

11.2 コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：耐寒材料チーム

研究担当者：林田 宏、内藤 勲、遠藤裕丈、草間祥吾、
野々村佳哲、中村拓郎、馬場道隆

【要旨】

凍害劣化および凍害・塩害の複合劣化を受けるコンクリート構造物に対する診断手法、劣化予測手法、合理的な耐久設計法の開発、力学的性能の解明等を目的として調査、分析を行った。その結果、診断手法に関しては主に超音波を用いた非破壊試験により凍害深さを把握する手法やスケーリング深さを定量的に把握する手法を示し、凍害診断フローを提案した。また、劣化予測に関しては部材における水分の供給条件を考慮した凍害劣化予測手法および水セメント比と凍結融解履歴から、既存構造物のスケーリングの進行性を簡易に予測できる手法を示した。次に、耐久設計に関する研究では塩化物によるスケーリングの促進挙動を実験的に解析し、水セメント比と透水係数を組み合わせた耐久性照査式を提案した。さらに力学的性能の解明に関する研究では凍害劣化させた RC 梁は劣化の進行に伴い、曲げ破壊型からせん断破壊型に移行し、超音波伝播速度によって圧縮強度を推定した結果を用いて FEM 解析することにより、おおよその最大荷重を推定することが可能であることを明らかにした。
キーワード：凍害劣化、複合劣化、耐久設計法、診断手法、凍害診断

1. はじめに

寒冷地のコンクリート構造物が受ける被害の一つに、凍害の単独劣化と、凍害と塩害による複合劣化（以下、「複合劣化」という。）がある。凍害による被害は、温度変化が大きく、水の供給を受けやすいコンクリート構造物の表層や端部に集中しやすい。そのため、外部から供給される水や塩化物イオンなど劣化因子の浸透速度の増加に伴う鋼材腐食の助長が強く懸念される。

一方、コンクリート構造物の設計体系は、供用期間内における構造物の耐久性を設計段階から照査する性能照査型設計法へ移行しつつある。照査を合理的に行うには、凍害の進行を予測できるモデルが必要となるが、凍害および複合劣化を受けた実際の構造物を対象とした調査・研究はそれほど多くなく、未だ開発には至っていない。

これまでいくつかの凍害劣化予測手法が提案されている（例えば 1）～5）が、これらの手法は、主に促進凍結融解試験結果をベースに構築されたものである。凍害は、凍結融解サイクルに加え、温度、飽水度、塩分など数多くの要因が複雑に組み合わさって発生するため、実環境下におけるコンクリートの耐久性や凍害劣化程度の定量的な評価手法は確立されていないのが現状である。また、劣化を受けた構造物の補修・補強において

は、材料劣化のみを補修等の判断基準としているのが現状であり、より適切にコンクリート構造物の維持管理を行っていくためには、劣化に伴う材料物性の低下や劣化を受けた部材の性能低下を適切に評価することが必要である。例えば、部材レベルでの安全性等を適切に評価することにより、合理的補修を行うことが可能となり、LCC の縮減につながるものと考えられる。さらに、現在の凍害等診断方法は、採取コアの分析などによる破壊調査がメインであるため、供用中の構造物へのダメージと調査に比較的多くの時間・費用を有することから、簡易かつ非破壊による診断調査方法の開発も望まれる。

本研究は、積雪寒冷地におけるコンクリート構造物の維持管理を計画的、効率的に行うことを目的として、凍害および凍害・塩害を受けたコンクリート構造物の適切な診断法および予測手法を確立し、実環境における凍害劣化および複合劣化に対する合理的な耐久設計法を開発するための検討を行ったものである。

2. 超音波等による凍害、複合劣化の深さ、程度の診断技術

凍害劣化を受けたコンクリート構造物が所要の性能を保持しているかどうか、また、性能低下の予測を行う

ためには、凍害による劣化を定量的に診断する必要がある。さらに、維持管理の実務では、凍害劣化を受けたコンクリート構造物に対して、補修などを経済的、効率的に行うため、劣化を受けている部分の広がり程度(以下、凍害範囲)の適切な把握が必要となる。実構造物での凍害劣化は表面から徐々に内部へと進行するため、凍害による強度低下が進行している深さの劣化程度(以下、凍害深さ)を把握することが重要となる。さらに、調査にかかるコストや手間、構造物へのダメージを考慮すると非破壊による方法で凍害範囲や凍害深さを把握できることが望ましい。

そこで、2章では、凍害範囲や深さ等を診断する超音波表面走査法(非破壊試験)や超音波トモグラフィ法(非破壊試験)の技術について検討した結果について記述する。

2.1 超音波表面走査法

(1) 研究概要

超音波表面走査法(以下、表面走査法)は、コンクリートの表面近傍に存在する劣化層の厚さを超音波によって非破壊で推定する方法であり⁶⁾、図-2.1に示すように、超音波をコンクリート表面付近で伝播させて測定する。一般に凍害劣化はコンクリートの表面から徐々に進行することから、表面に劣化部が存在する場合、超音波は通過しやすい経路、すなわち、より健全な組織を通過する性質があり、発・受振子間の距離が

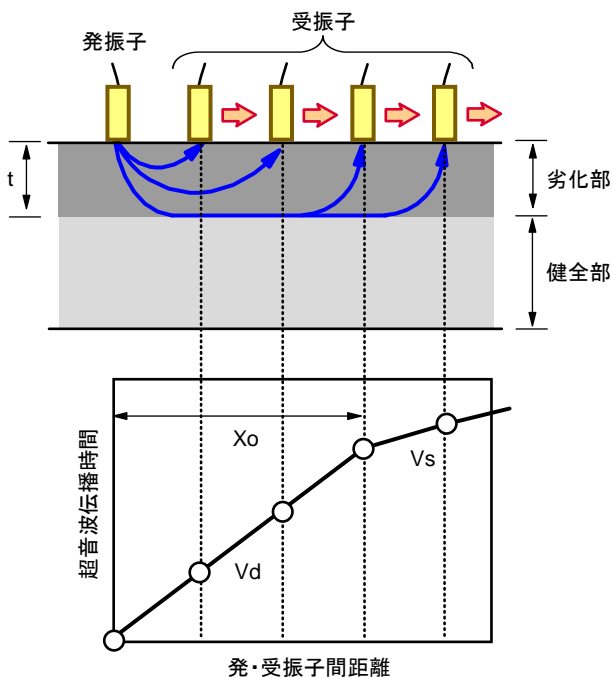


図-2.1 超音波表面走査法⁶⁾の概念

ある値以上になると、超音波の伝播経路は健全部の縁端面を全て通過するようになる。このため、発・受振子間の距離と超音波伝播時間の関係は、図-2.1の下に示すような折れ線グラフとなる。

ここで、原点から直線の傾斜が変わる変曲点までの距離を X_0 、変曲点前後の超音波伝播速度(以下、超音波速度)をそれぞれ V_d 、 V_s (V_d 、 V_s はともにグラフの傾きの逆数)とすると、劣化深さ t は次式で表される⁶⁾。

$$t = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_d}{V_s + V_d}} \quad (2.1)$$

本研究は、この理論を凍害診断に応用することを目指したものであり、図-2.1の上段に示す劣化部を凍害劣化が生じた範囲と捉えて、コンクリートの凍害深さおよび凍害の程度を表面走査法によって評価できるかを試みた。

(2) 配合・供試体

表-2.1に供試体の配合を示す。凍害促進させる観点からAE剤は使用していない。供試体の寸法は100×100×400mmとした。供試体は材齢7日まで湿った麻布で覆い、その後は材齢28日まで恒温恒湿室(温度20℃、湿度60%)に静置した。

(3) 実験方法

図-2.2に実験の流れを示す。コンクリート表面の凍害劣化を再現させる理由から、本研究では一面凍結融解試験によって供試体に凍害劣化を与えることとした。一

表-2.1 供試体の配合

記号	セメント	G_{max} (mm)	単位量(kg/m ³)			
			W	C	S	G
NG0	普通	—	267	486	1551	—
NG20	普通	20	154	280	893	1119
NG40	普通	40	154	280	893	1123
BG20	高炉B	20	154	280	889	1115

【備考】 G_{max} は粗骨材最大寸法、Wは水、Cはセメント、Sは細骨材、Gは粗骨材を表す。いずれの配合も水セメント比は55%、細骨材率は44%(NG0を除く)である。凍害劣化を促進させる理由から、AE剤は使用していない。

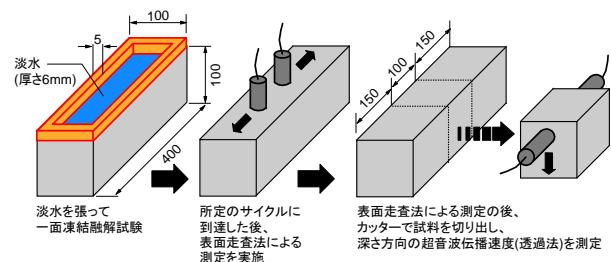


図-2.2 供試体および実験の流れ

面凍結融解とする工夫として、試験面（打設面）に試験水（淡水）を張るために必要な土手（幅5mm、高さ20mm）を設けた。試験はASTM C672を準用し、打設面に淡水を厚さ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与えた。所定のサイクルに達した後、表面走査法による測定を行った。発・受振子間隔は50mmとした。周波数は28kHz、発・受振子の径は20mmである。

表面走査法の測定終了後、供試体の中央部から試料を切り出し、試料の切断面において、深さ10~90mm間を10mm間隔で透過法による測定を行った。

(4) 表面走査法の測定結果

図-2.3に表面走査法の測定結果を示す。サイクルの

表-2.2 V_d 、 V_s 、 t の計算結果

cycle	NG0				NG20			
	V_d	V_s	階差	t	V_d	V_s	階差	t
30	3.0	4.2	17	21	3.0	3.8	12	14
59	2.9	5.7	33	88	2.6	5.1	33	56
91	3.0	6.1	33	96	2.0	4.0	33	53
121	3.1	4.6	19	64	2.5	4.4	28	63
cycle	NG40				BG20			
	V_d	V_s	階差	t	V_d	V_s	階差	t
30	2.6	5.9	40	87	2.6	5.1	32	85
59	1.8	5.0	47	75	1.4	2.4	25	51
91	1.5	6.1	61	82	0.9	1.1	9	- ¹⁾
121	1.6	3.2	33	62	0.3	3.0	79	100 ²⁾

【備考】 V_d と V_s （劣化部ならびに健全部縁端面の超音波伝播速度）の単位はkm/s。階差（ V_s と V_d の平均値に対する V_s および V_d の変化率）の単位は%。 t （劣化部の厚さ）の単位はmm。

1) 階差が小さいため変曲点なしと評価し、 t は算出しなかった。
2) t の計算値は145mmとなったが、供試体の高さは100mmであるため、上限の100mmと評価値とした。

進行に伴って顕著な折れ線が表れることが確認された。なお、折れ線グラフは、「二本の直線による折れ線回帰プログラム」⁷⁾を使用し、原点通過を前提条件とした。

(5) 表面走査法による凍害の程度の評価

表-2.2に図-2.3のグラフから求めた超音波速度 V_d と V_s および劣化深さ t の計算結果を示す。 V_d の変化をみると、サイクルの進行に伴って低下する傾向が見られる。このことは、凍結融解作用によって劣化が進行していることを示している。一方、劣化深さ t をみると、NG20は概ね50~60mm、NG40、BG20は30サイクル到達の段階で80mm以上に達していることがわかる。NG0は劣化部の損傷度はさほど高くないものの、 t はおおむね経時的に増加していると評価される。

(6) 表面走査法と透過法の測定結果の比較

図-2.4に表面走査法と超音波透過法（以下、透過法）の測定結果と相対動弾性係数の関係を示し、前項5)で述べた評価の妥当性について検証した。相対動弾性係数は、2.1.1(3)と同様に超音波速度から算出したものである。NG20は、深さ40~60mmまでの範囲で相対動弾性係数の低下がみられた。深さ60mm以降の相対動弾性係数は耐凍害性の閾値とされる60%⁸⁾以上となっている。このことは、表面から深さ40~60mmまでの範囲で品質低下が生じていることを示唆し、表面走査法の評価とほぼ一致する。NG40は試験開始直後、BG20は30サイクル以降から全体的に相対動弾性係数が著しく低下しており、表面走査法の評価と対応している。なお、NG40の深さ80mm以降の相対動弾性係数はいずれのサイクルも60%以上であることから、劣

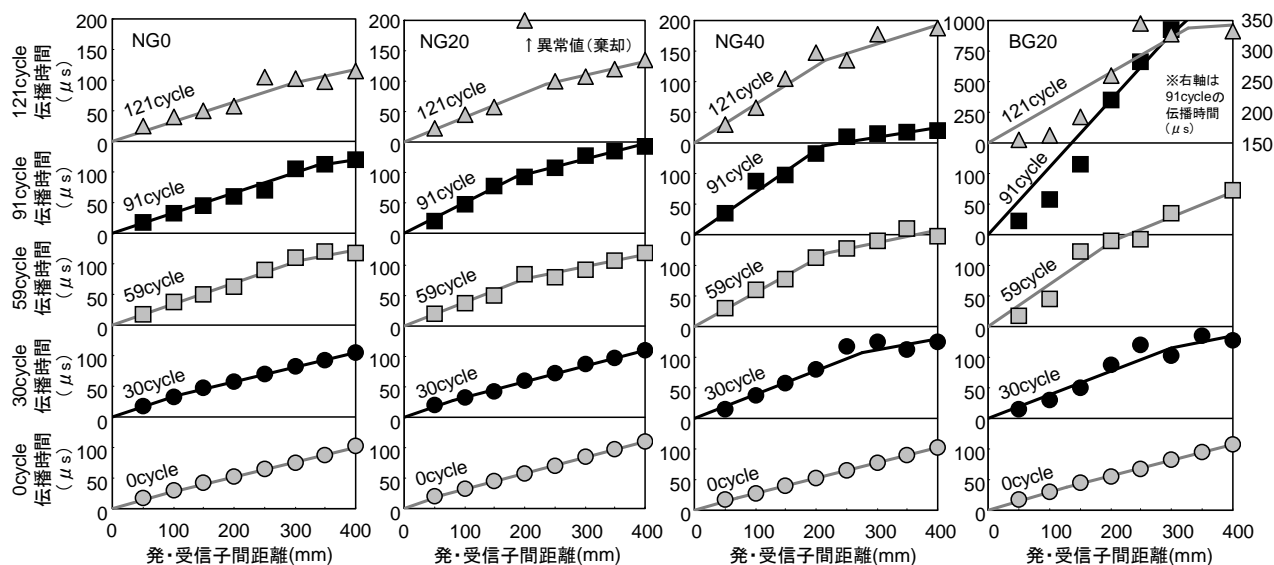


図-2.3 表面走査法による測定結果

化深さは約 80mm と診断され、表面走査法の評価と符合する。NG0 は、深さ約 50mm 以降の相対動弾性係数がほぼ一定となっており、劣化深さは 50mm 前後と診断される。全体的にみると、多少のばらつきはあるが、表面走査法は、ある程度の精度で劣化深さを推定する方法として有効と言える。

(7) 表面走査法による劣化部の相対動弾性係数の診断

ここで、表面走査法による相対動弾性係数の診断について考察する。

はじめに、図-2.1 で示した折れ線グラフの原点から変曲点までの直線の傾きに注目する。この傾きの逆数化層の超音波速度 V_d を表すが、速度は相対動弾性係数と密接な関係にあることが式(3.1)、式(3.2)より読み取れる。そこで、この傾きと透過法から求めた劣化層の最浅位置（深さ 10mm）の相対動弾性係数との関係を調べた。次いで、図-2.1 の折れ線グラフの変曲点以降の直線の傾きに注目する。この傾きの逆数は健全部縁

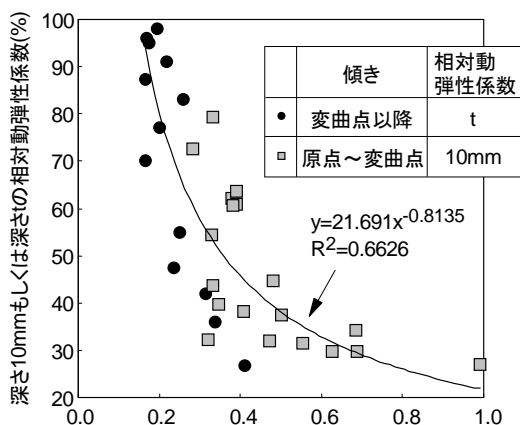


図-2.5 傾き（表面走査法）と相対動弾性係数（透過法）の関係（深さ 10mm および深さ t 位置）

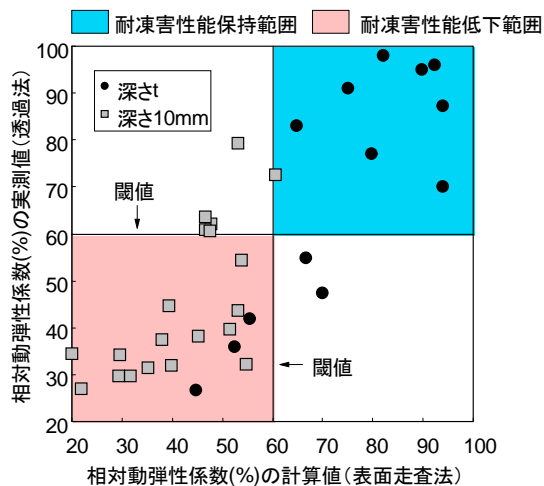


図-2.6 相対動弾性係数の計算値（表面走査法）と実測値（透過法）

端面を伝う超音波速度 V_s を表す。そこで同様に V_s と t の相対動弾性係数の関係を調べた。

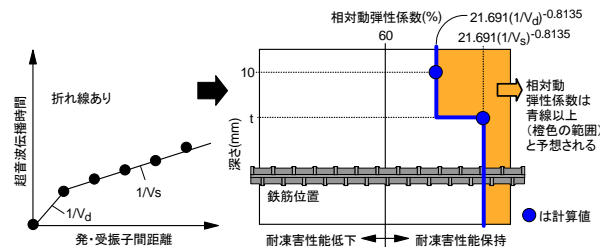
図-2.5 に結果を示す。深さ 10mm、 t 、いずれの位置においても、傾きの増加に伴って相対動弾性係数は小さくなる関係が示された。

この回帰式から求めた深さ 10mm、 t の相対動弾性係数の計算値と実測値の比較を図-2.6 に示す。プロットのばらつきがやや大きく、今回の研究では相対動弾性係数を正確に算出できるまでには至らなかったが、一般的な耐凍害性能の低下・保持の閾値とされる 60%に実線を引くと、耐凍害性能が低下もしくは保持されている範囲の把握は表面走査法でもある一定の精度で概ね可能と評価できる。相対動弾性係数は表面から内部にかけて大きくなる（図-2.4）ため、深さ 10mm～ t 間の相対動

診断例 その1

診断：耐凍害性能低下は軽微

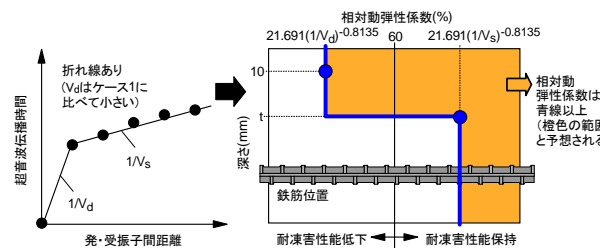
（経過観察か予防保全実施）



診断例 その2

診断：耐凍害性能が顕著に低下している可能性大だが、影響は鉄筋まで達していない

（詳細調査が必要）



診断例 その3

診断：耐凍害性能は鉄筋位置まで顕著に低下している可能性大

（腐食の有無も含めた詳細調査が必要）

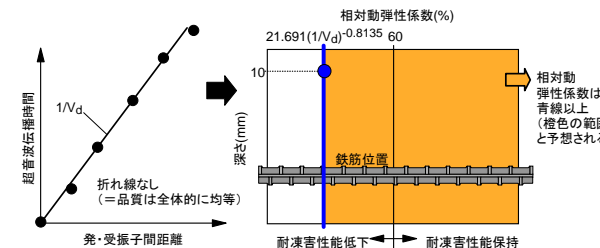


図-2.7 表面走査法による診断例

弾性係数は深さ 10mm の相対動弾性係数より高く、 t よりも深い位置の相対動弾性係数は t の相対動弾性係数よりも高いことになり、**図-2.7** に示すような凍害診断、性状把握がコアを採取することなく、表面走査法により非破壊で短時間に行うことができる。

2.2 超音波トモグラフィー法

(1) 研究概要

本項では、凍害劣化したコンクリート構造物において、超音波トモグラフィー法（以下、トモグラフィー法）による解析^{9)~12)}によってコンクリート内部状況を把握する方法を試みた^{13)~15)}。調査は、表面に凍害によるスケリングを生じている樋門の操作台部で行った。調査した樋門は、調査時点で供用から約 43 年経過している。

(2) 調査方法

トモグラフィー法による解析は、**図-2.8** のように、樋門操作台隅角部において、左右側面 18 測点、上下面 36 測点から測点間相互の超音波速度を測定して解析し、各測定断面における速度分布を求めた。各断面の測線数は、①断面 62 測線、②断面 106 測線、③断面 158 測線、④断面 218 測線、⑤断面 286 測線とし、5 断面で計 830 測線とした。

(3) 調査結果と考察

図-2.9 に、トモグラフィー法で求めた各断面のカラーコンタによる超音波速度分布を示す。健全なコンクリートの一般的な超音波速度は、4,000m/s 以上¹⁶⁾とされているが、3,500m/sec 以上と言う説¹⁷⁾もあり、速度範囲が 3,500m/s~4,000m/s のコンクリートは健全か劣化しているかの中間領域と考えられる。そこで、**図-2.9** の速度分布図を健全部、中間領域、劣化部に大別した**図-2.10** を作成した。この結果から、操作台隅角部の劣化状況は、操作台南側に劣化部が多くあり、④断面には部分的に劣化が大きいと思われる箇所も見られた。また、劣化部の周りに中間領域の範囲が存在し、コンクリート内部に向けて徐々に速度が大きくなっていることから、今後、凍害劣化が進行すると思われる範囲が推定できる。なお、この調査箇所のコンクリートに断面欠損等の大きな劣化は見られないことから、外観上では確認出来ないコンクリート内部の凍害劣化範囲の確認と、劣化が今後進行する範囲の推定が可能であることがわかった。

以上のことから、トモグラフィー法の解析による超音波速度分布によって、コンクリート内部の凍害劣化範囲の確認と凍害劣化の進行が予想される範囲を推定

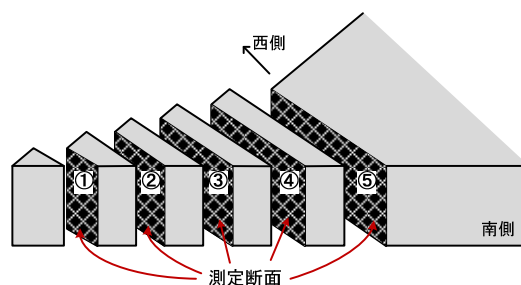
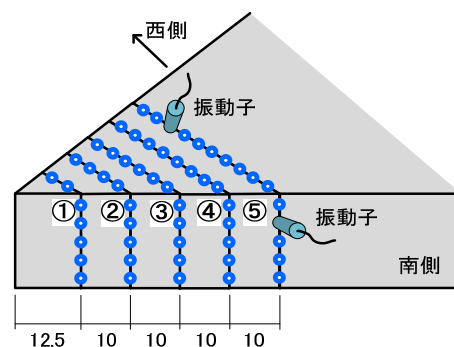


図-2.8 トモグラフィー法の測点位置と測定断面

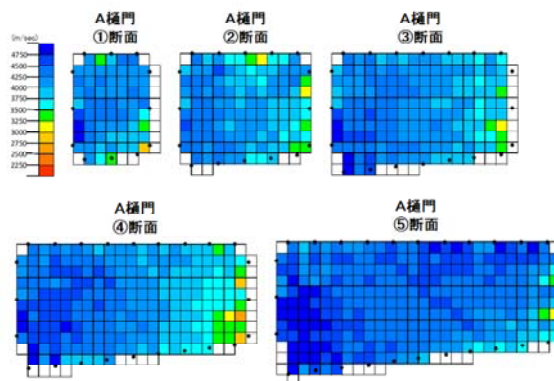


図-2.9 測定断面の超音波伝播速度分布図

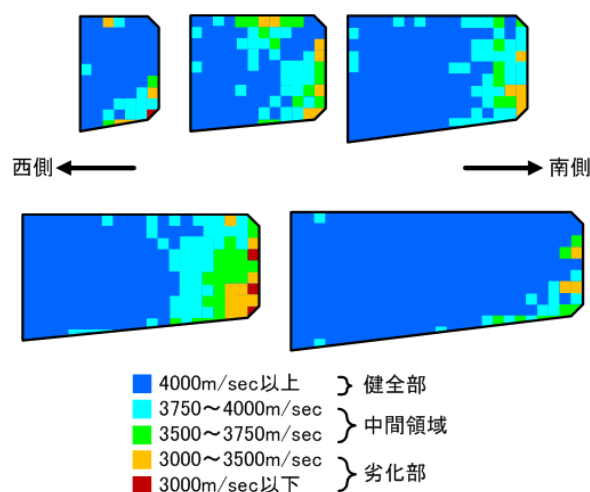


図-2.10 測定断面の超音波伝播速度分布図 2

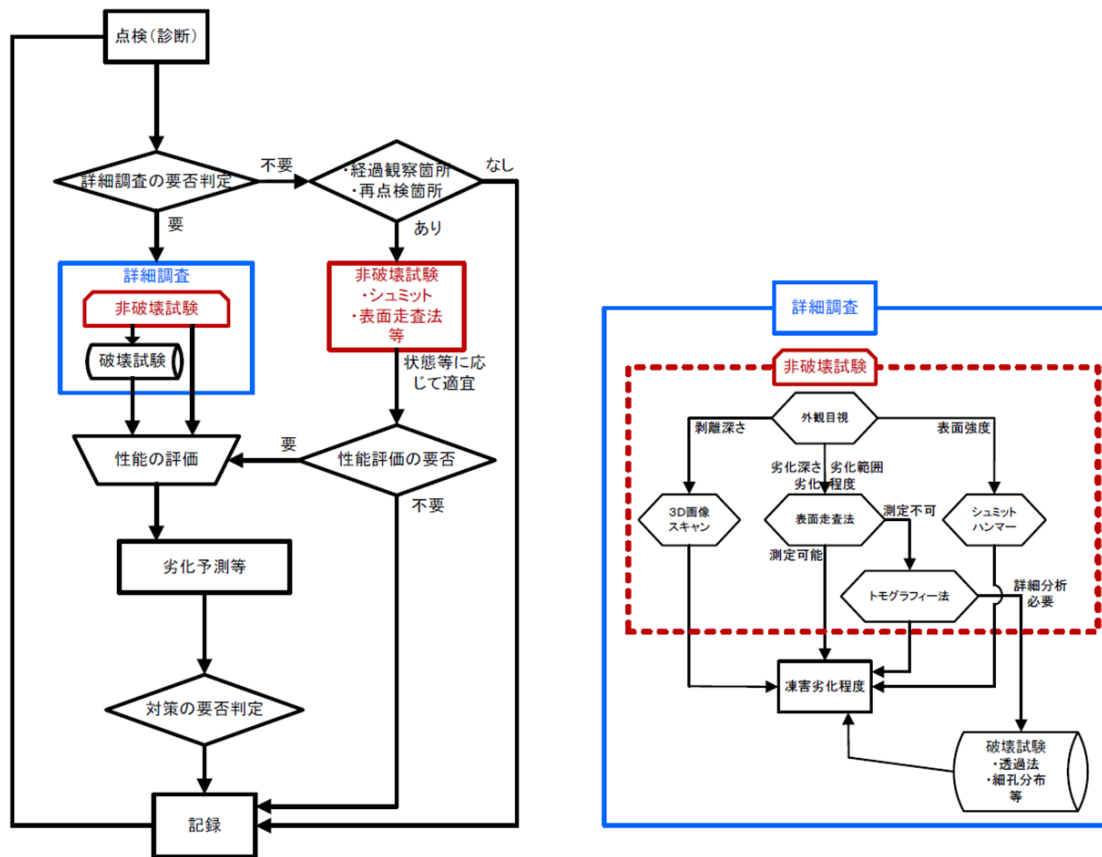


図-2.16 非破壊試験によるコンクリートの凍害劣化点検（診断）フロー試案

できたことから、凍害の劣化予測に有効な手法であると言える。

2.3 凍害診断フローの試案

図-2.16 に本研究で得た成果の範囲でとりまとめた凍害劣化点検（診断）フローの試案を示す。点検フローは、コンクリート標準示方書維持管理編(2007年版)の維持管理の手順¹⁸⁾に準じて試案を作成した。この試案では、点検調査において、非破壊試験による評価を先ず行うことを基本としている。詳細調査において、従前の凍害診断は、無条件でコア採取が実施されていたが、この試案では作業の簡略化および効率性に鑑み、第一段階で「表面走査法」、第二段階で「トモグラフィー法」による詳細な非破壊診断を実施して評価を行い、その後、必要に応じてコアを採取し、「透過法」等による診断を行う流れとなっている。さらに、照査調査の要否判定で否となった場合でも、経過観察や再点検が必要と判断されたコンクリート構造物については、劣化状態等の程度に応じた簡易な非破壊試験を適宜行い、現時点での性能をある程度評価するフローとしている。これによって、次回再点検時の調査精度や効率を上げることが期待できる。このように、この試案の最も特

徴的なポイントは、最初からコア採取に踏み切るのではなく、先ず、非破壊試験による診断から段階的にふるい分けを行った上でコア採取を要する構造物を選定する点にあり、コンクリート構造物に損傷を与えるリスクの最小化と調査コストの縮減を期待した形となっている。このように、従来、凍害深さを把握するためには破壊試験や目視による反定量的な手法を用いていたが、新たな手法として、「表面走査法」や「トモグラフィー」などの非破壊試験により凍害深さを把握する手法や「3D スキャナー」を用いて、スケーリング深さを定量的に把握する手法を示した。また、凍害深さをより精度高く把握する方法として「透過法」を用いる場合の水分の影響について明らかにした。さらに、これらの診断技術を基に合理的な凍害診断フローの試案をとりまとめた。

3 凍害および複合劣化予測式に関する検討

3.1 凍害劣化予測手法に関する検討

凍害劣化予測手法についてはいくつかの手法が提案されていることは1章で述べた。しかし、凍害劣化にとって温度条件と並び重要なパラメータであるコンク

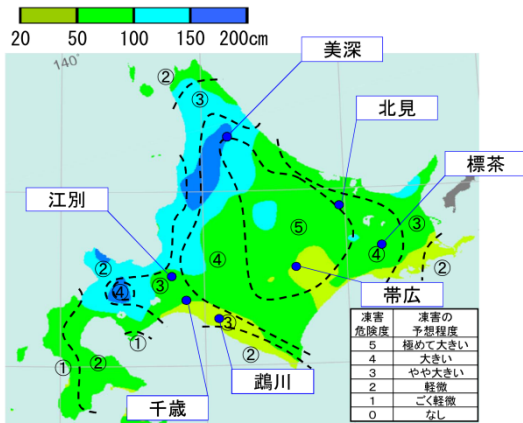


図-3.1 調査箇所

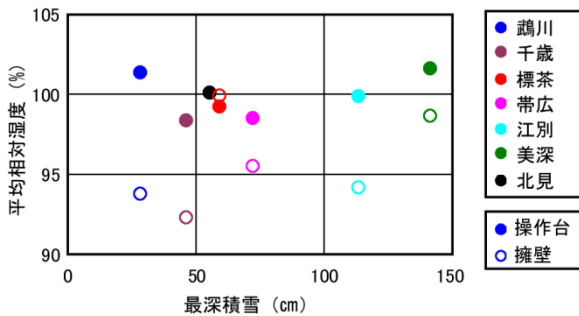


図-3.2 最深積雪と平均湿度

リート構造物の水分条件は部位条件や地域条件によって異なるが¹⁹⁾、既存の凍害劣化予測手法では、パラメータとして十分考慮されていない。ここでは、コンクリート構造物の部位毎の含水状態を把握し、実環境における水分の影響を考慮した実用的な凍害劣化予測手法を開発することを目的として研究を行った。

3.1.1 コンクリート構造物の温湿度調査

(1) 対象構造物、部位

図-3.1は凍害危険度²⁰⁾と年最深積雪(1971~2000年の平年値)²¹⁾を示しており、対象構造物は凍害危険度と年最深積雪の大小を考慮し、道内7地域の河川樋門とした。また、対象部位は、水平部位として「操作台」、垂直部位として「擁壁」を選定した。なお、擁壁は日射の影響を受けやすい南面のある樋門を選定した。

(2) 調査方法

温湿度センサーは、高分子湿度センサーを備えた小型温湿度センサーに透湿性防水シートで防水・透湿処理をしたものを用いて、表面から深さ約1cmの位置に埋設した。測定は、冬期のコンクリートの温湿度を把握するため、2009年11月から2010年4月まで行った。

3.1.2 調査結果

測定の結果、操作台の最低温度は-25℃に達する場合があるのに対し、擁壁の最低温度は概ね-10℃以上であ

った。ここで、-1℃で凍結、0℃で融解する²²⁾と仮定し、得られたコンクリート温度と相対湿度(以下、湿度)から凍結融解回数を求めた結果、全ての地域で操作台の凍結融解回数が多い結果となった。また、操作台の湿度は概ね95%以上に対し擁壁の湿度は概ね80%以上であった。湿度は、融雪水の影響が大きいと考えられるため、最深積雪と全ての凍結融解の凍結開始時の湿度の平均(以下、平均湿度)との比較を行った。結果を図-3.2に示す。ほぼ全ての地域で操作台の平均湿度が擁壁の平均湿度を上回っている。さらに、ばらつきはあるが、最深積雪が大きくなるほど、平均湿度は高くなる傾向にあった。

3.1.3 劣化予測に関する検討

劣化予測法に関しては、既に提案がなされている劣化予測手法のうち、外部環境因子をパラメータとして多く考慮している「ASTM相当サイクル」²²⁾を用いることとした。「ASTM相当サイクル」とは、ある地域の気象条件下でコンクリートが1年間に受ける凍結融解作用を、式(3.1)を用いてASTM C-666 A法の標準条件の凍結最低温度である-18℃を基準としたASTM相当サイクル数として算出し、耐用年数を推定する手法である。

$$C_{y \text{ ASTM-SP}} = C \times F \times R_{sp} = C \times F \times s \times p \times Ra_{90} \quad (3.1)$$

ここに、 $C_{y \text{ ASTM-SP}}$ はASTM相当サイクル数(回/年)、 C は養生条件に関する係数、 F は凍結融解条件に関する係数、 R_{sp} は $\Sigma(-ts/18)^\beta$ 、 ts は凍結最低温度(℃)、 β は定数、 s は日照条件に関する係数、 p は劣化過程係数、 Ra_{90} は気温によるASTM相当サイクル数である。

今回の検討では Ra_{90} は温湿度センサーによる深さ約1cmの温度データとし、日照係数 s は1.0とした。また、養生係数 C は建設時の養生温度などを考慮し「30℃乾燥」の値である0.14(相対動弾性係数(以下「 Ed 」)>90%)と0.45(90% $\geq Ed$)を、凍結係数 F は水中凍結を生じる状況でないと判断し、「気中凍結水中融解」の値である0.21($Ed > 90\%$)と0.23(90% $\geq Ed$)を用いた。

3.1.4 実構造物の凍害劣化状況

(1) 調査方法

構造物の凍害劣化調査は、温湿度センサーを設置した箇所を対象として、外観目視調査と採取コアの超音波速度測定を行った。なお、測定はコア表面から深さ1.5cmのところで行った(以下、この位置の超音波速度を「 V_L 」という)。また、健全と思われるコア最深部の

超音波速度を「 V_0 」とし、実験式²³⁾より超音波速度から相対動弾性係数を求めた。

(2) 調査結果

超音波速度測定、相対動弾性係数算出および外観評価の結果を表-3.1に示す。健全なコンクリートの一般的な超音波速度は4,000m/s以上²⁴⁾であることから、 V_L では、ほとんどが4,000m/sを下回っており、外観評価の結果も考慮すると、ある程度の凍害劣化を受けていると考えられる。一方、 V_0 については、ほとんどが4,000m/s以上であり、これらの外観評点は小さく、深部は劣化を受けていない判断できる。したがって、相対動弾性係数の算出は、この値を V_0 として用いた。次に、相対動弾性係数では、操作台が概ね70~80%程度、擁壁が80~90%程度であり、総じて操作台の相対動弾性係数の方が低くなっていた。

表-3.1 凍害劣化調査結果

部位	地域	供用年数	V_L (m/s)	V_0 (m/s)	Ed	外観 評点
操作台	鶴川	36年	3571	4009	79%	3
	千歳	27年	3236	3560	81%	2
	標茶	22年	3226	3650	78%	2
	帯広	37年	3663	4049	82%	2
	江別	27年	3215	3636	78%	2
	美深	32年	3611	4241	72%	3
	北見	21年	3584	4027	79%	4
擁壁	鶴川	22年	3527	3923	81%	2
	千歳	39年	4203	4445	89%	2
	標茶	22年	3712	3970	87%	2
	帯広	21年	3862	4121	88%	1
	江別	22年	3788	3929	93%	2

3.1.5 実構造物と劣化予測の比較

(1) 室内促進試験

予測に当たっては、実構造物に使用されたコンクリートに関する室内促進試験データが必要である。そこで、樋門に使用されている標準的な配合で室内促進試験を行った。なお、過年度調査²⁵⁾で、今回調査を行った樋門と同年代の構造物の空気量が少なかったことなどから、AE剤は用いていない。その結果、相対動弾性係数が90%および60%に達するサイクルは、それぞれ3.4サイクルおよび13.8サイクルであった。

(2) ASTM相当サイクルの算出

Bargerら²⁶⁾は、湿度90%で平衡するよりも低い含水率である場合、凍害劣化の可能性が低下することを指摘しており、それに基づき、長谷川ら²⁷⁾は、低い湿度での凍結融解作用は凍害劣化に寄与しないとして、寄与しない回数を除いた凍結融解回数(以下、実効回数)について検討している。本検討でもこの考え方にに基づき、 Ra_{90} の算出は、実効回数で劣化予測の検討を行うこととした。

ASTM相当サイクルの算出結果を表-3.2に示す。

(3) 実構造物データと予測結果の比較と考察

1) 室内試験と実環境の凍結融解による損傷量の差

(2)で求めた相対動弾性係数に達する年数と実際の供用年数の関係を図-3.3に示す。全てのデータの予測年数が供用年数を下回っており、特に、操作台のデータは予測年数が供用年数を大きく下回っている。これはASTM相当サイクルを用いた予測では劣化速度が実際の劣化速度よりも速いということを示している。また、図-3.4は供用期間中のASTM相当サイクル(以下、相当サイクル)数と予測年数と供用年数の差の関係を示し

表-3.2 ASTM相当サイクルの算出結果

部位	地域	(a) Ra_{90} (回)	(b) ASTM相当 サイクル(回/年)		(c) ASTM相当による 予測年数(年)		(d) Ed	(e) 予測 年数 (年)	(f) 凍結 融解 回数 (回)	(g) 供用 年数 (年)	(h) ΔEd_{ASTM} (%/年)		(i) ΔEd_{ACT} (%/年)	最深 積雪 (cm)
			$Ed > 90\%$	$90\% \geq Ed$	$Ed = 90\%$	$Ed = 60\%$					$Ed > 90\%$	$90\% \geq Ed$		
操作台	鶴川	42.8	1.26	7.27	2.70	4.13	79%	3.2	7.2	36年	3.70	20.96	0.58	28
	千歳	42.7	1.26	7.25	2.71	4.14	81%	3.1	6.5	27年	3.70	20.93	0.70	46
	標茶	71.9	2.11	12.20	1.61	2.46	78%	1.9	7.6	22年	6.22	35.20	1.00	59
	帯広	58.7	1.73	9.97	1.97	3.01	82%	2.2	6.2	37年	5.08	28.75	0.49	72
	江別	42.5	1.25	7.22	2.72	4.16	78%	3.3	7.6	27年	3.68	20.83	0.81	79
	美深	23.9	0.70	4.06	4.83	7.39	72%	6.4	9.6	32年	2.07	11.72	0.88	141
	北見	63.7	1.87	10.82	1.81	2.78	79%	2.2	7.2	21年	5.51	31.21	1.00	55
擁壁	鶴川	22.5	0.66	3.83	5.13	7.85	81%	5.9	6.5	22年	1.95	11.04	0.86	28
	千歳	5.8	0.17	0.98	20.08	30.73	89%	20.4	3.7	39年	0.50	2.82	0.28	46
	標茶	16.5	0.48	2.79	7.03	10.75	87%	7.4	4.4	22年	1.42	8.06	0.59	59
	帯広	13.4	0.39	2.27	8.65	13.23	88%	9.0	4.1	21年	1.16	6.55	0.57	72
	江別	12.5	0.37	2.12	9.26	14.17	93%	6.5	2.4	22年	1.08	6.11	0.32	79

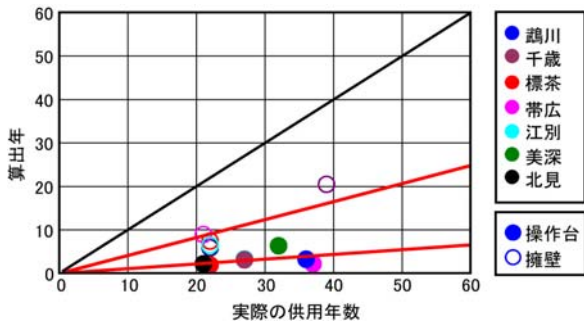


図-3.3 供用年数と劣化予測による算出年

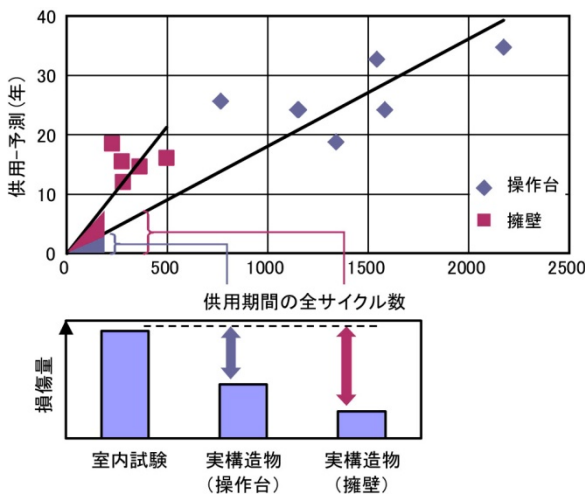


図-3.4 全サイクル数と予測と供用年数の差

たものである。損傷量に差が生じている理由として、相当サイクルによる劣化予測手法は、ASTM C 666 による室内促進試験結果をベースに各係数が決定されており、実際の気象条件よりも冷却速度が急速すぎるため、水圧が急激に増大する²⁸⁾ ことなどに起因していると考えられる。さらに、部位を比べると、操作台と擁壁の回帰直線の傾きが異なっている。これは、比較的高湿度の操作台は室内試験との損傷量の差が小さく、比較的低湿度の擁壁は損傷量の差が大きくなったと考えられる。

2) 損傷量の差の蓄積

凍害劣化は力学的疲労と同様に損傷が累積するとされてお²⁹⁾、1回の凍結融解作用で受ける損傷量が異なるとすれば、凍結融解回数が増えるほど、室内試験での予測と実構造物の損傷量との差に開きが生じてくる。したがって、操作台は、相当サイクル数が擁壁よりも多いため、全蓄積量の損傷量の差が大きいとされる。以上のことから、相当サイクルを実構造物の劣化予測として用いる場合、環境条件や部位条件に応じて、実環境における水分の影響等を考慮するための補正などが必要と考えられる。

3.1.6 水分の影響等の補正方法に関する検討

相当サイクルを用いた場合の劣化予測と実構造物の劣化の差は、式(3.2)のように水分条件補正係数(以下、補正係数)を仮定し、操作台と擁壁の補正係数について検討を行った。なお、室内促進試験では供試体を水中に浸漬させるため、劣化速度を加速させる³⁰⁾が、暴露供試体^{(例えば²²⁾³¹⁾}ではさほど加速していないことを考慮し、 ΔEd_{ACT} は供用期間を通じて一定であると仮定した。

$$\Delta Ed_{ACT} = \alpha \times \Delta Ed_{ASTM} \quad (3.2)$$

ここに、 ΔEd_{ACT} : 実構造物の1年当たりの相対動弾性係数の低下量、 ΔEd_{ASTM} : ASTM相当サイクルで算出された1年当たりの相対動弾性係数の低下量、 α : 水分条件補正係数

(1) 水分条件補正係数の検討

表-3.2に示す ΔEd_{ACT} と ΔEd_{ASTM} のデータから回帰分析により補正係数を求めた擁壁の結果を図-3.5、操作台の結果を図-3.6に示す。擁壁では、相対動弾性係数が90%以上で相当サイクルの約43%程度($\alpha=0.425$)、相対動弾性係数が90%以下で相当サイクルの約8%程度($\alpha=0.075$)となった。操作台は、データのばらつきが大きく、相関係数が小さい結果となった。この対策として、操作台の補正係数を適切に設定するために、水分供給を表すパラメータとしてコンクリート中の湿度があるが、凍害劣化予測の実用性等を考慮すると、公表されている気象データなどを用いることが望ましい。一方、凍害危険度²⁰⁾の算出では積雪量が水分条件として用いられており、凍害危険度と実構造物の劣化にはよい相関があることが、多くの論文等^{(例えば³²⁾}で報告されている。以上のことから、今回の検討では、ばらつきはあるもののコンクリート中の湿度とある程度の相関がある最深積雪を式(3.3)のようにパラメータとして用いた。

$$\Delta Ed_{ACT} / \Delta Ed_{ASTM} = \alpha = f(H) \quad (3.3)$$

ここに、 H は2009年度の最深積雪である。

図-3.7に式(3.3)から求めた回帰分析の結果を示す。操作台の補正係数は図に示す回帰式のようになり、相対動弾性係数が90%以上で相当サイクルの約16~42%程度となり、相対動弾性係数が90%以下で相当サイクルの約3~7%程度となった。

(2) 各部位の水分条件補正係数に関する考察

擁壁の補正係数が積雪深によらず一定の値となった

のに対し、操作台の補正係数は積雪深に依存する形となった。これは、鉛直部材の擁壁は、積雪よりも最低温度や凍結融解回数の影響が大きいのに対し、水平部材の操作台は、上部の滞雪からの融雪に伴う水分供給の影響を大きく受けるためと考えられる。

以上のことから、水分の影響による劣化予測手法の検討結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 実構造物のコンクリート中の温湿度は積雪等の環境条件や部位によって異なる。特に、操作台の方が擁壁に比べ高湿度の状態となっていた。また、湿度にばらつきはあるものの積雪深との相関が見られた。
- (2) 水分供給条件の違い等に起因し、室内促進試験と実構造物とで凍結融解による損傷量に差があり、相当サイクルの劣化速度が実際の劣化速度よりも速い。
- (3) 上記の劣化速度の差を補正するため、部位毎の水分条件補正係数を示した。補正係数は操作台と擁壁とでその形が異なる形となった。

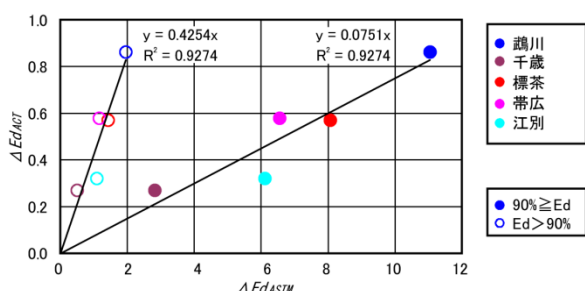


図-3.5 ΔEd_{ACT} と ΔEd_{ASTM} (擁壁)

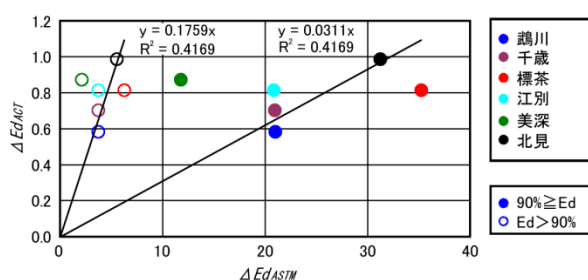


図-3.6 ΔEd_{ACT} と ΔEd_{ASTM} (操作台)

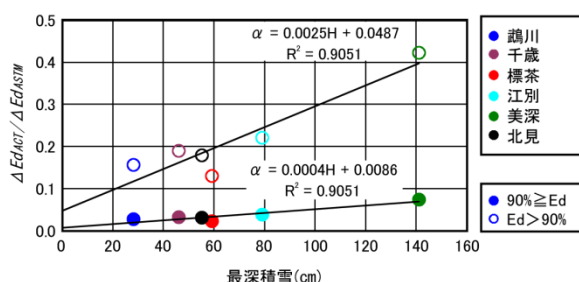


図-3.7 最深積雪と $\Delta Ed_{ACT} / \Delta Ed_{ASTM}$

$$\Delta Ed_{ACT} = \alpha \times \Delta Ed_{ASTM}$$

(擁壁の水分条件補正係数)

$$\alpha = 0.4254 \quad (Ed > 90)$$

$$\alpha = 0.0751 \quad (Ed \leq 90)$$

(操作台の水分条件補正係数)

$$\alpha = 0.0025H + 0.0487 \quad (Ed > 90)$$

$$\alpha = 0.0004H + 0.0086 \quad (Ed \leq 90)$$

ここに、 ΔEd_{ACT} は実構造物の1年当たりの相対動弾性係数の低下量、 ΔEd_{ASTM} は ASTM 相当サイクルで算出された1年当たりの相対動弾性係数の低下量、 α は水分条件補正係数、 H は2009年度の最深積雪である。

- (4) 上記のように、室内試験の水分の影響を実環境にあわせるための水分条件補正係数を用いることで、構造物の部位毎の水分状態と温度を考慮した凍害劣化予測を行うことを可能とした。

3.2 スケーリングの進行性による劣化予測手法

合理的なライフサイクルコストの算出に資する凍害に対する耐久性の設計法を開発するには、時間を変数に組み込まれた凍害の進行予測式を確立する必要がある。ここでは、凍害の形態の一つであるスケーリングに着目し、スケーリングの進行性の予測方法の確立に向けた実験・調査および解析を行った。なお、凍結防止剤の散布量が増加した1990年代後半以前に建設された古い道路構造物では、先行的に凍結融解の単独作

表-3.3 コンクリートの配合

記号	W/C (%)	単位量(kg/m ³)				A (C×%)
		W	C	S	G	
B35	35	143	409	753	1072	0.6
B45	45	144	320	823	1078	2.5
B55	55	145	264	882	1065	2.5
B65	65	145	223	939	1047	2.5

【備考】 W/C は水セメント比、W は水、C はセメント、S は細骨材、G は粗骨材、A: 混和剤。混和剤の種類は、B35 はポリカルボン酸エーテル複合体、B45、B55、B65 はリグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体である。

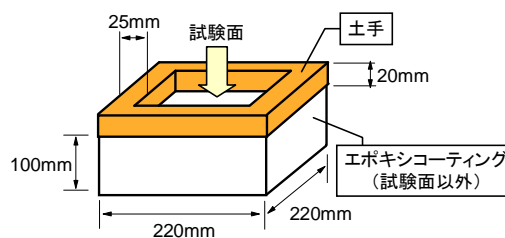


図-3.8 凍結融解試験供試体

用を受けていたと考えられ、複合劣化の影響を純粋に評価することは難しい。そのため、建設から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内の防波堤上部工天端面を調査対象として選定した。

3.2.1 室内実験での基礎的検討

凍害に及ぼす影響因子は極めて多く複雑であるが、ここでは既報の調査・解析³³⁾において重み係数が比較的大きいと評価された水セメント比と供用年数(サイクル)の2つにパラメータを絞り込み、スケーリングの進行性の予測方法の簡素化に向けた実験・解析を行った。

(1) 配合・供試体

表-3.3にコンクリートの配合、図-3.8に供試体を示す。寸法は220×220×100mmとし、材齢3日まで湿気養生を行い、28日まで恒温恒湿室(温度20℃、湿度60%)に静置した。天端面が打ち込み面であることを考慮し、凍結融解試験面はコンクリート打設面とし、試験面に試験水を張るための土手(幅25mm、高さ20mm)を設置した。試験面以外の5面は、エポキシ樹脂でコーティングし、防水処置を施した。

(2) 凍結融解試験

凍結融解試験はASTM C 672に準じ、試験面に人工海水を厚さ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約500サイクルまで繰り返し与え、スケーリング量を測定した。なお、供試体は1配合3個とし、3個の平均を実測値とした。

3.2.2 室内実験の結果と考察

(1) スケーリングの進行性に関する解析的考察

図-3.9にスケーリング試験の結果を示す。水セメント比が大きい供試体ほどスケーリングは多く発生する結果が示された。この傾向は、約500サイクルの長期にわたって持続した。この結果を整理し、水セメント比、サイクル、スケーリング量の3者の関係を調べた。ここでは、水セメント比を $W/C(\%)$ 、サイクル数を cyc 、スケーリング量を $SC(g/cm^2)$ で表し、各パラメータを代表値で割り、無次元化させて分析を行った。図-3.10に無次元化させた水セメント比($W/C/50$)とスケーリング量($SC/0.27$)の関係を示す。本研究では、100~500サイクルのデータを扱って長期的なスケーリングの進行性を評価した。いずれのサイクルも $SC/0.27=a \cdot (W/C/50)+b$ の一次関数の関係が成立することが確認された。次に、一次関数式の傾き a と切片 b の経時変化について調べた。図-3.11に無次元化させたサイクルと傾き a および切片 b の関係を示す。 a の増加量は、スケーリングの進行性に及ぼす水セメント比の影響度

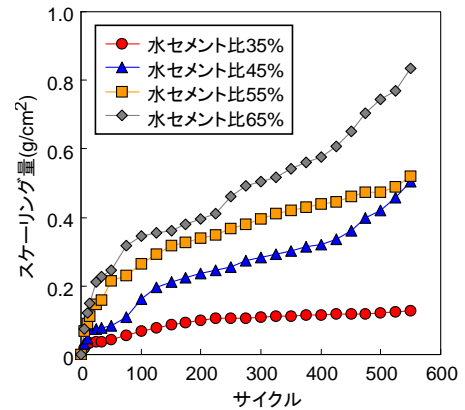


図-3.9 スケーリング試験結果

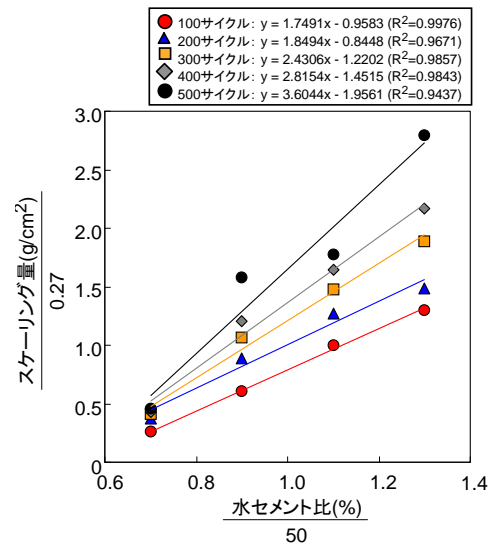


図-3.10 水セメント比とスケーリング量の関係 (ともに無次元値)

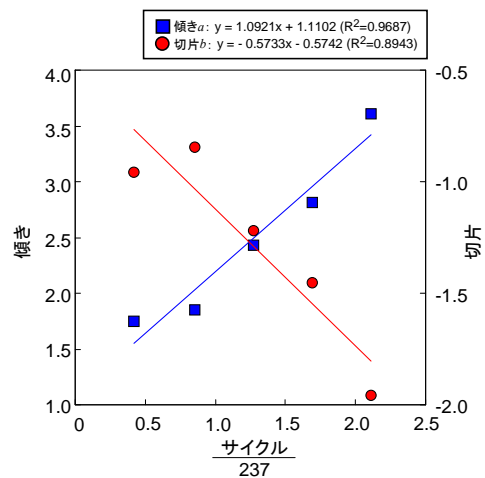


図-3.11 傾き a、切片 b の経時変化

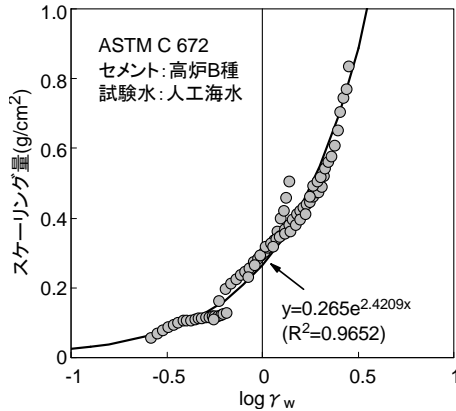


図-3.12 log γ_w とスケーリング量の実測値の関係

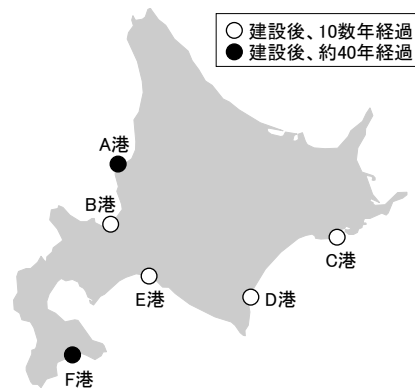


図-3.13 調査箇所の位置

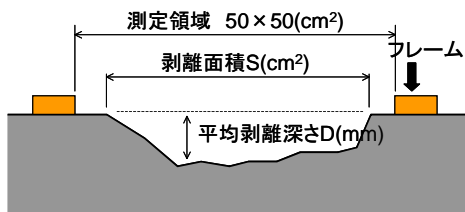


図-3.14 剥離度の測定

の経時変化を表している。 a はサイクルの進行に伴って増加しており、水セメント比の影響によってもたらされる各供試体のスケーリング量の差が経時的に大きくなっていることが読み取れるが、その変化の割合はほぼ一定であった。このことから、100～500 サイクルの範囲では、水セメント比はスケーリングの軽重差だけでなく、スケーリングの進行速度とも高い相関関係にあることが明らかとなった。また、 b も a の変化に連動して比例的に変化することも確認された。

以上より、 $SC/0.27$ を γ_w で表すと、打設面のスケーリングの進行性に及ぼす水セメント比とサイクル(100～500 サイクル)の影響を表す式として、式(3.4)が得られた。

$$\gamma_w = \left(1.09 \left[\frac{cyc}{237} \right] + 1.11 \right) \left(\frac{W/C}{50} \right) - 0.57 \left(\frac{cyc}{237} \right) - 0.57 \quad (3.4)$$

図-3.12 は、式(3.4)から求めた γ_w の計算値とスケーリング量の実測値との関係である。ここでは γ_w の常用対数をとって結果を整理した。回帰分析を行って近似曲線を求めたところ、式(3.5)が得られた。相関係数は0.96と高く、相関性は良好であることが確認された。

$$SC = 0.26e^{2.42 \log \gamma_w} \quad (3.5)$$

3.2.3 構造物での実証的検討

スケーリングの被害を受けた防波堤の上部天端面における調査データを用いて、室内実験で得た式の妥当性の評価を試みた³⁴⁾。

(1) 調査箇所の概要

調査箇所は、図-3.13示すように、未嵩上かつ未補修の北海道内のA、B、C、D、E、F港の防波堤の上部天端面である。

(2) スケーリングの評価方法

室内実験ではスケーリング量で評価したが、実際の構造物ではスケーリング量の測定は困難である。そこで、防波堤の上部天端面では「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」が提案した式(3.6)に示す「剥離度」³⁵⁾でスケーリングの程度を評価した。

$$D_m = D \times A_s \quad (3.6)$$

ここに、 D_m は剥離度(mm)、 D は剥離深さ(mm)、 A_s は剥離面積率である。測定は図-3.14に示すように、はじめに、測定対象面に50×50cmの枠を置き、最も剥離が生じている箇所において、剥離深さをデプスゲージで10点測定し、その平均値 D (mm)を算出した。次に、枠内における剥離部分の面積 S (cm²)を算出し、枠面積の2500cm²で除して剥離面積率 A_s を求め、最後に、両者を乗じて剥離度 D_m (mm)を算出した。

3.2.4 構造物調査の結果と考察

(1) コンクリートの品質とスケーリングの程度の関係

図-3.15に水セメント比と剥離度との関係を示す。現地のコンクリートについては、配合記録が残されていないため、配合推定により水セメント比を調べた。凡

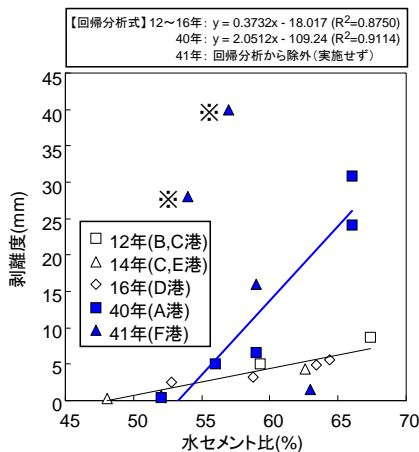


図-3.15 水セメント比(配合推定値)と剥離度の関係

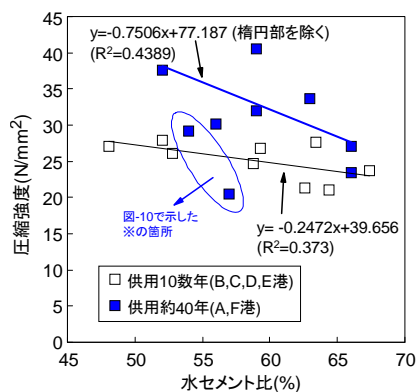


図-3.16 水セメント比と圧縮強度の関係

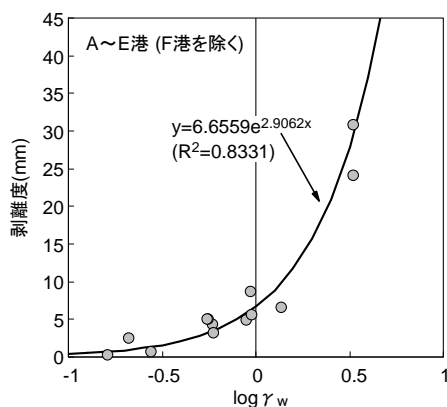


図-3.17 $\log \gamma_w$ と剥離度の実測値の関係

例の数字は供用年数を表している。水セメント比の増加に伴い、スケーリングの程度が大きくなる傾向が得られ、室内実験と同様の傾向が示された。図-3.16は水セメント比と圧縮強度の関係を示している。室内実験のような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分布が概ね示された。

(2) 室内実験での解析方法に準じた評価と考察

水セメント比と剥離度は良い相関にあったことから、

品質が比較的良好であったA～E港を対象に解析を行った。解析は、室内実験と同じ方法で、スケーリング量を剥離度、サイクルを年数に置き換えて計算を行った。はじめにA～E港の剥離度と年数を測定データの平均(各々7.3、59.1)で除して無次元化し、 $D_m/7.3 = a \cdot (W/C/59.1) + b$ の一次関数で整理した。次に、求めた一次関数の傾き a と切片 b の経時変化を直線回帰で求め、本研究で行った検討の範囲では、式(3.7)が導出された($D_m/7.3$ は γ_w としている)。

$$\gamma_w = \left(12.1 \left[\frac{t}{23.4} \right] - 4.48 \right) \left(\frac{W/C}{59.1} \right) - 11.3 \left(\frac{t}{23.4} \right) + 4.56 \quad (3.7)$$

γ_w と剥離度の実測値の関係は、図-3.17に示すように式(3.8)で表される。相関係数は0.83で室内実験に比べると小さいが、曲線に概ね沿った形でデータがプロットされた。

$$D_m = 6.66e^{2.91 \log \gamma_w} \quad (3.8)$$

なお、式(3.7)の W/C に48～53%の値を入力すると、 $t=12\sim16$ 年においては $\gamma_w > 0$ で $\log \gamma_w$ は算出されるが、 $t=40$ 年では $\gamma_w < 0$ となり、 $\log \gamma_w$ は算出されない。これは、図-3.15で示した $t=10$ 数年と $t=40$ 年の回帰直線の位置関係は、現実的には全ての W/C の範囲において $t=10$ 数年よりも年数が古い $t=40$ の方が上方に表示されないといけないが、本研究ではデータの補正は行わず、実測値を一律で直線回帰させた関係で、 $W/C=48\sim53\%$ において $t=10$ 数年と $t=40$ 年の回帰直線の位置関係が逆転し、その結果、 $W/C=48\sim53\%$ では計算上、経年的に剥離度が減少し、 $t=40$ 年には0を下回るという評価がなされたことによる。そのため、式(3.7)の適用範囲は限定的($W/C=54\%$ 以上)となるが、室内実験で検討した簡易的な評価方法は、本研究の範囲では妥当性があると評価された。

以上のことから、スケーリングの進行性による劣化予測手法の検討成果から、コンクリートの品質が適切な場合、打設面における長期的なスケーリングの進行性(室内実験では100～500サイクル、構造物では10数年～約40年)は、式(3.9)を用いることで、水セメント比と凍結融解履歴年数(サイクル)から簡易的に評価できることが示された。

$$\begin{cases} \gamma_w = \left(a \left[\frac{t}{A} \right] + b \right) \left(\frac{W/C}{B} \right) + c \left(\frac{t}{A} \right) + d & (3.9) \\ D_m = f e^{g \log \gamma_w} \end{cases}$$

ここに、 γ_w はスケーリングの進行性を表す指標値、 t は供用年数(年)(室内実験ではサイクルに置き換えることができる)、 W/C は水セメント比(%), D_m は剥離度(mm)(室内実験ではスケーリング量(g/cm^2)に置き換えることができる)、 a, b, c, d, f, g, A, B はコンクリートの品質および環境条件によって定まる係数(うち、 A, B は t および W/C を無次元化させるための係数)である。

4. 複合劣化(凍結融解・塩化物)に対する耐久性設計に関する検討

4.1 研究の概要

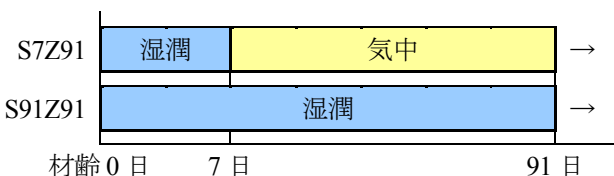
塩化物はコンクリートの凍害を早く進行させる触媒的な役割を果たすこと、特にコンクリートの表面がうるこ状に激しく剥がれ落ちるスケーリングを促進させることが知られている³⁶⁾。凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングは、凍害単独の劣化とは形態が異なるため、既往の凍害の評価・予測に関する研究成果をそのまま適用することは難しい。このため、スケーリングに及ぼす影響因子の定量化を図り、凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法の確立を図る必要がある。

ここでは、主に含水状態をファクタに設定し、表層で発生する凍結圧の分布とスケーリングの発生速度の関係を実験的に解析してスケーリングに及ぼす影響因

表-4.1 コンクリートの配合

セメント	W/C (%)	単位量 (kg/m^3)				A (C×%)
		W	C	S	G	
高炉	50	140	280	859	1085	2.5

【記号】W/C…水セメント比, W…水, C…セメント, S…細骨材, G…粗骨材, A…混和剤



【記号】

湿潤…湿潤養生(湿らせた麻布で打設面を覆う)

気中…気中静置(温度 20°C・湿度 60%の恒温恒湿室に置く)

く)

→…凍結融解試験(ASTM C 672)

図-4.1 凍結融解試験開始までの環境条件

子の定量化を図り、この解析で得た知見から、スケーリングの進行性を簡易に判定できる設計に資する評価式の提案に向けての検討を行った。

4.2 スケーリングに及ぼす凍結圧の影響の実験的解析

4.2.1 実験概要

(1) 配合・供試体

表-4.1にコンクリートの配合を示す。セメントは普通ポルトに比べてスケーリングが進行しやすい³⁶⁾とされる高炉セメントB種を用いた。粗骨材の最大寸法は25mmとした。供試体寸法は220×220×100mmとし、3.2.1(1)と同様とした。凍結融解作用時における膨張収縮挙動を調べるため、打設面から深さ10mm位置にひびみゲージと熱電対を埋設した。図-4.1に後述する凍結融解試験を開始するまでの環境条件を示す。試験開始材齢は91日とした。コンクリート組織の性状を調べるため、打設面から深さ0~10mm層のペーストの含水率と細孔分布、コンクリートの透水係数を調べた。透水係数の測定はインプット法に準じて行った。

(2) 凍結融解試験

凍結融解試験はASTM C 672に準じ、打設面に試験水を厚さ6mm張って、-18°Cで16時間、23°C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てスケーリング量を測定し、スケーリングの発生速度を計算した。試験水は、淡水と濃度3%の塩化ナトリウム水溶液(以下、NaClと記す)の2種類を使用した。スケーリング量は、剥離したコンクリート片を採取し、110°Cで24時間乾燥させた後の質量を求め、供試体3個の平均を測定値とした。

(3) 凍結圧

1) 淡水における測定の考え方の整理

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³⁷⁾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から生じ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。

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \lambda \cdot \varepsilon_i' + \varepsilon_\sigma - \varepsilon_i \\ &= \lambda \cdot \varepsilon_i' + \frac{\Delta P_f \cdot A_i(T)}{E_s} - \frac{A_i(T)}{V_0} \cdot \frac{\Delta P_f \cdot A_j(T)}{K_s} \end{aligned} \quad (4.1)$$

ただし、

$$\varepsilon_i' = (1 + D_d)^{1/3} - 1 = (1 + 0.09(V_f^T - V_f^{T_c}))^{1/3} - 1$$

ここに、 ε は温度 T (K) 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、 ε_i' は水の凍結膨張によるひずみ、 ε_o 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、 $V_f^{T_c}$ 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 $\lambda \cdot \varepsilon_i'$ を差し引いた値であり、温度 T における凍結圧は式(4.1)を変形した次式より求めることができる。

$$\Delta P_f = \frac{\varepsilon_{sb}}{A_i(T) \left(\frac{1}{E_s} - \frac{1}{V_0} \cdot \frac{A_f(T)}{K_s} \right)} \quad (4.2)$$

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、スケーリングはペーストと骨材が一体化した表層の劣化によって起こる現象であり、 ε_{sb} がコンクリートの値であることに鑑み、 E_s に関してはコンクリートの弾性係数をあてることとした。

上記の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 $\phi 10 \times 20 \text{cm}$ の供試体を作製して図-4.1と同じ環境下に静置し、材齢 91 日目に JIS A 1149 に準じて求めた。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。 $A_i(T)$ は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³⁷⁾より求めた。

$$\gamma_T = -\frac{2T_0 \gamma_i V_i \cos(\varphi)}{L \cdot \Delta T} \quad (4.3)$$

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 ($2.0 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{mol}$)、 L はモル融解エンタルピー ($6.04 \times 10^3 \text{J/mol}$)、 T_0 はバルグ水の標準氷点 (273.15K) である。

2) NaCl における測定の考え方の整理

NaCl の凍結圧は、三橋ら³⁷⁾ と Valenza ら³⁸⁾ の双方

表-4.2 ペーストの含水率

S7Z91	S91Z91
4.7%	12.8%

の理論の組合せにより解析する。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³⁸⁾。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。

$$\Delta P_f = \frac{\varepsilon_{sb}}{A_i(T) \left(\frac{1}{m \cdot E_s} - \frac{1}{V_0} \cdot \frac{A_f(T)}{m \cdot K_s} \right)} \quad (4.4)$$

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³⁸⁾。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、3) 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} 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-4.2 に示すように気中に曝してい

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(4.3)より求めたが、 T_0 は次式³⁹⁾より 1.97K の氷点降下を加味して 271.18K とした。

$$\Delta T_m = k_m n \quad (4.5)$$

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 (1.86³⁹⁾)、 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、水、氷およびセメント硬化体等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。

3) 測定方法

測定方法は、表面と深さ 10mm の 2 箇所の凍結圧を調べ、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。 ΔP_{f2} は埋設したひずみゲージから ε_{sb} を求め、式(4.2)と式(4.4)より求めた。 ΔP_{f1} は表面へのひずみゲージの埋設ならびに貼り付け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} を求めることとした。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。

$$\frac{\Delta SC \times 17 \times 17}{17 \times 17 \times \left(\frac{h}{10}\right)} = \rho_c \quad \therefore h = \frac{\Delta SC \times 10}{\rho_c} \quad (4.6)$$

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/cm²/cyc)、 ρ_c はコンクリートの密度(g/cm³)で、この値は表-4.1 の配合から求めることができる。ここでは、表面のスケーリング欠損が常時進行しているとして、累積量ではなく ΔSC で評価することとし、サイクル毎に ΔSC を求めて

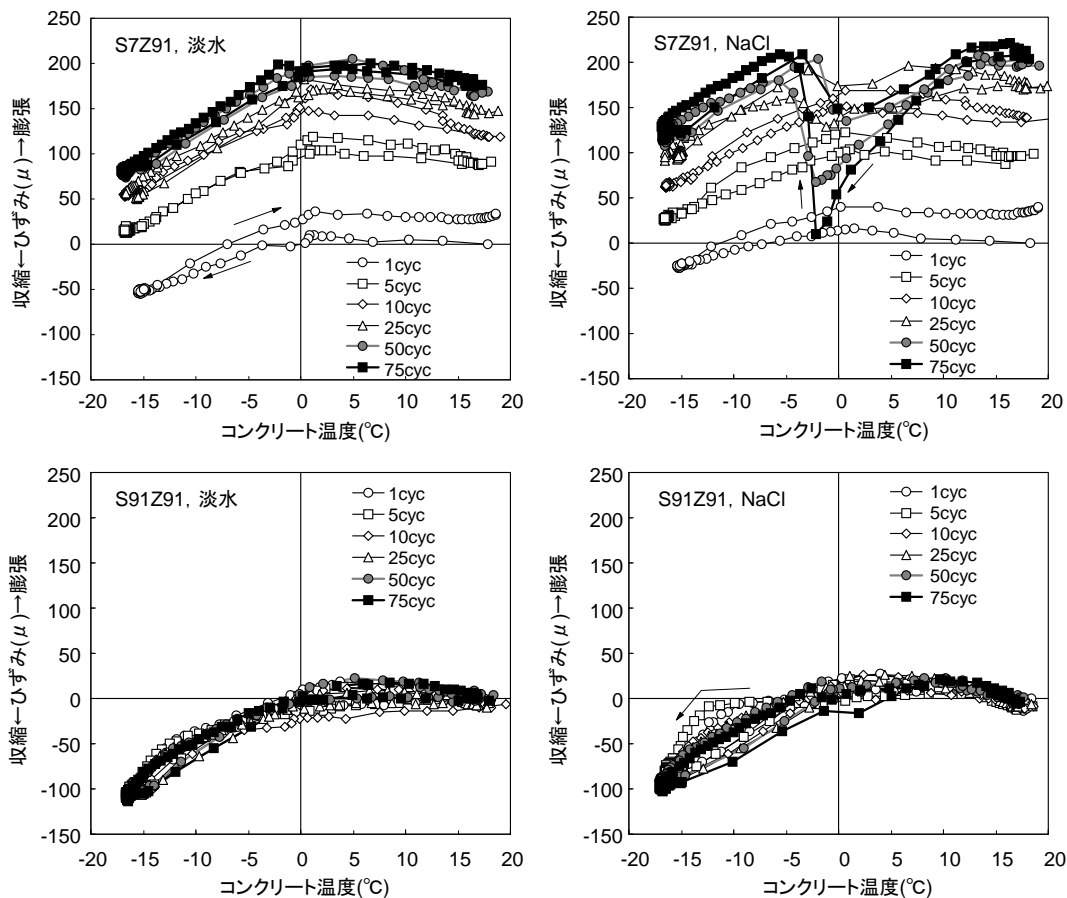


図-4.2 深さ 10mm の温度ひずみ曲線の測定結果

式(4.6)より h を算出し、横方向ひずみを求めた。

4.2.2 実験結果・考察

(1) 深さ 10mm のひずみ

測定された温度ひずみ曲線を図-4.2 に示す。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、Powers の浸透圧説⁴⁰⁾ 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 30~50 μ 程度であるのに対し、S91Z91 は 80~100 μ で前者に比べると大きい値を示した。ペーストの含水率は S7Z91 に比べて S91Z91 が多く、氷晶に吸収される水を多く含む S91Z91 の方が収縮ひずみが大きい傾向は浸透圧説⁴⁰⁾ と良く一致する。

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。また、凍結圧が作用しない 0°C 以上の融解過程においても若干の収縮が観察された。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⁴¹⁾ と一致する。なお、この挙動はサイクル数が多くなるにつれて顕著に表れる傾向があった。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⁴²⁾ 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。

(2) 凍結圧の解析

実験結果から解析した淡水、NaCl における表層の凍結圧を図-4.3~4.4 に示す。淡水の場合、1 サイクル目はいずれのシリーズも表面側の凍結圧が大きい、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った。この変化は、表面に発生・蓄積された凍結圧がスケーリングの発生によって緩和されたことと、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。これは、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層厚さが大きく減少しているにも関わらず、凍結圧は表面側にのみ集中的に作用している傾向が確認された。

(3) 凍結圧の分布とスケーリングの発生速度の関係

図-4.3~4.4 で得た凍結圧のデータを用いて、表面から深さ 10mm 間の凍結圧勾配を式(4.7)より計算する。

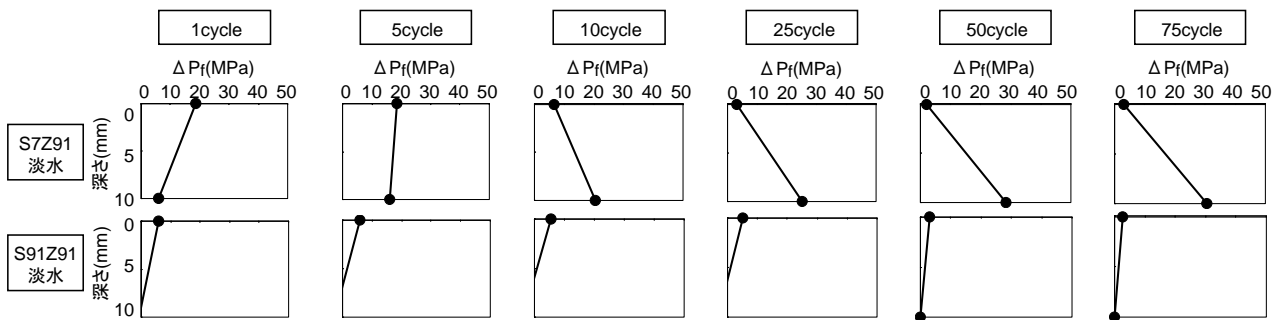


図-4.3 表層（深さ 0~10mm）で生じている凍結圧の分布の解析結果（試験水：淡水）

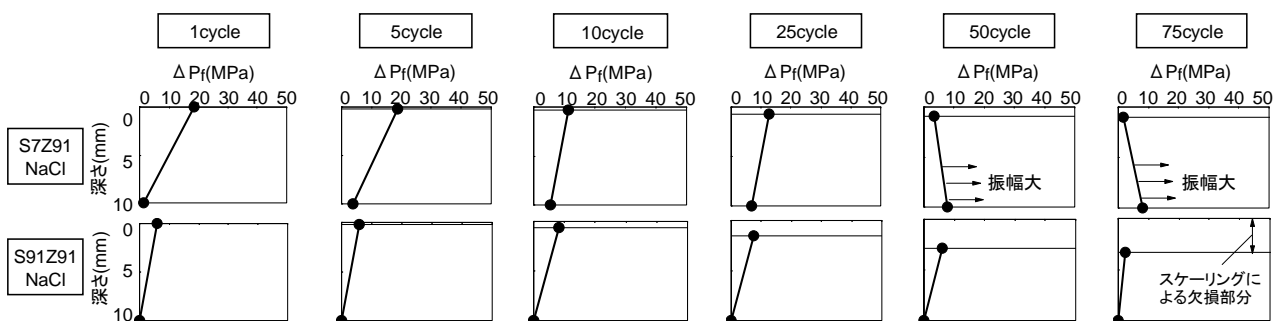


図-4.4 表層（深さ 0~10mm）で生じている凍結圧の分布の解析結果（試験水：NaCl）

$$\Delta P_h = \frac{\Delta P_{f2} - \Delta P_{f1}}{10 - D} = \frac{\Delta P_{f2} - \Delta P_{f1}}{10 - \sum_{0 \text{ cycle}}^{n \text{ cycle}} h} \quad (4.7)$$

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深さ (mm)である。

図-4.5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液体が内部へ移動し辛く、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とどまり、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、影響度を示す相関式の傾きは図-4.6に示すようにValenzaらの理論に準じて補正した弾性係数(E_s に m を乗じた値)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

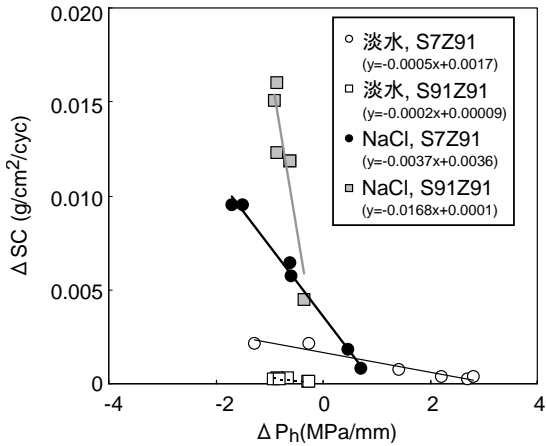


図-4.5 ΔP_h と ΔSC の関係

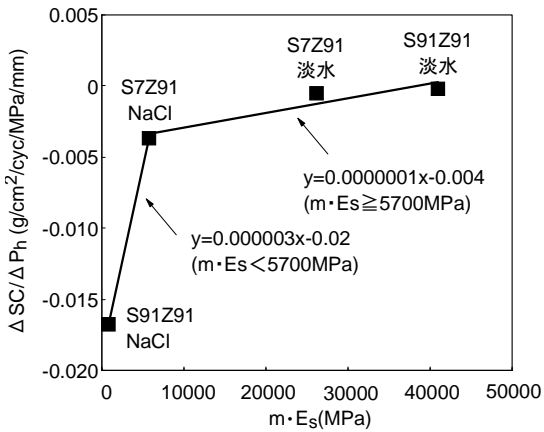


図-4.6 $m \cdot E_s$ と $\Delta SC / \Delta P_h$ (図-4.5の傾き)の関係

硬質性に依存することが確認された。

本研究で得た実験データを一次関数の形で重回帰分析したところ、下記の結果が得られた。

1) $m \cdot E_s \geq 5700 \text{ MPa}$ の場合

$$\Delta SC = (1 \times 10^{-7} m \cdot E_s - 0.004) \Delta P_h - 1 \times 10^{-7} m \cdot E_s + 0.004 \quad (4.8)$$

2) $m \cdot E_s < 5700 \text{ MPa}$ の場合

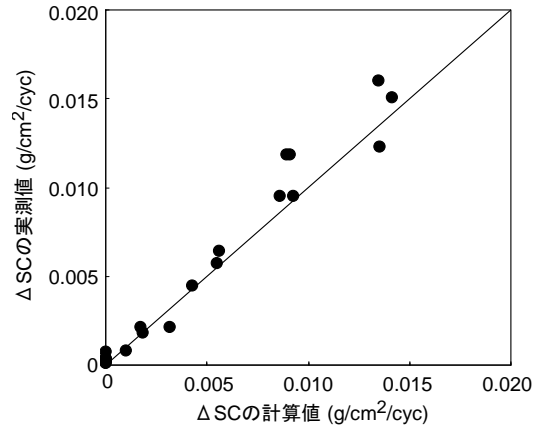


図-4.7 ΔSC の計算値と実測値の関係

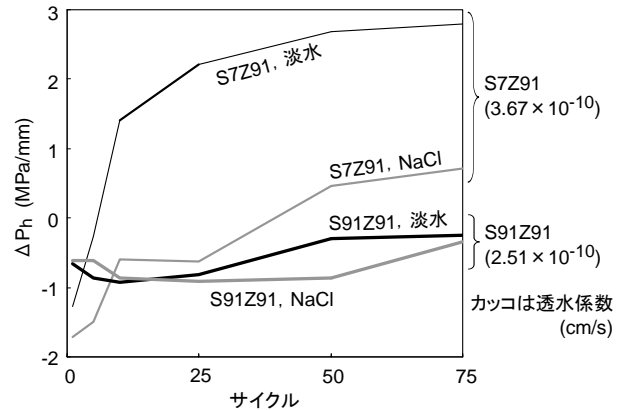


図-4.8 ΔP_h の経時的推移ならびに透水係数

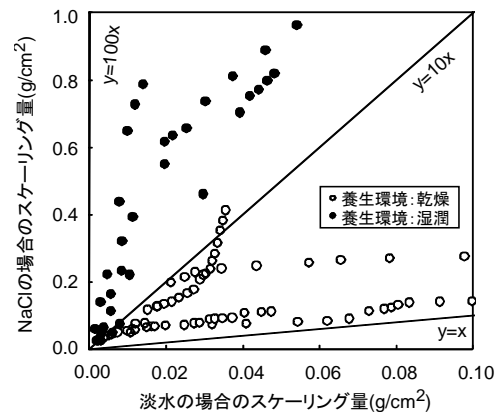


図-4.9 スケーリングに及ぼす試験水および養生環境の影響

$$\Delta SC = (3 \times 10^{-6} m \cdot E_s - 0.02) \Delta P_h - 2 \times 10^{-6} m \cdot E_s \quad (4.9)$$

図-4.7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。計算値と実測値は45°線の近傍にプロットされ、両者は良く対応した。また、図-4.8は、 ΔP_h の経時的推移と透水係数 k の測定値を示している。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。さらに、 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。これは、凍結融解試験前に気中に静置させた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⁴³⁾状態になっているために ΔP_h が大きな値を示したものと考えられる。一般に多孔体中の水の移動は次式のダルシー則に従う。

$$Q = Aki \quad (4.10)$$

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 は動水勾配である。

このことからS91Z91は、コンクリートの水密性の高さ起因して内部への液体の移動量がS7Z91に比べて減少したため、深さ10mmでは残留ひずみが殆ど生じず、凍結圧の影響が及んだ範囲も深さ数ミリの表層にとどまり、深さ10mm位置まで及ばない結果になったと考察できる。

(4) スケーリングに及ぼす試験水および養生環境の影響

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。本研究で得たスケーリング量の測定データの比較を行ったところ、図-4.9に示すように養生環境を乾燥とした場合は比率が数倍～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場合は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。

4.3 スケーリングに対する耐久性設計法の提案

4.2において、 $m \cdot E_s$ と ΔP_h がともに小さいほど、脆

弱化している表層に凍結圧の負荷が集積し、 ΔSC が大きくなることが確認された。次に、4.2で得た知見から、スケーリングの進行性を簡易に判定できる設計に資する評価式の提案に向けての実験・検討を行った。式(4.8)、式(4.9)で示したように、 ΔSC と $m \cdot E_s$ 、 ΔP_h の関係は、次式に示す形で表現できる。

$$\Delta SC = (a \cdot m \cdot E_s + b) \Delta P_h + c \cdot m \cdot E_s + d \quad (4.11)$$

ここに、 a 、 b 、 c 、 d は係数である。一般に弾性係数は圧縮強度、および圧縮強度は水セメント比と密接な関係にある⁴⁴⁾。一方、凍結圧勾配は透水係数と密接な関係にある。そこで、コンクリート構造物の設計において設定が可能な水セメント比と透水係数の2つの値に着目し、式(5.11)にあわせる形で次式を設定した。

$$\frac{\Delta SC}{A} = \left\{ e \left(\frac{W/C}{B} \right) + f \right\} \left(\frac{k}{C} \right) + g \left(\frac{W/C}{B} \right) + h \quad (4.12)$$

ここに、 W/C は水セメント比(%)、 k は透水係数(cm/s)、 A 、 B 、 C は ΔSC 、 W/C 、 k を無次元化させるための係数、 e 、 f 、 g 、 h は係数である。

ここでは、実験により得られるデータを使用して重回帰分析を行い、式(4.12)の係数 e 、 f 、 g 、 h を算出し、その結果をもとにスケーリングの進行性を簡易に判定できる評価式を構築・提案することとした。

4.3.1 実験方法

表-4.3にコンクリートの配合を示す。粗骨材の最大寸法は25mmを使用した。スランプは8cm、空気量は4.5%を目標値とした。練混ぜ後、4.2.1(2)と同じ寸法の供試体を製作し(ひずみゲージと熱電対は埋設しない)、湿潤養生を3日間行い、温度20℃、湿度60%の気中に静置した後、ASTM C 672に準じた1面凍結融解試験および $\phi 100 \times 100 \text{mm}$ のコアを供試体から採取してイン

表-4.3 コンクリートの配合

記号	W/C (%)	セメント	単位量(kg/m^3)			
			W	C	S	G
N25	25	普通ポルト	128	512	703	1087
N35	35		133	380	780	1111
N45	45		140	311	835	1095
N55	55		143	260	890	1076
N65	65		147	226	937	1045
B25	25		高炉B種	139	556	670
B35	35	143		409	753	1072
B45	45	144		320	823	1078
B55	55	145		264	882	1065
B65	65	145		223	939	1047

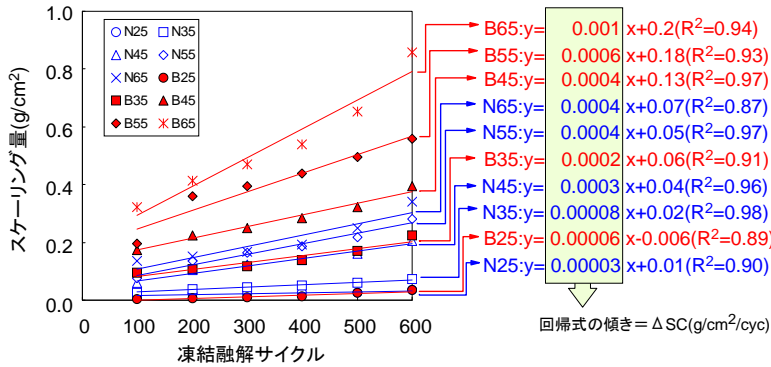


図-4.10 スケーリングの進行速度 ΔSC の算出 (試験面は打設面)

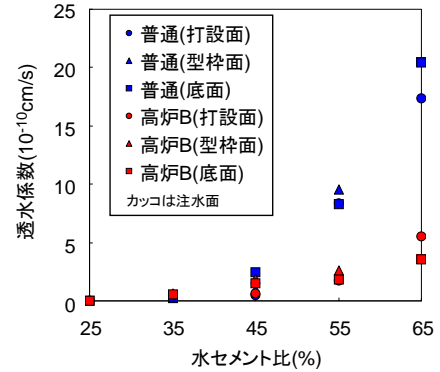


図-4.11 透水係数

プット法に準じた透水試験を行った。凍結融解試験では、試験面に3%塩化カルシウム水溶液を深さ6mm張り、 -18°C で16時間、 23°C で8時間の凍結融解作用を繰り返してスケーリング量を測定した。試験面および透水試験での注水面は打設面、型枠面、底面の3箇所とした。

4.3.2 実験結果・考察

図-4.10は凍結融解試験結果の例、図-4.11は透水係数の測定結果を示している。スケーリング量は、100サイクルまではブリーディングの影響によりやや大きかったが、100サイクル以降は概ね一定の割合で増加した。ここでは計算を極力簡便に行うため、100~600サイクル間で直線回帰を行い、その傾きをスケーリングの進行速度 ΔSC とした。同様の作業を底面、型枠面でも行い、これらの全平均 ($0.0003\text{g/cm}^2/\text{cyc}$) を式(4.12)の A とした。 B は表-4.3に示す水セメント比の平均をとって45%、 C は図-4.11のデータの平均をとって $3.5 \times 10^{-10}\text{cm/s}$ とし、重回帰分析を行った。表-4.4に分析結果を示す。この値を式(4.12)に代入して得られる $\Delta SC/0.0003$ の計算値と凍結融解試験から得られる $\Delta SC/0.0003$ の実測値は図-4.12に示すように良く対応した。図-4.13は表-4.4の値を代入した式(4.12)から求めた ΔSC 、 W/C 、 k の関係である。 W/C が大きくかつ k が小さいほど ΔSC が大きい形のグラフが得られた。この傾向は4.2で得た知見とも良く一致する。ここで式(4.12)の右辺を W/C と k の項の積の形にまとめると式(4.13)のようになる。

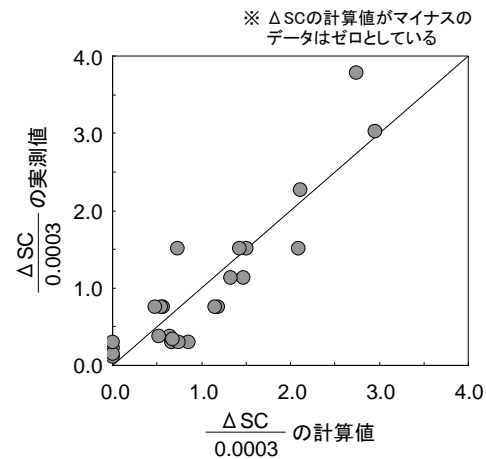


図-4.12 $\Delta SC/0.0003$ の計算値と実測値

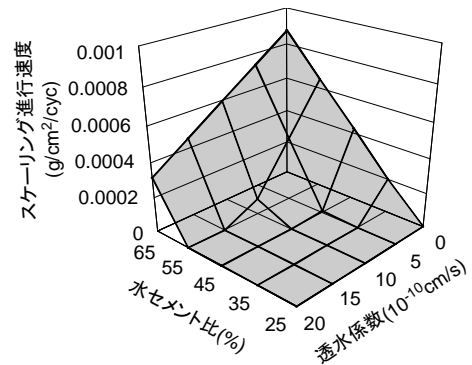


図-4.13 式(4.12)から求めた ΔSC 、 W/C 、 k の関係

ここで左辺は ΔSC に依存する値であり、これらを全てまとめて ω で表すと、式(4.14)が得られる。

$$\frac{\Delta SC}{0.0005} - 2.52 = \left(\frac{W/C}{45} - 1.67 \right) \left(\frac{k}{3.5 \times 10^{-10}} + 2.31 \right) \quad (4.13)$$

$$\omega = \left(\frac{W/C}{45} - 1.67 \right) \left(\frac{k}{3.5 \times 10^{-10}} + 2.31 \right) \quad (4.14)$$

ここに、 ω はスケーリングの進行速度を表す指標値である。

すなわち、 ω の許容範囲を設定することで、スケーリングに対する耐久性設計を式(4.14)により行うことができる。

以上のことから、4章で述べた研究成果をまとめると以下ようになる。

- 1) スケーリングは、Valenza らの理論に基づいた補正弾性係数 $m \cdot E_s$ と凍結圧勾配 ΔP_h がともに小さいほど大きくなる。スケーリングの発生速度 ΔSC と $m \cdot E_s$ 、 ΔP_h の関係は、次式に示す形で表現できる。

$$\Delta SC = (a \cdot m \cdot E_s + b) \Delta P_h + c \cdot m \cdot E_s + d$$

- 2) 1)の知見をさらに発展させ、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の照査式として次式を提案した。 ω の許容範囲を設定することで耐久性設計を行うことができる。

表-5.1 コンクリートの配合

単位水量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	空気量 (%)
194	65.0	47.2	2.0

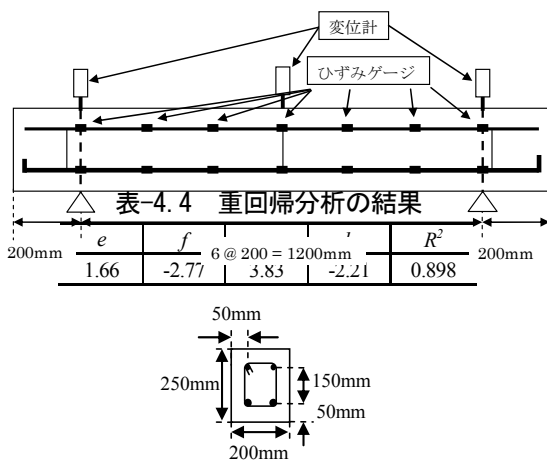


図-5.1 供試体

5 凍害劣化を受けたコンクリート部材の力学的性能

5.1 概要

ここでは、凍結融解作用を受けたコンクリート部材の材料劣化と力学性能の関係を明らかにすることを目的に、大型凍結融解試験装置を用いて凍結融解作用を与えたRCはり部材の静的載荷実験結果及びFEM解析結果について述べる。

5.1.1 静的載荷試験

(1) 配合・供試体

表-5.1 にコンクリートの配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。コンクリートの配合は、早期に凍害劣化を顕在化させるために、AE 剤を使用せず、水セメント比を65%と大きめに設定した。図-5.1 に供試体の形状寸法、配筋状況および計測機器の配置を示す。供試体の寸法は200×250×1600mmとし、主鉄筋にはD13を用いた。これらの形状寸法は、凍害による劣化が顕著である壁高欄を考慮し決定している。すなわち、引張側の鉄筋径と鉄筋比を壁高欄と同様とし、圧縮側には最小限の組立鉄筋としてD10を用いている。A 供試体は引張側面全体、B 供試体は引張側面の中央部を露出させた状態とし、水分供給を防ぐ範囲にエポキシ樹脂を用いて防水加工を施した (図-5.2)。各試験体ともに引張側面以外の面は全て防水加工を行っている。なお、上面中央部分のみに水分供給を行う理由として、過去に行った壁高欄の現地調査の結果、壁高欄下側に劣化が集中的に生じていた事例があることを考慮したためである。

(2) 凍結融解試験

凍結融解試験は、ASTM C666 B 法に準拠して気中凍結水中融解とし、最低温度-18℃、最高温度5℃として、1サイクル約14時間の凍結融解作用を430サイクル与えた。

(3) 静的載荷試験

載荷は単純支持した供試体の中央部1点を載荷する方法を採用し、せん断スパン比 a/d は3とした。変位

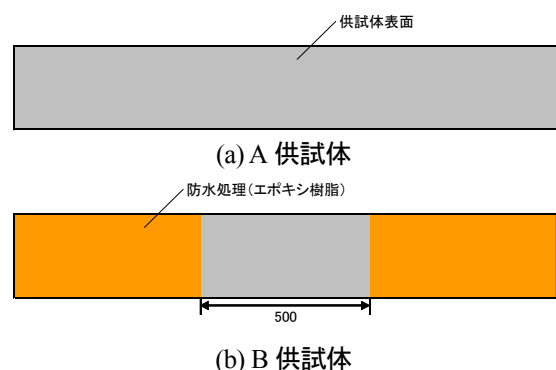


図-5.2 水分供給条件 (引張鉄筋側面)

計は支点上と中央点の3点に設置し、支点間の主鉄筋には20cm間隔でひずみゲージを設置した。測定項目は荷重、変位および主鉄筋ひずみである。また、5kNの荷重増加ごとにひび割れの確認を行った。

5.1.2 試験結果および考察

(1) 凍害劣化調査結果

凍害劣化範囲、程度を把握するため、図-5.3に示す3断面で透過法により超音波速度測定を25mm間隔で行った。測定結果を図-5.4~5.5に示す。凍結融解試験前は、A、B供試体ともに健全時の超音波速度は3,500~4,000m/sとなった。一方、凍結融解試験後(劣化後)では、両供試体ともに超音波速度は低下しており、特に、B供試体上面側は500~2,000m/sと著しく低く、スケーリングによる断面欠損が著しい状態であった。

(2) 静的載荷試験結果

表-5.2に計算耐力および実験によって得られた実測値の一覧を示す。表には、凍結融解作用を受けていないN供試体の計算値および実測値も併せて示した。なお、圧縮強度はN供試体の上面側から採取したコアの実験結果を示している。また、鉄筋の降伏強度には引張試験値の400N/mm²を用いている。表より、N供試体の最大荷重70.8kNに対し、B供試体の最大荷重が50kNであったことから、凍結融解作用により約3割程度耐力が低下した計算となる。一方、A供試体はN供試体よりも最大荷重が大きくなった。図-5.6に実験終了後の供試体側面のひび割れ分布図、図-5.7に荷重と変位の関係を示す。N試験体は供試体下面側からの曲げひび割れにより破壊に至った。A供試体は最初に曲げひび割れが発生したが、その後、ひび割れの幅が広がり、せん断ひび割れによって終局に至った。B供試体は載荷点から支点部の間に斜めにせん断ひび割れが発生し、大きく開口し終局に至った。以上のように、凍結融解作用を受けることで破壊形態が曲げ破壊型からせん断破壊型に移行した。これは、凍結融解作用によって圧縮側のコンクリートのせん断耐力が大きく減少したためと考えられる。特に、本供試体はせん断補強筋を用いていないため、せん断耐力のほとんどをコンクリートが分担したことが大きく影響したと推察される。図-5.8に変位と試験体中央部のひずみ関係を示す。N、A、B供試体の順に勾配が大きく、A、B供試体のひずみは同一変位におけるN供試体のひずみを大きく下回っており、変位の増加に伴うひずみの増

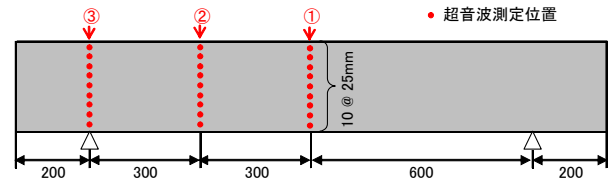


図-5.3 超音波伝播速度等測定位置

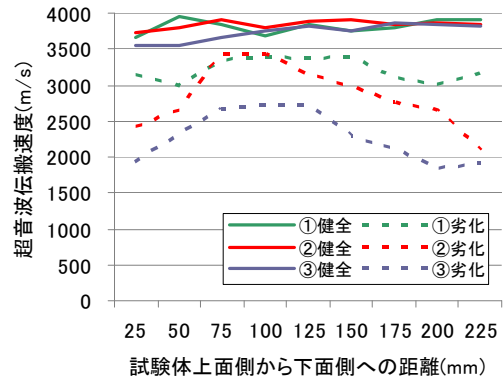


図-5.4 超音波伝播速度測定結果 (A 供試体)

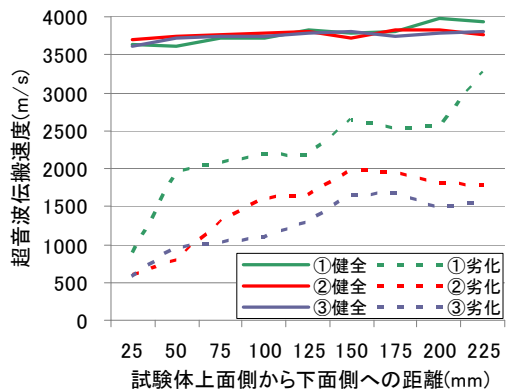


図-5.5 超音波伝播速度測定結果 (B 供試体)

表-5.2 計算耐力と実測値

試験体名	凍害劣化	圧縮強度 (MPa)	計算耐力		実測耐力 (kN)
			曲げ (kN)	せん断 (kN)	
N	無し	45	65.3	68.5	70.8
A	有り				74.7
B	有り				50.6

分が小さい。以上のことから、A、B供試体のコンクリートと鉄筋の付着力はN供試体に比べて大きく低下しているものと考えられる。

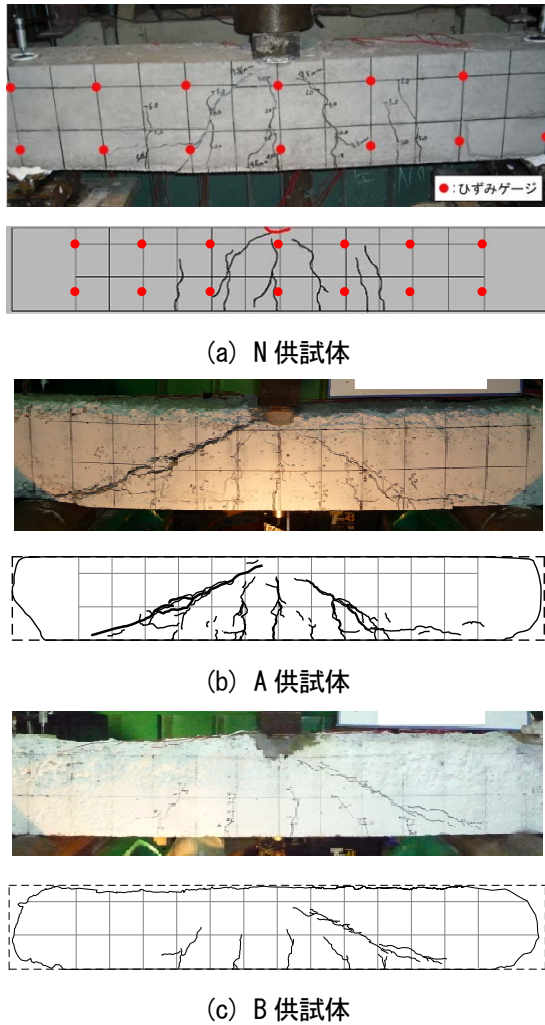


図-5.6 各供試体終局時の状況

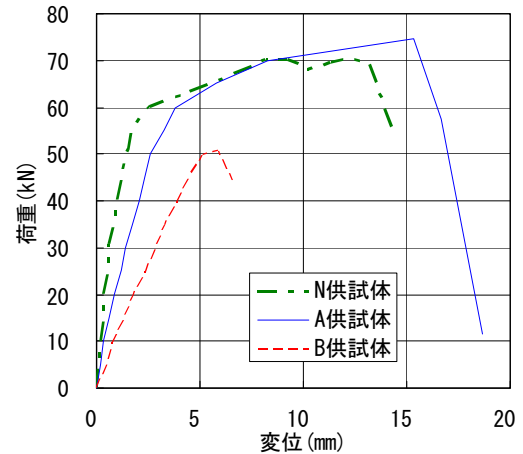


図-5.7 荷重—変位関係

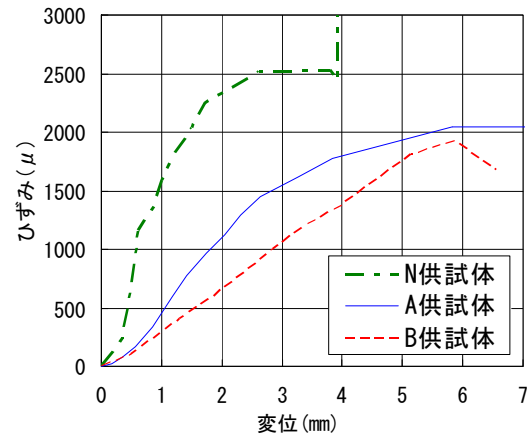


図-5.8 変位と供試体中央部のひずみ関係

5.1.3 FEM 解析の検討方法

(1) 解析対象

解析は、5.1.1 の静的載荷試験と同様に、凍結融解作用を与えていない健全な N 供試体と、凍害劣化程度の異なる A、B 供試体の計 3 体を対象に実施した。表-5.3 に実験一覧を示す。表には、超音波速度により推定した相対動弾性係数と、静的載荷実験による最大荷重も併せて示す。

5.1.4 解析方法

(1) 解析モデル

解析には市販されている 2 次元非線形有限要素解析プログラムを使用した。有限要素タイプは 8 節点アイソパラメトリック平面応力要素を用い、図-5.9 に示すように要素分割した。モデル化の範囲は、圧縮強度や凍結融解作用のバラツキを考慮するために全スパンとした。また、スケーリングによる断面欠損が見られた B 試験体に関しては、この欠損領域を考慮した梁高区

間をモデル化した。解析手法には、RC 要素（鉄筋コンクリート要素）として材料非線形性を考慮した分散ひび割れモデルを適用した。凍害によるコンクリート圧縮強度の低下は、各要素において圧縮強度を個別に設定することで反映した。また、凍害によるコンクリートと鉄筋の付着力低下については、図-5.10 に示す付着パラメータ C（引張硬化／軟化係数）によってコンクリートの引張軟化程度を変化させることにより考慮した。さらに、鉄筋は、各 RC 要素の要素断面積に対する鉄筋比という形で与えた。

載荷板および支持板に関しては、実験時に塑性化を伴うような変形が確認されていないことから、いずれも弾性体要素としてモデル化を行った。また、載荷荷重はスパン中央部に鉛直方向の強制変位を与えた。境界条件は、載荷点および支点部に対しては応力集中による局所的な要素の破壊を回避するために、実験時と同様に載荷板および支持板をモデル化して要素中心部節点の鉛直方向変位成分を拘束した。

(2) 材料物性値

コンクリートの圧縮強度は、表-5.4 に示したように試験体の上下で強度が異なっている。また、既往の研究⁴⁵⁾によると、凍害劣化を受けたコンクリートでは、式(5.1)に示すように、相対動弾性係数で10%の低下に対して圧縮強度が約7%低下することが示されている。

$$R_c = 0.0071 (DM - 100) + 1 \quad (5.1)$$

ここで、 R_c は凍結融解前後における圧縮強度比(%), DM は相対動弾性係数(%)である。

以上のことから、解析におけるコンクリート圧縮強

表-5.3 解析対象とした実験一覧

No.	凍害劣化程度	相対動弾性係数 (%)	実測耐力 (kN)
N	なし	—	70.8
A	小	24~87%(平均 56%)	74.7
B	大	3~69%(平均 22%)	50.6

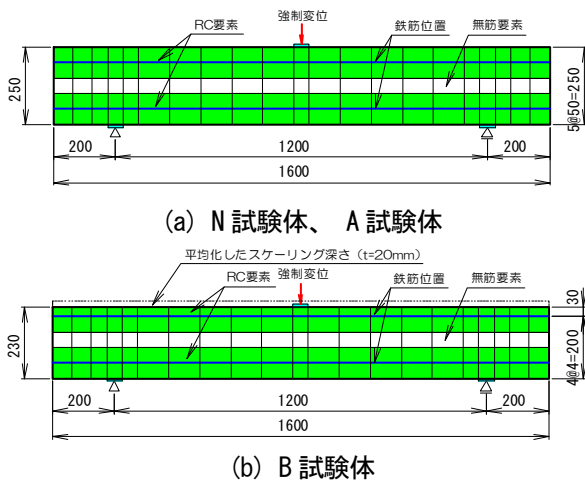


図-5.9 要素分割図

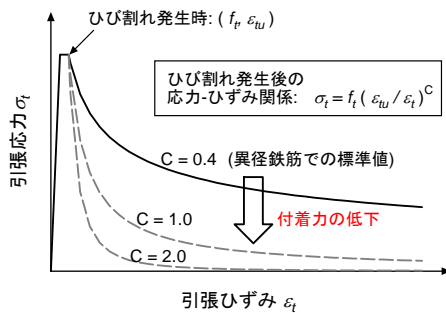


図-5.10 付着力低下の考慮 (引張軟化特性)

度については、各要素において個別に設定するものとし、N 供試体については小径コアによる高さ方向毎の実測値 (表-5.4) を、A、B 供試体については図-5.11 に示すフローに基づいてN 供試体における実測値を凍害劣化程度に応じて低減した値を、それぞれ設定した。図-5.12 に設定した圧縮強度分布を示す。

コンクリートの引張強度に関しては、土木学会コンクリート標準示方書⁴⁶⁾に基づいて圧縮強度より推定した。

ただし、実際には乾燥収縮等による初期応力の影響によって土木学会式で算定される引張強度よりも小さい可能性がある⁴⁷⁾ため、コンクリートの引張強度が解析結果に与える影響についての検討も行った。

鉄筋の降伏強度は、過去に実施した同種の鉄筋の引張試験結果の経験値として 380 N/mm²を用いた。また、鉄筋の弾性係数は一般的な値である 2.0×10⁵ N/mm²とした。

表-5.4 小径コアによる圧縮強度 (N 試験体)

上面(圧縮縁)からの距離(cm)	圧縮強度(N/mm ²)			
	1	2	3	平均
2.5	26.7	24.0	26.6	25.8
5.0	23.7	-	-	23.7
7.0	27.4	-	-	27.4
12.5	29.4	-	-	29.4
17.5	33.9	-	-	33.9
22.5	34.6	39.0	38.7	37.4

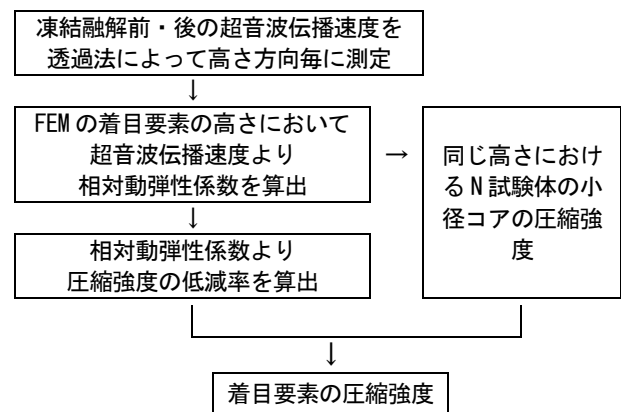


図-5.11 A、B 試験体の圧縮強度の評価手順

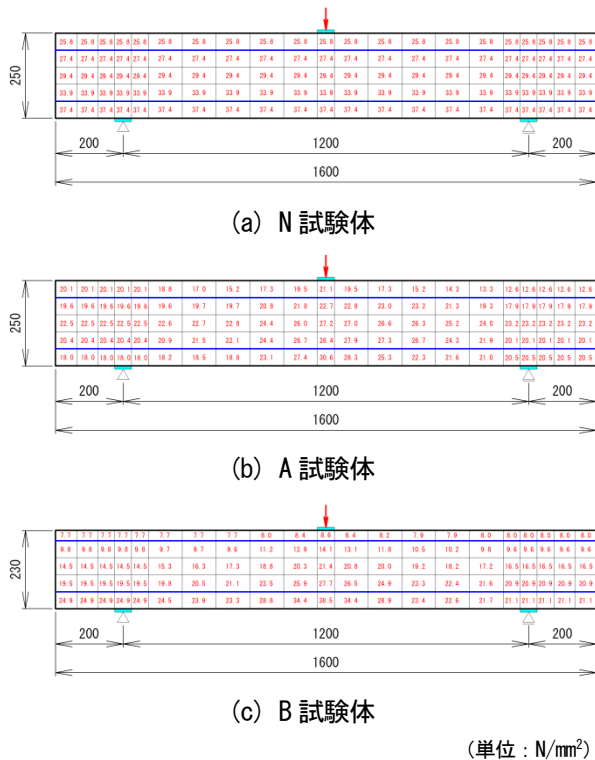


図-5.12 各試験体のコンクリートの圧縮強度分布

表-5.5 解析ケース一覧

Case	凍害劣化	①引張強度	②付着パラメータ
N1	なし (N 試験体)	示方書値×1.0	C=0.4 (異径鉄筋での標準値)
N2		示方書値×0.7	
N3		示方書値×0.5	
A1	小 (A 試験体)	示方書値×0.5	C=0.4
A2			C=1.0
A3			C=2.0
B1	大 (B 試験体)	示方書値×0.5	C=0.4
B2			C=1.0
B3			C=2.0

(3) 解析ケース

本解析で実施した解析ケースの一覧を表-5.5に示す。解析パラメータは、①コンクリート引張強度、②引張軟化曲線における付着パラメータCの2種類である。はじめに、凍害劣化していないN供試体を対象として引張強度が解析結果に与える影響について検討した。その後、最もよく整合した引張強度の値を基本とし、凍害劣化程度が異なるA、B供試体を対象に、付着パラメータCが解析結果に与える影響について検討した。

5.1.5 解析結果と考察

(1) 初期応力による引張強度低下の影響 (N 供試体)

一般に、RC構造物中のコンクリートの引張強度は、

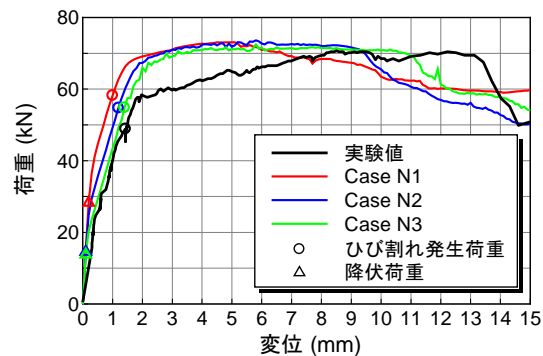
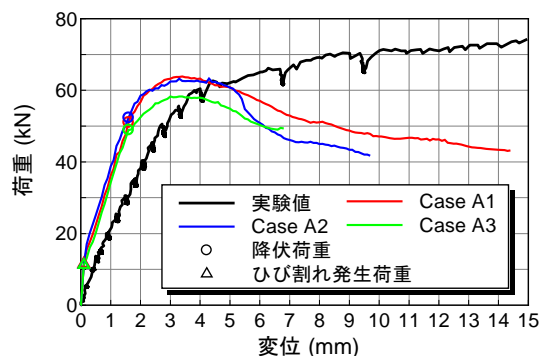
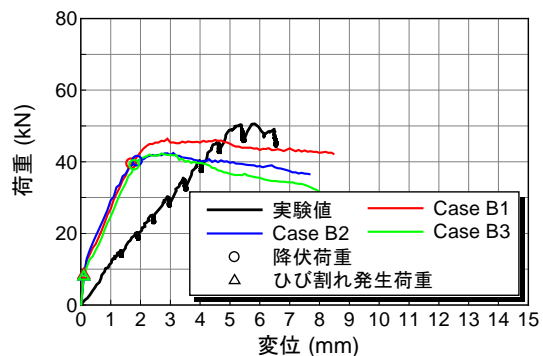


図-5.13 解析結果 (N 試験体)



(a) A 試験体



(b) B 試験体

図-5.14 解析結果 (A、B 試験体)

乾燥収縮や鉄筋による拘束等の影響によってコンクリートに初期応力が発生するため、割裂引張試験の結果よりも小さくなる⁴⁷⁾。今回の解析では、N供試体を対象に引張強度の低減率の検討を行った。

引張強度の低減率を1.0倍、0.7倍、0.5倍とした場合の解析結果を図-5.13に示す。なお、降伏荷重は引張側主鉄筋が降伏ひずみに達した時点とした。解析によるひび割れ発生荷重や降伏までの剛性等から総合的に判断すると、引張強度の低減率を0.5倍とした解析Case N3が最も良く実験値と整合する。そのため、以降の劣化させた試験体の解析検討では、Case N3と同様の低減率を用いて解析を行う。

(2) 凍害劣化による付着力低下の影響 (A、B 供試体)

5.1.2において、凍結融解を受けた供試体の鉄筋の付着力は大きく低下することを確認した。そこで、凍害による鉄筋の付着劣化がRC構造物の力学性能に及ぼす影響を確認するため、図-5.10に示す付着パラメータC（引張硬化／軟化係数）によってコンクリートの引張軟化程度をパラメータとして、その影響を検討した。

A、B供試体を対象に行った解析の結果を図-5.14に示す。最大荷重を見ると、A、B供試体ともに概ね一致している。そのため、最大荷重については、凍害劣化の大小に関わらずFEM解析によって推定できると考えられる。一方、荷重－変位関係における剛性や、最大荷重時の変位は、A、B供試体ともに、ほとんど一致していない。また、付着パラメータCを大きくしても、解析結果に与える影響は微小であった。今回の解析にあたっては、健全なコンクリートを想定した応力－ひずみ関係を材料構成則として用いたため、凍害劣化による弾性係数の変化が反映されていない。その結果、解析による荷重－変位関係が実験値と整合しなかったと考えられる。

以上のことから、5章で述べた研究成果は以下のようになる。

- 1)鉄筋の付着特性に及ぼす凍害の影響は極めて大きいことが明らかとなった。
- 2)曲げ破壊型のRC梁に凍結融解作用を与えることでせん断耐力が低下し、せん断破壊型へと移行し、劣化程度が大きい供試体は最大荷重も低下した。
- 3)凍結融解を受けた供試体の鉄筋の付着力は、荷重の増加に対し、ひずみが分散して増加していることから、凍結融解を受けていない供試体に比べて大きく低下していると考えられる。
- 4)凍害劣化させたRC梁について、透過法によって圧縮強度を推定した結果を用いてFEM解析することにより、おおよその最大荷重を推定することが可能である。
- 5)凍害劣化させたRC梁のFEM解析において変位量を適切に評価するためには、弾性係数の変化について適切に評価する必要があり、今後の検討が必要である。

6. まとめ

凍害劣化および凍害・塩害の複合劣化を受けるコンクリート構造物に対する診断手法、劣化予測手法、合理的な耐久設計法の開発、力学的性能の解明等に関する検

討を行い、以下のような研究成果を得た。

- (1) 簡易な外観評価手法に加えて、主に超音波を用いた非破壊試験により凍害深さを把握する手法（表面走査法、トモグラフィ）やスケーリング深さを定量的に把握する手法を示し非破壊試験による点検フロー（案）を提案した。
- (2) 構造物に設置した温湿度センサーのデータ分析を行い、室内試験の水分の影響を実環境にあわせるための水分条件補正係数を提案し、構造物の部位毎の水分状態を考慮した凍害劣化予測手法を確立した。また、水セメント比と凍結融解履歴から、既存構造物のスケーリングの進行性を簡易に予測できる方法を示した。さらに、塩化物によるスケーリングの促進挙動を実験的に解析し、スケーリングが進行しにくいコンクリートを製造するための耐久設計法を提案した。
- (3) 凍結融解作用を与えたRCはり部材の静的載荷実験を行った結果、凍害劣化程度により破壊形態がせん断破壊となり、最大荷重や付着力が大きく低下するなどの力学性能が把握できた。また、超音波伝播速度から推定した劣化程度に応じた圧縮強度を用いて、有限要素法解析により求めた解析値と実験値の比較・分析を行い、おおよその最大荷重を推定することを可能とした。

参考文献

1. 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
2. 石井清、江川頭一郎、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
3. 三橋博三、成田健、平井和喜：「コンクリートの凍害劣化確立モデルに関する研究」、日本建築学会構造系論文集、No.450、pp.1-6、1993.8
4. 成田健、三橋博三、平井和喜、田畑雅幸：「凍害劣化確立モデルの構成要素に及ぼす影響因子の考察」、日本建築学会構造系論文集、No.455、pp.1-6、1994.1
5. 山下英俊、村上祐治、鈴木篤、吉川弘道：「凍結融解を受けるコンクリートの劣化予測に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.1、pp.1021-1026、1992.6
6. 柏忠二、明石外世樹、小阪義夫：「コンクリートの非破壊試験法－日欧米の論文・規格・文献－」、p.42、1980

11.2 コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究

7. 二本の直線による折れ線回帰、群馬大学 HP (<http://aoki2.si.gunma-u.ac.jp/lecture/stats-by-excel/vba/html/oresen-kaiki.html>)
8. 2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、土木学会、p.123、2008.3
9. 魚本健人、加藤潔、広野進：「コンクリート構造物の非破壊検査」、森北出版、1990
10. 村瀬豊、魚本健人：「超音波法によるコンクリート構造物の内部欠陥調査方法に関する研究（その1）」、東京大学生産技術研究所生産研究、56巻2号172、pp.42-45、2004.1
11. 木村芳幹：「超音波トモグラフィ法によるコンクリート構造物品質の推定」、(財)日本建築総合試験所機関誌 GBRC、Vol.33、No.2、pp.13-21、2008.4
12. 林田宏、田口史雄、遠藤裕丈、草間祥吾：「超音波伝播速度測定によるコンクリート構造物の凍害診断に関する基礎的研究」、寒地土木研究所月報、No.656、pp.10-15、2008.1
13. 内藤勲、田口史雄：「表面被覆補修コンクリート構造物の超音波伝播速度測定による凍害再劣化調査」、土木学会第64回年次学術講演会論文集、V-212、2009.9
14. 内藤勲、田口史雄、石谷隆始、畠秀樹、出合寿勇：「河川樋門コンクリートの凍害劣化と再劣化に関する調査」、寒地土木研究所月報、No.678、pp.17-26、2009.11
15. 林田宏、田口史雄、嶋田久俊：「超音波伝播速度測定による実コンクリート構造物の凍害深さ推定について」、北海道開発土木研究所月報 No.642、pp2-8、2006.11
16. コンクリート技術の要点'99、p.155、日本コンクリート工学協会、1999
17. 魚本健人、加藤潔、広野進：「コンクリート構造物の非破壊検査」、森北出版、p.37、1990
18. 2007年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕、土木学会、p.12、2008.3
19. 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、日本コンクリート工学協会、p49、2008
20. 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
21. 気象庁：1971～2000 アメダスデータ
22. 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
23. 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」、日本コンクリート工学協会、pp63-70、2006.12
24. コンクリート技術の要点'99、p.155、日本コンクリート工学協会、1999
25. 林田宏、田口史雄、遠藤裕丈、草間祥吾：「コンクリート構造物の凍害に関する環境要因と劣化予測の適用性に関する検討」、コンクリート工学年次論文集 Vol.30、No.1、pp.909-914、2008.7
26. Bager.D.H.,Sellevoid.E.J.: "Ice Formation in Hardened Cement Paste", Part1-Room Temperature Cured Pastes with Variable Moisture Contents, CEMENT and CONCRETE RESERCH, Vol.16, PP.709-720, 1986
27. 長谷川拓哉、千歩修：「札幌市に屋外暴露したコンクリート内部の温湿度変化」、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.1、pp.907-911、2009
28. 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、日本コンクリート工学協会、p184、2008
29. 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
30. 桂修、松村宇：「コンクリートの凍害劣化度評価と予測法に関する研究」、コンクリートの試験方法に関するシンポジウム、日本建築学会、pp2-11-2-16、2003.11
31. 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
32. 北海道におけるコンクリート構造物維持管理の手引き(案)、北海道土木技術会コンクリート研究委員会コンクリート維持管理小委員会、pp.2-47、平成18年3月
33. 林田宏、内藤勲、遠藤裕丈、草間祥吾、安達優：「11.2 コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究」、重点プロジェクト研究報告書、独立行政法人土木研究所、2010
34. 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、Vol.64、No.3、pp.484-499、2008.9
35. 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
36. 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

37. 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
38. Valenza II, J. J. and Scherer, G. W. : “Mechanism for Salt Scaling”, J. Am. Ceram. Soc, Vol.89, No.4, pp.1161-1179、2006.
39. 村国誠：「冬期路面管理に使用する薬剤(1)～(4)、社団法人雪センター「ゆき」、No.10～No.13、1993.1～10
40. Powers, T. C. and Helmut, R. A. : “Theory of Volume Change in Hardened Portland Cement Paste During Freezing, Highway Research Board”, Vol.32, pp.285-297、1953.
41. 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
42. 村田二郎、長瀧重義、菊川浩治：「土木材料コンクリート」、pp.120-121、共立出版、1991.6
43. 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
44. 文献7、pp.89-90
45. 桂修：「凍害による材料特性の予測手法、凍害の予測と耐久性設計の現状」、日本コンクリート工学協会北海道支部、pp.21-25、2006.6
46. 2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】、土木学会、2008.3
47. 前川宏一、福浦尚之：「多方向ひび割れを考慮したRC構成則の部材・構造挙動からの検証」、土木学会論文集、No.634/V-45、pp.209-225、1999.11