

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

遠藤 裕丈¹・田口 史雄²・嶋田 久俊³・星 俊彦⁴・太田 利隆⁵・佐伯 昇⁶・名和 豊春⁷

¹正会員 寒地土木研究所 耐寒材料チーム 研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3)
E-mail:96199@ceri.go.jp

²正会員 寒地土木研究所 耐寒材料チーム 上席研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3)

³正会員 寒地土木研究所 耐寒材料チーム 総括主任研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3)

⁴非会員 日鐵セメント(株) 研究開発部 研究開発グループリーダー (〒050-0087 室蘭市仲町64)

⁵フェロー会員 Electric Power Corporation, Senior Civil Engineer (PO Box2011, Apia, Samoa)

⁶フェロー会員 第三者社会基盤技術評価支援機構・北海道 理事 (〒061-1424 恵庭市大町1)

⁷正会員 北海道大学大学院教授 工学研究科 (〒062-8602 札幌市北区北13西8)

建設から10数年および約40年間北海道の沿岸に曝された防波堤の上部天端面において、コンクリートの物理・化学調査を実施し、スケーリングの進行性に関して解析による検討を行った。調査では、圧縮強度が35MPa以上で、深さ0~50mmのコンクリートの品質が良好な防波堤では約40年に亘り比較的優れたスケーリング抵抗性を有していたこと等が確認された。これらの調査データを重回帰分析し、重み係数を乗じた影響因子を組み合わせたスケーリング進行性指標値 γ を提案した。 γ の常用対数をとった $\log \gamma$ が概ね0以上の防波堤は大きな剥離度を呈する等、劣化予測手法としての γ の有効性を確認した。さらに、コンクリート内部の損傷状況の評価に際しての留意点も考察した。

Key Words : harbor concrete structure, freeze and thaw, sea water, scaling, deterioration prediction

1. はじめに

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⁾が、その多くは間もなく老朽化を迎える。今後は新設投資が減少し、構造物の維持管理と更新に要する費用がこれを大きく上回ることが予想されている²⁾。我が国の財政事情は厳しく、全ての構造物を更新することは極めて困難で、社会基盤ストックの有効活用が重要な課題となっている。

この背景を受けて土木学会においては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、コンクリート標準示方書〔施工編〕が変更された³⁾。また、翌年2001年1月にはコンクリート標準示方書〔維持管理編〕が発刊され、供用期間中における効率的な維持管理の考え方が明文化された⁴⁾。これにより、コンクリート構造物の設計、維持管理では、ライフサイクルコストに配慮した検討がさらに促進された。

耐久性と経済性を考慮した実用的なストックマネジ

メント計画を策定するには、コンクリート構造物の劣化予測を適切に行う必要がある。しかしながら、コンクリート構造物がおかれている環境は複雑で、2種類以上の劣化因子が複合的に作用するケースも多い。そのような環境下では、劣化予測を精度よく行うことが現時点の技術レベルでは困難なため、大まかな見通しを立てて対応しているのが現状である。コンクリート構造物の耐久性に対する意識が高まっている昨今、ストックマネジメント計画の信頼性に直結する予測技術の精度の向上を図ることが重要である。

北海道においては、凍結融解は代表的な劣化因子であるが、沿岸部ではさらに塩分の作用も受ける。このため、スケーリングが多く発生することが知られている。今井らは、耐久性から定まる最大水セメントやその他の配合条件を基に定められた配合基準⁵⁾に準じて造られ、1~9年経過した沿岸部のAEコンクリートは、59%が何らかの凍害を受け、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1~2年でスケーリングが生じていた調査結果を報告している⁵⁾。また、北海道土木技術会が行った北海

道沿岸全域での調査によると、凍害による表面剥離の発生率は消波ブロックが 88%、防波堤・岸壁が 69%に及んでいる⁹⁾。

このような中、塩分環境下でのスケーリングの促進要因についてはメカニズムの研究が着々と進められている^{例えば7)~12)}。しかし、実環境下でのスケーリングの進行性を予測・評価する方法に関しては研究成果が極めて少ない。特に凍害に関しては、水分の供給条件や供試体の設置場所が結果に大きく影響する、試験期間に長期を要する、試験データと構造物の劣化との関係が明確ではない等、試験の難しさも指摘されている¹³⁾。

そこで本研究では、実環境下で凍結融解と塩分の複合作用を受けるコンクリート構造物のスケーリングの進行性を明らかにするため、2001~2005年の5年間に亘り、建設から10数年および約40年を経た北海道内の防波堤上部の天端面にてコンクリートの物理・化学調査を実施した。そして、調査データの重回帰分析を行い、スケーリングの進行性を予測・評価する方法を示した。また、一部の防波堤ではスケーリングに加え、コンクリート内部の損傷状況の評価も行った。

2. 調査箇所および試験項目の概要

(1) 調査対象構造物の選定

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, D, E, F 港の防波堤を選定した。図-1 に調査港の位置を示す。調査箇所は防波堤上部の天端面とした。調査対象とした部材は無筋コンクリートである。コンクリートの劣化機構は一般に8種類に大別される¹⁴⁾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われが発生している箇所等、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の対象から除外し、スケーリングのみが生じており、劣化の主因が凍害と診断された箇所のみを選定している。

(2) 冬期環境

表-1 に選定した各港の冬期環境として、2000~2004年度の5年間のアメダス¹⁵⁾から求めた12~3月の最低気温 t_{min} (°C)と凍結融解日数 D_f (日)および凍結持続日数 D_f (日)を示す。数値は5年間の平均である。なお、コンクリートの凍結温度は一般的に-2°Cと考えられている¹⁶⁾ことから、凍結融解日数は最低温度が-2°C以下で最高温度が-2°Cよりも高い日を、凍結持続日数は最低温度と最高温度がいずれも-2°C以下の日をカウントしている。最低気温の最低値は、A~E 港は-8.2~-10.4°Cであったが、

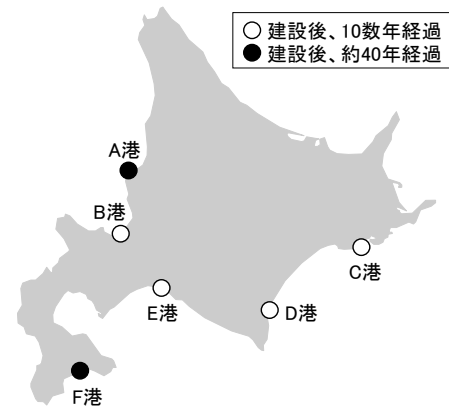


図-1 調査港の位置

表-1 各港の冬期環境

A 港(凍害危険度 2)				D 港(凍害危険度 4)			
月	t_{min}	D_f	D_f	月	t_{min}	D_f	D_f
12	-5.3	19	8	12	-7.2	23	4
1	-8.4	19	10	1	-9.5	18	11
2	-7.4	15	10	2	-9.9	16	12
3	-3.9	15	4	3	-4.9	19	3
B 港(凍害危険度 2)				E 港(凍害危険度 3)			
月	t_{min}	D_f	D_f	月	t_{min}	D_f	D_f
12	-5.5	19	8	12	-6.7	23	4
1	-8.4	20	10	1	-8.2	25	5
2	-7.5	15	11	2	-8.1	21	5
3	-3.8	18	3	3	-4.2	20	1
C 港(凍害危険度 4)				F 港(凍害危険度 2)			
月	t_{min}	D_f	D_f	月	t_{min}	D_f	D_f
12	-8.8	24	4	12	-3.0	12	6
1	-10.1	20	8	1	-4.5	18	5
2	-10.4	18	8	2	-4.2	15	6
3	-4.9	18	2	3	-0.5	12	0

表中の記号は、

t_{min} : 最低気温(°C)

D_f : 凍結融解日数(日)

D_f : 凍結持続日数(日)を表している。

表中の数値は、2000~2004年度の5年間のアメダス¹⁵⁾から求めた各月ごとの平均を示している。

F 港はこれらに比べるとやや高い-4.5°Cであった。12~3月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のほか、最低温度、凍結融解回数等の影響も受ける。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¹⁷⁾。数値が大きいほど、凍害の予想程度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ると、今回選定した 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。

表-2 調査箇所の一覧，調査年次，試験項目

	港	防波堤名	調査箇所	経過年数	剥離度 (mm)	調査年次 (2000年代)					試験項目				
						01	02	03	04	05	配合推定	圧縮強度	気泡分布	EPMA	超音波
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	4.3			○			○	○	○	○	○
11			d2	16	5.0			○			○	○	○	○	○
12			d3	16	3.2			○			○	○	○	○	○
13			d4	16	2.6			○			○	○	○	○	○
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				○		○	○	○	○

(3) 調査箇所の一覧およびスケーリングの状況

表-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）と数字を組み合わせた a1, a2, …, f5 の記号で表示している。構造物はいずれも日射面で海上にあり、汀線距離は 0m である。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。使用されたセメントの種類については，報告書¹⁸⁾および防波堤を管轄する各港湾事務所からの提供資料等によると高炉 B 種であるが，水セメント比など施工時の配合に関しては，記録の所在が不明で確認できなかった。

なお，スケーリングの程度を表す指標について，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，剥離深さと剥離面積率から評価する「剥離度」を式(1)のように提案している¹⁸⁾。

$$D_m = D \times A_s \quad (1)$$

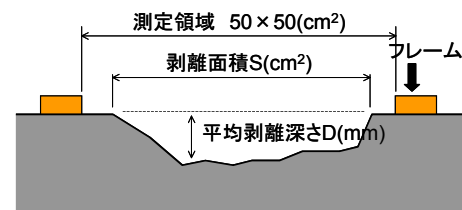


図-2 剥離度の測定方法

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

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^{例えば 19)}および剥離度^{例えば 20), 21)}を評価指標としている。本研究においても，将来的にこれらのデータと相互比較が行えるよう，損傷度を剥離度で定量的に表すこととした。剥離度は委員会の提案手法¹⁸⁾に準じて測定した。図-2 に示すように，まず測定対象箇所に 50×50cm のフレーム枠を置き，ダイヤル式デプスゲージを用いて剥離深さを枠内で 10 点測定し，その平均値を D とした。なお，

スケーリングが全面的に極めて激しく、基準面が残っていない箇所 (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トレースして写真を撮り、写真から剥離面積 $S(\text{cm}^2)$ を求め、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、配合推定によるコンクリート中の水セメント比の分布のみを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-2 の通りである。剥離度の有効数字は既往の文献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 と剥離度が極めて少ない箇所もあった。写真-1 に剥離度 31mm のスケーリングの状況を一例として示す。



写真-1 スケーリングの一例 (A港, a1, 剥離度31mm)



写真-2 コア採取の状況 (F港)

(4) コア採取および試験項目

写真-2 にコア採取の状況を示す。表-2 で示したように、調査項目には塩化物イオンの測定が含まれている。一般には、塩化物イオンの測定では乾式コアが用いられる。しかし、本研究においては、凍害による損傷が極めて顕著な箇所もあり、形を崩さずにコアを採取するには、作業上の制約から潤滑性に富む湿式のボーリングマシ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。コアの直径は粗骨材最大寸法の3倍以上と JIS A 1107 で規定されている。本研究で選定した防波堤の粗骨材最大寸法はおよそ 20~40mm であったため、コア直径は 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。

コア採取後、以下の試験を行った。各港の調査年次および試験項目は表-2 の通りである。図-3 はそれぞれの試験に用いたコアの部位を示している。

a) 配合推定

配合記録が残されていないため、本研究では配合推定によりコンクリートの水セメント比と単位セメント量を調べることにした。剥離面から深さ 0~50mm、深さ 350~400mm の 2 箇所からコンクリートを切り出し、A, B, C, D, E 港についてはセメント協会法の F-18 に準じて行った。なお、F 港は、防波堤に使用されている骨材が石灰石であったことから、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²⁰⁾ によって行った。

b) 圧縮強度

圧縮強度の測定は、剥離面から深さ 50~350mm のコンクリートを用いて行った。コンクリートカッターで深さ 0~50mm の部分と、深さ 350mm よりも深い部分のコンクリートを切り取って $\phi 150 \times 300\text{mm}$ の供試体を整

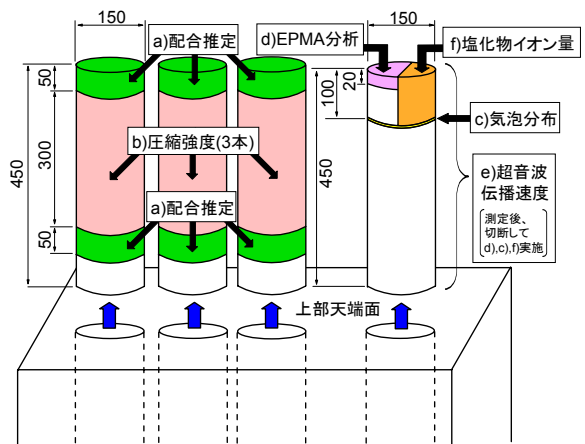


図-3 試験に用いたコアの部位

形し、JIS A 1107 に準じて試験を行った。

c) 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。コアを輪切りし、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。

d) EPMA 分析

スケーリングに及ぼすコンクリート中の化学成分の影響について調べるため、EPMA によるマッピング分析を行った。分析範囲は剥離面から深さ 20mm までとした。

剥離面に対して垂直方向にコアを切断して試料を切り出し、分析面にカーボン蒸着し、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、加速電圧 15kV、試料電流 100nA、プローブ径 30 μ m、測定時間 40msec/ピクセルとした。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。

e) 超音波伝播速度

2001～2002 年は対象をスケーリングに絞って調査を進めてきたが、2003～2005 年はスケーリングに加えて凍害によるコンクリート内部の損傷にも着目し、超音波伝播速度と塩化物イオン量の測定（後述）を試験項目に追加し、調査を行っている。

超音波伝播速度は、コアの両側面にセンサーを当て、剥離面から深さ方向に 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。

f) 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を用いて 20mm 幅でコアをスライスし、スライス片を粉碎した後、JCI-SC4（硝酸銀滴定法）により塩化物イオン量を測定した。

3. コンクリートの品質の影響

(1) コンクリート内部の水セメント比の分布

図-4 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。ここでは全防波堤のデータをプロットしている。水セメント比は表層の方が全体的に大きい傾向にあり、内部に比べると平均で 1.1 倍、最大で 1.6 倍大きかった。これは、打設作業時にブリーディングが生じたことで、コンクリート表層の単位水量が増加したものと推察される。なお、図に併記した 1), 2) のプロットは、他の値に比べると大きく飛び離れていた。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では、コンクリートの耐久性から定まる水セメント比は最大 66%²³⁾とされているが、これよりも高い値であった。

(2) 水セメント比と剥離度の関係

図-5 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。なお、水セメント比の目盛の最大値を 75% にとどめた関係で、図-4 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。しかし、F 港は水セ

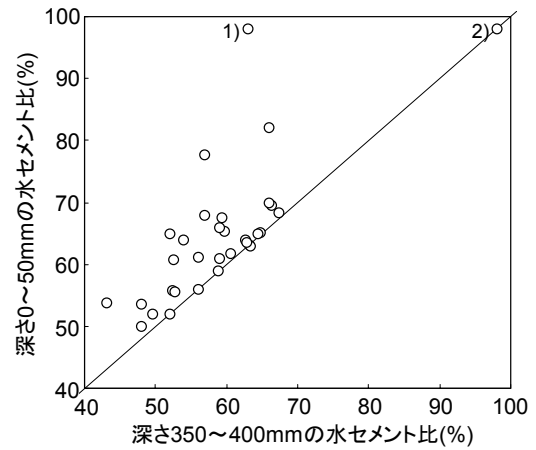


図-4 深さ 350～400mm と深さ 0～50mm の水セメント比（配合推定値）

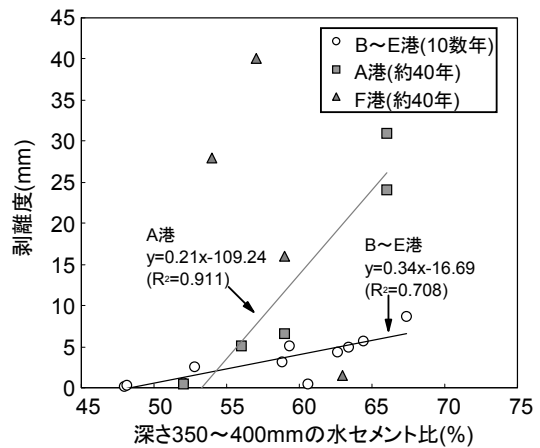


図-5 深さ 350～400mm の水セメント比（配合推定値）と剥離度の関係



写真-3 F 港の fl のコア試料（深さ 50～350mm）

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 に F 港の調査箇所 fl（配合推定による水セメント比 57%）から採取したコア試料の外観を示す。コアの側面には、白色のブリーディングの痕やジャンカが多く観察された。このことから、fl では適切な打ち

込みがなされていないように思われる。

図-6 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 年経過の A, F 港をみると、ともに水セメント比が約 60%を上回ると剥離度が急増する形の分布を呈し、剥離度は表層の水セメント比と良く対応した。

これらのことは、打ち込み時の配合が適切であっても、施工の影響で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生ずると、スケーリング抵抗性は低下することを示している。

(3) 単位セメント量および圧縮強度と剥離度の関係

次に、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検討した。既往の報告では、単位セメント量が 290kg/m^3 以上にな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、これに対応する圧縮強度は 280kgf/cm^2 (27.5MPa) 以上であったことが述べられている⁶⁾。

図-7 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、単位セメント量増加に伴って剥離度は減少し、 250kg/m^3 以上では剥離度が極めて小さくなっており、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 港の一部は、単位セメント量は大きいものの、剥離度は大きい結果となっている。F 港の一部では、写真-3 で示したように施工不良箇所の存在が確認されていることから、これは配合ではなく打設方法など施工性の影響が疑われる。

図-8 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 港の防波堤は、圧縮強度と剥離度が良く対応している。本研究の範囲では、圧縮強度が 35MPa 以上のコンクリートは約 40 年間優れたスケーリング抵抗性を示す傾向が示された。一方、10 数年経過の B~E 港は $20\sim30\text{MPa}$ 間にデータが集中しているが、概ね右肩下りの分布となっている。図をみると、圧縮強度が 25MPa 以上の一部の防波堤では剥離度がほぼゼロとなっているが、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、構造物の予定使用年数に応じた検討を行う必要がある。

(4) コンクリートの気泡分布

図-9 に全防波堤における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 $0.7\sim2.4\%$ であった。A 港は $4.3\sim5.8\%$ 、B~E 港は $2.1\sim4.8\%$ の範囲にプロットが集中しているが、一部で値が大きいものもあった。一般に、コンクリートが硬化すると空気量はフレッシュ時に比

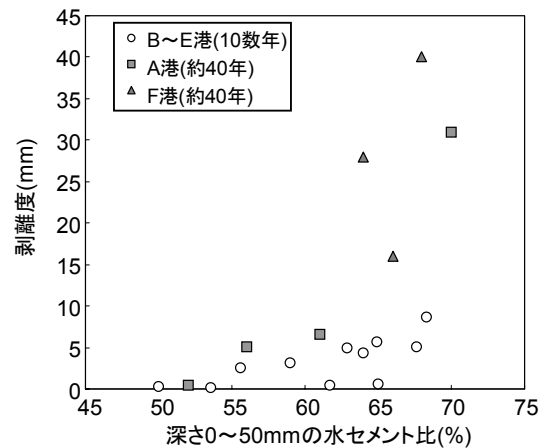


図-6 深さ 0~50mm の水セメント比（配合推定値）と剥離度の関係

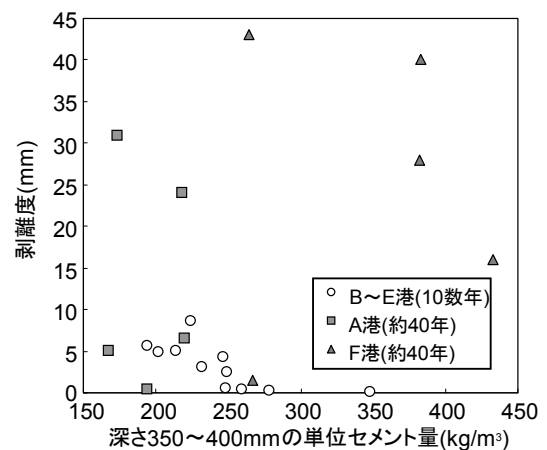


図-7 深さ 350~400mm の単位セメント量（配合推定値）と剥離度の関係

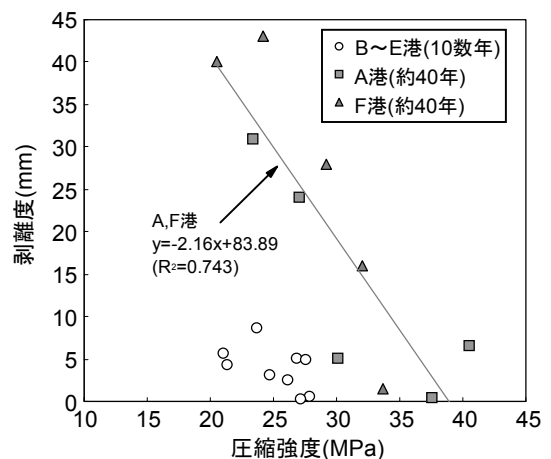


図-8 圧縮強度と剥離度の関係

べて 1~2 割減少する²⁴⁾とされている。これらを考慮すると A 港では $5.4\sim7.3\%$ 、B~E 港では $2.6\sim6.0\%$ 、F 港では $0.9\sim3.0\%$ の空気量のコンクリートが打設されている可能性がある。

なお、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²⁵⁾からである。それ以前は「使用が望ましい」とされていた²³⁾。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 年以前に建設されていることを考えると、non-AE コンクリートが使用されている可能性が高い。

(5) 気泡分布と剥離度の関係

鮎田らは、流氷海域である網走のオホーツク海にて 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%）、コンクリートの空気量はスケーリングの抑制に効果をもたらす実験結果を報告している²⁰⁾。そこで、空気量ならびに気泡間隔係数と剥離度の関係について検討した。

図-10 は硬化コンクリートの空気量と剥離度、図-11 は気泡間隔係数と剥離度の関係である。図-10 の丸印で囲ったプロットを除いてみると、空気量が大きく、気泡間隔係数が小さくなるに伴って剥離度は減少する傾向が見受けられる。空気の効果は防波堤でも概ね認められた。丸印で囲った調査箇所は深さ 350～400mm の水セメント比が 66%と大きい箇所であり、このマイナスの要素が空気の効果を打ち消すように大きく作用したことが相関逸脱の一因と考えられる。

4. コンクリート中の化学成分の影響

(1) CaO 濃度と剥離度の関係

写真-4 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、ピンク、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シフトしていることが定性的に読み取れる。

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について定量的に検討した。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% の中間をとって 3.75%、以下同じ方法で、青は 11.25%、水色 18.75%、緑 26.25%、黄 33.75%、赤 41.25%、ピンク 48.75%、白 56.25%とした。次に、写真-5 に示すように EPMA 画像（20×20mm）に 1×1mm 寸法のメッシュ線を引き、各色のマス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(2)より CaO 濃度を推算した。

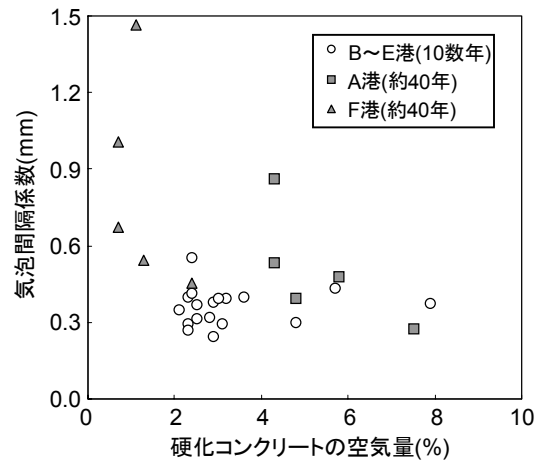


図-9 空気量と気泡間隔係数の関係

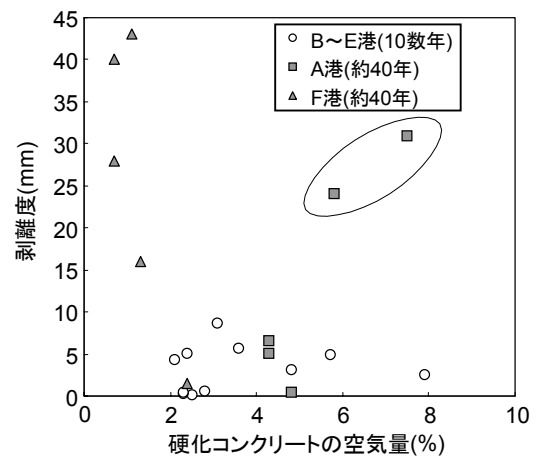


図-10 硬化コンクリートの空気量と剥離度の関係

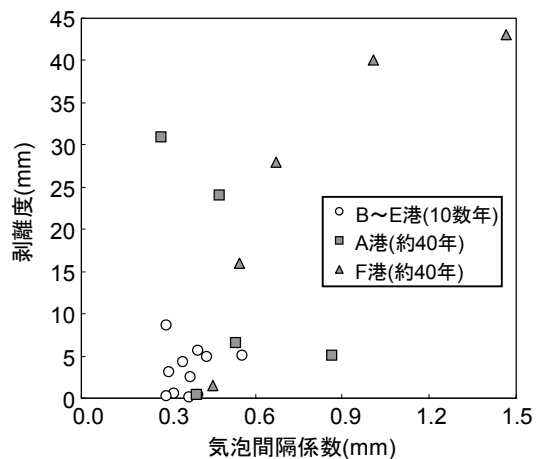


図-11 気泡間隔係数と剥離度の関係

$$C_{CaO} = \sum_{k=black, blue, \dots}^{white} (C_k \times S_k) \quad (2)$$

ここに、 C_{CaO} は深さ 0～20mm の CaO 濃度の推算値(%),

	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-4 A港のEPMA画像(分析面の寸法は20×20mm, 剥離面は上)

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.

図-12に深さ0~20mmのCaO濃度の推算値と剥離度の関係を示す. いずれの防波堤も, 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った. このことから, 剥離度とCaO濃度の推算値は密接な関係にあることが定量的に明らかとなった.

図-13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. これは, 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が大きいことを示すものである.

(2) スケーリングの挙動に関する一考察

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が, 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, 海水との接触によるコンクリート中のカルシウムイオンの溶脱¹⁾と推察され, 組織は極度に脆弱化していると考えられる. 次に, 写真-4の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が, 剥離度が大きいa1, a2の極表層には低濃度を表す青や黒が集中的に強く分布している. この様な分布に至った経緯の一つとして, 以下のことが考えられる.

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, 一般に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,

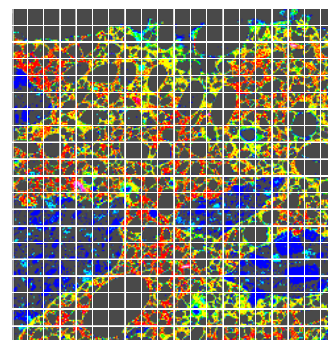


写真-5 EPMA画像にメッシュ線を引いた状態の一例

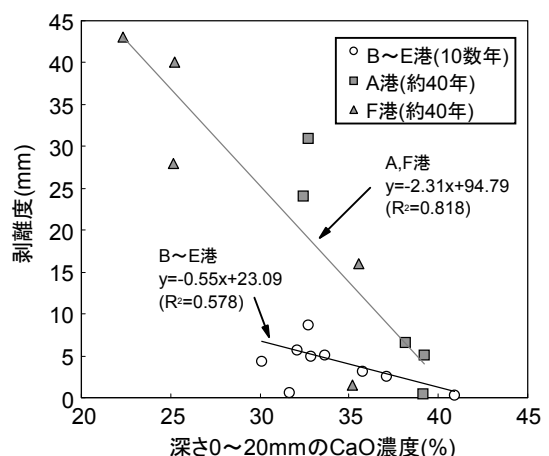


図-12 深さ0~20mmのCaO濃度と剥離度の関係

すなわち, 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, コンクリート表層部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.

5. スケーリング進行性の予測・評価の検討

(1) スケーリング進行性指標値の提案

凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化に及ぼす影響因子は、コンクリートの品質である内的要因と環境の外的要因に区分される²⁶⁾。本研究の範囲における内的要因として、剥離度との相関が比較的高かった物性値を列举すると、配合推定から求めたコンクリートの水セメント比、圧縮強度、硬化コンクリートの空気量、気泡間隔係数、EPMA 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。ここでは、スケーリングの進行性に及ぼすこれらの要因を組み合わせる重回帰分析を行い、スケーリングの進行性を照査する方法について解析的検討を行った。ただし、CaO 濃度の推算値はやや特殊な試験値であり、重回帰分析に用いることは適当と言え難いため、ここでは図-13 の結果をふまえて、深さ 0~50mm の水セメント比（配合推定値）を代用変数とした。

気象条件の過酷さについて、濱らは、凍結融解の厳しさを定量的に表す指標値として、最低温度 t_{min} (°C)、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 D_t (日)、凍結持続日数 D_f (日)の3変数を組み合わせた地域係数 T を提案している²⁷⁾。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、その値を用いて重回帰分析を行うこととした。地域係数は、式(3)で表される。

$$T = -t_{min} \left(1 - \left[\frac{D_f}{D_w} \right] \right) \quad (3)$$

表-3 に表-1 から求めた各港の 12~3 月の各月ごとの地域係数を示す。値が大きいくほど、環境が厳しいことを表している。なお、本研究においては、凍結融解日数 D_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。本研究では 12~3 月の平均値を重回帰分析に用いた。地域係数の平均値が比較的大きかったのは C、E 港で 6.6、5.8、次いで D 港、B 港、A 港、F 港の順で 5.4、4.3、4.2、2.3 であった。

また、ここでは、山下が提案したコンクリートの耐凍害性に対する安全性評価値 β ²⁶⁾ の考え方を応用する形で、海水が作用する実環境下でのスケーリングの進行のしやすさを表す指標値 γ (以下、スケーリング進行性指標値と記す) を定め、下記の式(4)を設定した。

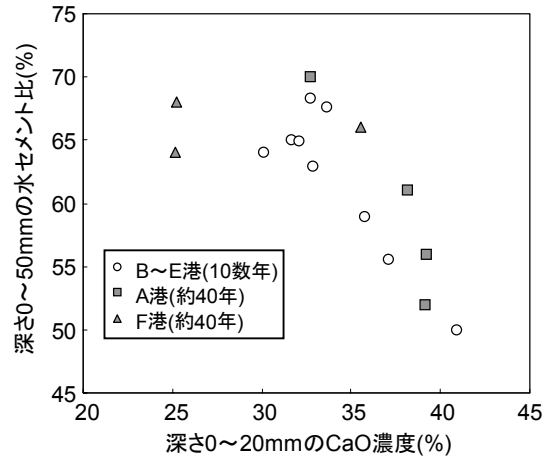


図-13 深さ 0~20mm の CaO 濃度と深さ 0~50mm の水セメント比（配合推定値）の関係

表-3 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

表-4 重み係数の算出結果

	W/C_i	W/C_s	F	A	L	T	t
	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

$$\gamma = \left(\frac{W/C_i}{58.9} \right)^a \times \left(\frac{W/C_s}{65.2} \right)^b \times \left(\frac{F}{27.6} \right)^c \times \left(\frac{A}{3.2} \right)^d \times \left(\frac{L}{0.5} \right)^e \times \left(\frac{T}{4.3} \right)^f \times \left(\frac{t}{28} \right)^g \quad (4)$$

ここに、 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 は経過年数である。各要因は、全防波堤で得たそれぞれのデータの平均値で除すことで無次元化している。 a, b, c, d, e, f, g は各要因の影響度を表す重み係数である。

表-4 に重回帰分析で得られた各要因の重み係数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、それに次いで圧縮強度、深さ 0~50mm の水セメント比

の順に大きかった。D.A.Abrams が 1919 年に提唱した水セメント比説²⁹⁾でも知られるように、コンクリー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る。しかし、写真-3 で示したように、配合が適切でも打ち込みが不良な場合は圧縮強度の低下やブリーディングによる表層の水セメント比の増加により、満足な γ が得られないことも考えられる。

次に、環境の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の回数や最低温度の影響が大きいことは既報でも明らかにされている^(例えば 29)~34)が、これは、地域係数 2.3~6.6 の差はさほど大きい差ではなかったために、重みの順位は小さかったものと考えられる。今回選定した港の凍害危険度は 2~4 である(表-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について検討し、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³⁵⁾。凍害危険度 2~4 における凍害発生率はほぼ同じ値を示しており、本研究はこれに近い結果となっている。

一方、空気量、気泡間隔係数の重みの順位は、本研究では水セメント比よりも下位に位置づけられた。図-10, 11 でも示したように、これらは剥離度と対応しているが、一次関数の関係にはない。このため、一次方程式の形で整理した本研究においては、結果的に重み係数が小さく表示されたものと考えられる。

式(4)の内的要因に着目すると、スケーリング進行性指標値 γ は、主に水セメント比と空気量に依存して決定されていることがわかる。このことは、耐凍害性の設計に際し、水セメント比と空気量の2要素を特に重視している現在のコンクリート標準示方書〔施工編〕³⁶⁾の内容とも良く一致している。

(2) 設計・予測への適用の試み

ここで、耐久性設計へのスケーリング進行性指標値 γ の適用を試みた。なお、各因子の積を指標値とした場合、対数変換することで分布のゆらぎが軽減され、関係が理解しやすくなることが多いことから、ここでは γ の常用対数をとって $\log \gamma$ で表現した。図-14 は、 $\log \gamma$ と剥離度の関係を示している。 $\log \gamma$ が大きくなるに伴い、剥離度は大きくなる形の分布を示した。

a) スケーリング進行性指標値の許容値に関する検討

次に、 $\log \gamma$ の許容値について検討を行った。スケーリング深さの基準としては、例えば、土木学会自己充て

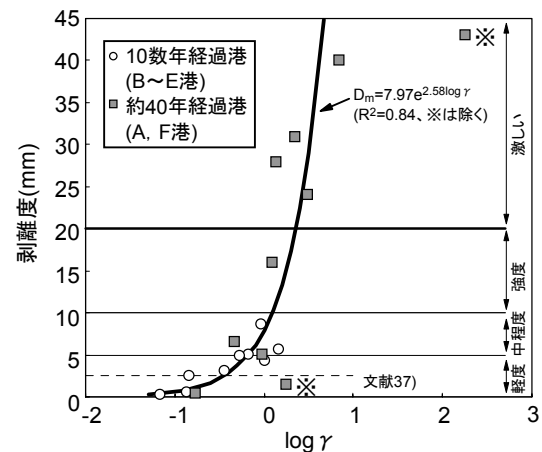


図-14 $\log \gamma$ と剥離度の関係

表-5 $\log \gamma$ の許容上限値の検討結果

許容されるスケーリング劣化程度の要求性能	許容剥離度の上限(mm)	$\log \gamma$ の許容上限値
文献37) (深さ 2.5mm 以内)	2.5	-0.45
文献38) (軽度)	5.0	-0.18
文献38) (中程度)	10.0	0.09
文献38) (強度)	20.0	0.36

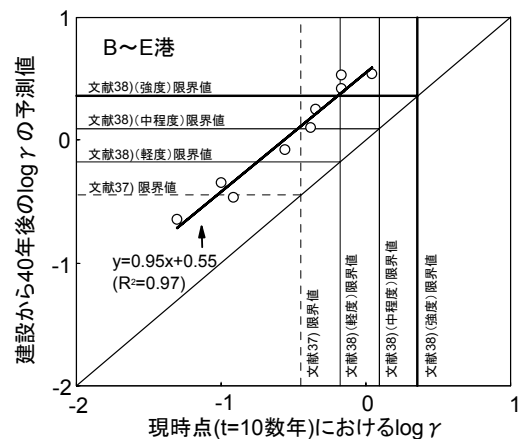


図-15 建設から 40 年後の B~E 港の $\log \gamma$ の予測値

ん型高強度高耐久コンクリート構造物設計施工指針(案)では、粗骨材の剥落を抑える観点から最小粗骨材寸法(5mm)の1/2にあたる2.5mmを判定基準として提案している³⁷⁾。また、スケーリングの劣化程度を軽度(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)で評価する考え方も示されている³⁸⁾。

ここでは、図-14においてプロットの近似式を求め、剥離面積率を1(スケーリングが全面に生じている状態)と仮定して $\log \gamma$ の許容値を算出した。表-5に検討結果を示す。多少のばらつきについては考慮する必要はあるが、本研究の方法によれば、スケーリングの深

さを 2.5mm 以内に厳しく抑制するには $\log \gamma$ は -0.45 以下、軽度以内に抑えるには -0.18 以下が要求されること、また $\log \gamma$ が概ね 0 以上になるとスケーリング抵抗性は大きく低下するという評価となった。

b) 既設構造物のスケーリング進行予測の検討

式(4)の WC , F , A , L , T は基本的に不変値であるが、 t は供用開始から現在までの経過年数であるので、 t が変わると γ も変化する。この t を構造物の供用年数と捉えたと供用終了時の γ が得られ、スケーリングの進行性の将来予測が定量的に可能となる。そこで、10 数年経過した B~E 港を対象に、劣化予測のケーススタディを試みた。

ここでは、図-14 で示した B~E 港の $\log \gamma$ は供用年数を 10 数年とした場合の値と考えることができるので、B~E 港の供用年数を仮に 40 年とし、 $t=40$ を代入することで供用終了時の $\log \gamma$ の予測値を求めてみた。結果を図-15 に示す。建設から 40 年後においては 3 箇所で激しいスケーリングに至ることが予想される結果が示された。

(3) 設計への反映に向けての将来展望

劣化予測モデルは、構造物の維持管理を適切に進める上で不可欠な技術である。特に、凍害に対する耐久性照査においては、凍結融解に起因する性能の経時変化を時間履歴の関数で直接的に評価できるレベルまで引き上げることが必要であり、モデルの精度向上に対する期待も高まっている。本論文で提案したスケーリング進行性指標値 γ は、セメントの種類が高炉 B 種のみで、限られた地域・部位で取得したデータを解析して導いた結果ではあるが、時間の変数が組み込まれていることが最大の特徴である。実環境下でのスケーリング劣化の経年変化を時間軸で合理的に照査することが可能で、これらの需要に応える技術の一端を示すことができたと考えている。

今後はさらに多くのデータを蓄積し、式(4)のレベルをさらに高めることで、スケーリングの進行に及ぼす環境および部位の影響を精度よく定量的に解明できるように思われる。

6. 配合推定の精度に関する考察

前章 3~5. では、水セメント比に関しては、配合推定により得た値を使用して結果を整理した。配合推定の精度に関しては、試料の粉碎・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 8%、単位セメント量は 2%多く表示されるとの報告がある³⁹⁾。

ここで、これらを配合推定の精度と仮定し、全ての調査箇所における水セメント比の最大誤差の平均を算出してみた。その結果、配合推定で求めた水セメント比は、実際の配合に比べて深さ 0~50mm は 4.7%、深さ 350~400mm は 2.0%大きい結果となった。

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程度の扱いとはなるが、安全を考慮すると、実際の配合設計においては、水セメント比が 5%程度変動することで凍害を受ける可能性が高くなることが想定される場合には、これらの変動を考慮して水セメント比を設定することが望ましいと言える。

7. コンクリート内部の損傷状況の評価

ここで、2003~2005 年に A, D, F 港で行ったコンクリート内部の損傷状況の評価について述べる。調査項目は表-2 で示したように超音波伝播速度と塩化物イオン量である。試験方法の詳細は 2. の(4)に前述している。

(1) 剥離面直下の相対動弾性係数

コンクリート内部の凍害劣化度は、一般に相対動弾性係数で評価される。そこで、超音波伝播速度から相対動弾性係数を算出して内部の凍害劣化度を調べた。

緒方らは、実験式である式(5)を用いて超音波伝播速度から動弾性係数を、さらに式(6)から相対動弾性係数を求める方法を提案している⁴⁰⁾

$$E_d = 4.0387V^2 - 14.438V + 20.708 \quad (5)$$

$$\text{相対動弾性係数}(\%) = \frac{E_{dn}}{E_{d0}} \times 100 \quad (6)$$

ここに、 E_d は動弾性係数(GPa)、 V は超音波伝播速度(km/s)、 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} は供用開始直後の測定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、緒方らの研究において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⁴⁰⁾。

本研究では、緒方らが提案した方法に基づき、式(5)、式(6)を用いて超音波伝播速度から相対動弾性係数を求めた。 E_{d0} については、剥離面から深さ 300~400mm を仮に健全部とみなし、この区間で測定した超音波伝播速度の平均値を式(5)に代入し、その値を E_{d0} とした。

図-16 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定義している。約 40 年経過した A, F 港に着目すると、剥離度が小さい箇所の剥離面直下における相対動弾性係数は約 40%前後と低い値であった。一方、剥離度が大きい箇所は前者に比べて高い相対動弾性係数を示した。

剥離度が小さい箇所の剥離面は、殆どが建設当初から残っている表層で、これらは長期に亘って厳しい環境作用を受けている。それに対し、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が大きく剥離したことで露出した内部である。一般に、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知られているが、図-16 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、影響範囲は表層部と限定的であることを説明している。このことは、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する Stark⁴⁾ らの見解とも概ね一致する。

なお、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 港に比べて小さく、凍害劣化がさほど大きく進行していないことによると思われる。

(2) 塩化物イオンの浸透状況

現在、コンクリート構造物の設計で行われ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(7)により行われている。

$$C(x,t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_c \times t}} \right) \quad (7)$$

ここに、 $C(x,t)$ は t 年後における深さ x の位置の塩化物イオン量 (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、 D_c は塩化物イオンの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$) である。

なお、 D_c について、コンクリート標準示方書 [施工編] には塩化物イオンの拡散係数と水セメント (結合材) 比 (W/C) の関係を表した回帰式が示されている⁴⁾。回帰式はセメントの種類で異なるが、本研究では 2. の (3) で前述した資料を決定根拠とし、高炉セメントやシリカフェームを使用した場合の回帰式を用いることとする。回帰式は式(8)で表される。

$$\log D_c = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (8)$$

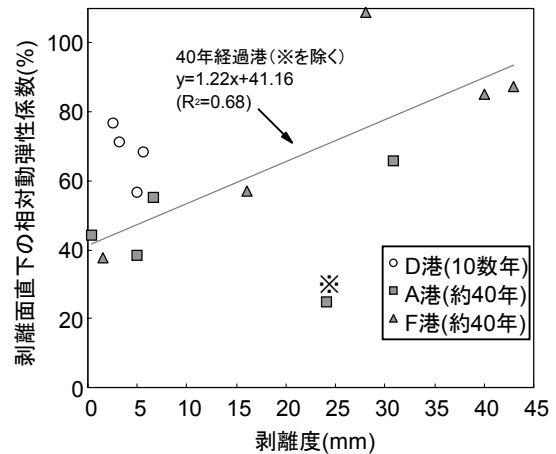


図-16 剥離度と剥離面直下の相対動弾性係数の関係

しかしながら、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、塩化物イオンの浸透性は大きくなる方向に変化するとされている⁴⁾。そこで、Fick の式から求めた塩化物イオン量の計算値と実測値との比較検討を行った。

図-17 に各調査箇所の塩化物イオンの浸透状況を示す。なお、図には相対動弾性係数の分布も重ね合わせて示した。点線の曲線は式(7)から求めた計算値で、 C_0 はコンクリート標準示方書 [施工編] に準じて 13kg/m^3 と仮定した⁴⁾。また、 D_c は式(8)より求め、 W/C は配合推定で求めた深さ 350~400mm の水セメント比を用いた。 x は剥離面からの距離ではなく、剥離発生前すなわち建設当初の表面からの距離としている。 $d_2, d_3, d_4, a_2, a_3, a_4, f_1, f_2, f_5$ は、表面付近で実測値が計算値を上回っていた。表面付近の相対動弾性係数が全体的に下がっていることから、凍害によって表層の密実性が低下したことで塩化物イオンが多く浸透しやすくなったものと考えられる。 a_1, a_5, f_3 は、内部の相対動弾性係数は比較的高い値であるが、全ての深さで実測値が計算値を上回っていた。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、それぞれの深さも建設当初の値から剥離深さの分だけ減少した影響で全体的に計算値を上回ったと考えられる。しかし、 f_1 も a_1, a_5, f_3 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るのは表面付近のみである。これは剥離の発生時期が遅く、内部まで影響がまだ及んでいなかった可能性が推察されたが、原因の特定には至らなかった。 a_1, a_2, a_5, f_5 は、剥離面から最も浅い位置の塩化物イオン量が内部に比べると小さい。 a_3, f_1, f_2, f_3 も、剥離面近傍では実測値を結んだ曲線の曲率が (塩化物イオン量が小さくなる方向へ) 大きくなっており、同じく剥離面近傍で塩化物イオン量が減少しているように見受けられる。

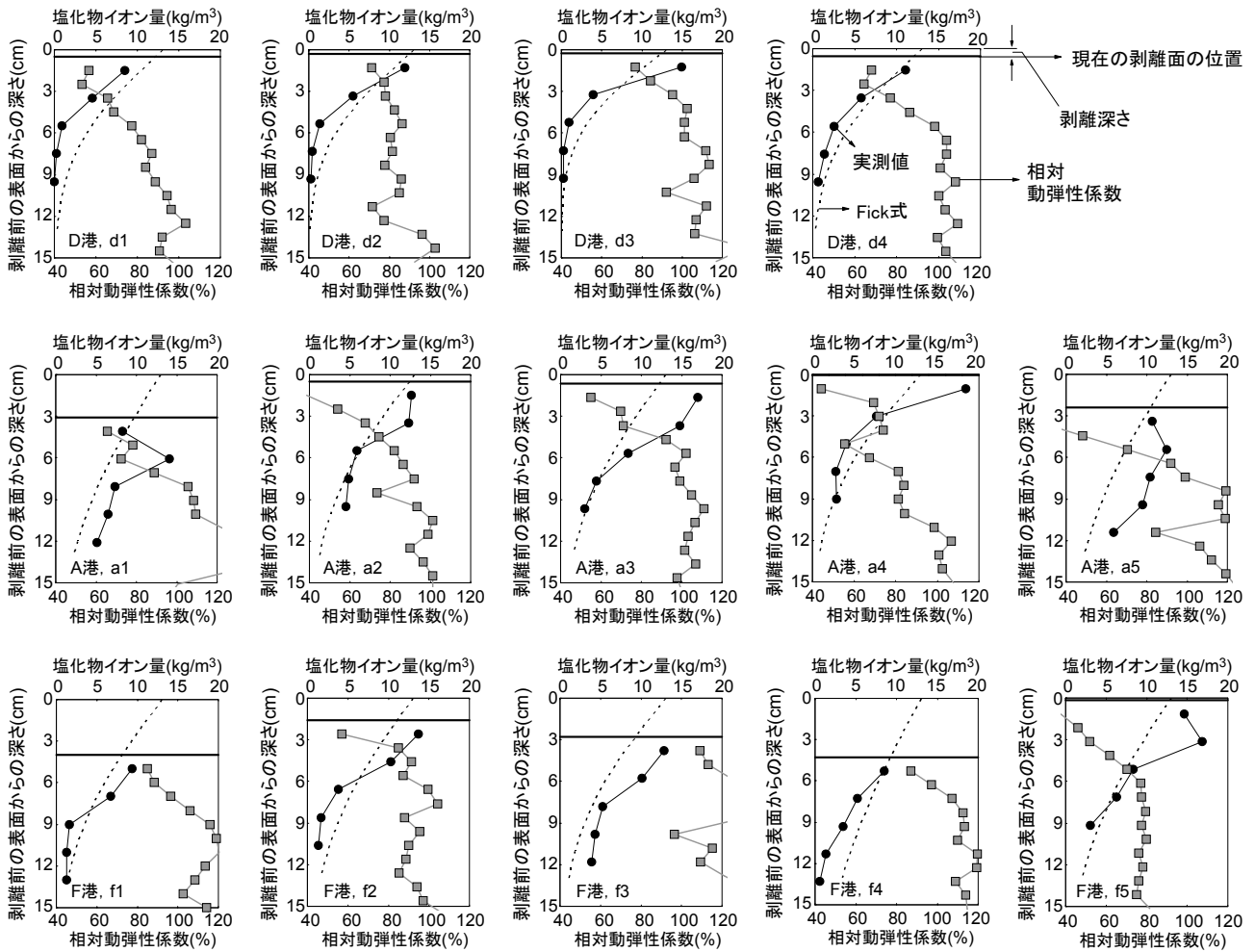


図-17 コンクリート内部の塩化物イオンの浸透状況および相対動弾性係数の分布

この原因として中性化による移動濃縮や雨水等による流失^{43), 45)}が考えられる。また、写真-4の説明でも述べたが、供給された海水が極表層に滞留せず、その直下の層へ容易に浸透していることも一因と思われる。

(3) スケーリングに及ぼす塩化物イオンの浸透性の影響

図-18に剥離面からそれぞれの深さにおける塩化物イオン量の計算値と実測値の比較を示す。計算値は式(7)すなわち図-17で示した点線の曲線の値である。剥離面から深さ1cmは全体の80%、深さ3cmは53%、深さ5, 7, 9cmは33%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、剥離面から深さ1cmでは最大1.6倍、全体では最大で2.5倍であった。

図-19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ものもあった。このことは、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を示している。

(4) 見かけの拡散係数

図-20に見かけの拡散係数の計算値と実測値の比較を

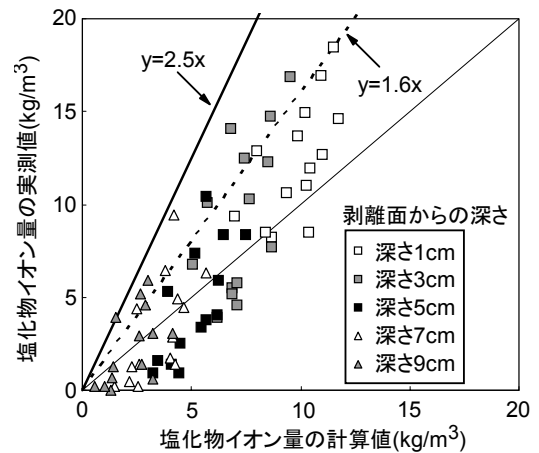


図-18 塩化物イオン量の計算値と実測値の比較

示す。計算値は式(8)による値である。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ある。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, \dots を $(x_2-x_1), (x_3-x_1), \dots$ に置き換え、式(7)の D_c に任意の値を代入して各測定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⁴⁶⁾により求めた。

拡散係数は、計算値よりも実測値の方が全体的に小さい値となっている。図-17, 18 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、深さ方向の塩化物イオン量の実測値を曲線で結ぶと表層近傍で曲率が（塩化物イオン量が大きくなる方向へ）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と考えられる。

なお、式(8)は、ばらつきを含む調査データを直線近似させた式であることは広く知られている。ばらつきが全くないと仮定すると、図-20 の結果はコンクリートの表層に凍害劣化が生じたことで塩化物イオンが表層に多く浸透したことによる影響と推考されるが、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（栈橋）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⁴⁷⁾の調査で明らかになっており、見かけの拡散係数の減少が凍害に起因するものと断定することは現時点では難しい。このため、本研究の結果はばらつきの範囲と捉えることが客観的といえる。

(5) 塩化物イオンの浸透性の照査・設計の考え方

以上をまとめると、本研究の範囲では、塩化物イオン量の照査にあたって、剥離に伴う表面位置の変化には注意を要すること、表面の塩化物イオン量については計算値を補正する必要があることが明らかとなった。これらをもとに、塩化物イオンの浸透性の照査・設計の考え方を箇条書きで整理すると、以下ようになる。

- (1) まず、式(7)の Fick 式により塩化物イオン量の計算値を求める。
- (2) 次に、式(4)のスケーリング進行性指標値 γ から予想される剥離度ならびに欠損深さ（剥離面の位置）を算出する（図-14）。
- (3) (2)の結果をもとに、式(7)の計算値に最大 1.6~2.5 倍の比率（図-18）を乗ずる補正作業を剥離面からどの深さの範囲まで行うかを検討し（図-19）、最終的にそれぞれの位置の塩化物イオン量を決定する。

8. まとめ

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けるスケーリングの進行性、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検討を行った。その結果、本研究の範囲において、以下のことが明らかとなった。

- (1) 水セメント比（配合推定値）は表層の方が内部に

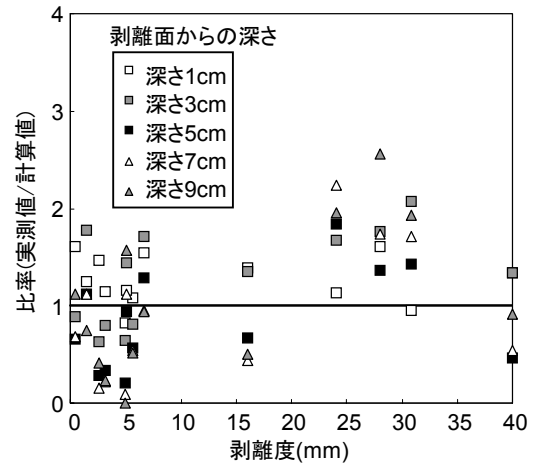


図-19 剥離度と塩化物イオン量の計算・実測値の比率

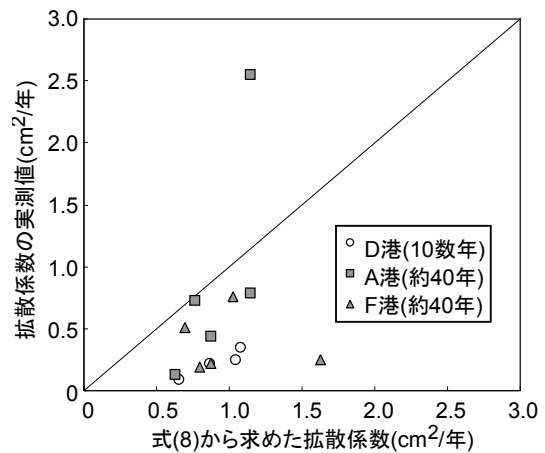


図-20 拡散係数の計算値と実測値の比較
(実測値は剥離面から深さ 0~100mm 区間における見かけの拡散係数)

- 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等の欠陥がある防波堤は水セメント比が適切な値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す傾向にあった。
- (3) スケーリング抑制に対する空気の効果について、水セメント比が大きい防波堤では、その効果が打ち消されている箇所も一部であった。
- (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密接な関係にあった。
- (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。今回の検討では、地域係数の重み係数は比較的小さかったが、これは今回選定した港の地域係数 2.3~6.6 の差は、さほど大きな差ではなかったためと

考えられる。

- (6) (5)で述べた影響因子に重み係数を乗じて組み合わせたスケーリング進行性指標値 γ を提案した。 γ の常用対数をとった $\log \gamma$ が概ね 0 以上の防波堤では、大きな剥離度を呈していた。
- (7) 超音波伝播速度から算出した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い傾向にあり、塩化物が作用する環境下では、コンクリートの表層部が集中的に凍害を受けていることが推察された。
- (8) 塩化物イオン量の実測値は、剥離面から深さ 1cm は全体の 80%、深さ 3cm は 53%、深さ 5, 7, 9cm は 33%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で 2.5 倍であるが、剥離度が大きい箇所では比率が 1 を上回っているところが多くみられ、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。

謝辞： 今回の調査にあたっては、北海道開発局港湾建設課、各開発建設部の港湾事務所、北海道開発土木研究所港湾研究室（現、寒地土木研究所 寒冷沿岸域チーム）の方々より全面的なご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 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
- 2) 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) 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
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [維持管理編]，2001.1
- 5) 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
- 6) 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
- 7) Verbeck, G. and Klieger, P. : Studies of Salt Scaling of Concrete, *Highway Research Board, Bulletin* 150, pp.1-13, 1957.
- 8) Pigeon, M. and Pleau, R. : *Durability of Concrete in Cold Climates*, E&FNSPON, pp.11-30, 1995.
- 9) 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
- 10) Valenza II, J. J. and Scherer, G. W. : Mechanism for Salt Scaling, *J. Am. Ceram. Soc.*, Vol.89, No.4, pp.1161-1179, 2006.
- 11) 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，学位論文，1984.
- 12) Endoh, H., Taguchi, F. and Shimada, H. : Fundamental Study on Estimation of Concrete Scaling Deterioration, *Concrete under Severe Conditions: Environment & Loading*, Vol.1, pp.673-680, 2007.6
- 13) 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
- 14) 文献 1)，pp.181-223
- 15) 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
- 16) 日本コンクリート工学協会：コンクリート技術の要点'99，p.155，1999.9
- 17) 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.
- 18) 北海道開発局 港湾部 港湾建設課，社団法人 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，2000.3
- 19) 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.
- 20) 鮎田耕一，桜井宏，小笠原育穂：流水地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.
- 21) 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，土木学会第 43 回年次学術講演会概要集，pp.172-173，1988.
- 22) 吉田八郎，横田滋，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.
- 23) 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
- 24) 林正道，鮎田耕一：耐久性・寒中コンクリート詳説，p.45，山海堂，1993.
- 25) 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
- 26) 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，p.122，1999.3
- 27) 濱幸雄，松村光太郎，田畑雅幸，富板崇，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
- 28) 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
- 29) 野本高憲，江川顕一郎，野口博章，山下英俊：最低温度

- が凍結融解作用下で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.1015-1020，1998.
- 30) 袴田豊，山内茂樹，宇美方章裕，藤原忠司：岩手県及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.
- 31) 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.
- 32) 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.
- 33) 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.
- 34) 漆崎要，桂修，鎌田英治：コンクリートの凍害に及ぼす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.
- 35) 文献 2)，pp.2-47
- 36) 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
- 37) 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)―新世代交通システム用構造物への試み―，pp.332-333，コンクリートライブラリー105，2001.
- 38) 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
- 39) 社団法人セメント協会：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），コンクリート専門委員会報告 F-23，p.12，1971.3
- 40) 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，日本コンクリート工学協会，pp.63-70，2006.12
- 41) Jochen Stark and Bernd Wicht（太田利隆，佐伯昇訳）：コンクリートの耐久性，セメント協会，p.202，1999.
- 42) 文献 36)，p.80
- 43) 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
- 44) 文献 36)，p.24
- 45) 川村力，谷村幸裕，曾我部正道，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の浸透に関する研究，土木学会論文集，No.781/V-66，pp.193-203，2005.2
- 46) 小林豊治，米澤敏男，出頭圭三：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 3 鉄筋腐食の診断，森北出版，p.181，1993.
- 47) 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 年以上供用された栈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.

(2007. 12. 26 受付)

EVALUATION OF SCALING PROGRESS IN HARBOR CONCRETE STRUCTURE IN HOKKAIDO DURING APPROXIMATELY 10 TO 40 YEARS

Hirotake ENDOH, Fumio TAGUCHI, Hisatoshi SHIMADA, Toshihiko HOSHI,
Toshitaka OHTA, Noboru SAEKI and Toyoharu NAWA

Physical and chemical surveys of concrete were conducted on the upper crests of approximately 10 to 40 year old harbor breakwaters on coastal areas to analyze the progress of scaling. These surveys indicated that concrete with a compressive strength of 35MPa or more has high resistance to scaling. By integrating the results of the multiple regression analysis of surveyed data and affectors multiplied by weighting factors, we propose a scaling progression index (γ). Breakwaters with a $\log\gamma$ of approximately 0 or more show large scaling, confirming its effectiveness as a deterioration prediction method. This paper also discussed important points regarding the assessment of internal damage of concrete structure.