

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：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が著しく低下する。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、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の実施と、新設および既設構造物の劣化抑制を目的として、表面含浸工法の複合劣化抑制効果および適用範囲の明確化について検討を行った。また、短繊維補強（軽量）コンクリートについては、積雪寒冷地への適用及びはく離はく落防止や補修補強等の実用化に向け、耐久性、力学特性、部材耐力に関する検討を行った。その結果、改質セメントの二次製品への適用性、および表面含浸工法の既設構造物への適用範囲と複合劣化抑制効果が確認された。また、短繊維補強（軽量）コンクリートによる耐力向上効果確認と耐久性および強度を十分に確保し、現場施工性を有する配合条件が確立された。

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、2025年に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縮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、改質セメントの各種試験の実施および表面含浸工法の試験施工による検証を行った。なお、表面含浸工法の検証においては、新設だけでなく既設構造物の耐久性向上についても検討を行っている。また、凍害等の耐久性を確保した短繊維補強（軽量）コンクリートの実用化に向けて、RC 部材の耐荷性能向上効果の定量的な把握と耐久性、強度を確保した施工が可能となる配合条件について検討を行った。以下に各研究の成果を報告する。

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、コンクリート構造物を取り巻く種々の環境に応じて、用いる混和材を適切に選定することにより、凍・塩害等に対する耐久性の確保が可能であることが明らかとなり、高耐久コンクリートの配合設計を行うための基礎資料が得られている。

平成 20 年度は、高耐久コンクリートの実用化を目的として、コンクリート工場製品への適用性に関する室内試験を行うとともに、実環境下における耐久性の検証を行うために、試験施工あるいは暴露試験を実施した。

2.2 研究の手法

2.2.1 検討対象コンクリート製品

コンクリート工場製品への適用性検討にあたり対象製品を選定した結果、北海道十勝地方の国道において凍害等によ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抽出し、国土交通省北海道開発局の協力の下、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、実際に製品を作製して実環境下における耐久性の調査を行うため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、型枠転用や製品の早期出荷の観点から工場製品での使用が多い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）を選定し用いた。なお、皿形側溝に関しては、

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 x %)	s/a (%)	コンクリート単位量 (kg/m ³)						AE剤添加量 (B x %)	
								W	B		S	G			SP
									C	S6		(6-15)	(15-25)		
皿形側溝	NP	S6	60	35	4.5	0.65	41	147	420	712	1052	2.74	0.0200		
	HP							168	252	684	368	3.10			
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)

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についても検討を行った。高性能減水剤は、いずれの製品もカルボキシル基含有ポリエーテル系の工場製品用を、併せて空気量を調節するため天然樹脂酸系の AE 剤を用いた。

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であることから、結合材水比と強度の関係を事前に確認し、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、高粉末度のスラグの使用および水結合材比の低減により、フレッシュコンクリートの粘性が高まることから、いずれの製品についても、作業性を考慮し、高性能減水剤の添加によりスランプフローを調整した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。

室内試験用の供試体および実際の製品の製造はコ

ンクリート製品工場の設備を用いて行った。養生は、いずれも蒸気養生とし、その方法は既往の研究²⁾を参考に、前置きを3時間行い、昇温速度を10 /hrとし、20 から55 まで温度を上げ、55 を6時間保持し、その後、自然冷却で20 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。また、同時に作製した室内試験用供試体は、蒸気養生後温度20 、湿度60%程度の室内で気中養生を行った。

2.2.3 室内試験項目および試験概要

強度試験として、圧縮強度試験および引張強度試験を、それぞれJIS A 1108 およびJIS A 1113 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。

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、JIS A 1127-3 に準拠しダイヤルゲージ法により行った。供試体は、10 × 10 × 40cm の角柱供試体を使用し、供試体は蒸気養生の翌日試験室に移動し、基長を測定した。その後、温度 20 ± 2 、相対湿度 60 ± 5% の恒温恒湿室に静置して、ひずみと供試体の質量変化を測定した。

塩分浸透抵抗性は、JSCE-G571 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、10 × 20cm 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、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%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 × 220 × 100mm の角柱供試体に-18 を16 時間、23 を8 時間の1 日1 サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は蒸気養生後、試験開始の材齢28 日まで温度20 、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 × 220mm)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%NaCl 水溶液を使用した。

CDF 試験では、+20 から-20 まで10K/h の定速で

4 時間冷却し、-20 を3 時間保持後、同じ定速で20 まで4 時間加熱した後、+20 を1 時間保持する、12 時間1 サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、100 × 100 × 400mm の角柱供試体を半分に切断して100 × 100 × 200mm 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 、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 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。

2.3 力学特性

2.3.1 強度発現と材齢の関係

図 - 2.1 に円柱供試体の圧縮強度と材齢の関係を示す。皿形側溝用配合の供試体強度は、いずれの材齢においても、ベースセメントを早強セメントとしたHPS6(60)の方がベースセメントを普通セメントとしたNPS6(60)よりも強度は高かった。これは、蒸気養生時に高温となり、比表面積が大きい早強セメントの反応がより活性化したためと考えられる。また、いずれの配合も材齢3 日で圧縮強度は40N/mm²程度以上となったが、長期的な強度の増進は殆どみられず、材齢が経過してもベースセメントの違いによる強度差は殆ど変わらなかった。一方、護岸製品用配合の供試体強度をみると、スラグを用いたHPS6(60)よりも早強セメント単味のHPの方が強度は大きかった。過年度実施した水中養生後の圧縮強度の場合には、材齢91 日でHP とHPS6(60)の強度の逆転がみられたが、蒸気養生の場合、材齢28 日までは徐々に強度差が小さくなったものの、材齢91 日ではHPS6(60)の圧縮強度が逆に低下した。また、護岸製品のHPS6(60)は皿形側溝のHPS6(60)よりも水結合材比が小さいが、材齢14 日以降徐々に強度差が生じたものの、材齢7 日までは強度がほぼ同じだった。さらに、護岸製品のHPS6(60)は、製品出荷材齢の

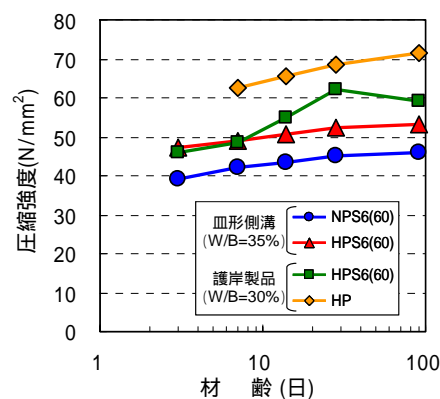


図 - 2.1 圧縮強度と材齢の関係

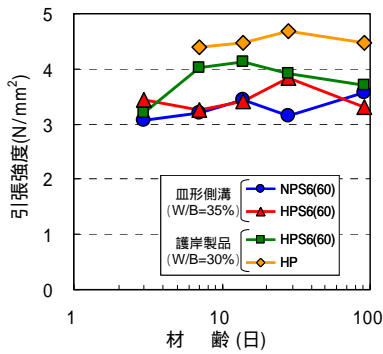


図 - 2.2 引張強度と材齢の関係

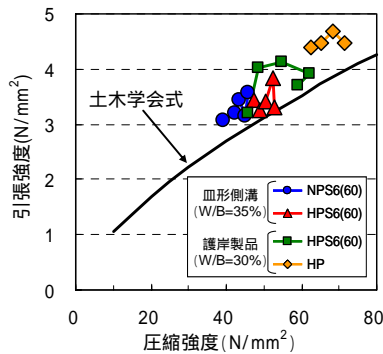


図 - 2.3 圧縮強度と引張強度の関係

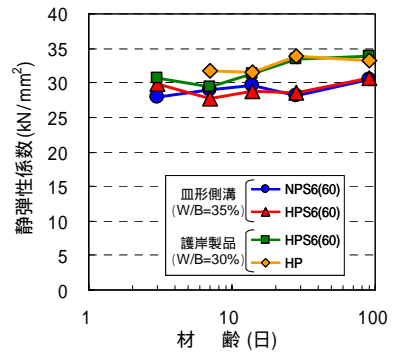


図 - 2.4 静弾性係数と材齢の関係

14 日における設計基準強度 60N/mm^2 を満足していなかった。これらのことから、強度発現に影響を及ぼした要因等については別途検討する必要があると思われる。

2.3.2 圧縮強度と引張強度の関係

図 - 2.2 に引張強度と材齢の関係を示す。全体的な傾向としては圧縮強度と同様であるが、圧縮強度と比べてばらつきが大きかった。図 - 2.3 に引張強度と圧縮強度の関係を示す。圧縮強度と引張強度には概ね良い相関がみられ、いずれも土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] に示されている圧縮強度と引張強度の関係式³⁾より算出される値を上回っており、土木学会式により安全側で評価することが可能である。

2.3.3 静弾性係数と圧縮強度の関係

図 - 2.4 に静弾性係数と材齢の関係を示す。材齢 28 日以降、水結合材比の違いと考えられる静弾性係数の差は若干みられたものの、同一水結合材比では結合材の違いによる差はみられず、材齢が経過しても静弾性係数は殆ど増加しなかった。図 - 2.5 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。全体としては、結合材の種類によらず、静弾性係数と圧縮強度には良い関係がみられたが、コンクリート標準示方書 [設計編] に示されている静弾性係数⁴⁾よりも若干小さい傾向がみられ、土木学会値の 90%ラインであれば平均的な値として、土木学会値の 80%ラインであれば下限値を包括する形で評価することが可能である。

2.4 収縮特性

図 - 2.6 に乾燥収縮ひずみと乾燥期間の関係を示す。なお、護岸製品の早強セメント単体 (HP) のコンクリートの乾燥収縮ひずみ測定は実施していない。皿形側溝製品の $W/B=35\%$ の場合、早強セメントベースの HPS6(60) の方が普通セメントベースの NPS6(60) よりも特に乾燥初期の増加の程度が大きく、乾燥 6 ヶ月後のひずみは 650μ 程度であった。一方、護岸製品の $W/B=30\%$ における HPS6(60) は $W/B=35\%$ よりも乾燥収縮

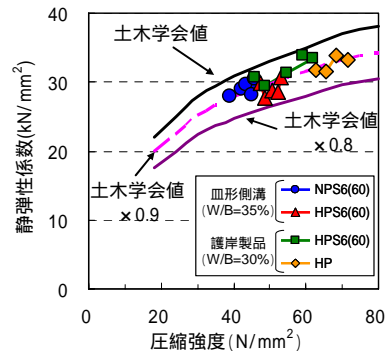


図 - 2.5 圧縮強度と静弾性係数の関係

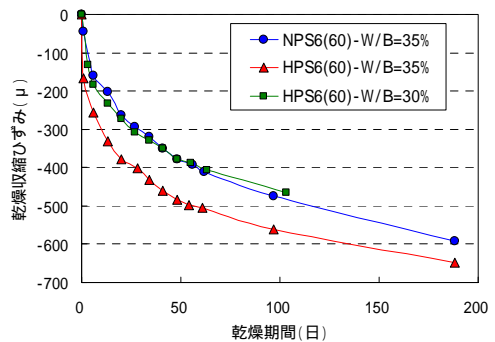


図 - 2.6 乾燥収縮ひずみと乾燥期間の関係

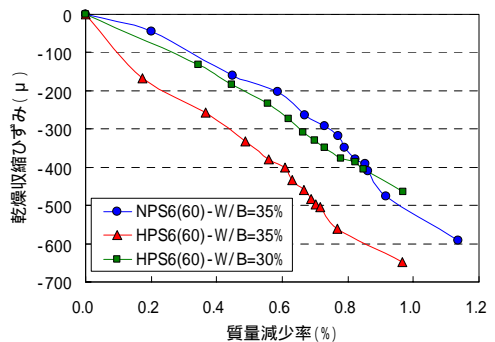


図 - 2.7 乾燥収縮ひずみと質量減少率の関係

ひずみは減少し、 $W/B=35\%$ の NPS6(60) とほぼ一致した。

図 - 2.7 に乾燥収縮ひずみと質量減少率の関係を示す。いずれも質量減少が大きくなるほどひずみが増大する傾向がみられ、NPS6(60) と $W/B=30\%$ の HPS6(60) は、乾燥収縮ひずみと質量減少率の関係が一致しており、

図 - 2.6 の傾向をよく説明する。他方、ひずみが大きかった W/B=35%の HPS6(60)は、同一質量減少率あたりのひずみが大きくなる傾向が確認された。乾燥収縮のメカニズムとして比較的良好に用いられている毛細管張力説⁵⁾によると、乾燥により細孔内の水が逸散する際に生じる毛細管張力は細孔径が小さいほど大きくなるとされている。このため、細孔が緻密な配合ほど収縮ひずみは大きくなると考えられる。一方、細孔が緻密なほど細孔内の水は逸散しにくくなると考えられるため、収縮ひずみは逸散する水の量も考慮する必要がある。しかしながら、本試験での HPS6(60)においては W/B が 30%と小さい方が乾燥期間が短いにもかかわらず質量減少は大きく、乾燥収縮ひずみは小さい傾向となっており、上述の考え方とは異なる結果であった。これについては、今回対象とした2つの製品は異なる工場で製造したため、骨材の産地が異なっており、ひずみが大きくなった皿形側溝の骨材吸水率は若干大きい等、他の要因を含めて詳細な検討が必要である。

2.5 耐久性

2.5.1 塩分浸透抵抗性

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図 - 2.8 に示す。皿形側溝用配合の供試体の実効拡散係数は、早強セメントベースの HPS6(60)の方が普通セメントベースの NPS6(60)より拡散係数は小さく、図 - 2.1 に示したように圧縮強度が大きかった HPS6(60)の方が組織構造が緻密化していることが考えられる。一方、護岸製品用配合の供試体の実効拡散係数をみると、早強セメント単味の HP よりもスラグを用いた HPS6(60)の方が実効拡散係数が極めて小さかった。なお、実効拡散係数についても HPS6(60)の水結合材比の違いによる傾向が逆傾向となっていたが、全体としては、塩化物イオンの浸透に対するスラグの効果が確認された。

2.5.2 凍結融解抵抗性（水中凍結融解試験）

図 - 2.9 に水中凍結融解試験結果を示す。なお、護岸製品については、試験水を 3%NaCl 水溶液とした場合のみについて検討した。水中凍結融解試験の結果、配合および試験水の違いによらず、いずれの供試体も相対動弾性係数は 100%を越える結果となり、塩水を用いた場合に皿形側溝用配合で若干の質量減少がみられた以外は質量変化も殆どみられなかった。今回はいずれも蒸気養生した試験体であり、蒸気養生後は実際の製品を想定して凍結融解試験材齢の 28 日まで気中養生を行っていたため、供試体中の水分の影響が反映さ

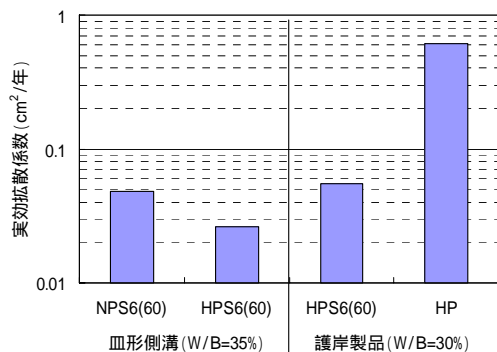


図 - 2.8 塩化物イオン実効拡散係数と W/B の関係

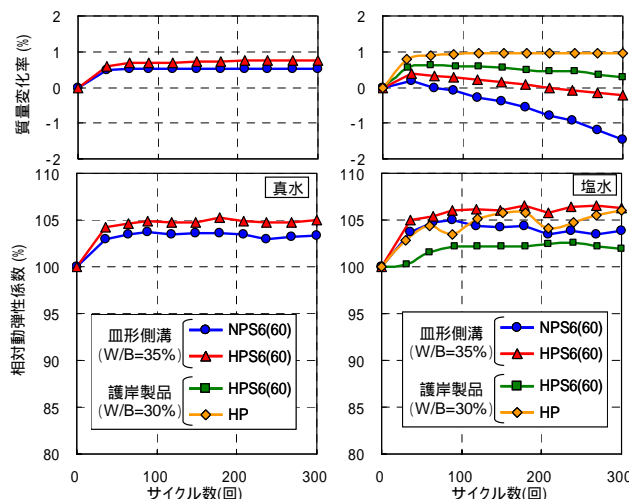


図 - 2.9 水中凍結融解試験結果

れたものと思われる。いずれも本試験条件においては高い耐凍害性を示した。

2.5.3 スケーリング試験（ASTM 法）

図 - 2.10 に ASTM 法によるスケーリング試験結果を示す。なお、護岸製品の HP は試験を実施していない。また、図には参考として、過年度実施した W/B=35%の HP と HPS6(60)の試験結果併記している。これら過年度供試体は、7 日間湿布養生後材齢 28 日まで温度 20℃、湿度 60%の環境下で気中養生した後試験に供しており養生条件が異なっている。

蒸気養生を行った製品用配合の供試体のスケーリング量は普通セメントベースの NPS6(60)が若干多いものの、いずれも大きな差はみられなかった。他方、過年度実施した HP と比べると、試験初期のスケーリング量は蒸気養生供試体で多いものの、今後逆転の傾向がみられている。また、過年度の HPS6(60)と比べると、蒸気養生供試体の方がスケーリングは増加している傾向がみられた。

2.5.4 スケーリング試験（CDF 試験）

図 - 2.11 CDF 試験によるスケーリング量と凍結融解サイクル数の関係を示す。CDF 試験によるスケーリン

グ量は、ASTM 法と同様、普通セメントベースの NPS6(60)のスケーリング量が若干多かったものの、いずれの配合も大きな差はみられなかった。また、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 $1500\text{g}/\text{m}^2$ とされており、いずれの供試体もスケーリング量は極めて小さい結果であった。また、参考として、ASTM 法における 35 サイクルのスケーリング量は NPS6(60)で約 $1000\text{g}/\text{m}^2$ 、HPS6(60)で $450\text{g}/\text{m}^2$ であり、上記のスケーリング限界量を満足している。他方、ASTM 法と CDF 試験法は凍結融解条件が異なるだけでなく、水の供給方法が大きく異なり、ASTM 法では供試体上面に湛水させ上面より凍結融解が作用するのに対し、CDF 試験では試験面を下に向け毛管現象により吸水させ凍結融解が作用する。いずれの試験においてもスケーリング抵抗性が高い結果と判断できるが、今回試験対象とした皿形側溝および護岸製品の場合、供給される水は製品の上面および側面に湛水に近い形で作用することになるため、ASTM 法の試験水供給条件の方が実環境に近い条件と考えられ、さらに長期的なスケーリングの把握が必要である。

2.6 試験施工および暴露試験概要

皿形側溝の試験施工は、十勝地方の国道の山間峠部で実施した。試験施工を実施した箇所における既設の皿形側溝は、コンクリート部分が土砂化するほど著しい劣化により崩壊しており、内部の鉄筋が剥き出しとなり完全に錆びている状況が確認された。これらの劣化は、凍結融解と塩化物系凍結防止剤の複合作用によるものと考えられる。このような状況をふまえ、試験施工箇所の選定にあたっては、凍結防止剤の散布が多くなる 5 合目より上を条件として設定し、実際には 6 合目付近の直線部と、7 合目付近のトンネル手前の 2 箇所を選定した。7 合目付近での試験施工状況を写真 - 2.1 に示す。

一方、護岸製品の暴露試験は、オホーツク地方の海水が遡上する河川で実施した。現地コンクリート護岸堤は海水による塩害と考えられる劣化が多数みられており、劣化の程度に応じて更新や補修などの対策が予定されており、本暴露試験は更新時の対策としての有効性を検証する目的で実施した(写真 - 2.2)。

いずれの施工箇所についても、今後耐久性等の継続的な調査を予定している。また、経年調査は、現地より製品を回収し、目視による劣化の状況、強度、塩分の浸透深さ、コンクリートの細孔組織等について各種試験を実施し評価を行う予定である。

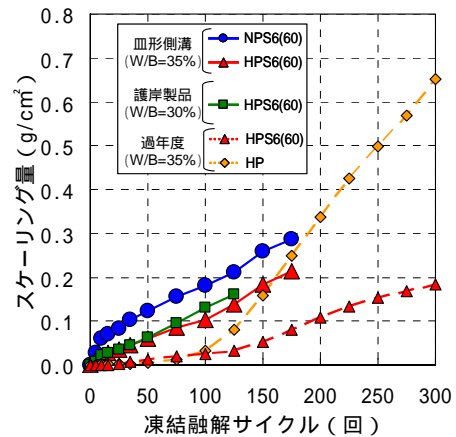


図 - 2.10 スケーリング試験結果 (ASTM 法)

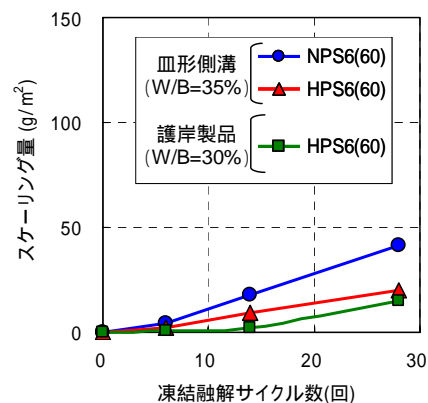


図 - 2.11 スケーリング試験結果 (CDF 試験)



写真 - 2.1 皿形側溝の試験施工状況 (7 合目付近)



写真 - 2.2 護岸製品暴露試験状況

3. 表面含浸材によるコンクリートの耐久性向上に関する研究

3.1 概要

凍害および凍・塩害による複合劣化の進行を抑制する技術の一つに、吸水抑制効果を発揮するシラン系表面含浸材をコンクリート表面に塗布し、コンクリート表層組織に含浸させて水や塩分の浸透を抑制することで部材の延命化を図る工法(以下、表面含浸工法という)がある。しかし、塗布後の効果の持続性に関する情報が乏しく、耐久性の照査方法は未だ確立されていないのが現状である。

さらに今後はコンクリート構造物の多くが老朽化を迎える。厳しい財政事情の下で全ての構造物を更新することは極めて難しく、新設構造物のみならず、ストックされている多くの既設構造物を長く使いこなすことで社会的負担を軽減していく姿勢も将来的に重要となる。その中には、多くの塩化物イオンが蓄積されているものもある。塩化物イオンの蓄積量が多いコンクリート部材における代表的な補修方法としては断面修復工法、電気化学的防食工法、脱塩工法、含浸性防錆材(以下、防錆材という)の塗布(表面含浸材との併用も含む)などがあげられる。このうち、鉄筋腐食の進行を遅らせる効果が期待される防錆材は、施工コストが安価で、短期施工が可能のため、維持コストの縮減が期待される。しかし、シラン系表面含浸材と同様、効果や適用範囲については十分整理がなされていない。

この章では、表面含浸材ならびに防錆材による塩化物イオンの浸透抑制・鉄筋腐食抑制効果に着目した研究成果について報告する。前半では、シラン系表面含浸材を施工したコンクリートの塩化物イオンの遮塩効果に関する定量的な分析・評価を行った結果を述べる。後半では、防錆材の効果に及ぼす塩化物イオン量およびひび割れの影響について基礎的な評価を行った結果について記載する。

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まとめ

3.2.1 分析・評価方法の概説

現在、塩化物イオンの浸透性は、Fickの第2法則の解である式(1)に基づいて照査が行なわれている。

$$C(x,t) = C_o \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) \right) \quad (1)$$

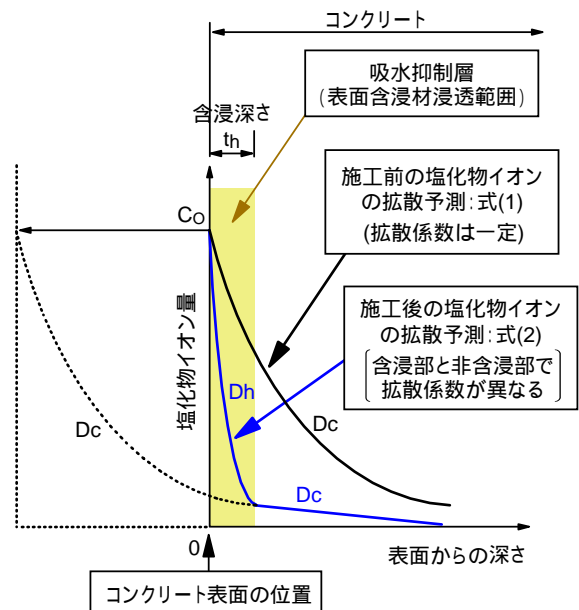


図 - 3.1 塩化物イオン浸透モデル概念¹⁾

ここに、 $C(x,t)$ は t 年後における深さ x の塩化物イオン量(kg/m^3)、 C_o は表面塩化物イオン量(kg/m^3)、 erf は誤差関数、 x はコンクリート表面からの深さ(cm)、 D_c は塩化物イオンの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)、 t は経過年数である。

図 - 3.1 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を示している⁷⁾。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(2)のようになる。

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

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。

これらの概念を設計に反映させるには、吸水抑制層の厚さはもとより、吸水抑制層の塩化物イオンの拡散係数 D_h を明確にする必要がある。しかし、 D_h の算出方法につ

表 - 3.1 コンクリート配合

W/C (%)	セメント	単位量(kg/m ³)			
		W	C	S	G
45	BB	140	320	820	1073

いて述べられた文献はほぼ皆無である。

そこで、はじめに D_h の算出方法について検討するため、室内試験を行った。次に検討結果の検証を行うため、日本海沿岸に位置する増毛暴露実験場で暴露試験を行った。なお、評価に際しては、吸水抑制層の経時的な性能低下の影響も考慮する必要があるが、本研究では、初期性能を保持したという仮定に基づいて検討を行っている。

3.2.2 室内試験

(1) 配合・使用材料

表 - 3.1 にコンクリート配合を示す。セメントは北海道の道路構造物に広く使用される高炉B種を用いた。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（密度 2.70g/cm³、吸水率 0.89%）、粗骨材は小樽市見晴産の砕石（密度 2.68cm³、吸水率 1.07%、最大粒径 25mm）を使用した。

表-3.2 に試験に用いた表面含浸材を示す。いずれもシラン系で、内訳は、水系が3種類、溶剤系が2種類、無溶剤系が1種類である。表面含浸材は材齢14日に塗布した。塗布方法および塗布量はメーカー仕様にあわせて行った。

(2) 供試体・試験方法

供試体は 10 × 10 × 40cm(表面含浸材浸透深さ確認用)、22 × 22 × 10cm(塩分浸漬試験用)の2種類作製した。打設後、湿気養生を3日間施した後、試験開始材齢の28日まで恒温恒湿室に静置した。表面含浸材は材齢14日目に塗布した。表面含浸材の含浸深さは、コンクリートカッターで供試体を切断し、切断面に水を拭きかけて撥水を呈した範囲を表面含浸材の浸透域と判断してノギスで測定した。塩化物イオン浸透試験は、打設面に枠(幅2.5cm、高さ2cm)を据え付けて濃度3%の塩化ナトリウム水溶液を厚さ6mm張り、塩化物イオンを浸透させた。浸漬日数は、林らの研究⁸⁾を参考に90日に設定した。浸漬後、試料を切り出し、塩化物イオンの浸透深さと塩化物イオン量を測定した。塩化物イオンの浸透深さはEPMAにより、塩化物イオン量の測定はJCI-SC4(硝酸銀滴定法)に準じて求めた。

3.2.3 結果・考察

図 - 3.2 に表面含浸材の含浸深さを示す。いずれも表面に吸水抑制層が形成されていた。深さはNo.6は約6.5mmと最も大きく、それ以外は約1.5~3mmであった。

表 - 3.2 使用した表面含浸材の種類

記号	系別	塗布量(kg/m ³)
No.1	水系	0.20(2回塗り)
No.2		0.30(2回塗り)
No.3		0.20(1回塗り)
No.4	溶剤系	0.30(2回塗り)
No.5		0.20(1回塗り)
No.6	無溶剤系	0.40(1回塗り)

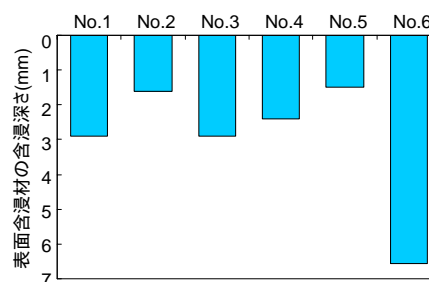


図 - 3.2 表面含浸材の浸透深さ

無塗布	No.1	No.2	No.3
11.5mm	9.2mm	8.9mm	2.3mm
No.4	No.5	No.6	濃度(%)
1.92mm	8.5mm	<1mm	

図 - 3.3 塩化物イオンの浸透深さ

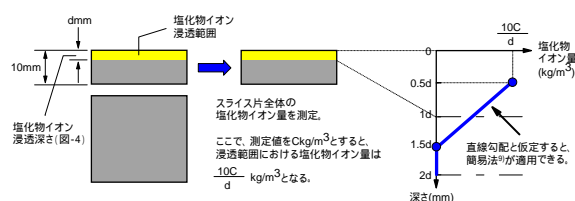


図 - 3.4 本研究での見かけの拡散係数の求め方

表 - 3.3 見かけの拡散係数(cm²/年)の算出結果(上段は拡散係数、下段は D_c を1とした場合の比率)

D_c	D_h					
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
0.85	0.73	0.66	0.04	0.03	0.60	0.01
1	0.86	0.78	0.05	0.04	0.71	0.01

図-3.3にEPMAから求めた塩化物イオンの浸透深さを示す。画像寸法は20×20mmである。塗布供試体はいずれも10mm未満で、No.6は1mm未満と極めて小さかった。

拡散係数については、深さ方向に10~20mm間隔でスライスして各スライス片の塩化物イオン量を測定し、それをグラフ化して算出するのが一般的である。しかし、表面含浸材を塗布したものは、塩化物イオンの浸透深さが10mm未満と極めて浅く、この方法の適用は困難である。

そこで、本研究では図-3.4に示す方法で拡散係数の算出を試みた。はじめに深さ0~10mmの試料を採取し、試料全体の塩化物イオン量を求める。ここで、塩化物イオン量を C_{kg}/m^3 、塩化物イオンの浸透深さを dmm (図-3.3)とする。塩化物イオンは深さ0~ dmm の範囲に集中的に蓄積されていることから、理論的には0~ dmm の塩化物イオン量は $10C/dkg/m^3$ 、 dmm 以深の塩化物イオン量は $0kg/m^3$ となる。解析の対象とする層が極めて薄いことと、解析のしやすさを勘案し、塩化物イオンの濃度分布を直線で近似できると仮定すると、図-3.4の右に示すグラフが得られる。ここでは、 $0.5dmm$ を仮想表面とみなし、式(2)の C_0 に $10C/dkg/m^3$ を代入し、 D_h の値を変化させることで $0.5d~1.5dmm$ 間の塩化物イオン量を求め、実測値(ここでは直線上の値)との残差平方和が最小になるまで D_h を変化させる方法で拡散係数を決定する簡易法⁹⁾を適用することとした。

表-3.3に拡散係数の算出結果を示す。No.6の d は便宜上、1mmとした。吸水抑制層の拡散係数は非含浸部よりも小さく、No.1、2、5は非含浸部に比べて14~29%、No.3、4、6は94~98%小さい結果となった。

3.2.4 暴露試験

(1) 実験場の位置

次に、室内での検討結果の検証を行うため、実環境下で暴露試験を行った。試験は、北海道増毛町にある増毛暴露実験場(図-3.5)にて行った。実験場は一般国道231号沿いの日本海沿岸部に面しており(写真-3.1)、冬期の最低気温は約-10で、強い季節風が吹きやすい厳しい環境下に立地している。

(2) 供試体・試験方法

供試体の寸法は10×10×40cmとした。配合、表面含浸材の塗布面、塗布方法は前項の室内試験に同じである。飛来塩分の供給面を打設面に限定するため、打設面以外をエポキシ樹脂でコーティングした。材齢28日より増毛暴露実験場のコンクリート製の架台(厚さ10cm、幅25cm)に供試体を据え付けた(図-3.6)。

試験は、打設面から深さ方向に1cm間隔で試料をスラ



図-3.5 増毛暴露実験場の位置図



写真-3.1 増毛暴露実験場の全景

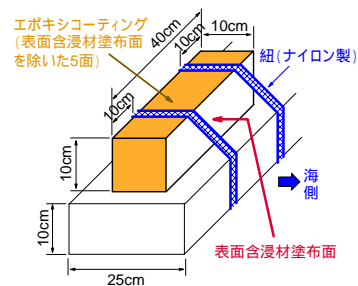


図-3.6 架台への供試体の据え付け

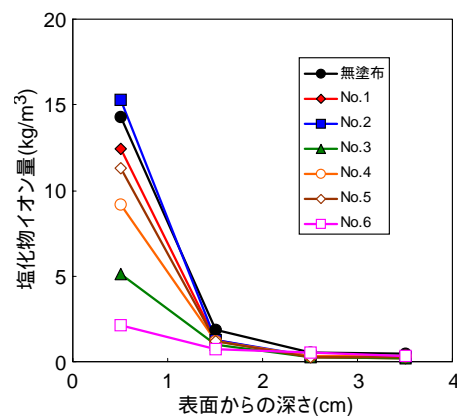


図-3.7 塩化物イオン量測定結果(暴露2年目)

イスし、JCI-SC4(硝酸銀滴定法)に準じて深さ0~4cmの範囲における塩化物イオン量を測定した。ここでは、暴露2年目の測定結果について述べる。

(3) 結果・考察

図-3.7に塩化物イオン量の測定結果を示す。0.5cmの測定値をみると、No.2は無塗布とほぼ同程度であった

が、それ以外は無塗布を下回っており、塗布の効果が認められた。

ここで、無塗布のデータを分析し、現地における見かけの拡散係数を求めた。式(1)の C_0 に 31kg/m^3 (増毛暴露実験場での実測値)、 t に 2 年を代入して計算した結果 $0.11\text{cm}^2/\text{年}$ となり、室内試験で得た結果 ($0.85\text{cm}^2/\text{年}$) よりも小さい値が示された。一般に塩化物イオンの見かけの拡散係数は塩化物イオンの供給方法に依存し、供給方法が厳しいほど拡散係数は高く表示される。気中に曝す暴露試験に比べて、濃度 3% 塩化ナトリウム水溶液に常時浸した室内試験の方が環境的に厳しかったことが関係しているように思われる。

そこで、暴露供試体における吸水抑制層の見かけの拡散係数は、式(3)に示すように、室内試験と暴露試験の無塗布供試体の拡散係数の比を乗じ、補正することとした。

$$D_h' = D_h \times \frac{D_c'}{D_c} \quad (3)$$

ここに、 D_h' は暴露供試体の吸水抑制層の見かけの拡散係数の補正值 ($\text{cm}^2/\text{年}$)、 D_c' は暴露供試体の非含浸部の見かけの拡散係数の実測値 ($0.11\text{cm}^2/\text{年}$)、 D_c 、 D_h は室内試験で求めた非含浸部と吸水抑制層の見かけの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$) である。

図 - 3.8 に暴露供試体の塩化物イオン量の実測値と、式(2)および式(3)により算出した暴露供試体の塩化物イオン量の計算値を示す。No.3、4、6の深さ 0.5cm 以外は計算値と実測値が概ね一致した。深さ 0.5cm のデータは、深さ 0~1cm のスライス片に含まれる塩化物イオン量の総量を表示している。この図では 0.5cm にデータをプロットしたが、No.3、4、6は、室内試験では塩化物イオンの浸透深さが極めて小さかった種類である (図 - 3.3)。このため、深さ 0~1cm に万偏ではなく、深さ数ミリの表面薄層の限られた範囲に塩化物イオンが蓄積されている (真のプロット位置は深さ 0.5cm ではなく深さ 0cm 近傍) 可能性が考えられる。

3.2.5 遮塩効果の分析評価

ここで、将来的な遮塩効果に関する分析を行った。鉄筋位置を深さ 3cm とし、塩化物イオン量が発錆限界値 (1.2kg/m^3) に達するまでの年数を計算した。結果を図 - 3.9 に示す。

無塗布は 30 年で腐食限界に達するのに対し、No.3、4 は 50~55 年と 1.6~1.8 倍の延命効果、No.6 は 250 年と 8.3 倍の延命効果が得られることが試算された。

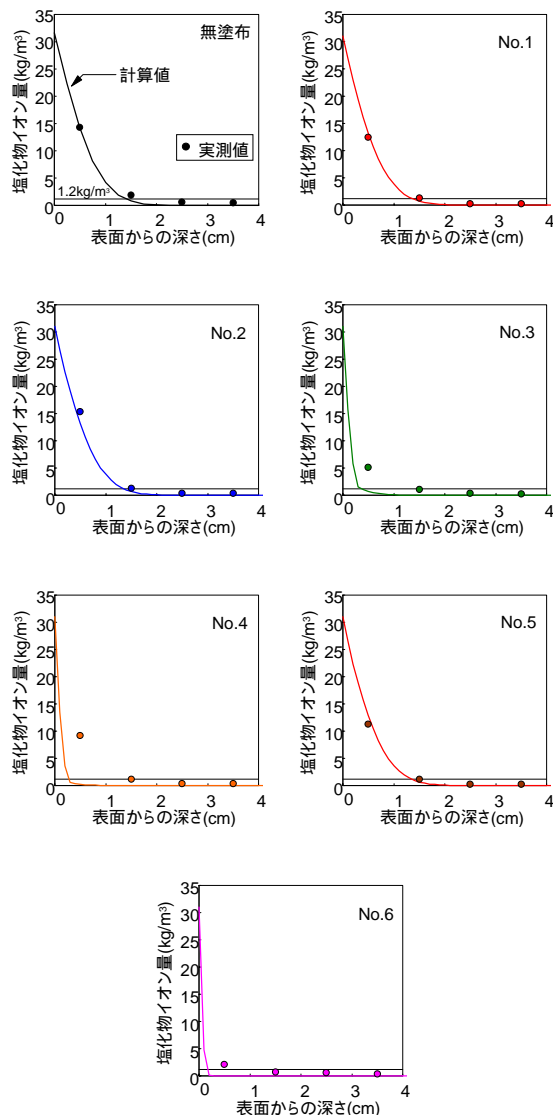


図 - 3.8 計算値と実測値の比較

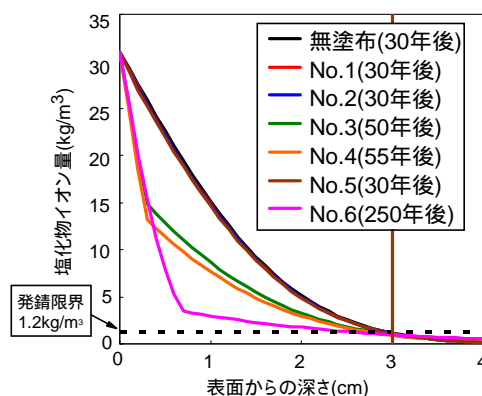


図 - 3.9 塩化物イオン浸透性の将来予測 (曲線は凡例に表示した年数を式(2)の t に代入したグラフ)

3.3 表面含浸材と含浸性防錆材による既設構造物の複合劣化抑制効果に関する検討

3.3.1 実験概要

(1) 配合・供試体

表 - 3.4 に配合を示す。セメントは普通ポルトを用いた。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（密度 2.70g/cm³、吸水率 0.89%）、粗骨材は小樽市見晴産の碎石（密度 2.68g/cm³、吸水率 1.07%、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を混入した。

図 - 3.10 に供試体を示す。寸法は22×22×10cmとし、打設面からのかぶり厚が3cmになるようD16鉄筋を埋設した。打設後、湿気養生を3日間施したのち、材齢28日まで恒温恒湿室（温度20℃、湿度60%）に静置した。

表 - 3.5 に実験水準を示す。記号は、塗布材の種類（なし：N、防錆材：V[Volatile corrosion inhibitorの頭文字]、防錆材とシラン系表面含浸材（以下、含浸材）の併用：VS[SはSurface penetrate materialの頭文字]、塩化物イオン混入量、ひびの有無（ひびを導入したもののみC[Crackの頭文字]と標記）の組み合わせで構成されている。

防錆材は、恒温恒湿室静置後に打設面に塗布した。防錆材と含浸材と併用するシリーズは、防錆材を塗布してから7日後に含浸材を塗布した。防錆材は、亜硝酸系に比べて環境負荷が小さいアンモニアを主成分とするアミン系を使用した。塗布量および塗布方法はメーカー仕様にあわせた。なお、塗布効果に及ぼすひびわれの影響を評価するため、一部の供試体は塗布を行う前にアムスラー型圧縮試験機で繰返し载荷を行い、微細ひびわれを発生させた。初期劣化の程度は、耐凍害性の閾値（相対動弾性係数85%）を参考にし、静弾性係数を約20%低下させた状態を目安とし、ここでは既往の研究¹⁰⁾にならい、圧縮強度の9割の荷重を10回繰返し载荷する方法で初期劣化を与えた。

(2) 試験方法

乾湿繰返し試験は、防錆材を塗布してから14日後に開始した。打設面に蒸留水を深さ6mm程度張り、3日間湿潤、4日間乾燥の7日間1サイクルで行った。乾湿温度は外岡らの実験¹¹⁾にならい、湿潤工程では40℃、乾燥工程では20℃とした。測定は、湿潤工程から乾燥工程に切り替わる際に交流インピーダンス法測定器を用いて分極抵抗の測定を行った。なお、塗布した防錆材の浸透状況を把握する確認試験も防錆材を塗布してから14日後にあわせて行った。

表 - 3.4 コンクリート配合

W/C (%)	セメント	単位量(kg/m ³)			
		W	C	S	G
55	NP	154	280	895	1113

練混ぜの際、塩化物イオンを0,2,3,4,6kg/m³混入

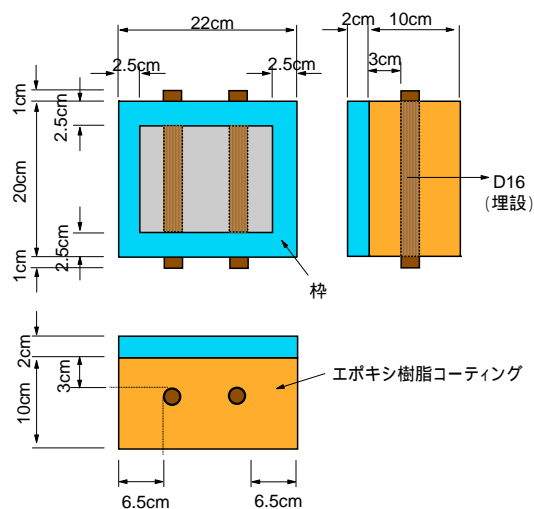


図 - 3.10 供試体

表 - 3.5 実験水準

記号	塗布材	劣化の程度	
		Cl ⁻	ひび
N-0	なし	0	なし
V-0	防錆材		
VS-0	防錆材 + 含浸材		
N-2	なし	2	
V-2	防錆材		
VS-2	防錆材 + 含浸材		
N-3	なし	3	
V-3	防錆材		
VS-3	防錆材 + 含浸材		
N-4	なし	4	
V-4	防錆材		
VS-4	防錆材 + 含浸材		
N-6	なし	6	あり
V-6	防錆材		
VS-6	防錆材 + 含浸材		
N-6C	なし		
V-6C	防錆材		
VS-6C	防錆材 + 含浸材		

Cl⁻：塩化物イオン混入量（単位はkg/m³）

3.3.2 結果・考察

(1) 防錆材の浸透状況

浸透状況の確認は、打設面から深さ方向へ10mm間隔で試料をスライス・粉碎し、蒸留水を入れたピーカーに粉碎した試料を混合し、その混合液を防錆材の成分であるアンモニアを検出する試験キットで吸い取り、キットをよく振って検水が透明から青色に変色した場合はアンモニアが存在すなわち防錆材が浸透していると評価する方法で行った(図-3.11)。なお、この方法はアンモニアの存在の有無を定性的に判定するもので、アンモニアの量を評価する試験ではない。試験の結果、いずれのスライス片からもアンモニアが検出された。打設面に塗布した防錆材は供試体全体に行き渡っていることが確認された。



図-3.11 アンモニアの検出方法

(2) 腐食速度の測定結果

1) 塩化物イオン量の影響

図-3.12に腐食速度の測定結果を示す。試験は現在も継続中で、図には最長サイクルのデータをプロットしている。塩化物イオン量 0kg/m^3 では塗布による腐食速度の変化はさほどみられなかったが、 2kg/m^3 以上では特に防錆材と含浸材を併用したシリーズで腐食速度の減少効果が顕著にみられた。2および 3kg/m^3 においては、無塗布と防錆材の腐食速度の差が小さく、含浸材による水分の浸透抑制が腐食速度の減少に大きく作用したと言える。4および 6kg/m^3 においては、防錆材のみを塗布したシリーズでも腐食速度の減少が確認された。しかし、 6kg/m^3 の結果をみると速度の減少量は 4kg/m^3 に比べると小さいことが読み取れる。このことは、 6kg/m^3 以上の多量の塩化物イオンが蓄積されたコンクリートにおいては、塗布のみで腐食の進行を抑えることは厳しいことを示している。

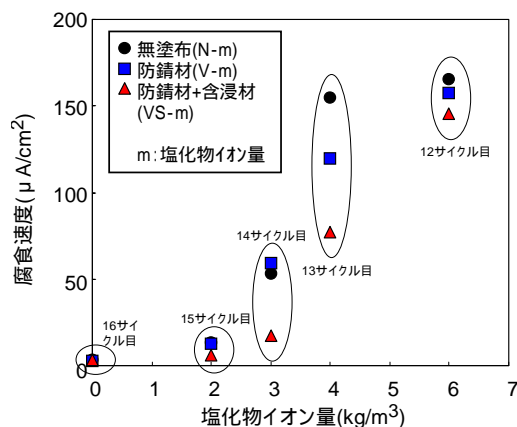


図-3.12 腐食速度の測定結果

2) ひび割れの影響

図-3.13は、腐食速度に及ぼすひび割れの影響(塩化物イオン量は 6kg/m^3)に関する実験結果を示す。初期値をみると、ひび割れがない供試体(N-6、V-6、VS-6)は塗布の有無による速度の差が小さいのに対し、ひび割れを導入した供試体(N-6C、V-6C、VS-6C)は、N-6Cの速度がN-6に比べて大きいこと、また、塗布した供試体の速度が無塗布に比べて明らかに小さいことが読み取れる。無塗布供試体の結果はひび割れの存在は腐食速度の増加をもたらすことを示しているが、塗布した供試体の結果から、ひび割れが存在する場合、ひび割れを介して塗布した防錆材と含浸材がコンクリート内部に多く浸透し、これによって鉄筋の腐食抵抗性がより高まり、結果的に腐食速度の低減が図られたものと考察される。この傾向は、12サイクル現在も持続していることを確認している。

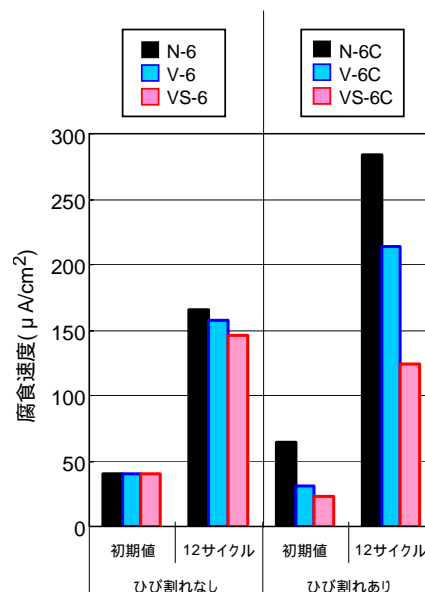


図-3.13 腐食速度に及ぼすひび割れの影響

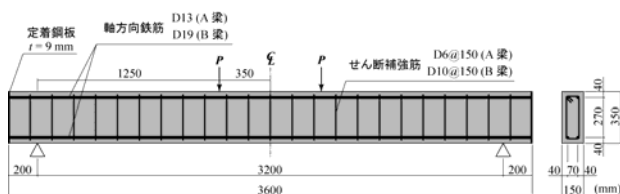
4. 短繊維混入によるコンクリートの耐久性向上に関する研究

4.1 概要

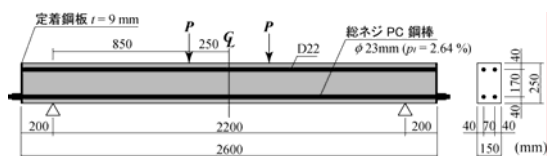
コンクリートは、引張力に対する抵抗性がもろい脆性材料である。近年、短繊維を混入させることにより、微細ひび割れ発生後のコンクリートの引張強度を増加させ、

表 - 4.1 試験体の一覧

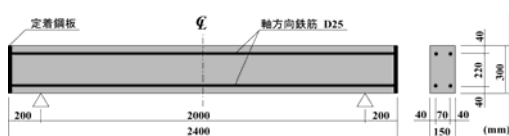
試験体名	荷重方法	破壊モード	短繊維混入率 V_f (%)	コンクリート圧縮強度 f'_c (MPa)	計算曲げ耐力 P_{uc} (kN)	計算せん断耐力 V_c (kN)	計算せん断余裕度	
F-V0	静的	曲げ	0	59.7	47.2	155.8	3.30	
F-V1			1.0	60.3	47.4	156.1	3.29	
F-V2			2.0	52.3	46.7	152.4	3.26	
S-V0		せん断	0	59.7	335.1	100.5	0.30	
S-V0.5			0.5	53.4	318.0	96.9	0.30	
S-V1.0			1.0	60.4	337.0	100.9	0.30	
S-V1.5			1.5	47.9	301.8	93.4	0.31	
S-V2.0			2.0	52.3	314.9	96.2	0.31	
I-V0			衝撃 (繰返し)	0	60.3	179.4	112.7	0.63
I-V1				1.0	52.7	177.9	107.8	0.61
I-V2	2.0	41.0		175.5	99.1	0.56		
I-V3	3.0	39.3		175.1	97.7	0.56		



(a) F 試験体 (静的、曲げ破壊型)



(b) S 試験体 (静的、せん断破壊型)



(c) I 試験体 (衝撃、せん断破壊型)

図 - 4.1 試験体の形状寸法および配筋

コンクリートの靱性能を高める研究が盛んに行われている。従来は、短繊維材料として、鋼繊維が最も多く用いられていたが、最近では耐食性に優れる合成繊維の適用も広く検討されている。特にポリビニルアルコール（以下、PVA という）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ことが知られている。しかしながら、PVA 短繊維を混入したコンクリート部材の耐荷力向上効果については十分な検討がなされていない。

一方、建設コストの縮減に寄与する材料の一つに軽量

コンクリートがある。軽量コンクリートは橋梁上部工の軽量化による下部工の断面縮小や基礎工の省力化、これに伴う工期の縮減、さらには耐震性の向上など、大きなメリットが期待される。しかし、使用される軽量骨材は吸水率が大きい上、強度も小さいことから、普通コンクリートに比べて耐凍害性とせん断強度が小さく¹²⁾、普及に当たっての障害となっている。これについては、既往の研究において、軽量骨材の含水率の上限を15%程度（プレウェット状態は30%）にすることで耐凍害性を確保できること、また、せん断強度はPVA 短繊維を混入することにより補うことができることを確認している。しかしながら、軽量骨材と短繊維を組み合わせた場合の施工性および部材耐荷性状については、十分に整理されていない。

そこで、本章では、PVA 短繊維を混入させた普通および軽量コンクリートの実用化に向け、普通コンクリートについては、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に、基礎的な RC 構造である RC 単純梁および RC 片持ち梁に対する静的荷重実験および重錘衝撃荷重実験を実施した。軽量コンクリートについては、良好な耐凍害性、施工性、強度発現が期待される配合の確立に向けての実験としてポンプ圧送試験を行った。

4.2 RC 単純梁の静的荷重実験

4.2.1 実験概要

表 - 4.1 に、本実験に用いた試験体の一覧を示す。試験体は荷重方法、短繊維混入率を変化させた全 12 体であ

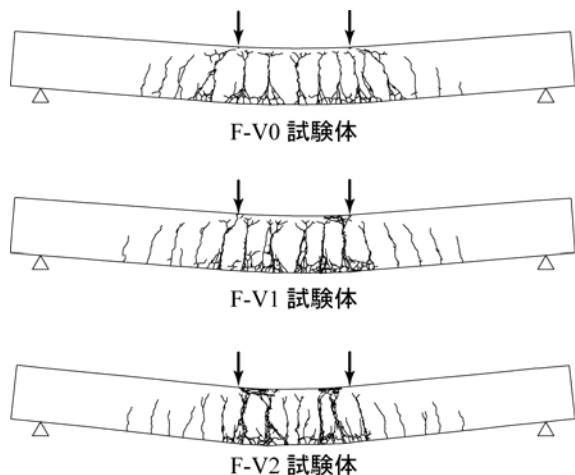


図 - 4.2 F 試験体の実験終了後における

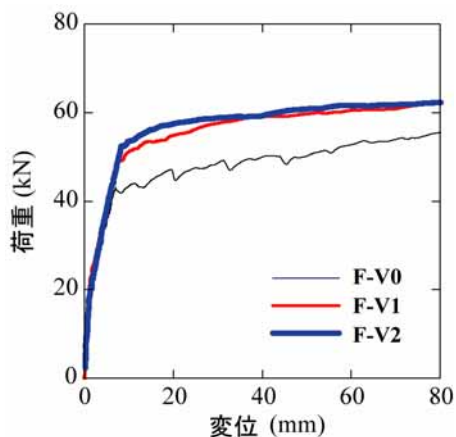


図 - 4.3 F 試験体の荷重 - 変位関係

る。表には、各試験体に用いたコンクリートの圧縮強度 f'_c 、短繊維の効果を検討したい場合の計算曲げ耐力 P_{uc} および計算せん断耐力 V_{uc} 、計算せん断余裕度 α を示している。それぞれの値はコンクリート標準示方書¹³⁾に準拠して算出したものである。

静的載荷実験は、曲げおよびせん断耐力向上効果を検討するため、それぞれせん断余裕度を3程度とし曲げ破壊するように設計したF試験体と、せん断余裕度を0.3程度としせん断破壊させるように設計したS試験体を用意した。また、衝撃載荷実験では、第1回目載荷時の衝突速度および第2回目以降の載荷時の衝突速度の増分を1m/sと設定し、終局に至るまで落下させる繰り返し載荷とした。図-4.1に、各試験体のRC梁の形状寸法および配筋状況を示す。

4.2.2 曲げ破壊型静的実験の結果

図-4.2に曲げ破壊型のF梁の実験終了後におけるひび割れ分布図を示す。図より、短繊維の増加に伴いひび割れが分散して発生しているのが分かる。またひび割

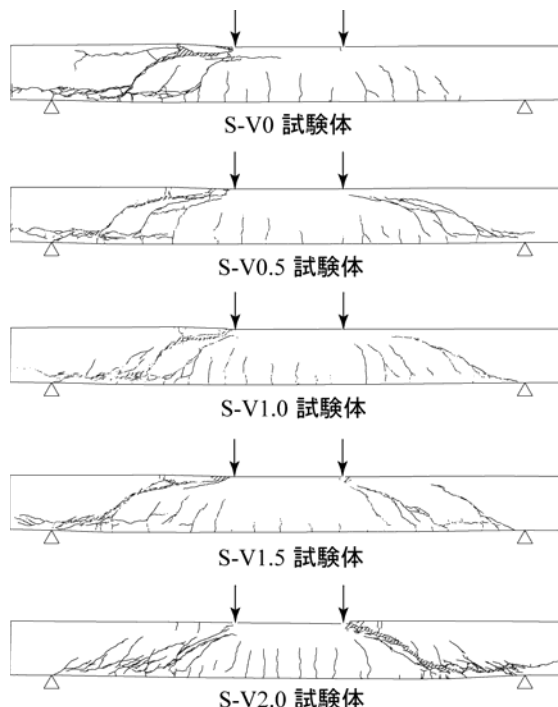


図 - 4.4 せん断破壊型の S 梁の実験終了後にお

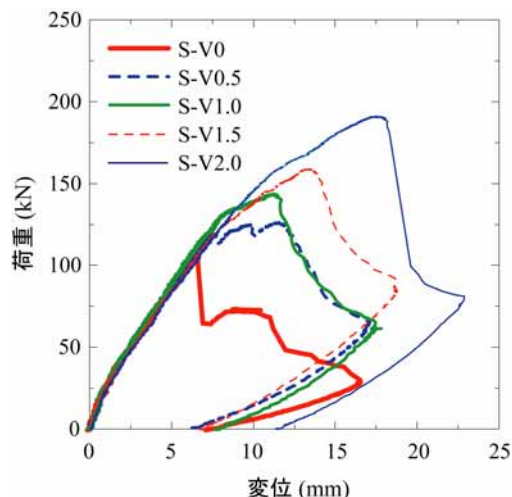


図 - 4.5 せん断破壊型の S 梁の荷重 - 変位関係

れの大きな開口は主に等曲げ区間において見られた。図-4.3にF試験体の荷重 - 変位関係を示す。図より、短繊維を混入することによりRC梁の降伏荷重が増大し、その増分は短繊維混入率が大きいほど大きくなっていることが分かる。ただし、短繊維混入率の増大に伴う、降伏荷重の増分は小さくなっている。このことから、曲げ耐力の向上効果には上限があるものと考えられる。

4.2.3 せん断破壊型静的実験の結果

図-4.4に、せん断破壊型のS梁の実験終了後のひび割れ分布性状を示す。図より、S-V0試験体は、左側スパンにおいてアーチ状のひび割れと上下端鉄筋に沿う割裂ひび割れが連結し、これらが大きく開口しているのが

表 - 4.3 実測最大荷重 P_{ue} と計算せん断耐力 V_F の比較

試験体名	短繊維混入率 V_f (%)	コンクリートの残存引張強度 f_v (MPa)	計算せん断耐力のコンクリート分担分 V_c (kN)	計算せん断耐力の短繊維分担分 V_F (kN)	計算せん断耐力 $V_{uc}(=V_c+V_F)$ (kN)	実測最大荷重 P_{ue} (kN)	P_{ue}/V_{uc}
S-V0	0	-	100.5	-	100.5	105.1	1.05
S-V0.5	0.5	0.36	96.9	19.7	116.6	126.1	1.08
S-V1.0	1.0	0.66	100.9	36.2	137.1	143.6	1.05
S-V1.5	1.5	0.99	93.4	54.2	147.7	158.7	1.07
S-V2.0	2.0	1.37	96.2	75.1	171.3	191.2	1.12

分かる。このような性状は、短繊維を混入した試験体においてもほぼ同様に見られるが、短繊維混入率 V_f の増加に伴ってアーチ状のひび割れが直線状の斜めひび割れに推移する傾向にあることが分かる。特に、S-V2.0 試験体の場合には、上端鉄筋に沿う割裂ひび割れは見られず、載荷点から両支点側に向かって 45 度下方に進展する斜めひび割れと下端鉄筋に沿う割裂ひび割れが顕著に発生している。これは、短繊維の混入により、上端鉄筋に沿う割裂ひび割れが抑制されたことによるものと推察される。

図 - 4.5 に、S 梁に関する荷重 - 変位関係の実験結果を示す。図より、いずれの試験体も S-V0 試験体の最大荷重時 ($P = 105$ kN) 程度までは、ほぼ線形に荷重が増大していることが分かる。その後、S-V0 試験体の場合には荷重が急激に低下するのに対し、短繊維を混入した試験体の場合にはさらに荷重が増大している。また、その耐力増分は、短繊維混入率に比例して増大している。なお、短繊維を混入した試験体の場合には、最大荷重到達前に若干の剛性勾配の低下が見受けられる。これは、斜めひび割れの発生により剛性が低下しながらも、短繊維の架橋効果により荷重が増加していくためと考えられる。

4.2.4 短繊維混入によるせん断耐力増分の評価

本項では、斜めひび割れ発生後、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に基づき、せん断耐力の短繊維分担分 V_F の評価に関する検討を行う。なお、土木学会の「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」¹⁴⁾では、上述のような考え方によりせん断耐力の短繊維分担分 V_F の算定式を提案している。本研究では、その算定式を準用し下式 (1) により検討することとした。

$$V_F = 2 \times b \times (z / \tan \theta) \times f_r \quad (1)$$

ここに、 b : ウェブ幅、 $z = d / 1.15$ 、 d : 有効高さ、 f_r : 短繊維混入コンクリートの残存引張強度、である。なお、指針¹⁴⁾では、超高強度繊維補強コンクリート (UFC) の設計平均引張強度 f_{vd} を用いることが規定されている。しかしながら、本研究に用いた短繊維混入コンクリートはひび割れ発生後急激な応力低下を示す材料であり、UFC とは引張特性が大きく異なるため、ここではひび割れ発生後の残存引張強度 f_r ¹⁵⁾を用いることとしている。また、ひび割れ角度 θ については、指針¹⁴⁾ではせん断応力および軸方向の圧縮応力の値を用いて主応力面を算出する形で推定することとしている。しかしながら、本研究では、スターラップを配置した RC 梁に関する検討も念頭に置いていることより、ひび割れ角度 θ をせん断耐力のスターラップ分担分 V_s の算定の際に仮定されている θ と対応させる必要があるものと考えられる。従って、ここでは θ を一義的に 45 度と仮定して V_F の評価を行うこととした。なお、前述のひび割れ分布図より、斜めひび割れの角度は概ね 30 ~ 45 度程度であることより、 θ を 45 度と仮定することにより V_F を安全側に評価できるものと考えられる。

表 - 4.3 に、実測最大荷重 P_{ue} と計算せん断耐力 V_{uc} の一覧を示す。計算せん断耐力 V_{uc} は、表 - 4.1 に示されている V_c に V_F を加算した値である。表より、計算せん断耐力 V_{uc} は、実測最大荷重 P_{ue} と良好に対応していることが分かる。このことから、PVA 短繊維混入によるせん断耐力の向上効果は、残存引張強度 f_r を用いることで概ね評価可能であることが明らかになった。

4.2.5 衝撃載荷実験の結果

図 - 4.6 に、衝突速度 $V = 4$ m/s 以降の各 RC 梁のひび割れ分布性状を示す。図より、I-V0 試験体は、最終衝突速度である $V = 4$ m/s 時において、載荷部近傍および下端鉄筋位置のかぶりコンクリートが大きく剥落しており、終局に至っていることが分かる。一方で、I-V1, V2, V3

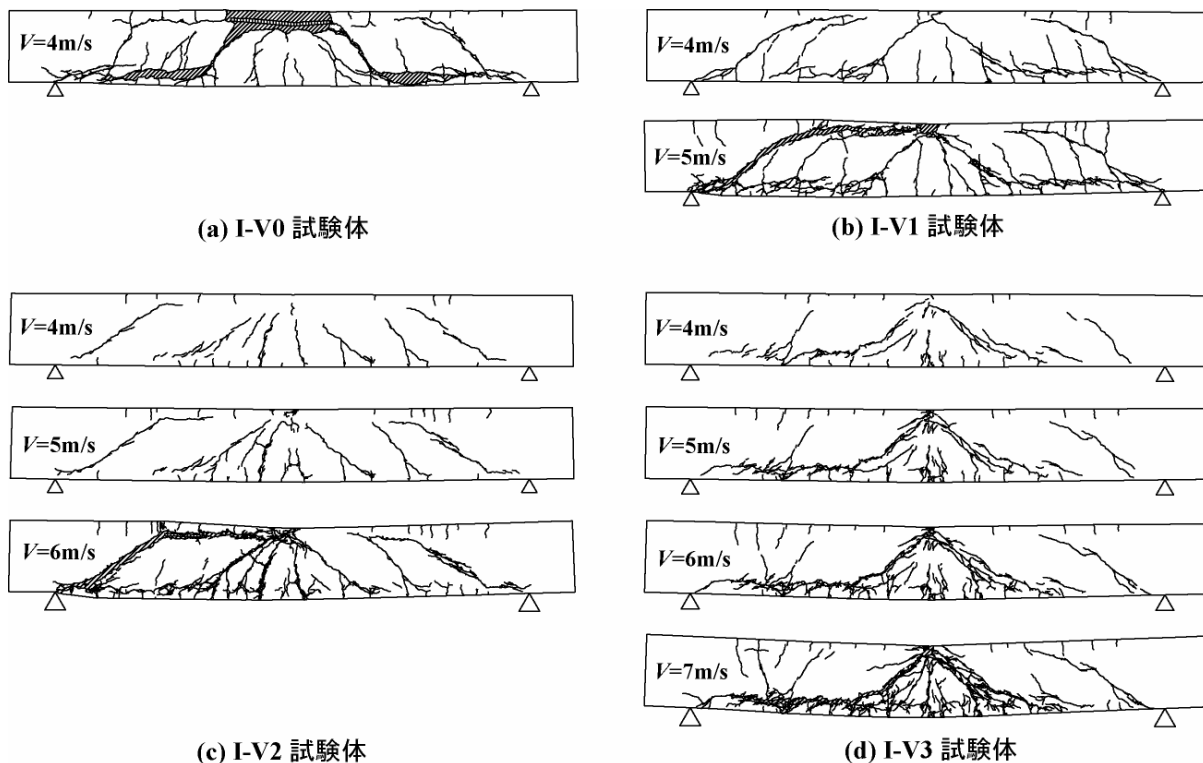


図 - 4.6 各 I 試験体のひび割れ分布性状

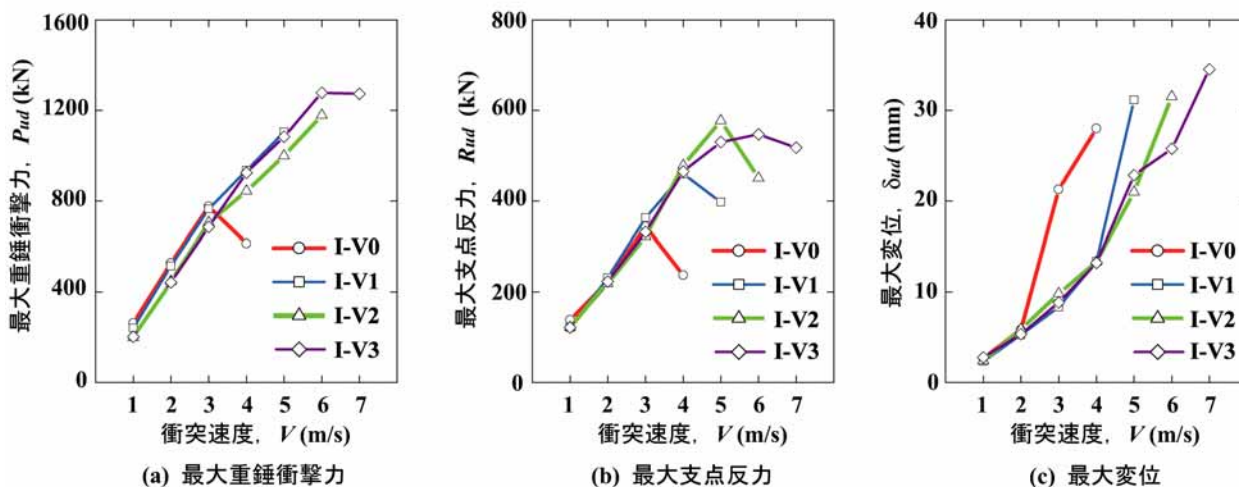


図 - 4.7 各 I 試験体における各種応答値の最大値と衝突速度との関係

試験体は、最終衝突速度において、V0 試験体に見られたかぶりコンクリートの著しい剥離・剥落は見られない。さらに、I-V3 試験体は、 $V=7\text{ m/s}$ において、斜めひび割れおよび下端鉄筋に沿ったひび割れの開口が見られるものの、せん断破壊には至らず曲げ変形が卓越している。このことより、I-V3 試験体は、せん断破壊型に特徴的な斜めひび割れが発生しているものの、短繊維の架橋効果によりその開口が抑制され、最終的には曲げ破壊（累積残留変位 40 mm 以上）により終局に至っていることが

分かる。

図 - 4.7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} と衝突速度との関係を示す。

図 - 4.7(a)より、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る傾向にあることが分かる。ただし、I-V0 試験体は、最終荷荷時に大きく低下している。これは、図に示されているように、 $V=4\text{ m/s}$ 時にせん断破壊に至るとともに、荷荷部のコンクリートが著しく剥

表 - 4.4 試験体の計算耐力一覧

試験体名	短繊維混入率 (%)	せん断補強筋比 (%)	計算曲げ耐力 (kN)	計算せん断耐力 (kN)			せん断余裕度
				コンクリート分担分 V_c	せん断補強筋分担分 V_s	合計 V_{uc}	
F0-S0	0	0	580.4	257.9	0	257.9	0.44
F0-S1	0	0.25			18.1	276.0	0.48
F1-S0	1	0			0	257.9	0.44
F1-S1	1	0.25			18.1	276.0	0.48
F2-S0	2	0			0	257.9	0.44

落したことによるものと考えられる。これに対し、I-V1, V2, V3 試験体の場合には、最終載荷時においても P_{ud} の低下は見られない。これは、ビニロン短繊維の混入により載荷部の損傷が抑制されていることによるものと考えられる。

図 - 4.7(b)より、最大支点反力 R_{ud} は、いずれの試験体の場合も衝突速度の増加に伴って増大し、最終載荷時には低下する傾向にあることが分かる。特に、I-V0, V1, V2 試験体は、最終載荷時において R_{ud} が大きく低下している。これは、斜めひび割れが大きく開口し、脆的な破壊性状を示したことによるものと考えられる。これに対し、I-V3 試験体は、 $V = 4 \text{ m/s}$ までは他の試験体とほぼ同様の値を示しているものの、 5 m/s 以降において R_{ud} の増加割合が小さくなり、また最終載荷時における R_{ud} の減少割合も他の試験体に比較して小さい。これは、I-V3 試験体は、 5 m/s 以降において曲げ変形による塑性化が進行し始め、最終的にたわみ性の高い靱性に富んだ耐衝撃性状を示したことによるものと考えられる。

図 - 4.7(c) の最大変位 δ_{ud} に関する結果を見ると、I-V0 試験体の場合には $V = 3 \text{ m/s}$ 以降において δ_{ud} が大きく増大していることが分かる。これは、この時点において、せん断破壊が進行し始めていることを意味している。また、I-V1, V2, V3 試験体は、 $V = 4 \text{ m/s}$ まではほぼ同様の性状を示しているが、それ以降では、 V_f が大きい場合ほど衝突速度に対する最大変位の増加勾配が低減しており、同一衝突速度における最大変位の抑制効果が大きい傾向にあることが分かる。

以上のことより、短繊維混入率 V_f の増大に伴って、局所的なひび割れの開口が抑制され RC 梁の耐衝撃性能が向上し、その破壊形式がせん断破壊型から曲げ破壊型に移行していることが分かった。なお、I-V0, V1, V2, V3 試験体の最終衝突速度は、それぞれ $V = 4, 5, 6, 7 \text{ m/s}$ で

あった。従って、短繊維混入による耐衝撃性向上効果 (載荷エネルギー比率) は、 $V_f = 1, 2, 3\%$ でそれぞれ 1.6, 2.3, 3.1 倍になっているものと考えられる。

4.3 RC 片持ち梁の載荷実験

4.3.1 実験概要

表 - 4.4 に各試験体の一覧を示す。試験体数は、短繊維混入率およびせん断補強鉄筋の有無を変化させた全 5 体である。試験体は短繊維の影響を考慮せず、コンクリート標準示方書に準拠して耐力を算出し、せん断余裕度が各試験体ともに 0.5 程度になるように設計した。

図 - 4.8 に実験試験体の概要を示す。試験体はフーチング部と片持ち梁部から構成されており、片持ち梁部が試験部位である。軸方向鉄筋には 23 総ネジ PC 鋼棒を用い片持ち梁側の端部は鋼板と溶接定着させた。せん断補強鉄筋には SD345D6 を用い、125mm 間隔で配筋した。総ネジ PC 鋼棒およびせん断補強鉄筋の降伏強度はそれぞれ、1,102MPa、354MPa であった。なお、載荷位置には片持ち梁部端部から幅 100mm の鋼製プレートを設置した。せん断スパンは鋼製プレートの基部側端部から基部前面までの 250mm で、せん断スパン比は 1.0 である。

4.3.2 実験結果

図 - 4.9 に各試験体の変位 - 荷重関係を示す。各試験体ともに変位が 5 mm から 8 mm 程度において最大荷重到達した後、斜めせん断ひび割れの開口によって荷重が低下し終局に至った。F2-S0 試験体の剛性勾配は他の試験体に比べて最も大きくなった。一方で、F0-S1 試験体は載荷直後から低い剛性勾配を示した。これは、フーチング上部の水平変位が他の試験体よりも大きかったことから試験体全体が変位したことによるものと考えられる。なお、各試験体ともに軸方向鉄筋のひずみは弾性域内であったことや、後述する終局時におけるひび割れ分布性状をみると、破壊モードは各試験体ともにせん断破壊型

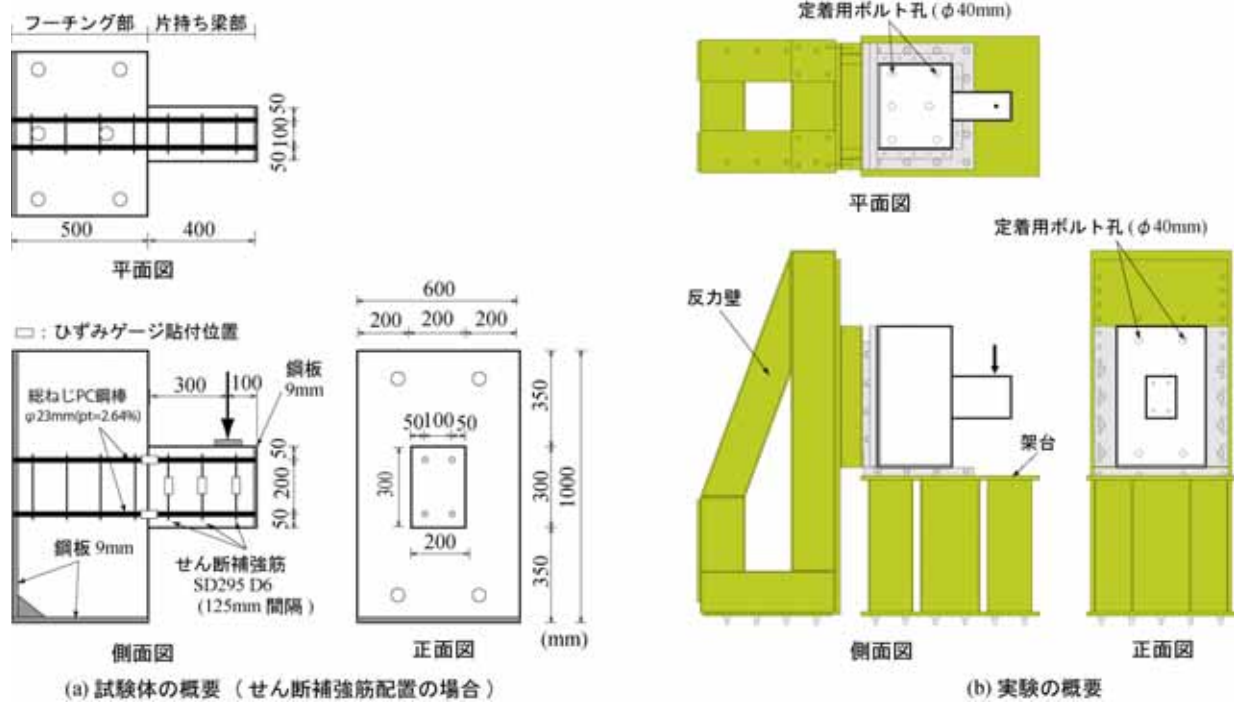


図 - 4.8 実験試験体の概要

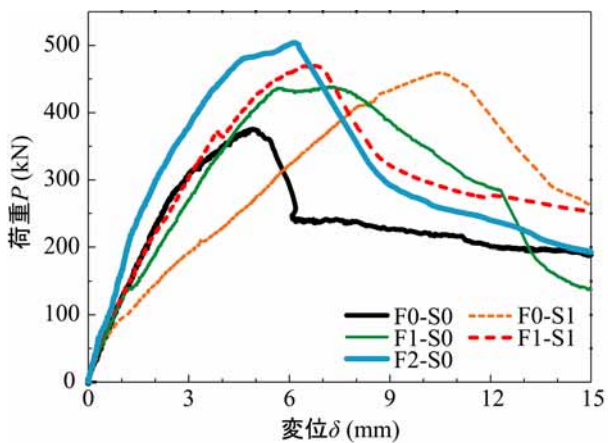


図 - 4.9 変位 - 荷重関係

であることから、本実験における実測耐力は各試験体のせん断耐力に対応しているものと考えられる。

写真 - 4.1 に各試験体の終局時におけるひび割れ分布性状を示す。短繊維を混入していない F0-S0 試験体および F0-S1 試験体は大きなコンクリート片の剥落があるのに対し、他の短繊維を混入した試験体では、大きな剥落が生じていないのが分かる。F2-S0 試験体においては、大きく開口した斜めせん断ひび割れが基部まで到達することなく、基部に近い位置で微細ひび割れが分散して発生しているのが分かる。

4.3.3 せん断耐力向上効果の評価

本項では前述の(1)式を用いたせん断耐力向上効果の

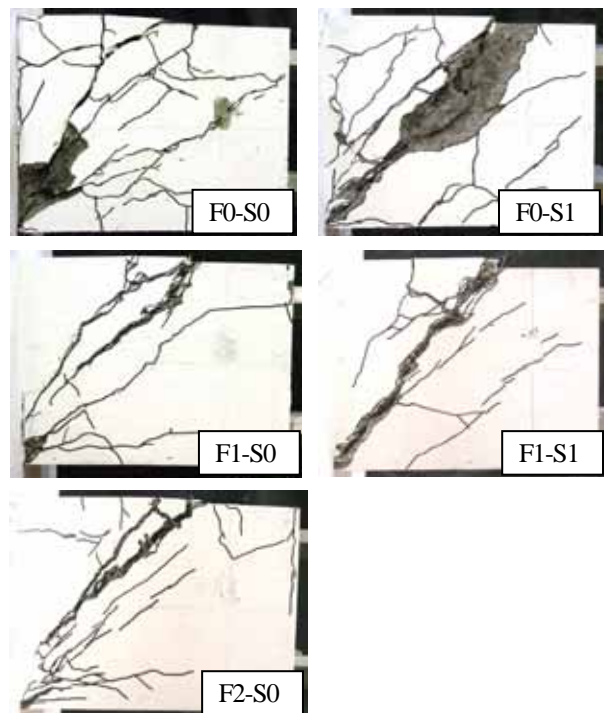


写真 - 4.1 各試験体のひび割れ分布性状

評価を行う。表 - 4.5に計算耐力と実測耐力を比較した結果を一覧にして示す。F0-S0、F1-S0 試験体およびF2-S0 試験体の結果より、短繊維混入率 1 % の増加に対応して、せん断耐力が約 60 kN ずつ増大した。一方、F0-S0 試験体および F0-S1 試験体を比較すると、せん断補強筋を用いることでせん断耐力は84kN程度向上した。また、

表 - 4.5 短繊維分担分 V_F の加算による計算せん断耐力と実測耐力との比較

試験体名	短繊維混入率 (%)	せん断補強筋比 (%)	実測耐力 (kN)			計算せん断耐力 (kN)			P_{ue}/V_{uc}	試験体条件を考慮した場合	
			短繊維による増分	補強筋による増分	合計 P_{ue}	コ標式 V_{dd}	短繊維分担分 V_F	合計 V_{uc}		$V_{uc+117.5}$	$P_{ue}/(V_{uc+117.5})$
F0-S0	0	0	-	-	375.4	257.9	0	257.9	1.46	375.4	1.00
F0-S1	0	0.25	-	83.60	459.0	276.0	0	276.0	1.66	393.5	1.17
F1-S0	1	0	63.34	-	438.8	257.9	28.7	286.6	1.53	404.1	1.09
F1-S1	1	0.25	10.95*1	31.2*2	470.0	276.0	28.7	304.7	1.54	422.2	1.11
F2-S0	2	0	128.66	-	504.1	257.9	60.9	318.8	1.58	436.3	1.16

*1 : F0-S1 に対する増分、*2 : F1-S0 に対する増分

F1-S1 試験体の耐力の増加は 94.55 kN となった。これは短繊維1 % 混入させた場合とせん断補強筋を用いた場合の耐力増分を単純に足し合わせた耐力増分の 140 kN よりも低く、併用効果には上限があることを示唆しているものと考えられる。

ここで、各試験体の実測耐力が計算耐力を 5 割程度上回っていることが分かる。ただし、これは F0-S0 試験体においても同様であることから、このような傾向が表れたのは、試験体寸法形状等の試験条件によるものであると考えられる。そこで、試験条件が実測耐力に与える影響を排除するため、各試験体の計算せん断耐力に F0-S0 試験体の実測耐力から計算耐力を差し引いた値 (117.5kN : 375.4kN - 257.9kN) を補い、せん断耐力向上効果を評価し、表 - 4.5 に併記した。その結果、各試験体ともに実測耐力は計算せん断耐力の 1 割増程度となった。以上のことから、式(1)を用いることによって、せん断耐力向上効果の評価は概ね評価できるものと考えられる。

4.4 短繊維混入軽量コンクリートのポンプ圧送性

4.4.1 配合試験

ポンプ圧送に先立ち、配合試験を行った。ここでは、過年度に行った研究を参考に、水セメント比は 34.5 ~ 44.5%、短繊維混入率は 0.5%、使用セメントは強度増進の観点から早強ポルトランドセメントとした。表 - 4.6 にコンクリート配合、表 - 4.7 に練混ぜに用いた材料を示す。軽量骨材と PVA 短繊維 (写真 - 4.2) の物性値は表 - 4.8、4.9 の通りである。また、過年度の研究結果 (図 - 4.10、4.11、4.12、4.13) を踏まえ、軽量骨材の含水率は、常温の水中に 11 日間浸水させる方法で 15.1% に調整し、フレッシュ性状の目標値は、ポンプ圧送性と耐凍害性を勘案し、スランプフローは $600 \pm 50\text{mm}$ 、空気量は 7.0 ~ 9.5% を目標値とした。

表 - 4.6 コンクリート配合

記号	W/C (%)	単位量(kg/m ³)					SP (C+Sg)×%	助剤
		W	C	Sg	S	G		
A	35.1	150	427	160	753	375	1.2	0.23
B	36.6	150	410	120	805	375	1.7	0.30
C	37.5	150	400	100	834	375	1.7	0.35
D	39.5	150	380	120	886	350	1.5	0.35
E	44.5	150	337	120	923	350	1.5	0.35
F	34.5	150	435	0	948	350	1.5	0.35
G	34.5	150	435	0	948	350	1.6	0.28
H	34.5	150	435	0	948	350	1.6	0.20
I	34.5	150	435	50	902	350	1.5	0.25

W : 水、C : セメント(早強)、Sg : スラグ、S : 細骨材、G : 軽量骨材 (絶乾) SP : 高性能 AE 減水剤

表 - 4.7 使用材料の一覧

セメント	早強ポルトランドセメント
細骨材	登別産陸砂
粗骨材	頁岩系非造粒型軽量骨材
繊維	PVA 短繊維
スラグ	高炉スラグ (粉末度 4000cm ² /g)
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸エーテル系

練混ぜの結果、記号 D、E、I の 3 種類がフレッシュ性状の目標を満たした。この 3 ケースについて圧縮強度を確認するため、 $10 \times 20\text{cm}$ の供試体を製作した。製作した供試体は水中養生を 7 日間施した。

表 - 4.10 に材齢 7 日の圧縮強度の測定結果を示す。本研究では PC 桁への適用を想定しており、その場合、北海

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

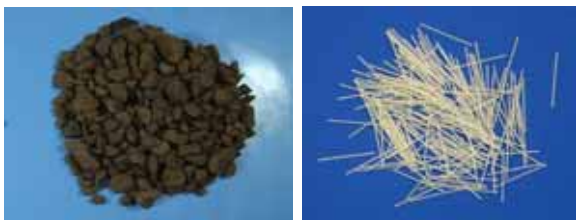


写真 - 4.2 軽量骨材 (左) と PVA 短繊維 (右)

表 - 4.8 軽量骨材の物性値

絶乾密度 (g/cm ³)	1.25 (区分 M)
表乾密度 (g/cm ³)	1.37
24 時間吸水率 (%)	9.9
粗粒率	0.809
単位容積質量(kg/l)	64.7

表 - 4.9 PVA 短繊維の物性値

直径 (μm)	660
標準長 (mm)	30
引張強度 (MPa)	880
切断伸度 (%)	7
ヤング率 (GPa)	28

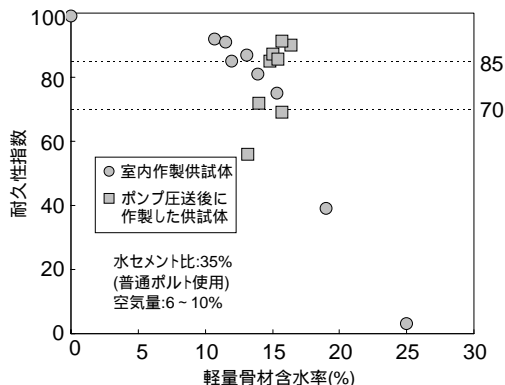


図 - 4.10 軽量コンクリート耐凍害性に及ぼす軽量骨材含水率の影響(過年度の研究成果)

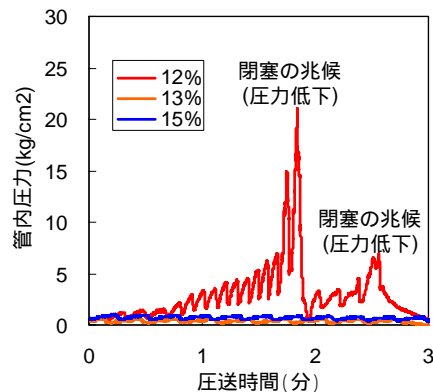


図 - 4.11 軽量コンクリートのポンプ施工性に及ぼす軽量骨材含水率の影響 (過年度の研究成果)

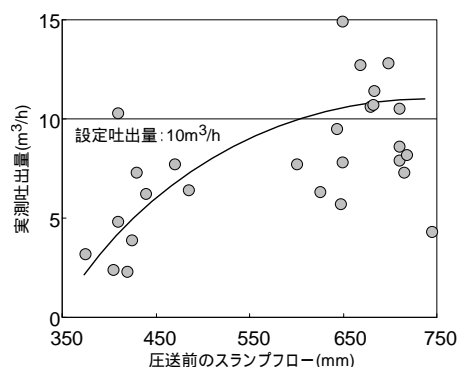


図 - 4.12 軽量コンクリートのポンプ施工性に及ぼすスランプフローの影響 (過年度の研究成果)

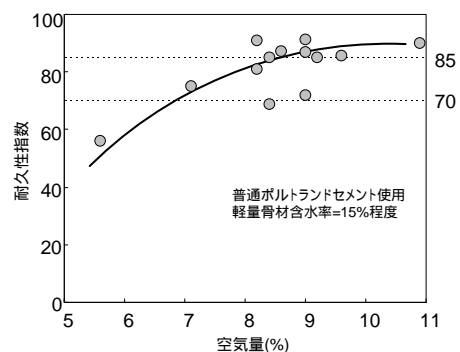


図 - 4.13 軽量コンクリートの耐凍害性に及ぼす空気量の影響(過年度の研究成果)

道開発局道路設計要領に準ずると、設計基準強度は 40N/mm² が求められる¹⁶⁾。設計基準強度 40N/mm² における曲げ圧縮強度の許容値は 19N/mm² で¹⁷⁾、プレストレスング時はその 1.7 倍以上¹⁸⁾ の圧縮強度が必要となる。すなわち、プレストレス導入時には 19 × 1.7 = 32.3 32.5N/mm² 以上の圧縮強度が要求される。プレストレスを早期に導入する場合、なるべく早い段階で 32.5N/mm² 以上の圧縮強度を確保する必要があり、本研究の範囲では

記号 D、I が適当な配合と言える。ここでは、ポンプ圧送時の強度ロスの影響を考慮し、次節のポンプ圧送試験では記号 I のコンクリート配合を採用することとした。

4.4.2 ポンプ圧送試験の方法

ポンプ圧送試験は、ドービー建設工業 (共同研究先) 幌別工場で行った(写真 - 4.3)。コンクリート配合を表 - 4.11 に示す。ポンプ圧送によるフレッシュ性低下の影響を考慮して配合を再度精査し、細骨材と混和剤の量を

表 - 4.10 圧縮強度測定結果 (材齢 7 日)

記号	D	E	I
W/C(%)	39.5	44.5	34.5
圧縮強度(N/mm ²)	40.9	30.4	45.9



写真 - 4.3 ポンプ圧送試験の状況

表 - 4.11 コンクリート配合

記号	単位量(kg/m ³)					SP	助剤	増粘剤
	W	C	Sg	S	G			
No.1	150	462	30	899	350	0.8	0.11	-
No.2	150	435	30	920	350	1.1	0.10	-
No.3	150	462	30	920	350	1.1	0.10	0.1

W : 水、C : セメント (早強)、Sg : スラグ
 S : 細骨材、G : 軽量骨材 (絶乾) SP : 高性能 AE 減水剤
 水セメント比は、No.1 が 32.5%、No.2 および No.3 が 34.5%
 SP と助剤の単位は C × %、増粘剤の単位は W × %



図 - 4.14 配管状況

一部変更するとともに (No.2) 水セメント比を若干小さくしたケース (No.1) 増粘剤を添加するケース (No.3) を新たに設けた。

試験は、工場内のプラントで練混ぜたコンクリートをアジテータ車で運搬 (運搬時間 5 ~ 10 分) し、ポンプ車に投入して圧送を行った。図 - 4.14 に配管状況を示す。管長は 5A (125mm 径) 圧送管 3m を 13 本つなぎ合わせて 39m とした。当初の目標吐出量は 10m³/h に設定したが、筒先から出てきたコンクリートは顕著な分離がみられず、

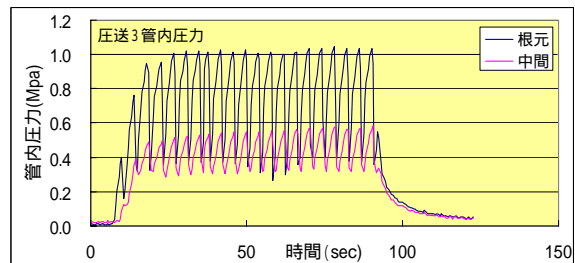
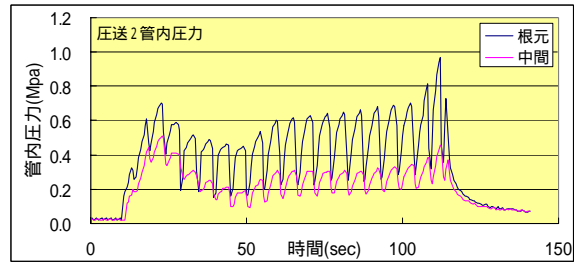
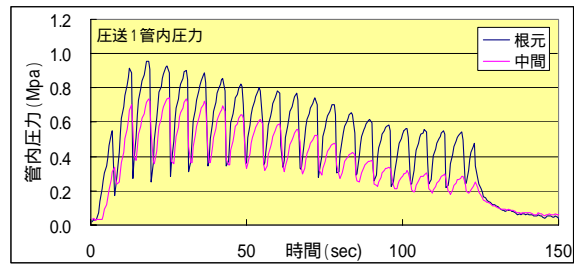


図 - 4.15 管内圧力測定結果

いずれも性状が良好であったことから、吐出量を段階的に引き上げた (最大で 40m³/h まで引き上げ) 圧送では配管の根元および中央部の 2 箇所に専用管を設置してフラッシュダイアフラム型の小型圧力変換器を取り付けて管内圧力を測定した。圧送後、排出されたコンクリートを用いて供試体を作製し、硬化コンクリート試験 (圧縮強度、凍結融解) を行った。

4.4.3 ポンプ圧送試験の結果・考察

(1) 管内圧力

図 - 4.15 に管内圧力を示す。粉体量を多くした No.1 は圧送開始から 100 秒間は根元と中間の圧力差が小さく、軽度の閉塞傾向にあった。No.2 も圧送直後は根元と中間の圧力差は小さかったが、50 秒以降は良好な圧送性状を示した。増粘剤を添加した No.3 は圧送直後から根元と中間の管内圧力が距離と比例した値を示し、圧送性は良好であった。なお、最大圧力はいずれも 1MPa 程度であり、圧送性は全体的に良好と評価できる。

(2) 圧縮強度

表 - 4.12 に材齢 4 日 (気中養生) の圧縮強度を測定した結果を示す。過年度の研究¹⁹⁾ではポンプ圧送を行った際、硬化するまでの間に微細な気泡が多く発生し、圧縮

表 - 4.12 圧縮強度測定結果 (材齢 4 日)

記号	No.1	No.2	No.3
圧送直後に作製	36.6	30.9	33.0

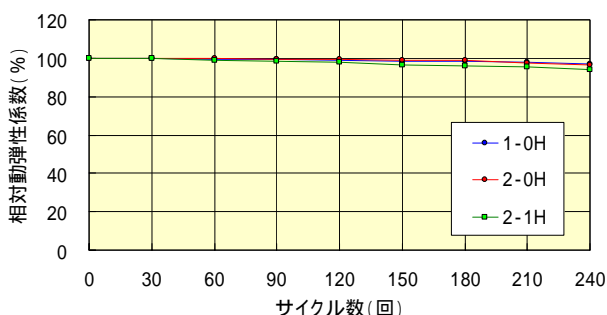


図 - 4.16 凍結融解試験結果

強度の低下が生じた経緯があり、これをふまえて圧送直後と圧送後、暫くおいた圧送 60 分後のコンクリートの 2 種類について試験を行った。No.2 の圧送直後のシリーズは目標値の 32.5N/mm² を下回ったが、No.2 と同配合で増粘剤を添加した No.3 は目標と満足しており、全体的には目標をクリアしていると評価できる。

(3) 凍結融解試験

図 - 4.16 に凍結融解試験の結果を示す。ここでは、No.1 と No.2 および圧送後 60 分おいた No.2 の 3 種類について試験を行った。耐久性指数はいずれも 86~90 と高い値を示し、耐凍害性を有していることが確認された。

5. 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良セメントの各種試験の実施と、表面含浸工法の新設、既設構造物の耐久性向上に関する検討を行うとともに、凍害等の耐久性を確保した短繊維補強（軽量）コンクリートの実用化に向けた種々の検討を行った。これらの成果をまとめると以下ようになる。

改良セメントについては、高耐久コンクリートの実用化を目的として、コンクリート工場製品への適用性に関する室内試験を行うとともに、実環境下における耐久性の検証を行うために、試験施工等を実施した。室内試験の結果から、製品工場で製造したコンクリート製品は、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。

シラン系表面含浸材を施工したコンクリートの遮塩効果に関する定量的な分析・評価に関する研究では、簡易法を応用して吸水抑制層の見かけの拡散係数を算出する

方法を提案した。その結果を用いて増毛暴露実験場に暴露した供試体の遮塩効果を評価したところ、本研究の範囲では、No.3、4 のシラン系表面含浸材は無塗布に比べて 1.6~1.8 倍、No.6 は 8.3 倍の延命効果もたらされる結果が示された。しかし、この結果は吸水抑制層が経年劣化しないと仮定した場合の結果であり、実際の環境下では将来的に吸水抑制層の経年劣化が予想されることから、今後は経年劣化の影響を考慮した検討を進める必要がある。

防錆材の効果に及ぼす塩化物イオン量およびひび割れの影響に関する研究では、塗布による腐食速度の低減結果が確認され、その効果は防錆材と含浸材を併用したシリーズが最も大きかった。しかし、6kg/m³ 以上の多量の塩化物イオンが蓄積されたコンクリートでは、塗布のみで腐食の進行を抑えることは厳しいこともあわせて確認された。また、ひび割れの存在は塗布した防錆材と含浸材が内部へ浸透しやすくなることから、腐食速度の低減に有利に作用することがあることもわかった。ここでは試験水に蒸留水を用いたが、今後は試験水に塩水を使用し、塩化物イオン量が経時的に変化する環境下での評価を行う予定である。また、市販されている他の防錆材においても同様の傾向が得られるのか、検証していく必要がある。さらに、塩化物イオンの蓄積量が多量の場合、はつり工法等を適用せざるを得ないが、その際に露出した鉄筋に防錆材を直接塗布することでより高い腐食速度低減効果が得られる可能性があり、それについても検証を進めていきたい。

短繊維混入普通コンクリートについては、短繊維混入率がコンクリート構造物の曲げ耐力、せん断耐力および耐衝撃性に与える影響を検証するため、短繊維混入率を変化させた RC 単純梁の各種載荷実験を実施した。また、短繊維混入軽量コンクリートについては、ポンパピリティーを検証するため実機を用いたポンプ圧送試験を実施した。その結果、短繊維混入により曲げ耐力、せん断耐力および耐衝撃性が向上すること、特にせん断耐力および耐衝撃性の向上効果が大きいことが分かった。また、短繊維混入軽量コンクリートについては、ポンプ圧送性、耐凍害性、圧縮強度ともに良好な結果が得られた。今後は、RC 床版や落石覆道等の版部材への適用性を検証するため、短繊維を混入した RC 版の各種載荷実験を実施するとともに、短繊維混入軽量コンクリートについては、ポンプ圧送後の部材耐力を検証する必要がある。

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

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) 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
- 3) 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.34-37、2008.3
- 4) 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
- 5) 例えば、日本コンクリート工学協会：自己収縮研究委員会報告書、pp.51-54、1996.11
- 6) 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
- 7) 土木学会：コンクリートの表面被覆および表面改質技術研究小委員会報告、コンクリート技術シリーズ68、pp.113-114、2006.4
- 8) 林大介、守屋進、杉田好春：各種浸透性コンクリート保護材の性能に関する実験的検討、コンクリート技術シリーズ59コンクリートの表面被覆および表面改質に関するシンポジウム論文集、pp.45-54、2004.2
- 9) 小林豊治、米澤敏男、出頭圭三：コンクリート構造物の耐久性シリーズ3 鉄筋腐食の診断、森北出版、p.181、1993
- 10) 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品質向上効果に関する実験的評価、土木学会第64回年次学術講演概要集(投稿中)
- 11) 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、2007.7
- 12) 笠井芳夫：軽量コンクリート、技術書院、p.31、p.85、2002.11
- 13) コンクリート標準示方書【設計編】、土木学会、2007.
- 14) 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、2004.
- 15) 田口史雄、栗橋祐介、三上浩、岸徳光：PVA短繊維および中空微小球を混入した補修・補強用吹き付けコンクリートの材料特性、土木学会論文集E、Vol.64、No.1、94-109、2008.2
- 16) 北海道開発局道路設計要領(平成20年度版)：第3集橋梁、第2編コンクリート、3-12-6
- 17) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説、コンクリート編、p.120、2002.3
- 18) 文献17)、p.348
- 19) 遠藤裕丈、田口史雄、栗橋祐介、市川聖芳：PVA短繊維混入軽量コンクリートのポンプ圧送性に関する実験的研究 寒地土木研究所月報、No.654、pp.9-16、2007.11

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 needed. In this study, various tests and test constructions for the practical application of modified cement were conducted toward improving the durability of newly built structures, and the effects of the surface penetrate method on inhibiting combined deterioration and the range of its application were clarified to enable the control of deterioration in new and existing structures. In addition, the durability, mechanical characteristics and load-carrying capacity of short-fiber-reinforced (lightweight) concrete were examined to enable its application in cold, snowy areas and its practical use in the prevention of peeling and flaking, repair and reinforcement and other purposes. The results confirmed the applicability of modified cement to factory products, the application range of the surface penetrate method to existing structures and its effects in inhibiting combined deterioration. The load-carrying capacity upgrading effects of short-fiber-reinforced (lightweight) concrete was also confirmed, and mixture requirements for concrete with adequate durability, strength and on-site workability were established.

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