水利施設の機能診断では、凍結融解作用に着目する必要がある。例えば農業水利施設の多くを占めるコンクリート開水路は、一般のコンクリート構造物に比べて部材厚が薄い。また、流水との接触が多い上に背面側からは地下水が供給される過湿な供用環境に置かれているものが多い。さらに、寒冷地では落水期間は水路内の全面が過酷な気象条件に曝される。これらのことから、凍害による部材の劣化状況を把握するための診断手法が求められて

いる。特に、凍害劣化の深さ・厚さの把握が、補修と改修のいずれを選択するかを検討する上で重要な事項となる。また、農業水利施設の機能維持のために、寒冷地においても耐久性の高い補修による維持管理手法が求められている。

本研究では、寒冷地の社会基盤を構成する施設群の一つである農業水利施設の機能維持を図るため、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発と、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発を行うことを目的とする。

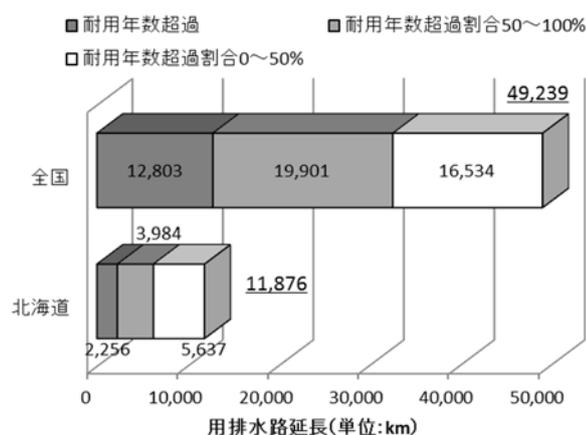
2. コンクリート開水路の凍害診断技術の開発

2.1 目的

北海道は、カロリーベースで国産食料供給の約22%を担う我が国最大の食料生産地域として、食料の安定供給に大きく貢献している²⁾。この食料生産基盤を支えているのが、用排水路などに代表される基幹水利施設である。北海道における基幹水利施設の規模は再建設費ベースで30,349億円であり、全国（178,596億円）の約17%を占める。その中で用排水路の延長は11,876kmに及び、全国（49,239km）に存在する用排水路の約1/4は北海道に位置している³⁾。

現在、北海道に位置する基幹的水路の多くが更新時期の到来を迎えようとしている。既にその耐用年数を超過した水路の延長は2,256kmに及び、超過割合50～100%の水路の延長と合わせると、実にその半数以上が今後20年以内に更新時期の到来を迎える

（図-1参照）³⁾。こうした長大な延長を有する水路において、如何に効率的かつ効果的に診断を行うかが、解決すべき喫緊の課題となっている。



資料：農林水産省「農業基盤情報基礎調査報告書」
(H21/3/31 現在)

図-1 全国および北海道における基幹的水路の延長と耐用年数超過割合別水路延長³⁾

本研究では、長年に渡り積雪寒冷地の水路施設管理者を悩ませてきたコンクリート開水路の凍害に焦点を当て、その診断技術を開発することを目的とし、①開水路の凍害劣化機構の精査、ならびに②開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討を行う。平成23年度から平成25年度までにおいては、①開水路の凍害劣化機構の精査に関する研究では、劣化機構を把握するために必要となる基礎データの取得を目的とした、開水路側壁の冬期の温度条件と水分供給状況の調査を行った。また、②開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討では、目視調査による凍害診断における留意点を整理し、さらに、超音波法による凍害劣化深さの推定手法、ならびに衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関する検討を行った。加えて、開水路より切断採取した試験体において、超音波法、X線CT法、蛍光エポキシ樹脂含浸法による凍害劣化深さの特定手法に関する検討を行った。そして、これらの開発した凍害診断技術を用いた「開水路の凍害診断マニュアル（案）」の作成を行った。

2.2 開水路の凍害劣化機構の精査⁴⁾

開水路の凍害劣化機構の精査では、開水路側壁の冬期の温度条件と水分供給状況の調査を行った。コンクリート開水路の凍害劣化は、表面から目視で確認できる変状の他、部材の内部でのひび割れも生じている場合がある⁵⁾。部材内部のひび割れも把握して機能診断を行うためには、コンクリート開水路の凍害劣化機構を解明することが必要である。

水利基盤チームでは、前中期計画期間の平成21年冬期から、凍害発生の要因把握を目的として、水分供給状況や温度変化の現地観測を開始した。本研究では、この調査フィールドでの観測を継続している。

(1) 調査概要

調査地点は、北海道上川郡和寒町内を流下する剣和幹線用水路のうち、昭和49年に施工された掘込み形式の現場打ちフルーム水路区間である。水路断面は幅5.6m、壁高2.0m、部材厚20cmであり、左岸側壁内面が南西向き面、右岸側壁内面が北東向き面である。

図-2に示すように、この区間では左岸の灌漑期水位より上部（以下、気中部と呼ぶ）に凍害による長手方向のひび割れが、また、天端にはスケーリングが生じている。一方、左岸の灌漑期水位より下部（以下、水中部と呼ぶ）および右岸側壁には顕著な凍害劣化はみられない。

調査は、側壁部材の表面・内部温度変化と凍害劣化部への水分供給源の把握のため、図-3に示すように温度計（T型熱電対）および地下水位観測孔を設置

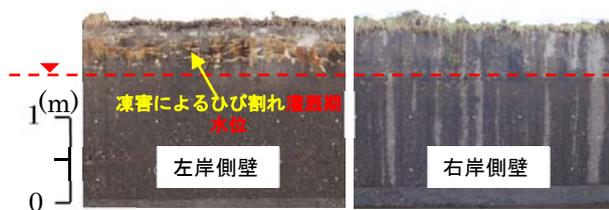


図-2 観測箇所の水路側壁の状況

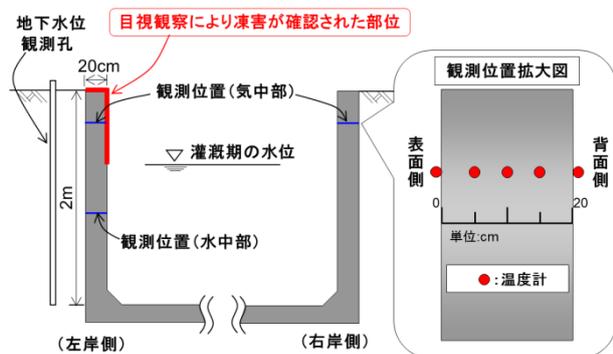


図-3 観測機器の設置概要

した。温度計の設置位置は、凍害が生じている左岸気中部、顕著な凍害劣化がみられない左岸水中部および右岸気中部の3箇所であり、1時間おきに自動計測した。また、積雪形状や側壁表面への水分供給状況の撮影のため、カメラを設置した。

(2) 調査結果および考察

1) 側壁温度の状況

図-4に平成22年の11月からひと冬の側壁表面の凍結融解回数を月別に示す。なお、凍結融解回数の算出に用いる凍結・融解温度の考え方は既往の文献6)を参考にした。即ち、文献6)によればコンクリートに凍結融解を繰返し与える場合、凍結温度が -5°C 以下の条件で凍害劣化が顕著に生じる。それゆえ、本報では一旦 -5°C 以下となっていたコンクリート温度が 0°C を超えた場合の回数を凍結融解回数とした。図-4に示すように、左右岸ともに凍結融解回数が多い時期は1月と2月である。ひと冬を通した合計で比較すると、左岸側壁の気中部と水中部では、ともに36回であった。図-2のように、左岸の気中部と水中部ではひび割れの状況は異なるが、凍結融解回数に違いはない。一方で、右岸気中部では、ひと冬の凍結融解回数は20回で左岸側壁の5割強であった。

このような左右岸の凍結融解回数の差は、側壁の面する方位の他、積雪形状も要因となっている。図-5に平成21年度および平成22年度の観測区間の積雪形状を示す。右岸側では水路の内部まで雪庇が張り出す。左岸側は雪に覆われず、日射による温度変化

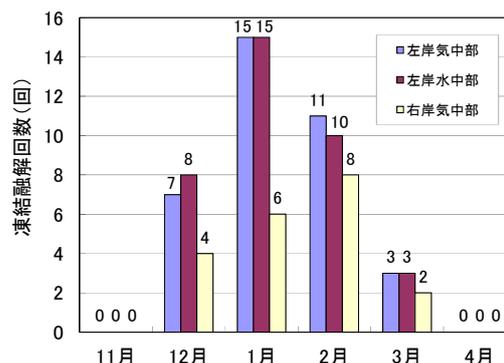


図-4 観測箇所の側壁表面の月別凍結融解回数 (平成22年11月～平成23年4月)

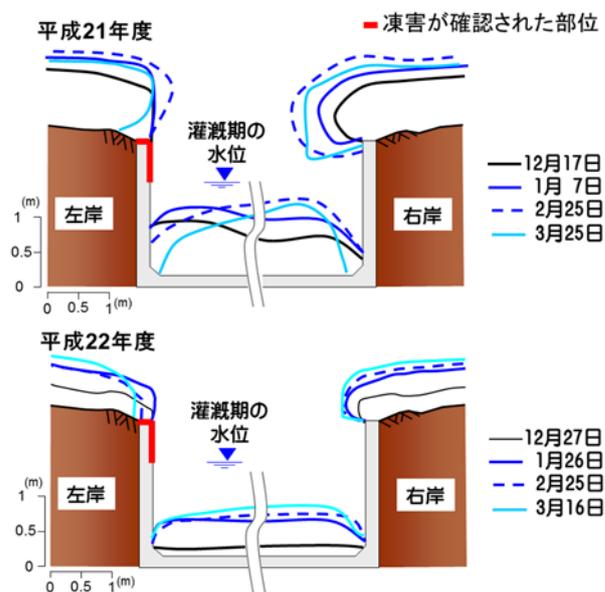


図-5 観測地点の積雪形状

を受け易い状況であった。両年で積雪量の多少はあるものの、雪庇の有無や露出状況などの基本的な積雪形状はほぼ同じである。このように、積雪形状は、水路延長上のそれぞれの場所でみれば年毎の変化が小さい。このことが、特定の箇所に著しい凍害劣化を生じさせる一因となっていることが示唆される。

2) 水分の供給状況

図-6に左岸側壁背後の地下水位の観測結果を示す。この区間では地下水位は年間を通して底版から上方30cm程度と低く、融雪時期であっても地下水位は水中部の温度観測位置よりも下であった。このため、本区間では図-5に示すような凍害劣化部への冬期の水分供給源は地下水ではなく、融雪水であることがわかった。

図-7に定点カメラで撮影した左右岸側壁表面への代表的な融雪水の供給パターンを示す。写真は、外見上で融雪水の浸み出しが最も多く見られる17時のものである。左岸側壁では1月下旬から、凍害ひび割

れ部や天端からの融雪水の流出により、主に気中部の表面が濡れる浸み出しが始まった。2月下旬を過ぎるとひび割れや天端から流れ出す融雪水の量が増加し、水中部を含む側壁表面全体が濡れるようになった。このような側壁表面の濡れは、2月に入るとほぼ2日に1回の頻度で見られるようになり、3月に入るとほぼ毎日見られるようになった。右岸側では3月下旬まで雪庇が維持され、この間、天端上の雪から滴る水でわずかに気中部が濡れる程度であった。3月下旬に雪庇が落下すると、側壁表面を伝う融雪水の量が急増し、側壁表面の濡れる面積が拡大した。このように、左右岸側壁の気中部、水中部それぞれの部位への融雪水の供給時期や供給量は積雪形状により大きく左右されていることがわかった。

図-8に定点カメラの画像をもとに整理した、左右岸側壁表面が融雪水により濡れた日数を示す。凍結融解の多い1月と2月に左右岸側壁の気中部と水中部における側壁表面の濡れを確認した日数は、左岸気中部で16日、左岸水中部で7日、右岸気中部で4日、右岸水中部で0日であった。凍害劣化の生じている左岸気中部では凍害劣化のみられない部位と比較し2倍以上の頻度で水分供給を受けていた。このように凍害劣化が生じている左岸気中部では凍結融解を生じるような温度変化の多い時期に融雪水の供給を多く受けていた。一方で、顕著な凍害劣化がみられない左岸水中部や右岸気中部では、側壁温度から算出した凍結融解回数は、凍害劣化部と比較して半数から同程度もあるが、融雪水が多量に供給され始める頃にはすでに凍結融解を生じるような温度変化の回数が多い時期を過ぎていることがわかった。

2. 3 開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討

2.3.1 目視調査による凍害診断における留意点⁷⁾

開水路の凍害を診断するためには、コンクリート躯体内部に発生するひび割れなどの変状、即ち内部変状を発見できる技術が必要である。しかしながら、内部変状の非破壊による診断技術は、定量的調査だけでなく定性的調査の方法も未開発であるのが現状である。ここでは、先ず、既往の報文⁸⁾で明らかにされているRC開水路の凍害に加えて、新たに明らかになった凍害の特徴を紹介する。次に、目視による診断に焦点を当て、凍害が発生しやすい箇所を把握するための現地踏査上の留意点と表面変状の形状から内部変状を把握するための留意点について述べる。

(1) RC 開水路の凍害の特徴

凍害は、コンクリート中の水分が凍結融解を繰り返すことで、コンクリートがスケーリング、微細ひび割れおよびポップアウトなどの形で劣化する現象である。RC開水路で発生する凍害の特徴は、側壁表

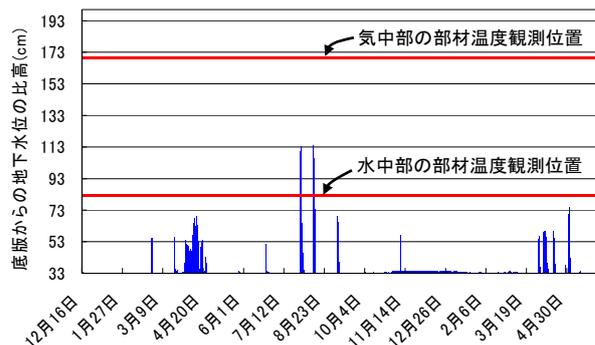


図-6 左岸側壁背後の地下水位観測結果
(平成 21 年 12 月～平成 23 年 5 月)

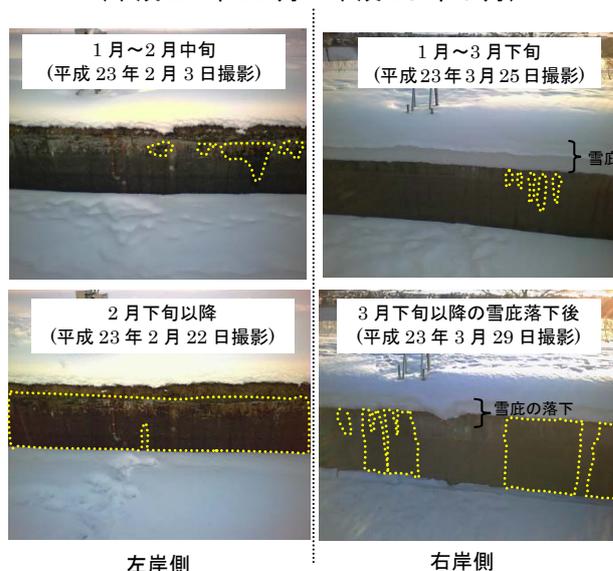


図-7 左右岸側壁表面への融雪水の供給パターン
(黄色破線内は側壁表面が濡れている箇所)

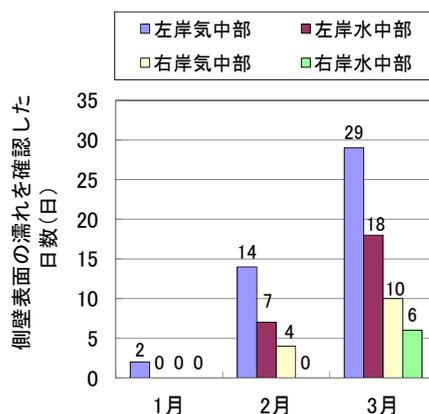


図-8 定点カメラにより側壁表面の濡れを確認した日数 (平成 23 年 1 月～3 月)

面に長手方向のひび割れとして発生すること、また、灌漑期に気中部にある側壁上部に発生することである(図-9)。また、日当たりの良い面に発生するため、側壁の片側のみみられるのが一般的である。

側壁表面にひび割れが発生している箇所を詳細に調査すると、図-10に示すように表面部に薄層が存在



図-9 開水路側壁の凍害によるひび割れ発生状況



図-10 側壁表面部の薄層

することが多い。このような層が現れたのは、表面部のセメントペーストが炭酸化により緻密化し、凍結融解作用の影響を受けにくい層として残ったためであると推察される。現地調査からは、長手方向の表面ひび割れは水路側壁を貫通しているものではなく、表面部のこの薄層のみで発生しており、表面変状である長手方向のひび割れだけをもって側壁内部まで同様なひび割れが発生していると判断してはならないことがわかった。

北海道内の幹線用水路で昭和40年代から使用されていた、幅1.20m、側壁上端からハンチ上端まで高さ2.07m、側壁の厚さ13cm（天端）～16cm（ハンチ上端）のコンクリート製のL型ブロックを採取し、凍害によるひび割れの発生状況を詳しく観察した。このL型ブロックは側壁の内面が南東向きであり、凍結融解作用を受けやすい供用環境に置かれ、その表面には、灌漑期間中の水位より上部に長手方向のひび割れが発生していた。図-11は、L型ブロックの表面および天端から60cmの部分で切断した断面のひび割れ状況とその拡大写真である。天端から60cmの位置は、表面のひび割れの有無の境界部にあたる。観察の結果、表層から1cm～2cmより内部で、表面とは異なる方向に多数のひび割れが発生していた。これまでに、別のRC開水路でのコア抜き調査によって、凍害を生じた側壁内部に層状ひび割れが発生していることが知られていた⁵⁾。今回、切断した断面を観察することで、水路内面側にひび割れが多く、土に埋もれている背面側ではひび割れが少ないこと、1つ1つのひび割れは必ずしも連続しておらず、多数のひび割れ

が不規則に発生していることがわかった。図-12にRC開水路側壁の凍害ひび割れのイメージを示す。層状ひび割れの発生メカニズムとしては、凍結融解作用をおこす温度変化は側壁表面から面的に作用して内部に伝導するため、凍結時の膨張圧が部材厚方向に生じた結果と推察されている⁵⁾。

(2) 凍害診断の留意点

1) 凍害診断における目視調査の留意点

RC開水路の凍害では、前述の通り側壁の内部だけに変状を起こしていることがある。従って、目視調査で一般に行われるコンクリート表面のひび割れ、剥落、欠損などの程度や位置を特定するだけでは凍害の診断としては不十分である。

このことから、目視調査で凍害を見落とさないための診断の留意点として、①凍害が発生しやすい区間および部位を見つけ出すこと、②内部変状箇所の推定における表面上の変化を見つけ出すこと、が必要である。目視調査でこれらの点についての情報が得られれば、その後の現地調査を実施する地点を適切に設定することができ、内部変状も含めた確実な凍害診断のための調査を行うことができる。

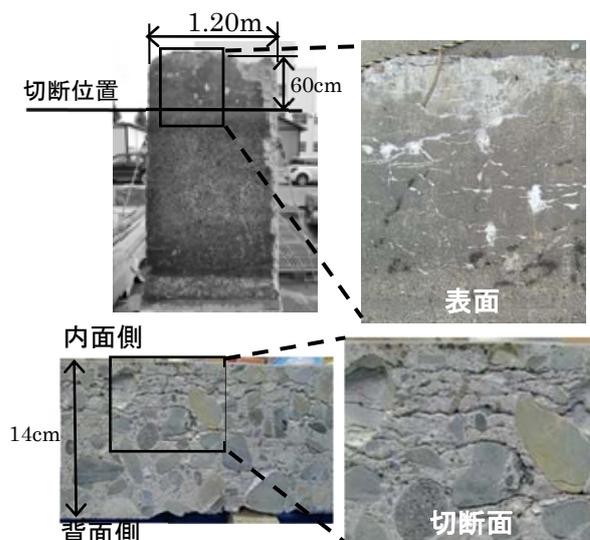


図-11 L型ブロック表面と切断面のひび割れ状況

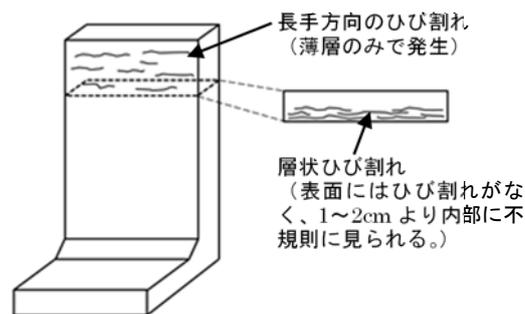


図-12 RC開水路側壁の凍害ひび割れのイメージ

2) 凍害診断で目視調査に含めるべき項目

凍害診断における目視調査に含めるべき項目をまとめた結果を表-1に示す。以降、これらの内容について説明する。

a) 凍害が発生しやすい区間および部位の把握

①側壁（内面および背面）の方角：コンクリートの凍害は、コンクリートが凍結し続ける場合には生じず、凍結と融解の繰り返し作用を受ける場合に生じる。つまり日射を受ける南向きの面ではコンクリートの温度が上昇し、凍結融解作用を受けやすくなることから、側壁（内面および背面）の方角の調査は、凍害が発生しやすい区間を把握することにつながる（図-13(a)、(b)）。

②背面の土地勾配：飽水度の高いコンクリートは凍結時の膨張圧力が大きくなることから、水の供給経路を把握することは凍害の発生可能性が高い地点を把握することにつながる。融雪水などが流れ込みやすい、背面が地形的に山側になる区間の側壁は凍害

発生の可能性が高い（図-13(c)）。

③積雪状況：コンクリートの凍害は、雪庇が発達し雪で覆われる箇所には発生しにくく、雪に覆われず露出している箇所に発生しやすい。積雪状況の調査は、凍害が発生しやすい区間を把握することにつながる（図-13(d)）。

表-1 RC 開水路の凍害診断で目視調査に含めるべき項目

調査目的	調査内容	灌漑期	非灌漑期
凍害が発生しやすい区間および部位の把握	側壁(内面および背面)の方角	○	○
	背面の土地勾配	○	○
	積雪状況	×	○
	融雪水の供給状況	×	○
内部変状箇所の推定	目地付近のひび割れ	○	○
	側壁の雨水滲出箇所	×	○
	天端のスケーリング	○	○
	長手方向の表面ひび割れの分布(凹凸)	△	○

○：可能、△：ある程度可能、×：不可能



図-13 RC 開水路の凍害診断における目視調査のポイント

④融雪水の供給状況：「②背面の土地勾配」よりも確実かつ詳細に水の供給経路を把握するための調査項目である。しかし、調査可能な時期は融雪期に限られる。融雪水の供給経路を調査することで、凍害発生の可能性が高い区間の把握が可能となる（図-13(e)）。

⑤目地付近のひび割れ：目地付近では同じバレルの他の部位よりも凍害による側壁のひび割れが発生しやすい。目地付近は、側壁の温度変化で生じる体積変化が目地（止水板）で拘束された時に発生する応力により、ひび割れが発生しやすい。このため、積雪寒冷地では、このひび割れに水が浸透して内部の飽水度を増加させ、凍結時の膨張圧力によってひび割れを拡大させると考えられる。目地付近の変状を早い段階で把握することが凍害の早期発見につながる。ここで注目すべき点としては、目地付近のひび割れは目地を挟んで上流側もしくは下流側のいずれか片方に目立って現れることが多いことである。コンクリートは凍結融解前に連続性の高いひび割れが多いと劣化が早い⁹⁾とされている。このため、凍害を受けやすいバレルは、前打設バレルが外部拘束体となって、硬化時にひび割れを発生しやすい後打設バレルであると考えられる（図-13(f)）。

b) 内部変状箇所の推定

①側壁の雨水滲出箇所：降雨後の側壁を調査すると濡れている箇所と濡れていない箇所がみられることがある。前者のような箇所では、側壁内部から水が滲出していることがある。このような側壁は凍害により内部に層状ひび割れが生じたことによって、水みちが発生している可能性があることが示唆される。従って、降雨後における滲出箇所の調査は、内部変状が生じている可能性がある箇所を把握することにつながる（図-13(g)）。

②天端のスケーリング：天端にスケーリングが発生する原因は、水路外から融雪水や雨水が側壁天端へ供給され、コンクリートの飽水度が高い状態で凍結融解作用を受けるためと考えられる。天端にスケーリングが発生するとそこから水が側壁の内部へ供給されやすくなることから、このような箇所では側壁内部にも変状が生じている可能性が高い（図-13(h)）。

③長手方向の表面ひび割れの分布（凹凸）：側壁表面のひび割れの分布の中には、凹凸の起伏をもって発生しているものがある（図-13(i)、図-14）。ひび割れの分布に凹凸が発生する原因は、同じバレルの中でも融雪水や雨水が地形的に流れ込みやすい箇所とそうでない箇所があるためと考えられる。前者の場合、コンクリート内部の飽水度が高いため、凍結融解作用によりコンクリート組織の緩みや微細ひび割

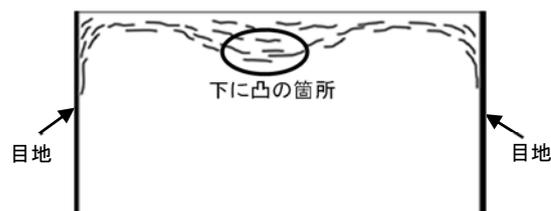


図-14 凍害による開水路側壁のひび割れ分布の一例

れが生じやすい。その部分にさらに水が供給されることで、凍結時の膨張圧力が発生してひび割れが拡大する。ひび割れに浸透した水は重力に従って下に移動するため、凍結融解作用は側壁の下の方まで及ぶ。このため、側壁内部の凍害の多少が長手方向の表面ひび割れの凹凸形状となって現れると考えられる。つまり、長手方向の表面ひび割れの形状が下に凸のところで、内部変状が広範囲に発生している可能性が高い。

2.3.2 非破壊調査による診断手法の検討

コンクリート開水路において凍害劣化を対象とした現地調査を行う場合、一般に、目視や打音法による調査に加え、深さ方向におけるひび割れ発生状況の確認、細孔径分布および気泡分布の測定、弾性係数の測定などが有用とされる¹⁰⁾。しかしながら、こうした調査項目の多くはコア採取、即ち施設の局所的な破壊を伴う調査となるため、水密性が要求される水利施設である開水路では多用することができない。また、開水路は長大な延長を有する水利施設であるため、効率性の面からもその適用は限られる。このため、有用で効率性を有し、かつ破壊を伴わない調査手法、即ち、効果的かつ効率的な非破壊調査手法の確立が望まれている。

加えて、積雪寒冷地におけるコンクリート開水路の側壁には、側壁の構造形式および供用される環境条件に応じて特徴的な表面変状および内部変状が発生している。コンクリート開水路の長寿命化を図るための対策を的確に策定するためには、これらの変状を正確に診断しなければならない。しかし、表面変状である表面ひび割れは目視調査でその劣化程度を容易に診断できるものの、内部変状である層状ひび割れは定量的調査だけでなく定性的調査の手法も未確立である。側壁を部材厚方向に割るような形態で発生する層状ひび割れは、側壁の耐久性および安全性にも影響を及ぼすことから、その診断手法の確立が望まれている¹¹⁾。

本研究では、効率的な診断を行うことが期待できる非破壊調査法である、超音波法による凍害劣化深さの推定手法、ならびに衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関す

る検討を行った。ここでは、実構造物における適用性の検証結果について報告するとともに、実務上の課題について整理した。

(1) 超音波法による凍害劣化深さの推定^{12), 13)}

1) 調査概要

a) 調査方法の概要

超音波は、可聴音域より高い周波数を有する音波であり、一般に 20kHz 以上の弾性波を指す。超音波法は、この超音波域と呼ばれる周波数帯を主に使用し、発振子から接触媒質を介してコンクリート中に発射された弾性波を受振子で測定する手法である¹⁰⁾。コンクリートにおける超音波伝播速度は、コンクリートの弾性係数、密度およびポアソン比により定められる。このため、これらの特性値に影響を及ぼす要因は、そのまま超音波伝播速度にも影響を及ぼす。超音波伝播速度は、コンクリートの配合、含水状態、材齢、微細ひび割れ、内在する鉄筋の他、コンクリートの劣化状態にも影響を受ける。一般に、劣化したコンクリートにおける超音波伝播速度は、健全なコンクリートの伝播速度に比べ小さくなるため、この速度の差異からコンクリートの品質の差異を判定することができる¹⁴⁾。

ここでは、実構造物の各測点において表面走査法による劣化深さの推定を試み、併せて各測点より採取したコアを用いた透過法による劣化深さの確認を行い、その適用性を検証した。なお、超音波伝播速度は超音波試験機（プロセック社製 TICO 型）を用いて測定した。測定周波数は、緒方らの研究結果¹⁵⁾を参考に、54kHz とした。発振電圧は 1kV である。発振子および受振子の直径は 50mm である。接触媒質にはちょうど 240~280 (at 25°C) のシリコングリースを用いた。また、超音波伝播速度の低下、即ちコンクリートの品質低下の要因が凍害劣化によるものであるか否かを判断するため、透過法を行ったコアを用いて、水銀圧入法による細孔径分布の測定を行った。

表面走査法を図-15 に示す。表面走査法では、コンクリート表層部に劣化層、即ち超音波伝播速度の低速度域が存在することを前提としている。また、原則としてその層厚も測定範囲において一定であると仮定している。この条件の下で、躯体表面に超音波の発振子と受振子を配置し、受振子を受振子から遠ざけながら順次伝播時間を測定すると、発・受振子間の距離と伝播時間との関係において、図に示すような走時曲線が得られる。ここで、表層が劣化したコンクリートの場合に得られる破線 (a) の傾斜が変わる位置を X_0 、劣化層の伝播速度を V_d 、劣化層の奥側に存在する健全層の伝播時間を V_s と

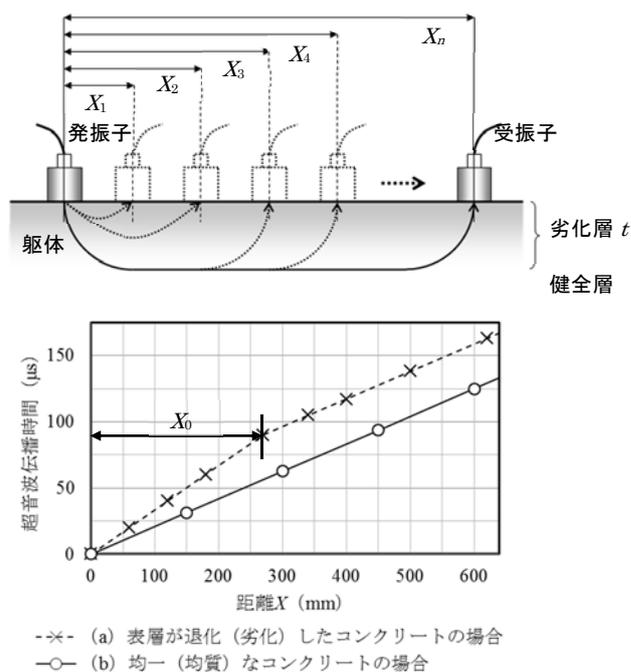


図-15 表面走査法の概念¹⁶⁾

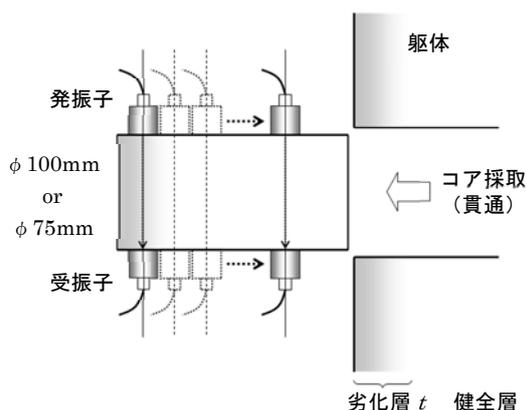


図-16 採取コアを用いた透過法の概念

すると、劣化層の厚さ t は式 (1) により求めることができる¹⁶⁾。なお、式 (1) は屈折法地震探査におけるスネルの法則から求まる理論式として用いられているものである¹⁷⁾。

$$t = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_d}{V_s + V_d}} \quad (1)$$

ここでは、発・受振子間距離を 50mm 間隔で 50~500mm とし、発・受振子を同じ高さに配置し、水路方向に走査した。また、内在する鉄筋の影響を最小限に留めるため、走査に先立ち鉄筋探査を行い、走査位置を水路方向の鉄筋位置の中間位置とし、発振子を水路直角方向の任意の鉄筋位置から走査方向に 100mm 離れた位置に配置した。

採取コアを用いた透過法の概念を図-16 に示す。採取コアを用いた透過法では、コアの直径方向において直接的に超音波伝播速度を測定する。発振子お



図-17 凍害劣化深さ推定対象の現況

よび受振子を部材厚方向にスライドさせながら順次伝播速度を測定することにより、躯体表面からの深さ毎の劣化状況を確認することができる。ここでは、伝播速度を10mm間隔で深さ5～85mmの位置で測定した。また、得られた伝播速度 V より、緒方らの研究結果¹⁵⁾から導き出された式(2)および式(3)により相対動弾性係数を算出し、劣化の程度の定量化を試みた。

$$E_d = 4.0387 V^2 - 14.438 V + 20.708 \quad (2)$$

$$\text{相対動弾性係数 (\%)} = E_{dn} / E_{d0} \times 100 \quad (3)$$

ここで、 E_d は動弾性係数、 E_{dn} は深さ n における動弾性係数である。 E_{d0} は、最奥部のコンクリートを健全層とみなし、深さ85mmにおける動弾性係数とした。なお、コア採取はJIS A 1107に準拠して行い、コアの直径は100mmまたは75mm、高さは部材厚と同じ高さとした。

水銀圧入法では、水銀の表面張力(0.483N/m)、試料との接触角(130°)、ならびに試料に対する圧入圧から試料の細孔径を求め、細孔径分布、即ち細孔径毎の細孔量を測定する¹⁸⁾。ここでは、透過法を行ったコアを用いて、深さ0～10mmおよび70～80mmの各位置から試料を採取し、前者を劣化層、後者を健全層とみなして細孔径分布の差異を確認することで、凍害劣化を受けているか否かを判断した。なお、試料には粗骨材を取り除いたモルタル部を用い、細孔径分布は水銀圧入式ポロシメータ(マイクロメリティックス社製オートポア IV9500型)を用いて測定した。測定圧力範囲は0～228MPa(細孔径で約500～0.0055 μ m)である。

b) 調査対象の概要

調査対象とした実構造物は、図-17および表-2に示すコンクリート開水路3区間である。3区間ともに昭和40年代に建設がなされ、供用後約40年が経過している。H幹線用水路は、北海道空知地方に位置する基幹的水路であり、対象としたa区間、b区間ともに構造形式はRC製L型ブロック水路である。側壁の高さは2m、ブロック1体当たりの幅は1.2m、

表-2 凍害劣化深さ推定対象の概要

水路名	構造形式	建設年度
H 幹線用水路 a 区間	RC L型ブロック	昭和41年
H 幹線用水路 b 区間	RC L型ブロック	昭和43年
K 幹線用水路 w 区間	RC 現場打ちフリューム	昭和49年

部材厚は130～150mmである。一方、K幹線用水路は、北海道上川地方に位置しており、対象としたw区間の構造形式はRC現場打ちフリューム水路である。側壁の高さは2m、幅は8m、部材厚は200mmである。3区間ともに、側壁は左右岸ともに土中に埋設されている。

いずれの区間も寒暖差の著しい積雪寒冷地に位置しており、凍害による表面ひび割れやスケールなどの表層劣化を生じている。3区間ともに、右岸側側壁が凍結融解作用を受けやすい南側に面しており、左岸側側壁に比べ表面の変状が著しい。また、いずれの区間においても、表面の変状は水中部(最多頻度水位の下側)に比べ気中部(最多頻度水位の上側)の方が著しい傾向にあった。

ここでは、測点は全て側壁に設けることとし、H幹線用水路のa区間では右岸側4測点、左岸側2測点の計6測点、b区間では右岸側6測点、左岸側6測点の計12測点を設けた。K幹線用水路のw区間では、右岸側にのみ計11測点を設け、3区間で合計29測点を設けた。

2) 調査結果および考察

a) 劣化深さの推定結果および考察

H幹線用水路のa区間における表面走査法および採取コアを用いた透過法の測定結果を図-18に、b区間における測定結果を図-19に、K幹線用水路のw区間における測定結果を図-20に示す。H幹線用水路では、a、b両区間の計18測点の内、9測点を気中部、同数の9測点を水中部に設けることとし、気中部の各9測点と水中部の各9測点は各々同一のブロック内に設けた。一方、K幹線用水路では、測点は全て

同じバレル内に設けることとし、計11測点の内、8測点を気中部、3測点を水中部に設けた。

表面走査法の測定結果では、得られた走時曲線からの X_0 、 V_a 、 V_s の決定に際し、遠藤らの研究結果¹⁹⁾を参考に、既往のプログラム²⁰⁾を使用した折れ線回帰と、著しく傾向から外れた測定値の除外を行っている。発・受振子間距離がより小さい場合に得られる近似直線が原点を通過することを前提とした回帰分析を行い、より大きい場合に得られるもう1つの近似直線と交差する点を直線の傾斜が変わる位置 X_0 とした。また、得られた近似直線から±5%の範囲を超える測定値を除外し、新たに近似直線を得た上で、近似直線が交差する点を求め直した。なお、原点を通過する近似直線の傾きの逆数を V_a 、もう1つの近似直線の傾きの逆数を V_s とした。

透過法の測定結果では、コンクリートの含水状態が測定箇所により異なることを踏まえ、H幹線水路のa、b両区間の測定結果ではコア採取直後の湿潤状態での結果に加え40℃で7日間乾燥させた状態での結果を併せて示し、K幹線水路のw区間の測定結果では乾燥状態での結果のみを示している。また、コアの外観から確認される内部のひび割れな

どの変状、即ち内部変状の位置を網掛けで示した。なお、コアは原則として表面走査法を行った走査位置より採取しており、直径はH幹線水路のa、b両区間では100mm、K幹線水路のw区間では75mmである。

表面走査法では、走時曲線は、左右岸、また気中部・水中部の如何を問わず、 V_a と V_s との関係により、概ね3つのパターンに大別することができた。1つ目は、 $V_a < V_s$ となるパターンである(上向きの折れ線グラフ)。このパターンでは、式(1)を適用することが可能であるため、劣化深さを推定することができる。a区間ではNo.1(右岸側水中部)、No.2(右岸側気中部)、No.3(左岸側水中部)が、b区間ではNo.1(右岸側水中部)、No.2(左岸側気中部)、No.3(右岸側水中部)、No.4(左岸側気中部)、No.5(右岸側気中部)、No.6(左岸側気中部)、No.6(左岸側水中部)がこれに該当し、3区間の計29測点の内、10測点における走時曲線がこのパターンに分類される結果となった。2つ目は、 $V_a > V_s$ となるが、2つの近似直線間に交点が存在しないパターンである(交差しない2つの直線からなるグラフ)。このパターンでは、式(1)を適用することは可能であ

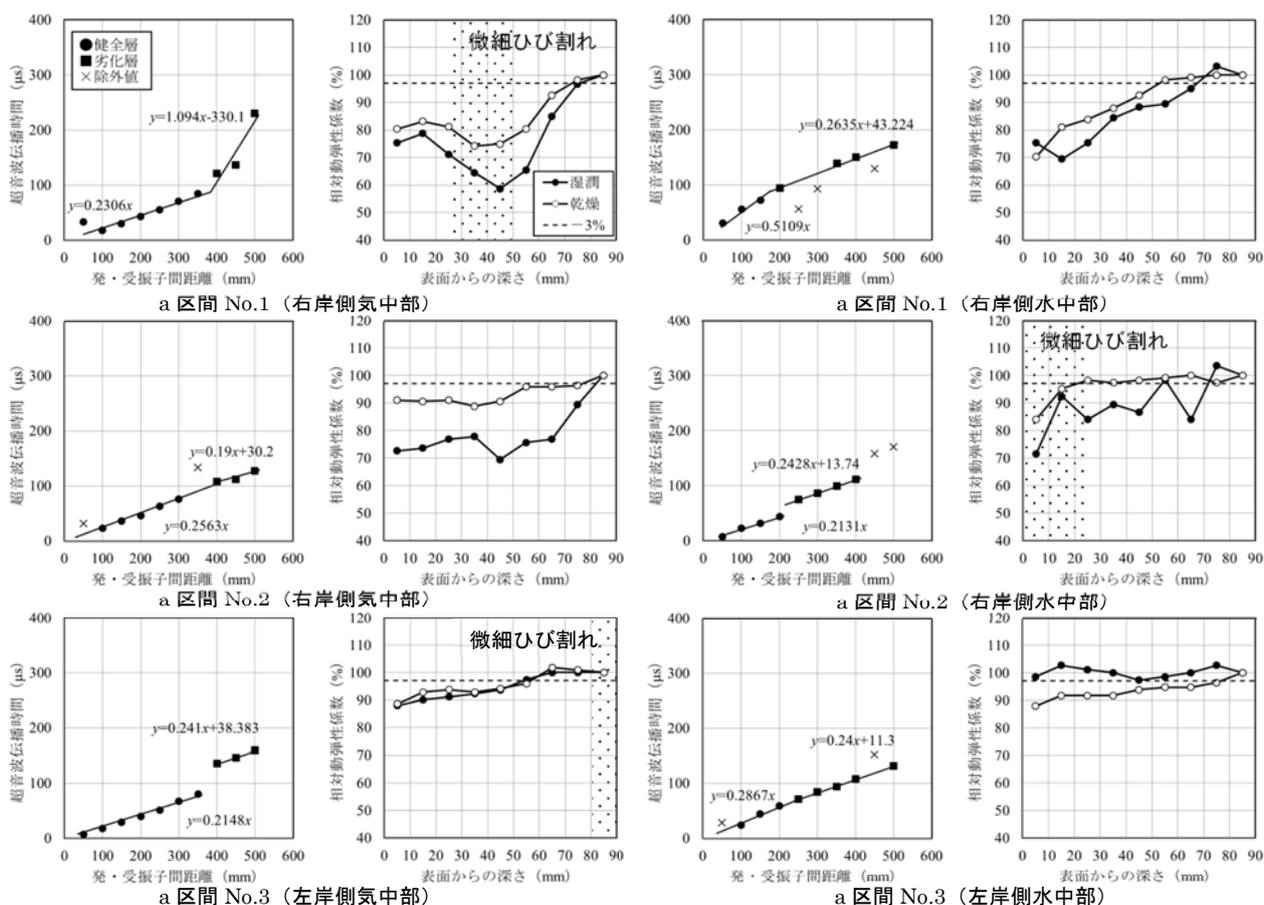


図-18 H幹線水路a区間における測定結果(左:表面走査法,右:採取コアを用いた透過法)

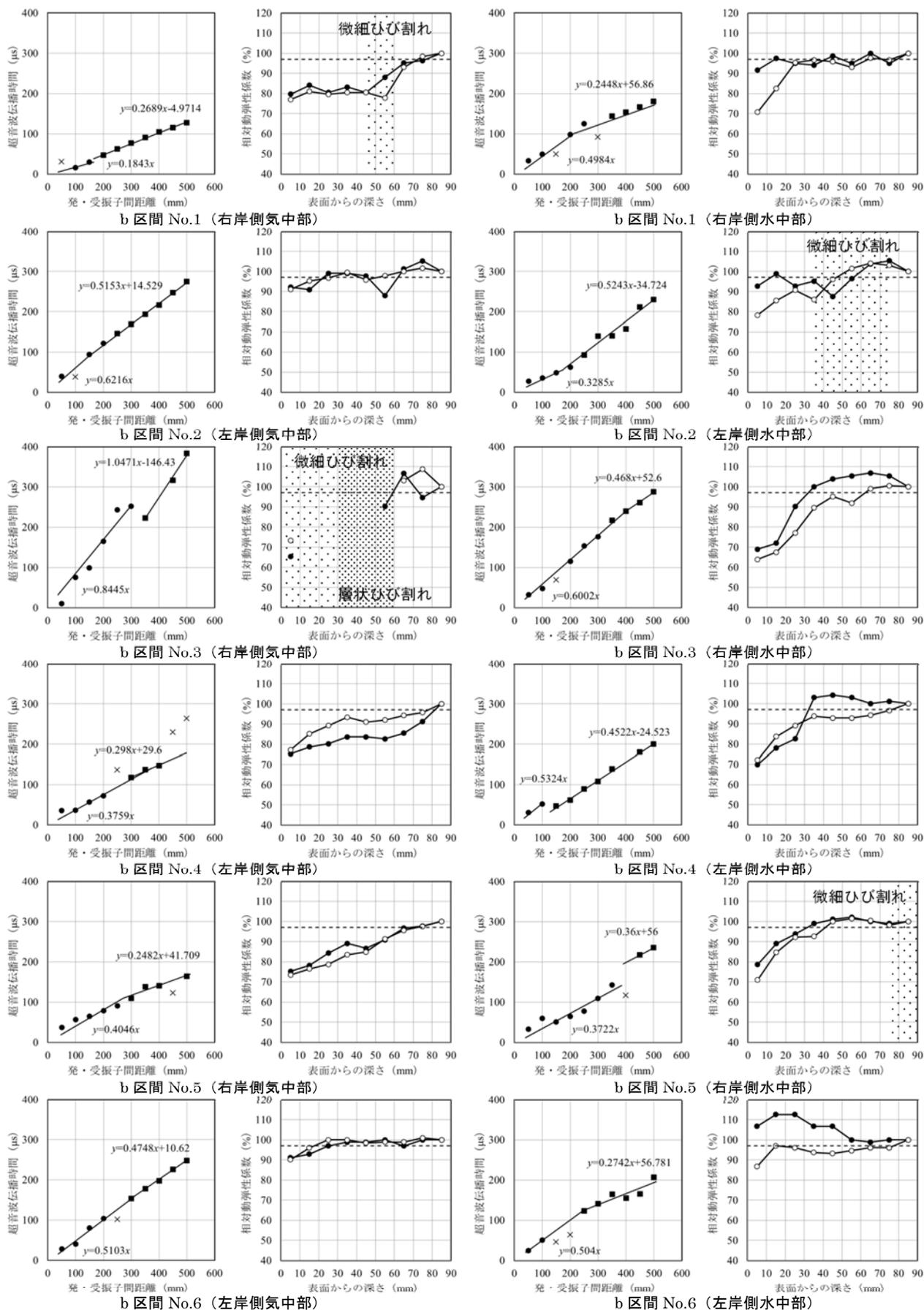


図-19 H幹線水路b区間における測定結果 (左：表面走査法，右：採取コアを用いた透過法)

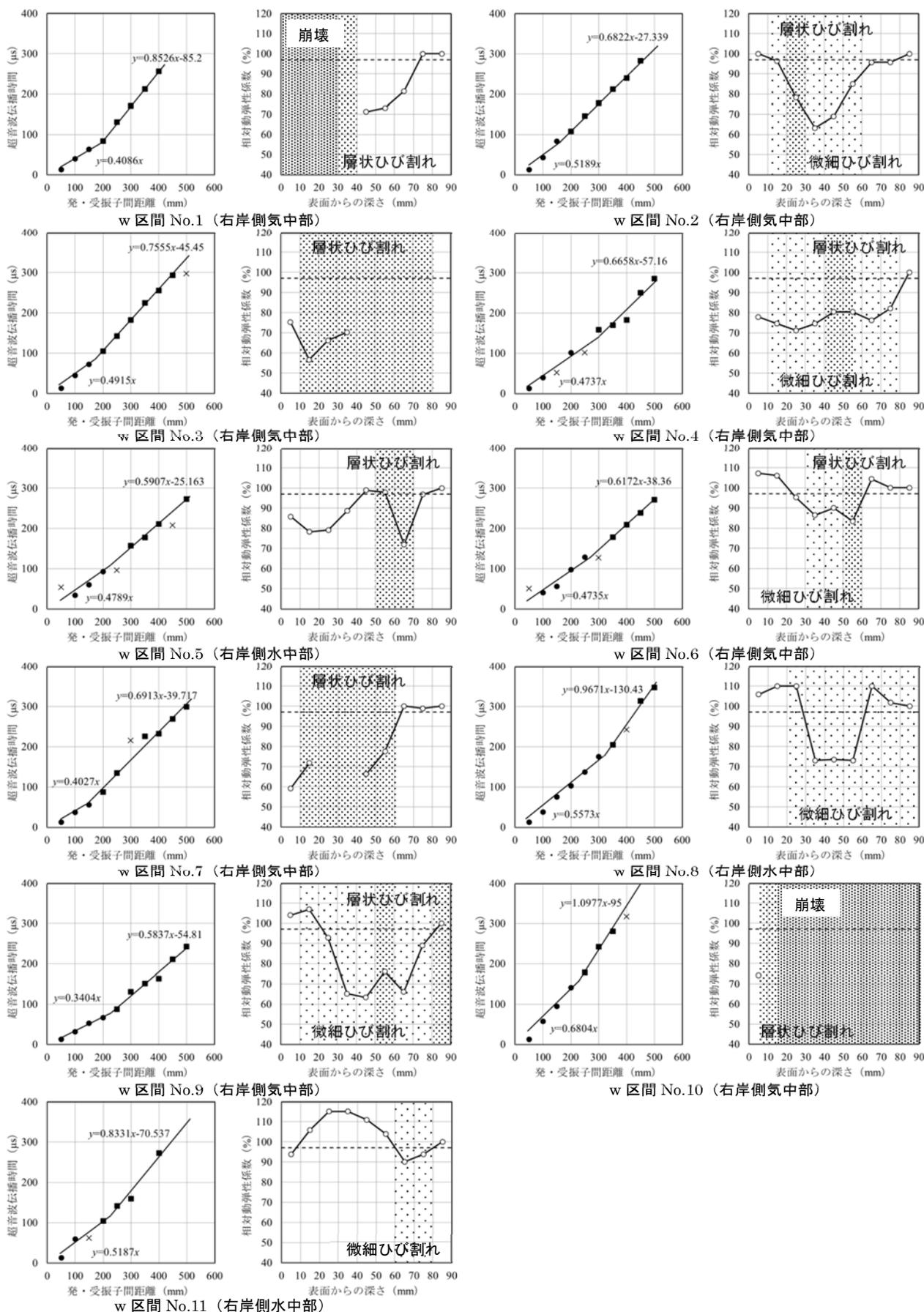


図-20 K 幹線水路 w 区間における測定結果 (左：表面走査法，右：採取コアを用いた透過法)

るものの、算出された t が負の値、または部材厚を超える値となり、実質的には劣化深さを推定することができない。b 区間の No.4 (左岸側水中部)、No.5 (右岸側水中部) の 2 測点における走時曲線がこのパターンに分類された。3 つ目は、 $V_d > V_s$ となるパターンである (下向きの折れ線グラフ)。このパターンでは、式 (1) を適用することが不可能であり、劣化深さを推定することができない。a 区間では No.1 (右岸側気中部)、No.2 (右岸側水中部)、No.3 (左岸側気中部) が、b 区間では No.1 (右岸側気中部)、No.2 (左岸側水中部)、No.3 (右岸側気中部) が、w 区間では全ての測点がこれに該当し、計 29 測点の内、17 測点における走時曲線がこのパターンに分類された。

透過法では、相対動弾性係数はコンクリートの含水状態により大きく影響を受けることが確認された。湿潤状態での測定結果は、乾燥状態での測定結果に比べばらつきが大きく、測定箇所毎の含水状態に影響を受けていることが考えられた。測点毎の含水状態に加え、深さ毎の含水状態にも大きく影響を受けたものと推定された。一方、乾燥状態での測定結果は、表面に近づくほど低下する傾向がみられ、また、内部変状が確認される場合はその箇所において著しく低下する傾向がみられた。a 区間 No.1 (右岸側気中部) および b 区間 No.3 (右岸側気中部) の採取コアの外観を図-21 に、微細ひび割れおよび層状ひび割れの拡大写真を図-22 に示す。図-18~20 の図中に網掛けで示した内部変状には、図-21 や図-22 に示されるような微細ひび割れ (凍結融解作用によりコンクリート内部に生じる不連続な微細なひび割れ) や層状ひび割れ (微細ひび割れの進展によりコンクリ

ート内部に生じる連続性を有する層状のひび割れ) が含まれる。内部変状が微細ひび割れに留まる場合は相対動弾性係数を測定することができるが、層状ひび割れにまで進展した場合は測定することができない場合があった。

全測点の表面走査法による推定結果を表-3 に示す。表中の「NI」は近似直線間に交点が存在しないため推定することができないことを、「-」は $V_d > V_s$ となり推定することができないことを表す。また、表面走査法で推定された t の位置の劣化状態を透過法の結果から確認するため、乾燥状態での測定結果において相対動弾性係数が 10%低下した最大深さ、ならびに 3%低下した最大深さを併せて示す。表面走査法により得られた各推定値は、透過法において

表-3 全測点における表面走査法による推定結果

測点	表面走査法			透過法	
	V_d (km/s)	V_s (km/s)	t (mm)	10%低下 最大深さ (mm)	3%低下 最大深さ (mm)
a1RT	4.337	0.914	-	55	65
a1RB	1.957	3.795	49.4	35	45
a2RT	3.902	5.263	87.8	35	75
a2RB	4.693	4.119	-	5	15
a3LT	4.655	4.149	-	5	55
a3LB	3.488	4.167	36.0	5	75
b1RT	5.426	3.719	-	55	65
b1RB	2.006	4.085	65.5	15	75
b2LT	1.609	1.941	20.9	5	25
b2LB	3.044	1.907	-	35	45
b3RT	1.184	0.955	-	55	55
b3RB	1.666	2.137	70.0	35	55
b4LT	2.660	3.356	64.6	25	75
b4LB	1.878	2.211	NI	25	75
b5RT	2.472	4.029	65.3	45	65
b5RB	2.687	2.778	NI	15	35
b6LT	1.960	2.106	28.4	5	15
b6LB	1.984	3.647	67.1	5	75
w1RT	2.447	1.173	-	65	65
w2RT	1.927	1.466	-	55	75
w3RT	2.035	1.324	-	85以上	85以上
w4RT	2.111	1.502	-	75	75
w5RB	2.088	1.693	-	65	75
w6RT	2.112	1.620	-	55	55
w7RT	2.483	1.447	-	55	55
w8RB	1.794	1.034	-	55	55
w9RT	2.938	1.713	-	75	75
w10RT	1.470	0.911	-	85以上	85以上
w11RB	1.928	1.200	-	65	75

(記号) a : a 区間, b : b 区間, w : w 区間

1~11 : No.1~No.11

R : 右岸側, L : 左岸側 T : 気中部, B : 水中部

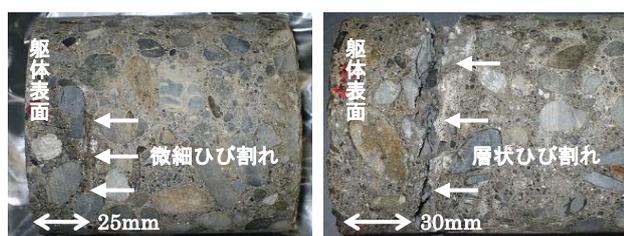


図-21 採取コアの外観

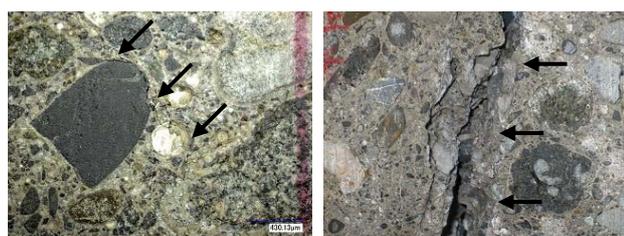


図-22 微細ひび割れと層状ひび割れ

相対動弾性係数が 3%低下した最大深さに近い値であることが分かった。

表面走査法による劣化深さの推定値は、計 29 測点の内、10 測点において得られた。推定値が得られた 10 測点における採取コアでは、内部変状はほとんど確認されなかったが、その他の 19 測点における採取コアでは、ほぼ何らかの内部変状が確認されている。このことから、表面走査法により劣化深さを推定できるか否かは、内部変状の存在の有無により定まると考えられる。内部変状が確認されない場合、即ち凍害劣化が比較的軽微である場合には、表面走査法により劣化深さを推定できる可能性は高いが、内部変状が確認される場合、即ち凍害劣化の進展が著しい場合には、劣化深さを推定できる可能性は低くなると考えられる。

表面走査法において劣化深さの推定値が得られない理由には、上述のように、2 つの近似直線間に交点が存在せず実質的には劣化深さを推定することができない、もしくは V_d が V_s よりも大きくなり式(1)を適用することができない、のいずれかが挙げられる。いずれの場合も、内部変状が超音波の伝播に影響を与えた点で共通すると考えられる。超音波の伝播経路に内部変状が存在する場合、超音波が内部変状の影響を直接的に受け、減衰の影響も大きくなりその伝播速度が低下する、あるいは、超音波が内部変状を迂回して伝播し、この分の距離が伝播距離に加算されてこれ以後の伝播速度が低下する、といった現象が生じたものと推定される。

2 つの近似直線間に交点が存在しなかった理由としては、走査位置に、低速度域（低品質域）が局部的に存在したことが考えられる（図-23）。この場合、超音波は発・受振子が局部的に存在する低速度域を跨がない場合は表層部の高速度域（高品質域）に応じた伝播速度を示し、走時曲線はこの伝播速度に応じた勾配を示す。発・受振子が低速度域を跨いだ際にその影響を受け始め、これ以後の発・受振子間距離では低速度域の影響が上乘せされ、走時曲線はほぼ平行にスライドしたまま高速度域の伝播速度に応じた勾配を示すようになる。なお、局部的に存在する低速度域としては、走査位置と交差するひび割れなどが挙げられる。表面上ひび割れが露見している箇所は走査位置として選定されないため、このひび割れは表面上露見しないひび割れ、即ち内部変状である微細ひび割れや層状ひび割れである可能性が考えられる。

一方、 V_d が V_s よりも大きくなった理由としては、表層部のコンクリートに比べその奥側に存在するコンクリートの品質が内部変状により低下しており、

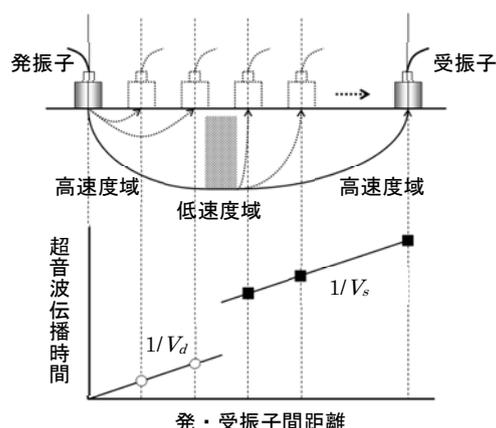


図-23 近似直線間に交点が存在しないパターンにおける超音波の伝播経路の概念図

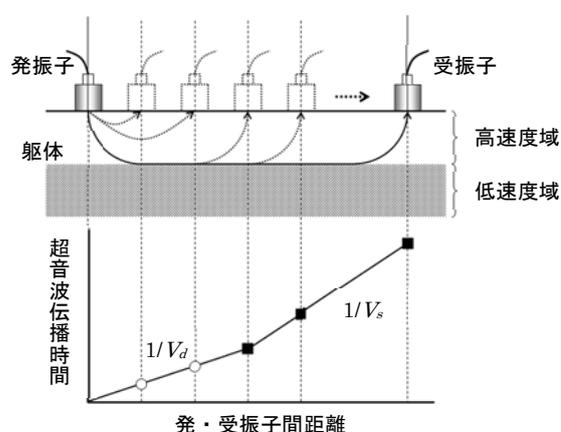


図-24 $V_d > V_s$ のパターンにおける超音波の伝播経路の概念図

本来表層部に存在するはずの低速度域が奥側に存在したことが考えられる（図-24）。この場合、超音波は発・受振子間距離が小さい場合は表層部に存在する高速度域に応じた伝播速度を示し、走時曲線もこの伝播速度に応じた勾配を示す。発・受振子間距離が大きくなるに従い奥側に存在する低速度域の影響を受け、減衰の影響も大きくなるため、走時曲線は低下した伝播速度に応じて急勾配を示すようになる。こうした現象は、屈折法地震探査において表層部に高速度域がある場合の走時曲線のパターンのひとつとして知られており¹⁷⁾、本研究で対象としたコンクリートにおいても同様の現象が生じていたことが考えられる。下村ら²¹⁾が行った品質の異なる2つの層からなるコンクリート試験体を用いた室内実験の結果では、コンクリートにおいても表層部に高品質層がある場合は同様の走時曲線が得られることが明らかになっている。

ここで、図-24 に示される低速度域の発生要因はコンクリートの内部変状による品質低下であり、低速度域には微細ひび割れや層状ひび割れも含まれる。

従って、**図-23**に示される低速度域と**図-24**に示される低速度域との実質的な差異は小さく、また、両者が併発している可能性も考えられる。

透過法は、コンクリート対向面に発・受振子を設置して測定する手法であり、測定精度に優れるという特徴を有する。これに対して、表面走査法を含む表面法では、受振する縦波のエネルギーは透過法の約2~3%とされており、誤差を伴いやすいといわれている²²⁾。従って、両者の測定結果を単純に比較することはできないが、本研究における推定結果では、各推定値は相対動弾性係数が3%低下した、即ち97%となった最大深さに近い値となり、一定の相関性がみられることが分かった。

また、本研究では、採取コア毎に、最奥部のコンクリートを健全層とみなし、相対動弾性係数を算出している。しかし、コンクリート開水路は一般に部材厚が小さく、実際には最奥部であっても健全層であるとは限らない。このため、劣化層の一部が健全層とみなされ、結果、全ての値が高めに得られた可能性も考えられる。そのため、今後は超音波伝播速度から直接強度特性を推定する手法が必要であると考えられる。乾燥後のコアの超音波伝播速度と圧縮強度との関係を**図-25**に示す。伝播速度は、発・受振子をコアの両端面に配置し、部材厚方向に測定した。結果、試験値の数は少ないものの、両者には相関性がみられた。

b) 細孔径分布の測定結果および考察

細孔径分布の測定は、区間毎に2測点において行った。H幹線用水路のa、b両区間では、左右岸で

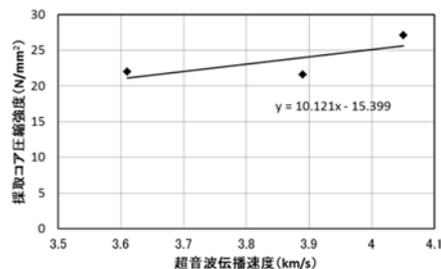


図-25 コアの超音波伝播速度と圧縮強度との関係

の差異を確認するため、測点は兩岸に1つずつ設けることとした。a区間ではNo.1(右岸側気中部)およびNo.3(左岸側気中部)、b区間ではNo.3(右岸側気中部)およびNo.4(左岸側気中部)より各々採取したコアを用いて測定を行った。一方、K幹線用水路のw区間では、気中部・水中部での差異を確認するため、測点は最多頻度水位の上側および下側に1つずつ設けることとし、No.4(右岸側気中部)およびNo.5(右岸側水中部)より採取したコアを用いて測定を行った。

測定結果を**図-26**に示す。表面の変状が著しい、右岸側気中部より採取したコアでは、深さ70~80mmの位置から採取した試料に比べ0~10mmの位置から採取した試料、即ちより表面側に位置する試料において総細孔量の増大が、また、約0.05~1.0 μm付近の細孔量の増加が確認された。一方、左岸側気中部、水中部より採取したコアでは、総細孔量の増大は確認されなかったが、約0.05~0.5 μm付近の細孔量の増加が確認された。

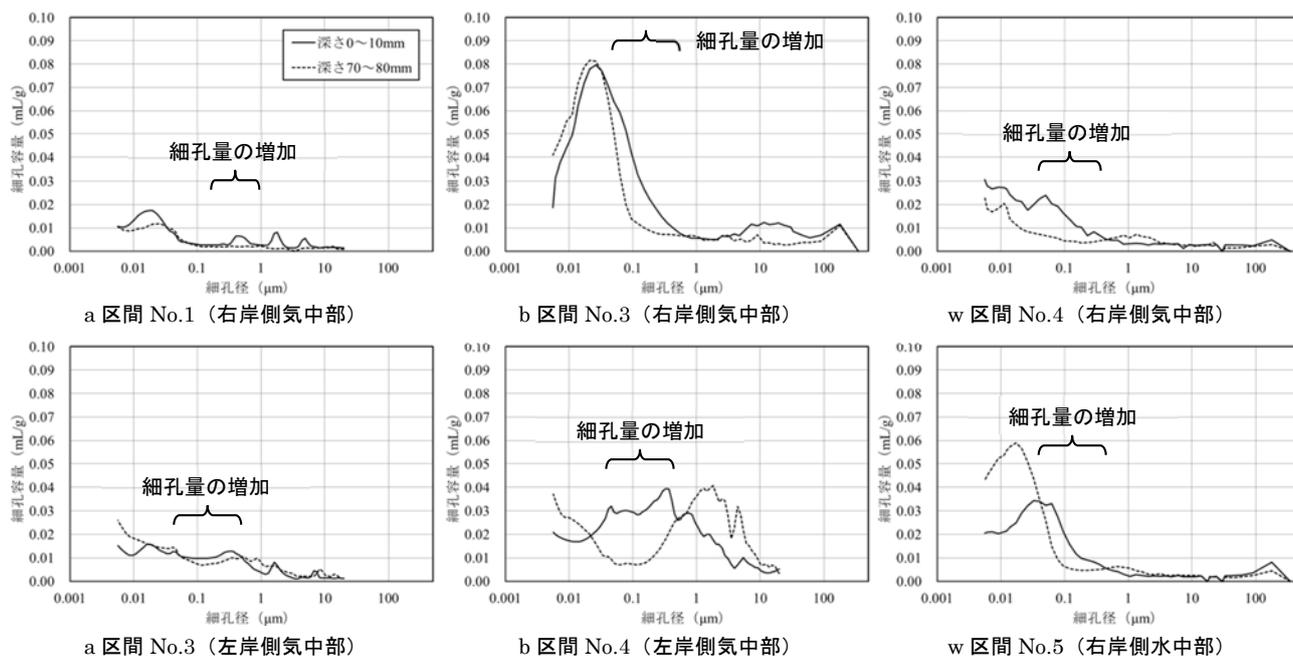


図-26 細孔径分布の測定結果

岡本らが行ったモルタル試験体を用いた凍結融解試験の結果²³⁾では、凍結融解作用を受けることで特に約0.1~1.0 μ m付近の細孔量が増加する傾向が確認されており、また、コンクリート試験体を用いた結果⁹⁾では、約0.05~0.5 μ m付近の細孔量が増加する傾向が確認されている。本研究における測定結果では、総じて約0.05~1.0 μ m付近の細孔量の増加が確認されており、これにより、対象としたコンクリートは凍結融解作用を受けている可能性が示され、超音波伝播速度の低下、即ちコンクリートの品質低下の要因は凍害劣化によるものと判断される結果となった。

c) 開水路の側壁における凍害劣化の発生形態と超音波法の適用性

本研究の結果からは、開水路の側壁における凍害劣化の発生形態として、細孔量の増加、微細ひび割れ、層状ひび割れ、崩壊が確認されている。これらの発生形態は、その発生要因により、ミクロ的に発生する細孔量の増加および微細ひび割れと、マクロ的に発生する層状ひび割れおよび崩壊の、2つに大別することができる。前者はコンクリート内部組織の微視的な破壊の累積により、後者は前者の発生要因に部材全体に作用する巨視的な破壊の累積が加わり、発生・増大すると考えられる。

上述のように、表面走査法により劣化深さを推定することは、ミクロ的に発生する微視的な破壊であっても、それが躯体内部に存在する場合は難しい。しかしながら、推定することが難しい理由がこうした躯体内部に存在する変状にあるのであれば、逆に推定できないことを利用して内部変状の存在を定性的に検出する方法も考えられる。緒方らは、表面走査法により得られる走時曲線の傾向から、躯体内部の層状ひび割れを定性的に診断できる可能性について報告している¹¹⁾。

一方、発生形態がマクロ的に発生する巨視的な破壊を伴うものになれば、超音波を伝播させること自体難しいものとなる。上述のように、層状ひび割れや崩壊が確認されたコアを用いた透過法では、伝播速度はほとんどの場合で測定することができていない。こうした場合、超音波法を適用すること自体難しいと判断せざるを得ない。伝播速度を測定することができない理由は様々であるが、要因としては、特にモルタル部と粗骨材あるいは空隙との境界面など（不連続面）が数多く存在するため弾性波の減衰が著しい²²⁾、空隙がある場合は、弾性波の散乱や迂回現象が生じて伝播速度の著しい低下や周波数分布における高周波数成分の減衰を招く²²⁾、空隙内に存在

する気体や液体の伝播速度が支配的となり伝播速度の著しい低下を招く²⁴⁾、といったことが考えられる。今後は、こうした凍害劣化の発生形態を踏まえた非破壊調査法の検討が必要であると考えられる。

3) 課題

本研究の結果を受け、超音波を用いた凍害劣化深さの診断手法を確立する上で残された実務上の課題として、以下の5つの項目を挙げる。

1つ目は、内部変状が存在する場合の診断を如何に行うか、である。躯体内部に微細ひび割れなどが存在する場合は、表面走査法により劣化深さを推定できる可能性は低くなる。この課題に対して、劣化深さを推定できないことを逆に利用し、走時曲線のパターンから内部変状の存在を定性的に検出する方法について上述した。今後、走時曲線のパターンと内部変状の発生形態との関係が明らかになれば、診断手法としての精度が向上することが期待できる。また、躯体内部に層状ひび割れや崩壊が存在する場合は、超音波法に代わる非破壊調査法も含めた診断手法を確立する必要がある。例えば、減衰が小さい低周波成分を利用した衝撃弾性波法による調査法や、電磁波を利用した電磁波レーダ法による調査法などを活用することも有効であると考えられる。衝撃弾性波法による調査法に関しては、「(2) 衝撃弾性波法による側壁の内部変状の検出」に後述する。

2つ目は、超音波伝播速度が受ける水分の影響を如何に取り除くか、である。超音波伝播速度はコンクリートの含水状態に影響を受け、伝播速度から算出される相対動弾性係数もその影響を受ける。このため、湿潤状態での相対動弾性係数は測定箇所毎のばらつきが大きくなる。この課題に対して、乾燥状態で伝播速度および相対動弾性係数を測定する方法について上述した。しかしながら、この方法は採取コアを用いた透過法では有効であるものの、乾燥させることが難しい表面走査法では適用することができない。そのため、伝播速度と含水率との関係を調べ、測定時の含水状態に応じた伝播速度における補正を行う必要がある。例えば、事前にコンクリート試験体を用いて伝播速度と含水率との関係を調べ、水分に対する補正方法を確立しておけば、補正後の伝播速度による走時曲線が得られることとなり、推定される劣化深さの精度も向上することが期待できる。

3つ目は、相対動弾性係数を算出する際に健全層をどこに定めるか、である。相対動弾性係数を算出するためには健全層の動弾性係数が既知であることが必須となるが、長期間供用されてきたコンクリートの供用開始当初の物性値を知ることは至難である。

そのため、いずれかの測点のいずれかの深さにおける超音波伝播速度から算出される動弾性係数を健全層の動弾性係数として扱う必要があり、この点において部材厚の小さいコンクリート開水路ではその測定精度に限界がある。この課題に対して、伝播速度から直接強度特性を推定する手法の必要性について上述した。相対動弾性係数の変化ではなく、強度特性の変化によって劣化程度を把握しようとするものである。そのためには、既往の伝播速度からの強度特性の推定方法（推定式）の検証や、新たな推定方法の確立を行う必要があると考えられる。

4 つ目は、凍害劣化による超音波伝播速度への影響とそれ以外の劣化要因による影響とをどのように見極めるか、である。超音波伝播速度の低下はコンクリートの品質低下の影響を反映したものであり、品質低下の要因は凍害劣化に限定されない。このため、劣化要因の有無および影響度合いを特定するための試験・分析が必要となる。この課題に対して、細孔径分布を測定することにより、品質低下が凍害劣化によるものであるか否かを判断する過程について上述した。特に開水路を構成するコンクリートには、水路内の流水による骨材露出や炭酸化、カルシウム成分の溶脱などその品質低下を引き起こす劣化要因が複合的に作用していることが考えられる。そのため、今後はそれら要因が伝播速度にどのように影響を与えているのか、どういった補正を行うべきかを調べる必要がある。

5 つ目は、超音波法をどこに適用するか、である。表面走査法を含む非破壊調査法は、一般に破壊を伴う調査法に比べ効率的であり、測点も比較的多く設けることができる。しかし、長大な延長を有する開水路においては、全てのバレル、全ての側壁に測点を設けることは事実上困難である。そのため、当該水路、当該区間を代表する測点をどこに設けるかの判断が極めて重要になる。この課題に対して、開水路の側壁における凍害劣化の発生形態と超音波法の適用性について上述した。当該水路、当該区間において最も変状が著しい部材に測点を設けることは、最も安全側の判断を行う上では重要である。しかし、変状の程度が著しい場合、劣化の進展が著しい場合には調査法の適用自体難しい場合がある。そのため、調査法毎に、その適用範囲と適用方法を事前に定めておくことが重要になる。例えば、表面走査法の場合、内部変状の存在の有無を定性的に検出することが目的であれば、その適用範囲に制限はなく、最も安全側の判断を行うために最も変状の著しい部材に測点を設けることが有効である。一方、劣化深さを推定することが目的であれば、内部変状が確認され

ない部材、即ち凍害劣化が比較的軽微である部材に測点を設けることが有効となる。なお、凍害劣化が比較的軽微である部材の中でどこに測点を設けることが有効であるかの判断を行うためには、開水路全体の凍害劣化機構の解明が必要となる。

(2) 衝撃弾性波法による側壁の内部変状の検出²⁵⁾

1) 調査概要

調査対象とした開水路は、北海道空知地方に位置するA幹線水路のNo.1区間、B幹線水路のNo.2およびNo.3区間である。No.1区間では5測点を、No.2区間では4測点を、No.3区間では1測点をそれぞれ設けている。構造形式は、両幹線水路ともにRC現場打ちフリーム水路である。いずれの区間も供用後40年以上が経過しており、凍害による表面変状が著しい状況にある（図-27）。

衝撃弾性波法（Impact Echo法）は、コンクリートと空気との界面で生じる弾性波の共振に伴うピーク周波数から、壁厚や内部変状までの深さを推定する手法である。壁厚 T および内部変状までの深さ d の算定式は、式（4）および式（5）により表される。本法は、橋梁のRC床版に発生する水平ひび割れの調査や、PCグラウトの充填不良による空隙の評価などに用いられている²²⁾。本法の概念を図-28に示す。

$$T = C_p / 2f_r \quad (4)$$

$$d = C_p / 2f_d \quad (5)$$

ここで、 f_r は壁厚によるピーク周波数、 f_d は内部変



図-27 調査区間の現況

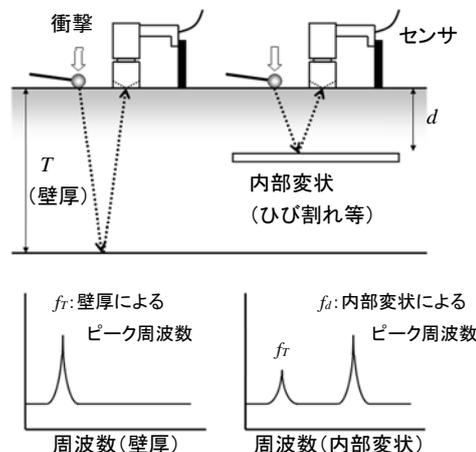


図-28 衝撃弾性波法の概念

状によるピーク周波数、 C_p はコンクリートの弾性波伝播速度である²²⁾。

本調査では、最初に、区間毎に変状が発生していない健全部においてピーク周波数 f_T を求め弾性波伝播速度 C_p を算出し、変状発生部においてピーク周波数 f_a を求め、内部変状までの深さ d を算出した。次に、変状発生部より採取したコアを用いて、超音波を用いた透過法^{12), 13)}により内部変状の範囲を推定した。最後に、側壁およびコアの外観からひび割れ発生範囲を確認し、各々の相関性について検証した。衝撃弾性波法により得られる波形と周波数スペクトルの例を図-29に示す。衝撃弾性波法では、先端直径3.1～7.9mmの鋼球インパクトを用いた。また、採取したコアの直径は100mmであり、透過法で用いた超音波の周波数は54kHzである。

2) 調査結果および考察

外観からのひび割れ発生範囲の確認結果を含む全測点における調査結果を表-4に、衝撃弾性波法による調査結果の例を図-30に、透過法による調査結果の例を図-31に示す。衝撃弾性波法から求まる内部変状までの深さと、透過法から推定される内部変状の範囲、外観から確認されるひび割れ発生範囲との相関性は、総じて高いことが確認された。一方、表面近傍に位置

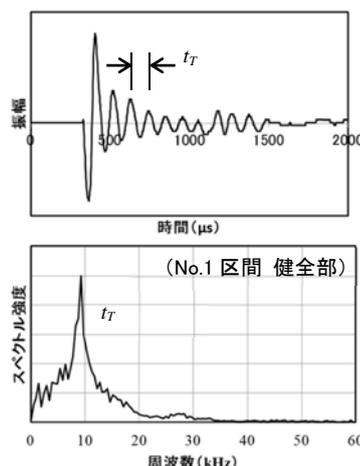


図-29 波形と周波数スペクトル

する内部変状は、最も高い周波数を用いることが期待できる先端直径3.1mmの鋼球インパクトを用いた場合でも、その検出を行うことは難しいことが分かった。

3) 課題

衝撃弾性波法は、開水路側壁に発生する内部変状を検出することができ、本法から求まる内部変状までの深さと透過法や外観から求まる内部変状の範囲との相関性は総じて高いことが確認された。今後は、本法の解析手法の確立、ならびに適用範囲の確認が重要で

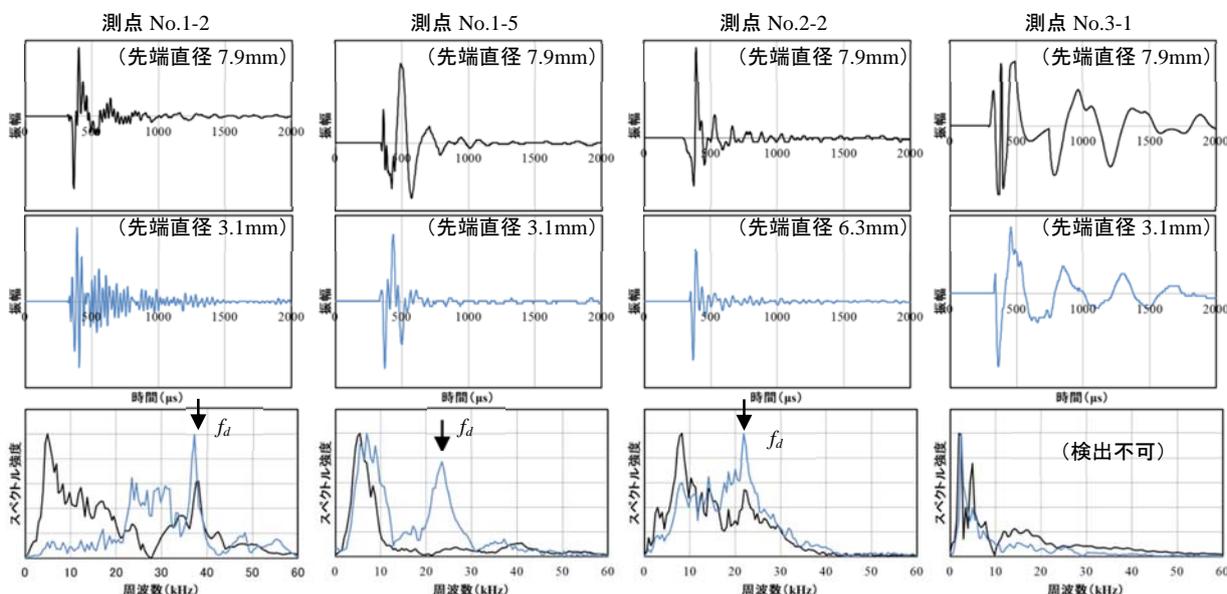


図-30 衝撃弾性波法による調査結果の例 (上：波形, 下：周波数スペクトル)

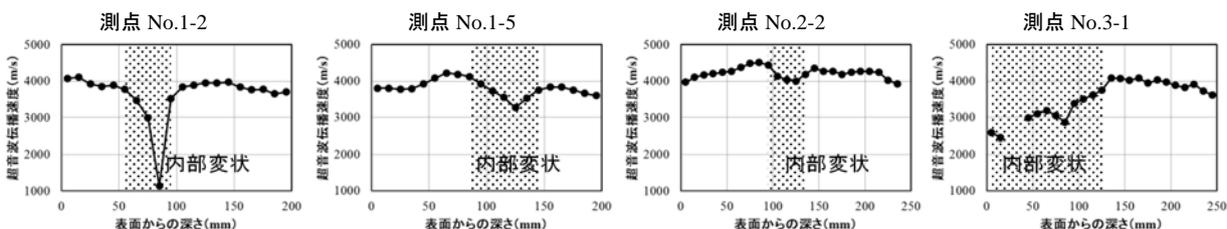


図-31 超音波を用いた透過法による調査結果の例

表-4 全測点における調査結果

測点 No.	衝撃弾性波法 内部変状深さ	採取コア透過法 内部変状範囲	外観 ひび割れ範囲	
A	1-1	157	5~25, 155~165	0~30, 150~180
	1-2	51	55~95	60~90
	1-3	98, 145	95~135	無し
	1-4	123	85~115	無し
	1-5	82	85~145	0~30, 90~120
B	2-1	251 (壁厚)	無し	無し
	2-2	89	95~135	90~120
	2-3	251 (壁厚)	無し	無し
	2-4	251 (壁厚)	無し	無し
	3-1	検出不可	5~125	0~120

※A : A 幹線用水路, B : B 幹線用水路 (単位 : mm)
太字 : 相関性が確認された調査結果

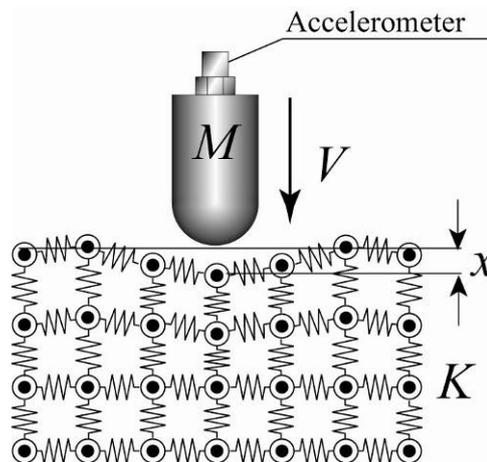


図-32 ハンマの衝突モデル

あると考えられる。

(3) 機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出^{26), 27), 28)}

1) 調査概要

a) 調査方法の概要

機械インピーダンス法は、加速度計が内蔵されたハンマでコンクリート表面を打撃し、得られた打撃力波形から打撃対象物の機械インピーダンスを測定して、コンクリートの表面近傍の強度を推定する手法である。

機械インピーダンス Z は、物体の動き難さを表わしたものであり、線形の機械系において、ある1点に加えられた力 F を、その結果生じた速度 V の、力と同じ方向成分で除した値であり、式(6)によって定義される。コンクリートにおいては弾性的性質を示す指標となる。以下に機械インピーダンス法の基本原理を示す。

$$Z = \frac{F}{V} \tag{6}$$

図-32にコンクリートを完全弾性体と仮定したときのハンマの衝突モデルを示す。質量 M のハンマが任意の速度 V_0 でバネ係数 K のコンクリートに衝突する場合、ハンマの持つ運動エネルギー E_H は、式(7)により表される。

$$E_H = \frac{1}{2}MV_0^2 \tag{7}$$

一方、ハンマの衝突によって生じるコンクリートのひずみエネルギー E_C は、最大変位量を D_{max} とすると、式(8)により表される。

$$E_C = \frac{1}{2}KD_{max}^2 \tag{8}$$

エネルギーの釣り合いから、両者のエネルギーは

等しく、式(9)が成立する。

$$\frac{1}{2}MV_0^2 = \frac{1}{2}KD_{max}^2 \tag{9}$$

ここで最大打撃力 F_{max} は、フックの法則より、式(10)により表され、式(10)を D_{max} について解き、式(9)に代入して整理すると、式(11)が得られる。

$$F_{max} = KD_{max} \tag{10}$$

$$\frac{1}{2}MV_0^2 = \frac{1}{2}K \frac{F_{max}^2}{K^2} \Rightarrow K = \frac{1}{M} \cdot \left(\frac{F_{max}}{V_0} \right)^2 \tag{11}$$

上記より、機械インピーダンスがコンクリートのバネ係数(いわゆる弾性係数)に相当する指標となり得ることが分かる。また、打撃力の最大値 F_{max} とハンマの打撃速度 V_0 が測定されれば、コンクリート表面の機械インピーダンスの算出が可能である。ただし、平面状弾性体と球面を持つ弾性体の衝突の場合、ヘルツの衝突理論²⁹⁾によって発生する最大打撃力が衝突速度の1.2乗に比例するという速度依存性を持つため、式(12)に表わされるように速度補正を導入している。

$$K = \frac{1}{M} \cdot \left(\frac{F_{max}}{V_0^{1.2}} \right)^2 \tag{12}$$

図-33にハンマに設置した加速度計で、実際にコンクリートを打撃して得られる波形を示す。直接的に計測するのは、ハンマに働く減速加速度である。この波形からの打撃力の最大値および打撃速度の算出は、式(13)により行う。

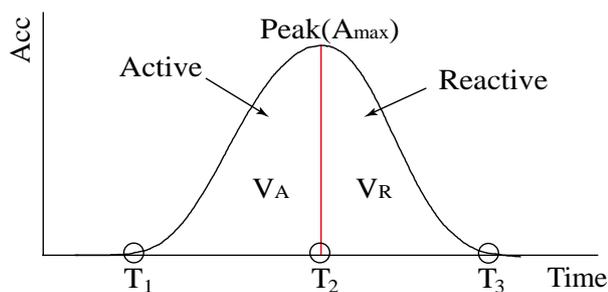


図-33 打撃力波形

$$\left. \begin{aligned} F_{\max} &= MA_{\max} \\ V_R &= \int_{T_2}^{T_3} A(t) dt \\ V_A &= \int_{T_1}^{T_2} A(t) dt \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここで、 V_A はハンマがコンクリートに衝突する時の初速度、 V_R はハンマがコンクリートから反発する時の速度、 T_1 は波形の立上り時刻、 T_2 は波形が最大となる時刻、 T_3 は波形の終端時刻、 A は加速度である。

実際の計算においては、打撃力が最大となる時刻 T_2 で波形を2分割し速度を算出している。時刻 T_2 は、打撃力(加速度)波形が最大値になる時刻であり、またこの時刻ではコンクリート表面の変位が最大となり、ハンマの運動は停止する。つまり、波形の前半部分はハンマがコンクリート表面に変形を与える過程(アクティブ側)で、後半部分はコンクリート内に蓄積された弾性変形エネルギーがハンマの運動エネルギーに変換される過程(リアクティブ側)といえる。

コンクリート表面に脆弱層が存在する場合、アクティブ側では、ハンマ打撃によってコンクリート表面が塑性変形し、次いで弾性変形する³⁰⁾。リアクティブ側では、弾性変形エネルギーのみがハンマのリバウンドに関係する。つまり、塑性変形が生じるとアクティブ側では、コンクリート表面の塑性変形に起因するエネルギーロスの影響が現れると考えられ、これを回避するために式(13)においてリアクティブ側の速度 V_R を用いている。

これらのことから、機械インピーダンス Z_R は、打撃力の最大値 F_{\max} およびリアクティブ側の速度 V_R から式(14)により算出され、また、推定強度 E は、 Z_R から式(15)により算出される。

$$Z_R = \frac{F_{\max}}{V_R^{1.2}} \quad (14)$$

$$E = a \times Z_R^3 \quad (15)$$

ここで、 a は較正值(=12.73)である。

また、ハンマがコンクリートに衝突する時の初速度と、コンクリートがハンマを押し戻しハンマが反発する時の速度がそれぞれ計算できるため、速度比を計算することで表面の劣化の程度を把握することが期待できる。

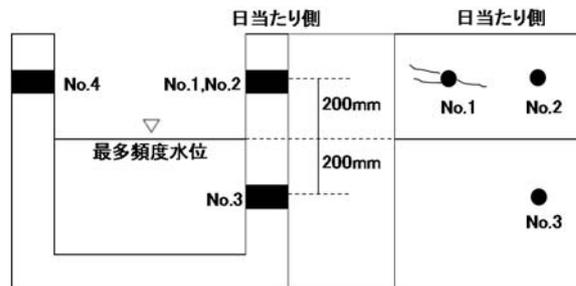
b) 調査対象の概要

調査対象の概要を表-5に示す。調査対象とした開水路は、北海道空知地方に位置する幹線水路5路線26箇所、ならびに檜山地方に位置する幹線水路2路線10箇所である。測定箇所毎の測点の配置は、図-34に示す通り、1箇所当たり4測点を基本とした。日当たり側の側壁に3測点(気中部2測点、水中部1測点)を、反対側の側壁に1測点(気中部1測点)を設けた。

測定の項目は、機械インピーダンス法により得られる打撃力波形および推定強度、ならびに超音波法により得られる超音波伝播速度とした。超音波伝播速度の測定では、機械インピーダンス法により測定を行った測点の近傍からコアを採取し、コアの長手方向、即ち側壁の部材厚方向に透過する超音波の伝

表-5 調査対象の概要

No.	水路名	構造形式	経過年数	箇所数
1	A 用水路	RC 現場打ちフリューム	23	3
2	B 用水路	RC 現場打ちフリューム	11~50	12
3	C 用水路	RC 現場打ちフリューム	45	7
4	D 用水路	RC 現場打ちフリューム	13	2
5	E 用水路	RC 現場打ちフリューム	27~28	2
6	F 用水路	RC 現場打ちフリューム	33	5
7	G 用水路	RC 現場打ちフリューム	33	5



No.1, No.2 : 気中部
No.3 : 1,2 と同じ面の水中部
No.4 : 1,2,3 と反対向きの気中部

図-34 1箇所当たりの測点

播速度を測定した。コンクリート内部に変状が発生した場合、超音波伝播速度は低下する。ここでは、機械インピーダンス法により得られる測定結果と対比することを目的として測定を行った。なお、機械インピーダンス法の測定では、**図-35**に示すように、互いに5cm程度離れた3点について、各10回の連続打撃により測定を行った。

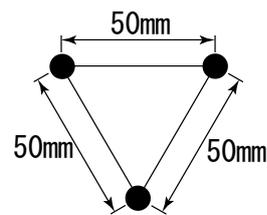


図-35 1 測点における測定点の配置

2) 調査結果および考察

a) 表面状態の影響

コンクリート開水路は、気中部と水中部で、表面の状態が著しく異なる。気中部では、日射や雨がかり等の影響により経年劣化が進行すると考えられるが、表面の状態はほぼ平滑である。一方、水中部では、流水の影響により表面のモルタル分が流出・摩耗しており、粗骨材が露出した凹凸を持った表面である場合がほとんどである。コンクリートの表面を測定する非破壊検査において、表面の凹凸は測定精度に多大な影響を及ぼし、正確なデータの取得が困難となる場合がある。コンクリート内部を評価しようとするには、表面の状態を数値化し、どの程度まで本法の適用が可能であるか検討する必要がある。

図-36は、ハンマがコンクリートから反発する時の速度に対する、衝突する時の初速度の比（反発係数の逆数）を測定箇所毎に示したものである。No.1、2、4は気中部の測定データ、No.3は水中部のデータである。図に示す速度比は、反発係数の逆数であるため、表面の状態が悪い程、数値が大きくなる。図から分かる通り、水中部の測点（No.3）のみが、他の測点と比較して明らかに速度比が大きくなっており、表面状態が不良であることが確認できる。

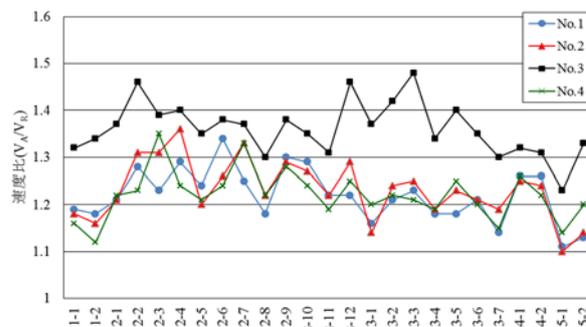


図-36 各測定箇所における速度比の推移

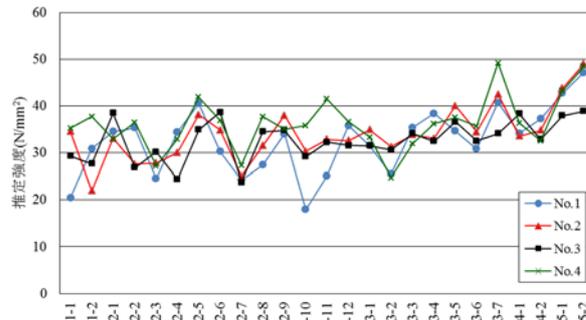


図-37 各測定箇所における推定強度の推移

図-37は、機械インピーダンス法による推定強度を測定箇所毎に示したものである。速度比の結果から、水中部の表面状態が不良であることが分かっているが、推定強度においては、測点間の相違は小さい。機械インピーダンス法は、コンクリートがハンマを押し戻すリアクティブ側の波形を機械インピーダンス計算の対象としており、元々表面状態の影響を受け難い解析手法を採用していること、また、同一点の連続打撃によって、脆弱層を意図的に押し潰すことで脆弱層の影響を軽減させていることから、水中部においても気中部と同等の精度で測定が可能であったと考えられる。この結果から、以降に示す測定値の変動は、表面状態の影響によるものではなく、内部変状に起因するものと推定される。また、表面状態が悪いコンクリートにおいても、速度比が1.5以下であれば、本法の適用が可能であることを示している。なお、図中におけ

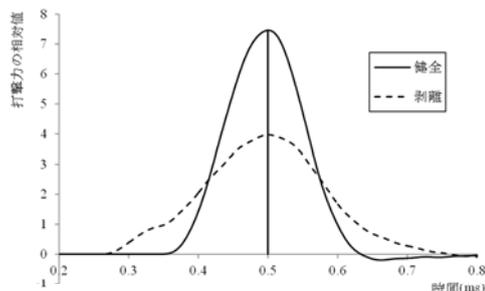


図-38 打撃力波形の例

る推定強度は、式(12)のバネ係数値と実際のコンクリートの圧縮強度の関係式から算出した値であり、式(14)および式(15)により算出した値である。

b) 打撃力波形

図-38に実際に開水路を打撃して得られた波形の例を示す。図中実線の波形は健全部の打撃力波形、点線の波形は目視検査およびコアの観察結果より内部に層状ひび割れが認められた箇所の打撃力波形である（**図-39**のAの波形）。健全部と比較して相対的に打撃力の最大値が小さく、打撃力の継続時間が長いという特徴がみられる。これは、層状ひび割れ（**図-40**参

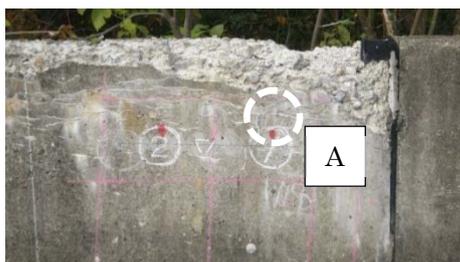


図-39 凍害劣化の状況

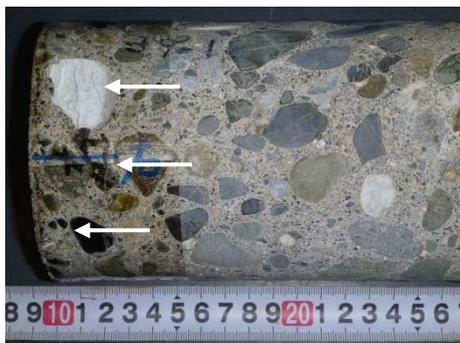


図-40 層状ひび割れの状況

照)の存在によりコンクリートの見掛けの強度(剛性)が低下したためと考えられる。

図-41は、推定強度と打撃力の最大値との関係を求めたものである。図からは、正の相関関係がみられ、層状ひび割れ発生箇所では、推定強度は低くなること分かったが、打撃力の最大値の分布は広く、この関係から層状ひび割れ発生箇所を検出することは難しかった。層状ひび割れの検出に関しては、波形後半の機械インピーダンス値が最も変化を捉えやすいものと考えられる。しかし、打撃力の最大値や継続時間は、実際には打撃強さなどの影響を受けるため、層状ひび割れの指標には向かない可能性が考えられる。

c) 推定強度と超音波伝播速度との関係

図-42は、機械インピーダンス値から算出した推定強度と側壁の部材厚方向に透過する超音波伝播速度との関係を求めたものである。図からは、健全箇所、層状ひび割れ発生箇所において、それぞれ相関関係がみられた。各関係式の交点から求まる推定強度約30.1N/mm²、超音波伝播速度約4,000m/sを境界として、これを下回る場合には層状ひび割れ発生の可能性が高まることが考えられた。

d) 推定強度の平面分布

測定箇所内の1箇所に対し、20cm四方のメッシュを押し、メッシュ交点を測定点とし面的に測定を行った。実際の測定面の状況を図-43に、測定結果を図-44に示す。図-44では、得られた機械インピーダンスから推定強度に変換している。側壁上部、赤枠で囲んだ範囲で目視により表面ひび割れなどの発生が確認さ

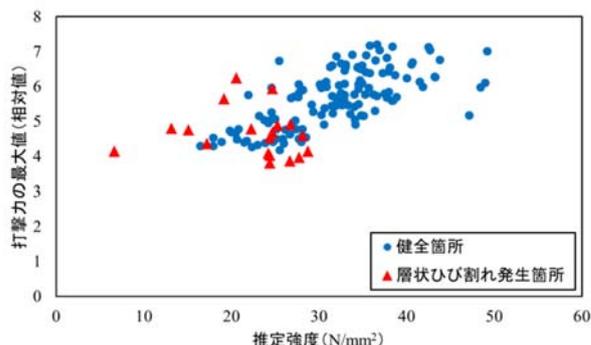


図-41 推定強度と打撃力の最大値との関係

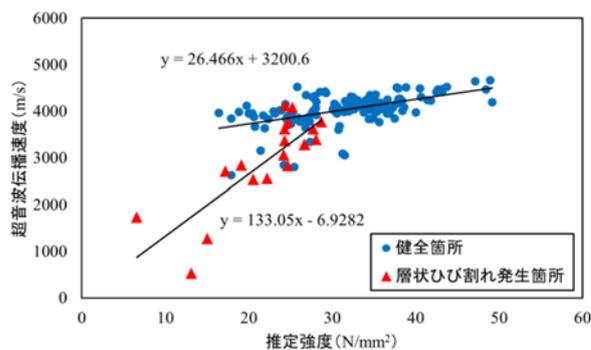


図-42 推定強度と超音波伝播速度との関係



図-43 測定メッシュとひび割れ発生状況

れている。この測定箇所の表面ひび割れ発生箇所から採取したコアには層状ひび割れが確認された。

測定結果の色相は、暖色ほど推定強度が低く、寒色ほど推定強度が高いことを示している。また、色分けは、測定面全体の平均値24.9N/mm²と標準偏差9.70を基準に色分けを実施しており、橙色以降は平均値と標準偏差の差より推定強度が低いことを示している。図から分かる通り、強度が低い箇所と実際に変状が発生している箇所は概ね一致している。非破壊試験では、相対評価によってコンクリートの状態を評価する。比較対象となる測定データは多いほど結果に対する信頼性は向上すると考えられる。機械インピーダンス法による測定は、ハンマでコンクリート表面を打撃する

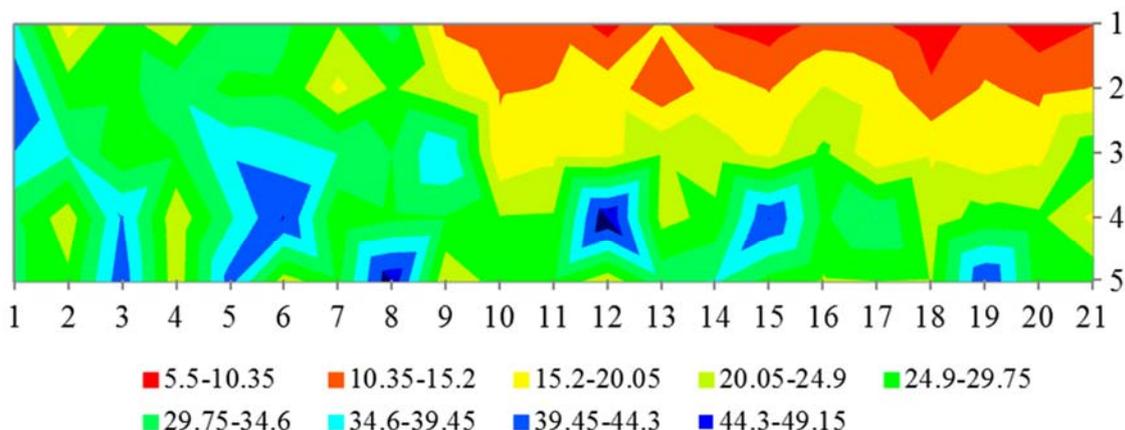


図-44 推定強度の平面分布

だけであり、1点の測定に要する時間は2秒以内と速く、多点測定に適している。

3) 課題

機械インピーダンス法では、機械インピーダンス値から算出した推定強度約30.1N/mm²、側壁の部材厚方向に透過する超音波伝播速度約4,000m/sを境界として、これを下回る場合には層状ひび割れ発生の可能性が高まることが考えられた。今後は、非破壊による凍害診断手法の確立に向け、本法で得られる波形の解析手法において検討を加え、さらに、測定値を増やし推定強度と超音波伝播速度との関係性においてその精度を高めることが重要である。また、補修材の剥離などに対する本法の適用性を検証する予定である。

2.3.3 コア採取による診断手法の検討^{31), 32)}

積雪寒冷地におけるコンクリート開水路では、近年、劣化要因が凍害と推定される部材を対象とした補修・補強が行われている。その場合における断面修復では、凍結融解により生じたひび割れの発生範囲を特定することが重要となる。ここでは、開水路から採取した試験体において、通水表面からの深さ毎の超音波伝播速度を透過法により測定し、さらに、ひび割れの発生程度をX線CT法および蛍光エポキシ樹脂含浸法により算出して、それらの関係を調べた。そして、超音波伝播速度の低下範囲とひび割れ発生程度の増加範囲との関係、ならびにひび割れの発生範囲の特定におけるX線CT法および蛍光エポキシ樹脂含浸法の適用性について考察した。

(1) 測定概要

1) 測定対象の概要

測定対象の概要を表-6に、代表的な現況を図-45に示す。測定対象とした開水路は、いずれも北海道空知地方に位置する幹線用水路であり、構造形式はRC現場打ちフリューム水路である。供用年数は最短の水路で13年、最長の水路で約50年であり、劣化状

態の異なる複数の水路を対象とした。試験体は、凍害による表面の変状が著しいと考えられる、通水表面が南～西側に面した側壁より採取した。試験体は、コア削孔により採取することとし、コア採取はJIS A 1107に準拠して行った。コアの直径は100mm、高さは部材厚と同じ200～250mmである。水路5路線より計30体を採取した。

2) 測定方法の概要

測定方法の概要(フロー)を図-46に示す。本研究では、各試験体において、まず、超音波法の一つである透過法により通水表面からの深さ毎の超音波伝播速度を測定した。次に、X線CT法により試験体断面の画像撮影を行い、深さ毎の画素値を測定して密度を求めることにより、深さ毎のひび割れ発生程度を算出した。そして、蛍光エポキシ樹脂含浸法により試験体断面の画像撮影を行い、ひび割れを抽出して深さ毎のひび割れの面積比率を求めることにより、深さ毎のひび割れ発生程度を算出した。

表-6 測定対象の概要

水路名	構造形式	供用年数	試験体数
KJ水路	RC現場打ちフリューム	13年	1体
ST水路	RC現場打ちフリューム	19年	1体
NN水路	RC現場打ちフリューム	27年	8体
NG水路	RC現場打ちフリューム	40～50年	4体
NO水路	RC現場打ちフリューム	45年	16体



(NG水路) (NO水路)

図-45 測定対象の代表的な現況

a) 超音波伝播速度 (透過法)

透過法では、コアの直径方向において超音波伝播速度を測定した。試験体毎に、表面からの深さ5~105mmまでの位置において10mm間隔で測定した。なお、伝播速度は超音波試験機(プロセック社製TICO型)を用いて測定した。

試験体毎の評価では、超音波伝播速度と相対動弾性係数との関係について調べた既往の研究結果¹⁵⁾を参考に、得られた伝播速度Vから式(16)および式(17)により相対動弾性係数を算出し、劣化の程度の定量化を行った。

$$E_d = 4.0387 V^2 - 14.438 V + 20.708 \quad (16)$$

$$\text{相対動弾性係数 (\%)} = E_{dn} / E_{d0} \times 100 \quad (17)$$

ここで、 E_d は動弾性係数、 E_{dn} は深さnにおける動弾性係数である。 E_{d0} は、試験体毎に算出された最大の動弾性係数とした。

b) ひび割れ発生程度 (X線CT法)

X線CT法は、X線を用いたコンピュータ断層撮影法であり、医療や工業の分野で広く用いられている非破壊試験法である。近年、硬化コンクリートに対する適用事例も報告されており³³⁾、測定対象物の内部を二次元ないし三次元で確認できるだけでなく、密度分布に関する情報も得ることができる³⁴⁾。本研究においてX線CT法は産業用高エネルギーX線CT装置(日立製作所社製9MVCT装置)を用いて行った。本装置では、一般的な医療用X線CT装置で用いられるX線エネルギーに比べ数十倍レベルでのエネルギー照射が可能であり、測定対象物の密度にほぼ比例した画素値が得られる。ここで画素値とは、X線吸収率、即ち画素の明るさ、画素の濃度を表す指標である³⁴⁾。密度が既知の測定対象物(空気:0g/cm³、アルミニウム:2.7g/cm³、鉄:7.9g/cm³)における測定結果を図-47に示す。本装置により測定される画素値と密度 ρ' との関係式は、式(18)を用いた。

$$\rho' = 0.0008 \times \text{画素値} \quad (18)$$

X線CT法による試験体断面の画像撮影は、試験体の中央部において、表面に対して垂直に、鉛直方向の画像が得られるように行った。なお、画素サイズは0.4mm×0.4mmである。画素値は、画像毎に、表面からの深さ5~105mmまでの位置において10mm間隔で測定した。画素値の測定では、汎用画像解析ソフトウェア(University Hospital of Geneva "Osiris")を用いた。深さ毎に測線(Profile Line)を引き、測線毎に画素値(Pixel Value)の平均値を求め、式(18)により測線毎の密度 ρ' を求めた。X線CT法による画像撮影の状況を図-48に示す。

画素値から求まる密度 ρ' は、ひび割れの発生によって低下するものである。このことから、密度 ρ'

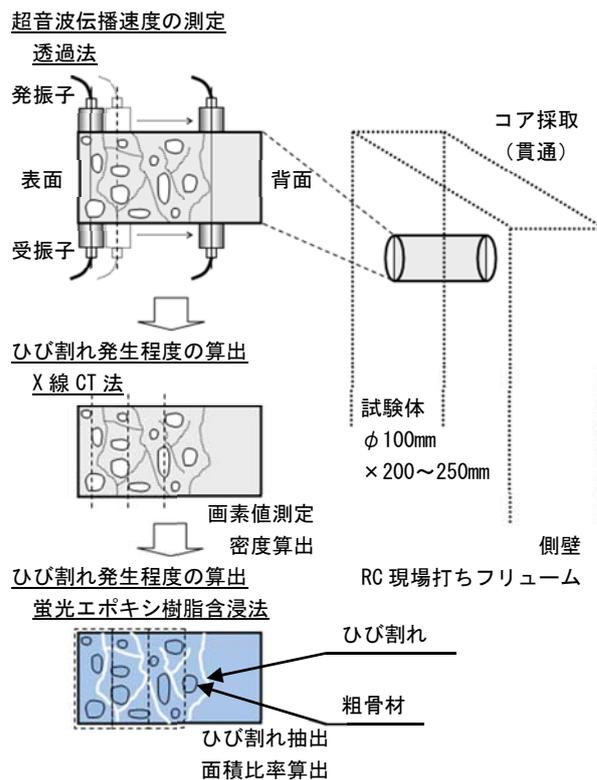


図-46 測定方法の概要 (フロー)

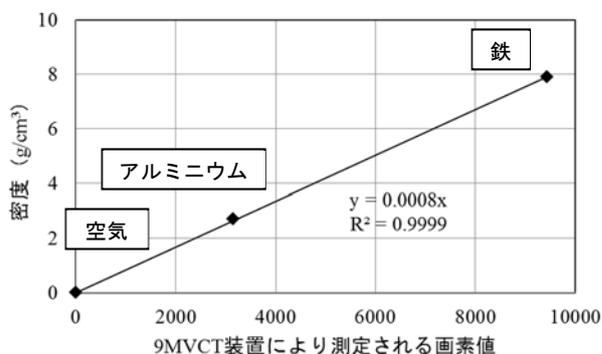


図-47 密度が既知の測定対象物における測定結果



(本研究の試験体) (別の試験体の事例)

図-48 X線CT法による画像撮影の状況

をひび割れ発生程度の判定指標の一つとした。

試験体毎の評価では、画素値から求められた密度 ρ' を用い式(19)から相対密度を算出し、劣化の程度の定量化を試みた。

$$\text{相対密度 (\%)} = \rho'_n / \rho'_0 \times 100 \quad (19)$$

ここで、 ρ'_n は深さ n における密度である。 ρ'_0 は、試験体毎に算出された最大の密度とした。

c) ひび割れ発生程度（蛍光エポキシ樹脂含浸法）

蛍光エポキシ樹脂含浸法は、劣化を受けたコンクリート構造物から採取した試験体に蛍光染料を添加した超低粘度形注入用エポキシ樹脂（粘度 $100 \pm 50 \text{mPa}\cdot\text{s}$ （ 20°C ））を低真空状態（約 $1/100$ 気圧）で注入・硬化させ、試験体の切断面に紫外線を照射して微細ひび割れなどを可視画像として評価するものであり、コンクリートの酸劣化³⁵⁾、凍害³⁶⁾、アルカリシリカ反応³⁷⁾などにおいて評価実績を有する手法である。

本研究では、先ず、試験体の中央部において、表面に対して垂直に、鉛直方向の断面が得られるように切断を行った。その後、蛍光エポキシ樹脂含浸法により蛍光染料を添加したエポキシ樹脂を注入・硬化させ、上述の切断面から厚さ 10mm の位置でスライス切断を行った。画像撮影は、このスライス切断面において行った。ひび割れは、画像毎に、表面からの深さ $0 \sim 40\text{mm}$ 、 $40 \sim 80\text{mm}$ 、 $80 \sim 120\text{mm}$ の各

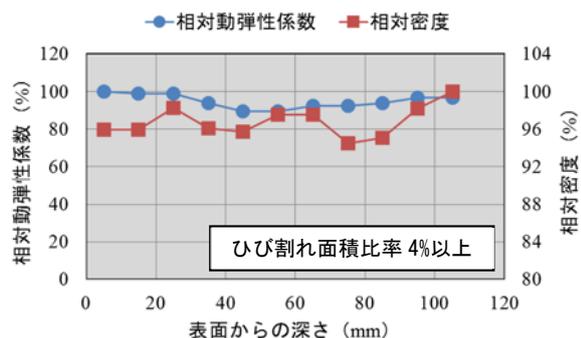
範囲で抽出した。ひび割れの抽出では、汎用画像処理ソフトウェア（Adobe “Photoshop Elements”）を用いた。画像をグレースケール化して256階調の濃淡画像を作成し、しきい値128で2値化して画素数からひび割れの面積を求め、範囲毎の面積比率を求めた。

試験体の切断面の面積に対するひび割れの面積比率は、ひび割れの発生によって増加するものである。このことから、ひび割れ面積比率をひび割れ発生程度の判定指標の一つとした。

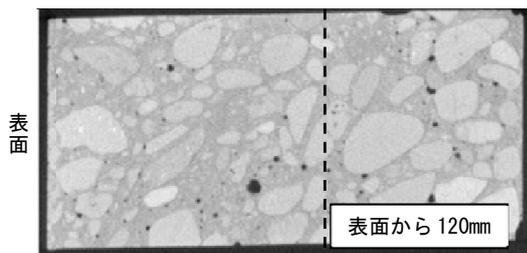
(2) 測定結果および考察

1) 試験体毎の評価結果

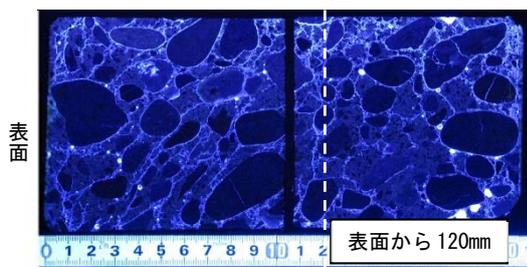
凍害による表面の変状が比較的大きい側壁から採取した試験体の測定結果を図-49に、表面の変状が比較的小さい側壁から採取した試験体の測定結果を図-50に、表面の変状がみられない側壁から採取した試験体の測定結果を図-51に示す。各図ともに、上段が相対動弾性係数、相対密度およびひび割れ面積比率の測定結果、中段がX線CT法による撮影画像、下段が蛍光エポキシ樹脂含浸法による撮影画像である。



(相対動弾性係数・相対密度・ひび割れ面積比率)

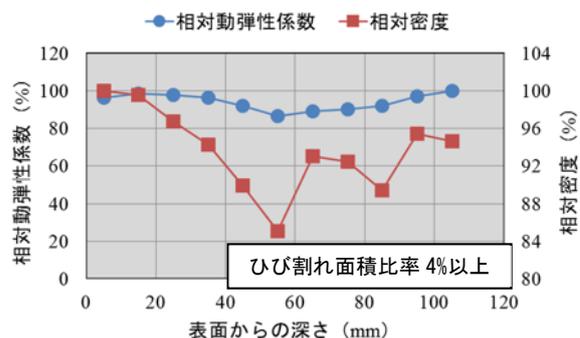


(X線CT法による撮影画像)

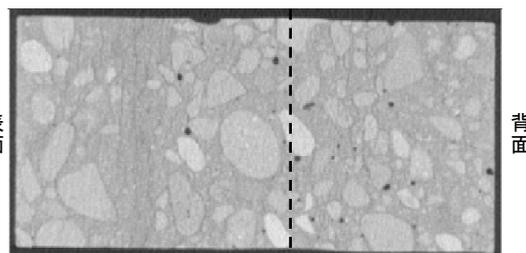


(蛍光エポキシ樹脂法による撮影画像)

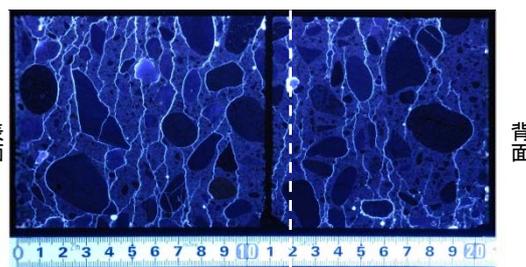
NO水路（測点 No. 24-38-2）



(相対動弾性係数・相対密度・ひび割れ面積比率)



(X線CT法による撮影画像)



(蛍光エポキシ樹脂法による撮影画像)

NO水路（測点 No. 25-5-2）

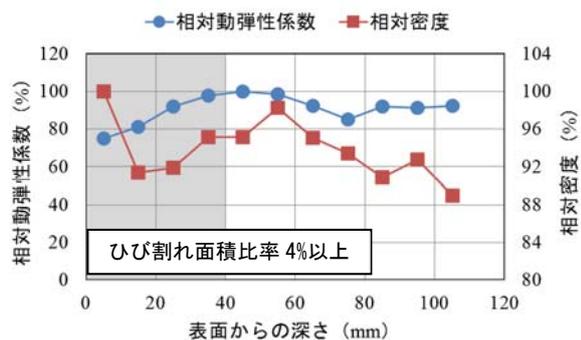
図-49 表面の変状が大きい側壁から採取した試験体の測定結果

上段の図において、相対密度の算出に際しては、骨材によるものと判断される数値(密度 $2.5\text{g}/\text{cm}^3$ 以上、画素値 $2.5/0.0008=3,125$ 以上)を除外している。一方、空隙によるものと判断される数値は除外していない。これは、凍結融解により生じた空隙(ひび割れ)とそれ以外の原因で生じた空隙とを分離することが困難なためである。また、ひび割れ面積比率は、2%未満の場合は白色、2%以上4%未満の場合は灰白色、4%以上の場合は灰色で着色して示している。これは、得られたひび割れ面積比率の最大値が7.4%であり、また、撮影画像が、目視上、ひび割れがほぼみられない場合、抽出範囲のほぼ全面にみられる場合、その中間程度にみられる場合、の3つの種類に大別できたためである。なお、中段および下段の図中の破線は、表面からの深さ120mmの位置を表わしている。

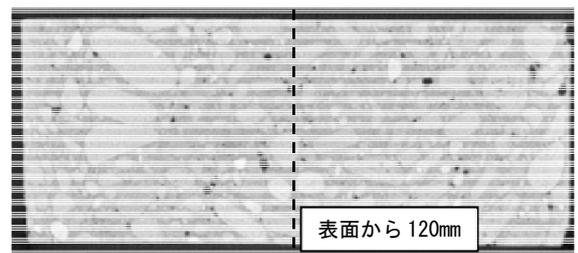
図-49からは、表面の変状が比較的大きい側壁から採取した試験体では、相対動弾性係数および相対密度の低下範囲は概ね一致するものの、総じて低下の程度は低く、総じて増加の程度が高くなったひび割

れ面積比率の増加範囲とは一致しないことが分かった。本研究では、相対動弾性係数および相対密度は、試験体毎に算出された最大の動弾性係数または密度に対する表面からの深さ毎の動弾性係数または密度としている。しかし、開水路は一般に部材厚が薄く、最大の動弾性係数や密度であっても劣化していないコンクリートの動弾性係数や密度であるとは限らない。測定範囲全体の動弾性係数または密度が低下したため、相対動弾性係数および相対密度の低下がみられなかったものと考えられる。このように変状が大きい場合では、透過法により相対動弾性係数を、X線CT法により相対密度を算出するだけでなく、蛍光エポキシ樹脂含浸法によりひび割れ面積比率を求めることが有効である。本研究において採取した試験体では、計30体の内、6体がこのタイプに分類された。

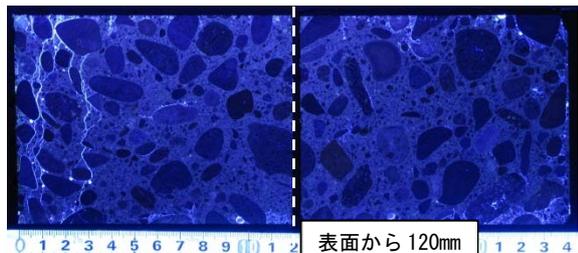
図-50からは、表面の変状が比較的小さい側壁から採取した試験体では、相対動弾性係数の低下範囲と相対密度の低下範囲が、必ずしも一致しない場合があることが分かった。超音波伝播速度は、コンクリ



(相対動弾性係数・相対密度・ひび割れ面積比率)

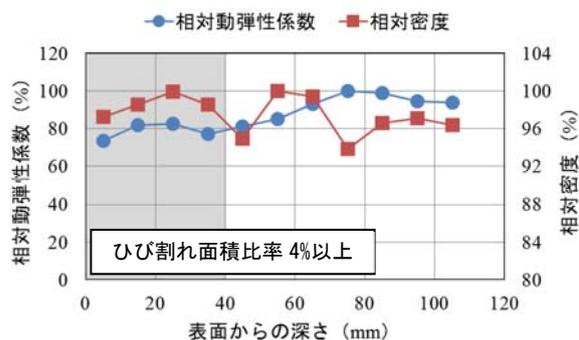


表面 (X線CT法による撮影画像) 背面

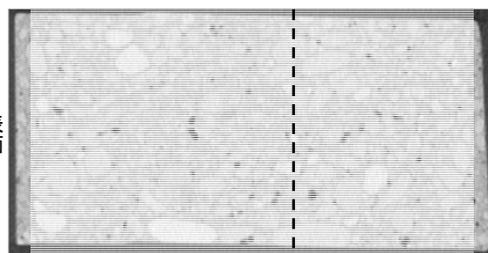


表面 (蛍光エポキシ樹脂法による撮影画像) 背面

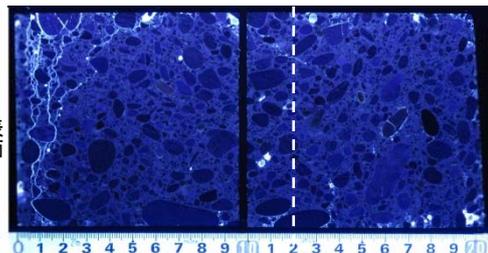
NG水路(測点No. 24-32-2)



(相対動弾性係数・相対密度・ひび割れ面積比率)



表面 (X線CT法による撮影画像) 背面



表面 (蛍光エポキシ樹脂法による撮影画像) 背面

NN水路(測点No. 25-1-1)

図-50 表面の変状が小さい側壁から採取した試験体の測定結果

ートの劣化状態に影響を受けるが、劣化により低下した品質の影響を直接的に受けて低下する場合のほか、劣化したコンクリートを迂回することにより伝播距離が延長して低下する場合もある。そのため、超音波法の一つである透過法では、予定した測定位置において測定できていない可能性も考えられる。これに対してX線CT法では、測線は常に直線とすることができるため、予定した測定位置における測定をより正確に行うことができるものと考えられる。このことから、超音波伝播速度から算出される相対動弾性係数の低下範囲と密度から算出される相対密度の低下範囲との間で差異が生じたものと考えられる。本研究において採取した試験体では、計30体の内、23体がこのタイプに分類された。

図-51からは、表面の変状がみられない側壁から採取した試験体では、相対動弾性係数および相対密度の低下範囲は概ね一致するものの、ひび割れ面積比率の増加範囲は一致せず、また、面積比率自体に増加がほとんどみられない場合があることが分かった。蛍光エポキシ樹脂含浸法では、抽出できるひび割れには一定の幅と連続性が求められる。この事例では、連続性がない微細ひび割れが存在したため、ひび割れを抽出できなかったものと考えられる。本研究において採取した試験体では、計30体の内、1体のみこのタイプに分類された。

2) 超音波伝播速度とひび割れ発生程度との関係

超音波伝播速度と密度 ρ' との関係を図-52に、超音波伝播速度とひび割れ面積比率との関係を図-53に、ひび割れ面積比率と密度 ρ' との関係を図-54に示す。各図ともに、超音波伝播速度および密度 ρ' では表面からの深さ15mm、55mm、95mmの各位置の値を、ひび割れ面積比率では表面からの深さ0~40mm、40~80mm、80~120mmの各範囲の値を、それぞれ対応させて示している。超音波伝播速度および密度 ρ' では、ひび割れ面積比率において抽出範囲としている40mmの中で、範囲の中心に近い2つの測定位置の内、表面に近い位置の値を用いることとした。

各図では、超音波伝播速度が低くなるほど、密度

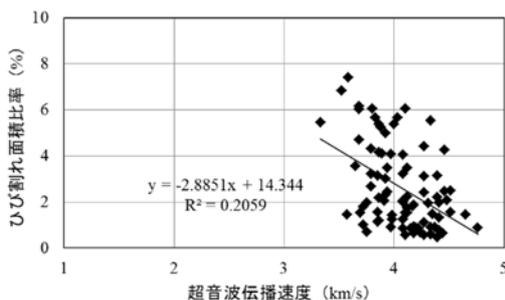
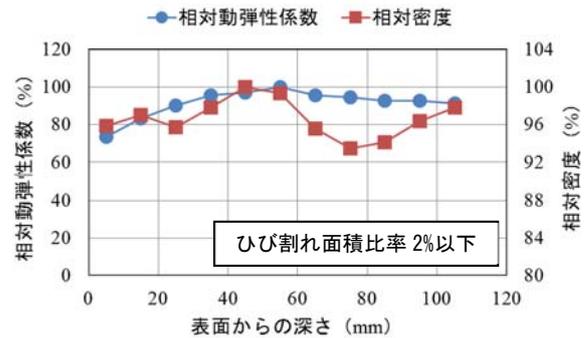
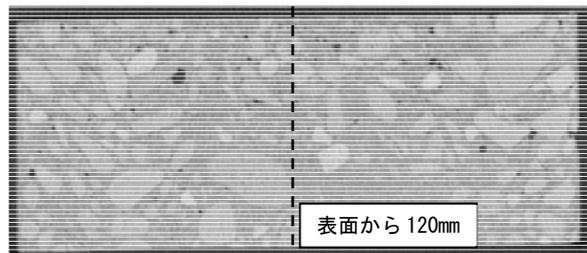


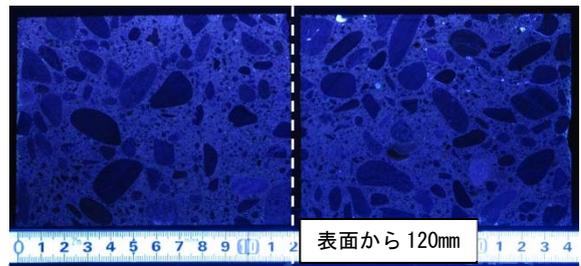
図-53 超音波伝播速度とひび割れ面積比率との関係



(相対動弾性係数・相対密度・ひび割れ面積比率)



(X線CT法による撮影画像)



表面 (蛍光エポキシ樹脂法による撮影画像) 背面

ST水路 (測点 No. 24-20-1)

図-51 表面の変状がみられない側壁から採取した試験体の測定結果

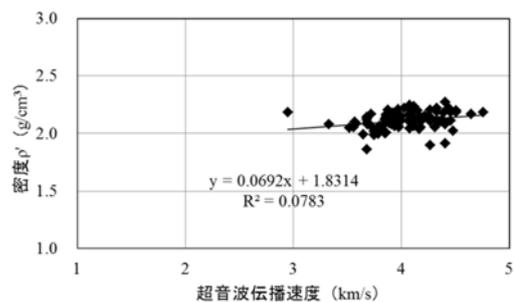


図-52 超音波伝播速度と密度 ρ' との関係

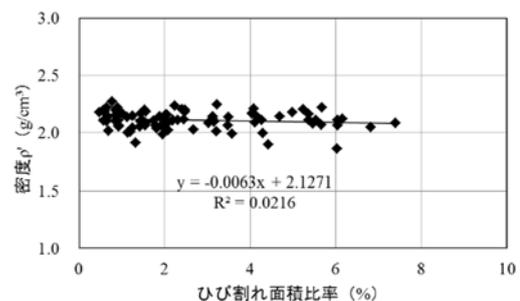


図-54 ひび割れ面積比率と密度 ρ' との関係

ρ' は低くなり、また、ひび割れ面積比率は高くなった。上述のように、超音波伝播速度もしくは密度が低下する要因、またはひび割れ面積比率が増加する要因は各々異なるため、その相関性はいずれも低いものの、変状の程度により、超音波伝播速度の低下範囲からひび割れ発生程度の増加範囲を予測できる可能性があること、また逆に、ひび割れ発生程度の増加範囲から超音波伝播速度の低下範囲を予測できる可能性があることが、それぞれ示唆された。

3) X線CT法および蛍光エポキシ樹脂含浸法の適用性

X線CT法は、測線を直線とすることができるため、予定した測定位置における測定を行うことができる。また、密度を求めることで、連続性がない微細ひび割れや直接視認することが難しい潜在的な劣化などに対しても適用できる可能性がある。一方、劣化していないコンクリートの密度をどの測点のどの深さの画素値で算出するかを定める必要がある。

蛍光エポキシ樹脂含浸法は、変状が大きい場合に有効である。抽出できるひび割れには一定の幅と連続性が求められるものの、ひび割れを直接視認することができるという利点を有する。一方、連続性がない微細ひび割れなどに対しては適用することが難しいため、透過法やX線CT法を併用する必要がある。

(3) 課題

今後は、透過法、X線CT法、蛍光エポキシ樹脂含浸法の各方法により特定されたひび割れの発生範囲に基づき、劣化部除去作業における除去範囲を定め、断面修復を実施した後の断面修復材の耐久性を調べることで、各方法の適用性を検証することが重要である。そのため、超音波伝播速度、密度 ρ' 、ひび割れ面積比率と破壊に対する抵抗性との関係、また、通水表面におけるカルシウム成分の溶出や炭酸化など、開水路に特有の劣化要因がこれらの指標に与える影響を調べる必要があるものと考えられる。

2.3.4 開水路の凍害劣化の発生形態と非破壊調査手法適用時の留意点^{38), 39)}

2.2節では、劣化機構の把握に必要となる基礎データの取得を目的とした開水路側壁の温度条件と水分供給状況の調査を行い、凍害が進みやすい部位の特徴を明らかにした。また、2.3.1項および2.3.2項では、開水路の凍害の特徴として内部変状の事例を紹介し、診断時における目視調査の留意点を整理するとともに、非破壊調査による診断手法の検討事例を示した。

本研究では、2.3.3項で示したX線CT法により、北海道内に位置する開水路の側壁よりブロック状に切断採取した試験体の調査・分析を行った。ここでは、得られたX線CT画像により内部変状の発生形態を明らかにするとともに、凍害劣化の発生・進展の機構

について考察した。さらに、内部変状が各種非破壊調査手法により得られる結果に与える影響について考察し、凍害劣化に対して非破壊調査手法を適用する際の留意点を抽出した。

(1) 開水路における凍害劣化の発生形態

1) 開水路の概要

調査対象としたコンクリート開水路は、北海道空知地方に位置する幹線用水路である。調査対象とした区間は、昭和40年代に建設され、供用後40年以上が経過している。構造形式はRC現場打ちフレーム水路であり、側壁は土中に埋設されている。特に凍結融解の作用を受け易い、躯体表面が南側に面した右岸側側壁において、表面ひび割れやスケーリングといった表面変状が著しい状況にある。調査対象区間の現況を図-55に示す。

調査に用いる試験体は、先ず、右岸側側壁を高さ2.4m×長さ1.5mの寸法にて壁状に切断し、実験室搬入後、さらに200mm×850mmの寸法にてブロッ



調査対象区間の全景



右岸側側壁



天端のスケーリング

図-55 調査対象区間の現況

ク状に切断して採取した。試験体数は、水平方向を850mmとした試験体5体 (No.1~No.5)、鉛直方向を850mmとした試験体1体 (No.6) の計6体である (図-56)。

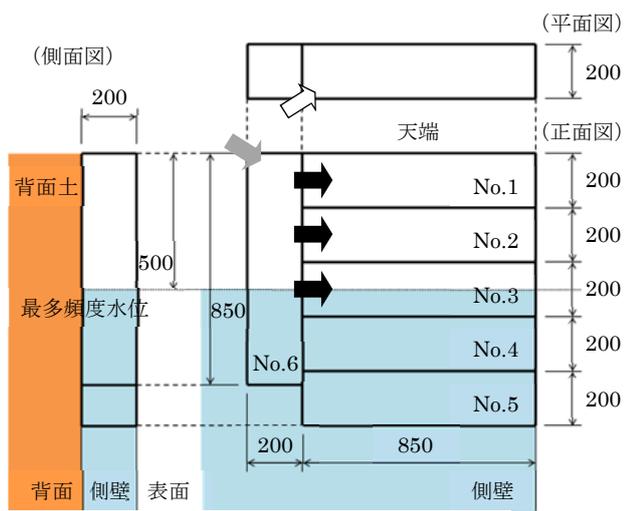
2) 凍害劣化の発生形態の調査方法

本研究では、切断採取した試験体を用いてX線CT法による撮像を行い、得られたX線CT画像による内部変状の可視化を試みた。本研究においてX線CT法は産業用高エネルギーX線CT装置 (日立製作所社製9MVCT装置) を用いて行った³⁴⁾。X線CT法による撮像は、側壁の表面に対して垂直に、No.1~No.5では鉛直方向の、No.6では水平方向の画像が得られるように行った (図-57)。撮像間隔は5mm、画素サイズは0.4mm×0.4mmである。

3) 凍害劣化の発生形態の調査結果

X線CT画像の例を図-58に、市販画像処理ソフトウェア (ファースト社製“CF Tracing”) を用いてひび割れを抽出⁴⁰⁾し、汎用画像処理ソフトウェア

(National Institutes of Health “Image J”) を用いてひび割れ抽出後の画像を撮像間隔と同じ5mm間隔で並べ三次元化した画像の例を図-59 および図-60 に示す。本研究においてひび割れ抽出に用いた画像処理ソフトウェアでは、濃淡画像によるサブピクセル処理により、画素サイズの1/2程度までの幅のひび割れ抽出が可能である⁴⁰⁾。そこで図-59 および図-60 では、ひび割れは幅0.2mm以下のものを水



※矢印は三次元化した画像の観察の方向を表わす (単位:mm)

図-56 試験体の切断採取の概要

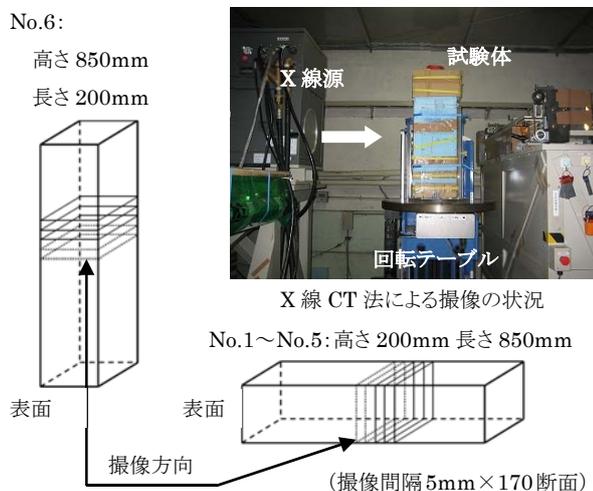


図-57 X線CT法による撮像の概要

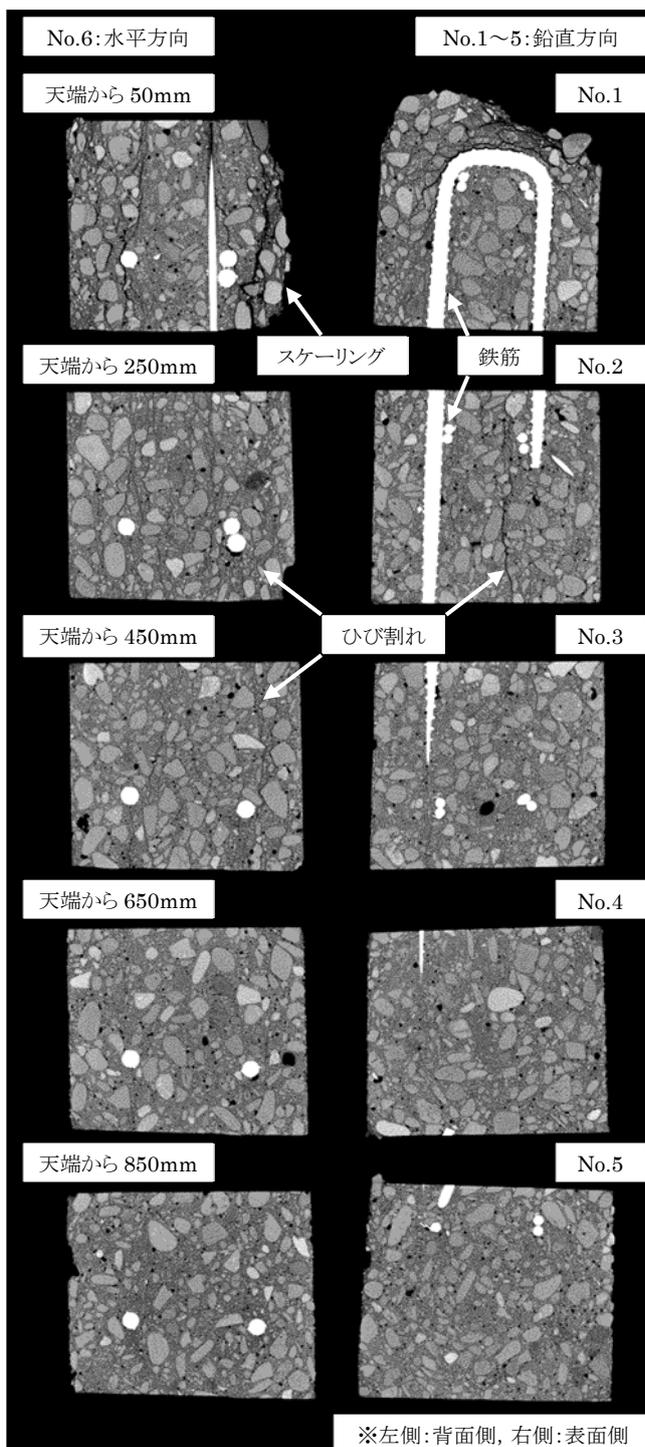


図-58 X線CT画像の例

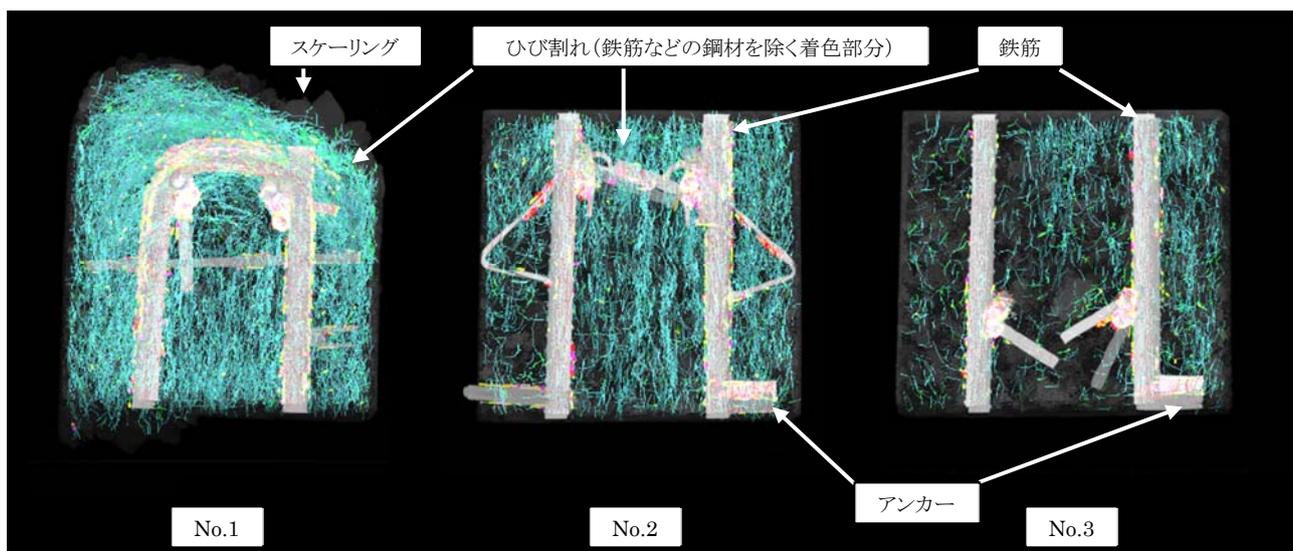


図-59 X線 CT 画像を三次元化した画像の例 (No. 1~No. 3) (図-56 黒色矢印方向から観察)

色極細線で、0.2~0.4mm 以下のものを緑色細線で、0.4~0.6mm 以下のものを黄色中太線で、0.6~0.8mm 以下のものを桃色太線で、0.8mm を超えるものを赤色極太線でそれぞれ抽出している。

X線CT画像(図-58)では、コンクリート中のモルタルにおいて多数の微細ひび割れが確認された。さらに、側壁の部材厚の方向に表面と平行に発生する層状ひび割れが確認されている。微細ひび割れは、粗骨材あるいは鉄筋の周囲に多くみられ、ひび割れ同士は必ずしも連続していない。層状ひび割れは、鉄筋が存在する場合は、表面と鉄筋との間、あるいは鉄筋間において、表面または鉄筋と平行に、即ち鉄筋の拘束力が及び難い方向に発生・進展している。なお、ひび割れの発生の程度は、最多頻度水位(No.3の中間の位置)よりも上側において著しく、天端付近では全体的に、最多頻度水位付近では表面側に多い傾向にあった。

三次元化した画像(図-59、図-60)では、ひび割れの発生の傾向は試験体によらず X 線 CT 画像にみられる傾向と同様であることが確認され、また、多数のひび割れが可視化された。図中の着色部分は、鉄筋などの鋼材(灰色部分)を除き、全てひび割れである。微細ひび割れの多くは連続していないものの、幅が拡大して層状ひび割れへと進展したものの多くはひび割れ同士が重なり合い、連続しているものと考えられる。鉄筋の拘束力が及び難い方向に発生・進展していること、また、ひび割れの発生の程度が最多頻度水位よりも上側において著しくなる傾向が明確になった。

4) 凍害劣化の発生・進展機構の考察

コンクリート内部に侵入した水分は、骨材あるいは鉄筋とセメントペーストとの付着界面付近に存在

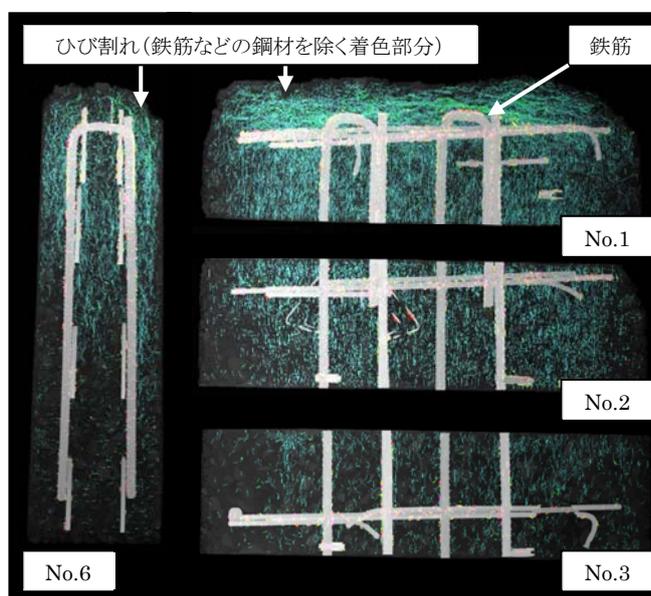


図-60 X 線 CT 画像を三次元化した画像の例 (No. 1~3, 6)

(No. 1~3 : 図-56 白色矢印方向から観察
No. 6 : 図-56 灰色矢印方向から観察)

する遷移帯などにおいて凍結融解の作用を生じさせ、これを脆弱化し、空隙を発生させる。微細ひび割れは、この空隙が連続化することで発生するものと考えられる。コンクリート内部に発生した微細ひび割れは、ひび割れ内部に取り込まれた水分の凍結時の膨張圧により進展・拡大する。拡大したひび割れの一部は、内部から表面まで連続化し、水分の侵入経路としての役割を持つようになる。これによりコンクリート内部の飽水度が高められ、ひび割れはさらに進展・拡大していく⁴¹⁾。

ひび割れが進展・拡大していく方向は、側壁における温度の伝わり方と水分の供給のされ方に影響を

受ける。側壁では、温度は表面から内部へと面的に伝わるため、部材厚の方向に温度勾配が生じる。水分の供給が多く飽水度が高められている箇所では、水分の凍結時に膨張圧が生じ、層状ひび割れが発生する^{5), 42)}。微細ひび割れが発生している箇所では、これが拡大・連続化していくため、層状ひび割れは発生・進展し易くなる。層状ひび割れがさらに進展・拡大すると、最終的には躯体の断面欠損や鉄筋の露出・腐食を生じ、構造体としての耐荷力や剛性の低下を招く。なお、これらの過程は土壌に発生するアイスレンズの形成による凍上現象に類似している。アイスレンズの形成には内部の飽水度が高められていることが条件となるが、これは過湿な供用環境に置かれているコンクリート開水路では十分に想定される条件である。

また、ひび割れの発生の程度が最多頻度水位よりも上側において著しくなる要因は、非凍結期における乾湿の繰返しによる細孔構造の粗大化と、それに伴う凍結融解抵抗性の低下にあると考察されている^{8), 43)}。なお、このことは最多頻度水位よりも下側におけるひび割れの発生を否定するものではない。側壁の天端にスケーリングが発生している箇所、表面ひび割れの形態が天端からの水分の侵入を示唆している箇所（表面ひび割れの形状が下に凸の箇所）、表面に雨水が滲出している箇所では、最多頻度水位の上側・下側に関わらず、内部変状が発生している可能性が高いことが報告されている^{7), 11)}。

(2) 非破壊調査手法を適用する際の留意点

本研究において得られた X 線 CT 画像からも明らかのように、コンクリート開水路には微細ひび割れや層状ひび割れなどの内部変状が発生する場合がある。ここでは、これらの内部変状が各種非破壊調査手法により得られる結果に与える影響について考察し、凍害劣化に対して非破壊調査手法を適用する際の留意点を抽出した。

超音波法の一つである表面走査法では、コンクリート表層部に劣化層、即ち伝播速度の低速度域が存在することを前提としている。このため、表層部のコンクリートに比べその奥側に存在するコンクリートの品質が内部変状により低下している場合は、本来表層部に存在するはずの低速度域が奥側に存在することとなり、劣化層の厚さを推定できない。2.3.2 項の「(1) 超音波法による凍害劣化深さの推定」に前述したように、劣化層の厚さを推定できるか否かは内部変状の有無により定まり、微細ひび割れなどが存在しない場合は推定できる可能性は高いが、存在する場合はその可能性は低くなる。一方で、本法により得られる走時曲線のパターンを整理・分析す

ることにより、内部変状の有無を定性的に検出できる可能性もある。

衝撃弾性波法では、一般に超音波法に比べ減衰・散乱の影響を受け難い弾性波が用いられており、より広範囲での測定が可能である。2.3.2 項の「(2) 衝撃弾性波法による側壁の内部変状の検出」に前述したように、本法はコンクリート開水路に発生する内部変状を検出でき、本法から求まる内部変状までの深さと採取コアの外観目視などから求まる内部変状の発生範囲との相関性は総じて高いことが確認されている。一方、表面近傍に存在する内部変状は、最も高い周波数を用いることが期待できる鋼球インパクトを用いた場合でも、十分に検出できない場合がある。

機械インピーダンス法では、得られた打撃力波形において、内部変状が存在する場合は、存在しない場合に比べ打撃力の最大値は小さく、継続時間は長くなる。このため、内部変状が本法により得られる推定強度に影響を与える可能性は高い。推定強度を得る際にはこの点において留意が必要である。一方で、2.3.2 項の「(3) 機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出」に前述したように、推定強度と内部変状により低下する超音波伝播速度との間には一定の関係性がみられ、推定強度約 30.1N/mm²、伝播速度約 4,000m/s を境界として、これを下回る場合には層状ひび割れ発生の可能性が高まる。このことから、機械インピーダンス法は内部変状の検出方法として有用である可能性がある。

(3) 課題

今後は、凍害劣化に対する補修・補強を如何に行っていくかが重要となる。コンクリート開水路の補修・補強では、その対策箇所は水路内面に限定される。このため、躯体内部への水分の侵入は完全には抑止されず、凍結融解の作用をある程度許容した中での長寿命化対策を図らなければならない。凍害劣化を対象とした既往の補修・補強対策技術の多くは、水分の侵入を防止することを目的としており、このことは、同時に躯体内部からの水分の排出が抑制されることを意味している。補修・補強時にはこの点において留意が必要である。

3. 寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発

3.1 目的

近年、コンクリート開水路では、種々の劣化要因により低下した性能の回復・向上を目的とした補修材料の開発・適用が行われている。その中で積雪寒冷地では、特に開水路側壁の凍害とそれに起因する

水路施設としての性能低下を対象とした表面被覆工法の開発・適用が進められている⁴⁴⁾。しかし、施工実績は未だ少なく、その適用性については十分に検証されているとは言い難い現状にある。

表面被覆工法の適用に際しては、表面被覆材に期待される効果と要求性能を明確にした上で、適切な試験方法により性能評価を行うことが肝要となる。一般に、凍害を対象とした表面被覆材の要求性能には、凍結融解抵抗性、防水性（遮水性）、一体性などが挙げられ、表面被覆材は標準化・規定化された各試験方法を用いて試験・評価されている⁴⁵⁾。しかし、既往の試験方法は、道路施設や鉄道施設などのコンクリート構造物を対象として標準化・規定化されたものが多く、必ずしも農業水利施設であるコンクリート開水路の实情にそぐわない場合がある。このため、道路施設や鉄道施設で適用されている試験方法により評価された表面被覆材がコンクリート開水路にそのまま施され、結果、施工後早期に変状を生じる事例も散見されている。

本研究では、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術を開発することを目的とし、開水路補修工法の耐久性評価に関する検討を行う。現地試験施工区間での評価では、無機系および有機系の各表面被覆工法、ならびにパネル取付け工法の適用性を確認するとともに、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果の検証を行った。室内試験による評価手法の開発では、開水路において施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした凍結融解試験方法の開発を行い、各種表面保護工法の凍結融解作用時の付着性の評価を行った。また、補修後の劣化予測手法の検討に関する研究では、補修後の開水路における耐用年数算定手法の検討を行い、凍結融解試験方法による無機系表面被覆材の耐用年数の試算を行った。さらに、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発では、機械インピーダンス法による表面被覆材の浮き・剥離の検出手法に関する検討を行った。加えて、凍害劣化により変状を生じた開水路においても低下した性能の回復・向上が可能な開水路の更生工法の開発を行い、その排水効果と補強効果の検証を行った。そして、温度センサおよび水分センサを用いた補修後の開水路におけるモニタリング手法の開発を行った。

3. 2 開水路補修工法の耐久性評価

3.2.1 現地試験施工区間での補修工法の耐久性評価

積雪寒冷地に適したコンクリート開水路の補修工法を開発する目的で、平成 18 年度に北海道北部の老朽コンクリート開水路において 3 種類の表面被覆材を用いた補修工法の現地試験施工を行っている。

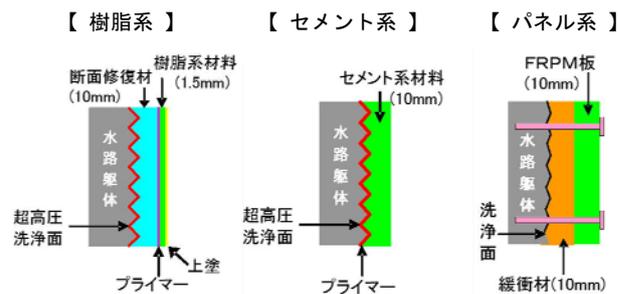


図-61 各補修工法の施工断面

本試験施工区間では、寒冷地における補修工法の適用性、即ち補修工法自体の耐久性（補修工法が施工完了時の状態を維持し続けるか否か）や補修効果の持続性などを検証するため、施工後の経過観察、ならびに表面被覆材の有無によるコンクリート表面の凍結融解回数の把握を行った。

ここでは、まず、各種補修工法の耐久性の評価結果として、施工後 9 年経過時点での目視調査結果を報告する。次に、補修効果の持続性の評価結果として、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果の検証結果を報告する。

(1) 現地試験施工区間での目視調査^{46), 47)}

1) 施工した表面被覆材の種類

コンクリート開水路の表面被覆工法に用いる材料には、大別すると無機系、有機系、パネル系がある。

現地試験施工では、上記 3 区分のそれぞれから、府県で施工実績があるものとして、セメントモルタル（以下、セメント系と呼ぶ）、ウレタン樹脂（以下、樹脂系と呼ぶ）、FRPM パネル（以下、パネル系と呼ぶ）の 3 種類の表面被覆材を用いた補修工法を選定した。各補修工法の施工断面の概要を図-61 に示す。

各補修工法の適用にあたっては、寒冷地での施工に配慮した。即ち、セメント系では低温下でも付着強度が早期に発現する低温速硬化型のセメントを使用した。樹脂系では速硬化タイプの吹付けウレタン樹脂を用いた。パネル系では凍結融解作用に配慮して躯体コンクリートと FRPM 板との間に緩衝材を用いるなどの工夫を行った。

2) 施工後 9 年経過段階での評価

現地試験施工区間でのセメント系、樹脂系、パネル系それぞれの施工後 9 年経過段階での状況を図-62 に示す。現時点では、補修表面に凍害に起因するものと判断される目立った変状は無く、各補修工法ともに施工完了時の状態を維持し続けている。このことから、いずれの補修工法においても一定の適用性が確認されたものと判断される。

(2) パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果の検証⁴⁸⁾

寒冷地の農業用コンクリート開水路における現地試験施工などにより、FRPM板と緩衝材を用いた表面被覆工法の耐久性を評価するとともに表面被覆の有無によるコンクリート表面の凍結融解回数の違いを把握することで凍結融解作用を抑制する効果を評価した。

1) 現地試験施工の概要

a) 試験箇所

試験施工箇所は、北海道北部の上川郡剣淵町内に位置する農業用コンクリート開水路の東西方向に流れる区間とした。これは、日射の影響を受けやすい南面と受けにくい北面での側壁表面温度の比較を行うためである。当該区間は昭和47年度に国営事業で造成された、幅6.0m、高さ2.0mのフルーム水路である。試験施工は2006年11月～12月に行い、施工延長は9mである。現地試験施工箇所を図-63に示す。この地域は、1月の平均気温の平年値が-8.7℃、年最深積雪の平年値が102cmであり⁴⁹⁾、北海道内でも比較的寒冷で多雪な条件下にある。

b) 表面被覆工法の概要

本研究で用いた表面被覆工法は、FRPM板を表面被覆材とし、水路躯体コンクリートとFRPM板の間に緩衝材を使用した工法である（以降、FRPM板表面被覆工法と称する）。本工法の施工断面のイメージを図-64に示す。FRPM板は表面および裏面にFRP層、中間層に樹脂モルタル層を有するサンドイッチ構造である（図-65）。FRPは強化プラスチックと呼ばれ、熱硬化性樹脂を高強度のガラス繊維で強化したものである。樹脂モルタルは、骨材を熱硬化性樹脂で硬化させたものである。FRPM板の板厚は10mmで、表裏のFRP層は1mm、中間の樹脂モルタル層は8mmである。FRPM板の熱伝導率は0.58～0.70W/m・Kである。緩衝材は水路躯体コンクリートとFRPM板との隙間に浸入した水分が結氷することで生じる膨張力を吸収する目的で用いた。緩衝材には厚さ10mmの15倍発泡ポリエチレンを使用した（図-66）。15倍発泡ポリエチレンの熱伝導率は0.0461W/m・Kである。施工後の状況を図-67に示す。施工方法ははじめに水路躯体表面の汚れを洗浄した後、FRPM板（最大成型寸法1m×2m）と緩衝材を芯棒打込み式の金属拡張アンカー（材質：SUS304）で水路躯体に固定した。施工端部およびFRPM板の継ぎ目にはウレタン系のシーリング材を使用した。



セメント系



樹脂系



パネル系

図-62 施工後9年経過時点の各補修工法の状況



図-63 現地試験施工位置図

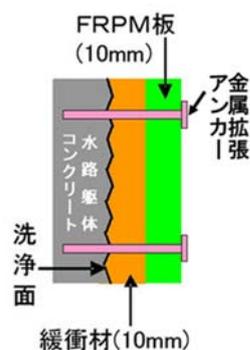


図-64 施工断面図

c) 施工後の観測

① 目視調査

目視調査は融雪後の通水前と落水後の年2回、側壁および底版におけるFRPM板の損傷、アンカーの抜け落ち等の変状の有無に着目して行った。

② 側壁温度測定

側壁温度の測定位置と目的は、表-7に示す通りである。表面被覆した水路の側壁温度を測定した主な目的は、表面被覆した水路躯体コンクリートが1年間に受ける凍結融解回数を算出するためである。この結果は寒冷地における表面被覆工法で補修された水路の耐用年数の推定に用いる予定である。

現地試験施工区間における側壁温度の測定方法の概要は、表-8に示す通りである。また、温度センサーの設置位置を図-68に示す。温度の測定は、FRPM板表面 t_1 および無補修水路躯体の表面 t_1 、FRPM板と緩衝材の接着部 t_2 、緩衝材と水路躯体の接着部 t_3 に温度センサーを設置して行った。温度センサーは熱電対(T型)を使用し、透明なシリコンシーラントで固定した。測定位置は南面(右岸)では側壁天端から100cm下、北面(左岸)では側壁天端から20cm下とした。両岸で設置位置が異なるのは、南面は積雪の影響を受けづらい側壁の中間部での凍結融解回数を比較するため、北面は雪庇の張り出しによる積雪の影響を受けやすい側壁の上部での凍結融解回数を比較するためである。

測定値の記録はデータロガー(製品名:D1歪み32P1、ログ電子(株))による自記記録で行った。

d) 凍結融解回数算出のための凍結・融解温度の考え方

凍結融解回数の算出条件は、評価を行う目的毎に設定した。1つは水路躯体コンクリートに与える凍結融解作用の影響を検討する場合、もう1つは緩衝材に存在する水分の凍結融解による性能変化の影響を検討する場合である。

前者では、コンクリートの最低温度が何℃以下になると凍結融解による劣化(凍害)を生じるかが問題となる。田畑ら⁶⁾は、コンクリート供試体を用いた試験をもとに、-5℃以下となる凍結融解の繰返しで凍

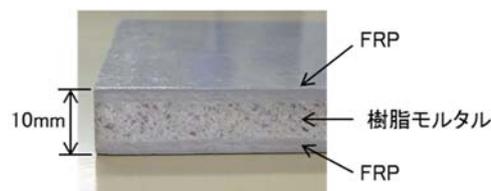


図-65 FRPM 板の構造

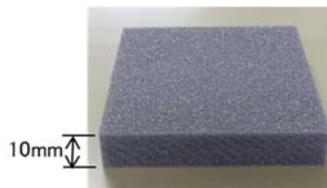


図-66 緩衝材 (15 倍発泡ポリエチレン)



図-67 施工後の状況 (灌漑期間 1 回終了時)

害を受け始めると報告している。このため、本試験では一旦-5℃以下となっていたものが0℃を超えたときに凍結融解が1回生じたものと仮定した。

後者の場合は、緩衝材と水路躯体コンクリートの接着部の水分が凍結する回数とした。接着部の水分は水路躯体コンクリートの側から浸透し接着部および緩衝材内で滞留することを想定している。図-69に水路躯体側壁における背面からの水分浸透のイメージを示す。なお、冬期は側壁表面から寒気が侵入し、水路躯体コンクリートの背面は日中も氷点下となっている。このため、背面土から水路躯体コンクリートや緩衝材への水分浸透はほとんど無いと考えられる。この図は背面土が凍結していない時期の状況を示したものである。緩衝材と水路躯体コンクリートの接着部および緩衝材内に浸透した水分については不純物の混入による凝固点降下を想定し、一旦-1℃以

表-7 側壁の温度測定位置と目的

測定位置	FRPM板表面被覆工法	無補修
表面温度(t_1)	・ t_2 、 t_3 との比較により、FRPM 板や緩衝材による温度変化緩和効果を見るため	・表面被覆した水路躯体コンクリートとの凍結融解回数の比較を行うため
FRPM板と緩衝材の接着部温度(t_2)	・ t_1 との比較により、FRPM 板による温度変化緩和効果を見るため	—
水路躯体と緩衝材の接着部温度(t_3)	・FRPM板と緩衝材で表面被覆した水路躯体コンクリートの凍結融解回数の算出のため ・緩衝材の凍結融解回数の算出のため	—

表-8 側壁温度測定方法の概要

測定区間	側壁の向き	測定位置	測定間隔	温度センサーの種類
FRPM板表面被覆工法	南	FRPM板表面(天端から100cm下)	2時間	熱電対
		FRPM板と緩衝材の接着部(天端から100cm下)		
		緩衝材と水路躯体の接着部(天端から100cm下)		
	北	FRPM板表面(天端から20cm下)		
		FRPM板と緩衝材の接着部(天端から20cm下)		
		緩衝材と水路躯体の接着部(天端から20cm下)		
無補修	南	水路躯体表面(天端から100cm下)	—	—
	北	水路躯体表面(天端から20cm下)		

下となっていたものが0℃を超えたときに凍結融解が1回生じたものと仮定した。

即ち、両者で凍結融解回数算定に用いる温度測定位置は同じであり、回数算定の温度条件が異なる。

なお、本研究では2009年から2012年の各年の11月1日から4月30日までの温度測定結果を用いた。

e) 試験施工区間近傍の気象概要

測定期間における試験施工区間近傍（約8km南）の和寒観測所のアメダスデータを表-9に示す。12月から3月の日平均気温の月平均値は2009年～2010年は1月、2月が平年値よりも高く、2010年～2011年は12月、2月が平年よりも高く、2011年～2012年は1月から3月まで平年値よりも低かった。また、最深積雪は2010年、2011年は平年値よりも少なく、2012年は平年値よりも多かった。測定した3年間では2009年～2010年、2010年～2011年は暖冬傾向、2011年～2012年は寒冬であった。

2) 緩衝材の凍結融解試験

FRPM板表面被覆工法では、FRPM板については凍結融解抵抗性を有することが確認されている⁵⁰⁾。しかし、緩衝材については凍結融解抵抗性の検証は行われていない。緩衝材は既設水路とFRPM板の隙間に進入する水分が凍結することで起こる膨張圧を緩和するために用いている。このことから、凍結融解を受けた時の緩衝材の変形に対する復元性の変化を確認するため、凍結融解前後の圧縮残留ひずみを測定した。併せて、緩衝材の重量測定を行い、吸水率を算出した。

a) 試験材料

試験材料は、試験施工で使用したのと同じ、15倍発泡ポリエチレンを使用し、試験片は長さ50mm×50mm、厚さ10mmとした。

b) 試験方法

①試験片の前処理

試験片の前処理模式図を図-70に示す。試験片（緩衝材）は、スチール製の容器の中に水が浸るように設置し、実施工を模擬し、緩衝材の上にFRPM板（t=10mm）を載せた。

試験片は20℃の水中に24時間浸漬したものを凍結融解0サイクルとした。凍結融解処理は、試験槽内の温度を-20℃から+20℃になるように設定し、温度保持時間を30分として、1サイクルに要する時間は3時間として行った。1サイクル当たりの時間は、予備試験で緩衝材が確実に凍結融解することを確認した上で決定した。

②圧縮残留ひずみ試験

JIS K 6400-4:2004「4.圧縮残留ひずみ試験」(B法)に準拠して行った。試験片は前処理をした後に厚さ

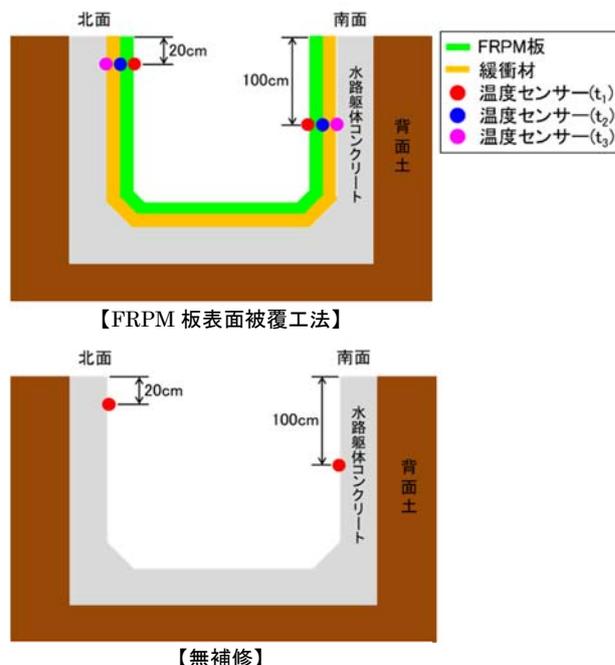


図-68 温度センサー設置位置

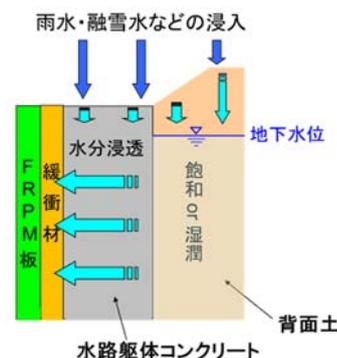


図-69 水路躯体背面から表面被覆材への水分浸透イメージ

表-9 和寒観測所での気象の概況⁴⁹⁾

		単位:℃			
		12月	1月	2月	3月
日平均気温	2009-2010年	-6.2	-6.1	-6.9	-3.3
	2010-2011年	-3.0	-9.0	-5.5	-3.0
	2011-2012年	-6.7	-10.7	-10.2	-4.8
	平年値	-4.8	-8.7	-8.2	-3.0

		単位:cm			
		12月	1月	2月	3月
最深積雪	2009-2010年	64	83	94	83
	2010-2011年	28	59	66	61
	2011-2012年	44	89	115	108
	平年値	67	87	102	97

を測定してから、平板の上に載せ、一軸圧縮試験機

にて試験片の厚さの50%に圧縮した。圧縮は室温(+20℃程度)で72時間行った。

圧縮残留ひずみ(Cs)は、圧縮終了後同じ環境で30分間回復させた後、式(20)によって算出した。

$$C_s = \frac{d_0 - d_r}{d_0} \times 100 \quad (20)$$

Cs: 圧縮残留ひずみ

d₀: 始めの試験片の厚さ (mm)

d_r: 試験後の試験片の厚さ (mm)

圧縮残留ひずみの測定は、凍結融解0サイクルおよび50、100、300、500サイクル後に、それぞれ試験片5個ずつを使用して行った。測定値は試験片5個の中央値とした。

3) 結果と考察

a) 側壁表面の温度変化

FRPM板表面と補修内面における冬期間の南面の温度変化例を図-71に示す。FRPM板表面の温度変化とFRPM板と緩衝材の接着部の温度変化にほとんど差がない。一方、衝材と水路躯体コンクリートの接着部の温度変化はFRPM板表面と比較して大きく緩和されている。このことから、緩衝材は断熱効果が高いことがわかった。

冬期間の試験施工区間の状況を図-72に示す。南面は日射を受けており、雪庇があまり発達していないのに比べ、北面では日射を受けず、雪庇が大きく発達している。

b) 目視調査

試験施工から約7年経過後における外観(図-73)からは、南面、北面ともにFRPM板に変状は見られず、アンカーの抜け落ちもなく良好な状態を保っている。

c) 表面被覆の有無による水路躯体コンクリートの凍結融解回数の違い

FRPM板表面被覆工法で補修した水路躯体コンクリートと無補修の水路躯体コンクリートの凍結融解回数を算出した結果を図-74に示す。南面では無補修のコンクリート水路躯体は3年間の平均で43回程度凍結融解作用を受けるのに対し、FRPM板表面被覆工法で補修したコンクリート水路躯体は3年間の平均で4回であり、凍結融解作用を1/10以下に抑える効果を持つことがわかった。北面では日射の影響をほとんど受けないことから、無補修でも凍結融解回数は南面の約1/3となる。FRPM板表面被覆工法で補修した場合では年1回であり、凍結融解作用はほとんど受けないことがわかった。ここで2011年11月~2012年4月の凍結融解回数が南面で他の年より多くなっている。これは、この年の12月~3月の日平均気温が平年値より約2℃低く寒冷だったため、夜間に側壁の

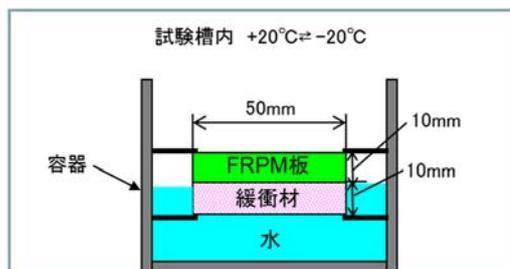


図-70 試験片の前処理模式図

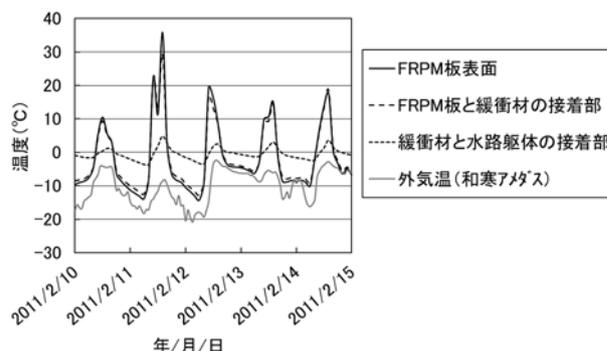


図-71 冬期間の南面における温度変化



図-72 冬期間の試験施工区間の状況



図-73 FRPM板の施工7年後の状況(南面)

温度が-5℃よりも低下する日が多かったことが原因である。南面では夜間に温度が低下しても日中は日射の影響で側壁の温度が0℃以上となることで凍結融解回数が多かった。北面の無補修表面で2011年11

月～2012年4月の凍結融解回数が少ないのは、積雪が多く側壁が雪庇に覆われたためと考えられる。このことから、寒冷な年は日射を受ける南面で凍結融解作用が進行しやすいといえる。凍結融解回数算出の結果、FRPM板表面被覆工法では水路躯体コンクリートの凍結融解作用を大きく減少させる効果を有することがわかった。これは、a)で説明したように発泡ポリエチレン製の緩衝材の断熱効果が高いことによるものである。

d) 緩衝材が受ける凍結融解回数

緩衝材が受ける凍結融解回数を図-75に示す。3年間の平均は南面で45回程度、北面で13回程度であった。北面で2011年11月～2012年4月の凍結融解回数が少なかったのは、積雪が多かったため温度が低い状態で雪庇に覆われたことにより、0℃以下の期間が長かったことが原因と考えられる。

e) 凍結融解作用を受けた緩衝材の性能

図-76に凍結融解試験の温度履歴を、図-77に凍結融解500サイクルまでの緩衝材の圧縮残留ひずみを示す。試験の結果、緩衝材の圧縮残留ひずみは凍結融解0サイクルと500サイクル後ではともに30%程度でほとんど差が無く、緩衝材の性能低下は生じていないといえる。なお、d)の結果から、緩衝材が1年間に受ける凍結融解回数は南面で45回程度であり、これを500サイクルに当てはめると約11年に該当することから、10年以上は施工時と同等の復元性が保たれるものと考えられる。また、吸水率は500サイクル後も0.015g/cm³と僅かであり、アンカーを引き抜く程の凍上力は働かないと考えられる(図-78)。

3.2.2 室内試験での補修工法の耐久性評価^{51), 52), 53)}

積雪寒冷地のコンクリート開水路において、施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした、表面被覆材の付着耐久性を評価する凍結融解試験に関する検討を行った。

ここでは、まず、凍結融解試験方法の具備すべき

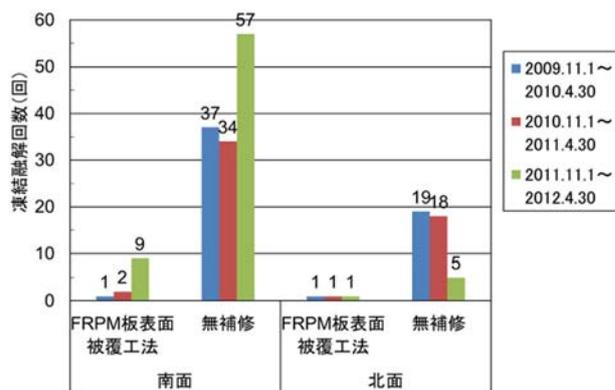


図-74 FRPM板で補修した場合と無補修の場合のコンクリート水路躯体の凍結融解回数

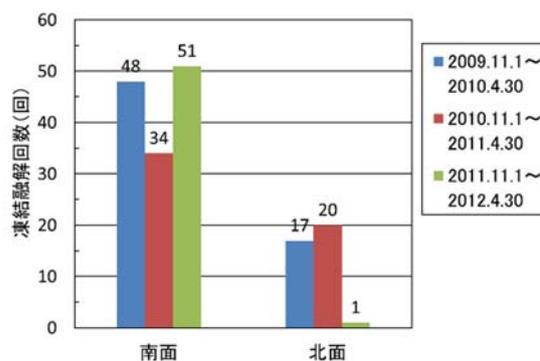


図-75 緩衝材が受ける凍結融解回数

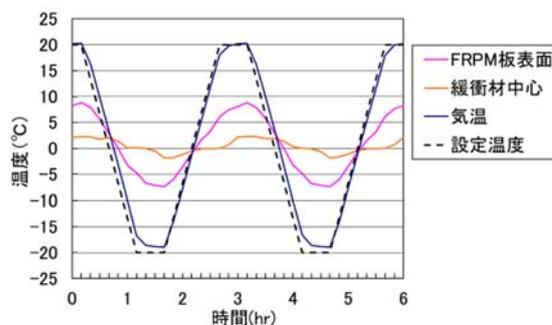


図-76 試験槽内および試験片の温度履歴

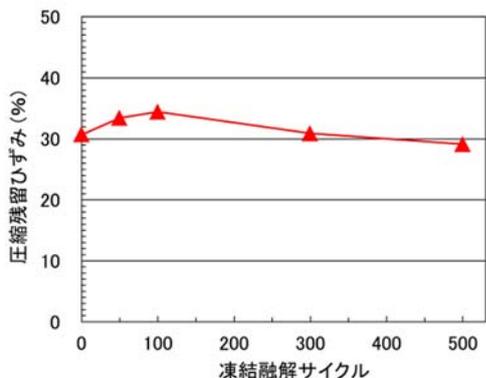


図-77 凍結融解作用と緩衝材の圧縮残留ひずみの関係

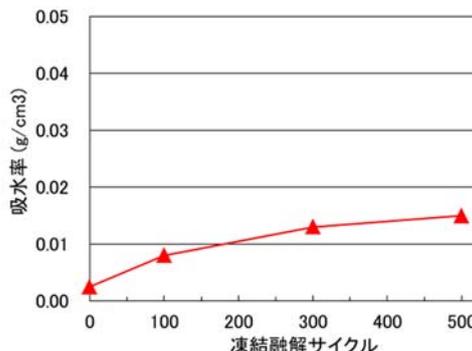


図-78 凍結融解作用と緩衝材の吸水率の関係

条件について整理し、整理した条件を基に試験方法の開発を試みた。そして、開発した試験方法を用いて、各種表面保護工法の凍結融解作用時の付着性の評価を行った。

(1) 凍結融解試験方法の開発

1) 凍結融解試験方法の具備すべき条件

表面被覆材の凍結融解作用に対する抵抗性に関しては、コンクリートの耐凍害性を評価する手法として規定されている種々の凍結融解試験方法を活用して評価する場合が多い。JIS A 1148「コンクリートの凍結融解試験方法」、RILEM CIF 試験といった既往の試験方法が適用されており、コンクリートの凍結融解抵抗性と比較することにより、その耐久性を評価している。また、JIS A 6909「建築用仕上塗材」7.10 に規定される温冷繰返し試験を適用する場合もある⁴⁵⁾。しかしながら、こうした既往の試験方法はあくまでコンクリートや建築用材料の性能を評価する試験方法であり、コンクリート開水路の表面被覆材を評価する場合には留意が必要である。例えば、表面被覆材を JIS A 1148 により評価する場合、試験は表面被覆材により全面が被覆されたコンクリート試験体を用いて行われる。表面被覆材の防水性が高ければコンクリート試験体内に水分は取り込まれず、凍結融解作用は発生しない。これに対して実構造物では、躯体表面以外に表面被覆材を施すことは難しいため、躯体背面から内部への水分の侵入を完全に防止することはできず、よって凍結融解作用自体は抑止されない。従って、コンクリートに凍結融解作用が発生した場合の表面被覆材の耐久性に関しては評価できていないことになる。このように、既往の試験方法は必ずしもコンクリート開水路の表面被覆材が受ける劣化外力を再現できていない。即ち、躯体背面から吸収された水分の凍結融解作用による付着性の低下に対する抵抗性については、十分に評価できないことが考えられる。

こうした既往の試験方法における課題を解決するため、凍結融解試験方法の開発に際し、①水分は試験体の背面側から吸収させること、②試験体の表面側の気温と背面側の水温との間に差を設けられること、③試験体の背面側からの吸水に際しては水圧を作用させられること、を条件とした。

2) 開発した凍結融解試験方法の概要

本研究では、まず、表面被覆材を施したモルタル試験体の背面側から水分を吸収させ、表面側において温度変化を生じさせることにより、モルタル試験体と表面被覆材との界面付近に凍結融解作用を発生させる凍結融解試験（以下、背面吸水式凍結融解試験と呼ぶ）の開発を行った。次に、凍結融解作用時

に試験体内に水分を十分に保持させ、表面被覆材に対して十分な劣化促進効果を得ることを目的として、1 サイクル当たりの所要時間を 24 時間とした部分浸漬条件下における凍結融解試験（以下、部分浸漬式凍結融解試験（24h/c）と呼ぶ）の開発を行った。さらに、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間とした部分浸漬条件下における凍結融解試験（以下、部分浸漬式凍結融解試験（3h/c）と呼ぶ）の開発を行い、最後に、試験体背面側から水圧を作用させた状態での凍結融解試験（以下、背面水圧式凍結融解試験と呼ぶ）の開発を行った。

a) 背面吸水式凍結融解試験

背面吸水式凍結融解試験は、試験体の背面側から吸水させる毛管浸透法による吸水試験⁵⁴⁾を行いつつ、気槽部において温度変化を生じさせる試験方法である。試験方法の概要を図-79 に示す。本試験は、図中に示す背面吸水式凍結融解試験装置を用いて行う。本装置は、気温および湿度の制御が可能な気槽部と、水温の制御が可能な水槽部から構成され、両槽部は断熱材部により隔てられる。試験体は、断熱材部に、表面被覆材塗布面を気槽部側に向けて設置する。これにより、水槽部側から、即ち試験体の背面側から水分を吸収させることが可能となり、また、気槽部と水槽部との間に温度差を設けることにより、試験体の表面側の気温と背面側の水温との間に差を設けることができる。試験体は、最大 30 体を同時に設置することができる⁵⁵⁾。試験条件は、RILEM

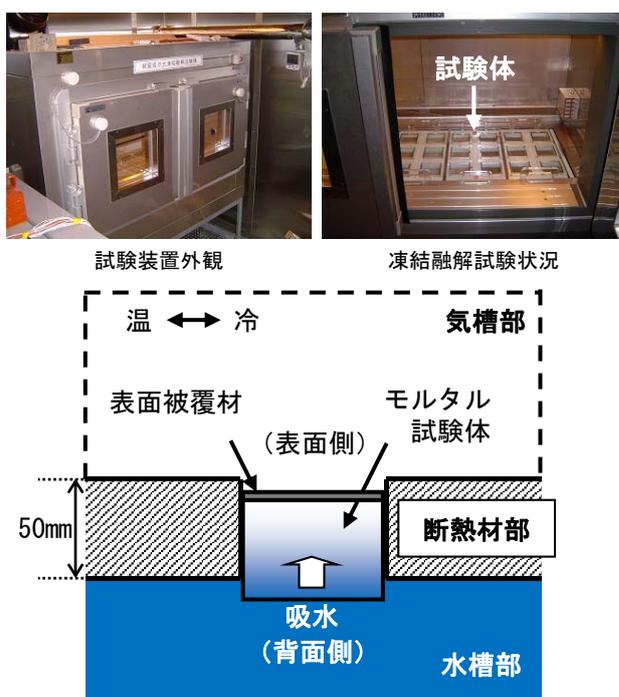


図-79 背面吸水式凍結融解試験の概要

CIF 試験および JIS A 1148 を参考に、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度-20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間 (20℃×0.5 時間 → 20℃～-20℃×1.0 時間 → -20℃×0.5 時間 → -20℃～20℃×1.0 時間) とし、水槽部の温度を 2℃としている。試験サイクル数は 300 サイクルである。

b) 部分浸漬式凍結融解試験 (24h/c)

部分浸漬式凍結融解試験は、部分浸漬法による吸水試験⁵⁴⁾を行いつつ、気槽部において温度変化を生じさせる試験方法である。試験方法の概要を図-80 に示す。

部分浸漬式凍結融解試験 (24h/c) は、1 サイクル当たりの所要時間を延長することで、試験体内において高い含水状態を保持することができ、また、現場条件に最も近い条件を再現することが期待できる。試験条件は、RILEM CIF 試験および ASTM C672 を参考に、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度 -20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 24 時間 (-20℃×16 時間 → 20℃×8 時間) としている。試験サイクル数は 300 サイクルである。

c) 部分浸漬式凍結融解試験 (3h/c)

部分浸漬式凍結融解試験 (3h/c) は、部分浸漬式凍結融解試験において 1 サイクル当たりの所要時間を短縮した試験方法である。試験条件は、RILEM CIF 試験および JIS A 1148 を参考に、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度 -20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間 (20℃×0.5 時間 → 20℃～-20℃×1.0 時間 → -20℃×0.5 時間 → -20℃～20℃×1.0 時間) としている。試験サイクル数は 300 サイクルである。

d) 背面水圧式凍結融解試験

背面水圧式凍結融解試験は、試験体を耐圧容器内に設置し、試験体の背面側および側面側から水圧を作用させる水圧試験を行いつつ、気槽部において温度変化を生じさせる試験方法である。試験方法の概要を図-81 に示す。試験条件は、部分浸漬式凍結融解試験 (3h/c) と同様に、RILEM CIF 試験および JIS A 1148 を参考にして、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度 -20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間 (20℃×0.5 時間 → 20℃～-20℃×1.0 時間 → -20℃×0.5 時間 → -20℃～20℃×1.0 時間) としている。試験サイクル数は 300 サイクルである。作用させる水圧は、背面土中の地下水位と水路底盤面との水頭差を 2m とした場合に作用する圧力が 0.02MPa であることから、0.02MPa としている。

各凍結融解試験における任意の試験時間 (1 または 2 サイクル分) の槽内および試験体表面の温度履歴を図-82 に示す。

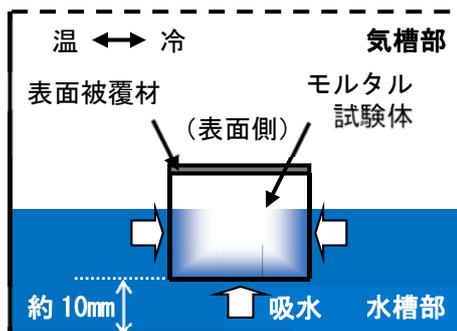


図-80 部分浸漬式凍結融解試験の概要

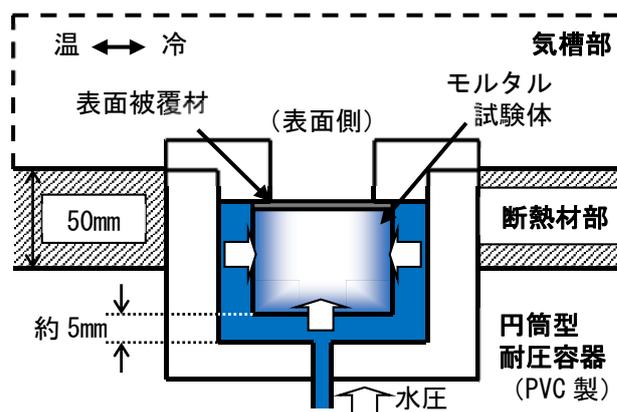


図-81 背面水圧式凍結融解試験の概要

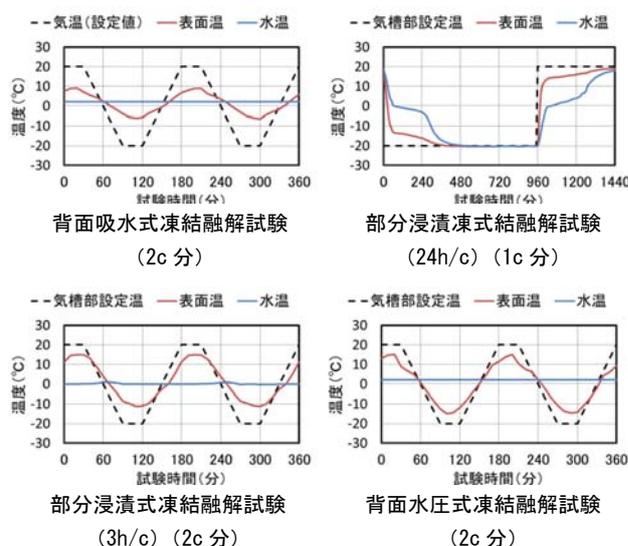


図-82 槽内および試験体表面の温度履歴

(2) 表面保護工法の付着性の評価**1) 表面保護工法の付着性の評価対象**

本研究において付着性の評価対象とした表面保護工法の種別（プライマーの種別）、保護材料、塗布厚（塗布量）、ならびに養生期間を表-10に示す。表面保護工法は、保護材料の特性、保護材料により得られる効果の違いによる8種類を選定した。表中の表面保護工法は、いずれも市販されコンクリート開水路に適用されている工法であり、塗布厚（塗布量）および養生期間はカタログや製品説明書などに記載されている標準値である。

ポリウレタン樹脂系表面被覆工法は、有機系表面被覆工法であり、コンクリート開水路に限らず、コンクリート構造物の凍害劣化を対象とした表面保護工法として一般的に広く用いられている工法である。保護材料により遮水効果が得られる。保護材料自体は水分を吸収し難く、凍結融解の影響も受け難い。塗布厚は他の保護工法に比べて小さい。

ポリマーセメント系表面被覆工法は、エポキシ樹脂系プライマーを用いた工法およびEVA（エチレン酢酸ビニル）エマルジョン系プライマーを用いた工法の2種類を選定した。いずれも無機系表面被覆工法に分類される。保護材料により遮水効果が得られる。一方、保護材料自体は水分の影響を受け、凍結融解の影響も受ける。

セメント系表面被覆工法は、エポキシ樹脂系プライマーを用いた工法、PAE（ポリアクリル酸エステ

ル）エマルジョン系プライマーを用いた工法の2種類を選定した。いずれも無機系表面被覆工法である。保護材料により遮水効果が得られる。保護材料自体は水分および凍結融解の影響を受ける。

表面含浸工法は、シラン系表面含浸工法、けい酸塩系表面含浸工法の2種類を選定した。前者の工法で用いるシラン系表面含浸材は、その主成分であるアルキルアルコキシシランとコンクリートの表面に存在する水酸基との間で生じる加水分解反応によりシロキサン結合を形成し、コンクリートに対して固着する。これにより一定の遮水効果が得られる。また、撥水効果が得られることにより、コンクリートからの水分の逸散が阻害されず、表面近傍に存在する水分の低減が図られる。ここで撥水効果とは、撥水性（水をはじく性質）により得られる効果である。撥水性により遮水効果を得る表面含浸材は、表面に被覆を施さないため、適用後の表面における水蒸気の透過が可能であり、乾燥に伴い水分は低減される。一方、後者の工法で用いるけい酸塩系表面含浸材は、コンクリートの表面の細孔に浸透し、表面近傍を緻密化する。これにより一定の遮水効果が得られ、また、表面近傍の引張強さが増進される。

セメント系断面修復工法は、塗布厚の違いによる2仕様（5mm、10mm）の評価を行うこととした。ここで用いるセメント系断面修復材は、モルタル注入工法などで用いられる無収縮モルタルである。その塗布厚により一定の遮水効果が得られる。保護材料

表-10 表面保護工法の付着性の評価対象

記号	表面保護工法の種別 (プライマーの種別)	保護材料	塗布厚 (塗布量)	養生期間
PU-EP	ポリウレタン樹脂系（有機系）表面被覆工法 (エポキシ樹脂系プライマー)	1) エポキシ樹脂系プライマー	(100 g/m ²)	7 日間
		2) エポキシ樹脂系パテ	(500 g/m ²)	
		3) ポリウレタン樹脂系塗料（中塗り）	120 μm	
		4) ポリウレタン樹脂系塗料（上塗り）	30 μm	
PCM-EP	ポリマーセメント系（無機系）表面被覆工法 (エポキシ樹脂系プライマー)	1) エポキシ樹脂系プライマー	(200 g/m ²)	28 日間
		2) ポリマーセメント系表面被覆材	5 mm	
PCM-EVA	ポリマーセメント系（無機系）表面被覆工法 (EVA エマルジョン系プライマー)	1) EVA エマルジョン系プライマー	(100 g/m ²)	28 日間
		2) ポリマーセメント系表面被覆材	5 mm	
CM-EP	セメント系（無機系）表面被覆工法 (エポキシ樹脂系プライマー)	1) エポキシ樹脂系プライマー	(200 g/m ²)	28 日間
		2) セメント系表面被覆材	5 mm	
CM-PAE	セメント系（無機系）表面被覆工法 (PAE エマルジョン系プライマー)	1) PAE エマルジョン系プライマー	(120 g/m ²)	28 日間
		2) セメント系表面被覆材	5 mm	
Silane	シラン系表面含浸工法	シラン系表面含浸材	(200 g/m ²)	7 日間
Silicate	けい酸塩系表面含浸工法	けい酸塩系表面含浸材	(250 g/m ²)	7 日間
SM	セメント系断面修復工法（塗布厚 5mm） (吸水処理)	セメント系断面修復材（無収縮モルタル）	5 mm	28 日間
	セメント系断面修復工法（塗布厚 10mm） (吸水処理)	セメント系断面修復材（無収縮モルタル）	10 mm	28 日間

(備考) 保護材料の数字は施工手順を表わす

自体は水分および凍結融解の影響を受ける。

2) 表面保護工法の付着性の評価方法

本研究では、上述の各種表面保護工法をセメントモルタルから成る試験用基板に施した試験体を用いて、表面保護工法の付着耐久性を評価する凍結融解試験方法により試験を行った。凍結融解試験期間中の吸水率および表面水分率を測定するとともに、凍結融解試験後の試験体において付着強さを測定した。さらに、付着強さ測定後の試験用基板において水銀圧入法による細孔径分布の測定を行い、各種表面保護工法の評価を行った。

a) 試験体作製方法

試験に用いる試験用基板は、JSCE-K 531（表面被覆材の付着強さ試験方法（案））を参考に、JIS R 5201（セメントの物理試験方法）10.4に規定される方法により作製するセメントモルタルとした。試験用基板の基本となる配合は、水セメント比 $W/C=50\%$ 、砂セメント比 $S/C=3.0$ である。

本研究では、試験用基板の品質が各表面保護工法の凍結融解試験後の付着性に与える影響を確認すること、また、試験用基板の凍結融解試験期間中の極度の脆弱化を防止すること、を主たる目的として、2種類の試験用基板を作製した。1つは、AE剤をセメント量に対し0.01%添加して空気量を5.4%とし、セメントモルタル打設後7日間後に脱型し気中で6ヶ月間の養生を行った試験用基板（以下、AE剤配合基板と略記する）、もう1つは、AE剤を添加せず、セメントモルタル打設後24時間後に脱型し水中で6日間、気中で21日間の養生を行い、表面保護工法施工面および試験体背面以外の4側面をエポキシ樹脂にてシーリングした試験用基板（以下、JIS配合基板と略記する）である。なお、試験用基板の寸法は、両配合ともに、縦70mm×横70mm×厚さ50mmである。

試験用基板の養生期間経過後、表面をグラインダーにて下地処理し、各表面保護工法を施した。1m²当たりの標準値から試験体（塗布面積0.0049m²）1体当たりの塗布量を算出し、塗布を行った。ポリウレタン樹脂系表面被覆工法では、プライマーおよび塗料は刷毛を、パテはヘラを用いて塗布を行った。塗布間隔は24時間とした。ポリマーセメント系表面被覆工法およびセメント系表面被覆工法では、プライマーは刷毛を、表面被覆材はコテを用いて塗布を行った。エポキシ樹脂系プライマーを用いた工法では塗布直後に、エマルジョン系プライマーを用いた工法では塗布後のオープンタイムを24時間確保した後に、表面被覆材の塗布を行った。シラン系表面含浸工法およびけい酸塩系表面含浸工法では、表面含浸材は刷毛を用いて塗布を行った。セメント系断面

修復工法では、吸水処理（いわゆる水打ち）を行った後に、断面修復材を施した。試験体数は、試験用基板の種別毎、表面保護工法の種別毎に、各3体である。各表面保護工法の所定養生期間経過後、凍結融解試験を行った。

b) 凍結融解試験方法

凍結融解試験は、上述の背面吸水式凍結融解試験により行った。なお、凍結融解試験に先立ち、表面保護工法施工後の試験用基板内に水分を十分に吸収させることを目的として、水中浸漬を行った。浸漬時間は、コンクリートの毛管浸透性に関する越川・荻原の研究結果⁵⁶⁾などを参考に、20℃で7日間とした。本試験では、飽和状態での水分移動である透水現象ではなく、不飽和状態での水分移動である吸水現象を利用している。セメントモルタルの吸水現象（毛管浸透性）に関してはいくつかの研究結果が報告されており、水分の浸透深さは浸漬時間の平方根に比例すること⁵⁷⁾、浸透深さ50mm、浸漬時間7日間における相対含水率は80%以上に到達すること⁵⁸⁾、⁵⁹⁾などが明らかになっている。また、玉井らが提案する、発色域から水分の吸収領域を測定する水漏れ検査剤を用いた浸透深さの測定手法⁶⁰⁾により、水中浸漬後の試験用基板内における浸透深さを測定した結果、一面浸漬条件（背面のみ浸漬）、全面浸漬条件のいずれの条件においても、厚さ50mmの全範囲で水分の吸収による発色が認められ、水分の浸透が確認されたことから、この浸漬時間を適用することとした。

水中浸漬終了後、試験体を断熱材部に設置し、上述の試験条件にて凍結融解試験を行った。所定試験サイクル数経過後、各測定項目について測定を行った。

c) 測定方法

吸水率は、凍結融解試験期間中の試験体内の水分の増減を確認することを目的として測定する。吸水率 W_a の算出では、JSCE-K 571 6.4に規定される方法を参考に、試験開始後の吸水率を測定した。水中浸漬前の試験体質量 W_{a0} および試験開始時から所定サイクル数経過後の試験体質量 W_{ai} より、式 (21) により算出した。

$$W_a (\%) = (W_{ai} - W_{a0}) / W_{a0} \times 100 \quad (21)$$

表面含水率は、試験体の表面近傍における水分の増減を確認することを目的として測定する。表面水分率の測定は、高周波容量式表面水分計（ケツト科学研究所社製HI-520型）を用いて、表面保護工法施工面において行った。表面水分計における厚さの設定は、最大値である40mmとした。

付着強さは、保護材料における接着強さや引張強さの低下を確認することを目的として測定する。付

着強さの測定は、JSCE-K 531を参考に、試験サイクル数300サイクル後の試験体を用いて行った。測定時の最大引張荷重 T (N) より、式 (22) により算出した。また、測定後の試験体における破断の状態を記録した。

$$\text{付着強さ (N/mm}^2\text{)} = T / 1600 \quad (22)$$

細孔径分布は、試験用基板における細孔径毎の細孔容量の変化を確認することを目的として測定する。細孔径分布の測定は、水銀圧入法により行った。水銀圧入法では、水銀の表面張力 (0.483N/m)、試料との接触角 (130°)、ならびに試料に対する圧入圧から試料の細孔径を求め、細孔径毎の細孔容量を測定する¹⁸⁾。本研究では、試料は付着強さ測定後の試験用基板の任意の破断面近傍から採取し、細孔径分布は水銀圧入式ポロシメータ (マイクロメリティックス社製オートポアIV9500型) を用いて測定した。測定圧力範囲は0~228MPa (細孔径で約500~0.0055 μm) である。

なお、各測定に際しては、比較のため、表面保護工法を施さずに凍結融解試験を行った試験体 (以下、Bと略記する)、凍結融解試験期間中に継続して室温にて水中浸漬を行った試験体 (以下、Nと略記する) の測定を併せて行い、また、付着強さおよび細孔径分布の測定に際しては、継続して室温にて気中に放置した試験体 (以下、Rと略記する) の測定を併せて行った。

3) 表面保護工法の付着性の評価結果および考察

a) 凍結融解試験期間中の吸水率および表面水分率

試験サイクル数と吸水率との関係を図-83に、試験サイクル数と表面水分率との関係を図-84に示す。吸水率、表面水分率は、いずれも試験体3体の平均値である。吸水率、表面水分率ともに、顕著な変化はみられなかったが、吸水率ではAE剤配合基板を用いた試験体、JIS配合基板を用いた試験体ともに総じて緩やかな上昇傾向を示したのに対し、表面水分率では

緩やかな低下傾向を示した。一方、吸水率、表面水分率ともに、表面保護工法間には差異がみられた。以下、各表面保護工法を施した試験体をそれぞれ表-10に示す各記号にて略記する。

図-83では、JIS配合基板におけるCM-EP、CM-PAEの吸水率が高く推移した。これらの試験体では、表面被覆材により遮水効果がもたらされ、試験体の表面から水分を逸散させることができないことが考えられた。また、いずれの配合の試験用基板を用いた試験体においても、CM-EP、CM-PAEでは、凍結融解試験期間中に、接着界面近傍における表面被覆材の剥離が確認された。剥離を生じた試験体では、接着界面への水分の侵入が加速され、水分の滞留も生じ易い状況となる。このことも影響したものと推察された。一方、JIS配合基板におけるSilaneの吸水率は低く推移した。Silaneでは、シラン系表面含浸材により一定の遮水効果と撥水効果がもたらされ、試験体の表面近傍に存在する水分の低減が図られたものと考えられた。

図-84では、いずれの配合の試験用基板を用いた試験体においても、Silaneの表面水分率が低く推移した。吸水率と同様に、シラン系表面含浸材によりもたらされる一定の遮水効果と撥水効果が影響したものと考えられた。

なお、全ての種類の試験体において、JIS配合基板における吸水率は、AE剤配合基板における吸水率に比べ低く推移した。JIS配合基板は、AE剤配合基板に比べ連行空気量が少なく、水分を保持できる空隙も少ないことが考えられる。また、気中での養生期間が短く吸水状態が高く保たれていることも予想され、水中浸漬前の試験体質量に対する水分の増加量の割合を表わす吸水率は総じて低くなることが考えられる。さらに、表面保護工法施工面および試験体背面以外の4側面がシールされているため、水中浸漬

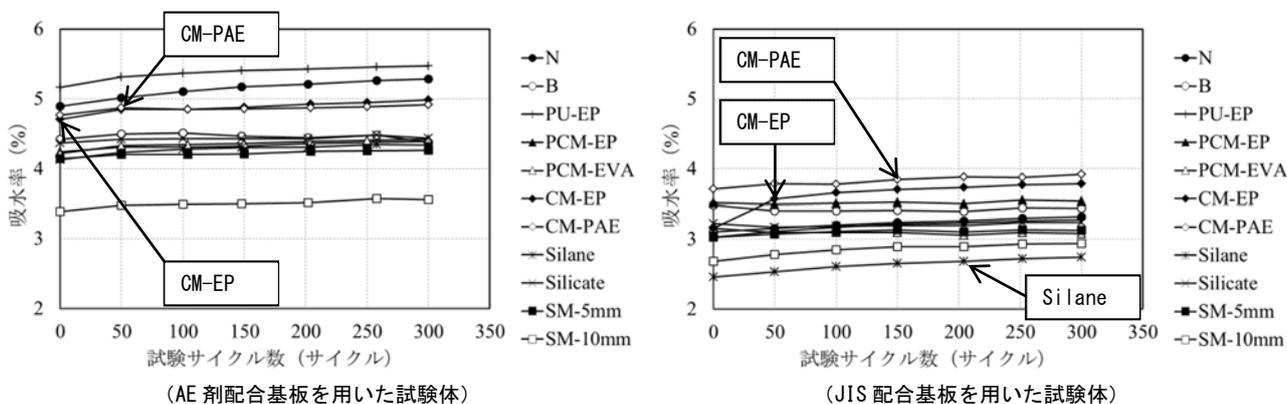


図-83 試験サイクル数と吸水率との関係

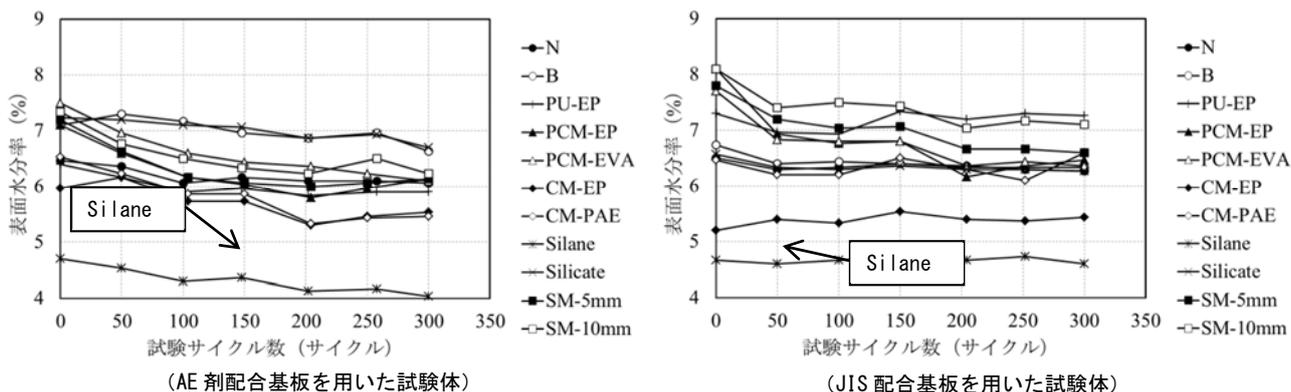


図-84 試験サイクル数と表面水分率との関係

において、AE剤配合基板を用いた試験体では全面浸漬条件となるのに対して、JIS配合基板を用いた試験体では多くの保護工法で一面浸漬条件となる。このことも、JIS配合基板における吸水率が低くなる原因であると推察された。

凍結融解は、一般に試験体内の水分が多いほど、また、温度変化を生じ易い試験体の表面近傍における水分が多いほど、作用し易いといえる。同一配合の試験用基板であれば、吸水率、表面水分率が高いほど、作用し易いと考えられる。いずれの配合の試験用基板を用いた試験体においても、NあるいはBと同等以上に吸水率または表面水分率が高く推移したPU-EP、PCM-EP、PCM-EVA、CM-EP、CM-PAE、Silicate、SM-5mm、SM-10mmでは、水分が滞留し凍結融解を作用させる可能性が高いが、吸水率および表面水分率が低く推移したSilaneでは、水分が滞留せず凍結融解を作用させない可能性が考えられる。一方で、特に養生期間が短いJIS配合基板では、水分が滞留することにより、水和反応による硬化養生が促され、付着強さなどに影響を及ぼす可能性も考えられる。

b) 凍結融解試験後の試験体における付着強さ

凍結融解試験後の試験体における付着強さの測定結果を図-85に示す。付着強さは、いずれも試験体3体の平均値である。図中の着色は測定後の試験体における主な破断の状態を示すものであり、白色は試験用基板内の破断、灰色は保護材料と試験用基板との接着界面の破断、黒色は試験用基板との接着界面近傍における保護材料内の破断を示す。また、図中のエラーバーは標準誤差を表す。AE剤配合基板を用いた試験体ではCM-EP、CM-PAEにおいて、また、JIS配合基板を用いた試験体ではCM-PAEにおいて、凍結融解試験期間中に確認された表面被覆材の剥離が施工面の全面に進展し、付着強さを測定できなかった。

いずれの配合の試験用基板を用いた試験体においても、Nの測定値はRに比べ小さくなった。これは、セメントモルタルから成る試験用基板が乾燥状態から一時的に湿潤状態になることで生じる強度低下によるものと考えられる⁵⁴⁾。さらに、Bの測定値はRやNに比べ小さくなった。これは、後述する細孔径分布の測定結果からも示される通り、凍結融解の作用の影響によるものと考えられる。

凍結融解の作用の影響によるものと考えられる付

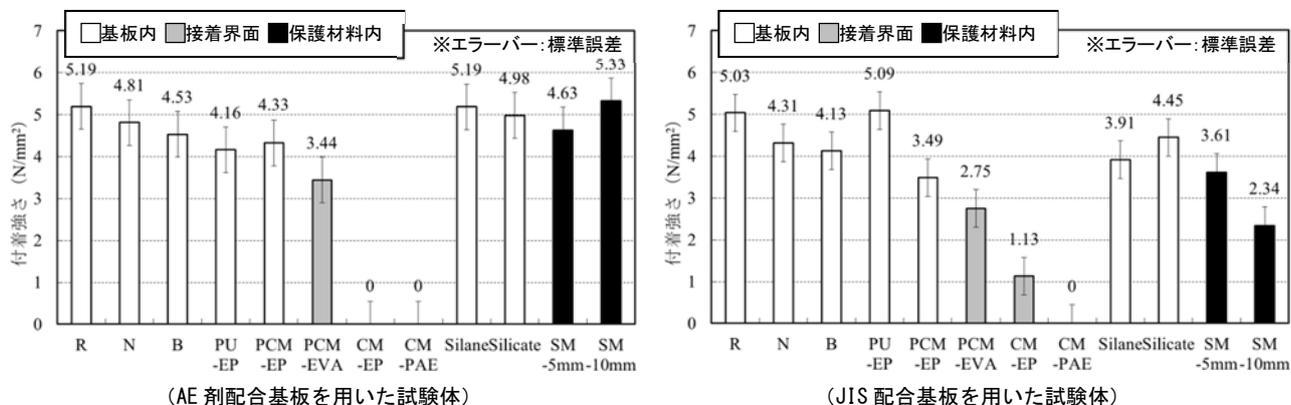


図-85 付着強さの測定結果

着強さの低下は、表面保護工法を施したいくつかの試験体においてより顕著にみられた。AE剤配合基板においてはPU-EP、PCM-EPの測定値が、JIS配合基板においてはPCM-EPの測定値がBに比べ小さくなった。これは、表面被覆材と試験用基板との接着界面近傍において、表面被覆材により試験体の表面からの水分の逸散が妨げられた影響によるものと推察された。また、いずれの配合の試験用基板を用いた試験体においても、PCM-EVA、CM-EP、CM-PAEの測定値もBに比べ小さくなったが、主な破断の状態は、凍結融解試験期間中の表面被覆材の剥離を含め、表面被覆材と試験用基板との接着界面の破断となった。これは、凍結融解の作用によるプライマーの脆弱化の影響によるものと推察された。なお、エポキシ樹脂系プライマーでは吸水劣化（加水分解）を生じた可能性が、エマルジョン系プライマーでは試験体作製時においてポリマーフィルムの形成が十分ではなく、所要の耐水性が確保されなかった可能性が考えられた¹⁴⁾。

また、AE剤配合基板においてはSilane、Silicate、SM-5mm、SM-10mmの測定値が、JIS配合基板においてはSilicateの測定値がBに比べ大きくなった。Silaneでは、シラン系表面含浸材により試験体の表面からの水分の逸散が促されたことが、また、Silicateでは、けい酸塩系表面含浸材により試験体の表面の緻密化が促され、試験用基板の引張強さが増進されたことが推察された。一方、SM-5mm、SM-10mmでは、測定後の試験体における主な破断の状態は断面修復材内の破断となり、断面修復材における凍結融解の作用が大きくなったことが推察された。SMでは、遮水効果が得られるプライマーが用いられていないため、試験体の背面側から吸収された水分は試験用基板内に留まることなく断面修復材内にも吸収されることが考えられる。このため、温度変化を生じやすい試験体の表面側にある断面修復材において凍結融解の作用が大きくなり、断面修復材内の破断に至ったものと推察された。特にSM-10mmの塗布厚は10mmと他の試験体に比べ大きく、試験用基板における凍結融解の作用が小さくなった可能性も考えられた。

一方、JIS配合基板を用いた試験体の中で、PU-EP、Silane、SM-5mm、SM-10mmでは、AE剤配合基板を用いた試験体とは異なる傾向がみられた。PU-EPの測定値はBに比べ大きくなり、Silane、SM-5mm、SM-10mmの測定値はBに比べ小さくなった。PU-EPでは、AE剤配合基板に比べ養生期間が短いJIS配合基板において、水分が滞留することにより、水和反応による硬化養生が促された可能性が考えられた。

また、Silaneでは、逆に水分が逸散することにより、水和反応による硬化養生が妨げられた可能性が考えられた。一方、SM-5mm、SM-10mmでは、試験体作製時において吸水処理（水打ち）の際に水分が過剰になった可能性が考えられたが、その原因を推定することはできなかった。

なお、本研究において得られた各測定値は総じて大きい値となり、また、図中に示した標準誤差からも明らかな通り、測定値間の差異は小さかった。今後、試験体数を増やし、測定結果の精度を高めていく必要があると考えられる。

c) 凍結融解試験後の試験用基板における細孔径分布

AE剤配合基板を用いた試験体の試験用基板における細孔径分布の測定結果を図-86に、JIS配合基板を用いた試験体の試験用基板における細孔径分布の測定結果を図-87に示す。測定結果は、PU-EP、PCM-EPおよびPCM-EVA、SilaneおよびSilicate、SM-5mmおよび10mmの4つの結果に分け、R、N、Bの結果をそれぞれ併記して示している。なお、試料は、試験用基板の種別毎、表面保護工法の種別毎に、各1試料とした。また、凍結融解試験期間中に表面被覆材の剥離が確認されたCM-EP、CM-PAEでは、細孔径分布の測定は行っていない。

セメントモルタルから成る試験用基板の細孔径分布は、主に2つの要因に影響を受ける。1つは水和反応の進行による細孔構造の細密化、もう1つは凍結融解の作用による細孔構造の粗大化である。セメントモルタルでは、水和反応の進行とともにセメント水和物により大きな空隙が分断され、径の大きな空隙が減少し径の小さな空隙が増加する¹⁸⁾。そのため、湿潤環境に置かれたセメントモルタルでは乾燥環境に置かれたセメントモルタルに比べピーク径が小さくなる。一方、セメントモルタルでは凍結融解の作用によりセメント水和物において微視的な破壊が累積し、径の大きな空隙が増加する。岡本・魚本が行ったモルタル試験体を用いた凍結融解試験の結果からは、凍結融解の作用を受けることで特に約0.1~1.0 μm 付近の細孔容量が増加する傾向が確認されている²³⁾。

図-86および図-87では、試験用基板の種別によらず、Nのピーク径がRのピーク径に比べ小さくなった。また、Bでは、Nに比べ約0.08~0.8 μm 付近の細孔容量が増加した。これにより、Nでは水和反応の進行による細孔構造の細密化が、Bでは凍結融解の作用による細孔構造の粗大化が確認されたものと考えられる。なお、AE剤配合基板におけるピークの変化は、JIS配合基板におけるピークの変化に比べ総じて小さかった。これは、両配合における凍結融解抵抗性の差

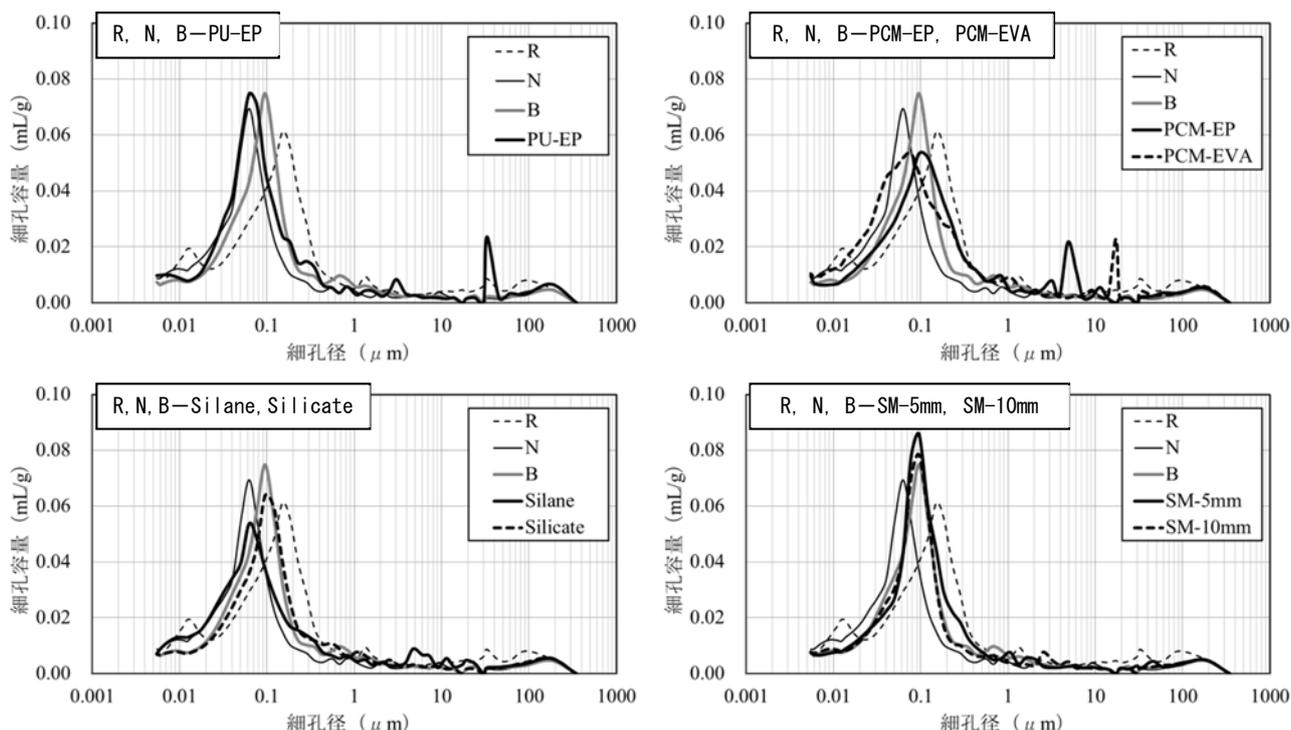


図-86 細孔径分布の測定結果 (AE 剤配合基板を用いた試験体)

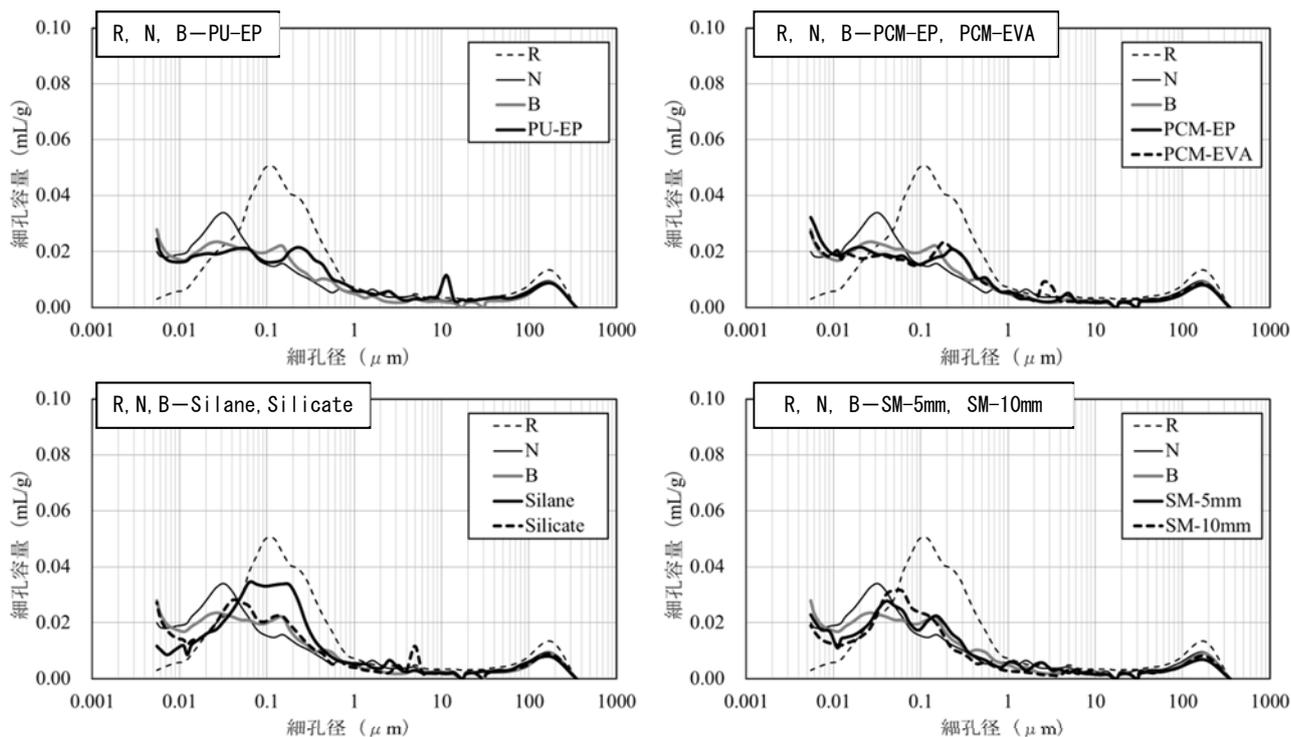


図-87 細孔径分布の測定結果 (JIS 配合基板を用いた試験体)

異が影響したものと考えられた。

PU-EP、PCM-EP、PCM-EVAでは、AE剤配合基板において、Nに比べピーク径はやや大きくなり、Bに比べ約0.15～0.5 μm付近の細孔容量が増加した。

また、JIS配合基板において、Bに比べ約0.01～0.15 μm付近の細孔容量が減少し、約0.15～0.6 μm付近の細孔容量が増加した。これらの試験体では、試験体の表面から水分を逸散させることができず、水和

反応の進行と同時に凍結融解の作用が促されたことが推察された。

一方、Silaneでは、AE剤配合基板においてはNに近い形状のピークが、また、JIS配合基板においてはRに近い形状のピークが得られた。AE剤配合基板においては、試験体の表面近傍に存在する水分の低減が図られ、凍結融解の作用が抑制されたことが推察された。JIS配合基板においては、水中浸漬時間および凍結融解試験期間中の試験用基板において、水和反応の進行が妨げられたことが推察された。

また、Silicate、SM-5mm、SM-10mmでは、AE剤配合基板において、Bに近い形状のピークが得られた。さらに、SilicateではBに比べ約0.15~0.6 μ m付近の細孔容量が、SM-5mmではBに比べ約0.15~0.5 μ m付近の細孔容量が増加した。一方、JIS配合基板において、Nに比べピーク径はやや大きくなり、約0.08~0.8 μ m付近の細孔容量が増加した。これらの試験体では、それぞれ保護材料により一定の遮水効果もたらされ、水和反応の進行と同時に凍結融解の作用が促されたことが推察された。

4) 表面保護工法に凍結融解が作用した際の付着性

本研究において得られた各測定結果から、表面保護工法に凍結融解が作用した際の付着性の低下のメカニズム（図-88参照）を以下の通り推察した。

表面保護工法を施していない試験体Bでは、試験用基板の背面側から吸収された水分は、毛管浸透による吸水現象、あるいは凍結融解の繰返しによるマイクロアイスレンズポンプ現象⁶¹⁾により、試験用基板内を背面側から表面側へと移動し、試験体の表面において逸散する。吸水率や表面水分率は、吸収された水分が多い場合には上昇し、逸散する水分が多い場合には低下する。この際、表面側において温冷の繰返し（凍結融解に至る範囲での温冷の繰返し）が作用することにより、凍結深の及ぶ範囲において凍結融解が作用する。これにより表面近傍の引張強さ、即ち付着性は低下する。

表面被覆材により遮水効果もたらされる表面被覆工法を施したPU-EP、PCM-EP、PCM-EVAでは、プライマーが用いられており、背面側から表面側へと移動した水分の多くは、試験体の表面から逸散することなく、表面被覆材と試験用基板との接着界面近傍に滞留する。吸水率あるいは表面水分率は高くなり、水和反応の進行と凍結融解の作用が促される。水和反応の影響が大きくなれば試験用基板の硬化養生が促され付着性は上昇し、凍結融解の影響が大きくなれば脆弱化が促され付着性は低下する。また、プライマーにおいて凍結融解の影響が大きくなれば、プライマーの脆弱化が促される。これによりプライ

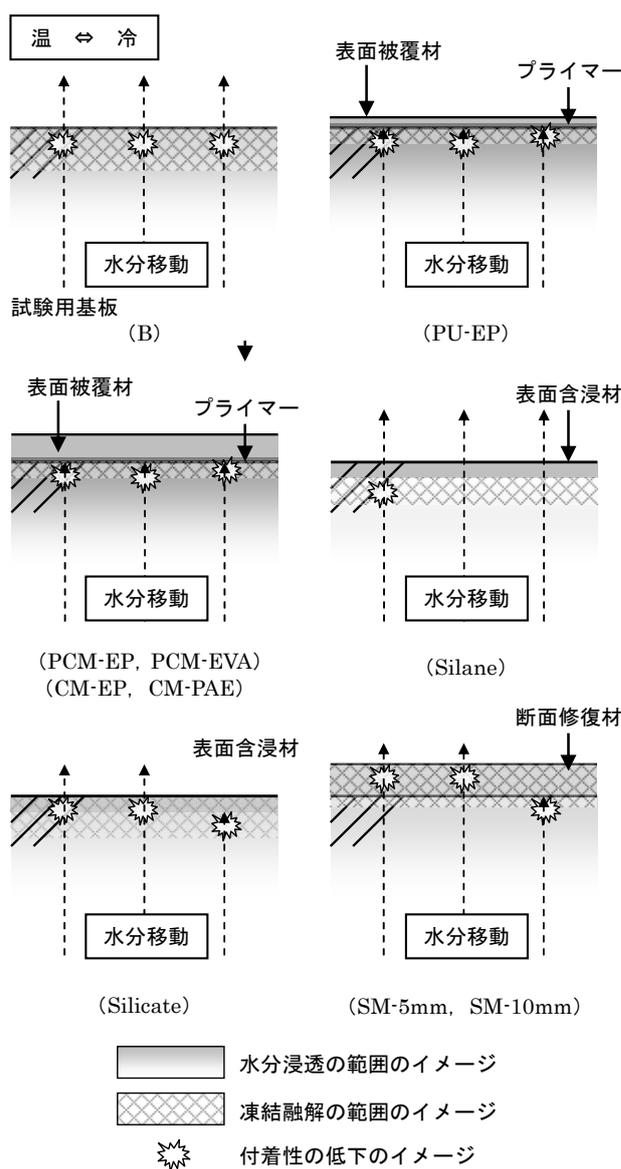


図-88 表面保護工法の付着性の低下のメカニズム

マーの接着強さ、引張強さは低下する。この点については、CM-EP、CM-PAEにおいても同様のことがいえる。CM-EP、CM-PAEでは、接着界面に侵入した水分が凍結融解を繰り返す、氷による膨張圧や水分の移動圧が生じた結果、著しい低下に至った可能性がある。

シラン系表面含浸材により一定の遮水効果と撥水効果もたらされる表面含浸工法を施したSilaneでは、背面側から表面側へと移動した水分の多くは、試験体の表面において逸散が促され、表面近傍において低減される。吸水率、表面水分率は低くなり、水和反応の進行と凍結融解の作用が妨げられる。養生期間が短い試験用基板では硬化養生が妨げられ付着性は低下するが、養生期間が長い試験用基板では

脆弱化が妨げられ付着性は低下し難くなる。

セメント系断面修復材により一定の遮水効果をもたらされる断面修復工法を施したSM-5mm、SM-10mmでは、プライマーが用いられていないため、背面側から表面側へと移動した水分は、そのまま断面修復材内へと移動する水分と、断面修復材と試験用基板との接着界面近傍に滞留する水分に分かれる。断面修復材内へと移動した水分は凍結融解を作用させ断面修復材の脆弱化を促し、接着界面近傍に滞留した水分は試験用基板の脆弱化を促す。この際、温度変化を生じ易い試験体の表面側にある断面修復材の脆弱化がより促される。これにより付着性は脆弱化した断面修復材の引張強さに依存することとなる。一定の遮水効果が得られる保護材料を用いる点については、けい酸塩系表面含浸材を用いる表面含浸工法を施したSilicateにおいても同様のことがいえる。Silicateでは、付着性は脆弱化した試験用基板の引張強さに依存し、これに表面の緻密化による引張強さの増進の影響が加わる。

表面保護工法の多くは、施設の供用後、一般に数十年という期間が経過した後に、補修工法として適用される。従って、現地水路では、表面保護工法施工後にコンクリートの硬化養生が促される可能性は極めて低いと考えられる。本研究において行った表面保護工法の付着性の評価では、養生期間が比較的長いAE剤配合基板を用いた試験体における各測定結果から、特に、有機系および無機系の表面被覆工法において凍結融解の作用に起因する付着性の低下が確認されること、また、保護材料の特性の違いによりその低下の程度が異なることが分かった。さらに、シラン系およびけい酸塩系の表面含浸工法、ならびに断面修復工法において、凍結融解の作用に起因する付着性の低下を抑制できる可能性があることが分かった。

5) 表面保護工法を適用する際の留意点

a) 表面保護工法を適用する際の留意点

表面被覆材により遮水効果をもたらされる表面被覆工法は、新たな水分の侵入を抑止・抑制するが、同時にコンクリートの内部に存在する水分の逸散を妨げる。この場合、凍結融解の作用が促される可能性がある。表面被覆工法の適用に際しては、施工後に水路背面などから侵入する恐れのある水分はウィープホールなどにより排出させ、また、施工前にコンクリートに含まれている水分は十分に乾燥させる必要がある。これらの対策を講じることができない場合は、表面被覆工法の適用を見送ることも考えなければならない。凍結融解の作用が促され、接着界面近傍において表面被覆材に膨れや浮き・剥離が生

じた場合は、接着界面への水分の侵入が加速され、また、水分の滞留も生じ易い状況となる。一方、シラン系表面含浸材により一定の遮水効果と撥水効果をもたらされる表面含浸工法は、コンクリートの内部に存在する水分の逸散を促し、凍結融解の作用を抑制する。ただし、養生期間が短いコンクリートでは硬化養生が妨げられ、付着性を低下させる可能性もある。このため、一定の養生期間が経過した後に施すことが重要である。

b) 表面保護工法の付着性を評価する際の留意点

本研究において行った付着強さの測定では、測定値は総じて大きい値が得られたが、湿潤状態による差異、凍結融解の影響による差異、表面保護工法による差異が確認された。表面保護工法の付着耐久性の評価を行うためには、測定値を品質規格値と比較することもさることながら、その低下の傾向を追跡することも重要である。特に、凍結融解試験のような促進劣化試験を行い、試験後の測定値により評価を行う場合は、基準となる試験体を設け、その測定値に対する低下の割合を確認する必要がある。主な破断の状態が試験用基板の破断であっても、低下の割合が大きければ、付着性は低下していると判断できる。

また、本研究において得られた各測定結果からは、試験用基板の品質の影響が確認された。上述のように、表面保護工法の多くは、施設の供用後に数十年が経過した後に、補修工法として適用される。そのため、養生期間が短い試験用基板において生じる、硬化養生が促されることによる影響は、極力排除すべきものと考えられる。本研究において用いた試験用基板では、養生期間が比較的長いAE剤配合基板を用いた方が、より妥当な評価を行うことができるものと考えられる。

3.3 補修後の劣化予測手法の検討

3.3.1 表面被覆材の凍害劣化予測手法の検討⁶²⁾

積雪寒冷地におけるコンクリート開水路では、近年、凍害などにより低下した性能の回復・向上を目的とした種々の無機系表面被覆材を用いた補修が行われている。開水路の補修では、補修の効果が期待される期間において、補修により得られた各性能が発揮され続けることが重要であるが、その検証方法は十分に確立されていないのが現状である。本研究では、積雪寒冷地において適用された表面被覆材の耐凍害性が持続的に発揮されているか否かを確認することを目的とした、表面被覆材の凍害劣化予測手法の検討を行った。ここでは、凍害劣化外力を定量化することにより得られる無機系表面被覆材の耐用年数の試算結果について報告する。

(1) 凍害劣化予測の方法

農林水産省が発刊する「農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)」⁶³⁾では、無機系材料の耐凍害性の照査は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)により行い、その品質規格値は凍結融解300サイクルでの相対動弾性係数85%以上とされている。本研究では、先ず、配合の異なる4種類の試製表面被覆材(セメントモルタル)および5種類の市販表面被覆材(ポリマーセメントモルタル、セメントモルタル)の水中凍結融解試験を行い、次に、気候因子を考慮したコンクリートの凍害劣化予測手法である「ASTM相当サイクル数」⁶⁴⁾を用いて各表面被覆材の地点毎の耐用年数を試算した。

ASTM相当サイクル数は、ある地域の気象条件下でコンクリートが1年間に受ける凍結融解作用を、ASTM C-666 A法(JIS A 1148 A法の基礎である試験方法)の標準条件の凍結最低温度である-18℃を基準としたASTM相当サイクル数として表す式(23)により算出し、耐用年数を推定する手法である。

$$C_{yASTM-SP} = C \times F \times R_{sp} = C \times F \times s \times p \times Ra_{90} \quad (23)$$

ここで、 $C_{yASTM-SP}$ はASTM相当サイクル数(回/年)、 C は養生条件に関する係数、 F は凍結融解条件に関する係数、 R_{sp} は $\Sigma(ts/18)\beta$ (ts :凍結最低温度(℃)、 β :定数)、 s は日射条件に関する係数、 p は劣化過程係数、 Ra_{90} は気温によるASTM相当サイクル数である。諸係数を表-11に示す⁶⁴⁾。

(2) 凍害劣化予測の結果および考察

予測対象とした表面被覆材の種別を表-12に、凍結融解試験結果を図-89に、耐用年数の試算結果を表-13に示す。なお、地域係数 T 、 Ra_{90} 、耐用年数 X (年)は表中の各式により算出しており、 T の算出に際しては最新の気象データ(1981~2010年)⁶⁵⁾を用いている。試製表面被覆材の結果からは、AE剤を用いず、また、 W/C が大きくなるほど、耐用年数は短くなることが確認された。

相対動弾性係数85%に達するまでの年数を耐用年数とした場合の試算結果を表-14に示す。市販表面被覆材では、最小値11年、最大値750年という結果が得られたが、凍結融解300サイクルでの相対動弾性係数85%以上の品質規格値を満足する表面被覆材では、地点に関わらず、上述の「農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)」で耐用期間とされている20年を上回った。

(3) 課題

ここでは、コンクリート開水路補修における無機系表面被覆材の耐用年数の試算結果を示した。今後

表-11 ASTM相当サイクル数算定式の諸係数⁶⁴⁾

ASTM相当サイクル数算定式 $C_{yASTM-SP} = C \times F \times s \times p \times Ra_{90}$		凍害劣化の過程	
		劣化の兆候 (※1)	明確な劣化 (※2)
劣化過程係数 p		1.00	1.64
部 材 係 数	日射条件 s	北面	1.00
		水平・南面	1.45
	養生・乾燥 条件 C	水中	1.00
		気中	0.66
		20℃ 乾燥	0.26
		30℃ 乾燥	0.14
	凍結融解 条件 F	水中凍結水中融解	1.00
気中凍結水中融解		0.21	

※1: 100% ≥ Ed > 90% ※2: 90% ≥ Ed > 60%

表-12 表面被覆材の種別

記号	表面被覆材の種別
試製表面被覆材	
n-AEM45	(配合) $W/C=45\%$, $S/C=2.3$, AE剤無し
n-AEM55	(配合) $W/C=55\%$, $S/C=3.0$, AE剤無し
n-AEM65	(配合) $W/C=65\%$, $S/C=3.7$, AE剤無し
AEM50	(配合) $W/C=50\%$, $S/C=3.0$, AE剤有り
市販表面被覆材	
ISCM①	A社製ポリマーセメント系表面被覆材
ISCM②	B社製セメント系表面被覆材
ISCM③	C社製ポリマーセメント系表面被覆材
ISCM④	D社製ポリマーセメント系表面被覆材
ISCM⑤	E社製ポリマーセメント系表面被覆材

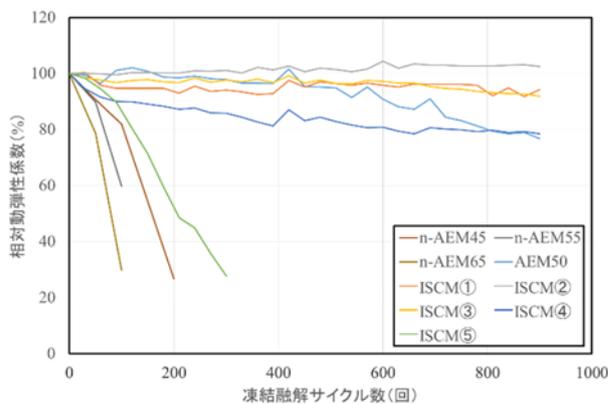


図-89 凍結融解試験結果

は、現地水路に適用された表面被覆材のモニタリングを行い、得られた結果との比較により試算結果の妥当性を検証するとともに、付着強度を指標とした凍害劣化予測手法の検討を行うことが重要であると考えられる。

表-13 耐用年数の試算結果

地点名 (地方名)	羽幌 (留萌)	旭川 (上川)	共和 (後志)	駒場 (十勝)	三石 (日高)	今金 (檜山)		
ASTM相当サイクル数算出結果								
気象 データ※1	日最低気温の年間極値 $t_{a \min}$ (°C)	-10	-13.5	-7.6	-17.5	-13	-8.4	
	凍結融解総日数 D_w (日)	128	150	124	159	160	136	
	凍結持続日数 D_f (日)	58	82	42	72	16	34	
地域係数 T $T = -t_{a \min} (1 - D_f / D_w)$	5.5	6.1	5.0	9.6	11.7	6.3		
ASTM相当 サイクル数	気温によるサイクル数 R_{a90} (回/年) R_{a90} (回/年) = $4.2T - 5.4$	17.57	20.30	15.71	34.82	43.74	21.06	
	ASTM相当サイクル数 $C_{Y_{ASTM-S90}}$ (回/年)	3.53	4.08	3.16	7.00	8.79	4.23	
	ASTM相当サイクル数 $C_{Y_{ASTM-S60}}$ (回/年)	13.55	15.66	12.11	26.85	33.73	16.24	
耐用年数試算結果(1) 耐用年数 X (年): 劣化が明確に現れる(相対動弾性係数60%)までの年数								
無機系 表面被覆材	相対動弾性係数 90%に達する サイクル数 N_{90} (回)	相対動弾性係数 60%に達する サイクル数 N_{60} (回)	耐用年数 X (年) 相対動弾性係数90%に達する年数 X_{90} (年) = $N_{90} / C_{Y_{ASTM-S90}}$ 相対動弾性係数90%から60%となるまでの年数 X_{60} (年) = $(N_{60} - N_{90}) / C_{Y_{ASTM-S60}}$ 耐用年数 X (年) = $X_{90} + X_{60}$					
	n-AEM45	55	140	22	19	24	11	9
n-AEM55	48	98	17	15	19	9	7	14
n-AEM65	23	70	10	9	11	5	4	8
AEM50	613	—	174※2	150※2	194※2	88※2	70※2	145※2
ISCM①	—	—	—	—	—	—	—	—
ISCM②	—	—	—	—	—	—	—	—
ISCM③	—	—	—	—	—	—	—	—
ISCM④	90	—	25※2	22※2	29※2	13※2	10※2	21※2
ISCM⑤	88	179	32	27	35	16	13	26

備考) ※1: 日別平滑年値 による ※2: 劣化の兆候が現れる(相対動弾性係数90%)までの年数 —: 劣化の兆候が現れない

表-14 耐用年数(相対動弾性係数85%)の試算結果

地点名 (地方名)	羽幌 (留萌)	旭川 (上川)	共和 (後志)	駒場 (十勝)	三石 (日高)	今金 (檜山)
耐用年数試算結果(2) 耐用年数 X_{85} (年): 相対動弾性係数85%に達するまでの年数						
無機系 表面被覆材	耐用年数 X_{85} (年) 1) 相対動弾性係数60%に達する場合: X_{85} (年) = $X_{90} + 0.5X_{60}$ 2) 相対動弾性係数85%に達するが60%に達しない場合: X_{85} (年) = 相対動弾性係数85%に達するサイクル数 / $C_{Y_{ASTM-S90}}$ 3) 相対動弾性係数85%に達しない場合: X_{85} (年) = $(900 \times 15 / \text{凍結融解900サイクルの相対動弾性係数低下量}) / C_{Y_{ASTM-S90}}$					
	n-AEM45	19	16	21	9	8
n-AEM55	15	13	17	8	6	13
n-AEM65	8	7	9	4	3	7
AEM50	203	176	227	103	82	170
ISCM①	671	580	750	338	269	560
ISCM②	—	—	—	—	—	—
ISCM③	478	414	535	241	192	399
ISCM④	92	80	103	46	37	77
ISCM⑤	28	24	32	14	11	24

備考) —: 劣化の兆候が現れない

3.4 寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発

3.4.1 機械インピーダンス法による表面被覆材浮き・剥離の検出手法に関する検討^{66), 67)}

(1) 表面被覆材における Z_f および Z_R を指標とした浮き・剥離の検出手法に関する検討

1) はじめに

補修後のコンクリート開水路のモニタリング技術には、対象となる施設が長大な延長を有すること、寒冷地における調査期間が落水後から積雪前までに

限られること、さらには復興需要をはじめとする建設投資の増加により人材不足が深刻化していることなどから、効率性に優れることが求められる。

従来のモニタリング技術には、打音法や赤外線サーモグラフィ法⁶⁸⁾などがある。打音法とは、対象物を検査用のハンマで打診することにより、正常な箇所との音の違いから浮き・剥離の発生している箇所を検出する方法である。また、赤外線サーモグラフィ法は、日射や気温変化に起因して発生する表面温度が正常な箇所と異なることを利用して浮き・

剥離のある箇所を検出する手法である。しかしながら、打音法は、測定者の感覚に左右され客観性の確保が難しい。一方、赤外線サーモグラフィ法は、寒冷地では長大な延長を限られた時間で調査しなければならない効率性の観点から適用が難しいことがあげられる。

そこで、客観性および効率性の確保が期待できる機械インピーダンス法²⁷⁾を用いて、補修後のコンクリート開水路に発生する浮き・剥離の検出が可能か検討を行った。久保らの研究²⁷⁾では、コンクリート開水路の内部において凍害により部材面に平行な層状ひび割れが発生することで剛性が低下し、それにより機械インピーダンスが低下することが示されている。よって、補修後のコンクリート開水路に機械インピーダンス法を適用した場合、浮き・剥離は層状ひび割れと類似すると考えられ、それにより剛性が低下し機械インピーダンスが変化することで、機械インピーダンスを指標とした浮き・剥離の検出が期待できる。なお、補修後のモニタリングにおいて打撃対象となる表面被覆材にはポリマーが混入されたもの、繊維が混入されたものなど様々なものがあり、材料により圧縮強さや静弾性係数などの物性値が異なる。そのため、次に示す Z_A あるいは Z_R を指標とした浮き・剥離の検出方法の適用性を検討した。ここでは、浮き・剥離を模擬した供試体による打撃実験を行うとともに、供用されているコンクリート開水路で調査を行った結果を報告する。

2) 機械インピーダンスの算出

機械インピーダンス法の概要については、2.3.2 (3) 1) のとおりである。 Z_A はハンマが打撃対象物表面に変形を与える過程における機械インピーダンスであり、 Z_R は打撃対象物内に蓄積された弾性変形エネルギーがハンマの運動エネルギーに変換される過程における機械インピーダンスを表している。 Z_A の算出は、平面状弾性体と球面を持つ弾性体の衝突の場合、打撃により発生する最大打撃力は衝突速度の 1.2 乗に比例するヘルツの衝突理論²⁹⁾を適用できると仮定し、ハンマの質量 M と加速度の最大値 A_{max} の積をハンマの初速度 V_A の 1.2 乗で除し式 (24) とした。 Z_R の算出は、2.3.2 (3) 1) a) のとおりであるが、再度式 (25) に示す。

$$Z_A = \frac{MA_{max}}{V_A^{1.2}} \quad (24)$$

$$Z_R = \frac{MA_{max}}{V_R^{1.2}} \quad (25)$$

今回用いたコンクリートテスターでは、加速度を電圧値のまま用いるため Z_A 、 Z_R の計算値は相対値であり以下では単位表示はしない。

3) 浮き・剥離を模擬した供試体による打撃実験

a) 供試体の作製

作製した供試体の概要を図-90 に示す。また、無機系被覆工法の仕様を表-15 に示す。表-15 に示す N、J、D は工法の名称を表しており、n、j、d は表面被覆材の名称を表している。浮き・剥離のある供試体の作製は、表面被覆材を 3 種類 (n、j、d)、打設厚を 3 種類 (5mm、10mm、20mm)、浮き・剥離の寸法を 2 種類 (50×50mm、100×100mm)、浮き・剥離の模擬方法を変えた 2 種類 (浮き・剥離 1、浮き・剥離 2) とし計 36 種類とした。浮き・剥離の模擬は、浮き・剥離 1 は厚さ 0.215mm のテープとその上に厚さ 1mm の発泡ポリエチレンシートを設置とした。浮き・剥離 2 は、厚さ 0.215mm のテープのみの設置とした。浮き・剥離 1 および浮き・剥離 2 は、その上から表面被覆材を打設した。浮き・剥離のない供試体の作製は、浮き・剥離のある供試体と同様に表面被覆材の種類を 3 種類 (n、j、d)、打設厚を 3 種類 (5mm、10mm、20mm) とし計 9 種類とした。表面被覆材を打設する基板には、プレキャスト無筋コンクリート製品を用いた。

b) 打撃実験の概要

実験では、各表面被覆材の打設後 28 日目の供試体をコンクリートテスター (日東建設株式会社製 CTS-02V4 型) で打撃した。打撃は、打撃力に差が生じないように留意し、打撃面と垂直になるように

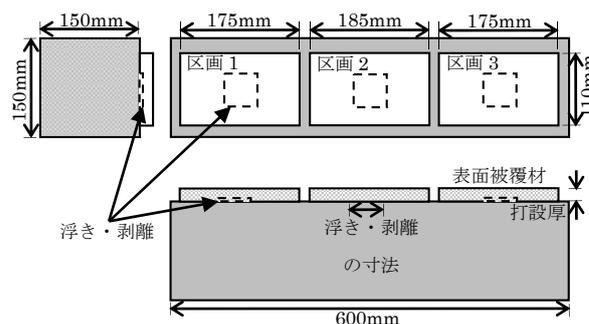


図-90 供試体概要

表-15 無機系被覆工法の仕様

工法名称	使用した材料及作業工程	塗布量 (打設厚)
N	1)アクリル樹脂エマルジョン系プライマー 2)セメントモルタル (n)	150g/m ² (5, 10, 20mm)
J	1)ポリマーセメントモルタル (j) 2)アクリル樹脂エマルジョン系仕上剤	(5, 10, 20mm) 150g/m ²
D	1)エポキシ樹脂系プライマー 2)ポリマーセメントモルタル (d) 3)アクリル樹脂エマルジョン系仕上剤	250g/m ² (5, 10, 20mm) 100g/m ²

実施した。打撃位置は、各供試体の各区画における浮き・剥離の中央とした。また、打撃回数は、結果のばらつきを考慮し各供試体の各区画につき 10 回とした。

c) 実験結果と考察

浮き・剥離のない供試体に対する浮き・剥離 1 および 2 の Z_A および Z_R の低下割合を表-16 から表-19 に示す。

表-16 および表-17 に示すとおり浮き・剥離 1 の Z_A および Z_R は、浮き・剥離のない供試体に対して値が低下している。これは、複合材料としての剛性の低下に伴い、剛性を反映する Z_A および Z_R が低下したものと考えられる。次に、表-18 および表-19 に示すとおり浮き・剥離 2 は、浮き・剥離のない供試体に対する Z_A および Z_R の低下が小さく、浮き・剥離の有無の判定が困難であると考えられた。これは、浮き・剥離 2 の存在による複合材料としての剛性の低下が小さいと考えられ、剛性を反映する Z_A および Z_R の低下が小さかったと考えられる。これらの結果から、浮き・剥離 1 は、 Z_A および Z_R を指標とし、浮き・剥離のない箇所と相対的に評価することで検出できる可能性が示唆される。しかし、検出できる浮き・剥離の寸法は、表-16 および表-17 から表面被覆材の打設厚により異なることが考えられる。

4) 供用されているコンクリート開水路での調査

a) 調査対象施設の概要

調査対象施設の状況を図-91 および調査対象施設と補修工法の概要を表-20 に示す。両施設は、北海道に位置する K 幹線用水路および I 幹線用水路である。側壁高は、K 幹線用水路が 2.0m、I 幹線用水路が側壁高 1.4m である。1 バレル当たりの延長は、両水路ともに 10m である。構造形式は、両水路ともに鉄筋コンクリート現場打ちフリューム水路である。K 幹線用水路は、平成 18 年に無機系表面被覆材 n で補修されており、平成 26 年調査時現在で 8 年が経過している。I 幹線用水路は、平成 24 年に無機系表面被覆材 t で補修されており、平成 26 年調査時現在で 2 年が経過している。

b) 調査方法の概要

調査は、機械インピーダンス法を用いて、側壁で実施した。機械インピーダンス法を適用する前に、側壁に縦横 20cm 間隔のメッシュをマーキングし、その交点を打音法のハンマーで打撃し、浮き・剥離の有無を判断した。機械インピーダンス法による調査は、コンクリートテスターを用いて、打撃力に差が生じないように留意し、打撃面と垂直になるように行った。打撃回数は、結果のばらつきを考慮し 1

表-16 浮き・剥離のない供試体に対する浮き・剥離 1 の Z_A の低下割合

工法名称	寸法	打設厚		
		20mm	10mm	5mm
N	5cm	90%	62%	46%
	10cm	—	47%	50%
J	5cm	96%	50%	46%
	10cm	68%	39%	42%
D	5cm	106%	80%	56%
	10cm	60%	75%	60%

表-17 浮き・剥離のない供試体に対する浮き・剥離 1 の Z_R の低下割合

工法名称	寸法	打設厚		
		20mm	10mm	5mm
N	5cm	90%	67%	95%
	10cm	—	46%	91%
J	5cm	92%	54%	84%
	10cm	43%	37%	72%
D	5cm	97%	87%	87%
	10cm	50%	79%	90%

表-18 浮き・剥離のない供試体に対する浮き・剥離 2 の Z_A の低下割合

工法名称	寸法	打設厚		
		20mm	10mm	5mm
N	5cm	96%	103%	87%
	10cm	94%	103%	85%
J	5cm	99%	90%	93%
	10cm	101%	92%	91%
D	5cm	101%	98%	94%
	10cm	84%	92%	107%

表-19 浮き・剥離のない供試体に対する浮き・剥離 2 の Z_R の低下割合

工法名称	寸法	打設厚		
		20mm	10mm	5mm
N	5cm	96%	96%	91%
	10cm	96%	94%	93%
J	5cm	105%	86%	89%
	10cm	101%	84%	82%
D	5cm	95%	94%	94%
	10cm	90%	91%	96%



(a) K 幹線用水路 (b) I 幹線用水路

図-91 調査対象施設の状況

表-20 調査対象施設と補修工法の概要

水路名称	K幹線用水路	I幹線用水路
構造形式	RC現場打ちフリューム水路	RC現場打ちフリューム水路
表面被覆材	表面被覆材n	表面被覆材t
工法区分	無機系被覆工法	無機系被覆工法
施工年度	平成18年度	平成24年度
補修後供用年数	8年	2年
補修設計厚	5~10mm	5~10mm
表面被覆材の種類	セメントモルタル系	ポリマーセメントモルタル系

交点につき 10 回とした。

c) 調査結果と考察

図-92 に打音法により判断された K 幹線用水路および I 幹線用水路の側壁における浮き・剥離発生位置を示す。図中の橙色は、浮き・剥離が確認された箇所を示している。打音法のハンマーを用いた調査の結果、浮き・剥離は両水路のバレルの端部に発生していた。図-93 に Z_A および Z_R の平面分布を示す。図中の数値は、メッシュ交点の Z_A および Z_R を示している。図中の赤色は、濃色ほど Z_A および Z_R が低下していることを表している。なお、図中の黒枠は、図-92 で示した浮き・剥離と判断された箇所である。

Z_A は、浮き・剥離の箇所以外も低下していた。それゆえ Z_A では、浮き・剥離の検出が難しかった。一方、 Z_R の低下している箇所は、浮き・剥離のある箇所と概ね一致しており、この値で検出できることが示唆された。 Z_R は、脆弱層を押し潰した後に表面被覆材と母材に押し戻される過程を対象としているために表面劣化の影響を受けにくい。そのため、浮き・剥離の存在が Z_R の低下の支配的要因になったものと考えられる。

(2) 表面被覆材における推定強度を指標とした付着性評価手法の検討⁶⁹⁾

1) はじめに

平成 27 年 11 月に改訂された「農業水利施設の長寿命化のための手引き」⁷⁰⁾ (以下、手引き) の中で、長寿命化の対策後 5 年間はモニタリング調査を実施することを標準とすると位置付けられた。手引きの中でモニタリング調査は、目視と打音調査を基本調査として、必要に応じて付着強度試験などの定量的な調査を実施するとされている。付着性は、表面被覆工法の重要な性能のひとつであるものの、その評価手法である付着強度試験は破壊を伴うため多用することは難しい。現在、筆者らは、非破壊調査であり、効率性および客観性の確保が期待できる機械インピーダンス法を用いたモニタリング手法の開発に取り組んでいる^{66),67)}。積雪寒冷地で補修された開水路では、コンクリート内部や表面被覆材の付着界面近傍に存在する水分により凍結融解が発生する。凍結融解は、コンクリート内部では微細ひび割れを発生させ、付着界面近傍では直接的に付着強度を低下させる。コンクリート内部で発生した微細ひび割れは、水分の凍結による膨張圧などにより累積し、コンクリートの引張強度を低下させ、表面被覆材の付着強度を低下させる。付着強度の低下は、終局的には浮き・剥離になると考えられる。 Z_R は、表面劣化の影響を受けにくく表面被覆材とコンクリートとの間に発生する浮き・剥離の影響を受ける^{66),67)}ので、

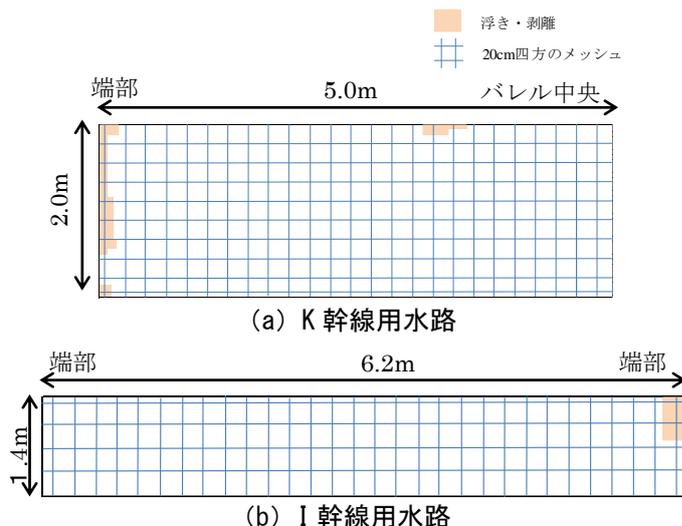


図-92 側壁における浮き・剥離位置 (打音法)

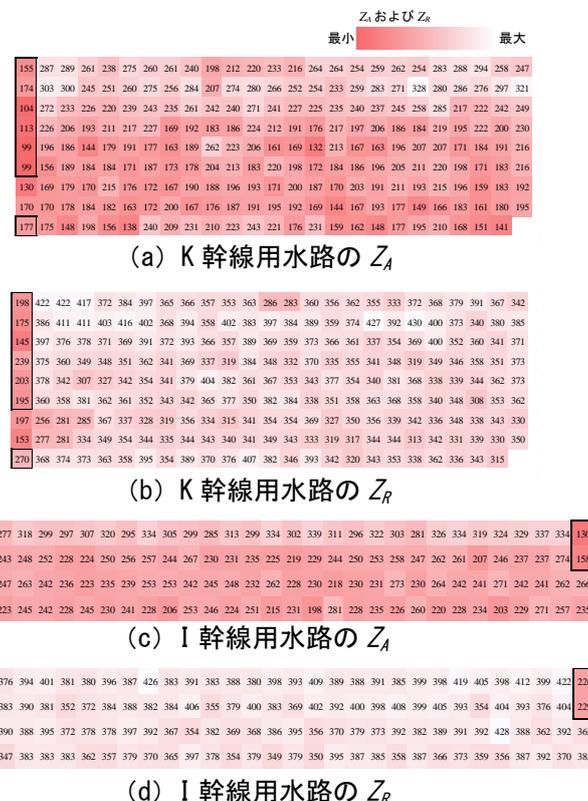


図-93 Z_A および Z_R の平面分布 (機械インピーダンス法)

Z_R から算出される推定強度を指標とすることで、付着性の低下を把握できる可能性が考えられる。なお、機械インピーダンス法は、一般的にコンクリートの圧縮強さを推定する目的で使用されることから、試験機には推定強度が表示される。そのため、推定強度を指標とすることにより打撃の直後に付着性を評価することが可能となると考えられる。

ここでは、無機系被覆工法で補修されたコンクリ

ート開水路において、推定強度を指標とした無機系表面被覆材とコンクリートの付着性評価手法について検討した結果を報告する。

2) 調査対象施設と検討方法の概要

調査対象施設の状況を図-94 に、調査対象施設と補修工法の概要を表-21 に示す。本施設は、北海道に位置する開水路である。本検討では、打音法のハンマーにより浮き・剥離有りと判断された箇所と浮き・剥離無しと判断された箇所のそれぞれで機械インピーダンス法による打撃試験と垂直単軸引張試験機による付着強度試験を行い、推定強度と付着強度の関係を調べた。なお、機械インピーダンス法による試験はコンクリートテスター（日東建設社製 CTS-02V4 型）を用い、付着強度試験は単軸垂直引張試験機（サンコーテクノ社製 テクノテスター RT-1000LD II）を用いた。機械インピーダンス法による試験と付着強度試験は、ほぼ同位置で行った。



図-94 調査対象施設の状況

表-21 調査対象施設と補修工法の概要

水路名称	K幹線用水路
構造形式	RC現場打ちフリウム水路
表面被覆材	表面被覆材n
工法区分	無機系被覆工法
施工年度	平成18年度
補修後供用年数	9年
補修設計厚	5~10mm
表面被覆材の種類	セメントモルタル系

3) 結果および考察

推定強度と付着強度の関係を図-95 に示す。図-95の横軸はコンクリートテスターにより得られた推定強度であり、縦軸は単軸垂直引張試験機により得られた最大引張荷重を上部引張用鋼製ジグの面積で除して求めた付着強度である。青丸は打音法により浮き・剥離無しと判断された箇所、赤三角は打音法により浮き・剥離有りと判断された箇所である。なお、推定強度は10回の打撃試験の平均値であり、付着強度は1回の値である。

図-95 からは、推定強度が小さい箇所では、付着強度も小さいことから、推定強度を指標とすること

で付着性を評価できる可能性が示唆された。なお、打音法で浮き・剥離有りと判断された箇所の付着強度試験後の写真を図-96 と図-97 に示す。コンクリート内部および表面被覆材とコンクリートの付着界面で浮き・剥離が確認された。

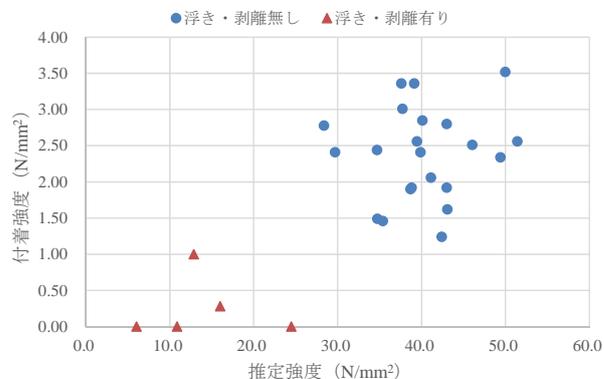


図-95 推定強度と付着強度との関係



図-96 コンクリート内部の浮き・剥離



図-97 界面の浮き・剥離

3.4.2 寒冷地における開水路の更生工法の開発⁷¹⁾

(1) 開発のねらい

寒冷地の開水路側壁における凍害ひび割れの発生要因は、側壁内部に供給される水と側壁内部に伝導する温度変化である^{5), 7)}。そのため、寒冷地において凍害が発生している開水路の対策工法では、「側壁内部の飽水度を高めないこと」、「側壁内部に凍結・融解の温度差を生じさせないこと」の2要件が満たされなければならない。具体的な対策としては、側壁内部に供給される水を確実に遮断することは難しいことから、「側壁内部に浸透した水を滞留させず効率的に排出すること」、「側壁表面から内部に伝導す

る温度変化を抑制すること」があげられる。

水利基盤チームは、株式会社栗本鐵工所、株式会社ドーコン、鳥取大学農学部とともに、農林水産省官民連携新技術研究開発事業によって水路更生工法の開発を行った。この開発における「更生」は、「補修と補強」、「更新」の間に位置する対策のことを指し、「施設を撤去し新しく置き換えることなく、耐久性や構造的耐力を回復または向上させ、失われた機能を補うこと。」と定義される。

(2) 工法の概要

工法は、**図-98**のように、FRPM板(厚さ10mm)を芯棒打込み式金属拡張アンカー(直径8mm、埋込み深さ6cm)で既設水路内面に設置し、既設水路とFRPM板の間に中込材としてポーラスコンクリート(厚さ3cm)を充填するものである。

本工法の特徴は、既設水路における凍害劣化部を除去せずに、FRPM板とポーラスコンクリートの合成構造で開水路の機能回復を図ることである。ただし、本工法の適用条件は、既設水路の鉄筋が著しく腐食しておらず腐食度B(全体に表面的な腐食)⁷²⁾以上であり、コンクリートの耐凍害性の閾値となる相対動弾性係数が60%以上⁷³⁾としている。また、本工法では、FRPM板および中込材を随時撤去することで、既設水路の更生が繰り返し行えることも特徴である。

工法開発にあたっての検討項目は、側壁内部の浸透水の排出対策および断面設計、モニタリングのためのFRPM板の脱着機構である。以下に、その検討内容の概要を示す。

まず、側壁内部の浸透水の排出対策については、FRPM板を既設水路に直に設置せずに、既設水路とFRPM板の間にポーラスコンクリートを中込材として充填することで、側壁内部に供給された水を滞留させず効率的に排出させることにしている。浸透した水は、水路勾配を利用して下流側に排出される。中込材として用いるポーラスコンクリートは、間隙内に浸透した水をすみやかに排出するための透水性、側壁内部に凍結・融解の温度差を生じさせないための保温性、そして凍結融解環境下での耐久性を確保するための凍結融解抵抗性を個別に検討した上で配合(目標空隙率20%、粗骨材が7号碎石)を決定している。断面については、厚さ10mmのFRPM板を用いることを前提として、ポーラスコンクリートの厚さを変えた梁供試体およびフリューム供試体での室内試験および数値解析により部材の耐力改善効果を検討することで、中込材の厚さを3cmにしている。次に、モニタリングのためのFRPM板の脱着機構については、FRPM板を既設水路に固定するため

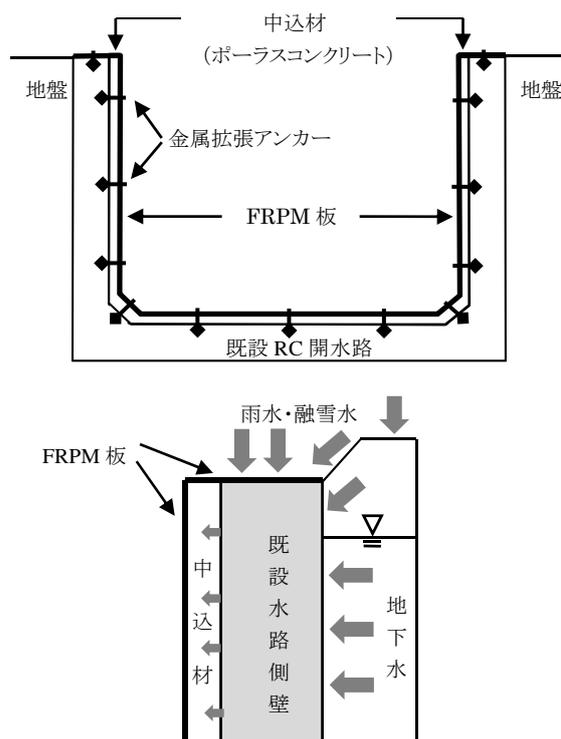


図-98 水路更生工法の概要図

の金属拡張式アンカーをボルト構造にすることにより、市販のスパナを用いて維持管理者が容易にFRPM板を脱着できるようにしている。加えて、中込材であるポーラスコンクリートには、打設の際のスペーサーとしても利用させる塩ビ管を既設水路の観測孔として設置することで、中込材を撤去せずとも既設水路のモニタリングができるようにしている。

(3) 試験施工による施工性の検証

1) 試験施工対象開水路の概要

水路更生工法の試験施工は、凍害による劣化が顕著に見られる北海道にある施工後40~50年が経過したRC現場打ちフリューム(以下、N水路)と岩手県にある築造年が不明なRC現場打ちフリューム(以下、E水路)の2箇所で行った。N水路は内面高さ1,510mm、内面幅1,800mm、側壁厚さ250mmであり、E水路は内面高さ1,140mm、内面幅2,110mm、側壁厚さ140mmである。配筋状況やコンクリートの配合などは不明である。

両開水路の側壁の劣化状態は、超音波法の表面走査法による超音波伝播速度および共鳴振動法による一次共鳴振動数から算出した動弾性係数⁷⁴⁾、並びに表面接着力試験による表面接着力から評価し、FRPM板の固定の適否に関してはアンカー引抜き

試験による最大引抜荷重で評価した。各試験は、N水路3箇所（以下、N水路1、2、3）、E水路3箇所（以下、E水路1、2、3）で実施した。ここで、アンカー引抜き試験のアンカー埋込み深さは、N水路が5cm、E水路が6cmである。現地試験結果を表-22に示す。

N水路1、2における動弾性係数は20kN/mm²を上回っているが、その他は10kN/mm²を下回っており、側壁内部は凍害劣化が著しく進行していることがわかる。また、表面接着力もN水路2、E水路2において1N/mm²を上回っているが、その他では0.5N/mm²を下回っており、表面部が脆弱であることがわかる。一方、アンカーの最大引抜荷重は、本工法で用いるFRPM板の固定に必要な7.6kNを大きく上回っており、芯棒打込み式金属拡張アンカーを5cm以上埋め込めば、このような劣化状態にある開水路側壁においても十分に本工法が適用できることが確認された。

2) 試験施工の手順と評価

試験施工は、N水路において1スパン9m（水路

更生工法6m、比較対象として無機系表面被覆工法3m）、E水路において1スパン10m（水路更生工法7m、比較対象として無機系表面被覆工法3m）で実施した。試験施工の手順を図-99に示す。まず、水路内の泥や表面に付着しているコケを高圧洗浄機で除去する。次に、底版のポーラスコンクリート内に砂礫が入らないように上下流の底版にメッシュを併用した鋼製スクリーンを設置し、底版におけるポーラスコンクリートの打設とFRPM板の設置を行う。そして、側壁におけるFRPM板の設置とポーラスコンクリートの打設を行い、最後にFRPM板間の隙間を目地材でシーリングして完成となる。所要日数は当初計画どおり5日であった。本試験施工では、FRPM板と既設水路の間の3cm幅にポーラスコンクリートを確実に打設できるかが課題とされていたが、専用ホッパーで投入し、内部振動機と型枠振動機を併用して締固めすることで、特に問題なく打設をすることができた

表-22 試験施工対象開水路の現地試験結果

	N水路1	N水路2	N水路3	E水路1	E水路2	E水路3
超音波伝播速度 (m/s)	4,425	2,069	1,719	1,194	2,045	1,965
一次共鳴振動数 (Hz)	8,728	5,373	6,911	7,514	6,659	6,766
動弾性係数 (kN/mm ²)	34.0	20.9	4.8	2.8	8.4	9.1
表面接着力 (N/mm ²)	0.84	2.34	0.38	0.38	1.36	0.06
最大引抜き荷重 (kN)	13.31	14.16	9.21	13.35	14.74	18.95

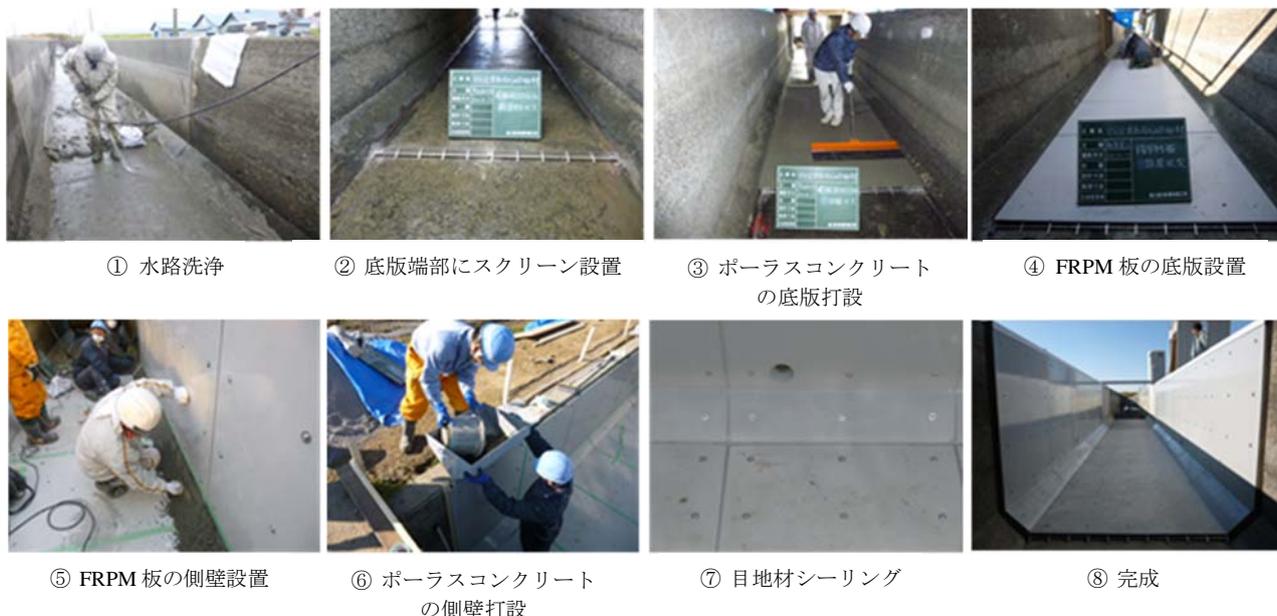


図-99 試験施工における水路更生工法の作業手順

(4) 水分侵入抑制効果の確認手法に関する検討⁷⁵⁾

1) 目的

更生工法に対する試験施工後のモニタリングでは、コンクリート躯体内部への水分の侵入が抑制されたか否かの確認が重要となるが、補修効果の確認手法に関する検討事例は極めて少ない。そのため、水分センサを用いた水分侵入抑制効果の確認手法に関する検討を進めている。

2) 検討方法

本検討に用いた水分センサを図-100に示す。小電極センサ SD は、平行に配置した直径 ϕ 2mm、長さ40mmのステンレス製埋込み電極間の抵抗を測ることで、電極間に存在するコンクリートの含水状態を推定するセンサである⁷⁶⁾。一方、セラミックセンサ CR は、乾燥状態では絶縁性、湿潤状態では導電性を示す円筒形のセラミックスの上下面に電極を焼き付け、電極間の抵抗を測ることにより含水状態を推定するセンサである⁷⁷⁾。

水分侵入抑制効果の確認手法の概要を図-101に示す。本検討では、水分センサは熱電対とともにコンクリートテストピース内に予め埋め込み、これを開水路側壁のコア削孔跡に取り付けることにより設置した。水分センサおよび熱電対は、1測点当たり、背面部①、中心部②、内面部③の計3箇所を設置した。なお、テストピースの側面はゴム材で被覆し、水分侵入は側壁の背面および内面からのみとした。

試行対象区間は、3.4.3(3)2)で述べたN水路の水路更生工法(以下、K)と無機系表面被覆工法(以下、M)の各区間である。試行対象工法の概要を図-102に示す。工法Kでは躯体内部からの水分の排出が可能である。一方、工法Mでは内面に樹脂系接着材が施され、水分の排出が抑制される。

測点は、工法Kでは2測点(SD:1測点、CR:1測点)を、工法Mでは1測点(CR:1測点)を設けた。本検討では、水分センサおよび熱電対を設置した後、試行対象工法をそれぞれ施工し、施工後の水分および温度の経時変化を測定した。

3) 検討結果および考察

水分センサによる測定結果を図-103に、熱電対による測定結果を図-104に示す。水分センサの測定値は、両センサともに、温度の影響を多大に受けること、また、温度の低下とともに低下する傾向がみられることが分かった。12月上旬頃より積雪が観測されたが、この時期を境にして各測定値の変化は小さくなった。CRの測定値は、工法Mと工法Kとで異なる傾向を示した。工法Mの施工箇所に設置したセンサでは、測定値はほぼ変化しなかったが、工法Kの施工箇所に設置したセンサでは、測定値は時間の



図-100 水分センサ

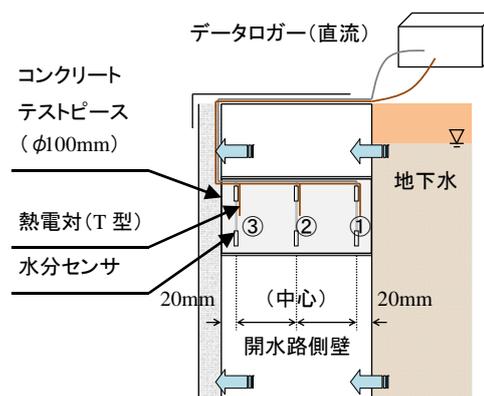


図-101 確認手法の概要

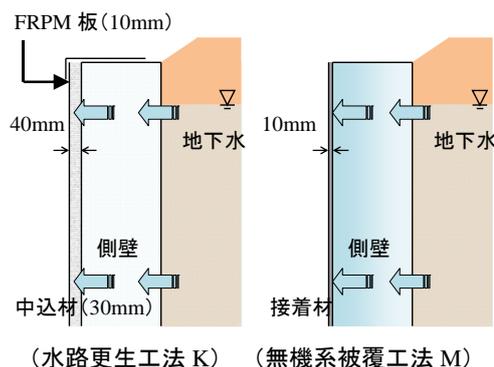


図-102 試行対象工法の概要

経過とともに上昇し、乾燥傾向を示した(図-103黒丸参照)。これは、側壁の内面に配置された中込材の透水性が大きく、躯体内部の水分が低下したためと推察された。

一方、熱電対の測定値も、両工法で異なる傾向を示した。工法Kの施工箇所に設置した熱電対では、積雪が観測された時期を境にして、温度はほとんど変化しなくなった(図-104赤丸参照)。これは、積雪に覆われたことに加え、中込材の熱伝導率が小さく、躯体内部の温度変化が抑制されたためと推察された⁷⁸⁾。本検討に用いた水分センサは、両センサともに、温度の影響を多大に受けるものの、水分の変化を追跡できる可能性があることが分かった。

今後は、温度補正方法の確立、測定電圧から求ま

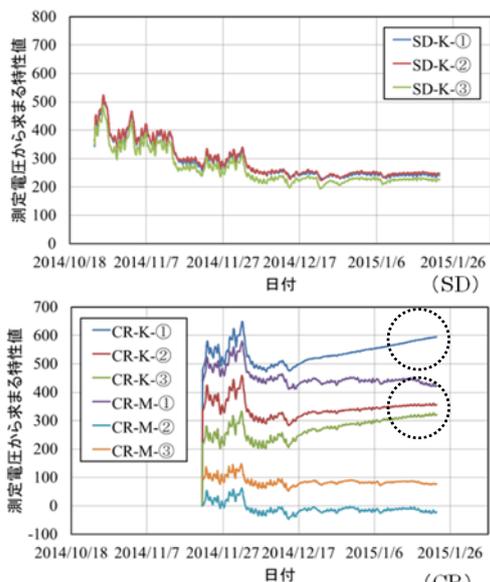


図-103 水分センサによる測定結果

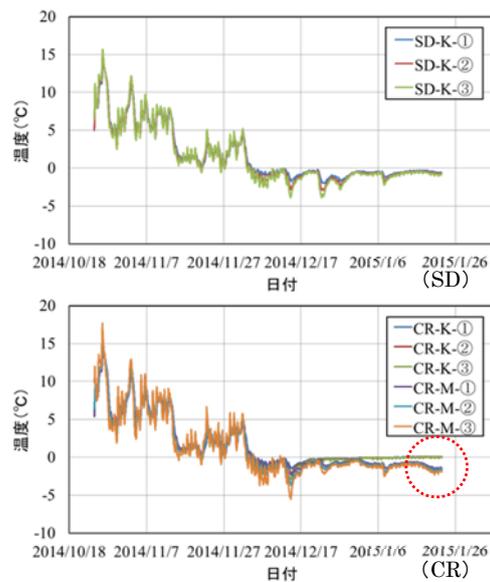


図-104 熱電対による測定結果

る各測定値の比抵抗や含水率への変換、交流回路の検討、最適な一次電圧や周波数の特定などを行う予定である。

(5) 寒冷地における水路更生工法の補強効果⁷⁹⁾

1) はじめに

本工法は、既設躯体コンクリートに FRPM 板を金属拡張アンカーによって固定し、躯体と FRPM 板の間にポーラスコンクリートを充填することで、ポーラスコンクリートの透水性や保温性による凍害抑制効果およびコンクリート躯体に対する補強効果（構造的耐力の回復または向上）を目指すものである。ここでは、フリーム供試体および梁供試体による載荷実験を行うとともに、梁供試体による載荷実験の数値解析を試み、その上で仮想開水路に対する補強効果を検証した結果について示す。

2) 載荷実験

a) フリーム供試体による載荷実験

供試体は、プレキャストコンクリート製のフリーム水路をもとに、中込材として使用するポーラスコンクリートの厚さの違いによる補強効果への影響を検討するため、ポーラスコンクリートの厚さを 30mm、50mm、70mm の 3 種類で作成した(図-105)。なお、FRPM 板の厚さは 10mm とし、ポーラスコンクリートは、間隙内に浸透した水を速やかに排出するための透水性、側壁内部に凍結融解作用を生じさせないための保温性、そして凍結融解環境下での耐久性を確保するための凍結融解抵抗性を個別に検討した上で配合を決定している(表-23)。また、ポーラスコンクリートの最小厚さである 30mm は、ポーラスコンクリートの充填性を検討した上で設定し

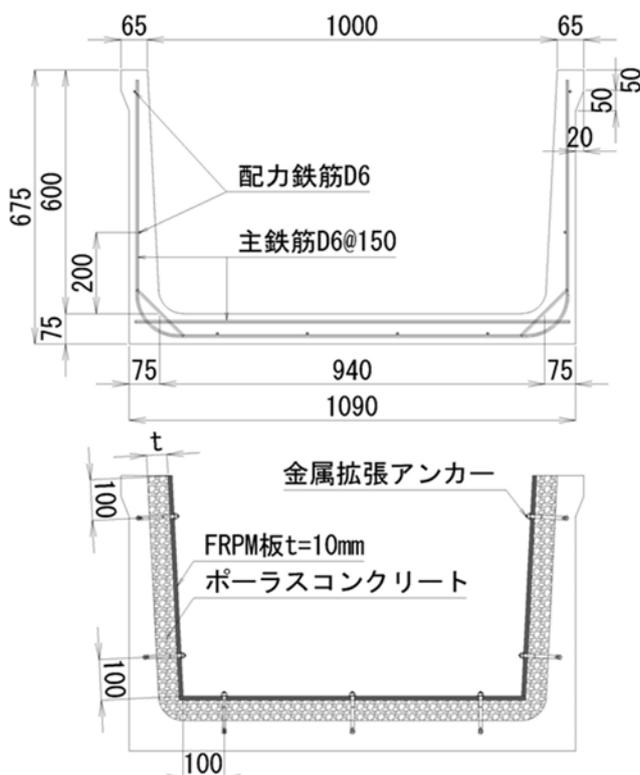


図-105 フリーム供試体の形状寸法

た。載荷実験は、JIS A 5363⁸⁰⁾に準拠して行った。図-106 に示すように供試体を設置し、長手方向に一樣に負荷されるよう荷重を加え、ひび割れ発生時および最大時の荷重を記録した。図-107 に試験後のフリーム供試体状況を示す。ひび割れの発生順序および発生位置は、補強なしと補強ありで同じであった。第 1 ひび割れは側壁の配力鉄筋位置で発生した

表-23 ポーラスコンクリートの配合

目標空隙率 (%)	W/B (%)	Vm/Vg (Vol.%)	Vs/Vm (Vol.%)	単位量 (kg/m ³)				
				W	B		S	G
					C	P		
20	30.0	47.5	17.5	103	322	20	129	1464

Vm/Vg: モルタルと粗骨材の体積比
 Vs/Vm: 細骨材とモルタルの体積比
 W: 水道水
 C: 普通ポルトランドセメント (住友大阪セメント、密度 3.15g/cm³)
 P: 無機系混和材 (住友大阪セメント、密度 2.55g/cm³)
 S: 細骨材 (山口県蓋井島産の海砂、密度 2.865g/cm³、F.M.2.05)
 G: 粗骨材 (京都府亀岡産の砕石 7号、密度 2.70g/cm³)

ことから、配筋鉄筋によるコンクリートの断面減少により、応力集中が生じた影響と考えられる。また、第2・第3 ひび割れは曲げモーメントが最大となる側壁と底版の付け根でほぼ同じ荷重時に発生した。ひび割れ発生時の荷重比較から、ポーラスコンクリートの厚さが増すにつれ、補強効果も大きくなる傾向が見られた (表-24)。これは、ポーラスコンクリートによる断面増加の影響によるものと考えられる。なお、補強効果は第1 ひび割れの発生荷重において最も顕著であり、ひび割れ本数が増えるのにつれて、その差は小さくなる傾向が見られた。この要因については 3.4.3 (5) 2 b) において考察を加えることとする。

b) 梁供試体による荷重実験

フリューム供試体の荷重実験により、ポーラスコンクリートと FRPM 板との合成構造による補強効果が確認された。本工法を凍害劣化したコンクリート開水路に適用した際の補強効果を、数値解析により検証することを目的に、まず単純化した梁の供試体を用いた荷重実験を行い、次に数値解析により同定した部材境界のパラメータを踏まえて、仮想開水路における補強効果を検証した。ここでは、梁供試体による荷重実験の概要を示す。梁供試体は幅 400mm、高さ 200mm、スパン 2,000mm の矩形 RC 梁とし、補強した供試体は梁の上面に FRPM 板とポーラスコンクリートを配置した。ここで、フリューム供試体の荷重実験と同様に FRPM 板は厚さ 10mm、ポーラスコンクリートの厚さは 30mm、50mm、70mm の 3 種類とし、各ケース 3 体の実験を実施した。荷重実験はスパン中央部の 1 点に荷重する 3 点曲げ荷重とし、荷重点位置の鉛直荷重および鉛直変位を計測した (図-108)。

実験の結果、補強ありの供試体において、各部材の境界面で軸方向の滑り、FRPM 板-ポーラスコンクリートの境界面で剥離開口が確認された (図-109)。

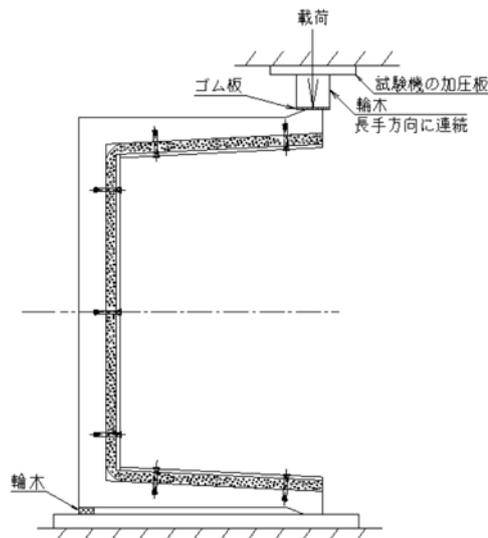


図-106 フリューム供試体による荷重実験方法

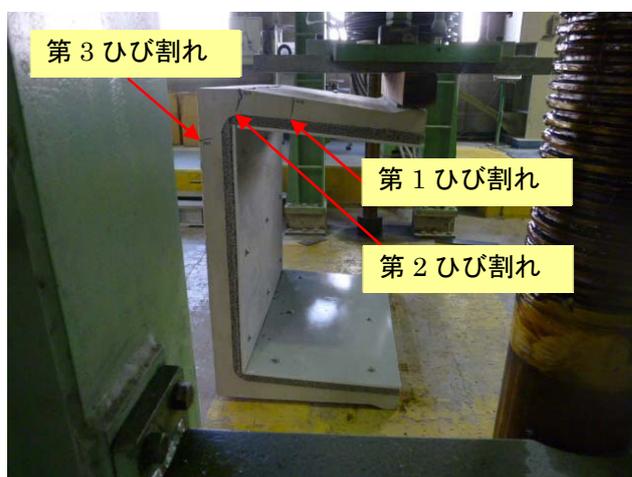


図-107 試験後のフリューム供試体状況

表-24 フリューム供試体による荷重実験の荷重値比較

測定項目	補強なし	補強あり		
		t=30mm	t=50mm	t=70mm
第1 ひび割れ	9.65	11.60 (1.20)	16.25 (1.68)	17.85 (1.85)
第2 ひび割れ	11.50	14.55 (1.27)	16.30 (1.42)	18.00 (1.57)
第3 ひび割れ	11.80	14.55 (1.23)	16.30 (1.38)	18.30 (1.55)
最大荷重	14.70	17.20 (1.17)	19.35 (1.32)	20.60 (1.40)

※tはポーラスコンクリート厚さを示す

※単位: kN ()内は補強なしを1とした場合の荷重の比率を示す

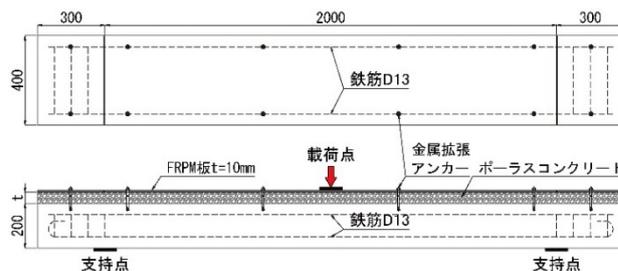


図-108 梁供試体による荷重実験方法

補強ありとなしにおける最大荷重を比較すると、FRPM 板とポーラスコンクリートによる合成効果によって最大荷重が約 1.3 倍に向上するが、ポーラスコンクリート厚さを増加しても、最大荷重はほとんど変化しない(表-25)。これは、補強材 (FRPM 板+ポーラスコンクリート) が金属拡張アンカーを用いて梁と固定されており、ポーラスコンクリート厚さの増加に伴ってアンカーの変形量が大きくなることで合成効果が低減し、その結果として補強材と梁の接触界面におけるせん断剛性が低下するためと考えられる。

この結果は、フリューム供試体の載荷実験において、ポーラスコンクリート厚さによるひび割れ発生荷重の差が、ひび割れ本数が増えるのにつれて小さくなった結果と一致する。すなわち、ひび割れが発生する載荷初期段階では、躯体とポーラスコンクリートの付着による合成作用が耐力に寄与するが、荷重-変位の増加とひび割れの進展に伴い、躯体とポーラスコンクリートの付着あるいはポーラスコンクリート骨材間の付着が途切れ、アンカーの変形の影響を受けるようになったと考えられる。

3) 数値解析

a) 梁供試体の同定解析

数値解析には 2 次元非線形有限要素解析コード WCOMD を用いた。図-110 に解析モデル(要素分割図)を示す。適用した有限要素は 8 節点平面要素とし、FRPM 板-ポーラスコンクリート間、ポーラスコンクリート梁上面の要素間には、接触・剥離や滑りを考慮できるジョイント要素を配置した。解析はスパン中央部に単調増加の強制変位を与えた。

材料構成則には、岡村・前川らによって開発された分散ひび割れの仮定に基づく多方向固定ひび割れモデルおよびコンクリートと鉄筋の非線形材料構成モデル⁸⁾を用い、FRPM 板は弾性体とし、数値解析で与えた各構成材料の物性値は、材料試験結果(表-26)とした。

ジョイント要素には接触剛性とせん断剛性を与え、荷重-変位関係、境界面の付着挙動(滑りや剥離)が実験結果と整合するよう、トライアル解析により剛性を決定した。ここで、補強材の有無による差が明瞭な最大荷重を補強効果の評価指標と位置付け、荷重-変位関係の変曲点となる変位 20mm から最大荷重となる変位 60mm までの範囲において、実験せん断剛性を同定した(表-27)。ポーラスコンクリート厚さ 30mm とした場合の載荷点位置の荷重-変位関係を図-111 に示す。

b) 仮想開水路における補強効果の検証

梁供試体の同定解析結果をもとに、本工法の仮想



図-109 部材境界面における滑り・開口 (ポーラスコンクリート厚さ $t=70\text{mm}$) (上: 載荷前、下: 載荷後)

表-25 補強前後の最大荷重値の比較

	補強あり	補強なし		
		$t=30\text{mm}$	$t=50\text{mm}$	$t=70\text{mm}$
実験結果	46.2kN	60.6kN	58.9kN	60.0kN
(比率)	(1.00)	(1.31)	(1.27)	(1.30)

※ t はポーラスコンクリート厚さを示す
※実験結果は 3 体の平均値を示す

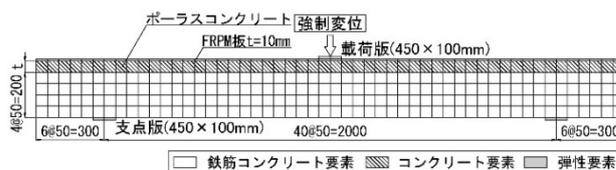


図-110 梁供試体の解析モデル

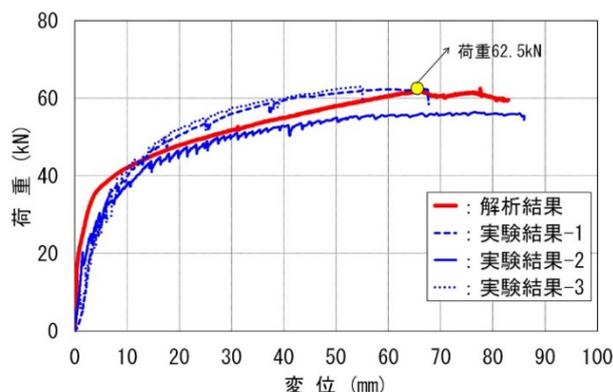


図-111 荷重-変位関係 (ポーラスコンクリート厚さ $t=30\text{mm}$)

コンクリート開水路に対する補強効果を数値解析的に検証した。本検証で想定した水路は内空高 1.0m×内空幅 2.0m であり、構造物の対称性からモデル化の範囲は 1/2 とした。補強効果の検証は、側壁天端背面に強制変位を与え、側壁基部（曲げ破壊が生じる構造的弱部）の要素における、健全状態、劣化後、補強後の主応力度を比較評価した。

健全状態の躯体におけるコンクリートおよび鉄筋の物性値は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」⁸²⁾における一般値とした。劣化後は、凍害劣化を想定し、側壁天端から側壁高の 1/2 の領域で相対動弾性係数が 60%に低下した状態に加え、スケーリングによって側壁内面が 10mm 減厚した状態を仮定した。ここで、凍害劣化した領域の物性値は、既往の研究成果⁸³⁾による相対動弾性係数との関係式を用いて設定した。補強後は、劣化後の状態のコンクリート躯体に、FRPM 板厚さ 10mm、ポーラスコンクリート厚さ 30mm を配したものである。ポーラスコンクリートの物性値は、実験により普通コンクリートと同等の圧縮強度が得られていることから、普通コンクリートの一般値とした。また、各部材境界の剛性は梁供試体の同定解析（ポーラスコンクリート厚さ 30mm）により得たものである。

図-112 に補強後の開水路を模擬した解析モデルを、表-28 に構成材料の物性値を示す。

図-113 に荷重点位置の荷重－側壁基部の最小主応力度の関係を比較して示す。最小主応力度ピーク時の荷重は、劣化後は 50.1kN から 45.5kN に 9% 低下する一方、補強後は健全状態と比較して 50.1kN から 51.8kN に 3%増加した。さらに、応力度ピーク以降も補強材が圧縮応力を負担することで、最大荷重の増加が認められた（表-29）。よって、本工法は、凍害劣化が生じたコンクリート開水路に対して、補強効果が見込めるものと考えられる。

表-26 構成材料の物性値（梁供試体の同定解析）

コンクリート (普通コンクリート)	単位体積重量	23.2 (kN/m ³)
	圧縮強度	36.0 (N/mm ²)
	弾性係数	30.6 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.2
鉄筋 (SD345)	引張降伏強度	398 (N/mm ²)
	弾性係数	200 (kN/mm ²)
ポーラス コンクリート	単位体積重量	20.0 (kN/m ³)
	圧縮強度	33.7 (N/mm ²)
	弾性係数	26.7 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.2
FRPM板	単位体積重量	19.6 (kN/m ³)
	弾性係数	15.9 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.3

表-27 部材境界の剛性設定

ポーラスコンクリート厚さ		t=30mm	t=50mm	t=70mm	
供試体～ポーラス コンクリート境界	閉口時	せん断	0.15	0.05	0.03
		接触	0.10	0.10	0.10
	開口時	せん断	0.15	0.05	0.03
		接触	1.00	1.00	1.00
ポーラスコンクリート～ FRPM板境界	閉口時	せん断	0.15	0.05	0.03
		接触	10.00	10.00	10.00
	開口時	せん断	0.00	0.00	0.00
		接触	0.00	0.00	0.00

単位:せん断剛性N/mm²/mm 接触剛性kN/mm²/mm

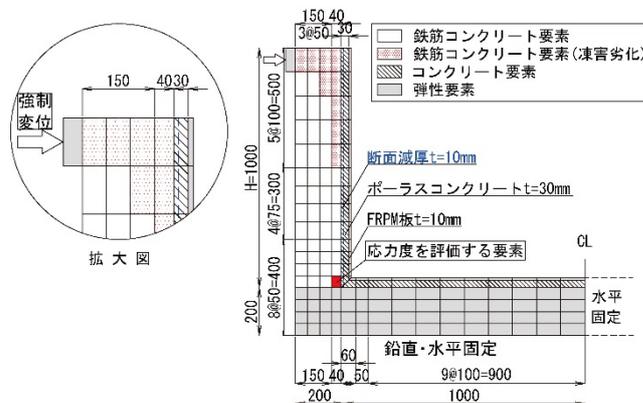


図-112 補強後の開水路を模擬した解析モデル

表-28 構成材料の物性値
(仮想開水路の補強効果検証)

コンクリート (普通コンクリート)	圧縮強度	21.0 (N/mm ²)
	弾性係数	23.5 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.2
コンクリート (劣化後)	圧縮強度	17.4 (N/mm ²)
	弾性係数	12.0 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.2
鉄筋 (SD345)	引張降伏強度	345 (N/mm ²)
	弾性係数	200 (kN/mm ²)
ポーラス コンクリート	圧縮強度	21.0 (N/mm ²)
	弾性係数	23.5 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.2
FRPM板	弾性係数	15.9 (kN/mm ²)
	ポアソン比	0.3

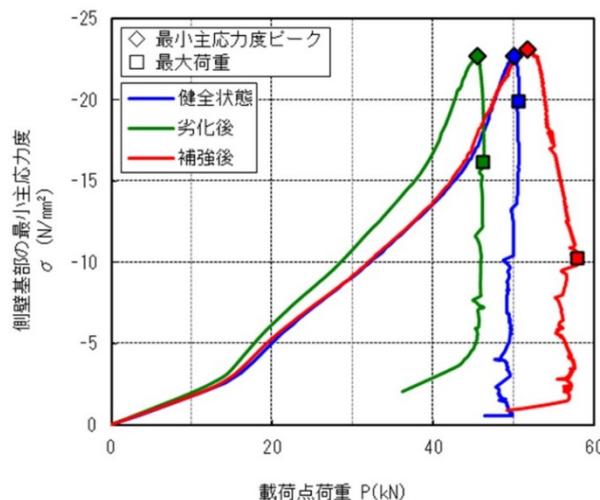


図-113 荷重－側壁基部最小主応力度の比較

表-29 補強前後の荷重値の比較

	健全状態	劣化後	補強後
最小主応力度	50.1 kN	45.5 kN	51.8 kN
ピーク荷重	(1.00)	(0.91)	(1.03)
最大荷重	50.7 kN	46.3 kN	57.9 kN
	(1.00)	(0.91)	(1.14)

※()内は健全状態を1とした場合の荷重の比率を示す

(6) 試験施工区間および実証試験区間の今後のモニタリング

平成 26 年度に北海道内および岩手県内で実施した試験施工からは、当初計画の施工手順、内容で問題ないことが確認され、期間内に完了することができた。さらに、平成 27 年度には、北海道内で実証試験の施工を実施したところである。今後は、試験施工区間および実証試験区間においてモニタリング調査を定期的実施することで、浸透水による側壁の含水状況、FRPM 板及びポーラスコンクリートの経年変化を確認して、寒冷地に適した水路更生工法の更なる検証を行う予定である。

4. まとめ

本研究では、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発、ならびに各々の技術開発結果に基づいたマニュアルの作成を最終的な達成目標としている。平成23年度から平成27年度において、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発では開水路の凍害劣化機構の精査と凍害診断手法の開発、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発では現地調査と室内試験による開水路補修工法の耐久性評価、補修後の劣化予測手法の検討、表面被覆材の浮き・剥離の検出手法に関する検討、並びに、凍害劣化による変状を生じた開水路においても低下した性能の回復・向上が可能な新たな工法を開発を行った。以下に、実施した主な検討内容を整理する。

- (1) 開水路の凍害劣化機構の精査に関する研究では、劣化機構を把握するために必要となる基礎データの取得を目的とした、開水路側壁の冬期の温度変化および水分供給状況の調査を行い、凍害劣化部における温度条件と凍結融解作用時の融雪水の影響を確認した。
- (2) 開水路の凍害劣化の診断手法、凍害診断技術に関する検討では、目視調査による凍害診断における留意点を整理し、さらに、超音波法による凍害劣化深さの推定手法、ならびに衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関する検討を行った。加えて、開水路より切断採取した試験体において、超音波法、X線CT

法、蛍光エポキシ樹脂含浸法による凍害劣化深さの特定手法に関する検討を行った。これらの開発した凍害診断技術を用いた「開水路の凍害診断マニュアル(案)」の作成を行った。

- (3) 現地調査による開水路補修工法の耐久性評価では、現地試験施工区間において無機系および有機系の各表面被覆工法、ならびにパネル取付け工法の適用性を確認するとともに、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果を検証した。
- (4) 室内試験による評価手法の開発では、開水路において施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした凍結融解試験方法の開発を行った。そして、開発した凍結融解試験方法を用いて、各種表面保護工法の凍結融解作用時の付着性の評価を行った。
- (5) 補修後の劣化予測手法の検討に関する研究では、補修後の開水路における耐用年数算定手法の検討を行い、凍結融解試験方法による無機系表面被覆材の耐用年数の試算を行った。
- (6) 補修後のコンクリート開水路に発生する浮き・剥離の検出手法に関する検討では、機械インピーダンス法による表面被覆材の浮き・剥離の検出手法に関する検討を行った。
- (7) 寒冷地における開水路の更生工法の開発では、側壁内部に浸透した水を滞留させず効率的に排出すること、また側壁表面から内部に伝導する温度変化を抑制することを目的とし、水路更生工法の開発を行い、その排水効果と補強効果の検証を行った。そして、温度センサおよび水分センサを用いた補修後の開水路におけるモニタリング手法の開発を行った。

参考文献

- 1) 食料・農業・農村基本計画、2010
- 2) 岩村和平：最近の農業農村整備を巡る諸情勢、平成 23 年度第 2 回土地改良研修会講演資料、2012
- 3) 農林水産省農村振興局：平成 21 年度農業基盤情報基礎調査報告書、pp.61-82、2011
- 4) 金田敏和・佐藤智・石神暁郎・小野寺康浩・中村和正・緒方英彦：凍害が生じているコンクリート開水路側壁における冬期の温度条件と水分供給状況、寒地土木研究所月報、第 706 号、pp.30-37、2012
- 5) 緒方英彦・高田龍一・鈴木哲也・山崎大輔・佐藤周之：RC 開水路の側壁内部における凍害ひび割れの発生形態、水土の知、第 78 巻、5 号、pp.29-33、2010
- 6) 田畑雅幸・洪悦郎・鎌田英治：コンクリートの耐凍害性におよぼす環境要因の影響、セメント技術年報、

- Vol.37, pp.349-352, 1983
- 7) 佐藤智・金田敏和・石神暁郎・周藤将司・緒方英彦：RC開水路の目視による凍害診断の留意点、*水土の知*、第81巻、2号、pp.31-34、2013
 - 8) 緒方英彦・高田龍一・野中資博・服部九二雄：RC開水路の凍害、*水土の知*、第76巻、9号、pp.31-34、2008
 - 9) 岡本修一・魚本健人：凍結融解による劣化への初期ひび割れの影響、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.20、No.2、pp.913-918、1998
 - 10) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術、基礎編、pp.69-182、2011
 - 11) 緒方英彦・金田敏和・石神暁郎・周藤将司：凍結融解作用による開水路側壁の内部変状に対する目視調査および超音波試験の考察、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.34、No.1、pp.892-897、2012
 - 12) 石神暁郎・金田敏和・蒔苗英孝・会沢義徳・西田真弓・佐藤智：超音波伝播速度の測定によるコンクリート開水路の凍害診断、*水土の知*、第80巻、6号、pp.13-16、2012
 - 13) 石神暁郎・金田敏和・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：超音波を用いたコンクリート開水路の凍害劣化深さの推定、*農業農村工学会論文集*、第283号、pp.87-98、2013
 - 14) 西林新蔵・小柳洽・渡邊史夫・宮川豊章：コンクリート工学ハンドブック、朝倉書店、pp.523-530、pp.753-775、2009
 - 15) 緒方英彦・野中資博・藤原貴央・高田龍一・服部九二雄：超音波法によるコンクリート製水路の凍害診断、コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム論文集、pp.63-70、2006
 - 16) 柏忠二・明石外世樹・小阪義夫：コンクリートの非破壊試験法—日欧米の論文・規格・文献—、富士物産、pp.35-49、1981
 - 17) 物理探査学会：物理探査ハンドブック、pp.117-151、1999
 - 18) 魚本健人：コンクリート構造物のマテリアルデザイン、オーム社、pp.62-82、pp.158-175、2007
 - 19) 遠藤裕丈・田口史雄・林田宏・草間祥吾：非破壊による凍害深さの評価、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論文集、pp.293-298、2008
 - 20) 青木繁伸：二本の直線による折れ線回帰、群馬大学、<http://aoki2.si.gunma-u.ac.jp/lecture/stats-by-excel/vba/html/oresen-kaiki.html>、2006
 - 21) 下村雄介・鎌田敏郎・内田慎哉・六郷恵哲：超音波に基づく表面から深さ方向へのコンクリートの品質評価手法、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.28、No.1、pp.1907-1912、2006
 - 22) 土木学会：弾性波法によるコンクリートの非破壊検査に関する委員会報告およびシンポジウム論文集、2004
 - 23) 岡本修一・魚本健人：細孔構造からみた凍結融解による劣化機構に関する基礎研究、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.19、No.1、pp.901-906、1997
 - 24) 超音波便覧編集委員会：超音波便覧、丸善、pp.3-5、1999
 - 25) 石神暁郎・佐藤智・蒔苗英孝・西田真弓・周藤将司・緒方英彦：衝撃弾性波法によるコンクリート開水路側壁の内部変状調査、平成25年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.812-813、2013
 - 26) 久保元樹・井上真澄・岡田包儀・佐藤智・石神暁郎：機械インピーダンス法を用いたコンクリート開水路側壁の内部変状調査、第62回農業農村工学会北海道支部研究発表会講演集、pp.64-67、2013
 - 27) 久保元樹・井上真澄・佐藤智・石神暁郎：機械インピーダンス法を用いたコンクリート開水路の凍害診断手法の検討、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.36、No.1、pp.2110-2115、2014
 - 28) 佐藤智・石神暁郎・加藤太吾・安田俊一・大杉周作・蒔苗英孝：機械インピーダンス法によるコンクリート開水路側壁の内部変状の検出、平成26年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.658-659、2014
 - 29) Carino, N.J., Sansalone, M., Hsu, N.N. : A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete, *ACI JOURNAL / March-April*, pp.189-208, 1986
 - 30) 極壇邦夫・久保元樹・境友昭・久保元：機械インピーダンスによる円柱供試体の圧縮強度の推定、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.26、No.1、pp.1995-2000、2004
 - 31) 石神暁郎・佐藤智・中村和正・緒方英彦・周藤将司：X線CT法によるコンクリートの内部変状の評価、第62回農業農村工学会北海道支部研究発表会講演集、pp.60-63、2013
 - 32) 石神暁郎・蒔苗英孝・石岡浩一・佐藤智：コンクリート開水路の断面修復における凍害ひび割れ発生範囲の特定に関する検討、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.36、No.1、pp.1030-1035、2014
 - 33) 例えば、天明敏行・堤 知明・村上祐治・尾原祐三：X線CT法によるコンクリート供試体の非破壊検査、*コンクリート工学年次論文報告集*、Vol.25、No.1、pp.1643-1648、2003
 - 34) 上村 博：産業用高エネルギーエックス線CT装置による製品欠陥検出、溶接技術、pp.68-72、2013
 - 35) 岩城圭介・加藤淳司・平間昭信・塩谷智基：微視的

- 断面観察による酸劣化したコンクリートの微細構造の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.1、pp.999-1004、2004
- 36) 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論文報告集、第 61 号、V-10、2005
- 37) 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、第 65 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp.733-734、2010
- 38) 石神暁郎・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：コンクリート開水路の凍害劣化の発生形態とその診断手法、水士の知、第 83 巻、10 号、pp.27-30、2015
- 39) 石神暁郎・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：コンクリート開水路における凍害劣化の発生形態と非破壊調査法適用時の留意点、寒地土木研究所月報、第 750 号、pp.23-30、2015
- 40) 庄野昭・齋藤淳：コンクリート表面のひび割れ幅評価方法、電力土木、No.338、pp.98-102、2008
- 41) 日本コンクリート工学協会：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、pp.75-87、2008
- 42) 緒方英彦・鈴木哲也・山崎大輔・濱幸雄：壁状構造物であるコンクリート製開水路の側壁内部の凍害劣化、コンクリート工学年次論文集、Vol.32、No.1、pp.833-838、2010
- 43) 緒方英彦・高田龍一・服部九二雄：コンクリート製開水路の非凍結期の供用環境が凍害に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.1、pp.1159-1164、2009
- 44) 例えば、稲葉健司・國見圭嗣：コンクリート開水路の凍害対策工法の施工事例、第 61 回農業農村工学会北海道支部研究発表会講演集、pp.24-29、2012
- 45) 土木学会：表面保護工法 設計施工指針(案)、コンクリートライブラリー119、pp.1-54、pp.55-67、[工種別マニュアル編] pp.1-141、2005
- 46) 北海道開発局農業水産部農業計画課・函館開発建設部・旭川開発建設部・土木研究所寒地土木研究所：寒冷地における用水路の劣化と保全—ストックマネジメントの取組み—、第 53 回北海道開発技術研究発表会、2010
- 47) 北海道開発局農業水産部農業計画課・函館開発建設部・旭川開発建設部・土木研究所寒地土木研究所：寒冷地における用水路の劣化と保全—機能診断手法の提案と対策工法の評価—、第 55 回北海道開発技術研究発表会、2012
- 48) 佐藤智・石神暁郎・金田敏和：FRPM 板と緩衝材を用いた表面被覆工法の寒冷地での耐久性およびコンクリート開水路に対する凍結融解作用抑制効果、コンクリート工学年次論文集、pp.1675-1680、2013
- 49) 気象庁：アメダスデータ(和寒)、気象庁 HP、<http://www.jma.go.jp/jp/amedas/>
- 50) 農業用水路クイックパネル工法研究会：クイックパネル工法技術資料、p.11、2009
- 51) 石神暁郎・佐藤智・金田敏和・中村和正：農業用コンクリート水路における表面被覆材の凍結融解試験方法に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.1、pp.1648-1653、2012
- 52) 石神暁郎・佐藤智・中村和正：コンクリート開水路における表面保護工法の凍結融解試験方法、コンクリート工学年次論文集、pp.1657-1662、2013
- 53) 石神暁郎・佐藤智・中村和正：積雪寒冷地におけるコンクリート開水路の表面保護工法の付着性とその評価、農業農村工学会論文集、第 297 号、pp.I_49-I_61、2015
- 54) 笠井芳夫：コンクリート総覧、技術書院、p.414、pp.442-452、1998
- 55) 佐藤智・石神暁郎・金田敏和・中村和正：コンクリート開水路の凍害補修工法の性能評価法に関する一考察、第 60 回農業農村工学会北海道支部研究発表会講演集、pp.30-33、2011
- 56) 越川茂雄・荻原能男：コンクリートの毛管浸透試験方法に関する研究、土木学会論文集、第 426 号、V-14、pp.183-191、1991
- 57) 沼尾達弥・福沢公夫・陳 焯宇・堀辺 忍：硬化モルタルの細孔径分布と水の浸透特性の関係、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.1、pp.637-642、1992
- 58) 秋田宏・藤原忠司：定常状態法で求めたモルタルの水分伝導率、セメント・コンクリート論文集、Vol.49、pp.604-609、1995
- 59) 山本美紀・藤原忠司・秋田宏：各種配合のモルタル内部における吸水時の水分移動、土木学会第 34 回東北支部技術研究発表会講演概要集、pp.514-515、1997
- 60) 玉井謙・鈴木浩明・上田洋：配合および養生がモルタルの水分吸収特性におよぼす影響、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.12、pp.181-186、2012
- 61) Setzer, M.J. : Modeling and Testing the Freeze-Thaw Attack by Micro-Ice-Lens Model and CDF/CIF Test, Proceedings of the International Workshop on Microstructure and Durability to Predict Service Life of Concrete Structures, pp.17-28, 2004
- 62) 石神暁郎・田場一矢・中村和正：コンクリート開水

- 路補修における無機系表面被覆材の凍害劣化予測、平成 28 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集（投稿中）
- 63) 農林水産省：農業水利施設の補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】（案）
- 64) 浜幸雄・松村光太郎・田畑雅幸・富坂崇・鎌田英治：気象因子を考慮したコンクリートの凍害劣化予測、日本建築学会構造系論文集、第 523 号、pp.9-16、1999
- 65) 気象庁：過去の気象データ、気象庁 HP、<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>
- 66) 田場一矢・石神暁郎・中村和正：機械インピーダンス法を用いた補修後のコンクリート開水路に発生する浮き・剥離の検出に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、No.1、pp.1843-1848、2015
- 67) 田場一矢・石神暁郎・横山博之・山田章・中村和正：機械インピーダンス法による表面被覆材で補修されたコンクリート開水路の浮き・剥離調査、平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.734-735、2015
- 68) 日本非破壊検査協会：新コンクリートの非破壊試験、pp.218-223、2010
- 69) 田場一矢・石神暁郎・山田章・中村和正：機械インピーダンス法による無機系表面被覆材の付着性評価手法の検討、平成 28 年度農業農村工学会大会講演会（投稿中）
- 70) 農林水産省農村振興局：農業水利施設の長寿命化のための手引き、pp.6-1-6-22、2015
- 71) 石神暁郎、緒方英彦、藤本光伸、青山裕俊：寒冷地における開水路の更生工法、水土の知、第 83 巻、9 号、pp.37-40、2015
- 72) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針-2009-、pp.34-35、2011
- 73) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの凍結融解抵抗性の評価に関する研究委員会報告書、pp.75-87、2008
- 74) 周藤将司、緒方英彦、兵頭正浩、土居賢彦：コンクリート水利構造物を対象にした現地非破壊試験による一次共鳴振動数の測定方法に関する研究、農業農村工学会論文集 295、pp.69-75、2015
- 75) 石神暁郎、田場一矢、緒方英彦、藤本光伸、青山裕俊：コンクリート開水路補修における水分浸入抑制効果の確認手法に関する検討、平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.732-733、2015
- 76) 鎌田英治、田畑雅幸、中野陽一郎：コンクリート内部の含水量の測定、セメント技術年報、Vol.30、pp.288-292、1976
- 77) 湯浅 昇、笠井芳夫、松井勇：埋め込みセラミックセンサの電気的特性によるコンクリートの含水率測定方法の提案、日本建築学会構造系論文集、Vol.498、pp.13-20、1997
- 78) 緒方英彦、石神暁郎、田場一矢、藤本光伸：ポーラスコンクリートの凍結融解抵抗性および熱的性質、水土の知、第 83 巻、9 号、pp.753-756、2015
- 79) 渡部浩二、竹田誠、田場一矢、緒方英彦：寒冷地における水路更生工法の補強効果、水と土、No.177、pp.63-67、2016
- 80) 公益社団法人土木学会：2010 年制定コンクリート標準示方書[基準編]JIS 規格集、pp.632-640、2010
- 81) 岡村甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則、1991
- 82) 農林水産省農村振興：土地改良事業計画設計基準設計「水路工」基準書 技術書、pp.302、2001
- 83) 須藤将司：凍害劣化の生じたコンクリートの力学特性および現地非破壊試験による動弾性係数の評価方法に関する研究、農業農村工学会論文集、第 297 号、pp.I_49-I_61、2015

STUDY ON A METHOD OF DIAGNOSING FROST DAMAGE TO AGRICULTURAL IRRIGATION FACILITIES, AND INVESTIGATION OF DURABILITY ENHANCEMENT TECHNOLOGY

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold-Region Agricultural Development Research
Group (Irrigation and Drainage Facilities)
Director for Cold-Region Technology
Development Coordination (Cold- Region
Technology Promotion Division)

Author : NAKAMURA Kazumasa
ISHIGAMI Akio
TABA Kazuya
YOKOYAMA Hiroyuki
YAMADA Akira

Abstract : This study addresses the development of technical methods for diagnosing frost damage to concrete canals and for maintaining agricultural irrigation facilities in cold regions. These are expected to sustain the functionality of agricultural irrigation facilities, which are social infrastructure, in such regions. The study results are as follows.

In a detailed examination of the mechanism of deterioration from frost damage in open canals, we investigated winter temperature variations and moisture supply conditions in the canal's sidewalls. We clarified how temperature variations and snow-melt water from freeze-thaw affect the frost-deteriorated sections. Towards examining a method for diagnosing frost deterioration at open canals, we summarized considerations regarding the visual inspection of frost damage. Furthermore, we discussed methods for using ultrasonic waves to estimate frost damage depths and for using impact echoes and mechanical impedance to detect internal deformation in the sidewalls. In addition, using a sample that was cut from the sidewall of an open canal, we studied ways of determining frost damage depth by using ultrasonic waves, X-ray computed tomography and fluorescent epoxy impregnation. Based on the frost damage diagnostic techniques described above, the provisional Manual for Frost Damage Diagnosis at Open Canals was drafted.

For the durability evaluation of open canal repair techniques, we conducted onsite evaluations at the test construction section and additional evaluations by using an indoor evaluation method. During the onsite evaluation, we examined the appropriateness of inorganic and organic surface coating methods as well as a method of panel installation for cold regions. Also, we demonstrated that panel installation inhibits freeze-thaw in concrete in canals. In developing an indoor evaluation method, we devised a freeze-thaw experiment in which we reproduced an external force that generates deterioration in the surface coating used for surface-coating open canals. We also evaluated the adhesiveness of the coating for each surface protection method subjected to freeze-thaw. In studying methods for estimating deterioration after repair, we discussed methods for calculating the service life of open canals after repair. We also conducted a freeze-thaw experiment to estimate the service life of inorganic surface coatings. In developing techniques for maintaining agricultural irrigation facilities, we examined a method that uses mechanical impedance to detect delamination of the surface coating. In addition, for open canals with

deformation due to deterioration from frost damage, we developed a rehabilitation method that will restore functionality to open canals, and we tested that method's effectiveness at improving drainage and in achieving reinforcement. We also developed methods for monitoring open canals after repairs by using temperature sensors and moisture sensors.

Key words : Agricultural irrigation facilities, Concrete canal, Frost damage, Non-destructive inspection, Durability evaluation, Freezing and thawing test, The method for rehabilitation of canal, Monitoring methods