

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

研究予算：運営費交付金（重点）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：耐寒材料チーム

研究担当者：馬場道隆、内藤勲、吉田行、遠藤裕丈、安達優

【要旨】

積雪寒冷地におけるコンクリート構造物は、凍害および凍害と塩害の複合劣化を受け耐久性は著しく低下する。そのため、コンクリート構造物の耐久性を向上するための種々の対策が必要となっている。本研究では、新設構造物の耐久性向上を目的として、平成 21 年度は、改質セメントの実用化に関する各種試験および試験施工による検証と、新設および既設構造物の劣化抑制を目的として、表面含浸工法の既設構造物への適用効果と適用範囲の検討および新設構造物の複合劣化に対する効果分析を行った。また、短繊維補強（軽量）コンクリートの短繊維混入率が RC 部材の静的および動的耐力に及ぼす影響を検証した。その結果、改質セメントについては工場製品への適用性と収縮対策の有効性、および表面含浸工法による鉄筋の腐食速度低減効果とその適用範囲を明らかにした。また、短繊維補強（軽量）コンクリートの耐衝撃性の向上効果と静的耐力の予測式および動的耐力の推定方法を提案した。

キーワード：改質セメント、表面含浸材、短繊維補強（軽量）コンクリート、耐久性向上

1. はじめに

積雪寒冷地のコンクリート構造物は、凍害単独および塩害との複合劣化の被害を受けやすい厳しい環境下に曝されている。凍害は、劣化予測が難しい理由から、コンクリート標準示方書の維持管理編では性能低下の度合に応じて対策工を検討する事後保全型の維持管理に位置づけられている。一方、今後は新設構造物への投資が減少し、構造物の維持管理・更新費がこれを上回ることが予想されている¹⁾。厳しい財政事情下において、コンクリート構造物を全て更新することは極めて難しい。

このような中、近年、土木学会コンクリート標準示方書や道路橋示方書が性能規定型に改訂され、コンクリート構造物の新規建設にあたっては、経年劣化に対して十分な耐久性が長期的に確保されるように設計段階から照査する形式となった。これにより、特に、凍害および塩害などを複合的に受ける積雪寒冷地のコンクリート構造物は、その耐久性を長期にわたり確保することが、ライフサイクルコスト削減の観点からも極めて重要な課題となり、そのための対策が必要な状況にある。

他方、既設コンクリート構造物の経年劣化によるコンクリート片のはく落や耐力の低下が問題となっており、早急な対応が求められている。供用後 50 年以上

の長期材齢となる構造物が今後増大することを考慮すると、より経済的かつ効果的で、凍害や塩害などの複合劣化に対しても十分な耐久性を有する補修補強工法の確立が必要となる。また、補修補強を要する構造物は、構造形式、劣化度、立地条件等が多種多様であることから、種々の条件に対応できる補修補強設計施工法の確立が必要である。

このような背景に基づき、本研究では、主に凍害および凍害と塩害の複合劣化に対する対策について検討を行い、新設構造物（改築含む）の耐久性向上対策として、改質セメントおよび表面含浸工法の適用効果について室内試験および試験施工による検証を行っている。なお、表面含浸工法においては、新設だけでなく既設構造物の耐久性向上効果についても検討を行っている。また、補修補強工法の開発のため、短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュ併用工法の、種々の短繊維および連続繊維を用いる場合の性能確認試験と実構造物への適用性検証のほか、短繊維補強（軽量）コンクリートの性能確認試験を行っている。以下に平成 21 年度の各研究の成果報告を行う。

2. 改質セメントによるコンクリートの高耐久化に関する研究

2.1 研究概要

コンクリート構造物の凍害および凍害と塩害の複合劣化に対する耐久性を向上する手法は種々存在するが、コンクリートの緻密化等によりコンクリート自体の耐久性を向上することは最も基本的な対策であり、コンクリートの長期的な耐久性が確保できれば効率的にライフサイクルコストを縮減できる可能性がある。

本研究では、セメントの改質および産業副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュ等の各種混和材を利用することで、コンクリートの緻密化等によるコンクリート自体の高耐久化を図り、凍害および複合劣化に対する耐久性の向上等、高耐久コンクリートの配合設計法を確立することを目的としている。

これまでの研究により、実用化を目的として開発した工場製品は強度および耐久性ともに高い水準が確保されていることが室内試験結果から確認され、工場製品への適用性の一端が示されている。

平成 21 年度は、実環境下に試験施工あるいは暴露後 1 年経過時のコンクリート工場製品の物性および耐久性の検証とともに、新たに工場製品を製造し、その耐久性等について室内試験を実施し評価した。また、現場打設コンクリートへの適用の課題となる改質セメントコンクリートの収縮特性について検討を行った。

2.2 実環境下における 1 年経過時の性能評価

2.2.1 試験施工および暴露試験の概要²⁾

昨年度は、北海道十勝管内の国道峠部において凍害と塩害の複合劣化と考えられる著しい劣化がみられていた皿形側溝と、北海道オホーツク地方の海水が遡上する河川において塩害等による著しい劣化がみられていたプレキャストコンクリート護岸堤を選定し、国土交通省北海道開発局の協力により、実環境下における試験施工あるいは暴露試験を実施した。具体的には、皿形側溝については、峠の 2 箇所（6 合目と 7 合目付近）で試験施工を実施した。また、河川護岸用プレキャストコンクリートについては、中規模の試験体を作製して現地河川の護岸堤に設置し暴露試験を開始した。

2.2.2 使用材料、配合および製造

表-2.1 に使用材料を示す。結合材には、これまでの試験で高い耐久性が確認されているものの中から、早強ポルトランドセメント（以下早強セメントと略記）と、JIS 規格値を満足する比表面積 6000cm²/g クラスの高炉スラグ微粉末（以下スラグと略記）を選定し用

表-2.1 使用材料

セメント	早強セメント(HP) 4770 ^{※1} ・4500 ^{※2} 、密度 3.15g/cm ³ 普通セメント(NP) 3310 ^{※1} 、密度 3.16g/cm ²
混和材	高炉スラグ微粉末(S6) 6020 [※] 、密度 2.89 g/cm ³
細骨材	人舞産陸砂 ^{※3} 密度 2.60g/cm ³ 、吸水率 2.39% 依田産陸砂 ^{※4} 密度 2.59g/cm ³ 、吸水率 1.65%
粗骨材	人舞産砂利 ^{※3} 密度 2.67g/cm ³ 、吸水率 1.40% 依田産碎石 ^{※4} 密度 2.67g/cm ³ 、吸水率 0.99%
高性能減水剤	カルボキシル基含有ポリエーテル系
A E 剤	天然樹脂酸系

※1: 皿形側溝、※2: 護岸製品（いずれも比表面積 (cm²/g)）
※3: 皿形側溝、※4: 護岸製品

表-2.2 コンクリートの配合

対象製品	セメント種類	混和材種類	混和材置換率 (%)	W/B (%)	空気量 (%)	SP ^{※1} 添加量 (C×%)	s/a (%)	コンクリート単量 (kg/m ³)						AE剤添加量 (B×%)	
								W	B ^{※2}		S	G ^{※3}			SP
									C	S6		(5-15)	(15-25)		
皿形側溝	NP	S6	60	35	4.5	0.65	41	147	420	712	1052	2.74	0.0200		
	HP							167	477	671	990	3.10	0.0200		
護岸製品	HP	S6	60	30.6	4.5	0.60	43	162	529	689	941	3.17	0.0168		
	HP	-	-	30.4	4.5	0.65	36	150	494	607	1111	3.21	0.0200		

(※1 SP:高性能減水剤、※2 B:結合材、※3 G:括弧書きは骨材寸法)

いた。なお、皿形側溝に関しては汎用性と経済性を考慮し、普通ポルトランドセメント（以下普通セメントと略記）とスラグを組み合わせた場合についても比較検討を行った。また、河川護岸用プレキャストコンクリート（以下護岸製品と略記）に関しては、一般品として早強セメントのみで作製した製品も暴露している。

コンクリートの配合を表-2.2 に示す。皿形側溝製品については、特に凍結防止剤に含まれる塩分と凍結融解作用による複合劣化への抵抗性を考慮して、水結合材比 (W/B) は室内のスケリング試験結果が良好だった 35%とした。護岸製品については、実際の護岸堤の設計基準強度が 60N/mm²であることを考慮し、事前試験により設計強度を満足するように W/B を決定した。スラグ置換率はいずれの製品についてもセメント内割で 60%とした。また、いずれの製品についても、作業性を考慮し、中流動のコンクリートを型枠に流し込み作製した。目標スランプフローおよび空気量はいずれも 50±5cm および 4.5±1%とした。

養生は、いずれも蒸気養生とし、その方法は比表面積 6000 クラスのスラグを用いた既往の研究³⁾を参考に、①供試体作製後前置きを 3 時間行い、②昇温速度を 10°C/hr とし、20°C から 55°C まで温度を上げ、③55°C を 6 時間保持し、④その後、自然冷却で 20°C まで下げた。蒸気養生後は、製品については試験施工日まで工場の敷地内にある屋外ヤードに静置した。

2.2.3 物性および耐久性の検証試験概要

製品の物性および耐久性の調査は、敷設後1年経過時点で現地より製品を回収し、スケーリング調査のほか、製品の強度試験や塩分浸透状況等について試験を実施した。各調査・試験方法を以下に示す。

(1) スケーリング調査

皿形側溝製品のスケーリングは、回収した製品を写真撮影し、パーソナルコンピュータに取り込んだ画像データからスケーリング劣化した部分の面積を測定し評価した。なお、**図-2.1**に示すように皿形側溝の流水部分はR加工部を含んでおり曲線部の面積測定は困難であることから、本調査においては製品中央の平坦部が最も雨水や融雪水の影響を受ける部分と考え、R加工部を除く平坦部を調査対象面として面積を計測し

(**図-2.1**の斜線部)、対象面積あたりのスケーリング劣化面積をスケーリング面積率として表した。なお、回収した製品の一部には**写真-2.1**に示すように、除雪車によると考えられる擦り傷がついたものや、回収作業時に製品端部が一部欠損した部分があったため、劣化面積を測定する際には目視による判断ではあるがその影響を除いて計測した。

(2) 強度試験

皿形側溝については、製品自体の曲げ試験としてJIS A 5363 プレキャストコンクリート製品—性能試験方法通則に準拠して行った。なお、他の試験の関係から曲げ試験はそれぞれ1試験体のみで行った。護岸製品については、暴露試験体(30×30×300cm)を回収し、気中部、干満帯および水中部よりそれぞれφ10×20cmのコア供試体を採取し、JIS A 1108に準拠して圧縮強度試験を実施した。併せて、JIS A 1149に準拠して、コンプレッソメータを用いて静弾性係数を測定した。

(3) 塩分浸透量調査

コンクリート内部への塩分浸透量の測定は、JSCE-G 574-2005 に準拠し⁴⁾、電子線マイクロアナライザー(EPMA)による面分析(定量分析)により行った。面分析は、研磨した試料の分析面に導電性を持たせるために金を蒸着し実施した。面分析条件を以下に示す。

- 加速電圧：15kV、試料電流： 1×10^{-7} A、
- 測定時間：40msec/ピクセル、
- 分光結晶：LDE5H (C)、PET (Ca、Cl)、TAP (Si)
- 標準試料：Cl (Halite、Cl=60.7mass%)、Ca、Si (Wollastonite、CaO=48.0mass%、SiO₂=50.9mass%)
- プローブ径：25μm、ピクセルサイズ：50×50μm

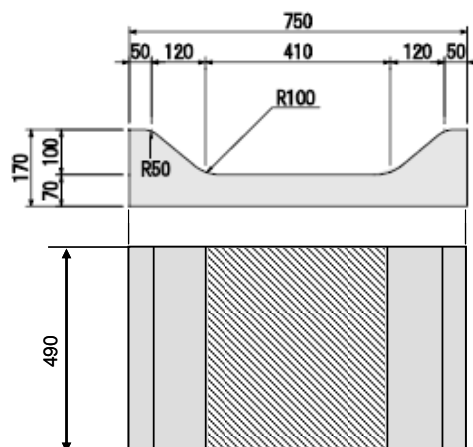


図-2.1 皿形側溝の概略

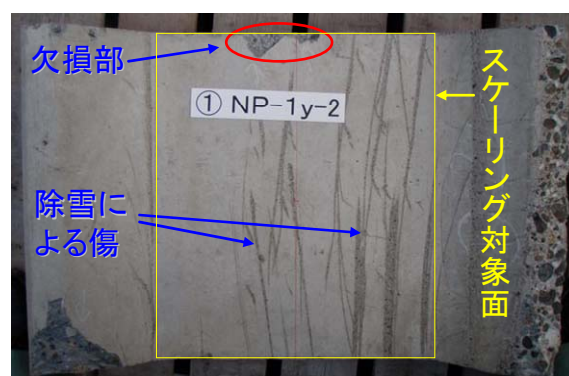


写真-2.1 製品の損傷例
(7合目敷設「普通+スラグ」)

Cl⁻の濃度分布は、試料表面側から内部方向の向きについて、Cl⁻元素としての質量%(mass%)で表記した。なお、コンクリート内部への劣化因子の侵入はセメントペースト部を介して起こるため、面分析結果の画像は、セメントペーストに相当する部分のみを表示する条件で作成した。セメントペーストに相当する部分の表示は、反射電子の強度の他に $17.5\text{mass}\% \leq \text{CaO} \leq 52.5\text{mass}\%$ 、および $5.0\text{mass}\% \leq \text{SiO}_2 \leq 30.0\text{mass}\%$ の条件に当てはまるピクセルのみを選択することで行った。

(4) 結合水量およびCaCO₃量測定

皿形側溝については、敷設後のコンクリートの水和状況を把握するために、結合水量の測定を行った。また、コンクリートの中酸化状況を把握するために、CaCO₃量の測定を行った。測定は何れも熱分析装置を用い、昇温速度10°C/minで熱質量分析(TG-DTA)を行った。結合水量は20°Cと800°Cの質量減量より、CaCO₃量は650~800°C付近の質量減量よりそれぞれ求めた。測定試料は、まず粗砕したコンクリートを鉄乳鉢中で粉碎しながら粗骨材を取り除き、残った試料をさらにアセ

トン中で軽く粉砕して75 μ m以下の粉末を採取した。試料は、この粉末を窒素ガス雰囲気中で一定質量となるまで乾燥させたものを用いた。それぞれの測定量は、試料質量から骨材質量を除いた硬化セメントペースト質量当たりの割合で表記した。骨材質量は、採取した試料から得た不溶解残分質量率(セメント協会法F-18に準拠)により補正した。

2.3 試験施工1年経過時の皿形側溝の追跡調査⁵⁾

2.3.1 スケーリング面積率

図-2.2に各皿形側溝製品のスケーリング面積率を示す。なお、前述したように調査対象面にスケーリング以外の損傷が見られた製品は、いずれも7合目に設置した製品のうち、「普通+スラグ」の製品番号2、3と「早強+スラグ」の製品番号1、2、3(全て)であり、6合目敷設製品と即脱型製品には無かった。

図から、いずれの設置箇所においても「早強+スラグ」製品のスケーリング面積率が比較的大きく、「普通+スラグ」製品についてもスケーリングが確認された。他方、写真-2.2に即脱型の表面状況の敷設直後と1年経過後を比較した一例を示したが、即脱型製品の表層は敷設直後に比べ1年後の方がざらつき感が増しており全面的に薄い剥離が確認された。しかし、特殊な製

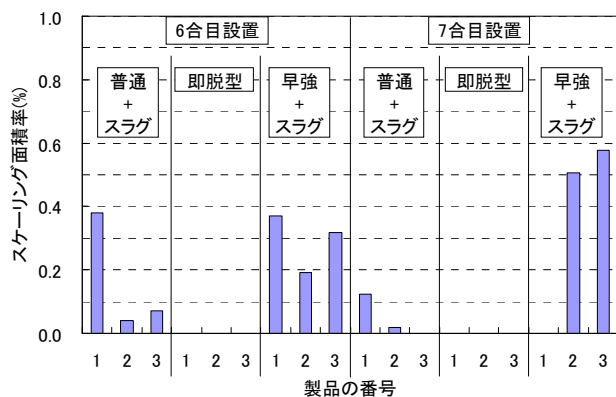


図-2.2 スケーリング面積率

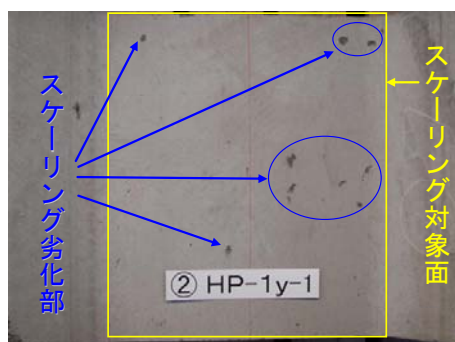


写真-2.3 スケーリング劣化部

(6合目敷設「普通+スラグ」の製品番号1)

造法により表層がモルタル層に覆われているため、表層のペースト皮膜が剥離しても大きな離れにつながらず、スケーリング面積率としての評価は出来なかった。なお、これら製品のスケーリング劣化の傾向は、既報の室内スケーリング試験結果と同様である⁶⁾。

表-2.3にASTM C672試験における目視によるスケーリング程度の評価等級⁷⁾を示す。これにより評価した場合、いずれの製品も3mm以下の離れ深さであり、スラグを用いた製品では一部粗骨材の表面が確認されているものの、スケーリング以外の損傷が見られなかった製品でスケーリング面積率が最大となった「普通+スラグ」の製品番号1の実際の状況(写真-2.3)を見ても、現時点での劣化は極めて小さいことが確認でき、スケーリング面積率の絶対値も極小であることから、敷設1年後における表面上の劣化は問題ないと言える。

2.3.2 皿形側溝の曲げ破壊荷重

図-2.3に皿形側溝の曲げ試験結果を示す。なお、図には製品の出荷材齢14日における曲げ破壊荷重も示している。実環境下に1年曝された製品はいずれも曲げ破壊荷重が増加しており、特に「早強+スラグ」の増加が大きく、以下即脱型、「普通+スラグ」の順となり、



写真-2.2 即脱型の表面状況の経年比較

表-2.3 ASTM試験におけるスケーリング程度の等級⁷⁾

点	試験面の劣化状況
0	剥離なし
1	粗骨材の露出なし、深さ3mm以下の剥離
2	評価1と評価3の中間程度の劣化性能
3	粗骨材がいくつか露出する程度の剥離
4	評価3と評価5の中間程度の劣化性能
5	粗骨材が全面露出する程の激しい剥離

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

出荷材齢時の曲げ破壊荷重にはほとんど差がなかったものの、現場敷設1年後には配合により差がみられた。また、6合目に敷設した製品法が7合目に敷設したもののよりも破壊荷重は大きかった。敷設後の製品の破壊荷重の増加は、実環境下において雨水などによりコンクリートの水和が進行したことによると考えられる。また、6合目の方が破壊荷重が大きかったことについては、標高差に伴う温度の影響等が考えられる。なお、北海道開発局の仕様では、皿形側溝製品の曲げ破壊荷重の規定値は9.3kNであり、いずれも十分に満足していた。

2.3.3 塩化物イオンの浸透状況

写真-2.4にEPMA面分析(定量分析)によるコンクリートの塩化物イオンの浸透状況を示す。写真の左側が試料の表面、すなわち皿形側溝の上面に相当する。なお、写真の凡例の色分布は塩化物イオンの濃度分布を示しており、濃度が濃いほど白色や赤色など暖色系の色で示され、濃度が低いほど黒色や青色の寒色系の色となる。

全体としては設置箇所による違いは殆ど見られず、製品により塩化物イオンの浸透状況は異なった。「早強+スラグ」製品は、表層2mm程度を中心に濃度が高く、以降、試料表面から10mm程度まで内部方向に向かって徐々に濃度が低下していた。「普通+スラグ」製品は、概ね「早強+スラグ」と同様の傾向であったが、試料内部への塩化物イオン浸透深さが13mm程度と「早強+スラグ」製品よりも若干大きくなる傾向が見られた。一方、即脱型の場合、試料表面部の濃度が低い領域が深さ2.5~3.0mm程度までであり、その内部側では表層5mm程度を中心に高く、以降、試料表面から20mm程度まで内部方向に向かって徐々に濃度が低下していた。このように、スラグを用いた製品では、表層部の塩化物イオン濃度が高かったが、塩化物イオンの浸透深さは比較的小さいのに対し、即脱型製品は比較的内部まで塩化物イオンが浸透していた。

図-2.4にセメントペーストに相当する部分のCl濃度分布を算出した結果を示す。上述したように、いずれもごく表面部の塩化物イオン濃度は内部よりも低下しているが、これは表層部のコンクリートの中性化により内部に塩分が移動したものと考えられる⁸⁾。また、塩化物イオン濃度は若干ではあるが7合目に敷設した製品の方が高い傾向がみられる。これは7合目はトンネル手前に敷設されており、トンネル内の融雪水が直接的に流入することや、路側の堆雪幅が6合目よりも

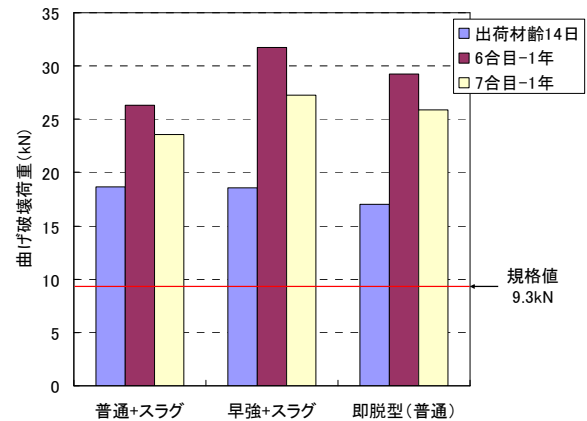


図-2.3 皿形側溝の曲げ試験結果

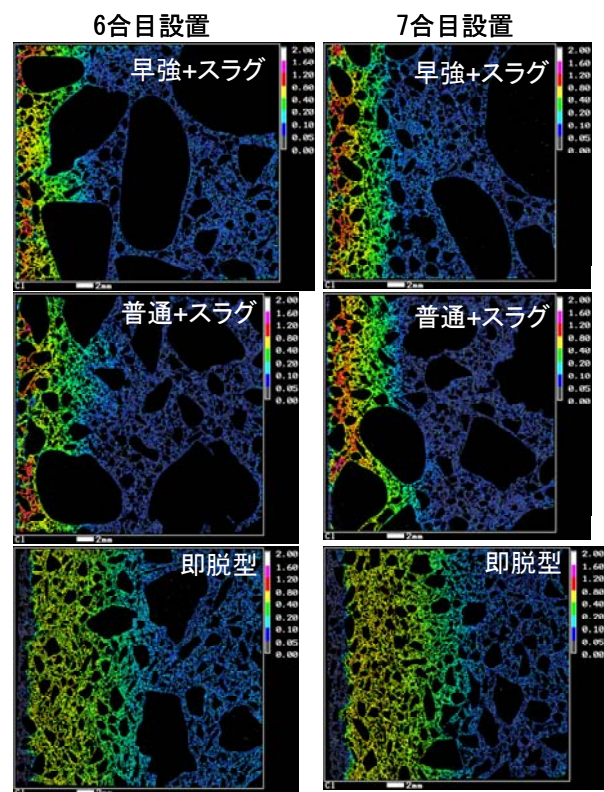


写真-2.4 塩化物イオンの浸透状況(EPMA面分析定量)

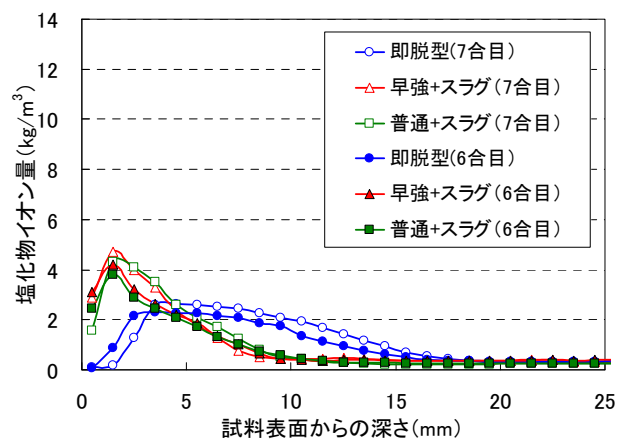


図-2.4 セメントペースト部分のCl濃度分布

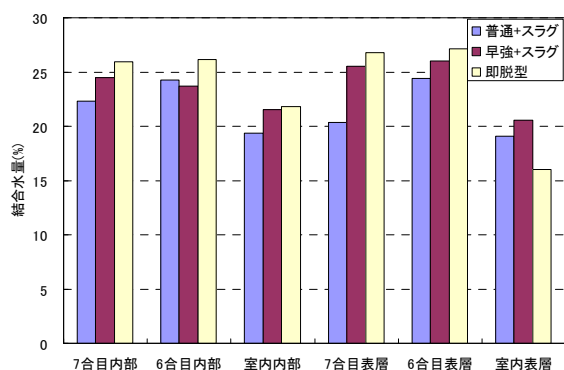


図-2.5 示差熱分析による結合水量

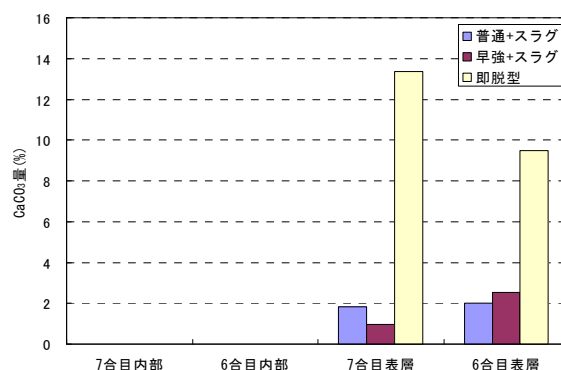


図-2.6 示差熱分析によるCaCO₃量

狭いことなどから凍結防止剤を含む雪が集中し、塩化物イオンが蓄積された可能性が考えられる。以上より、スラグ製品は表層部の濃度が高いものの内部には浸透していないのに対し、即脱型製品はより内部に塩分が浸透しており、スラグ製品の塩分浸透抑制効果が確認された。なお、これらの値から見かけの拡散係数を算出すると、早強+スラグは0.12cm²/年、普通+スラグは0.15 cm²/年、即脱は0.6cm²/年程度となり、スラグを用いた開発品は、一般製品の即脱と比べて塩化物イオンの拡散係数が小さいことが確認された。しかし、過年度実施した室内試験における塩化物イオンの実効拡散係数はそれぞれ0.03 cm²/年、0.05 cm²/年および0.93 cm²/年程度であり、見かけの拡散係数は実効拡散係数よりも即脱は小さく、スラグ製品は大きかった。これについては、実環境下での存置期間が短く塩分浸透量も小さいことから、今後継続的に検討する必要がある。

2.3.4 熱分析結果

図-2.5に示差熱分析による結合水量を示す。X軸ラベルにある内部とはそれぞれの箇所に敷設し1年経過した製品の内部より採取した試料を意味し、表層とは表層5mm部より採取した試料を意味する。また、室内とは過年度実施した室内試験時の試料から得られたデータを意味し、この試料の養生条件は製品と同様に蒸気養生した後、温度20℃、相対湿度60%の室内に材齢28日まで静置し材齢28日で測定したものである。従って、この値は実環境下に敷設した当初の製品の値と考えても差し支えないと考えられる。

結合水量は、敷設当初と同等と考えられる「室内」の値よりも1年後の方が増加していた。これは、1年後の方が水合が進行していることを意味しており、敷設1年後の方が製品の強度が増加していたことを裏付けるものである。また、1年経過後の結合水量は、概ね「普通+スラグ」よりも「早強+スラグ」や即脱型の方が増加していることに加え、7合目に敷設したもの

よりも6合目に敷設したものの方が結合水量は増加しており、これらの傾向は1年後に製品により強度差が見られたことや6合目の方が強度が大きかったこととも一致していた。

図-2.6に示差熱分析によるCaCO₃量の測定結果を示す。これらは敷設1年経過後の製品の試験値であるが、製品内部の試料からはCaCO₃が検出されていないのに対し、表層部の試料からはいずれもCaCO₃が検出された。このことから、製品の表層は何れも中性化していることが明らかとなり、塩化物イオンの浸透分析において、表層部の中性化の影響により内部に塩分が移動したとする仮説を裏付けるものである。さらに即脱型のCaCO₃量はスラグを用いた製品よりも多く、即脱型の方が表層部の塩化物イオン濃度がより内部に移動していた結果をよく説明する。

以上から、1年後の製品の強度が増加していることや、表層部の中性化が塩化物イオンの浸透に影響を及ぼしていることが、熱分析試験の結果から検証された。

2.4 暴露1年経過時の護岸製品試験体の追跡調査

2.4.1 目視による外観調査

写真-2.5に河川暴露試験体の全景を示す。暴露試験体は気中部、干満部および水中部の3部位に大別され、気中部は外観上の変化が見られなかった。干満帯では、写真-2.6に示すように、試験体の型枠面の極一部で骨材上面のスケーリングが見られたものの、ほとんど変化がなかった。また、水中部は全体に薄く藻が付着していたが、コンクリート表面の変状は見られなかった。

2.4.2 圧縮強度試験と静弾性係数

図-2.7に試験体よりコア採取した供試体の1年経過時の圧縮強度を示す。図には室内試験用供試体による材齢3~91日までの圧縮強度の経時変化も併記しているが、1年経過時の圧縮強度はいずれの部位においても80N/mm²程度であり、実環境下において増加していることが確認された。

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

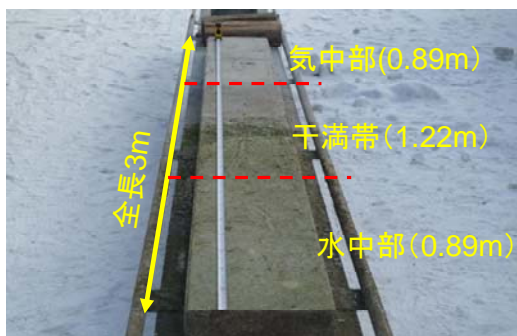


写真-2.5 河川暴露試験体の全景

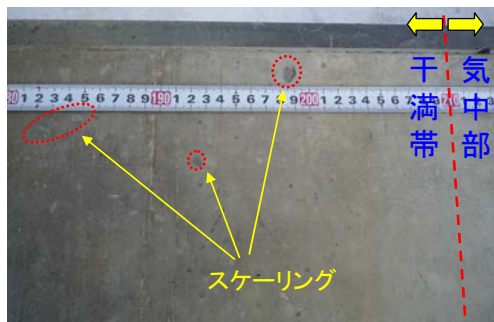


写真-2.6 スケーリング状況

図-2.8にコア供試体の1年経過時の静弾性係数を示す。1年経過時の静弾性係数は材齢91日の室内試験結果とほぼ同程度であり、圧縮強度のような増加は確認されなかった。

2.4.3 塩化物イオンの浸透状況

写真-2.7にEPMA面分析（定量分析）によるコンクリートの塩化物イオンの浸透状況を示す。写真の左側が試料の表面に相当する。

気中部は表層から4mm程度まで塩化物イオンの浸透がみられたが、その濃度は低かった。これに対して、干満帯は気中部より内部に塩化物イオンが浸透しており、表面から1~2mm程度を中心に高濃度を示し、以降13mm程度まで内部に向かって濃度が低くなる傾向を示した。また、水中部は干満帯よりもさらに内部に塩化物イオンが浸透しており、表層部の塩化物イオン濃度も高かった。

図-2.9にセメントペーストに相当する部分のCl⁻濃度分布を算出した結果を示す。上述したように、試験体の設置高さにより塩化物イオンの浸透深さおよび濃度は異なり、水中部が最も塩化物イオンの浸透が大きく、気中部の塩化物イオンの浸透深さおよび濃度は小さかった。また、いずれも極表面部の塩化物イオン濃度は内部よりも低下しているが、これは2.3.3および2.3.4で述べたように、極表層部のコンクリートの中酸化により、内部に塩分が移動したものと考えられる。

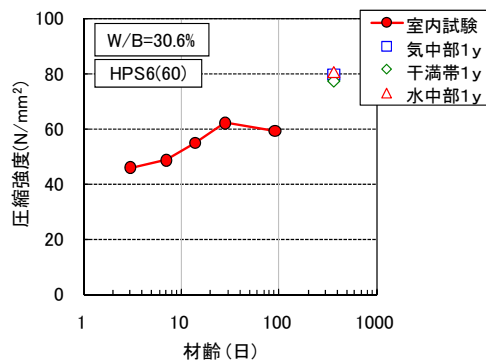


図-2.7 河川暴露試験体の圧縮強度

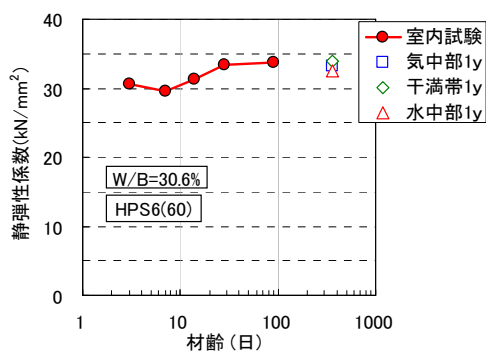


図-2.8 河川暴露試験体の静弾性係数

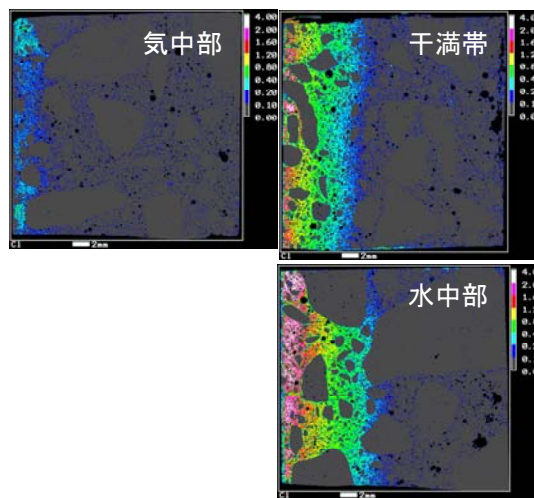


写真-2.7 塩化物イオンの浸透状況 (EPMA面分析定量)

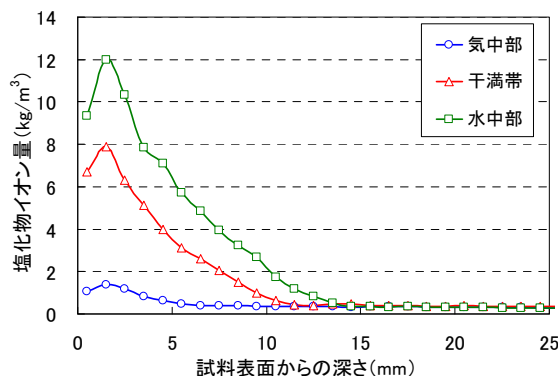


図-2.9 セメントペースト部分のCl⁻濃度分布

なお、これらの値から見かけの拡散係数を算出すると、気中部は $0.06\text{cm}^2/\text{年}$ 、干満帯は $0.15\text{cm}^2/\text{年}$ 、水中部は $0.2\text{cm}^2/\text{年}$ 程度となり、室内試験における実効拡散係数 $0.05\text{cm}^2/\text{年}$ よりもいずれも大きく、これについては皿形側溝と同様、今後継続的に検討する必要がある。

以上から、実河川内に暴露した試験体は、大きな劣化が確認されず、試験体の設置高さにより異なるものの塩化物イオンの浸透は表層 1cm 程度であり現状としては問題ないことが確認された。

2.5 新たな製品の開発

改質セメントを用いたコンクリート工場製品への適用範囲拡大を目的として、近年主流となっている即脱型の製造方法による道路縁石と、中規模製品への適用性を考慮し、流し込みの製造方法によるU型側溝およびボックスカルバート（流雪溝）への適用性について室内試験により評価した。なお、道路縁石およびU型側溝については、国土交通省北海道開発局の協力により、実環境下における試験施工を実施した。また、ボックスカルバートについては、中規模工場製品を考慮して蒸気養生を行ったものと、現場打設コンクリートを想定して現場養生を行ったものを作製し、増毛町の海岸沿いに位置する暴露試験場に設置した。以下に室内試験結果について述べる。

2.5.1 使用材料、配合および製造

結合材は、普通セメント（比表面積 $3360\text{cm}^2/\text{g}$ 、密度 $3.16\text{g}/\text{cm}^3$ ）とスラグ（比表面積 $6140\text{cm}^2/\text{g}$ 、密度 $2.89\text{g}/\text{cm}^3$ ）を用いた。細骨材は、流し込み製品では錦多峰産陸砂（密度 $2.69\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率 1.72% 、粗粒率 2.81 ）を、即脱製品では白老産陸砂（密度 $2.66\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率 1.30% 、粗粒率 2.54 ）を用いた。粗骨材は、流し込み製品では峨朗産碎石（密度 $2.71\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率 1.76% 、 $G_{\text{max}}=20\text{mm}$ ）を、即脱製品では敷生川産碎石（密度 $2.64\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率 1.30% 、 $G_{\text{max}}=20\text{mm}$ ）を用いた。

コンクリートの配合を表-2.4に示す。流し込み型の水結合材比（W/B）は耐久性を考慮して 35% とし、目標スランプは $18\pm 2.5\text{cm}$ 、目標空気量は $4.5\pm 1.5\%$ とした。即脱型については、一般的な即脱型製品を考慮してW/B= 30% とした。目標コンシステンシーは7秒、目標空気量は $2.5\pm 1.0\%$ とした。スラグ置換率はいずれの製品についてもセメント内割で 60% とした。

養生は基本的に蒸気養生とし、供試体作製後前置きを3時間行い、その後室温から 55°C まで温度を上げ6時間保持した後、自然冷却で室温まで下げた。蒸気養生後は、気中養生を行った。また、流し込み製品の検

表-2.4 縁石、U型側溝の配合

配合番号	セメントの種類	混和材の種類	置換率 (%)	W/B (%)	空気量 (%)	SPの種類	SP添加量 (B×%)	s/a (%)	コンクリート単位量 (kg/m ³)							
									W	B		S	G _{2.5-5}	G ₅₋₂₀	SP	AE剤
										C	S ₆					
流し込み	NP	S ₆	60	35	4.5	MT 150	1.25	40	160	457	683	-	1033	5.71	0.274	
即脱	NP	S ₆	60	30	2.5	NL- 4000	0.65	50	120	400	960	477	477	6.00	5A	

討では、標準養生した場合についても検討を行った。

2.5.2 室内試験項目および試験概要

圧縮強度試験は、JIS A 1108 に準拠して、材齢 3、7、14、28 および 91 日の 5 材齢で実施し、併せて JIS A 1149 に準拠してコンプレッソメータによる静弾性係数測定も行った。

塩分浸透抵抗性は、JSCC-G571-2003 の電気泳動によるコンクリート中の実効拡散係数試験方法（案）⁹⁾に準拠して塩化物イオンの実効拡散係数を求め評価した。試験材齢は 28 日とし、 $\phi 10\times 20\text{cm}$ の円柱供試体の中央部を厚さ 5cm の円盤状になるように切断したものをを用いた。

凍結融解抵抗性は、水中凍結融解試験と、一面凍結融解試験によるスケーリング試験により評価した。水中凍結融解試験は、JIS A 1148 の A 法に準拠して材齢 28 日より試験を開始し、凍結融解サイクルの進行に伴う相対動弾性係数と質量変化により評価を行った。なお本研究では、試験水に真水と $3\% \text{NaCl}$ 水溶液を用いた 2 水準とした。

スケーリング試験は ASTM C672 並びに RILEM CDF 法に準拠した試験をそれぞれ行い評価した。

ASTM 法では、 $220\times 220\times 100\text{mm}$ の角柱供試体に -18°C を16時間、 23°C を8時間の1日1サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は蒸気養生後、試験開始の材齢 28 日まで温度 20°C 、相対湿度 60% の環境下で気中養生を行い、試験面は実際の製品の暴露面を考慮して型枠底面（ $220\times 220\text{mm}$ ）とし、試験面には土手を設けて試験溶液を湛水し凍結融解作用を与えた。なお、試験溶液には、塩害との複合劣化を想定して、 $3\% \text{NaCl}$ 水溶液を使用した。

CDF 試験では、 $+20^\circ\text{C}$ から -20°C まで $10\text{K}/\text{h}$ の定速で4時間冷却し、 -20°C を3時間保持後、同じ定速で 20°C まで4時間加熱した後、 $+20^\circ\text{C}$ を1時間保持する、12時間1サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、 $100\times 100\times 400\text{mm}$ の角柱供試体を半分に切断して $100\times 100\times 200\text{mm}$ としたものをを用い、試験面は ASTM 法と同様に型枠底面とした。供試体は蒸気養生後材齢 21 日まで温度 20°C 、相対湿度 60% の環境下で気中養生し、その後供試体側面をシールして、 20°C で試験面より 7

日間下面給水させた後、試験を開始した。試験水には ASTM 法と同様、3%NaCl 水溶液を用いた。

2.5.3 強度発現と材齢の関係

図-2.10 に圧縮強度と材齢の関係を示す。なお、比較として昨年度検討した皿形側溝製品の強度も併記しているが、凡例にある皿形流込とは 2.2 で述べた皿形側溝製品であり、皿形即脱とは即脱型で製造された一般製品の皿形側溝製品であり、普通セメントが用いられている。流し込みの圧縮強度は即脱型と比較して初期強度は高かったが、その後の強度の増加はほとんど見られなかったのに対し、即脱型の圧縮強度は材齢の進行とともに大きく増大した。なお、皿形側溝製品と比較すると、製造方法、水結合材比が同じものはほぼ同様な強度発現となっており、製造工場の違い（骨材の違い）による影響はほとんど見られなかった。また、即脱型供試体は結合材の種類が異なるものの、今回の試験では圧縮強度がほぼ同程度であることが確認された。他方、流し込み型の養生の違いでは、標準養生を行ったものの方が蒸気養生に比べて、材齢の進行に伴う強度の増加が大きいことが確認された。

2.5.4 静弾性係数と圧縮強度の関係

図-2.11 に静弾性係数と圧縮強度の関係を示す。図には、土木学会コンクリート標準示方書で示されている値¹⁰⁾とその 90% 値のラインを併記している。流し込みで標準養生したものは、圧縮強度あたりの静弾性係数が大きく、土木学会値を採用することにより安全側で設計が可能であるが、蒸気養生したものや即脱型については、土木学会値を下回っており、その 90% 値を採用することが適当と思われる。

2.5.5 塩分浸透抵抗性

図-2.12 に電気泳動法を用いた塩分浸透試験により得られた各コンクリートの実効拡散係数を示す。スラグを用いた配合はいずれも実効拡散係数が小さく、特に流し込み製品の拡散係数は、昨年度作製した皿形流込よりも小さかった。また、即脱製品は、圧縮強度は図-2.1 に示したように普通セメントを用いた一般的な皿形即脱と同程度だったものの、結合材にスラグを用いることにより実効拡散係数は極めて小さくなることが確認された。

2.5.6 凍結融解抵抗性

(1) 水中凍結融解試験

図-2.13 に各コンクリートの水中凍結融解試験結果を示す。なお、参考として過年度実施した皿形側溝製品の試験結果も併記しして²⁾。流し込みの標準養生

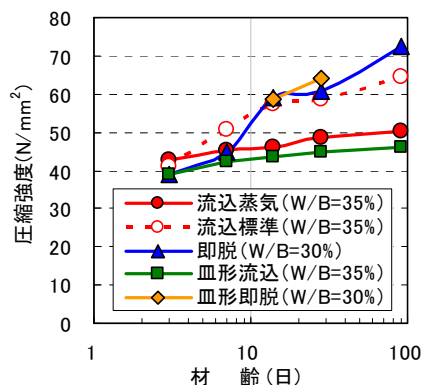


図-2.10 圧縮強度と材齢の関係

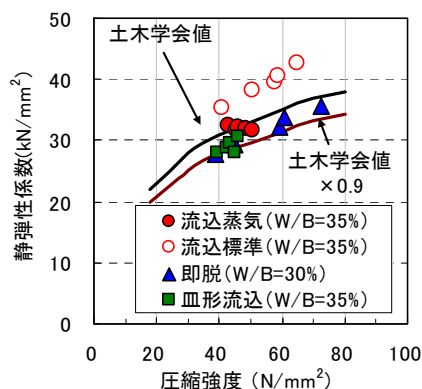


図-2.11 静弾性係数と圧縮強度の関係

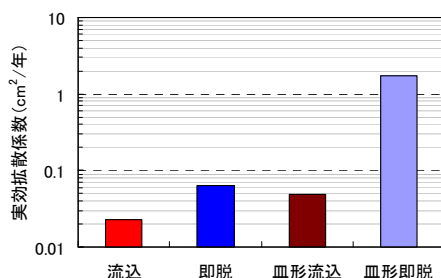


図-2.12 各コンクリートの実効拡散係数

および即脱製品は、即脱製品の塩水を用いた場合の質量減少が若干大きくなる傾向が見られたものの、相対動弾性係数は、淡水および塩水のいずれの試験水を用いた場合でも試験終了時点で 90% 以上確保されており、極めて高い凍結融解抵抗性を示した。一方、流し込みの蒸気養生を行ったものは、凍結融解 100 サイクル以降急激に相対動弾性係数が低下し、質量減少も大きかった。凍結融解抵抗性は、気泡間隔係数との相関が一般に高く、蒸気養生した流し込み製品の気泡間隔係数は 233 μm と一般に凍結融解抵抗性が向上するとされている気泡間隔係数 250 μm ¹¹⁾ を下回っており極めて良好な結果だったのに対し、即脱型の気泡間隔係数は 412 μm と大きかった。しかしながら、水中凍結融解試

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

験結果は逆の傾向を示しており、空気量だけでは説明することができない。さらに、昨年度製作した皿形側溝製品の場合、水中凍結融解試験結果では極めて高い凍結融解抵抗性が示されていたことに加え、今年度の試験においても、標準養生した場合には極めて高い凍結融解抵抗性が得られていることを考慮すると、今年度実施した蒸気養生が凍結融解抵抗性を低下させた一要因と考えることができる。今回作製した流し込み製品は、昨年度製作した皿形側溝製品と結合材の種類、配合、製造方法および養生方法は同じだが製造した工場が異なり、皿形側溝製品の蒸気養生時には、ピーク温度までの温度上昇速度のコントロールが可能であったが、今回行った製造工場では温度上昇速度をコントロールすることができなかつたため、極めて短時間で養生温度がピーク値の55℃まで達しており、このことが供試体の表面の品質を低下させたものと考えられる。

(2) スケーリング試験 (ASTM 法)

図-2.14にASTM法によるスケーリング試験結果を示す。水中凍結融解試験結果と同様、流し込みの蒸気養生供試体でスケーリング量が増加する傾向が見られ、即脱や流し込みの標準養生供試体については、極めて軽微なスケーリング量であった。なお、これらの傾向は過年度実施した皿形側溝の傾向と同様だった²⁾。

(3) スケーリング試験 (CDF 試験)

図-2.15にCDF試験によるスケーリング試験結果を示す。ASTM法とCDF試験では水の供給作用が異なるため、単純な比較はできないものの、CDF試験法ではASTM法と傾向が異なつた。流し込み製品についてはいずれの養生方法においてもスケーリング量は極めて軽微であり、過年度実施した皿形側溝の傾向と同様だった²⁾。これに対し、即脱製品についてはスケーリング量が極めて多かつた。図-2.13に示した水中凍結融解試験において塩水を用いて試験を行った場合、即脱製品の質量減少が多く、本試験結果と一致する傾向ではあるが、流し込みの蒸気養生のスケーリング量が極めて少なく、この原因については、今後詳細に検討する必要がある。なお、CDF試験によるスケーリング限界量は凍結融解28サイクルで1500g/m²とされており¹²⁾、スケーリング量が多かつた即脱製品についてもこの値は満足していた。

以上の結果から、流し込み製品および即脱製品とも強度上の問題は無く、塩分浸透抵抗性も高いことが確認された。しかし、凍結融解抵抗性については満足しないケースもみられ、製造方法、養生条件および配合

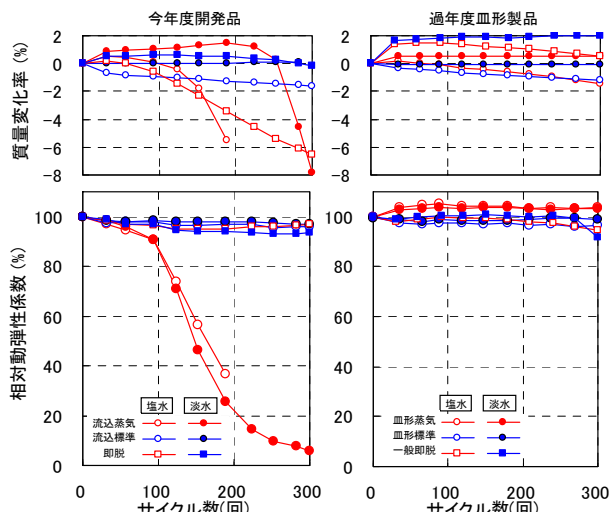


図-2.13 水中凍結融解試験結果

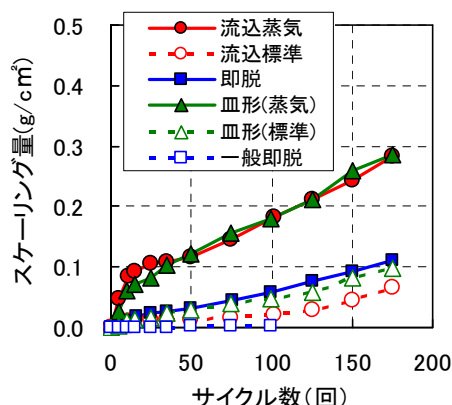


図-2.14 スケーリング量 (ASTM 法)

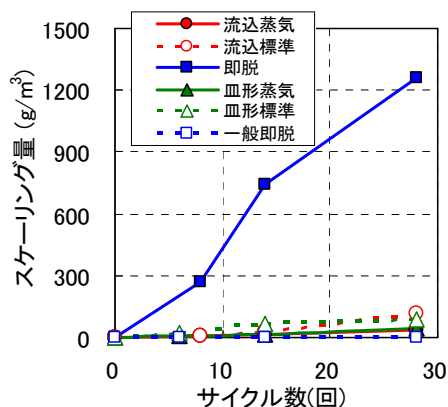


図-2.15 スケーリング量 (CDF 試験)

などが影響していると考えられるため、これらを整理し、適用条件を明らかにする必要がある。

2.6 収縮ひび割れ抑制対策の検討

これまで検討してきたように、各種セメントとスラグの組合せにより、高い耐久性を確保したコンクリートの製造が可能であることを明らかにしてきた。他方、

実構造物に適用する場合には、初期欠陥を防止することが極めて重要であり、既往の研究では、スラグを用いたコンクリートの場合ひび割れが発生しやすいとの報告もある。このことから、ここではスラグを用いたコンクリートの実用化に関する検討として、収縮特性について検討を行った。

2.6.1 使用材料および配合

検討した結合材は、早強セメント（比表面積 4520cm²/g、密度 3.15g/cm³）単味（HP）、普通セメント（比表面積 3340cm²/g、密度 3.16g/cm³）とスラグ（比表面積 6090cm²/g、密度 2.89g/cm³）の組合せ（NPS6）および早強セメントとスラグの組合せ（HPS6）の3種類とした。細骨材は錦多峰産陸砂（密度 2.69g/cm³、吸水率 1.16%、粗粒率 2.95）を、粗骨材は白老産砕石（密度 2.68g/cm³、吸水率 1.91%、G_{max}=25mm）を用いた。混和剤は、高性能 AE 減水剤（ポリカルボン酸系）を2種類用い、空気量を調整するために消泡剤（ポリエーテル系）と AE 助剤（ロジン系）を合わせて用いた。また、収縮抑制対策としての有効性を確認することを目的として、石灰系の膨張剤（EX）と、ポリエーテル誘導体を主成分とした収縮低減剤（SR）を用いた。

コンクリートの配合を表-2.5に示す。水結合材比は40%とし、スラグ置換率は60%で検討を行った。また、膨張材および収縮低減剤の添加率はそれぞれのメーカーの標準値を採用し、膨張材は 20kg/m³を強度の低下を避けるために細骨材の一部として置換して用い、収縮低減剤は6kg/m³を練混ぜ水の一部として置換して用いた。なお、スラグを用いた配合については、実構造物への適用性も考慮し、単位水量は 140kg/m³に固定して検討した。

2.6.2 試験概要

収縮特性として、乾燥収縮試験を行った。乾燥収縮ひずみの測定は、供試体作製時に供試体中央に設置した埋め込み型のひずみゲージにより行った。供試体は、10×10×40cmの角柱供試体を使用し、供試体の養生は材齢7日まで温度20℃で水中養生を行い、その後温度20±2℃、相対湿度55±5%の恒温恒湿室に静置してデータロガーを用いてひずみの計測を行った。

膨張材および収縮低減剤が圧縮強度に及ぼす影響を把握するために、JIS A 1108に準拠し材齢7および28日で圧縮強度試験を行った。また、膨張材や収縮低減剤の使用により凍結融解抵抗性が低下することが指摘されていることから¹³⁾、JIS A 1148の水中凍結融解

表-2.5 収縮検討配合

セメントの種類	混和材の種類	湿和材置換率 (%)	W/B (%)	空気量 (%)	SP ^{※1} の種類	SP添加量 (B*) (%)	s/a (%)	コンクリート単位量 (kg/m ³)									
								W	B		S	G	EX ^{※2}	SR ^{※3}	AE剤 (B×%)	消泡剤 (B×%)	
									C	S6							
HP	-	-				0.60		135	338	-	882	1031	-	-	-	-	0.0006
NP					A	0.45	46	128	320	-	891	1041	-	-	-	0.01	0.0015
								128	192								
NP					A	0.35	46	140	350	-	864	1010	20	-	-	0.013	0.0015
								140	210								
HP	S6	60	40	4.5	B	0.37	46	140	350	-	864	1010	20	-	-	0.012	0.0015
								140	210								
NP					B	0.30	46	140	350	-	864	1010	-	6	-	0.05	0.0015
								140	210								
HP					B	0.32	46	140	350	-	864	1010	-	6	-	0.062	0.0015
								140	210								

※1: SP=高性能AE減水剤、※2: EX=膨張材、※3: SR=収縮低減剤

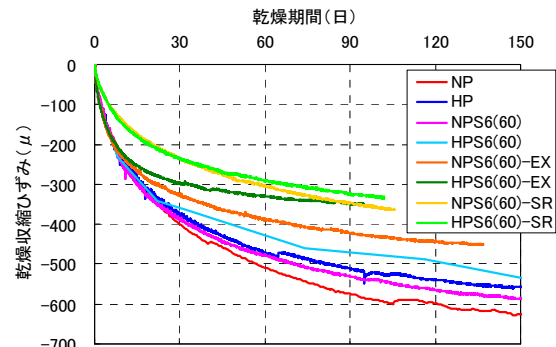


図-2.16 乾燥収縮ひずみ

試験を実施して凍結融解抵抗性について評価を行った。

2.6.3 乾燥収縮ひずみ特性

図-2.16に乾燥収縮ひずみと乾燥材齢の関係を示す。図には、過年度実施した普通セメント単味（NP）と早強セメントとスラグを組み合わせた HPS6(60)の試験結果も併記している。セメント単味では、乾燥開始後1ヶ月程度まではセメントの種類による差はほとんど無いが、徐々にNPの方が乾燥収縮ひずみは増大する傾向がみられた。なお、ベースセメントの違いによるひずみの傾向は、スラグ、膨張剤および収縮低減剤を用いた場合でも同様であった。また、それぞれのセメントとスラグを組み合わせた場合、セメント単味の場合よりも乾燥収縮は抑制される傾向がみられ、これはスラグ使用によりコンクリートが緻密化し、供試体内部の水分の逸散が小さくなったためと考えられる¹⁴⁾。一方、膨張剤を用いた場合、乾燥収縮ひずみが100μ以上抑制され、収縮低減剤を用いた場合には、さらに収縮が抑制された。特に収縮低減剤を用いた場合については、乾燥材齢初期より収縮が抑制されていた。

2.6.4 圧縮強度特性

図-2.17に各コンクリートの材齢7日および28日における標準養生供試体の圧縮強度を示す。スラグを用いることによりセメント単味の場合よりは強度が低下しているものの、膨張材および収縮低減剤を用いた場合でも、ベースセメントの違いによる強度差はほとん

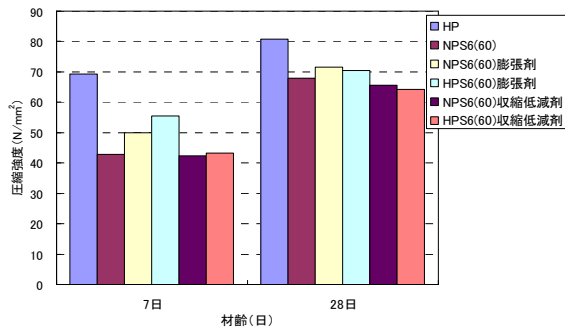


図-2.17 圧縮強度試験結果

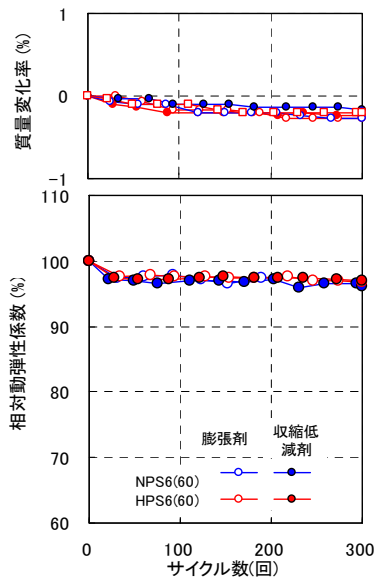


図-2.18 水中凍結融解試験結果

どみられず、材齢7日以降であれば強度に及ぼす影響は小さいことが確認された。

2.6.5 凍結融解抵抗性

図-2.18 に水中凍結融解試験結果を示す。膨張材および収縮低減剤のいずれを用いた場合でも、試験終了時の相対動弾性係数は95%以上と極めて良好な結果であった。なお、これらのコンクリートの気泡間隔係数は膨張材を用いた場合169~174 μm 、収縮低減剤を用いた場合には262~331 μm であり、収縮低減剤を用いた場合には、一般的に高い凍結融解抵抗性が確保できるとされている250 μm 以下より大きかった。しかし、凍結融解抵抗性は良好なことから、スラグの適用により凍結融解抵抗性が向上した可能性が考えられ、そのメカニズムについては今後検討する必要がある。

以上から、膨張材および収縮低減剤により本研究で検討した結合材を用いた場合の収縮ひずみを抑制できること、およびこれらの結合材を用いた場合には、凍結融解抵抗性も確保できることが確認された。

2.7 まとめ

本研究では、新設構造物の耐久性向上対策として、改質セメントを用いたコンクリートの実用化に関する各種試験および試験施工による検証を行った。これらの成果をまとめると以下ようになる。

- (1) 改質セメントについては、試験施工あるいは暴露試験後1年経過時の物性および耐久性の検証を行い、皿形側溝の調査結果より、改質セメントを用いたコンクリートの適用効果の一端が確認された。
- (2) 新たなる製品への適用性を検討した結果、凍結融解抵抗性を確保するには製造方法、養生方法、配合等について整理する必要があることが明らかとなった。
- (3) 現場打設コンクリートへの適用の課題となる改質セメントコンクリートの収縮特性について検討を行い、膨張材および収縮低減剤により本研究で検討した結合材を用いた場合の収縮ひずみを抑制できること、およびこれらの結合材を用いた場合には、凍結融解抵抗性も確保できることが確認された。

今後は、現地に試験施工等を行ったコンクリートの物性と耐久性に関する調査を継続し、実環境下における耐久性等の検証を行うとともに、改質セメントを用いた高耐久性コンクリートの設計施工法を提案する。

3. 表面含浸工法によるコンクリートの耐久性向上

3.1 表面含浸工法と含浸性防錆材による既設構造物の複合劣化抑制効果および適用範囲の明確化に関する検討

3.1.1 研究概要

凍害・塩害の抑制が期待される簡易的な対策工の一つに表面含浸工法がある。この工法は、既設部材への適用効果が不明確である理由から、基本的には新設もしくは打換え部材に適用範囲が限定されているのが現状である。しかし、損傷がさほど進行していない既設部材も数多く存在しており、予防保全の重要性を鑑みると既設への適用を一律に規制することは必ずしも合理的とは言えず、前述した社会的なニーズに応えていくには、既設構造物への表面含浸工法の適用拡大に向けた検討が望まれる。

3章では、水や塩分の浸透を抑制する効果を発揮するシラン系表面含浸材と、鉄筋表面に防錆皮膜を形成する機能を有する含浸性防錆材に着目し、既設コンクリート構造物の鉄筋腐食進行抑制効果ならびに適用範

囲の明確化に関する検討を行った。

平成20年度は鉄筋腐食抑制に対する含浸材の効果調べるための乾湿繰り返し試験の実施に向けての供試体作製ならびに乾湿繰り返しを10サイクル程度まで行った。本年度は引き続き20サイクルまで行い、効果について評価を行った。さらに、実構造物において実証的・臨床的な評価を行う目的で、稚内開発建設部管内の既設道路橋のコンクリート主桁において試験施工を実施した。

3.1.2 室内試験概要

(1) コンクリート配合・使用材料

表-3.1にコンクリートの配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。水セメント比は55%に設定した。細骨材は苫小牧産海砂（表乾密度2.68g/cm³、吸水率1.18%、除塩処理済）、粗骨材は小樽産砕石（表乾密度2.64g/cm³、吸水率1.99%、最大粒径25mm）を使用した。練混ぜの際、内在塩分に見立てた塩化物イオン量を外割で混入した。混入量は0、1、2、3、4、6kg/m³の6水準とした。

(2) 供試体

図-3.1に供試体を示す。寸法は220×200×100mmと

表-3.1 コンクリートの配合

セメント	W/C (%)	s/a (%)	単用量(kg/m ³)			
			W	C	S	G
普通	55	45	154	280	895	1113

【備考】 W/Cは水セメント比、s/aは細骨材率、Wは水、Cはセメント、Sは細骨材、Gは粗骨材を表す。練混ぜの際、内在塩分に見立てた塩化物イオンを外割で0、1、2、3、4、6kg/m³混入（6水準）。

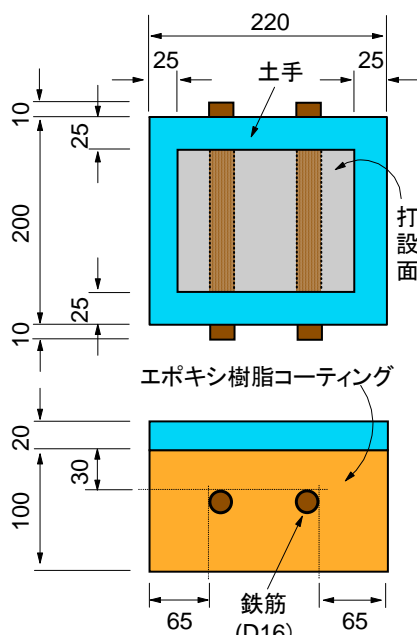


図-3.1 供試体

し、打設面からのかぶり厚が30mmとなるようD16鉄筋を2本埋設した。打設の翌日に脱型し、材齢3日までは湿った麻布で供試体を覆い、それ以降は材齢28日まで温度20℃、湿度60%の恒温恒湿室に静置した。その後、後述する乾湿繰り返し試験において試験水を張るため、幅25mm、高さ20mmの土手を打設面に築いた。また、打設面と底面を除く側面の4面をエポキシ樹脂でコーティングした。

(3) 微細ひび割れの導入

材齢28日到達後、一部の供試体においてアムスラー型圧縮試験機による繰り返し載荷を行い、既設コンクリート構造物の凍害劣化を模擬させた微細ひびわれを発生させた。微細ひび割れを導入する供試体の劣化程度は、凍害に対する耐久限界以下まで劣化したコンクリートは塗布による耐久性の向上は困難という名和ら¹⁵⁾の知見を踏まえ、ここでは耐凍害性の閾値（相対動弾性係数が60～85%¹⁶⁾）を参考に、閾値の上限（85%）まで相対動弾性係数を低下させることを目標とした。ひび割れの導入方法は過年度の研究¹⁷⁾を参考に、供試体の両端面にアムスラーのヘッドを当て、圧縮強度の9割の荷重を10回繰り返し載荷することで微細ひび割れを発生させた。

(4) 塗布作業

塗布作業は材齢28日に行った。なお、微細ひび割れを導入する供試体については、ひび割れを発生させた後に塗布を行った。塗布材については、シラン系表面含浸材（以下、表面含浸材と記す）は北海道開発局の道路設計要領の目安を満たす材料の中から、過年度の試験施工^{18)、19)}において比較的良好な結果を示した無溶剤系の材料を1種類選定した。含浸性防錆材は選定の目安が整備されていないため、ここでは米国での実績を有するアミン系の気化性防錆皮膜形成材を任意で選定した。

塗布方法は、①含浸性防錆材を塗布した後に表面含浸材を塗布するパターンと、②含浸性防錆材のみ塗布するパターンの2ケース行った。なお、工法として評価を行う理由から仕様は設けず、メーカーの担当者に塗布作業を全て一任した。塗布量は、含浸性防錆材は0.3kg/m²、表面含浸材は0.4kg/m²である。ともに刷毛で打設面に塗布した。①については、含浸性防錆材を塗布してから7日後に表面含浸材を塗布した。塗布後は材齢42日まで供試体を恒温恒湿室に静置した。

(5) 乾湿繰り返し試験・腐食速度の測定

ここでは鉄筋腐食試験として、乾湿繰り返し試験を



写真-3.1 腐食速度の測定状況

表-3.2 腐食速度の判定基準²¹⁾

	腐食速度(mm/年)	腐食速度の判定
I	0.0023未満	不動態状態 (腐食なし)
II	0.0023~0.0058	低~中程度の腐食速度
III	0.0058~0.0116	中~高程度の腐食速度
IV	0.0116より大	激しい、高い腐食速度

行った。乾湿繰り返しの方法は外岡ら²⁰⁾の実験を参考に設定した。打設面に淡水を張って40℃の環境下で3日間湿潤、淡水を除去して20℃の環境下で4日間乾燥させる7日1サイクルの試験を20サイクル行った。鉄筋の腐食速度は分極抵抗に分類される交流インピーダンス法により評価した。測定は試験前と20サイクル終了時の2回行った。写真-3.1に測定状況を示す。電極板の寸法が大きい関係で土手を設置した打設面に電極板を当てるのが難しい理由から、ここでは供試体の底面に電極板をあてて腐食電流密度($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)を測定した。その値を腐食速度(mm/年)に換算し、表-3.2²¹⁾に示す基準と照合して評価を行った。腐食速度への換算は式(3.1)²¹⁾の関係を利用して行った。

$$1\mu\text{A}/\text{cm}^2=11.6\times 10^{-3}\text{mm}/\text{年} \quad (3.1)$$

測定は1本の鉄筋につき3回、計6回行い、全データの平均を腐食速度とした。

3.1.3 室内試験結果

(1) 乾湿繰り返し試験前の腐食速度

図-3.2、3.3に乾湿繰り返し試験前における腐食速度の測定結果を示す。腐食速度は対数で表示している。表面含浸材と含浸性防錆材の両方を塗布した塩化物イオン混入量 $1\text{kg}/\text{m}^3$ は電極板に故障が生じた影響で、データを取得することができなかった。これを除いてみると、ひび割れを導入しなかった供試体では腐食速度に及ぼす塗布有無の影響は明確に表れず、塩化物イオン量が多いほど腐食速度が大きい傾向を示した。これ

に対してひび割れを導入した供試体は、腐食速度と塩化物イオン量の関係については前述と同様であったが、塩化物イオン混入量 $2\sim 6\text{kg}/\text{m}^3$ においては、若干ではあるが塗布した供試体の方が無塗布に比べて腐食速度は小さい結果が得られた。これは、腐食抑制効果を発揮する塗布材がひび割れを経由して内部に多く含浸し、腐食速度の低減により効果的に作用したことを示している。

(2) 乾湿繰り返し試験後の腐食速度

図-3.4、3.5に20サイクル後の腐食速度の測定結果を示す。全体的に腐食速度は塩化物イオン量が多いほど大きく、また、試験前に比べると速度は大きくなっていることが確認された。表面含浸材と含浸性防錆材の両方を塗布した供試体の腐食速度は、塩化物イオン混入量 $0\sim 4\text{kg}/\text{m}^3$ の範囲において無塗布の腐食速度よりも小さい値が示された。2、 $3\text{kg}/\text{m}^3$ については、無塗布の腐食速度のグレードはIII~IVであるのに対し、塗布の腐食速度はII~IIIで1ランク下のグレードに留まっていることが確認された。なお、 $6\text{kg}/\text{m}^3$ では無塗布とほぼ同程度もしくはそれよりも高い腐食速度を示した。このことは、塩化物イオン量が $6\text{kg}/\text{m}^3$ 以上の場合、腐食速度の増幅に及ぼす塩化物イオンの影響の強さが塗布による抑制作用を卓越することを示し、塗布のみで腐食速度を低減させることは難しいと言える。

本研究の範囲では、表面含浸材と含浸性防錆材の併用によって腐食速度の低減を期待する場合、鉄筋位置における塩化物イオン含有量は $4\text{kg}/\text{m}^3$ が適用の上限であることがわかった。また、無塗布と塗布における腐食速度の差は、ひび割れを導入した方が大きいことが確認された。これは、ひび割れを介して多く浸透した塗布材による腐食速度の低減効果と、無塗布の腐食速度がひび割れなしに比べて大きいことから、無塗布における腐食速度の増幅の2つの作用が相乗したことによる結果と考えられる。

一方、含浸性防錆材のみ塗布した場合の腐食速度に着目すると、ひび割れを導入しなかった場合、塩化物イオンを混入しなかったものは無塗布を下回っていたものの、 $1\text{kg}/\text{m}^3$ 以上においては塗布有無の影響が明確に表れなかった。これは試験前の傾向と全く同じであった。一方、ひび割れを導入した場合の腐食速度は、試験前は全体的に無塗布を下回っていたが、20サイクル終了後は2、 $3\text{kg}/\text{m}^3$ においては無塗布を上回る値が、1、 $6\text{kg}/\text{m}^3$ においては無塗布と遜色ない値が示された。これは、塩化物イオンと乾湿の相乗作用によって鉄筋

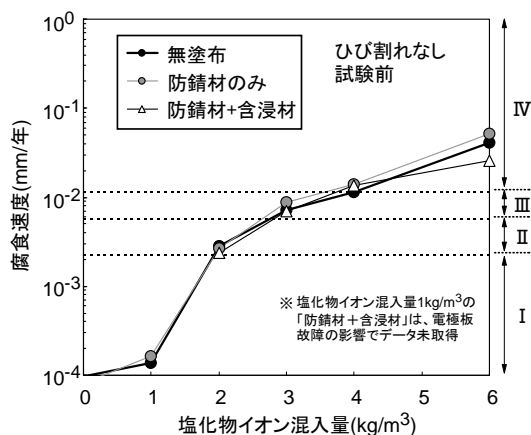


図-3.2 腐食速度（試験前、ひび割れなし）

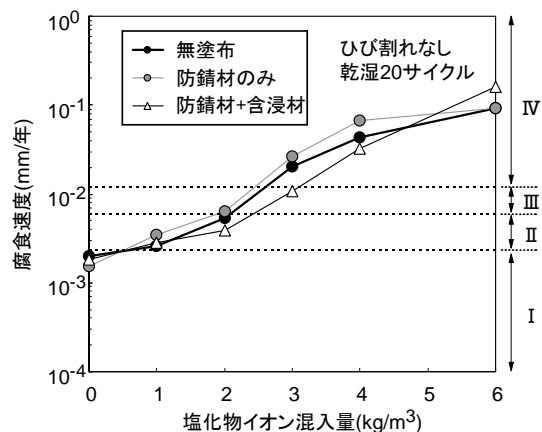


図-3.4 腐食速度（20 サイクル終了時、ひび割れなし）

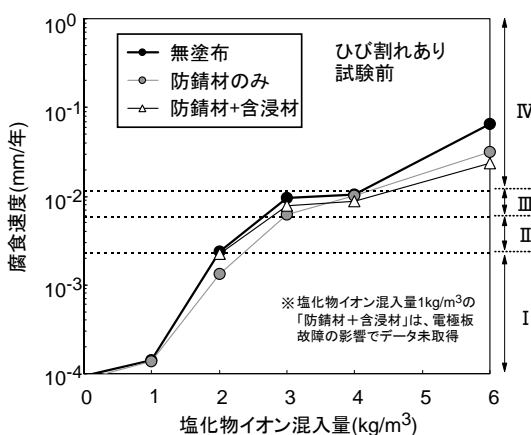


図-3.3 腐食速度（試験前、ひび割れあり）

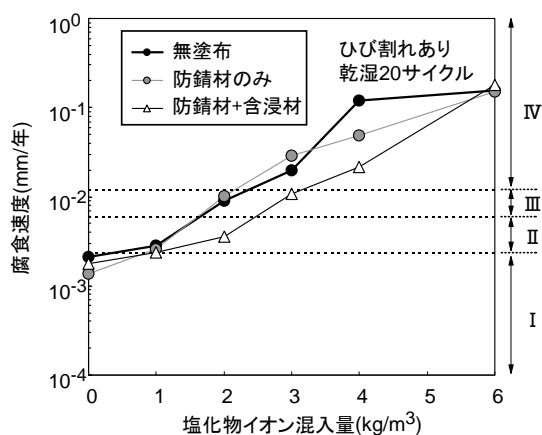


図-3.5 腐食速度（20 サイクル終了時、ひび割れあり）

の周りに形成された防錆被膜が分解され、効果の消失に至ったと考えられる。

今回の室内実験では含浸性防錆材と、腐食物の一種である $Fe(OH)_2$ の形成を促すカソード反応の原因である水分の浸透を抑制する効果を発揮する表面含浸材を併用したシリーズでは腐食速度の低減が認められた。含浸性防錆材のみ塗布したシリーズは、乾湿後における腐食速度の低減効果は前者に比べると小さかったが、試験前の段階では腐食速度の低減が確認されていることから、今後は実際の環境下でデータを取得して詳細な評価を行っていく必要がある。また、形成される防錆皮膜の安定性は材料によっても異なると考えられ、防錆材の種類を増やした検討も行っていく必要がある。

3.1.4 試験施工・追跡調査

次に、前項で得た知見の検証を行う目的で、既設道路橋のコンクリート主桁において試験施工を行い、実証的・臨床的な評価を実施した。

(1) 試験施工橋・環境

試験施工は一般国道 238 号浜頓別町頓別橋の主桁

(設計基準強度 $29.4N/mm^2$) において行った。図-3.6 に位置図を示す。頓別橋は昭和 33 年 11 月に架設された橋長 30m、幅員 6.5m の既設のポステン PCT 橋である。写真-3.2 に主桁下面の外観を示す。著しい損傷は見受けられないが、1 桁あたり 1~2 本のクラックが軸方向に生じている。過年度の橋梁点検結果によると、クラック幅は平成 9、11 年の調査では $0.2\sim 0.3mm$ 、平成 13 年は $0.1\sim 1.0mm$ 、平成 19 年は最大 $1.0mm$ 程度との報告がなされており、平成 13 年以降はひび割れが大きく進行していない状況にある。主桁の塩化物イオン量は表層（深さ $0\sim 20mm$ ）が $1.3\sim 1.8kg/m^3$ であるが、鉄筋の近傍部（深さ $20\sim 40mm$ ）は $0.2\sim 0.3kg/m^3$ で発錆限界の $1.2kg/m^3$ には達していない。2008 年 11 月~2009 年 3 月のアメダス²²⁾より浜頓別町の冬期環境を調べたところ、最低気温は平均値が $-5.6^\circ C$ 、最小値が $-16.8^\circ C$ である。また、最低気温がコンクリートの凍結温度とされる $-2^\circ C$ ²³⁾ 以下で、最高気温が $-2^\circ C$ より高い日を凍結融解 1 日として凍結融解日数の合計を求めたところ 72 日であった。また、最低・最高気温がとも

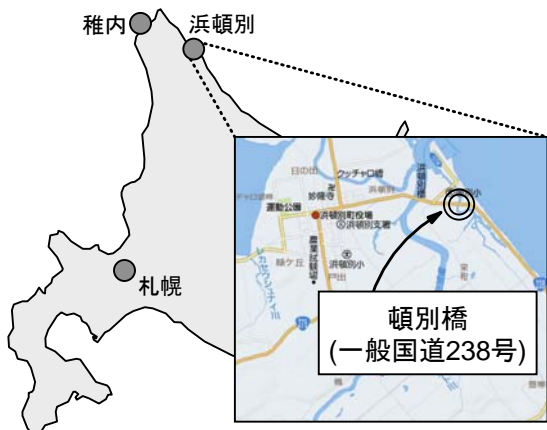


図-3.6 試験施工箇所の位置図



写真-3.2 主桁の状態

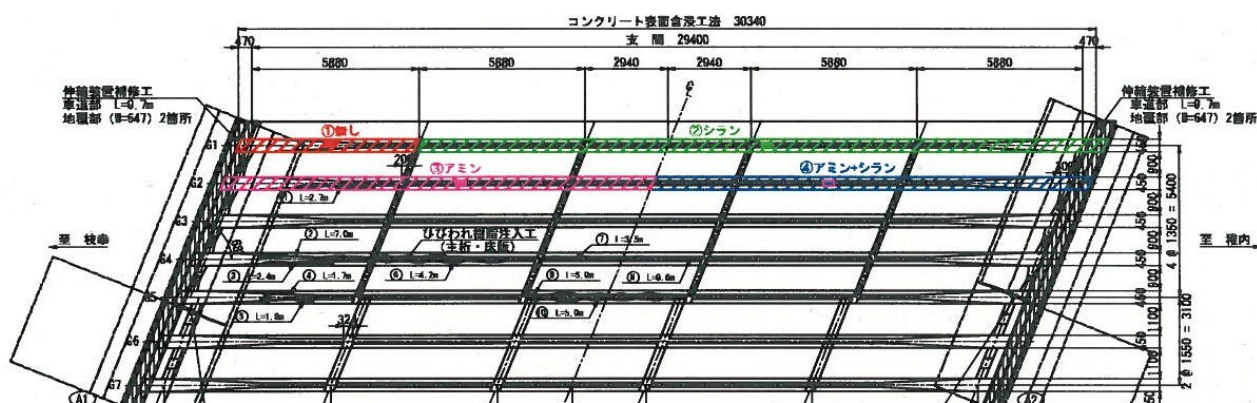


図-3.7 施工平面図

に -2°C 以下である凍結持続日の合計は43日であった。

(2) 試験施工

図-3.7に施工平面図を示す。床版防水工とひび割れ補修工が施された後、昭和48年に拡幅されたG5～G7を除くG1～G4を対象に補修が実施された。試験施工はG1、G2で行った。G3、G4は今回の評価対象ではないが、表面含浸材の全面塗布が施されている。

表-3.3に試験施工の内容を示す。G1の枝幸側から5mの範囲を無塗布区間（比較対象用）に設定し、①表面含浸材のみ塗布、②含浸性防錆材のみ塗布、③表面含浸材と含浸性防錆材の併用の3ケース行った。桁表面の油脂分を高圧洗浄・ケレンなどで除去した後、各種材料の塗布作業を行った。写真-3.3に施工状況を示す。

(3) 追跡調査

追跡調査では、鉄筋の腐食速度の経年変化を調べた。ここでは、前項で述べた室内実験で用いた機材と同じものを使用して行った。測定は、塗布前と塗布後および試験施工から1.5年経過後の3回行った。追跡調査は今後も継続的に行う予定であるが、ここでは追跡1.5年目までの結果を述べる。

表-3.3 試験施工の内容

施工位置	塗布材の種類
G1 (枝幸側)	無塗布 (比較対象用)
G1 (稚内側)	表面含浸材のみ塗布
G2 (枝幸側)	含浸性防錆材のみ塗布
G2 (稚内側)	表面含浸材と含浸性防錆材を併用



写真-3.3 施工状況 (G2、含浸性防錆材の塗布)

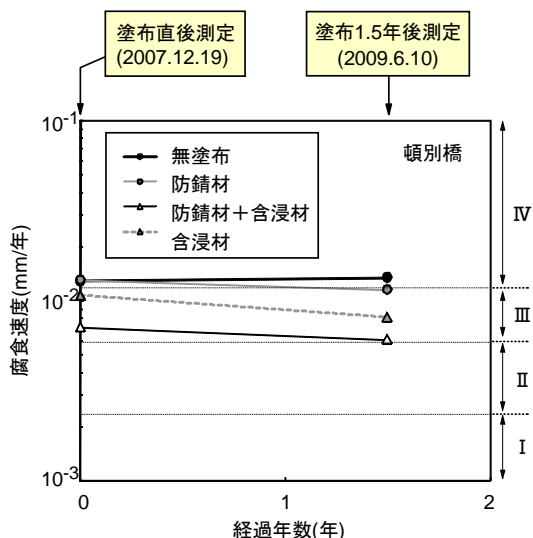


図-3.8 腐食速度の追跡調査の結果

3.1.5 試験施工・追跡調査結果

図-3.8に腐食速度の追跡調査の結果を示す。1.5年経過後の腐食速度は、無塗布の桁は塗布直後の値に比べると0.001mm/年増加、塗布したものは0.001~0.003mm/年減少していることが確認された。腐食速度の減少量は、表面含浸材のみ塗布した区間が最も大きく(0.003mm/年減少)、次いで表面含浸剤と含浸性防錆材の併用(0.002mm/年減少)、含浸性防錆材のみ塗布(0.001mm/年減少)の順となり、含浸性防錆材のみ塗布に比べて表面含浸剤と含浸性防錆材の併用による効果が大きかった室内実験の結果と対応していた。しかし、調査期間が短い関係もあってデータは未だ少なく、今後も調査を継続し、腐食速度の経年変化をみながら効果の持続性を総合的に評価していく必要がある。

3.2 表面含浸工法等の凍害、複合劣化に対する効果分析とりまとめ

3.2.1 研究概要

シラン系表面含浸材に関しては、①材料の初期性能を把握するための室内実験(塩水浸漬試験など)、②スケーリングの進行性を把握するための道内各地の実橋での試験施工(写真-3.4)、③遮塩性の評価方法を確立するための増毛での暴露実験(写真-3.5)等をこれまで実施している。

現在、これら取得データの分析を行い、設計法の確立に向けて総合的なとりまとめを行っている。ここでは、その内容の一部(シラン系表面含浸材の選定方法、遮塩性の照査方法)について中間報告を述べる。

3.2.2 シラン系表面含浸材の選定方法

図-3.9は今回選定した各種シラン系表面含浸材の初期性能を把握するため、初年度に室内で行った塩水



写真-3.4 地覆試験施工(美幌橋)



写真-3.5 増毛暴露実験場

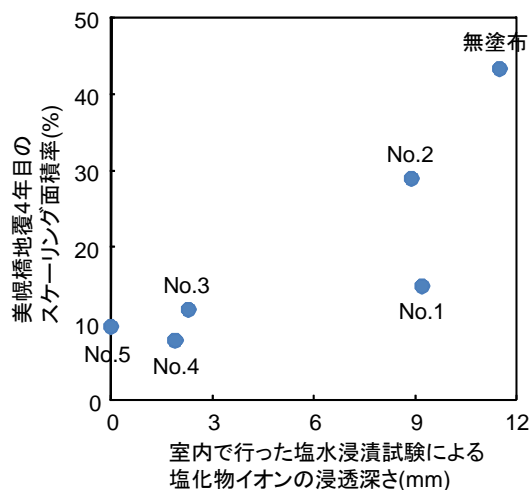


図-3.9 初年度に室内で行った塩水浸漬試験の結果と美幌橋地覆のスケーリング面積率(施工4年後)の関係

浸漬試験の結果と美幌橋地覆のスケーリング面積率(施工4年後)の関係を整理したものである。この関係をみると、遮塩効果に優れる材料は、実際の構造物においてもスケーリングの進行を抑制する効果が期待できると言える。

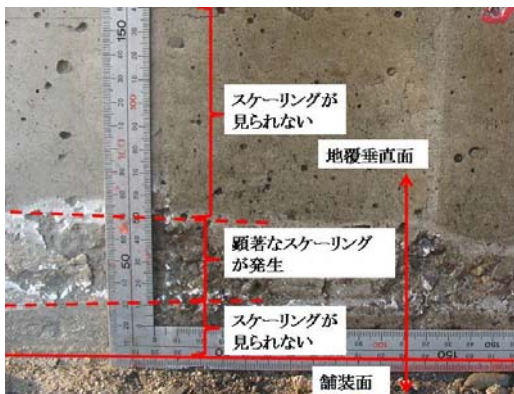


写真-3.6 美幌橋地覆のスケーリング状況の一例



写真-3.7 路面水の滞留（左）マスの詰まり（右）

なお、塩化物イオンの浸透深さが極めて小さい材料においても10%程度のスケーリング面積率の発生は確認されたが、写真-3.6に示すようにスケーリングは全面的ではなく、舗装面から3cm上の部分に集中的に発生している傾向が見受けられた。美幌橋は路面および排水マスに砂が多く堆積しており、舗装面直上にも水が溜まりやすい（写真-3.7）状況にある。このことから、路面水とコンクリート表面が直接に接触する部分についてはスケーリングを抑制することは厳しいが、水が常時滞留しないその上の飛散面に関してはスケーリングの抑制が期待できると言える。

以上のことから、材料の選定については、塩水浸漬試験における塩化物イオン浸透深さの結果を考慮して選ぶことが望ましいと整理できる。

3.2.3 遮塩性の照査方法

図-3.10 は表面保護工法を適用した場合の塩化物イオンの浸透モデルの概念²⁴⁾を示している。表面含浸材を施工すると、表層に吸水抑制層が形成される。この吸水抑制層と非含浸部は塩化物イオンの拡散係数が異なるため、評価に際しては拡散係数を分けて設定する必要がある。

ここで、吸水抑制層の塩化物イオンの拡散係数を $D_h(\text{cm}^2/\text{年})$ とすると、コンクリート表面から深さ x の塩化物イオン量をFickの第2法則の解の形で表現すると式(3.2)のようになる²⁵⁾。

$$\begin{cases}
 \text{i) } 0 \leq x \leq t_h \text{ の場合} \\
 C(x, t) = C_o \left(1 - \text{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_h \cdot t}} \right) \right) \\
 \text{ii) } x > t_h \text{ の場合} \\
 C(x, t) = C_o \left(1 - \text{erf} \left(\frac{1}{2\sqrt{t}} \left(\frac{t_h}{\sqrt{D_h}} + \frac{(x-t_h)}{\sqrt{D_c}} \right) \right) \right)
 \end{cases} \quad (3.2)$$

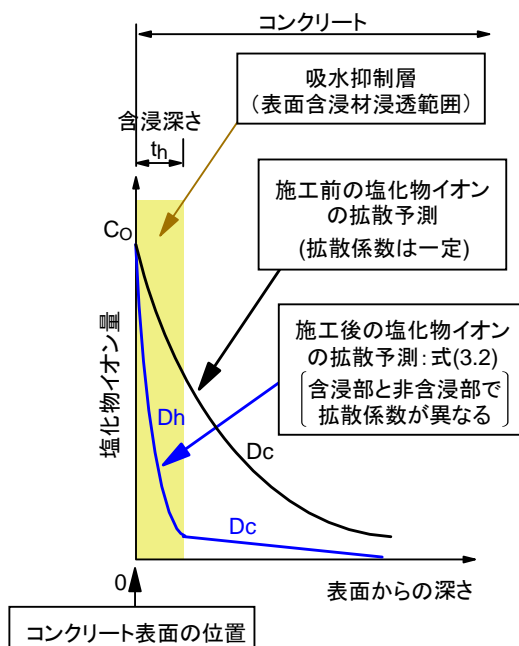


図-3.10 塩化物イオン浸透予測の概念

ここに、 t_h は吸水抑制層の厚さすなわち表面含浸材の含浸深さ(cm)である。

過年度の研究において、暴露2年目に取得したデータを解析して D_h の算出を行ったが、とりまとめに向けて、この D_h の妥当性について再度検証するため、本年度、暴露4年目の供試体を回収して塩化物イオン量を実測し、この D_h を用いて求めた計算値との比較を行った。計算は、過年度に行った暴露2年目調査の際に求めた表-3.4に示す値を用いた。

図-3.11に結果を示す。No.4を除くと実測値と計算値は概ね対応していることが読み取れる。No.4の実測値は、深さ0~2cmの範囲で計算値よりも高い値が示された。写真-3.8は暴露2年目の実測データにおいて拡散係数が比較的小さい傾向が示されたNo.3、No.4、No.5の

表-3.4 計算に用いた値
(暴露2年目の実測データを基に設定)

	無	No.1 (42%)	No.2 (43%)	No.3 (80%)	No.4 (12%)	No.5 (90%)
C_0	31	31	31	31	31	31
D_c	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
D_h	—	0.094	0.086	0.006	0.004	0.001
t_h	—	0.3	0.2	0.3	0.3	0.7

【単位】 C_0 : kg/m^3 、 D_c と D_h : $\text{cm}^2/\text{年}$ 、 t_h : cm
カッコの%は有効成分量

切断面に着色水を吹きかけた状態を示している。No.3、No.5は明確な吸水防止層が確認されたのに対し、No.4は吸水防止層が肉眼で確認できなかった。実環境下において、有効成分量が少ない一部の製品を適用した場合、吸水防止層が経年的に減少もしくは消失する傾向は既往の文献²⁶⁾でも確認されているが、文献26)では、その理由については不明で今後の検討課題と述べられている。シランの構造や有効成分量によるのかは不明であるが、2年目から4年目にかけて何らかの作用でシランの一部が分解・消失したために計算値よりも高い値が計測されたと考えられる。なお、No.4を除くと、全体的には図-3.10の理論は寒冷地でも適用は可能であること、過年度の測定で得た D_h (表-3.4) は概ね妥当であると評価される。

以上より、シランの構造・有効成分量に関する制約を設定する必要性はあるように思われるが、基本的には選定した材料の遮塩性の照査は式(3.2)により行えると整理できる。

3.3 まとめ

本研究では、新設および既設構造物の劣化抑制を目的として、表面含浸工法の既設構造物への適用効果と適用範囲の検討および新設構造物の複合劣化に対する効果分析を行った。これらの成果をまとめると以下のようになる。

- (1) 保護材によって鉄筋の腐食速度が低減する効果が期待できる。
- (2) その際の内在塩化物イオン量は 4kg/m^3 が適用の上限であることが示された。しかし、防錆材のみを塗布したシリーズにおいて、腐食速度がさほど低減しない結果も一部で示された。

次年度は防錆材を表面ではなく鉄筋に直接塗布した場合の評価、様々な防錆材を用いた評価、増毛暴露実験場での評価等を行い、腐食抑制に及ぼす防錆材の

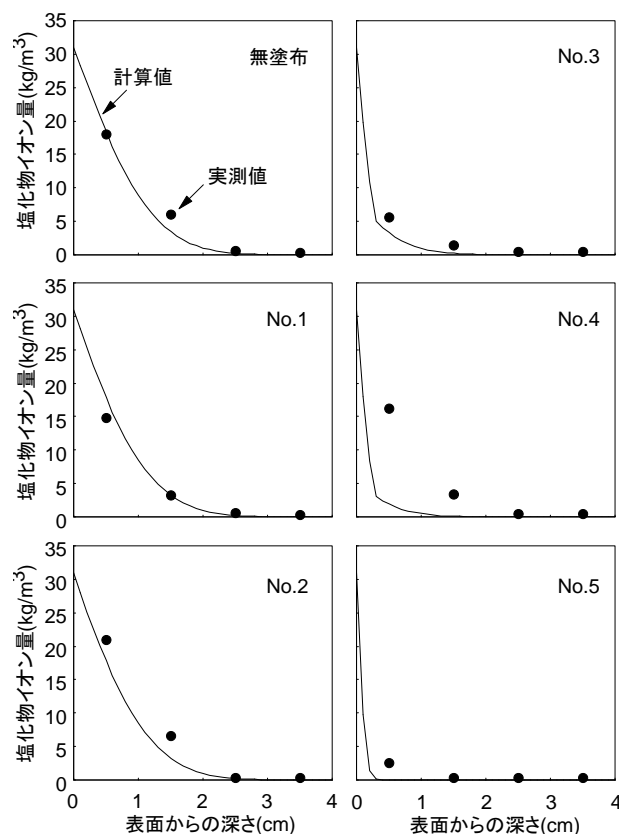


図-3.11 暴露4年目の供試体の塩化物イオンの実測値と計算値の比較

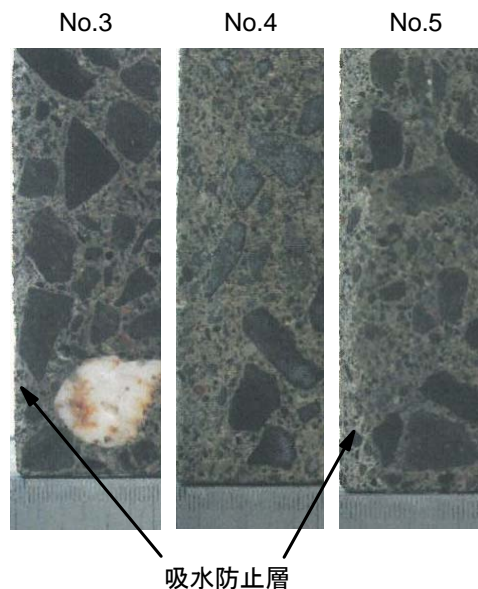


写真-3.8 暴露4年目のNo. 3、4、5の切断面に着色水を吹きかけた状態 (深さ0~3cmのみ表示、向かって左側が暴露面)

効果について総合的にまとめる。また、効果分析とりまとめ作業を引き続き行い、その結果をもとに表面含浸工法の設計施工法の作成・提案を行う。

4. 短繊維混入コンクリートに関する検討

4.1 研究概要

近年、コンクリートに短繊維を混入させることによって微細ひび割れ発生後の引張強度を増加させ、コンクリートの高靱性化を図る研究が盛んに行われている。また、短繊維材料としては鋼繊維が広く用いられてきたが、最近では耐食性に優れる合成繊維の使用も検討されている。特に、ポリビニルアルコール (PVA) 短繊維は親水性があり、セメントマトリクスとの付着性能が高いとされている²⁷⁾。

H18 および 19 年度には、短繊維を利用した補修補強工法の開発を目的として、短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した工法における性能確認試験を実施し、その適用性を明らかにした。

H20 年度には、PVA 短繊維を混入させた普通および軽量コンクリート製 RC 部材の耐荷性能向上効果を定量的に把握することを目的として、PVA 短繊維混入コンクリート製 RC 単純梁の各種荷重実験を実施し、短繊維の混入による曲げ耐力、せん断耐力および耐衝撃性の向上を明らかにした。また、PVA 短繊維を混入した軽量コンクリートの実施工を考慮した施工性、力学特性、耐久性を確認した。

H21 年度では、ポンプ圧送性を確保した PVA 短繊維混入軽量コンクリートを用いた RC 梁の耐荷性能を検討した。次に、道路橋床版や覆道の頂版に用いられる RC 版に短繊維を混入した場合の普通および軽量コンクリートについて静的荷重実験および重錘衝撃荷重実験を実施した。さらに、短繊維混入軽量コンクリート

の現場試験施工を実施した。以下に H21 年度の研究内容を示す。

4.2 ポンプ圧送した PVA 短繊維混入軽量コンクリートを用いた RC 梁の耐荷性状

これまでに、PVA 短繊維の混入率の違いによる軽量コンクリート製 RC 梁の静的および衝撃荷重荷重実験によるせん断耐力の向上や、ひび割れ発生後における短繊維混入コンクリートの残存引張強度によるせん断耐力の評価については明らかにしている^{28), 29)}。ここでは、過年度の施工性試験により耐久性を有することを確認している配合および施行方法によりポンプ圧送した軽量コンクリート製 RC 梁の耐荷性状を明らかにするため、普通および軽量コンクリート、短繊維混入軽量コンクリート製 RC 梁の静荷重実験を行い、各梁の曲げおよびせん断耐荷性状を比較検討した。

4.2.1 実験概要

各コンクリートの配合を表-4.1 に示す。配合名は、普通、軽量および短繊維混入軽量コンクリートの場合に対して、それぞれ N, L および LF とした。軽量骨材には、国産の頁岩系非造粒型軽量骨材を用いた。また、PVA 短繊維には、直径 0.66mm、長さ 30mm のものを用いた。なお、試験体は通常のコンクリートプラントを用いて製造されたコンクリートをポンプ圧送し、その施工性を確認した後、同コンクリートを用いて作製した RC 梁とした。

コンクリートの材料特性および各コンクリートの硬化後における特性を表-4.2 に示す。ここで、残存引張強度 f_r は、短繊維混入軽量コンクリートの一軸引張

表-4.1 コンクリートの配合

配合名	コンクリートの種類	短繊維混入率 V_f (%)	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						混和剤 (B × %)	
						W	C	スラグ	S	G		AE 減水剤	高性能 AE 減水剤
										普通	軽量		
N	普通	0	50.0	50.0	42.2	155	310	0	793	1084	0	1.00	-
L	軽量	0	32.8	27.9	46.5	150	457	80	745	0	400	-	1.10
LF		0.5	32.8	27.9	46.5	150	457	80	745	0	400	-	1.35

$$B = C + \text{スラグ}$$

表-4.2 コンクリートの材料特性

配合名	フレッシュ性状						硬化コンクリートの特性				
	スランブフロー (mm)		空気量 (%)		軽量粗骨材の吸水率 (%)		単位体積質量 (g/cm ³)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	残存引張強度 f_r (MPa)	
	圧送前	圧送後	圧送前	圧送後	圧送前	圧送後					
N	-	-	-	-	-	-	2.28	36.7	24.7	-	
L	600	591	7.5	6.0	15.6	15.4	1.87	51.7	20.8	-	
LF	710	713	7.7	6.5	15.0	16.6	1.95	40.3	22.6	0.63	

試験結果(図-4.1)により得られたものであり、短繊維の架橋効果の評価指標とした。

本研究に用いた試験体の一覧を表-4.3に示す。試験体数は、せん断補強筋の有無、コンクリートの種類を変化させた全6体とした。なお、せん断補強筋の有無によりRC梁の破壊形式が、それぞれ曲げおよびせん断破壊型になるように設計した。表中の試験体名の第1項目は梁のタイプ(F: 曲げ破壊型、S: せん断破壊型)、第2項目は使用したコンクリートの配合名とした。また、短繊維の効果を考慮しない場合の計算曲げ耐力 P_{uc} および計算せん断耐力 V_{uc} 、せん断余裕度 $\alpha (=V_{uc}/P_{uc})$ を表内に示した。 P_{uc} および V_{uc} は、コンクリート標準示方書 [設計編]³¹⁾に準拠して、各コンクリートの圧縮強度から算出した。

F および S 梁の形状寸法および配筋状況を図-4.2に示す。いずれの梁も、断面寸法(高さ×幅)が150×300mm、純スパン長が2.6mの複鉄筋RC梁であり、主鉄筋にはSD345 D25を用いた。また、F梁の場合には、せん断補強筋としてSD295A D10を100mm間

隔で配置した。主鉄筋およびせん断補強筋の降伏強度は、それぞれ380, 392 MPaであった。

載荷実験は、容量500kNの油圧ジャッキを用いて実施した。測定項目は、載荷荷重およびスパン中央点変位(以後、変位)であり、それぞれ静荷重測定用ロードセルおよび非接触式レーザ変位計を用いて測定し

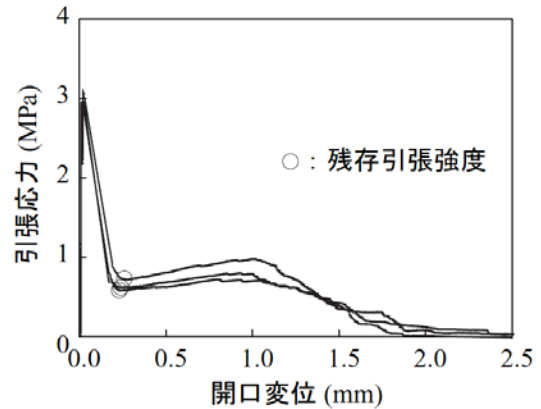


図-4.1 PVA短繊維混入軽量コンクリートの一軸引張試験結果

表-4.3 試験体の一覧

試験体名	梁のタイプ	せん断補強筋	コンクリートの種類	短繊維混入率 V_f (%)	コンクリートの圧縮強度 (MPa)	計算せん断耐力 V_{uc} (kN)	計算曲げ耐力 P_{uc} (kN)	せん断余裕度 $\alpha (=V_{uc}/P_{uc})$
F-N	曲げ破壊型	あり	普通	0	36.7	344.9	174.6	1.98
F-L			軽量	0	51.7	323.4	177.7	1.82
F-LF			0.5	40.3	317.2	175.4	1.81	
S-N	せん断破壊型	なし	普通	0	36.7	99.8	174.6	0.57
S-L			軽量	0	51.7	78.3	177.7	0.44
S-LF			0.5	40.3	72.1	175.4	0.41	

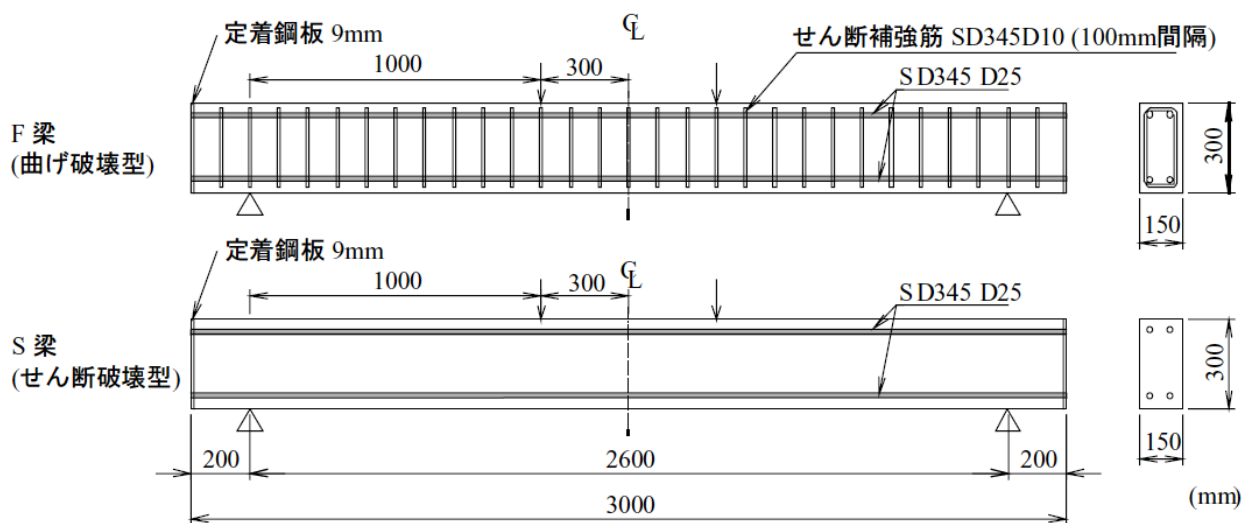


図-4.2 RC梁の形状寸法および配筋状況

た。なお、実験終了後には、梁側面に発生したひび割れをトレースし、ひび割れ分布図を作成した。

4.2.2 実験結果

(1) 曲げ破壊型 RC 梁

図-4.3 には、曲げ破壊型の F 梁に関する荷重-変位関係の実験結果を計算結果と比較して示している。計算結果は、前述のコンクリートおよび鉄筋の材料特性値を用いて断面分割法により算出した。実験結果はいずれの試験体の場合においても、荷重 P が 175 kN 程度に到達した時点で主鉄筋の降伏により剛性勾配が大きく低下し、その後荷重が漸増する性状を示している。実験結果と計算結果を比較すると、降伏荷重は実験結果の方が多少大きく示されていることがわかる。特に、短繊維混入軽量コンクリートを用いた F-LF 試験体の場合には、他の試験体の場合よりも実験結果が計算結果を大きく上回っている。これは、短繊維の架橋効果が曲げ耐力の向上に寄与したことによるものと考えられる。

図-4.4 には、F 梁の実験終了後におけるひび割れ分布図を示している。F-N および F-L 試験体の結果より、

両試験体ともにほぼ同様のひび割れ分布性状を示しているものの、軽量コンクリートを用いた F-L 試験体の場合の方が多少ひび割れ本数が多く、上縁コンクリートの著しい損傷や主鉄筋配置位置に沿う割裂ひび割れの発生も見受けられる。これは、軽量コンクリートの引張強度が小さいことに起因するものと考えられる。また、F-L、F-LF 試験体の結果を比較すると、載荷点近傍の曲げひび割れの性状は両梁でほぼ同様であるものの、F-LF 試験体の場合には上縁コンクリートの著しい損傷や割裂ひび割れの発生は認められない。これは、短繊維の架橋効果が発揮されたことによるものと考えられる。

以上のことから、短繊維混入率 V_f を 0.5 % としてポンプ圧送した軽量コンクリート製 RC 梁の曲げ耐力は、普通コンクリート製 RC 梁の場合と同等以上であり、通常の RC 梁と同様の計算方法で評価可能であることが明らかになった。

(2) せん断破壊型 RC 梁

せん断破壊型の S 梁に関する荷重-変位関係の実験結果を図-4.5 に示す。また、図にはコンクリート標

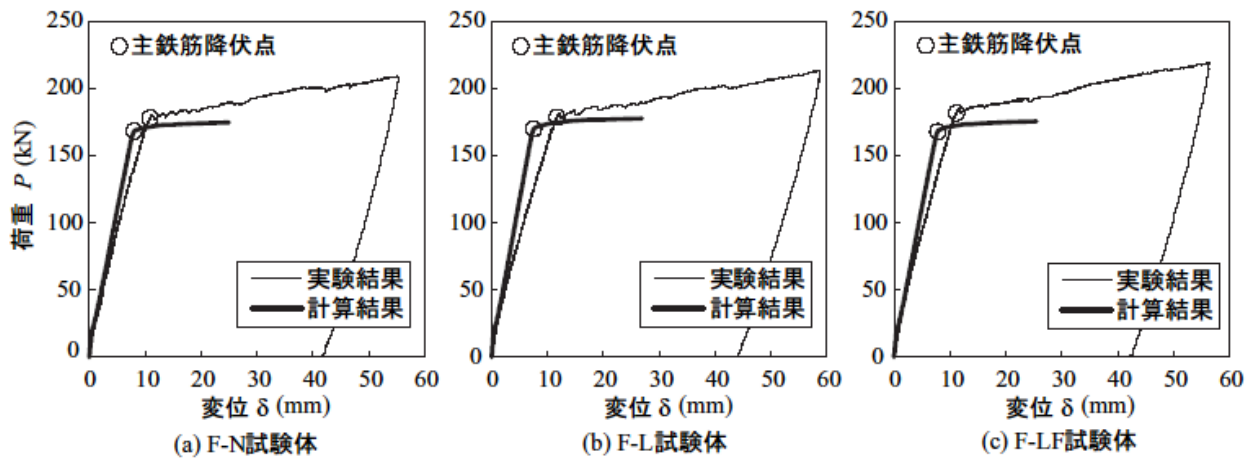


図-4.3 F 試験体に関する荷重-変位関係

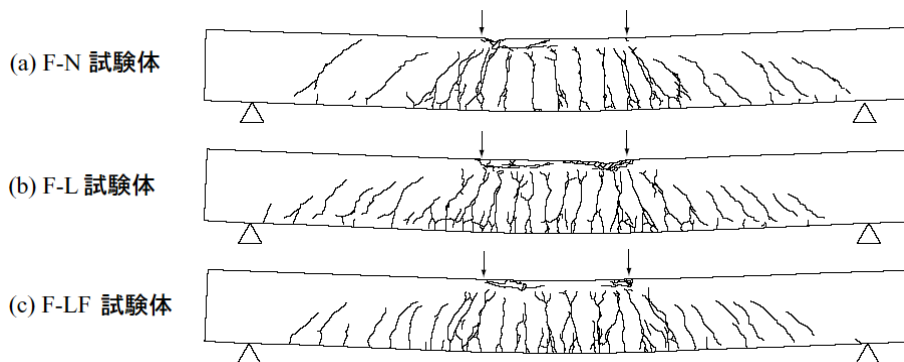


図-4.4 F 試験体のひび割れ分布図

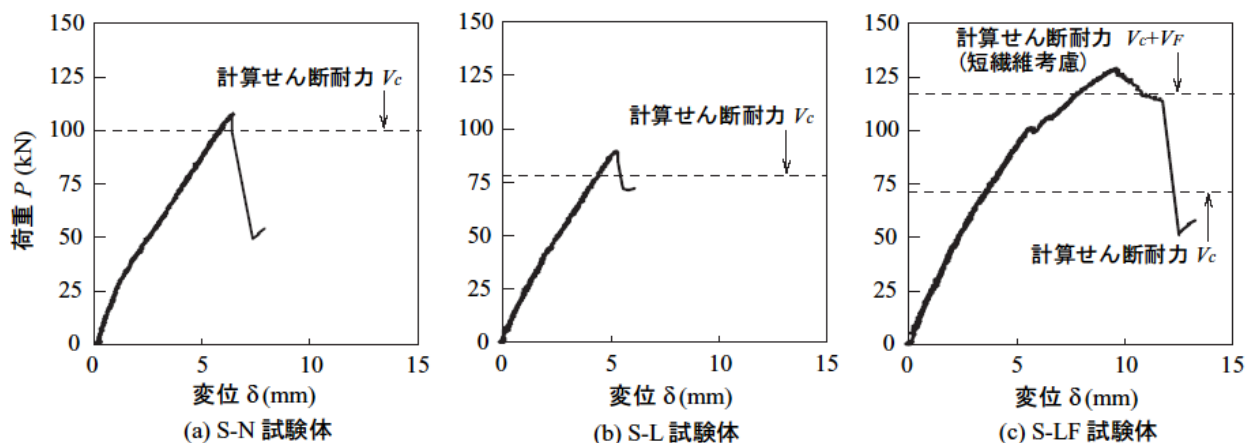


図-4.5 S試験体に関する荷重—変位関係

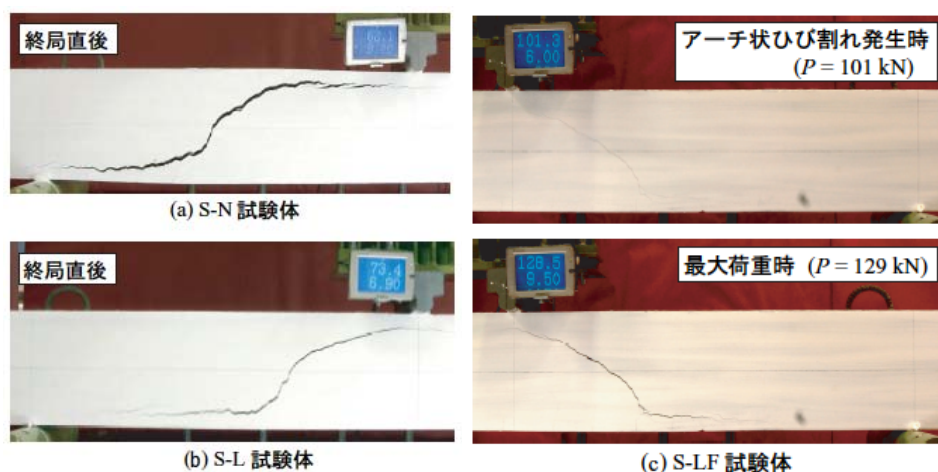


図-4.6 S梁に関する最大荷重近傍のひび割れ性状

準示方書〔設計編〕³¹⁾に準拠して算出した計算せん断耐力も併せて示している。なお、短繊維混入軽量コンクリートを用いた S-LF 試験体の場合には、後述の PVA 短繊維混入によるせん断耐力増分を考慮した計算結果も併せて示している。普通コンクリートを用いた S-N 試験体の場合には、最大荷重時まで荷重が線形的に増大し、その後急激に低下していることから、せん断破壊により終局に至っていることがわかる。軽量コンクリートを用いた S-L 試験体の場合には、S-N 試験体の場合よりも小さな荷重レベルでせん断破壊に至っている。これは、軽量コンクリートの引張強度が普通コンクリートの場合よりも小さいことによるものである。

また、短繊維を混入した S-LF 試験体の場合には、荷重 $P = 100 \text{ kN}$ 程度で剛性勾配が若干低下するものの、最終的には普通コンクリートを用いた S-N 試験体の場合よりも大きな荷重レベルでせん断破壊により終

局に至っている。実験では、荷重 $P = 100 \text{ kN}$ 程度で明瞭なアーチ状ひび割れが発生し、その後はアーチ状ひび割れの開口を伴いながら荷重が増大することを確認している。S 梁に関するひび割れ分布性状を図-4.6 に示す。短繊維を混入していない S-N/L 試験体の場合にはせん断破壊による終局直後の状況を示し、短繊維を混入した S-LF 試験体の場合にはアーチ状ひび割れ発生時および最大荷重時の状況を示している。S-N/L 試験体の場合には、載荷点から支点側に向かって発生したアーチ状ひび割れが、支点近傍の下端鉄筋に沿う割裂ひび割れに進展する性状を示している。また、S-LF 試験体の場合には荷重 $P = 101 \text{ kN}$ の時点で載荷点近傍の断面中央部にアーチ状ひび割れが発生し、最大荷重時に到達するまで徐々に開口している。短繊維混入の有無にかかわらず、アーチ状ひび割れの性状はほぼ同様であるものの、S-LF 試験体の場合には PVA 短繊維の架橋効果によりひび割れの急激な開口には至

表-4.4 各試験体の実験結果および試験結果一覧

試験体名	短繊維混入率 V_f (%)	コンクリートの材料試験値		計算せん断耐力 (kN)			実測せん断耐力 P_{uc} (kN)	P_{uc}/V_{uc}
		圧縮強度 (MPa)	残存引張強度 f_r (MPa)	コンクリート分担分 V_c (kN)	短繊維分担分 V_F (kN)	合計 V_{uc} (kN)		
S-N	0	36.7	-	99.8	-	99.8	108	1.08
S-L	0	51.7	-	78.3	-	78.3	89	1.14
S-LF	0.5	40.3	0.63	72.1	42.7	114	129	1.13

らず、せん断耐力が増大していることが確認された。

以上のことより、本研究の条件下においては、短繊維混入率を $V_f=0.5\%$ とすることにより、軽量コンクリート製 RC 梁のせん断耐力を普通コンクリート製 RC 梁の場合と同等以上に向上可能であることが明らかになった。

(3)短繊維混入によるせん断耐力増分の評価

これまでの研究³⁰⁾では、短繊維混入コンクリートの残存引張強度を用いることにより、RC 梁のせん断耐力増分を算定可能であることを明らかにしている。また、せん断耐力の短繊維分担分 V_F の算定式として下式(4.1)を提案する。この式は、せん断ひび割れ発生後、そのひび割れを架橋する短繊維がせん断耐力を分担するとの考え方に基づいて提案されたものである。

$$V_F = 2 \times b \times (z/\tan \theta) \times f_r \quad (4.1)$$

ここに、 b : ウェブ幅、 $z=d/1.15$ 、 d : 有効高さ、 f_r : 短繊維混入軽量コンクリートの残存引張強度である。なお、ひび割れ角度 θ は 45 度と仮定した。

表-4.4 には、各試験体の実験結果および計算結果の一覧を示している。なお、S-LF 試験体の計算せん断耐力は、コンクリート標準示方書³¹⁾に準拠して算出したコンクリート分担分 V_c に、式(4.1)により求めた短繊維分担分 V_F を加算して算出したものである。いずれの試験体においても、計算せん断耐力は実測せん断耐力を 1 割程度安全側に評価している。このことより、実施工を想定してポンプ圧送した PVA 短繊維混入軽量コンクリートを用いる場合においても、既往の実験結果と同様、残存引張強度を用いることにより短繊維混入による RC 梁のせん断耐力向上効果を概ね評価可能であることが明らかになった。

4.3 PVA 短繊維混入(軽量)コンクリート用いた RC 版の耐荷性状

これまでに、PVA 短繊維を混入させた普通および軽量コンクリート製 RC 単純梁、片持ち梁に関する検討を行ってきた。ここでは、道路橋床版や覆道の頂版に用

表-4.5 試験体の一覧

試験体名	荷重方法	コンクリートの種類	短繊維混入率 V_f (%)	衝突速度 V (m/s)
N0-S	静的	普通	0	-
N1-S			1	-
N2-S			2	-
L0-S		軽量	0	-
L0.5-S			0.5	-
L1.0-S			1	-
N0-II	衝撃(繰返し荷重)	普通	0	1, 2, 3, 4
N1-II			1	1, 2, 3, 4, 5
N2-II			2	1, 2, 3, 4, 5, 6
L0-II		軽量	0	1, 2, 3, 4
L0.5-II			0.5	1, 2, 3, 4, 5
L1.0-II			1	1, 2, 3, 4, 5, 6

いられる RC 版に短繊維を混入した場合を想定し、静的荷重実験および重錘衝撃荷重実験を実施した。

4.3.1 実験概要

本実験に用いた試験体の一覧を表-4.5 に示す。試験体は荷重方法、コンクリートの種類および短繊維混入率を変化させた全 12 体とした。試験体名の N、L はそれぞれ普通、軽量を、それらに付随する数字は短繊維混入率を示している。また、試験体名の最終項目は荷重方法を示しており、S は静的荷重、II は衝撃(繰返し)荷重とした。

次に、各コンクリート試験体の配合および材料試験結果の一覧を表-4.6 に示す。配合は、強度や施工性を考慮して決定した。軽量コンクリートである L シリーズの粗骨材には頁岩系非造粒型の軽量骨材を用いた。短繊維混入率は、N シリーズでは耐力の向上を、L シリーズでは軽量骨材を用いることによるせん断耐力の低下を補うことを想定して決定した。

図-4.7 に、各試験体の RC 版の形状寸法および配筋状況を示す。試験体の寸法は $2,000 \times 2,000 \times 180\text{mm}$ の単鉄筋 RC 版とした。鉄筋は D16 鉄筋を用いて版中央部より 150mm 間隔で格子状に配置し、RC 版の 4 辺に配置した溝型鋼に溶接して定着を確保した。また、載

荷点は版の中央部とし、載荷治具には直径 60mm の鋼製円柱を用いた。支持条件は 4 辺支持とし、支点隅角部では RC 版の浮き上がりを拘束した。

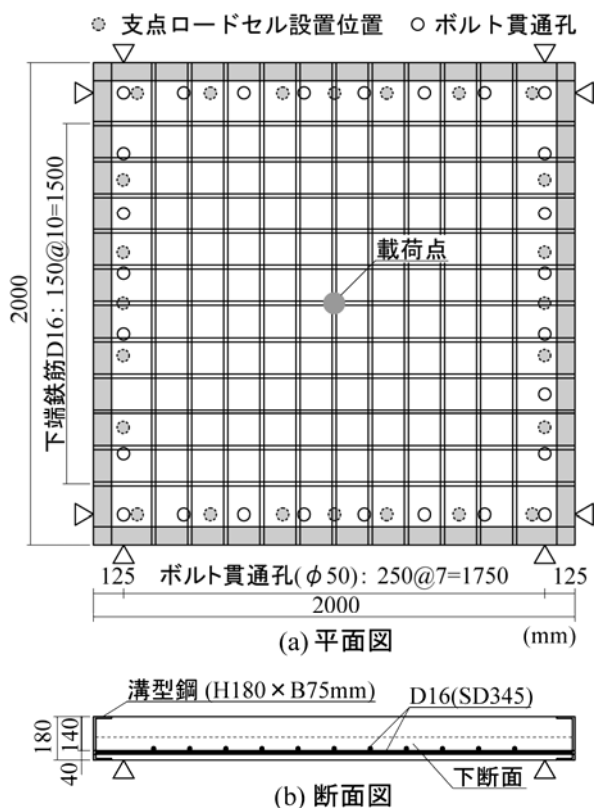


図-4.7 試験体の形状寸法および配筋状況

衝撃載荷実験は、所定の高さから質量 300kg の鋼製重錘を落下させることにより載荷した。載荷速度は初速度および増分速度を 1m/s と設定して、終局に至るまで繰り返し重錘を落下させる方法を採用した。

4.3.2 静的実験結果

(1) 静的耐力の評価

コンクリート標準示方書（以下、示方書）³¹⁾による計算押し抜きせん断耐力 V_{pcd} および実測耐力 V_{ue} の一覧を表-4.7 に示す。なお、軽量骨材コンクリートである L シリーズの V_{pcd} は示方書に従って計算式に 0.7 を乗じた。押し抜きせん断耐力 V_{pf} は、短繊維の架橋効果によって分担される耐力であり、文献³²⁾を参考に式(4.2)、(4.3)を提案する。

$$V_{pf} = f_r \times u_p \times d / \gamma_b \quad (4.2)$$

$$u_p = 2 \times \pi \times (r + d/2) \quad (4.3)$$

ここに、 f_r : 残存引張強度(N/mm²)、 u_p : 照査断面の周長で載荷面から $d/2$ 離れた位置(mm)、 d : 有効高さ(mm)、 γ_b : 部材係数、 r : 載荷面の半径(mm)とした。また、実験値との比較のために部材係数 γ_b を 1.0 とした計算値を表中の括弧の前に示す数値は部材係数 γ_b に 1.0 を、括弧内の数値は示方書に示されている 1.3 を用いた値を示した。

これによると、N シリーズ、L シリーズともに短繊維を混入した試験体の実測耐力の向上が認められ、RC

表-4.6 コンクリートの配合および材料試験結果の一覧

配合名	コンクリートの種類	短繊維混入率 V_f (%)	単位量 (kg/m ³)						混和剤		スランプ	圧縮強度
			W/C	s/a	W	C	S	G	高性能減水剤 (C×%)	増粘剤 (W×%)		
N0	普通	0	48	47	162	337	887	1015	-	-	15.3	46.0
N1		1	49	61	170	338	1150	729	1.79	-	10.8	42.3
N2		2	53	63	190	378	1134	657	1.07	0.15	13.0	43.2
L0	軽量	0	55	45	152	276	869	529	0.40	-	6.0	35.7
L0.5		0.5	53	49	165	314	884	486	0.40	-	6.5	38.9
L1.0		1	43	49	170	393	848	463	0.50	-	7.0	38.9

表-4.7 押し抜きせん断耐力の計算値および実測値の一覧

試験体名	コンクリートの種類	短繊維混入率 V_f (%)	圧縮強度 (MPa)	コンクリート標準示方書 V_{pcd} (kN)	実測耐力 V_{ue} (kN)	コンクリートの残存引張強度 f_r (MPa)	短繊維分担押し抜きせん断耐力の計算値 V_{pf} (kN)	V_{uc} ($V_{pcd} + V_{pf}$) (kN)	V_{ue}/V_{uc}
N0-S	普通	0	46.0	322 (248)	287	0	0	322 (248)	0.89 (1.16)
N1-S		1	42.3	309 (237)	312	0.66	58 (45)	367 (282)	0.85 (1.11)
N2-S		2	43.2	312 (240)	373	1.37	121 (93)	432 (333)	0.86 (1.12)
L0-S	軽量	0	35.7	198 (153)	268	0	0	198 (153)	1.35 (1.75)
L0.5-S		0.5	38.9	207 (159)	282	0.36	32 (24)	239 (183)	1.18 (1.54)
L1.0-S		1	38.9	207 (159)	348	0.66	58 (45)	265 (217)	1.31 (1.60)

版の静的耐荷性能が向上することが確認された。

N シリーズの計算値に対する実測耐力の比 (V_{ue} / V_{uc}) は部材係数を 1.0 とした場合に、いずれの試験体もおおよそ 0.9 となり、実験値が計算値に対してやや低い値となった。この実測耐力と計算値との違いは、短繊維未混入の N0-S においても認められたことから、試験時の影響によるものと考えられる。ただし、部材係数に 1.3 を用いた場合には V_{ue} / V_{uc} は 1.10~1.15 程度となり、計算値は安全側に評価された。また、L シリーズでは、部材係数が 1.0 の場合でも V_{ue} / V_{uc} は 1.20~1.30 程度であり、押し抜きせん断耐力はより安全側に評価される傾向にあることが明らかになった。

このように、提案式による評価方法を用いることで PVA 短繊維混入コンクリート製 RC 版の押し抜きせん断耐力は大略推定できることが確認された。

(2) ひび割れ分布性状

まず、静的載荷実験後の各試験体下面のひび割れ状況を図-4.8 に示す。いずれの試験体も載荷初期に対角線状のひび割れが発生し、その後、円形状のひび割れ

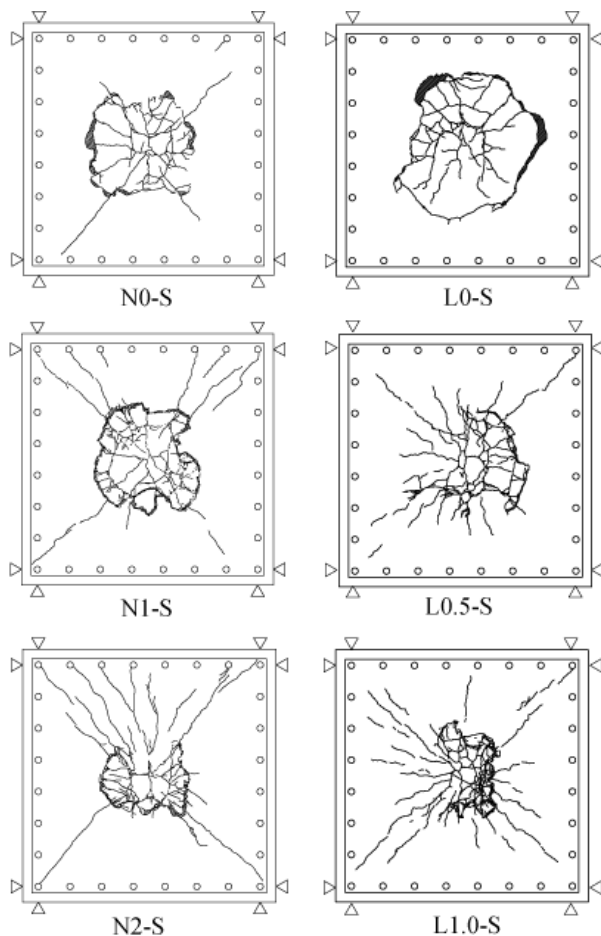


図-4.8 静載荷実験後の各試験体下面のひび割れ状況

が発生して押し抜きせん断破壊に至った。短繊維未混入の N0-S、L0-S ではかぶりコンクリートの剥落が発生した。この一方で、短繊維を混入した試験体ではひび割れ部の角落ちは見受けられたものの、大きな剥落は確認されなかった。また、短繊維混入率が大きいほどひび割れが多数発生する傾向にあり、これは PVA 短繊維による架橋効果によって最大荷重や最大変位が大きくなったためと考えられる。

次に、静的載荷実験後の各試験体切断面のひび割れ性状を図-4.9 に示す。いずれの試験体も載荷点から支点側に向かって押し抜きせん断ひび割れが発生し、大きく開口していることがわかる。短繊維混入率が大きいほど微細ひび割れが分散し、ひび割れの発生本数も多くなる傾向が認められた。

このように、短繊維を混入することによって RC 版の静的耐荷性能が向上することに加えて、かぶりコンクリートの剥落も抑制されることが明らかになった。

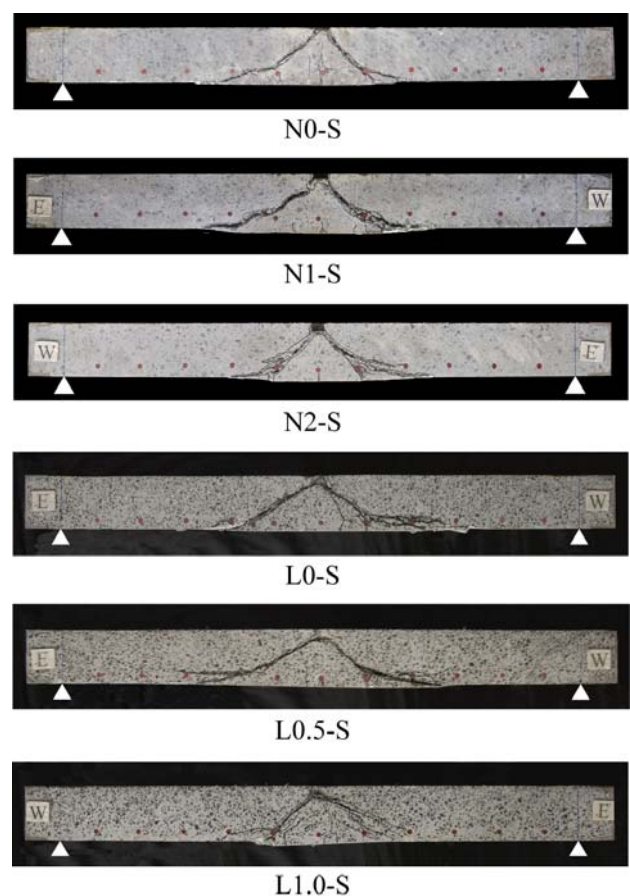


図-4.9 静載荷実験後の各試験体切断面のひび割れ状況

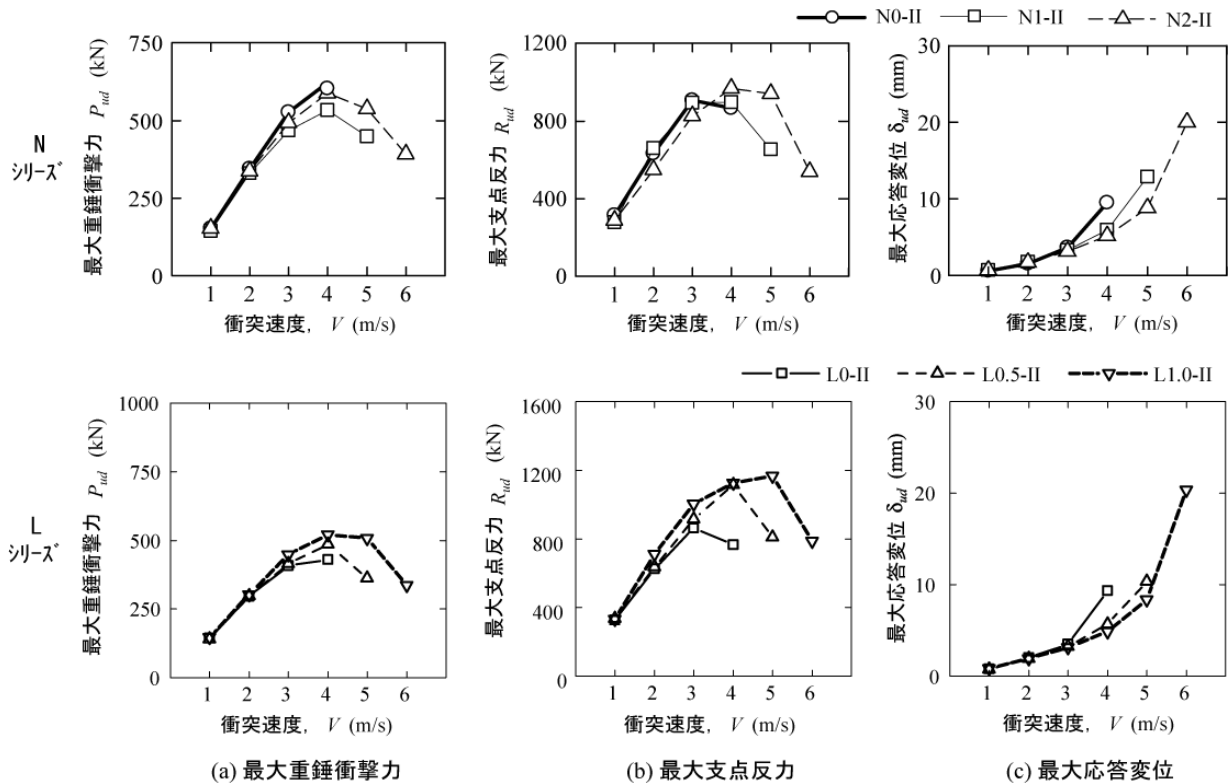


図-4.10 最大重錘衝撃力、最大支点反力および最大応答変位と衝突速度との関係

4.3.3 衝撃実験結果

(1) 各種最大応答値

図-4.10に、各試験体の(a)最大重錘衝撃力 P_{ud} 、(b)最大支点反力 R_{ud} および(c)最大変位 δ_{ud} と衝突速度 V との関係を示す。なお、各試験体における終局時の衝突速度は、N0-IIおよびL0-IIは4m/s、N1-IIおよびL0.5-IIは5m/s、N2-IIおよびL1.0-IIは6m/sであった。

図-4.10(a)によると、最大重錘衝撃力 P_{ud} は、衝突速度の増加とともに大きくなり、短繊維混入率が大きいほど顕著になることが確認された。ただし、N1-IIは他のNシリーズの試験体よりも P_{ud} が低い値となっている。これは、圧縮強度が他と比べて小さかったために、RC版の載荷部表面のコンクリートが局部的に損傷し塑性化したことが要因と推察される。また、衝突速度が5m/s以降では、各試験体ともに P_{ud} は低下する傾向を示しており、試験体の塑性化が進行したためと考えられる。

図-4.10(b)によると、いずれの試験体においても衝突速度の増加とともに最大支点反力 R_{ud} は増大する傾向が認められた。また、各試験体の最終衝突速度において、 R_{ud} の急激な低下が認められ、これは、各試験体が押し抜きせん断破壊に至ったことを示していると考えられる。

図-4.10(c)によると、最大変位 δ_{ud} は、いずれの試験

体においても衝突速度の増加とともに増大し、最終衝突速度において急増する傾向が認められた。これは、各試験体ともに最終衝突速度に至るまでは弾的な挙動を示し、最終衝突速度においては、破壊によって試験体が塑性化したためと考えられる。

(2) ひび割れ分布性状

図-4.11 に衝撃実験後の各試験体下面のひび割れ状況を示す。なお、各試験体が終局に至ったときの衝突速度を示す最終衝突速度 V_{final} を併記している。これによると、短繊維混入率の増加とともに、各試験体の円形状のひび割れおよび放射線状に伸びるひび割れが分散し、多数発生していることがわかる。これは、短繊維混入率が増加することによって最終衝突速度 V_{final} および最大変位 δ_{ud} が増大していることに影響していると推察される。ただし、短繊維を混入した試験体では、 V および δ_{ud} が増大している一方で、かぶりコンクリートの剥落は認められなかった。静的実験結果と同様に、短繊維の混入は載荷方法によらず剥落防止に対して有用であることが明らかになった。

図-4.12 に衝撃実験後の各試験体切断面のひび割れ状況を示す。いずれの試験体も大きく開口したひび割れが載荷点から支点側に向かって発生し、有効高さ部分のひび割れの発生角度は、短繊維混入率が大きいほど緩やかになる傾向が認められた。また、静的実験結

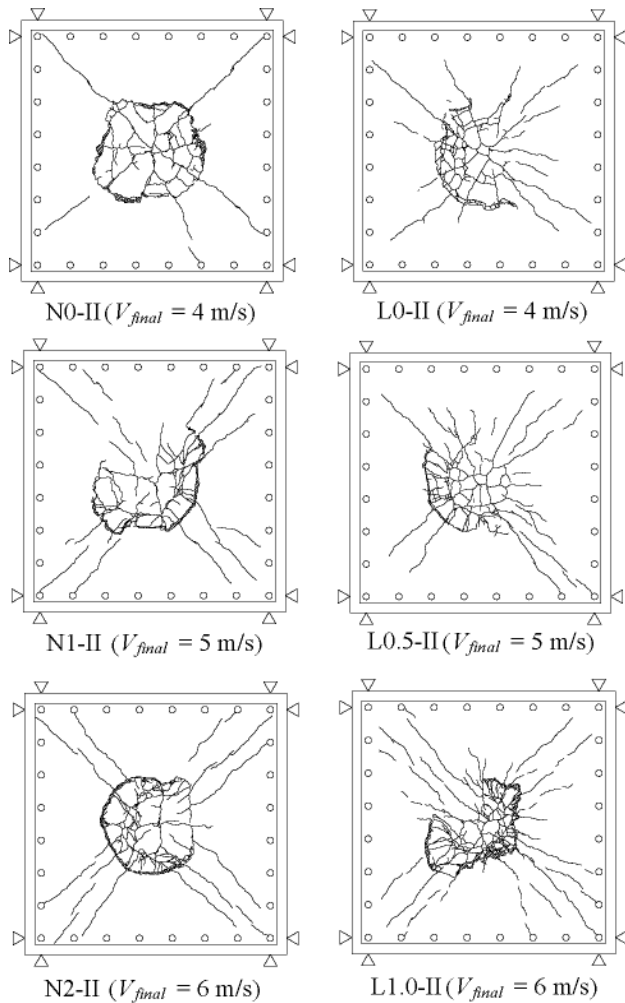


図-4.11 衝撃実験後の各試験体下面のひび割れ状況

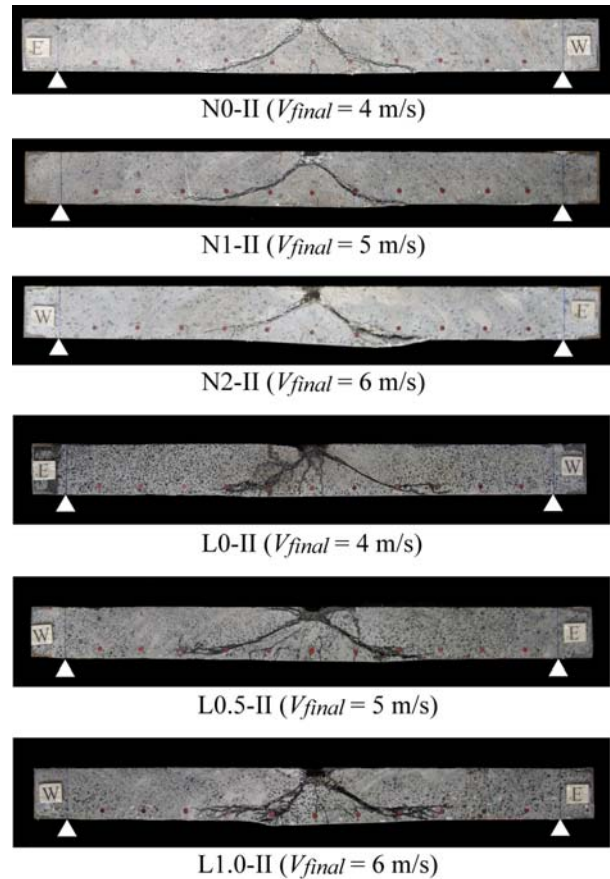


図-4.12 衝撃実験後の各試験体切断面のひび割れ状況

表-4.8 静的および動的耐力に関する実験結果の一覧

配合名	コンクリートの種類	短繊維混入率 V_f (%)	最終衝突速度 V_{final} (m/s)	入力エネルギー E_k (kJ)	入力エネルギー比	静的耐力 V_{ue} (kN)	動的耐力 R_{ud} (kN)	動的耐力比	動的応答倍率 R_{ud}/V_{ue}
N0	普通	0	4	2.40	1.00	287	866	1.00	3.02
N1		1	5	3.75	1.56	312	895	1.03	2.87
N2		2	6	5.40	2.25	373	966	1.12	2.59
L0	軽量	0	4	2.40	1.00	268	872	1.00	3.25
L0.5		0.5	5	3.75	1.56	282	1036	1.19	3.67
L1.0		1	6	5.40	2.25	348	1038	1.19	2.98

お

果と同様に、短繊維混入率が高いほど微細ひび割れが分散するとともに多数発生することが確認された。

(3) 耐衝撃性の評価

表-4.8 に静的および動的耐力に関する実験結果の一覧を示す。なお、最大入力エネルギーは各試験体の最終衝突速度 V_{final} と重錘質量 300kg から運動エネルギーとして算出し、動的応答倍率は動的耐力 R_{ud} を静的耐力 V_{us} で除すことで算出している。

これによると、入力エネルギーは N1 と L0.5 が同値

で 1.56kJ、N2 と L1.0 が同値で 3.75kJ となり、短繊維を 0.5%混入した軽量コンクリートと、1%混入した普通コンクリートの耐衝撃性は同程度になることが確認された。

また、短繊維を混入した場合の動的耐力比は、普通コンクリート N1、N2 に比べて、軽量コンクリート L0.5 および L1.0 の方が大きくなった。短繊維混入による耐衝撃性の向上効果は、普通コンクリートよりも強度の低い軽量コンクリートにおいて効果的であることが明らか

かになった。

短繊維を混入した試験体の動的応答倍率は、Nシリーズは2.5~3.0程度、Lシリーズは3.0~3.5程度となった。このように、短繊維を混入した普通および軽量コンクリートの動的耐力は、動的応答倍率を用いることによって静的耐力から動的耐力を概ね推定できることが示唆された。

4.4 PVA 短繊維混入軽量コンクリートの橋梁地覆への試験施工

4.4.1 試験施工の概要

PVA 短繊維軽量コンクリートの現場適用性の確認のために橋梁地覆を対象とした現場試験施工を実施した。対象構造物は、北海道後志支庁管内の西部に位置しており、写真-4.1に本橋の外観を示す。本橋は、橋長16m、有効幅員7.5mの2径間連続プレテンPC床版橋であり、昭和38年に架設されている。試験施工の対象は、本橋の地覆（約4m³）とした。

4.4.2 調査項目

(1) コンクリート配合

配合は、PVA 短繊維軽量コンクリートの現場への適用、耐凍害性の確保および人力打設による施工性を満足させることを目的に、空気量およびスランプの目標値を、8%±1%および18cm±2.5cmと設定した。表-4.9に施工に用いた配合および工場出荷時のフレッシュコンクリート試験結果の一覧を示す。セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。短繊維および軽量骨材には、それぞれポリビニルアルコール（以下、PVA）および頁岩系非造粒形のものを使用した。

(2) 試験内容

1) 施工性・フレッシュ性状に関する試験

練り混ぜ後の時間経過によるフレッシュ性状の変化を確認するため、工場出荷時および現場到着時の空気量、スランプフローを測定する。なお、骨材の含水率は、フレッシュ性状に影響を及ぼすため練り混ぜ前に測定した。

2) 打設コンクリートの耐久性試験

実際に現場で打設されたコンクリートの耐久性を確認するため、凍結融解試験（JIS A 1148）、長さ変化

試験（JIS A 1129）および急速塩分浸透試験（JSCE-571 2007）を実施した。供試体は、凍結融解試験および長さ変化試験は□10×40cmをそれぞれ3本とし平均値を評価値とした。急速塩分浸透試験はφ10×20cm供試体1本を現地で作製した。なお、供試体の養生環境は現場状態に合わせている。

3) 初期ひび割れの確認

部材として適用した場合のひび割れ抵抗性について評価する。調査内容は、目視によるひび割れ発生状況の確認、養生温度の確認である。ひび割れの観察サイクルは、材齢7, 14, 28日および越冬後4月初旬の計4回とした。

4.4.3 調査結果

(1) 施工性・フレッシュ性状に関する評価

現場到着時のスランプは17.5cm、空気量は10.8%であった。なお、軽量骨材の吸水率から求めた骨材修正係数3.1%を考慮すると、空気量は7.7%となる。このため、スランプおよび空気量の両試験ともに目標値を満足する。また、工場から現場までの運搬（約20分間）によって、スランプは約1cm、空気量は約2%のロスが生じており、本コンクリート適用に当たってはこのようなロスを想定して工場出荷時の管理値を定める必要がある。



写真-4.1 対象構造物の外観

表-4.9 コンクリートの配合

配合名	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/ m ³)				AE剤 (C×%)	高性能AE減水剤 (C×%)	短繊維混入率 (Vol.%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (現場養生) (MPa)
			W	C	S	G						
LF	34.5	54.9	150	435	920	350	0.028	1.9	0.5	18.5	12.6	41.1

骨材含水率:14.6%

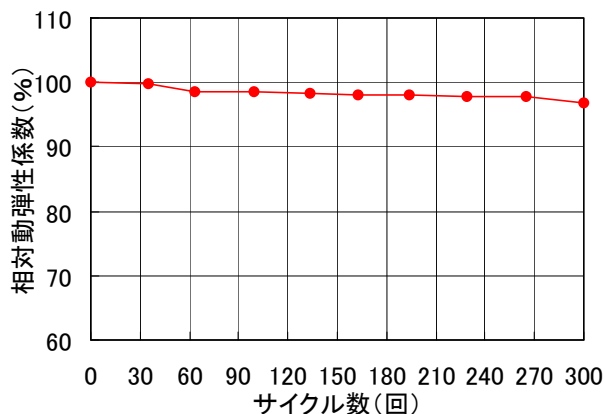


図-4.13 凍結融解試験結果

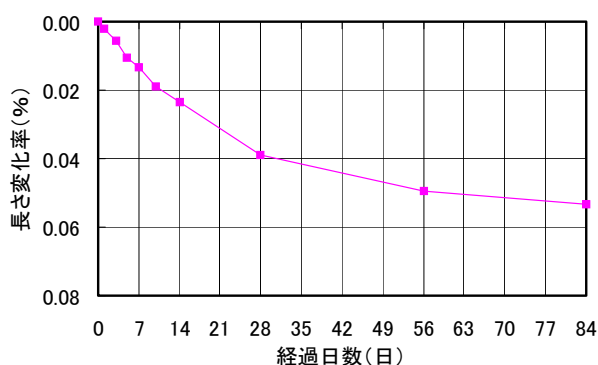


図-4.14 長さ変化試験結果

(2) 打設コンクリートの耐久性試験

図-4.13 に凍結融解試験結果を示す。凍結融解サイクル 300 回の際の相対動弾性係数（耐久性指数 DF）は 96.84% と非常に高い値を示した。コンクリート標準示方書〔設計編〕³¹⁾によると、最も厳しい凍害環境下における相対動弾性係数の最小限界値は 85% であるため、本コンクリートが高い凍結融解抵抗性を有していることがわかる。

図-4.14 に長さ変化試験結果を示す。長さ変化率は経過日数に応じて収束する傾向にあり、乾燥材齢 84 日時点の平均の長さ変化率は 0.0535% となった。コンクリート標準仕様書〔設計編〕³¹⁾ではデータがない場合の設計において考慮する最終収縮量の安全率を除いた値として 0.08% を示している。したがって、本コンクリートは乾燥後の収縮量が比較的小さく、ひび割れ抵抗性を有していることがわかる。

急速塩分浸透試験の結果、実効拡散係数は $1.90\text{cm}^2/\text{年}$ となった。コンクリート標準示方書〔設計編〕³¹⁾によると、普通骨材、普通ポルトランドセメントを使用した場合の実効拡散係数は、 $W/C=55\%$ の場合で



(a) 材齢 7 日



(b) 材齢 14 日



(c) 材齢 28 日

写真-4.2 コンクリート表面の状況

$1.91\text{cm}^2/\text{年}$ となる。このことから、本コンクリートは一般的な配合の普通コンクリートと同程度の塩分浸透抵抗性を有していることが確認された。

(3) 初期ひび割れの確認

写真-4.2 に材齢 7、14、28 日のコンクリート表面の状況を示す。いずれの段階においてもひび割れの発生は認められなかった。

4.4.4 今後の調査項目

今後の調査項目として、次の 2 つを予定している。

(1) 実環境下での耐凍害性の評価

実環境下での部材の耐凍害性を評価するため、表面走査法による超音波伝搬速度測定および目視によるポ

ップアウト等の劣化程度を確認を行う。また、現地に計器を据え付け、冬期間（11月から3月）の温度および湿度を30分間隔で自動計測する。超音波伝搬速度測定および目視調査は、初期値としての材齢28日と、春に実施を予定している。

(2) 実環境下での遮塩性の評価

春以降にコア抜きを行い、EPMA面分析、電位差滴定法（JCI-SC4）等に準じて内部塩分量を測定し、遮塩性の評価（塩分拡散係数の計算、鉄筋位置までの浸透年予測など）を予定している。

4.5 まとめ

本研究では、短繊維補強（軽量）コンクリートの短繊維混入率がRC部材の静的および動的耐力に及ぼす影響を検証した。これらの成果をまとめると以下のようになる。

- (1) 短繊維補強コンクリートについては、普通および軽量コンクリートへの短繊維混入率が、RC部材の静的耐力および動的耐力へ及ぼす影響を検証するため、静的および衝撃実験を実施した。その結果、ポンプ圧送によって作製した短繊維混入軽量コンクリートのRC単純梁において、曲げおよびせん断耐力の向上を確認し、短繊維分担せん断耐力の計算式によって評価できることを確認した
- (2) 短繊維を混入した普通および軽量コンクリートRC版部材において、静的耐力は示方書および短繊維の架橋効果による押し抜きせん断耐力の増分を算出する提案式を用いることで大略推定可能であることを示した。
- (3) 動的耐力は動的応答倍率を用いることで静的耐力から概ね推定可能であることが示唆された。
- (4) 短繊維混入軽量コンクリートの試験施工を実施し、その適用性を確認した。

次年度は、これまでの短繊維補強(軽量)コンクリートに関する実験結果および試験施工の追跡調査結果を取りまとめるとともに、短繊維を用いた補修補強工法等の設計施工法を提案する。

参考文献

- 1) 北海道におけるコンクリート構造物維持管理の手引き(案)、北海道土木技術会コンクリート研究委員会コンクリート維持管理小委員会報告書、2006.3
- 2) 吉田行、尾形寿、村中智幸、小倉東、佐竹比呂志：室内試験による混和材を用いた高耐久性コンクリートの工場製品への適用性評価、寒地土木研究所月報、No.680、

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

- pp.12-20、2010.1
- 3) 酒井秀昭、横山博司、高野茂晴、前田悦孝：高炉スラグ微粉末（6000cm²/g）を用いた鋼橋のPCプレキャスト床版の検討、プレストレストコンクリート、Vol.43、No.5、pp.50-57、2001.9
 - 4) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔規準編〕土木学会規準および関連規準、pp.297-307、2008.3
 - 5) 吉田行、村中智幸、若林将裕：改質セメントを用いた皿形側溝製品の物性および耐久性評価—実環境下における敷設1年後の追跡調査—、第53回（平成21年度）北海道開発技術研究発表会、コ13(道)、2010.2
 - 6) 吉田行、川村浩二、三井修：改良セメントのコンクリート工場製品への適用性—改良セメントを用いた皿形側溝試験施工—、第52回（平成20年度）北海道開発技術研究発表会、コ-02、2009.2
 - 7) ASTM C672/C672M-98、Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Structures Exposed to Deicing Chemicals
 - 8) 小林一輔：図解コンクリート構造物の診断—電子の目で内部を見る—、オーム社、pp.30-33、2006.7
 - 9) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔規準編〕土木学会規準および関連規準、pp.277-284、2008.3
 - 10) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編：本編〕、pp.44、2008.3
 - 11) 長谷川寿夫、藤原忠司：コンクリート構造物の耐久性シリーズ凍害、技報堂出版、pp.62-69、1998.2
 - 12) Jochen Stark, Bernd Wichit（訳：太田利隆、下林清一、佐伯昇）：コンクリートの耐久性第2版、社団法人セメント協会、pp.200-202、2003.8
 - 13) 西祐宜、中江理、橋爪進、名和豊春：水溶性収縮低減剤が乾燥収縮および凍結融解に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.1、pp.1099-1104、2009.7
 - 14) 吉田行、名和豊春、田口史雄、渡辺宏：各種混和材を用いたコンクリートのPC構造物への適用性と耐久性向上効果について、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.1、pp.123-128、2008.7
 - 15) 名和豊春、鈴木美樹、長沼洋：高浸透性コンクリート表面改質剤、ファインケミカル、Vol.35、No.4、pp.5-12、シーエムシー出版、2006.4
 - 16) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、p.123、2008.3
 - 17) 遠藤裕丈、田口史雄、吉田行：ケイ酸塩系表面含浸材によるコンクリートの品質向上効果の基礎的評価、寒地土木研究所月報、No.675、pp.2-7、2009.8

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

- 18) 遠藤裕丈、田口史雄、小野俊博、登靖博：シラン系表面含浸材で保護されたコンクリートの塩化物イオン浸透予測—暴露試験 2 年目の評価—、寒地土木研究所月報、No.662、pp.2-10、2008.7
- 19) 遠藤裕丈、田口史雄、河上聖典、藤田裕司、村中智幸：シラン系表面含浸材による道路橋地覆コンクリートのスケーリング抑制効果—追跡調査 3 年目の評価—、寒地土木研究所月報、No.668、pp.11-19、2009.1
- 20) 外岡広紀、久保善司、若尾純也、村下剛：含浸処理による水分制御が腐食抑制効果に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.2、pp.529-534、2007.
- 21) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'02[基礎編]、pp.164-167、2002.1
- 22) 気象庁：2008.11～2009.3 アメダスデータ
- 23) 日本コンクリート工学協会：コンクリート技術の要点'99、p.155、1999.9
- 24) 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.113-114、2005.4
- 25) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会コンクリート維持管理小委員会：北海道におけるコンクリート構造物維持管理の手引き(案)、p.5-27、2006.3
- 26) 叶健児、守屋進、石川一郎、林大介：表面含浸工法による土木構造物の耐久性向上に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.1、pp.1897-1902、2005.7
- 27) コンクリート工学協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う、2002.1 コンクリート工学協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う、2002.1
- 28) 三上 浩、岸 徳光、栗橋祐介、竹本伸一：せん断破壊型軽量コンクリート製 RC 梁の耐衝撃性に及ぼす PVA 短繊維混入率の影響、構造工学論文集、Vol.52A、pp.1237-1248、2006.
- 29) 栗橋祐介、岸 徳光、三上 浩、竹本伸一：PVA 短繊維を混入した軽量コンクリート製 RC 版の耐衝撃性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.53A、pp.1239-1250、2007
- 30) 田口史雄、岸 徳光、三上 浩、栗橋祐介：PVA 短繊維の架橋効果による RC 梁のせん断耐力向上効果、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.1、pp.283-288、2005.
- 31) 土木学会：コンクリート標準示方書【設計編】、2007.
- 32) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー 113、p. 35-36、2004.

IMPROVING THE DURABILITY OF CONCRETE IN COLD, SNOWY REGIONS

Abstract : The durability of concrete structures in cold, snowy regions decreases dramatically as a result of frost damage and combined deterioration caused by frost and salt. Accordingly, a variety of measures to improve durability are required. In this study, various tests and field tests to verify the practical application of modified cement concrete were conducted toward improving the durability of newly built structures in 2009. The effects and range of application for the surface penetration method on existing structures were also examined, and effectiveness in terms of inhibiting combined deterioration in new construction was analyzed to enable the control of such damage in new and existing structures. In addition, the effects of the short-fiber mixing ratio in short-fiber-reinforced (lightweight) concrete on the static and dynamic resistance of RC member were verified. The results confirmed the applicability of modified cement concrete to factory products, the effectiveness of shrinkage reduction measures and the effects of the surface penetration method on reducing the rate of corrosion in reinforcements as well as the application range of the surface penetrants. Moreover an equation to predict the impact-resistance capacity upgrade effect and the static load capacity of short-fiber-reinforced (lightweight) concrete was also presented, along with a method of estimating its dynamic load capacity.

Key words: modified cement, surface penetrants, short fiber-reinforced (lightweight) concrete, improving a durability