HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究
Author(s)	遠藤，裕丈
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第9940号
Issue Date	2011-03-24
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k9940
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/57097
Type	doctoral thesis
File Information	these.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

北海道大学 博士学位論文

The Thesis for a Doctorate, Hokkaido University

凍結融解と塩化物の複合作用による スケーリングに対する耐久性設計法に関する研究

A Study on Durability Design Method for Control of Scaling due to Combined Action by Freeze-Thaw and Chloride

2011 年 3 月

March, 2011

遠藤　裕丈

Hirotake ENDOH

博士学位論文要旨

コンクリート構造物は住民の生活と安全を支える重要な役割を担っている．構造物を長く使いこなすには，ライフサイクルコストの低減に配慮した合理的な維持管理計画を策定する必要がある．そのためには，コンクリートの劣化予測を適切に行うことが大切である．

寒冷地における代表的な劣化因子に凍結融解が挙げられる．さらに，沿岸部や凍結防止剤の散布地区では塩化物の作用も合わせて受ける．コンクリートが凍結融解と塩化物の作用を複合的に受けると，コンクリートの表面がうろこ状に剥がれ落ちるスケーリングが促進されることが知られている．スケーリングは構造物の美観の低下や，かぶりの減少による鋼材の早期腐食を引き起こす．しかし，スケーリングは，ひび割れの進展が主な一般の凍害とは劣化の形態が異なるため，既往の凍害の予測・評価に関する研究成果をそのまま適用することができない．

これらの背景をふまえ，まず本研究の前半では，スケーリングの進行性の定式化およびスケーリングに対する耐久性設計法の確立を目的に，ASTM C 672 に準じた室内実験および実構造物での調査を行った．

室内実験では，水セメント比と使用するセメントの種類の影響が特に大きいこと，また，スケーリングの進行性は水セメント比とサイクルを無次元化させた変数を用いることで予測・評価が行えることを示した．さらに，スケーリング促進の危険性はコンクリートの弾性係数とコンクリートの表層で発生する凍結圧の圧力勾配とのバランスに強く依存すること，そして弾性係数は細孔の含水状態，凍結圧勾配は透水係数の影響を受けやすいことを明らかにした．

防波堤上部の天端面の調査では，供用年数を凍結融解の履歴を表す変数（室内実験ではサイクルに該当）とみなすことで，室内実験で提案したスケーリングの進行性に関する評価式は実構造物にも応用できることを実証した．また，本研究の範囲ではあるが，水セメント比の設計値が 53～60%の場合，ASTM C 672 における 300 サイクルのダメージ（実験水：人工海水）は，実環境の最大 20～33 年分のダメージに相当することを確認した．

これらの知見を総合的にとりまとめて，スケーリングの進行を抑制するための耐久性設計の考え方を整理した．

次に後半では，スケーリングの抑制対策について検討を行った．本研究ではシラン系表面含浸材に着目した．シラン系表面含浸材は，凍結融解と塩化物の複合作用によるコンクリートの劣化の抑制が期待される材料の一つで，経済性と施工性に優れ，施工実績は増加傾向にある．しかし，耐久性の照査法および施工後の劣化予測手法の確立には至っていない．そこで，効果の持続性の評価を目的に，北海道の道路橋地覆での試験施工ならびに沿岸部での暴露実験を行った．

実験・調査の結果，先行劣化を受けていない部材ではスケーリング抑制効果の持続が確認された．さらに，取得したデータの範囲でライフサイクルコスト縮減効果の評価も行った．

The Summary of the Thesis for a Doctorate

Concrete structures play an important role in supporting the lives and safety of those who use them. To extend the service life of such structures, it is necessary to develop a rational maintenance and management plan that considers life cycle cost reduction. Accordingly, it is important to be able to predict concrete deterioration in an appropriate way.

While freeze-thaw are typical deterioration factors in cold regions, areas where antifreeze is used as well as coastal areas are also affected by chloride. It is known that the combined effects of freeze-thaw and chloride act to accelerate the progress of scaling (i.e., scale-like peeling on the surface of concrete). Scaling may lead to a deterioration in the appearance of structures, and the early corrosion of steel materials due to reduced covering. However, since the form of scaling-related deterioration differ from those caused by ordinary frost damage in which cracking progresses, it is difficult to apply the results of past studies on frost damage prediction and evaluation to design without modification.

Against this background, at the first period of this study, laboratory experiments and surveys on deterioration in actual structures were conducted in this study in accordance with ASTM C 672. The model of scaling progress and the concept of a design method to resist scaling were summarized.

The laboratory tests confirmed that the influences of the water-cement ratio and the type of cement used were significant. It was found that scaling progression can be predicted and evaluated using variables found by non-dimensionalizing the water-cement ratio and freeze-thaw cycle through division by the average of the values obtained from the experiments. And, it was found that the risk of scaling acceleration depended strongly on the balance between the young's modulus of concrete and the freeze pressure incline by unfreezing water in concrete surface layer. It was closely related to the pore saturation state and the coefficient of permeability.

In the deterioration survey on actual structures, it was demonstrated that the variables (cycles) representing the freeze-thaw history used in the laboratory test can be applied to the prediction of scaling progression at the crowns of breakwaters by replacing them with the number of in-service years. Within the scope of this study, it was found that the damage after 300 cycles in accordance with ASTM C 672 (using artificial seawater) was equivalent to the damage that would be sustained over a period of 20 to 33 years in an actual environment for a design water-cement ratio of 53 to 60%.

The concept of design to control scaling progression was comprehensively summarized.

At the second, as for countermeasure, it paid attention to surface penetrants (silane-type). The surface penetrants (silane-type) are expected to help control the deterioration of concrete caused by combined action due to freeze-thaw and chloride. Although the method offers high economic

efficiency and workability and cases of its implementation are increasing, no durability verification method and deterioration prediction method after construction have yet been established. A field test and exposure test were conducted on the wheel-guard concrete of a road bridge and seaside testing ground in Hokkaido to evaluate the persistence of the effect of these materials.

As a result, persistence of the scaling control effect was confirmed in the case of application to a replacement member. In addition, the effect on the reduction of the life cycle cost was evaluated based on the findings of the study.

目　次

第1章　序論 …… 1

1.1 研究背景 …… 1

1.2 寒冷地におけるスケーリングの被害状況 …… 2

1.3 スケーリングに関する既往の研究 …… 5

1.3.1 凍結水圧と浸透圧の複合作用 …… 6

1.3.2 蒸気圧による飽水度の上昇 …… 7

1.3.3 稀釈作用による飽水度の上昇 …… 7

1.3.4 層間凍結による表層の押し上げ …… 8

1.3.5 アイスレンズの成長による表層の押し上げ …… 8

1.3.6 氷層のクリープによる表層の引張破壊 …… 9

1.3.7 熱衝撃による収縮ひび割れ …… 9

1.3.8 塩化物による水酸化カルシウムの溶脱 …… 10

1.4 研究の位置付けと目的 …… 11

1.5 論文構成 …… 11

第 1 章の参考文献 …… 14

第2章　スケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響 …… 17

2.1 概論 …… 17

2.2 実験概要 …… 18

2.2.1 実験計画 …… 18

2.2.2 配合・練混ぜ …… 19

2.2.3 供試体 …… 20

2.2.4 養生 …… 20

2.2.5 凍結融解実験 …… 22

2.2.6 細孔分布測定 …… 24

2.2.7 プルオフ強度測定 …… 24

2.2.8 EPMA 面分析 …… 25

2.3 水セメント比・実験面の影響 …… 25

2.3.1 普通ポルト・打設面 …… 25

2.3.2 普通ポルト・底面 …… 28

2.4 セメントの種類の影響 ・・・

3.3.3 気泡分布 ・・・

4.4.2 凍結圧解析（B5） ····· 102
a) 凍結圧の求め方（淡水） ····· 102
b) 凍結圧の求め方（NaCl） ····· 103
c) 追加実験概要 ····· 105
d) 深さ 10mm のひずみ ····· 106
e) 凍結圧解析結果 ····· 108
f) スケーリングに及ぼす凍結圧勾配の影響 ····· 111
4.4.3 含水率・透水係数 ····· 113
4.4.4 スケーリング量の比率（NaCl/淡水） ····· 114
4.5 湿潤養生の影響と水セメント比の関係 ····· 114
4.6 気中静置後の再吸水の影響 ····· 115
4.7 含水率・透水係数の影響の解析 ····· 117
4.8 凍結融解作用前の環境の影響の照査フロー ····· 119
4.8.1 フローの作成・提案 ····· 119
4.8.2 コンクリートの含水率による管理の試み ····· 121
4.9 まとめ ····· 122
第 4 章の参考文献 ····· 125

第 5 章　スケーリングに対する耐久性設計法の提案 ····· 126
5.1 概論 ····· 126
5.2 スケーリングの進行速度の簡易評価法 ····· 126
5.2.1 解析に用いたデータ ····· 127
5.2.2 スケーリングの進行速度 ····· 127
5.2.3 透水係数 ····· 127
5.2.4 重回帰分析 ····· 129
5.3 スケーリングに対する耐久性設計法のとりまとめ ····· 132
5.3.1 配合設計 ····· 133
a) スケーリングの進行を長期に亘って極力抑えたい場合 ····· 133
b) 供用年数と剥離度の許容値が決まっている場合 ····· 134
c) 凍結融解を受けるまでの環境条件の照査 ····· 135
5.3.2 維持管理・劣化予測 ····· 136
a) スケーリングの進行のしやすさの評価 ····· 136
b) スケーリングの進行予測 ····· 137

c) 塩化物イオンの浸透量予測 ····· 138
5.4 まとめ ····· 138
第 5 章の参考文献 ····· 140

第 6 章　シラン系表面含浸材によるスケーリング抑制対策の検討・評価 ··· 141
6.1 概論 ····· 141
6.2 シラン系表面含浸材の特色と現状の整理 ····· 142
6.2.1 特色 ····· 142
6.2.2 現状 ····· 144
6.3 スケーリング抑制の特徴に関する基礎実験 ····· 144
6.3.1 実験概要 ····· 144
a) 配合・練混ぜ ····· 144
b) 供試体・養生・塗布 ····· 145
c) シラン系表面含浸材の含浸深さ ····· 146
d) 透水比 ····· 146
e) 凍結融解実験 ····· 147
6.3.2 実験結果 ····· 147
a) 新設・打換え部材への適用性に関する凍結融解実験 ····· 147
b) 凍害を受けた既設部材への適用性に関する凍結融解実験 ····· 148
c) 含浸深さおよび透水比とスケーリング挙動の関係 ····· 149
6.4 実構造物でのスケーリング抑制効果の検証 ····· 150
6.4.1 試験施工概要 ····· 151
a) 構造物の立地場所・冬期環境 ····· 151
b) シラン系表面含浸材 ····· 151
c) 塗布作業 ····· 152
d) 追跡調査 ····· 155
6.4.2 追跡調査の結果・考察 ····· 155
a) スケーリング面積率 ····· 155
b) 透水比 ····· 159
6.5 使用した各種シラン系表面含浸材の初期性能 ····· 160
6.5.1 実験概要 ····· 160
a) 配合・使用材料 ····· 160
b) 供試体・実験方法 ····· 160

6.5.2 各種シラン系表面含浸材の初期性能 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 161
6.5.3 実構造物で行った追跡調査結果との関係の考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 162
6.5.4 塗布を繰り返した場合のスケーリング抑制効果 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 166
6.6 増毛暴露実験場での飛沫塩分の侵入抵抗性の検証 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 167
6.6.1 吸水防止層の拡散係数の簡易推定方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 168
6.6.2 拡散係数の算出 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・

謝辞 ····· 199

【おことわり】 この学位論文では，各章の参考文献と **6.4** および一部を除いて，「試験」という言葉をあえて使用していません.

研究は，まだ解明されていない特定の物事・事柄について，知識を集めて理論や仮説を打ち立て，実際に調べて事実を追求・証明することで問題の解決を目指す一連の作業を指します.

そのため，何度も繰り返し検討を行い，一つの課題に対する解決策・結論を導くまでの一連の過程をとりまとめたこの学位論文においては，物を動かしてその性質・性能を知る「試験」という言葉より，理論や仮説で考えられたことが実際に当てはまるかどうかを色々な条件下で試す「実験」という言葉を大切にしたい理由から,「試験」ではなく「実験」という言葉を主に使用しています（例えば「凍結融解試験」は「凍結融解実験」といったように,「〇〇試験」ではなく「〇〇実験」と標記しています).

第 1 章

序論

第 1 章　序論

1.1　研究背景

コンクリートは，土木構造物を形成する主要な建設材料の一つである．我が国では，戦後から現在に至るまでの 50 数年間に 85 億 m^3 のコンクリート構造物が建設されてきた［1-1-1］．しかし一方で，コンクリートの早期劣化が表面化するなど耐久性低下の問題もクローズアップされた．近年は財政事情が厳しく，全てのコンクリート構造物を更新することは困難な状況にあり，コンクリート構造物の耐久性設計・維持管理にあたってはライフサイクルコストに配慮した検討が一層求められるようになった．

この背景に鑑み，土木学会では 2000 年 1 月，設計段階から耐久性の照査を行う性能照査型の設計体系への移行に向けてコンクリート標準示方書［施工編］の見直しが行われた［1-1-2］．さらに，翌年の 2001 年 1 月にはコンクリート標準示方書［維持管理編］が新たに制定され，供用期間における合理的な維持管理の考え方が明文化された［1-1-3］．耐久性と経済性の両者を考慮したストックマネジメント計画を策定するには，コンクリートの劣化予測を適切に行うことが大切で，特に寒冷地においては凍結融解に対する耐久性の評価が重要となる．

寒冷地のコンクリート構造物が受けやすい代表的な被害の一つに凍害がある．凍害は，コンクリート中の空隙に含まれる水分が凍結し，氷晶の形成に伴って発生する凍結圧によって空隙壁が破壊される劣化現象である．凍結融解の繰り返しによって徐々に進行していく凍害は，コンクリートの品質に加えて凍結融解回数，水の供給程度，最低温度など多くの環境因子が複雑に組み合わさって発生する．全ての因子を包括して凍害の評価・予測を精度良く行うことは現時点では極めて困難であるが，この難しい課題を克服すべく，これまで多くの研究者が有益な研究成果を積み重ねてきている．

例えば，桂は，過冷却水の凍結による氷晶の急速な成長に起因するコンクリート組織の破壊機構をモデル化している［1-1-4］．千歩らは，凍害劣化が生じる限界の飽水度と吸水性状の比較から耐凍害性を評価する「限界飽水度法」に材料の性状変化の影響などを取り入れた新しい耐凍害性評価法を提案している［1-1-5］．長谷川は，全国の気象官署の資料をもとに我が国における凍害発生の危険性を地域ごとに 0～5 の 6 段階で表した凍害危険度マップを提案している［1-1-6］．山下は，コンクリートの圧縮強度，気泡間隔係数，全細孔量，凍結水量の 4 因子を組み合わせた耐凍害性指標値を提案するとともに，線形累積損傷理論を用いた凍害劣化予測を行っている［1-1-7］．石井らは，室内促進実験で相対動弾性係数が 60%を下回る時の凍結融解サイクルを破壊サイクルと定義し，破壊サイクルと最低温度およびセメント水比との関係を定式化して室内促進実験と実環境における環境外力の関係を検討している［1-1-8］．濱らは，コンクリートが 1 年間に受ける凍結融解の程度を ASTM C 666 の A 法の最低温度である-18℃を基準とした ASTM 相当サイクルに

換算することで耐用年数を推定する方法を提案している［1-1-9］．林らは，約 40 年経過した北海道内の RC 水路を対象に劣化調査を行い，空気量と気泡間隔係数が凍害に大きく影響することを示すとともに，空気量，気泡間隔係数，凍結融解履歴の影響を表すパラメータの 3 因子を組み合わせた凍害劣化予測式を提案している［1-1-10］．

このように，全ての課題が解決されたわけではないが，凍害を評価・予測する技術は徐々に明らかになりつつある段階まで来ている．

しかし，コンクリート構造物の立地環境は千差万別で，沿岸部や凍結防止剤の散布地域では凍結融解に加えて塩化物の作用も同時に受ける．塩化物はコンクリートの凍害を早く進行させる触媒的な役割を果たすこと，特にコンクリートの表面がうろこ状に激しく剥がれ落ちるスケーリングを促進させることが知られている．**写真-1.1.1**，**写真-1.1.2** はスケーリングの被害事例を示している．スケーリングは構造物の美観の低下や，かぶりの減少による鋼材の早期腐食を引き起こす．さらに，スケーリングが激しく進行した場合は，鋼材の露出や有効断面の欠損など構造物の安全性の低下に繋がることが危惧される．

凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングは，ひび割れの進展が主な一般の凍害とは劣化形態が異なる．このため，既往の凍害の評価・予測に関する研究成果をそのまま適用することは難しい．よって，寒冷地における耐久性の照査技術の高度化を図るには，一般の凍害に加えて，凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングの評価も必要であり，スケーリングに及ぼす影響因子の定量化および劣化予測技術の確立が急務となっている．

1.2　寒冷地におけるスケーリングの被害状況

写真-1.2.1，**写真-1.2.2** は，北海道沿岸部のコンクリート構造物におけるスケーリングの被害事例を示している．スケーリングは，1980 年代までは海水の影響を受ける防波堤など海洋構造物で主に目にする被害であった．



写真-1.1.1　スケーリング被害（地覆）



写真-1.1.2　スケーリング被害（橋脚）

今井らは，耐久性から定まる最大水セメントなどの配合基準に準じて造られ，1～9 年経過した北海道沿岸部の AE コンクリート構造物で調査を行い，全体の 59%が何らかの凍害を受けており，その大部分がスケーリングであること，特に，高炉セメントが使用されたコンクリートはわずか 1～2 年でスケーリングが発生していたことを報告している［1-2-1］．北海道土木技術会は，北海道沿岸全域のコンクリート構造物を対象にスケーリング発生率の調査を行い，消波ブロックは 88%，防波堤および岸壁は 69%に及んでいたこと，汀線から 7m 以内の範囲ではスケーリングの被害が特に懸念されることを報告している［1-2-2］．加藤らは，15 年間暴露された消波ブロックの劣化調査を行い，凍結融解回数と降雨量が多い環境下ではスケーリングが生じやすいことを報告している［1-2-3］．

一方，1990 年代に入ると，海洋構造物に事実上限定されていたスケーリングの被害は山間部や平野部に位置する道路構造物でも確認されるようになった．この背景にあるのは凍結防止剤の散布量の増加である．

寒冷地では，1980 年代まで冬期間はスパイクタイヤが広く使用されていた．しかし，スパイクによって路面のアスファルトが削り取られることで発生する粉じんによる環境汚染や健康被害が大きな社会問題となった．これを受けて，スパイクタイヤによる粉じん公害の防止を目的とした「スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律」が 1990 年 6 月 27 日に施行された．そして，1991 年 4 月 1 日にはスパイクタイヤの使用が完全に規制された．さらに，1992 年 4 月 1 日には，スパイクタイヤの使用に対する罰則規定も設けられた．

これによって冬タイヤはスタッドレスタイヤに切り替わり，粉じん公害は大きく減少した．ところがその一方で，圧雪路面がスタッドレスタイヤによって磨かれ，滑りやすい鏡面状の路面が出現するようになった．この路面は「ツルツル路面」と称され，自動車のスリップ事故や歩行者の転倒事故の危険性が高く，道路管理者に対して冬期路面管理の高度化が強く求められるようになった．

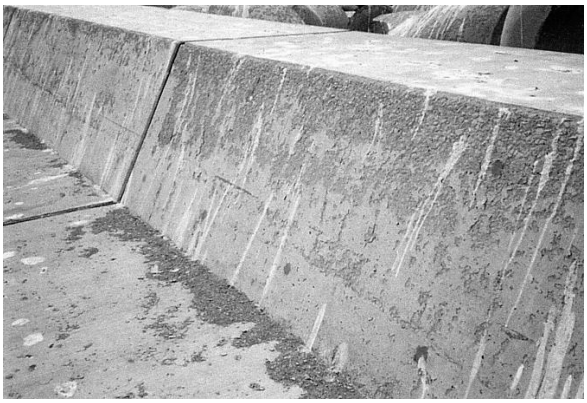


写真-1.2.1　スケーリング被害（防波堤斜面）



写真-1.2.2　スケーリング被害（防波堤天端）

これを受けて，積雪寒冷地では道路の安全性を確保するための凍結防止剤の散布量が急増した．一例として，北海道開発局が管轄する国道における凍結防止剤の散布量（総量）の推移を**図-1.2.1**に示す（文献［1-2-4］の図を加筆修正）．散布量は，規制前の 1990 年以前は年間約 600t であったが，スパイクタイヤの使用が規制された 1991 年以降，散布量は右肩上がりで増加し，1997 年には年間約 16000t と規制前の約 26 倍に達している．また，高度な路面管理が求められる高規格幹線道の供用が開始された 1998 年以降は散布量がさらに増加し，2003 年には約 55000t と規制前の約 91 倍に膨れあがっている．凍結防止剤の種類については，塩化物系以外にも酢酸系や尿素系など種々の製品が開発されてはいるが，①融氷効果が高いこと，②ランニングコストが最も経済的であること，③散布された凍結防止剤が行き着く最終地点である海洋に到達した場合も海洋汚染の心配が比較的小さい理由から，塩化物が主に使用されているのが現状である［1-2-5］［1-2-6］．また，1996 年までは速効性に優れる塩化カルシウム（$CaCl_2$）が主に散布されていたが，1997 年に塩の専売制が廃止され，塩の販売が段階的に自由化されたことに伴い，1997 年以降は塩化カルシウムに比べて価格が割安で，供給が安定している［1-2-7］塩化ナトリウム（NaCl）の使用量が増加していることが特徴的である．塩化ナトリウムは残雪を融かす効果を有するが，速効性に劣る欠点がある．これについては，塩化カルシウムや塩化マグネシウム（$MgCl_2$）を混ぜ合わせて使用するなど，欠点を補完する対応がとられている．1997 年 11 月には凍結防止剤の適正な散布量や散布方法を定めた冬期路面管理マニュアル(案)が制定され［1-2-8］，現在の冬期路面管理は凍結防止剤に強く依存している状況にある．

凍結防止剤が本格的に散布されて間もなく約 20 年が経過しようとしているが，**写真-1.2.3～写真-1.2.5** に示すように，道路構造物においてもスケーリングの被害が徐々に顕在化している．スケーリングは，車両通過時に凍結防止剤を含んだ融雪水がかかりやすい地覆や剛性防護柵および路面から流れ落ちてくる融雪水の水みちにあたる橋台や橋脚に多くみられる．**写真-1.2.6～写真**

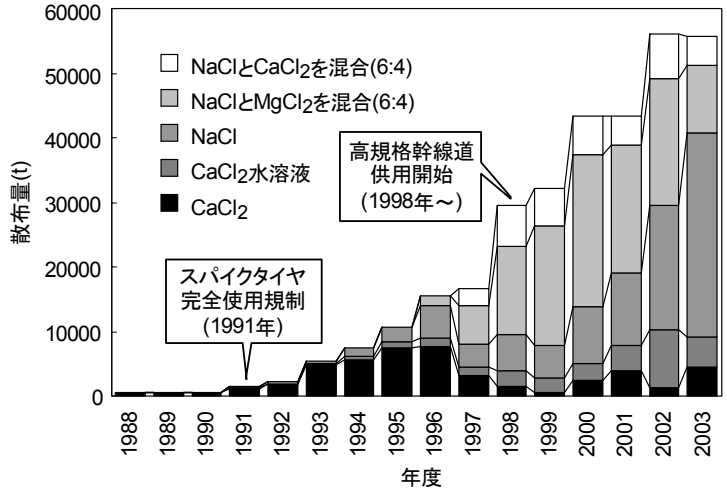


図-1.2.1　北海道開発局管轄国道における凍結防止剤散布量（文献[1-2-4]を加筆修正）

-1.2.8 の地覆，**写真-1.2.9～写真-1.2.11** の橋台はスケーリングの被害の程度が小さい順に並べたものである．同一の構造物ではないが，スケーリングが発生・進展し，やがて鋼材の腐食・露出に至る一連の過程が良くわかる．

道路構造物のスケーリングの被害についても幾つか報告がある．例えば，庄谷らは，東北地方の土木構造物で調査を行い，最も多い症状はスケーリングで全体の 35%を占めていると述べ，凍結防止剤の影響を指摘している［1-2-9］．Taguchi らは，北海道の土木構造物で調査を行い，散布量が多い自動車専用道路では経過年数は少ないにも関わらず劣化が大きいことを報告している［1-2-10］．また，諸外国の事例としては，建設省（現，国土交通省）が欧州で行った調査結果の報告がある［1-2-11］．

1.3　スケーリングに関する既往の研究

ここで，凍結融解と塩化物の複合作用によるコンクリートのスケーリングに関する既往の研究について整理する．ここでは，スケーリングの促進メカニズムを扱った研究を中心に述べる．な



写真-1.2.3　スケーリング被害（剛性防護柵）



写真-1.2.4　スケーリング被害（橋脚）



写真-1.2.5　スケーリング被害（橋台）

お，全ての研究成果を紹介することは困難であるため，代表的なもののみ示す．構造物での調査に関するものは既に **1.2** で述べているため，本項では割愛する．

1.3.1　凍結水圧と浸透圧の複合作用

Verbeck らは，スケーリングに及ぼす水溶液の濃度の影響について検討している．**図-1.3.1** に



写真-1.2.6　地覆スケーリング 1（顕在化）



写真-1.2.7　地覆のスケーリング 2（進展）



写真-1.2.8　地覆スケーリング 3（鋼材腐食）



写真-1.2.9　橋台スケーリング 1（顕在化）



写真-1.2.10　橋台スケーリング 2（進展）



写真-1.2.11　橋台スケーリング 3（鋼材腐食）

示すように，スケーリングは濃度が約 3%の時に最も大きく発生し，それ以上の濃度では減少に転ずることを明らかにしている［1-3-1］．一般に，水溶液の濃度が増加すると融点が低下するため凍結水圧は減少するが，濃度差が大きくなるため浸透圧は増大する．この凍結水圧と浸透圧の総和は，濃度が約 3%の時に最も大きくなると言われている［1-3-2］．浸透圧の影響については，Pigeon ら［1-3-3］も，冷却によって細孔水のアルカリ濃度が上昇し，細孔水が周囲のゲル水を吸収することで氷晶が局所的に大きく成長し，組織が損傷に至る Powers の浸透圧説［1-3-4］を応用し，アルカリを塩化物に置き換える形で劣化促進のメカニズムを説明している．

なお，Verbeck らは，塩化カルシウム水溶液においては濃度を約 8%以上とした場合，凍結融解を長く与えるとスケーリングが増大に転ずることも合わせて示している．

1.3.2　蒸気圧による飽水度の上昇

さらに Pigeon らは，［1-3-3］の文献において，塩化物水溶液の濃度が増加すると融点降下によって氷は形成されにくくなるが，蒸気圧が低下するため水分が吸収されやすくなることを指摘し，これによる飽水度の上昇がスケーリング促進の一因であると述べている．

1.3.3　稀釈作用による飽水度の上昇

高科は，高濃度の塩化カルシウム水溶液に供試体（モルタル）を浸漬させ，その供試体を続け

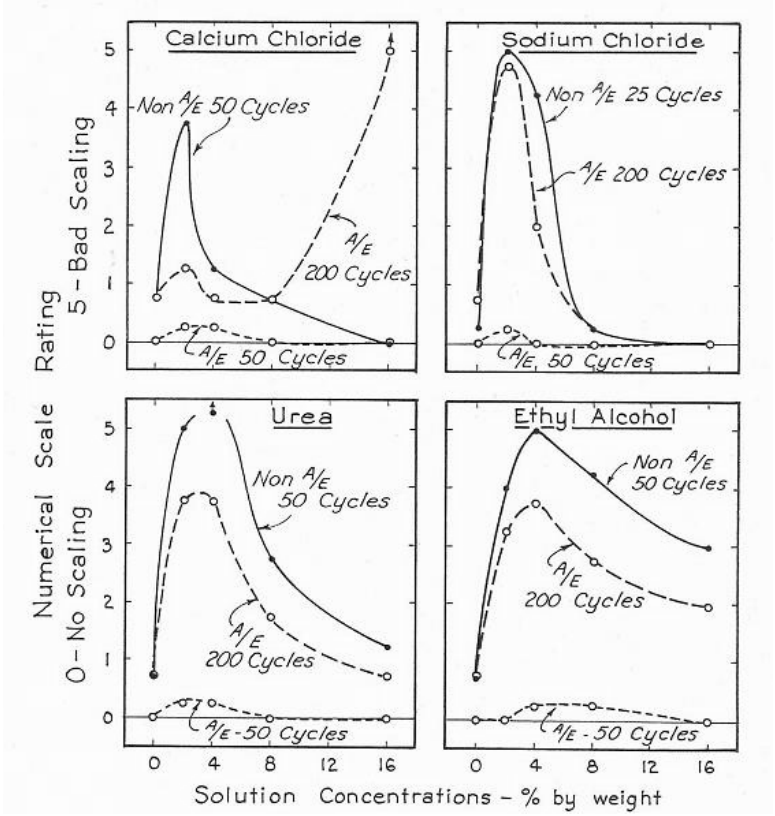


図-1.3.1　スケーリングに及ぼす水溶液の濃度の影響［1-3-1］

て淡水に浸漬させた後に凍結融解作用を与えるとスケーリングが多く発生する実験結果を報告している[1-3-5]. これについて, 高濃度の塩化物が蓄積されている供試体が淡水によって稀釈され, 供試体の水分量が上昇したためにスケーリングが進行したと考察し，新たな降雨，降雪が稀釈水の役割を果たしている可能性があると指摘している.

1.3.4　層間凍結による表層の押し上げ

Stark らは，①塩化物の濃度は表面で最も高く，表面からの深さが大きくなるにつれて段階的に低くなる，②冷気は表面から内部に向かう形で伝達されることを前提条件に層間凍結によるスケーリングの促進メカニズムを説明している［1-3-6］.

図-1.3.2 は Stark の文献に示されていたイメージ図である．冷却が始まると，最も低い温度は表面に発生するため表層が最初に凍結する．その後，内部も緩やかに冷却が進行するが，塩化物が蓄積されている中間層は融点が低下しているため凍結せず，深部に位置する低濃度の下層が中間層よりも先に凍結する．これにより，上下が凍結層に挟まれた状態の未凍結層が出現する．さらに冷却が進行すると，この未凍結層もやがて凍結に至るが，この際に生ずる凍結余剰水は上下が凍結層で挟まれているために移動することができず，そのまま中間層に留まって膨張挙動を示す．この膨張圧により，上方の表層が押し上げられて大きなスケーリングに至る，というプロセスである.

しかし，これらの現象が表面からどこまでの範囲で生じているかは未だ解明されていない.

1.3.5　アイスレンズの成長による表層の押し上げ

赤堀らは，**1.3.4** で述べた①，②の条件を模擬した状態で一面凍結融解実験を行い，実験水に淡水を用いた場合は供試体（セメントペースト硬化体）の温度が 0℃の位置（凍結層と未凍結層の境界）が，塩化ナトリウム水溶液を用いた場合は凍結水と未凍結水が混在する表層部が大きく膨

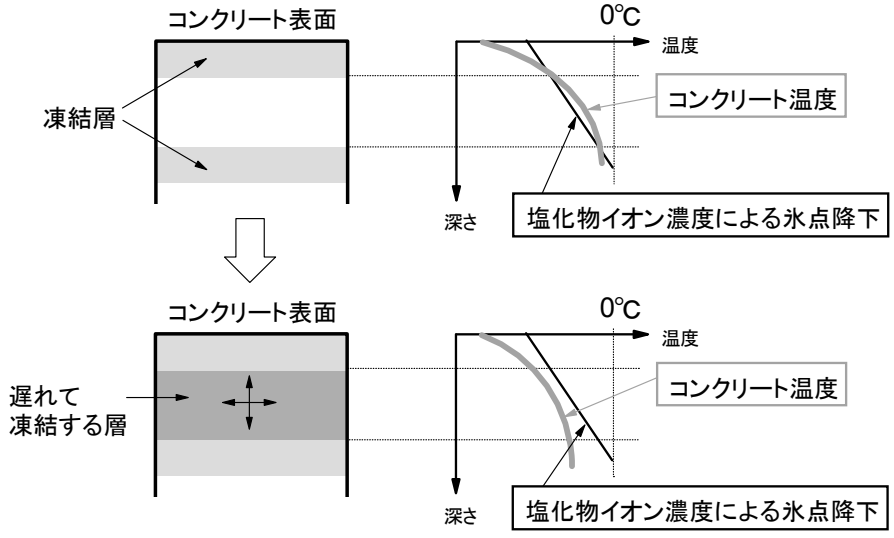


図-1.3.2　層間凍結による表層の押し上げ［1-3-6］

張する結果を報告している．この現象について，土壌の凍上（下層に存在する水が上層に生成された氷晶に吸着されることで，上層の氷晶が大きく成長して土壌が隆起する現象）の要因であるアイスレンズの成長に類似した現象が起こり，塩化ナトリウム水溶液の場合はひび割れの発生に十分なアイスレンズが表層に生成されたことでスケーリングに至ったと述べている［1-3-7］.

1.3.6　氷層のクリープによる表層の引張破壊

Valenza らは，塩化ナトリウム水溶液を用いた実験を行い，コンクリート表面に形成された塩化物を含む氷層が大きくクリープし，これによって引張応力が作用して表層に亀裂が生じ，大きなスケーリングに至るメカニズムを提唱している［1-3-8］. 図-1.3.3 はその概念を示している．塩化ナトリウム水溶液の濃度が 0%もしくは 1%においてはクリープによる応力は氷層の強度以下に留まるため氷層に亀裂は生じないが，濃度が 2～3%においては氷層の強度よりも大きな応力が作用するため亀裂が生じ，表層に亀裂が発生する危険性が高くなると述べている．その一方で，濃度がより高くなると，氷層が強度を得るために必要な温度は低下し，同時に氷の体積も減少することから表層に作用する応力は小さくなり，スケーリングは減少すると述べている.

1.3.7　熱衝撃による収縮ひび割れ

この現象は，凍結状態のコンクリート表面に凍結防止剤を散布した際に瞬時に発生するとされている．凍結防止剤が氷に接すると，氷の融解と同時に最低凍結温度の飽和溶液が生成される．この最低凍結温度は塩化物の種類によって異なり，塩化ナトリウムの場合は-21℃，塩化カルシウムの場合は-51℃とされている［1-3-9］. この飽和溶液の生成に伴い，コンクリート内部から表面に向かって熱の移動が起こり，コンクリートの熱量が急速に失われることで収縮ひび割れが発生し，コンクリートがダメージを受けるとされている.

庄谷らは，-5℃のコンクリート表面に塩化ナトリウムを散布すると，コンクリートの熱量が奪われて収縮ひずみが発生すること，また，そのひずみ量とスケーリング量は対応することを述べている［1-3-10］. 佐野らは，塩化カルシウムを用いた散布実験を行い，同様にひずみが発生することを述べている［1-3-11］.

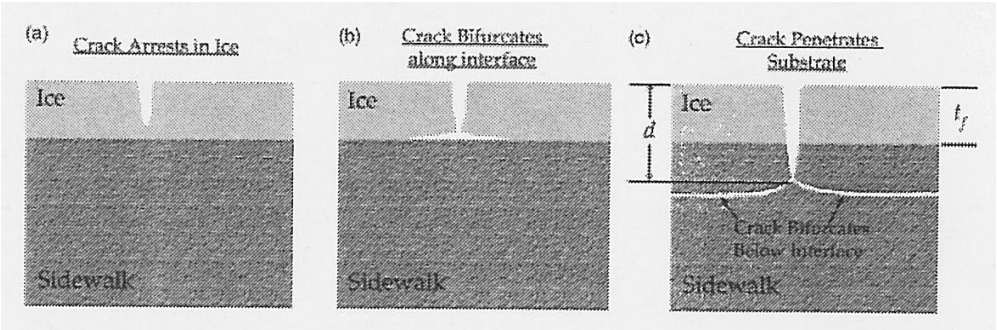


図-1.3.3　氷層のクリープによる表層の引張破壊［1-3-8］

1.3.8　塩化物による水酸化カルシウムの溶脱

藤井は，海水に含まれる塩化マグネシウムと塩化カルシウムの化学的作用に着目し，コンクリートの水酸化カルシウムの溶脱がスケーリング抵抗性低下の一因であると述べている［1-3-12］．塩化マグネシウムが作用すると $MgCl_2+Ca(OH)_2 \rightarrow Mg(OH)_2+CaCl_2$ の反応が起こり，**図-1.3.4** に示すように，コンクリートの極表層は水酸化マグネシウムの析出により緻密化するが，セメントペースト水和物を形成する水酸化カルシウムは溶脱するため，緻密化した極表層の直下の組織は多孔化し，スケーリング抵抗性が低下すると説明している．海水による多孔化の影響については王らも研究を行っており，多孔化によって凍結水量が増加し，スケーリング抵抗性が低下すると述べている［1-3-13］．

また，藤井は，塩化カルシウムが作用する場合，カルシウムイオンは共通しているが，濃度が5～30%であれば水酸化カルシウムの溶脱が発生すると述べている．このことは，**図-1.3.1** で示した Verbeck らの Calcium chloride を用いた実験結果とも一致している．さらに，濃度が 3%程度であっても，凍結によって水溶液が濃縮されると水酸化カルシウムの溶脱が起こると説明している．

さらに，藤井は，塩化ナトリウムの影響についても言及し，ナトリウムイオンが存在する環境下では水溶液が浸透しにくいため，化学的な影響は小さいと述べている．Stark らは，$2NaCl+Ca(OH)_2 \rightarrow 2NaOH+CaCl_2$ の反応が起こるため，塩化ナトリウムでも化学的には劣化し得るが，一般的には物理的な作用のみが起こると説明している［1-3-14］．水酸化カルシウムの溶脱に及ぼす塩化ナトリウムの影響については小さいという意見が支持されているようである．

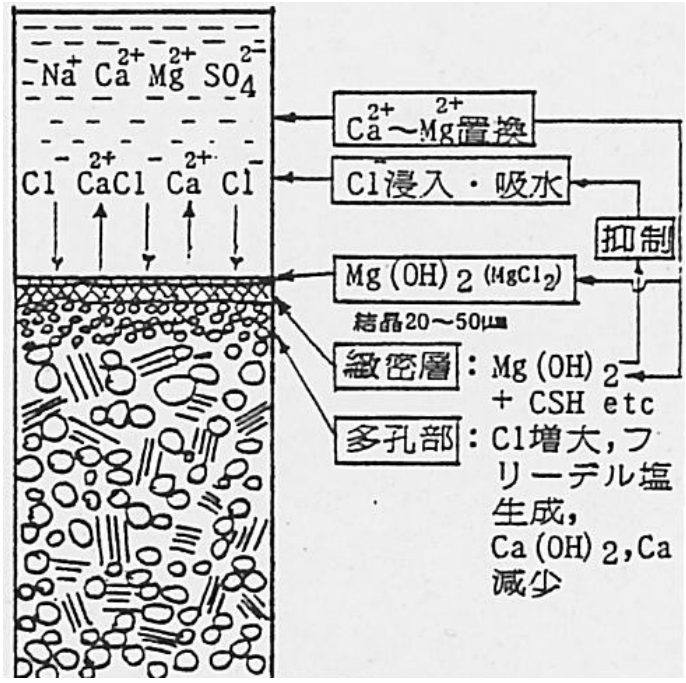


図-1.3.4　塩化物による水酸化カルシウムの溶脱［1-3-12］

1.4　研究の位置付けと目的

前項で述べたように，メカニズムに関しては今日までに下記の①～⑧の説が主に提唱されている．これらは塩化物によるスケーリングの促進要因を解明する上で極めて有用な情報である．

① 凍結水圧と浸透圧の複合作用
② 蒸気圧による飽水度の上昇
③ 稀釈作用による飽水度の上昇
④ 層間凍結による表層の押し上げ
⑤ アイスレンズの成長による表層の押し上げ
⑥ 氷層のクリープによる表層の引張破壊
⑦ 熱衝撃による収縮ひび割れ
⑧ 塩化物による水酸化カルシウムの溶脱

しかし，スケーリングに対する耐久性設計法が確立されるまでには至っていない．設計法を開発するには，スケーリングの進行性の定式化を図るとともに，コンクリートに求められる要求性能に対してどのように品質条件を設定すればよいかを明らかにする必要がある．また，性能規定に見合う合理的な耐久性設計法を提案するには，室内実験で得た知見の妥当性を実際の環境下で検証する実証的な研究も必要であるが，そのような報告は一般の凍害を扱った研究に比べると極めて少ない．

以上をふまえ，本研究では，はじめにスケーリングに及ぼすコンクリートの品質（水セメント比，混和材など）の影響について評価を行い，スケーリングの進行性の定式化を試みる．次に，実際の環境下において，室内実験で得た成果の妥当性を検証する．実際の環境下で行われる評価方法は主に暴露実験であるが，凍害に関しては，①供試体の設置場所や据え付け方および水分の供給条件が結果に大きく影響する，②調査期間に長期を要する，③暴露実験のデータと構造物の劣化との関係が明確ではない，など暴露実験の難しさが指摘されている［1-4-1］．そのため，ここでは長期に亘って凍結融解と塩化物の複合作用を受けている北海道の海洋コンクリート構造物を対象に調査を行って経験的なデータを取得し，実証的な評価を行う．続いて，含水率を実験パラメータに設定し，コンクリートの膨張収縮挙動とスケーリングの進行性との関係について実験・解析的検討を行い，スケーリングの進行速度のモデル化を図るとともに，スケーリングを抑制するための耐久性設計法について整理・とりまとめを行う．さらに，実務を意識し，整理した耐久性設計の考え方に沿ったスケーリング抑制対策に関する検討も行う．

1.5　論文構成

本論文は，凍結融解と塩化物の複合作用によるコンクリートのスケーリングに対する耐久性設計法の確立を目的に行った実験，調査，解析の成果をまとめたものである．

本論文は，以下の 7 章から構成されている．図-1.5.1 に論文構成を示す．

第 1 章では，研究背景，スケーリングの被害の現状，関連する既往の研究について整理するとともに，研究の位置付けと目的および論文構成について述べている．

第 2 章では，スケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響について述べている．水セメント比，セメントの種類，実験面の部位などをパラメータに設定し，ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験（1 日 1 サイクル）を最長 650 サイクルまで行い，スケーリングの進行性を整理するとともに，スケーリングの抑制に効果的な配合条件について考察を行っている．

第 3 章では，寒冷地に曝されているコンクリート構造物において劣化調査を実施し，第 2 章で得た成果の妥当性の検証を行っている．ここでは，建設後 10 数年～約 40 年に亘って凍結融解と塩化物の複合作用を継続的に受けている北海道沿岸部の防波堤上部天端面を調査箇所に選定し，スケーリングの進行性に及ぼすコンクリートの品質の影響について整理を行っている．また，ケーススタディではあるが，建設後の経過年数と ASTM C 672 の凍結融解サイクルの関係についても考察を行っている．

第 4 章では，スケーリングに及ぼす凍結融解作用前の環境の影響について述べている．ここでは主に含水率に着目し，湿潤養生の日数，気中静置の日数，気中静置後の再吸水日数をパラメータに設定し，ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験を最長 300 サイクルまで行い，コンクリートの表層で発生する凍結圧とスケーリングの進行性との関係について解析的に検討し，スケーリングの促進メカニズムに関して体系的に整理している．

第 5 章では，第 2 章～第 4 章で得た知見を応用してスケーリングの進行速度の大小を簡易的に予測できるモデルを構築するとともに，スケーリングを抑制するための耐久性設計法について整理・とりまとめを行っている．

第 6 章では，実務を意識し，第 5 章で整理した耐久性設計の考え方に基づいたスケーリング抑制対策の検討を行っている．対策の基本は表層の緻密化と水・塩分の浸透抑制の 2 つに大別されるが，前者は第 2 章と第 3 章で検討済であるため，ここでは後者に着目し，後者の実現が期待される多くの補助工法を代表してシラン系表面含浸材を取り上げ, 効果の検証･評価を行っている．

第 7 章では，各章で明らかになった事項を要約し，本研究の総括を行うとともに，今後の課題について述べている．

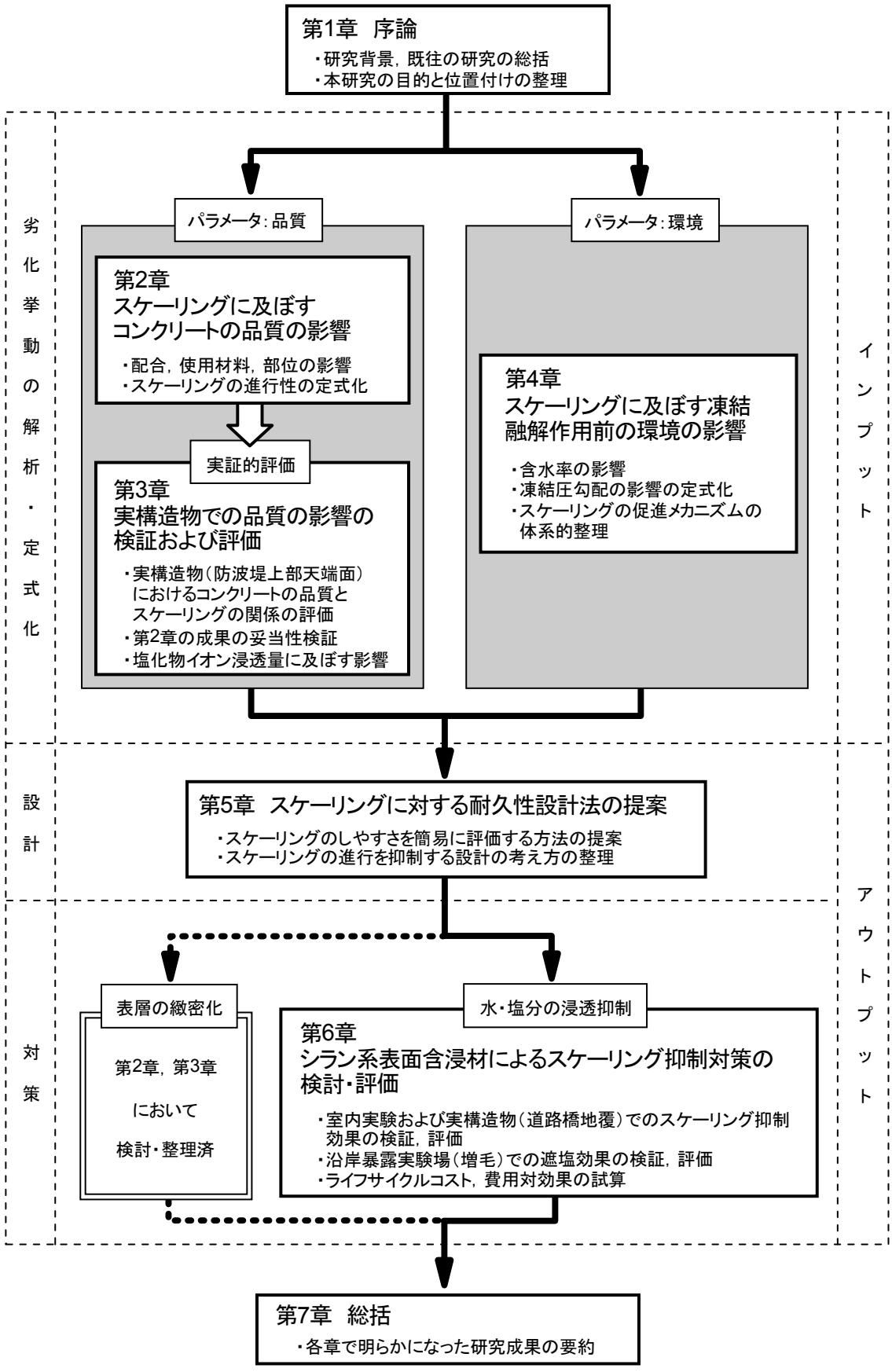

第1章　序論
・研究背景，既往の研究の総括
・本研究の目的と位置付けの整理
劣化挙動の解析・定式化
パラメータ：品質
第2章
スケーリングに及ぼす
コンクリートの品質の影響
・配合，使用材料，部位の影響
・スケーリングの進行性の定式化
実証的評価
第3章
実構造物での品質の影響の
検証および評価
・実構造物（防波堤上部天端面）
におけるコンクリートの品質と
スケーリングの関係の評価
・第2章の成果の妥当性検証
・塩化物イオン浸透量に及ぼす影響
パラメータ：環境
第4章
スケーリングに及ぼす凍結
融解作用前の環境の影響
・含水率の影響
・凍結圧勾配の影響の定式化
・スケーリングの促進メカニズムの
体系的整理
インプット
設計
第5章　スケーリングに対する耐久性設計法の提案
・スケーリングのしやすさを簡易に評価する方法の提案
・スケーリングの進行を抑制する設計の考え方の整理
対策
表層の緻密化
第2章，第3章
において
検討・整理済
水・塩分の浸透抑制
第6章
シラン系表面含浸材によるスケーリング抑制対策の
検討・評価
・室内実験および実構造物（道路橋地覆）でのスケーリング抑制
効果の検証，評価
・沿岸暴露実験場（増毛）での遮塩効果の検証，評価
・ライフサイクルコスト，費用対効果の試算
アウトプット
第7章　総括
・各章で明らかになった研究成果の要約

図-1.5.1　論文構成

第 1 章の参考文献

[1-1-1] 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］，序，2002.1

[1-1-2] 土木学会：平成 11 年版 コンクリート標準示方書［施工編］－耐久性照査型－，2000.1

[1-1-3] 土木学会：コンクリート標準示方書［維持管理編］，2001.1

[1-1-4] 桂修：過冷却現象を考慮したコンクリートの凍害機構に関する研究，北海道大学学位論文，1999.9

[1-1-5] 千歩修，満渕えり，平井雄太郎，長谷川拓哉：限界飽水度法を用いたコンクリートの耐凍害性評価，コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム，pp.31-36，2006.12

[1-1-6] 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案，セメント技術年報，XXIX，pp.248-253，1975.

[1-1-7] 山下英俊：コンクリート構造物の凍害の劣化評価と予測に関する研究，北海道大学学位論文，1999.3

[1-1-8] 石井清，江川顕一郎，堤知明，野口博章：凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化予測に関する研究，土木学会論文集，No.564/V-35，pp.221-232，1997.5

[1-1-9] 濱幸雄，松村光太郎，田畑雅幸，冨板崇，鎌田英治：気象因子を考慮したコンクリートの凍害劣化予測，日本建築学会構造系論文集，第 523 号，pp.9-16，1999.9

[1-1-10] 林大介，坂田昇，中島賢二郎，奥紀仁，関博：コンクリートの凍害劣化予測に関する研究：土木学会論文集 E，Vol.64，No.1，pp.142-159，2008.4

[1-2-1] 今井益隆：コンクリート構造物の凍害調査，コンクリート工学，Vol.14，No.11，pp.16-22，1976.11

[1-2-2] 佐伯昇，鮎田耕一，前川静男：北海道における海岸および港湾コンクリート構造物の凍害による表面剥離損傷，土木学会論文報告集，第 327 号，pp.151-162，1982.11

[1-2-3] 加藤利菜，鮎田耕一，猪狩平三郎：寒冷地における海洋コンクリートの表面剥離に及ぼす気象条件と使用材料の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.751-756，2005.6

[1-2-4] 田口史雄，小尾稔，遠藤裕丈：コンクリートの凍害および塩害による複合劣化に関する調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.971-976，2006.6

[1-2-5] 日本コンクリート工学協会：融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集，1999.11

[1-2-6] 北海道開発局　開発土木研究所　道路部　交通研究室：凍結防止剤の基礎知識，1994.11

[1-2-7] 村国誠：冬期路面管理に使用する薬剤(1)～(4)，雪センター「ゆき」，No.10～No.13，1993.1～10

[1-2-8] 北海道開発局：冬期路面管理マニュアル(案)，1997.11

[1-2-9] 庄谷征美，月永洋一：東北地方のコンクリート構造物の凍害について，コンクリート工学，Vol.42，No.12，pp.3-8，2004.12

[1-2-10] Taguchi, F. and Endoh, H. : Study on Concrete Deterioration due to Combined Freezing and Deicing-Salt Damage, *The 5th Concrete Under Severe Conditions Environment & Loading*, pp.681-688, 2007.6

[1-2-11] 建設省　欧州コンクリート耐久性向上対策調査団：欧州におけるコンクリート耐久性向上施策の状況調査（凍結防止剤による土木構造物の劣化の現状と対策）報告書, pp.40-46, 2000.10

[1-3-1] Verbeck, G. J. and Klieger, P. : Studies of Salt Scaling of Concrete, *Highway Research Board,* Bulletin, No.150, pp.1-13, 1957.

[1-3-2] 参考文献［1-2-5］，p.28

[1-3-3] Pigeon, M. and Pleau, R. : *Durability of Concrete in Cold Climates*, pp.11-30, E&FN Spon, 1995.

[1-3-4] Powers, T. C. and Helmuth, R. A. : Theory of Volume Change in Hardened Portland Cement Paste During Freezing, *Highway Research Board*, Vol.32, pp.285-297, 1953.

[1-3-5] 高科豊：コンクリートのスケーリングにおける蓄積された融雪剤の稀釈的な特性と劣化の数量的考察，コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム論文集，pp.19-22，2006.12

[1-3-6] Stark, J. and Wicht, B.（訳者：太田利隆，佐伯昇）：Dauerhaftigkeit Von Beton, p.180，セメント協会，1999.

[1-3-7] 赤堀弥生，西祐宜，名和豊春：温度及び塩化物イオン濃度勾配がセメント硬化体中水分の凍結挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1197-1202，2007.7

[1-3-8] Valenza II, J. J. and Scherer, G. W. : Mechanism for Salt Scaling, *J. Am. Ceram. Soc.*, Vol.89, No.4, pp.1161-1179, 2006.

[1-3-9] 参考文献［1-2-7］

[1-3-10] 庄谷征美，月永洋一，阿波稔，原忠勝：塩化物の影響を受けるコンクリートのスケーリング発生過程における歪み挙動に関する 2,3 の検討, セメントコンクリート論文集, No.54, pp.370-375，2000.

[1-3-11] 佐野功，三浦尚，星喜晴：コンクリートの表面劣化に及ぼす塩化カルシウムの影響，第 45 回土木学会年次学術講演会概要集，pp.454-455，1990.9

[1-3-12] 藤井卓：塩分環境において凍結融解作用をうける硬化セメントペーストのスケーリング劣化機構に関する研究，北海道大学学位論文，1984.

[1-3-13] 王欣，鮎田耕一，太田利隆：海水の作用を受けるコンクリートの凍結水量と凍結変形挙動，セメントコンクリート論文集，No.54，pp.404-409，2000.

[1-3-14] 参考文献［1-3-6］，p.196

[1-4-1] 日本コンクリート工学協会：自然環境とコンクリート性能評価に関するシンポジウム委員会報告書，p.14，2005.6

第 2 章

スケーリングに及ぼす
コンクリートの品質の影響

第 2 章　スケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響

2.1　概論

コンクリートは多孔質な材料で，気泡や毛細管空隙など様々な空隙を含んでいる．凍害に及ぼす気泡の影響については坂ノ上ら［2-1-1］，細孔の影響については鎌田［2-1-2］の研究報告がある．また，配合や混和材の影響についても多くの報告がある．永倉は，水セメント比など配合の影響について整理している［2-1-3］．混和材の影響についてはフライアッシュ［2-1-4］，シリカフューム［2-1-5］，高炉スラグ微粉末［2-1-6］を扱った報告があり，文献［2-1-6］には高炉スラグ微粉末は耐凍害性の改善に寄与することが述べられている．ただし，これらの研究は ASTM C 666 の A 法（水中凍結水中融解実験）に準じて評価を行っている．ASTM C 666 はコンクリート供試体（100×100×400mm）を水中に浸漬させ，供試体の全面に凍結融解の繰り返し作用を急速に与え，供試体のたわみ振動の一次共鳴振動数から算出される動弾性係数の低下率からコンクリートの耐凍害性を評価する実験である．

スケーリングは，コンクリートの表層の品質が大きく影響する．表層の品質は同じ供試体でもそれぞれの面によって異なる．このため，スケーリングに及ぼす表層の品質の影響を ASTM C 666 で的確に評価することは難しい．

そこで，本章では ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験を実施し，スケーリングに及ぼすコンクリートの表層の品質の影響について評価を行った．本章の構成を図-2.1.1 に示す．

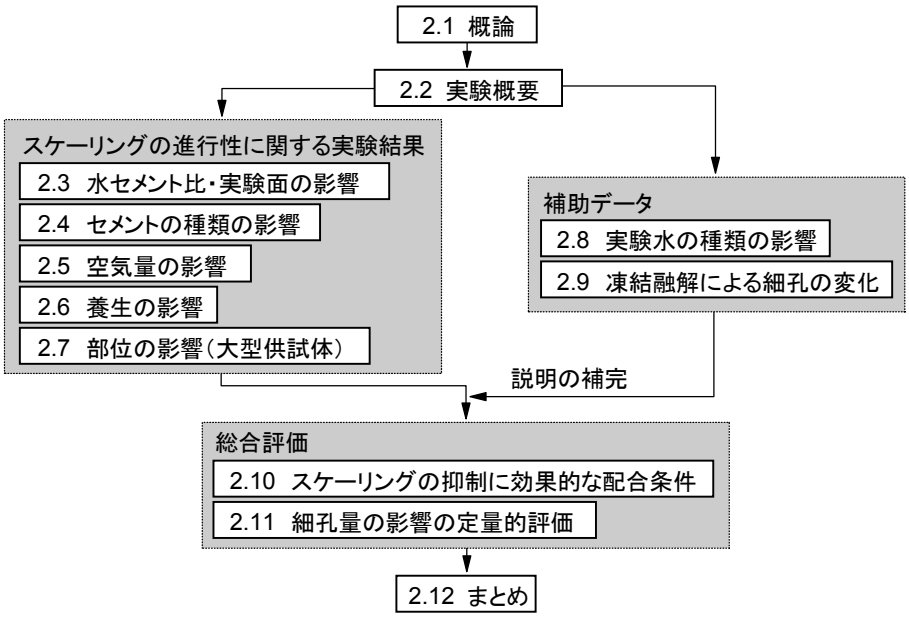


図-2.1.1　第 2 章の構成

2.2 実験概要

2.2.1 実験計画

図-2.2.1 に実験計画を示す．実験パラメータとして水セメント比，セメントの種類，空気量，養生日数，実験面の部位の 5 種類を選定した．

水セメント比は 25%，35%，45%，55%，65%の 5 水準とした．セメントは普通ポルトランドセメント（以下，普通もしくは普通ポルトと記す）と，北海道のコンクリート構造物に多く使用されている高炉セメント B 種（以下，高炉 B もしくは高炉 B 種と記す）の 2 種類とした．空気量については，土木学会コンクリート標準示方書では 4～7%が標準値とされている［2-2-1］．一方，北海道開発局の道路設計要領では一般に 4.5%，最大で 6.0%とされている［2-2-2］．ここでは一般的な設計値である 4.5%と，双方の最大値の中間をとった 6.5%の 2 水準とした．Non-AE コンク

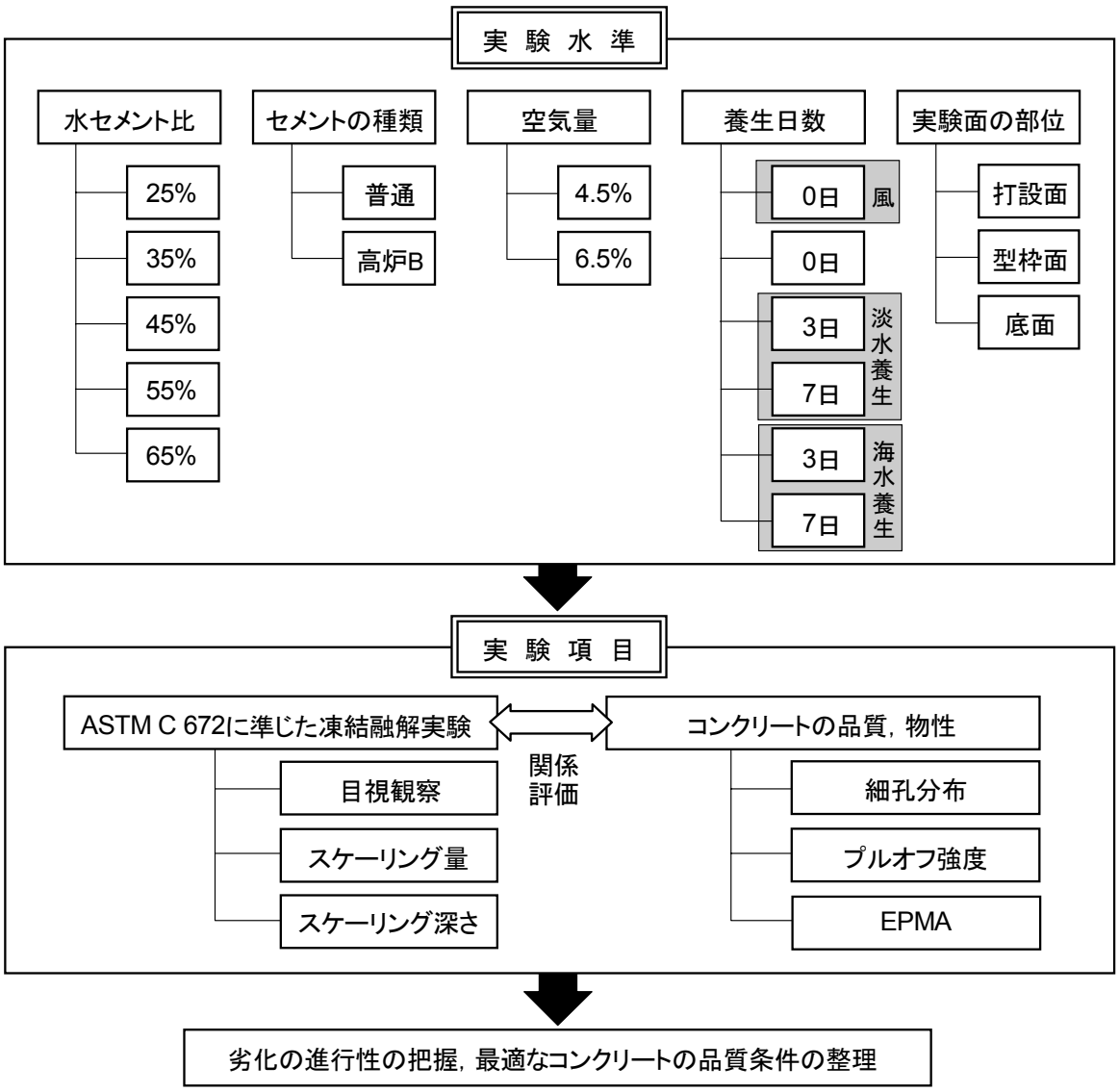


図-2.2.1　実験計画

リートは基本的に寒冷地では適用されないため，実験の対象外とした．養生日数は 0 日，3 日，7 日の 3 水準とした．養生方法については **2.2.4** で詳述する．ASTM C 672 では凍結融解実験前に実験面を拭取り，ブリーディング水やレイタンスを除去することとなっている［2-2-3］が，現場でこのような作業が行われることは極めて少ない．このため，実施工に近い状況で実験を行いたい理由で拭取り作業は行わないこととした．実験面の部位は打設面，型枠面，底面の 3 種類とした．

2.2.2 配合・練混ぜ

表-2.2.1 にコンクリートの配合を示す．細骨材は苫小牧市錦岡産の除塩処理済の海砂（表乾密度 2.70g/cm^3，吸水率 0.97%，粗粒率 2.86）を，粗骨材は小樽市見晴産の砕石（表乾密度 2.67g/cm^3，吸水率 1.58%，粗粒率 6.97）を使用した．粗骨材の最大寸法は 25mm とした．

コンクリートの練混ぜは容量 100 リットルのパン型強制練りミキサを使用して行った．目標スランプは 8±2.5cm とした．水セメント比 45%，55%，65%は細骨材とセメントをミキサに投入して 10 秒間練混ぜた後，水 1/2 を投入して 10 秒間，粗骨材を投入して 10 秒間，残りの水と混和剤（AE 減水剤〔リグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体〕と空気連行剤〔変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤〕）を投入して 3 分間練混ぜた．水セメント比が小さい 25%，35%は練混ぜ時間を長く設定し，細骨材とセメントを投入して 30 秒間練混ぜた後，水と混和剤（高性能 AE 減水剤〔ポリカルボン酸エーテル複合体〕と空気調整剤〔ポリアルキレングリコール誘導体〕および空気連行剤）を投入して 4 分間，最後に粗骨材を投入して 1 分 30 秒間練混ぜた．練混

表-2.2.1 コンクリートの配合

記号	水セメント比 (%)	使用セメント	目標空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m^3)				28 日強度 (MPa)
					水	セメント	細骨材	粗骨材	
N25	25	普通	4.5	39	128	512	703	1,087	97.0
N35	35	普通	4.5	41	133	380	780	1,111	60.6
N45	45	普通	4.5	43	140	311	835	1,095	40.3
N55	55	普通	4.5	45	143	260	890	1,076	39.0
N65	65	普通	4.5	47	147	226	937	1,045	28.7
B25	25	高炉 B	4.5	39	139	556	670	1,037	93.1
B35	35	高炉 B	4.5	41	143	409	753	1,072	54.2
B45	45	高炉 B	4.5	43	144	320	823	1,078	40.6
B55	55	高炉 B	4.5	45	145	264	882	1,065	33.8
B55A	55	高炉 B	6.5	45	138	251	872	1,054	25.4
B65	65	高炉 B	4.5	47	145	223	939	1,047	21.9

ぜ温度は 20℃とした．配合記号はセメントの種類（普通：N，高炉 B 種：B）と水セメント比の組み合わせで表している．なお，空気量 6.5%のシリーズは記号の最後に A の文字を付している．

2.2.3 供試体

図-2.2.2 に供試体を示す．供試体の寸法は 220×220×100mm とした．供試体は小型の型枠を用いて作製した小型供試体と，実橋の橋脚を想定して作製した 220×220×1500mm の大型供試体から切り出したブロックの 2 種類とした．実験面は，小型供試体は打設面と底面，大型供試体は打設面と型枠面とした．実験水を張るため，材齢 21 日に幅 25mm，高さ 20mm の囲いを実験面に設けた．実験面以外の 5 面はエポキシ樹脂でコーティングした．

2.2.4 養生

図-2.2.3 に養生方法を示す．養生日数が 3 日，7 日のシリーズは打設後，温度 20℃の高湿室に

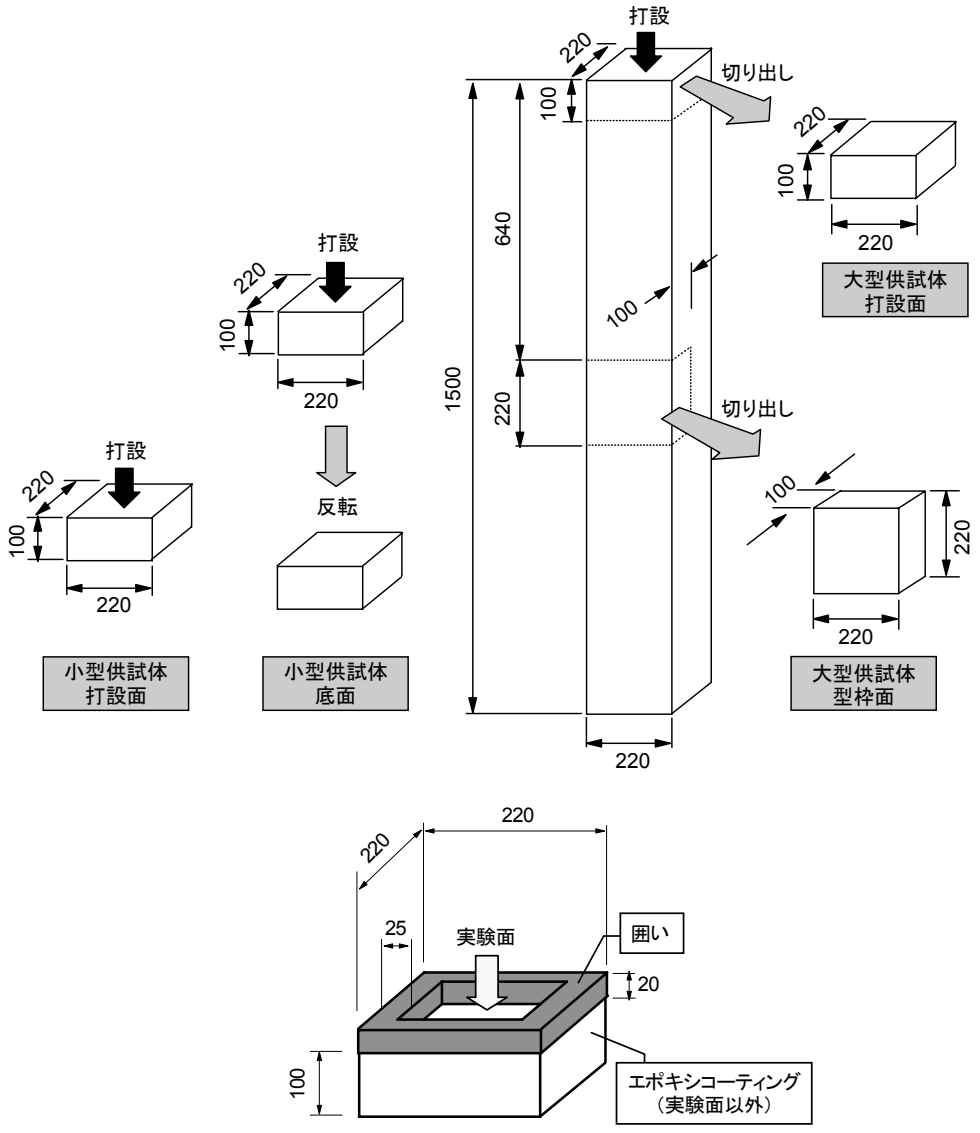
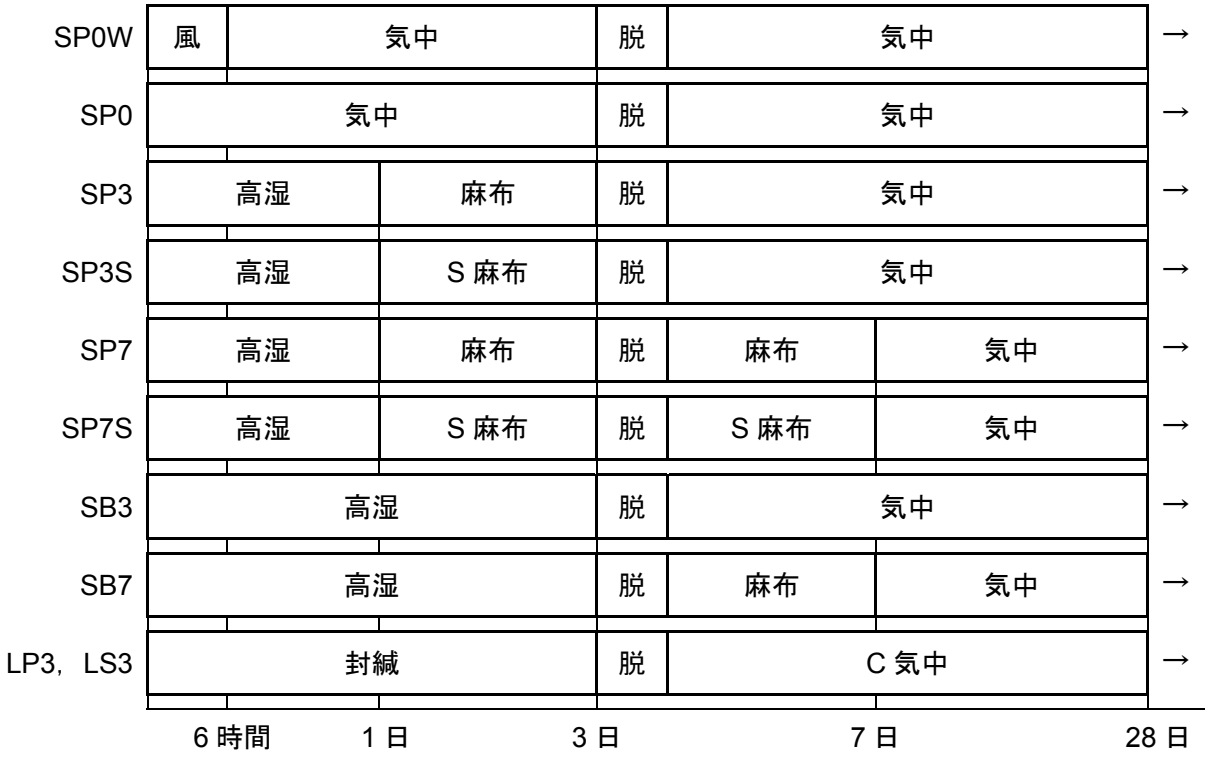


図-2.2.2　供試体の作製手順および凍結融解実験供試体（単位：mm）

供試体を 1 日および 3 日間静置してから養生マットに見立てた湿らせた麻布で実験面を所定の期間覆った（以下，湿潤養生と記す）．なお，SB3 は，脱型前は実験面が型枠に接している関係で，高湿室静置のみ行った．大型供試体は，寸法の関係で高湿室への収納が困難であったため，供試体全体をビニールで封緘する対応をとった．また，スケーリングに及ぼす養生水（淡水，海水）の影響を調べる目的で，麻布を人工海水で湿らせたケースも一部設けた．さらに，構造物の立地条件によっては風や直射日光によってコンクリート表面が極度に乾燥し，品質に影響が及ぶことも想定される．そこで，養生日数 0 日のシリーズにおいて，実験面に約 2m/s の風をあてて実験面を乾燥させるケースを設けた．

養生記号は実験面の部位（小型供試体の打設面：SP，小型供試体の底面：SB，大型供試体の打



風	…	約 2m/s の風をあてる
気中	…	恒温恒湿室（温度 20℃，湿度 60%）静置
高湿	…	高湿室静置
麻布	…	淡水で湿らせた麻布を被せる
S 麻布	…	人工海水で湿らせた麻布を被せる
封緘	…	大型供試体全体をビニールで封緘
C 気中	…	カッターで切り出した後，恒温恒湿室静置
脱	…	脱型
→	…	凍結融解実験開始

図-2.2.3　養生方法（横軸は材齢）

設面：LP，大型供試体の型枠面：LS），養生日数，特殊作業条件（約 2m/s の風をあてる：W，麻布を人工海水で湿らせる：S）の組み合わせで構成されている．凍結融解実験の開始材齢は全て 28 日に統一した．

2.2.5 凍結融解実験

凍結融解実験は ASTM C 672 に準じ，実験面に実験水を深さ 6mm 張って-18℃で 16 時間，23℃で 8 時間の 1 日 1 サイクルの凍結融解作用を繰り返し与えた．実験は，寒地土木研究所第 1 実験棟 3 階の低温室にて行った．**図-2.2.4** に実験室の平面図を示す．**写真-2.2.1** に示すように供試体を台車に載せ，1 日 1 回人力で低温室と高温室の間を往復させることで凍結融解作用を与えた．**写真-2.2.2** は，低温室に収納されている時の供試体の状況を示している．

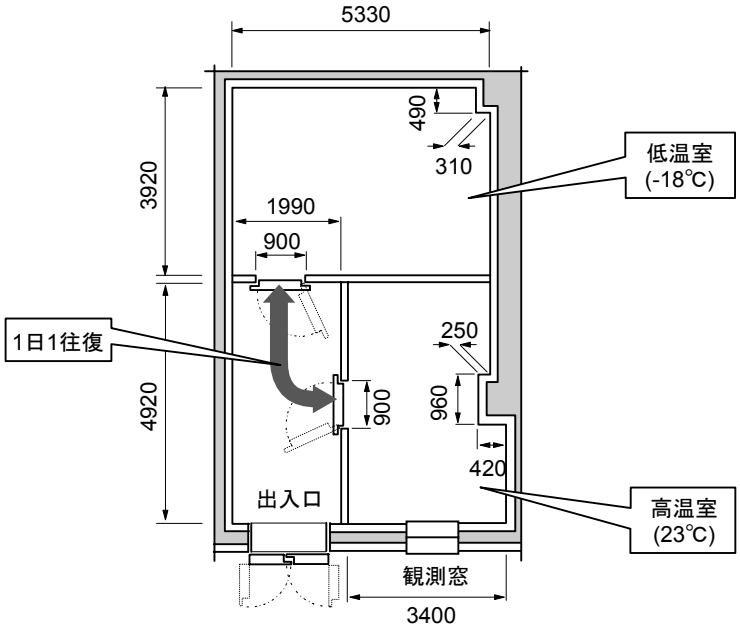


図-2.2.4 実験室の平面図（単位：mm）



写真-2.2.1 移動作業（高温室→低温室）



写真-2.2.2 低温室に収納されている供試体

実験水は，濃度 3%の塩化カルシウム水溶液（以下，$CaCl_2$ と記す），濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液（以下，NaCl と記す），市販の人工海水を使用した．**表-2.2.2** に実験ケースを示す．本章の研究に着手した 1996 年当時はそれまで（～1995 年）北海道開発局で使用されていた凍結防止剤は殆どが塩化カルシウムであった（第 1 章の**図-1.2.1**）関係で，全体的に $CaCl_2$ を使用するケースが多い組み合わせとなっている．人工海水を使用するケースは海洋コンクリート構造物を対象とした実験であるが，これらの構造物に使用されるセメントは高炉 B 種が基本であることから，実験対象は高炉 B 種のみとした．

サイクルについては，ASTM C 672 には 50 サイクルが「一般的」と記載されている［2-2-3］が，北海道のコンクリート構造物は年間 100 回程度の凍結融解作用を受ける［2-2-4］．サイクルと構造物が受ける凍結融解の程度の関係については未だ解明されていないが，長期的な耐久性を検討するにはサイクルを長く設定した方が望ましいと考え，ここでは最長 650 サイクルの凍結融解作用を与えてスケーリングの進行性を調べた．

スケーリングの評価については，ASTM C 672 では**表-2.2.3** に示す 6 段階の基準で目視評価することとなっている［2-2-3］．しかし，目視評価は主観的評価の域を脱せず，月永らは定量的な評価を行うにはスケーリング量による評価が適当であると述べている［2-2-5］．そこで，ここではスケーリング量による評価を主体的に行うこととした．スケーリング量は，剥離したコンクリー

表-2.2.2　実験ケースの一覧

	SP0W	SP0	SP3	SP3S	SP7	SP7S	SB3	SB7	LP3	LS3
N25			C				C			
N35			C,N				C		C	C
N45			C,N				C		C	C
N55			C,N				C		C	C
N65			C,N				C			
B25			C				C			
B35	C	C	C,N,S				C		C	C
B45			C,N,S				C		C	C
B55	C	C	C,N,S	S	C,S	S	C	C	C	C
B55A			C				C			
B65			C,N,S				C			

C…塩化カルシウム水溶液（濃度 3%），N…塩化ナトリウム水溶液（濃度 3%，なお N は，細孔分布の変化に及ぼす凍結融解作用の影響を調べることを主目的に行った実験である関係で，凍結融解サイクルは 100 サイクルまでとしている），S…市販の人工海水，縦欄は配合記号（**表-2.2.1**），横欄は養生記号（**図-2.2.3**）

ト片を採取し，110℃で 24 時間乾燥させた後の質量を測定値とした．また，スケーリングの形態を詳細に把握するため，最大スケーリング深さの測定も行った．最大スケーリング深さは，深く剥離している箇所を目視で任意に 5 箇所選定して，ノギスを用いて深さを測定し，5 箇所の最大値を測定値とした．なお，一部のケースにおいて，目視による評価も合わせて行った．

2.2.6 細孔分布測定

スケーリングに及ぼす細孔の影響を調べるため，細孔分布の測定を行った．**図-2.2.5** に示すように，材齢 28 日の供試体の実験面から深さ 0～5mm および 50～55mm の位置より試料を採取し，コンクリートカッターで 5mm 以下の寸法に細断してアセトン溶液中で 20 分撹拌・洗浄し，3 日間真空乾燥させた後，水銀圧入法によって細孔分布を測定した．

また，細孔分布の変化に及ぼす凍結融解作用の影響を調べる目的で，凍結融解作用を 100 および 600 サイクル受けた供試体からも試料を採取し，測定を行った．

2.2.7 プルオフ強度測定

スケーリングに及ぼすコンクリートの表面強度の影響を調べるため，プルオフ強度の測定を行った．**図-2.2.6** に示すように材齢 28 日の供試体の実験面に深さ 1mm のコアスリットを入れ，φ55mm の鋼製ディスクをエポキシ樹脂で接着し，1kgf/cm^2/sec の速度で上方へ引っ張り，深さ

表-2.2.3 ASTM C 672 における目視評価の基準 [2-2-3]

評点	実験面の状況
0	スケーリングなし
1	粗骨材の露出がみられない深さ 3mm 以下の僅かなスケーリング
2	評点 1 と評点 3 の中間程度のスケーリング
3	粗骨材がいくつか露出する程度のスケーリング
4	評点 3 と評点 5 の中間程度のスケーリング
5	粗骨材が全面露出する程度の激しいスケーリング

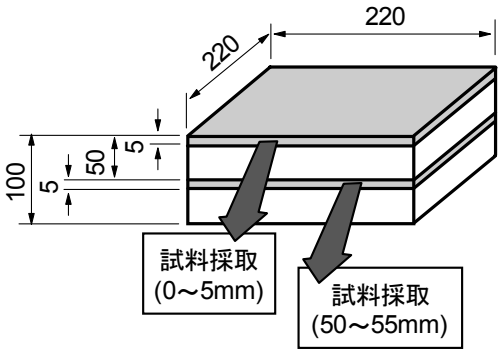


図-2.2.5 細孔分布試料採取位置（単位：mm）

1mm 位置を引張破断させることでプルオフ強度を求めた．**写真-2.2.3** に測定の様子を示す．

2.2.8 EPMA 面分析

凍結融解作用を 100 サイクル受けた供試体を用いて EPMA（Electron Probe Micro Analyzer）面分析を行い，表層の塩化物イオン濃度分布を調べた．実験面の中央部から試料を切り出し（**図-2.2.7**），切断面（40×40mm）をメタクリル樹脂で補強して研磨し，炭素蒸着を施して分析を実施した．分析条件は，加速電圧 15kV，試料電流 100nA，プローブ径 30μm，測定時間 40msec/ピクセルとした．

2.3 水セメント比・実験面の影響

2.3.1 普通ポルト・打設面

図-2.3.1 に普通ポルトを用いた SP3 のスケーリング量の測定結果を示す．実験水は $CaCl_2$ である．水セメント比が大きいほどスケーリングは多い結果が示された．水セメント比 35%以下では僅かなスケーリングしか生じなかった．この傾向は 600 サイクルの長期に亘って持続した．

図-2.3.2 は水セメント比と深さ 0～5mm における細孔の総量（以下，総細孔量と記す）およびプルオフ強度の関係を示している．水セメント比と総細孔量は良く対応しており，スケーリン

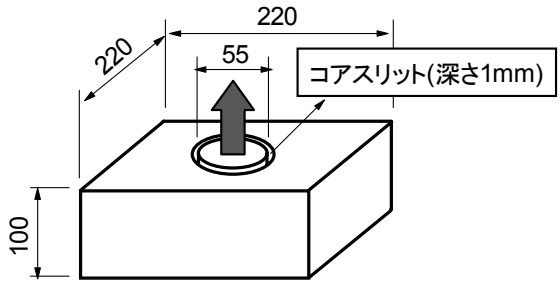


図-2.2.6　プルオフ強度測定方法（単位：mm）



写真-2.2.3　プルオフ強度測定の状況

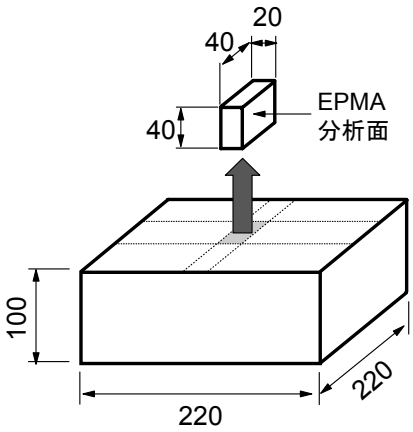


図-2.2.7　EPMA 試料採取位置（単位：mm）

グ量の測定結果とも一致する．水セメント比 45%以上においては，プルオフ強度は極めて小さな値を示し，深さ 0～1mm の薄層が極度に脆弱化していることが確認された．

また，**図-2.3.1** をみると，水セメント比 25%と 35%はスケーリング量の増加速度が非常に小さいことが読み取れる．**図-2.3.3** は深さ 0～5mm の細孔分布を示している．細孔分布は水セメント比の低下に伴い，細孔径が小さい領域へシフトしている．細孔の減少は細孔径が 100～1000nm の領域で顕著に表れている．この領域は，セメントとの水和反応で消費されない余剰水によって形成される水隙すなわち毛細管空隙に相当し［2-3-1］，凍害の要因である破壊的な水の移動圧をペースト周辺にもたらす［2-3-2］ことが知られている．例えば，セメント量 100g に 44g の水を練り混ぜた場合，化学的に結合する水量はそのうちの 28.2g とされている［2-3-3］．このことは，水セメント比が 28.2%を上回るコンクリートでは必ず余剰水が発生することを意味している．**図**

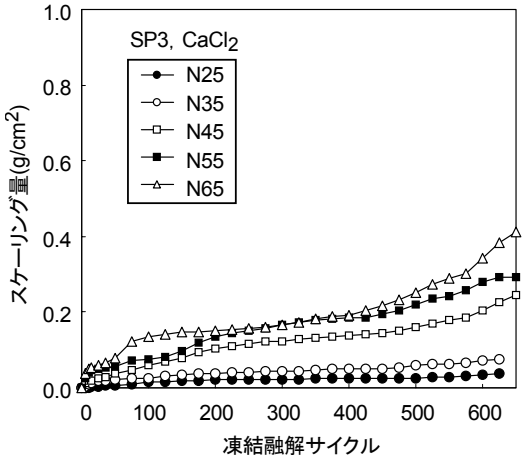


図-2.3.1　スケーリングに及ぼす水セメント比の影響（SP3，$CaCl_2$）

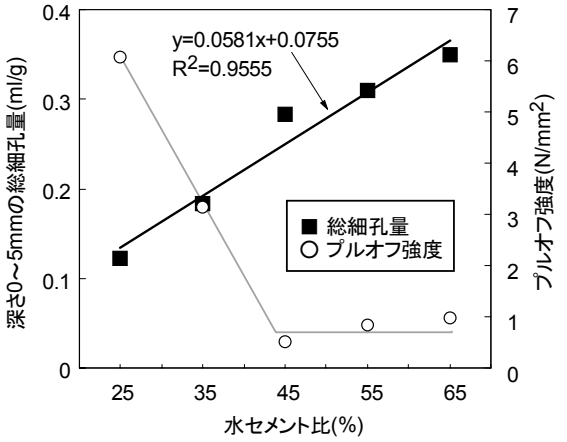


図-2.3.2　水セメント比と深さ 0～5㎜ の総細孔量およびプルオフ強度の関係（普通ポルト，SP3）

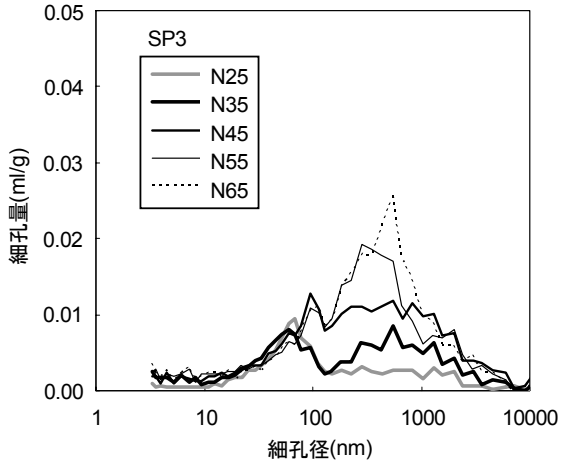


図-2.3.3　深さ 0～5㎜ の細孔分布（SP3）

-2.3.3 をみると，100～1000nm の細孔の増加は水セメント比が 35%より高くなると顕著に表れている傾向がみられ，文献［2-3-3］の理論値とほぼ一致している．さらには水セメント比 35%以下ではスケーリングが極めて少なかった**図-2.3.1** の結果とも良く符合し，打設面においてはスケーリングに及ぼす水セメント比の影響が大きいことがわかった．

ここで，各サイクルにおける水セメント比とスケーリング量の関係について解析する．はじめに，水セメント比(%)を *W/C*，サイクルを *cyc*，スケーリング量(g/cm^2)を *SC* で定義する．次に，それぞれの変数を全データの平均値で除して無次元化させる（ここでは *W/C*/45, *cyc*/273, *SC*/0.10）．ここでは代表して 50，100，200，300，400，500 サイクル（それぞれの無次元値は 0.18，0.37，0.73，1.10，1.47，1.83）のデータを用いて解析を行った．**図-2.3.4** に結果を示す．いずれのサイクルも *W/C*/45 と *SC*/0.10 の関係は $y=ax+b$ の一次関数で表され，水セメント比とスケーリング量は高い相関関係にあることが示された．

実験面に接する実験水の作用によってコンクリートの表層組織が破壊され，表面が徐々に剥がれていくスケーリングは，水による一種の侵食現象と言える．水分が存在する条件下におけるコンクリート表面の侵食は，式(2.3.1)に示すように時間に比例して進行する場合が多い［2-3-4］とされている．

$$y=\gamma_c(c\cdot t+d) \tag{2.3.1}$$

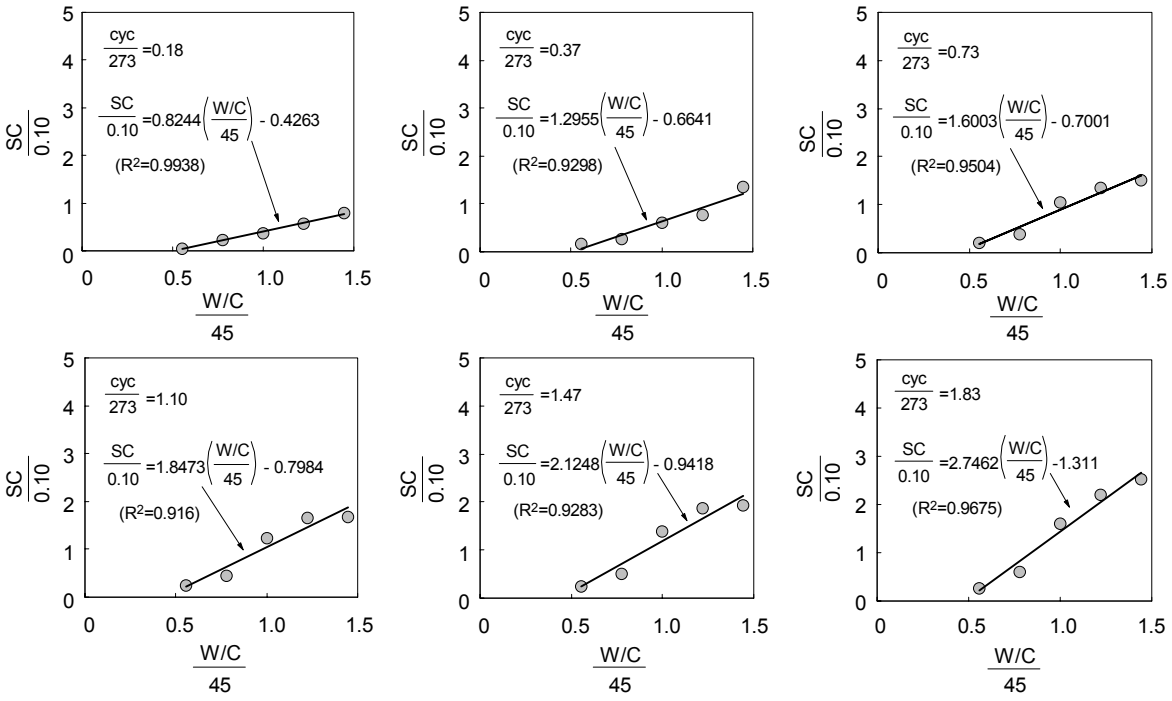


図-2.3.4　水セメント比（無次元値）とスケーリング量（無次元値）の関係

ここに，y は侵食深さ，t は期間，c は侵食速度を表す係数，d は係数，γ_c は安全係数である．

スケーリングの進行速度に関しても長期的には変動が小さい特性が権代らの研究で示されている［2-3-5］．このことから，スケーリングに及ぼす水セメント比の影響の強さを表す一次関数の傾き（a）は，終局段階を除いて，経時的に概ね同じ割合で増加するものと予測される．

そこで，一次関数の傾き a および切片 b とサイクルの関係について解析した．**図-2.3.5** に結果を示す．a は初期サイクルでやや大きく増加した後，cyc/273=0～0.5 でグラフが変曲し，それ以降は概ね同じ割合で増加していることが確認された．従属変数である b も a に連動して相対的に変化していた．2 本の直線による折れ線回帰プログラム［2-3-6］を用いて解析したところ，a は cyc/273=0.25（68 サイクル），b は cyc/273=0.18（49 サイクル）に変曲点が存在することが確認された．SC/0.10 を γ_w で表記すると，a と b の変化の割合が概ね同じとなる cyc/273=0.25（68 サイクル）以降の長期的なスケーリングの進行性を表す実験式として式(2.3.2)が得られた．

$$\gamma_w = \left(0.93\left[\frac{cyc}{273}\right] + 0.89\right)\left(\frac{W/C}{45}\right) - 0.48\left(\frac{cyc}{273}\right) - 0.34 \tag{2.3.2}$$

図-2.3.6 に，式(2.3.2)から算出した γ_w とスケーリング量（68 サイクル以降）の実測値の関係を示す．相関関係を評価する場合，対数に変換することで分布のゆらぎが軽減され，傾向が理解しやすくなることが多いことから，ここでは γ_w の常用対数をとって評価した．Microsoft Excel で指数近似による回帰分析を行った結果，相関係数は 0.946 で実験式の精度は高いことが示された．

2.3.2 普通ポルト・底面

次に，底面を実験面とした場合の実験結果について述べる．**図-2.3.7** に普通ポルトを用いた SB3 のスケーリング量の測定結果を示す．実験水は $CaCl_2$ である．300 サイクルまでをみると，打設面の結果とは対照的に，いずれの水セメント比もスケーリング量は極めて少ない結果が示された．

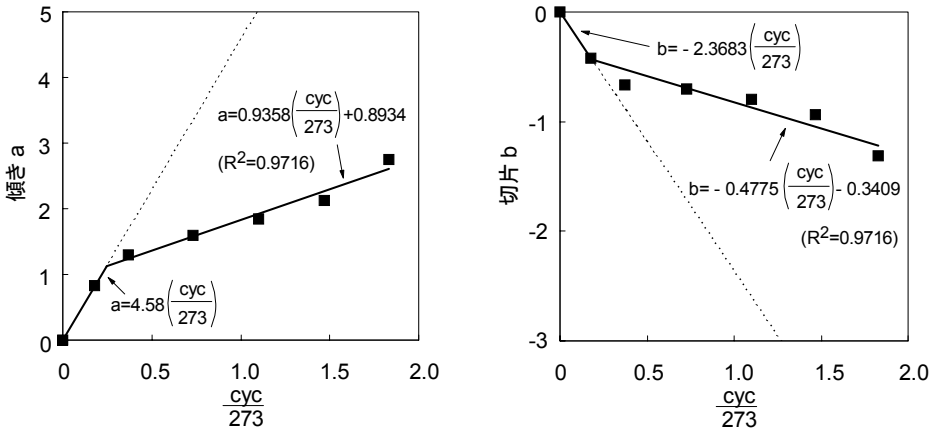


図-2.3.5　サイクル（無次元値）と図-2.3.4 で示した回帰式の傾き a および切片 b の関係

図-2.3.8 に SB3 の深さ 0～5mm の細孔分布を示す. 水セメント比の増加に伴って毛細管空隙に相当する 100～1000nm の細孔は増加しているが, スケーリング量の測定結果とは対応していない.

そこで，300 サイクルのスケーリング量と総細孔量およびプルオフ強度の関係について調べてみた．**図-2.3.9**，**図-2.3.10** にそれぞれの関係を示す．図には SB3 に加えて SP3 のデータもプロットした．水セメント比 45～65%のデータに着目すると，**図-2.3.9** より打設面と底面の総細孔量が同じ場合, 打設面の方がスケーリングは多いことが読み取れる. SP3 の水セメント比 45%と SB3 の水セメント比 65%を比較すると，総細孔量は前者が少ないがスケーリング量は後者が小さい. これは，実験面の種類の影響が水セメント比の影響より卓越していることを示している．それに対し，**図-2.3.10** についてはデータが一本の直線に沿う形でプロットされている．水セメント比 45～65%のデータをみると，打設面のプルオフ強度はいずれも 1N/mm^2 以下であるのに対し，底面では 2～3N/mm^2 以上の値を示している．これは，打設してから硬化するまでの間，ブリーデ

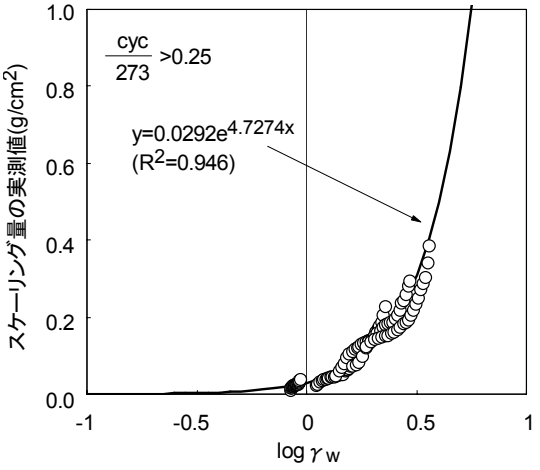


図-2.3.6　γ_wの対数値と実測値の関係

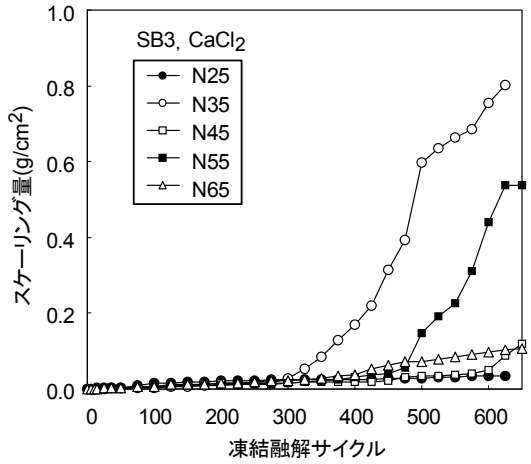


図-2.3.7　スケーリングに及ぼす水セメント比の影響（SB3, $CaCl_2$）

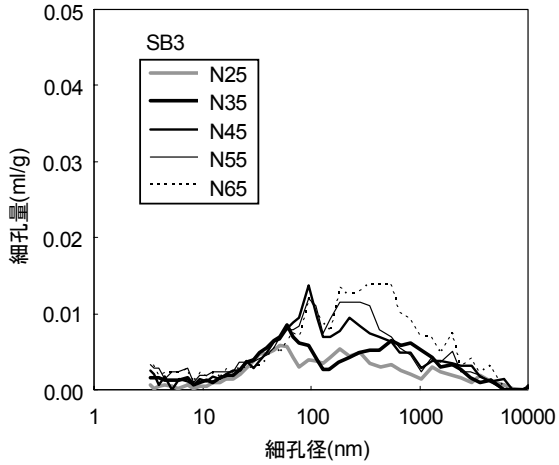


図-2.3.8　深さ 0～5㎜ の細孔分布（SB3）

ィングによる余剰水の減少と自重による圧密の相乗作用で，底面の深さ 0～1mm の薄層が局所的に強固化していることを示す．この強固な層がスケーリングの進行を大きく抑制する保護層の役割を果たしたと言える．これらの結果より，水セメント比でスケーリングの進行性を説明する場合，実験面の種類を考慮した評価が必要であることが確認された．

一方，**図-2.3.7** では，凍結融解作用を長期的に与えたところ，N35 は 300 サイクル経過後，N55 は 475 サイクル経過後，N45 は 600 サイクル経過後にスケーリング量が急増する特異な挙動が確認された．水セメント比 35%の SP3 と SB3 の 400 サイクルの状況を**写真-2.3.1** と**写真-2.3.2** に示す．SP3 はスケーリングが広範に発生しているのに対し，SB3 は SP3 に比べてスケーリングの痕は少ないものの，モルタルの粗塊が大きく剥がれた痕が観察され，打設面とは異なる劣化挙動を示していることが明らかにわかる．この粗塊の剥がれは 300 サイクル経過後に突発的に発生し，以降，急速に進行したことが**図-2.3.7** から読み取れる．同じく，スケーリング量が急増した水セメント比 55%の SB3 の 500 サイクル，水セメント比 45%の SB3 の 650 サイクルの状況を**写真-2.3.3**，**写真-2.3.4** に示す．劣化形態はいずれも類似している．水セメント比と粗塊の剥がれが顕在化し始めたサイクルとの相関は認められなかったが，底面においては凍結融解作用を長く与え続けると，粗塊の剥がれが突発的に生じる場合があることが明らかとなった．

写真をみると，剥がれずに残存している表面にはスケーリングの痕は殆どみられない．このことは，底面ではスケーリングが発生しにくいことを示し，前述の考察とも一致する．また，粗塊の剥がれによってクレーター状に窪んだ部分を観察すると，いずれも粗骨材の表面が露出しており，粗塊の剥がれは粗骨材との界面で発生していることがわかる．粗骨材との界面には遷移帯と呼ばれる材料的に不連続でポーラスな領域が存在する［2-3-7］ことから，長期の凍結融解作用を受けたことで遷移帯に多く浸透・蓄積された水溶液の物理的な作用によって粗骨材界面からのモ

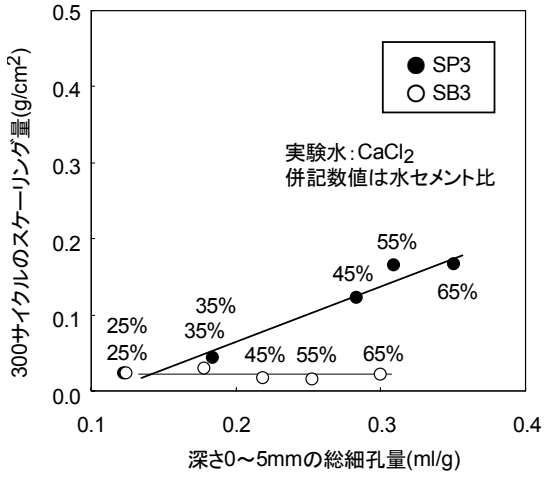


図-2.3.9　深さ 0～5㎜の総細孔量とスケーリング量（300 サイクル）の関係（SP3，SB3，$CaCl_2$）

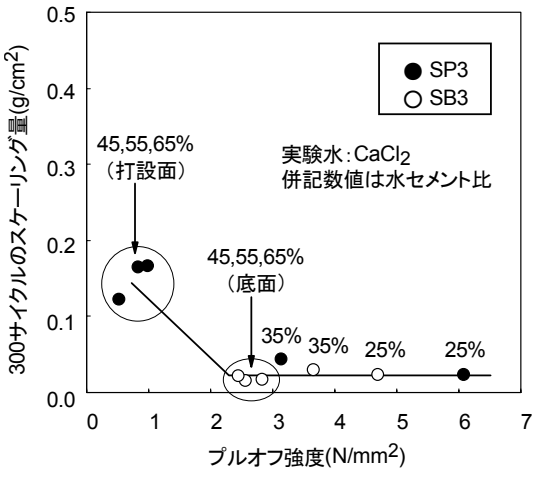


図-2.3.10　プルオフ強度とスケーリング量（300 サイクル）の関係（SP3，SB3，$CaCl_2$）

ルタルの粗塊の剥がれが引き起こされたことが考えられる．これに関しては，第 4 章でさらに詳しく考察することとする．

2.4　セメントの種類の影響

2.4.1　高炉 B 種・打設面

図-2.4.1 に高炉 B 種を用いた SP3 のスケーリング量の測定結果（$CaCl_2$）を示す．前項と同様，水セメント比が大きいほどスケーリング量は多い傾向が示された．普通ポルトと高炉 B 種の測定結果をサイクルごとに比べたところ，**図-2.4.2** に示すように全体的に高炉 B 種の方がスケーリング量は多いことが確認された．**写真-2.4.1** は水セメント比 65%の SP3 の 300，600 サイクルの状況を示している．全面的に粗骨材が露出する程の激しいスケーリングに至っている様子がよくわかる．

ここで，前項と同様に水セメント比とサイクルとスケーリング量を無次元化させて（水セメント比は *W/C*/45，サイクルは *cyc*/273，スケーリング量は *SC*/0.23），3 者の関係を解析した．**図-2.4.3**

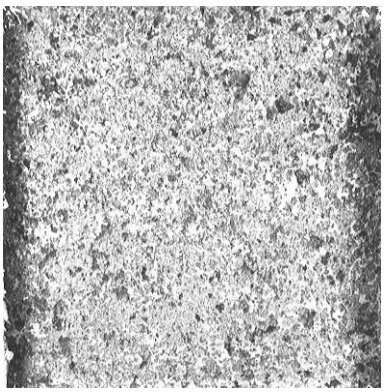


写真-2.3.1　N35，SP3 の 400 サイクルの状況（実験水：$CaCl_2$）

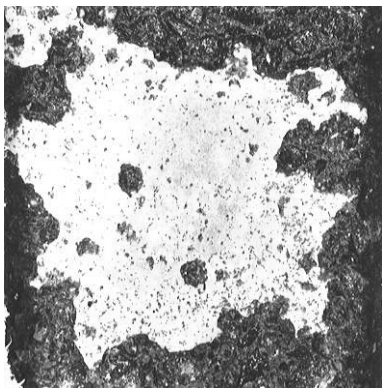


写真-2.3.2　N35，SB3 の 400 サイクルの状況（実験水：$CaCl_2$）

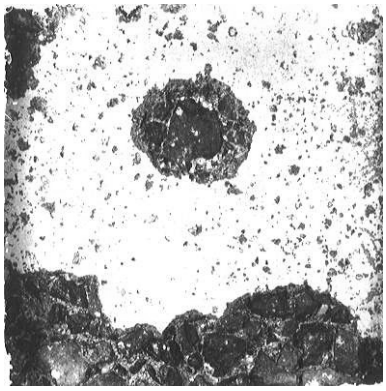


写真-2.3.3　N55，SB3 の 500 サイクルの状況（実験水：$CaCl_2$）

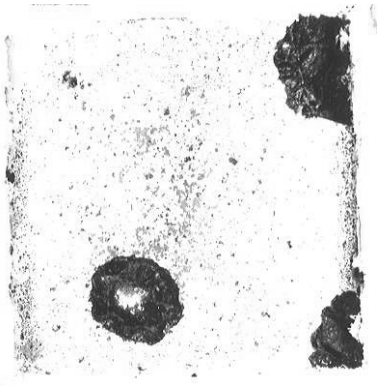


写真-2.3.4　N45，SB3 の 650 サイクルの状況（実験水：$CaCl_2$）

に各サイクル（普通ポルトと同じく，50，100，200，300，400，500 サイクルを対象）における *SC*/0.23 と *W/C*/45 の回帰式（一次関数）の傾き *a* と切片 *b* の経時変化を調べた結果を示す．*a* は

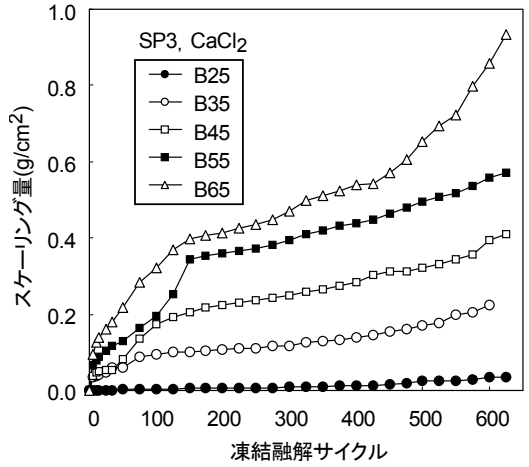


図-2.4.1　高炉 B 種を用いた場合のスケーリングの進行性（SP3，$CaCl_2$）

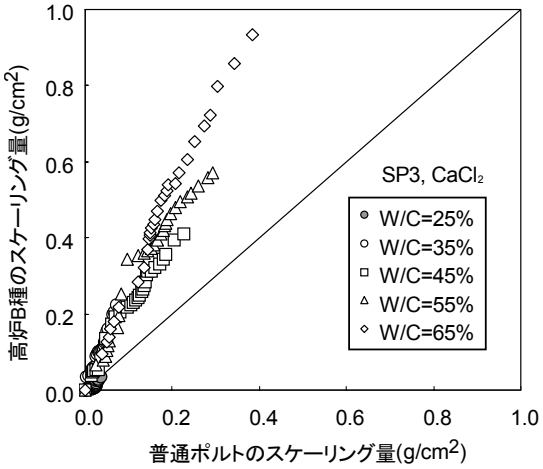


図-2.4.2　普通ポルトと高炉 B 種のスケーリング量の関係（SP3，$CaCl_2$）

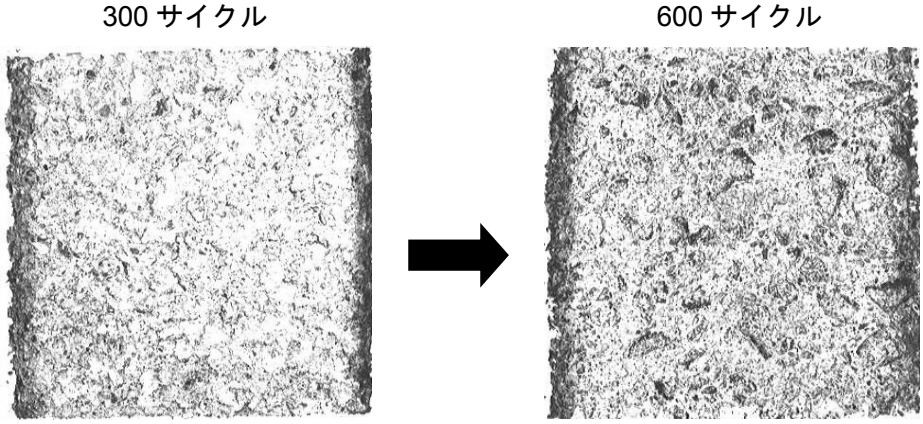


写真-2.4.1　B65，SP3 の表面状況

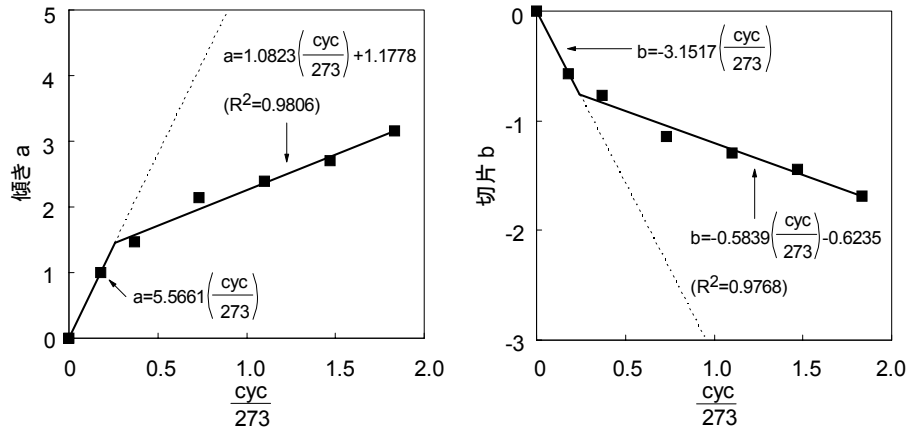


図-2.4.3　サイクル（無次元値）と回帰式（一次関数）の傾き a，切片 b の関係

cyc/273=0.26，*b* は *cyc*/273=0.24 でグラフが変曲しており，スケーリング量の違いはあるものの，基本的な特徴は普通ポルトと同じであった．*SC*/0.23 を γ_w で表すと，*cyc*/273=0.26（70 サイクル）以降のスケーリングの進行性を表す実験式として式(2.4.1)が得られた．

$$\gamma_w = \left(1.08\left[\frac{cyc}{273}\right]+1.18\right)\left(\frac{W/C}{45}\right)-0.58\left(\frac{cyc}{273}\right)-0.62 \tag{2.4.1}$$

γ_w と実測値の関係は，**図-2.4.4** に示すように相関は良好であることがわかる．

2.4.2　普通ポルトに比べてスケーリングが多い要因の一考察

図-2.4.2 では，普通ポルトに比べて高炉 B 種を用いた方がスケーリングは多い結果が示された．この結果は佐伯ら［2-4-1］，鮎田ら［2-4-2］の調査報告とも一致するが，その理由について検証がなされた文献は少ない．そこで，ここまで得られた成果の範囲で要因の考察を試みる．

図-2.4.5 に高炉 B 種の SP3 の深さ 0～5mm の細孔分布を示す．普通ポルト同様，水セメント比の増加に伴って毛細管空隙に相当する 100～1000nm の細孔が増加していることがわかる．**図-2.4.6** は総細孔量と 300 サイクルのスケーリング量の関係を示している．図には普通ポルトのデータもプロットした．水セメント比 35%以上のシリーズは総細孔量が同じ場合，スケーリング量は全体的に高炉 B 種の方が多いことが読み取れる．普通ポルトの 55%，65%と高炉 B 種の 45%においては，細孔量は普通ポルトの方が多いが，スケーリング量は水セメント比が小さい高炉 B 種の方が多い．このことは，細孔量の違いは直接的な原因ではないことを示している．

図-2.4.7 は SP3 におけるプルオフ強度と 300 サイクルのスケーリング量の関係を示している．プルオフ強度 0～3N/mm^2 の範囲に着目すると，プルオフ強度が同じ場合は高炉 B 種の方がスケーリング量は多い傾向にある．すなわち，表層の硬軟性の違いに起因するものでもないと言える．

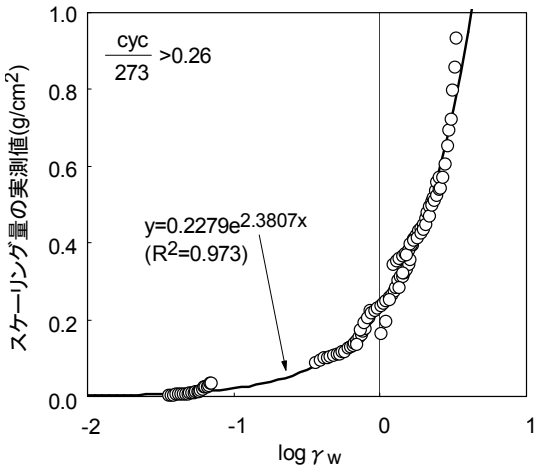


図-2.4.4　γ_w の対数値と実測値の関係

図-2.4.8は普通ポルトと高炉B種のSP3におけるスケーリング量と最大スケーリング深さの関係を示している．回帰式の傾きが小さいほど，スケーリングは面的広範に発生していることを示している．測定値はややばらついているが，最大スケーリング深さが同じ場合は高炉B種の方がスケーリング量は多いことが読み取れる．ここで，300 サイクルのデータを用いて，総細孔量と最大スケーリング深さの関係について調べてみた．ここでは，図-2.4.6 と図-2.4.8 で得た回帰式を連立させ，連立方程式を解くことで両者の関係を調べた．変数を区分するため，図-2.4.6 の回帰式の x，y を x_1，y_1，図-2.4.8 の回帰式の x，y を x_2，y_2 に置き換える．y_1 と x_2 はともにスケーリング量であるので，x_2 に y_1 を代入することで y_2（最大スケーリング深さ(mm)）と x_1（総細孔量(ml/g)）の関係が求まる．

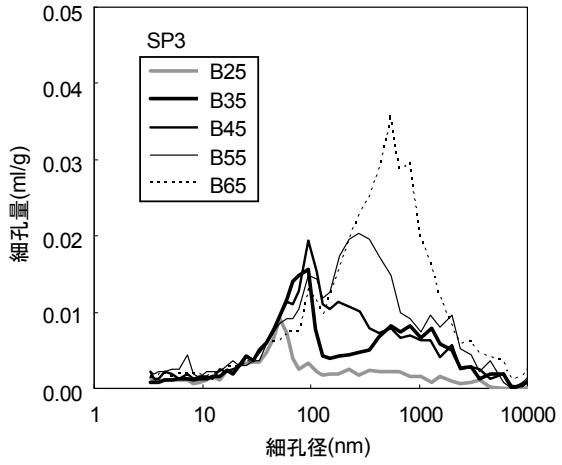


図-2.4.5　深さ 0～5mm の細孔分布（高炉 B 種，SP3）

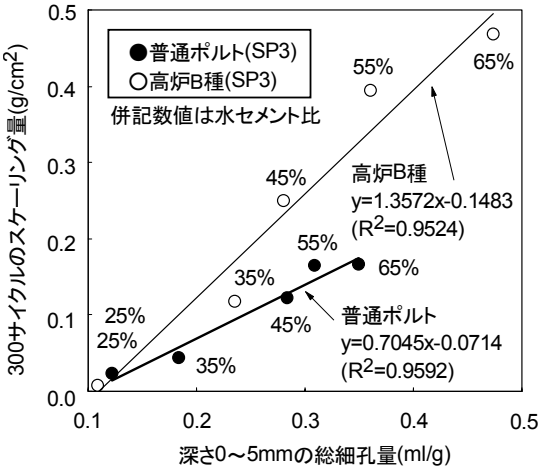


図-2.4.6　深さ 0～5mm の総細孔量とスケーリング量（300 サイクル）の関係（普通と高炉 B，SP3，$CaCl_2$）

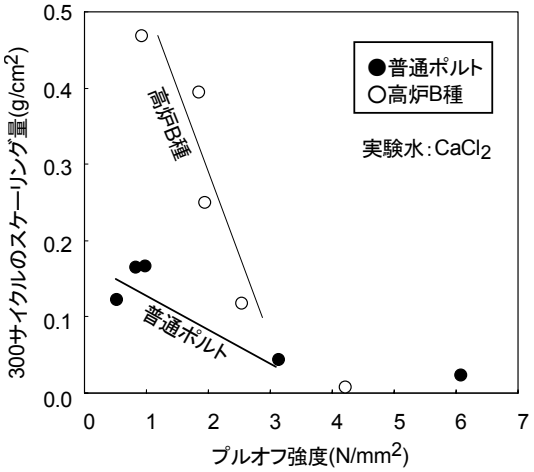


図-2.4.7　プルオフ強度とスケーリング量（300 サイクル）の関係（普通と高炉 B，SP3，$CaCl_2$）

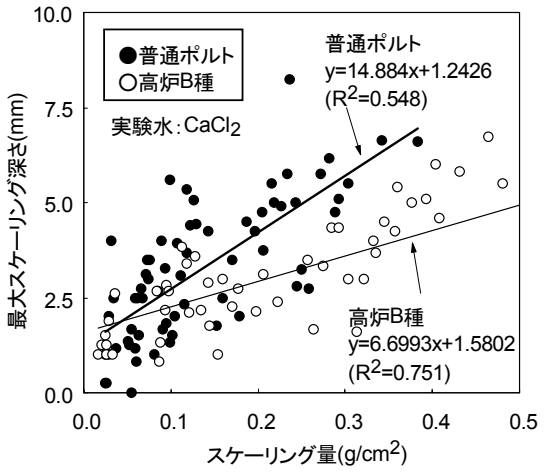


図-2.4.8　スケーリング量と最大スケーリング深さの関係（300 サイクル，普通と高炉 B，SP3，$CaCl_2$）

ⅰ）普通ポルト

$$y_2 = 14.884 \times (0.7045x_1 - 0.0714) + 1.2426 = 10.49x_1 + 0.18 \quad (2.4.2)$$

ⅱ）高炉 B 種

$$y_2 = 6.6993 \times (1.3572x_1 - 0.1483) + 1.5802 = 9.09x_1 + 0.59 \quad (2.4.3)$$

図-2.4.9 は式(2.4.2)と式(2.4.3)を図に表したものである. 双方の式はほぼ重なった. このことは, 最大スケーリング深さに及ぼす総細孔量の影響は, いずれのセメントも同程度であることを示す.

写真-2.4.2 は, 凍結融解 100 サイクル後の N55 と B55 の SP3 の深さ 0～40mm の範囲における塩化物イオンの EPMA 画像を示している. 実験面は写真の上端である. 写真の右側に表示されているカラーバーは塩化物イオンの濃度(%)の凡例を表している. N55 に比べて, B55 は深さ約 10mm までの範囲の濃度が極度に高く, 高濃度を表すピンクや白が表層部に集中的に強く分布している

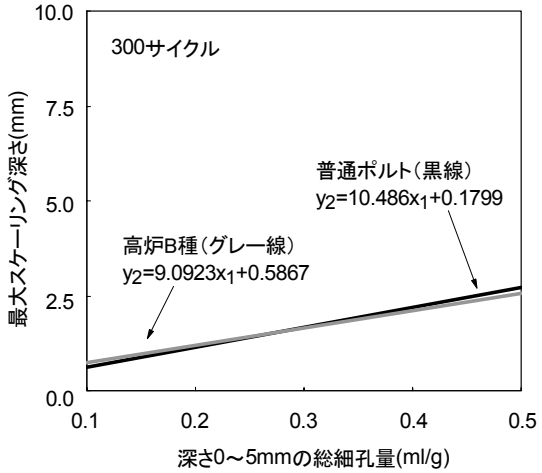


図-2.4.9　総細孔量と最大スケーリング深さ（300 サイクル）の関係（普通と高炉 B, SP3, $CaCl_2$）

N55, 実験水 $CaCl_2$　　B55, 実験水 $CaCl_2$

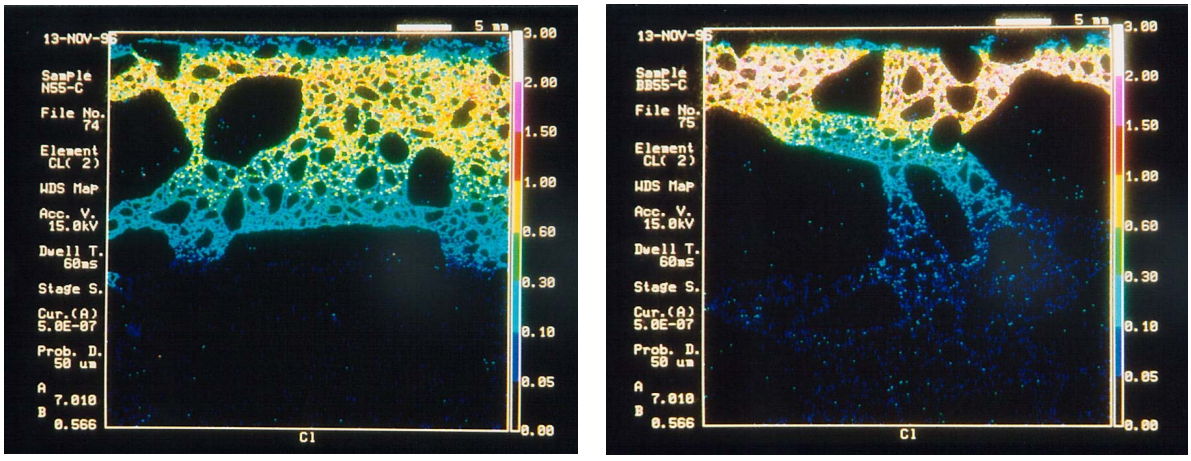


写真-2.4.2　深さ 0～40mm の範囲における凍結融解 100 サイクル後の SP3 の EPMA 画像（Cl^-）

ことがわかる．このことは，B55 は供給された実験水が深さ 0～10mm の層に多く滞留しやすいことを示している．

高炉スラグなどの混和材を用いると，コンクリートの水密性が改善されることは広く知られている［2-4-3］が，一方でスケーリング抵抗性は低下することが確認されている［2-4-1］［2-4-2］．さらに近年の研究では，高炉スラグに限らず，フライアッシュを用いても同様にスケーリング抵抗性は低下することが明らかになっている［2-4-4］［2-4-5］［2-4-6］．塩化物イオンが表層に集中的に多く蓄積されていた高炉 B 種の EPMA 画像は，コンクリート自体の水密性の改善が図られる既往の知見とは良く一致する．しかし，このことは裏を返すと表層に凍結余剰水が多く発生しても，それらは内部へ流動しづらく，大半は表層に留まることを意味する．すなわち，総細孔量によって最大スケーリング深さが一意的に決定され（**図-2.4.9**），混和材による凍結余剰水の流動阻害の影響で最大スケーリング深さまでの層内で大きな圧力が発生し，スケーリングが大きく促進されたプロセスが推察される．これについては第 5 章でさらに詳しく調べることとする．

2.4.3 高炉 B 種・底面

図-2.4.10 に高炉 B 種を用いた SB3 のスケーリング量の測定結果（$CaCl_2$）を示す．スケーリングが殆どみられなかった普通ポルトの結果とは対象的に，水セメント比 55%，65%ではスケーリングがやや多く発生した．また，水セメント比 35%では 500 サイクル以降において，スケーリング急増の兆候がみられた．普通ポルトと高炉 B 種の測定結果をサイクルごとに対比させたグラフを**図-2.4.11** に示す．なお，モルタルの粗塊の剥がれは評価の対象外とし，それらのデータはプロットしていない．水セメント比 25，35，45%は差が殆どなかったものの，55，65%は高炉 B 種の方がスケーリング量は多いことが確認された．

図-2.4.12 に高炉 B 種におけるプルオフ強度とスケーリング量（300 サイクル）の関係を示す．

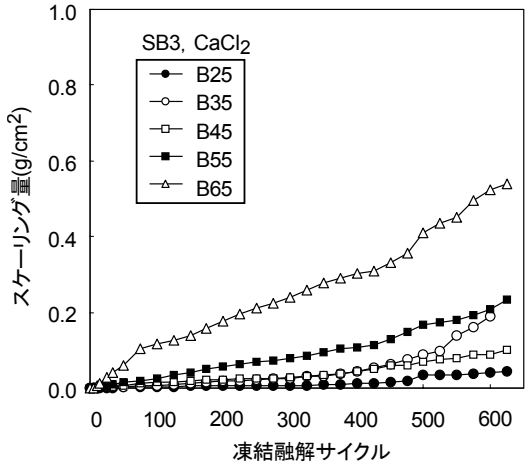


図-2.4.10 高炉 B 種を用いた場合のスケーリングの進行性(SB3, $CaCl_2$)

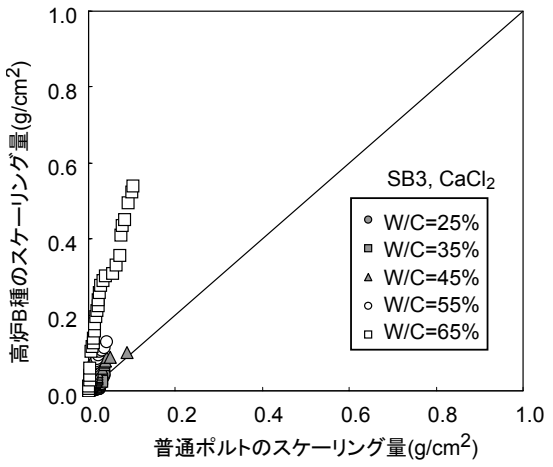


図-2.4.11 普通ポルトと高炉 B 種のスケーリング量の関係（SB3, $CaCl_2$）

この図には，打設面と底面の結果をまとめてプロットしている．図に併記している数値は水セメント比(%)である．0～約 3N/mm^2 では実験面の種類に関係なく，プルオフ強度が小さいほどスケーリング量は多く，約 3N/mm^2 以上ではスケーリング量が少ない傾向が示された．これは，表面強度が3N/mm^{2}以上になるとスケーリング抵抗性が高くなる実験結果を述べたValenzaらの報告とも概ね対応している［2-4-7］．**写真-2.4.3** に 500 サイクル以降でスケーリングの急増兆候がみられた水セメント比 35%の SB3 の 600 サイクルの表面状況を示す．健全なペーストの残存がみられる一方で，粗骨材界面の露出が認められる．普通ポルトの底面と同様，軽度なモルタルの粗塊の剥がれが急速に発生したことが伺える．

2.5 空気量の影響

図-2.5.1，**図-2.5.2** にスケーリングに及ぼす空気量の影響を示す．SP3 は，175 サイクルまでは空気量 4.5%（B55）の方が多くスケーリングしたが，後に 6.5%（B55A）のスケーリング量が増加し，175 サイクル以降のスケーリング量は同程度となった．SB3 は，100 サイクルまでは僅か

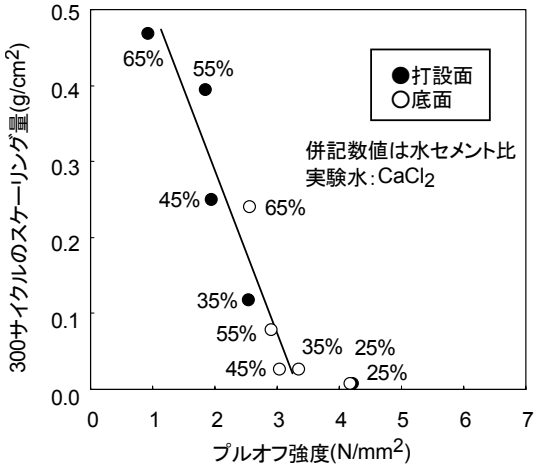


図-2.4.12　プルオフ強度とスケーリング量（300 サイクル）の関係（高炉 B 種，$CaCl_2$）

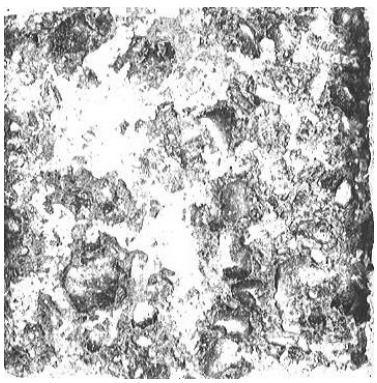


写真-2.4.3　B35，SB3 の 600 サイクルの表面状況

ではあるが 4.5%の方がスケーリング量は多かったが，100 サイクル以降は 6.5%の方がスケーリング量は多い結果となった．

コンクリートの空気量を増加させると耐凍害性が向上することは，コンクリート工学的に広く知られている．これは，連行気泡を含む空気の増加によって凍結水圧の緩和が促進され，コンクリートが損傷を受けにくくなるため［2-5-1］である．本研究では，初期サイクルではその効果が確認されたものの，凍結融解を長く与え続けた場合は効果が小さいという評価が示された．この結果は，空気量 4～6%では 6%の方がやや多くスケーリングしたことを述べた Lee らの実験報告［2-5-2］に近い．

図-2.5.3，図-2.5.4 は細孔分布に及ぼす空気量の影響を示している．空気量 4.5%に比べ，6.5%の方が細孔量は大きく，細孔量の差は細孔径 100～1000nm の領域で明確に表れていることが確認された．これは，空気量の増加によって数千 Å（以下，数百 nm と記す）の細孔が増加する三浦

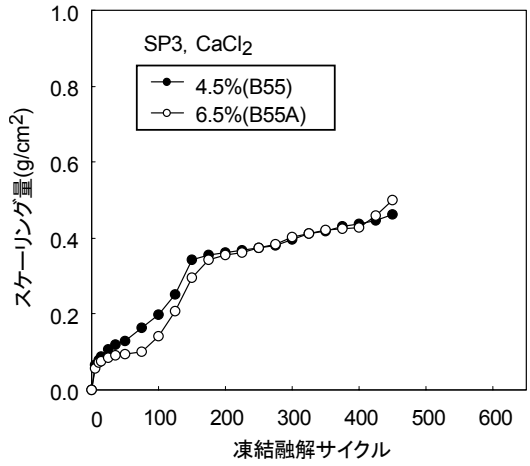


図-2.5.1　スケーリングに及ぼす空気量の影響（SP3，$CaCl_2$）

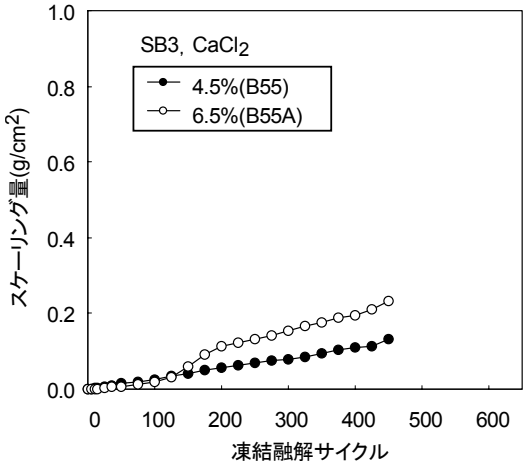


図-2.5.2　スケーリングに及ぼす空気量の影響（SB3，$CaCl_2$）

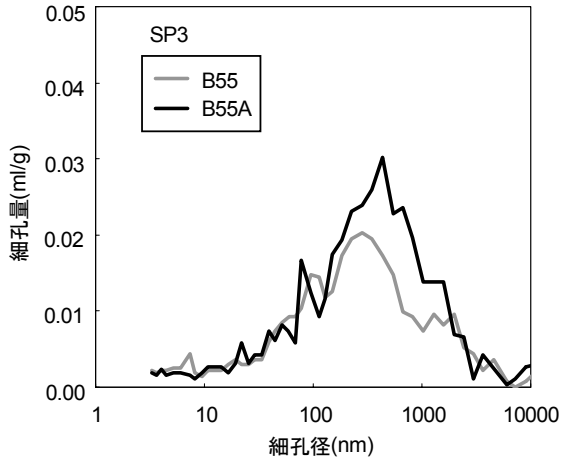


図-2.5.3　深さ 0～5mm の細孔分布（SP3）

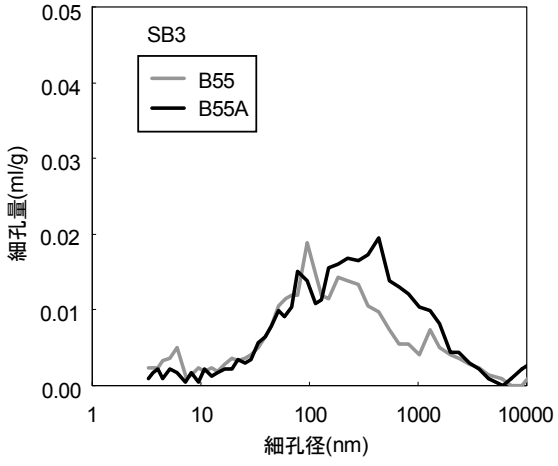


図-2.5.4　深さ 0～5mm の細孔分布（SB3）

らの実験報告［2-5-3］と良く一致する．100～1000nm は，ペーストに破壊的な水圧を与える毛細管空隙に相当するが，三浦らは，数百 nm の領域の細孔は耐凍結融解性の改善に役立つ可能性があると述べている［2-5-3］．三浦らの報告は耐久性指数による評価（ASTM C 666）であるため，スケーリングに着目している本研究とは一概に比較はできないが，空気量の増加は凍結水圧を緩和させるプラスの効果と，細孔分布を粗にするマイナスの作用を複合的に与えると言える．空気量 6.5%は，初期サイクルは凍結水圧の緩和効果によって少ないスケーリング量で推移し，後に細孔量が多い負の影響が表れたと言える．

2.6 養生の影響

図-2.6.1 に高炉 B 種を用いた水セメント比 35%（B35）の SP0W，SP0，SP3 のスケーリング量の測定結果を示す．SP3 は実験開始直後からスケーリングが顕在化したものの，75 サイクル以降はスケーリングが殆ど進行しなかった．養生を施さず，気中に静置した SP0 は初期サイクルではスケーリングが認められなかったが，75 サイクルから 200 サイクルにかけてスケーリング量が大きく増加する傾向が示された．打設後に風を当て，表面を極度に乾燥させた SP0W は 150 サイクルまでスケーリングが殆ど確認されなかったが，150 サイクルから 300 サイクルにかけてスケーリング量が大きく増加した．

図-2.6.2 は深さ 0～5mm の細孔分布を示している．SP3，SP0，SP0W の順に細孔径が小さい方向へ分布がシフトしている．これは湿潤養生の日数と対応しており，早期に乾燥を開始すると水和が早期に停止し，その時点で空隙構造の骨格が決定され，総細孔量および最大細孔径が大きくなることを述べた伊代田らの報告［2-6-1］とも一致する．SP0W は SP0 に比べて 1000～10000nm の細孔量が特に大きい．これは，風の作用でコンクリートが極度に乾燥し，微細な収縮ひび割れ

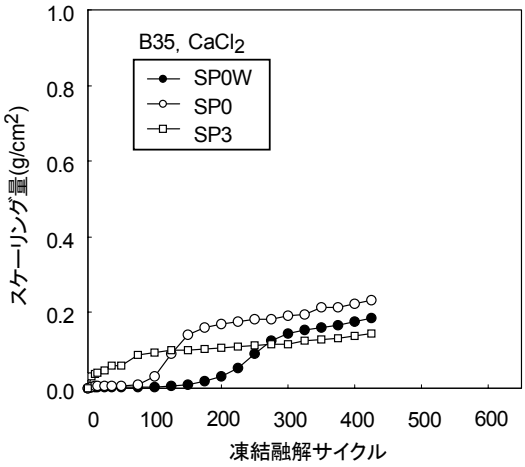


図-2.6.1　スケーリングに及ぼす養生の影響（B35，$CaCl_2$）

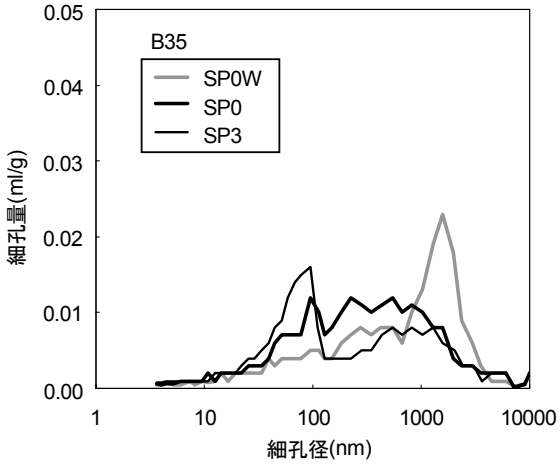


図-2.6.2　深さ 0～5mm の細孔分布（B35）

が多く発生したことを示している．SP0 と SP0W は初期サイクルではスケーリングが認められなかった．これは乾燥によってスケーリングの要因である水分が減少したことがプラスの効果をもたらしたと考えられる．しかしながら，細孔の影響を受ける形で，スケーリング量は後に増加しており，スケーリングに及ぼす細孔の影響はやはり大きいことが示された．

図-2.6.3 に高炉 B 種を用いた水セメント比 55%（B55）の SP0W，SP0，SP3，SP7 のスケーリング量の測定結果，**図-2.6.4** にこれらの細孔分布を示す．SP0W を除くと，SP0，SP3，SP7 と湿潤養生の日数が短い順にスケーリング量が多くなっている傾向が示された．細孔分布は B35 と同様，SP7，SP3，SP0，SP0W と湿潤養生日数の順に細孔径が小さい方向へシフトしており，スケーリング量と対応している．SP0W は 25 サイクルまでは B35 と同様，スケーリング量が最も少ない結果となっている．SP0 も乾燥を幾分受けてはいるものの，B35 とは対照的に実験開始直後からスケーリングが多く発生しており，乾燥よりも水セメント比の増加による組織の緻密性低下の影響が卓越する結果となった．

以上のことから，養生はスケーリングの抑制には効果的と評価される．**図-2.6.5**，**図-2.6.6** は実験面に底面を用いた場合の実験結果を示している．SB3 より養生日数が長い SB7 の方がスケーリング，細孔量ともに小さく，養生の効果は実験面の部位に関係なく期待されることが実証された．

図-2.6.7 はスケーリングに及ぼす養生水（淡水・海水）の影響を示している．実験水は人工海水である．300 サイクルまでの結果をみると，海水養生を 3 日間行った SP3S と淡水養生を 3 日間行った SP3 では，SP3S の方がスケーリング量はやや多かった．淡水養生を 7 日間行った SP7 と海水養生を 7 日間行った SP7S のスケーリング量はほぼ同じであった．**図-2.6.8** にそれぞれの細孔分布を示す．養生日数が同じシリーズ同士（SP3 と SP3S，SP7 と SP7S）を比較すると，海水養生

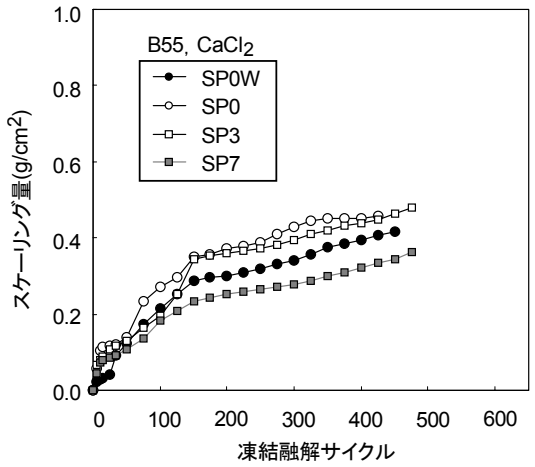


図-2.6.3　スケーリングに及ぼす養生の影響（B55，$CaCl_2$）

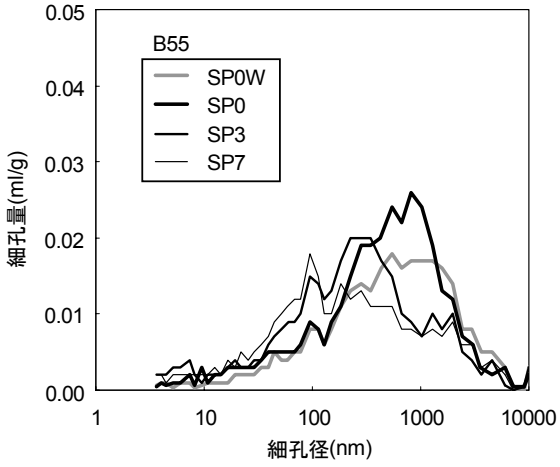


図-2.6.4　深さ 0～5㎜の細孔分布（B55）

を行った SP3S と SP7S の方が細孔径の小さい領域へ分布がシフトしていることがわかる．このことから，海水養生によって表層は緻密化していると言える．しかし，SP3 と SP3S は細孔量とスケーリング量の測定結果が対応していない．

藤井［2-6-2］は，コンクリートに海水が作用すると $Ca(OH)_2+MgCl_2 \rightarrow Mg(OH)_2+CaCl_2$ の化学反応により，コンクリート組織の $Ca(OH)_2$ が海水の $MgCl_2$ と反応して溶出し，組織は多孔化する一方，$Mg(OH)_2$ が生成されるため表面の薄層には緻密層が形成されることを述べている．**図-2.6.7** の結果は $Ca(OH)_2$ の溶出による組織の多孔化，**図-2.6.8** の結果は $Mg(OH)_2$ の析出に伴う緻密化が関係していると考えられる．

一方，300 サイクル以降は，淡水養生を施した SP3 と SP7 の方が多くスケーリングしている．$Mg(OH)_2$ の析出による緻密化が大きなプラスの効果をもたらしたのかは不明であるが，養生水は，

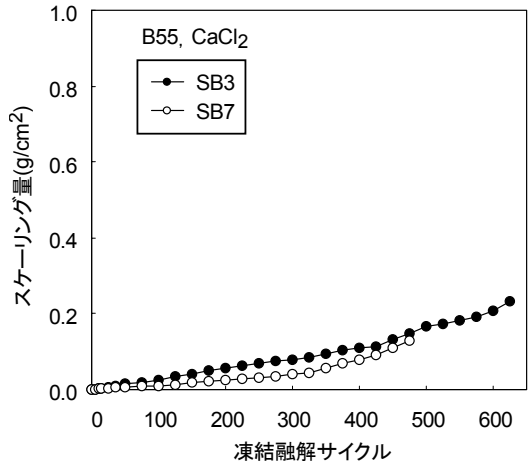


図-2.6.5　スケーリングに及ぼす養生の影響（B55 底面，$CaCl_2$）

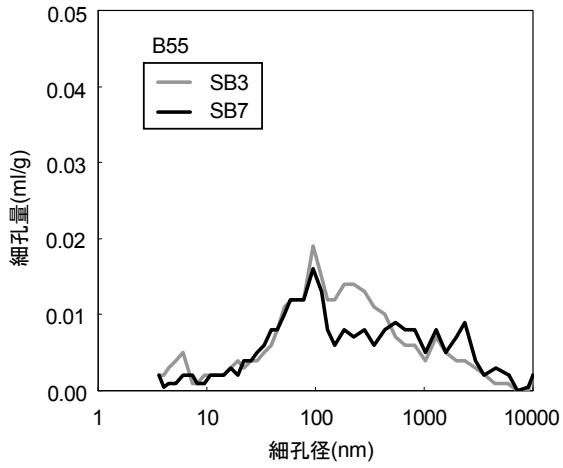


図-2.6.6　深さ 0～5㎜ の細孔分布（B55 底面）

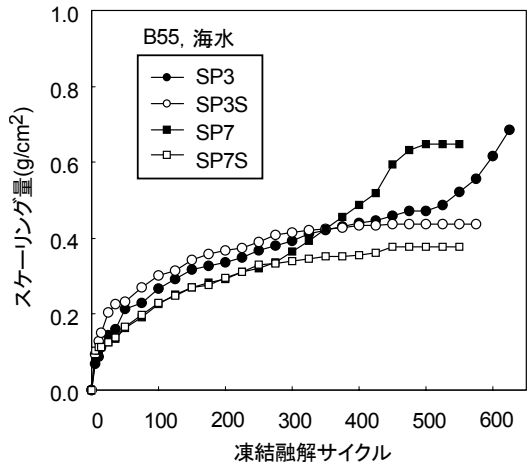


図-2.6.7　スケーリングに及ぼす海水養生の影響（B55，海水）

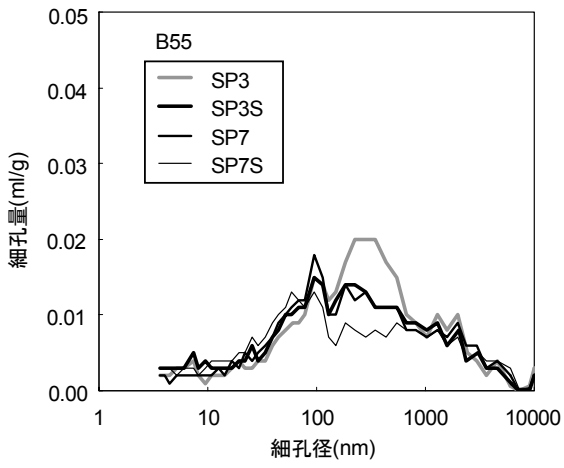


図-2.6.8　深さ 0～5㎜ の細孔分布に及ぼす海水養生の影響（B55）

海水養生による $Ca(OH)_2$ の溶出を抑える観点から基本的には淡水が望ましいと考えられる．

2.7　部位の影響（大型供試体）

図-2.7.1 と**図-2.7.2** に LP3（打設面），**図-2.7.3** と**図-2.7.4** に LS3（型枠面）のスケーリング量の測定結果を示す．なお， B55 の LP3 は 100 サイクルで組織の分析実験を行ったため（詳細は **2.9** で後述），100 サイクルで実験を終了している．LP3 のスケーリング量は水セメント比と概ね対応している．一方，LS3 は，水セメント比 35%においてあるサイクルからスケーリング量が急増する傾向が示された．この傾向は，前述した小型供試体の SB3 の実験結果に極めて類似している．

写真-2.7.1，**写真-2.7.2** に普通ポルトを用いた水セメント比 35%，55%の LS3 の 500 サイクル

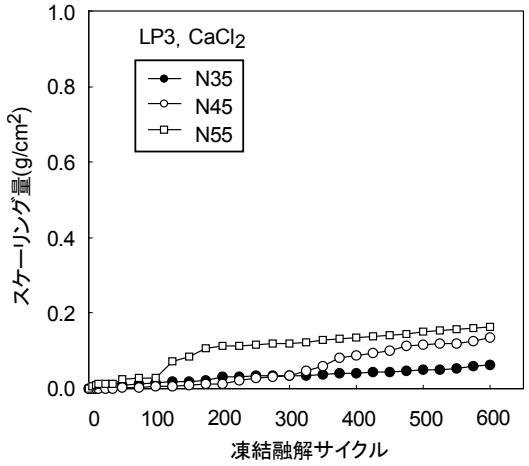


図-2.7.1　大型供試体打設面におけるスケーリング進行性（普通ポルト，$CaCl_2$）

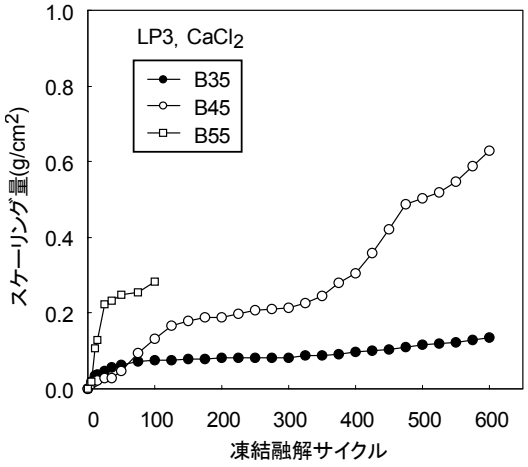


図-2.7.2　大型供試体打設面におけるスケーリング進行性（高炉 B 種，$CaCl_2$）

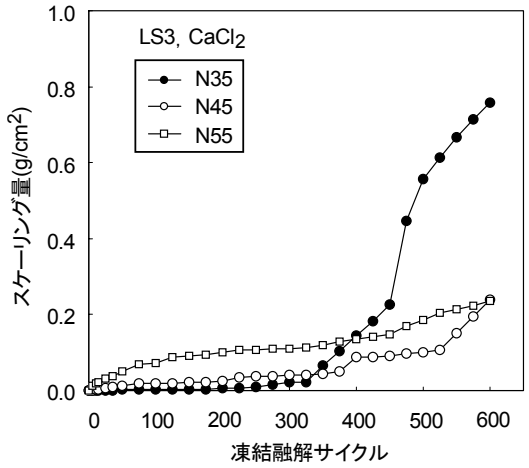


図-2.7.3　大型供試体型枠面におけるスケーリング進行性（普通ポルト，$CaCl_2$）

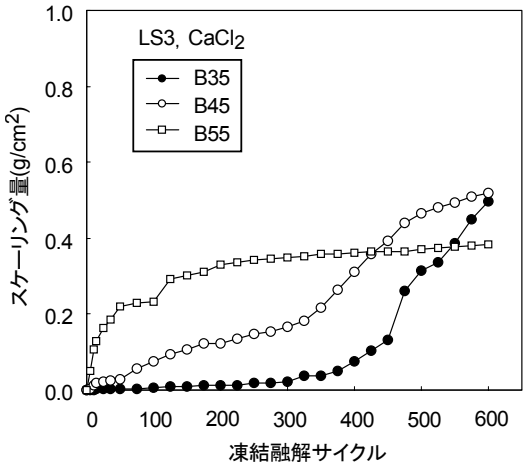


図-2.7.4　大型供試体型枠面におけるスケーリング進行性（高炉 B 種，$CaCl_2$）

の表面状況を示す．水セメント比 35%の LS3 の劣化形態は小型供試体の SB3（**写真-2.3.2**）とほぼ同じと評価できる．一方，水セメント比 55%は，小型供試体の SB3 は水セメント比 35%と同じ表面状況であった（**写真-2.3.3**）が，LS3 は初期サイクルからスケーリングが多くみられ，SB3 とは異なる劣化形態となっている．同様にスケーリング量が急増した高炉 B 種の水セメント比 35%（$CaCl_2$）の LS3 の表面状況の推移を**写真-2.7.3** に示す．ペーストが残存している部分に着目すると，**写真-2.7.1** に比べるとスケーリングの痕がやや多くみられる．これは，スケーリングとモルタルの粗塊の剥落が複合的に進行していることを示し，スケーリングが発生しやすい高炉 B 種の特徴が良く表れている．

図-2.7.5，**図-2.7.6** に水セメント比 35%，55%の LP3，LS3 の細孔分布を示す．図には **2.3** で示した普通ポルトを用いた小型供試体の SB3（水セメント比 35%と 55%）の細孔分布も合わせて図示した．各配合の LP3 と LS3 を比較すると，LS3 の方が細孔径が小さい領域へ分布がシフトしている傾向がみられる．なお，35% の LS3 は SB3 に似た形の分布を示したのに対し，55%の LS3 の分布は SB3 よりも大きく，SB3 と同程度の緻密化には至っていなかった．型枠面は打設時，小型供試体の底面における圧密に相当する側圧が作用する部位であるが，一方で側圧によって余剰

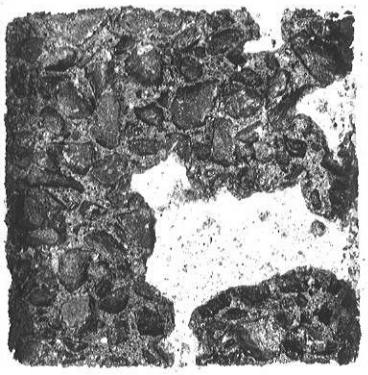


写真-2.7.1　N35，LS3 の 500 サイクルの表面状況（$CaCl_2$）

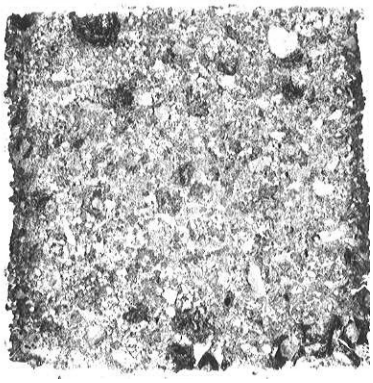


写真-2.7.2　N55，LS3 の 500 サイクルの表面状況（$CaCl_2$）

300 サイクル　　450 サイクル

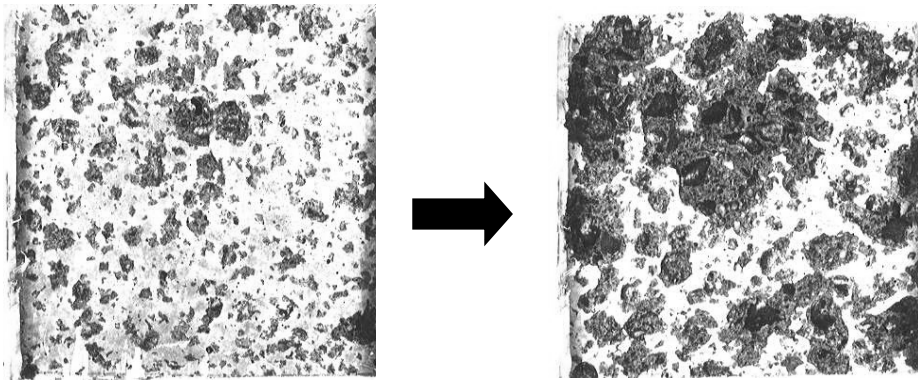


写真-2.7.3　表面状況の推移（B35，LS3，$CaCl_2$）

水が集まりやすい部位でもある［2-7-1］．水セメント比 55%の LS3（普通ポルト）は余剰水が多く集まり，小型供試体の SB3 ほどの強固な組織が形成されなかったことで，モルタルの粗塊の突発的な剥がれよりもスケーリングが主に発生する劣化形態を示したと考えられる．

2.8 実験水の種類の影響

図-2.8.1 は SP3 における $CaCl_2$ と海水，**図-2.8.2** は SP3 における $CaCl_2$ と NaCl のスケーリング量の測定結果をサイクルごとに対比させたものである．$CaCl_2$ と海水は 0～500 サイクル，$CaCl_2$ と NaCl は 0～100 サイクルのデータをプロットしている．本研究の範囲では，概ね 45°の直線上にデータがプロットされた．

打設後，試料を気中に静置せず，若材齢段階から継続的に実験水（塩水）に漬けた場合はコン

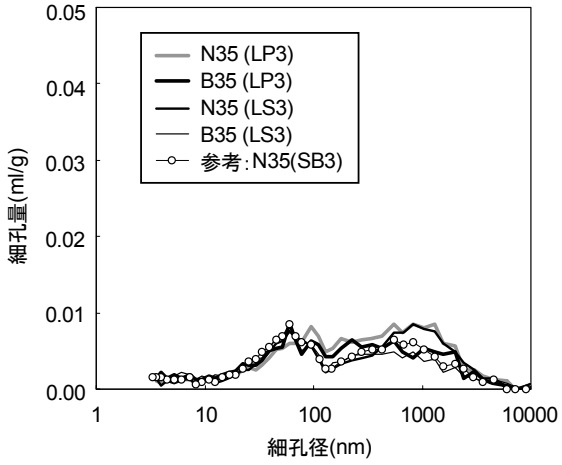


図-2.7.5　深さ 0～5㎜ の細孔分布
（大型供試体，水セメント比 35%）

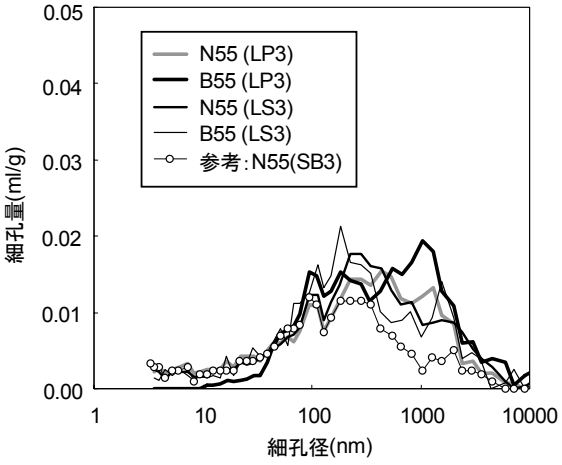


図-2.7.6　深さ 0～5㎜ の細孔分布
（大型供試体，水セメント比 55%）

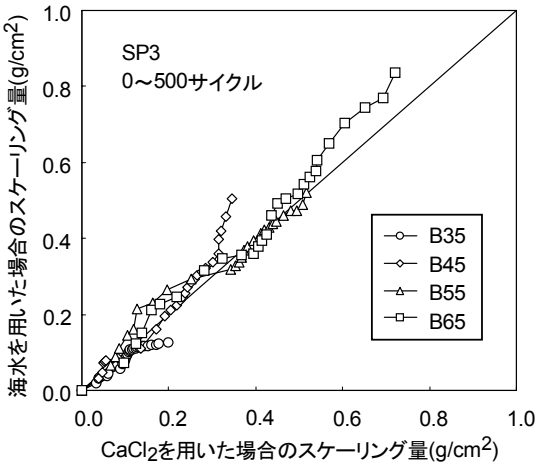


図-2.8.1　$CaCl_2$ と海水のスケーリング量の
関係（SP3，0～600 サイクル）

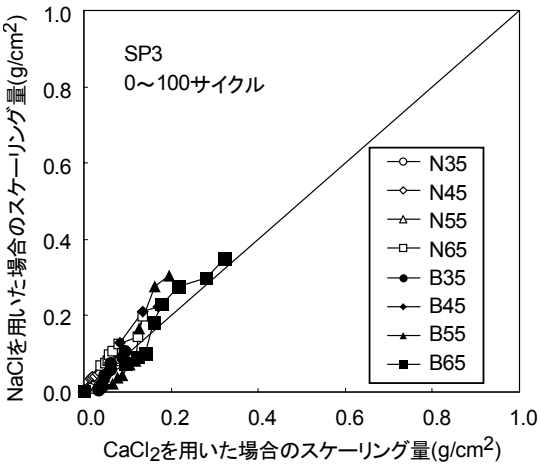


図-2.8.2　$CaCl_2$ と NaCl のスケーリング量の
関係（SP3，　0～100 サイクル）

クリート組織が化学的に変質し，スケーリングの進行に影響が及ぶ実験結果が報告されている［2-8-1］が，打設後，コンクリートを気中に静置して乾燥させた場合，$CaCl_2$（濃度 3%），NaCl（濃度 3%），海水のスケーリング量はあるサイクルまでは基本的に概ね同程度とみてよいことが実験的に示された．

2.9 凍結融解による細孔の変化

図-2.9.1 に B55 の $CaCl_2$ の LP3，**図-2.9.2** に B55 の NaCl の SP3 における 0 サイクルから 100 サイクルにかけての細孔分布の変化を調べた結果を示す．100 サイクル後の変化を調べたところ，0 サイクルに比べて約数 10nm 以下の細孔は増加，約数 10～1000nm の細孔は減少，約 1000nm 以上の細孔は微減もしくは変化が小さい傾向が示された．B55 の NaCl の SP3 については，さらに凍結融解を 600 サイクル与えて細孔の変化を調べてみた．その結果，**図-2.9.2** に示すように約数 10～1000nm の細孔がさらに減少していることが確認された．

鎌田は，セメント硬化体の耐凍害性は 750～7500Å（以下，75～750nm と記す）の細孔量と関係があることを報告している［2-9-1］．そこで，細孔径を 75nm 以下，75～750nm，750nm 以上の 3 領域に区分し，SP3 の実験水 NaCl の N35，N45，N55，N65，B35，B45，B55，B65 における各径の細孔量と 100 サイクルのスケーリング量の関係を調べた．**図-2.9.3** に結果を示す．ややばらつきはあるが，スケーリング量は 75～750nm と 750nm 以上，換言すると 75nm 以上の細孔量が多いほど多い傾向が示された．$CaCl_2$ と NaCl における 100 サイクルのスケーリング量が同じであった**図-2.8.2** の結果より，$CaCl_2$ の場合も傾向は同じであることは明白である．

次に，NaCl の SP3 において，100 サイクル後の各径の細孔の増減量と 100 サイクルのスケーリング量の関係を調べた．**図-2.9.4** に結果を示す．マイナスは減少を表す．スケーリング量が多い

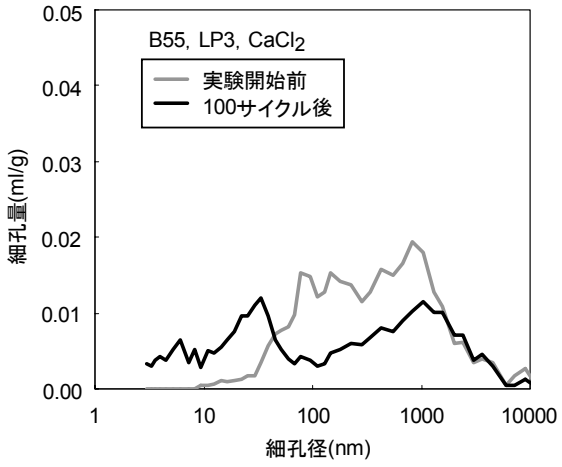


図-2.9.1　細孔分布の経時的変化
（B55，LP3，$CaCl_2$）

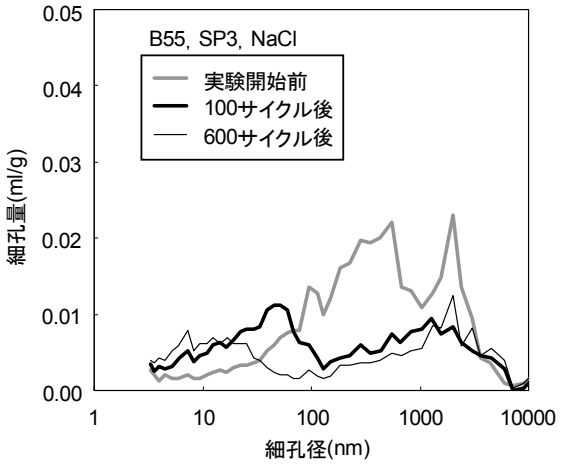
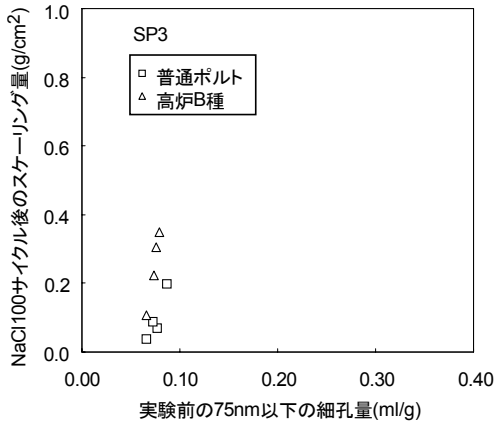
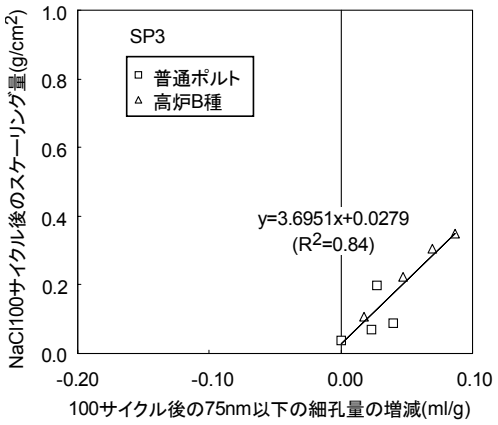


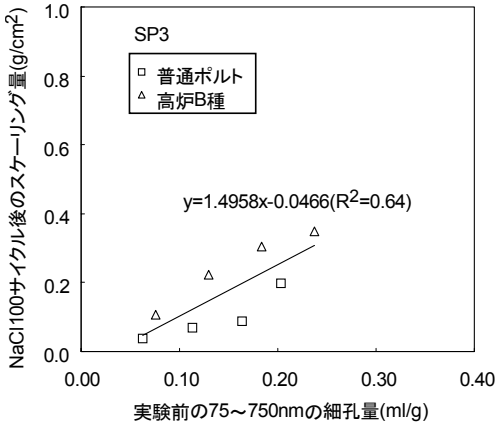
図-2.9.2　細孔分布の経時的変化
（B55，SP3，NaCl）

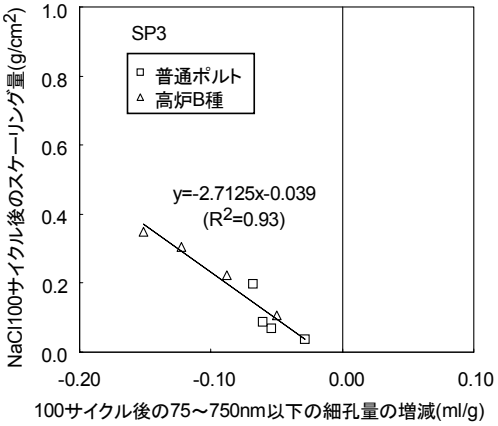
コンクリートほど 75nm 以下の細孔量は増加し，75～750nm の細孔量は減少していることが示された．750nm 以上の細孔量は全体的に減少傾向にあったものの，スケーリング量との明確な相関はみられなかった．

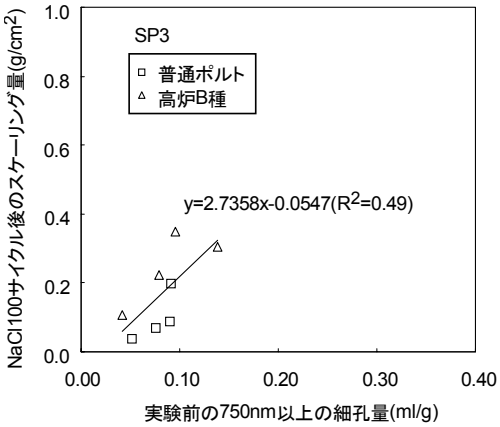
図-2.9.5 は，凍結融解実験前における深さ 0～5mm と深さ 50～55mm の各径の細孔量を比較し











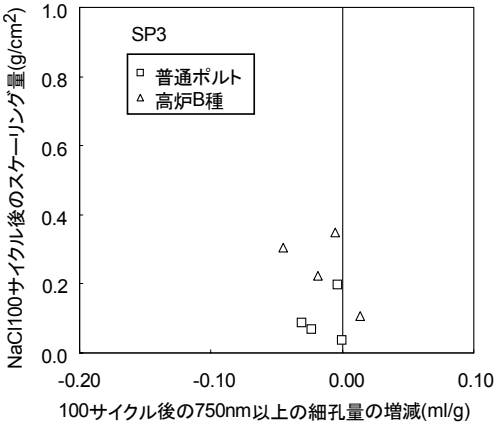


図-2.9.3　各径の細孔量と 100 サイクルのスケーリング量(NaCl, SP3)の関係

図-2.9.4　100 サイクル後の細孔の変化量とスケーリング量(NaCl, SP3)の関係

たものである．75nm 以下の細孔は表層より内部の方が多く，逆に 75～750nm の細孔は内部より表層の方が多いことがわかった．スケーリングによって 75～750nm の細孔を多く含む表層が欠損し，表層より 75nm 以下の細孔を多く含む表層直下の内部組織が露出したことで，**図-2.9.4** のような結果が示されたようにも思われるが，表層と内部における 75nm 以下の細孔差は約 0.05ml/g で，細孔の最大増加量である約 0.10ml/g を下回っている．このことは，表層の欠損以外の現象も凍結融解による細孔の増減に関与していることを示している．山下は，凍結融解前後の細孔の変化は，凍結融解による組織破壊と，材齢の進行に伴う細孔減少の影響の 2 つを考える必要があると述べている［2-9-2］．このことから，材齢の進行に伴う水和反応による 75～750nm の細孔の縮小によって，75nm 以下の細孔が増加していることが考えられる．これらの傾向はスケーリング量が多いコンクリートにおいて顕著に表れていた．これはスケーリング量が少ないコンクリートは組織が十分緻密化されており，材齢の進行による水和は細孔分布を大きく変える程のものではなかったためであろう．750nm 以上に関しては差が小さかったものの，内部よりも表層の方が細孔はやや多い 75～750nm と同様の傾向が概ね見受けられた．

これらは NaCl を用いた場合の結果であるが，細孔の変化の特徴は $CaCl_2$，NaCl とも同じであり

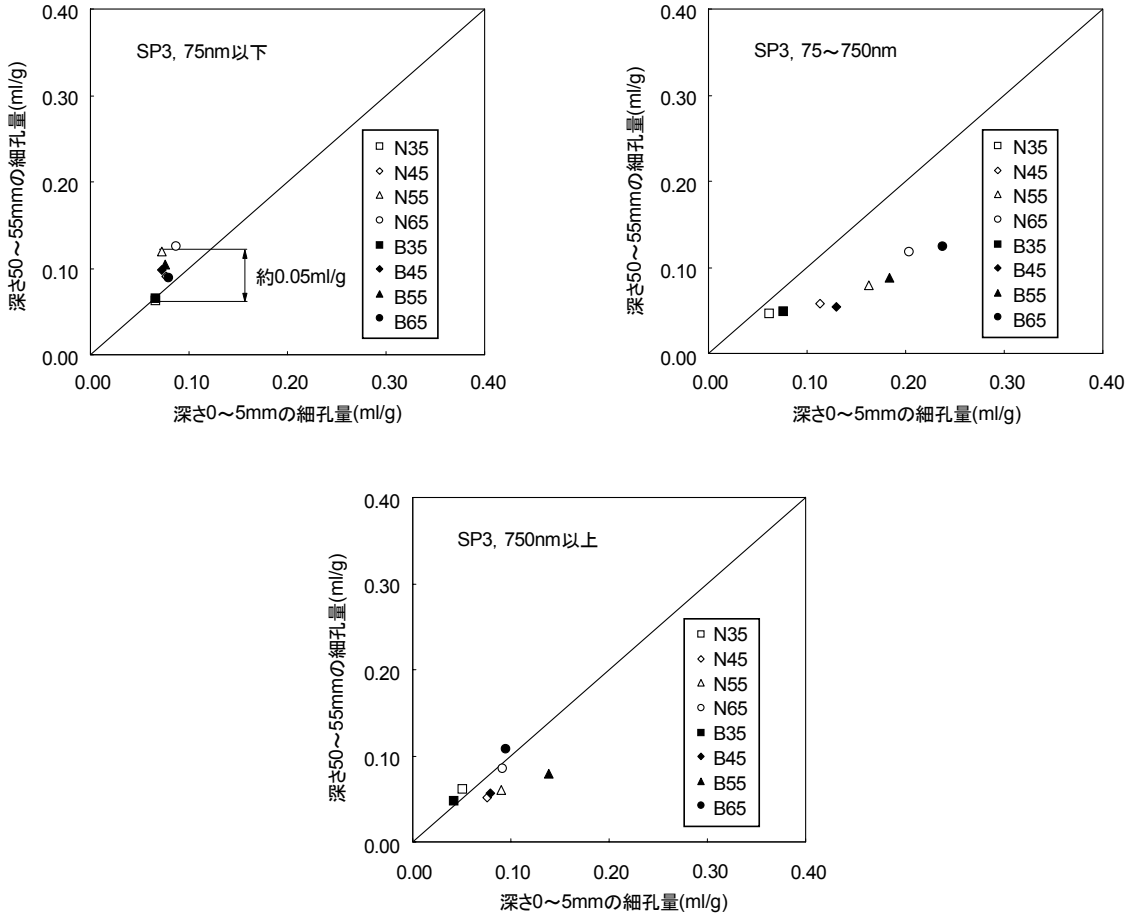


図-2.9.5　深さ 0～5㎜ と深さ 50～55㎜ における各径の細孔量の関係

（図-2.9.1 と図-2.9.2），$CaCl_2$ においても基本的に同様のことが言える．

本研究の範囲では，毛細管空隙に相当する 75～750nm の細孔量は凍結融解によって減少する結果が示された．このことは，耐凍害性を細孔量により照査する場合，凍結融解を受けた後ではなく，受ける前の試料の細孔量で照査しなければ適切な評価は行えないことを示している．

2.10　スケーリングの抑制に効果的な配合条件

本章で得た実験データの範囲でスケーリングの抑制に効果的な配合条件について整理を試みる．

2.10.1　断面欠損抑制を要求性能とする場合

はじめに，図-2.10.1 に示すようにスケーリング量と最大スケーリング深さの関係を整理する．この図には第 2 章で取得した全データを一括プロットしている．型枠面と底面は劣化形態がほぼ類似的であったため，一つの図にまとめて整理することとした．

打設面をみると，普通ポルトに比べて高炉 B 種の方がスケーリング量の増加量に対する最大スケーリング深さの増加量は小さいことがわかる．これは **2.4** で述べたように，高炉 B 種の方が面

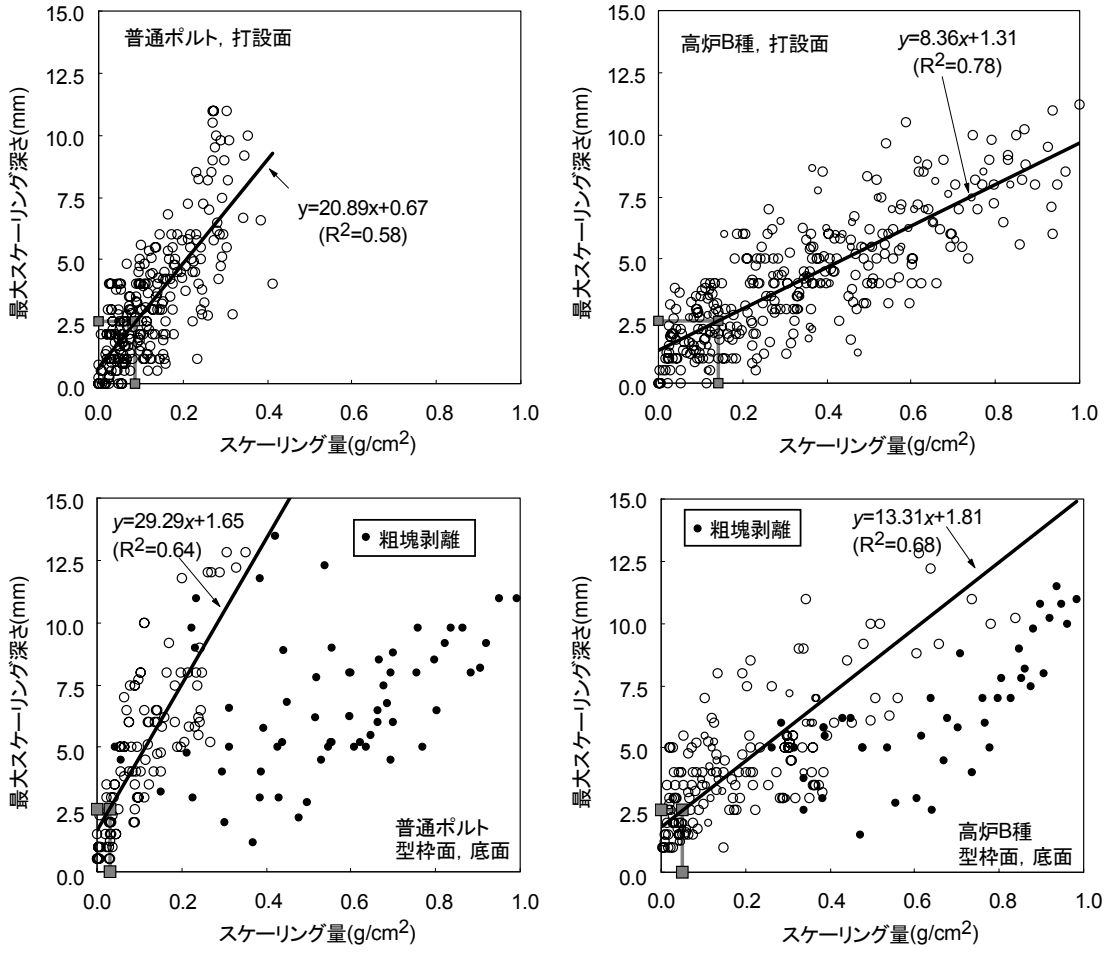


図-2.10.1　スケーリング量と最大スケーリング深さの関係

的広範に実験面がスケーリングしていることを表し，スケーリングの形態がセメントの種類によって異なることを示している．一方，型枠面と底面は一部の供試体でモルタルの粗塊の剥がれが発生した（黒塗りのプロットで表示）関係で，打設面に比べるとデータのばらつきは大きい結果となった．ここでは黒塗りのプロットは除外し，スケーリングのデータのみを抽出して回帰線を引いた．

土木学会の自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針(案)は，粗骨材の剥落が生じない最小粗骨材寸法の 1/2 にあたる 2.5mm を凍害による欠損深さの判定基準として提案している［2-10-1］．そこで最大スケーリング深さの許容上限値を 2.5mm と仮定し，回帰式からスケーリング量の許容上限値の算出を行った．その結果，普通ポルトは打設面が 0.09g/cm^2 で型枠面および底面が 0.03g/cm^2，高炉 B 種は打設面が 0.14g/cm^2 で型枠面が 0.05g/cm^2 となった．

次に，スケーリングと密接な関係にある深さ 0～5mm の 75nm 以上の細孔量（0 サイクルの値）とスケーリング量の関係を整理する．**図-2.10.2** に結果を示す．この図では，スケーリング量は 300 サイクルの値を用いている．300 サイクル到達前にモルタルの粗塊の剥がれが発生したシリーズは，剥がれが発生する直前のサイクルのスケーリング量を「参考値」として示した．無論，回

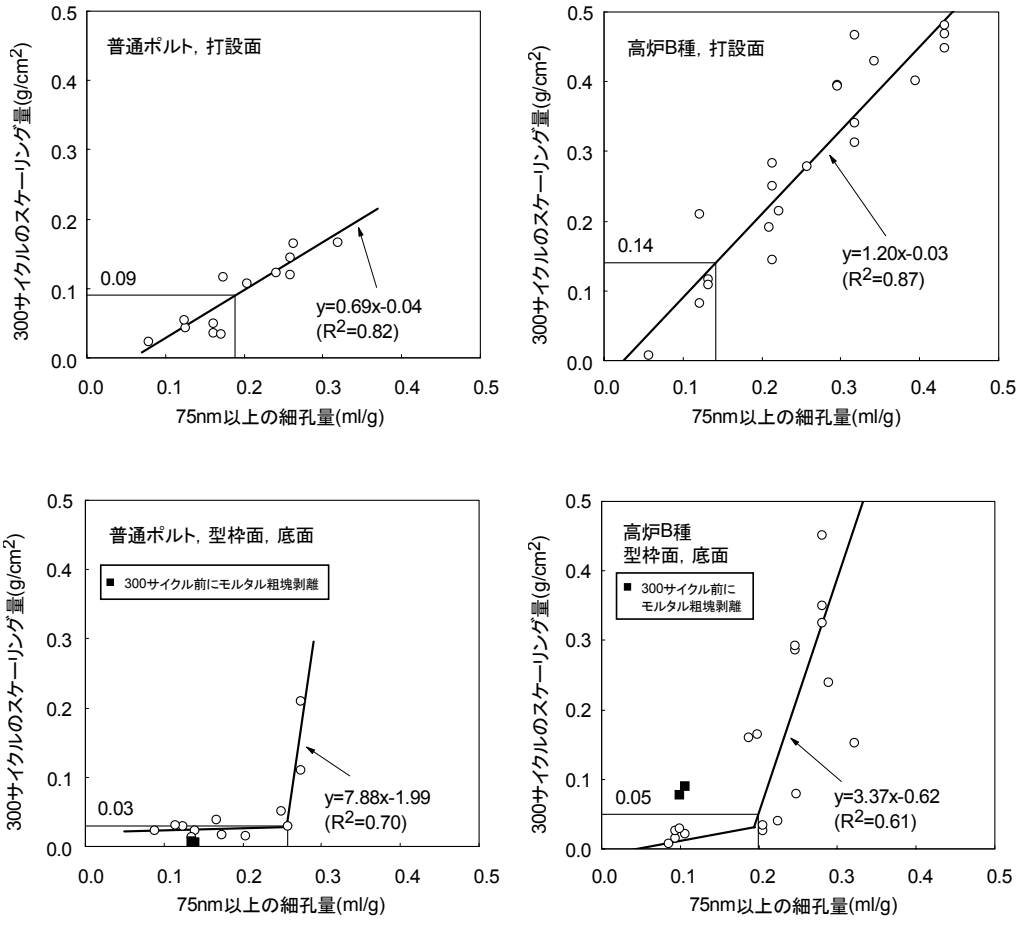


図-2.10.2　75nm 以上の細孔量と 300 サイクルのスケーリング量の関係

帰式には反映させていない．図より，300 サイクルにおけるスケーリング量を許容上限値以下に抑えるのに要求される 75nm 以上の細孔量は，普通ポルトの場合は打設面が 0.19ml/g 以下で型枠面と底面が 0.26ml/g 以下，高炉 B 種の場合は打設面が 0.14ml/g 以下で型枠面と底面が 0.20ml/g 以下となった．ブリーディングの影響を受けやすい打設面と，スケーリングが進行しやすい高炉 B 種では，細孔の許容値を厳しく設定する必要があることが示された．

図-2.10.2 ではスケーリング量は 300 サイクルの値をプロットしたが，さらに 100，200，400，500，600 サイクルのスケーリング量と 75nm 以上の細孔量の関係についても調べ，各サイクルの回帰式を集めて 75nm 以上の細孔量とサイクルとスケーリング量の関係を表す 3 次元グラフを作成してみた．**図-2.10.3** にそのグラフを示す．型枠面と底面は 75nm 以上の細孔量の最大値が 0.3ml/g 前後であったため，途中でグラフを打ち切っている．また，モルタルの粗塊の剥がれが発生したシリーズは，剥がれが顕在化する前のデータは回帰式に反映させ，顕在化した後のデータは反映させていない．ここで，**図-2.10.3** のグラフを，スケーリング量の許容上限値（普通ポル

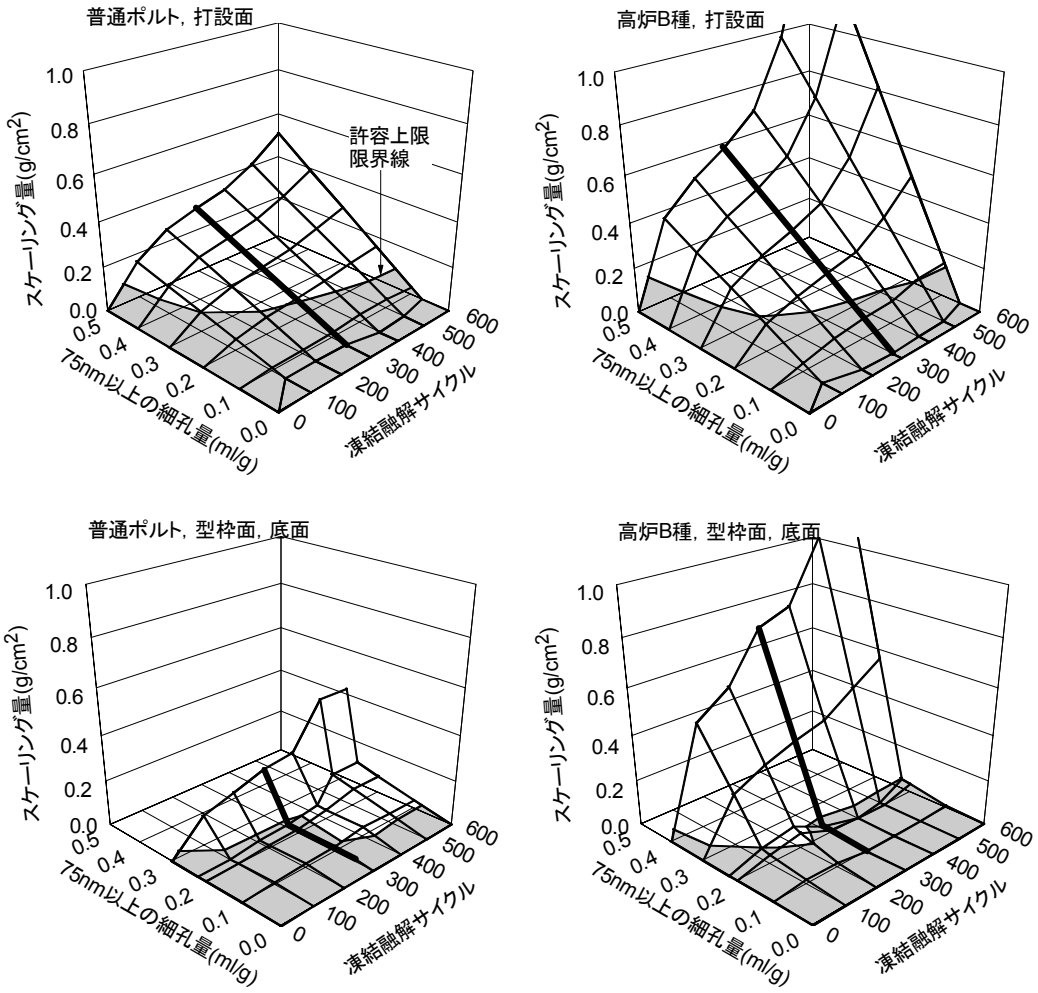


図-2.10.3　75nm 以上の細孔量と凍結融解サイクルとスケーリング量の関係（300 サイクルの太線は図-2.10.2 と同じ，塗りつぶした部分は許容上限値以下に収まる範囲）

トの打設面：0.09g/cm^2，普通ポルトの型枠面･底面：0.03g/cm^2，高炉 B 種の打設面：0.14g/cm^2，高炉 B 種の型枠面･底面：0.05g/cm^2）で「切断」し，その際に得られる「切断面」を**図-2.10.4** に示す．グレー色で塗り潰した領域は，スケーリング量が許容上限値以下に収まる範囲を示している．打設面は，75nm 以上の細孔量を減少させることでスケーリング量が許容上限値に達するまでの期間（サイクル）を延ばすことができることが示された．また，より大きな効果を期待するには 75nm 以上の細孔量を 0.2ml/g 以下まで減少させる必要があることと，0.1ml/g まで減少させると極めて高い効果が期待されることも合わせて確認された．型枠面と底面は，モルタルの粗塊の剥がれが発生したら，その都度，データを回帰式から除外させる対応をとっている関係で「断面図」はやや歪んでいるが，75nm 以上の細孔量が 0.2ml/g 以下になるとスケーリングの進行は大きく遅延化する傾向にあり，0.2ml/g 以下まで減少させることで高い効果が得られることがわかった．

これらの結果をもとに，最大スケーリング深さが 2.5mm 以下に留まることが大きく期待される水セメント比について整理すると，以下のようになる．

図-2.10.5 に，水セメント比と深さ 0～5mm の 75nm 以上の細孔量の関係を示す．ここでは，現場の施工条件に比較的近い養生 3 日の供試体（打設面：SP3，型枠面：LS3，底面：SB3）のデー

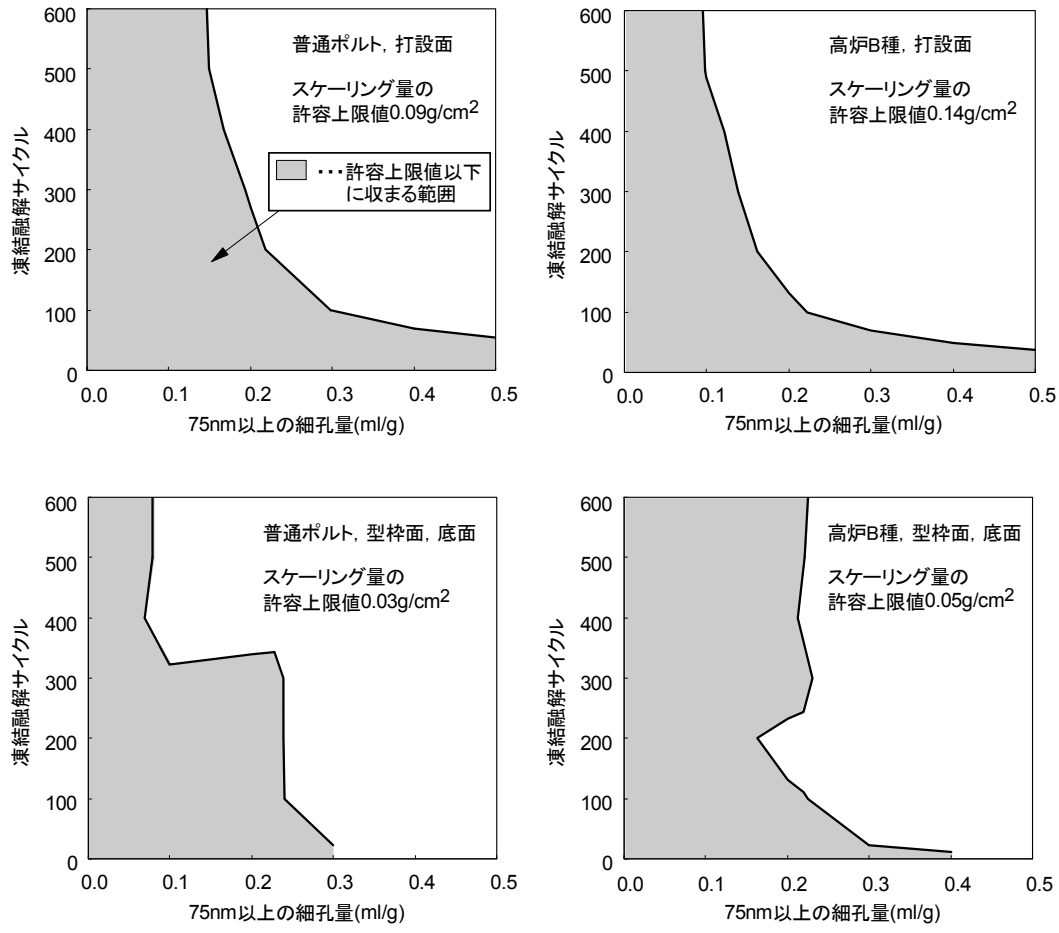


図-2.10.4　スケーリング量を許容上限値以下に抑えるのに必要な品質条件（75nm 以上の細孔量）

タを代表して用いた．凍結融解作用面が打設面の場合，スケーリングを長期的に抑制するには75nm 以上の細孔量を 0.1ml/g 以下まで減少させることが求められ，水セメント比は普通ポルトの場合は 30%以下，高炉 B 種は 32%以下に設定する必要がある．また，細孔量が 0.2ml/g を越えるとスケーリングの抑制効果は大きく減少する．このため，普通ポルトでは水セメント比は 49%，高炉 B 種は 44%を超えぬよう留意する必要がある．一方，型枠面と底面は，細孔量を 0.2ml/g 以下まで減少させることが望ましく，水セメント比は普通ポルトは型枠面が 47%以下で底面は 60%以下，高炉 B 種は型枠面が 46%以下で底面は 52%以下に抑えることが求められる．底面の水セメント比が大きめに設定されたのはフレッシュ時に作用する圧密の効果が大きいこと，打設面の水セメント比が厳しく設定されたのはブリーディングの影響が勘案されたことによる．

以上のことから，空気量が適正に管理されている（4.5～6.5%）ことを前提条件に最大スケーリング深さが 2.5mm 以下に留まることが期待される水セメント比を決定するフローは**図-2.10.6** のようにまとめることができる．

2.10.2 美観保持を要求性能とする場合

スケーリングはコンクリートの断面欠損のみならず，構造物の美観にも影響を与える．そこで，美観に及ぼすスケーリングの影響について調べた．**図-2.10.7** に**表-2.2.3** で示した目視評価とスケーリング量の測定結果をサイクルごとに整理したものを示す．なお，この図は供試体 3 個の平均ではなく，供試体個々の実測値をプロットしたものである．普通ポルトの打設面は粗骨材の全面露出に至らなかったため，目視評価は 3 点以下に留まった．いずれも概ね右肩上がりの分布を呈してはいるが，目視評価が同じでもスケーリング量が大きく離散しているケースが多く，中に

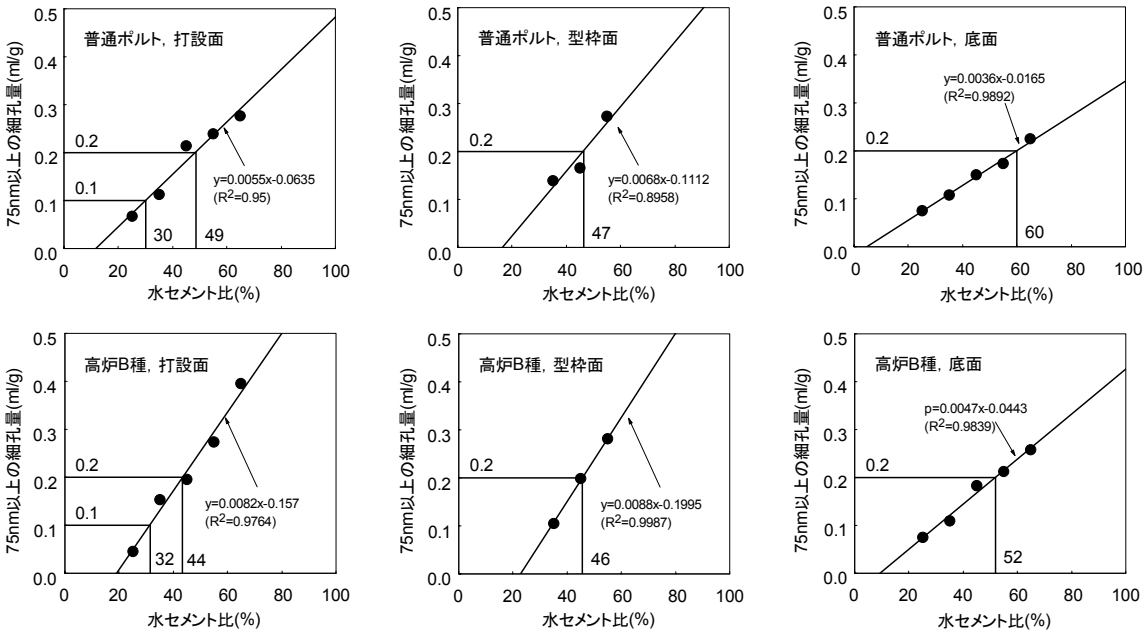


図-2.10.5 水セメント比と 75nm 以上の細孔量の関係（SP3，LS3，SB3）

はスケーリング量は僅かでも目視評価が 3 点と大きいケースもあるなど，ばらつきは非常に大きい．これは，目視の評価点が 0，1，2，3，4，5 の 6 種類しかないことに加え，評価が測定者の感性に大きく左右されることが挙げられる．

日本コンクリート工学協会北海道支部「凍害と耐久性設計研究委員会」は，凍害における美観の要求性能を「構造物の安全性に対する“心理的な不安”を人に与えないこと」と定義し，景観性と安心感の 2 つが要求される一方で，不安感は人によって異なり，個人の主観に大きく依存することから美観を定量的に評価することは極めて難しく，どのくらいの人が変状に気づくか気づかないかといった客観的な評価方法が望ましいこと，また，部材の間近まで行ける場合は美観を

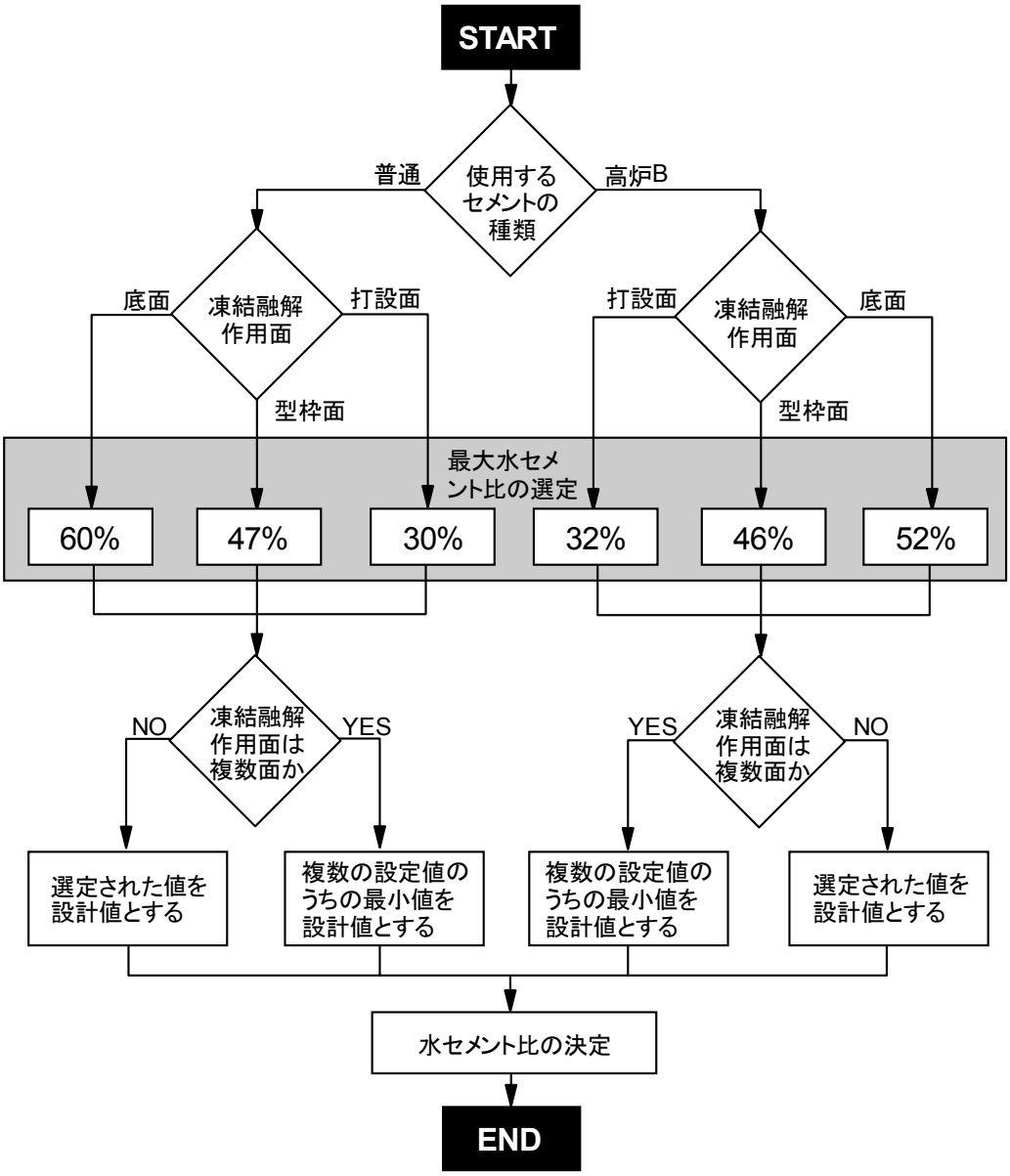


図-2.10.6　第 2 章で得た成果の範囲でまとめた最大スケーリング深さが 2.5㎜ 以下に留まることが期待される水セメント比の決定フロー

厳しく管理する（凍害の発生そのものを許さない）必要もあり得ると述べている［2-10-2］．後者の場合は目視評価 0 点すなわちスケーリング量を 0.0g/cm^2 に抑えることが要求される．

図-2.10.6 のフローはスケーリングの最大深さを 2.5mm 以下に抑える要求性能を満足させることを前提に作成したものであり，スケーリングの発生をより厳しく抑える場合は水セメント比をさらに厳しく設定する，もしくは補助工法を併用するなどの対応をとる必要がある．

2.11 細孔量の影響の定量的評価

図-2.10.5 に着目すると，水セメント比と実験開始時の 75nm 以上の細孔量はいずれの実験面も比例関係にあることがわかる．このことから，凍結融解作用前の 75nm 以上の細孔量(ml/g)を V_{75} で定義すると，式(2.3.2)，式(2.4.1)，**図-2.3.4～図-2.3.6**，**図-2.4.3～図-2.4.4** で示した方法にならうと，*W/C* を V_{75} に置き換えた以下の式で細孔量の影響を整理できるように考えられる．

$$\begin{cases} \gamma_{v75} = \left(a\left[\dfrac{cyc}{A}\right] + b \right)\left(\dfrac{V_{75}}{B}\right) + c\left(\dfrac{cyc}{A}\right) + d \\ SC = fe^{g\log\gamma_{v75}} \end{cases} \tag{2.11.1}$$

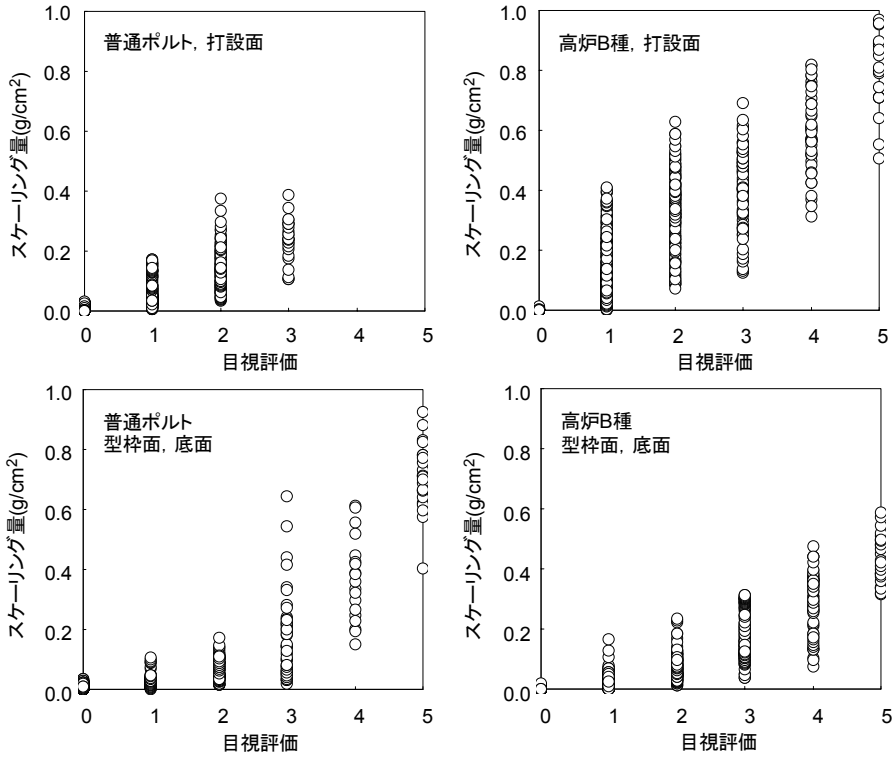


図-2.10.7　目視評価とスケーリング量の関係

ここに，γ_{v75} は 75nm 以上の細孔量によって定まるスケーリングの進行性を表す指標値である．

そこで，式(2.3.2)，式(2.4.1)を導出した解析方法と同じ手順で，**図-2.10.3** に示したグラフの解析を試みた．なお，型枠面と底面に関しては，細孔量が 0.20ml/g より大きい領域で規則的な変化がみられたため，細孔量 0.20ml/g 以上のデータを解析の対象とした．

表-2.11.1 に解析により得られた各係数 a，b，c，d，f，g，A，B の値，**図-2.11.1** に $\log\gamma_{v75}$ と

表-2.11.1　解析の結果

	a	b※	c※※	d※	f	g	A	B	相関係数 R^2
普通，打設面	0.77	0.55	-0.21	-0.30	0.09	2.11	261	0.21	0.7054
普通，型枠面	1.65	8.62	-0.75	-8.47	0.05	2.32	261	0.25	0.9396
普通，底面	0.48	-0.01	0.05	-0.09	0.05	2.26	261	0.25	0.8768
高炉 B，打設面	0.63	0.41	-0.04	-0.12	0.30	2.73	261	0.26	0.7674
高炉 B，型枠面	1.70	1.05	-1.12	0.03	0.22	1.33	261	0.26	0.8149
高炉 B，底面	1.78	0.06	-1.22	-0.002	0.12	2.17	261	0.26	0.8459

※　解析により得られる回帰線の切片は，スケーリング量によって正の値となる場合，負の値となる場合の両方があり得るため，b，d の符号は必ずしも同じになるとは限らない

※※　c は a（スケーリングに及ぼす細孔量の影響の強さの経時変化を表す係数）の増加に連動して減少するため，原則的には負の符号となるが，普通の底面はスケーリング量が極めて少なく，他のシリーズのような経時的にスケーリング量が増加する明確な傾向が示されなかったため，ほぼゼロに近い値となった（解析上は異なる記号が表示された）

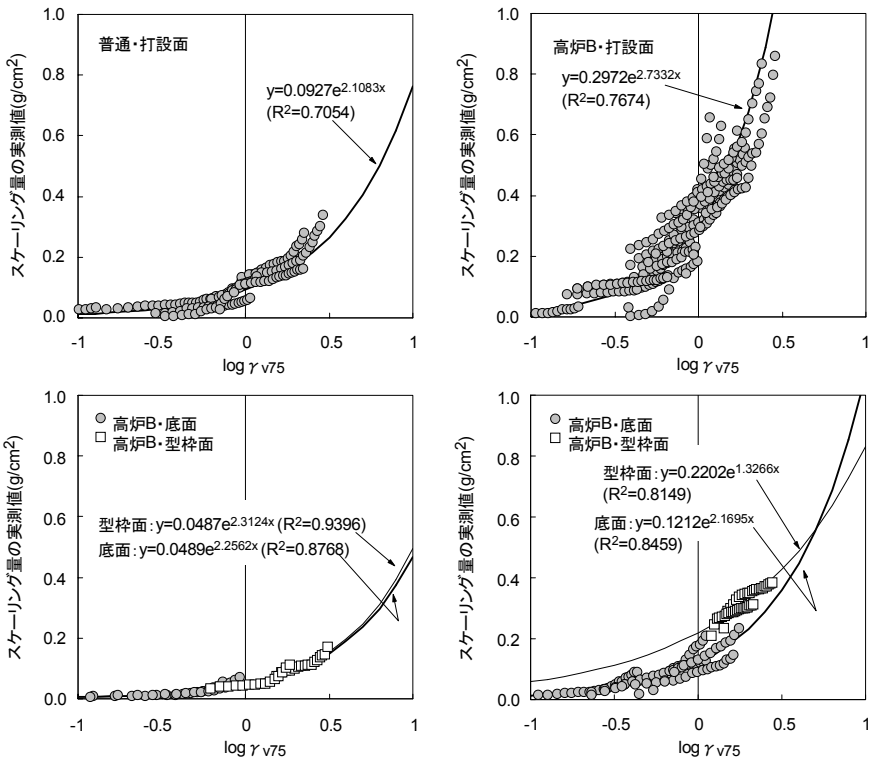


図-2.11.1　$\log\gamma_{v75}$ とスケーリング量の関係（底面と型枠面は細孔量 0.20ml/g 以上を対象）

スケーリング量の実測値の関係を示す．データは概ね回帰線に沿ってプロットされる結果となった．**図-2.11.2** にも示すようにスケーリング量の計算値と実測値は概ね対応しており，実験開始時の 75nm 以上の細孔量からある一定の精度でスケーリングの進行性を評価できることがわかった．

2.12 まとめ

第 2 章では，スケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響について整理を行った．ここでは水セメント比, セメントの種類, 空気量, 養生日数, 実験面の種類などを実験パラメータに ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験を行い，コンクリートの品質の影響の評価を行った．さらに，スケーリングの抑制に効果的な配合条件に関する考察も行った．本研究の範囲で得られた結果をまとめると，以下の通りとなる．

1) スケーリングに及ぼす水セメント比の影響は大きい. 水セメント比(%)を *W/C*, サイクルを *cyc*, スケーリング量(g/cm^2)を *SC* で定義すると，終局に至る直前までのスケーリングの進行性は次式で評価できる．なお，γ_w はスケーリングの進行性を表す指標値，*a*，*b*，*c*，*d*，*f*，*g* は実験条件によって定まる係数，*A*，*B* は変数である *cyc* および *W/C* を無次元化させるための係数である．

$$\begin{cases} \gamma_w = \left(a\left[\dfrac{cyc}{A}\right] + b \right)\left(\dfrac{W/C}{B}\right) + c\left(\dfrac{cyc}{A}\right) + d \\ SC = fe^{g\log\gamma_w} \end{cases}$$

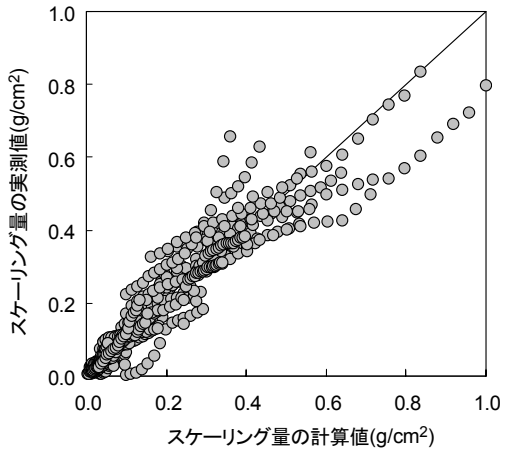


図-2.11.2　スケーリング量の計算値と実測値の関係（全てのセメント・部位のデータ）

2) 凍結融解作用面が底面の場合，スケーリング量は打設面に比べると極めて小さい．これは，硬化前の圧密作用によって局部的に強固化した深さ 0～1mm の薄層がスケーリングを抑制する保護層の役割を果たしたことによる．

3) 水セメント比が同じ場合，普通ポルトに比べて高炉 B 種の方が多くスケーリングする傾向にあった．EPMA 画像および数値解析などの結果から，これは凍結余剰水の流動挙動の阻害に及ぼす混和材（高炉スラグ）の影響が一因に考えられた．

4) 空気量 4.5～6.5%の範囲においては，空気量の増加によるスケーリング抑制の効果はさほど変わらない．これは，空気量の増加は凍結水圧の緩和以外に，細孔構造を粗くするマイナスの作用もコンクリートに与えるためである．

5) 湿潤養生はスケーリングの抑制に効果的である．その際に使用する養生水は淡水を用いることが望ましい．

6) 水セメント比が小さい場合，大型供試体の型枠面と小型供試体の底面は同じ劣化形態を示しやすい．

7) 凍結融解作用を与える前にコンクリートを気中に静置して乾燥させた場合，$CaCl_2$（濃度 3%），NaCl（濃度 3%），海水のスケーリング量はあるサイクルまでは基本的に概ね同程度の値を示す．

8) スケーリング量は，深さ 0～5mm における凍結融解作用前の 75nm 以上の細孔量と密接な関係にあった．この細孔量を V_{75} (ml/g)とすると，スケーリング量は 1)の W/C を V_{75}，γ_w を γ_{v75} に置き換えた次式により計算・予測することができる．高いスケーリング抑制効果を期待するには，凍結融解作用面が打設面の場合は細孔量を 0.1ml/g 以下，型枠面・底面は 0.2ml/g 以下まで小さくする必要がある．

$$\begin{cases} \gamma_{v75} = \left(a\left[\dfrac{cyc}{A}\right] + b \right)\left(\dfrac{V_{75}}{B}\right) + c\left(\dfrac{cyc}{A}\right) + d \\ \\ SC = fe^{g\log\gamma_{v75}} \end{cases}$$

9) 最大スケーリング深さが 2.5mm 以下に留まることを期待する場合，普通ポルトであれば，凍結融解作用面が打設面なら水セメント比は 30%以下，型枠面なら 47%以下，底面なら 60%以下，一方，高炉 B 種であれば打設面なら 32%以下，型枠面なら 46%以下，底面なら 52%以下で設計することが望ましい．

10) 美観保持を要求性能とする場合は水セメント比を前述 9)よりも更に厳しく設定する対応が求められる．

第 2 章の参考文献

[2-1-1] 坂ノ上宏，牛島栄，笠井英志，清水正弘：コンクリート製品の空気量および凍結融解抵抗性に及ぼす影響　その 2　硬化後の空気量測定および凍結融解試験，土木学会第 58 回年次学術講演会概要集，pp.409-410，2003.9

[2-1-2] 鎌田英治:セメント硬化体の微細構造とコンクリートの凍害, コンクリート工学, Vol.19, No.11，pp.36-42，1981.11

[2-1-3] 永倉正：コンクリートの配合諸条件が凍結抵抗性におよぼす影響に関する基礎的研究，土木学会論文集，第 98 号，pp.15-25，1963.10

[2-1-4] 山田有一，増田和機：フライアッシュ，最近のコンクリート用混和材/2.1，コンクリート工学，Vol.26，No.4，pp.14-18，1988.4

[2-1-5] 米倉亜州夫:シリカフューム, 最近のコンクリート用混和材/2.2, コンクリート工学, Vol.26, No.4，pp.19-24，1988.4

[2-1-6] 国府勝郎:高炉スラグ微粉末, 最近のコンクリート用混和材/2.3, コンクリート工学, Vol.26, No.4，pp.25-31，1988.4

[2-2-1] 土木学会：平成 8 年制定　コンクリート標準示方書［施工編］，p.65，1996.4

[2-2-2] 北海道開発局，(社)北海道開発技術センター：コンクリート設計施工要領，p.72，1990.7

[2-2-3] American Society for Testing and Materials：Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals

[2-2-4] 北海道開発局港湾部港湾建設課，寒地港湾技術研究センター：海洋環境下におけるコンクリートの耐久性向上技術検討業務報告書，資 1-10，2000.3

[2-2-5] 月永洋一，庄谷征美，原忠勝:塩化物が作用したコンクリートの凍害劣化に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.47，pp.468-473，1993.

[2-3-1] 羽原俊祐：コンクリートの構造とその物性，わかりやすいセメント科学 No.9，pp.78-84，セメント協会，1993.

[2-3-2] 鎌田英治:凍害のメカニズムと耐凍害性試験，セメント・コンクリート化学とその応用，No.4〈凍結融解抵抗性〉，pp.20-27，セメント協会，1987.8

[2-3-3] 田代忠一:セメント硬化体中の水分，硬化コンクリート中の水分の役割/2，コンクリート工学，Vol.32，No.9，pp.12-15，1994.

[2-3-4] 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書［維持管理編］，2008.6

[2-3-5] 権代由範，庄谷征美，月永洋一，子田康弘：塩化物環境下におけるスケーリング抵抗性の評価試験法に関する基礎的研究, コンクリート工学論文集, 第 20 巻, 第 1 号, pp.59-70, 2009.1

[2-3-6] 群馬大学 HP（http://aoki2.si.gunma-u.ac.jp/lecture/stats-by-excel/vba/html/oresen-kaiki.html）

[2-3-7] 加藤佳孝：骨材ーペースト界面に形成される遷移帯の形成メカニズムとそのモデル化に関する研究，コンクリート工学，Vol.37，No.5，pp.53-56，1999.5

[2-4-1] 佐伯昇，藤田嘉夫：混合セメントを用いた沿岸コンクリートの耐凍害性，セメント・コンクリート，No.432，pp.2-9，1983.2

[2-4-2] 鮎田耕一，桜井宏，日下陽一郎：寒冷地海洋暴露コンクリートの剥離抵抗性評価，第 49 回セメント技術大会講演集，pp.780-785，1985.

[2-4-3] 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.186，1999.

[2-4-4] 松永篤，伊藤智章，松嶋信行，岡林茂生：フライアッシュを多量使用したコンクリートの諸性質，宇部三菱セメント研究報告，No.2，pp.24-33，2001.

[2-4-5] Whiting, D. : Deicer Scaling Resistance of Lean Concretes Containing Fly Ash, *Special Publication. American Concrete Institute*, SP-114, Vol.1, pp.349-372, 1989.

[2-4-6] Talbot, C., Pigeon, M. and Marchand, J. : Influence of Fly Ash and Slag on Deicer Salt Scaling Resistance of Concrete, *Special Publication. American Concrete Institute*, SP-192, Vol.2, pp.645-657, 2000.

[2-4-7] 参考文献［1-3-8］

[2-5-1] 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」，pp.65-67，技報堂，1988.

[2-5-2] Lee, H.-K., Sohn, Y.-S., Lee, S.-H., Kim, G.-Y. and Kim, M.-H. : Influence of Water-Binder Ratio And Binder Type on Frost Durability of Concrete, *The 5th Concrete Under Severe Conditions Environment & Loading*, pp.695-700, 2007.6

[2-5-3] 三浦律彦，芳賀孝成，中根淳：空気量，気泡分布，細孔分布が高強度コンクリートの耐凍結融解性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.12，No.1，pp.679-684，1990.

[2-6-1] 伊代田岳史，魚本健人：若材齢時に連続乾燥を受けるセメント硬化体の水和進行と内部水分量，セメント・コンクリート論文集，No.54，pp.167-173，2000.

[2-6-2] 参考文献［1-3-12］

[2-7-1] 参考文献［2-4-3］，p.160

[2-8-1] 参考文献［1-3-12］

[2-9-1] 参考文献［2-1-2］

[2-9-2] 参考文献［1-1-7］，pp.65-67

[2-10-1] 土木学会：自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針(案)ー新世代交通システム用構造物への試みー，コンクリートライブラリー105，pp.332-333，2001.

[2-10-2] 日本コンクリート工学協会北海道支部：凍害と耐久性設計研究委員会報告書，2008.10

第 3 章

実構造物での品質の影響の検証および評価

第 3 章　実構造物での品質の影響の検証および評価

3.1　概論

第 2 章では，スケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響について実験的な評価を行った．

本章では，第 2 章で得た成果の妥当性の検証を目的に，スケーリングの被害を受けている寒冷地のコンクリート構造物において調査を実施した．なお，コンクリート構造物の種類や立地場所によって環境条件が異なるため，現段階では全ての構造物のスケーリングの進行性を一括的に評価することは非常に難しい．また，道路構造物の場合，凍結防止剤の散布量が増加に転じたのは 1990 年代後半からであり，それ以前は凍結融解の単独作用を先行的に受けていることを考えると，年代が古い道路構造物では凍結融解と塩化物の複合劣化の影響のみを評価することは難しい．

そこで，ここでは建設後，現在に至るまで凍結融解と塩化物の複合作用を継続的に受けている構造物を代表して，北海道内の港湾コンクリート構造物を調査対象に選び，実環境下におけるデータを取得して数値解析を行い，スケーリングに及ぼす影響因子の重み付けと定量化を図るとともに，第 2 章で得た研究成果の妥当性について考察を行った．さらに，一部の構造物ではスケーリングに加えて，コンクリート内部の損傷状況についても調査を実施した．本章の構成を図-3.1.1 に示す．

3.2　調査概要

3.2.1　調査対象構造物の選定

図-3.2.1 に調査港の位置を示す．調査対象構造物は未嵩上かつ未補修の北海道内の A，B，C，

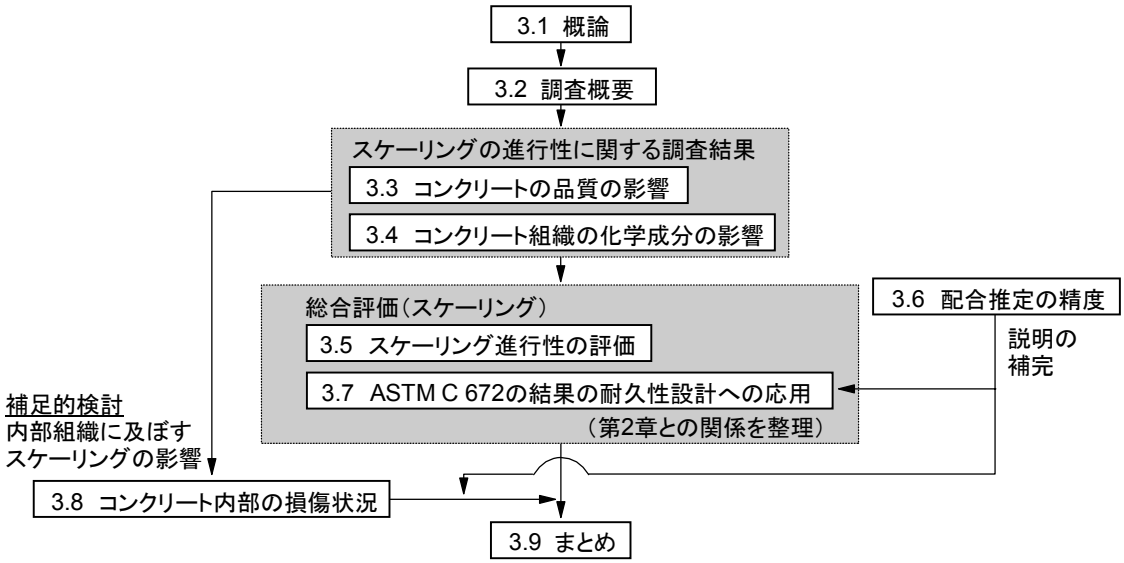


図-3.1.1　第 3 章の構成

D，E，F 港の防波堤を選定した．防波堤は建設から 10 数年～約 40 年経過している．調査箇所は防波堤上部の天端面（無筋コンクリート）とした．コンクリートの劣化機構は一般に 8 種類（塩害，中性化，アルカリ骨材反応，凍害，化学的侵食，疲労，火害，風化・老化）に大別される［3-2-1］が，ここでは波力の影響が疑われる局所的な崩壊箇所や，構造物の沈下に起因すると推定される大きなひび割れが発生している箇所など，凍害の影響のみが作用しているとは考えにくい箇所は全て調査対象から除外し，スケーリングのみが生じており，主因が凍害と診断される箇所の中から調査箇所を選定した．

3.2.2 各港の冬期環境

2000～2004 年度の 5 年間のアメダス［3-2-2］から求めた 12～3 月の各港の最低気温(℃)t_{amin}，凍結融解日数(日)$D_{f\text{-}t}$，凍結持続日数(日)D_f を**表-3.2.1** に示す．表中の数値は，5 年間のアメダスから求めた各月ごとの平均を示している．なお，コンクリートの凍結温度は一般に-2℃と考えられている［3-2-3］ことから，ここでは最低温度が-2℃以下で最高温度が-2℃よりも高い日を凍結融解日数，最低温度と最高温度がいずれも-2℃以下の日を凍結持続日数としてカウントしている．最低気温の最低値は A～E 港が-8.2～-10.4℃であったが，F 港はこれらに比べるとやや高い-4.5℃であった．12～3 月の各港の凍結融解日数の合計は 57～89 日，凍結持続日数の合計は 15～32 日であった．

コンクリートの耐凍害性は，コンクリートの品質に加えて，最低温度や凍結融解回数などの影響も受ける．長谷川は，全国の気象官署の資料をもとに，我が国におけるコンクリートの凍害の危険性を地域ごとに 0～5 の 6 段階で表した凍害危険度を提案している［3-2-4］．数値が大きいほど，凍害の危険性が大きいことを表している．長谷川の凍害危険度の分布図によれば，A～F 港の凍害危険度は 2（軽微），3（やや大きい）あるいは 4（大きい）に該当する．

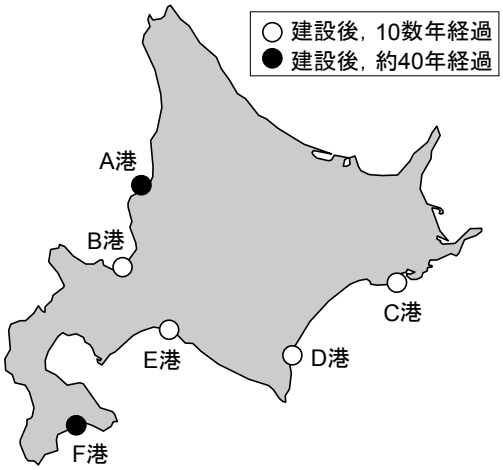


図-3.2.1 調査港の位置

3.2.3　調査箇所の一覧

表-3.2.2 に調査箇所の一覧を示す．調査は 6 港 8 防波堤 28 箇所で行った．それぞれの調査箇所は，港名（小文字）と任意に割り振った数字を組み合わせた a1，a2，…，f5 の記号で表示している．いずれも日射面で海上にある．A 港の北防波堤，F 港の西防波堤と北防波堤は建設から約 40 年，他の港の防波堤は 10 数年経過している．セメントの種類は，報告書［3-2-5］および防波堤を管轄する各港湾事務所からの提供資料などによると高炉 B 種であるが，水セメント比など施工時の配合は記録の所在が不明で確認できなかった．

3.2.4　スケーリングの評価

海洋環境下におけるコンクリートの耐久性向上技術検討委員会は，スケーリングの程度を表す指標として，剥離深さと剥離面積率の積で評価する剥離度を提案している［3-2-5］．

$$D_m = D \times A_s \tag{3.2.1}$$

ここに，D_m は剥離度(mm)，D は平均剥離深さ(mm)，A_s は剥離面積率である．

室内実験ではスケーリング量を測定することは可能であるが，スケーリングが進行した構造物のスケーリング量を測定することは現実的に厳しい．既往の文献をみると，港湾コンクリート構造物でのスケーリング調査の多くは剥離面積や剥離深さ［3-2-6］および剥離度［3-2-7］［3-2-8］

表-3.2.1　各港の冬期環境（A～F 港）

A 港　(凍害危険度 2)

月	t_{amin}	$D_{f\text{-}t}$	D_f
12	-5.3	19	8
1	-8.4	19	10
2	-7.4	15	10
3	-3.9	15	4

B 港　(凍害危険度 2)

月	t_{amin}	$D_{f\text{-}t}$	D_f
12	-5.5	19	8
1	-8.4	20	10
2	-7.5	15	11
3	-3.8	18	3

C 港　(凍害危険度 4)

月	t_{amin}	$D_{f\text{-}t}$	D_f
12	-8.8	24	4
1	-10.1	20	8
2	-10.4	18	8
3	-4.9	18	2

D 港　(凍害危険度 4)

月	t_{amin}	$D_{f\text{-}t}$	D_f
12	-7.2	23	4
1	-9.5	18	11
2	-9.9	16	12
3	-4.9	19	3

E 港　(凍害危険度 3)

月	t_{amin}	$D_{f\text{-}t}$	D_f
12	-6.7	23	4
1	-8.2	25	5
2	-8.1	21	5
3	-4.2	20	1

F 港　(凍害危険度 2)

月	t_{amin}	$D_{f\text{-}t}$	D_f
12	-3.0	12	6
1	-4.5	18	5
2	-4.2	15	6
3	-0.5	12	0

表-3.2.2　調査箇所の一覧，調査項目

	港名	防波堤	調査箇所	経過年数(年)	剥離度(mm)	調査項目*					
						配	圧	気	E	超	塩
1	A	北	a1	40	31	○	○	○	○	○	○
2			a2	40	24	○	○	○	○	○	○
3			a3	40	6.6	○	○	○	○	○	○
4			a4	40	5.0	○	○	○	○	○	○
5			a5	40	0.4	○	○	○	○	○	○
6	B	北	b1	14	8.6	○	○	○	○		
7			b2	14	-	○					
8	C	北	c1	12	4.3	○	○	○	○		
9			c2	12	-	○					
10	D	南	d1	16	5.0	○	○	○	○	○	○
11			d2	16	3.2	○	○	○	○	○	○
12			d3	16	2.6	○	○	○	○	○	○
13			d4	16	5.6	○	○	○	○	○	○
14			d5	16	-	○					
15			d6	16	-	○					
16			d7	16	-	○					
17			d8	16	-	○					
18	E	内	e1	14	5.0	○	○	○	○		
19			e2	14	-	○					
20		中	e3	12	0.7	○	○	○	○		
21			e4	12	0.3	○	○	○	○		
22			e5	12	-	○					
23			e6	12	-	○					
24	F	西	f1	41	40	○	○	○	○	○	○
25			f2	41	16	○	○	○	○	○	○
26			f3	41	28	○	○	○	○	○	○
27		北	f4	41	43	○	○	○	○	○	○
28		西	f5	41	1.5	○	○	○	○	○	○

＊… 配：配合推定，圧：圧縮強度，気：気泡分布，E：EPMA，超：超音波伝播速度，塩：塩化物イオン量

を評価指標としている．そこで，これらのデータと将来的に相互比較が行えるよう，剥離度で損傷度を定量的に表すこととした．

剥離度は委員会が提案した手法[3-2-5]に準じて測定した．**図**-3.2.2 に測定方法の概略を示す．はじめに，測定の対象面（スケーリングが比較的大きい箇所）に 50×50cm のフレーム枠を置き，ノギスを用いて剥離深さを枠内で 10 点測定した．その平均値を D とした．なお，スケーリングが激しく，基準面が残っていなかった箇所（a1，a2，f1，f3，f4）の剥離深さは，最も高い位置にある骨材の頂点を基準に測定を行っている．次に，剥離領域と健全な領域の境目をマーカーで線引きして写真を撮り，写真から剥離面積(cm^2)S を求めた．これを枠内面積の 2500cm^2 で除した値を A_s とした．剥離度の測定は，コンクリートの水セメント比のみ調べる目的で選定した b2，c2，d5～d8，e2，e5，e6 を除いた 19 箇所で行った．

剥離度の調査結果は**表**-3.2.2 に示している．剥離度の有効数字は既往の文献［3-2-9］にならって 2 桁とした．10 数年経過の防波堤の剥離度は最大 8.6mm であった．約 40 年経過の防波堤の剥離度は最大 43mm であったが，0.4mm と極めて小さい箇所もあった．一例として，**写真**-3.2.1 に剥離度 31mm のスケーリングの状況を示す．

3.2.5　コア採取

写真-3.2.2 にコア採取の状況，**図**-3.2.3 に分析・測定に用いたコアの部位を示す．調査項目の

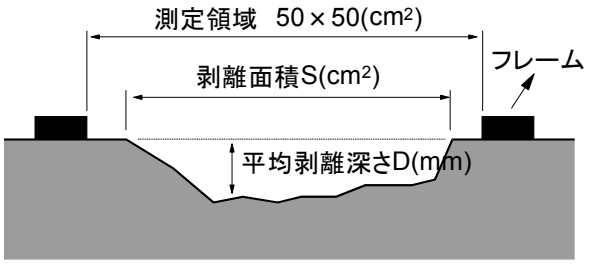


図-3.2.2　剥離度の測定方法の概略



写真-3.2.1　スケーリングの一例（A 港，a1，剥離度 31㎜）

一つである塩化物イオン量の測定では，一般に乾式コアが用いられるが，場所によっては凍害による損傷が激しい箇所もあり，形を崩さずにコアを採取するには作業の制約上，潤滑性に富む湿式のボーリングマシーンを使用せざるを得なかったため，ここでは湿式でコアを採取した．コアの直径は JIS A 1107（粗骨材最大寸法の 3 倍以上）に準じて，防波堤の粗骨材最大寸法（およそ 20～40mm）をもとに 150mm とした．コアは剥離面から深さ 450mm の長さで 1 箇所あたり 3～4 本採取した．採取後，コンクリートの品質の分析・測定を行った．

3.2.6 配合推定

配合記録が残されていないため，コンクリートの水セメント比と単位セメント量は配合推定により調べることとした．剥離面から深さ 0～50mm，深さ 350～400mm の 2 箇所から試料を切り出し，A，B，C，D，E 港はセメント協会法の F-18 に準じて測定を行った．F 港は使用されている



写真-3.2.2　コア採取の状況

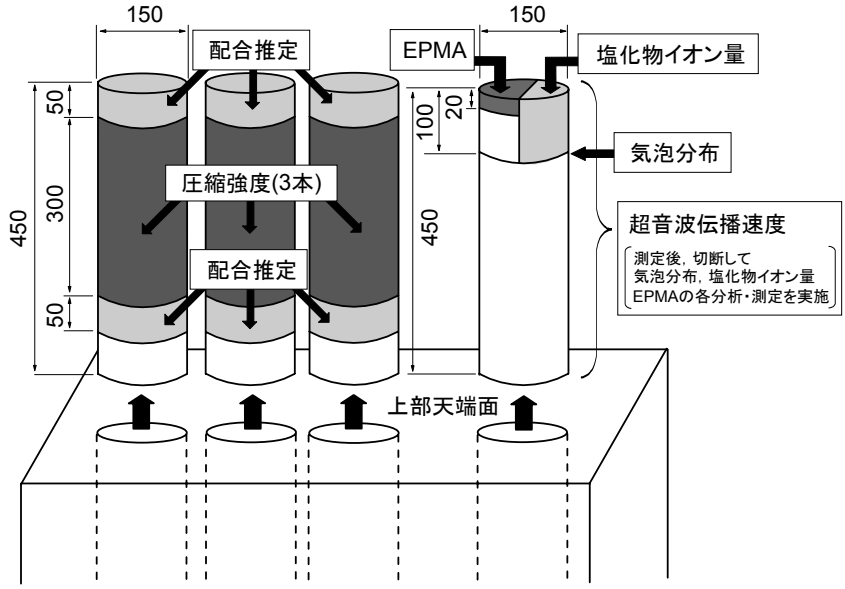


図-3.2.3　分析・測定に用いたコアの部位（単位：mm）

骨材が石灰石であったため, 吉田らが提案した硬化ペーストのシリカ量から推定する方法[3-2-10]によって行った.

3.2.7 圧縮強度

剥離面から深さ 50～350mm の部分を用いて圧縮強度を調べた．深さ 0～50mm および深さ 350mm より深い部分を切り落としてφ150×300mm に整形し，JIS A 1107 に準じて測定を行った.

3.2.8 気泡分布

剥離面から深さ 100mm の位置において硬化コンクリートの気泡分布を調べた. コンクリートカッターでコアを輪切りにし，切断面を研磨した後，ASTM C 457 に準じて分析を行い，空気量と気泡間隔係数を測定した.

3.2.9 EPMA 面分析

スケーリングとコンクリートの化学成分の関係を調べるため，EPMA 面分析を行った．分析は剥離面から深さ 0～20mm の範囲で行った．コンクリートカッターで試料を切り出し，分析面にカーボンを蒸着し，電子線マイクロアナライザーを用いて分析を行った．分析条件は第 2 章と同じである．分析成分は酸化カルシウム（以下，CaO と記す）と塩化物イオン（以下，Cl^-と記す）とした.

3.2.10 超音波伝播速度

A，D，F の 3 港では，凍害によるコンクリート内部の損傷状況にも着目し，スケーリングに関する調査に加えて，超音波伝播速度および塩化物イオン量の測定（後述）も合わせて行った.

超音波伝播速度は，コアの両側面にセンサーを当てて，剥離面から内部方向に 10mm 間隔でコアの最深部まで測定した．センサーの径は 20mm で，使用した測定器の周波数は 28kHz である.

3.2.11 塩化物イオン量

測定は剥離面から深さ 0～100mm の範囲で行った．コンクリートカッターでコアを 20mm 幅でスライスし，それぞれのスライス片を粉砕した後，JCI-SC4（硝酸銀滴定法）に準じて全塩化物イオン量を測定した.

3.3 コンクリートの品質の影響

3.3.1 水セメント比

図-3. 3. 1 に深さ 350～400mm と深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）の比較を示す. 図には全防波堤の測定データをプロットしている．水セメント比は全体的に表層の方が大きい傾向にあり，内部の値に比べると平均 1.1 倍，最大 1.6 倍大きかった．図に 1)，2)と併記したプロットは，他のプロットと比べると大きく乖離していた．1)，2)は F 港のデータで，F 港が建設された当時のコンクリート標準示方書によると，コンクリートの耐久性から定まる最大水セメント比は，全ての検討条件の範囲で最も大きい値は 66%［3-3-1］と記載されているが，これよりも高い値で

あった.

図-3.3.2 は深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）と剥離度の関係を示している．水セメント比の目盛の最大値を 75%に留めている関係で，**図-3.3.1** の 1)，2)のデータは一部表示されていない（以降の図も同じ）．10 数年経過の B～E 港の防波堤と約 40 年経過の A 港の防波堤では相関がみられた．F 港は水セメント比が 54%，57%の剥離度は 28mm，40mm と大きいが，59%では 16mm に減少するなどばらつきがみられた.

写真-3.3.1 に F 港の調査箇所 f1（配合推定による水セメント比 57%）から採取したコアの外観を示す．白色のブリーディングの痕やジャンカが多く観察され，f1 では適切な打ち込みがなされていないことがわかる．ブリーディングによる練混ぜ水の上昇の影響により，表層の単位水量が内部に比べて大きく増加したことが**図-3.3.1** からも伺える.

図-3.3.3 は深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）と剥離度の関係を示している．約 40

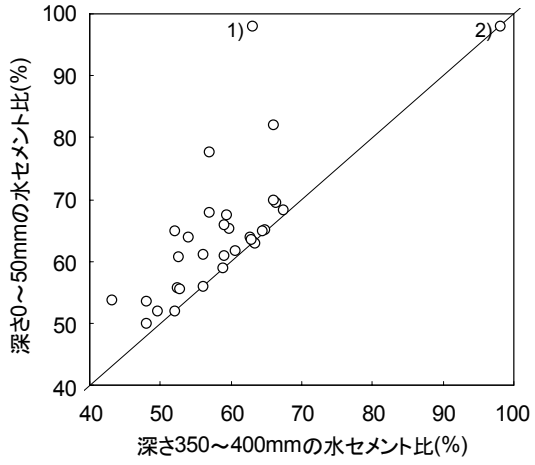


図-3.3.1　深さ 350～400㎜ と深さ 0～50㎜ の水セメント比（配合推定値）

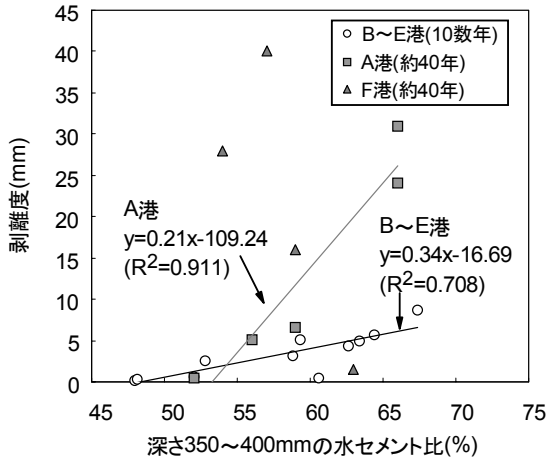


図-3.3.2　深さ 350～400㎜ の水セメント比（配合推定値）と剥離度の関係



写真-3.3.1　F 港の f1 のコア（深さ 50～350㎜）

年経過の A，F 港はともに水セメント比が約 60%以上の天端面では剥離度が大きい形の分布を呈し，表層の水セメント比と剥離度は良く対応していた．

これらのことは，打ち込み時の配合は適切でも，施工の影響によってジャンカなどの欠陥やコンクリート表層での水セメント比の増加が発生すると，スケーリング抵抗性は低下することを示している．

3.3.2 単位セメント量・圧縮強度

既往の報告では，単位セメント量を 290kg/m^3 以上とすると施工後一冬目のスケーリングの発生率はかなり小さくなること，また，これに対応する圧縮強度は 280kgf/cm^2（27.5MPa）以上であることが述べられている［3-3-2］．そこで，建設後 10 数～約 40 年目における単位セメント量および圧縮強度と剥離度の関係について調べてみた．

図-3.3.4 は深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）と圧縮強度の関係を示している．使用材料が同一でない関係もあって高い相関係数は得られなかったが，水セメント比の増加に伴い，圧縮強度が低下する形の回帰線が得られた．楕円で囲ったデータは約 40 年経過の F 港においてブリーディングが確認されたコアのデータである．他のデータと比較すると回帰式から大きく外れていることが認められた．

図-3.3.5 に深さ 350～400mm の単位セメント量（配合推定値）と剥離度の関係を示す．10 数年経過の B～E 港は単位セメント量の増加に伴って剥離度は減少し，250kg/m^3 以上では剥離度は極めて小さい値となっており，既往の報告に近い結果となっている．しかし，約 40 年経過の F 港は単位セメント量が大きいものの剥離度は大きい結果が一部で示された．

図-3.3.6 は圧縮強度と剥離度の関係を示している．約 40 年経過の A，F 港では圧縮強度と剥離度は全体的に相関関係にあった．このことは，**写真**-3.3.1 で示した施工不良の影響が大きく関与

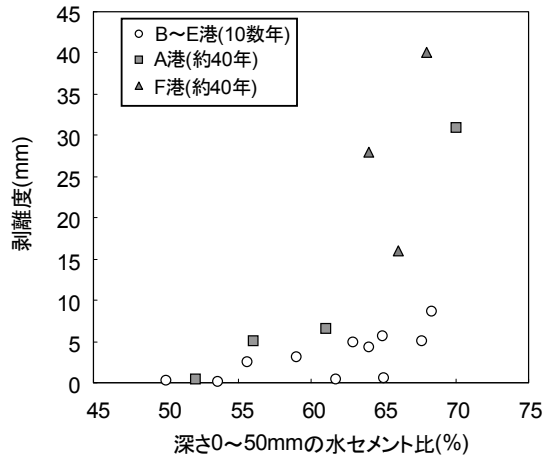


図-3.3.3 深さ 0～50㎜ の水セメント比（配合推定値）と剥離度の関係

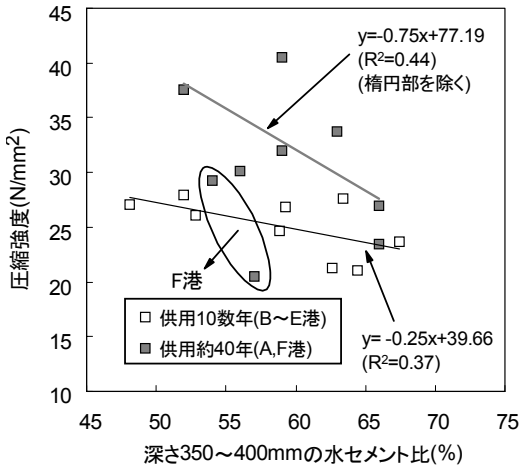


図-3.3.4 深さ 350～400㎜ の水セメント比（配合推定値）と圧縮強度の関係

していることを示唆する．一方，10 数年経過の B～E 港は 20～30MPa 間にデータが集中してはいるが，概ね右肩下がりの分布を呈していた．B～E 港の圧縮強度 27.5MPa 以上の一部の防波堤は剥離度がほぼゼロとなってはいるが，これはあくまでも 10 数年が経過した時点での結果に過ぎず，実設計においては供用年数に応じた検討を行う必要がある．

3.3.3 気泡分布

鮎田らは，流氷海域である網走のオホーツク海において 6 年間の暴露実験を行い（コンクリートの水セメント比は 43.5～54.2%），コンクリート中の空気はスケーリングの抑制に効果をもたらすと報告している［3-3-3］．そこで，実際の防波堤における空気量ならびに気泡間隔係数と剥離度の関係について調べてみた．

図-3.3.7 に硬化コンクリートの空気量と気泡間隔係数の関係を示す．硬化コンクリートの空気量は F 港が最も少なく 0.7～2.4%であった．A 港は 4.3～5.8%，B～E 港は 2.1～4.8%の範囲に大半

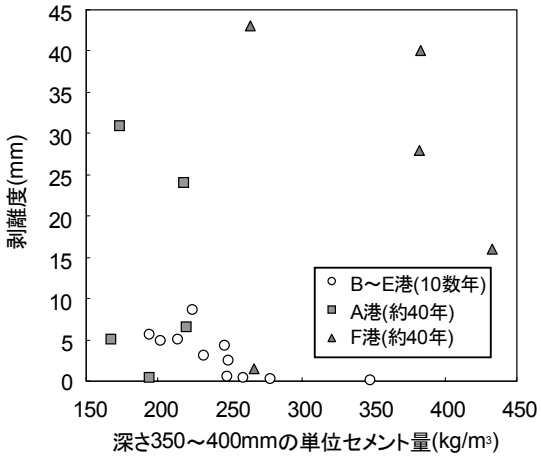


図-3.3.5　深さ 350～400㎜ の単位セメント量（配合推定値）と剥離度の関係

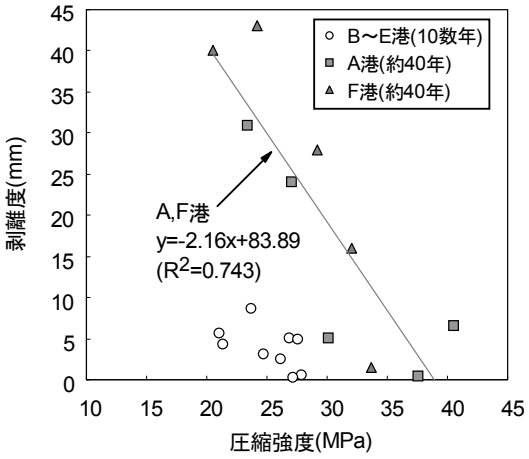


図-3.3.6　圧縮強度と剥離度の関係

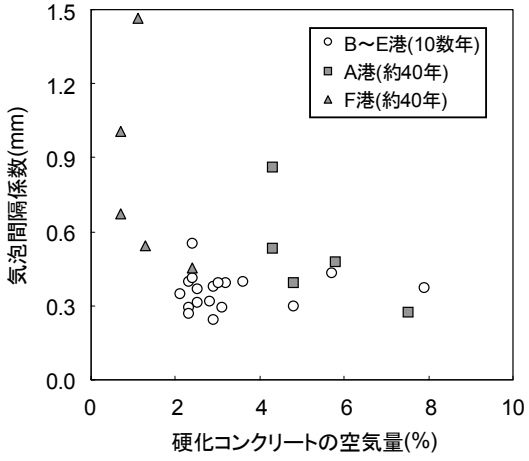


図-3.3.7　硬化コンクリートの空気量と気泡間隔係数の関係

のデータが集中していた．コンクリートが硬化すると空気量はフレッシュ時に比べて 1～2 割減少する［3-3-4］とされていることから，A 港では空気量 5.4～7.3%，B～E 港では 2.6～6.0%，F 港では 0.9～3.0%のフレッシュコンクリートが打設されている計算になる．我が国において気象作用が激しい環境下での AE コンクリートの使用が原則化されたのは 1967 年［3-3-5］からで，それ以前は「使用が望ましい」とされていた［3-3-6］．空気量が最も少なく，気泡間隔係数が全体的に大きい F 港は，AE コンクリートの適用が原則化されていない 1967 年以前に建設されたことを考えると Non -AE コンクリートである可能性が高い．

図-3.3.8 は硬化コンクリートの空気量と剥離度，**図-3.3.9** は気泡間隔係数と剥離度の関係である．**図-3.3.8** の丸印で囲ったプロットを除いてみると，ばらつきは大きいが，空気量が大きく，気泡間隔係数が小さくなるに従って剥離度は減少する傾向が全体的に見受けられる．丸印で囲ったプロットは深さ 350～400mm の水セメント比が 66%と大きい箇所であり，水セメント比が大きいというマイナスの要素が空気の効果を打ち消したことが相関を逸脱した一因と考えられる．

3.4 コンクリート組織の化学成分の影響

3.4.1 CaO 濃度

写真-3.4.1 に深さ 0～20mm における EPMA 画像を示す．ここでは A 港の結果を代表して示している．カラーマッピング色は濃度が大きい順に白，桃，赤，黄，緑，水色，青，黒で表示している．CaO に着目すると，剥離度が小さい a5 は赤が主体のマッピングとなっているが，剥離度が大きくなるにつれて赤は減少し，黄と緑が主体のマッピングへとシフトしている．

そこで，全防波堤を対象に深さ 0～20mm の CaO 濃度と剥離度との関係を定量的に評価することを試みた．ここでは各色の濃度について，例えば黒は凡例に表示されている 0～7.5%の中間を

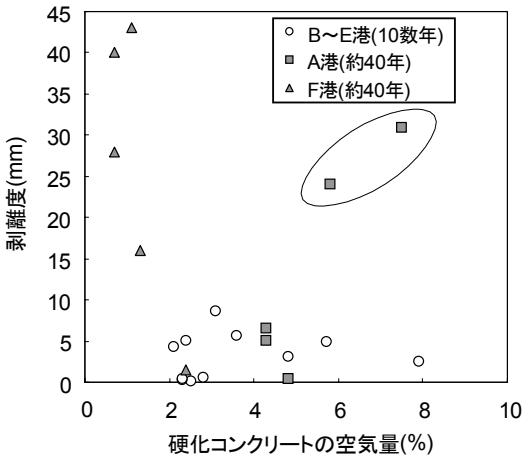


図-3.3.8　硬化コンクリートの空気量と剥離度の関係

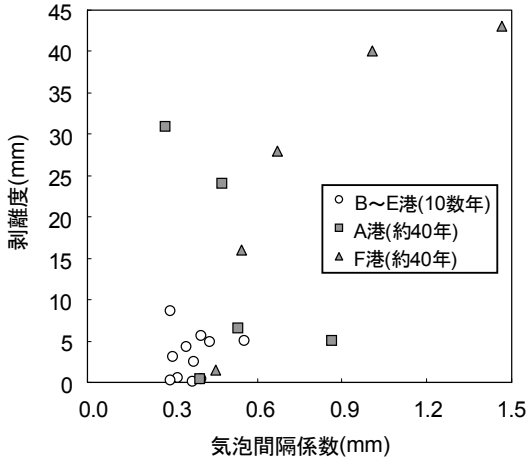


図-3.3.9　気泡間隔係数と剥離度の関係

とって 3.75%，以下同様に青 11.25%，水色 18.75%，緑 26.25%，黄 33.75%，赤 41.25%，桃 48.75%，白 56.25%と定義した．次に，**写真-3.4.2** に示すように画像（20×20mm）に 1×1mm サイズのメッシュ線を引き，各色のマスの数をカウントすることで画像に占める各色の面積率を求め，式(3.4.1)より CaO 濃度を推算した．

$$C_{CaO} = \sum_{k=black,blue...}^{white} (C_k \times S_k) \tag{3.4.1}$$

ここに，C_{CaO} は CaO 濃度の推算値(%)，C_k は前述した各色（黒，青，…，白）の CaO 濃度(%)，S_k は画像に占める各色の面積率である．

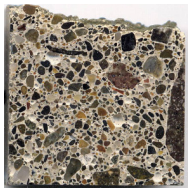
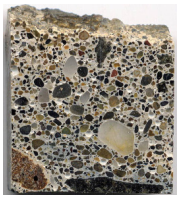
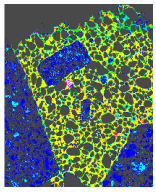
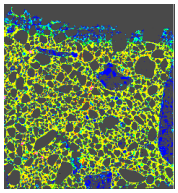
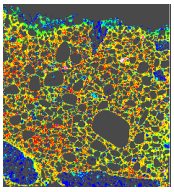
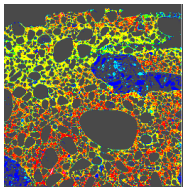
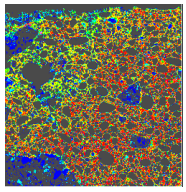
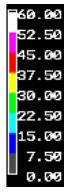
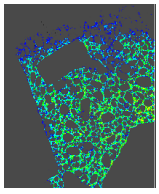
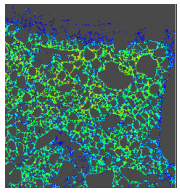
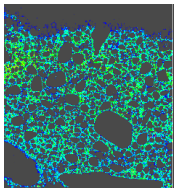
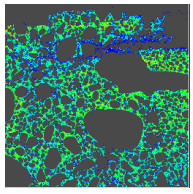
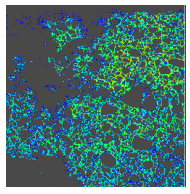
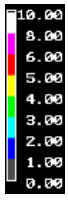
	調査箇所 a1 剥離度 31mm	調査箇所 a2 剥離度 24mm	調査箇所 a3 剥離度 6.6mm	調査箇所 a4 剥離度 5.0mm	調査箇所 a5 剥離度 0.4mm	凡例 (%)
分析面						—
CaO						
Cl^-						

写真-3.4.1　A 港の EPMA 画像（分析面の寸法は 20×20㎜，剥離面は上）

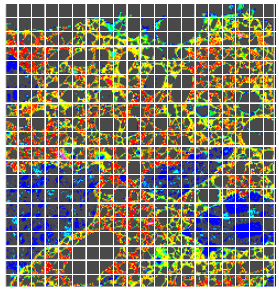


写真-3.4.2　メッシュ線を引いた画像の一例

図-3.4.1 に深さ 0～20mm の CaO 濃度の推算値と剥離度の関係を示す．全体的にコンクリートの CaO 濃度が低い防波堤ほど剥離度は大きい傾向が示された．

図-3.4.2 は深さ 0～20mm の CaO 濃度の推算値と深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）の関係を示している．CaO 濃度が小さいほど水セメント比は大きい分布となっている．すなわち，CaO の低濃度はコンクリート組織の密実性が小さいことを表しており，スケーリングに及ぼす影響は大きいと言える．

3.4.2 劣化挙動の一考察

剥離度が大きいコンクリートほど CaO 濃度は低い傾向にある．また，厚さ数ミリの極表層では CaO は局部的に青を呈し，濃度が著しく減少している．これは，海水の作用［3-4-1］によってコンクリートのカルシウムイオンが溶脱し，組織が極度に脆弱化していることを示している．次に，Cl^-の EPMA 画像をみると，全体的に青，水色，緑が主体のマッピングとなっているものの，剥離度が大きい a1，a2 の極表層については低濃度を表す青や黒が多く分布している．

海水は剥離面から供給されるため，極表層では海水の蓄積と蒸発が繰り返されて Cl^-が濃縮し，Cl^-は高濃度を呈するように思われるが，この場合，供給された海水は極表層には滞留せず，その下層に蓄積される，すなわち海水は脆弱化した極表層を容易に通過していることが考えられる．このことは，コンクリート表層の飽水度は上昇しやすいことを意味し，剥離度が大きかった結果とも符合する．

3.5 スケーリング進行性の評価

3.5.1 影響因子の重み付け

凍害の影響因子は，コンクリートの品質による内的要因と，環境の外的要因に区分される［3-5-1］．

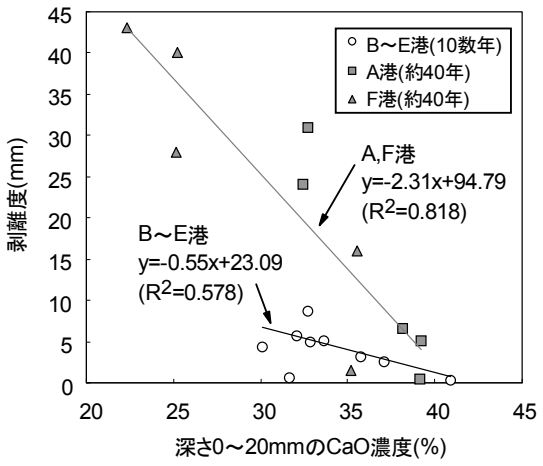


図-3.4.1 深さ 0～20㎜ の CaO 濃度と剥離度の関係

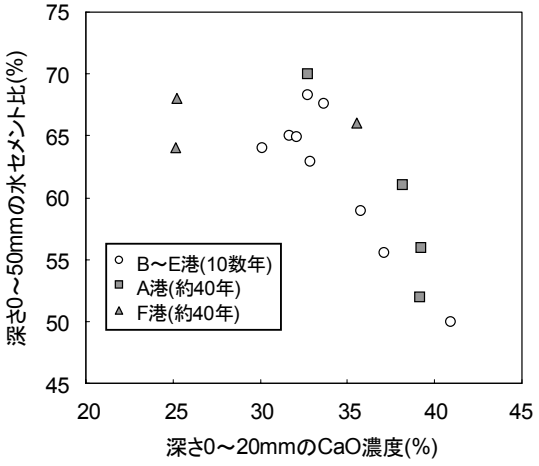


図-3.4.2 深さ 0～20㎜ の CaO 濃度と深さ 0～50㎜ の水セメント比（配合推定値）

剥離度との相関が比較的高かった内的要因の物性値を列挙すると，①配合推定から求めた水セメント比，②圧縮強度，③硬化コンクリートの空気量，④気泡間隔係数，⑤EPMA 画像による深さ 0～20mm の CaO 濃度の推算値がある．一方，外的要因としては気象条件の過酷さや経過年数が挙げられる．本節では重回帰分析により，これらの各影響因子の重み付けを行う．なお，CaO 濃度の推算値は幾つかの条件を仮定して求めた特殊な値であり，重回帰分析を行う上で適当な変数とは言い難いため，ここでは**図-3.4.2** をふまえて深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）を代用変数にあてることとする．

気象条件の過酷さについて，濱らは，凍結融解の厳しさを表す指標値として式(3.5.1)に示す地域係数を提案している［3-5-2］．

$$T = -t_{amin}\left(1-\left[\frac{D_f}{D_w}\right]\right) \tag{3.5.1}$$

ここに，T は地域係数，t_{amin} は最低温度(℃)，D_f は凍結持続日数(日)，D_w は凍結持続日数を含めた凍結融解の開始日から終了日までの総日数(日)である．

ここでは，各港の冬期環境の苛酷さを地域係数で定量化して重回帰分析を行うこととした．**表-3.5.1** に**表-3.2.1** のデータから求めた各港の 12～3 月における各月ごとの地域係数を示す．値が大きいほど環境が厳しいことを表している．本研究では便宜的に凍結融解日数 $D_{f\text{-}t}$ と凍結持続日数 D_fの和を D_w とした．地域係数が最も大きかったのは C 港の 12 月の 7.5 であった．地域係数の年間平均値が比較的大きかったのは C 港，E 港の 6.6，5.8，次いで D 港，B 港，A 港，F 港の 5.4，4.3，4.2，2.3 であった．この値を重回帰分析に用いた．

重回帰分析は，山下が提案した耐凍害性に対する安全性指標値［3-5-3］の計算方法を参考に行った．ここでは，深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）(%)を W/C_i，深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）(%)を W/C_s，圧縮強度(MPa)を F，硬化コンクリートの空気量(%)を

表-3.5.1　各港の地域係数

月	A 港	B 港	C 港	D 港	E 港	F 港
12	3.7	3.9	7.5	6.1	5.7	2.0
1	5.5	5.6	7.2	5.9	6.8	3.5
2	4.4	4.3	7.2	5.7	6.5	3.0
3	3.1	3.3	4.4	4.2	4.0	0.5
平均	4.2	4.3	6.6	5.4	5.8	2.3

A，気泡間隔係数(mm)を L，地域係数を T，経過年数(年)を t で表記する．次に，それぞれの変数を全防波堤で取得した全てのデータの平均値で除して，影響因子を無次元化させる．ここでは，分布のゆらぎを極力軽減させるために，無次元化したそれぞれの影響因子の常用対数をとることとした．すると，重回帰式は式(3.5.2)のように表現できる．

$$\log\left(\frac{D_m}{12.1}\right) = a\log\left(\frac{W/C_i}{58.9}\right) + b\log\left(\frac{W/C_s}{65.2}\right) + c\log\left(\frac{F}{27.6}\right) + d\log\left(\frac{A}{3.2}\right) + e\log\left(\frac{L}{0.5}\right) + f\log\left(\frac{T}{4.3}\right) + g\log\left(\frac{t}{28}\right) + h \tag{3.5.2}$$

ここに，a，b，c，d，e，f，g，h は係数である．

h の項を log で表すと $h\log 10 = \log 10^h$ となるが，10^h は係数である．そこで，左辺に移項し，$(D_m/12.1)/10^h$ を D_m によって決定される指標値 γ と定義すると，式(3.5.3)が得られる．

$$\log\left\{\frac{\left(\frac{D_m}{12.1}\right)}{10^h}\right\} = \log\left\{\begin{array}{l}\left(\frac{W/C_i}{58.9}\right)^a \times \left(\frac{W/C_s}{65.2}\right)^b \times \left(\frac{F}{27.6}\right)^c \times \left(\frac{A}{3.2}\right)^d \times \left(\frac{L}{0.5}\right)^e \\ \times \left(\frac{T}{4.3}\right)^f \times \left(\frac{t}{28}\right)^g\end{array}\right\}$$

$$\gamma = \left(\frac{W/C_i}{58.9}\right)^a \times \left(\frac{W/C_s}{65.2}\right)^b \times \left(\frac{F}{27.6}\right)^c \times \left(\frac{A}{3.2}\right)^d \times \left(\frac{L}{0.5}\right)^e \times \left(\frac{T}{4.3}\right)^f \times \left(\frac{t}{28}\right)^g \tag{3.5.3}$$

すなわち，a，b，c，d，e，f，g が各因子の重み係数となる．

表-3.5.2 に重み係数の算出結果ならびに重みの順位を示す．重相関係数は 0.893 であった．重み係数は小数第 2 位まで表示している．重み係数が最も大きかったのは，深さ 350～400mm の水セメント比であった．次いで圧縮強度，深さ 0～50mm の水セメント比の順に重み係数が大きかった．D.A.Abrams が 1919 年に提唱した水セメント比説［3-5-4］でも知られるように，コンクリー

表-3.5.2　重み係数の算出結果

	a	b	c	d	e	f	g
係数	5.77	1.32	-2.66	-0.43	0.73	0.51	1.28
順位	1	3	2	7	5	6	4

※係数は小数第 2 位まで表示

トの圧縮強度は水セメント比と密接な関係にある．このことから，スケーリングの進行性は水セメント比に強く依存していると言え，第 2 章の実験結果ならびに耐凍害性の設計に際して水セメント比を重視している現在のコンクリート標準示方書［施工編］[3-5-5]とも対応している．

次に，外的要因に着目すると，経過年数の重みは 4 番目に大きかった．一方，地域係数は今回の検討では順位が 6 番目と比較的小さかった．凍害に及ぼす凍結融解回数と最低温度の影響が大きいことは既報でも報告されている［3-5-6］～［3-5-11］が，本研究の分析結果は地域係数 2.3～6.6 はさほど大きな差ではないことを示している．また，各港の凍害危険度は 2～4 であるが（**表-3.2.1**），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は，北海道内の約 800 橋を対象に凍害危険度と凍害発生率の関係を調査し，凍害危険度 1 が 19%，2 が 37%，3 が 31%，4 が 37%，5 が 63%であった結果を報告している［3-5-12］．この報告では凍害危険度 2～4 の凍害発生率はほぼ同じ値となっており，本研究の結果もこれに近いものとなっている．

空気量と気泡間隔係数の重みの順位は，水セメント比よりも下位に位置付けられた．空気の影響は**図-3.3.8**，**図-3.3.9** で示したように一次関数の関係になく，相関も小さい．このことは，第 2 章の実験結果とも概ね対応している．

3.5.2　第 2 章で提案した評価法の適用の試み

図-3.5.1 は，式(3.5.3)から計算した指標値 γ（$\log\gamma$）と剥離度の関係を示している．$\log\gamma$ が大きくなるに従い，剥離度は大きくなる形の分布を示している．*W/C*，*F*，*A*，*L*，*T* は基本的に不変値であり，これらのパラメータが決定されれば *t* から γ が計算できる．ここでの *t* は約 10～40 年と限定的ではあるが，*t* を建設から供用終了までの総年数と捉えると供用終了時の γ が計算できるため，スケーリングの将来予測が定量的に可能となる．

しかしながら，式(3.5.3)はパラメータが多く煩雑であること，W/C_s と *L* を設計段階で決定することは極めて難しいことを勘案すると，実用性を高めるには予測手法の簡素化を図ることが望ま

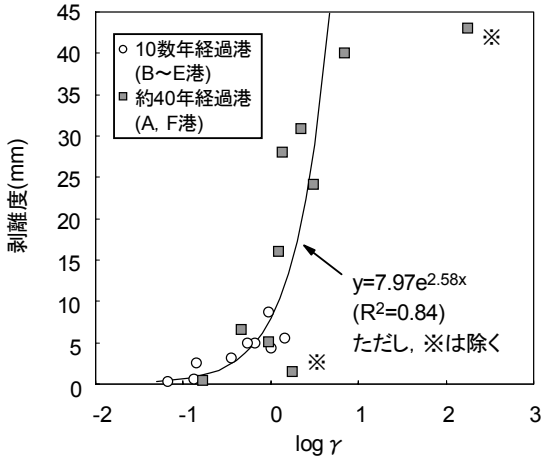


図-3.5.1　logγ と剥離度の関係（γ は式(3.5.3)から算出）

しい.

第 2 章では, 水セメント比(%)を *W/C*, サイクルを *cyc*, スケーリングの進行性を表す係数を γ_w, スケーリング量(g/cm^2)を *SC* で表した下記に示す簡易的なスケーリングの進行性評価式を提案した.

$$\begin{cases} \gamma_w = \left(a\left[\dfrac{cyc}{A}\right] + b \right)\left(\dfrac{W/C}{B}\right) + c\left(\dfrac{cyc}{A}\right) + d \\ SC = fe^{g\log\gamma_w} \end{cases}$$

海水を用いた場合の凍結融解実験の結果（第 2 章の**図-2.8.1**, 凍結融解作用面は打設面）についても同様の解析を行ったところ，式(3.5.4)が得られ，**図-3.5.2** に示すように γ_w とスケーリング量は良い相関関係にあることが示された.

$$\gamma_w = \left(1.09\left[\frac{cyc}{237}\right] + 1.11\right)\left(\frac{W/C}{50}\right) - 0.57\left(\frac{cyc}{237}\right) - 0.57 \tag{3.5.4}$$

そこで，第 2 章と同じ方法により防波堤のスケーリングの進行性を評価することを試みた．水セメント比(%)は剥離面から深さ 350～400mm の配合推定値 W/C_i，スケーリング量は剥離度(mm)D_m をあてることとした．また，現場は最低温度が一定ではなく，サイクルで評価することは難しいため，ここでは 1 年間に受ける環境外力の総和を 1 単位と捉えて年数 *t* をサイクルの代用変数にあてた．また，品質が芳しくない F 港を除くと水セメント比と剥離度は良い相関関係にあ

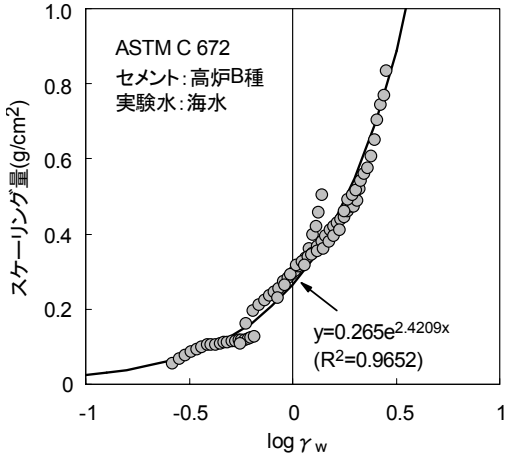


図-3.5.2　海水による凍結融解実験のデータ(図-2.8.1)を解析して求めた $\log\gamma_w$ とスケーリング量の実測値の関係

る（**図-3.3.2**）ことから，ここでは F 港を除いて解析を行った．剥離度と水セメント比を全データの平均（それぞれ 7.3，59.1）で除して無次元化させ，D_m/7.3 と W/C_i/59.1 の関係を一次関数の形で整理して（**図-3.5.3**）傾き a と切片 b の経時変化を調べ（**図-3.5.4**），これを一次関数の係数に代入して D_m/7.3 を γ_w で表した結果，式(3.5.5)が得られた．

$$\gamma_w = \left(12.1\left[\frac{t}{23.4}\right]-4.48\right)\left(\frac{W/C_i}{59.1}\right)-11.3\left(\frac{t}{23.4}\right)+4.56 \tag{3.5.5}$$

図-3.5.5 に算出した γ_w と剥離度の関係，**図-3.5.6** に剥離度の計算値と実測値の関係を示す．t は 10 数年～約 40 年に限定されるものの，概ね良い相関関係にあった．

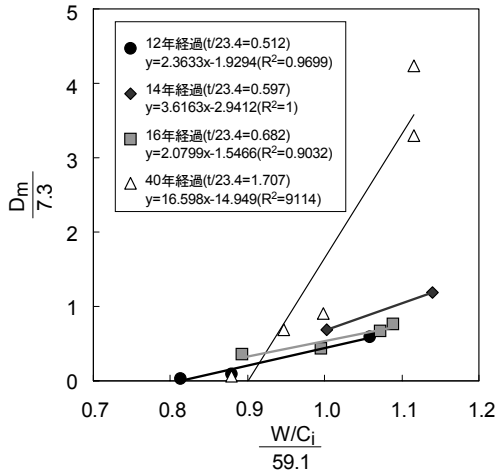


図-3.5.3　水セメント比と剥離度の回帰式

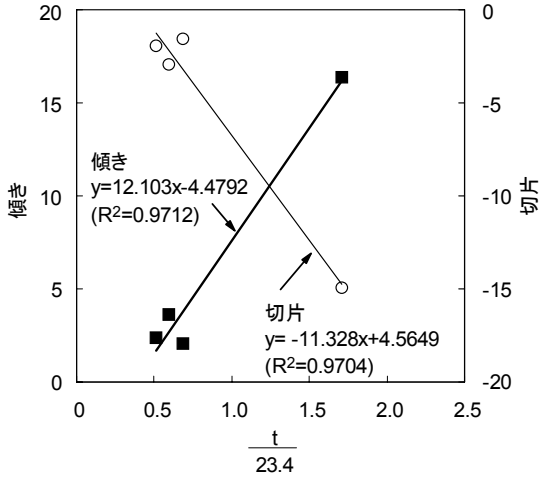


図-3.5.4　回帰式(図-3.5.3)の傾きと切片

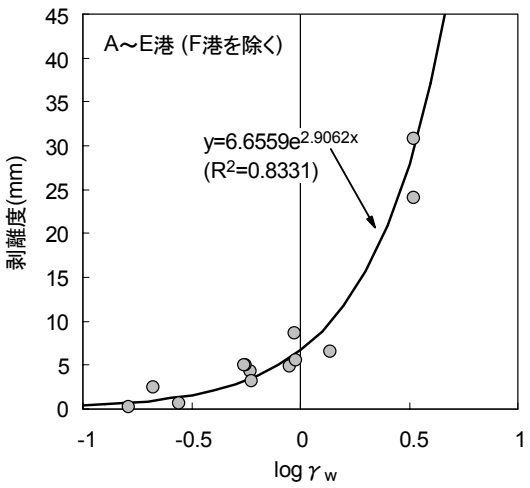


図-3.5.5　log γ_w と剥離度の関係
（γ_w は式(3.5.5)から算出）

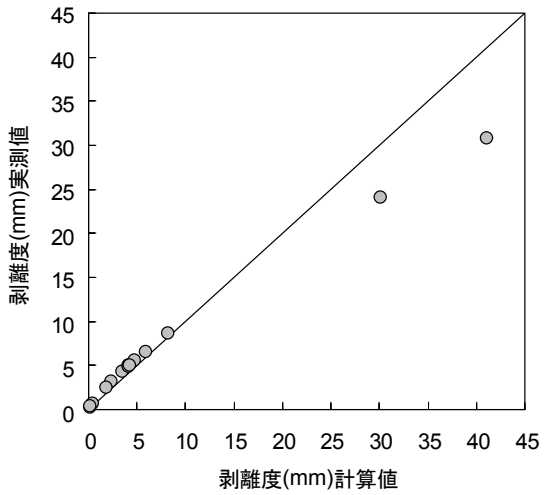


図-3.5.6　剥離度の計算値と実測値の関係

3.5.3　設計への適用の試み

ここで，耐久性設計への γ および γ_w の適用を試みる．スケーリング深さの基準については，例えば，第 2 章で述べたように土木学会自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物設計施工指針(案)が提案している 2.5mm という判定基準［3-5-13］や，スケーリングの程度を軽度（深さ 5mm まで），中程度（深さ 5～10mm），強度（深さ 10～20mm），激しい（深さ 20mm 以上）の 4 段階で評価する方法［3-5-14］がある．ここでは，剥離面積率を 1（全面的にスケーリングが発生している状態）とし，式(3.5.3)および式(3.5.5)を用いて $\log\gamma$ および $\log\gamma_w$ それぞれの場合の許容上限を算出してみた．**表-3.5.3** に検討結果を示す．多少のばらつきを考慮する必要はあるが，スケーリングを大きく抑制するには，$\log\gamma$ は-0.45 以下に抑える必要があることが示された．一方，$\log\gamma_w$ についても傾向はほぼ同様であることから，施工が適切で良好な品質が確保されている場合，水セメント比と年数にパラメータを限定した $\log\gamma_w$ による照査が効率的と言える．

3.5.4　予測への適用の試み

次に，既設構造物のスケーリングの進行予測への適用を試みる．ここでは 10 数年経過した B～E 港を対象に，30 年後のスケーリングの状況について予測してみた．**図-3.5.7** は式(3.5.3)，**図-3.5.8**

表-3.5.3　γ および γ_w の許容上限の検討結果

スケーリング劣化程度の要求性能	剥離度の上限	$\log\gamma$ の許容上限 式(3.5.3)	$\log\gamma_w$ の許容上限 式(3.5.5)
文献［3-5-13］（深さ 2.5mm 以内）	2.5mm	-0.45	-0.33
文献［3-5-14］（軽度）	5.0mm	-0.18	-0.09
文献［3-5-14］（中程度）	10.0mm	0.09	0.14
文献［3-5-14］（強度）	20.0mm	0.36	0.37

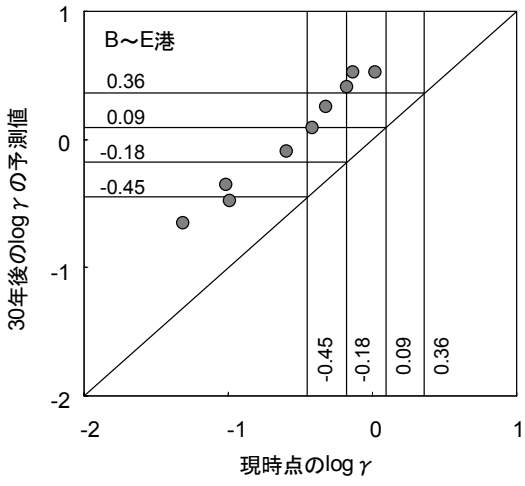


図-3.5.7　式(3.5.3)による B～E 港の 30 年後の $\log\gamma$ の予測

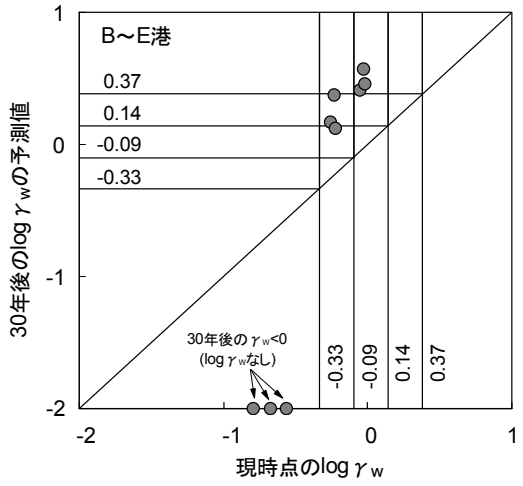


図-3.5.8　式(3.5.5)による B～E 港の 30 年後の $\log\gamma_w$ の予測

は式(3.5.5)による予測の結果である．いずれの式においても 3 箇所で激しいスケーリング，2 箇所で中程度のスケーリングに至る予測結果が示された．

なお，式(3.5.5)を用いた場合，一部のケースにおいて 30 年後の $\log\gamma_w$ は γ_w が 0 以下となり，値なしという結果が示された．**図-3.3.2** をみると，水セメント比 54%以下の領域では 10 数年の回帰式と約 40 年の回帰式の位置関係が逆転している．このため計算上，年数の進行に伴い剥離度が減少する評価がなされてしまい，剥離度の予測値がマイナスすなわち γ_w が 0 以下と算出されたのである．これは剥離が大きく進行する可能性が極めて小さいことを意味するが，剥離度が経年的に減少する評価は現実的にはあり得ないため，このようなケースではスケーリングの顕著な進行は危惧されないと判断することが妥当と言えよう．

3.6 配合推定の精度

3.3～3.5 では，配合推定で得た水セメント比を用いて結果を整理した．配合推定の精度に関しては，試料の粉砕・縮分を十分に行った場合，単位水量は実際の配合に比べて最大で 8%，単位セメント量は最大で 2%多く表示されることが報告されている［3-6-1］．ここで，これらの値を配合推定の精度と仮定し，予想される実測値を算出して水セメント比の誤差を調べてみた．**図-3.6.1** に深さ 0～50mm, **図-3.6.2** に深さ 350～400mm における水セメント比の推定値と予想される実測値の比較を示す．配合推定で得た水セメント比は，実際の配合に比べて深さ 0～50mm では平均 4.7%，深さ 350～400mm では平均 2.0%大きいことが示された．

なお，これらはあくまでも仮定値から算出した一例であるため参考扱いとなるが，安全を考慮すると，打設後，水セメント比は 5%程度変動すると考えるのが適当と言える．

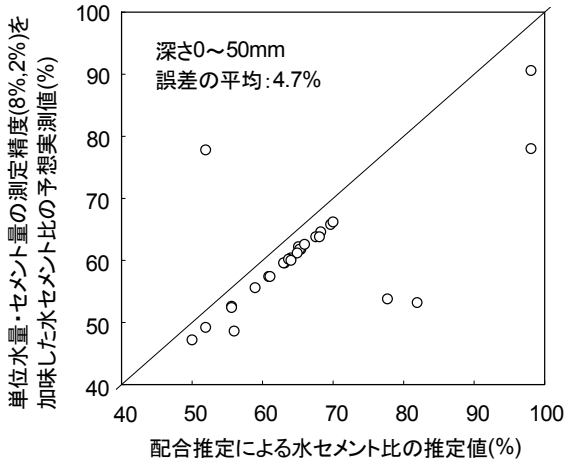


図-3.6.1 水セメント比の推定値と予想される実測値の比較（深さ 0～50㎜）

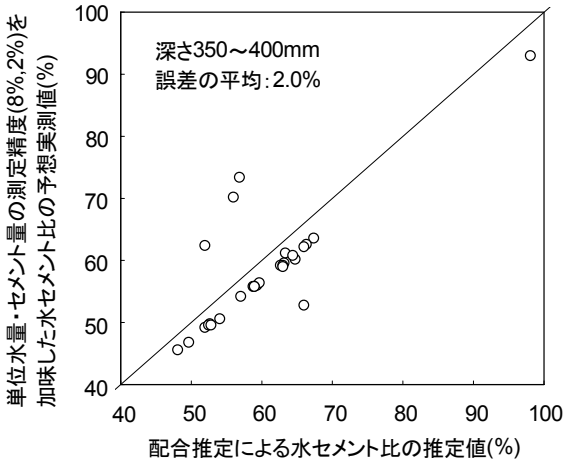


図-3.6.2 水セメント比の推定値と予想される実測値の比較（深さ 350～400㎜）

3.7　ASTM C 672 の結果の耐久性設計への応用

今回調査した防波堤上部天端面を例にとり，ASTM C 672 の実験結果の寒地防波堤の耐久性設計への応用について考察する. ASTM C 672 のデータは **2.8** で示した人工海水の実験結果を使用する．ここでは安全側に評価する観点から，室内実験における剥離面積率は一律 100%とみなす．なお，骨材差異の影響は無視することとする.

室内実験と実構造物におけるスケーリング進行性を表す係数 γ_w をそれぞれ γ_{w1}，γ_{w2} と区分すると，スケーリング量(g/cm^2)SC と γ_{w1}，剥離度(mm)D_m と γ_{w2} の関係は**図-3.5.2** と**図-3.5.5** より以下のようになる.

$$\begin{cases} SC = 0.27e^{2.42\log\gamma_{w1}} \\ \gamma_{w1} = \left(1.09\left[\dfrac{cyc}{237}\right]+1.11\right)\left(\dfrac{W/C}{50}\right)-0.57\left(\dfrac{cyc}{237}\right)-0.57 \end{cases} \tag{3.7.1}$$

$$\begin{cases} D_m = 6.66e^{2.91\log\gamma_{w2}} \\ \gamma_{w2} = \left(12.1\left[\dfrac{t}{23.4}\right]-4.48\right)\left(\dfrac{W/C+5}{59.1}\right)-11.3\left(\dfrac{t}{23.4}\right)+4.56 \end{cases} \tag{3.7.2}$$

ここに，cyc はサイクル，W/C は水セメント比の設計値(%)，t は経過年数(年)である.

3.6 の考察をふまえ，式(3.7.2)の水セメント比は 5%の変動を見込むこととした．ここでは室内実験での剥離面積率を一律 100%と仮定しているため，式(3.2.1)の定義より最大スケーリング深さが剥離度となる. **図-2.10.1** の回帰式を用いると, D_m と γ_{w1} の関係は式(3.7.3)のように整理できる.

$$D_m = 8.36SC+1.31 = 8.36\times0.27e^{2.42\log\gamma_{w1}}+1.31 = 2.26e^{2.42\log\gamma_{w1}}+1.31 \tag{3.7.3}$$

式(3.7.2)と式(3.7.3)は D_m を介した形で，以下のように等号で結ぶことができる.

$$2.26e^{2.42\log\gamma_{w1}}+1.31 = 6.66e^{2.91\log\gamma_{w2}}$$

ここで，両辺の自然対数をとる.

$$\ln(2.26e^{2.42\log\gamma_{w1}}+1.31) = \ln 6.66e^{2.91\log\gamma_{w2}} = \ln 6.66+\ln e^{2.91\log\gamma_{w2}}$$

これを整理すると，以下のようになる.

$$\log\gamma_{w2}=\frac{\ln(2.26e^{2.42\log\gamma_{w1}}+1.31)-1.89}{2.91}\qquad\therefore\ \gamma_{w2}=10^{\frac{\ln(2.26e^{2.42\log\gamma_{w1}}+1.31)-1.89}{2.91}}$$

この式に式(3.7.1)，式(3.7.2)の γ_{w1}，γ_{w2} を代入し，t/23.4 について解くと，式(3.7.4)に示す年数 t とサイクル cyc の関係が導出される．

$$\frac{t}{23.4}=\frac{10^{\frac{\ln(2.26e^{2.42\log\left(\left(1.09\left[\frac{cyc}{237}\right]+1.11\right)\left(\frac{W/C}{50}\right)-0.57\left(\frac{cyc}{237}\right)-0.57\right)}+1.31)-1.89}{2.91}}+4.48\left(\frac{W/C+5}{59.1}\right)-4.56}{12.1\left(\frac{W/C+5}{59.1}\right)-11.3}\qquad(3.7.4)$$

図-3.7.1 は，式(3.7.4)から求めた剥離度が同一となる ASTM C 672 の凍結融解サイクルと今回調査した現場での経過年数の関係である．スケーリング量は式(3.7.1)から算出している．両者の関係は水セメント比によって異なり，ASTM C 672 による凍結融解作用（実験水：人工海水）を 300 サイクル与えた場合のスケーリングの程度は，水セメント比の設計値が 53%の場合は最大 33 年分，55%の場合は最大 26 年分，60%の場合は最大 20 年分に相当する解析結果が示された．

さらに，この結果を応用すると，実験室の結果から許容スケーリング量に達するまでの年数を

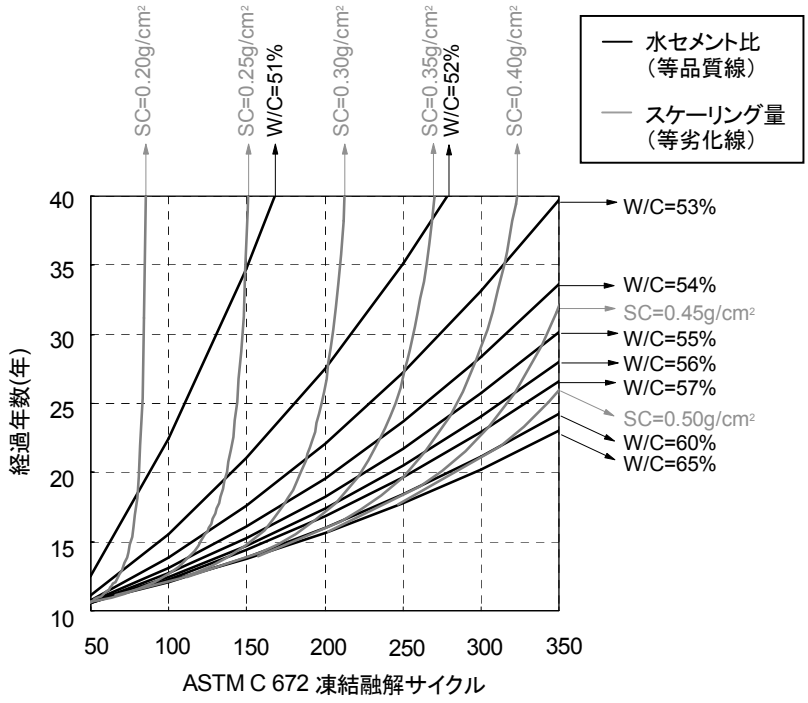


図-3.7.1　剥離度が同一となる ASTM C 672 の凍結融解サイクルと現場の経過年数との関係
（現場は地域係数 2.3～6.6 の地域に位置する防波堤の上部天端面と対象）

求めることができる. 水セメント比の線は品質, スケーリング量の線は劣化程度を表すことから, ここでは以下，前者を等品質線，後者を等劣化線と呼ぶこととする．この図を用いると，例えば 150 サイクルのスケーリング量が 0.25g/cm^2 であった場合，そのコンクリートは現場では 35 年後に 0.25g/cm^2 に達する品質と判定することができる．また，予定供用年数とスケーリング量の許容値があらかじめ設定されている場合は，実験室で実施すべきサイクルを逆算で求めることもできる．さらに，逆算で得られたサイクルが長い場合は等品質線を原点側へ辿ることでサイクルを縮小することも可能であり，その際のスケーリング量の許容上限は縮小したサイクルと交差する等劣化線の値によって決定される（図-3. 7. 2）.

これはあくまでも一現場を対象としたケーススタディであるが，凍結融解実験（ASTM C 672）の結果を構造物の耐久性設計へ応用するための基本的な考え方を示すことができた.

3.8　コンクリート内部の損傷状況

3.8.1　相対動弾性係数

コンクリートの凍害劣化度を評価する方法の一つに，相対動弾性係数による診断がある．緒方らは超音波伝播速度から相対動弾性係数を求める以下の式を提案している［3-8-1］.

$$E_d = 4.0387V^2 - 14.438V + 20.708 \tag{3.8.1}$$

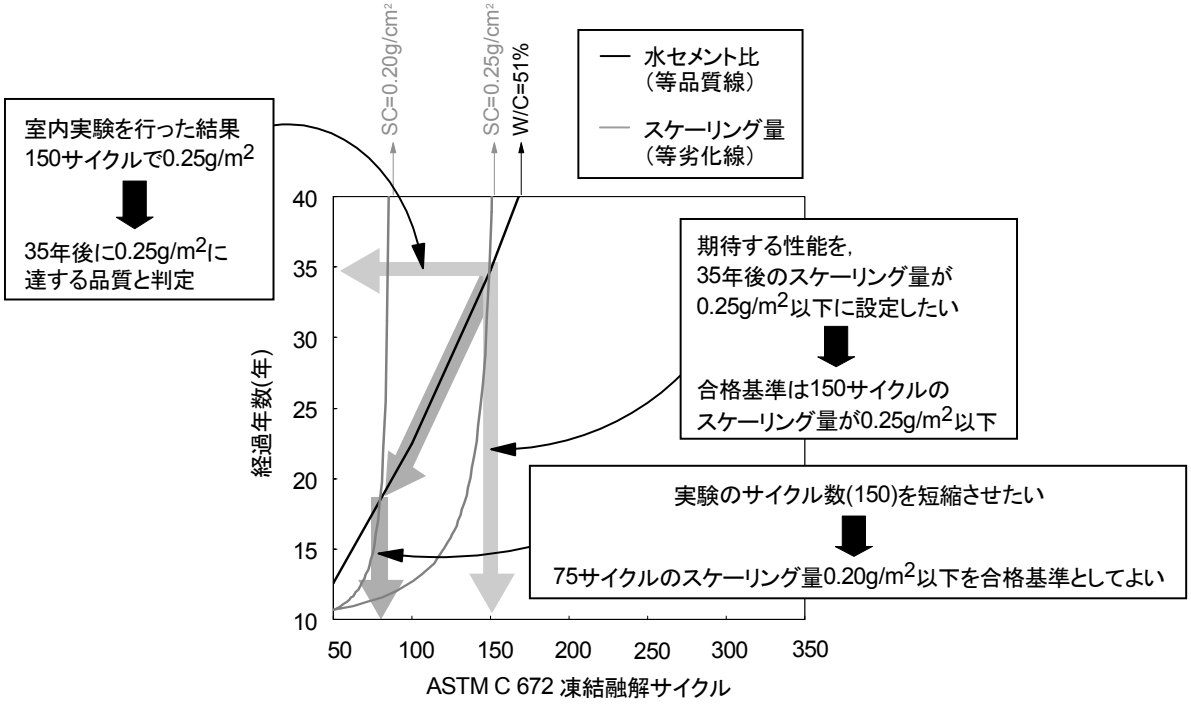


図-3. 7. 2　実験結果の耐久性設計への応用の考え方

$$E_k = \frac{E_{dn}}{E_{d0}} \times 100 \tag{3.8.2}$$

ここに，E_d は動弾性係数(GPa)，V は超音波伝播速度(km/s)，E_k は相対動弾性係数(%)，E_{dn} は供用中のコンクリート構造物の動弾性係数(GPa)，E_{d0} は供用開始前の動弾性係数(GPa)（値がない場合は供用中のコンクリート構造物において健全とみなせる箇所の動弾性係数(GPa)で，緒方らの研究では気象作用を受けにくいコンクリート内部の測定値が E_{d0} に用いられている[3-8-1]）である．

ここでは，緒方らが提案した式(3.8.1)，式(3.8.2)を用いて，剥離面直下の相対動弾性係数を調べた．E_{d0} は，剥離面から深さ 300～400mm を健全部とみなし，この区間で測定された超音波伝播速度の平均値を式(3.8.1)に代入して求めた．

図-3.8.1 に剥離度と剥離面直下の相対動弾性係数の関係を示す．ここでは，剥離面から深さ 10mm 位置を剥離面直下とした．約 40 年経過した A，F 港における剥離度が小さい箇所の相対動弾性係数は約 40%前後と低い値が示された．一方，剥離度が大きい箇所の相対動弾性係数は，前者に比べると高い値であった．

剥離度が小さい箇所の剥離面は，多くが建設当初から残っている表層であり，厳しい環境作用を比較的長く受けている．それに対して剥離度が大きい箇所の剥離面は，厳しい環境作用を受けて脆弱化した表層の剥離欠損によって露出した内部である．塩化物が作用する環境下では凍害が促進されやすいことは良く知られているが，**図-3.8.1** の結果は，その影響がコンクリート全体に及ぶことは少なく，表層の限定的な範囲に留まりやすいことを示し，塩水が作用する場合，通常の凍害と比較すると表面で激しい損傷が生じていても内部の損傷は小さく，実質的には表面が特に損傷を受けるという Stark ら［3-8-2］の見解と概ね一致する．

D 港の相対動弾性係数は A，F 港に比べると大きい．これは，経過年数が A，F 港に比べて小さ

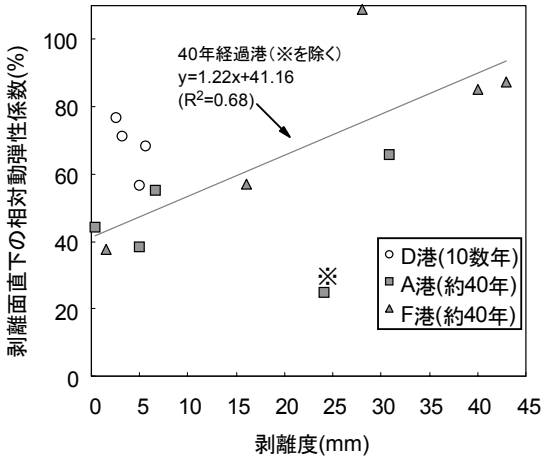


図-3.8.1　剥離度と剥離面直下の相対動弾性係数の関係

く，凍害劣化がさほど大きく進行していないことを示している．

3.8.2 塩化物イオン浸透量

現在，コンクリート構造物の設計における塩化物イオンの浸透予測・照査は，Fick の第 2 法則の解である式(3.8.3)によって行われている．

$$C(x,t) = C_0\left(1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}}\right)\right) \tag{3.8.3}$$

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_0 は表面の塩化物イオン量(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)，t は経過年数(年)，D_c は塩化物イオンの拡散係数(cm^2/年)である．

D_c については，水セメント（結合材）比(%)W/C との関係を表す回帰式がコンクリート標準示方書［施工編］に示されている［3-8-3］．回帰式はセメントの種類によって異なるが，ここでは **3.2.3** で述べた内容をふまえて高炉セメントやシリカフュームを使用した場合の回帰式（式(3.8.4)）を用いることとする．

$$\log D_c = -3.0\left(\frac{W/C}{100}\right)^2 + 5.4\left(\frac{W/C}{100}\right) - 2.2 \tag{3.8.4}$$

コンクリートが凍害を受けると，組織の緻密性が低下するため塩化物イオンは浸透しやすくなると言われている［3-8-4］．そこで，Fick の式から求めた計算値と実測値との比較を行った．

図-3.8.2 に各調査箇所における塩化物イオンの浸透状況を示す．図には相対動弾性係数の分布も重ね合わせて示した．C_0 はコンクリート標準示方書［施工編］に準じて 13kg/m^3 とした［3-8-5］．D_c は深さ 350～400mm における水セメント比(%)の推定値 W/C_i から求めたが，ここでは **3.6** の考察をふまえ，変動分を見込んでこの値から 5%を差し引き，式(3.8.5)より求めた．

$$\log D_c = -3.0\left(\frac{W/C_i - 5}{100}\right)^2 + 5.4\left(\frac{W/C_i - 5}{100}\right) - 2.2 \tag{3.8.5}$$

図中の破線は，式(3.8.3)，式(3.8.5)から求めた計算値である．x は剥離面からの距離ではなく，剥離が発生する前の表面すなわち建設当初の表面からの距離としている．d2，d3，d4，a2，a3，a4，f1，f2，f5 は，剥離面付近で実測値が計算値を上回っており，凍害が塩化物イオンの浸透性

に影響を及ぼしていることが明確に示された．a2，a3 に至っては，全ての深さで計算値を上回っていた．a1，a5，f3 は，内部の相対動弾性係数は比較的高い値であるものの，全ての深さで実測値が計算値を上回っていた．これらはスケーリング深さが比較的大きいことから，C_0 の位置が建設当初の表面から剥離面の位置へシフトし，それに連動して各位置の深さも建設当初の値から剥離深さの分だけ減少したために全体的に計算値を上回ったと評価される．しかし，f1 も a1，a5，f3 とスケーリング深さは同程度であるが，計算値を上回っていたのは剥離面付近のみであった．これは内部まで凍害の影響が及んでいない可能性があるが，原因の特定には至らなかった．a1，a2，a3，a5，f1，f2，f3，f5 は，剥離面近傍において，実測値を結んだ曲線の曲率は塩化物イオン量が小さくなる方向へ大きくなっている．これは，中性化による移動濃縮や雨水などによる流失［3-8-4］［3-8-6］の影響で剥離面近傍の塩化物イオン量が減少したこと，もしくは，**3.4.2** で述べたように供給された海水の多くが極表層に滞留せず通過し，その直下の層へ浸透したことによる結果であろう．

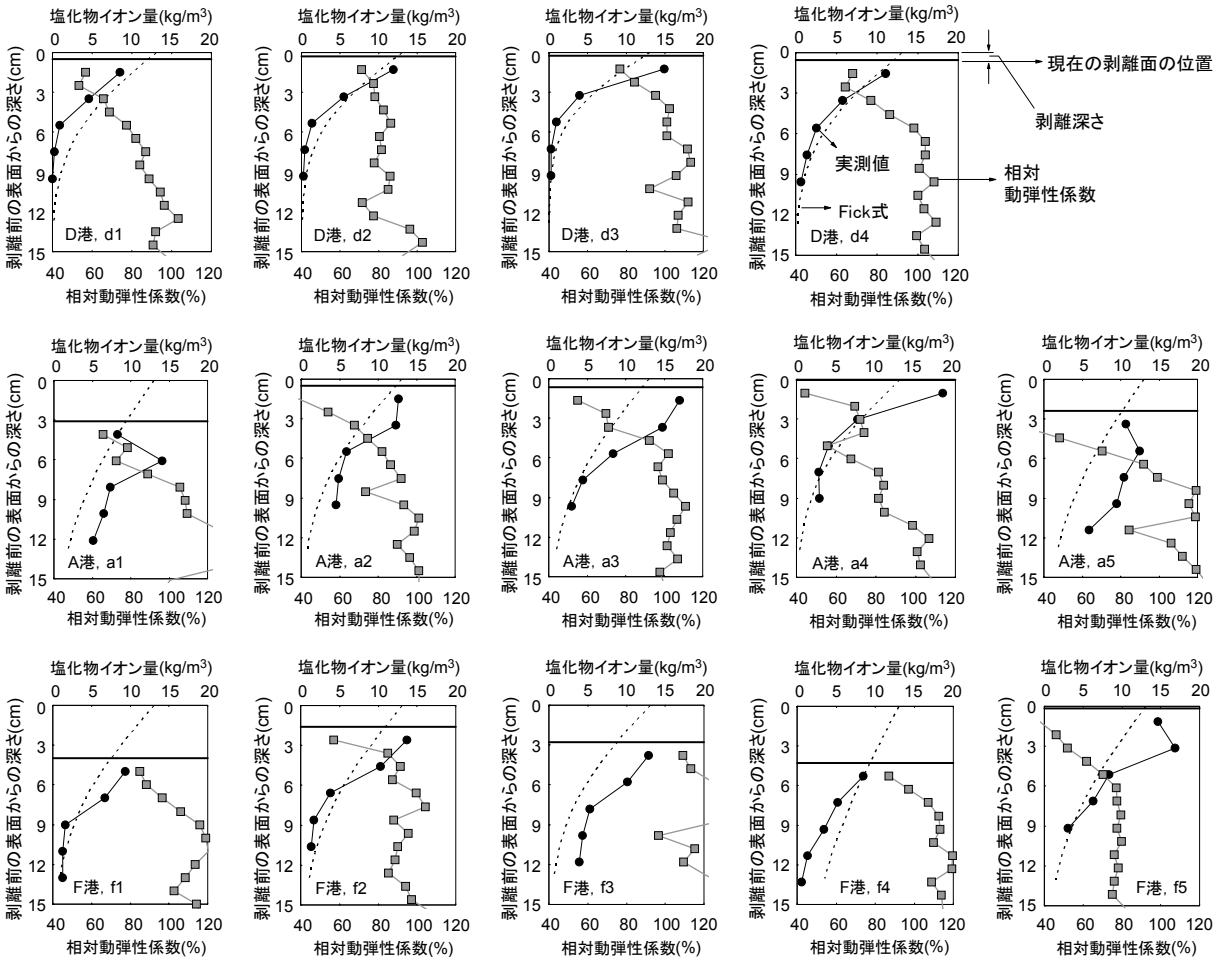


図-3.8.2　コンクリート内部の塩化物イオンの浸透状況および相対動弾性係数の分布

3.8.3　塩化物イオン浸透量に及ぼすスケーリングの影響

図-3.8.3 に塩化物イオン量の計算値と実測値の比較を示す．計算値は図-3.8.2 で示した破線の値である．剥離面から深さ 1cm は全体の 85%，3cm は 57%，5cm と 7cm は 43%，9cm は 50%が計算値を上回っていた．比率は，深さ 1cm は最大 1.8 倍，全体で最大 4.0 倍であった．

図-3.8.4 は剥離度と比率の関係である．剥離度が大きい防波堤では全ての深さで比率が 1 以上すなわち計算値を上回っている箇所が多くみられた．スケーリングの抑制は，コンクリート内部の健全性を確保する上で重要であることが示された．

3.8.4　拡散係数

図-3.8.5 に見かけの拡散係数の計算値と実測値の比較を示す．計算値は式(3.8.5)で求めた値である．実測値は剥離面から深さ 0～100mm 区間の塩化物イオン量の分布から求めた値で，本研究では最も浅い深さ x_1 の測定値を C_0 とみなし，それぞれの測定深さ x_2，x_3…を(x_2-x_1)，(x_3-x_1)…に置

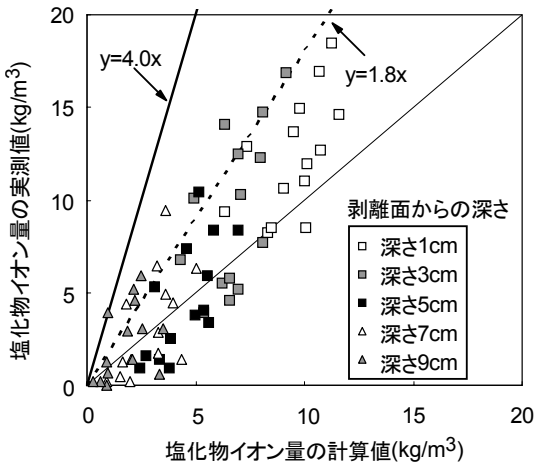


図-3.8.3　塩化物イオン量の計算値と実測値の比較

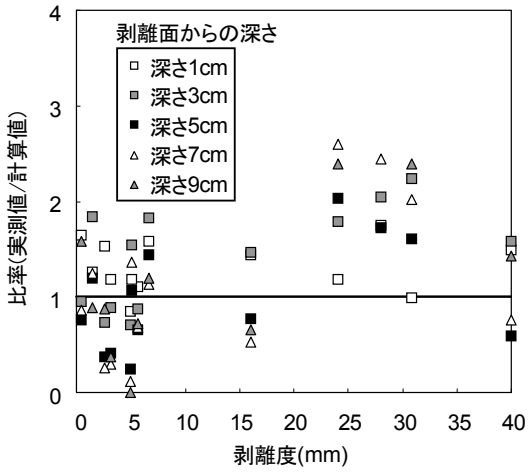


図-3.8.4　剥離度と塩化物イオン量の実測値/計算値の比率

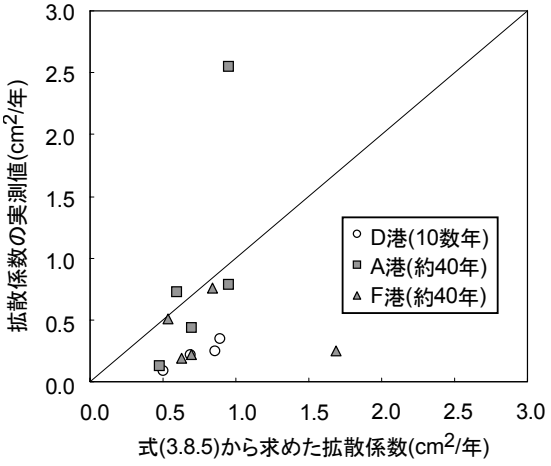


図-3.8.5　拡散係数の計算値と実測値（剥離面から深さ 0～100㎜ の見かけの拡散係数）の比較

き換え，式(3.8.3)の D_c に任意の値を代入してそれぞれの深さの塩化物イオン量を計算し，実測値との残差平方和が最小になるまで D_c を変化させることで D_c を決定する簡易法［3-8-7］により求めた．拡散係数は，計算値に比べて実測値の方が全体的に小さい値となった．**図-3.8.2**，**図-3.8.3** をみると，塩化物イオン量は表面近傍で大きな値を示している．すなわち，塩化物イオン量の実測値を曲線で結ぶと，表層近傍で塩化物イオン量が大きくなる方向へ曲率が大きくなる形のグラフとなるため，結果的に見かけの拡散係数は小さくなったのである．

なお，式(3.8.4)はばらつきを含んだ調査データを近似させた式であることは広く知られている．また，寒冷地ではない海洋環境下で 30 年以上供用された港湾構造物（桟橋）においても見かけの拡散係数が非常に低く表示される場合があることが山路ら［3-8-8］の調査でも明らかになっており，この結果についてはばらつきの範囲と捉えるのが客観的と言える．

3.8.5　塩化物イオンの浸透量予測の考え方

塩化物イオンの浸透予測に関しては，剥離に伴う表面位置の変化に注意し，計算値の補正を行う必要があることが明らかとなった．本研究で得た成果の範囲で予測の考え方を整理すると，以下のようになる．

(1) まず，式(3.8.3)の Fick 式を用いて塩化物イオン量の計算値を求める．

(2) 次に，スケーリング進行性指標値をもとに，予想される剥離度ならびに欠損深さ（剥離面の位置）を求める（例えば**図-3.5.1**，**図-3.5.5**）．

(3) (2)の結果をふまえ，**図-3.8.4** を参考に剥離度が 15mm より大きい場合は全体，15mm より小さい場合は剥離面から深さ 3cm の範囲を対象に，式(3.8.3)の計算値に最大 1.8～4.0 倍の比率（**図-3.8.3**）を乗ずる補正を行い，最終的に塩化物イオン量を決定する．

3.9　まとめ

第 3 章では，スケーリングの被害を受けている建設から 10 数年および約 40 年経た北海道内の防波堤上部の天端面において劣化調査を行い，第 2 章で得た成果の妥当性の検証およびスケーリングに及ぼす影響因子の重み付け・定量化を行った．さらに，一部の防波堤ではコンクリート内部の損傷状況についての評価も行った．本研究の範囲で得られた結果をまとめると，以下の通りとなる．

1) 水セメント比（配合推定値）は表層の方が内部に比べて 1.1～1.6 倍大きかった．また，コンクリートにジャンカなどの欠陥が生じている防波堤では，水セメント比が適切でも大きなスケーリングが生じていた．

2) 圧縮強度が 35MPa 以上の防波堤は約 40 年間，優れたスケーリング抵抗性を示していた．

3) 水セメント比が大きい防波堤では，空気によるスケーリングの抑制効果が水セメント比によって打ち消されている傾向がみられた．

4) 深さ 0～20mm の EPMA 画像の CaO 濃度の推算値とスケーリング抵抗性は良い相関関係にあった.

5) スケーリングに及ぼす影響は，深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値），圧縮強度，深さ 0～50mm の水セメント（配合推定値），経過年数，気泡間隔係数，地域係数，空気量の順に大きかった.

6) 地域係数 2.3～6.6 はさほど大きな差ではなかった.

7) データの重回帰分析を行ったところ, 5)の影響因子に重み係数を乗じて組み合わせた下記の式が得られた. ここに, γ は指標値, W/C_i は深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）(%), W/C_s は深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）(%)，F は圧縮強度(MPa)，A は硬化コンクリートの空気量(%)，L は気泡間隔係数(mm)，T は地域係数，t は経過年数(年)，D_m は剥離度(mm)である.

$$\begin{cases} \gamma = \left(\dfrac{W/C_i}{58.9}\right)^{5.77} \times \left(\dfrac{W/C_s}{65.2}\right)^{1.32} \times \left(\dfrac{F}{27.6}\right)^{-2.66} \times \left(\dfrac{A}{3.2}\right)^{-0.43} \times \left(\dfrac{L}{0.5}\right)^{0.73} \times \left(\dfrac{T}{4.3}\right)^{0.51} \times \left(\dfrac{t}{28}\right)^{1.28} \\ D_m = 7.97e^{2.58\log\gamma} \end{cases}$$

8) 適切な施工がなされ，良好な品質が確保されている場合，スケーリングの進行性は第 2 章同様，パラメータを水セメント比と年数に限定した下記の式で評価できた．ここに，γ_w はスケーリング進行性指標値，W/C_i は深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）(%)，t は経過年数(年)，D_m は剥離度(mm)である.

$$\begin{cases} \gamma_w = \left(12.1\left[\dfrac{t}{23.4}\right] - 4.48\right)\left(\dfrac{W/C_i}{59.1}\right) - 11.3\left(\dfrac{t}{23.4}\right) + 4.56 \\ D_m = 6.66e^{2.91\log\gamma_w} \end{cases}$$

9) 本研究で調査した防波堤上部天端面においては，現場の経過年数(年)t と ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験のサイクル cyc の間に以下の関係があることが示された．また，凍結融解実験（ASTM C 672）の結果を構造物の耐久性設計へ応用するための基本的な考え方を示すことができた.

$$\frac{t}{23.4}=\frac{10^{\frac{\ln\left(2.26e^{2.42\log\left(\left(1.09\left[\frac{cyc}{237}\right]+1.11\right)\left(\frac{W/C}{50}\right)-0.57\left(\frac{cyc}{237}\right)-0.57\right)}+1.31\right)-1.89}{2.91}}+4.48\left(\frac{W/C+5}{59.1}\right)-4.56}{12.1\left(\frac{W/C+5}{59.1}\right)-11.3}$$

10) 剥離面直下の相対動弾性係数は剥離度が大きい箇所ほど高く，塩化物が作用する環境下では，コンクリートの表層が集中的に凍害を受けている傾向が示された．

11) 塩化物イオン量の実測値は深さ 1cm が全体の 85%，3cm は 57%，5cm と 7cm は 43%，9cm は 50%が計算値を上回っていた．計算値に対する実測値の比率は最大 1.8～4.0 倍であった．剥離度が大きい箇所では全ての深さで比率が 1 を上回っているところもあり，スケーリングの抑制はコンクリート内部の健全性を確保する上で重要である．

第 3 章の参考文献

[3-2-1] 参考文献［1-1-1］，pp.181-223

[3-2-2] 気象庁：2000.12～2001.3，2001.12～2002.3，2002.12～2003.3，2003.12～2004.3，2004.12～2005.3 アメダスデータ

[3-2-3] 参考文献［2-4-3］，p.155

[3-2-4] 参考文献［1-1-6］

[3-2-5] 参考文献［2-2-4］

[3-2-6] 加藤利菜，鮎田耕一，猪狩平三郎：15 年間寒冷地の海上大気中に暴露したコンクリートの表面剥離性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.975-980，2004.

[3-2-7] 鮎田耕一，桜井宏，小笠原育穂：流氷海域に暴露したコンクリートの劣化性状，セメント・コンクリート論文集，No.47，pp.474-479，1993.

[3-2-8] 高田宣之，佐伯昇，藤田嘉夫：海岸コンクリートの凍害曝露実験 ―8 冬経過状況―，土木学会第 43 回年次学術講演会概要集，pp.172-173，1988.

[3-2-9] 参考文献［1-2-2］

[3-2-10] 吉田八郎，横山滋，高野豊：石灰石骨材を使用した硬化コンクリート中のセメント量推定方法，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.347-352，1990.

[3-3-1] 土木学会：昭和 31 年 土木学会制定 コンクリート標準示方書 解説，pp.26-29，1958.12

[3-3-2] 参考文献［1-2-2］

[3-3-3] 参考文献［3-2-7］

[3-3-4] 林正道，鮎田耕一：コンクリート工学 耐久性・寒中コンクリート詳説，p.45，山海堂，1993.

[3-3-5] 土木学会：コンクリート標準示方書 解説【昭和 42 年版】，p.34，1967.7

[3-3-6] 参考文献［3-3-1］

[3-4-1] 参考文献［1-3-12］

[3-5-1] 参考文献［1-1-7］

[3-5-2] 参考文献［1-1-9］

[3-5-3] 参考文献［1-1-7］

[3-5-4] 村田二郎，長瀧重義，菊川浩治：土木材料コンクリート，pp.89-90，共立出版，1991.6

[3-5-5] 土木学会：コンクリート標準示方書［施工編］，p.81，pp.376-377，2002.3

[3-5-6] 野本高憲，江川顕一郎，野口博章，山下英俊：最低温度が凍結融解作用下のコンクリートの劣化に及ぼす影響について, コンクリート工学年次論文集, Vol.14, No.1, pp.1015-1020, 1992.

[3-5-7] 袴田豊，山内茂樹，宇夫方章裕，藤原忠司：岩手県および北海道南部におけるコンクリ

ート構造物の凍害の現状とその原因, セメント・コンクリート論文集, No.53, pp.409-416, 1999.

[3-5-8] 岡本修一，魚本健人：細孔構造から見た凍害への凍結最低温度の影響について，土木学会第 53 回年次学術講演概要集，pp.634-635，1998.

[3-5-9] 村上祐治，山下英俊，喜多達夫，吉川弘道：最低温度の違いによるコンクリートの変形挙動と AE 特性，土木学会第 47 回年次学術講演概要集，pp.438-439，1992.

[3-5-10] 松村光太郎，川瀬清孝，土井希祐：コンクリート中の水分凍結に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.20，No.2，pp.907-912，1998.

[3-5-11] 漆崎要，桂修，鎌田英治：コンクリートの凍害に及ぼす凍結最低気温の影響に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.20，No.2，pp.919-924，1998.

[3-5-12] 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)，2006.3

[3-5-13] 参考文献［2-10-1］

[3-5-14] 洪悦郎：コンクリートの凍害，コンクリート工学，Vol.13，No.3，p.35，1975.3

[3-6-1] セメント協会 : コンクリート専門委員会報告 F-23 硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告（その 2），p.12，1971.3

[3-8-1] 緒方英彦，野中資博，藤原貴央，高田龍一，服部九二雄：超音波法によるコンクリート製水路の凍害診断，コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム論文集，pp.63-70，日本コンクリート工学協会，2006.12

[3-8-2] 参考文献［1-3-6］，p.202

[3-8-3] 参考文献［3-5-5］，p.80

[3-8-4] 小尾稔，田口史雄：凍結融解作用を受ける海岸コンクリート構造物の塩分量調査，第 47 回北海道開発局技術研究発表会論文概要集，道路・舗装部門，pp.199-204，2004.2

[3-8-5] 参考文献［3-5-5］，p.24

[3-8-6] 川村力，谷村幸裕，曽我部正道，鳥取誠一，長谷川雅志，東川孝治：鉄道構造物の調査に基づくコンクリート中への塩化物イオン浸透に関する研究，土木学会論文集，No.781/V-66，pp.193-204，2005.2

[3-8-7] 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診断シリーズ 3　鉄筋腐食の診断，p.181，森北出版，1993.

[3-8-8] 山路徹，渡邊弘子，小牟禮建一，濱田秀則，岩波光保：海洋環境下で 30 年以上供用された桟橋上部工コンクリートの耐久性，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp.1027-1028，2002.

第 4 章

スケーリングに及ぼす
凍結融解作用前の環境の影響

第 4 章　スケーリングに及ぼす凍結融解作用前の環境の影響

4.1　概論

第 2 章，第 3 章では，スケーリングの進行性に及ぼすコンクリートの品質の影響について実験的，実証的な評価を行った．しかし，凍結融解を受けるまでの期間の環境条件は構造物によって異なる．例えば，凍結防止剤散布路線に架かる既設橋の地覆コンクリートの打換えが冬期に行われる場合，部材は打換え後すぐ供用されるため，十分な乾燥を受けず高い湿潤状態が保持された状態のまま凍結融解と塩化物の複合作用を受けることになる．また，水分供給が多い環境下に部材が曝される場合，コンクリートの含水率が大きい状態のまま冬期を迎えることになる．筆者は勤務先の寒地土木研究所において，このような環境条件下で施工されたコンクリートが供用開始直後，早期にスケーリングの被害を受けた旨の技術相談をこれまで数回受けた経験がある．コンクリートの表層は環境の影響を最も受けやすい部位であり，このような環境の影響も適切に評価する必要がある．

凍害に及ぼす環境の影響については，淡水を用いた研究事例として田畑［4-1-1］，長谷川［4-1-2］，濱ら［4-1-3］，一方，塩水を用いた研究事例として三浦ら［4-1-4］の報告がある．いずれも ASTM C 666 に準じた実験による評価がなされている．しかし，第 2 章の冒頭でも述べたように，スケーリングに及ぼす表層の品質の影響を ASTM C 666 で的確に評価することは難しい．

本章では，主に含水率に着目し，湿潤養生の日数，気中静置の日数，気中静置後の再吸水日数の 3 因子をパラメータに選定して ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験を行い，スケーリングの進行性に及ぼす凍結融解作用前の環境の影響について評価を行った．なお，塩化物によるスケーリングの促進メカニズムに関しては多くの理論が提唱されているが（第 1 章），ここでは比較的新しい Vallenza ら［4-1-5］の理論に基づいて解析・考察を行った．本章の構成を**図-4.1.1** に示す．

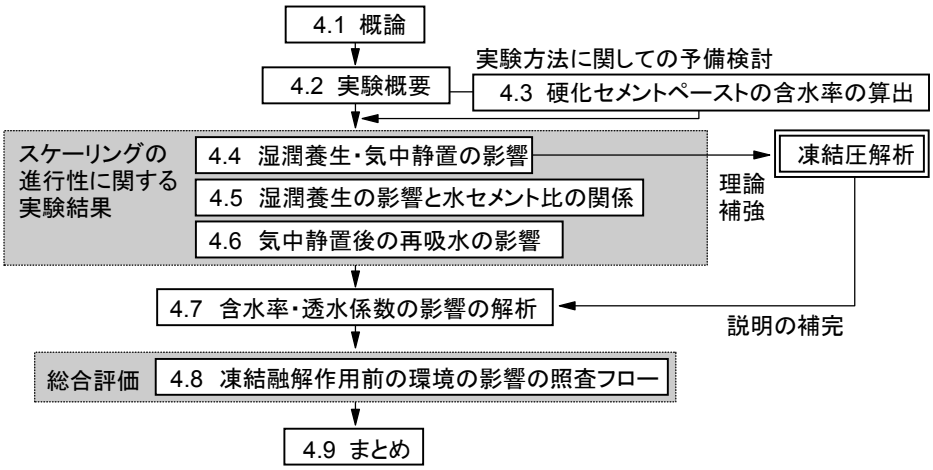


図-4.1.1　第 4 章の構成

4.2 実験概要

4.2.1 配合・使用材料

表-4.2.1 に配合を示す．セメントは普通ポルトと高炉 B 種の 2 種類を用いた．水セメント比は 50%を標準としたが，高炉 B 種はさらに 40%，30%のシリーズも加え，計 4 配合とした．それぞれの配合には，使用するセメントの種類（普通ポルト…N，高炉 B 種…B）と水セメント比（50%…5，40%…4，30%…3）を組み合わせた配合記号を付した．細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（表乾密度 2.70g/cm^3，絶乾密度 2.67 g/cm^3，吸水率 0.89%，粗粒率 3.32），粗骨材は小樽市見晴産の砕石（表乾密度 2.67g/cm^3，絶乾密度 2.65 g/cm^3，吸水率 1.07%，粗粒率 7.13）を使用した．粗骨材の最大寸法は 25mm とした．

4.2.2 練混ぜ

練混ぜは，容量 100 リットルのパン型強制練りミキサを用いて行った．スランプは 8±2.5cm，空気量は 4.5±1.0%を目標とした．配合記号 B3 は，細骨材とセメントを投入して 30 秒間練混ぜた後，水と混和剤（高性能 AE 減水剤〔ポリカルボン酸エーテル複合体〕と空気調整剤〔ポリアルキレングリコール誘導体〕および空気連行剤）を投入して 4 分間，最後に粗骨材を投入して 1 分 30 秒間練混ぜた．それ以外の配合は，細骨材とセメントをミキサに投入して 10 秒間練混ぜた後，水 1/2 を投入して 10 秒間，粗骨材を投入して 10 秒間，残りの水と混和剤（AE 減水剤〔リグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体〕と空気連行剤〔変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤〕）を投入して 3 分間練混ぜた．練混ぜ温度は 20℃とした．

4.2.3 供試体

供試体の形状は，第 2 章の実験で用いた小型供試体（**図-2.2.2**）と同じ寸法とした．実験面は打設面とした．打設面以外は材齢 14 日にエポキシ樹脂でコーティングした．

4.2.4 凍結融解実験開始までの環境条件

凍結融解実験を開始するまでの環境条件は，**図-4.2.1** および**図-4.2.2** のように設定した．スケーリングに及ぼす湿潤養生（高湿室静置）の日数および気中静置（温度 20℃，湿度 60%の恒温恒

表-4.2.1　コンクリートの配合

記号	水セメント比 (%)	使用セメント	目標空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m^3)			
					水	セメント	細骨材	粗骨材
N5	50	普通	4.5	44	140	280	862	1,089
B5	50	高炉 B	4.5	44	140	280	859	1,085
B4	40	高炉 B	4.5	42	149	373	776	1,063
B3	30	高炉 B	4.5	40	155	513	680	1,013

湿室）の日数の影響に関する実験では，**図-4.2.1** に示すように実験開始材齢は 91 日を基本とし，湿潤養生を 7 日，28 日，91 日間（気中静置はそれぞれ 84 日，63 日，0 日間）行った．各シリーズには，湿潤の頭文字 S と湿潤養生日数，材齢の頭文字 Z と実験開始材齢を組み合わせた養生記号を付した．なお，材齢は同一であるが，いずれも湿潤養生日数が異なるため，この 3 シリーズだけで気中静置日数の影響についてのみ評価・説明することは，養生の影響を払拭しきれていないため厳しい．そこで説明の補完を行うために湿潤養生日数が S28Z91 と同じ 28 日で実験開始材齢が 28 日の S28Z28 を設定し，S28Z28，S28Z91，S91Z91 の 3 者を比較することで気中静置の日数の影響を包括的に調べることとした．気中静置後の再吸水日数の影響に関する実験は S7Z91 の供試体を使用し，気中静置終了後，**図-4.2.2** に示すように打設面に淡水を張って再吸水させた後，凍結融解実験を行った．再吸水は 0，7，30，60 日間行った．各シリーズには S7Z91 の後に吸水を表す頭文字 W と再吸水の日数を組み合わせた養生記号を付けた．

所定の環境に置いた後，コンクリート組織の性状を把握する目的で，打設面から深さ 0～10mm のペーストの細孔分布と含水率ならびにコンクリートの透水係数を調べた．細孔分布は水銀圧入法，透水係数はインプット法に準じて測定を行った．含水率の測定方法は **4.3** で詳しく述べる．

4.2.5 凍結融解実験

凍結融解実験は第 2 章と同じく，実験面に実験水を深さ 6mm 張って，-18℃で 16 時間，23℃で 8 時間の 1 日 1 サイクルの凍結融解作用を繰り返し与える ASTM C 672 に準じて行った．実験水は，

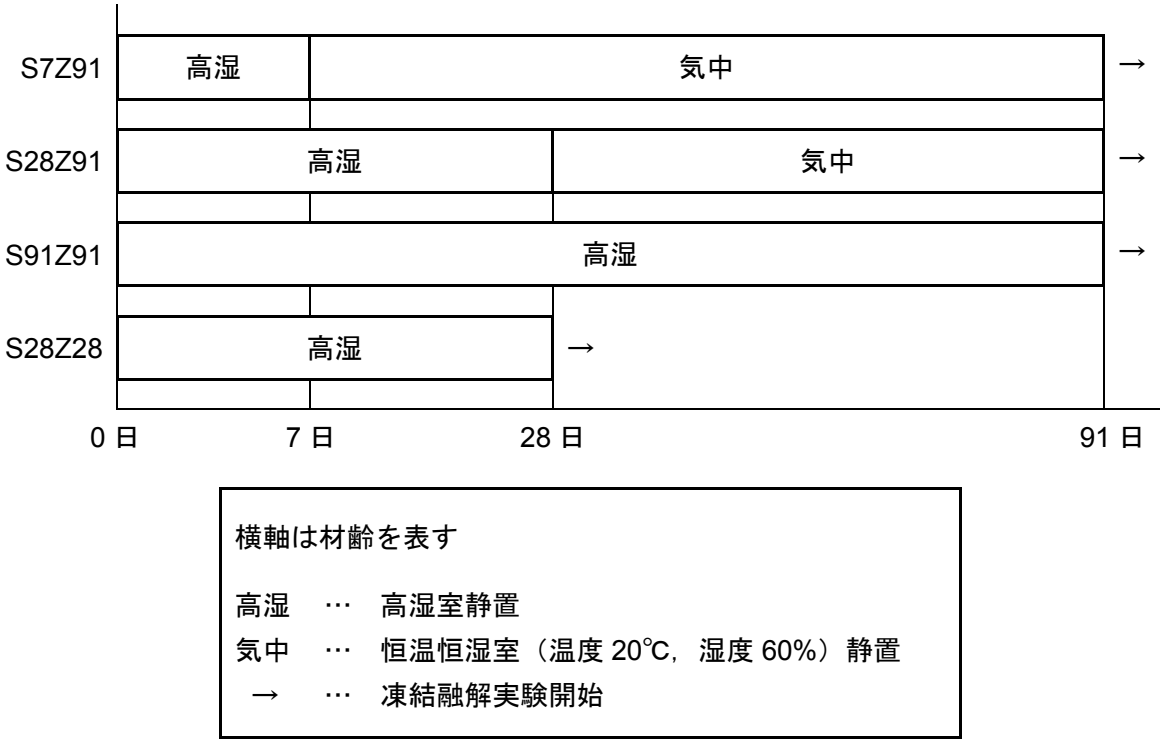


図-4.2.1 養生方法 1（スケーリングに及ぼす湿潤養生・気中静置の影響）

濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液（以下，NaCl と記す）を使用した．なお，実験方法の詳細は **2.2.5** で述べているため説明は割愛する．凍結融解実験は最長 300 サイクルまで行った．

4.3 硬化セメントペーストの含水率の算出

本研究では，硬化セメントペースト（以下，ペーストと記す）の含水状態を含水率で表現することにした．ペーストに含まれる水量(g)を P_w，ペーストの絶乾質量(g)を P_d とすると，ペーストの含水率(%)W_p は式(4.3.1)で表される．

$$W_p = \frac{P_w}{P_d} \times 100 \tag{4.3.1}$$

なお，本研究ではコンクリートを実験に使用しているため，以下の手順でペーストの含水率を求めることとした．

4.3.1 算出方法の理論

はじめに，細骨材に含まれる水量(g)と細骨材の絶乾質量(g)を S_w，S_d，粗骨材に含まれる水量(g)

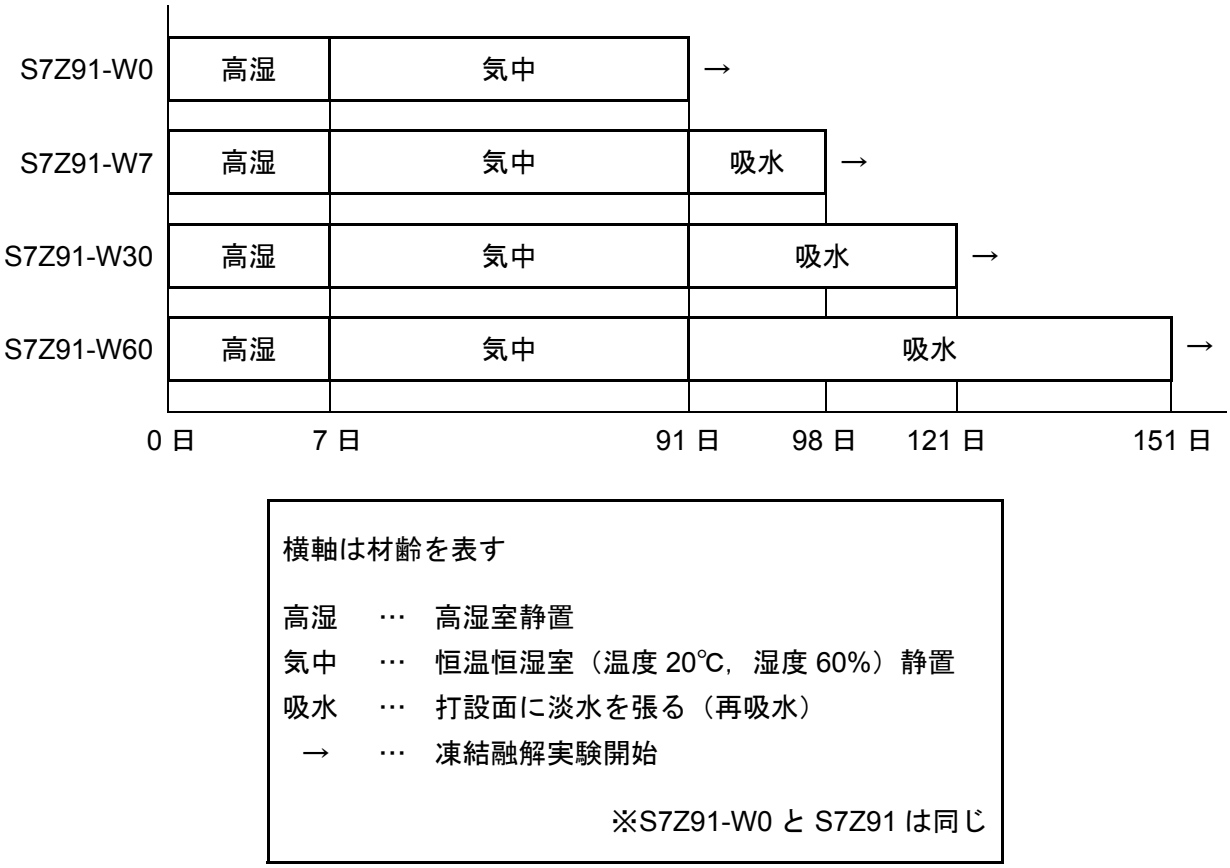


図-4.2.2 養生方法 2（スケーリングに及ぼす気中静置後の再吸水の影響）

と粗骨材の絶乾質量(g)を G_w, G_d で表す. 細骨材と粗骨材の表面水は P_w に含まれるものとすると，切り出したコンクリートの質量(g)M_c および D-dry を行った後の質量(g)M_d は，空気の質量を無視すると式(4.3.2)および式(4.3.3)で表される．

$$M_c = P_w + P_d + S_w + S_d + G_w + G_d \tag{4.3.2}$$

$$M_d = P_d + S_d + G_d \tag{4.3.3}$$

コンクリートに含まれる水量は式(4.3.2)と式(4.3.3)の差から求められるが，ペーストの水量を求めるには，さらに S_w と G_w を差し引かなければならない．また，ペーストの絶乾質量の算出においても，式(4.3.3)からさらに S_d と G_d を差し引く必要がある．本研究では細骨材，粗骨材はともに表乾状態で使用している．このため，S_w，G_w は式(4.3.4)および式(4.3.5)のようになる．

$$Q_s = \frac{S_w}{S_d} \qquad \therefore S_w = S_d \times Q_s \tag{4.3.4}$$

$$Q_g = \frac{G_w}{G_d} \qquad \therefore G_w = G_d \times Q_g \tag{4.3.5}$$

ここに，Q_s は細骨材の吸水率，Q_g は粗骨材の吸水率である．

しかし，供試体から切り出したコンクリート層から S_d と G_d を直接求めることは非常に困難である．そこで，以下の手順によって求めることとした．細骨材率を s/a，細骨材の絶乾密度(g/cm^3)を ρ_{ds}，粗骨材の絶乾密度(g/cm^3)を ρ_{dg}，細骨材と粗骨材を合わせた骨材全体の絶乾密度(g/cm^3)を $\rho_{d(s+g)}$とすると，式(4.3.4)，式(4.3.5)から下記の式が得られる．

$$S_w = \left(\frac{S_d + G_d}{\rho_{d(s+g)}} \right) \times s/a \times \rho_{ds} \times Q_s \tag{4.3.6}$$

$$G_w = \left(\frac{S_d + G_d}{\rho_{d(s+g)}} \right) \times (1 - s/a) \times \rho_{dg} \times Q_g \tag{4.3.7}$$

通常，コンクリートの細孔分布を測定する場合，不溶解残分量（Insol）の測定も行われる．この値を I とし，この不溶解残分を全て骨材とみなすと，I と M_d から S_d と G_d の和を算出すること

ができる．

$$\frac{S_d + G_d}{M_d} = I \qquad \therefore S_d + G_d = I \times M_d \tag{4.3.8}$$

なお，本研究で使用した骨材の絶乾密度はρ_{ds}が2.67g/cm^{3}でρ_{dg}が2.65g/cm^{3}と概ね同値である．そこで，計算を簡便化させるためρ_{ds}＝ρ_{dg}＝$\rho_{d(s+g)}$とすると，式(4.3.9)，式(4.3.10)が得られる．

$$S_w = I \times M_d \times s/a \times Q_s \tag{4.3.9}$$

$$G_w = I \times M_d \times (1 - s/a) \times Q_g \tag{4.3.10}$$

ゆえに，式(4.3.2)，式(4.3.3)，式(4.3.9)，式(4.3.10)より，M_cとM_dからP_w，P_dが算出できる．

$$\begin{aligned} P_w &= M_c - M_d - S_w - G_w \\ &= M_c - M_d - (S_w + G_w) \\ &= M_c - M_d - \{I \times M_d \times s/a \times Q_s + I \times M_d \times (1 - s/a) \times Q_g\} \end{aligned}$$

$$\therefore P_w = M_c - M_d [1 + I\{s/a \times Q_s + (1 - s/a) \times Q_g\}] \tag{4.3.11}$$

$$P_d = M_d - S_d - G_d = M_d \times (1 - I) \tag{4.3.12}$$

ただし，式(4.3.11)，式(4.3.12)は，前述したように細骨材と粗骨材の絶乾密度がほぼ同じで，骨材がともに表乾状態である場合のみ成立する．

4.3.2　理論の妥当性

ここで，**4.3.1** で検討した理論の妥当性を検証するため，予備実験を行った．

供試体は，凍結融解実験と同じ寸法のコンクリート供試体（220×220×100mm）と，**図-4.3.1** に示すペースト供試体（160×40×40mm）をそれぞれ作製した．水セメント比はともに 50%とした．実験条件は，セメントは普通ポルトと高炉 B 種の 2 種類，養生方法は高湿室に 7 日間保管し，その後は材齢 28 日まで気中に静置させるパターンと，高湿室に 28 日間保管させ，気中には静置しないパターンの 2 種類，計 4 条件とした．

養生終了後，それぞれの供試体の打設面から深さ 0～10mm の層をコンクリートカッターで切り出し，ペーストの含水率を調べた．切り出す試料の寸法は，コンクリート供試体は囲い設置部分

を除いた 170×170×10mm，ペースト供試体は 160×40×10mm とし，前者の試料は **4.3.1** で述べた方法に基づいて，後者の試料は D-Dry させた後の質量を P_d，D-Dry 前の質量から P_d を差し引いた値を P_w として式(4.3.1)により，それぞれペーストの含水率を計算した．

図-4.3.2 に結果を示す．図にはコンクリート供試体から切り出したコンクリートそのものの含水率（$(M_c\text{-}M_d)\times100/M_d$）も合わせて示した．コンクリートの含水率とペースト供試体の含水率は差が大きく，最大で約 17%の開きがあった．一方，**4.3.1** の理論に基づいてコンクリートから求めたペーストの含水率の理論値とペースト供試体の含水率を比較すると，若干のばらつきはみられるが，概ね 45°線の近傍にデータがプロットされ，ある程度良く近似できることが確認された．

そこで，本研究では式(4.3.11)，式(4.3.12)より P_w，P_d を算出し，その値を式(4.3.1)に代入することでペーストの含水率を求めることとした．I は 500ml のビーカーに塩酸 250ml と試料 1g を入れて 20 分間攪拌させた後，濾過を行って不溶解の残留物を採取し，温水で 7～8 回洗浄して乾燥させた後の質量から求めた．M_c は切り出した直後の質量測定値，M_d は D-dry を行った後の質量測定値とした．

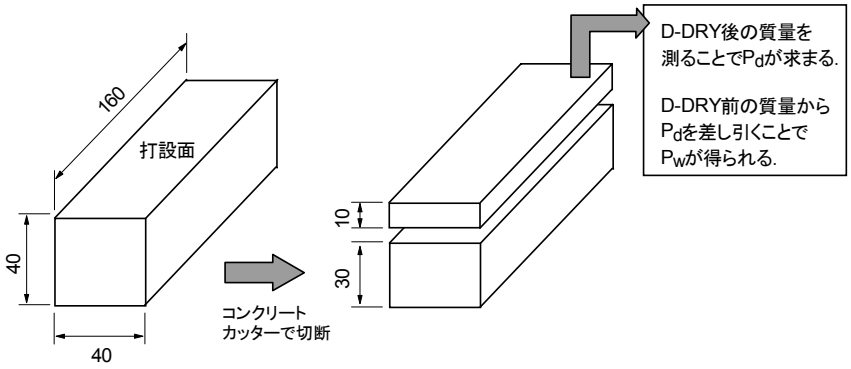


図-4.3.1　予備実験のために作製したペースト供試体および含水率の測定方法（単位：mm）

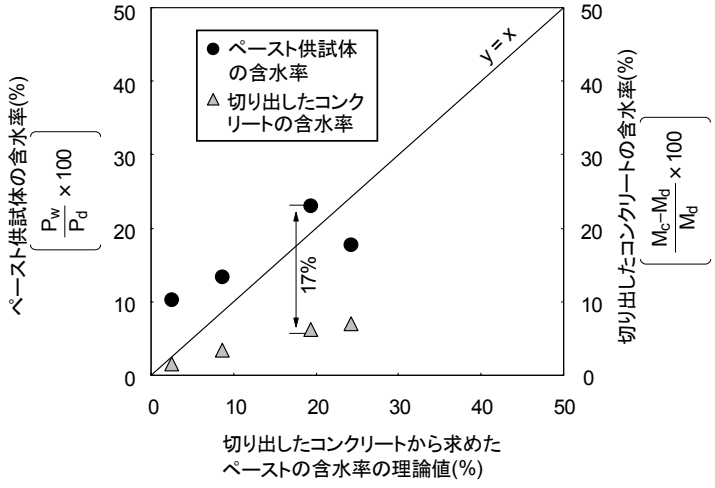


図-4.3.2　ペーストの含水率の測定結果

4.4　湿潤養生・気中静置の影響

4.4.1　スケーリング量

図-4.4.1，図-4.4.2 に淡水を実験水に用いた場合のスケーリング量の測定結果を示す．S7Z91 と S28Z91 を比較すると湿潤養生の日数が長い S28Z91 の方がスケーリング量は小さい結果が示された．湿潤養生を継続的に行った S91Z91 は，S28Z91 と同程度以下のスケーリング量であった．なお，淡水を用いた場合でも長期的に凍結融解を与えると 0.1g/cm^2 程度のスケーリングが発生する結果が一部で示された．一般に打設面はブリーディングなどの影響により引張強度が脆弱になりやすい部位であることが第 2 章でも確認されており，この負の作用が結果に影響したものと考えられる．

図-4.4.3，図-4.4.4 は NaCl を実験水に用いた場合の結果である．湿潤養生を継続的に行った S91Z91 は実験開始直後からスケーリングが急増し，淡水とは全く異なる特異な挙動を示した．同

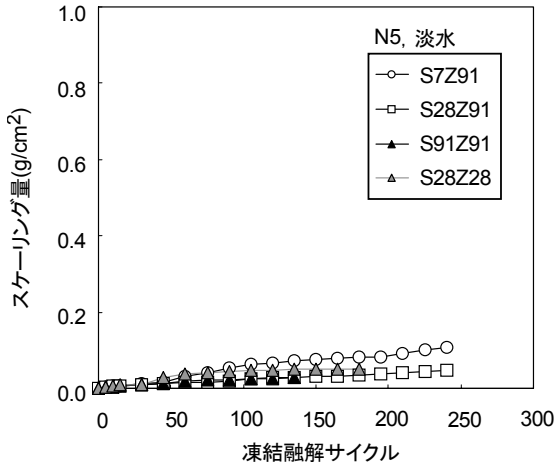


図-4.4.1　N5 のスケーリング量（淡水）

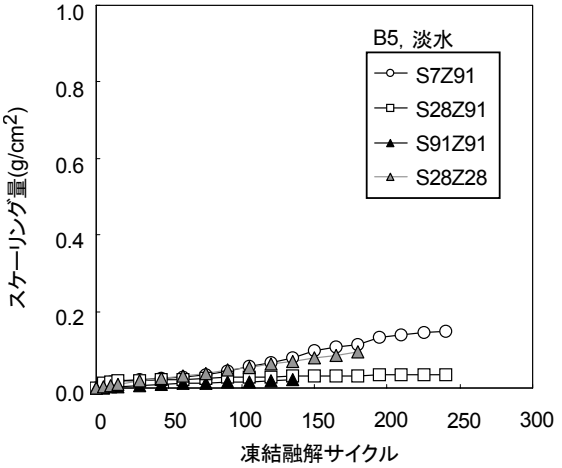


図-4.4.2　B5 のスケーリング量（淡水）

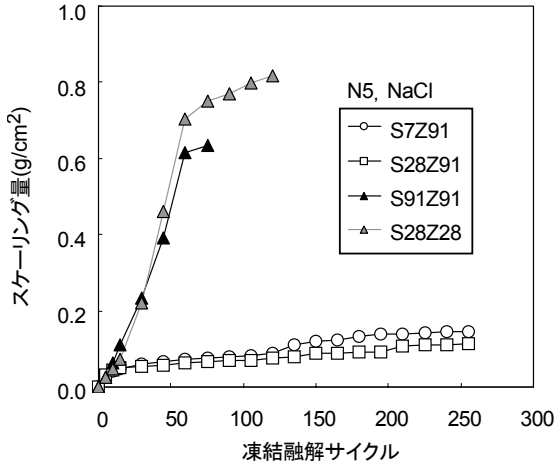


図-4.4.3　N5 のスケーリング量（NaCl）

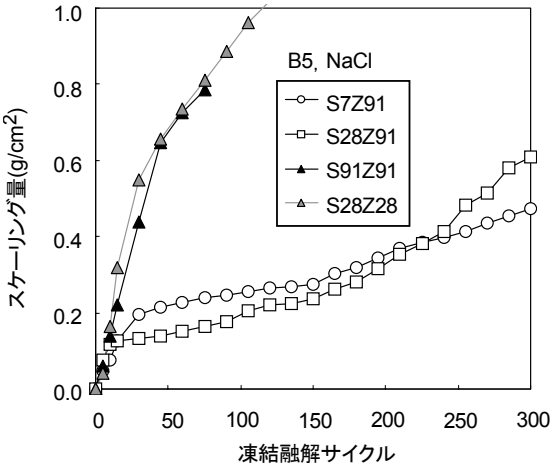


図-4.4.4　B5 のスケーリング量（NaCl）

じく湿潤養生を継続させた S28Z28 においても S91Z91 と同様の挙動が示された．しかし，湿潤養生の日数が S28Z28 と同じ S28Z91 においては，このような挙動がみられなかった．このことは，スケーリングの急増は湿潤養生の日数の長短によるものではなく，気中に静置しなかったことが一因であることを示している．なお，スケーリング量は全体的に B5 の方が N5 に比べて多かった．**写真-4.4.1** は急速に崩壊に至る途中の S91Z91 の 30 サイクルの状況である．N5 の実験面をみると，B5 に比べて健全な部分が多く残っていることがわかる．これらは，同一の水セメント比においては高炉 B 種を用いた方がスケーリングが進行しやすい第 2 章の実験結果と良く一致している．

ここで，終局に至っていない S7Z91 の NaCl を例にとり，100 サイクル以降のスケーリング量 (g/cm^2)を SC_{S7Z91} で表し，第 2 章で提案した実験式（**2.12** の 1)）と同じ形で結果を整理してみる．

この場合，*W/C* は 50%のみであることから，スケーリングの進行性を表す指標値は以下のように表記できる．

$$\gamma_w = \left(a\left[\frac{cyc}{A}\right]+b\right)\left(\frac{W/C}{B}\right)+c\left(\frac{cyc}{A}\right)+d = \left(a\times\left(\frac{50}{B}\right)+c\right)\left(\frac{cyc}{A}\right)+\left(b\times\left(\frac{50}{B}\right)+d\right)$$

ここで，$a\times\left(\frac{50}{B}\right)+c$ と $b\times\left(\frac{50}{B}\right)+d$ はともに定数である．そこで，次式に示すように，定数を全て左辺へ移項させて右辺を変数の *cyc* のみとし，左辺をまとめてスケーリングの進行性を表す指標値 γ_w'と定義してデータ解析を行うと，式(4.4.1)および式(4.4.2)が得られる．なお，*A* については，ここでは最長サイクル（300）の中間をとり，150 サイクルとした．

$$\frac{\gamma_w-\left(b\times\left(\frac{50}{B}\right)+d\right)}{\left(a\times\left(\frac{50}{B}\right)+c\right)}=\gamma_w{}'=\frac{cyc}{A}$$

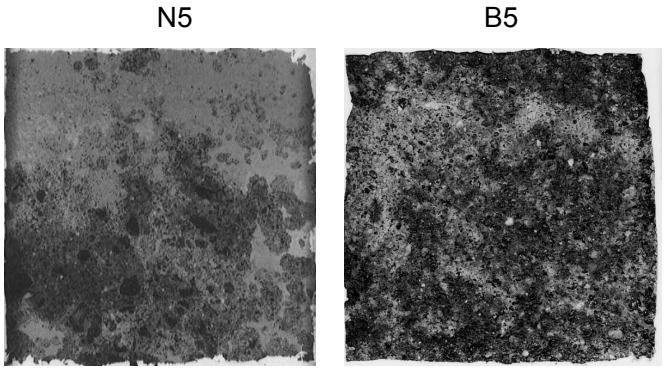


写真-4.4.1　S91Z91 の 30 サイクルの状況（実験水は NaCl）

ⅰ）N5 の場合　$\gamma_w{}' = \dfrac{cyc}{150}$，$SC_{S7Z91} = 0.11e^{1.48\log\gamma_w{}'}$　(4.4.1)

ⅱ）B5 の場合　$\gamma_w{}' = \dfrac{cyc}{150}$，$SC_{S7Z91} = 0.29e^{1.59\log\gamma_w{}'}$　(4.4.2)

図-4.4.5 に示すように計算値と実測値は良く対応しており，第 2 章の提案式の妥当性が再確認された.

図-4.4.6，**図-4.4.7** に凍結融解実験開始時点の細孔分布を示す．細孔分布は，湿潤養生 7 日（S7Z91）から 28 日（S28Z91，S28Z28）にかけて小径側にシフトしていることが確認された．シフト幅は小さいが, 28 日から 91 日(S91Z91)にかけても細孔分布は小径側に移動していた. S7Z91, S28Z91，S91Z91 の 3 シリーズにおいて，第 2 章で明らかとなったスケーリング抵抗性と密接な関係にある 75nm 以上の細孔量を調べたところ, N5 は S7Z91 が 0.25ml/g, S28Z91 は 0.14ml/g, S91Z91

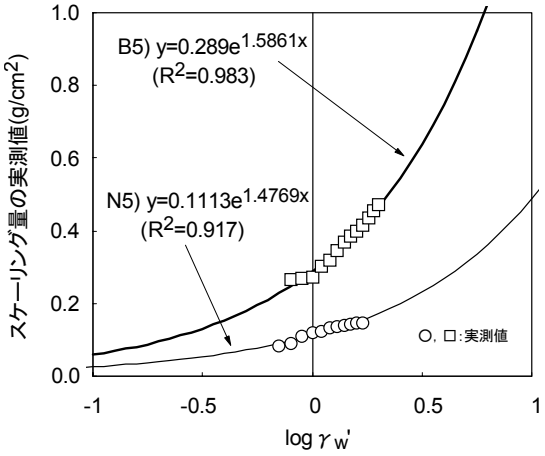


図-4.4.5　$\log\gamma_w{}'$とスケーリング量の実測値の関係（S7Z91，NaCl）

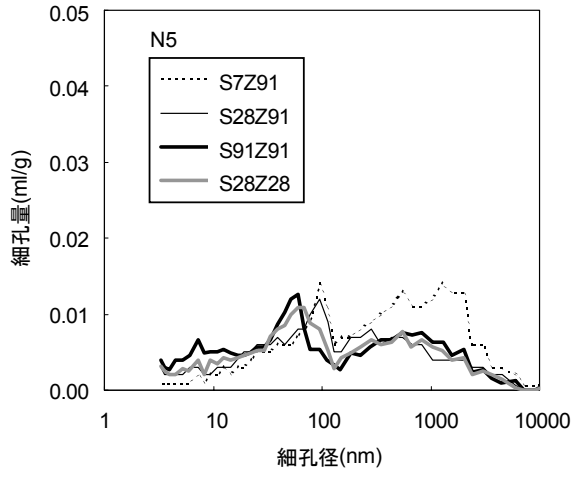


図-4.4.6　細孔分布（N5）

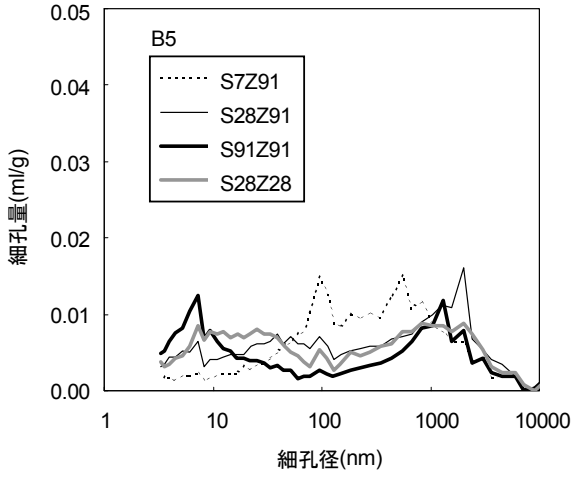


図-4.4.7　細孔分布（B5）

は 0.14ml/g，一方の B5 は S7Z91 が 0.22ml/g，S28Z91 は 0.17ml/g，S91Z91 は 0.14ml/g であった．N5 の S28Z91 から S91Z91 にかけては値に変化がなかったものの，全体的に細孔量は概ね湿潤養生の日数に応じて小さくなっている傾向が見受けられた．

図-4.4.1，**図-4.4.2** で示したように淡水を用いた場合のスケーリング量は S7Z91＞S28Z91＞S91Z91 という大小関係になっており，細孔量と良く対応していた．これに対して，NaCl を用いた場合のスケーリング量は**図-4.4.3**，**図-4.4.4** で示したように S7Z91 と S28Z91 については実験開始後，あるサイクルまで S7Z91 の方がスケーリング量が多い状態で概ね推移しており，これについては細孔量と対応している．しかし，細孔量が最小の S91Z91 は大きなスケーリングが生じており，細孔量との相関はみられなかった．

4.4.2 凍結圧解析（B5）

ここで B5 の配合を代表し，NaCl において特異なスケーリング挙動を示した S91Z91 と，湿潤養生日数は最も短いが NaCl におけるスケーリング量が S91Z91 に比べて小さかった S7Z91 の 2 シリーズにおいて，表層（深さ 0～10mm）で生じている凍結圧の分布を調べる追加実験を行った．

a) 凍結圧の求め方（淡水）

未凍結水がコンクリートの空隙壁に与える凍結圧は三橋ら［4-4-1］の理論に基づいて求めた．凍結温度の低下に伴って凍結水量が増加し，水の凍結による膨張と微細空隙中での水分移動によって起こる収縮による膨張収縮挙動によって空隙壁が破壊されてひび割れや変形が生じた場合の弾塑性変形量は次式で表現される．

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \lambda\cdot\varepsilon_t^{'} + \varepsilon_\sigma - \varepsilon_t \\ &= \lambda\cdot\varepsilon_t^{'} + \frac{\Delta P_f\cdot A_i(T)}{E_s} - \frac{A_i(T)}{V_0}\cdot\frac{\Delta P_f\cdot A_f(T)}{K_s}\end{aligned} \tag{4.4.3}$$

ただし，$\varepsilon_t^{'} = (1+D_d)^{1/3} - 1 = (1+0.09(V_f^{\ T} - V_f^{\ Tc}))^{1/3} - 1$

ここに，ε は温度(K)T における弾塑性変形（総ひずみ），λ はひび割れを伴う巨視的変形に寄与する割合を表す係数，$\varepsilon_t^{'}$は水の凍結膨張によるひずみ，ε_σ は応力によるひずみ，ε_t は凍結による収縮ひずみ，ΔP_fは氷の形成によって引き起こる凍結圧(MPa)，$A_i(T)$は温度 T までに凍結する空隙の膨張圧の寄与分を表す係数，E_s は硬化体の弾性係数(MPa)，V_0 は総空隙容積，$A_f(T)$は凍結に伴って負圧を受ける未凍結水の作用を集積して単位体積中に平均化するための係数，K_s は毛細管変形係数，D_d は凍結水の膨張量，V_f^T は凍結温度 T における凍結水量，V_f^{Tc} はひび割れ発生凍結温度 T_c における凍結水量である．

ここでは，融解行程終了時に計測される供試体の残留ひずみ ε_{sb} の実験データから凍結圧 ΔP_f を

解析する．ε_{sb}は総ひずみεから水の凍結膨張によるひずみ$\lambda\cdot\varepsilon_l'$を差し引いた値であるので，温度$T$における凍結圧は式(4.4.3)を変形した次式より求めることができる．

$$\Delta P_f = \frac{\varepsilon_{sb}}{A_i(T)\left(\frac{1}{E_s}-\frac{1}{V_0}\cdot\frac{A_f(T)}{K_s}\right)} \tag{4.4.4}$$

なお，上記はセメント硬化体の凍結圧を算出する式であるが，凍結圧の発生源は遷移帯を含むペーストであるもののスケーリングはペーストと骨材が一体化したコンクリート表層の劣化によって起こる現象であることと，ε_{sb}がコンクリートの値であることに鑑み，E_sに関しては表層すなわちコンクリートの弾性係数をあてることとした．

計算に必要な補助データは以下の通りとした．

静弾性係数はφ10×20cmの供試体を作製して**図-4.2.1**と同じ環境下に静置し，材齢91日目にJIS A 1149に準じた実験を行って求めた．静弾性係数はS7Z91が26200MPa，S91Z91は40900Mpaである．$A_i(T)$，$A_f(T)$，V_0，K_sは三橋らの研究にならい，$A_i(T)$はセメント硬化体中の単位体積中に含まれる凍結した毛細管空隙内の水の体積(m^3/m^3)，V_0はセメント硬化体中の毛細管空隙量(m^3/m^3)，$A_f(T)$はV_0から$A_i(T)$を差し引いた値，K_sはE_sの1/4とした．V_0，$A_i(T)$は**図-4.4.7**の細孔分布から求めた．$A_i(T)$の算出に必要な温度Tにおいて凍結可能な一番小さい空隙寸法γ_Tについても三橋らの研究にならって次式により求めた［4-4-1］．

$$\gamma_T = -\frac{2T_0\gamma_{li}V_i\cos(\varphi)}{L\cdot\Delta T} \tag{4.4.5}$$

ただし，$\Delta T = T - T_0$

$$\cos(\varphi) = \frac{\gamma_{ic}-\gamma_{lc}}{\gamma_{li}} \approx 1$$

ここに，ΔTは凍結点降下(K)，γ_{li}は水-氷界面張力(46dyn/cm)，γ_{ic}は氷-空隙壁界面張力，γ_{lc}は水-空隙壁界面張力，φは水の接触角，V_iは氷のモル体積($2.0\times10^{-5}m^3$/mol)，Lはモル融解エンタルピー(6.04×10^3J/mol)，T_0はバルグ水の標準氷点(273.15K)である．

b) 凍結圧の求め方（NaCl）

NaClの凍結圧は，三橋ら［4-4-1］とValenzaら［4-4-2］の双方の理論の組み合わせにより解析する．Valenzaらは，コンクリート表面に形成される氷層のクリープ挙動に着目し，NaCl(3%)の氷

層は淡水に比べて大きなクリープ応力を示すこと，またそのクリープによって表層に亀裂が生じ，亀裂に NaCl が浸透すると，濃度差に起因する亀裂周壁からの液体の抜き出しに伴う氷晶の成長が起こり，応力がさらに増大する理論を実証している［4-4-2］．そこで，NaCl における弾塑性変形量は，これらの現象が弾性係数の低下に及ぼす影響を考慮して，次式で表すこととした．

$$\Delta P_f = \frac{\varepsilon_{sb}}{A_i(T)\left(\dfrac{1}{m \cdot E_s} - \dfrac{1}{V_0} \cdot \dfrac{A_f(T)}{m \cdot K_s}\right)} \tag{4.4.6}$$

ここに，m は弾性係数の低下に及ぼす氷層のクリープ応力による表層亀裂ならびに亀裂周壁からの液体の抜き出しに起因する応力増大の影響に関する係数である．

さらに Valenza らは，凍害を誘発する要因は ΔP_f であると前書きした上で，塩化物が存在する場合，融点降下によって氷の生成量は減少するため，NaCl によって生じる凍害劣化の大半は，淡水と同程度の ΔP_f によって与えられると指摘している［4-4-2］．このことをふまえ，ここでは 1 サイクル目の淡水と NaCl の表面の ΔP_f は同じとみなし，後の **c)**で述べる 1 サイクル目の淡水，NaCl の ΔSC の実測値から算出される表面の ε_{sb} のデータから m を同定した．本研究の範囲では，S7Z91 は m=0.22，S91Z91 は m=0.02 となった．ともに濃度は 3%であるが，ペーストの含水率は**表-4. 4. 1** に示すように気中に静置していない S91Z91 が大きいことから，亀裂周壁からの液体の抜き出しが大きく影響したことで S91Z91 の m が小さく表示されたものと考えられ，Valenza らの理論と良く一致する．

$A_i(T)$の算出に必要な温度 T において凍結可能な一番小さい空隙寸法 γ_T は式(4.4.5)より求めたが，T_0 は次式［4-4-3］より 1.97K の氷点降下を加味して 271.18K とした．

$$\Delta T_m = k_m n \tag{4.4.7}$$

ここに，ΔT_m は濃度変化による氷点降下(K)，k_m はモル凝固点降下（1.86［4-4-3］），n は溶媒 1000g に融かした溶質（塩化ナトリウムの結晶）の分子量である．

ただし，前述の **a)** ならびにここで述べた理論は，水，氷およびセメント硬化体などの熱膨張係数の違いや温度急降下（熱衝撃）による巨視的応力の影響は考慮していない．

表-4. 4. 1　ペーストの含水率（B5）

	S7Z91	S91Z91
W_p (%)	4.7	12.8

c) 追加実験概要

この追加実験では，表面と深さ 10mm の 2 箇所の凍結圧を求め，2 点間は直線的な圧力勾配をなすものとして凍結圧の勾配を調べる．以下，表面の凍結圧は ΔP_{f1}，深さ 10mm の凍結圧は ΔP_{f2} で表す．

図-4.4.8 に示すように，打設面から深さ 10mm 位置にひずみゲージと熱電対を埋設し，凍結融解を与えてデータをとった．ΔP_{f2} はこのひずみゲージから ε_{sb} を求め，式(4.4.4)および式(4.4.6)により求めた．ΔP_{f1} は実験水を張る実験面にひずみゲージを直接貼り付けることが物理的に困難なため，本研究ではスケーリング量から ε_{sb} を算出することとした．**図-4.4.9** に示すようにスケーリング片と同じ体積のコンクリートが面的均等に上方へ押し上げられたと単純化させて考えると，押し出しによって表面が両側に $2h$ ずつ長さ変化しているとみなすことができる．この押し上げ量(mm)h は，以下の式で計算できる．

$$\frac{\Delta SC\times 17\times 17}{17\times 17\times\left(\dfrac{h}{10}\right)}=\rho_c \qquad \therefore h=\frac{\Delta SC\times 10}{\rho_c} \tag{4.4.8}$$

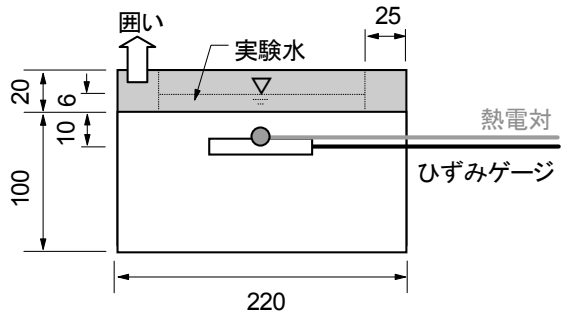


図-4.4.8　ひずみゲージと熱電対の埋設位置（横からの断面図，単位：mm）

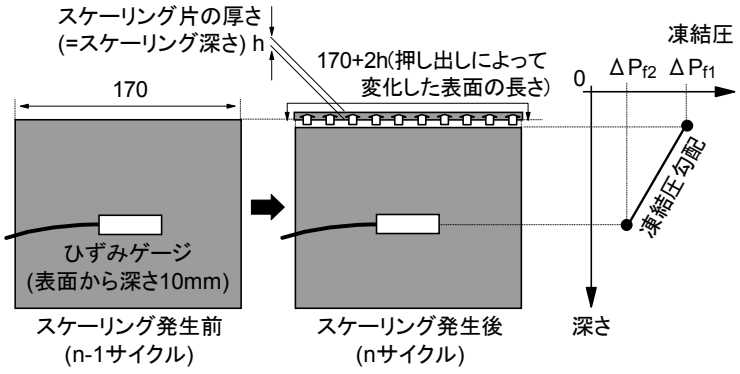


図-4.4.9　表面の横方向ひずみの算出の考え方（供試体寸法単位：mm）

ここに，ΔSC は n-1 サイクルから n サイクルにかけて発生したスケーリングの増加量(g/cm^2/cyc)である．ρ_c はコンクリートの密度(g/cm^3)で，**表-4.2.1** から求めることができる．

ここでは，表面ではスケーリングによる欠損が常時進行していることをふまえ，スケーリング量は n サイクルまでの累積量ではなく ΔSC で評価することとし，各サイクルごとに ΔSC，h を算出して横方向ひずみを求めた．n-1 サイクルから n サイクルにかけて表面で発生する横方向ひずみは $2h$/170 となる．

d) 深さ 10mm のひずみ

深さ 10mm に埋設したひずみゲージと熱電対から測定された温度ひずみ曲線を**図-4.4.10** に示す．この図は，実験水を張らないで凍結融解を与えた際に得られる線膨張ひずみを差し引いたもので，実験水の作用のみによるひずみを表している．

凍結行程では，温度がマイナスの領域で収縮ひずみが確認された．この現象は，AE コンクリートでみられる特徴的な現象である空隙に生成された氷晶がその周囲の組織から水分を吸収し，移

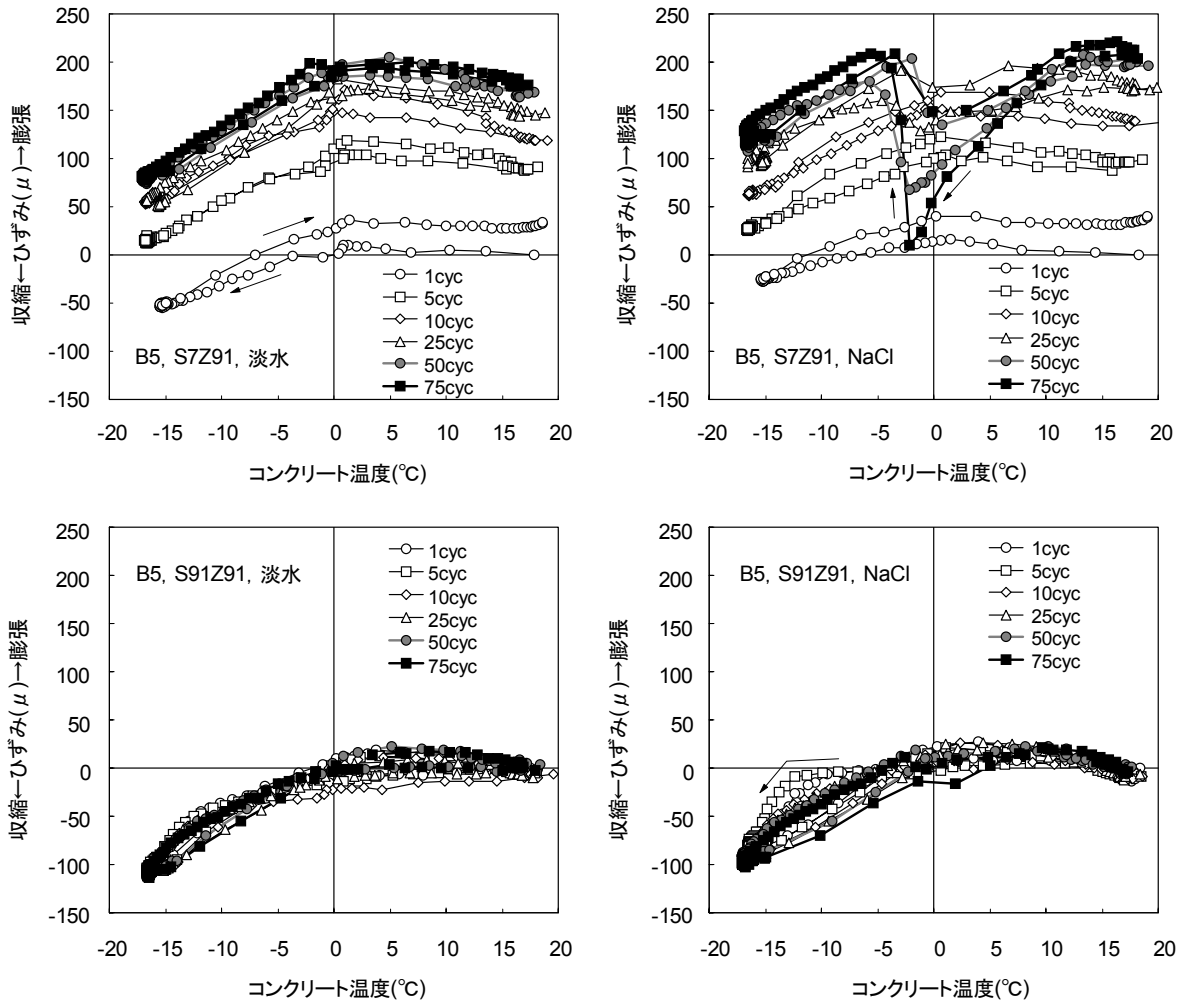


図-4.4.10　深さ 10㎜ の温度ひずみ曲線

動した水分の量だけコンクリートが収縮する Powers の浸透圧説［4-4-4］で説明できると考えられる．1 サイクル目の最大収縮量は S7Z91 が 30～50μ 程度であるのに対し，S91Z91 は 80～100μ で前者に比べると大きい値を示した．**表-4.4.1** でも示したように，ペーストの含水率は S7Z91 に比べて S91Z91 の方が大きく，氷晶に吸収される水を多く含む S91Z91 の方が収縮ひずみは大きい傾向は浸透圧説［4-4-4］と良く一致する．

また，1 サイクル目の凍結行程の温度ひずみ曲線を拡大すると（**図-4.4.11**），含水率が大きい S91Z91 の収縮ひずみは-12℃付近から急速に進行していることが確認された．S91Z91 は飽和に近い状態で，さらに細孔中にゲル水が移動可能な空間が存在していることに鑑みると，この現象は，ゲルの凍結収縮によってマトリックス中のゲル水が細孔に排出され，それが氷へ移動することでマトリックスが収縮する Micro-Ice-Lens ポンプ理論［4-4-5］によって説明できると考えられる．また，AE コンクリートであることから，独立した空気泡も未凍結水の移動空間として機能していることが推察される．

一方，融解行程では温度上昇に伴ってひずみは回復する傾向を示したが，S7Z91 では最大 150～200 μ の残留膨張ひずみ ε_{sb} が生じた．残留ひずみの増加速度はサイクルの進行に伴って徐々に減少する傾向にあったが，NaCl を用いた S7Z91 は 25 サイクル以降，凍結行程では 0℃にかけて大きく収縮し，0℃近辺で急激に膨張，その後は冷却の進行に伴って再び収縮に転ずる特異な挙動を示した．これは，組織の劣化によってゲージとコンクリートの付着性が失われ，温度がプラスの領域では 0℃にかけて拘束が解かれたゲージの自由冷却収縮が起こり，0～-5℃でひび割れに蓄積された実験水の凍結膨張によって大きく膨張すると同時に，凍結した実験水が媒介の役割を果たす形でゲージとコンクリートが見かけ上一体化し，コンクリートの収縮挙動に追随する形でゲージも収縮挙動を示したと考えられる．S91Z91 は残留ひずみが殆ど生じなかったが，NaCl に関してはスケーリング量の大小と一致しなかった．これに対する考察は，後の **e)**および **f)**で詳述す

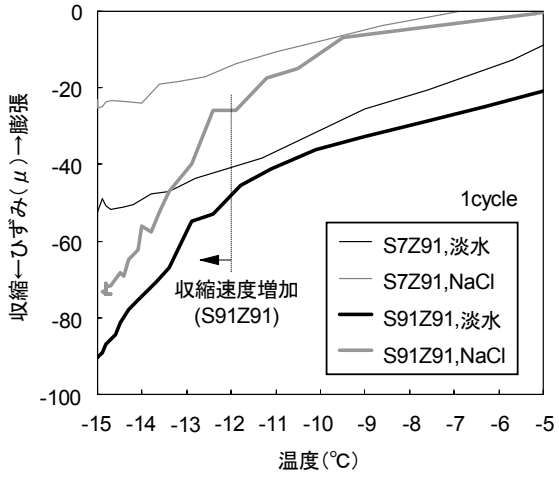


図-4.4.11　深さ 10㎜ の 1 サイクル目の凍結行程（図-4.4.10 の拡大）

る．

また，凍結圧が作用しない 0℃以上の融解過程においても若干ではあるが収縮が観察された．これは，表層と中心の温度差によって内部拘束が生じ，表層に比べて温度が低い中心では膨張ひずみ，表層では逆に収縮ひずみが生じた渡辺らの実験報告［4-4-6］と一致する．なお，この挙動は凍結融解サイクルが多い供試体において多く見受けられた．これは凍結融解によるひび割れの発生・増加によってコンクリートに比べて熱伝導率が小さい水溶液［4-4-7］がコンクリートに多く供給されたことでより温度差が生じやすい状態になったものと考えられる．

e) 凍結圧解析結果

実験結果から解析した表層の凍結圧を**図-4.4.12**（淡水），**図-4.4.13**（NaCl）に示す．凍結圧の算出に用いたパラメータは**表-4.4.2** の通りである．なお，これらのパラメータは凍結融解サイクルに依存すると考えられるが，このことを考慮して弾性係数を段階的に小さく設定すると ε_{sb} が同一の場合，ΔP_f は小さく算出され，設計において凍結圧の影響を過小評価してしまう懸念があるため，本研究では安全側に評価・設計を行いたい理由からパラメータは不変と仮定して計算を行

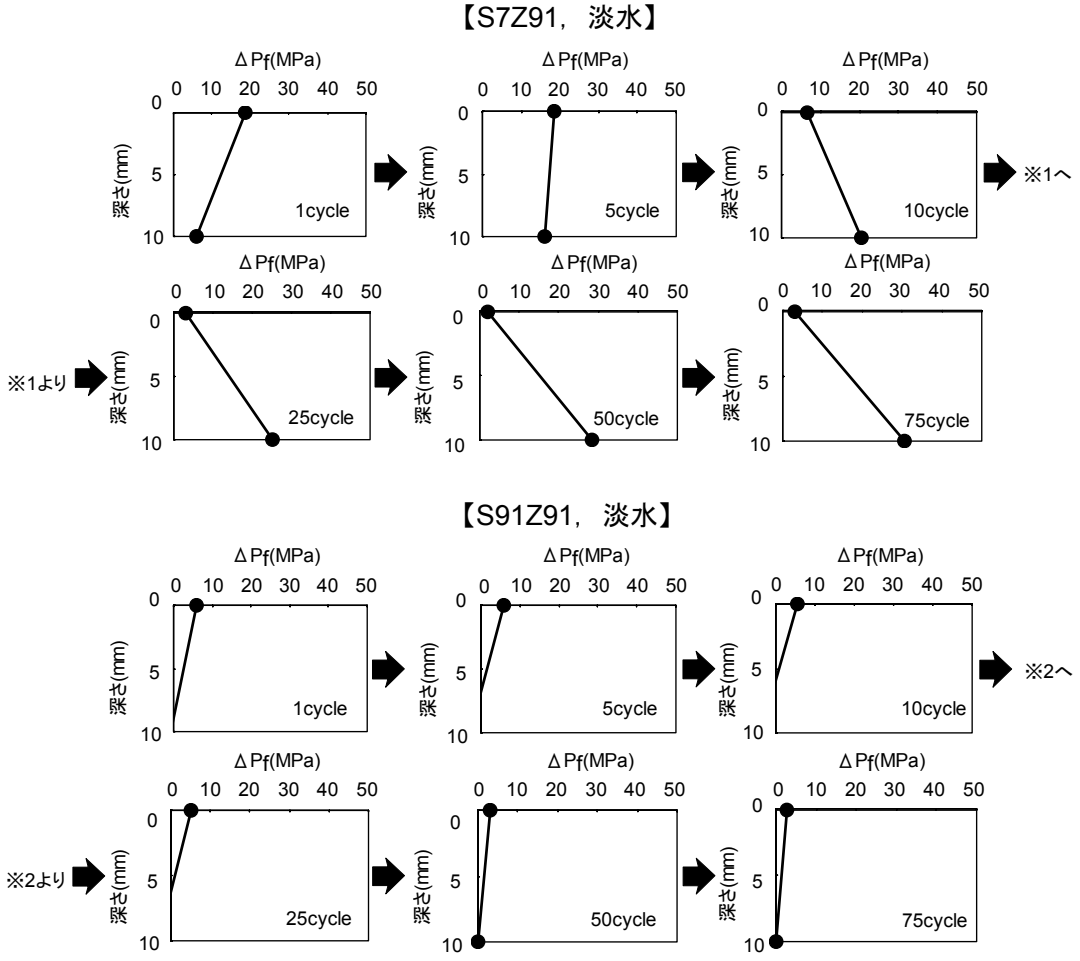


図-4.4.12　表層（深さ 0～10㎜）で生じている凍結圧の分布の解析結果（実験水：淡水）

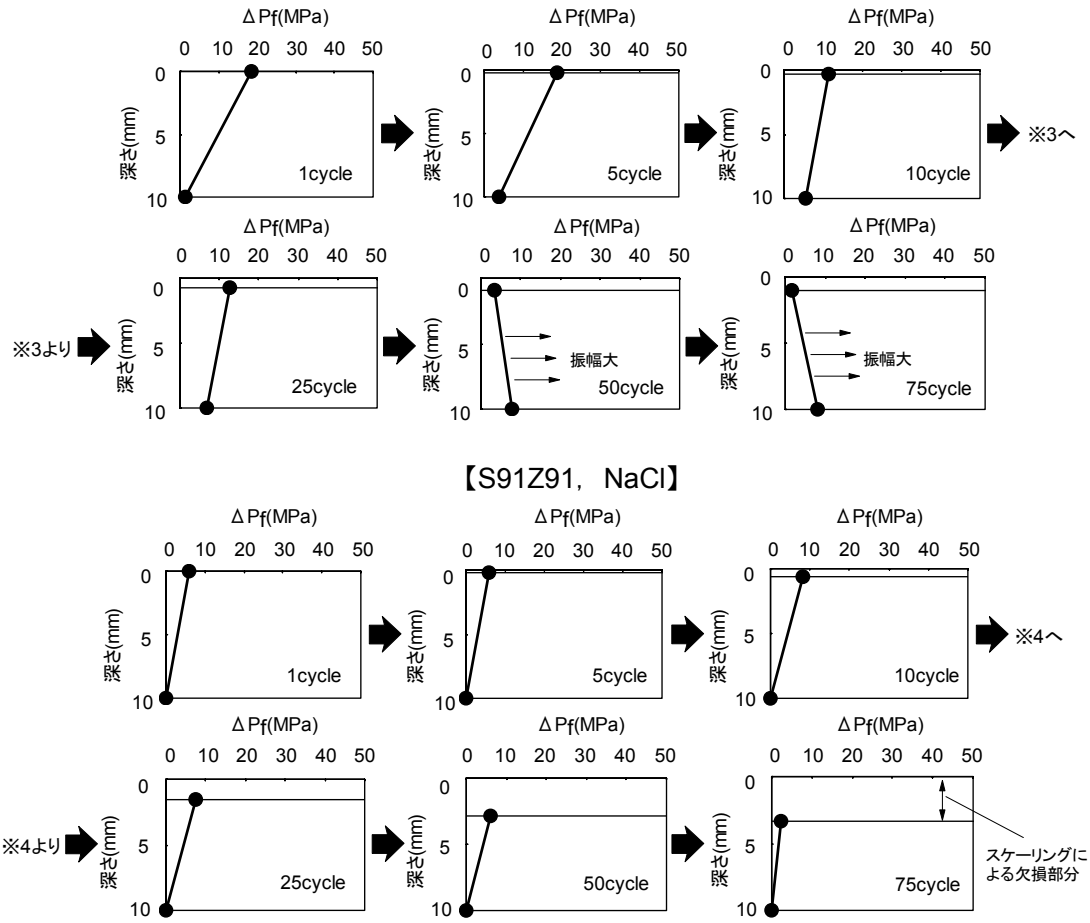


図-4.4.13　表層（深さ 0～10mm）で生じている凍結圧の分布の解析結果（実験水：NaCl）

表-4.4.2　凍結圧の算出に用いたパラメータ（配合記号は B5）

実験水	淡水		NaCl	
養生記号	S7Z91	S91Z91	S7Z91	S91Z91
$A_i(T)$ (m^3/m^3)	0.161	0.137	0.160	0.133
$A_f(T)$ (m^3/m^3)	0.002	0.009	0.003	0.013
V_0 (m^3/m^3)	0.163	0.146	0.163	0.146
E_s (MPa)	26200	40900	26200	40900
K (MPa)	6550	10225	6550	10225
m	—	—	0.22	0.02
ε_{sb}	・表面（剥離面）：**図-4.4.9** の考え方をもとに**図-4.4.1**～**図-4.4.4** から算出 ・表面から深さ 10mm：**図-4.4.10** の残留ひずみから算出			

った.

淡水の場合，1 サイクル目はいずれのシリーズも実験水に直に接している表面側の凍結圧が大きく，それ以降は表面側の凍結圧が徐々に減少し，反比例する形で内部の凍結圧が大きくなる傾向が示された. この傾向は, 表面に生じた凍結圧はスケーリングによって緩和されていることと，凍結圧を引き起こす要因である液体が表面から内部へ経時的に移動していることを示唆している.

一方，NaCl の場合，全体的な傾向は淡水と概ね同様であるが，S7Z91 の 50，75 サイクルは深さ 10mm の膨張収縮挙動が著しい（**図-4. 4. 10**）ことから，凍結圧を引き起こす要因である液体が表面から内部へ多量に移動し，巨視的変形に寄与する程の大きな水の凍結膨張が瞬間的に生じていることが推察される．また，S91Z91 はスケーリングによって表面の位置が内部方向へ移動し，表層の厚さが減少しているにも関わらず，凍結圧は表面側にだけ集中的に作用していることが確認された.

表面側の凍結圧が最も大きく，内側の凍結圧が極めて小さい場合，供試体の側面には**図-4. 4. 14** に示すようなせん断応力が横方向に発生することになる．そこで，**図-4. 4. 12**，**図-4. 4. 13** の解析結果を用いて，横方向に作用するせん断ひずみ度の計算を試みた．ここでは**図-4. 4. 14** に示すように表層側面を表面側がフリーで内側が拘束される形の片持ち梁と仮想し，1 サイクル目におけるせん断ひずみ度を式(4.4.9)［4-4-8］より求めてみた.

$$\theta = \frac{\tau}{G} \tag{4.4.9}$$

ここに，θ はせん断ひずみ度である．τ はせん断応力(MPa)，G はせん断弾性係数(MPa)で，それぞれ式(4.4.10)［4-4-9］，式(4.4.11)［4-4-8］より求めた.

$$\tau = \left(\sum_{x=0}^{H} \Delta P_f \right) \times \left(2 \times \frac{x}{H} - \left(\frac{x}{H} \right)^2 \right) \tag{4.4.10}$$

$$G = \frac{m \cdot E_s}{2(1+\nu)} \tag{4.4.11}$$

ここに，x は表面からの距離(mm)，H は表面から ΔP_f が 0MPa の位置までの距離(mm)，ν はポアソン比（ここでは 0.2 とした）である.

図-4. 4. 14 の右に計算結果を示す．仮想の片持ち梁に発生するせん断ひずみ度は，NaCl を用いた方が大きい結果が示された．淡水との比率は，S7Z91 が平均で約 4 倍，S91Z91 は約 50 倍であ

った．このことは，NaCl(3%)を用いた一面凍結融解実験（気中静置なし）において，供試体の表層部が横方向に大きく膨張した赤堀ら［4-4-10］の実験結果とも対応する．

f) スケーリングに及ぼす凍結圧勾配の影響

図-4.4.12，**図-4.4.13** のデータから，表面から深さ 10mm 間の凍結圧勾配を式(4.4.12)より計算する．

$$\Delta P_h = \frac{\Delta P_{f2} - \Delta P_{f1}}{10 - D} = \frac{\Delta P_{f2} - \Delta P_{f1}}{10 - \sum_{0cycle}^{ncycle} h} \tag{4.4.12}$$

ここに，ΔP_h は凍結圧勾配(MPa/mm)，D は 0 サイクルから n サイクルにかけて欠損した表層の深さ(mm)である．ΔP_h は，表面から深さ 10mm にかけて凍結圧が減少している場合はマイナス，反対に深さ 10mm にかけて凍結圧が増加している場合はプラスとなる．

図-4.4.15 に ΔP_h とスケーリングの進行速度を表す ΔSC との関係を示す．実験条件によって相関式は異なるが，ΔSC は ΔP_h が小さいほど大きい解析結果が示された．このことは，表面から供給された多くの液体が内部へ移動しづらく，液体が発する凍結圧が及ぶ範囲がコンクリートの表面近傍に留まり，凍結融解の繰り返しによって増幅する凍結圧の負荷が表面近傍に溜まりやすい条件下ほどスケーリングが進行しやすいことを示している．また，影響度を表す相関式の傾きは

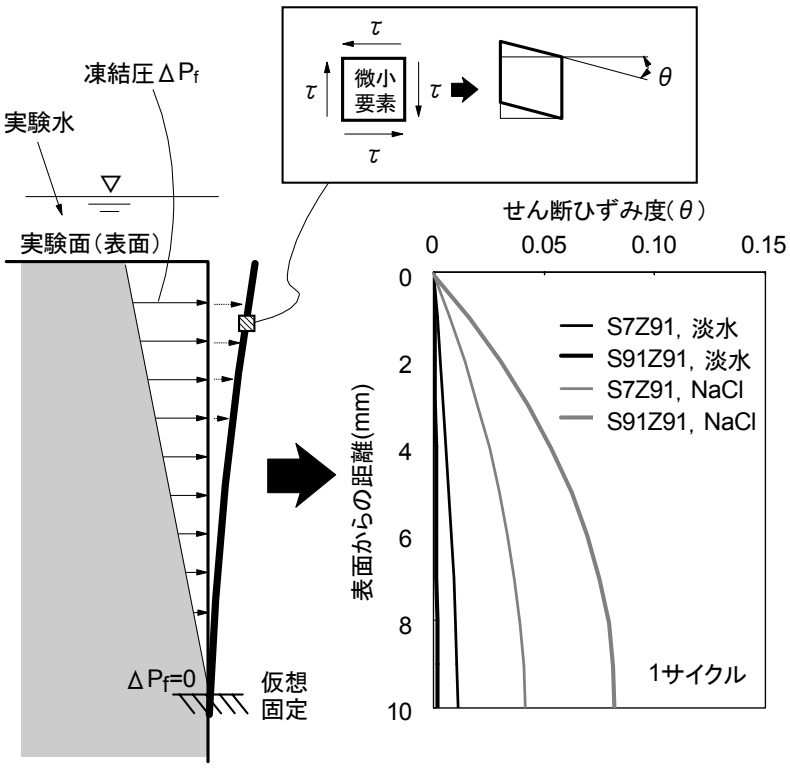


図-4.4.14　せん断ひずみ度の計算の考え方と計算結果

図-4.4.16 に示すように Valenza らの理論に準じて補正した弾性係数が小さいほど小さく，特に弾性係数の補正値が 5700MPa を下回ると影響度が急速に大きくなる結果が示され，ΔSC に及ぼす ΔP_h の影響は表層の硬質性が小さいほど大きくなることが示された．**図-4.4.15** の実験データを回帰分析したところ，以下の結果が得られた．

ⅰ）$m \cdot E_s$ ≧5700MPa の場合

$$\Delta SC = (1\times10^{-7}\, m \cdot E_s - 0.004)\,\Delta P_h - 1\times10^{-7}\, m \cdot E_s + 0.004 \tag{4.4.13}$$

ⅱ）$m \cdot E_s$ ＜5700MPa の場合

$$\Delta SC = (3\times10^{-6}\, m \cdot E_s - 0.02)\,\Delta P_h - 2\times10^{-6}\, m \cdot E_s \tag{4.4.14}$$

図-4.4.17 は上記の式から得られる ΔSC の計算値と実測値との関係を示している．なお，ΔSC はゼロ以上であるため，ΔSC の計算値がマイナスとなったものはゼロとして表示している．計算値と実験値は 45°線の近傍にプロットされ，両者は良く対応した．

図-4.4.18 は，**図-4.4.12**，**図-4.4.13** で示した ΔP_h の経時的推移を示している．全体的に ΔP_h は S91Z91 に比べて S7Z91 の方が大きい．ΔP_h が大きい状態は，表面から内部へ液体が比較的移動しやすい品質であることを意味する．一般に多孔体中の水の移動は次式のダルシー則に従う．

$$Q = Aki \tag{4.4.15}$$

ここに，Q は流量(cm^3/s)，A は水が流れる間隙の断面積(cm^2)，k は透水係数(cm/s)，i は動水勾

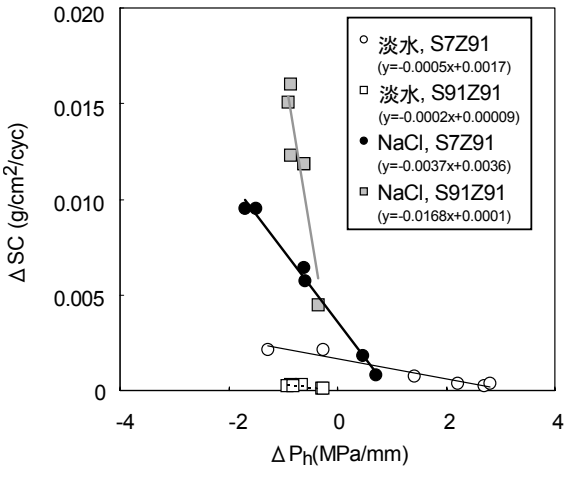


図-4.4.15　ΔP_h と ΔSC の関係

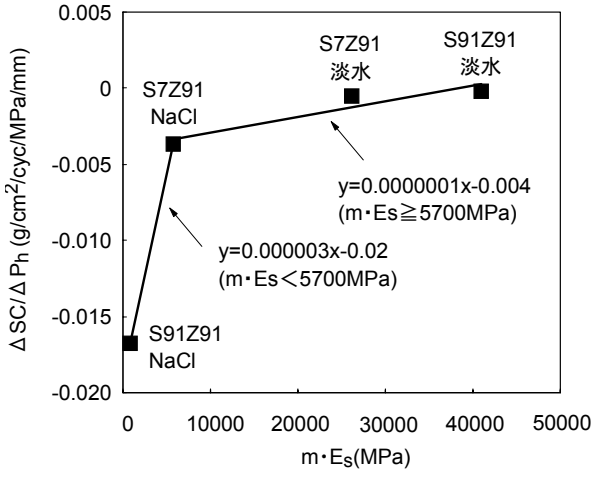


図-4.4.16　$m \cdot E_s$ と図-4.4.15 の回帰線の傾き $\Delta SC/\Delta P_h$ の関係

配である．

式より，Q は A，k と比例関係にあることがわかるが，細孔量が同じでもスケーリング抵抗性が異なる場合がある第 2 章の研究成果をふまえて，ここでは透水係数 k に着目し，k の測定値を**図-4.4.18** に併記し，グラフと照合してみた．その結果，ΔP_h が大きい S7Z91 の方が透水係数は大きいことが確認された．S7Z91 はペーストのゲル結晶が乾燥によって破壊され，空隙が連結して水が通りやすい［4-4-11］状態になっているために ΔP_h が大きな値を示したと考えられる．

このことから，S91Z91 はコンクリートの水密性の高さに起因して内部への液体の移動量が S7Z91 に比べて少ないために深さ 10mm では残留ひずみが殆ど生じず（**図-4.4.10**），凍結圧の影響が及んだ範囲も深さ数ミリの表層に留まり，深さ 10mm 位置まで及ばない（**図-4.4.12**，**図-4.4.13**）実験結果になったと考察できる．

4.4.3 含水率・透水係数

図-4.4.1～図-4.4.4 で示した B5 の S7Z91 と S91Z91 以外のシリーズの含水率と透水係数を**表-4.4.3** に示す．NaCl において大きなスケーリングがみられた S28Z28 と N5 の S91Z91 は，気中静

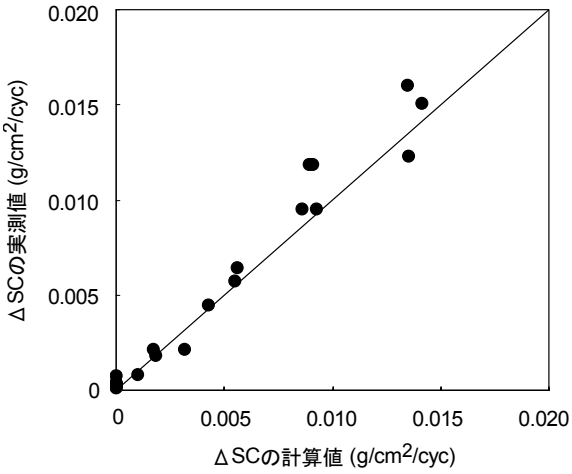


図-4.4.17　ΔSC の計算値と実測値の関係

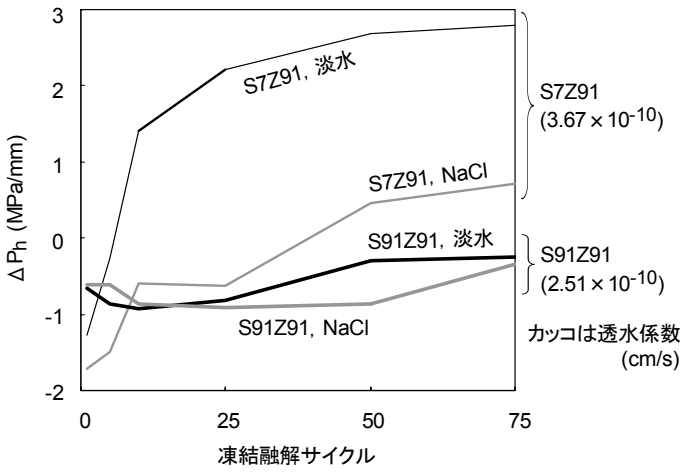


図-4.4.18　ΔPh の経時的推移ならびに透水係数

表-4.4.3　ペーストの含水率と透水係数（N5，B5）

	N5		B5	
	W_p (%)	k (10^{-10}cm/s)	W_p (%)	k (10^{-10}cm/s)
S7Z91	7.0	3.49	4.7	3.67
S28Z91	8.8	3.08	7.6	3.60
S91Z91	16.5	0.66	12.8	2.51
S28Z28	19.3	1.13	24.2	2.34

置を行った S7Z91 や S28Z91 に比べると含水率は大きく，透水係数は小さい傾向にあった．この実験結果は，**4.4.2** において確認された①スケーリングは $m \cdot E_s$ と ΔP_h がともに小さいほど進行しやすいこと，②表層の含水率が大きいほど $m \cdot E_s$ は小さい値を示しやすいこと，③コンクリートの透水係数と ΔP_h は関連性が高いことと非常に良く符合していた．

4.4.4　スケーリング量の比率（NaCl /淡水）

コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関する研究委員会は，NaCl3%水溶液と淡水のスケーリング量の比率に関する文献調査を行い，その比率は数倍～10 倍程度であったことを報告している［4-4-12］．**図-4.4.1**～**図-4.4.4** で示したデータの範囲で比較したところ，**図-4.4.19** に示すように S7Z91，S28Z91 は比率が数倍～約 10 倍程度で，委員会の報告と一致していた．一方，気中に静置せず，湿潤養生を継続させたシリーズ（S91Z91，S28Z28）は 10 倍～100 倍程度と高い比率であった．

氷層のクリープ応力による表層亀裂ならびに亀裂周壁からの液体の抜き出しに起因する応力増大作用は，スケーリングの発生量を最大約 100 倍高める程の影響力を有することがわかった．

4.5　湿潤養生の影響と水セメント比の関係

図-4.5.1，**図-4.5.2** に配合記号 B5，B4，B3 の S91Z91 のスケーリング量の測定結果を示す．淡水を実験水に用いた供試体はいずれも小さいスケーリング量で推移した．これに対し，NaCl を用いたものは，B5 で大きなスケーリングが生じた **4.4** と同じ傾向が B4 においても示された．しかし，B3 では顕著なスケーリングは確認されなかった．

表-4.5.1 に凍結融解実験開始時の含水率と透水係数を示す．B4，B3 の透水係数は，いずれも **表-4.4.3** で示した S28Z28，S91Z91 よりもさらに小さい値を示した．含水率は，B5 と B4 は 12～13%であったのに対し，B3 は 3.2%と B5，B4 の 1/4 程度の値であった．一般にセメント量 100g

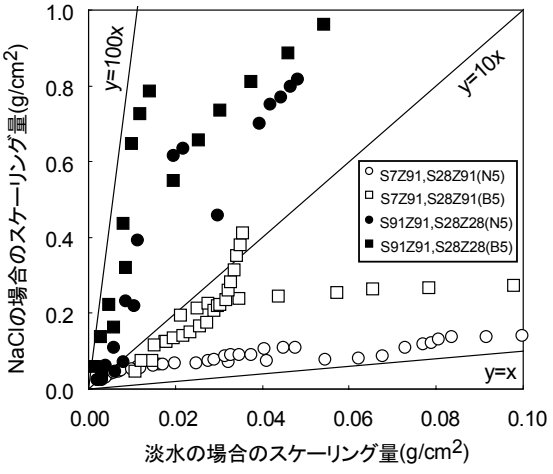


図-4.4.19　スケーリング量の比較（淡水と NaCl）

に対して化学的に結合する水量は 28.2g（W/C=28.2%）とされている［4-5-1］ことから，練混ぜ水のほぼ全てが水和反応で消費されたことで B3 で生ずる余剰水（すなわち含水率）が減少し，スケーリングの抑制に繋がったと考えられる．

図-4.5.3 は細孔分布を示している．NaCl を用いた実験でスケーリングが多く生じた B4 とスケーリングが殆ど生じなかった B3 のグラフに着目すると，75nm 以上の細孔量は B4 が 0.07ml/g であるのに対し，B3 は 0.04ml/g で B4 の方が多い傾向にはある．しかし，高炉 B 種の打設面（気中静置を与えたもの）は 75nm 以上の細孔量が 0.1ml/g 以下になるとスケーリング抵抗性は大きく向上し，0.14g/cm^2 以上のスケーリング量は生じにくくなることが第 2 章の**図-2.10.4** で確認されている．このため，0.04ml/g と 0.07ml/g の差が異なるスケーリング挙動を示した大きな理由とは考えにくく，NaCl の凍結融解実験の結果は前述の含水率の影響が大きいと考察するのが妥当と言える．

以上のことから，凍結融解と塩化物の複合作用を受けるまでの間，コンクリートが高湿環境下に継続的に曝される場合，スケーリングをほとんど発生させないためには，例えば水セメント比を約 30%まで低下させるなど余剰水の発生を極力避ける対策をとる必要があることが確認された．

4.6 気中静置後の再吸水の影響

次に，スケーリングに及ぼす再吸水の影響について述べる．**図-4.6.1**，**図-4.6.2** に B5 におけ

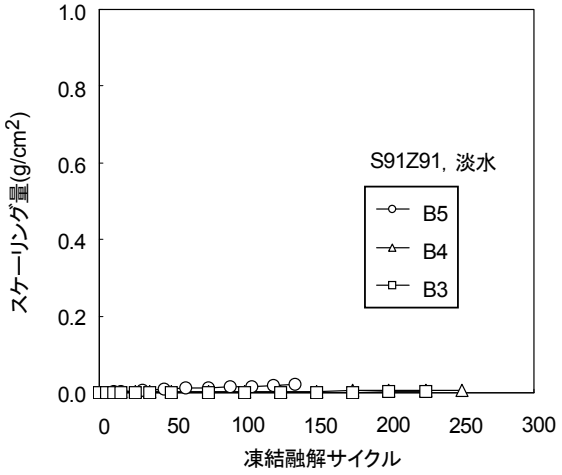


図-4.5.1 淡水のスケーリング量（B5，B4，B3 の S91Z91）

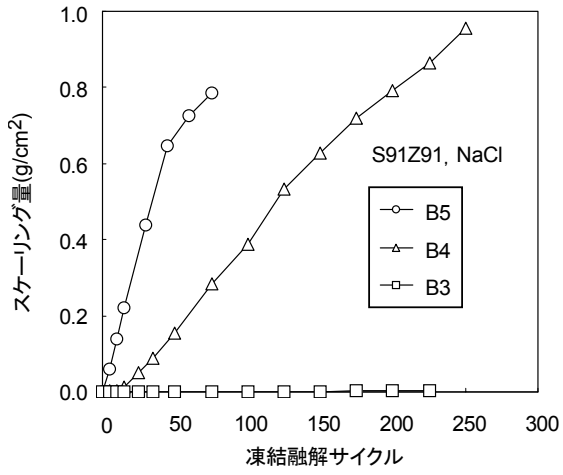


図-4.5.2 NaCl のスケーリング量（B5，B4，B3 の S91Z91）

表-4.5.1 ペーストの含水率と透水係数（S91Z91）

	B5	B4	B3
W_p (%)	12.8	12.1	3.2
k (10^{-10}cm/s)	2.51	0.91	0.02

るスケーリング量の測定結果を示す. 初期サイクルにおいては, 淡水, NaCl ともに, 再吸水を 30, 60 日間行ったシリーズ（S7Z91-W30，S7Z91-W60）でスケーリングが多く発生した．さらに凍結融解を与えたところ，淡水ではスケーリング量の変化が小さくなったが，NaCl はスケーリング量が増加し続け, 再吸水を 60 日間行ったシリーズは 165 サイクルで供試体の側面にひび割れが入り, 実験水がひび割れから漏れ出す程の大きな損傷に至った. S7Z91-W0 と S7Z91-W7 はスケーリング挙動に大きな違いはみられなかった.

図-4.6.3, 図-4.6.4 に N5 におけるスケーリング量の測定結果を示す. N5 に関しては淡水, NaCl いずれもスケーリングに及ぼす再吸水の影響は小さい結果が示された.

表-4.6.1 は再吸水終了時の深さ 0～10mm のペーストの含水率の測定結果を示している．再吸水を行ったことで値が全体的に増加していることが概ね読み取れる．しかしながら NaCl は，**4.4** で述べた S91Z91 の実験結果に比べるとスケーリング量は少ない．これは**表-4.4.3** で示したよう

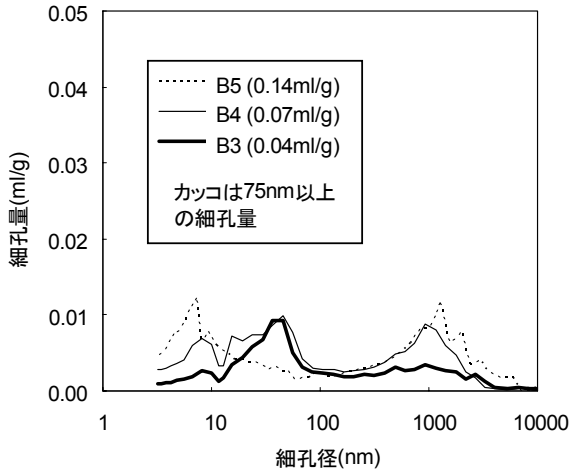


図-4.5.3　細孔分布

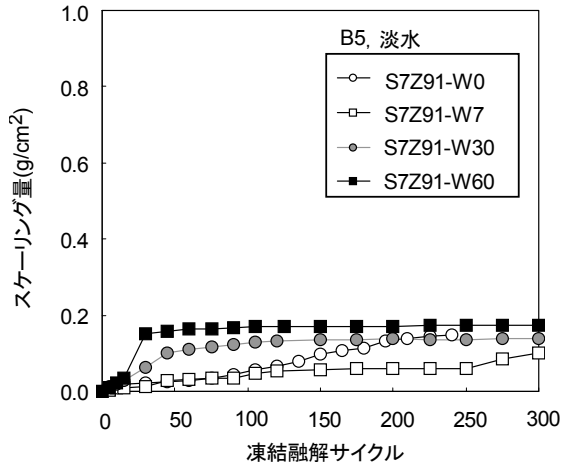


図-4.6.1　スケーリングに及ぼす再吸水日数の影響（B5，淡水，0,7,30,60 日）

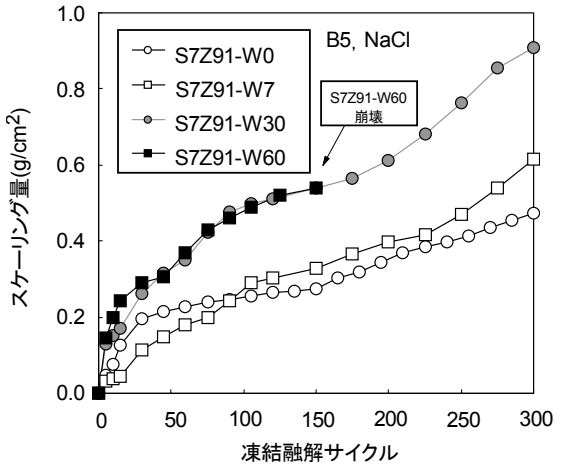


図-4.6.2　スケーリングに及ぼす再吸水日数の影響（B5，NaCl，0,7,30,60 日）

に S7Z91 の透水係数が S91Z91 に比べて高いことから ΔP_h が経時的に増加し，これに伴って凍結圧の要因である液体の多くが表面から内部へ移動したことで結果的に表面に作用する負荷が軽減され，スケーリングの抑制に繋がったと考察される．

4.7 含水率・透水係数の影響の解析

以上の実験および解析結果から，スケーリングの進行性と密接な関係にある重要な影響因子として**図-4.7.1** に示す $m \cdot E_s$，ΔP_h の 2 つが確認された．さらに，本研究の範囲において，$m \cdot E_s$ の低下に及ぼす含水率(%)W_p の影響が大きいことと，ΔP_h は透水係数(cm/s)k と密接な関係にあることが示された．

そこで，スケーリング促進の危険性を表す式として次式を設定し，NaCl を実験水に用いた N5,

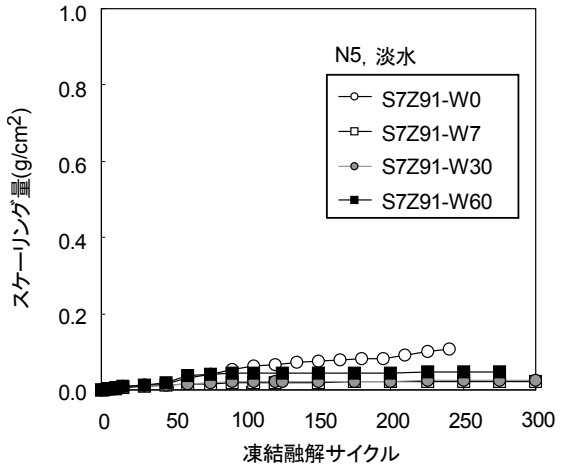


図-4.6.3 スケーリングに及ぼす再吸水日数の影響（N5, 淡水, 0,7,30,60 日）

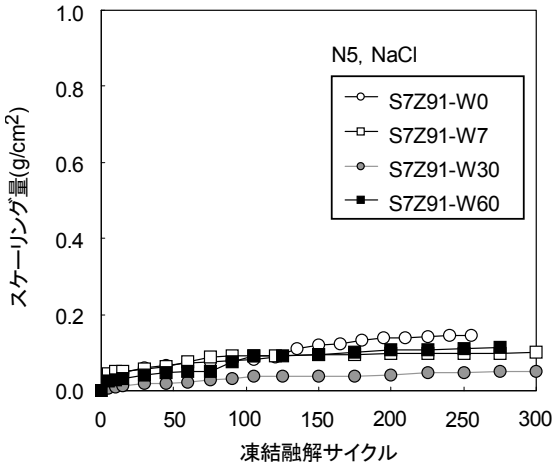


図-4.6.4 スケーリングに及ぼす再吸水日数の影響（N5, NaCl, 0,7,30,60 日）

表-4.6.1 再吸水終了時のペーストの含水率

配合	記号	W_p(%)
B5	S7Z91-W0	4.7
	S7Z91-W7	14.5
	S7Z91-W30	18.8
	S7Z91-W60	20.6
N5	S7Z91-W0	7.0
	S7Z91-W7	17.4
	S7Z91-W30	15.4
	S7Z91-W60	16.5

B5 のスケーリング量の測定データを用いて重回帰分析を行った．

$$\delta = \left(\frac{W_p}{A}\right)^a \times \left(\frac{k}{B}\right)^b \tag{4.7.1}$$

ここに，δ はスケーリング促進の危険性を表す指標値で，値が大きいほどスケーリングが進行しやすいことを表す．a，b は重み係数で，スケーリングに及ぼす影響は W_p が大きくかつ k が小さいほど大きいため，a の符号はプラス，b はマイナスとなる．A，B は含水率と透水係数を無次元化させるための定数で，ここでは取得したデータの平均をとって A=14.6，B=3×10^{-10} とした．

表-4.7.1 に重み係数の解析結果，**図-4.7.2** に δ と 75 サイクルのスケーリング量の関係を示す．δ が 1～2 の間に変曲点が存在し，1 を上回るとスケーリングに及ぼす影響が急激に大きくなる形

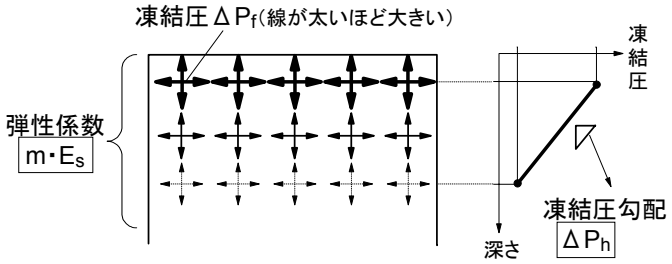


図-4.7.1　スケーリングに及ぼす 2 つの重要な影響因子

表-4.7.1　重み係数

	a	*b*
係数	0.43	-1.04

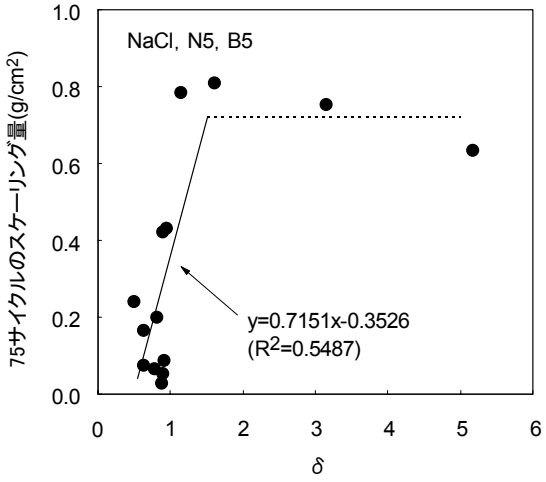


図-4.7.2　δ と 75 サイクルのスケーリング量の関係（配合は B5 と N5，実験水は NaCl）

の関係が示され，**4.4**～**4.6** で述べた考察の妥当性が実証された．

第 2 章では，打設面に比べて粗骨材が多く存在している底面もしくは型枠面において，凍結融解作用を長く与え続けたところ，粗骨材の界面からモルタルの粗塊の剥がれが突発的に生じた実験結果が示されたが，この特徴も式(4.7.1)によって説明できるように考えられる．スケーリング抵抗性が高い底面および型枠面の表層組織に存在する遷移帯への水溶液の浸透・蓄積が進むと，遷移帯における W_p は経時的に増加する．さらに，一般に遷移帯に接する粗骨材の k はコンクリートに比べると極めて小さい．これらの影響によって遷移帯における δ があるサイクル経過時に著しく高い値に達し，突発的な崩壊に至ったと推察される．

4.8　凍結融解作用前の環境の影響の照査フロー

4.8.1　フローの作成・提案

図-4.8.1 に，本章で得た研究成果をもとに作成した，スケーリングに及ぼす凍結融解作用前の環境の影響に関する照査フローを示す．ただし，本フローは初期欠陥がなく，フレッシュコンクリートの目標空気量が 4.5%で，凍結融解作用面が打設面であることを適用条件としている．

はじめに，**4.4** で得られた実験結果をふまえ，打設後，厳冬期を迎えるまでの間，コンクリート表面が高湿環境下に常時曝されるか否かを確認する．「高湿状態が保持される」と判定された場合は，さらに塩化物が作用するか否かを確認する．塩化物が作用しない場合は，**4.4** の淡水を用いた実験結果にならって「スケーリングの進行が加速される危険性は小さい」と判断する．なお，「加速される危険性が小さい」とはスケーリングが全く発生しないという意味ではなく，調湿などの特段の配慮は特に必要なく，設計および進行予測は第 2 章ならびに第 3 章で述べた内容に基づいて行うことを基本としてよいという意味である．塩化物が作用する場合は **4.5** の実験結果をふまえ，ペーストの含水率が 3.2%（**表**-4.5.1）を上回るか否かを確認し，上回る場合は「スケーリングの進行を加速させる危険性が極めて高い」と判定する．

一方，打設後，湿度 60%以下の気中に 21 日以上曝される，もしくは含水率を下げる適度の調湿が施される場合は「高湿状態は保持されない」と判定する．なお，ここでの気中静置の最小日数は S28Z91 の 63 日間であるが，第 2 章では気中静置日数 21 日の SP7 においてスケーリングが加速的に進行する傾向がみられなかったことから，ここでは 21 日以上を目安とした．

次に，**4.6** の実験結果をふまえて使用するセメントの種類を確認し，高炉 B 種が用いられる場合，文献［4-8-1］の表現を引用して「表面が連続してあるいはしばしば水で飽和されやすい状態にあるか」を確認する．飽和されやすい場合，表層のペーストの含水率が 18.8%（**表**-4.6.1）を上回る可能性があり，かつ塩化物が作用する環境下であれば「スケーリングを加速させる危険性が高い」と判定する．

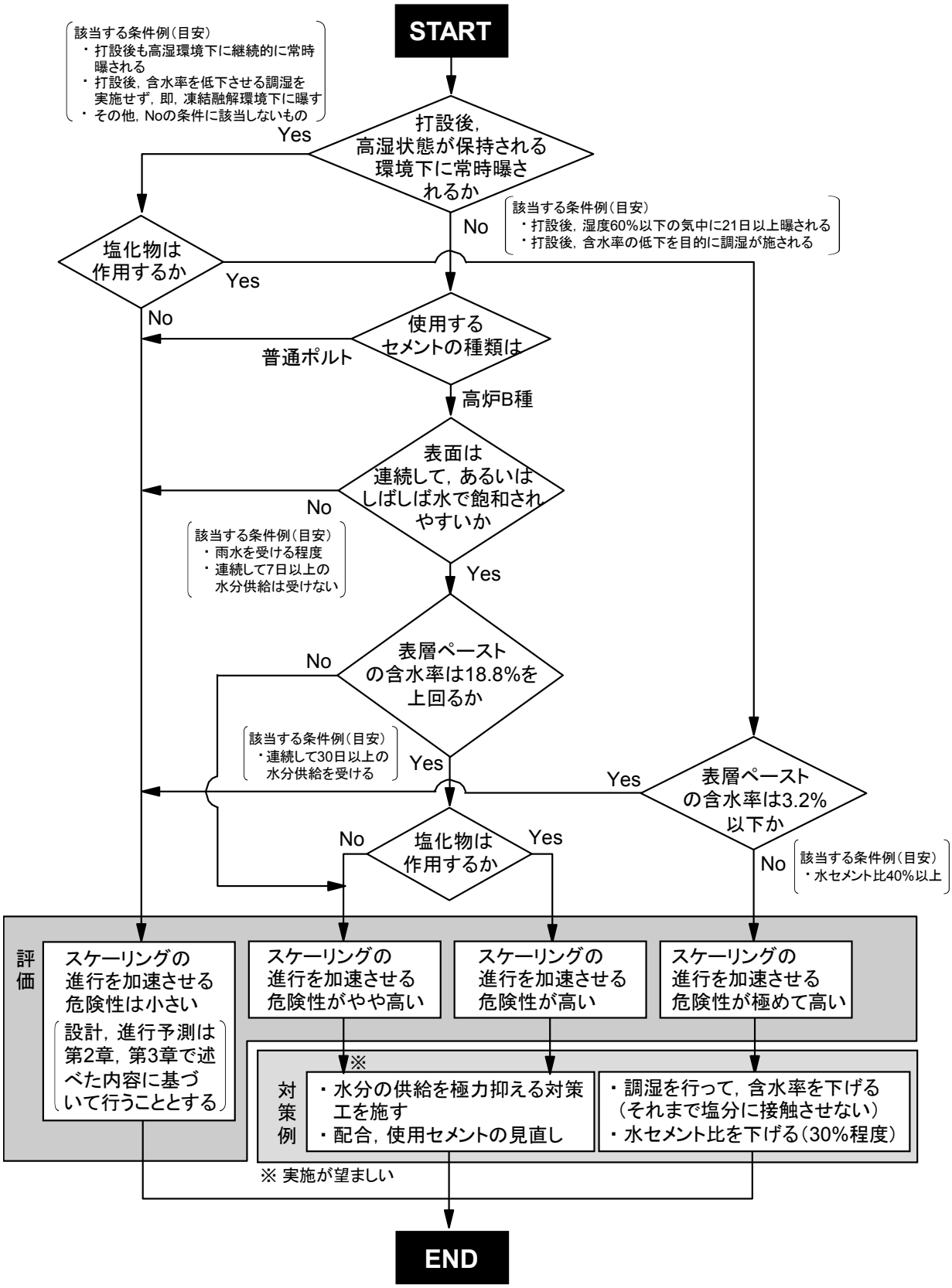


図-4.8.1　第 4 章で得た成果の範囲で作成したスケーリングの進行性に及ぼす凍結融解作用前の環境の影響（主にペーストの含水率に着目）の照査フロー

4.8.2　コンクリートの含水率による管理の試み

しかし，実際のコンクリート構造物においてペーストの含水率を直接調べることは容易ではない．近年はコンクリート表層の含水率を非破壊で測定するポータブル型の水分計が広く普及しており，コンクリートの含水率で管理ができれば，**図-4.8.1** に示したフローの運用性をより高めることができる．

コンクリートの含水率(%)を W_c とすると，W_c は **4.3** で述べたように$(M_c\text{-}M_d)\times 100/M_d$ で計算される．**図-4.8.2** は本研究の範囲で整理したペーストの含水率とコンクリートの含水率の関係である．

図-4.8.1 のフローに表示されている判定の閾値である W_p=3.2%, 18.8%に対応する W_c は 1.7%, 6.0%となる．ただし，W_c は当然ながら使用する骨材の吸水率に大きく依存する．本研究で使用した細骨材と粗骨材の吸水率はそれぞれ 0.89%，1.07%であるが，土木学会コンクリート標準示方書は細骨材と粗骨材の吸水率は 3.5%以下，3.0%以下を標準と記載している［4-8-2］．細骨材と粗骨材の吸水率を 3.5%，3.0%とした場合，W_p=3.2%，18.8%に対応する W_c は 3.3%，7.7%となり，W_c は 1.6～1.7%変化する．

このため，コンクリートの含水率で管理する場合，骨材の吸水率を把握しておくことが不可欠となる．本研究の範囲で回帰分析を行うと，含水率に及ぼす吸水率の影響は次式のようになる．

$$W_c = 0.28W_p + (0.33\times 100Q_s + 0.42\times 100Q_g - 0.06)$$

$$\therefore W_p = \frac{W_c - 33Q_s - 42Q_g + 0.06}{0.28} \tag{4.8.1}$$

（ただし，細骨材と粗骨材の絶乾密度がほぼ同じ値であることが条件）

図-4.8.2 のグラフの傾きは，いずれの場合も 0.28 前後の値であったため，一律 0.28 とした．フローに示されているペーストの含水率をコンクリートの含水率に読み替えて，コンクリートの含水率で管理する場合は，式(4.8.1)を参考に照査を行うこととなる．

図-4.8.3 は式(4.8.1)から求めたペーストの含水率の計算値と実測値の比較を示している．両者は良く対応していることが読み取れる．ここで，コンクリートの含水率で管理した場合もペーストの含水率で管理した場合と同様の傾向が得られるかを検証するため，**4.7** で述べた方法と同じ要領で，NaCl を実験水に用いたスケーリング量の測定データを用いて重回帰分析を行った．その結果，次式が得られた．

$$\delta_{con} = \left(\frac{W_c}{5.1}\right)^{0.3} \times \left(\frac{k}{3\times 10^{-10}}\right)^{-1.1} \tag{4.8.2}$$

ここに，δ_{con} はコンクリートの含水率で管理した場合のスケーリング促進の危険性を表す指標値である．

図-4.8.4 は δ_{con} と 75 サイクルのスケーリング量の関係を整理したものである．傾向は **4.7** で述べた実験結果に類似しており，本実験の範囲ではコンクリートの含水率で管理することも可能であることが示された．

4.9 まとめ

第 4 章では，スケーリングに及ぼす凍結融解作用前の環境の影響について整理を行った．ここ

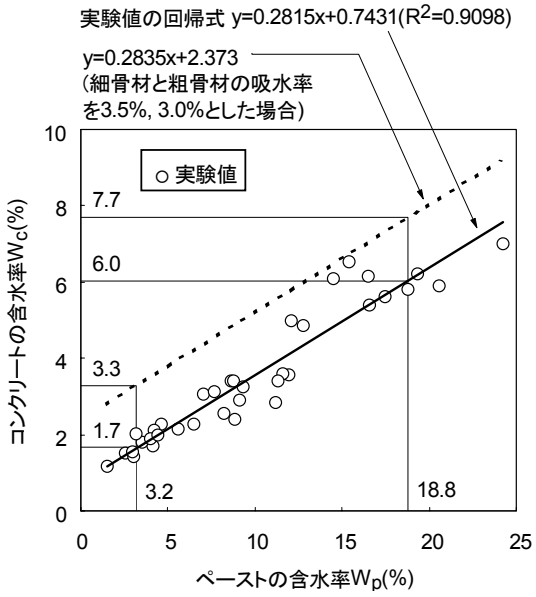


図-4.8.2　ペーストの含水率とコンクリートの含水率の関係

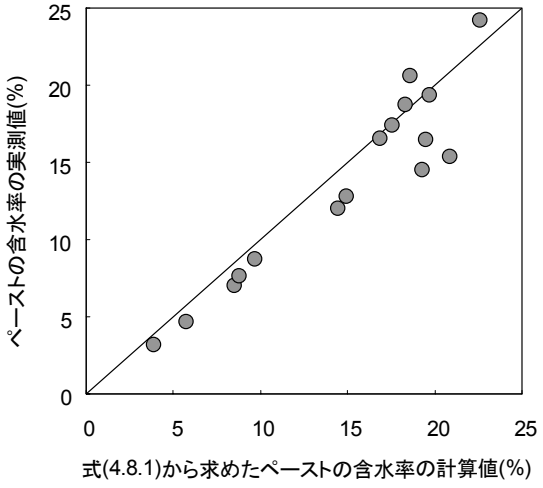


図-4.8.3　ペーストの含水率の計算値と実測値

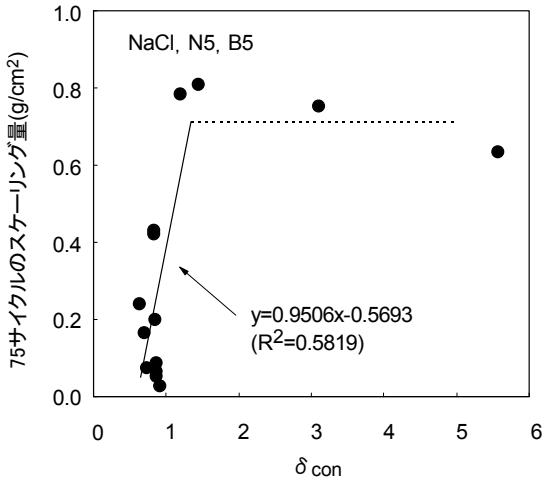


図-4.8.4　δ_{con} と 75 サイクルのスケーリング量の関係（配合は N5 と B5，実験水は NaCl）

では含水率に着目し，湿潤養生の日数，気中静置の日数，気中静置後の再吸水日数の 3 因子を実験パラメータに ASTM C 672 に準じた一面凍結融解実験を行い，スケーリングの進行性について実験的，解析的な評価を行った．あくまでも打設面を実験面とした場合の結果ではあるが，本研究の範囲で得られた結果をまとめると，以下の通りとなる．

1) 打設後，気中に静置せず，湿潤養生を継続的に行った場合，淡水を用いた場合は小さいスケーリング量で推移したのに対し，NaCl を用いるとセメントの種類によらず大きなスケーリングが急速に発生し，淡水とは異なる劣化形態を示した．

2) スケーリングは，Valenza らの理論に基づいた補正弾性係数(MPa)$m \cdot E_s$ と凍結圧勾配(MPa/mm)ΔP_h がともに小さいほど大きくなることを確認した．この弾性係数は表層の含水率(%)W_p が大きいほど小さい値を示しやすいこと，また凍結圧勾配はコンクリートの透水係数(cm/s)k と密接な関係にあることがわかった．実験で得たデータによる解析の結果，次式が導出された．

ⅰ）スケーリングの進行速度(g/cm^2/cyc)ΔSC

a) $m \cdot E_s \geqq 5700$MPa の場合

$$\Delta SC = (1\times10^{-7}\, m \cdot E_s - 0.004)\,\Delta P_h - 1\times10^{-7}\, m \cdot E_s + 0.004$$

b) $m \cdot E_s < 5700$MPa の場合

$$\Delta SC = (3\times10^{-6}\, m \cdot E_s - 0.02)\,\Delta P_h - 2\times10^{-6}\, m \cdot E_s$$

ⅱ）スケーリング促進の危険性 δ（ペーストの含水率(%)W_p で管理する場合）

$$\delta = \left(\frac{W_p}{14.6}\right)^{0.43} \times \left(\frac{k}{3\times10^{-10}}\right)^{-1.04}$$

（δ が 1 を上回ると危険性が極めて高くなる）

ⅲ）スケーリング促進の危険性 δ_{con}（コンクリートの含水率(%)W_c で管理する場合）

$$\delta_{con} = \left(\frac{W_c}{5.1}\right)^{0.3} \times \left(\frac{k}{3\times10^{-10}}\right)^{-1.1}$$

（δ_{con} が 1 を上回ると危険性が極めて高くなる）

3) 高湿環境下に継続的に曝されるコンクリートのスケーリング抵抗性を高めるには，水セメント比を 30%近くまで下げるなど，余剰水の発生量を極力抑え，含水率を小さくする対策を講じることが肝要である．

4) スケーリングに及ぼす気中静置後の再吸水の影響は，高炉 B 種を用いた場合は大きく表れたが，普通ポルトを用いた場合はさほど影響は大きくない評価が示された．

5) 本章で得た成果の範囲で，スケーリングの進行性に及ぼす凍結融解前の環境の影響の照査フローを作成した．

第 4 章の参考文献

[4-1-1] 田畑雅幸：コンクリートの凍害における環境条件の影響に関する研究，北海道大学学位論文，1986.9

[4-1-2] 長谷川寿夫，洪悦郎：コンクリートの湿潤程度と耐凍害性の関係について，セメント技術年報，XXVIII，pp.311-314，1974.

[4-1-3] 濱幸雄，千歩修，友澤史紀：コンクリートの凍害劣化に及ぼす吸水・乾燥の影響の定量化，セメント・コンクリート，No.675，pp.40-45，2003.5

[4-1-4] 三浦尚，板橋洋房，岩城一郎：凍結防止剤の影響を受けるコンクリートの凍害劣化に関する実験的研究，融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集，pp.159-166，1999.3

[4-1-5] 参考文献［1-3-8］

[4-4-1] 三橋博三，周志云，多田眞作：微視的メカニズムを考慮したコンクリートの凍結作用による変形挙動の数理モデル，コンクリート工学論文集，第 14 巻，第 3 号，pp.33-44，2003.9

[4-4-2] 参考文献［1-3-8］

[4-4-3] 参考文献［1-2-7］

[4-4-4] 参考文献［1-3-4］

[4-4-5] Setzer, M. J. : Modeling and Testing the Freeze-Thaw Attack by Micro-Ice-Lens Model and CDF/CIF-Test, *Proceeding of the International Workshop on Microstructure and Durability to Predict Service Life of Concrete Structures*, pp.17-28, 2004.2

[4-4-6] 渡辺宏，堺孝司：水中急速凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化メカニズム，平成元年度土木学会北海道支部論文報告集，pp.731-734，1990.2

[4-4-7] 参考文献［3-5-4］，pp.120-121

[4-4-8] 参考文献［2-4-3］，p.246

[4-4-9] 土木学会：構造力学公式集，p.144，技報堂，1974.12

[4-4-10] 赤堀弥生，名和豊春：スケーリング劣化に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.885-890，2008.7

[4-4-11] Powers, T. C., Copeland, L. E., Hayes, J. C.and Mann, H. M.: Permeability of Portland Cement Paste, *ACI Journal*, No.51-14, pp.285-298, 1954.11

[4-4-12] 日本コンクリート工学協会：コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関する研究委員会報告書，pp.59-60，2008.8

[4-5-1] 参考文献［2-3-3］

[4-8-1] 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

[4-8-2] 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書［施工編］，p.45，p.50，2008.3

第 5 章

スケーリングに対する耐久性設計法の提案

第 5 章　スケーリングに対する耐久性設計法の提案

5.1　概論

凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに及ぼす種々の因子の影響を明らかにし，スケーリングに対する耐久性設計法を確立することを目的に，これまでスケーリングの進行性の特徴を把握するための多くの実験と構造物調査を行ってきた．

第 2 章ではスケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響について実験的な検討を行い，特に影響が大きかった水セメント比と凍結融解履歴の 2 つをパラメーラに絞り込んだスケーリングの進行予測モデルを提案した．第 3 章では実際にスケーリングの被害を受けているコンクリート構造物で調査を行い，第 2 章で得た知見の妥当性を確認した．第 4 章ではスケーリングに及ぼす凍結融解作用前の環境の影響について実験的な検討を行い，スケーリング促進の危険性は補正弾性係数と凍結圧勾配とのバランスに大きく依存すること，補正弾性係数はペーストの含水率，凍結圧勾配は透水係数と密接な関係にあることを明らかにし，含水率と透水係数に及ぼす環境の影響を考慮した形の照査フローを提案した．

本章では，前章までに得た成果を応用してスケーリングの進行速度の大小を簡易的に予測できるモデルを構築するとともに，スケーリングを抑制するための耐久性設計法について整理・とりまとめを行った．本章の構成を図-5.1.1 に示す．

5.2　スケーリングの進行速度の簡易評価法

耐久性設計法の整理・とりまとめに先立ち，第 4 章で得た知見を応用してスケーリングの進行速度の簡易評価法についての検討を行う．式(4.4.13)および式(4.4.14)より，スケーリングの進行速

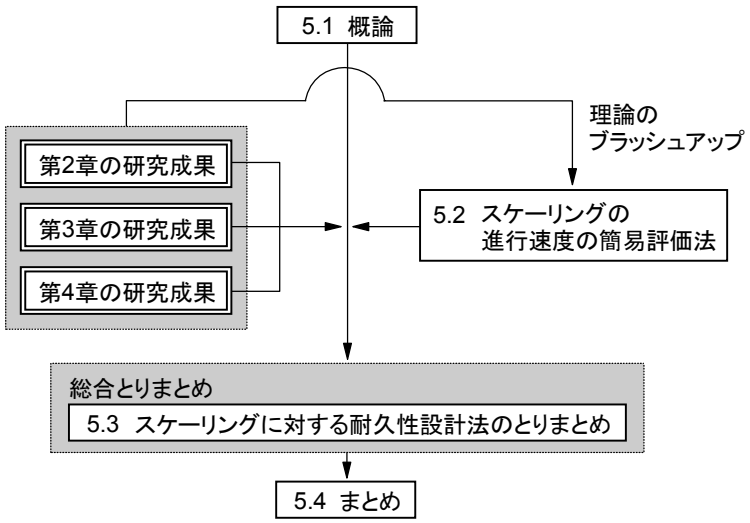


図-5.1.1　第 5 章の構成

度 ΔSC は基本的に次式で表現される．

$$\Delta SC = \{a \cdot E(x) + b\} \cdot P(x) + c \cdot E(x) + d = a \cdot E(x) \cdot P(x) + b \cdot P(x) + c \cdot E(x) + d \qquad (5.2.1)$$

ここに，$E(x)$は弾性係数と密接な関係にある因子，$P(x)$は凍結圧勾配と密接な関係にある因子，a，b，c，d は係数である．

一般に弾性係数は圧縮強度と関係があり，さらに圧縮強度は水セメント比と関係がある[5-2-1]．一方，凍結圧勾配は前章で述べたように透水係数と密接な関係にある．そこで，計画・設計段階で設定が可能な水セメント比と透水係数の 2 つの因子に着目する．

5.2.1 解析に用いたデータ

ここでは，第 2 章で示した $CaCl_2$ を実験水に用いた凍結融解実験のデータ（配合：N25，N35，N45，N55，N65，B25，B35，B45，B55，B65，養生：SP3（打設面），SB3（底面），LS3（型枠面））を解析に用いた．透水係数は，同一の配合・養生方法で作製した**図-2.2.2** と同じ寸法の供試体および切り出したブロックからコアを採取して（**図-5.2.1**）インプット法により求めた．

5.2.2 スケーリングの進行速度

計算を極力簡便に行う理由から，ここでは第 2 章で示した実験結果を**図-5.2.2** に示すように直線回帰させ，その回帰線の傾きをスケーリングの進行速度とした．底面，型枠面については，モルタルの粗塊の剥がれが生じる直前までを解析の対象とした．これらスケーリングの進行速度を全データの平均（ここでは 0.0003g/cm^2/cyc）で除して無次元化させた値を解析に用いた．

5.2.3 透水係数

インプット法に準じた透水実験終了後に割裂した供試体の割裂面を**写真-5.2.1**（水の圧入面は打設面），透水係数の測定結果を**図-5.2.3** に示す．水の圧入深さは水セメント比が大きいほど深い傾向にあった．セメントの種類ごとに比較すると，水セメント比 25%，35%，45%は差が殆ど

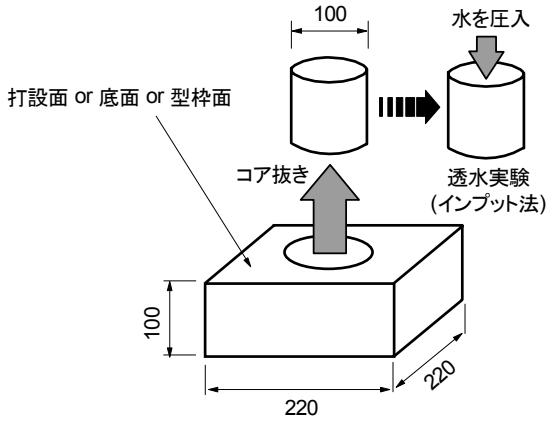


図-5.2.1　透水実験用の試料の採取方法（単位：mm）

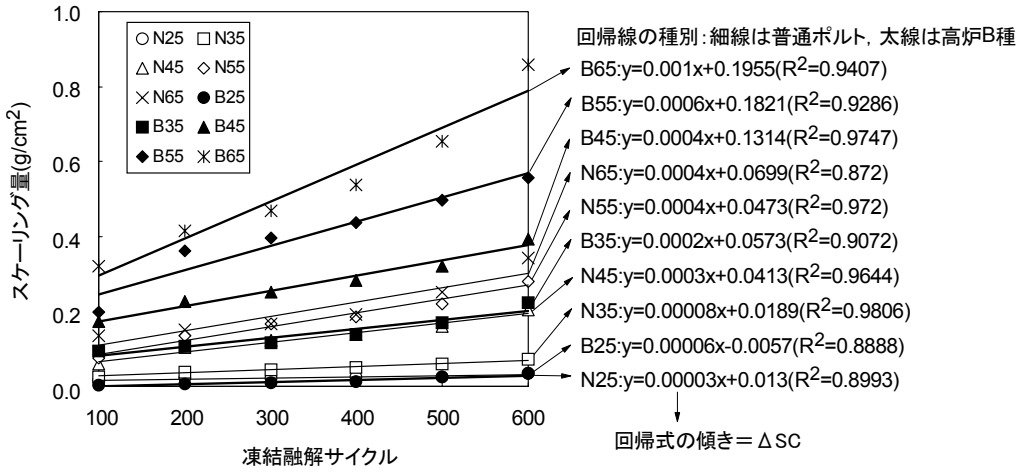


図-5.2.2　スケーリングの進行速度ΔSC の算出の一例（打設面，基データは図-2.3.1，図-2.4.1）

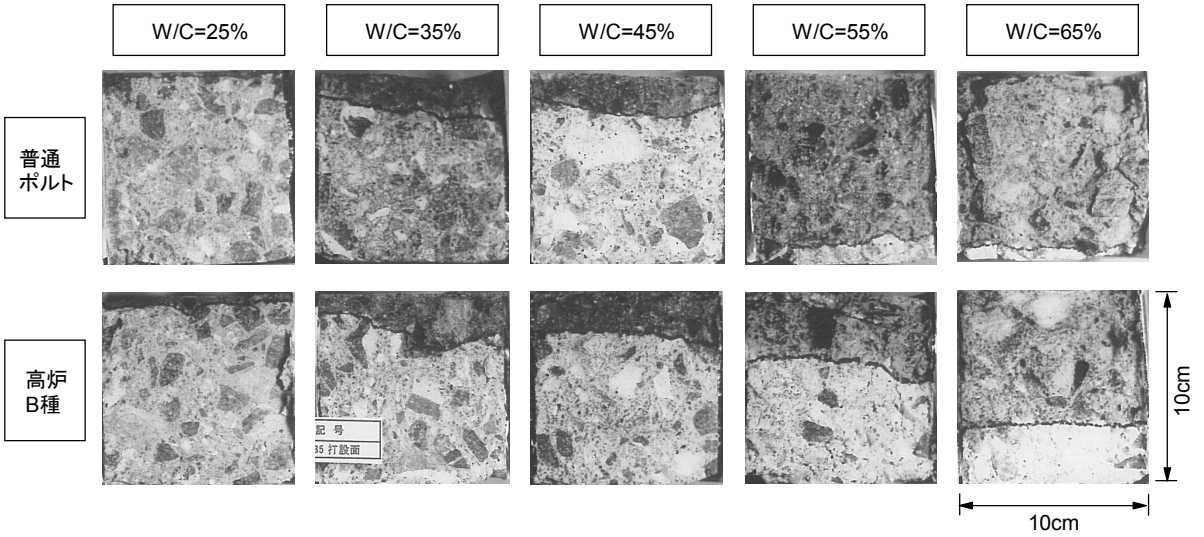


写真-5.2.1　インプット法に準じた透水実験終了後の供試体（水の圧入面：打設面）の割裂面
圧入面は上側，暗色部は水が圧入された範囲を表す

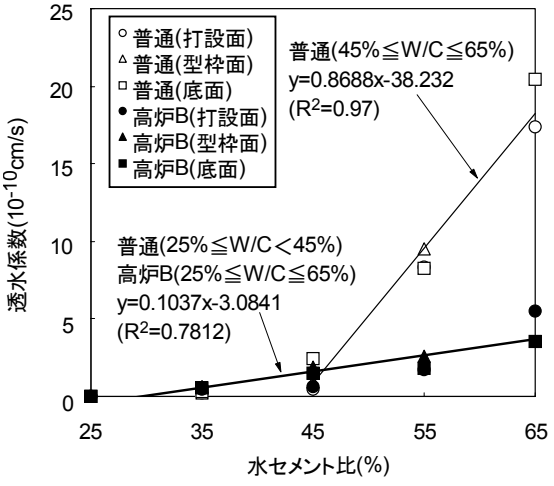


図-5.2.3　透水係数の測定結果（凡例のカッコは水の圧入面）

みられなかったが，水セメント比 55%，65%は普通ポルトの方が深く水が浸透していた．このことは，普通ポルトに比べて深さ 0～5mm の細孔量が多い水セメント比 55%，65%の高炉 B 種（**図-2.4.6**）では大きな凍結圧勾配が形成されやすいことを示唆している．なお，透水係数に及ぼす圧入面の違いの影響はみられなかった．透水係数もスケーリングの進行速度と同様に全データの平均（ここでは 3.5×10^{-10}cm/s）で除して無次元化させ，その値を解析に用いた．

5.2.4 重回帰分析

重回帰分析は，式(5.2.1)に合わせた形の次式を設定して行った．

$$\frac{\Delta SC}{0.0003}=a\left(\frac{W/C}{45}\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}\right)+b\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}\right)+c\left(\frac{W/C}{45}\right)+d \tag{5.2.2}$$

ここに，*W/C* は水セメント比(%)，*k* は透水係数(cm/s)である．

水セメント比は第 2 章に合わせ, 45%で除して無次元化させた. **表-5.2.1** に重回帰分析の結果，**図-5.2.4** に ΔSC（無次元値）の計算値と実測値の関係を示す．計算値と実測値は良く対応していた．**図-5.2.5** に式(5.2.2)から求めたスケーリングの進行速度に及ぼす水セメント比と透水係数の影響を示す．ただし，ΔSC の計算値がマイナスのデータはゼロとしている．グラフの形は概ね単峰形で，スケーリングの進行速度は水セメント比が高く，透水係数が小さいほど大きい傾向にあ

表-5.2.1 重回帰分析の結果

a	*b*	*c*	*d*	重相関係数
1.66	-2.77	3.83	-2.21	0.898

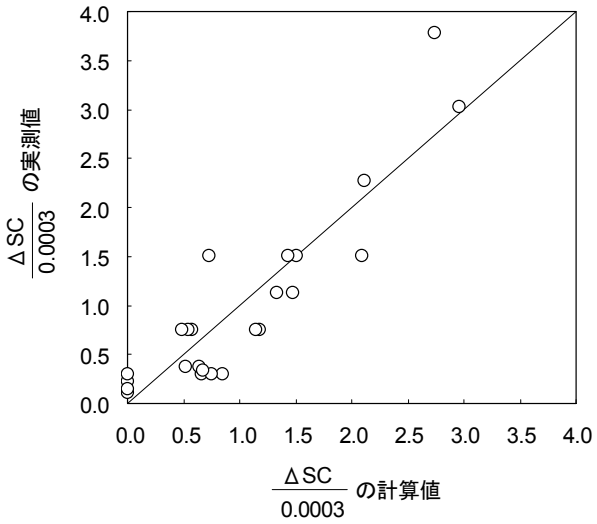


図-5.2.4 スケーリングの進行速度の無次元値の計算値と実測値の関係

ることが示された．

また，**図-2.10.5** では水セメント比と 75nm 以上の細孔量は良い相関にあることを確認している．そこで，水セメント比を 75nm 以上の細孔量に置き換えて同様の解析を試みた．75nm 以上の細孔量(ml/g)を V_{75} で表し，全データの平均（0.18ml/g）で除して無次元化させて重回帰分析を実施したところ，次式が得られた．重相関係数は 0.901 であった．

$$\frac{\Delta SC}{0.0003} = 0.26\left(\frac{V_{75}}{0.18}\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}\right) - 0.55\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}\right) + 1.87\left(\frac{V_{75}}{0.18}\right) - 0.67 \tag{5.2.3}$$

図-5.2.6 は式(5.2.3)から求めたスケーリングの進行速度に及ぼす 75nm 以上の細孔量と透水係数の影響を示している．基本的な傾向は**図-5.2.5** と同様で，これらのグラフは表層の組織が脆弱

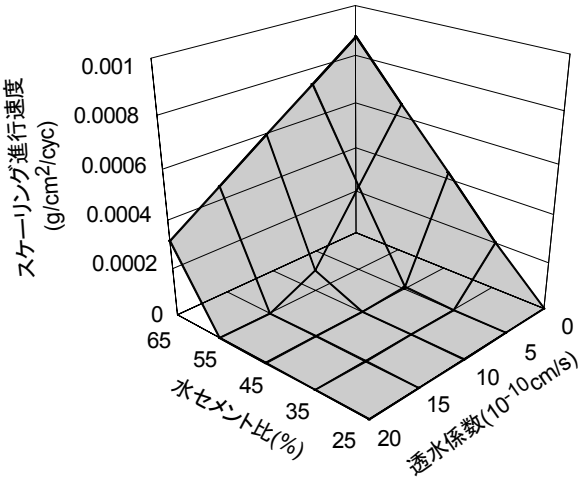


図-5.2.5　スケーリングの進行速度に及ぼす水セメント比と透水係数の影響

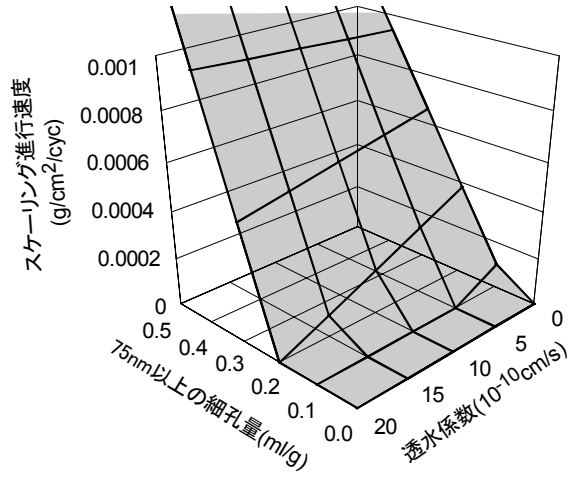


図-5.2.6　スケーリングの進行速度に及ぼす深さ 0～5㎜ の 75nm 以上の細孔量と透水係数の影響

でかつ凍結圧の負荷が表層に蓄積されやすい品質のコンクリートほどスケーリングが進行しやすいことを示している．すなわち，**2.4** で述べたスケーリングに及ぼすセメントの種類の影響は透水係数で説明することができ，**2.4.2** で述べた推察の妥当性が実証された．

ここで，式(5.2.2)を以下のようにさらに整理する．

$$\frac{\Delta SC}{0.0003\cdot a}=\left(\frac{W/C}{45}\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}\right)+\frac{b}{a}\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}\right)+\frac{c}{a}\left(\frac{W/C}{45}\right)+\frac{d}{a}$$

$$=\left(\frac{W/C}{45}+\frac{b}{a}\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}+\frac{c}{a}\right)-\frac{bc}{a^2}+\frac{d}{a}$$

$$\therefore\quad \frac{\Delta SC}{0.0003\cdot a}+\frac{bc}{a^2}-\frac{d}{a}=\left(\frac{W/C}{45}+\frac{b}{a}\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}+\frac{c}{a}\right)$$

左辺は ΔSC によって定まる値であるので，まとめて ω_w で表すと次式が得られる．

$$\omega_w=\left(\frac{W/C}{45}+\frac{b}{a}\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}+\frac{c}{a}\right) \tag{5.2.4}$$

すなわち，スケーリングの進行のしやすさ・しにくさは，**表-5.2.1** で示した値を上式の a，b，c に代入した次式により判定することができる．

$$\omega_w=\left(\frac{W/C}{45}-1.67\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}}+2.31\right) \tag{5.2.5}$$

（$\omega_w-\omega_{wd}\leqq 0$ であれば，スケーリングが大きく進行する可能性は小さい）

ここに，ω_w はスケーリングの進行速度を表す指標値，ω_{wd} はスケーリングの進行速度の目標設計値である．

ω_{wd} は構造物の種類，予定供用年数，環境条件などによって異なるが，例えば，第 3 章で調査した北海道内の防波堤上部天端面であれば，配合推定による水セメント比が 50%以下であれば高いスケーリング抵抗性が期待される（**図-3.3.2**）．このことから，水セメント比は **3.6** で述べた配合推定の精度を勘案して 5%を差し引いた 45%，透水係数は**図-5.2.3** のデータ（高炉 B の水セメント比 45%）を引用して 0.625×10^{-10}cm/s が性能を満足する値とすると，この場合の ω_{wd} は-1.7 となり，ω_w が-1.7 以下であればスケーリングが大きく進行する可能性は小さいと判定される．一方，

第 2 章で行った室内実験のような厳しい環境下であれは，**図-2.10.6** のフローに基づいて打設面の ω_{wd} を求めると-2.3 となり，ω_w は-2.3 以下が要求されることになる．

また，式(5.2.3)についても同様の方法で整理すると，以下のようになる（なお，前式と区別するため，ω_w は ω_{v75}，ω_{wd} は ω_{v75d} としている）．

$$\omega_{v75} = \left(\frac{V_{75}}{0.18} - 2.12\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}} + 7.19\right) \tag{5.2.6}$$

（$\omega_{v75} - \omega_{v75d} \leqq 0$ であれば，スケーリングが大きく進行する可能性は小さい）

ただし，V_{75} は凍結融解実験前の細孔量であるため，既に凍結融解履歴を受けたコンクリートでの劣化調査では，この式は適用できない．

前述と同様の検討を行うと，例えば第 3 章で調査した北海道内の防波堤上部天端面であれば ω_{v75} は-7.6 以下，第 2 章で行った室内実験のような厳しい環境下であれば ω_{v75} は-11.7 以下が要求される．

本解析で得られた ω_w および ω_{v75} と室内実験における ΔSC の関係をまとめると**図-5.2.7** のようになる．両者は良く対応していることがわかる．

5.3 スケーリングに対する耐久性設計法のとりまとめ

これまでに行ったスケーリングの進行性に関する実験，調査で得た結果をとりまとめ，**図-5.3.1** に示す概念に基づいて，凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法について整理・提案を行う．ただし，空気量は 4.5～6.5%，骨材は耐凍害性を満足するものが使用されていることを前提とする．

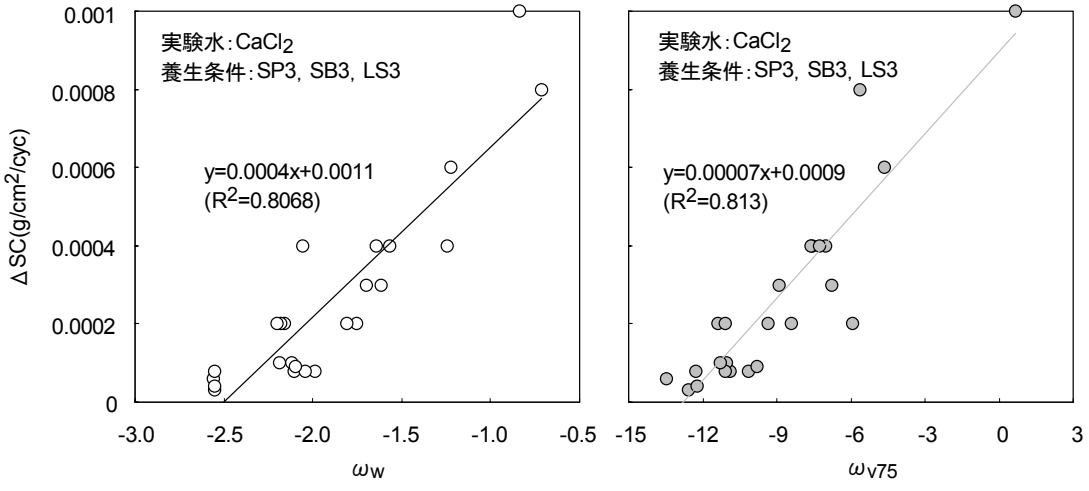


図-5.2.7　ω_w および ω_{v75} と室内実験における ΔSC の関係

5.3.1　配合設計

a)　スケーリングの進行を長期に亘って極力抑えたい場合

スケーリングは，凍結融解を受ける前のコンクリート表層（深さ 0～5mm）の 75nm 以上の細孔量(ml/g)V_{75} とコンクリートの透水係数(cm/s)k に大きく依存する（第 2 章，第 4 章）．その影響は次式（第 5 章）で表現され，スケーリングの進行速度を表す指標値 ω_{v75} が大きいほどスケーリングが進行しやすい．

$$\omega_{v75} = \left(\frac{V_{75}}{0.18} - 2.12 \right) \left(\frac{k}{3.5 \times 10^{-10}} + 7.19 \right) \tag{5.3.1}$$

スケーリングの進行を長期に亘って極力抑えたい（スケーリング深さの上限の目安：約 2.5mm）場合，凍結融解作用を受ける面が打設面であれば 75nm 以上の細孔量は 0.1ml/g 以下（ω_{v75}≦-11.7），型枠面・底面であれば 0.2ml/g 以下（ω_{v75}≦-7.9）とすることが望ましい（第 2 章，**図-2.10.4**）．この条件を満足できるような水セメント比および施工方法を練混ぜ実験によって決定する．

なお，要求される ω_{v75} は部位，環境，使用予定年数などの諸条件によって異なる．例えば，地域係数が 2.3～6.6 の防波堤上部天端面（高炉 B 種使用）については，水セメント比を 45%以下（室内実験における同配合の V_{75} から計算すると，ω_{v75}≦-7.6）とすることで，スケーリング抵抗性が比較的小さい打設面においても約 40 年以上の耐久性が期待されることが確認されている（第 3 章）．

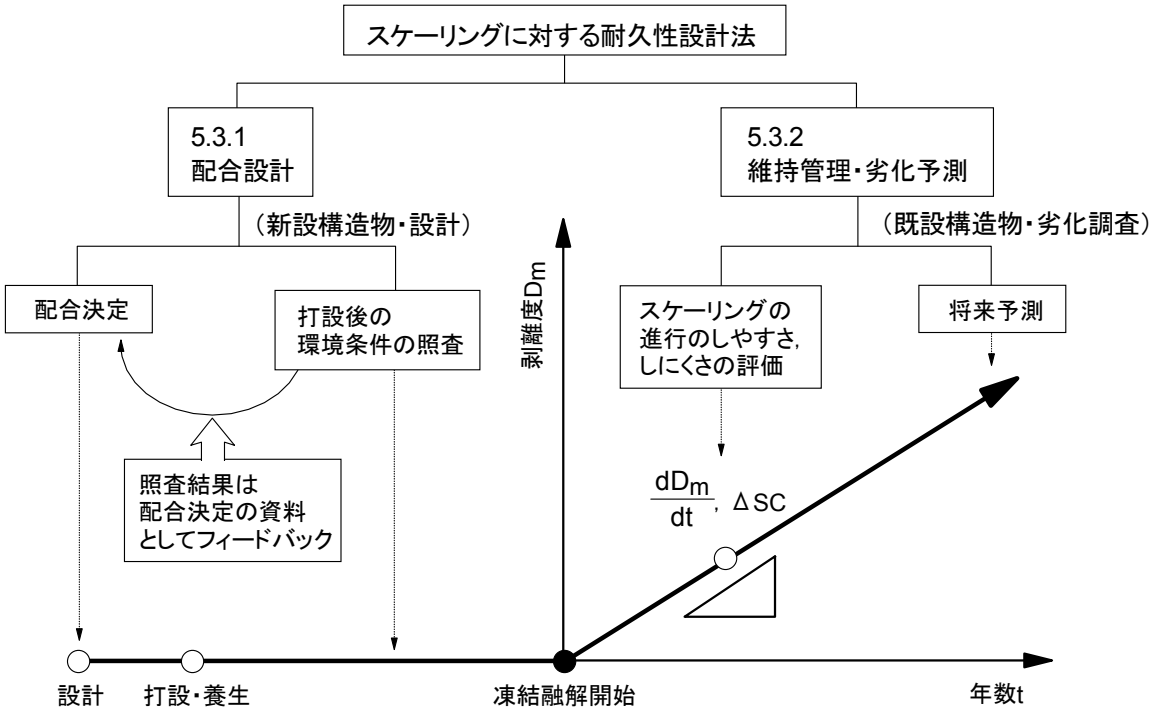


図-5.3.1　スケーリングに対する耐久性設計法の概念

b) 供用年数と剥離度の許容値が決まっている場合

はじめに，現場におけるスケーリングの進行性を把握する必要がある．実環境下でのスケーリングの進行性は次式（第 3 章）で表される．

$$\gamma_w = \left(a\left[\frac{t}{A}\right]+b\right)\left(\frac{W/C}{B}\right)+c\left(\frac{t}{A}\right)+d \tag{5.3.2}$$

（a，b，c，d，A，B は現場調査によって定まる係数）

$$D_m = fe^{g\log\gamma_w} \quad (f,\ g \text{ は現場調査の結果によって定まる係数}) \tag{5.3.3}$$

γ_w はスケーリングの進行性を表す指標値である．式中の係数は，建設地に隣接する構造物ならびに類似の環境下にある構造物においてデータを取得し，回帰分析によって決定する．そして，設定されている剥離度の許容値(mm)D_m と予定供用年数 t を入力して水セメント比(%)W/C を決定する．

一方，ASTM C 672 の実験結果をもとに設定する場合は，はじめに室内実験のデータを解析して次式（第 2 章）を導出する

$$\gamma_w = \left(a\left[\frac{cyc}{A}\right]+b\right)\left(\frac{W/C}{B}\right)+c\left(\frac{cyc}{A}\right)+d \tag{5.3.4}$$

（a，b，c，d，A，B は実験によって定まる係数）

$$SC = fe^{g\log\gamma_w} \quad (f,\ g \text{ は実験によって定まる係数}) \tag{5.3.5}$$

$$D_m = m\cdot SC + n \quad (m,\ n \text{ は実験によって定まる係数．例えば図-2.10.1 参考}) \tag{5.3.6}$$

導出後，D_m を介す形で，係数が乗じられた現場調査の γ_w と室内実験の γ_w を等号で結んで方程式を解き，**図-5.3.2** に示すような等品質線（剥離度が同一となる年数 t とサイクル cyc の関係を W/C ごとに求めたもの）と等劣化線（スケーリング量が同じプロット同士を線で結んだもの）を引いたグラフを作成し，実験条件（実施すべきサイクル数とスケーリング量の合格基準）を設定する．これについては，第 3 章の **3.7** で詳細を述べている．

なお，等品質線，等劣化線は環境条件によって変化するため，1 つのグラフだけで全ての寒冷地をカバーすることはできない．よって，地域ごとにそれぞれ作成しなければならず，前述した実環境下でのスケーリングの進行性を表す式から水セメント比を決定する方法に比べると作業は煩雑である．しかし，**図-5.3.2** は ASTM C 672 の実験結果を設計に直接的に反映できることから，

等品質線を有効に用いることで例えば使用する材料の品質の改良といった水セメント比以外のパラメータによる評価も可能であり，幅広い弾力的な性能設計が行えるメリットがある．また，**図-5.3.2** に示すように，設定されたサイクルが長い場合は等品質線を辿ることでサイクルの短縮を図ることも可能である．その場合のスケーリング量の合格基準は交差する等劣化線によって決定される．

c) 凍結融解を受けるまでの環境条件の照査

打設・養生後，凍結融解を受けるまでの期間中，十分な乾燥を受けず，コンクリートの含水率が高い状態が持続するような場合，スケーリングが加速的に進行することが懸念される（第 4 章）．このような環境条件の場合，**図-4.8.1** のフローに基づいて水セメント比の低下もしくは調湿・水分供給抑制などの対応をとることを標準とする．

スケーリング促進の危険性は，次式（第 4 章）で照査できる．

ⅰ）ペーストの含水率(%) W_p で管理する場合

$$\delta = \left(\frac{W_p}{14.6}\right)^{0.43} \times \left(\frac{k}{3\times10^{-10}}\right)^{-1.04} \tag{5.3.7}$$

ⅱ）コンクリートの含水率(%) W_c で管理する場合

$$\delta_{con} = \left(\frac{W_c}{5.1}\right)^{0.3} \times \left(\frac{k}{3\times10^{-10}}\right)^{-1.1} \tag{5.3.8}$$

δ，δ_{con} はスケーリング促進の危険性を表す指標値で，1 を上回ると危険性が高くなる．

なお，細骨材と粗骨材の絶乾密度がほぼ同値の場合，表層ペーストの含水率 W_p (%)と表層コン

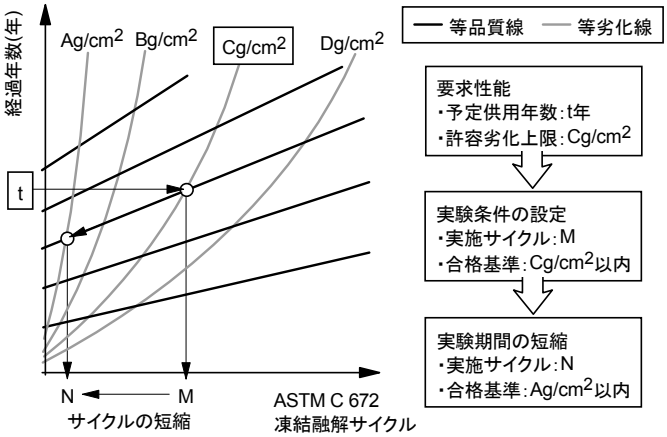


図-5.3.2　等劣化線・等品質線が描かれた t-cyc グラフ（図-3.7.2 をもとに作成した概念図）

クリートの含水率(%)W_cとの間には以下の関係がある．

$$W_p = \frac{W_c - 33Q_s - 42Q_g + 0.06}{0.28} \tag{5.3.9}$$

ここに，Q_s，Q_gは細骨材および粗骨材の吸水率である．

δならびにδ_{con}が 1 を上回る場合は，水セメント比を小さくする対応を優先的に行うことを基本とする（第 4 章，**図-4.7.2**）．

5.3.2 維持管理・劣化予測

a) スケーリングの進行のしやすさの評価

既設構造物での細孔量による判定は厳しいため，現時点から将来的にスケーリングが進行しやすいか，進行しにくいかを評価する場合，次式（第 5 章）によって判定する．

$$\omega_w = \left(\frac{W/C}{45} - 1.67\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}} + 2.31\right) \tag{5.3.10}$$

（$\omega_w - \omega_{wd} \leqq 0$ であれば，スケーリングが大きく進行する可能性は小さい）

ここに，ω_wはスケーリングの進行速度を表す指標値，ω_{wd}はスケーリングの進行速度の目標設計値である．

水セメント比は，建造当時の配合記録が残されていない場合は配合推定などによって判定する．配合推定によって判定する場合は推定精度の誤差ならびに安全率を考慮して，式(5.3.11)により判定する．

$$\omega_w = \left(\frac{W/C_i - 5}{45} - 1.67\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}} + 2.31\right) \tag{5.3.11}$$

式中のW/C_iは配合推定によって求めた水セメント比(%)であることを表している．

ω_{wd}は構造物の立地場所や種類に依存するためデータが充実しているとは言えないが，例えば，**図-5.3.3** に示すように，本研究で確認された範囲でスケーリングの進行速度が小さい品質条件（防波堤上部天端面は第 3 章を参考に水セメント比 45%，室内実験は**図-2.10.6** に記載されている水セメント比〔ただし，構造物で底面が凍結融解作用面となる例は稀なため，ここでは評価の対象から除外〕）をプロットし，これらを ω_{wd} とすると，ω_w＞-1.7 であれば進行しやすい，-2.3≦ω_w≦-1.7 であれば進行速度は遅めである可能性が高い，ω_w＜-2.3 であれば進行抑制が大きく期待されると簡易的に評価できる．ただし，特殊な補助工法が施されている場合は評価対象外となる．

b) スケーリングの進行予測

スケーリングの進行が懸念される場合は劣化予測を行い，合理的な維持管理計画を作成する必要がある. スケーリングの進行予測は前述した式(5.3.2), 式(5.3.3)によって行う（第 2 章, 第 3 章）. 式の係数は現場の条件によって異なるため，調査を行い，そのデータを解析して導出する．例えば，対象構造物が地域係数 2.3～6.6 の防波堤上部天端面であれば次式（第 3 章）のようになる.

$$\gamma_w = \left(12.1\left[\frac{t}{23.4}\right] - 4.48\right)\left(\frac{W/C_i}{59.1}\right) - 11.3\left(\frac{t}{23.4}\right) + 4.56 \tag{5.3.12}$$

$$D_m = 6.66e^{2.91\log\gamma_w} \tag{5.3.13}$$

なお，水セメント比が適切でもジャンカやブリーディングなどの欠陥が多い場合は欠陥の影響が卓越してしまい，スケーリングの予測が上手く行えないことがある. そのような場合，次式（第 3 章）を設定して調査データの回帰分析を行い，その値を予測の参考値として利用するとよい.

$$\gamma = \left(\frac{W/C_i}{58.9}\right)^a \times \left(\frac{W/C_s}{65.2}\right)^b \times \left(\frac{F}{27.6}\right)^c \times \left(\frac{A}{3.2}\right)^d \times \left(\frac{L}{0.5}\right)^f \times \left(\frac{T}{4.3}\right)^g \times \left(\frac{t}{28}\right)^h \tag{5.3.14}$$

$$D_m = ie^{j\log\gamma} \tag{5.3.15}$$

（a～iは回帰分析によって定まる係数. 例えば地域係数2.3～6.6の防波堤上部天端面の場合，
a=5.77，b=1.32，c=-2.66，d=-0.43，f=0.73，g=0.51，h=1.28，i=7.97，j=2.58）

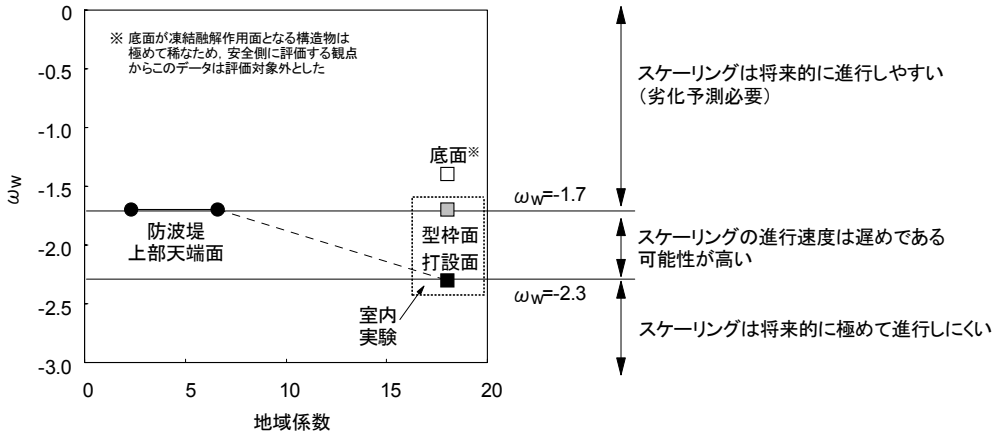


図-5.3.3　ω_wによる将来的なスケーリングの進行のしやすさの評価

ここに，γ は指標値，W/C_i は深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）(%)，W/C_s は深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）(%)，F は圧縮強度(MPa)，A は硬化コンクリートの空気量(%)，L は気泡間隔係数(mm)，T は地域係数である．

ただし，**a)**と同様に，特殊な補助工法が適用されている構造物は評価対象外となる．

また，ある特定のコンクリート構造物のスケーリングの進行性のみを評価したい時は，W/C は変数ではなく定数として扱うことができるため，変数を t のみとした次式により簡易的に評価が行える（第 4 章）．

$$\begin{cases} \gamma_w{}' = \dfrac{t}{A} & (5.3.16) \\ D_m = fe^{g\log\gamma_w{}'} & (5.3.17) \end{cases}$$

ここに，γ_w'は水セメント比を定数とした時のスケーリングの進行性を表す指標値である．

c) 塩化物イオンの浸透量予測

塩化物イオンの浸透量予測は，はじめにスケーリングが発生しない場合の塩化物イオンの浸透量を次式の Fick 式で計算し，その後，表面位置の変化分を考慮した補正を行うことで評価する（第 3 章）．

$$C(x,t) = C_0\left(1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}}\right)\right) \quad (5.3.18)$$

補正値は構造物の種類や立地条件によって異なるが，例えば，地域係数 2.3～6.6 の防波堤上部天端面の場合，剥離度が 15mm より大きい場合は全体的に，剥離度が 15mm より小さい場合は剥離面から深さ 3cm までの範囲を対象に最大 1.8～4.0 倍の補正を行う（第 3 章）．

補正値の幅は大きいが，これは塩化物イオンの浸透性がスケーリングに加えて，コンクリート中のひび割れの程度にも依存していることが考えられ，今後，スケーリングとひび割れの双方の影響を包括した評価法の確立に向け，さらに研究を進めていく必要がある．

5.4 まとめ

第 5 章では，第 2 章～第 4 章で得た成果を応用してスケーリングの進行速度の大小を簡易的に予測できるモデルを構築するとともに，スケーリングを抑制するための耐久性設計法について整

理・とりまとめを行った．本研究の範囲で得られた結果をまとめると，以下の通りとなる．

1) スケーリングの進行速度は水セメント比ならびに 75nm 以上細孔量が高く，透水係数が小さいほど大きい傾向にあることが示された．

2) スケーリングは表層の組織が脆弱で，凍結圧の負荷が表層に蓄積されやすい品質状態ほど進行しやすい．第 2 章で述べたスケーリングに及ぼすセメントの種類の影響は透水係数によって説明できる．

3) 本研究で得た成果をとりまとめ，凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法を整理した．

【スケーリングに対する耐久性設計法　項目】

① 配合設計

・スケーリングの進行を長期に亘って極力抑えたい場合

・供用年数と剥離度の許容値が決まっている場合

・凍結融解を受けるまでの環境条件の照査

② 維持管理・劣化予測

・スケーリングの進行のしやすさの評価

・スケーリングの進行予測

・塩化物イオンの浸透量予測

第 5 章の参考文献

[5-2-1]　参考文献［3-5-4］

第 6 章

シラン系表面含浸材による
スケーリング抑制対策の
検討・評価

第 6 章　シラン系表面含浸材によるスケーリング抑制対策の検討・評価

6.1　概論

第 5 章の研究成果より，スケーリングの進行性は水セメント比(%)*W/C* もしくは凍結融解を受ける前の深さ 0～5mm の 75nm 以上の細孔量(ml/g)V_{75} と透水係数(cm/s)*k* のバランスに大きく依存し（**図-5.2.5**，**図-5.2.6**），次式に示す ω_w もしくは ω_{v75} が小さいほどスケーリングは進行しにくいことが明らかとなった（**図-5.2.7**）．

$$\omega_w = \left(\frac{W/C}{45} - 1.67\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}} + 2.31\right)$$

$$\omega_{v75} = \left(\frac{V_{75}}{0.18} - 2.12\right)\left(\frac{k}{3.5\times10^{-10}} + 7.19\right)$$

ω_w ならびに ω_{v75} は，*W/C* もしくは V_{75} を含む整式と *k* を含む整式との積である．*k* を含む整式の符号は必ず正となるため，ω_w，ω_{v75} が小さくなるには，*W/C*，V_{75} を含む整式の符号が負で，*k* を含む整式の値が大きくなればよい．なお，ω_w の符号が正となる *W/C* は 76 以上であり，寒冷地の土木構造物においては非現実的な数値であることから，ω_w の符号がプラスとなることはまずない．もちろん，符号が負である *W/C*，V_{75} を含む整式の絶対値は大きいほどよい．逆に，*k* が小さい場合は *W/C*，V_{75} を可能な限り小さく設定する必要がある．

上記をもとに，スケーリング抑制を図るための基本的な考え方を整理すると以下のようになる．

① コンクリートの表層を緻密にする（*W/C*，V_{75} の低減）

② コンクリートの透水性を高める（*k* の増加）

③ 水や塩分の浸透を抑える（理論的には「水が入る隙間がないコンクリート」と同じ状態であるため，*W/C*，V_{75} は計算上，ほぼゼロとみなせる）

ただし，②は，スケーリングは抑制できても，コンクリート自体の機能・耐久性を大きく低下させることが危惧されるため，決して好ましい考え方とは言えない．

①と③は，第 2 章，第 3 章で述べたように水セメント比の低減が最も効果的と言える．特に，普通ポルトに比べてスケーリング抵抗性が劣る傾向が示された高炉 B 種は，近年，地球温暖化の抑制対策の一環として利用促進が提唱されており，今後は生産・普及率の向上が予想される．このため，より入念なスケーリング抑制対策が求められるが，混合セメントの場合，粉体量が増加するとひび割れがより発生しやすくなることが指摘されており［6-1-1］［6-1-2］，施工に際しては高度な知識と技術が要求される．一方，表層の緻密化に着目した研究としては電着工法を活用し

た研究［6-1-3］や，適用部位は型枠面に限定されるが透水型枠を活用した研究［6-1-4］がある．しかし，今後は少子高齢化に伴う労働力低下と厳しい財政事情による社会基盤整備予算の減少が予想されており［6-1-5］［6-1-6］，より施工が容易で経済性に優れる合理的な対策工が望まれる．

このような中で近年，③の効果が期待される簡易的な補助工法の一つとして，シラン系表面含浸材［6-1-7］を塗布する表面含浸工法が注目されている．この工法は，目的とする所定の性能や効果を発揮する液体状の材料（表面含浸材）を刷毛・ローラー・スプレーなどを用いてコンクリートの表面に塗布し，材料を含浸させることでコンクリートの耐久性を高める工法である．主な長所として以下のことが挙げられる［6-1-8］．

- 少ない工程でかつ短期間で施工が行えるため，簡便で安価
- 材料が液状のため，偶角部や狭小部での施工ムラが生じにくい
- 施工範囲を劣化の発生・進行が懸念される特定の部位に限定することが可能であり，効率的な対策が行える
- コンクリートの質感・外観を大きく変えることがないため，施工後も目視による日常点検・維持管理が可能
- 材料を被せる被覆材とは異なり，材料を含浸させる工法であるため，表面では紫外線劣化を受けても，含浸部（表層）では紫外線の影響をほとんど受けない

疎水性の塗布材を活用したスケーリングの抑制の試みは，1950 年代にオイルを用いた基礎的研究がニューヨークでなされ［6-1-9］，最近ではシラン系表面含浸材を用いた実験［6-1-10］もなされてはいるが，効果の持続性や現場での適用性については十分明らかになっていない．

本章では，実務を意識し，第 5 章で整理した耐久性設計の考え方に基づいたスケーリング抑制対策の検討を行う．対策の基本は表層の組織の緻密化と，水・塩分の浸透抑制の 2 つに大別されるが，前者は第 2 章・第 3 章で検討済であることや，多くの研究機関で多角的な検討がなされていることをふまえて他の研究者に委ねることとし，ここでは情報が少ない後者に着目し，提案されている多くの工法を代表してシラン系表面含浸材を取り上げ，寒冷環境下でのシラン系表面含浸材によるスケーリングおよび塩化物イオン浸透の抑制効果の検証・評価を目的に室内実験，北海道内の道路橋での試験施工，北海道沿岸部での暴露実験を行った．さらに，得られた研究成果の範囲で，シラン系表面含浸材によってもたらされるライフサイクルコスト縮減効果についても整理した．**図-6.1.1** に本章の構成を示す．なお，区別する理由から，本論文ではシラン系表面含浸材のしみこみ挙動を「含浸」，水や塩化物イオンのしみこみ挙動を「浸透」と表記する．

6.2　シラン系表面含浸材の特色と現状の整理

6.2.1　特色

シラン系表面含浸材は浸透性吸水防止材とも称され，コンクリートの表層に吸水防止層を形成

し，外部からの水や塩分の浸透を抑制する機能を有している．**図-6.2.1** に示すように，主成分であるシランモノマーまたはシランオリゴマー（1～10 個のシランモノマーが結合した重合体）の希釈液をコンクリートに塗布・含浸させると，コンクリートの表面もしくは細孔壁面の水酸基と化学的に結合し，疎水基であるアルキル基が表面および細孔壁面に並ぶように固着する．これによって含浸部分が疎水化され，吸水抑制機能が発現する．この時，含浸部分の細孔は閉塞されないため，コンクリート内部から外部への水蒸気の透過・逸散は阻害されない．このため，コンクリートの内部に滞留する水分に起因する劣化の抑制が期待できることが大きな特徴である．

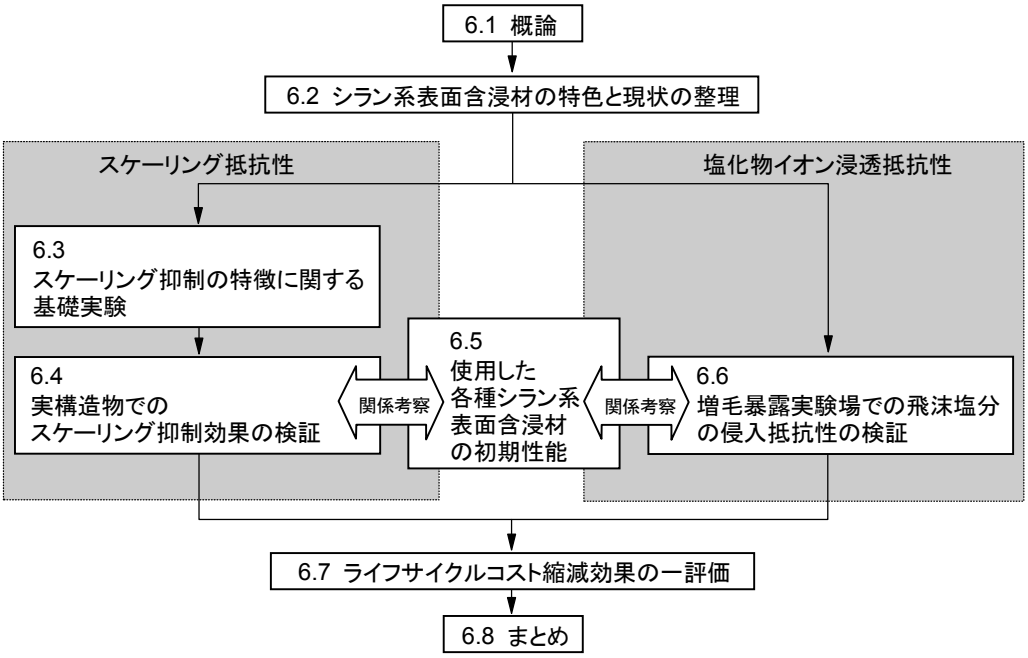


図-6.1.1　第 6 章の構成

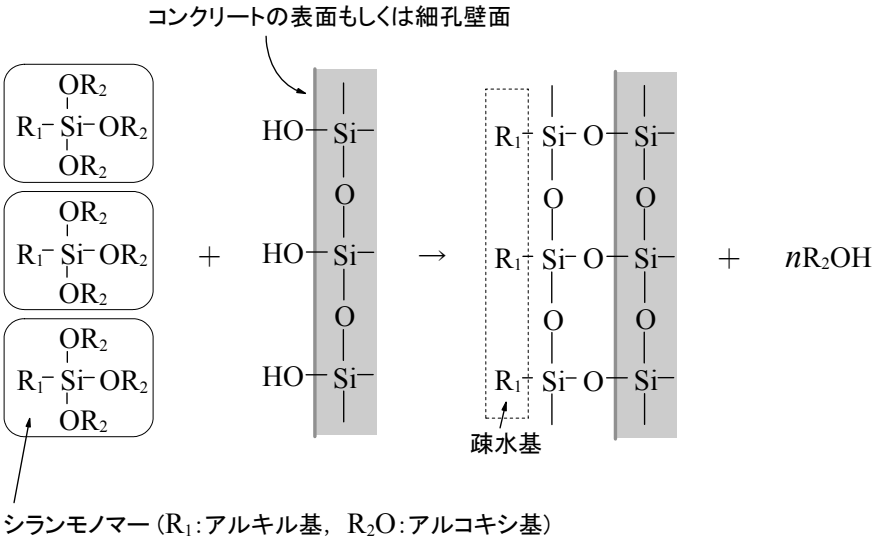


図-6.2.1　シラン系表面含浸材の概念 [6-2-1]

シラン系表面含浸材は従来，主成分をミネラルスピリットやイソプロピルアルコールなどの有機溶剤で希釈させた溶剤系が主であった．しかし近年は環境に与える影響を考慮し，主成分を水で希釈させた水系や，水や有機溶剤に依存せず，特殊な技術によって製造された有機溶剤を含まない無溶剤系の製品も市販されている．なお，労働安全衛生法の有機溶剤中毒予防規則（昭和 47 年 9 月 30 日労働省令第 36 号）は，第 1 章・第 1 条・2 項において，有機溶剤を当該混合物の重量の 5%を超えて含有するものを「有機溶剤含有物」と定義しているため，たとえ有機溶剤が使用されていても，使用量が重量の 5%を超えない場合は原則的に溶剤系ではなく，無溶剤系に分類されることになる．このため，有機溶剤を全く使用していない場合は，安全性を強調する意味で「完全無溶剤」と称して市販されることもある．さらに最近は壁面や天井面での施工性を考慮した液だれが生じにくいジェル状やクリーム状の製品も開発されている．

6.2.2　現状

シラン系表面含浸材は，表面含浸工法の中で最も広く使用されている材料である．欧米では古くから建造物［6-2-2］［6-2-3］や石像［6-2-4］，我が国でも建造物［6-2-5］の保護材として使われてきている．建築の分野では，日本建築仕上材工業会［6-2-6］や日本建築学会［6-2-7］などでシラン系表面含浸材の規格が制定されて現在に至っている．

近年は，施工・維持管理が効率的に行えるメリットを活かし，土木構造物においても外部からの水分や塩化物イオンの浸透に起因する凍害，塩害［6-2-8］，アルカリ骨材反応［6-2-9］の抑制対策工として適用される事例が増えている．これをふまえて，土木学会コンクリート委員会「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」（委員長：片脇清士）は，シラン系表面含浸材に関する見解の統一的整理を図るべく，技術の現状をとりまとめている［6-2-10］［6-2-11］．

しかし，施工後の追跡調査データが十分蓄積されているとは言い難く，**6.1** でも述べたように効果の持続性や製品の選定方法などに関する情報は十分明らかになっていないのが現状である．

6.3　スケーリング抑制の特徴に関する基礎実験

はじめに，シラン系表面含浸材の適用によってもたらされるスケーリング抑制効果の特徴を把握するための基礎実験を行った．

6.3.1　実験概要

a)　配合・練混ぜ

表-6.3.1 に配合を示す．水セメント比は 50%とした．セメントは高炉 B 種，細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（表乾密度 2.70g/cm^3，吸水率 0.66%，粗粒率 2.71），粗骨材は小樽市見晴産の砕石（表乾密度 2.67g/cm^3，吸水率 1.58%，粗粒率 7.20）を使用した．粗骨材の最大寸法は 25mm とした．

練混ぜは容量 100 リットルのパン型強制練りミキサを用いて行った．細骨材とセメントをミキサに投入して 10 秒間練混ぜた後，水 1/2 を投入して 10 秒間，粗骨材を投入して 10 秒間，残りの

水と混和剤（AE 減水剤〔リグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体〕と空気連行剤〔変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤〕）を投入して 3 分間練混ぜた．スランプは 8±2.5cm，空気量は 4.5±1.0%を目標とした．

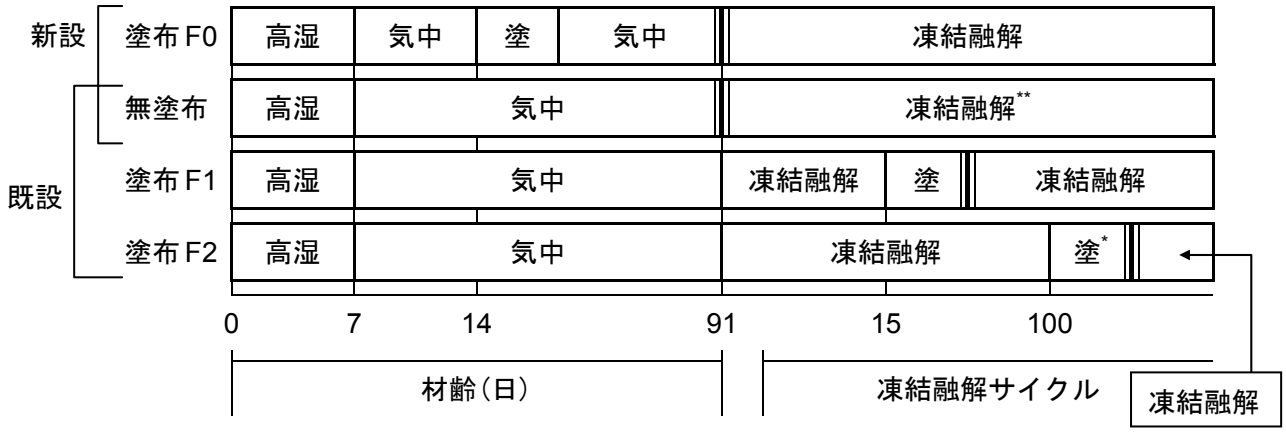
b) 供試体・養生・塗布

供試体の寸法は，第 2 章の実験で使用した小型供試体（**図-2.2.2**）と同じ寸法とした．実験面は打設面とし，打設面以外からの水分の浸透を防止する目的で，打設面以外の 5 面は材齢 14 日にエポキシ樹脂でコーティングした．

図-6.3.1 に養生および実験の流れを示す．凍結融解実験は，新設・打換え部材への適用性を調べる実験（塗布 F0 と無塗布で比較）と，凍結融解を受けた既設部材への適用性を調べる実験（塗

表-6.3.1　コンクリートの配合

水セメント比 (%)	使用セメント	目標空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m^3)			
				水	セメント	細骨材	粗骨材
50	高炉 B	4.5	44	140	280	859	1,085



高湿　… 高湿室静置
気中　… 恒温恒湿室（温度 20℃，湿度 60%）静置
塗　… シラン系表面含浸材を 200g/m^2 塗布
（ただし，＊の塗布量は 200，400，600g/m^2 の 3 水準）
‖　… シラン系表面含浸材の含浸深さおよび透水比測定
（測定は凍結融解実験開始と同じ日に実施）
凍結融解　… 凍結融解実験
（＊＊　塗布 F1 と比較する目的で作製した供試体は 15 サイクル，塗布 F2 と比較する目的で作製した供試体は 100 サイクルで実験を中断し，35 日間恒温恒湿室に静置した後に再開）

図-6.3.1　養生および実験の流れ

布 F1，塗布 F2 と無塗布で比較）の 2 種類行った．実験方法の詳細については **e)**で述べる．

写真-6.3.1 に塗布状況を示す. この基礎実験では市販の製品を代表し, 水系で有効成分量が 80%のシラン・シロキサン系の材料［6-3-1］を用いた．塗布量は材料の仕様に基づいて 200g/m^2 を基本としたが, 塗布 F2 においては 200g/m^2 に加えて 400g/m^2, 600g/m^2 塗布するケースも一部設けた．

c) シラン系表面含浸材の含浸深さ

シラン系表面含浸材の含浸深さは塗布後，コンクリートカッターで供試体を切断し，切断面に黒く着色した水道水をふきかけ，撥水している部分（以下，吸水防止層と記す）を含浸域と判断し，ノギスで測定した．測定値は 5 箇所の平均とした．

d) 透水比

吸水抑制効果を評価する目的で透水比の測定を行った．塗布後，直径 75mm の漏斗を打設面に据え付けて高さ 250mm まで注水し（**図**-6.3.2），24 時間後の吸水量を調べて下記の式より透水比を求めた．

$$W_r = \frac{l_s}{l_n} \tag{6.3.1}$$

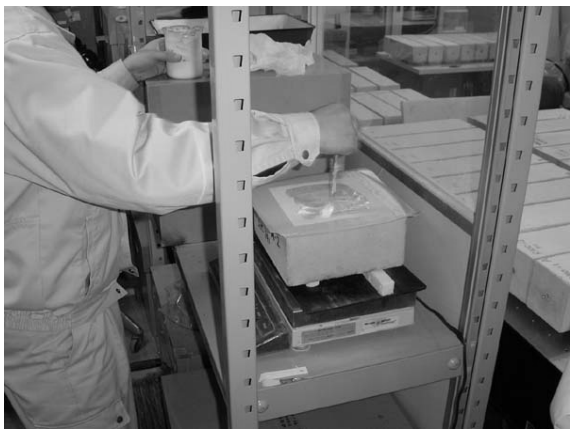


写真-6.3.1　塗布状況

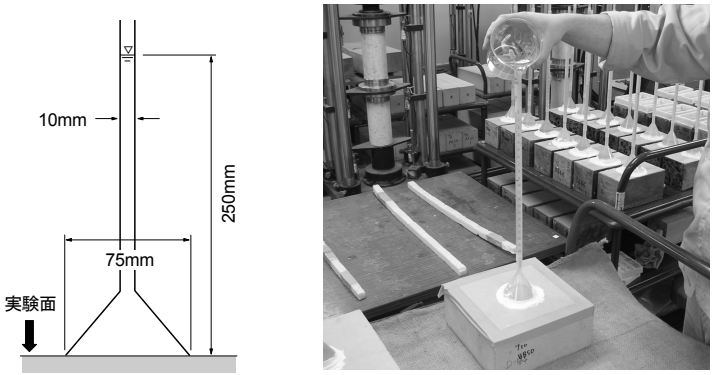


図-6.3.2　透水比の測定に用いた漏斗（右の写真は漏斗への注水状況）

ここに，W_r は透水比，l_n は無塗布コンクリートにおける吸水量，l_s はシラン系表面含浸材を塗布したコンクリートにおける吸水量である．

e) 凍結融解実験

凍結融解実験は第 2 章，第 4 章と同様，ASTM C 672 に準じて実験水を深さ 6mm 張って-18℃で 16 時間，23℃で 8 時間の 1 日 1 サイクルの凍結融解を繰り返し与え，発生するスケーリング片の質量を測定した．実験水は濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液とした．

既設部材への適用性を調べる実験では，凍結融解実験を途中で中断し，温度 20℃，湿度 60%の恒温恒湿室に 28 日間静置した供試体を既設コンクリートに見立て，これにシラン系表面含浸材を塗布し，塗布から 7 日間，恒温恒湿室に静置した後に凍結融解実験を再開してスケーリングの進行性を調べた．中断するサイクルは 15 サイクルと 100 サイクルの 2 水準とした．なお，中断期間中は，比較対象の無塗布供試体も塗布供試体に合わせて実験を中断し，同じ期間恒温恒湿室に静置した．

スケーリング量は供試体 3 個の平均を測定値とした. なお, 塗布 F1 の実験は 15 サイクルまで, 塗布 F2 の実験は 100 サイクルまでの間，無塗布の供試体が前者は 6 個，後者は 12 個存在する関係で，塗布 F1 の無塗布は 15 サイクルまで 6 個，塗布 F2 の無塗布は 100 サイクルまで 12 個の平均を測定値とし，以降は各条件の供試体 3 個のスケーリング量の増加量の平均をこれに加算する形で結果を整理した．

6.3.2 実験結果

a) 新設・打換え部材への適用性に関する凍結融解実験

図-6.3.3 にスケーリング量の測定結果を示す．無塗布の供試体は実験開始直後からスケーリングが発生しているのに対し, シラン系表面含浸材を塗布した供試体は 75 サイクルまでスケーリングが殆ど発生しなかった．1 種類のシラン系表面含浸材による実験ではあるが，シラン系表面含

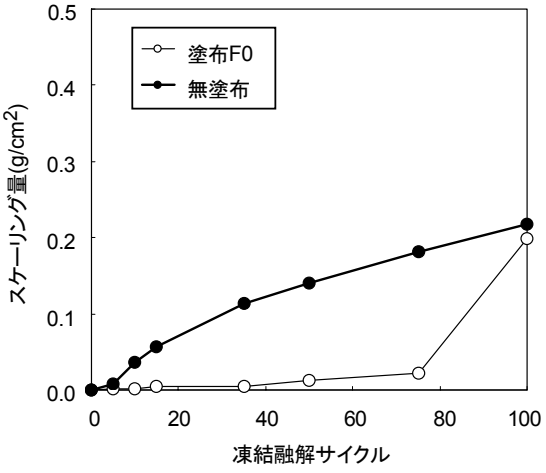


図-6.3.3 スケーリング量測定結果（新設・打換え想定）

浸材はスケーリングの進行を遅延化させる効果を有していることが実験的に示された．しかし，75 サイクル以降では吸水防止層の崩壊（**写真-6.3.2**）が生じ，スケーリング量が急増する結果となった．以降，ここではスケーリングの急増開始時点を抑制効果の終局と定義し，考察を展開する．

b) 凍害を受けた既設部材への適用性に関する凍結融解実験

シラン系表面含浸材を塗布せずに凍結融解実験を開始し，途中で実験を中断してシラン系表面含浸材を塗布し，再開した場合のスケーリング量の測定結果を**図-6.3.4** および**図-6.3.5** に示す．15 サイクルで中断・塗布した場合，再開直後は無塗布の方がスケーリング量は多く，シラン系表面含浸材によるスケーリング抑制効果が認められた．しかし，効果が終局に至るまでの期間は 20 サイクルで**図-6.3.3** に比べると短かった．100 サイクルで中断・塗布した場合も同様に早期に急増に転ずる結果が示された．400g/m^2，600g/m^2 塗布した場合のスケーリング量は 200g/m^2 に比べ

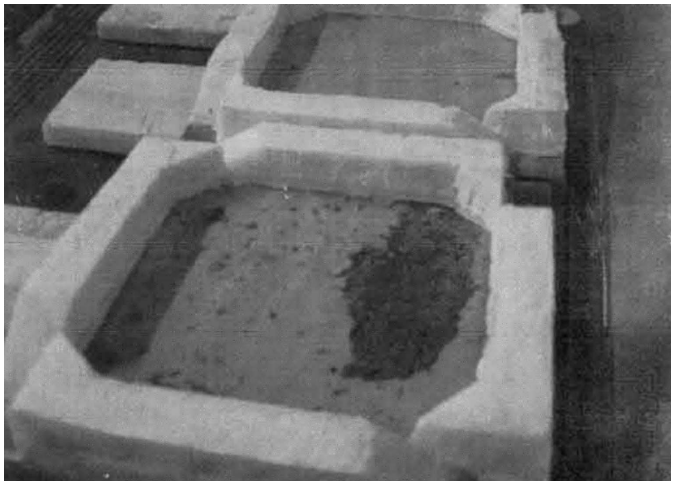


写真-6.3.2　吸水防止層の崩壊（実験中に撮影）

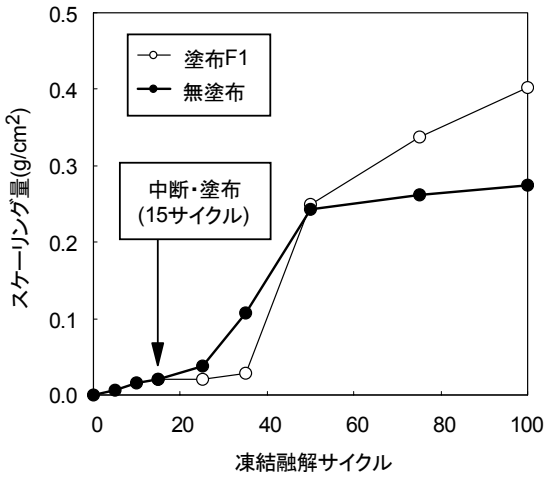


図-6.3.4　スケーリング量測定結果（15 サイクル中断・塗布）

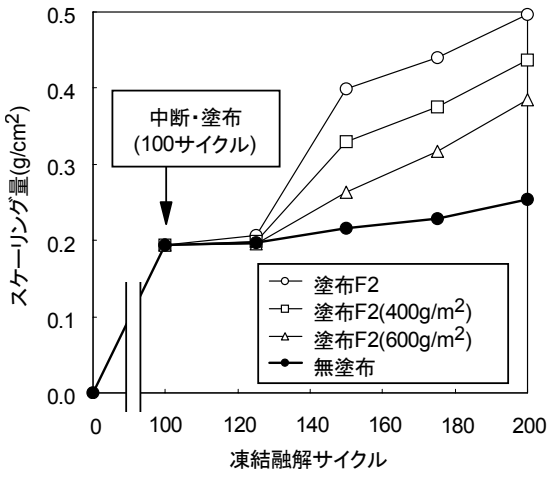


図-6.3.5　スケーリング量測定結果（100 サイクル中断・塗布）

ると減少してはいるが，スケーリング量が急増する本質的な傾向は変わらなかった．

c) 含浸深さおよび透水比とスケーリング挙動の関係

表-6.3.2 は各供試体におけるシラン系表面含浸材の含浸深さ，透水比，スケーリングが急増に転ずるまでのスケーリング抑制効果持続期間（**図-6.3.6**，以下，効果持続サイクルと記す）を示している．15，100 サイクルで中断し，200g/m^2 塗布した供試体の含浸深さは，0 サイクルで同量のシラン系表面含浸材を塗布した場合に比べるとやや大きかった．**写真-6.3.4** は 100 サイクルで中断し，シラン系表面含浸材を 600g/m^2 塗布した供試体の含浸状況を示している．含浸深さは最大約 80mm と大きいものの値は均等ではなく，特定の箇所で深く含浸している様子が見受けられる．これは，凍結融解の影響により含浸経路に相当するひび割れが内部に生じていることを示唆する．

一方，透水比は，0 サイクルに塗布した供試体は 0.2 で明確な吸水抑制効果を示したのに対し，

表-6.3.2　シラン系表面含浸材の含浸深さ・透水比・効果持続サイクル

	塗布量(g/m^2)	含浸深さ(mm)	透水比	効果持続サイクル
塗布 F0	200	1.8*	0.2	75
塗布 F1		3.1	1.2	20
塗布 F2		2.2	1.2	25
	400	3.8	－	25
	600	最大 80*	－	25

「－」は測定未実施，*の含浸状況は**写真-6.3.3** および**写真-6.3.4** 参照

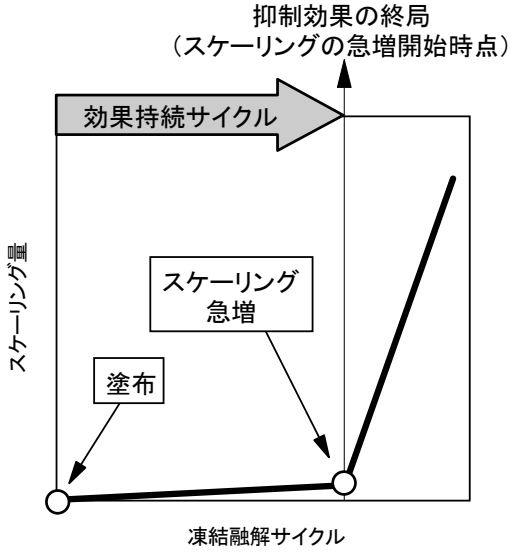


図-6.3.6　効果持続サイクルの定義

15，100 サイクルで中断・塗布した場合は 1.2 で吸水抑制効果は確認されなかった．このことは，防水性能を大きく低下させる程度のひび割れが顕著に発生した場合はシラン系表面含浸材の塗布のみで吸水抑制効果を期待することは厳しいことを示している．これらの効果持続サイクルは 0 サイクルに塗布した供試体に比べると短く，また，効果が終局を迎えた後のスケーリング量は無塗布を上回る結果となった．

この現象は，式(5.2.5)により説明できると考えられる．

吸水抑制効果が発現している初期状態は，**6.1** の③で述べたように，理論的に空隙が存在しないコンクリートと同じ状態であるため *W/C* は極小とみなすことができる．さらに，組織が疎水化しているため，同様に *k* も極小とみなせる．式(5.2.5)の *W/C* と *k* にゼロを代入すると ω_w＝-3.8 となる．それに対して，15，100 サイクルのように塗布しても吸水抑制効果が発現されない場合，ひび割れを経由して水分が空隙に供給される．すなわち，空隙が存在するコンクリートと考える必要があるため，式(5.2.5)の *W/C* は 50 となる．一方，*k* は，同配合・養生条件での値である 3.67×10^{-10}（**表-4.4.2**）を代入すると ω_w＝-1.8 となるが，細孔の壁面には疎水基が固着していることから，組織内での水分の流動性は無塗布に比べて低下すると考えられ，仮に *k* をゼロとみなすと ω_w＝-1.3 まで上昇し，吸水防止層のスケーリング抵抗性は大きく低下する．新設・打換えを想定した凍結融解実験では，任意のサイクルにおいて大きな剥離が短期間で急速に進行する結果を示したが，これも凍結融解の繰り返しに起因する外部からの圧力によって水分が押し込まれ，その影響で吸水防止層の ω_w が-3.8 から短期間で-1.3 に急増し，大きなスケーリングに至ったと考えられる．この挙動は，第 2 章で述べた底面もしくは型枠面でのスケーリング急増の挙動に近いものがある．

6.4　実構造物でのスケーリング抑制効果の検証

6.3 の基礎実験では，1 種類のシラン系表面含浸材ではあるが，新設および打換えを想定したコ

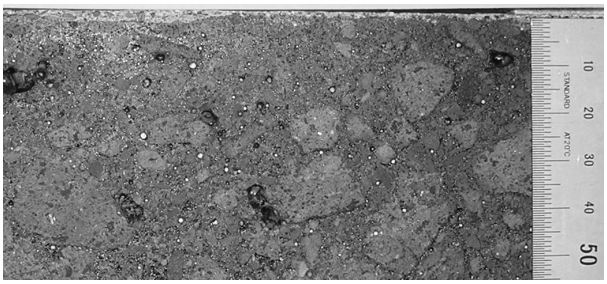


写真-6.3.3　塗布 F0 の含浸状況

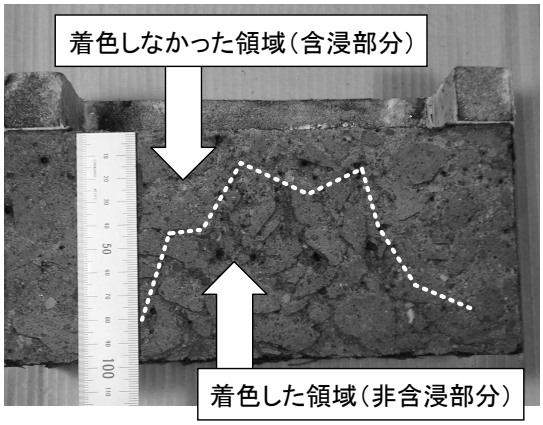


写真-6.3.4　塗布 F2 の含浸状況
（塗布量 600g/m^2）

ンクリートではスケーリングの進行が塗布によって遅延化される傾向が，また，常時水中浸漬下にある場合は効果が終局に達した後，転じて大きなスケーリングに至る傾向が示された．

しかし，室内実験と実環境では水分の供給形態などの環境条件に差異があるため，設計法を確立するには数種類のシラン系表面含浸材を用いて，室内実験で得られる結果が実際とどう結びつくかを詳しく検証する必要がある．そこで，検証を行うための試験施工を実施した．

6.4.1 試験施工概要

a) 構造物の立地場所・冬期環境

図-6.4.1 に試験施工橋梁の位置を示す．試験施工は，北海道内の A，B，C，D 橋で行った．A，B，C 橋は一般道，D 橋は自動車専用道に架かる橋梁である．冬期間，B，C，D 橋では塩化物系の凍結防止剤，積雪量が多い A 橋では防滑材として砂が散布されている．

表-6.4.1 に各橋近傍のアメダス［6-4-1］から調べた 12～3 月の最低気温(℃)t_{amin}，凍結融解日数 $D_{f\text{-}t}$，凍結持続日数 D_fならびに地域係数 T を示す．地域係数は第 3 章でも述べたように凍結融解の厳しさを定量的に表す指標値である［6-4-2］．ここでは，第 3 章と同様に最低気温がコンクリートの凍結温度とされる-2℃［6-4-3］以下で，最高気温が-2℃より高い日を凍結融解日数としてカウントした．

各橋いずれも，厳冬期の 1，2 月 の地域係数は 12，3 月に比べると小さい傾向にあった．これは，最高気温が-2℃まで上昇する日数が少なく，日中も凍結状態が継続されているためである．凍結融解の程度は，C，D，B，A 橋の順に厳しいことが示された．

b) シラン系表面含浸材

表-6.4.2 に使用したシラン系表面含浸材を示す．**6.4** 以降の調査・実験では，既往の研究［6-4-4］で使用された 28 種類の製品の中からシラン系表面含浸材の含浸深さと撥水性が比較的良好と見受けられた 4 種類をまず選び，それに北海道の橋梁で実績を有する 1 種類を加えた計 5 種類を用

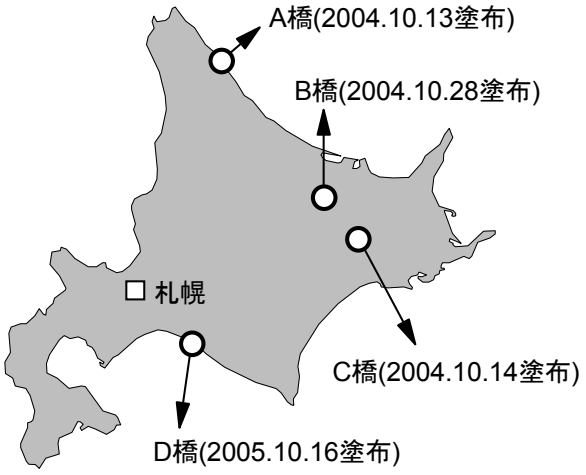


図-6.4.1 試験施工橋梁の位置

いた．5 種類の内訳は水系 3 種類，溶剤系 1 種類，無溶剤系（希釈液はアルコール）1 種類である．No.3 と No.5 はクリームもしくはジェル状で液だれに対する配慮がなされている．なお No.3 は **6.3** の基礎実験で用いたシラン系表面含浸材と同じである．

c) 塗布作業

塗布作業はスケーリングの被害を受けやすい地覆（A，B，C 橋）および剛性防護柵（D 橋）で実施することとした．**表-6.4.3** にコンクリートの配合を示す．A，B，D 橋の地覆および剛性防護柵は試験施工の 2～3 ヶ月前に打設されたもので，凍結融解履歴は受けていない．C 橋の地覆は試験施工の 2 年前に打設されたもので，2 冬分の凍結融解履歴を受けており，**写真-6.4.1** に示すように ASTM C 672 の評価 1（粗骨材の露出がみられない深さ 3mm 以下の僅かなスケーリング［6-4-5］）程度の軽微な凍害が生じている．

図-6.4.2 に塗布一般図，**写真-6.4.2** に塗布状況の一例を示す．塗布は，地覆および剛性防護柵

表-6.4.1　現場の冬期環境

		12 月	1 月	2 月	3 月	計
A 橋	t_{amin}	-13.1	-14.2	-18.8	-13.5	－
	$D_{f\text{-}t}$	21	12	7	16	56
	D_f	8	18	20	7	53
	T	9.5	5.7	4.9	9.4	(7.4)
B 橋	t_{amin}	-22.1	-25.8	-24.9	-23.7	－
	$D_{f\text{-}t}$	21	10	8	24	63
	D_f	10	20	19	5	54
	T	15.0	8.6	7.4	19.6	(12.6)
C 橋	t_{amin}	-23.2	-22.9	-21.3	-21.4	－
	$D_{f\text{-}t}$	17	15	14	27	73
	D_f	9	16	14	1	40
	T	15.2	11.1	10.7	20.6	(14.4)
D 橋	t_{amin}	-19.7	-23.7	-20.4	-18.9	－
	$D_{f\text{-}t}$	22	18	14	20	74
	D_f	6	13	12	3	34
	T	15.5	13.8	11.0	16.4	(14.2)

t_{amin}…最低気温(℃)，$D_{f\text{-}t}$…凍結融解日数，D_f…凍結持続日数，T…地域係数（計に示すカッコ内の値は 12～3 月の平均値），数値は 2004.12～2005.3 のアメダスから求めた値

を幾つかのブロックに区分けし（1 ブロックあたりの延長は 4m 前後），メーカー1 社に対して 1 ブロックを割り当て，各メーカーの担当者が各社の独自仕様に基づいて行った．塗布量は，工法として評価する理由から統一の仕様を設けず，各製品の標準塗布量にあわせた．塗布はローラー

表-6.4.2　試験施工に用いたシラン系表面含浸材の特徴・仕様および施工箇所

	特徴・仕様				施工箇所（地覆もしくは剛性防護柵）				
	系別	有効成分 (%)	状態	塗布量 (g/m^2)	A 橋	B 橋	C 橋		D 橋
					日向面	日向面	日向面	日陰面	日向面
No.1	水系	42	液状	200	○	○	○	○	
No.2	水系	43	液状	300	○	○	○	○	
No.3	水系	80	クリーム	200	○	○	○	○	
No.4	溶剤系	11.5	液状	300	○	○	○	○	○
No.5	無溶剤系	90	ジェル状	400	○	○	○	○	○

施工箇所は A，B，C 橋は地覆，D 橋は剛性防護柵

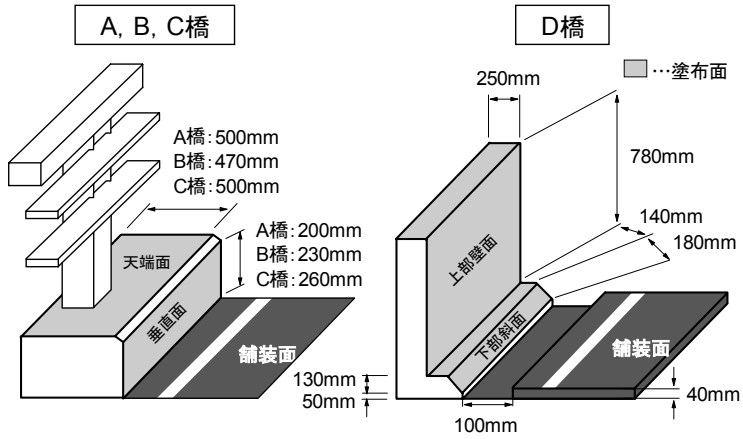
表-6.4.3　地覆・剛性防護柵コンクリートの配合

	W/B (%)	セメント	単位量(kg/m^3)				
			W	C	EX	S	G
A 橋	43.2	BB	149	315	30	731	1,069
B 橋	51.4	N	145	252	30	713	1,144
C 橋	46.5	H	138	267	30	778	1,111
D 橋	47.8	BB	147	278	30	807	1,120

W/B…水粉体比，W…水，C…セメント（BB：高炉 B 種，N：普通，H：早強），EX…膨張材，S…細骨材，G…粗骨材（最大寸法：A 橋=20mm，B 橋=40mm，C 橋と D 橋=25mm），
空気量は A 橋=6.0%，B 橋=4.5%，C 橋と D 橋=5.0%



写真-6.4.1　塗布前の C 橋地覆の状況



	種別	凍結防止剤
A 橋	新設橋	非散布
B 橋	打換え橋	散布
C 橋	既設橋 (2 冬経過)	散布
D 橋	新設橋	散布

図-6.4.2　各橋の塗布一般図および種別

A 橋・地覆



B 橋・地覆



C 橋・地覆



D 橋・剛性防護柵



写真-6.4.2　各橋での塗布状況

もしくは刷毛により実施され，中には塗布前に入念な表面処理を行ったメーカーもあった．

d) 追跡調査

追跡調査はスケーリング抑制効果の持続性に加えて，吸水抑制効果の持続性を評価する目的で透水比の測定も行った．

シラン系表面含浸材を塗布した場合のスケーリング抑制効果の持続性は，表層に形成される吸水防止層の性能保持性に依存する．そこで，吸水防止層の残存状況を評価のバロメータとし，次式で定義するスケーリング面積率により評価を行った．

$$R_{sc} = \frac{A_{sc}}{A_{coat}} \times 100 \tag{6.4.1}$$

ここに，R_{sc} はスケーリング面積率(%)，A_{sc} はスケーリング発生箇所の面積，A_{coat} は評価対象部位の面積である．

スケーリング発生箇所の面積は，チョークでスケーリング箇所をマーキングして（**写真-6.4.1**）デジタルカメラで撮影し，撮影した写真をパソコンに取り込んでつなぎ合わせてトレース図を作成した後，パソコン上でマーキング箇所を着色して，着色部分のドット数をカウントして算出した．

透水比は，天端面においてスケーリングが生じていない箇所を選定し，**図-6.3.2** で示した漏斗と同じ漏斗を据え付け，**6.3** の基礎実験と同様に 24 時間後の吸水量を測定し，式(6.3.1)により求めた．

6.4.2 追跡調査の結果・考察

a) スケーリング面積率

図-6.4.3 にスケーリング面積率の測定結果を示す．全体的に地覆では垂直面，剛性防護柵では下部斜面にスケーリングが多く生じていた．**写真-6.4.3** は塗布 5 年後の 3 月に撮影した A，B 橋の地覆である．垂直面は露出していたのに対し，天端面は積雪や土砂で覆われ，凍結融解の影響を受けにくい状況にあった．このことは，スケーリングの発生状況とも符合する．各橋のスケーリング面積率をシラン系表面含浸材の種類ごとに比較したところ，ばらつきはあるが，全体的には No.1・No.2・No.4 に比べて No.3・No.5 が小さい傾向が見受けられた．

スケーリング面積率が大きかった垂直面と下部斜面に着目すると，凍結防止剤が散布されている打換えの B 橋と新設の D 橋では，塗布区間のスケーリング面積率はいずれも無塗布を下回っており，スケーリング抑制効果が確認された．それに対し，塗布時点で既に軽微な凍害が生じていた既設の C 橋の日向面は B，D 橋に比べるとスケーリング抑制効果は明確でなく，さらに No.1，No.2，No.4 では塗布 3 年後に大きなスケーリングが生じ，スケーリング面積率が無塗布を上回る

結果となった．これらの傾向は **6.3** の基礎実験で確認された特徴とも合致していた．なお，日射の影響を殆ど受けない C 橋の日陰面においてはシラン系表面含浸材の塗布有無に関わらずスケーリング面積率は小さく，スケーリングの進行は遅い傾向にあった．

凍結防止剤が散布されていない A 橋は，無塗布のスケーリング面積率はわずか数%であったが，No.3 はそれよりもさらに少ないスケーリング面積率で推移した．No.5 のスケーリング面積率は無塗布に比べると若干高い値を示してはいるものの，A 橋のスケーリング状況のトレース（**図-6.4.4**）をみると，無塗布区間は小さなスケーリング痕が垂直面にまだらにみられるのに対し，No.5 塗布区間は除雪車の刃の引っ掻きによると疑われる傷が垂直面の一部に目立つが，無塗布区

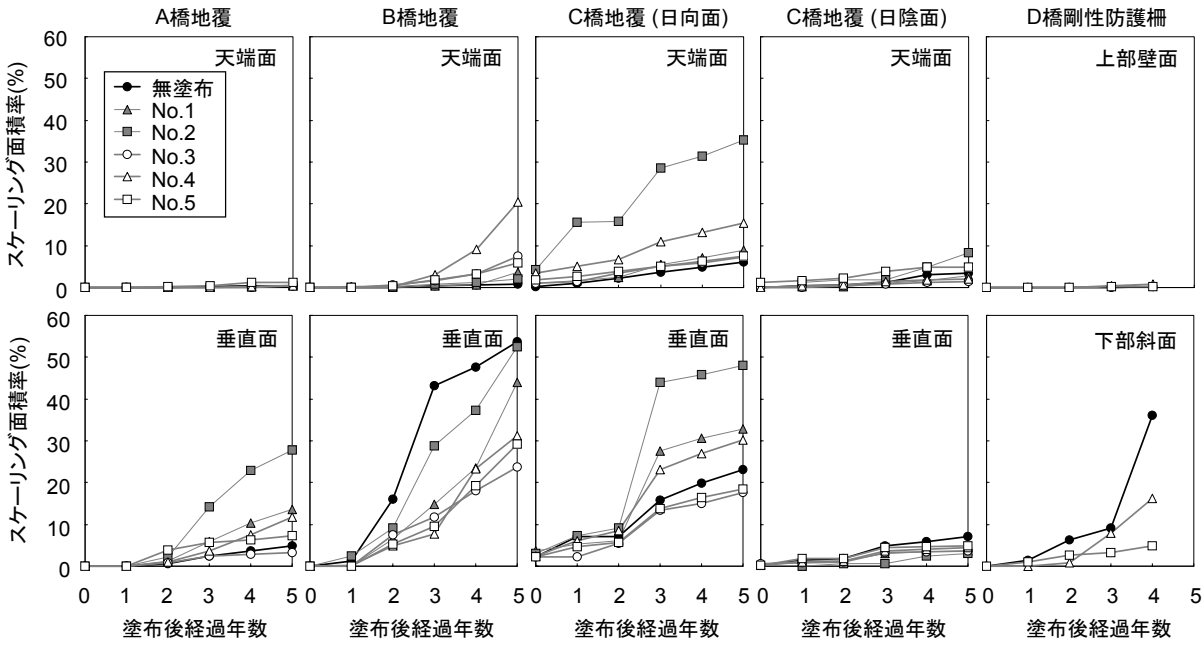


図-6.4.3　スケーリング面積率の測定結果（D 橋は No.4，No.5 のみ）



写真-6.4.3　冬期の地覆の状況（塗布 5 年後の 3 月に撮影）

間で確認されたようなまだらなスケーリング痕はあまりみられない．本研究ではスケーリング痕と除雪車の刃による引っ掻き傷との区分けが難しい理由から，このような傷もスケーリング面積率にカウントしている．測定値自体は無塗布に比べると若干高い値となってはいるが，**図-6.4.4** に示した実際の状況をみると No.5 も No.3 と同様にスケーリング抑制効果を有していると視覚的に評価できる．

図-6.4.5 にスケーリング面積率が最も大きかった B 橋の塗布 5 年後のスケーリング状況の一例を示す．垂直面に着目すると，無塗布区間はスケーリングが全面的に生じているのに対し，塗布区間は舗装面近傍の下部にスケーリングが集中し，それより上の部分ではスケーリングが少ない特徴的な傾向がみられる．**写真-6.4.4** は B 橋の路側にある排水マスを撮影したものである．マス内部は土砂が堆積し，目詰まりの状況にあった．マスの排水機能の低下によって路面水が舗装面に溜まりやすくなり，垂直面下部が路面水と長時間接触しやすい状態になったことで舗装面近傍でのスケーリング抑制効果が早期に終局に至り，スケーリングが集中的に生じたと考えられる．これは室内実験の結果と合致しており，このことは，スケーリング抑制効果の持続性は路面の排水状況にも大きく依存することを示している．

一方，B 橋の天端面をみると，No.3，No.5 を塗布した方がスケーリングがやや多い箇所が一部で確認された．代表して 3 箇所選定して撮影した写真（**図-6.4.5**）をみると，地覆コンクリート打設・硬化時に発生した外部拘束による収縮ひび割れに沿ってスケーリングが発生している状況

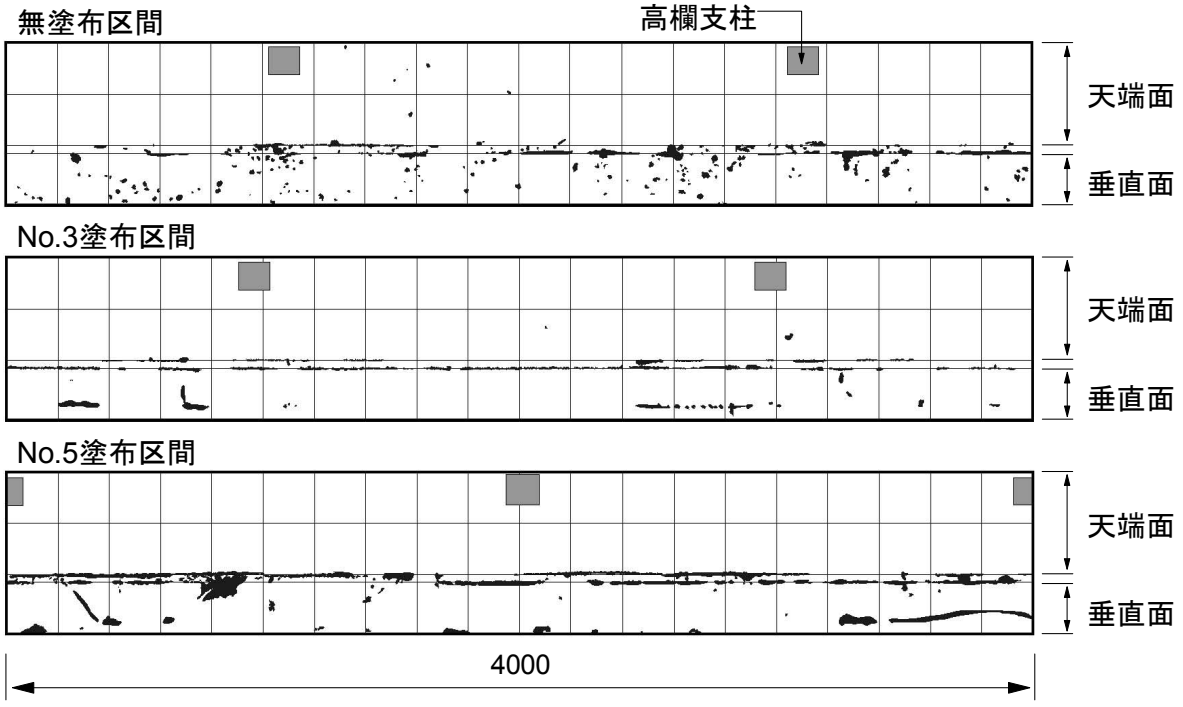


図-6.4.4　塗布 5 年後の A 橋の地覆のスケーリング状況
（無塗布区間と No.3，No.5 塗布区間，単位は mm）

が見てとれる．塗布時点で既に発生していたひび割れに融雪水が多く集まったことで室内実験の考察と同様にひび割れ箇所で効果が終局に至り，そこからスケーリングの被害が広がったものと考えられる．

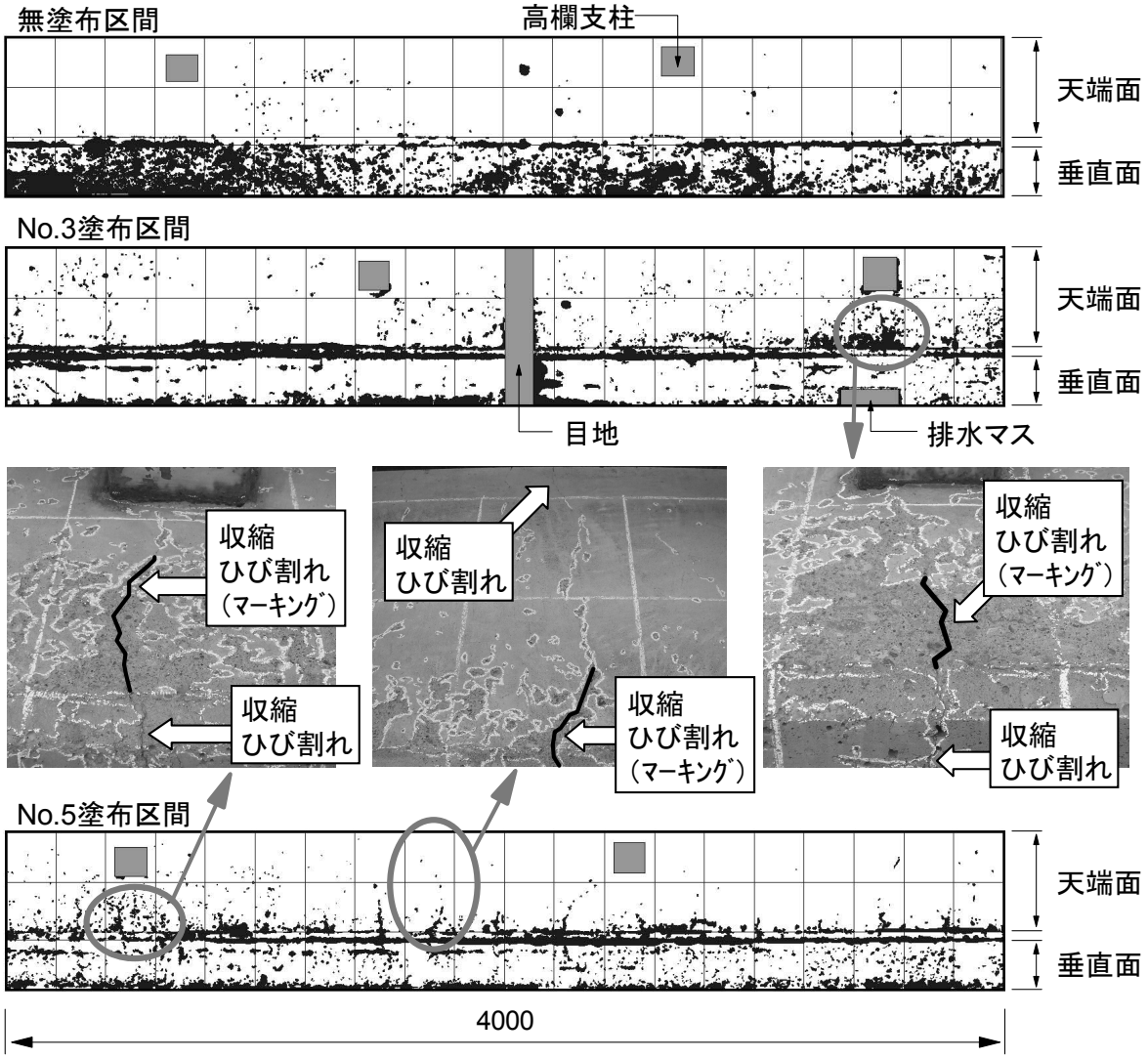


図-6.4.5　塗布 5 年後の B 橋の地覆のスケーリング状況
（無塗布区間と No.3，No.5 塗布区間，単位は mm）



写真-6.4.4　B 橋の排水マスの状況（塗布 5 年後の 3 月に撮影）

b) 透水比

図-6.4.6 に透水比の測定結果を示す．透水比は対数で表示している．いずれの橋梁も塗布直後は 1 以下で，その後の経年値は変動が大きいが，全体的に増加傾向を示した．スケーリング抑制効果が比較的良好であった No.5 はいずれの橋梁も概ね 1 以下で推移し，表層の吸水防止層は塗布 6 年後も消失せず，保持されている状態にあった（**写真-6.4.5**）．透水比増加の主因として，紫外線による表面の撥水効果消失の影響が考えられる．

表-6.4.4 は塗布後 5 年間に取得した全橋のデータの平均を各シラン系表面含浸材ごとに整理したものである．透水比の大小関係は No.2＞No.4＞No.1＞No.3＞No.5 となり，垂直面のスケーリング面積率が全体的に No.1・No.2・No.4＞No.3・No.5 の傾向にあった結果とほぼ対応していた．

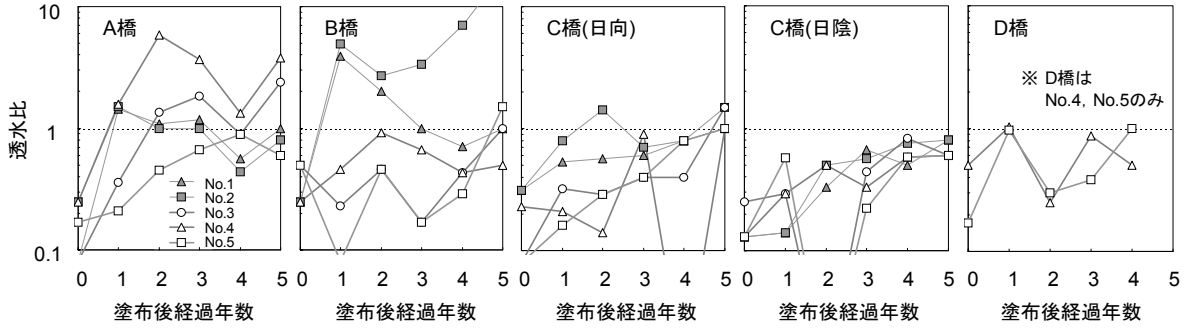


図-6.4.6　透水比の測定結果（天端面のスケーリングが生じていない箇所）

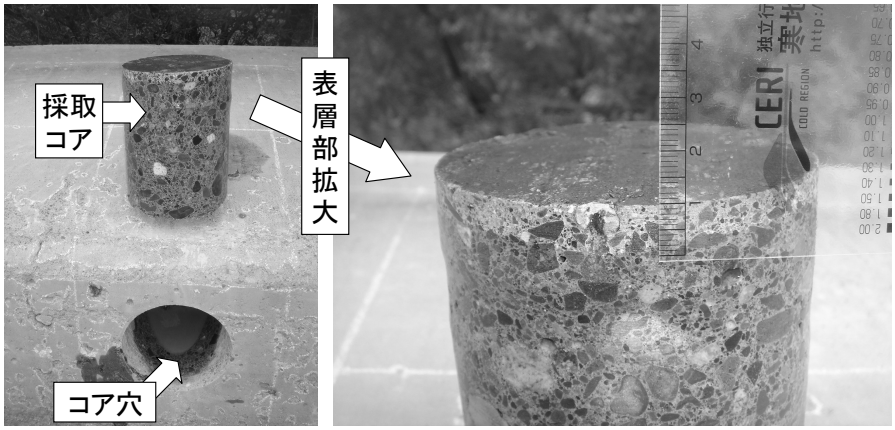


写真-6.4.5　B 橋の No.5 の吸水防止層の状態（塗布 6 年後に撮影，コア側面に水を噴霧）

表-6.4.4　塗布後 5 年間の透水比の平均（全橋）

No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
0.84	1.42	0.48	0.93	0.36

6.5　使用した各種シラン系表面含浸材の初期性能

6.4 の試験施工・追跡調査の結果，実構造物でのシラン系表面含浸材によるスケーリング抑制効果は，凍結防止剤が散布される橋梁の新設・打換えの地覆および剛性防護柵において最も期待されることがわかった．この傾向は，**6.3** で述べた基礎実験の結果と良く対応した．その一方で，スケーリング抑制効果はシラン系表面含浸材の種類によって異なることも合わせて確認された．

次に，設計法の確立に向けて，**6.4** で使用した各種シラン系表面含浸材の初期性能を室内実験により調べ，その結果と **6.4** で得た結果を対比させて解析的な評価を行った．

6.5.1　実験概要

a)　配合・使用材料

表-6.5.1 に配合を示す．水セメント比は **6.4** の試験施工箇所の各部材の水粉体比のおおよその平均をとって 45%とした．使用したセメント，細骨材，粗骨材，混和剤の種類およびフレッシュコンクリートのスランプと空気量の目標値は **6.3** で述べた基礎実験と同じとした．実験で使用したシラン系表面含浸材の特徴・仕様は**表**-6.4.2 に前掲しているので，詳しい説明は割愛する．

b)　供試体・実験方法

供試体の寸法は第 2 章と同様に 220×220×100mm（**図**-2.2.2）とした．**図**-6.5.1 に示すように材齢 14 日にシラン系表面含浸材を打設面に塗布し，**6.4** のように塗布後約 1 ヶ月で凍結融解を受ける現場の状況を想定して実験開始材齢を **6.3** より短縮し，材齢 28 日にシラン系表面含浸材の含浸深さと透水比の測定，凍結融解実験，塩水浸漬実験を行った．

図-6.5.1 に凍結融解実験の流れを示す．実験方法は第 2 章，第 4 章と同じとした．なお，ここでは一部のシラン系表面含浸材を対象に，塗布を繰り返した場合のスケーリング抑制効果の持続性についても調べてみた（塗布 B）．繰り返し塗布のインターバルは，**6.4** で述べた調査結果を基にスケーリング抑制効果が終局を迎えていない 5 年以内を想定し，ここでは第 3 章で示した室内実験における凍結融解サイクルと実環境での経過年数の関係（**図**-3.7.1）を一参考にし，30 サイクルに設定した．

塩水浸漬実験は既報の実験方法［6-5-1］を参考に，濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液を打設面に 90 日間張った後，塩化物イオンの浸透深さを EPMA 面分析により求めた．

表-6.5.1　コンクリートの配合

水セメント比 (%)	使用セメント	目標空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m^3)			
				水	セメント	細骨材	粗骨材
45	高炉 B	4.5	43	144	320	820	1,073

6.5.2　各種シラン系表面含浸材の初期性能

表-6.5.2 にシラン系表面含浸材の含浸深さおよび透水比の測定結果を示す．含浸深さは，No.1～No.4 が約 2～3mm であったのに対し，No.5 は最も高い 6mm 以上の値を示した．透水比は，No.2 では 1.0 と高い値が示されたが，それ以外は 0.1 以下の値に留まった．**表-6.5.2** の No.3 と，同じ No.3 を用いた**表-6.3.2** の塗布 F0 の値を比較すると，水セメント比が 5%小さい**表-6.5.2** の方が含浸深さは 1.1mm 大きく，透水比は 0.13 小さい傾向にあった．一般に塗布材齢が同じ場合，水セメント比が小さいほど組織が密実になるため相対値である透水比は 1 に近づき，シラン系表面含浸材の含浸深さは小さくなる［6-5-2］特徴にあり，前述した傾向はこれに矛盾する．**表-6.5.2** の供試体がわずかながら粗な品質状態で作製された可能性も考えられるが，この理由については特定に至らなかった．

図-6.5.2 に凍結融解実験（塗布 A）の結果を示す．いずれのシラン系表面含浸材も **6.3** の基礎実験と同様，任意のサイクルまでは少ないスケーリング量で推移し，途中から値が急増する傾向が示された．効果持続サイクル（**図-6.3.6**）は No.5=No.4 が最も長く，次に No.3，No.1，No.2 の

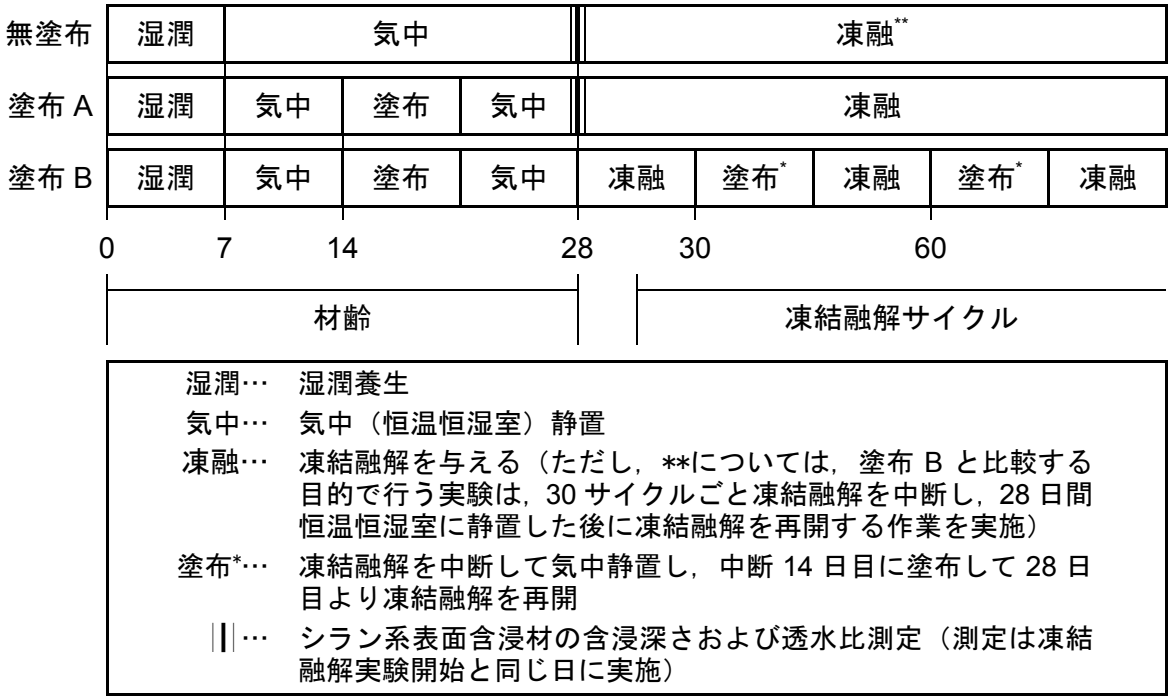


図-6.5.1　養生および実験の流れ

表-6.5.2　含浸深さおよび透水比の測定結果

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
含浸深さ(mm)	2.9	1.6	2.9	2.4	6.6
透水比	0.1	1.0	0.07	0.06	0.01

順となった．なお，No.1，No.2 については，無塗布の供試体でスケーリングが進行する前に効果が終局に至る結果となり，この室内実験ではスケーリングの進行を遅延化させる効果は認められなかった．No.3 のスケーリング発生開始時期は無塗布とほぼ同じであったが，発生直後のスケーリング量は無塗布を下回っていた．

写真-6.5.1 に塩水浸漬実験の結果を示す．マッピング色は濃度が高い順に桃，赤，黄，緑，水色，青，黒で表示している．画像の上側が打設面である．塩化物イオンの浸透深さは，いずれのシラン系表面含浸材も無塗布の 11.5mm を下回る値となった．なお，No.3，No.4，No.5 は 3mm 以下であったのに対し，No.1，No.2 に関しては無塗布との差がわずか 2mm 程度しかなく，遮塩効果は前者に比べると小さかった．

図-6.5.3 は透水比，効果持続サイクル，塩化物イオン浸透深さの 3 者の関係を調べたものである．効果持続サイクルと塩化物イオン浸透深さは非常に良く対応していることが確認された．また，効果持続サイクルならびに塩化物イオン浸透深さは透水比とも概ね対応していた．なお，No.1 は，吸水 1 日後の透水比については No.3，No.4 と遜色ない値を示したが，塩水浸漬 90 日後の塩化物イオン浸透深さに関しては No.3，No.4 の値と大きな開きがあった．このことは，No.1 の疎水基が有する水圧に対する長期抵抗性は小さいことを暗示している．

6.5.3　実構造物で行った追跡調査結果との関係の考察

第 2 章および第 4 章で述べたように，スケーリングの進行性は水分の流動性と密接な関係にあるため，透水比を指標値とし，透水比を介して実構造物調査と室内実験の結果の関係を整理する

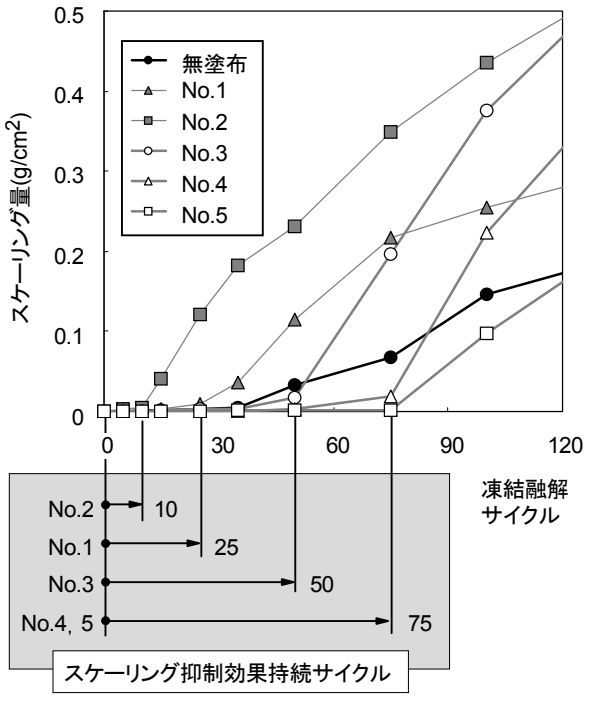


図-6.5.2　凍結融解実験結果（無塗布，塗布 A）

ことが本来望ましいが，前述したように測定日数が 1 日の透水比では水圧に対する長期抵抗性までを評価できなかった（例えば No.1）理由から，ここでは測定日数が長く，透水比と密接な関係にあり，スケーリング抑制効果持続サイクルとの相関が比較的高かった塩水浸漬実験における塩化物イオン浸透深さの測定結果を透水比の代用指標値にあて，凍結防止剤が散布されている打換えの B 橋および新設の D 橋で行ったスケーリング面積率の測定結果（**図-6.4.3**）との関係を調べた．

図-6.5.4 に結果を示す．ここでは，スケーリング面積率が大きかった垂直面および下部斜面での追跡調査の最長年数データを用いて結果を整理した．両者は良く対応しており，塩水浸漬実験の結果が良好なシラン系表面含浸材ほどスケーリング抑制効果は高いことが実構造物でも実証された．

ここで, B 橋の垂直面および D 橋の下部斜面でこれまで取得した塗布後 1～5 年間の全調査データを用いて回帰分析を行ってみた．その結果，以下の回帰式が得られた．

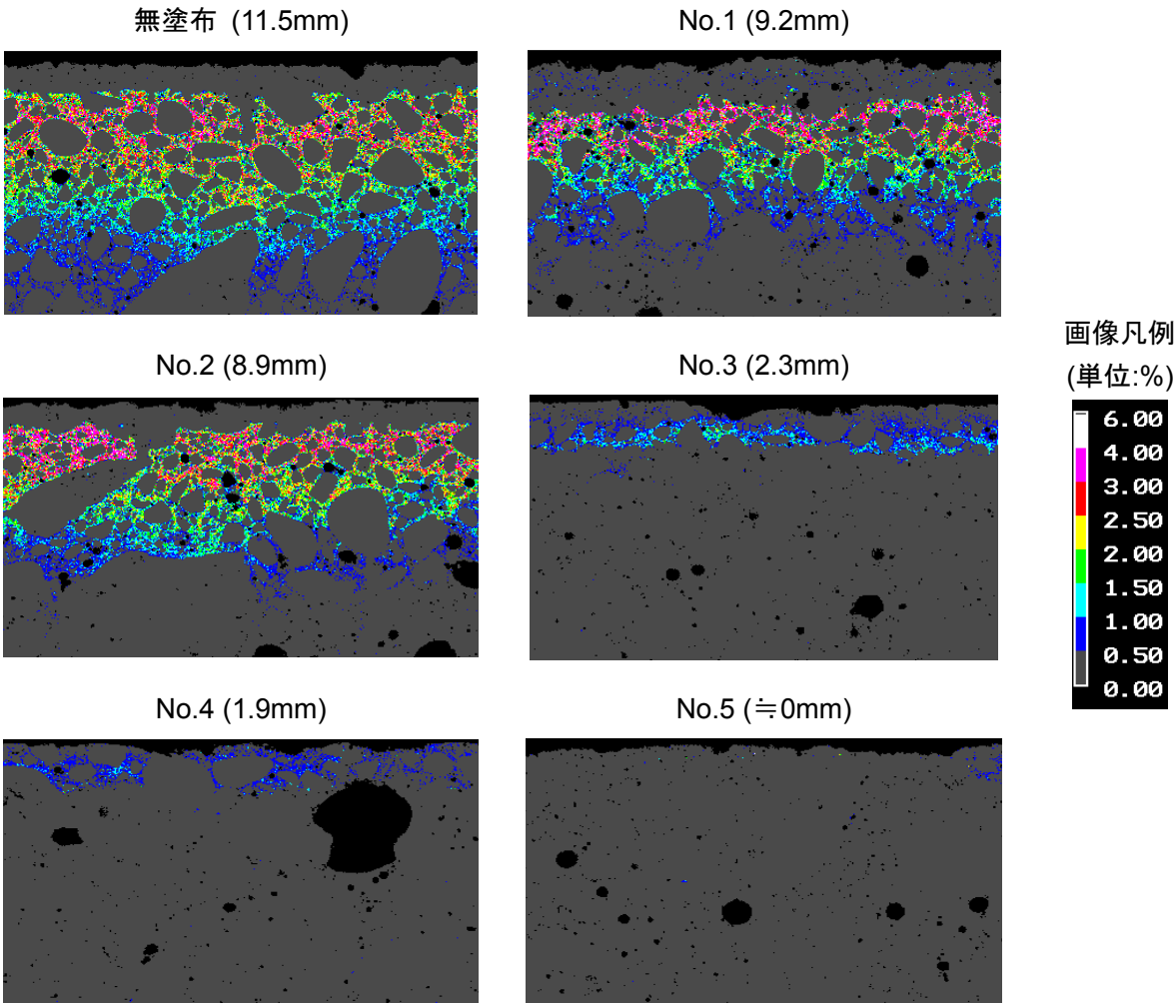


写真-6.5.1　塩化物イオンの浸透深さの測定結果（画像寸法は 20×10㎜，カッコは浸透深さ）

$$y=(a\cdot t+b)x+(c\cdot t+d) \tag{6.5.1}$$

ⅰ）B 橋 垂直面

$a=0.60$，$b=-0.27$，$c=6.24$，$d=-8.28$

ⅱ）D 橋 下部斜面

$a=0.73$，$b=-0.98$，$c=2.57$，$d=-2.75$

ただし，$0 \leqq y \leqq 100$

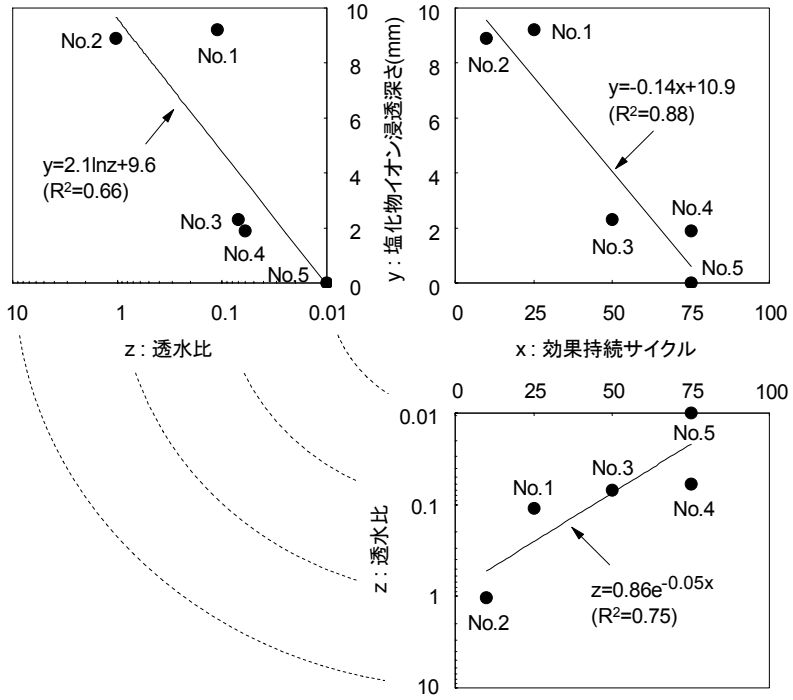


図-6.5.3　透水比・効果持続サイクル・遮塩性の関係

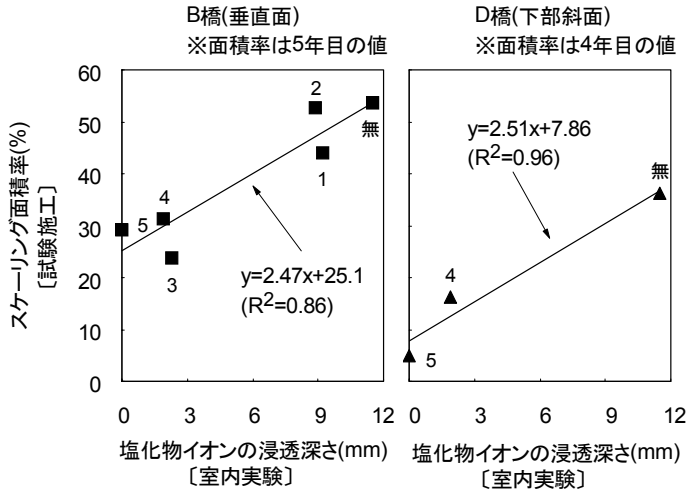


図-6.5.4　塩水浸漬実験の結果と凍結防止剤が散布されている打換え橋（B 橋）の塗布 5 年後および新設橋（D 橋）の塗布 4 年後のスケーリング面積率との関係（併記数値は No.）

ここに，y は t 年目における実橋のスケーリング面積率すなわち式(6.4.1)の R_{sc}(%)，x は塩水浸漬実験における塩化物イオンの浸透深さ(mm)，t は試験施工後の経過年数，a，b，c，d は現場の諸条件によって定まる係数である．

式(6.5.1)から得られる計算値と実測値は，**図-6.5.5** に示すように良く対応した．無塗布と No.5 を例にとり，スケーリング面積率が 100%に達するまでの年数を式(6.5.1)より計算すると，B 橋の垂直面は無塗布が 9 年で No.5 が 18 年，D 橋の下部斜面は無塗布が 11 年で No.5 は 40 年となる．式(6.5.1)の傾向が今後も継続するものとして凍結防止剤が散布される新設および打換え部材での面方向におけるスケーリング進行抑制効果を式(6.5.2)より調べたところ，スケーリングの発生・進行速度は塗布によって最大 2～4 倍遅延化されることが本研究の範囲で確認された．

$$\alpha = \frac{t_{(y=100\%,coat)}}{t_{(y=100\%,uncoat)}} \tag{6.5.2}$$

ここに，α はスケーリング進行抑制効果を表す時間的比率，$t_{(y=100\%,\,coat)}$は塗布区間のスケーリング面積率が 100%に達するまでの年数，$t_{(y=100\%,\,uncoat)}$は無塗布区間のスケーリング面積率が 100%に達するまでの年数である．

B 橋でのスケーリングの進行抑制効果は D 橋の 1/2 にとどまったが，これは**写真-6.4.4** で示したように排水マスの機能低下の影響が一因に考えられる．

図-6.5.6 は凍結防止剤非散布の A 橋と既設の C 橋の垂直面におけるスケーリング面積率と塩水浸漬実験の結果の関係を整理したものである．ただし，この 2 橋は，無塗布との有意差が全体的に小さい区間，ならびに効果が終局を迎えた塗布区間が一部あり，**図-6.5.4** と同じ方法で結果を整理することが難しい理由から，塗布区間のスケーリング面積率の増加量（式(6.5.3)）を無塗布区

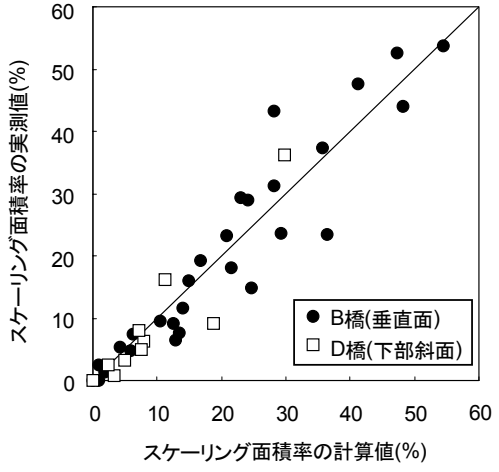


図-6.5.5　スケーリング面積率の計算値と実測値の関係（B 橋，D 橋）

間の増加量で除した比率（式(6.5.4)）で結果を整理した．

$$\Delta R_{sc} = R_{sc}(t) - R_{sc}(0) \tag{6.5.3}$$

$$\beta = \frac{\Delta R_{sc-coat}}{\Delta R_{sc-uncoat}} \tag{6.5.4}$$

ここに，ΔR_{sc} はスケーリング面積率の増加量(%)，$R_{sc}(t)$は t 年目のスケーリング面積率(%)，$R_{sc}(0)$ は 0 年目（塗布時点）のスケーリング面積率(%)（新設，打換えの場合はゼロ），β はスケーリング進行抑制効果を表す面積的比率，$\Delta R_{sc\text{-}coat}$ は塗布区間の ΔR_{sc}，$\Delta R_{sc\text{-}uncoat}$ は無塗布区間の ΔR_{sc} である．比率 1 以上は，スケーリングの進行性が無塗布区間よりも大きいことを意味する．

ばらつきは大きいが，日向面においては，回帰線を引くと全体的にやはり塩水浸漬実験の結果が良好なシラン系表面含浸材ほどスケーリング抵抗性は大きい傾向が概ね示された．

このことから，室内実験で得られる塩化物イオン浸透深さは，実務において最適なシラン系表面含浸材を選定する際の有効なバロメータになることが明らかとなった．

6.5.4　塗布を繰り返した場合のスケーリング抑制効果

図-6.5.7 の上の図は塩水浸漬実験の結果が良好であった No.3，No.4，No.5（**写真-6.5.1**）を用いて実施した 30 サイクルごとにシラン系表面含浸材を繰り返し塗布した場合の凍結融解実験の結果を示している．その下の図は，比較のために行った塗布はせず中断のみ実施した場合の結果である．塗布を繰り返した場合，**図-6.3.3** や**図-6.5.2** でみられたようなスケーリングの急増は発生せず，無塗布よりも小さいスケーリング量で推移した．中断のみ実施した場合，効果持続サイクルは**図-6.5.2** の 50～75 サイクルに比べるとやや長く，中断時における水分蒸散効果が表れる

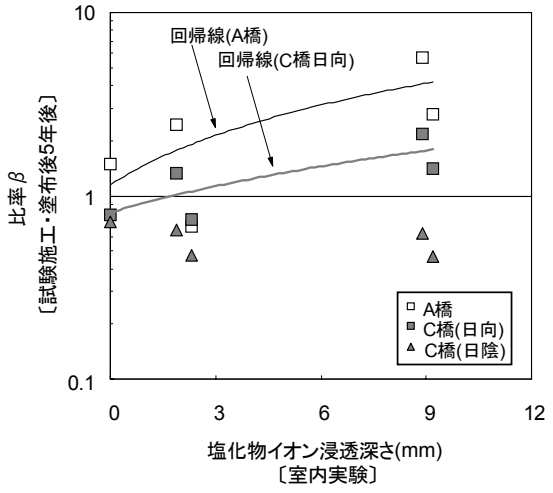


図-6.5.6　塩水浸漬実験の結果と A 橋，C 橋における比率 β との関係

形となっているものの，やはり途中からスケーリングが急増する**図-6.5.2** と同様の傾向が示された．

この結果より，スケーリングの進行を遅らせる効果は，塗布を定期的に繰り返し，シラン系表面含浸材による吸水抑制機能を保持することで長期に亘り期待できることがわかった．

6.6　増毛暴露実験場での飛沫塩分の侵入抵抗性の検証

これまでは主にスケーリングに着目した検討を行ってきた．**6.5** では，室内実験で得られる塩化物イオン浸透深さは実務において最適なシラン系表面含浸材を選定する際の有効なバロメータになること，スケーリング進行遅延効果は塗布を定期的に繰り返すことで長期に亘り期待できることを確認した．

一方，凍結融解と塩化物の複合作用を受ける環境下ではスケーリングに加えて，飛沫塩分の侵入抵抗性の評価も合わせて行う必要がある．そこで，ここでは室内実験での塩水浸漬実験の結果

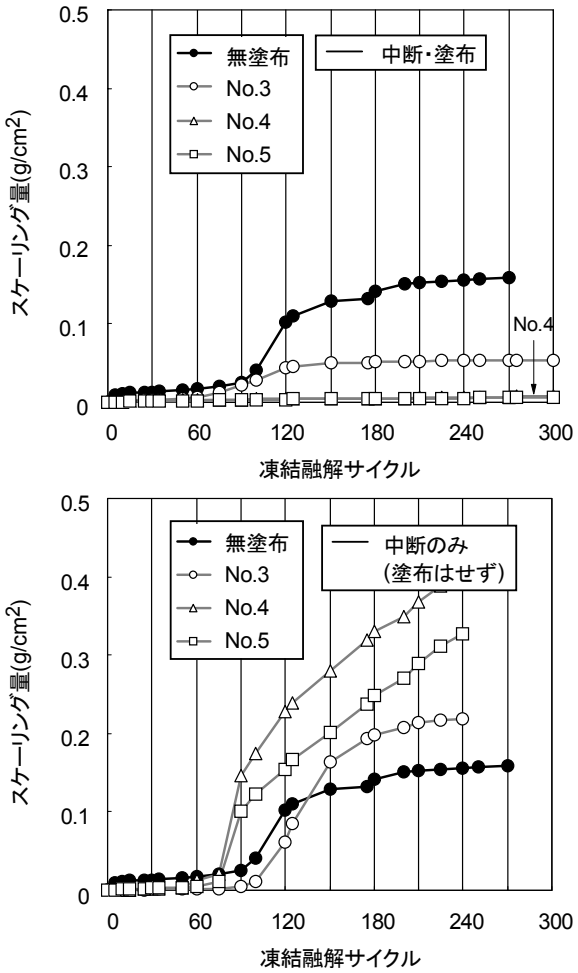


図-6.5.7　30 サイクルごとに中断・塗布を繰り返した場合のスケーリングの進行性
（上図は中断・塗布，下図は中断のみ〔塗布はせず〕）

が良好であった No.3，No.4，No.5（**写真-6.5.1**）を対象に，実環境下での遮塩効果を調べることとした．

なお，実環境下でのシラン系表面含浸材による遮塩効果が高いことは既往の研究でも確認されている［6-6-1］［6-6-2］［6-6-3］［6-6-4］が，実測データを解析し，劣化予測まで行われた検討事例は少ない．そこで，ここでは **6.5** と同様に劣化予測も合わせて試みることとした．

6.6.1 吸水防止層の拡散係数の簡易推定方法

一般に塩害劣化の予測は，次式に示す Fick の第 2 法則の解により行われる（記号の説明は **3.8.2** 参照）．

$$C(x,t)=C_0\left(1-erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c\cdot t}}\right)\right) \tag{6.6.1}$$

図-6.6.1 はシラン系表面含浸材塗布後の飛沫塩分の侵入抵抗性の評価方法の概念を示している［6-6-5］［6-6-6］．シラン系表面含浸材を塗布すると，表層には吸水防止層が形成される．この吸水防止層と非含浸域は塩化物イオンの見かけの拡散係数が異なるため，評価に際しては拡散係数をそれぞれ分けて設定する必要がある．吸水防止層の初期性能が継続的に保持される場合，既報［6-6-5］において次のモデルが示されている．

ⅰ）$0 \leqq x \leqq t_h$ の場合

$$C(x,t)=C_0\left(1-erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_h\cdot t}}\right)\right)$$

ⅱ）$x > t_h$ の場合 (6.6.2)

$$C(x,t)=C_0\left(1-erf\left(\frac{1}{2\sqrt{t}}\left(\frac{t_h}{\sqrt{D_h}}+\frac{(x-t_h)}{\sqrt{D_c}}\right)\right)\right)$$

ここに，t_h は吸水防止層の厚さすなわちシラン系表面含浸材の含浸深さ(cm)，D_h は吸水防止層における塩化物イオンの見かけの拡散係数(cm^2/年)である．

この理論を設計に組み込むには，D_h を設定できることが必要条件となる．しかし，D_h の設定方法について検討がなされた事例は殆ど見当たらず，表面含浸材の試験方法を定めた JSCE-K 571-2005［6-6-7］にも D_h の算出方法については述べられていない．一般に見かけの拡散係数は，

塩化物イオンの供給を受けたコンクリートを深さ 10～20mm 間隔でスライスし，各々のスライス片に含まれる塩化物イオン量を測定し，測定結果を式(6.6.1)にフィッティングさせることで算出される［6-6-5］．しかし，シラン系表面含浸材を塗布した供試体の塩化物イオンの浸透深さは**写真-6.5.1** で示したように 3mm 未満と極めて浅く，スライスによる算出は困難である．

そこで，本研究では**図-6.6.2** に示す考え方により拡散係数の算出を試みた．はじめに，深さ 10mm 位置で切断し，深さ 0～10mm のスライス片に含まれる塩化物イオン量と塩化物イオンの浸透深さを求める．この塩化物イオン量(kg/m^3)を C，塩化物イオンの浸透深さ(mm)を d（**写真-6.5.1**）とする．測定された塩化物イオン量は，**写真-6.5.1** で示したようにスライス片に万偏なく浸透しているものではなく，深さ d までの範囲に集中的に蓄積されている．よって，塩化物イオン量は，深さ d までは体積補正により $10C/d$ となり，d より深い位置は理論上，ゼロとなる．

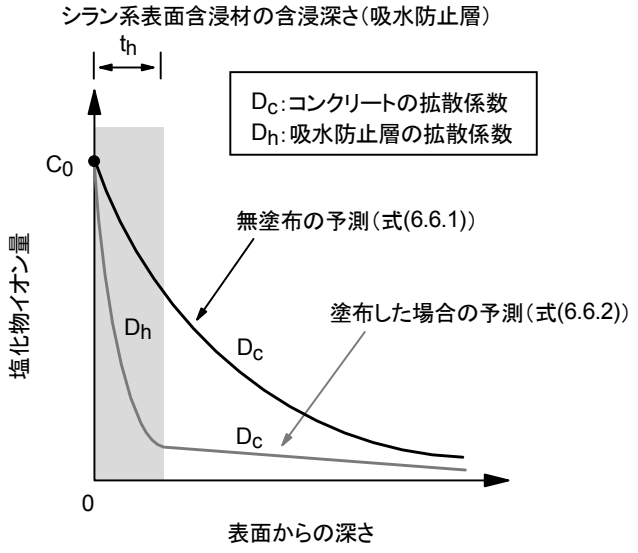


図-6.6.1　塗布後の遮塩性の評価方法の概念［6-6-5］［6-6-6］

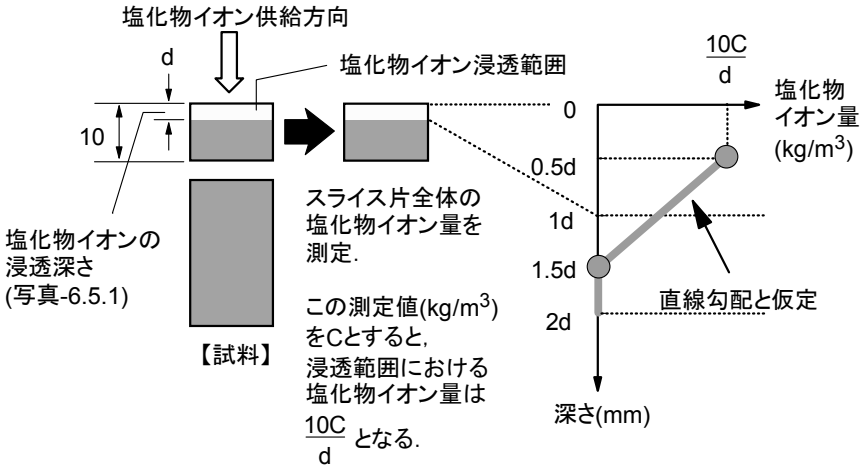


図-6.6.2　本研究で行った吸水防止層の塩化物イオンの見かけの拡散係数の算出の考え方

ここで，表面から間隔 d で試料をスライスし，各スライス片に含まれる塩化物イオン量を測定したと考え，0～d 間，d～2d 間，2d～3d 間…の塩化物イオン量の測定値をそれぞれ中間の 0.5d, 1.5d，2.5d…にプロットすることで塩化物イオンの濃度分布をグラフ化した場合，濃度分布は**図-6.6.2** の右に示すグラフのように整理され（0.5d～1.5d 間は直線近似できるとみなす），最も浅い深さの測定位置（この場合 0.5d となる）を仮想表面とし，この位置の測定値 10C/d を式(6.6.2)の C_0 とし，D_h に任意の値を代入して仮想表面から 0.5d～1.5d 間の塩化物イオン量を計算で求め，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 を変化させることで拡散係数を決定する簡易法［6-6-8］が適用できる．本研究ではこの考え方によって吸水防止層の拡散係数 D_h を算出することとした．

なお，**図-6.6.2** のグラフは 2 点を直線で結んだものである．厳密には，Fick 式に従うと直線の内側（原点側）に弧を描く形の分布となるが，直線分布は Fick 式の分布に比べると安全側の評価を行っていることになるため，ここでは直線分布から得られる値を D_h とした．

6.6.2　拡散係数の算出

ここで，**6.6.1** の方法に基づき，**6.5** の室内実験で得た塩水浸漬実験のデータを用いて吸水防止層の拡散係数を算出してみた．なお，無塗布の塩化物イオン浸透深さは 11.5mm で 10mm を超えているが，切断に用いるコンクリートカッターの刃厚は約 5mm で，10mm 位置に刃をあてると残りの 1.5mm 分は削られて失われることになるため，この分は無視し，無塗布も**図-6.6.2** と同様の方法で測定・解析することとした．塩化物イオン量は JCI-SC4 に準じて測定した．

表-6.6.1 にスライス片に含まれる塩化物イオン量の測定結果および拡散係数の算出結果を示す．吸水防止層の拡散係数は，無塗布の拡散係数の約 0.01～0.05 倍であった．

6.6.3　暴露実験の概要

次に，室内実験で得た結果の妥当性を検証するため，北海道増毛町にある寒地土木研究所増毛

表-6.6.1　塩化物イオン量の測定結果および拡散係数の算出結果

	C (kg/m^3)	d (mm)	拡散係数 (cm^2/年)	拡散係数の比率
無塗布	12.3	11.5	D_c=0.85	1
No.3	2.7	2.3	D_h=0.044	0.052
No.4	2.0	1.9	D_h=0.032	0.037
No.5	0.3	0.1*	D_h=0.009	0.011

浸漬日数は 90 日．d は**写真-6.5.1** より．
*について）No.5 の d は**写真-6.5.1** では 0mm となっているが，0mm では拡散係数の算出が行えないため，便宜的に 0.1mm とした．

暴露実験場において暴露実験を行った．**図-6.6.3** に増毛暴露実験場の位置を示す．実験場は日本海に面し，冬期の最低気温はおおよそ-10℃で，強い季節風が吹きやすく，凍結融解と塩化物の複合作用を受けやすい厳しい環境下に位置している．

暴露供試体の寸法は 10×10×40cm とした．配合は **6.5** の室内実験と同じとした（**表-6.5.1**）．シラン系表面含浸材の塗布面は打設面とした．材齢 14 日にシラン系表面含浸材を塗布し，打設面以外からの塩化物イオンの浸透を防止する目的で打設面以外をエポキシ樹脂でコーティングした後，材齢 28 日より**図-6.6.4** に示す方法で実験場の架台に据え付けた．**写真-6.6.1** に増毛暴露実験場の全景を示す．架台は鉄筋コンクリート製で厚さが 10cm，幅が 25cm，長さは 1 径間あたり 5m



図-6.6.3　増毛暴露実験場の位置

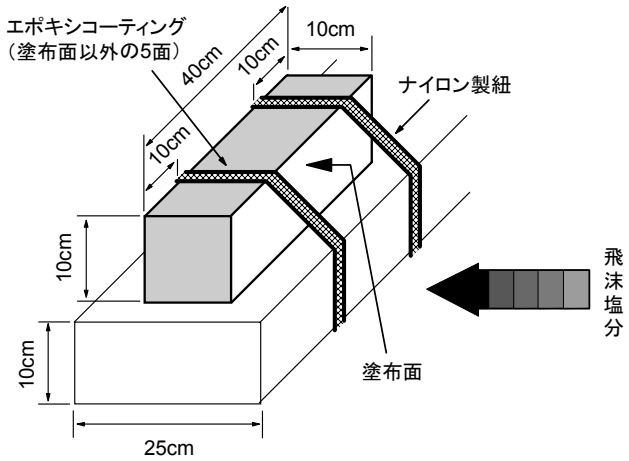


図-6.6.4　供試体の据え付け方法

海側より撮影



架台上段より撮影



写真-6.6.1　増毛暴露実験場の全景

である．

写真-6.6.2 は実験場で撮影した暴露開始 3 年後の供試体塗布面の状況である．無塗布は表面のペースト分が消失し，細骨材が全面的に露出しているのに対し，No.3，No.4，No.5 は無塗布に比べるとペーストが多く残存していることが確認された．ペーストの消失要因として凍結融解や溶出・溶脱が疑われる．一般にこれらは水の接触が大きく影響することが知られており［6-6-9］，シラン系表面含浸材による吸水抑制機能が効果的に作用していることが視覚的に明らかとなった．

ここでは，暴露開始から 2 年後および 4 年後において塩化物イオン量の測定を行った．

6.6.4　暴露開始から 2 年後の調査結果

図-6.6.5 に暴露開始から 2 年後に調べた塩化物イオン量の測定結果を示す．無塗布の実測値からコンクリートの拡散係数 D_c を算出したところ 0.11cm^2/年となった．**表-6.6.1** で示した室内実験の D_c に比べると小さいが，水セメント比が 45%で高炉 B 種が使用されている北海道沿岸部の道路橋では D_c が約 0.1cm^2/年となる場合があることが既往の文献で示されている［6-6-10］．気中に曝す暴露実験に比べて，塩水に常時浸す室内実験の方が環境的に厳しかったために，室内実験にお

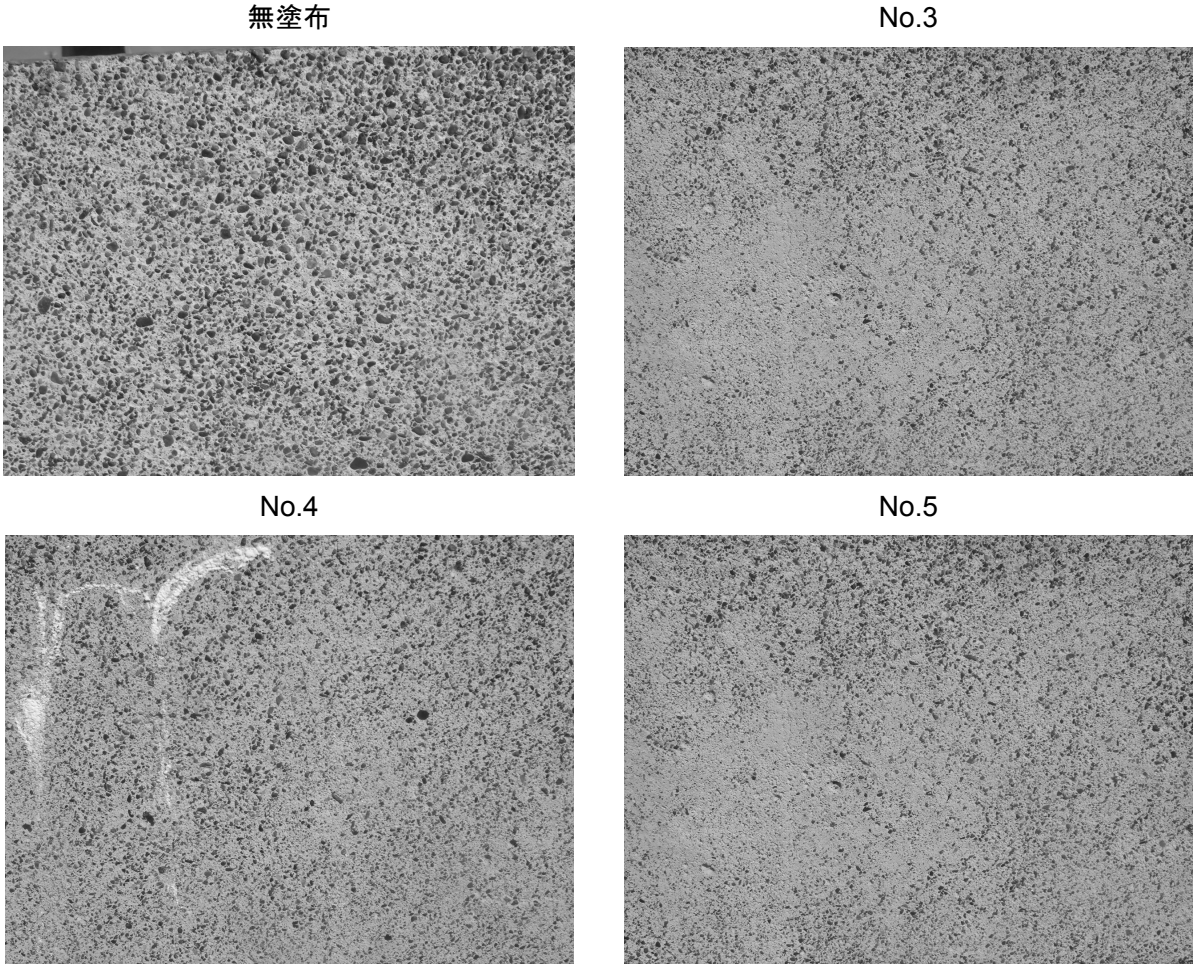


写真-6.6.2　暴露開始 3 年後の供試体の塗布面の状況

ける見かけの拡散係数は暴露実験に比べて大きく算出されたものと考えられる．

室内実験の D_c に対する暴露実験の D_c の比率を調べたところ，0.11/0.85=0.13 倍であった．そこで，吸水防止層における拡散係数の比率も同値と仮定し，**表-6.6.1** の D_h に 0.13 倍を乗じた値を暴露実験の D_h として（**表-6.6.2**）塩化物イオン量の算出を試みた．その結果，**図-6.6.5** に示すように，いずれも計算値に沿って実測値がプロットされ，ある程度良く近似できることが確認された．シラン系表面含浸材を塗布したものは深さ 0～1cm の塩化物イオン量の実測値が計算値のラインよりも大きい位置にプロットされたが，これに対する考察は **6.6.6** で後述する．

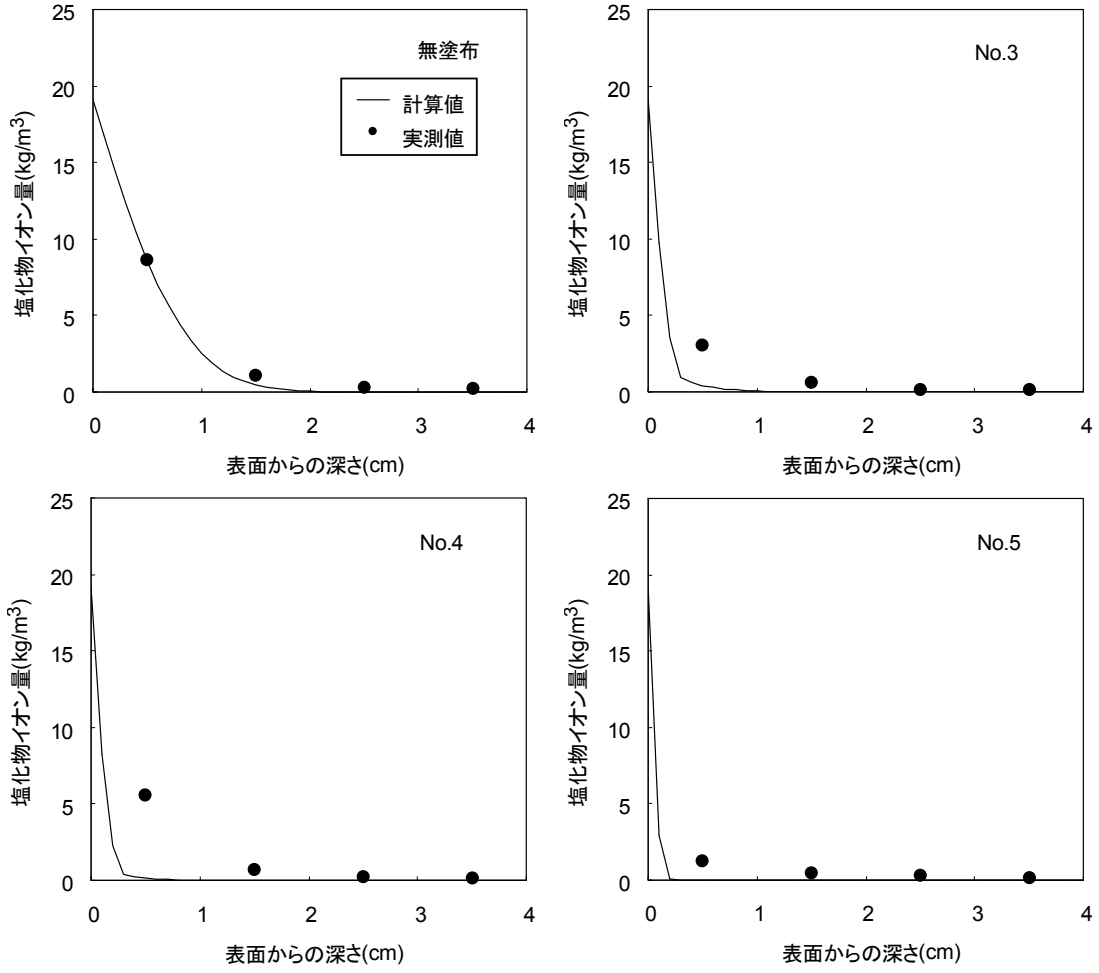


図-6.6.5　暴露開始 2 年後の調査結果

表-6.6.2　暴露開始 2 年後のデータから求めた拡散係数

	無塗布	No.3	No.4	No.5
D_h (cm^2/年)	―	0.006 （深さ 2.9mm まで）	0.004 （深さ 2.4mm まで）	0.001 （深さ 6.6mm まで）
D_c (cm^2/年)	0.11 （全ての深さ）	0.11 （深さ 2.9mm 以降）	0.11 （深さ 2.4mm 以降）	0.11 （深さ 6.6mm 以降）

ここで，**表-6.6.2** の拡散係数を式(6.6.2)に代入し（C_0 は無塗布の計算値より 19kg/m^3），吸水防止層の性能が経年的に低下しないものとして，**6.4** の試験施工で調査の対象とした地覆の最小かぶりにあたる深さ 5cm 位置の塩化物イオン量が 1.2kg/m^3 に達するまでの年数の予測を行った．その結果，無塗布は 33 年であったのに対し，No.3 は 48 年で No.4 は 52 年，シラン系表面含浸材の含浸深さが最も大きかった No.5 については 157 年となり，吸水防止層の性能が保持された場合，無塗布に対して 1.5～4.8 倍，年数にして 15～124 年の延命効果が期待される予測結果が得られた．

6.6.5　暴露開始から 4 年後の調査結果

図-6.6.6 に暴露開始から 4 年後に調べた塩化物イオン量の測定結果を示す．図には**表-6.6.2** の拡散係数から予測した 4 年後の塩化物イオン量の計算値も併記した．無塗布，No.3，No.5 は計算値と実測値が概ね対応したが，No.4 の深さ 1～2cm では実測値が計算値を上回る結果が示された．

この理由を調べるため，供試体の切断面に水をふきかけ，吸水防止層の状態を調査した．**写真-6.6.3** に切断面に水をふきかけた時の状況を示す．No.3 は深さ 0～約 3mm，No.5 は深さ 0～約 6mm の範囲が濡れ色を呈さず，吸水防止層の存在が確認できたのに対し，No.4 は全体が濡れ色を

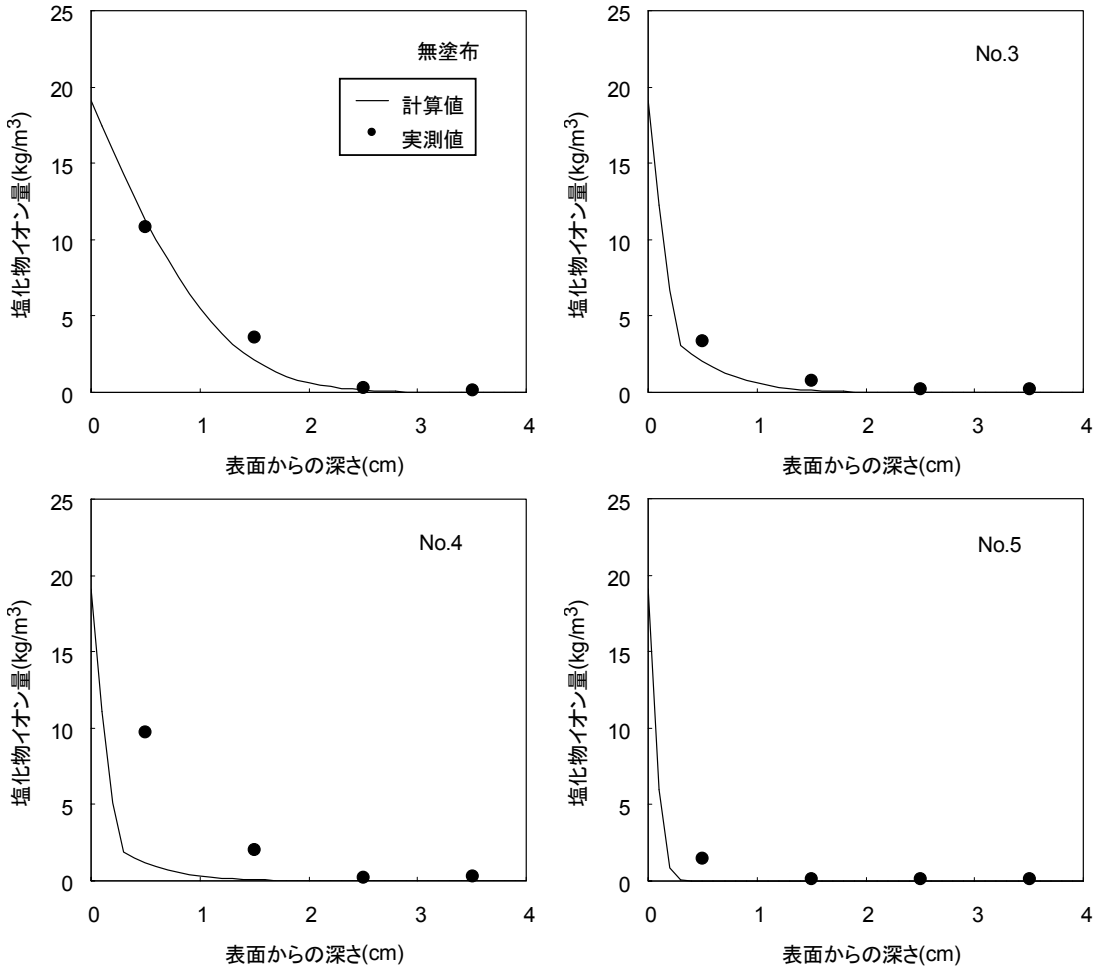


図-6.6.6　暴露開始 4 年後の調査結果

呈し，吸水防止層の存在が確認できなかった．これについては叶らが行った暴露実験でも同様の結果が一部のシラン系表面含浸材で示されており，叶らはばらつきの可能性も否めず，原因の特定には調査の継続が必要と前置きした上で，有効成分量と塗布量が大きいシラン系表面含浸材においては明確な吸水防止層が確認されたことを述べている［6-6-11］．No.4 で吸水防止層が確認されなかった理由を特定するには調査の継続を要するが，**表-6.4.2** をみると，No.3 は有効成分量，No.5 は有効成分量と塗布量がともに No.4 に比べると大きく叶らの考察と対応しており，有効成分量と塗布量が高いシラン系表面含浸材の適用が望ましいことが暴露 4 年目までの調査の範囲で明らかとなった．

6.6.6　深さ 0～1cm における塩化物イオンの浸透状況

写真-6.6.4 は暴露開始 4 年後の深さ 0～1cm における塩化物イオンの浸透状況を調べた EPMA 画像である．マッピング色は濃度が高い順に桃，赤，黄，緑，水色，青，黒で表示している．無塗布と No.4 は全面的に高濃度を表す桃色を呈したのに対し，No.3 は桃色および赤を呈したのは表面側の約 2/3 の範囲に留まった．No.5 に至っては表層のわずか一部しか赤を呈さず，濃度は比較的低かった．**図-6.6.5**，**図-6.6.6** の深さ 0～1cm にあるプロットは深さ 0～1cm に含まれる塩化物イオンの総量を表すが，No.3，No.5 については深さ 0～1cm に万偏ではなく，表面側に偏っている状態で塩化物イオンが蓄積されていることが**写真-6.6.4** より伺える．

そこで，**図-6.6.7** に示す要領で深さ 0～1cm に含まれる塩化物イオン量の計算値を積分により求め，その値と実測値を比較してみた．**図-6.6.8** に結果を示す．吸水防止層が確認されなかった No.4 以外は実測値が計算値を下回り，安全側の評価がなされていることが確認された．

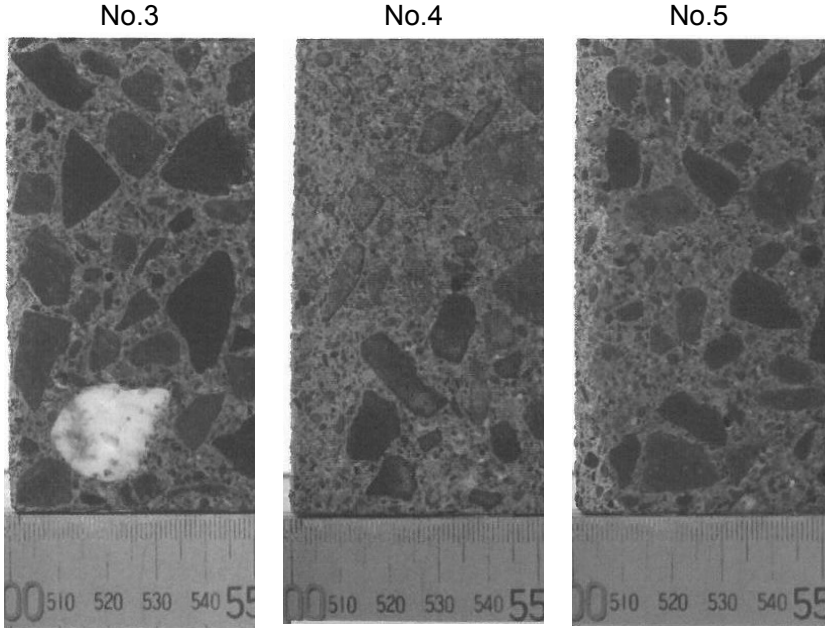


写真-6.6.3　暴露開始 4 年後の供試体の切断面に水をふきかけた時の状況（左側が塗布面）

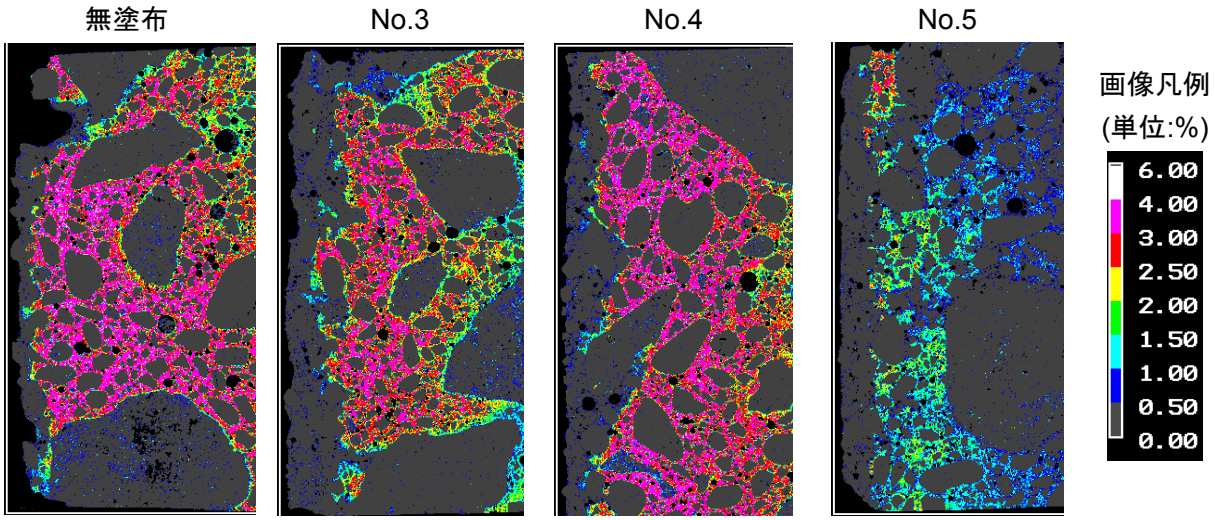


写真-6.6.4　暴露 4 年後の塩化物イオン浸透状況（画像寸法は 20×10㎜, 向かって左側が塗布面）

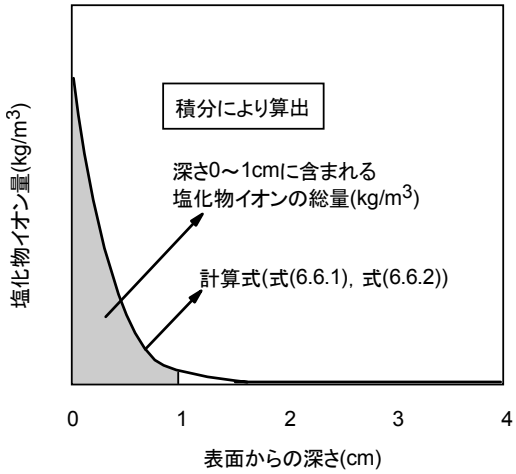


図-6.6.7　深さ 0～1㎝の塩化物イオン量の計算方法

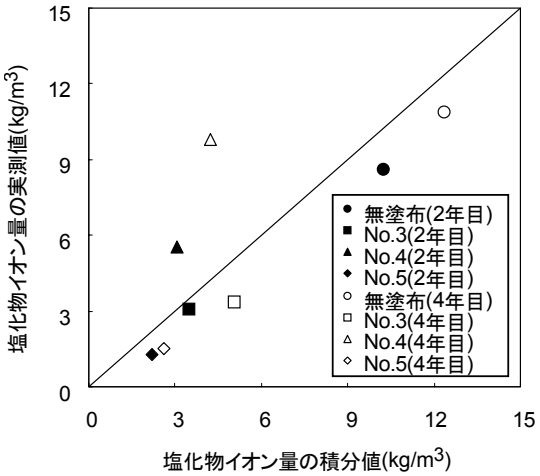


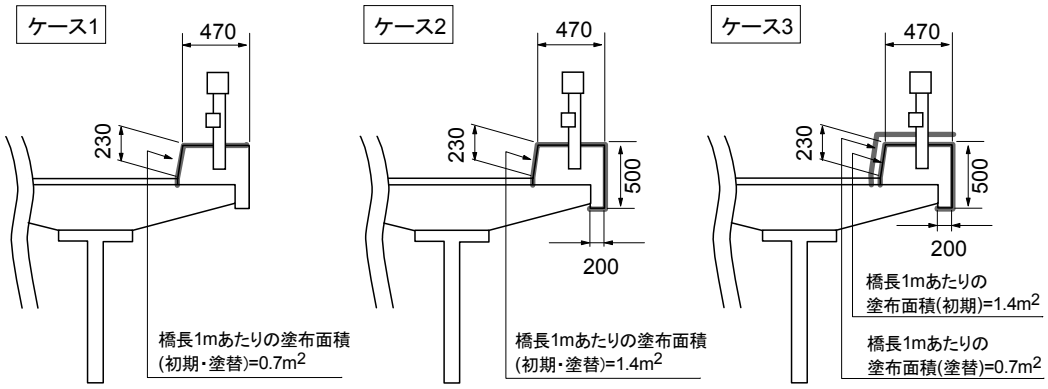
図-6.6.8　深さ 0～1㎝の塩化物イオン量の計算値（積分値）と実測値の比較

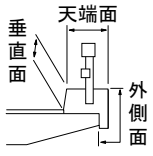
6.7　ライフサイクルコスト縮減効果の一評価

これまで本章では，前半でシラン系表面含浸材によるスケーリングの抑制効果，後半ではシラン系表面含浸材による遮塩効果について述べてきた．ここでは，実環境下でのスケーリング抵抗性および飛沫塩分の侵入抵抗性がともに良好であった No.3，No.5 を対象に，これまでに得た成果の範囲で，シラン系表面含浸材によってもたらされるライフサイクルコスト縮減効果の評価を試みた．

6.7.1　試算方法

評価は部材の種類によって異なるが，ここでは **6.4** で示した B 橋の橋長 73m の地覆コンクリートをモデルとし，**6.5.4** で述べた実験結果をふまえてスケーリングの進行抑制および吸水防止層確保の観点から，供用期間中にシラン系表面含浸材の塗り替えを実施するものとして評価を行う．試算は**図**-6.7.1 に示す 3 つのケースについて行った．塗り替え年数は，塩水浸漬実験の結果が良好なシラン系表面含浸材を用いた場合はスケーリング面積率が 100% に達するまでの年数が約 20 年および 40 年であった **6.5.3** の結果を参考に，効果の余力を残す形で 10，30 年の 2 条件を設定した．部材の使用予定年数は 100 年とした．シラン系表面含浸材の材工費は，**6.4** の試験施工で使用した No.1～No.5 の全ての製品のメーカーから取り寄せた見積もり価格（実績）が 2400～3500 円/m^2 であったことから最大の 3500 円/m^2 に設定した．



ケース	塗布面		
	初期（打設後）	塗り替え時	
1	垂直面，天端面	垂直面，天端面	
2	垂直面，天端面，外側面	垂直面，天端面，外側面	
3	垂直面，天端面，外側面	垂直面，天端面	

【備考】ケース 2，3 は，飛沫塩分の影響が懸念される沿岸部の橋梁を想定
（ケース 3 は写真-6.6.2 を参考に，塗布した場合の外部面のスケーリングの進行は緩慢とみなし，外側面の塗布を初期のみとし，塗り替え対象面をスケーリングが懸念される垂直面，天端面に限定）

図-6.7.1　試算の対象とした部材（B 橋地覆）の寸法と塗布面（部材寸法の単位は mm）

表-6.7.1 は評価に必要なデータを得る目的で試験施工5年経過時にB橋の無塗布区間で調査した表面塩化物イオン量の実測値ならびに見かけの拡散係数である．B 橋地覆の最小かぶりである5cm位置の塩化物イオン量が1.2kg/m^{3}に達するまでの年数を式(6.6.1)より計算すると44年となる．そこで，塗布しない場合は44年に1回，地覆の打換えを行うものとする．なお，第3章でも述べたように，実際はスケーリングによるかぶりの減少で塩化物イオン量の増加速度は将来的にさらに早まることが予想され，無塗布ではその影響がより顕著に表れることが考えられるが，ここではコスト縮減効果をなるべく安全側に小さめに評価したい理由から，この影響は無視して試算を行う．

一方で，**6.6.4** で述べたように，塗布した場合でも，No.5 のように遮塩効果が 100 年以上期待できるものもあれば，No.3 のように遮塩効果が無塗布の 1.5 倍程度にとどまるものもある．水セメント比が室内実験の供試体に比べて高いB橋の地覆の吸水防止層の厚さは**表-6.5.2**に比べると大きい傾向にある（**写真-6.4.5**）が，ここでは評価を安全側に行いたい理由から吸水防止層の厚さは**表-6.5.2**に同じと仮定し，**表-6.7.1**のC_0とNo.3の拡散係数（**表-6.6.1**のD_hと比率（**表-6.6.1**, **表-6.7.1** の D_cから算出）の積で算出）から塩化物イオンの浸透速度を計算し，その結果を基に，No.3 については64年に1回地覆を打換えるものとしてコストの試算を行った．

6.7.2　ライフサイクルコストの試算結果

図-6.7.2 にライフサイクルコストの試算結果を示す．

a)　No.3

ケース 1 は，64 年目に打換えを実施する関係でコストは一時的に無塗布を上回るものの，88 年目に無塗布の打換えが実施されることでコストが再び逆転し，100 年後のライフサイクルコストは結果的に塗布が優位となった．コストは塗り替え年数が長いほど有利な傾向が示された．

ケース 2 は，施工面積の増加に加え，塗布に先立って足場を設置する必要があり，足場工を計上した関係で経年的なコストの増加割合はケース 1 に比べると大きくなり，塗り替え年数を 10 年に設定したものは 100 年後のライフサイクルコストが無塗布を上回る結果となった．

一方，外側面の塗布を初期のみとし，それ以降の塗り替えを垂直面と天端面に限定したケース 3 では，ライフサイクルコストが無塗布を下回った．

b)　No.5

No.5 は打換えを実施せず，塗り替えのみの管理としている．

表-6.7.1　B 橋の無塗布区間における表面塩化物イオン量・見かけの拡散係数（5 年経過時に調査）

表面塩化物イオン量 C_0	6.2kg/m^3
見かけの拡散係数 D_c	0.17cm^2/年

ケース 1 の 100 年後のライフサイクルコストは無塗布の 0.29～0.39 倍となった．No.3 と同様にコスト縮減効果は塗り替え年数に依存し，**6.4.2** の **a)**および **6.5.3** で述べた排水マスの目詰まりを防止することでスケーリングの進行を遅らせ，塗り替え年数を長くする対応の重要性が示された．

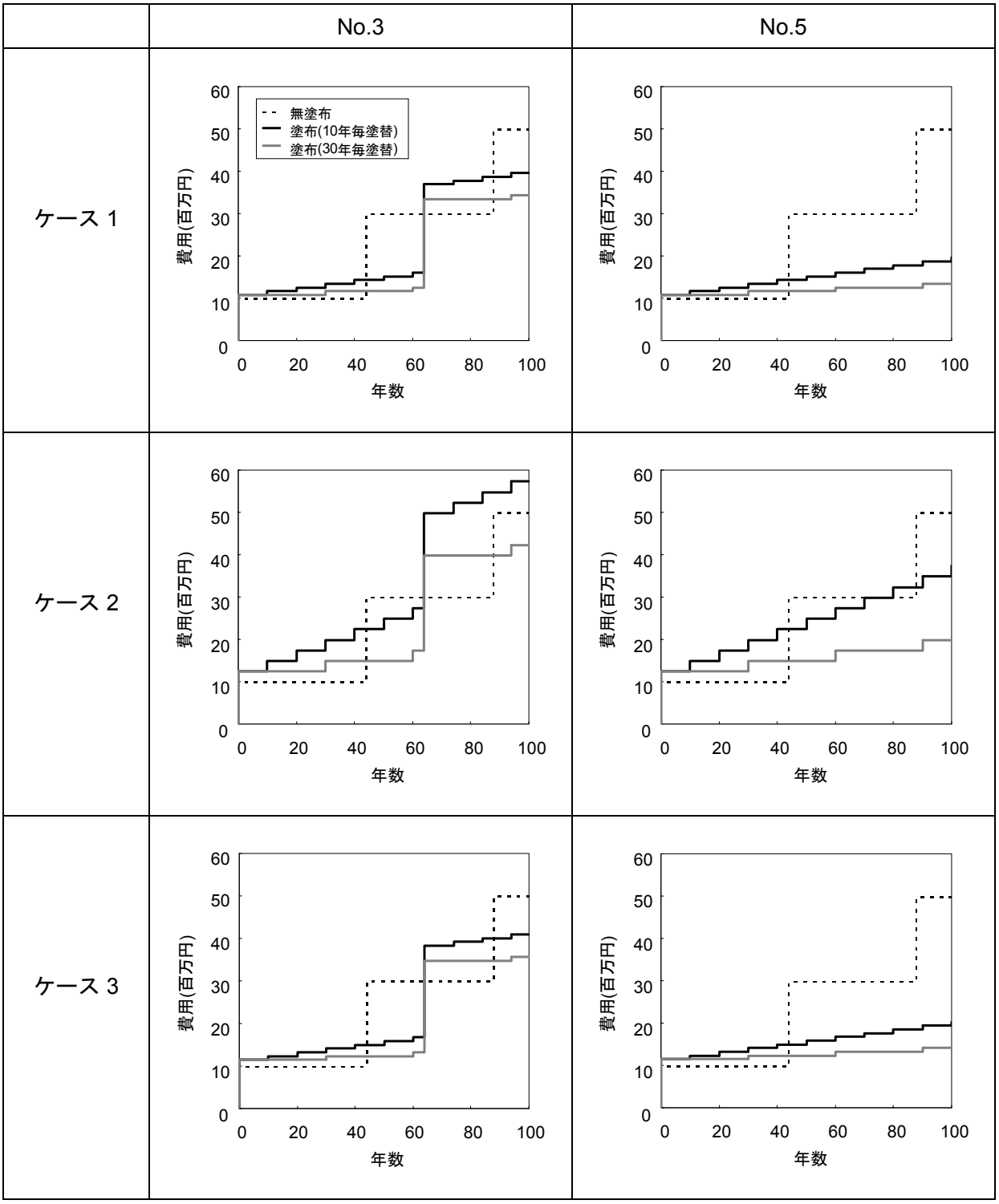


図-6.7.2　ライフサイクルコストの試算結果
（No.3 は塗り替え管理しかつ 64 年後に打換えを実施，No.5 は塗り替えのみで管理）

ケース 2 では，施工面積の増加と足場工計上の関係で，100 年後のライフサイクルコストは無塗布の 0.45～0.75 倍となり，ケース 1 に比べるとコスト縮減効果はやや小さかったものの，塗布の優位性は変わらなかった．

ケース 3 のライフサイクルコストは無塗布の 0.30～0.41 倍で，外側に塗布しないケース 1 に比べると若干コストは上回るものの，その差は僅かであった．外部からの飛沫塩分が懸念される場合は，塩水浸漬実験の結果が良好なシラン系表面含浸材を採用し，本ケースに基づいた対応をとることが最も望ましいと言える．

6.7.3　費用対効果の評価

6.7.2 では構造物の管理に要するコストを試算したが，実務では部材の性能保持性に対する満足度も勘案し，投じたコストが得られる便益・価値に見合っているかを総合的に評価することも大事である．

そこで，費用の現在価値に対する効果の比を評価する費用対効果法［6-7-1］に準じて，無塗布で管理した場合に対する塗布した場合の費用対効果の比率の経年変化を調べることとした．はじめに，**図-6.7.3** に示すようなパフォーマンス曲線を例に評価の考え方を整理する．供用開始から任意の年数 T_x までに得られる便益を E_x（図の面積部分），T_x における構造物の費用価値を C_x で定義する．

C_x は，式(6.7.1)より算出される［6-7-1］．

$$C_x = C_i + \sum\left[C_r \times \frac{1}{(1+n)^u} \right] - C_s \times \frac{1}{(1+n)^w} \tag{6.7.1}$$

ここに，C_i は初期費用，C_r は T_x までに費やした修復費，C_s は T_x における残存価値，n は割引率

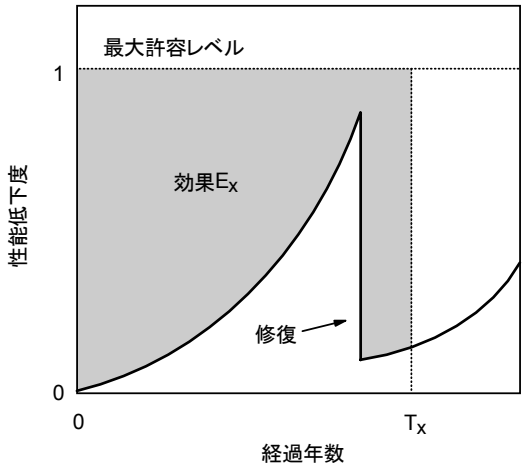


図-6.7.3　性能低下度と経過年数の関係のイメージ

（0.04［6-7-1］），u は修復を実施した時の年数，w は評価を行う時点の年数（T_x）である．

残存価値については，ここでは性能の復旧に費やされる修復費は構造物の価値に含めず，構造物の価値はあくまでも初期費用のみで決定され，それは性能低下に伴って比例的に減少するものとし，式(6.7.2)で定義する．

$$C_s = C_i \times (1 - P_{de}) \tag{6.7.2}$$

ここに，P_{de} は T_x における性能低下度（$0 \leqq P_{de} \leqq 1$）である．

ここでは塩化物イオンの浸透量を性能の評価対象としているので，かぶり 5cm 位置の塩化物イオン量が 1.2kg/m^3 に達するまでを最大許容レベルとし，性能低下度を式(6.7.3)で定義することとした．

$$P_{de} = \frac{C(5,t)}{1.2} \tag{6.7.3}$$

ここに，$C(5,t)$は年数 t における深さ 5cm の塩化物イオン量(kg/m^3)である．

本研究では，式(6.7.1)より C_x，式(6.7.3)から得られる P_{de} の積分値より E_x を求め，T_x における無塗布に対する塗布した場合の費用対効果の比率を式(6.7.4)により求めることとした．

$$R_{E/C} = \left(\frac{E_x}{C_x}\right)_{coat} \Bigg/ \left(\frac{E_x}{C_x}\right)_{uncoat} \tag{6.7.4}$$

ここに，$R_{E/C}$ は費用対効果の比率，$(E_x/C_x)_{coat}$ は塗布した場合の費用対効果，$(E_x/C_x)_{uncoat}$ は無塗布における費用対効果である．$R_{E/C} > 1$ であれば塗布した方が費用対効果は有利であることを示す．

図-6.7.4 は式(6.7.3)より求めた無塗布，塗布（No.3，No.5）における性能低下度と経過年数の関係を示している．関係の推移をみると，供用開始から経過年数 44 年までの性能の優劣順は無塗布＜No.3＜No.5 であったが，44 年経過直後は無塗布の打換えによって順位が No.3＜No.5＜無塗布に変化した．その後，No.3 の打換えならびに無塗布の性能再低下により，順位は無塗布＜No.5＜No.3 に再び変化した．100 年経過時における性能の優劣順は No.3＜No.5＜無塗布で，88 年経過時に打換えを行った無塗布の性能が最も高くなり，性能の優劣順は経過年数によって刻々と変化することが示された．

図-6.7.4 から得られる E_x の算出値と式(6.7.1)より計算される C_x から各年ごとの無塗布，塗布それぞれの費用対効果を計算し，その値を式(6.7.4)に代入して得られる費用対効果の比率の経年推移

を**図-6.7.5** に示す．供用開始直後は初期コスト増の影響が卓越して比率は小さかったが，経過年数 0 年から 20 年にかけては性能の保持効果が評価されて比率は上昇し，No.5 においてはいずれのケースも 1 を上回り，最大で 2.0 となった．①において無塗布の性能が改善されたことに伴い，比率が一時的に減少してはいるものの，いずれの条件でも 1 を下回っておらず，費用対効果が期待されることが明確に示された．

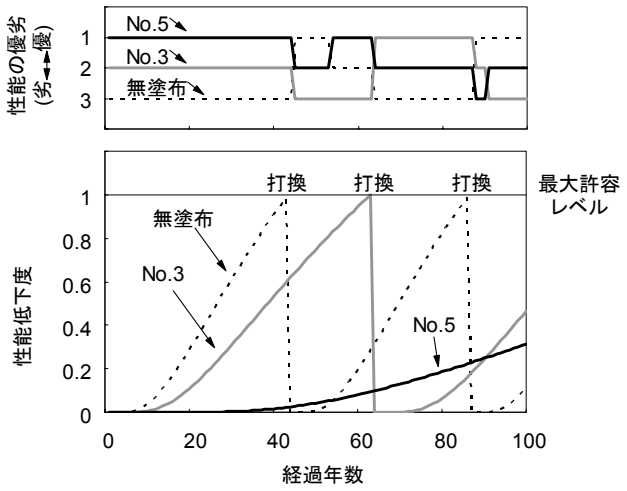


図-6.7.4　性能低下度と経過年数の関係の算出結果

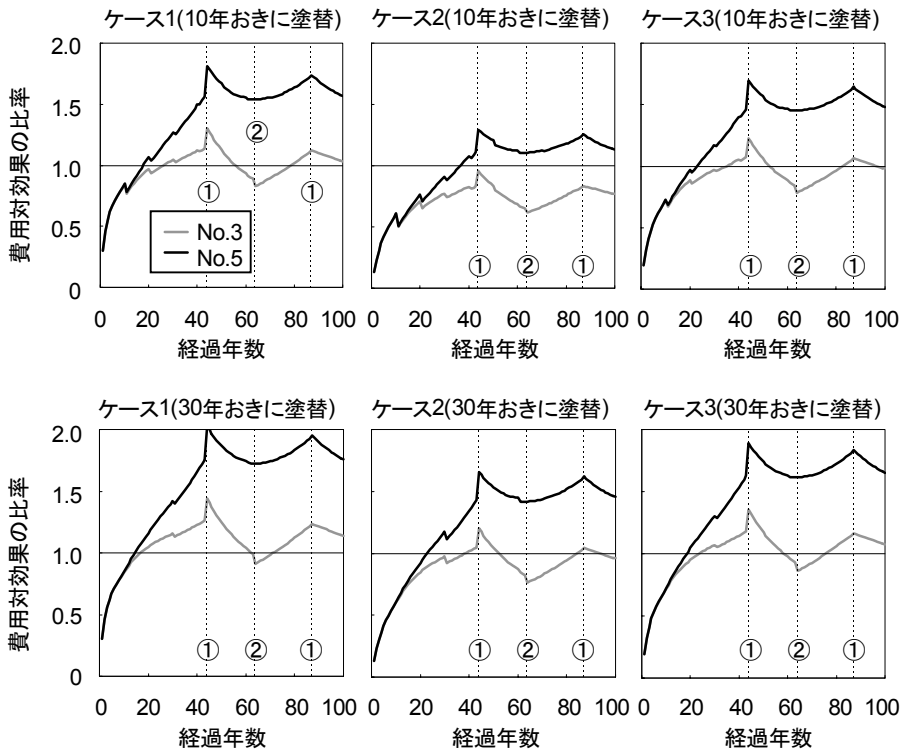


図-6.7.5　費用対効果の比率（塗布/無塗布）の経年推移
（①は無塗布，②は No.3 の打換えが行われる年）

No.3 は，ケース 2 の塗り替え年数 10 年の場合は比率が 0.6～0.8 で推移し，費用対効果は不利な傾向となった．これは，ライフサイクルコスト縮減効果が No.5 に比べて小さい（**図-6.7.2**）ことに加え，性能低下度が 3 種類（無塗布，No.3，No.5）のうち最下位となる期間が存在する（**図-6.7.4**）マイナスの要素が影響したことが考えられる．それ以外の条件では 0.9～1.2 で比率が推移し，塗り替え年数を長く設定するほど費用対効果が期待される傾向が示された．

6.8 まとめ

第 6 章では，寒冷環境下でのシラン系表面含浸材によるスケーリングおよび塩化物イオン浸透の抑制効果について評価を行うことを目的に室内実験，北海道内の道路橋での試験施工および北海道沿岸部での暴露実験を実施した．さらに，得られた成果の範囲でシラン系表面含浸材によってもたらされるライフサイクルコストの縮減効果について検討を行った．本研究の範囲で明らかになったことを以下に列挙する．

1) シラン系表面含浸材は基本的にスケーリングの進行を遅らせる効果を有し，その効果は凍結融解履歴を受けていないコンクリート（新設および打換え）において特に期待される．
2) 常時水中浸漬下にある場合は効果が終局に達した後，転じて大きなスケーリングに至る挙動を示す場合がある．
3) 凍結防止剤が散布される橋梁の新設・打換えの地覆および剛性防護柵では，種類にもよるがシラン系表面含浸材によるスケーリング抑制効果が期待される．
4) スケーリング抑制効果はシラン系表面含浸材の種類によって異なり，塩水浸漬実験で得られる塩化物イオン浸透深さは実施工で適用する最適なシラン系表面含浸材を選定する際の有効なバロメータになる．
5) スケーリングの進行遅延効果は，塗布を定期的に繰り返すことで長期に亘って期待できる．
6) 沿岸部での暴露実験の結果を基にかぶり 5cm の塩化物イオンが 1.2kg/m^3 に達するまでの年数を計算したところ，無塗布に比べて 1.5～4.8 倍，年数にして 15～124 年の延命効果が期待されると算出された．
7) シラン系表面含浸材は有効成分量がなるべく高く，含浸深さが大きいものが望ましい．
8) 橋梁の地覆をモデルに，シラン系表面含浸材の適用によってもたらされるライフサイクルコスト縮減効果および費用対効果を調べたところ，塩水浸漬実験の結果が良好なシラン系表面含浸材を採用し，塗布のみで管理した場合は効果が期待される．その効果は，路面水の排水管理を入念に行って塗布の繰り返し年数を長く設定するほど高くなる．

第 6 章の参考文献

[6-1-1] 土木学会：混和材料を使用したコンクリートの物性変化と性能評価研究小委員会（333 委員会）No.2，コンクリート技術シリーズ，No.89，2010.5

[6-1-2] 吉田行：ビーライト系セメントおよび高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの長期耐久性設計，北海道大学学位論文，2009.10

[6-1-3] 大谷俊介，外門正直：コンクリートのスケーリング抵抗性改善に対する電着工法の有効性，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.2，pp.559-564，2007.7

[6-1-4] 佐々木康治，菅原隆，月永洋一，庄谷征美：透水型枠工法によるコンクリート製品の耐凍害性向上に関する研究，セメントコンクリート論文集，No.59，pp.285-290，2005.

[6-1-5] 平成 20 年度　国土交通白書

[6-1-6] 参考文献［3-5-12］

[6-1-7] 林大介，坂田昇，三村俊幸，神沢弘：シラン・シロキサン系撥水材の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.301-306，2000.

[6-1-8] 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119，2005.4

[6-1-9] Timms, A. G. : Resistance of Concrete Surfaces to Scaling Action of Ice-Removal Agents, *Highway Research Board*, Bulletin 128, pp.20-50, 1956.

[6-1-10] 武田三弘，大塚浩司：浸透性吸水防止材によるコンクリートのスケーリング抑制効果に関する研究，コンクリート工学論文集，第 18 巻，第 1 号，pp.1-9，2007.1

[6-2-1] 参考文献［6-1-8］

[6-2-2] WACKER-CHEMIC GMBH : Silicones for Protection of Monuments, pp.4-14, 1980.4

[6-2-3] Roth, M. : Silicon - Bautenschutzmittel Fuer die Oberflaechenimpraegnierung von Mineralischen Baustoffen, *Kunststoffe im Bau*, Vol.19, No.2, pp.71-74, 1982.

[6-2-4] Weber, H. : Untersuchung an Hydrophobierten und Nichthydrophobierten Weissbetonteilen im Olympischen Dorf Munchen, *Elements+Fertigbau*, 1983.4

[6-2-5] 山崎大輔，奥田俊男，江口和雄，国枝稔，小柳洽：施工後 20 年を経過した反応性シラン系表面含浸材の撥水性効果，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 5 巻，pp.185-188，2005.10

[6-2-6] 日本建築仕上材工業会：建築仕上材ガイドブック，p.236，工文社，2006.2

[6-2-7] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針(案)・同解説，p.196，1997.1

[6-2-8] 林大介，坂田昇，田口史雄，遠藤裕丈：浸透性吸水防止材を用いたコンクリートの塩害および凍害環境下における耐久性に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.2，pp.649-654，2008.7

[6-2-9] 久保善司，服部篤史，栗原慎介，宮川豊章：ASR により劣化したコンクリート構造物のシラン系表面処理による補修効果の検討，土木学会論文集，No.690/V-53，pp.95-107，2001.11

[6-2-10] 土木学会：コンクリートの表面被覆および表面改質に関する技術の現状，コンクリート技術シリーズ，No.58，2004.2

[6-2-11] 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，No.68，2006.4

[6-3-1] 参考文献［6-1-7］

[6-4-1] 気象庁：2004.12～2005.3 アメダスデータ

[6-4-2] 参考文献［1-1-9］

[6-4-3] 参考文献［2-4-3］，p.155

[6-4-4] 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，土木学会，2004.2

[6-4-5] 参考文献［2-2-3］

[6-5-1] 参考文献［6-4-4］

[6-5-2] 遠藤裕丈，田口史雄：シラン系表面含浸材の含浸性状とコンクリートの品質との関係，平成 18 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 63 号（CD-ROM），2007.1

[6-6-1] 参考文献［6-2-8］

[6-6-2] Liu, G., Gjorv, O.E. and Arskog, V. : Effect of Concrete Surface Hydrophobation Against Chloride Penetration, *The 6th International Conference on Concrete Under Severe Conditions*, Vol.2, pp.1157-1163, 2010.6

[6-6-3] Troconis-Rincon, O., Bravo, J., Sanchez, M., Contreras, D., Aboulhosn, M., Morales, C., Millano, V. and Hernandez, Y. : Effect of w/c on the Behavior of Hydrophobic Concrete Coatings in a Tropical Environment, *The 6th International Conference on Concrete Under Severe Conditions*, Vol.2, pp.1165-1172, 2010.6

[6-6-4] Johansson-Selander, A., Tragardh, J., Silfwerbrand, J. and Janz, M. : Preventing Chloride Ingress in Concrete with Water Repellent Treatments, *The 6th International Conference on Concrete Under Severe Conditions*, Vol.2, pp.1189-1194, 2010.6

[6-6-5] 参考文献［3-5-12］

[6-6-6] 参考文献［6-2-11］

[6-6-7] 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.365-373，2008.3

[6-6-8] 参考文献［3-8-7］

[6-6-9] 参考文献［1-1-1］，pp.199-205，pp.214-217

[6-6-10] 小尾稔，田口史雄，嶋田久俊：寒冷地海岸コンクリート構造物の塩化物イオン量調査，北海道開発土木研究所月報，No.618，pp.4-11，2004.11

[6-6-11] 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.

[6-7-1] Hudson, W. R., Haas, R. and Uddin, W.（訳者：笠原篤，池田拓哉，菊川滋，田村亨，八谷好高）: Infrastructure Management（社会資本マネジメント，維持管理・更新時代の新戦略），pp.282-284，森北出版，2001.6

第 7 章

総括

第 7 章　総括

7.1　各章で得られた研究成果の要約

本研究では，凍結融解と塩化物の複合作用を受けやすい寒冷地のコンクリート構造物で多くみられるスケーリングの被害に着目し，スケーリングの進行性の定式化およびスケーリングに対する耐久性設計法の確立を目的に実験，調査，解析を行った．第 2・3 章（品質条件に着目）および第 4 章（環境条件に着目）ではスケーリングの進行性の定式化に向けた種々の実験・調査の結果，第 5 章ではスケーリングに対する耐久性設計法の考え方，第 6 章ではスケーリング抑制対策についてとりまとめた．

得られた知見を各章ごとに要約すると，以下のようになる．

第 1 章では，本研究の背景を述べるとともに，関連する既往の研究，本研究の位置付けと目的および論文構成を整理した．

第 2 章では，スケーリングに及ぼすコンクリートの品質の影響ならびにスケーリングの抑制に効果的な配合条件について整理した．水セメント比および凍結融解作用前の 75nm 以上の細孔量の影響が大きいことを明らかにし，これらのパラメータと凍結融解履歴を組み合わせたスケーリングの進行予測式を提案した．また，スケーリングの発生形態は水セメント比が同じでも使用するセメントの種類や供試体の部位によって異なることを実験的に確認した．さらに，第 2 章で得た実験データの範囲内で，最大スケーリング深さが 2.5mm 以下に留まることが期待される水セメント比について考察した．

第 3 章では，第 2 章で得た成果の妥当性の検証を目的に，建設後 10 数年～約 40 年に亘って凍結融解と塩化物の複合作用を継続的に受けている北海道沿岸部の防波堤上部天端面（高炉 B 種使用）において調査を行った．調査データを解析してスケーリングに及ぼす影響因子の重み付けを行ったところ，深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値），圧縮強度，深さ 0～50mm の水セメント（配合推定値），経過年数，気泡間隔係数，地域係数（ただし，本研究での対象は 2.3～6.6），空気量の順に影響が大きいことを確認した．一般に圧縮強度は水セメント比と密接な関係にあることに鑑みると，水セメント比と経過年数の 2 つが極めて重要なパラメータであることが明らかとなり，第 2 章の成果の妥当性が実証された．また，第 2 章で示したスケーリングの進行予測式は防波堤上部天端面においても適用が可能であることが確認され，ASTM C 672 の実験結果を構造物の耐久性設計へ応用するための基本的な考え方について示すことができた．さらに，一部の防波堤において塩化物イオン量を調べ，剥離面から深さ 1cm は調査構造物全体の 85%，3cm は 57%，5cm と 7cm は 43%，9cm は 50%がコンクリート標準示方書に準じて算出した計算値を上回っていたことを明らかにし，塩化物イオンの浸透性に及ぼすスケーリングの影響が大きいことを実構造物レベルで確認した．

第 4 章では，スケーリングに及ぼす凍結融解作用前の環境の影響について整理した．打設後，気中に静置せず，湿潤環境下に継続的に静置した場合，淡水が作用する時は小さいスケーリング量で推移するのに対し，塩水（濃度 3%）ではセメントの種類によらず大きなスケーリングが急速に発生し，淡水とは異なる劣化形態を示すことを実験的に確認した．また，気中静置後に再吸水を行った場合も高炉 B 種においてスケーリングが多く発生する実験結果が得られたが，スケーリングの程度は前者の方が大きい傾向が示された．データ解析を行い，スケーリングは Valenza らの理論に基づいて補正した弾性係数と凍結圧勾配がともに小さいほど進行しやすいこと，補正弾性係数は表層の含水率，凍結圧勾配はコンクリートの透水係数と密接な関係にあることを明らかにした．これをもとに，含水率と透水係数を組み合わせたスケーリング促進の危険性を照査する式の構築，スケーリングの進行性に及ぼす凍結融解前の環境の影響の照査フローの提案を行った．

第 5 章では，耐久性設計法の整理・とりまとめに向けての補足的な検討として，スケーリングの進行速度の大小を簡易的に予測できるモデルの構築を目的とした実験を行った．スケーリングの進行速度は水セメント比（もしくは 75nm 以上の細孔量）が高く，透水係数が小さいほど大きいことを確認した．この成果をもとに，スケーリングは表層の組織が脆弱でかつ凍結圧の負荷が表層に蓄積されやすい品質のコンクリートほど進行しやすいことを説明できるモデルを構築した．そして，第 2 章～第 4 章，および本章で行った補足的な検討の成果を包括的に整理し，スケーリングを抑制するための耐久性設計法をとりまとめた．

第 6 章では，スケーリング抑制対策について検討を行った．対策の基本は表層の組織の緻密化と水・塩分の浸透抑制の 2 つに大別されるが，前者は第 2 章と第 3 章で既に検討済のため，ここでは後者に着目し，提案されている多くの工法を代表してシラン系表面含浸材を取り上げ，スケーリングおよび塩化物イオン浸透の抑制効果の検証を目的に室内実験，実橋での試験施工，沿岸部での暴露実験を行った．追跡調査 4～5 年の範囲ではあるが，新設および打換え部材ではスケーリングの進行抑制効果および遮塩効果が期待されることが明らかとなった．効果は製品によって異なるが，室内実験（塩水浸漬実験）における塩化物イオン浸透深さの測定結果は現場に適用する製品を選定する上で有効なバロメータになることを示した．さらに得られたデータを解析し，シラン系表面含浸材によってもたらされるライフサイクルコスト縮減効果および費用対効果について総合的にとりまとめた．

7.2　社会への研究成果の還元

我が国における建設投資額は 1992 年以降，年々減少の一途を辿っており［7-2-1］，さらに今後は構造物の維持管理・更新に要する費用が新規建設予算を大きく上回ることが予想されている［7-2-2］．社会基盤の整備事業を取り巻く環境は厳しい状況にあるが，第 1 章でも述べたように，これまでに整備された社会基盤は現在も我が国の産業と人々の生活を支える重要な役割を担って

おり，構造物のライフサイクルコストの縮減に資するコンクリートの耐久性・維持管理に関する研究ならびに技術の重要性とニーズは年々増加している．

本研究では，寒冷地特有の劣化現象である凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに着目し，スケーリングの進行性の定式化，スケーリングに対する耐久性設計法の提案，さらに，シラン系表面含浸材によるスケーリングの進行抑制効果の検証と評価を行った．

これら成果の一部は現在，行政の実務にも反映されており[7-2-3][7-2-4](図-7.2.1, 図-7.2.2)，寒冷地における社会資本の適切な設計・維持管理への貢献が期待される．

7.3 今後の課題

しかしながら，凍害に対する総合的な耐久性設計法を確立するには解決すべき課題が未だ多く残されている．代表して 3 つの課題を述べて，本論文の結びとする．

7.3.1 耐久性設計法の運用性向上に向けての取り組み

本研究でとりまとめたスケーリングに対する耐久性設計法は，室内実験および防波堤上部天端面での調査（地域係数 2.3～6.6）で取得したデータが基礎となっている．しかし，構造物の種類は港湾，道路，河川など幅広い上，第 6 章で示したように地域係数が 6.6 以上の箇所も多く存在している．また，構造物の部位に関しても，例えば道路構造物の橋梁であれば地覆，橋脚，橋台，桁などに細分化される．さらに，水の供給形態によってもスケーリングの進み方は変わってくる．

本研究ではスケーリングの進行性の特徴と，耐久性設計の基本的な考え方を明示することはできたが，構築したモデルを構成する諸係数および照査結果の判定基準は上記に示した多様な立地条件に大きく依存するため，現段階では全ての立地条件をカバーできるまでに至っていない．実務における凍害診断では，構造物を構成する個々の部材を対象に実施されるケースが多いことから，諸係数および判定基準の充実化に向けて今後も調査を継続し，提案した耐久性設計法の運用性の向上に努める必要がある．

7.3.2 2 種類以上の凍害形態が同時に進行した場合の評価システムの開発

凍害の診断・予測のモデルは，ひび割れに着目したモデルや，本研究で提案したスケーリングに着目したモデルといったように，単一の凍害形態の進行が前提となっている．しかし，現実的には 2 種類以上の凍害形態（例えばひび割れとスケーリング）が同時に進行しているケースが大半と考えられる．

寒冷地のコンクリート構造物におけるライフサイクルコストの適切な評価法の確立に向け，提案されたモデルの横断的活用など凍害による各種劣化形態が同時に進行することを想定した総合的な評価システムの開発が求められる．

7.3.3 既設構造物におけるスケーリング抵抗性向上対策

本研究ではどちらかと言うと，スケーリング抑制対策に関しては新設・打換え部材を中心に効

H18. 11. 24

海洋コンクリート構造物の配合条件の見直し(案)

1. 最大水セメント比

無筋構造物は「過去の実績を考慮」した加算値により決定しているが、凍結融解の影響を考慮して鉄筋構造物と同等の規格値に見直す。

【配合条件の根拠】

コンクリート標準示方書(施工編 p-377 付録 表 1.7.2)よる。

加算値は、気象条件及び凍結融解の影響が大きい地域のため 5%(=10-5)とする。

【見直し内容】

C－4:(環境＝水中) 根固方塊、根固・吸出防止用異形ブロック、基礎方塊 ⇒ W/C≦55%(=50+10−5)[現行通り]

C－4:(環境＝飛沫帯) 胸壁・上部場所詰、ケーソン蓋、堤体用方塊 ⇒ W/C≦50%(=45+10−5)[5%減]

2.「海洋コンクリート構造物の劣化要因に関する研究」の成果を踏まえた検討

報文より「推定 W/C と剥離度に相関が見られ。W/C45%以下は建設後 10 数年の供用においては概ね妥当な値といえる。」と整理されたが、剥離度の調査結果から W/C≦50 とする。

【検討結果】

・報文 (図－3「W/C の推定値と剥離度の関係」) より W/C≦50 に設定することで、剥離度の許容限界 (粗骨材の剥落を防ぐ観点からの上限値) を満足できるため、W/C≦50%は妥当と判断する。

・道路部門の配合条件との整合も考慮した。

3. 空気量

港湾の施設の技術上の基準・同解説より「一般的に 4.5%とし、寒冷地・凍害のおそれがある地域では適切に設定する」ことから、飛沫帯など凍害の恐れがある構造物はコンクリート標準示方書の規定値に見直す。

【補足】

配合条件を決定したH2年度の基準同解説は「4%(凍結融解作用の恐れのある一部の地域は 4.5%を標準)」と規定。

【配合条件の根拠】

コンクリート標準示方書(施工編 p-376 付録 表 1.6.1)よる。

【見直し内容】

C－4:(環境＝凍結融解無) 根固方塊、根固・吸出防止用異形ブロック、基礎方塊 ⇒ 空気量 4.5% [現行通り]

※示方書の規定値は 4.0%だが、技術基準の一般的な値 4.5%を適用

C－4:(環境＝飛沫帯、粗骨材 40 ㎜) 胸壁・上部場所詰、ケーソン蓋、堤体用方塊 ⇒ 空気量 5.5% [1.0%増]

C－6、C－6－1:(環境＝飛沫帯、粗骨材 40 ㎜) 海上部にかかるブロック等 ⇒ 空気量 5.5% [1.0%増]

C－7:(環境＝飛沫帯、粗骨材 40 ㎜) 舗装等 ⇒ 空気量 5.5% [1.0%増]

RC－6S、RC－7S:(環境＝飛沫帯、粗骨材 40 ㎜) ケーソン・矢板上部・直立消波等 ⇒ 空気量 5.5% [1.0%増]

~~RC－8S:(環境＝飛沫帯、粗骨材 25 ㎜) 桟橋上部 ⇒ 空気量 6.0% [1.5%増]~~ ※4－③により新規配合は設定しない。

図-7.2.1 行政（北海道開発局）への研究成果の還元・反映例（その 1）
海洋コンクリート構造物の配合条件の見直し(案) [7-2-3] に
第 3 章の研究成果が反映された（２．の部分）

B. 道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項

1. 総　則

1.1 はじめに

本事項は、道路橋コンクリート部材の凍害、凍・塩害の複合劣化を抑制する対策として、表面含浸材（対象はシラン系とケイ酸塩系の2種類）を適用するに際し、留意すべき内容を実務的なレベルでまとめたものである。ここでは、製品の選定や施工の方法といった初期性能に範囲を限定し、寒地土木研究所（以下：寒地土研）の研究成果や各種文献をもとに整理している。

施工後の検査方法や追跡調査の方法、冬期施工の詳細なマニュアル、既設への適用に際しての条件、実環境を勘案した経年的な劣化予測手法・性能照査手法、地覆や沓座以外の部位で施工が望ましい箇所など、未だ整理しきれていない事項についても引き続き資料収集や研究を行い、本事項に随時書き加え、今後改訂していく形で内容の充実を図る計画である。

ただし、本事項の適用の範囲は北海道開発局が発注する工事とする。

1.2 用語の定義

本事項で用いる用語を下記のとおり定義する。

1)	表面含浸材	劣化を受けやすいコンクリートの表層の品質を集中的に高めることを目的に使用される製品。塗装や表面被覆材とは異なり、性能を発揮する材料をコンクリートに含浸させて、コンクリート自体に特殊機能を付与する工法である。
2)	シラン系	コンクリートの表面および空隙の内壁に、撥水機能を有する疎水基を固着させ、外部からの吸水を抑えるタイプの製品。空隙は充填されないので組織はち密化しない。
3)	水　系	シラン系製品の多くは、浸透性能を高めるために主成分が希釈されている。水系とは、水で希釈された製品をいう。
4)	溶剤系	労働安全衛生法の有機溶剤中毒予防規則に掲げられている有機溶剤で希釈された製品のうち、希釈に使用された溶剤の重量が表面含浸材全体の5%以上の製品を指す。希釈の理由は3)に同じである。
5)	無溶剤系	水系、溶剤系、いずれにも該当しない製品をいう。希釈に用いられた有機溶剤の重量が表面含浸材全体の5%未満であるものや、規則に掲げられていない溶剤で希釈されたもの（使用量は問わない）などが該当する。
6)	有効成分量	一般には、製品に含まれる主成分（シラン）の量を示す。通常はパーセントで表示される。

3-ヨB-1 【H20.04改訂】

図-7.2.2　行政（北海道開発局）への研究成果の還元・反映例（その 2）
道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項[7-2-4] に
第 6 章の研究成果が反映された

果の検証と評価を行ってきた．しかし，例えば，劣化・老朽化した橋梁高欄の取り替えに際しては従来，地覆コンクリートも合わせて撤去・交換されるケースが多かったものの，近年は**写真-7.3.1**に示すように高欄のみを交換し，既存の地覆コンクリートはそのまま使い続けるケースが増えている．これは，既存コンクリートを長く有効活用する重要性が高まっていることを意味している．既設コンクリートの凍害の程度は供用年数や環境によって異なるが，ライフサイクルコスト縮減の観点から，これらの部材を対象とした凍害の進行抑制対策に関する検討も重要な課題である．

また，シラン系表面含浸材に関する研究成果は**図-7.2.2**に示したように行政の実務に反映されたところであるが，これは最終目標ではなく，人々の生活を支える寒地土木構造物の効率的な維持・保全の実現に向けての一つの通過点に過ぎない．今後も要領の妥当性の検証やフォローアップを行うなど，寒地土木構造物の品質確保に努める必要がある．



写真-7.3.1　高欄取り替え後の状況（北海道内の道路橋）

第 7 章の参考文献

[7-2-1] 参考文献［6-1-5］

[7-2-2] 参考文献［3-5-12］

[7-2-3] 北海道開発局：海洋コンクリート構造物の配合条件の見直し(案)資料，2006.11.

[7-2-4] 道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項：北海道開発局道路設計要領第 3 集第 2 編参考資料 B（http://www.hkd.mlit.go.jp/zigyoka/z_doro/download/downlord.html）

学位論文に関係する既発表論文の目録

2010 年 12 月（学位論文提出時点）までに公表した学位論文に関係する既発表論文（一部，投稿中を含む）を発表順に示す．ここでは筆者自らが執筆し，発表した論文についてのみ記載する．筆者が連名者となっている論文は割愛する．末尾に記載したカッコ内の数字は関係する学位論文の章である．

1. 学会誌・学会論文集への掲載論文（4 編，査読付）

1) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：塩化物水溶液による長期凍結融解作用を受けたコンクリートのスケーリング特性，土木学会論文集，No.725/V-58，pp.227-244，2003.2（第 2 章）
2) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊，星俊彦，太田利隆，佐伯昇，名和豊春：10 数年および約 40 年経過した北海道の港湾コンクリート構造物のスケーリング進行性評価，土木学会論文集 E，Vol.64，No.3，pp.484-499，2008.9（第 3 章）**【平成 20 年度土木学会吉田賞（論文部門）受賞】**
3) 遠藤裕丈，田口史雄，名和豊春：スケーリングの進行性に及ぼす凍結融解を受けるまでの期間の暴露環境の影響，土木学会論文集 E，Vol.66，No.3，pp.348-365，2010.9（第 4 章）
   【本論文は，土木学会論文集編集委員会 E2 分冊編集小委員会より「平成 22 年度土木学会吉田賞（論文部門）」の推薦を受けた（2010 年 12 月 9 日付）】
4) 遠藤裕丈，田口史雄，宮本修司，村中智幸，後藤浩之，林大介，坂田昇，名和豊春：シラン系表面含浸材による寒冷地のコンクリート構造物の耐久性向上効果，土木学会論文集 E（登載は決定済（2010 年 12 月 15 日付）であるが，掲載月は連絡待ち）（第 6 章）

2. 上記に準ずる論文（12 編，査読付）

1) Sakai, K., Kumagai, M., Abe, K. and Endoh, H. : Effect of Pore Structure on Scaling Deterioration of Concrete, *The 3rd International Conference on Concrete Under Severe Conditions*, Vol.1, pp.396-403, 2001.6（論文執筆と発表は筆者）（第 2 章）
2) 遠藤裕丈，熊谷守晃，嶋田久俊：長期凍結融解による表面剥離に及ぼす凍結防止剤の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.613-618，2001.6（第 2 章）
3) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：養生と乾燥日数が異なるコンクリートの凍害と塩害の複合劣化特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.741-746，2002.6（第 4 章）
4) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：透水性型枠を使用したコンクリートのスケーリング特性について，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.617-622，2003.7（第 6 章）
5) 遠藤裕丈，田口史雄，林大介，坂田昇：浸透性吸水防止材を塗布したコンクリートのスケーリング特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.987-992，2004.6（第 6 章）

6) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：スケーリング劣化の予測に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.733-738，2005.6（第 5 章）

7) 遠藤裕丈，田口史雄，谷本俊充：寒冷環境下におけるシラン系表面含浸材によるコンクリートの保護効果に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.2081-2086 2006.6（第 6 章）

8) Endoh, H., Taguchi, F. and Shimada, H. : Fundamental Study on Estimation of Concrete Scaling Deterioration, *The 5th International Conference on Concrete Under Severe Conditions*, Vol.1, pp.673-680, 2007.6（第 5 章）

9) 遠藤裕丈，田口史雄，小野俊博，登靖博：ケイ酸塩系表面含浸材を施工したコンクリートのスケーリング抵抗性の基礎的評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1203-1208, 2007.7（第 7 章）

10) 遠藤裕丈，田口史雄，名和豊春：スケーリングに及ぼすコンクリート中の塩化物イオン量の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.903-908，2008.7（第 4 章）

11) 遠藤裕丈，田口史雄，名和豊春：スケーリング進行性評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1129-1134，2009.7（第 2 章，第 3 章）**【第 31 回コンクリート工学講演会年次論文奨励賞受賞】**

12) Endoh, H. and Taguchi, F. : The Effect of Using Surface Penetrate Materials (Silane Type) to Control the Scaling of Wheel-Guard Concrete on Highway Bridges, *The 6th International Conference on Concrete Under Severe Conditions*, Vol.2, pp.1149-1156, 2010.6（第 6 章）

3. 雑誌投稿（1 編，査読付）

1) 遠藤裕丈 : 表面含浸工法による劣化抑制対策の現状と課題, コンクリート工学, Vol.48，No.5，pp.97-100，2010.5（第 6 章）

4. 研究報告（38 編）

1) 遠藤裕丈, 堺孝司, 熊谷守晃 : コンクリートの耐凍害性評価試験, 開発土木研究所月報, No.533, pp.20-26，1997.10（第 1 章）

2) 遠藤裕丈，熊谷守晃，嶋田久俊：凍結防止剤によるコンクリートのスケーリング劣化に関する研究，開発土木研究所月報，No.548，pp.2-10，1999.1（第 2 章）

3) 遠藤裕丈，熊谷守晃，嶋田久俊：凍結防止剤によるコンクリート構造物の凍害劣化に関する研究，開発土木研究所月報，No.556，pp.21-31，1999.9（第 2 章）

4) 遠藤裕丈，熊谷守晃，嶋田久俊：塩化物水溶液によるコンクリートの長期スケーリングに及ぼすコンクリート表面の品質の影響に関する実験的研究，融雪剤によるコンクリート構造物

の劣化研究委員会報告書・論文集，pp.147-152，1999.11（第 2 章）

5) 遠藤裕丈，熊谷守晃，嶋田久俊：凍結防止剤浸漬下におけるコンクリートの長期凍結融解劣化挙動，開発土木研究所月報，No.572，pp.2-17，2001.1（第 2 章）

6) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：凍結防止剤によるコンクリートのスケーリングに及ぼす養生・乾燥の影響，平成 13 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 58 号，pp.818-821，2002.1（第 4 章）**【平成 13 年度土木学会北海道支部奨励賞受賞】**

7) 遠藤裕丈，阿部勝彦，大沢義之：羽幌港消波ブロックコンクリートの凍害劣化抑制対策の検討，第 45 回（平成 13 年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集，2002.2（第 1 章）**【第 45 回北海道開発局技術研究発表会奨励賞受賞】**

8) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：塩化物水溶液によるコンクリートの長期スケーリング抑制に関する一考察，平成 14 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 59 号，pp.808-811，2003.1（第 2 章）

9) 遠藤裕丈，田口史雄，窪内篤：海洋コンクリート構造物の表面はく離要因に関する調査，第 46 回（平成 14 年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集（CD-ROM），2003.2（第 3 章）**【第 46 回北海道開発局技術研究発表会奨励賞受賞】**

10) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：コンクリートのスケーリング長期抑制に効果的な品質条件に関する一考察，北海道開発土木研究所月報，No.600，pp.9-20，2003.5（第 2 章）

11) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：プルオフ引張試験によるスケーリング劣化の予測に関する基礎的研究，平成 15 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 60 号，pp.756-757，2004.1（第 5 章）

12) 遠藤裕丈，田口史雄，小尾稔，林大介，坂田昇：撥水材を塗布したコンクリートのスケーリング抵抗性に関する基礎的研究，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，コンクリートライブラリー59，pp.19-22，2004.2（第 6 章）

13) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：凍結防止剤および海水によるスケーリング劣化の予測に関する基礎的研究，北海道開発土木研究所月報，No.610，pp.23-30，2004.3（第 5 章）

14) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：寒冷地における透水性型枠工法の適応性に関する基礎的研究，透水・脱水によるコンクリートの品質改善に関するシンポジウム委員会報告書・論文集，pp.249-254，2004.9（第 6 章）

15) Endoh, H., Atsumi, Y., Taguchi, F., Shimada, H., Kubouchi, A., Hoshi, T., Ohta, T. and Saeki, N. : Research on Cause of Scaling Deterioration of Offshore Concrete Structure, *The 7th International Symposium on Cold Region Development*, Topic E-93 (CD-ROM), 2004.9（第 3 章）

16) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：高炉セメントを用いたコンクリートのスケーリング抵抗性低下要因について，平成 16 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 61 号（CD-ROM），2005.1

（第 2 章）
17) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊，渥美洋一，窪内篤，星俊彦，太田利隆，佐伯昇：建設から 10 数年経過したコンクリート防波堤での表面剥離調査, 北海道開発土木研究所月報, No.622, pp.14-22，2005.3（第 3 章）
18) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊，渥美洋一，窪内篤，星俊彦，太田利隆，佐伯昇：10 数年経過した寒冷地のコンクリート防波堤での表面剥離調査，自然環境とコンクリート性能評価に関するシンポジウム委員会報告書・論文集，pp.215-222，2005.6（第 3 章）
19) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊，渥美洋一，窪内篤，星俊彦，太田利隆，佐伯昇：約 40 年を経た寒冷地コンクリート防波堤での複合劣化（塩分と凍結融解）調査，北海道開発土木研究所月報，No.631，pp.17-27，2005.12（第 3 章）
20) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊，渥美洋一，窪内篤，星俊彦，太田利隆，佐伯昇：建設から 10 数年および約 40 年経過した防波堤での塩害・凍害調査，平成 17 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 62 号（CD-ROM），2006.2（第 3 章）
21) 遠藤裕丈，田口史雄，谷本俊充：シラン系表面含浸材によるコンクリートの保護効果に関する研究－試験施工 1 年目の評価－，第 49 回（平成 17 年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集（CD-ROM），2006.2（第 6 章）
22) 遠藤裕丈，田口史雄，谷本俊充：寒冷環境下でのシラン系表面含浸材の試験施工 1 年目の評価，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・浸透性吸水防止材に関する論文，コンクリートライブラリー68，pp.237-254，2006.4（第 6 章）
23) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：寒地防波堤上部工天端のスケーリング抵抗性の判定に関する一考察，土木学会第 61 回年次学術講演概要集，pp.789-790，2006.9（第 3 章）**【土木学会第 61 回年次学術講演会優秀講演者表彰受賞】**
24) 遠藤裕丈，田口史雄，谷本俊充，小野俊博：シラン系表面含浸材によるコンクリートのスケーリング抑制対策に関する研究－試験施工 1 年目の評価－，寒地土木研究所月報，No.640, pp.10-20，2006.9（第 6 章）
25) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：スケーリング劣化抵抗性の予測・判定手法の一提案：コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム論文集，pp.23-30，2006.12（第 5 章）
26) 遠藤裕丈，田口史雄：シラン系表面含浸材の含浸性状とコンクリートの品質との関係，平成 18 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 63 号（CD-ROM），2007.1（第 6 章）
27) 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：スケーリング劣化に及ぼすコンクリート細孔の湿潤状態の影響に関する一検討，寒地土木研究所月報，No.644，pp.3-10，2007.1（第 4 章）
28) 遠藤裕丈，田口史雄，小野俊博：美幌橋におけるシラン系表面含浸材試験施工 2 年目の評価，

第 50 回（平成 18 年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集（CD-ROM），2007.2（第 6 章）

29) 遠藤裕丈，田口史雄，小野俊博：表面含浸材を施工したコンクリートの塩化物イオンの拡散予測に関する基礎的研究，第 51 回（平成 19 年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集（CD-ROM），2008.2（第 6 章）**【第 51 回北海道開発局技術研究発表会協会長賞受賞】**

30) 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（第 6 章）

31) 遠藤裕丈，田口史雄，小野俊博，登靖博：シラン系表面含浸材を試験施工した寒冷地の道路橋地覆コンクリートの追跡調査 3 年目までの評価，土木学会第 63 回年次学術講演概要集，pp.553-554，2008.9（第 6 章）

32) 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（第 6 章）

33) 遠藤裕丈，吾田洋一，伊藤憲章：道路設計要領の目安を満足するシラン系表面含浸材を用いたコンクリートのスケーリング抵抗性の評価，第 52 回（平成 20 年度）北海道開発局技術研究発表会発表概要集，2009.2（第 6 章）

34) 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（第 7 章）

35) 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，pp.794-795，2009.9（第 7 章）

36) 遠藤裕丈，田口史雄：凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリング劣化の簡易予測モデルの構築，寒地土木研究所月報，No.680，pp.2-11，2010.1（第 2 章，第 3 章）

37) 遠藤裕丈，田口史雄，山脇剛：表面含浸材と含浸性防錆材の併用による既設コンクリート構造物の鉄筋腐食の進行抑制に関する基礎的検討，第 53 回（平成 21 年度）北海道開発技術研究発表会発表概要集，2010.2（第 7 章）**【第 53 回北海道開発技術研究発表会寒地土木研究所長賞受賞】**

38) 遠藤裕丈，田口史雄，山脇剛：表面含浸工法による既設コンクリート構造物の鉄筋腐食抑制効果の基礎的評価，平成 22 年度国土技術研究会（イノベーション部門），2010.10（第 7 章）**【平成 22 年度国土交通省国土技術研究会優秀賞受賞】**

謝　辞

本論文は，私が 1996 年 4 月に北海道開発局に入局し，新規配属となった開発土木研究所材料研究室（現：独立行政法人土木研究所寒地土木研究所耐寒材料チーム）において約 15 年間行ってきたスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究の成果をまとめたものです．

北海道大学大学院工学研究科教授 名和豊春博士には，社会人博士後期課程への入学を快く受け入れていただくとともに，終始一貫，懇親丁寧なご指導を賜りました．実験データの解析方法に迷い，挫けそうになった時は身に余るご教示と激励をいただき，大変勇気づけられました．

本論文の審査を通じて，同教授 三上隆博士，同教授 杉山隆文博士，同准教授 胡桃澤清文博士には多くの貴重なご意見をいただきました．

寒地土木研究所の川村和幸所長，西村泰弘審議役，尾初瀬徳生企画室長代理，高橋守人寒地基礎技術研究グループ長には，博士後期課程への入学にご理解，ご許可いただいた上，多大なご支援を賜りました．私の仲人親である前所長の能登繁幸博士には，社会人博士後期課程への入学についてご相談させていただいた際に暖かいご助言と励ましをいただきました．耐寒材料チームの上席研究員田口史雄博士をはじめチームの皆様には，ご協力とご指導のみならず，精神的にも大きく支えていただきました．

実験に際しては，上山試錐工業(株)の高橋亮一氏，今井卓氏，渡辺一司氏，兒玉利寛氏，前日鐵セメント(株)の渡辺宏氏をはじめ，多くの方々から心温まるお力添えをいただきました．

第 3 章の防波堤上部天端面での調査に際しては，北海道開発局港湾空港部より現場の提供と調査船の手配など全面的なご協力をいただきました．また，データのとりまとめにあたり，寒地土木研究所寒地技術推進室の嶋田久俊総括主任研究員，日鐵セメント(株)星俊彦氏，北海道大学名誉教授佐伯昇博士，前開発土木研究所長太田利隆博士より，貴重なご助言を賜りました．

第 6 章のシラン系表面含浸材に関する実験と試験施工および追跡調査に際しては，北海道開発局建設部より現場の提供とご支援，荒井建設，旭化成，アトミックス，カジマリノベイト，小林塗装，下田通商，住友精化，ダイキン，大同塗料，中大実業，日本ペイントほか関係各位（50 音順）にはシラン系表面含浸材の提供と実橋での施工のご協力，寒地土木研究所の道央，道南，道北，道東の各支所には追跡調査の際に関係機関との連絡調整など様々なご協力をいただきました．また，共同研究で日頃より大変お世話になっている鹿島建設(株)技術研究所の坂田昇博士と林大介博士をはじめ，土木学会コンクリート委員会「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」の委員の方々より，シラン系表面含浸材の知識と技術についてご教示，ご指導を賜りました．

他，ここに挙げることができなかった方を含む多くの皆様に支えられ，学位論文を完成させる

ことができました．ここに深謝の意を申し上げます．

今後もコンクリート構造物の効率的な維持管理，品質確保のため，微力ながらお役に立てるよう，精一杯努力する所存でございます．引き続き変わらぬご指導を賜りますよう，よろしくお願い申し上げます．

最後に，私事ではありますが，学業と仕事の両立を選んだ私に戸惑いながらも理解を示し，疲れが出て悄然となった時に私の心を支え，陰ながら暖かく応援してくれた妻・香澄と 2 人の娘（香苗，香代），父，そして，私が 29 歳の時に 51 歳で他界し，今は天国から見守ってくれている母に感謝します．

2011 年 3 月　遠藤　裕丈