室蘭工業大学
学術資源アーカイブ
Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive

凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの強度増進停滞機構および被害範囲・深さ測定手法に関する研究

メタデータ	言語: jpn
	出版者:
	公開日: 2021-12-09
	キーワード (Ja):
	キーワード (En):
	作成者: 山下, 紘太朗
	メールアドレス:
	所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00010421

博 士 学 位 論 文

凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの強度増進停滞機構および被害範囲･深さ測定に関する研究

2021 年 9 月

山下　紘太朗

凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの
強度増進停滞機構および被害範囲・深さ測定に関する研究

― 目次 ―

第 1 章 序論.....1

1.1 本研究の背景と目的.....1

1.2 本研究に関連する既往の研究.....2

1.2.1 初期凍害の研究の変遷.....2

1.2.2 コンクリートの凍害と初期凍害.....5

1.2.3 初期凍害の機構.....7

1.2.4 初期凍害の防止策.....8

1.2.5 初期凍害における圧縮強度低下の要因.....11

1.2.6 初期凍害範囲測定手法に関する既往の研究.....15

1.2.7 初期凍害深さ測定手法に関する既往の研究.....16

1.3 本論文の構成と概要.....17

― 第 1 章の参考文献 ―.....19

第 2 章 凝結・硬化過程に凍結したセメントペーストの強度増進停滞に関する研究.....21

2.1 はじめに.....21

2.2 実験概要.....22

2.2.1 要因と水準.....22

2.2.2 実験の組合せ.....23

2.2.3 凍結融解条件および養生方法.....24

2.2.4 使用材料および調合.....25

2.2.5 測定項目および試験方法.....26

2.3 実験結果および考察.....29

2.3.1 凝結時間および凍結開始時間.....29

2.3.2 水和反応性.....30

2.3.3 硬化性状.....32

2.3.4 全空隙率の変化.....37

2.3.5 細孔径分布.....41

2.3.6 ひび割れ観察結果.....43

2.3.7 既往研究の課題に対する考察.....45

2.4 第 2 章の結論.....46

― 第 2 章の参考文献 ―.....47

第 3 章　凝結過程の凍結がモルタルの硬化性状に及ぼす影響 48

3.1　はじめに 48

3.2　実験概要 49

3.2.1　実験計画 49

3.2.2　実験方法 52

3.3　実験結果および考察 54

3.3.1　温度測定結果および凝結時間試験結果 54

3.3.2　強度増進性状および全空隙率の変化 55

3.3.3　各種要因が圧縮強度および空隙率に及ぼす影響 58

3.3.4　空隙構造の変化 61

3.3.5　表面性状への影響 64

3.4　第 3 章の結論 66

―　第 3 章の参考文献　― 67

第 4 章　凝結・硬化過程の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響 68

4.1　はじめに 68

4.2　実験概要 69

4.3　凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの諸性質　シリーズ 1 72

4.3.1　実験計画および方法 72

4.3.2　実験結果および考察 74

4.3.3　シリーズ 1 のまとめ 77

4.4　凝結終結時に凍結した各種コンクリートの強度増進性状　シリーズ 2 78

4.4.1　実験計画および方法 78

4.4.2　実験結果および考察 81

4.4.3　シリーズ 2 のまとめ 88

4.5　モルタルおよびコンクリートの骨材界面観察と強度比の対応の検討　シリーズ 3 89

4.5.1　実験計画および方法 89

4.5.2　実験結果および考察 92

4.5.3　シリーズ 3 のまとめ 104

4.6　第 4 章の結論 105

―　第 4 章の参考文献　― 106

第 5 章　初期凍害範囲・深さ測定に関する研究 107

5.1　はじめに 107

5.2 初期凍害範囲測定手法の検討 108

5.2.1　初期凍害範囲測定に有効性の見込める測定手法の抽出 108
5.2.2　実験計画 108
5.2.2　実験方法 110
5.2.3　実験結果および考察 113
5.2.4　初期凍害範囲測定における各種試験の有効性 120
5.3. 初期凍害深さ測定手法の検討 121
5.3.1　初期凍害深さ測定に有効性が見込める測定手法の抽出 121
5.3.2　実験計画 122
5.3.2.　実験方法 124
5.3.3　実験結果および考察 128
5.3.4　初期凍害深さ測定における各種試験の有効性 142
5.4　初期凍害範囲・深さ測定手法案 143
5.4.1　対象部位および前提条件 143
5.4.2　初期凍害範囲・深さ測定に対する各種試験の有効性と判断基準案 144
5.4.3　初期凍害範囲・深さ測定の流れ 145
5.4.4　初期凍害範囲測定に関する各種試験方法案 147
5.4.5　初期凍害深さ測定に関する各種試験方法案 152
5.5　第 5 章の結論 158
―　第 5 章の参考文献　― 159

第 6 章　総括 161

6.1　本研究の総轄 161
6.2　課題と展望 163

投稿論文

謝辞

第１章

序論

第１章　序論 1

1.1　本研究の背景と目的 1

1.2　本研究に関連する既往の研究 2

1.2.1　初期凍害の研究の変遷 2

1.2.2　コンクリートの凍害と初期凍害 5

1.2.3　初期凍害の機構 7

1.2.4　初期凍害の防止策 8

1.2.5　初期凍害における圧縮強度低下の要因 11

1.2.6　初期凍害範囲測定手法に関する既往の研究 15

1.2.7　初期凍害深さ測定手法に関する既往の研究 16

1.3　本論文の構成と概要 17

―　第１章の参考文献　― 19

第 1 章　序論

1.1　本研究の背景と目的

寒中コンクリート工事でもっとも留意すべき点として、初期凍害の防止と強度増進の遅れに対する対応が挙げられる。初期凍害とは、フレッシュ時から硬化初期にかけてコンクリート中の水分が凍結することにより、強度発現の停滞などを引き起こす被害のことである。寒中コンクリート施工指針・同解説 [1)]では、打込み後のコンクリートの圧縮強度が 5.0N/mm^2 となるまでコンクリートを凍結させないように初期養生を行うこと、適切な空気量の確保（目標空気量は 4.5%～5.5%の範囲）などが規定されている。しかし、厳冬期には万全な凍結防止対策が施されるが、土間コンクリートや防水押えのコンクリート等では予期せぬ寒波や養生管理の不備などにより、部材表面を凍結させてしまうという不具合が少なからず発生しているのが現状である。

初期凍害を受けたコンクリートは強度回復が見込めないといわれている。この被害について、現在の初期凍害における強度低下機構では、若材齢時の結合力（強度）が不十分な段階で凍結を受けることで、氷の生成圧により、微細ひび割れを含む組織の緩み、組織の粗大化が起因していると考えられている。初期凍害被害発生の判定は、初期材齢時に凍結を受けたコンクリートの融解後の再養生による強度回復の程度で評価される。凍結融解期間中の水和は著しく停滞するが融解後に組織の緻密化は進むため、コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞は、凍結による組織破壊の程度とその後の養生による組織の緻密化のバランスが初期凍害の被害の大小を左右するといえる。そのため、初期材齢時の凍結による強度回復程度と被害の対応を把握する必要がある。

初期凍害の対応は、凍結模様が浮かぶ、または黒ずみ確認された打込み工区の脆弱部の範囲で初期凍害の被害を受けた範囲を判断し、場合によってはコア抜きを実施し、コアの外観と強度等から被害範囲を特定し、ウォータージェットなどによって脆弱層を取り除き、コンクリートの打ち直し、または補修が行われている。被害範囲を特定するために、健全な部位も多くのコア抜きを実施しているケースもあり、被害範囲を非破壊で判定する手法が必要である。また、平面的な被害範囲を特定したとしても、被害深さを特定できず、打ち直しが行われる。適切な対応であるが初期凍害は一時的に寒気に晒された部材表層数センチにのみ被害が生じているケースがあると考えられ、被害範囲の特定と被害深さを微破壊または非破壊で簡便に測定する手法があれば、適切に有効な対応ができる。

そのため、セメントペースト、モルタルおよびコンクリートを使用した実験により、凝結・硬化過程の凍結後の強度回復程度と被害の対応を把握したうえで、強度増進停滞の要因を示した。以上の結果を踏まえて、初期凍害後の適切な対応を可能とするため、被害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行うことを目的とした。

1.2 本研究に関連する既往の研究

1.2.1 初期凍害の研究の変遷

国内の凍結融解の影響を検討した実験としては、吉田徳次郎が 1948 年(昭和 23)に日本学術振興会第 33 委員会の報告として、「建設材料の研究」第 3 集『寒中コンクリート』[2)]を出版した。当時は、セメントペーストとモルタルを使用した実験が多く、ひび割れの発生が明確で、コンクリートの実験は 28 日強度が 11～15N/mm² 程度のものであった。

外国では、1922 年の Kreuger の研究 [3)]あたりから始まっているといえるが、打込み直後から数日経過したものまで、1 回の凍結、または数回の凍結融解を受けたコンクリートをその後材齢 28 日までおいた場合の強度を、常温養生で材齢 28 日の強度と比較して、強度損失率を 5～10%に抑えて論じたものが多い。

1963 年の神田衛の研究 [4)]は、0～12 時間常温養生したコンクリートを−10℃で 12 時間凍結した実験で、圧縮強度が 0.5 N/mm² になれば強度損失は約 5 %で済むという見方で、所要の硬化時間を求め得るとしたものである。また、1964 年の実験では、2～20℃の初期養生条件について検討し、安全率を 3 として圧縮強度 15kgf/cm² 相当の強度を得る初期硬化期間の提案をした。また、コンクリートでは 0℃よりわずかに低い温度、およそ−0.5℃あたりに凍結点があり、混和剤でこの温度はわずかながら低くなるが、それに期待を掛けることは難しいとしている。

1961～1966 年に発表され 1968 年に学位論文としてまとめた笠井芳夫の研究 [5)]は、スリップフォームについての研究である。5℃の養生で 0.2～6N/mm² の所定の強度に達したコンクリートを−8℃と+5℃との気中凍結融解 1～10 回を行った系列の実験と、所定の初期強度に達してから−5 ℃で 1～28 日凍結してから−10℃と+ 5℃の凍結融解プログラム室で 4 回の凍結融解をした系列の実験を行った。この両者について、まず 5℃で所定期間養生してから、20℃で 28 日間の水中養生をした場合を、20℃の標準水中養生供試体に対する残存強度比という表現で極めて広範な実験結果を整理した。その結果から安全率 3 で初期凍害防止に必要な笠井の積算温度の°T・T (h・℃)で表現した提案をした。

1959 年のスウェーデンの Möller の研究[6]を中心にデンマークの P. Nerenst が 1960 年のセメント化学会議で紹介した凍害耐力を得るための材齢を示したのが**図 1.2.1** である。この図にはドイツの Dr.Adolf Meyer[7]、洪悦郎、笠井芳夫、神田衛の提案も記載して比較に供している。

1962 年の Möller の実験は、20℃で 4～24 時間養生したコンクリートを−5.5℃と+5.5℃で 1 日 1 回の気中凍結融解を 21 回まで行ってから、20℃にした場合の強度増進を調べたもので、25～30kgf/cm^2 の圧縮強度の必要性を提示した。ノルウェーの C. J. Bernhardt は、−18℃の空中凍結 18 時間、15℃の海水中での融解 6 時間を 15～20 回繰り返した実験[8]を行った。これは塩分による悪い影響がある一方、融解温度が高いことによる融解時の強度回復も考えられる実験である。Scoffield[9]は−12℃で 1 日または 7 日凍結後の強度回復の実験、McNeese[10]も−4 ～−10℃での型枠に入れたままでの気中凍結 1 回の実験を行った。このように凍結温度も融解温度もそれぞれ異なり、初期養生条件にも凍結融解回数にも幅のある実験が行われたのは、それぞれの地域の気象条件や実験設備の差によるものである。

雪がそれほど多くなく、冬の日射も少ない北欧では、融解時にコンクリートに水が入ることをそれほど考慮する必要はない。しかし、日射による融雪水がコンクリートに入ることや、夜間には実験よりも厳しい−20～−30℃での凍結を受け、かつ昼間には 0℃以上になることをも考えておかなければならないのが、緯度の比較的低い地域である北海道の条件でもある。

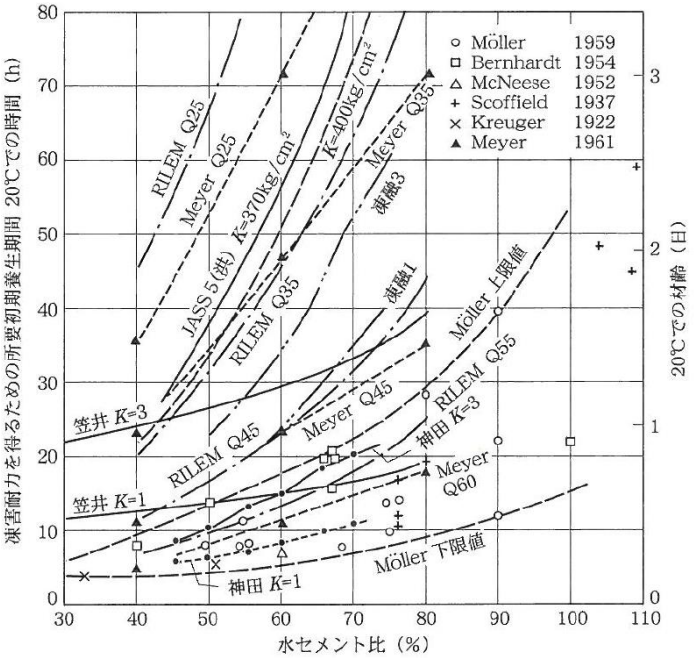


図 1.2.1　Moller の研究と初期養生期間（洪悦郎）

洪悦郎が行った実験は、強度損失もみているが、動弾性係数の低下に主眼をおき、−15〜−20℃での気中凍結と、15℃または 6〜8℃での水中融解とによる実験である。融解温度が高いと、それが養生になって強度損失も動弾性係数低下も少なくなる。むしろ融解温度が低い場合のほうが実際に起こりうる条件であり、実験結果は実際の構造物の条件より厳しい条件ではあるが、その結果から参考値として圧縮強度で 50kgf/cm² (5MPa)を要求すべきだとの提案を 1960 年代および 1970 年代に行われた。**図 1.2.2** は、洪悦郎の実験結果を示すが、動弾性係数が凍結融解開始時の 60%または 90%に低下する凍結融解回数と引張強度の関係を示している。凍結融解の温度条件によって得られる関係も異なる。

融解温度の低い場合に対する実験式は、

$$N_{60}=0.3767T^{1.12} \qquad (1.1)$$

ここで、N_{60}:動弾性係数が凍結融解開始時の 60%になる凍結融解回数

T :初期養生終了時の引張強度(kgf/cm²)

であるが、実用的には、

$$N_{60}=T \qquad (1.2)$$

でおおむね安全側となるので、これによって凍結融解 5 回に対して 5 kgf/cm² の引張強度を必要と判断された。圧縮強度が 100kgf/cm² 以下の場合には、圧縮強度は引張強度の 8 倍であり、最低要求の圧縮強度を 40kgf/cm² となり、これに 10kgf/cm² の割増しを加算して JASS 5[11]に取り込まれ、RILEM の規定と一致するものであった。現在の寒中コンクリート施工指針 [1]、JASS 5[11]においても、圧縮強度 5N/mm² が得られるまで凍結しないようにするとして、変更なく適用されている。

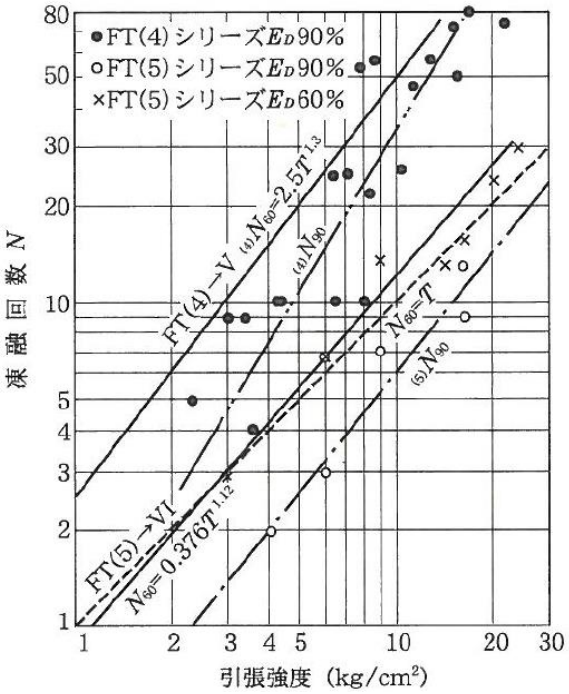


図 1.2.2　動弾性係数が凍結融解開始時の 60%おとび 90%になる

凍結融解回数と引張強度の関係（洪悦郎）

1.2.2 コンクリートの凍害と初期凍害

十分硬化したコンクリートが、凍結融解の繰返し作用を受けて劣化する「凍害」と、凝結・硬化過程のコンクリートが凍結融解作用により障害を受け、所定の性能が得られなくなる「初期凍害」は一般に区別して考えられている。これは「凍害」が長期にわたる気象作用に対するコンクリートの耐久性として、コンクリート構造物の維持管理上の問題であるのに対して、「初期凍害」は打ち込まれたコンクリートを工事中に起こる数回の凍結融解作用に耐えられるまで保護するという寒中工事の施工管理上の問題が重要だからである。

コンクリートが打ち込まれた後のごく初期の場合を除いて、初期凍害の機構も長期にわたって起こる「凍害」と同じように扱うことができる。この場合、凍害によるコンクリートの劣化は、コンクリート内部の微細な空隙中に含まれる水分が凍結し、膨張することが基本となる[12)]。しかし、初期凍害ではコンクリートの硬化が十分ではなく、組織が形成過程であることと、極端な場合ではコンクリートが液体としての挙動を示す段階も含み、十分硬化したコンクリートとは異なった配慮が必要となる。

水が凍結して氷になると体積が約 9%増加する。この体積膨張を阻止するために必要な圧力は**図 1.2.3** の水の状態図[12)]から求められる。図中の A-D 曲線は 0 ℃以下の温度のもとで、水と氷が共存できることを示したもので、この曲線より左側の温度と圧力のもとでは氷の状態、右側の部分では水の状態にあることが安定となる。このため、例えば−10℃の温度で水を凍結させないためには、圧力をこの曲線の水の側に保たなければならず、100N/mm^2 を超える大きな圧力が必要となる。

一方、調合や材料によって差があるが、コンクリートの引張強度はやっと 5N/mm^2 程度までであり、このような大きい内部圧力に対して水を封じ込めることはできない。0℃に極めて近い温度範囲では、凍結を防止するために必要な圧力がコンクリートの引張強度の範囲にとどまることもありうるが、ある程度の温度低下があれば、この圧力はもちろんコンクリートの引張強度を超えることになる。この結果、コンクリート内部の水は氷となり、この相変化に伴う膨張がコンクリートの膨張を引き起こす。この段階でコンクリートの伸び能力が関係する。もし、コンクリートがゴムのように伸びる能力を持つならば、凍害を受けることはない。しかしコンクリートの内部膨張に対する引張りの伸び能力は、水の凍結による膨張量と比較して著しく小さく、結果としてコンクリートは損傷を受ける。

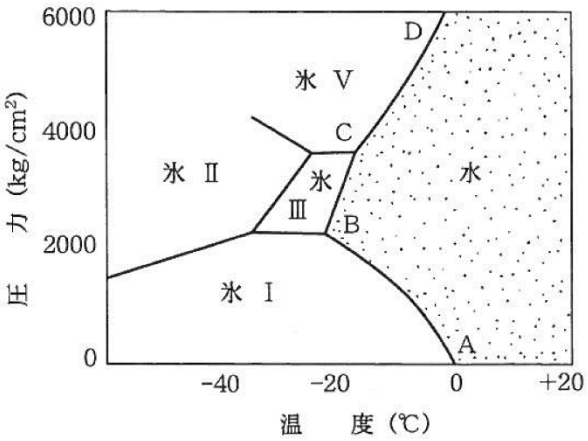


図 1.2.3　水の状態図 [12)]

以上述べたように、コンクリートの引張強度と伸び能力が水の凍結に対して根本的に無力であることから、水の凍結による膨張を緩和することがコンクリートの凍害を防ぐ重要な要素となる。体積の膨張が大きな圧力にならないためには気体（空気）が存在しなければならない。気体は 9%程度の体積膨張に対しては、ほとんど圧力を高めることなく収縮する。一方固体や液体ではその膨張圧がそのまま組織を膨張させる圧力となる。コンクリートでは、主として後述の気泡がこの緩和要素となる。

1.2.3 初期凍害の機構

初期凍害の機構については、硬化したコンクリートの凍害機構をそのまま適用はできない。その理由はセメントペーストの緻密な毛細管構造が未完成だからである。凝結中のコンクリートの組織は、水の中に骨材、セメントなどの固形分が浮いているといえる。つまり液体状態に始まり、セメントの硬化体と骨材から構成される固体の間隙中に水分が存在する段階まで、種々の段階が考えられ、初期凍害の機構を一括して説明することはできない。コンクリートがフレッシュな段階の凍害についての理論はわかっていないが、この段階で凍結を受けると、コンクリートの損傷は極めて著しく、被害を受けたコンクリートを除去することが当然必要となる。セメントの凝結が開始した段階でも、コンクリートの強度は発現していないため、コンクリートの強度が得られていることを前提とした理論を適用することはできない。

劣化を防止する可能性を持つ気泡の効果については不明であったが、セメントの硬化の初期段階になると、十分に硬化したコンクリートの場合と同様に AE 剤や AE 減水剤による微細な気泡の導入は極めて有効となることが、1977 年の研究[13)]で証明された。当時の研究では、10℃の環境で材齢 1 日以降に凍結を開始した条件で、凍結融解後の養生は 20℃、80%RH 湿空で養生を行っている。そのため、凝結過程や終結時の凍結における空気量の有効性については不明である。

1.2.4 初期凍害の防止策

①初期凍害に耐える圧縮強度

コンクリートが初期凍害に耐える段階を圧縮強度で表すものとして、洪[14]は気中凍結水中融解を繰り返す実験から 5N/mm^2 の圧縮強度を要求する提案を行い、これは、JASS 5 の寒中コンクリートで必要とされる初期養生期間の基準となっている。また神田[15]は、1 サイクルの凍結で圧縮強度の損失が約 5%で済むとし、安全率を 3 として 1.5N/mm^2 の圧縮強度が得られる期間を初期硬化期間として提案している。

②空気量の確保

金ら[13]は、AE コンクリートと non-AE コンクリートについて、硬化の初期段階で凍結融解を行い、凍結融解後の強度を通常の強度増進の過程と比較した。その結果を**図 1.2.4** に示す。水和の緩和にもたらす気泡の導入は初期凍害にも著しく効果がある。ごく若材齢において AE コンクリートでも損傷が生じているが、コンクリートがある程度硬化した段階では、十分に硬化したコンクリートの場合と同様に AE 剤、AE 減水剤による気泡の導入は初期凍害の防止に関して有効であることを示した。

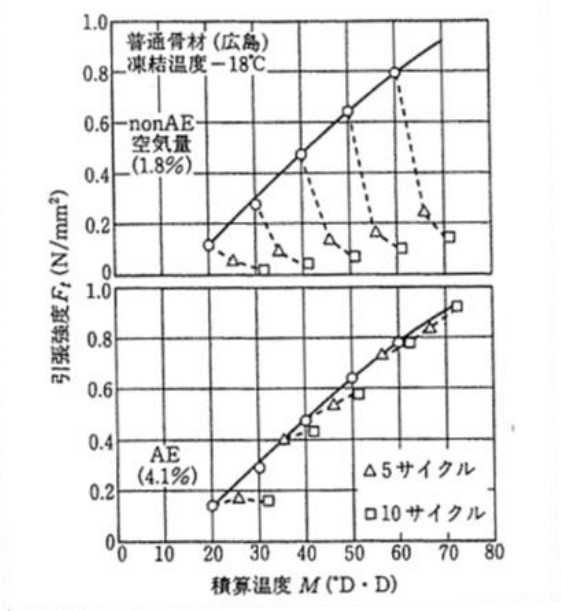


図 1.2.4　AE コンクリートと non-AE コンクリートに対する初期材齢時の凍結の影響[13]

③耐寒促進剤の添加

浜ら[16]は、鋼材の腐食やアルカリシリカ反応の危険性のない亜硝酸カルシウムなどの含窒素化合物を主成分とした無塩化・無アルカリ型の耐寒促進剤に着目している。

耐寒促進剤は、セメントの水和反応を促進し、厳寒気におけるコンクリート打設後の初期凍害を防止する目的で開発された混和剤である。この種の混和剤は、コンクリート中の水分の凍結温度を低下させることから、従来より防凍剤（Antifreezer）といわれていた系統に属する。この混和剤による初期凍害防止の効果が凍結点降下によるものだけでなく、コンクリート硬化促進による部分が重要であることが次第に明らかとなり、この混和剤の性質をより的確に表現する“耐寒促進剤（Accelerator for freeze protection ）”とも呼ばれている。耐寒促進剤を用いたコンクリートの凍結温度、凝結・硬化性状および強度増進性状に関する実験結果から、実用上のコンクリート中では濃度は 10vol.%程度で、その場合の凍結温度は**図 1.2.5** に示されているように−2〜−4℃程度であり、一般のコンクリートとの凍結温度の差はそれほど大きくはなく、凍結温度の低下だけで初期凍害を防止するには限界があるが、軽微な凍結条件では 1〜3℃程度の融点降下でも、コンクリートが凍結するまでの時間を大幅に延長することに役立ち、気温による強度補正値の低減を提案している[17]。

また、耐寒促進剤の水溶液が凍結する時、凍結温度より低温においてもかなりの量の未凍結の溶液が残り、シャーベット状の氷として成長する特徴がある。耐寒促進剤を用いることによってコンクリート中で凍らない水が増えることを示唆している。水の場合は 0℃でほとんどすべての水が凍結しているが、耐寒促進剤溶液では−1〜−2℃で凍結し始めるものの、−5℃で 20%、−10℃で 10%程度の不凍結水がある。**図 1.2.6** は耐寒促進剤の使用量の異なるコンクリートを練上がり直後に凍結させ、温度低下に伴う不凍結水率の変化を示したものである。普通 AE コンクリート（P）でも、−5〜−10℃で 20〜25%程度の不凍結水が存在している。一方、耐寒促進剤を用いたコンクリートでは、−5〜−10℃で 60〜80%の不凍結水率の範囲にあり、使用量が多い程不凍結水率は高くなっている。

谷口ら[18]は初期凍害の内部損傷に注目し、初期凍害を受けたモルタルについて、圧縮強度の回復と内部の損傷に着目した実験を行っている。また、耐寒促進剤の効果についても検討している。実験にあたって、初期凍害を硬化初期段階の 1 度の凍結により、凍結後に常温養生（ここでは、20℃封かん 28 日）を行っても、強度回復できないほどの損傷を受ける現象と定義している。水セメント比 0.5、砂セメント比 3 のモルタルを用い、耐寒促進剤を混合したもの（以下、50-4 とする）としないもの（以下、50-0 とする）の 2 種類の普通ポルトランドセメントを使用したモルタルを作製し、耐寒促進剤は単位セメントあたり 4 リットル使用している。その結果、図のように、同程度の貫入抵抗の若材齢モルタルを凍結させた際の損傷程度は、耐寒促進剤を利用することで小さくなる可能性があるとしている。**図 1.2.7** にその結果を示す。初期凍害を受けたモルタルには、内部損傷（ひび割れ）が残存することを報告している。

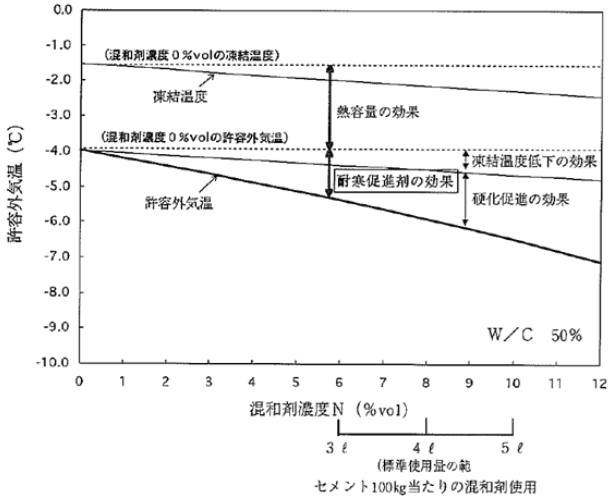


図 1.2.5　耐寒促進剤の効果の概念 16)

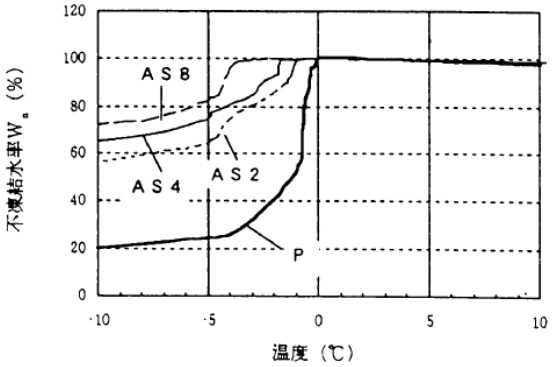


図 1.2.6　温度低下に伴う不凍結水率の変化 17)

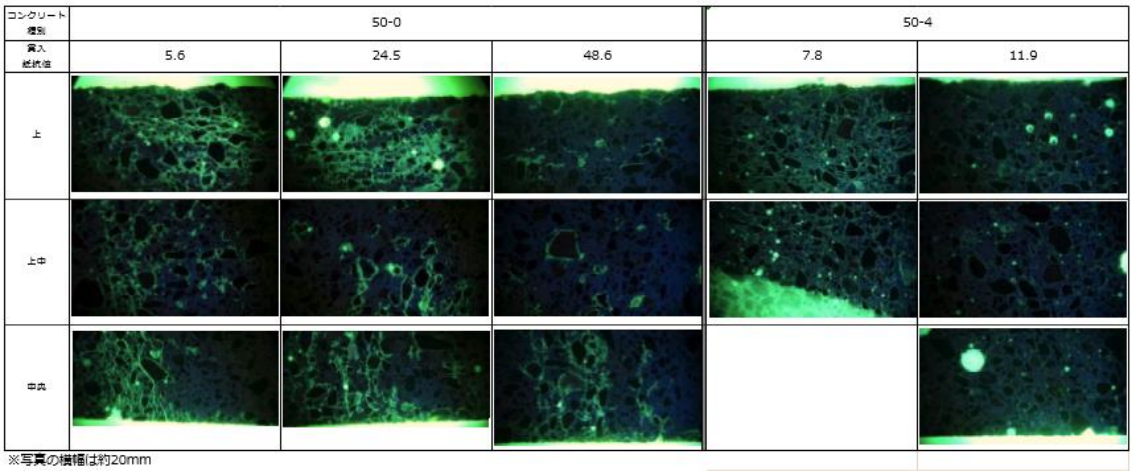


図 1.2.7　内部損傷の状況 18)

1.2.5 初期凍害における圧縮強度低下の要因

(1)　セメントペーストの空隙構造

ポルトランドセメントは、けい酸カルシウム·アルミナ化合物·石膏などからなっている。このうち、C_2S と C_3S の 2 種のけい酸カルシウムは合計でセメントの 70～80%を占めており、硬化したセメントペーストの構造の基本となっている。けい酸カルシウムの水和反応は一般に次のように表されている。

$2C_3S+6H_2O \rightarrow C_3S_2H_3+3Ca(OH)_2$　　(1.3)

$2C_2S+4H_2O \rightarrow C_3S_2H_3+Ca(OH)_2$　　(1.4)

$C_3S_2H_3$ で表される、けい酸カルシウム水和物は、天然のトベルモライトと類似しているので、トベルモライトゲルあるいはセメントゲルと呼ばれている。ゲルとは、この水和物が多孔質でコロイド状態にあるためにつけられた名称で、硬化セメントペーストの強度を受け持つ水和生成物自身が内部に空隙を持っている。この空隙はゲル孔（Gel pore）と呼ばれ、空隙の直径は 150～200nm 程度といわれている [19]。

ポルトランドセメントの水和反応は、もとのセメント粒子の位置で行われることが重要である。植田 [20]はポルトランドセメントの水和生成物の記述にあたり、水和によるセメントペーストの体積の変化を計算した。これによると、145 .0cm^3 の GS が完全に水和するためには 108.1cm^3 の水が必要で、その結果、126.4cm^3 のセメントゲルと 99.7cm^2 の $Ca(OH)_2$ が形成される。これをセメントの固体部分の変化として考えると、145.0→126.4+99.7cm^3 で約 1.56 倍となる。C_2S の場合もほぼ同様で、水和によって固体部分の体積が 1.52 倍となる。この体積の増加はもとのセメント粒子の位置で生ずるため、注水直後に水で隔てられていたセメント粒子を水和生成物で連続させ強度を形成する。

一方、練上がり直後に水で満ちていた空間は、水和の進行とともに狭まり、水和に伴う水の消費により乾燥していく。このペーストの段階において水で満ちていた空間が、水和生成物によって完全に充填されないで残った空隙は、毛細管空隙（Capillary, Capillary Cavity）と呼ばれている。

毛細管空隙は水和生成物によって充填されなかった空隙であるという性質上、ペーストの段階においてセメント粒子の間隔が狭ければ狭いほど、また水和が進行すればするほど微細となる。水セメント比は前者、材齢は後者の理由から毛細管空隙の構造を支配することになる。毛細管空隙の大きさは平均の直径で 5000 Å（500nm）程度と見積もられている [19]。しかし、この数値は毛細管空隙の寸法を代表するものではなく、材齢や水セメント比などによって異なる広い寸法の範囲に分布している。

練混ぜ時の機械的作用は、セメントペーストに空気泡を混入させる。この空気泡の導入を促すために意図的に加えられる混和剤が AE 剤で、無使用の場合と比較して微細な空気泡が数多く導入される。このため AE 剤による空気泡をエントレインドエア（Entrained Air）、AE 剤無使用の場合の空気泡をエントラップトエア（Entrapped Air）と呼んで区別している。これらの空気泡は数 μm から数 mm にわたる範囲の大きさを持ち、水和反応が進行した段階においても水和生成物によって満たされることがなく、内部に気体(空気)を含んでいる。この結果、硬化後のセメントペ

ーストには毛細管空隙と比較して著しく大きな球状の空隙が残されることになる。これが気泡（Air Void）である。

以上述べたように、硬化したセメントペーストの内部には、成因と大きさの異なる 3 種類の空隙が存在する。

(A) セメントゲル自身の持つ極めて微細な空隙（ゲル孔）

(B) 水で満ちていた空間が、水和生成物で充填されないで残された微細な空隙（毛細管空隙）

(C) 練混ぜ時に混入した空気泡が残留した球状の大きな空隙（気泡）

この 3 種の空隙（ゲル孔、毛細管空隙、気泡）には著しい寸法･形状の差がある。なお、ゲル孔に含まれる水分はゲル水（Gel water）と呼ばれ、硬化したセメントペーストには水和生成物の約 15%の質量のゲル水が存在する。ゲル水はセメントを構成する固体部分と物理的に結合しており、水和反応に関与することがなく、また、−78℃よりも高い温度では凍結することがないといわれている。

したがって、凍結前後でセメントペーストの水和反応性に変化が無ければ、ある程度硬化したセメントペーストの初期凍害被害は、「(B) 水で満ちていた空間が、水和生成物で充填されないで残された微細な空隙(毛細管空隙)」と「(C) 練混ぜ時に混入した空気泡が残留した球状の大きな空隙（気泡)」の水分を含んでいる空隙の凍結による組織破壊が強度低下要因の一つの可能性がある。

(2)　コンクリートの凍結温度・速度・時間の影響

金[21]は硬化コンクリートの凍害に対する温度要因は長谷川によって、かなり究明されているが、コンクリートの初期凍害に対する温度要因の影響についての実験研究は不十分であったとし、凍結最低温度、凍結速度、凍結持続時間などの凍結温度要因の影響について種々の要因を変えて、初期材齢において凍結融解を受けたときの長さ変化、すなわち若材齢のコンクリートの凍伸度を指標とし検討を行っている。Ⅰシリーズでは凍結最低温度の影響をみるために凍結最低温度、空気量、積算温度で表現される初期養生つまり凍結融解開始時の強度の諸要因の影響を検討している。Ⅱシリーズでは、凍結速度の影響の検討を、Ⅲシリーズでは凍結持続時間の影響を検討している。

この実験より得られた温度要因の影響についての結果をまとめると以下のようになる。

① 凍結最低温度の影響は、凍結温度が低いほど凍伸度が大きく劣化の程度が激しくなる。

② 凍結速度の影響は、凍結速度が早いほど凍伸度が大きい。

③ 凍結持続時間の影響は、AE 剤を使用しないコンクリートでは、凍伸度が極めて大きく、凍結持続時間の差が余り明らかでない。

(3) セメントペーストの水和反応性

島影[22]は、初期材齢時の凍結がセメントの水和反応および水和組織の生成に及ぼす影響の把握を行った。その結果を**図 1.2.8** に示す。初期材齢時に凍結を受けた場合（F6）においても、凍結開始材齢によらず、ポテンシャルとしてのセメントの反応性に変化はないことを確認した。また、W/C＝35％のセメントペーストに凍結融解作用を与えた後に長期間湿潤養生することで、凍結融解期間を含む材齢 31 日では初期凍害を受けていると判断できる条件でも材齢 91 日で初期材齢の凍結の影響がない条件と同程度まで圧縮強度が回復する。これは、ひび割れ密度測定結果から、凍結後に最も被害を受けていた F6 も含め、凍結によるひび割れは凍結後の養生による水和により、未水和セメントが反応することで、自己治癒と同様な効果でひび割れを閉塞するためである。また、F6 の条件は材齢 31 日において水和率と全空隙率に変化がなく、圧縮強度に差が見られた。その原因としてひび割れ、細孔構造の変化が考えられる。

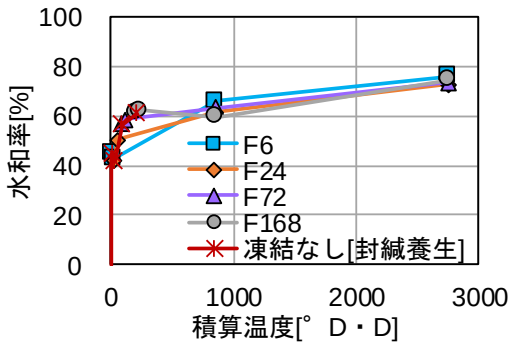


図 1.2.8　水和率と材齢の関係[22]

（4）骨材界面の影響

島影 [22] は、初期材齢時の凍結を受けた場合でも水和の反応性に問題はなく、長期湿潤養生することで水和組織が十分に回復するため、コンクリートの初期材齢時の凍結による強度低下は、骨材ーセメントペーストの界面の付着性が被害程度に影響していることが考えた。そこで、モデル試験体を用いた付着強度試験を行ったところ、初期材齢時に凍結を受けた条件は付着力が失われ、既往の研究 [23] と同様の結果が得られた。これは初期の凍結による界面への影響あると考えられる。圧縮強度試験との対応については、骨材の界面の凹凸による機械的な噛み合い、摩擦力などを考慮する必要があると考察している。またモデル試験体を用いた界面観察結果より、凍結回数によらず凍結開始材齢 72h からは界面の剥離がみられなかった。凍結開始材齢 72h 以前の条件であれば凍結回数による骨材ーペースト界面の間隔が広くなる傾向が確認できた。さらに、凍結融解後の養生による界面の回復は封かん・水中養生ともに、ほとんど影響しないことを確認した。2730°D・D における断面観察で F6 から F48 までに界面の剥離が確認でき、若材齢ほど初期の凍結界面への影響は大きい。凍結条件、養生方法の変化によるセメントマトリクス部分の凍結の痕跡に変化が生じていた。F6 のようにごく初期の段階で凍結する場合、水セメント比が大きいほど凍結を受ける水分が多いため、初期凍害の被害は大きく、再養生を行っても水セメント比が高い場合はセメントの量が少ないので、損傷程度に対する緻密化の程度が低いので回復程度が小さくなると考えられる。コンクリートの初期材齢時の凍結による強度の低下に及ぼす要因として、凍結開始材齢が同じである場合、骨材ーセメントペースト界面の剥離よりも凍結した水の量、つまり水セメント比に大きく依存していると考えられる。さらに**図 1.2.9** の結果によると、凍結被害を受けていない条件（N、F168）と凍結開始材齢 6 時間（F6）の水セメント比（以下 W/C）（35%、50%）と凍結融解後の養生方法（封かん、水中養生）が異なるセメントペースト供試体の圧縮強度の増進が大きく異なる結果となったことを報告している。

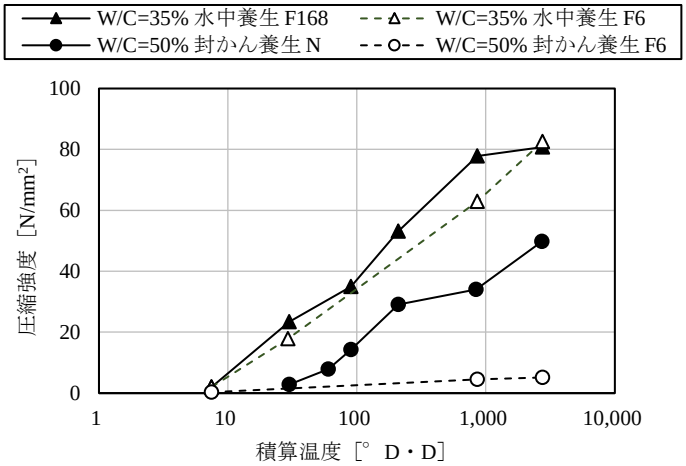


図 1.2.9　水セメント比と養生方法の異なるセメントペーストの圧縮強度 [22]

1.2.6 初期凍害範囲測定手法に関する既往の研究

(1) トレント法による初期凍害範囲の特定

本間ら[24]は、初期凍害の被害箇所における組織の粗大化に着目し、初期凍害をトレント法（ダブルチャンバー法）による透気係数で判断できるかどうかについて検討を行っている。まず、従来の方法である圧縮強度試験による初期凍害の判断を行った後に、空隙構造の測定を行い初期凍害の被害箇所における組織の粗大化を確認している。凍結の有無でトレント透気係数に大きな差が見られたことから、初期凍害を判断することが可能であることを示した。また、初期凍害の凍結深さがトレント透気係数に影響を及ぼすことを示し、初期凍害が判断可能な深さを把握するため、初期凍害深さがトレント透気係数に及ぼす影響について検討し、透気係数 $10\times10^{-26}\mathrm{m}^2$ を基準とし、なおかつ凍結後材齢初期において凍結深さが 4.5cm 以上の場合、トレント法により明確に初期凍害が判断可能であることを示した。

国崎ら[25]は凍結開始材齢、凍結深さの違いによる初期凍害の程度は、トレント透気係数によって定量的に評価することが可能であることを示し、トレント透気係数による初期凍害の判定方法として以下の①～③の基準を提案した。

① $10\times10^{-16}\mathrm{m}^2$ 以下：凍結の影響なし

② $10\sim1000\times10^{-16}\mathrm{m}^2$：凍結の影響あり

③ $1000\times10^{-16}\mathrm{m}^2$ 以上：明確な凍結の影響あり

(2) 反発度による初期凍害範囲の特定

島影ら[26]は、初期凍害レベルの指標として、スケーリング量および中性化速度係数と相関が高い反発度比が原位置、非破壊で初期凍害を適切に評価できる最も簡便な方法として提案している。

谷口ら[27][28]も同様に、住宅基礎の初期凍害被害事例が多いことから、実際の屋外環境で、模擬試験体に初期凍害被害を与え、反発度試験を実施し、初期凍害の非破壊での判定には反発度が有効であると考察している。

1.2.7 初期凍害深さ測定手法に関する既往の研究

(1) 超音波伝播速度（透過法）

本間[24]は、凍結がモルタルの透気性変化に及ぼす影響について検討しており、そのなかで、超音波伝播速度による被害深さ測定を実施している。 材齢 28 日の凍結無（N）を基準とした各深さにおける超音波伝播速度比の結果（**図 1.2.10**）から、超音波伝播速度比が低下し始める深さが、試験体を断熱材から露出している高さ（凍結深さ）におおよそ対応していることを示している。

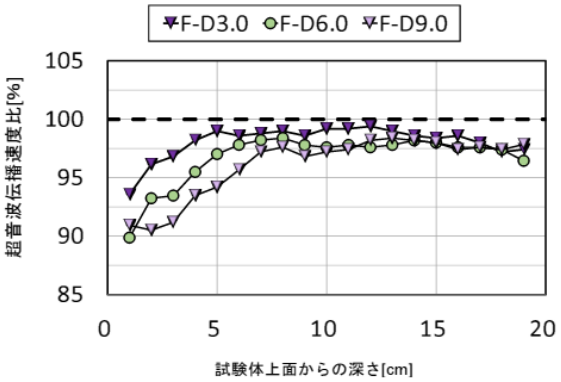


図 1.2.10 各深さにおける N を基準とした 28 日の超音波伝播速度比[24]

(2) 濡れ色の経時変化による判定

韓ら[29]は、初期低温の温度変化によるコンクリートの初期凍害深さ判定の実験を行った。供試体は韓国産 1 種普通ポルトランドセメントを用い、骨材は韓国の石山粗骨材と細骨材を用いて水セメント比 50%のコンクリートを使用して、初期材齢時の凍結による被害程度を変化させるために、コンクリート打設後の初期温度を 20、−10 および−20℃の 3 水準として実験を行っている。**図 1.2.11** と**図 1.2.12** に初期温度別にコアを採取供試体の初期凍害深さと吸水率を示す。初期凍害を受けていないコンクリートの健全部や養生温度 20℃の場合は、吸水率が約 3.7%で一定の値を示したが、初期凍害被害が疑われるコンクリート上部の場合、凍結水の膨張によって組織が粗大となり、−10℃の場合は 6.61%、−20℃の場合は、7.21%前後で健全な部分よりも吸水率が増加ししている。このことから、採取されたコア供試体の乾燥過程で、健全部分と初期凍害を受けた部分の間に明らかに発色の差が発生する。このとき、測定された初期凍害の深さは−10℃の場合は 50mm、−20℃の場合は 75mm で、低温であるほどその深さが増加すると報告している。

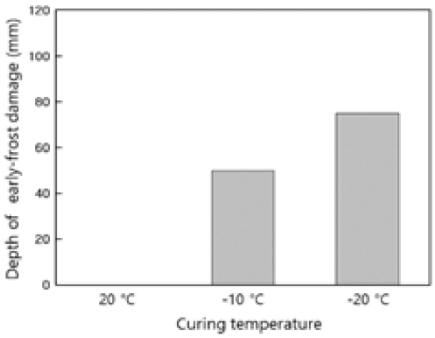


図 1.2.11 凍結温度別コア供試体の初期凍害深さ[29]

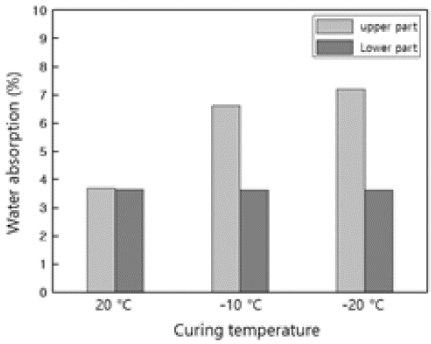


図 1.2.12 凍結温度別コア供試体の吸水率[29]

1.3 本論文の構成と概要

本研究では、セメントペースト、モルタルおよびコンクリートを使用した実験により、凝結・硬化過程の凍結後の強度回復程度と被害の対応を把握したうえで、強度増進停滞の要因を示した。以上の結果を踏まえて、初期凍害後の適切な対応を可能とするため、被害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行うものである。**図 1.3.1** に本論文の構成を示し、以下に各章の概要について述べる。

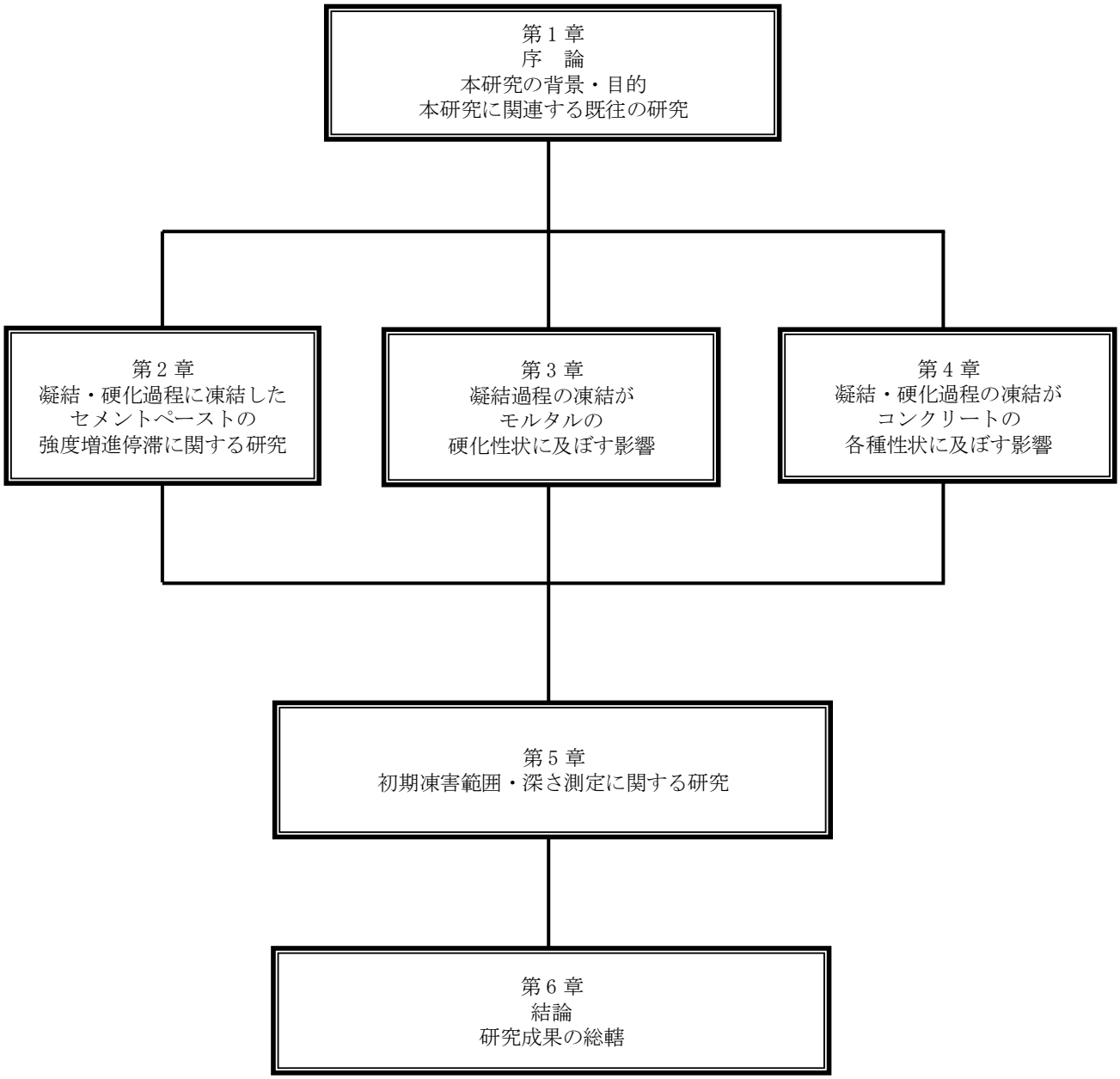


図 1.3.1　本論文の構成

第 1 章は、「序論」である。初期凍害に関する研究の変遷を整理した。また、本論文の位置付けを明確にするために、従来から進められている初期凍害に関する研究を概観し、その特徴について整理するとともに、最新の研究動向について調査し、必要な情報を抽出した。以上をふまえ、本研究の現状における課題を提示するとともに、本研究が対象としている範囲と目的を示した。

第 2 章は、「凝結・硬化過程に凍結したセメントペーストの強度増進停滞に関する研究」である。本章では、コンクリート中のマトリクス部分の検討を行うために、凝結過程の凍結によるセメントの反応性の変化を把握した。また、凝結始発時、凝結終結時および硬化過程の凍結による強度増進に及ぼす影響を断面観察の結果を含めて検討し、水セメント比、養生条件が強度増進に及ぼす影響についても確認した。

第 3 章は、「凝結過程の凍結がモルタルの硬化性状に及ぼす影響」である。第 2 章では、凍結によるセメントマトリクスの被害程度と湿潤養生による回復程度は、凝結終結前後の凍結が大きく影響していることを確認し、コンクリートについても同様に、凝結終結前後の凍結がその後の強度増進に大きく影響する可能性がある。そこで第 3 章では、コンクリートでの検証に先立ち、様々な条件について検討が容易であるモルタルを使用して、凝結過程の凍結に着目し、水セメント比、凍結融解後の養生条件および凍結融解回数が強度増進に及ぼす影響を検証し、モルタルの強度回復条件を確認した。また、凝結の如何なる段階で凍結を受けた際に、凍結模様や黒ずみ（脆弱層）が発生するかを確認した。

第 4 章は、「凝結・硬化過程の凍結がコンククリートの各種性状に及ぼす影響」である。第 3 章では、モルタルについて凝結終結以降の凍結であれば水分供給により、圧縮強度および全空隙率は凍結なし同等まで回復することを確認した。しかし、粗骨材を有するコンクリートの凝結終結時凍結後の水分供給による強度増進についても、モルタル同様の傾向を示すかは不明である。そこで、第 4 章では第一に初期材齢時に凍結したコンクリートの諸性質について確認した。次に、凝結終結時の凍結後に水分供給を行うことで強度増進が見込めるかについて確認するために、各種コンクリートで終結時に凍結した場合の強度増進性状について検証した。また、コンクリート供試体とモルタル供試体を用いて、凝結・硬化過程の凍結が骨材界面とマトリクス部に及ぼす影響の観察と、その断面状態に対する圧縮強度比の対応を検討した。以上の結果から、初期材齢時の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響について取りまとめた。

第 5 章は、「初期凍害範囲・深さ測定手法に関する研究」である。第 4 章の結果より、空気量 4.5%程度確保されたコンクリートであれば、凝結終結以降に凍結を受け、その後水中養生を行うことで、凍結なし同等まで強度回復することが試験体レベルでは明らかになった。しかし、実際の施工現場では凍結被害時の凝結・硬化性状は不明である。そのため、初期凍害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行った。

第 6 章は、「総括」である。各章で明らかになった事項を要約し、本研究の総轄を行うとともに、今後の課題と展望について述べている。

― 第 1 章の参考文献 ―

1)　日本建築学会：寒中コンクリート施工指針・同解説, 2010
2)　吉田徳次郎:建設材料の研究 第 3 集 寒中コンクリート, 日本学術振典会 第 33 章委員会編, 丸善, 1948. 8
3)　Kreuger：Versuche über die Einwirkung von niedrigen Temperaturen auf das Erharten des Zements, Beton u. Eisen, H.5, S. 77ff., 1922
4)　神田衛:ビンゾールレジンと塩化カルシウムを併用せるコンクリートの性質 ,セメント技術年報 XIpp.223-227, 1957；ZD fL, txy EXIV, p.383, 1960；XVI, p.446, 1962; XVII, p.335, 1963；XVIII, p.302, 1964
5)　笠井芳夫：コンクリートの初期強度に関する研究, セメント技術年報, XV, p.387, 1961；XVI, p.255, 1962；XVII, p.321, 1963; XVIII, p.243, 1964；XIX, p.368, 1965；XX, p.374, 1966
6)　Göran Möller, Sven Bergström：Properties of Materials in Winter Concreting, Swedish Cementand Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology in Stockholm, Stockholm,Nr. 5, pp.5-79, and 84-100, with 55 references to literature, 1962
7)　Adolf Meyer：Herstellung und Nachbehandlung von Beton bei niedrigen Temperaturen, Bau-Markt, Nr, 46, 18, 3-11, Nov, 1961；3)参照
8)　C. J. Bernhardt：Hardening of Concrete at Different Temperatures, RILEM Symposium Winter Concreting, Copenhagen, Feb.1956, Proc. Session BII
9)　H. H. Scoffield：Properties of Job-cured Concrete at Early Ages, ACI Disc. Vol.33, p.64, Jan.41)-Feb. 1937
10)　Donald C. McNeese：Early Freezing of Non Air-Entraining Concrete, J. ACI, Vol.24, p.293-300, Dec. 1952
11)　日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事, 2018
12)　玉虫文一：物理化学序論, 培風館, p.145, 1961
13)　金武漢, 横山隆, 田畑雅幸, 洪悦郎, 鎌田英治：コンクリートの初期凍害耐力に及ぼす空気量の効果に関する研究（第 1 報　普通コンクリートの場合）, 日本建築学会論文報告集, Vol.265, pp.1~10, 1978
14)　洪悦郎：北海道におけるコンクリートの冬期施工に関する研究, 北海道大学学位論文. 1959
15)　神田衛：早期凍害とその防止,コンクリートジャーナル, Vol.4, No.10, pp.15-20, 1966
16)　浜幸雄, 鎌田英治：無塩化・無アルカリ型防凍性混和剤による初期凍害の防止効果, コンクリート工学論文集, Vol.7, No.1, pp.113-122, 1996
17)　浜幸雄, 三森敏司, 鎌田英治：防凍性混和剤を用いたコンクリートの強度増進性状, コンクリート工学論文集, Vol.8, No.1, pp.161-170, 1997
18)　谷口円, 小池晶子, 西祐宜：初期凍害を受けたモルタルの内部損傷観察, 日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）, 2016 年 8 月, pp.223-224
19)　W. A. Cordon：Freezing and Thawing of Concrete-Mechanisms and Contorol, ACI Monograph No.3, 1966
20)　植田俊朗：普通ポルトランドセメントの水和反応と水和成生物, 分かりやすいセメントとコ

ンクリートの知識, p.37, 鹿島出版会, 1976
21) 金武漢ら：コンクリートの初期凍害に及ぼす凍結温度要因の影響に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 267 巻, p.11-19, 1978
22) 島影亮司：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究, 室蘭工業大学大学院修士論文, 2017
23) 堀内照夫：石材とコンクリートの付着強度について（モルタルによる実験）新砂防.52, 1964.3
24) 本間有也, 濱幸雄, 中村暢, 長井智哉：透気性を指標としたモルタルの初期凍害判断手法の検討, コンクリート工学年次論文集, No.1, Vol.36, pp.2128-2133, 2014
25) 国崎翠, 濱幸雄, 崔亨吉, 本間有也：初期凍害がコンクリートの凍結融解抵抗性および中性化抵抗性に及ぼす影響, 日本建築学会北海道支部研究報告集(88), pp.9-12, 2015.6
26) 島影亮司, 国崎翠, 崔亨吉, 濱幸雄：初期材齢時の凍結がコンクリートの初期凍害レベルと耐久性に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.689-690, 2016.8
27) 佐川貴康, 谷口円, 濱幸雄, 高橋光一：住宅基礎を対象とした寒中コンクリート工事の合理化, その 1. 保温養生方法の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.183-184, 2019.9
28) 谷口円, 佐川貴康, 濱幸雄, 高橋光一：住宅基礎を対象とした寒中コンクリート工事の合理化, その 2. 初期凍害の診断, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.185-186, 2019.9
29) 韓千求：低温条件の変化がコンクリートの初期凍害の深さに及ぼす影響と深さ判定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2018.9

第 2 章

凝結・硬化過程に凍結したセメントペーストの強度増進停滞に関する研究

第 2 章　凝結・硬化過程に凍結したセメントペーストの強度増進停滞に関する研究 21

2.1　はじめに 21

2.2　実験概要 22

2.2.1　要因と水準 22

2.2.2　実験の組合せ 23

2.2.3　凍結融解条件および養生方法 24

2.2.4　使用材料および調合 25

2.2.5　測定項目および試験方法 26

2.3　実験結果および考察 29

2.3.1　凝結時間および凍結開始時間 29

2.3.2　水和反応性 30

2.3.3　硬化性状 32

2.3.4　全空隙率の変化 37

2.3.5　細孔径分布 41

2.3.6　ひび割れ観察結果 43

2.3.7　既往研究の課題に対する考察 45

2.4　第 2 章の結論 46

―　第 2 章の参考文献　― 47

第 2 章　凝結・硬化過程に凍結したセメントペーストの強度増進停滞に関する研究

2.1　はじめに

初期凍害を受けたコンクリートは、強度回復が見込めないといわれている。この被害について、現在の初期凍害における強度低下機構では、若材齢時の結合力（強度）が不十分な段階で凍結を受けることで、氷の生成圧により、微細ひび割れを含む組織の緩み、粗大化が起因していると考えられている。

初期凍害の判定は、初期材齢時に凍結を受けたコンクリートの再養生による強度回復程度で評価される。凍結融解期間中の水和は著しく停滞するが、融解後に組織の緻密化は進むため、コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞は、凍結による組織破壊の程度と、その後の養生による組織の緻密化のバランスが、初期凍害による被害の大小を左右するといえる。

初期凍害に関する近年の研究では、凍結によるセメントペーストの被害程度および回復程度は、水セメント比と凍結融解後の養生条件の影響を大きく受ける可能性を報告している[1)]。また、貫入抵抗の増加に伴い回復比が上昇する[2)]と報告されている。

そこで第 2 章では、コンクリート中のマトリクス部分の検討を行うために、凝結過程の凍結によるセメントの反応性の変化を把握するとともに、凝結始発時、凝結終結時および硬化過程の凍結による強度増進に及ぼす影響を断面観察の結果を含めて検討した。また、水セメント比および養生条件が回復程度に及ぼす影響についても確認した。

2.2 実験概要

2.2.1 要因と水準

表 2.2.1 に要因と水準を示す。凍結開始材齢は、凝結過程として始発時、終結時、終結後 1、3、9、12、15、18 時間、硬化過程として材齢 1、3、5、7 日に設定した。

水セメント比は 30%、35%、40%、50%の 4 水準とした。凍結融解後の養生方法は 20℃水中養生、20℃封かん養生の 2 水準とした。

表 2.2.1 要因と水準

要因	水準
凍結開始材齢	始発時 終結時 終結後 1、3、9、12、15、18 時間 硬化過程（1、3、5、7 日）
水セメント比	30%、35%、40%、50%
養生方法	20℃水中養生、20℃封かん養生

2.2.2 実験の組合せ

表 2.2.2 に実験の組合せを示す。目的に応じて 3 つのシリーズに分類した。シリーズ 1 では始発時の凍結が、セメントペーストの水和反応性および強度増進性状に与える影響の把握を行うための実験を行った。シリーズ 2 では、凝結終結以降の凍結が強度増進に及ぼす影響を確認した。シリーズ 3 では、骨材界面観察において確実に被害の有無を確認するために凝結過程に凍結を与えた。また、凍結前強度と養生後の圧縮強度比との関係を検討するために、硬化過程として、材齢 1、3、5、7 日に凍結を与えている。凍結融解条件および凍結融解後の養生は、シリーズ 1～3 において、すべて同様に実施した。

表 2.2.2 実験の組合せ

<table>
<tr><th rowspan="2">シリーズ</th><th rowspan="2">記号</th><th rowspan="2">セメント</th><th rowspan="2">W/C
［%］</th><th colspan="2">凍結融解前養生</th><th colspan="2">凍結融解条件</th><th colspan="2">凍結融解後養生</th></tr>
<tr><th>温度[℃]</th><th>時間[h]</th><th>温度[℃]</th><th>時間[h]</th><th>温度[℃]</th><th>時間[日]</th></tr>
<tr><td rowspan="5">Ser.1
始発時
凍結</td><td rowspan="2">N</td><td rowspan="5">OPC</td><td>30
35
40
50</td><td colspan="4">凍結なし</td><td rowspan="5">20
［封かん］
20
［水中］</td><td rowspan="5">91</td></tr>
<tr><td rowspan="4">F</td><td>30</td><td rowspan="4">20
[封かん]</td><td>3</td><td rowspan="4">−20
⇅
5</td><td rowspan="4">72</td></tr>
<tr><td>35</td><td>4</td></tr>
<tr><td>40</td><td>4.5</td></tr>
<tr><td>50</td><td>7.5</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Ser.2
終結時
凍結</td><td>N</td><td rowspan="5">OPC</td><td rowspan="5">35
50</td><td colspan="4">凍結なし</td><td rowspan="5">20
［封かん］
20
［水中］</td><td rowspan="5">91</td></tr>
<tr><td>Ffir45</td><td rowspan="4">20
[封かん]</td><td>始発 45 分後</td><td rowspan="4">−20
⇅
5</td><td rowspan="4">72</td></tr>
<tr><td>Ffin</td><td>終結時</td></tr>
<tr><td>Ffin1h</td><td>終結の 1h 後</td></tr>
<tr><td>Ffin3h</td><td>終結の 3h 後</td></tr>
<tr><td rowspan="10">Ser.3
凝結・
硬化過程
凍結</td><td>N</td><td rowspan="10">OPC</td><td>35
50</td><td colspan="4">凍結なし</td><td rowspan="10">20
［封かん］
20
［水中］</td><td rowspan="10">28</td></tr>
<tr><td>F6</td><td>35</td><td rowspan="9">20
[封かん]</td><td>6</td><td rowspan="9">−20
⇅
5</td><td rowspan="9">72</td></tr>
<tr><td>F9</td><td rowspan="3">35
50</td><td>9</td></tr>
<tr><td>F12</td><td>12</td></tr>
<tr><td>F15</td><td>15</td></tr>
<tr><td>F18</td><td>50</td><td>18</td></tr>
<tr><td>F24</td><td rowspan="4">35
50</td><td>24</td></tr>
<tr><td>F72</td><td>72</td></tr>
<tr><td>F120</td><td>120</td></tr>
<tr><td>F168</td><td>168</td></tr>
</table>

2.2.3 凍結融解条件および養生方法

凍結融解条件は、試験体中心部まで確実に凍結融解を与えるために、可変温湿度装置を使用し凍結過程は、−20℃・12 時間、融解過程は 5℃・12 時間を 1 サイクルとして、合計 3 サイクルとした。装置内の温度履歴を**図 2.2.1** に示す。

図 2.2.2 に、実験フロー図を示す。供試体は、打込み後から凍結開始材齢まで、20℃の恒温室で封かん養生を行った。凍結開始材齢を迎えた供試体には封かん状態で凍結融解作用を与え、その後、封かん養生の試験体は 20℃の恒温室に移動し、所定の材齢まで養生を行った。また、水中養生の試験体は速やかに脱型し、20℃恒温の水槽で所定の材齢まで養生を行った。

なお、試験材齢は、凍結融解期間中の 3 日間は水和がほとんど進行しないと考えられるため、N に対し 3 日延長し、材齢 31 日、94 日としている。

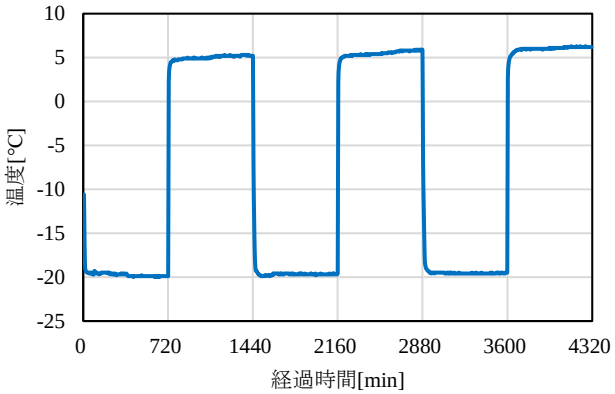


図 2.2.1　可変温湿度装置内温度履歴

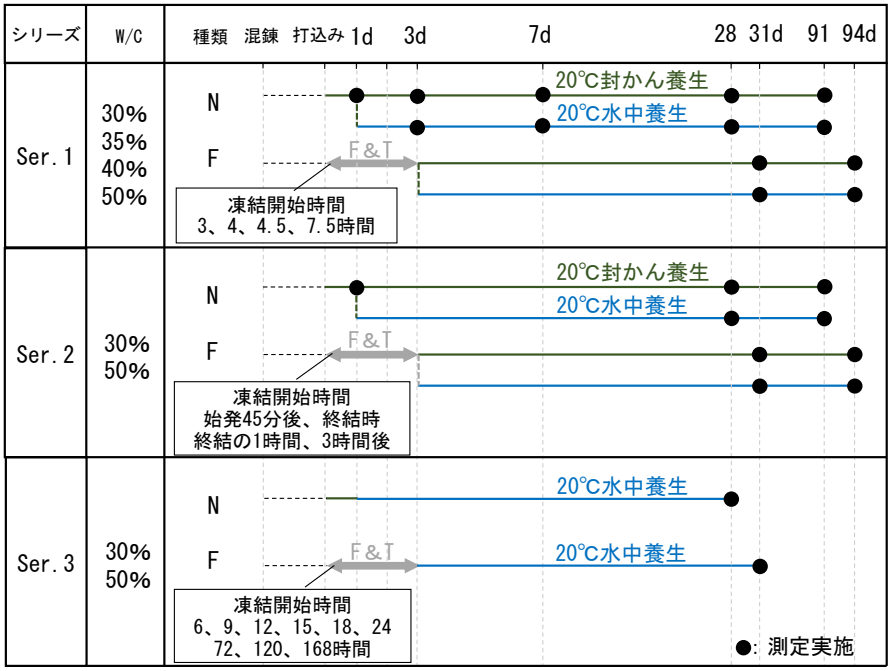


図 2.2.2　実験フロー図

2.2.4 使用材料および調合

セメントは、全てのシリーズで同一ロッドの普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm^3、比表面積 3250cm^2/g）を使用した。練混ぜ水は上水道水を使用した。**表 2.2.2** に調合表を示す。調合は水セメント比 30%、35%、40%、50%の 4 種類である。

練混ぜには、水平 1 軸形の強制練りミキサ（公称容量 60L，回転数 48rpm）を使用した。材料は、セメント全量の次に水全量の順で投入し，空練り 30 秒の後に水を投入し 30 秒間練り混ぜ、かき落としを 1 分行い、その後 2 分間練混ぜを行った。ブリーディングが収まるまで、練上がり後は容器に入れ、30 分間隔で練返しを行った。練返し以外の時間は水分が逸散しないように濡れた布をセメントペーストに触れないように覆い、練置きを行った。

試験体サイズはφ50mm×100mm とし、打込み方法は、円柱型枠を 2 層に分け、各層 12 回突き棒により突き、木槌で叩いた。その後、水分の逸散を防ぐために型枠上面をビニールシートで覆った。

表 2.2.2 調合表

W/C[%]	単位水量[kg/m^3]	単位質量[kg/m^3]
30	487	1622
35	525	1500
40	558	1396
50	612	1225

2.2.5 測定項目および試験方法

表 2.2.3 に測定項目および試験方法を示す。表中の丸印は、試験の実施を表す。

表 2.2.3 測定項目および試験方法

測定項目	試験方法	シリーズ		
		1	2	3
凝結時間	JIS R 5201	○	○	○
圧縮強度	JIS R 5201	○	○	○
水和率	強熱減量	○	○	－
$Ca(OH)_2$ 含有量	TG-DTA	○	－	－
全空隙率	アルキメデス法	○	○	－
細孔径分布	水銀圧入法	○	○	－
ひび割れ密度	ASTM C457-71 を参考	○	○	－

＊ ○は試験実施を表す。

凝結時間は、JIS R 5201（セメントの物理試験方法）に準じて測定した。圧縮強度は、JIS R 5201（セメントの物理試験方法）に基づいて測定した。なお、供試体はφ50mm の円柱供試体を使用した。凍結開始材齢 6 時間の凍結融解後の供試体打込み面は、初期凍害によって表層が脆弱であり研磨が行えないと考えられたため、石膏でキャッピングを行った。水和率は強熱減量によって算出した。試料の採取には湿式コンクリートカッターを用いて、供試体（φ50mm）の中央部から、一辺 5mm の立方体を切り出した。切り出した試料は、磁器の坩堝に入れて 1050℃の電気炉で 1.5 時間強熱して減量を測定した。アルキメデス法で測定した 105℃炉乾燥後の試料の質量との質量差から結合水量（式 2.1）を算出し、0.23（セメント 1g が完全に水和した時に使われる水の質量）で除した値を水和度（式 2.2）とした。

$$W_c = \frac{M_d - M_f}{Mf} \qquad (2.1)$$

$$H = \frac{W_c}{0.23} \qquad (2.2)$$

ここに、W_c : 結合水量

M_d : 105℃の炉乾燥後の質量

M_f : 1050℃で強熱後の質量

H : 水和度

$Ca(OH)_2$ 含有量は TG-DTA により測定した。試料は、セメントペーストを 5mm 角に切断したものを使用した。試料の採取方法・場所は強熱減量の試料採取と同様とした。また、前処理として、試料は水和を停止させるためにエタノール置換を行った。この処理は、エタノールを使用してコンクリート中のセメントペーストに含まれる水分をエタノールに置換し、水和反応を停止させることを目的とするもので、5mm 角の試料をビーカーに入れ、エタノールに浸し、24 時間静置した。次に、エタノールは揮発性が高く、コンクリートの細孔中に入り込んだエタノールは気化して細孔の外に出る。このまま試料を放置しておくと、セメントペーストが大気中の水分を吸収して水和反応を起こしてしまうため、エタノール処理後に、エタノールとセメントペーストを大気に触れさせない状態で真空凍結乾燥により分離し、セメントペーストを気乾状態にした。乾燥後の試料はサンプル瓶に入れて密封し、乾燥材（シリカゲル）とともにデシケーター内で保存した。

試料は、ボールミルを用いて 1 秒間に 45 回の振動を与え、10 分間継続し粉末状にした。熱分析測定における加熱の条件は、1 分間に 20℃上昇させ、1050℃に到達後 5 分間維持、その後冷却の条件で行った。本実験で算出する水和物は、水酸化カルシウム（CH）および炭酸カルシウム（CC）とした。CH の脱水の温度範囲は 400～550℃、CC の脱炭酸は 500～650℃とし、その減少量から、それぞれの生成割合を算出した。

細孔径分布は、水銀圧入法によって測定した。試料は 5mm 角四方にカットしたものを使用した。TG-DTA の試料と同様に、前処理を行った。試験装置は、Quantachrome 社製 PoreMaster33 を使用した。

ひび割れ密度は、ASTM C457-71（リニアトラバース法）を参考に測定した [3)]。測定面は、試験体の打込み面と平行になる方向を中央で 2 等分にした面とし、研磨機を用いて、表面を鏡面に近い状態まで研磨した。ひび割れ状況の観察を簡易にするため、蛍光塗料を塗布し、紫外線ライトを照射しマイクロスコープを使用して観察を行った。ひび割れ密度は、ひび割れ本数を側線長で除して算出した。

アルキメデス法の吸水方法を本実験では、真空吸水法と煮沸吸水法の 2 つを用いて実験を行った。真空吸水法では 5×5×5mm に切断した試料を用い、真空状態にして水を吸水させるものである。一方、煮沸吸水法は、供試体 1 本(φ50mm×100mm）を水で煮沸させることにより、吸水させる方法である。この吸水方法の違いから、煮沸吸水法では、5mm に切断した試料を扱う真空吸水法では測定できないような供試体に生じる微細なひび割れが測定できる可能性がある。以下に各測定方法を示す。

真空吸水法の試料は、湿式コンクリートカッターを用いて、供試体(φ50mm×100mm）から一辺 5mm の立方体に切り出した。試料の採取方法・場所は強熱減量の試料と同様とした。供試体から採取した試料をそれぞれ容器に入れ、水に浸し、真空ポンプを使用して約 180 分以上真空吸水を行った。その後、ある程度水を絞り出した濡れた布で試料表面に付着した水分をふき取り、水中に吊るしてある坩堝に入れ、浮力および飽水重量を測定した。その後、105℃で試料を 24 時間炉乾燥させ、試料の絶乾重量を量った。式（2.3）から式（2.7）に全空隙量の算出式を示す。

煮沸吸水法の試験体サイズは、φ50mm×100mm とした。煮沸法では真空法とは異なり、脱型後の試験体をカットせずに扱う。試験体は、熱湯で 6 時間煮沸した後、供試体の熱が冷めた状態のものを使用した。煮沸時は、鍋の底には試験体が直接底に当たらないように網を敷いた。真空吸水後、試料表面の水分を拭き取り、表乾重量を測定した。その後、試料を水中重量測定用の秤の中に入れ、水中に沈めて試料の水中重量を測定した。絶乾重量は 105℃で試験体を乾燥させ、試験体の重量を測る。1 日ごとに供試体の質量の測定を行い、恒量となるまで乾燥させた。算出式は真空吸水法と同様である。

$$V_t = V_{bs} - V_{ts} \tag{2.3}$$

$$P_t = \left(1 - \frac{D_b}{V_{ts}}\right) \times 100 \tag{2.4}$$

$$D_b = \frac{1}{V_{bs}} = \frac{W_d}{B} \tag{2.5}$$

$$D_t = \frac{1}{V_{ts}} = \frac{W_d}{(W_d - W_u)} \tag{2.6}$$

$$W_u = W_s - \mathrm{B} \tag{2.7}$$

ここに、全空隙量　：Vt　(cm³/g)
かさ比容積：Vbs　(cm³/g)
真比容積　：Vts　(cm³/g)
全空隙率　：Pt　(%)
かさ密度　：Db　(g/cm³)
絶乾重量　：Wd　(g)
浮力　　：B　(g)
真密度　　：Dt　(g/cm³)
水中重量　：Wu　(g)
飽水重量　：Ws　(g)

2.3 実験結果および考察

2.3.1 凝結時間および凍結開始時間

図 2.3.1 に、凝結始発時間前後に凍結時間を設定したシリーズ 1（始発時凍結）の凝結時間試験結果を示す。水セメント比が低いほど始発時間が早いため、凍結開始時間も水セメント比ごとに異なる。**図 2.3.2** に凝結終結前後を凍結開始時間に設定したシリーズ 2（終結時凍結）の凝結試験結果を示す。水セメント比 35%と 50%で終結時間は、約 3 時間の違いが生じており、図中に示すとおりのタイミングで凍結を開始している。**図 2.3.3** にシリーズ 3（凝結・硬化過程凍結）の凝結時間試験結果を示す。骨材界面観察において確実に被害の有無を確認するために凝結過程に凍結を与えた。また、凍結前強度と強度回復程度対応を検討するために、硬化過程として、材齢 1、3、5、7 日に凍結を与えている。

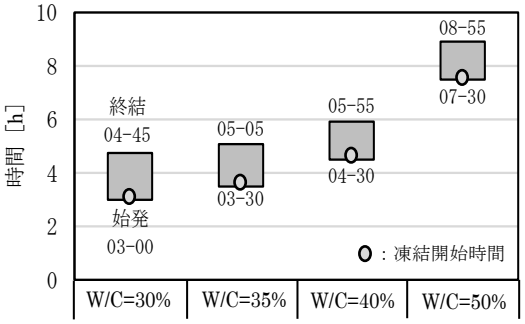


図 2.3.1　凝結時間試験結果（Ser.1 始発時凍結）

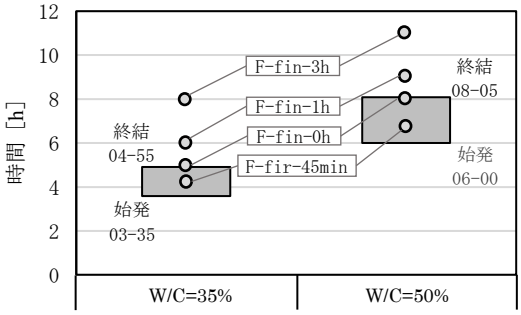


図 2.3.2　凝結時間試験結果（Ser.2 終結時凍結）

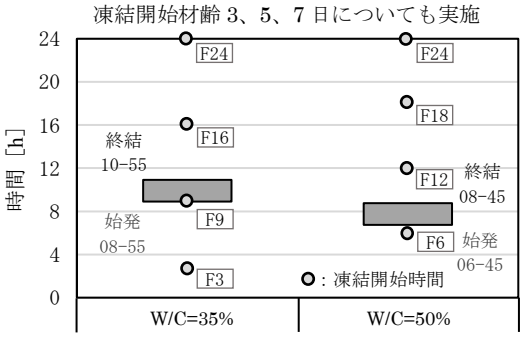


図 2.3.3　凝結時間試験結果（Ser.3 凝結・硬化過程凍結）

2.3.2 水和反応性

（1）水和率の変化

図 2.3.4 に、シリーズ 1（始発時凍結）の水和率試験結果を示す。始発前後に凍結を与えた条件である F の初期は、水和率が低い。材齢 4 週まで水中養生を行うことで、基準とする N の水和率付近まで水和が進行し、材齢 13 週で基準と同等まで水和が進行している。また、水中養生を行った条件は、封かん養生よりも 2～3%ほど水和率が高い結果となった。

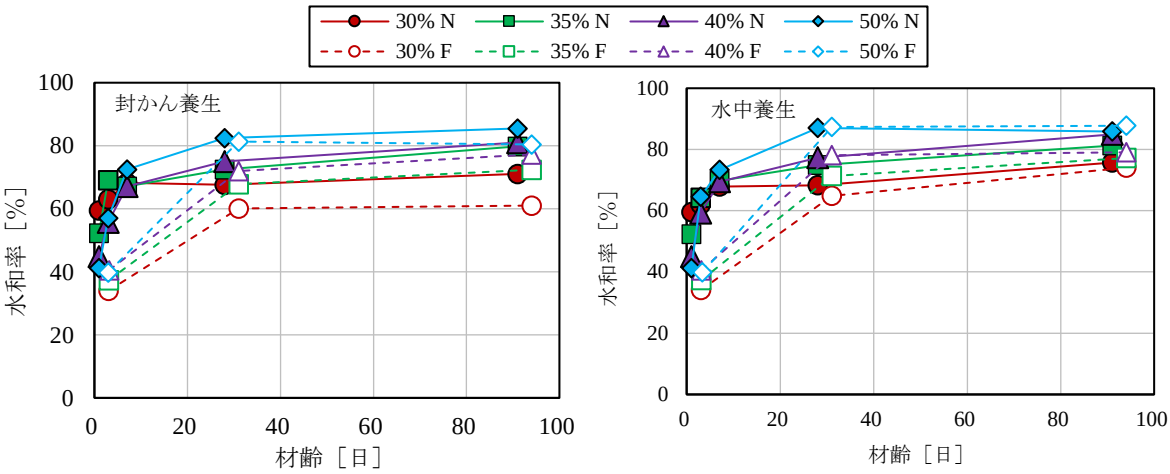


図 2.3.4　水和率試験結果（Ser.1　始発時凍結）

図 2.3.5 に、シリーズ 2（終結時凍結）の材齢 13 週における水和率を示す。水和率が N と F において同等の値となっている。また、水セメント比が高いと水和率が高い結果となるが、水和率は水分の存在に大きく依存するためである。全材齢と全水セメント比において、封かん養生よりも水中養生の方が高い値を示した。また、各材齢と水セメント比において、凍結を与えた条件の水和率は、同等の値となっている。水和率が N と F で変化は生じていないことから、水和率は初期材齢時の凍結により変化しないと考えられ、既往研究 [4] と一致している。

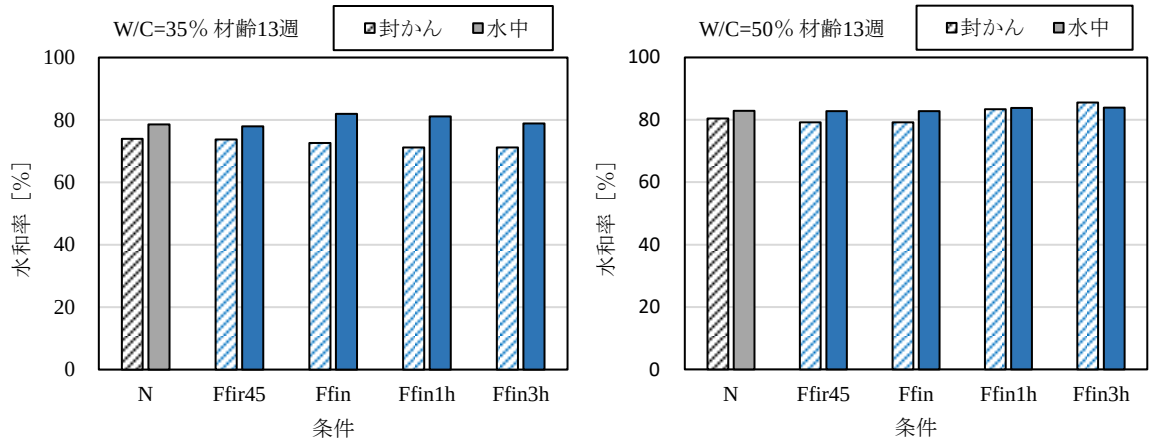


図 2.3.5　材齢 13 週における水和率（Ser.2　終結時凍結）

（2）TG-DTA による $Ca(OH)_2$ 含有率測定結果

図 2.3.6 に、シリーズ 1（始発時凍結）の材齢 4 週（積算温度 840°D・D）における水セメント比と $Ca(OH)_2$ 含有率の関係を示す。水セメント比が高くなるにつれて，$Ca(OH)_2$ 含有率も高くなることが確認できる。また、養生方法や凍結の有無において $Ca(OH)_2$ 含有率は変化がないことを確認した。

以上の結果より、凍結の有無によって水和率は変化しないことから、凝結過程の凍結はセメントの反応性に影響を与えていないことを確認できる。これは、既往研究 [4]においても同様な結果を示している。

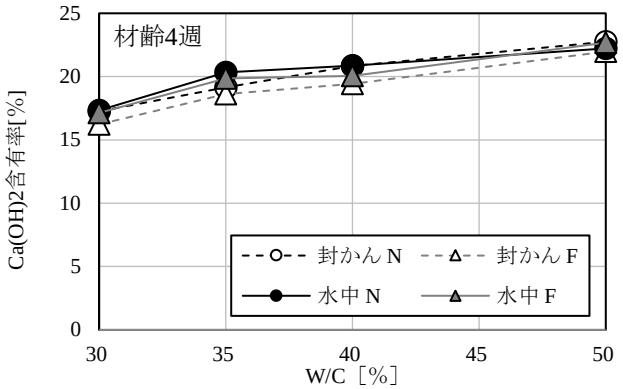


図 2.3.6　水セメントと $Ca(OH)_2$ 含有率の関係（Ser.1　始発時凍結）

2.3.3 硬化性状

図 2.3.7 にシリーズ 1（始発時凍結）の圧縮強度試験結果を示す。 N は初期材齢において、水セメント比が低い程に圧縮強度は高い。F は圧縮強度が N と比べて低いことが確認できる。N はすべての水セメント比において大きく強度増進している。一方、F は N と比較した場合に強度増進停滞をしており、N との強度に大きな差が生じていることが確認できる。また、水中養生においても封かん養生の結果と同様な傾向である。

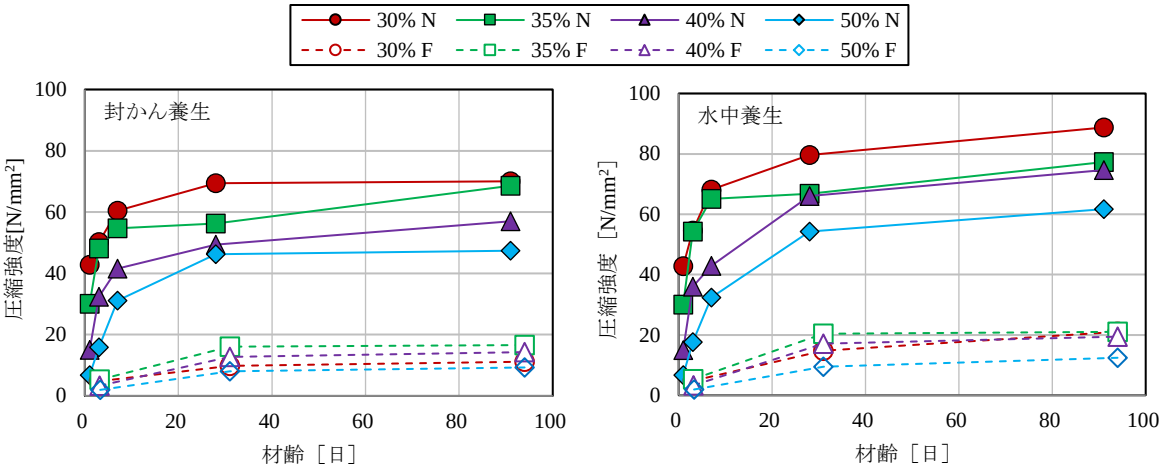


図 2.3.7　圧縮強度試験結果（Ser.1　始発時凍結）

図 2.3.8 にシリーズ 1（始発時凍結）の材齢 28 日における N を基準とした圧縮強度比を示す。なお、基準である N は各水セメント比と養生方法に対応する N としている。この結果から、すべての水セメント比と養生方法において圧縮強度比が 20～30%程度と非常に低い結果であった。このことから、全条件で初期凍害が発生していると判断される。

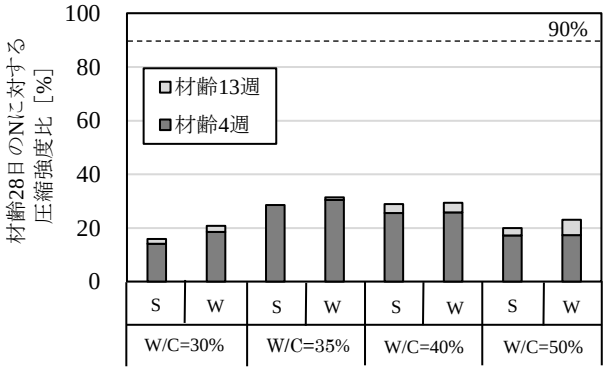


図 2.3.8　材齢 28 日の N を基準とした圧縮強度比（Ser.1　始発時凍結）

図 2.3.9 にシリーズ 2（終結時凍結）の圧縮強度試験結果を示す。N-W の材齢 28 日の圧縮強度を破線で示している。なお、材齢 28 日において水セメント比 35%の終結時に凍結を与えた条件は、脱型時にすでに凍結融解の影響により供試体にひび割れが生じており、圧縮試験が不可能であった。F において、凍結開始時間が凝結始発時間に近いほど強度発現が低く、封かん養生よりも水中養生は強度発現が大きい結果となった。また、長期養生を行った 91 日において、水中養生を行った N は大きく強度が伸びているが、それ以外の条件は強度増進停滞した。

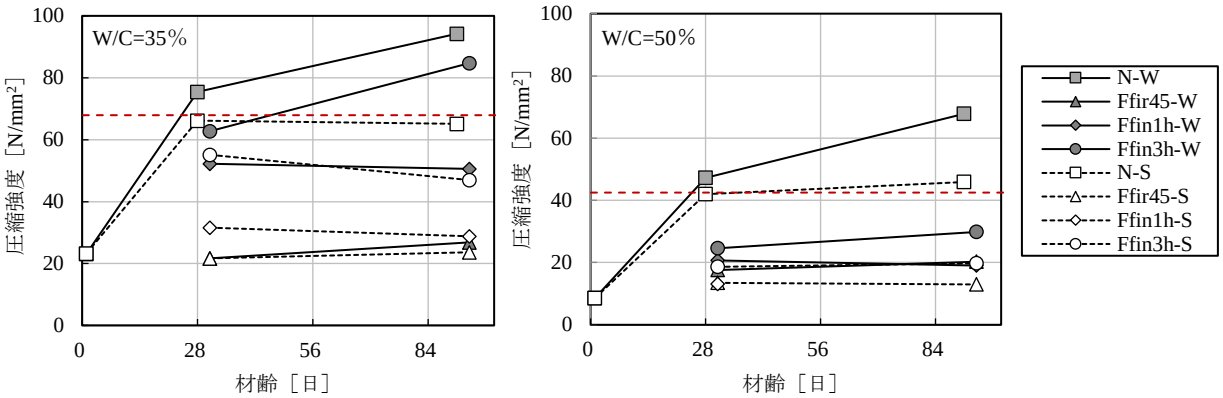


図 2.3.9　圧縮強度試験結果（Ser.2　終結時凍結）

図 2.3.10 にシリーズ 2（終結時凍結）の材齢 28 日の N（水中養生）を基準とした圧縮強度比を示す。なお、基準である N は各水セメント比に対応する N としている。この結果から、すべての水セメント比と養生方法において圧縮強度比が 90%に到達していないことが確認できる。このことから、全条件の F は初期凍害を受けていると判断することができる。また、W/C=35%においては、凍結終結時間から時間が経過するにつれて圧縮強度比は高くなる。W/C=50%においては、35%よりも F 同士の差が小さいが、凝結終結時間から時間が経過するにつれて圧縮強度比は高くなっている。水セメント比が低い 35%のほうが 50%よりも圧縮強度比が高く、被害程度が小さくなった。これは、水セメント比が低くなると凍結前強度の発現が高く、凍結に対する抵抗力が高くなるためと考える。また、凝結過程では水セメント比が低いほど自由水が少ないことや、初期の水和速度が速い[7]ことによって、被害程度が小さくなったものと考える。

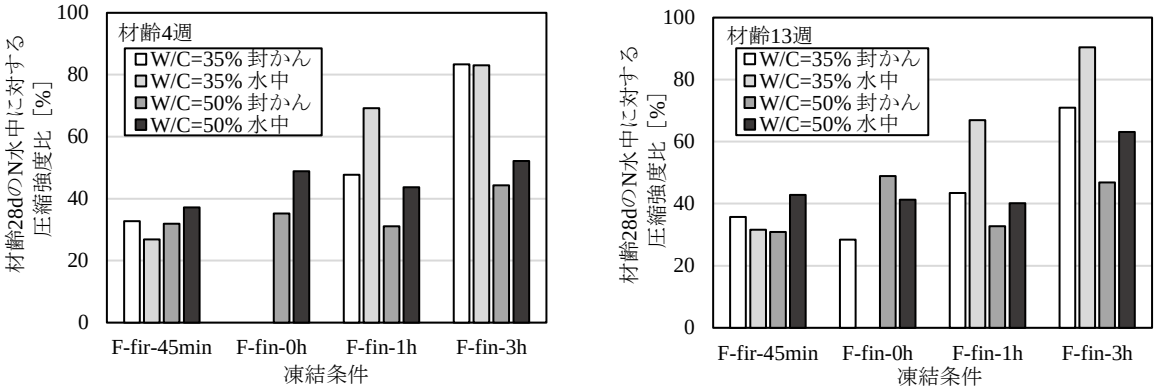


図 2.3.10　N（水中養生）を基準とした圧縮強度比（Ser.2　終結時凍結）

図 2.3.11 にシリーズ 3（凝結・硬化過程凍結）の凍結前強度を示す。水セメント比により凍結前強度の発現が大きく異なることが確認できる。**図 2.3.12** にシリーズ 3（凝結・硬化過程凍結）の材齢 28 日の N を基準とした圧縮強度比を示す。水セメント比に関わらず、凍結開始時間が早い条件ほど圧縮強度比が低い。そして、凍結開始材齢が 24 時間以降において 90%程度となっている。

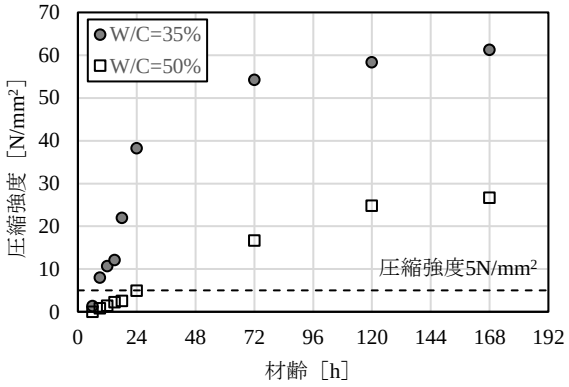


図 2.3.11　凍結前強度（Ser.3 凝結・硬化過程凍結）

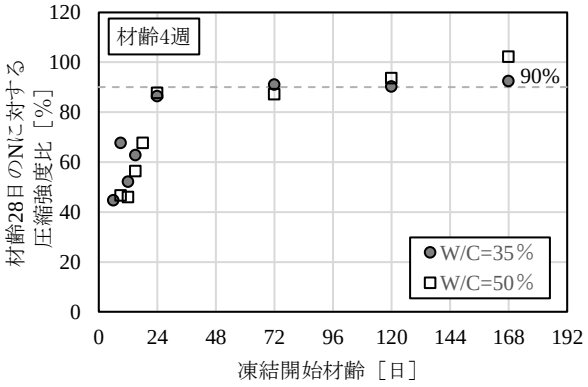


図 2.3.12　凍結開始材齢と圧縮強度比の関係（Ser.3 凝結・硬化過程凍結）

図 2.3.13 にシリーズ 3（凝結・硬化過程凍結）の凍結前強度と圧縮強度比を示す。W/C=50%において、凍結前強度が 5N/mm² に達すれば強度比が 90%近くに達している。一方、W/C=35%において、凍結前強度が 5N/mm² 以上であったとしても、圧縮強度比は 60%前後であった。寒中コンクリート指針 [5]では、コンクリートの圧縮強度が 5.0N/mm² となるまで凍結させないように初期養生を行うことが初期凍害の防止策とされている。ここで、**図 2.3.14** にセメントペーストとコンクリートの計算上の単位質量を示す。この質量は、本実験の調合から算出したものである。同じ水セメント比であるコンクリートとセメントペーストにおいて、単位水量が 2 倍以上異なる。材齢 1 日であれば水和率は 40%ほどであるが、水和率を考慮したとしてもセメントペースト中の自由水の量がコンクリートよりも多いと考えられるため、凍結前強度が発現していても、強度比が低い結果になった一因と考える。

しかし、低水セメント比ほど、強度比が低くなっている理由は不明である。これは、同じ圧縮強度でも水和率は異なるという渡辺らの研究 [6]から、5N/mm² を確保していても W/C=35%の水和率が W/C=50%より小さいことが影響している可能性はあるが、現段階では説明できない。

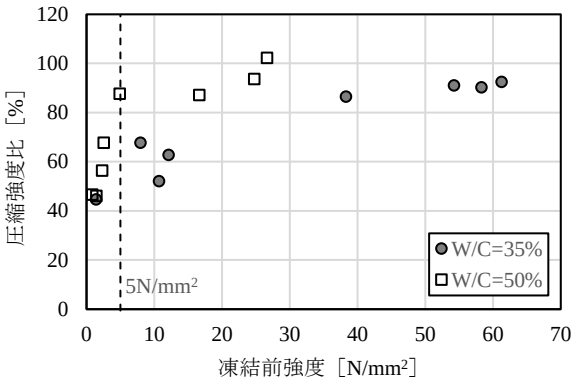


図 2.3.13　凍結前強度と圧縮強度比の関係（Ser.3 凝結・硬化過程凍結）

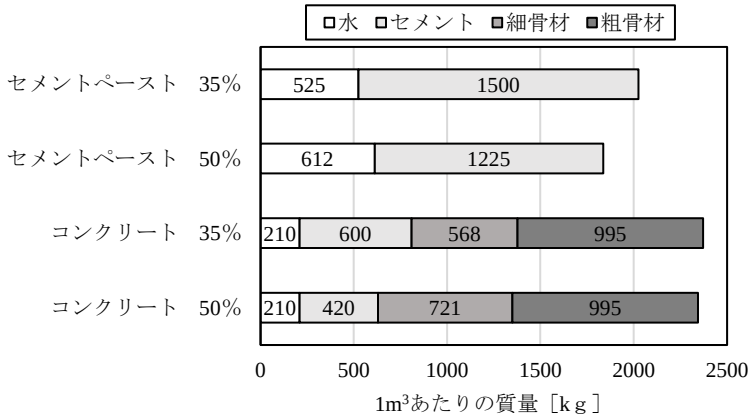


図 2.3.14　計算上の単位容積質量

図 2.3.15 にシリーズ 1～3 の凍結時間と圧縮強度比の関係を示す。凍結開始時間が 24 時間では全セメントペーストにおいて圧縮強度比が 90%程度となることが確認できる。

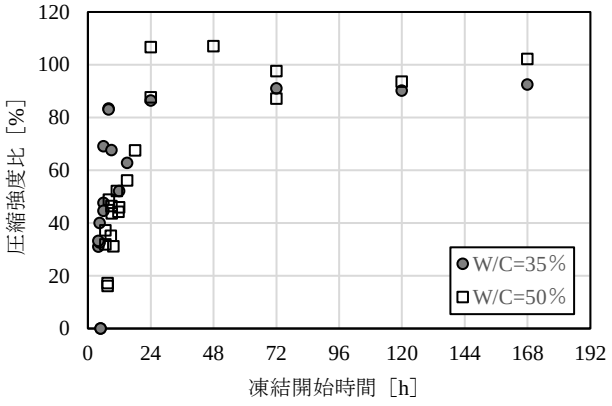


図 2.3.15　凍結開始時間と圧縮強度比の関係（Ser.1～3）

2.3.4 全空隙率の変化

（1）真空吸水法

図 2.3.16 にシリーズ 1（始発時凍結）の全空隙率変化を示す。封かん養生において、材齢 4 週で水セメント比が高くなると全空隙率も高くなった。水中養生、封かん養生ともに、材齢ともに全空隙率が減少する結果となった。**図 2.3.17** にシリーズ 1（始発時凍結）の材齢 4 週における真空吸水法による全空隙率を示す。全空隙率は各水セメント比において、F は N と比較して 2～5%ほど大きい値であった。

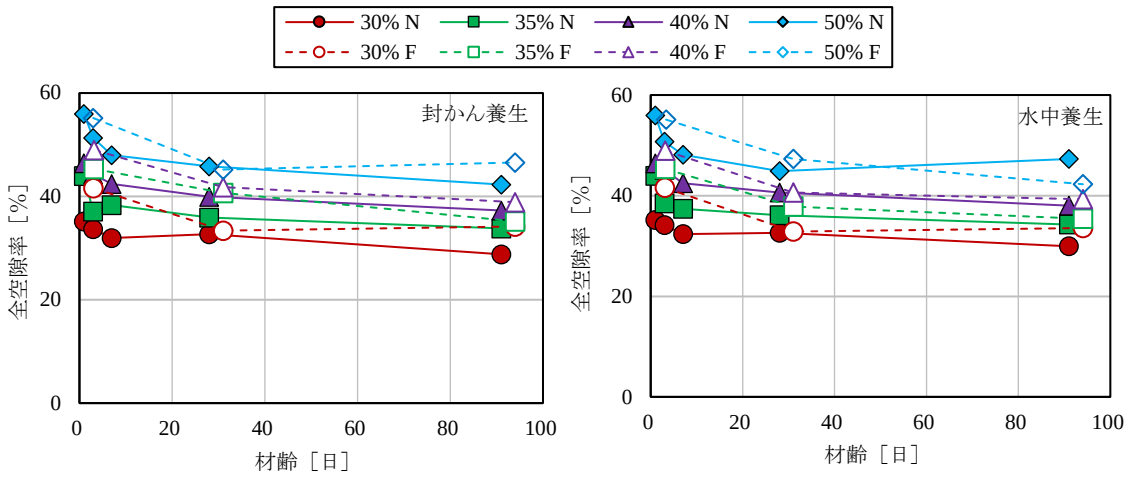


図 2.3.16　真空吸水法による全空隙率の変化（Ser.1　始発時凍結）

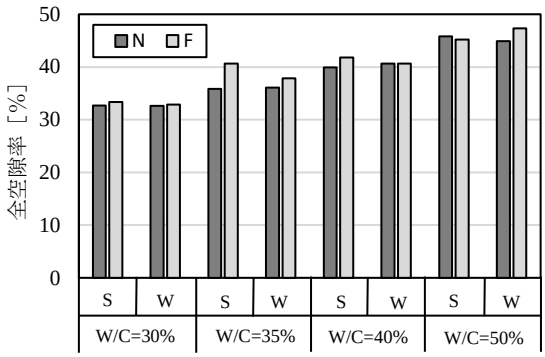


図 2.3.17　材齢 4 週における各条件の真空吸水法による全空隙率（Ser.1　始発時凍結）

図 2.3.18、**図 2.3.19** にシリーズ 2（終結時凍結）の真空吸水による各水セメント比と材齢の全空隙率の結果を示す。各材齢と各水セメント比の N と F の全空隙率を比較すると、変化はあまり見られない。これは、真空吸水法に用いる試料は、5×5×5mm にカットしたものを用いて測定を行っているため、凍結によって生じるひび割れを測定することができていないためと考えられる。そのため、真空吸水法によって測定している範囲の空隙は、圧縮強度に影響を与えている可能性は低いことが考えられる。

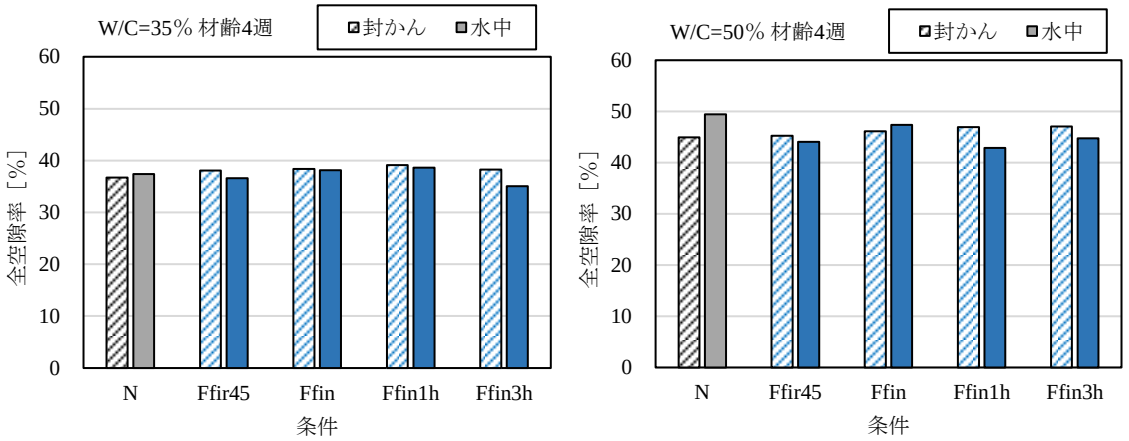


図 2.3.18　材齢 4 週における真空吸水法による全空隙率（Ser.2　終結時凍結）

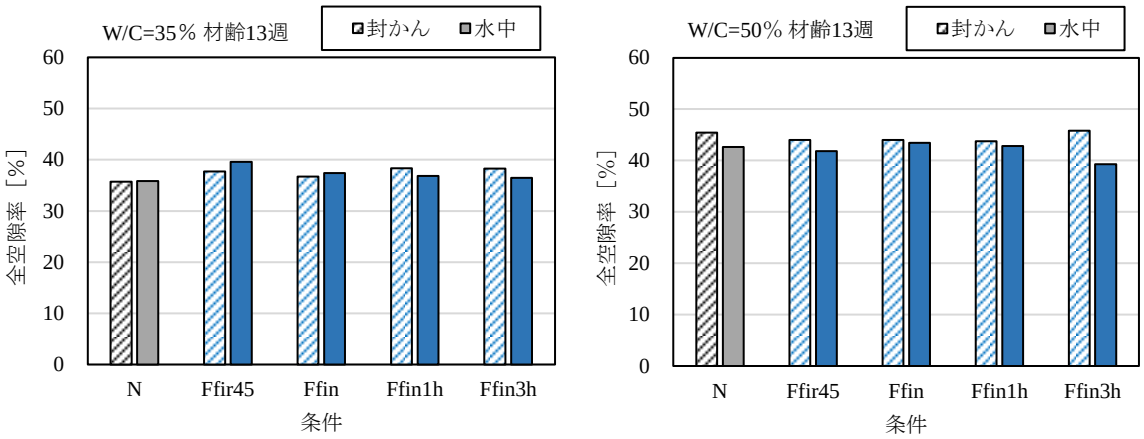


図 2.3.19　材齢 13 週における真空吸水法による全空隙率（Ser.2　終結時凍結）

(2) 煮沸吸水法

図 2.3.20 にシリーズ 1（始発時凍結）の煮沸吸水による全空隙率の結果を示す。封かん養生において、水セメント比が高くなると全空隙率も高くなっている。一方、全ての水セメント比において F と N の全空隙率に差が生じている。これは、煮沸吸水では供試体を切断せずに測定を行っているため、凍結を受けることで生じる微細なひび割れによる空隙により生じているものと考える。また、水中養生の結果においても、同様な結果が得られている。**図 2.3.21** に材齢 4 週における各条件の全空隙率を示す。全空隙率は各水セメント比において、F は N と比較して 2～4% 程大きい値であった。

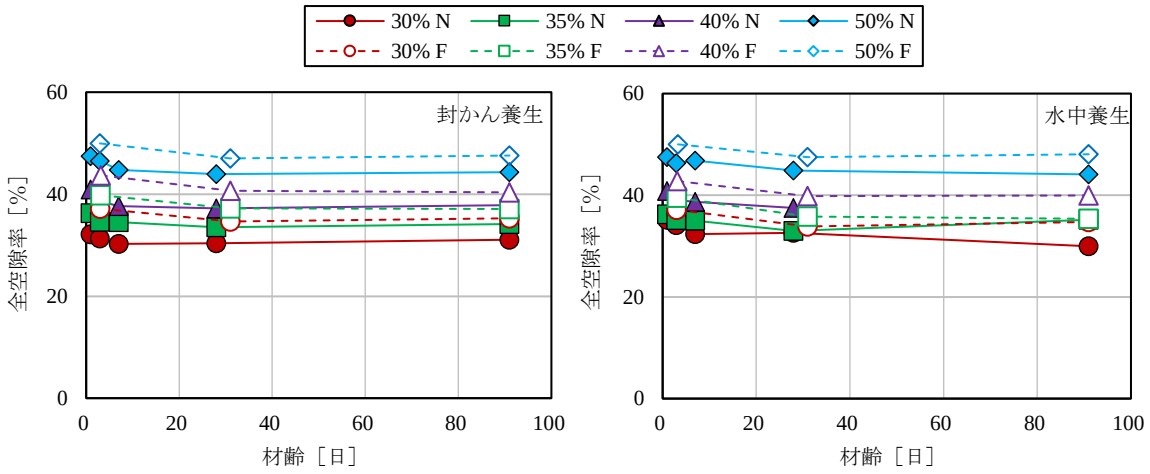


図 2.3.20　煮沸吸水法による全空隙率の変化（Ser.1　始発時凍結）

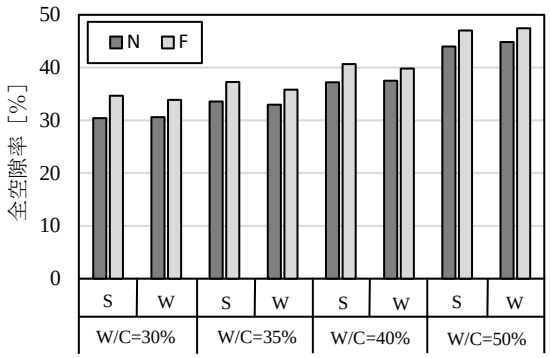


図 2.3.21　材齢 4 週における煮沸吸水法による全空隙率（Ser.1　始発時凍結）

図 2.3.22、**図 2.3.23** にシリーズ 2（終結時凍結）の煮沸吸水による全空隙率の結果を示す。なお、値が 0 となっているものは、凍結融解により供試体の中央部に大きくひび割れが入り、脱型時に破壊し、測定ができなかった。W/C＝35%、50%のどちらにおいても、N よりも F の全空隙率が高いことが確認できる。これは、F は凍結融解により供試体にひび割れが生じているからであると考える。

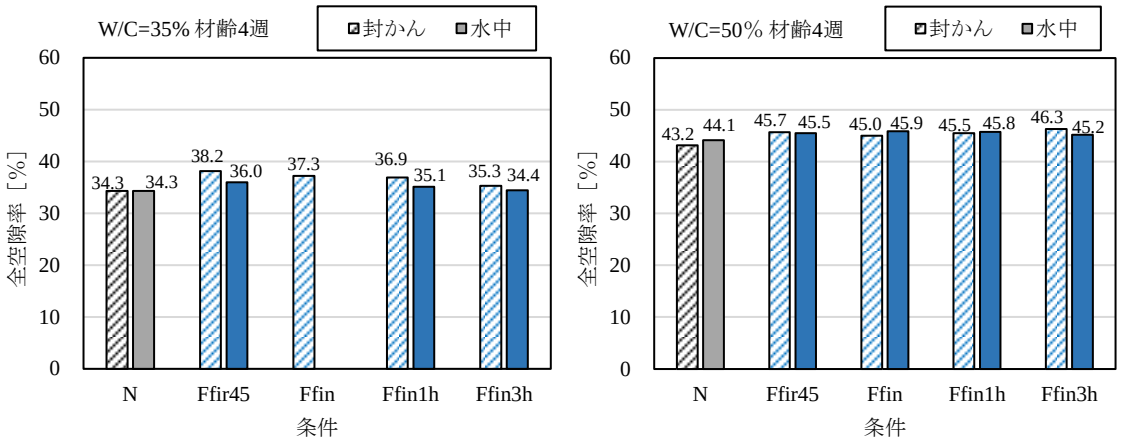


図 2.3.22　材齢 4 週における煮沸吸水法による全空隙率（Ser.2　終結時凍結）

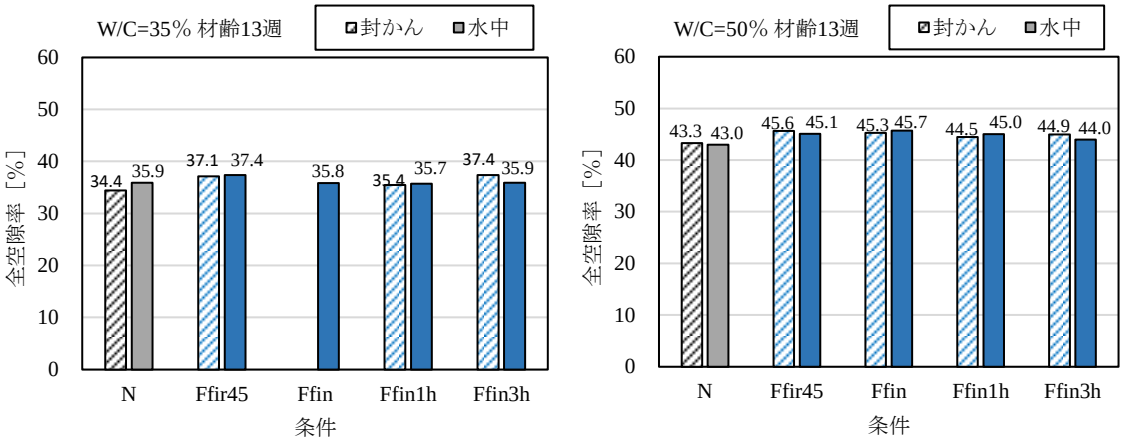


図 2.3.23　材齢 13 週における煮沸吸水法による全空隙率（Ser.2　終結時凍結）

2.3.5 細孔径分布

図 2.3.24 にシリーズ 1（始発時凍結）の材齢 4 週における累積細孔量と微分細孔量を示す。累計細孔量において、封かん養生では、水セメント比が低くなるにつれて累積細孔量も小さくなっている。また、W/C＝30%、50%において N よりも F の方が累積細孔量は大きい値をとなるが、W/C＝35%、40%においては N と F は同程度の値となっている。水中養生では、W/C＝50%のみ N よりも F の方が累計細孔量は大きいが、他の水セメント比においては N と F は同程度の値であった。微分細孔量において、封かん養生では、水セメント比が高いほどに粗大径側に細孔量のピークがあることが確認できる。

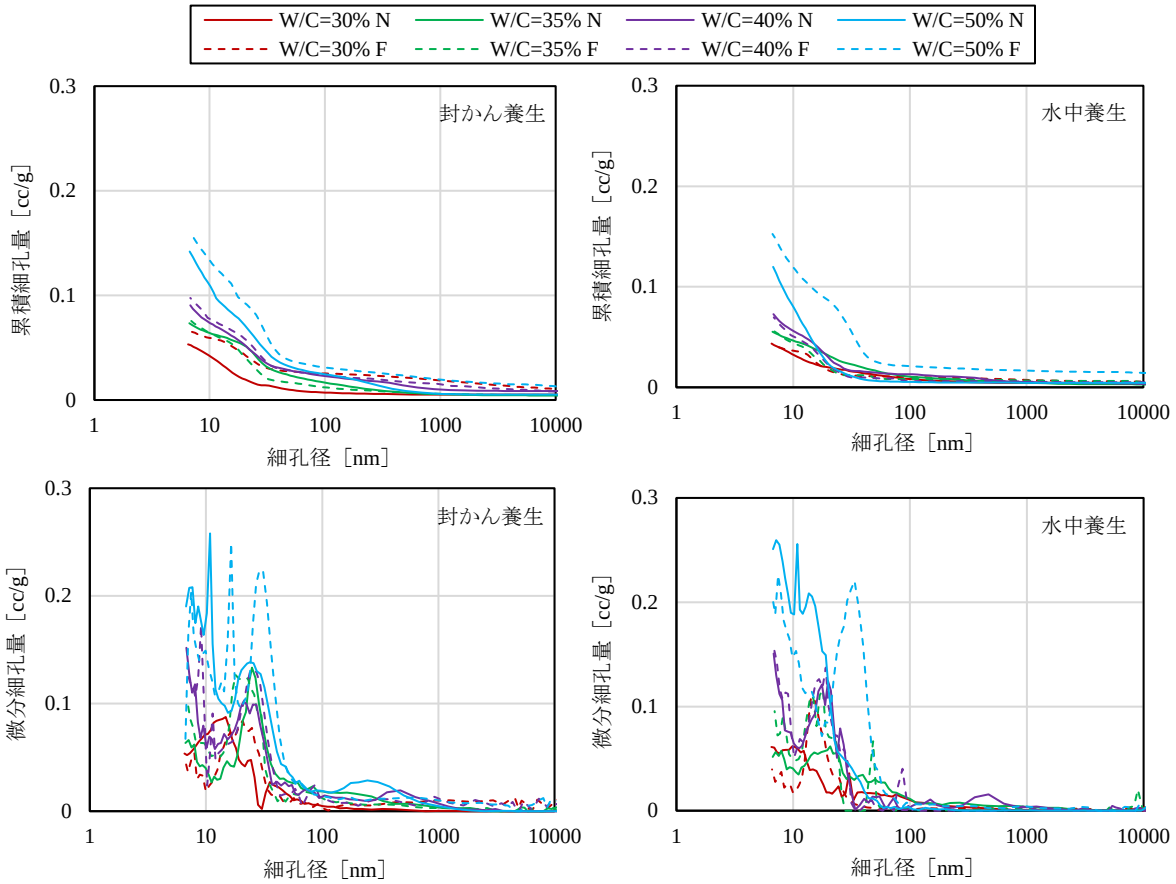


図 2.3.24　材齢 4 週における累計細孔量と微分細孔量（Ser.1　始発時凍結）

図 2.3.25 にシリーズ 2（終結時凍結）の材齢 4 週における水中養生における累積細孔量と微分細孔量を示す。微分細孔量の結果より、W/C=35%と 50%において、N と F では細孔径のピークが変化していないことが確認できる。さらに累積細孔量の結果から、凍結開始時間が早い F45min ほどに累積細孔量が大きくなる傾向があることが確認できる。

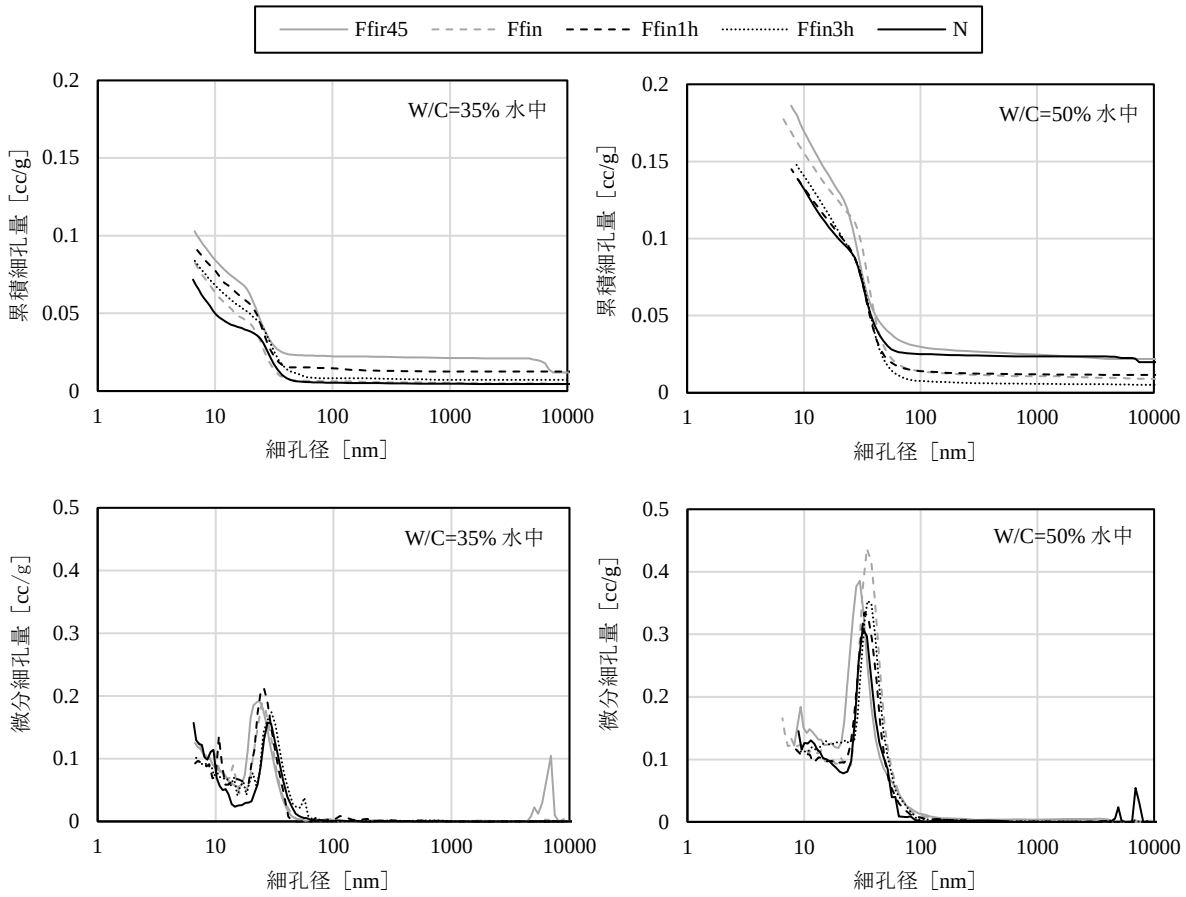


図 2.3.25　材齢 4 週における累計細孔量と微分細孔量（Ser.2　終結時凍結）

2.3.6 ひび割れ観察結果

（1）ひび割れ密度

図 2.3.26 にシリーズ 1（始発時凍結）の材齢 4 週におけるひび割れ密度を示す。W/C＝30%、50%ではひび割れ密度が高い結果となっているが、**図 2.3.5** の圧縮強度比における W/C＝30%、50%が低いという結果と対応している。また、封かん養生と水中養生による養生方法の違いにおいては、大きな変化は生じていない。

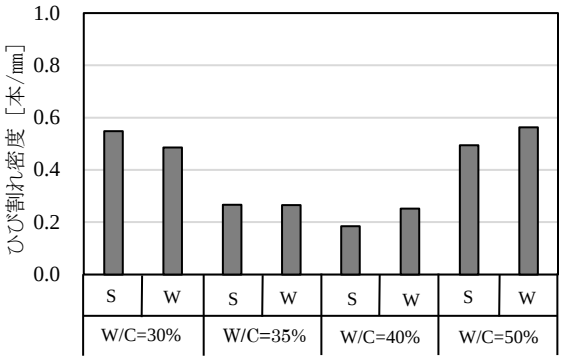


図 2.3.26　材齢 4 週におけるひび割れ密度（Ser.1　始発時凍結）

（2）断面観察

写真 2.3.1 にシリーズ 1（始発時凍結）の供試体の断面観察を示す。すべての水セメント比の N と F を比較すると、F において供試体全体にひび割れが多いことが確認できる。

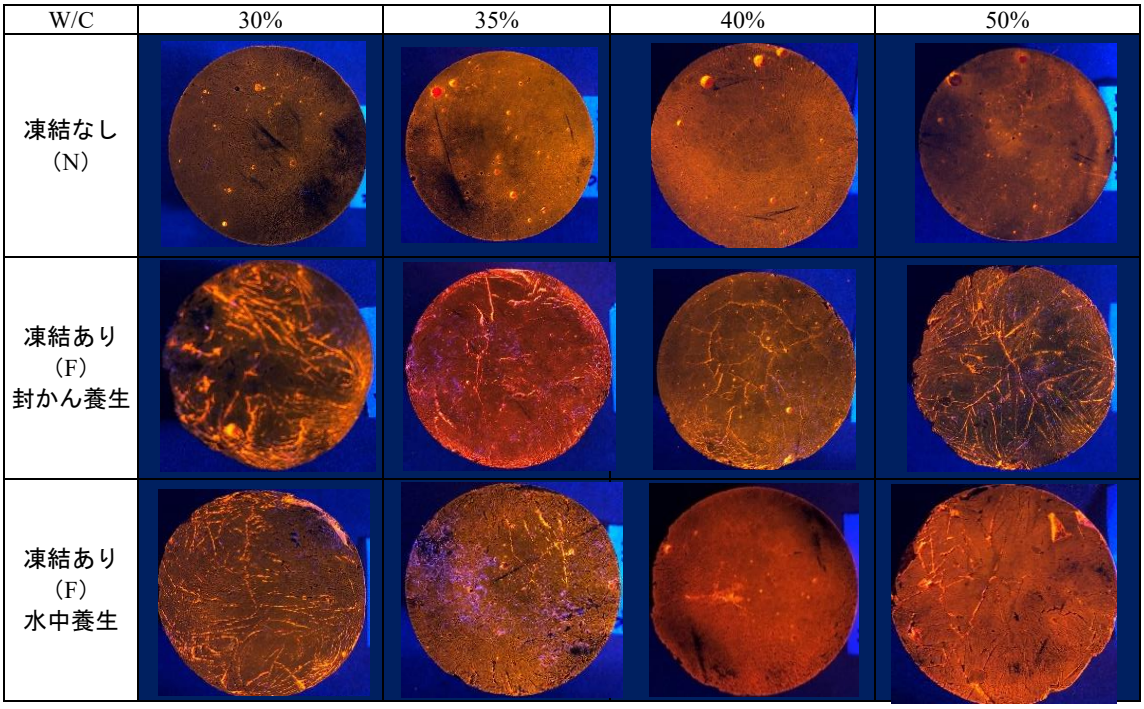


写真 2.3.1　材齢 4 週における供試体断面観察（Ser.1　始発時凍結）

写真 2.3.2 にシリーズ 1、2 の W/C＝50%の供試体の断面写真を示す。凝結始発時と始発から 45 分以降に凍結したセメントペースト供試体の断面写真を比較すると、被害程度が大きく異なり、始発時においては微細なひび割れが供試体全体に生じているのに対して、始発から 45 分以降では粗大なひび割れが数本生じている。このことから、供試体の被害程度は、凝結始発前後で変化することが分かる。

シリーズ 1、2 では、材齢 4 週で圧縮強度比が 90%以下であることから、全て初期凍害を受ける結果となった。凝結終結時から 3 時間においてもひび割れが確認されたが、時間が経過するにつれてひび割れ幅は小さくなっている。終結後 3 時間では，累積細孔量は小さくなっており、水和の進行に伴い組織が緻密化し、ひび割れ幅が微細になったと考える。

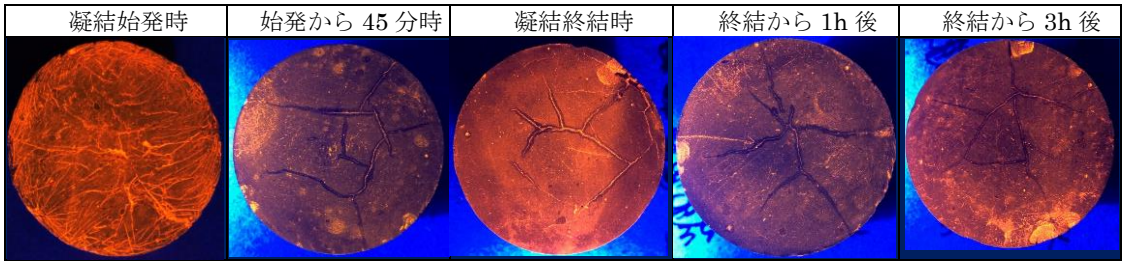


写真 2.3.2　W/C=50%の供試体の断面（Ser.1，2）

2.3.7 既往研究の課題に対する考察

第 1 章の既往の研究で示した通り、島影 [8]は、セメントペーストを使用した実験において、**図 2.3.27** に示す水セメント比と養生方法の異なるセメントペーストの圧縮強度は、W/C=35%の凍結開始材齢 6 時間（F6）の水中養生において強度比が高く、W/C=50%の凍結開始材齢 6 時間（F6）の封緘養生では強度比が低い結果となり、理由は不明であった。

本研究において、**図 2.3.28** に示す通り既往研究と同一の水セメント比で凝結時間試験を実施している。W/C=35%の終結時間が 5 時間 5 分で、F6 は終結以降に凍結を受け水中養生であったことから強度比が高い結果になったと考える。一方、W/C=50%は始発時間が 7 時間 30 分であり、F6 は始発前に凍結を受け、封緘養生であったことから、強度増進が停滞したと考えられる。

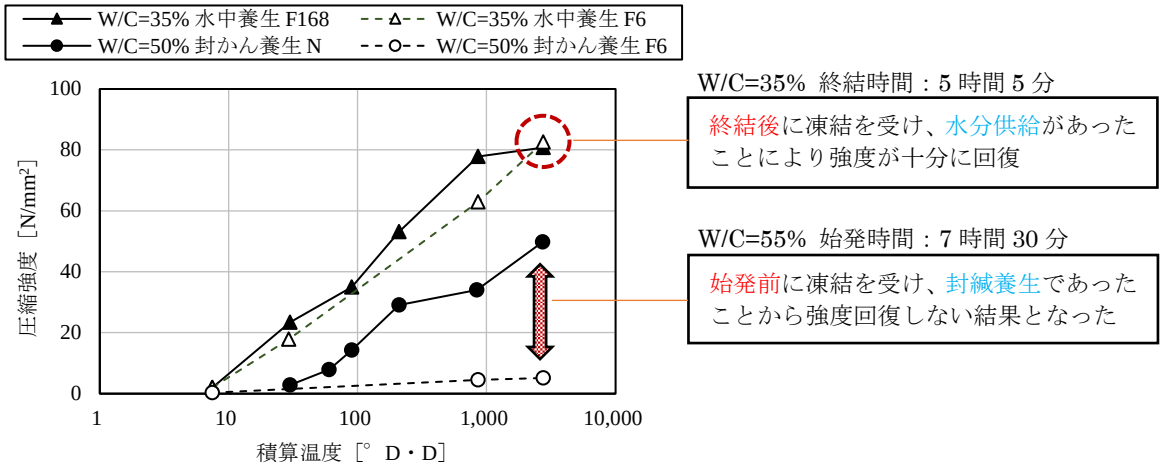


図 2.3.27　水セメント比と養生方法の異なるセメントペーストの圧縮強度 [8]

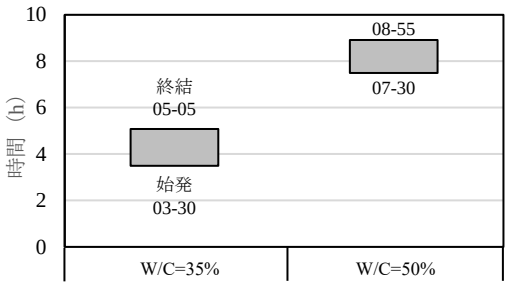


図 2.3.28　凝結時間試験結果（Ser.1）

2.4 第 2 章の結論

本章では、コンクリート中のマトリクス部分の検討を行うために、凝結過程の凍結によるセメントの反応性の変化を把握した。次に、凝結始発時、凝結終結時および硬化過程の凍結による強度増進に及ぼす影響を断面観察の結果を含めて検討し、水セメント比、養生条件が回復程度に及ぼす影響についても確認した。その結果、以下の知見が得られた。

(1) 凝結始発時および終結時の凍結によるセメント自体の水和反応性に変化はない。
(2) 凝結始発時に凍結を受けたセメントペーストは、微細なひび割れが多数発生し、圧縮強度は全条件で低く、強度回復しない。（材齢 28 日で凍結なしに対する強度比 20～30%程度）
(3) 凝結終結時に凍結を受けたセメントペーストは粗大なひび割れが発生し、強度増進は停滞した。（材齢 28 日で凍結なしに対する強度比 40%程度）
(4) 凝結終結後 1 時間、3 時間に凍結を受けたセメントペーストの強度増進は、水セメント比が低く、水中養生を行ったもので強度増進の改善がみられた。（材齢 28 日で凍結なしに対する強度比 60～70%程度）
(5) 凝結終結後 3 時間の凍結においてもひび割れが発生しているが、累積細孔量は小さくなっており、水和の進行に伴い組織が緻密化し、ひび割れ幅が微細になったと考える。
(6) 硬化過程（材齢 1 日以降）に凍結を受けたセメントペーストでは、凍結前強度の増加にともない凍結なしに対する強度比 90%程度まで回復した。

― 第 2 章の参考文献 ―

1) 古館茉由子，島影亮司，山下紘太朗，濱幸雄：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究, 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, Vol.18, pp.443-448，2018.10
2) 谷口円，小池晶子，西祐宜：初期凍害を受けたモルタルの内部損傷観察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.223-224，2016.8
3) 榎本靖彦ら：凍結融解作用をうけたコンクリートのひび割れ密度分布に関する基礎研究，土木学会東北支部技術研究発表会，2011
4) 島影亮司：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究，室蘭工業大学大学院修士論文，2017
5) 日本建築学会：寒中コンクリート施工指針・同解説, 2010
6) 渡辺暁央，五十嵐心一，米山義広：低温養生したセメントペーストの内部組織形成過程と圧縮強度特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp611-616，2006
7) 岡倉洋平，五十嵐心一：若材齢における水和反応の進行と電気抵抗率の対応，コンクリート工学会論文集，Vol.31，No.1 ,pp.58-63，　2014
8) 島影亮司：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究，室蘭工業大学大学院修士論文, 2017

第 3 章

凝結過程の凍結がモルタルの硬化性状に及ぼす影響

第 3 章　凝結過程の凍結がモルタルの硬化性状に及ぼす影響 48

3.1　はじめに 48

3.2　実験概要 49

3.2.1　実験計画 49

3.2.2　実験方法 52

3.3　実験結果および考察 54

3.3.1　温度測定結果および凝結時間試験結果 54

3.3.2　強度増進性状および全空隙率の変化 55

3.3.3　各種要因が圧縮強度および空隙率に及ぼす影響 58

3.3.4　空隙構造の変化 61

3.3.5　表面性状への影響 64

3.4　第 3 章の結論 66

―　第 3 章の参考文献　― 67

第 3 章　凝結過程の凍結がモルタルの硬化性状に及ぼす影響

3.1　はじめに

既往の研究では non-AE コンクリートについて凍結開始材齢 6 時間では強度増進が停滞し、凍結開始材齢 1 日では被害が確認されなかった[1)]。第 2 章では、凍結によるセメントマトリクスの被害程度と湿潤養生による回復程度は、凝結終結前後の凍結が大きく影響していることを確認し、コンクリートについても同様に、凝結終結前後の凍結がその後の強度増進に大きく影響する可能性がある。

そこで本章では、コンクリートでの検証に先立ち、様々な条件について検討が容易であるモルタルを使用して、凝結過程の凍結に着目し、水セメント比、凍結融解後の養生条件および凍結融解回数が強度増進に及ぼす影響を検証し、モルタルの強度回復条件を確認した。また、凝結の如何なる段階で凍結を受けた際に、凍結模様や黒ずみ（脆弱層）が発生するか検証した。

3.2 実験概要

3.2.1 実験計画

（1）使用材料および調合

表 3.2.1 に使用材料を示す。**表 3.2.2** に調合を示す。W/C は 45%、55%、65%の 3 水準とし、C：S＝1：3 の non-AE モルタルとした。供試体はφ50mm×100mm とした。

（2）凍結融解および養生条件

表 3.2.3 に要因と水準を、**表 3.2.4** に要因と水準の組合せを示す。W/C は 45、55、65%の 3 水準とした。凍結融解は−20℃・12 時間の凍結と、5℃・12 時間の融解を 1、3、6 サイクルの 3 水準について実施した。凍結開始材齢は 3h、6h、8h、12h、18h、24h、凍結なし（N）について実施した。 凍結開始までは 20℃封かんで前養生を行った。凍結融解期間は水和がほとんど進行しないと考えられるため、各種試験は凍結融解期間分の材齢を延長し実施した。養生方法は封かんと水中について実施した。養生温度は 10℃、20℃、30℃の 3 水準とした。

（3）表面性状への影響確認

硬化性状確認とは別に、同一の使用材料・調合の W/C=55%のモルタルにおいて表面観察を実施した。凍結開始までは 20℃封かんで前養生を行った。凍結融解は-20℃で 24 時間の凍結を与え、20℃の環境で融解させた。凍結開始時間はフレッシュ時 3h、6h、8h、12h、18h、24h に凍結を開始した。圧縮強度試験の試験体は 20℃封かん養生とした。

表 3.2.1　使用材料

項目	記号	種類
セメント	C	普通ポルトランドセメント、密度：3.16g/cm^3
水	W	上水道水
細骨材	S	掛川産山砂、表乾密度：2.57g/cm^3 吸水率：2.31%、F.M.：2.81

表 3.2.2　調合

W/C (%)	S/C	W (kg/m^3)	C (kg/m^3)	S (kg/m^3)	フロー (mm)	空気量 (%)
45	3	233	517	1551	150	2.0
55		270	492	1475	184	2.0
65		305	469	1406	219	2.0

表 3.2.3　要因と水準

W/C(%)	凍結開始材齢(h)※1	養生方法	養生温度(℃)※2	凍結融解サイクル※3
45 55 65	3 6 8 12 24 凍結なし(N)	封かん 水中	10 20 30	(-20℃・12h⇔5℃・12ｈ) ×1 (-20℃・12h⇔5℃・12ｈ) ×3 (-20℃・12h⇔5℃・12ｈ) ×6

※1：W/C=55%、水中養生について凍結開始材齢 3、12、18h を実施
※2：W/C=55%について養生温度 10、30℃を実施
※3：W/C=55%、水中養生について凍結融解回数 1、6 サイクルを実施

表 3.2.4　要因と水準の組合せ

<table>
<tr><th>記号</th><th>W/C
(%)</th><th>S/C</th><th>凍結開始
材齢(h)</th><th>凍結融解 cy</th><th>養生方法</th><th>養生温度(℃)</th></tr>
<tr><td>45-6-20W</td><td rowspan="8">45</td><td rowspan="8">3</td><td>6</td><td rowspan="8">(−20℃・12h
⇔5℃・12 h)
×3</td><td rowspan="4">水中</td><td rowspan="8">20</td></tr>
<tr><td>45-8-20W</td><td>8</td></tr>
<tr><td>45-24-20W</td><td>24</td></tr>
<tr><td>45-N-20W</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>45-6-20F</td><td>6</td><td rowspan="4">封かん</td></tr>
<tr><td>45-8-20F</td><td>8</td></tr>
<tr><td>45-24-20F</td><td>24</td></tr>
<tr><td>45-N-20F</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>55-6-10W</td><td rowspan="40">55</td><td rowspan="40">3</td><td>6</td><td rowspan="9">(−20℃・12h
⇔5℃・12 h)
×3</td><td rowspan="30">水中</td><td rowspan="4">10</td></tr>
<tr><td>55-8-10W</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-10W</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-N-10W</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>55-3-20W</td><td>3</td><td rowspan="9">20</td></tr>
<tr><td>55-6-20W</td><td>6</td></tr>
<tr><td>55-8-20W</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-12-20W</td><td>12</td></tr>
<tr><td>55-18-20W</td><td>18</td></tr>
<tr><td>55-24-20W</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-N-20W</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>55-6-20W-1cy</td><td>6</td><td rowspan="3">(−20℃・12h
⇔5℃・12 h)
×1</td></tr>
<tr><td>55-8-20W-1cy</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-20W-1cy</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-6-20W-6cy</td><td>6</td><td rowspan="3">(−20℃・12h
⇔5℃・12 h)
×6</td></tr>
<tr><td>55-8-20W-6cy</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-20W-6cy</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-6-30W</td><td>6</td><td rowspan="13">(−20℃・12h
⇔5℃・12 h)
×3</td><td rowspan="4">30</td></tr>
<tr><td>55-8-30W</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-30W</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-N-30W</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>55-6-10F</td><td>6</td><td rowspan="10">封かん</td><td rowspan="4">10</td></tr>
<tr><td>55-8-10F</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-10F</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-N-10F</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>55-6-20F</td><td>6</td><td rowspan="4">20</td></tr>
<tr><td>55-8-20F</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-20F</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-N-20F</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>55-6-30F</td><td>6</td><td rowspan="4">30</td></tr>
<tr><td>55-8-30F</td><td>8</td></tr>
<tr><td>55-24-30F</td><td>24</td></tr>
<tr><td>55-N-30F</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>65-6-20W</td><td rowspan="8">65</td><td rowspan="8">3</td><td>6</td><td rowspan="8">(−20℃・12h
⇔5℃・12 h)
×3</td><td rowspan="4">水中</td><td rowspan="8">20</td></tr>
<tr><td>65-8-20W</td><td>8</td></tr>
<tr><td>65-24-20W</td><td>24</td></tr>
<tr><td>65-N-20W</td><td>凍結なし</td></tr>
<tr><td>65-6-20F</td><td>6</td><td rowspan="4">封かん</td></tr>
<tr><td>65-8-20F</td><td>8</td></tr>
<tr><td>65-24-20F</td><td>24</td></tr>
<tr><td>65-N-20F</td><td>凍結なし</td></tr>
</table>

3.2.2 実験方法

表 3.2.5 に、測定項目および試験方法を示す。空気量はモルタル用エアメータを用いて測定した。アルキメデス法および水銀圧入法は供試体φ50mm×100mm の供試体から 採取した 5×5×5mm の試料を用いた。圧縮強度試験はφ50mm×100mm の供試体にて実施した。なお、初期凍害による劣化の判定は、材齢 28 日における凍結作用を受けない供試体に対する凍結作用を受けた供試体の圧縮強度比が 90%以下の場合とした[2),3)]。

表面観察、引っかき試験の型枠は、縦 160mm×横 220mm×高さ 40mm のポリスチレン製の容器を使用した。表面観察は、凍結開始材齢 1、3、5、6、7、8、9、10、12 時間の−20℃を 24 時間実施し、試験体を取り出し 20℃RH60%の試験室において表面観察を行った。

表 3.2.6 に、実験の組合せを示す。測定材齢は N において、材齢 1、3、7、28、56、365 日とし、凍結融解を与えた条件は、凍結融解前後と 28、56、365 日に凍結融解期間の 3 日を延長した材齢において測定した。

表 3.2.5 測定項目および試験方法

対象	測定項目	試験方法
フレッシュモルタル	フロー	JIS R 5201
	空気量	JIS A 1128
	凝結時間	JIS A 1147
硬化モルタル	圧縮強度	JIS A 1108
	空隙量※1	アルキメデス法
	細孔量※2	水銀圧入法
	引っかき傷幅	日本建築仕上げ学会式引っかき試験器

※1：凍結融解サイクル 1、6cy、10℃封かん、30℃封かん養生以外にて測定
※2：凍結開始材齢 6、8、24h、20℃水中養生における凍結融解 3cy 後および材齢 31d にて測定

表 3.2.6 実験の組合せ

記号	圧縮強度測定材齢(d)							全空隙率測定材齢(d)						
	F&T 前	F&T 後	3	7	28	56	365	F&T 前	F&T 後	3	7	28	56	365
45-6-20W		○			○	○	○		◎			◎	○	◎
45-8-20W		○			○	○	○		◎			◎	○	◎
45-24-20W	○	○			○	○	○	○	◎			◎	○	◎
45-N-20W			○	○	○	○	○			○	○	○	○	○
45-6-20F					○	○	○					−	−	−
45-8-20F					○	○	○					−	−	−
45-24-20F					○	○	○					−	−	−
45-N-20F			○	○	○	○	○			−	−	−	−	−
55-6-10W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-8-10W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-24-10W	○	○			○	○	○	○	○			○	○	○
55-N-10W			○	○	○	○	○			○	○	○	○	○
55-3-20W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-6-20W		○			○	○	○		◎			◎	○	◎
55-8-20W		○			○	○	○		◎			◎	○	◎
55-12-20W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-18-20W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-24-20W	○	○			○	○	○	○	◎			◎	○	◎
55-N-20W			○	○	○	○	○			○	○	○	○	○
55-6-20W-1cy		○			○	○	○		−			−	−	−
55-8-20W-1cy		○			○	○	○		−			−	−	−
55-24-20W-1cy	○	○			○	○	○	−	−			−	−	−
55-6-20W-6cy		○			○	○	○		−			−	−	−
55-8-20W-6cy		○			○	○	○		−			−	−	−
55-24-20W-6cy	○	○			○	○	○	−	−			−	−	−
55-6-30W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-8-30W		○			○	○	○		○			○	○	○
55-24-30W	○	○			○	○	○	○	○			○	○	○
55-N-30W			○	○	○	○	○			○	○	○	○	○
55-6-10F					○	○	○					−	−	−
55-8-10F					○	○	○					−	−	−
55-24-10F					○	○	○					−	−	−
55-N-10F			○	○	○	○	○			−	−	−	−	−
55-6-20F					○	○	○					○	○	○
55-8-20F					○	○	○					○	○	○
55-24-20F					○	○	○					○	○	○
55-N-20F			○	○	○	○	○			○	○	○	○	○
55-6-30F					○	○	○					−	−	−
55-8-30F					○	○	○					−	−	−
55-24-30F					○	○	○					−	−	−
55-N-30F			○	○	○	○	○			−	−	−	−	−
65-6-20W		○			○	○	○		◎			◎	○	◎
65-8-20W		○			○	○	○		◎			◎	○	◎
65-24-20W	○	○			○	○	○	○	◎			◎	○	◎
65-N-20W			○	○	○	○	○			○	○	○	○	○
65-6-20F					○	○	○					−	−	−
65-8-20F					○	○	○					−	−	−
65-24-20F					○	○	○					−	−	−
65-N-20F			○	○	○	○	○			−	−	−	−	−

*凡例　○:実施　◎:細孔構造の測定を含めて実施

3.3 実験結果および考察

3.3.1 温度測定結果および凝結時間試験結果

図 3.3.1 に凝結時間試験の結果を、**図 3.3.2** に凍結融解時の温度測定結果を示す。供試体（φ50mm×100mm）の中心温度は W/C=55%、F6 における中心温度を示し、凍結時の中心温度は約-20℃まで低下していることを確認した。融解時において中心温度が 5℃以上となっていが、これは、始発直後に凍結を受けているものの、融解時にわずかに水和反応を再開している可能性があると考えられる。

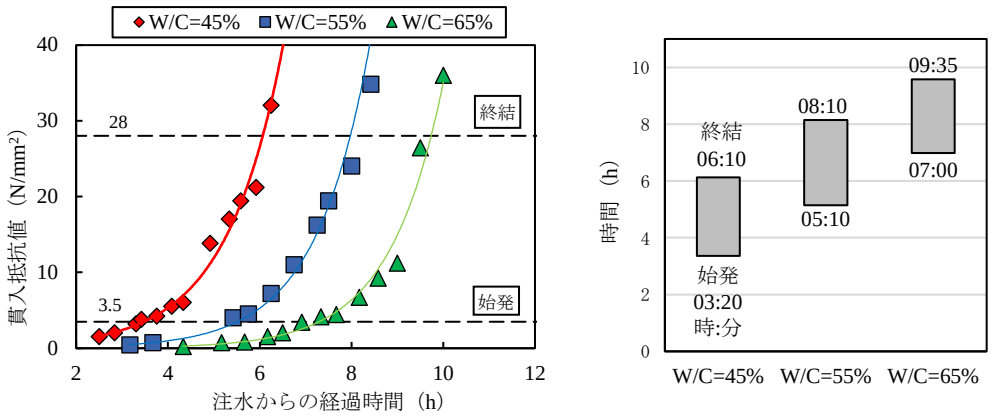


図 3.3.1　凝結時間試験結果

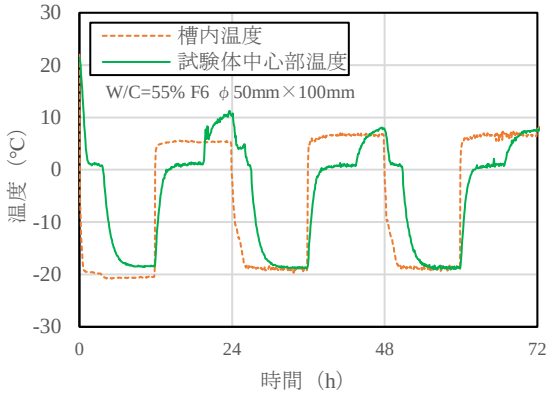


図 3.3.2　温度測定結果

3.3.2 強度増進性状および全空隙率の変化

図 3.3.3 に、W/C=45%における強度増進性状および全空隙率の変化を示す。破線は N の 20℃水中養生、材齢 28 日に対する圧縮強度比 90%を示す。図の凡例は W/C - 凍結開始材齢 - 回復養生温度・方法を示す。凍結開始材齢 6 時間においても、基準とする凍結なしと同等まで強度回復した。凍結開始材齢 8h、24h の水中養生では凍結なし以上の高い強度を示している。これは、終結後に凍結融解を受けているものの、凍結融解過程が低温養生として働き、長期的に強度が増進する傾向になったと考えられる。

図 3.3.4 に、W/C=55%における強度増進性状および全空隙率の変化を示す。材齢 31 日（840°D・D）における封かん養生の結果は、既往の研究と同様に強度比が低下する結果であった[4), 5), 6)]。終結前に凍結融解を受けた条件である凍結開始材齢 6h の圧縮強度は凍結なし以下となった。凍結開始材齢 8h および 24h の水中養生では強度増進の停滞はみられない。

図 3.3.5 に W/C=65%における強度増進性状および全空隙率の変化を示す。終結前に凍結融解を受けた条件である凍結開始材齢 6h および 8h の圧縮強度は凍結なし以下となった。全空隙率はすべての条件において、圧縮強度の増進に伴い空隙率が低下する傾向を示した。

以上の結果から、凝結終結以降の凍結であれば、水分供給を行うことで、凍結なし同等の圧縮強度および全空隙率になる傾向であることが分かった。

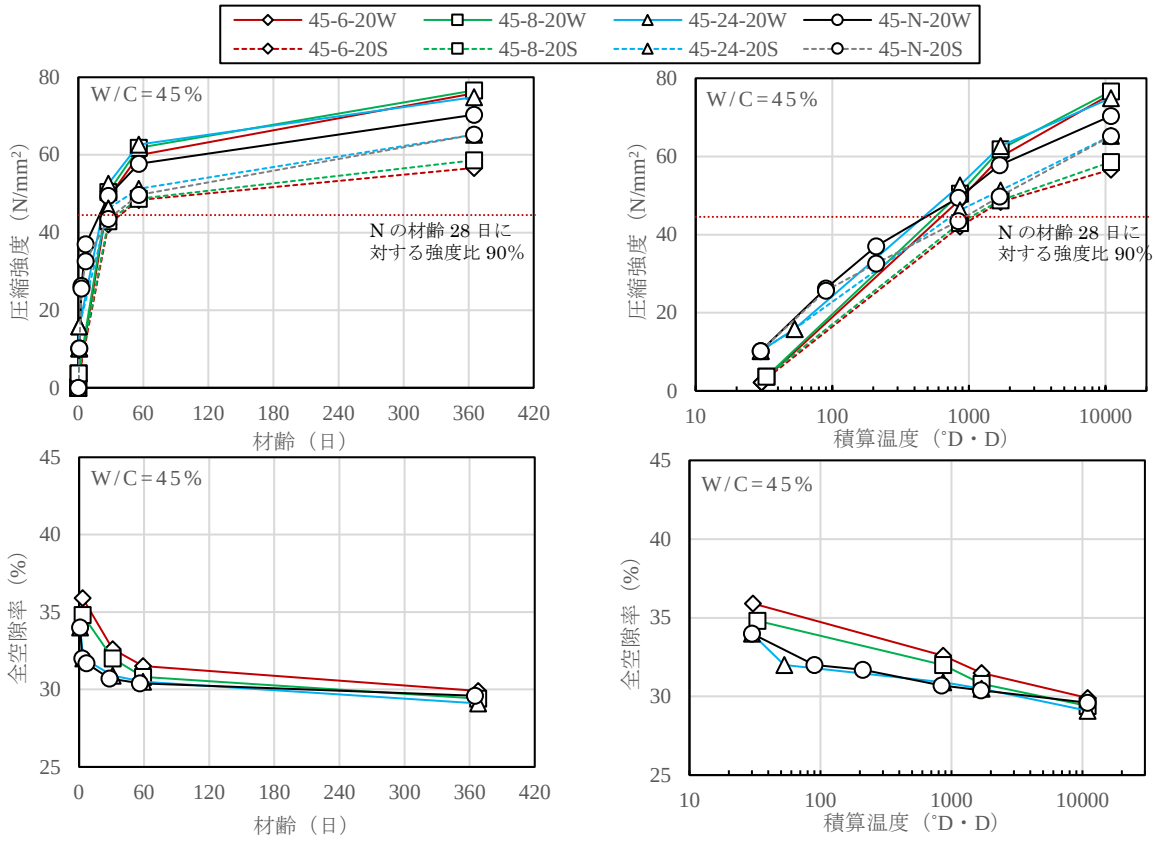


図 3.3.3　強度増進性状および全空隙率の変化（W/C=45%）

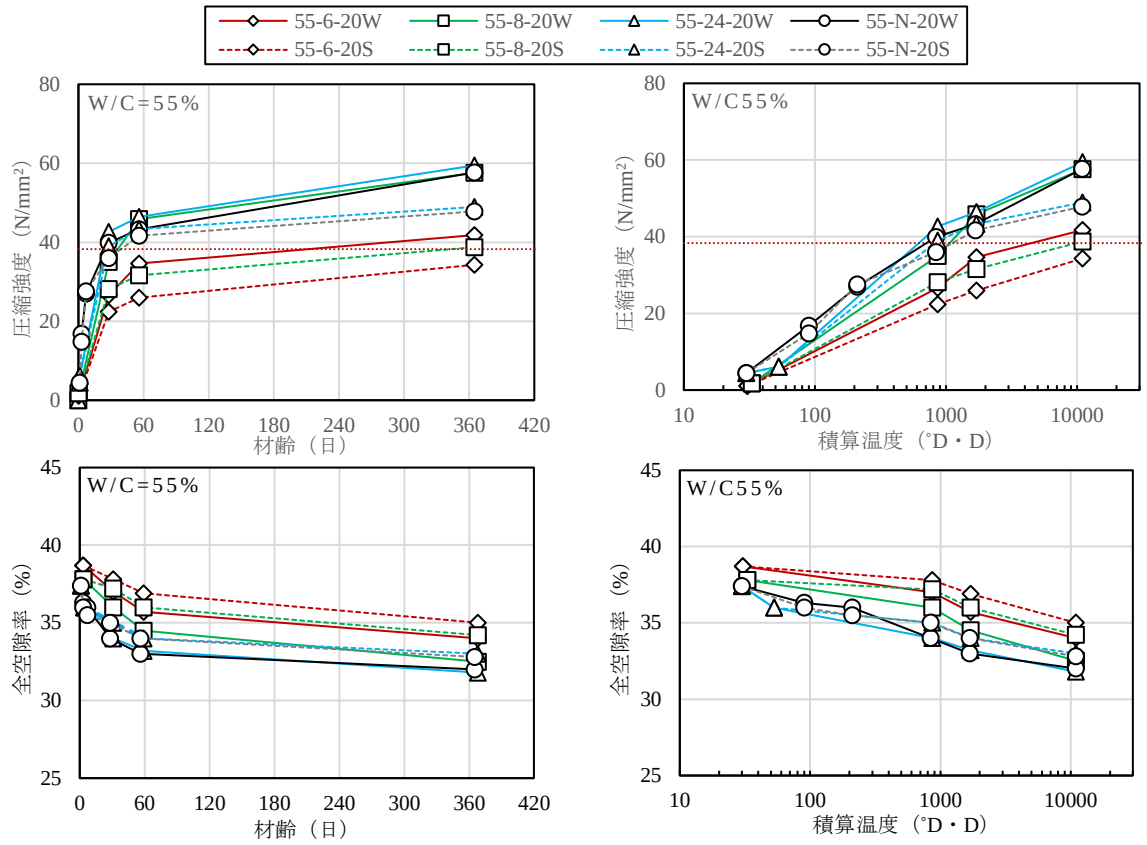


図 3.3.4　強度増進性状および全空隙率の変化（W/C=55%）

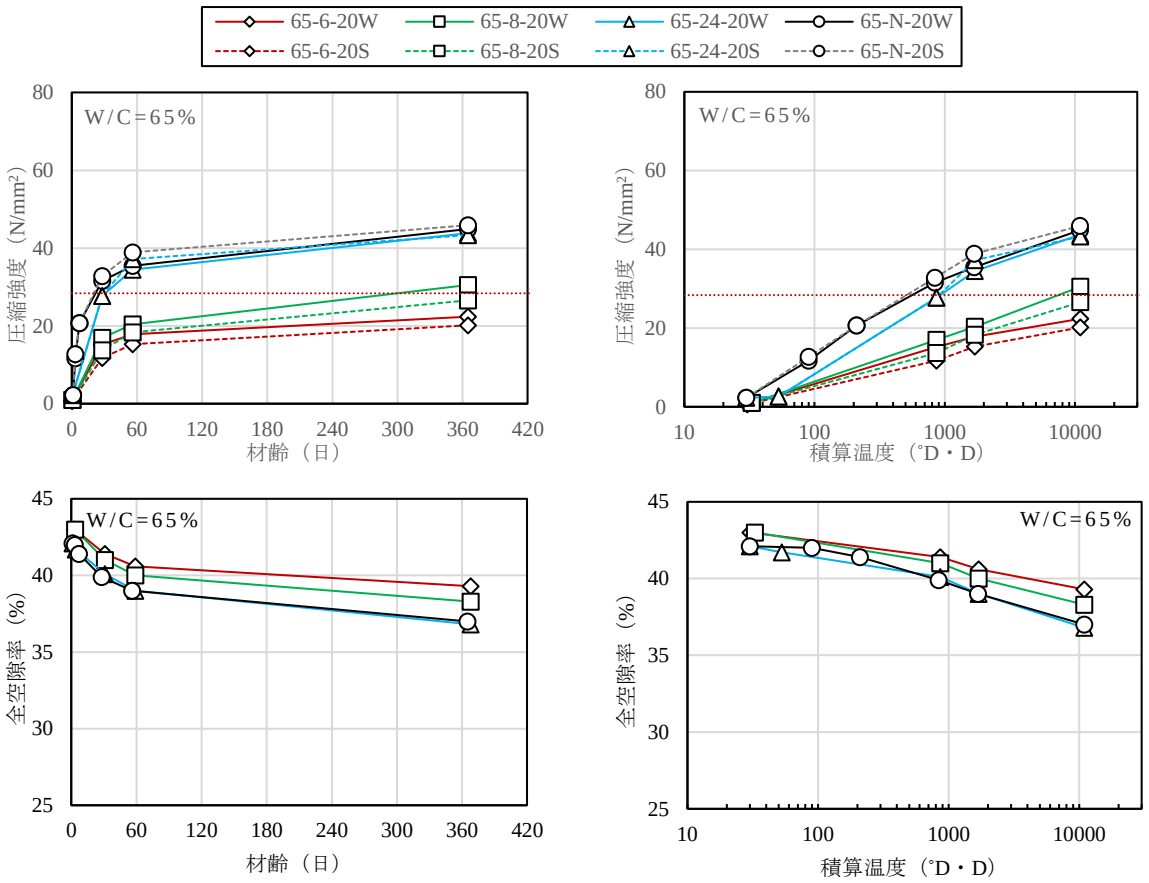


図 3.3.5　強度増進性状および全空隙率の変化（W/C=65%）

3.3.3 各種要因が圧縮強度および空隙率に及ぼす影響

図 3.3.6 に、W/C=55%、20℃水中養生における凍結開始材齢と圧縮強度の関係を示す。終結時に凍結融解を受けた条件となる凍結開始材齢 8 h は材齢 31 日の時点では凍結なしに対する圧縮強度比で 90%以下であるが、材齢 59 日において凍結なし以上となった。すなわち、凍結開始材齢が終結以降であれば、水中養生を行うことで凍結なしと同等以上に強度回復する結果となった。

図 3.3.7 に凍結開始材齢が全空隙率の変化に及ぼす影響を示す。**図 3.3.6** において圧縮強度が低い凍結開始時間 3 および 6 時間は、全空隙率が材齢 59 日（1680°D・D）においても大きい結果となった。したがって、凍結開始時間 3 および 6 時間は組織が緻密化しておらず、圧縮強度が低い結果になったと考えられる。

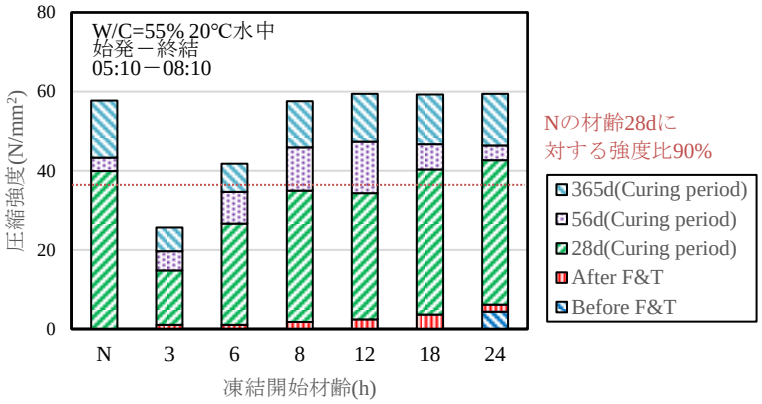


図 3.3.6　凍結開始材齢と圧縮強度の関係（W/C=55%）

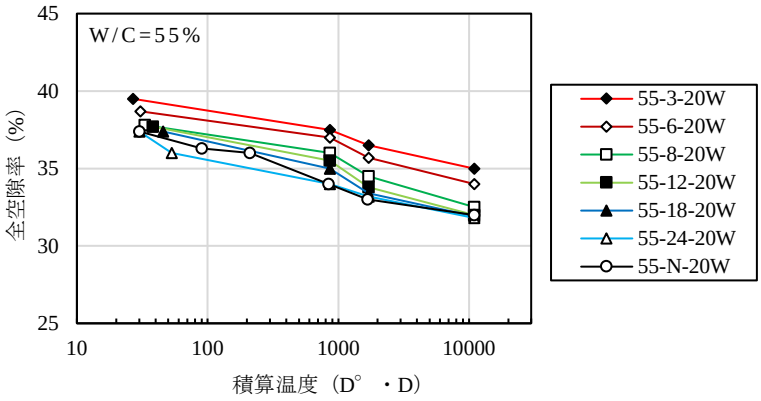


図 3.3.7　凍結開始材齢が全空隙率の変化に及ぼす影響

図 3.3.8 に水中養生における養生温度が圧縮強度に及ぼす影響を示す。回復養生温度を 30℃とすることで、F6 についても材齢 59 日（1680°D・D）において凍結なし同等まで強度回復している。養生温度 10℃においても長期間水中養生を行うことで、強度回復する傾向を確認した。**図 3.3.9** に封かん養生における養生温度と圧縮強度の関係を示す。封かん養生では水中養生と比較して強度が低く、回復養生は水分の供給が有効であるといえる。**図 3.3.10** に水中養生における養生温度が全空隙率に及ぼす影響を示す。養生温度に関わらず、水中養生することで空隙率が低下する傾向を示した。

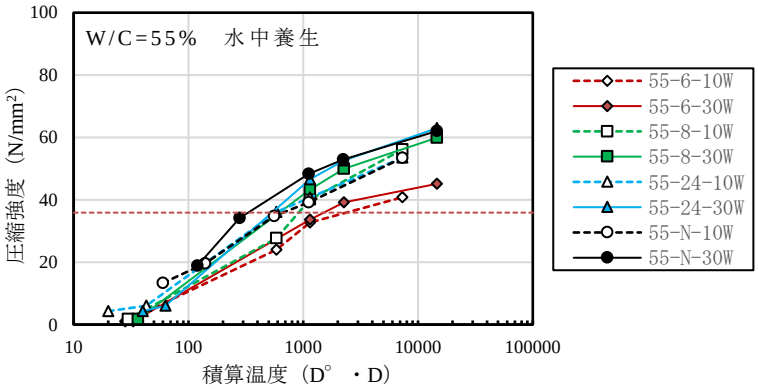


図 3.3.8　養生温度が圧縮強度に及ぼす影響（水中養生）

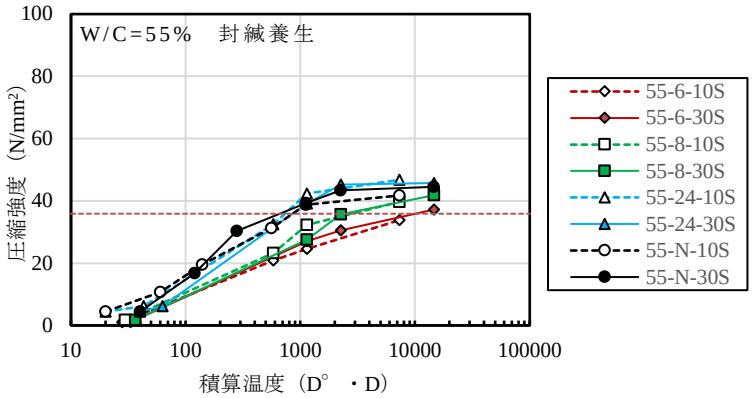


図 3.3.9　養生温度が圧縮強度に及ぶす影響（封かん養生）

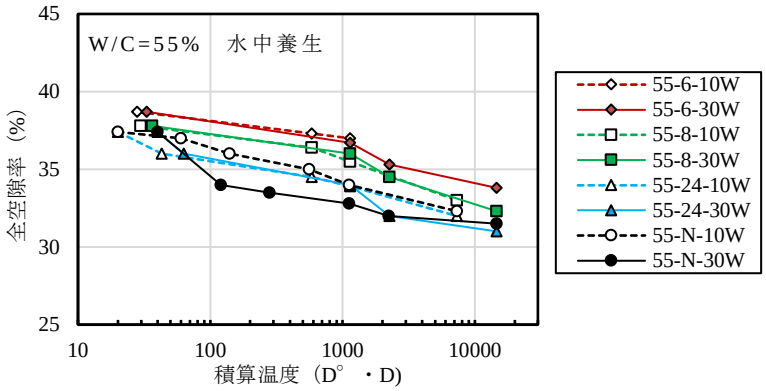


図 3.3.10　養生温度が全空隙率に及ぼす影響（水中養生）

図 3.3.11 に凍結融解回数と圧縮強度の関係を示す。凍結融解回数は 1 回と 6 回では同様の強度増進性状を示し、凍結融解回数の影響は小さい結果となった。したがって、初期材齢時に一度でも凍結を受けると強度低下が生じるものと考えられる。

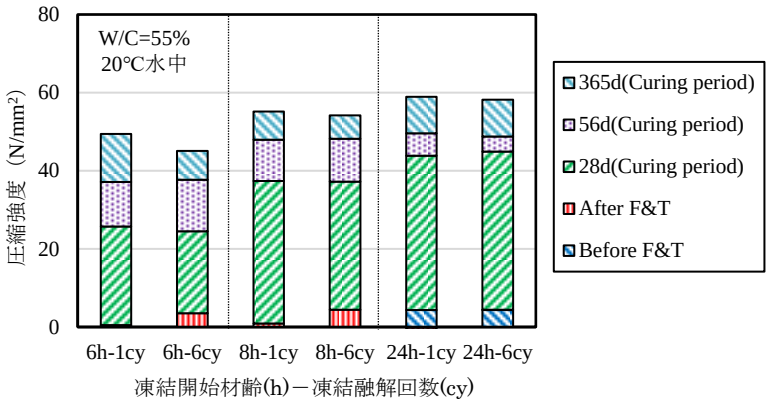


図 3.3.11　凍結融解回数と圧縮強度の関係（W/C=55%）

図 3.3.12 に凍結融解回数と圧縮強度比の関係を示す。凍結前強度が 2.3N/mm² の W/C=65%では、水中養生・封緘養生ともに、強度比 88%であった。一方、凍結前強度 4.4N/mm² の W/C=55%および凍結前強度 10.2N/mm² の W/C=45%は水中養生、封緘養生ともに強度比 90%以上であった。

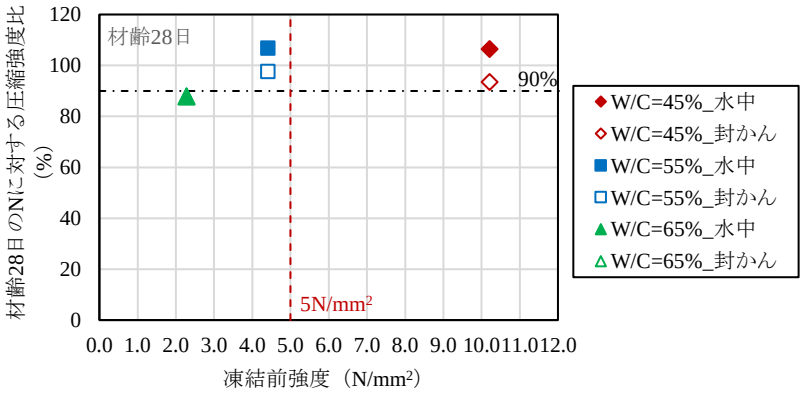


図 3.3.12　凍結前強度と圧縮強度比の関係

3.3.4 空隙構造の変化

図 3.3.13 に、W/C=45%、55%、65%の凍結融解後、材齢 31 日および材齢 1 年の空隙径分布を示す。いずれの水セメント比および凍結開始材齢においても凍結融解後から材齢 31 日、1 年まで養生することで、細孔径分布のピークが細孔径の小さい側へ推移している。初期材齢に凍結融解を受けた場合、水セメント比が大きいほどペーストの細孔径分布は、初期の凍結融解の影響が大きく、1000nm を超えるサイズの細孔が増加する [8] と報告されている。それぞれの水セメント比の累積細孔量の F&T 後を見てみると水セメント比が大きいほど 1000nm を超える細孔量は大きい結果となった。

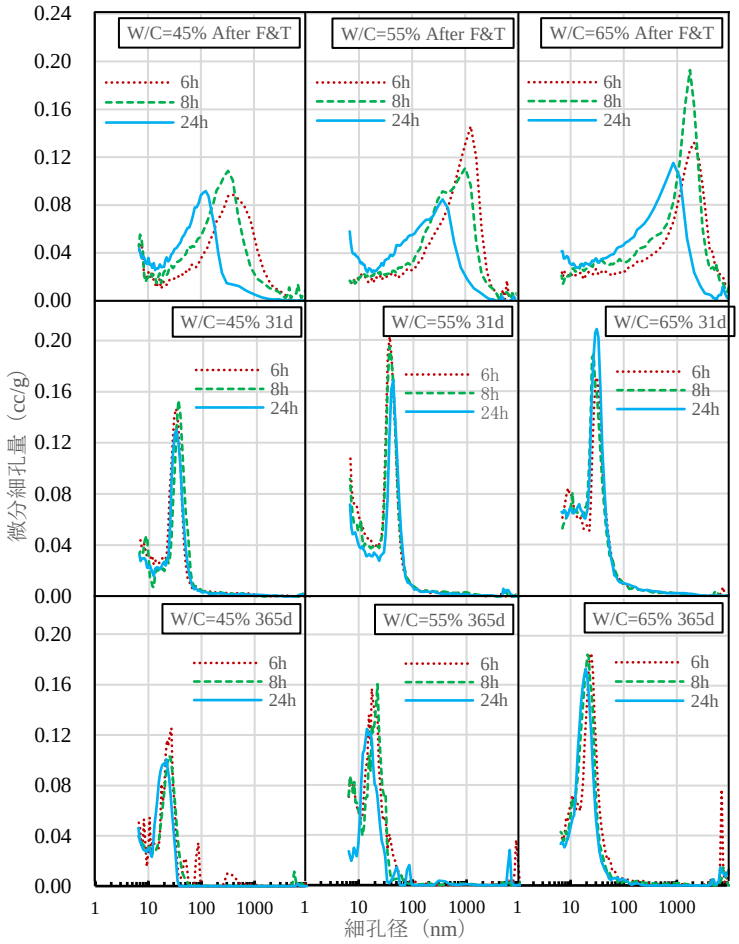


図 3.3.13　細孔径と微分細孔量の関係（20℃水中養生）

図 3.3.14 に、W/C=45%、55%、65%の凍結融解後、材齢 31 日および材齢 1 年の累積細孔容積を示す。いずれの水セメント比および凍結開始材齢においても凍結融解後から材齢 31 日、1 年まで養生することで累積細孔容積が小さくなっており、組織が緻密化していることを確認した。

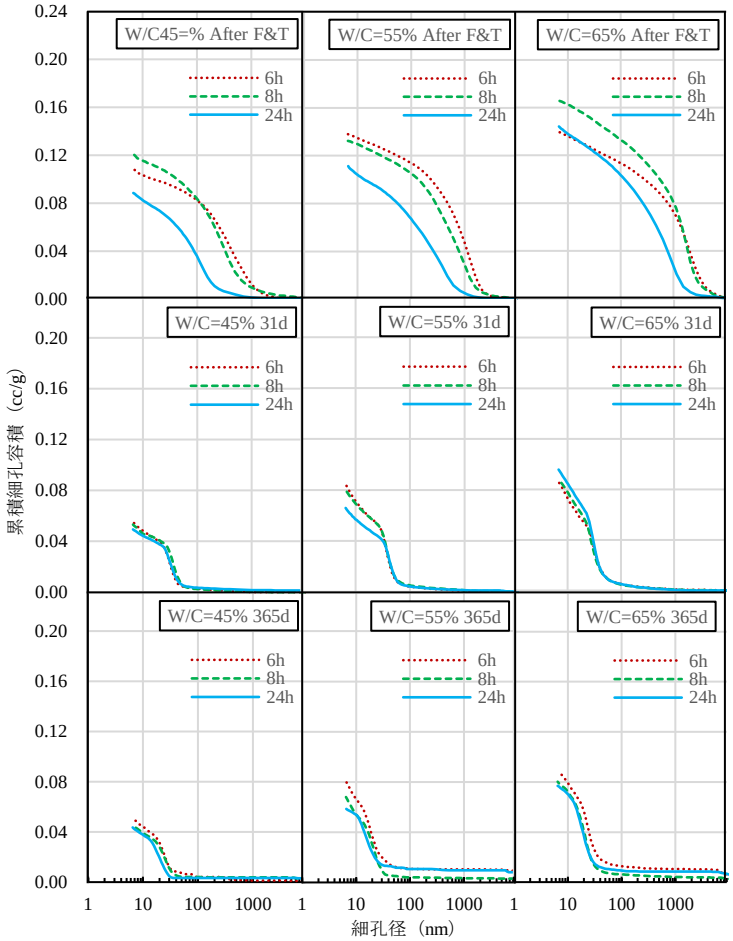


図 3.3.14　細孔径と累積細孔量の関係（20℃水中養生）

セメントは水と接してただちに硬化するものではなく、ある期間可塑的な状態を維持したのち、硬化する。セメントの水和は、反応の過程から**図 3.3.15**[7]に示されるように大きく 3 つの期間に分けられる。すなわち、①誘導期では、注水直後きわめて短い期間に $3CaO・SiO_2$（エーライト、C_3S）、$3CaO・Al_2O_3$（アルミネート相、C_3A）、せっこうの加水分解と水和反応により急速な反応を生じるものの、その後の反応は停滞する。②次いで加速期では、主にエーライトの反応が加速的に活発となる。③その後の減速期では水和反応速度は次第に小さくなる。このようにセメントの水和反応は複雑な過程を経て進行し、各種の水和物を生成し、セメント硬化体としての組織を形成していく。

図 3.3.16[8]は、セメントの水和反応の過程を 3 段階に分けて生成物の種類と量を経時的に示したものである。セメントに水を加えた直後の第 1 段階（誘導期、休止期間）では、セメント中から酸化カルシウム（CaO）、せっこう（$CaSO_4・2H_2O$）、少量の酸化ケイ素（SiO_2）、酸化アルミニウム（Al_2O_3）、酸化第 2 鉄（Fe_2O_3）が溶出し、最初の生成物としてエトリンガイト（$3CaO・Al_2O_3・3Ca・SO_4・32H_2O$）と水酸化カルシウムが生成する。第 2 段階は凝結過程で、エトリンガイトの生成の継続とモノサルフェート（$3CaO・Al_2O_3・Ca・SO_4・12H_2O$）への転化、C-S-H（ケイ酸カルシウム水和物）の析出が起きる。C-S-H は微細な組織で、エトリンガイトとともに粒子を相互に結合し、水和組織の基本構造を形成する。第 3 段階（硬化過程）では水和が十分に進み、細孔容積は減少し、硬化体組織は緻密になる。このような過程を経て生成される水和物の生成量は時間の経過とともに増大し、およそ 1 か月でほぼ一定となる。コンクリート硬化体もこれに支配されながら準安定な組織状態になり強度を発現してゆき、以降の強度増進性は小さくなる。

以上のように、注水後から複雑な過程を経る水和反応は化学反応であることから、水和の進行や水和生成物の特性には、養生温度や養生中の水分が大きく影響を及ぼす。このような反応過程において凍結を与えており、凍結によって封かん養生では強度低下が発生したが、水分供給がある条件では自己修復に似たように、水和反応が再開され、材齢の経過とともに空隙構造が緻密化し、圧縮強度に影響が発生しなかったものと考える。

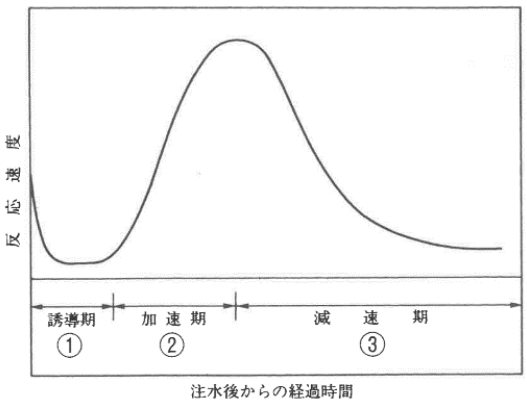


図 3.3.15　セメントの水和反応の過程の分類 [7]

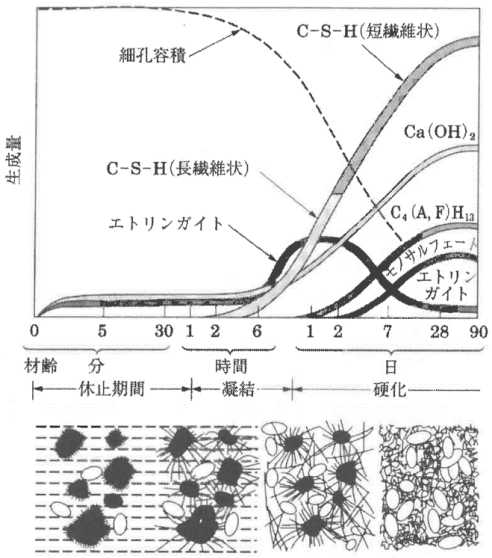
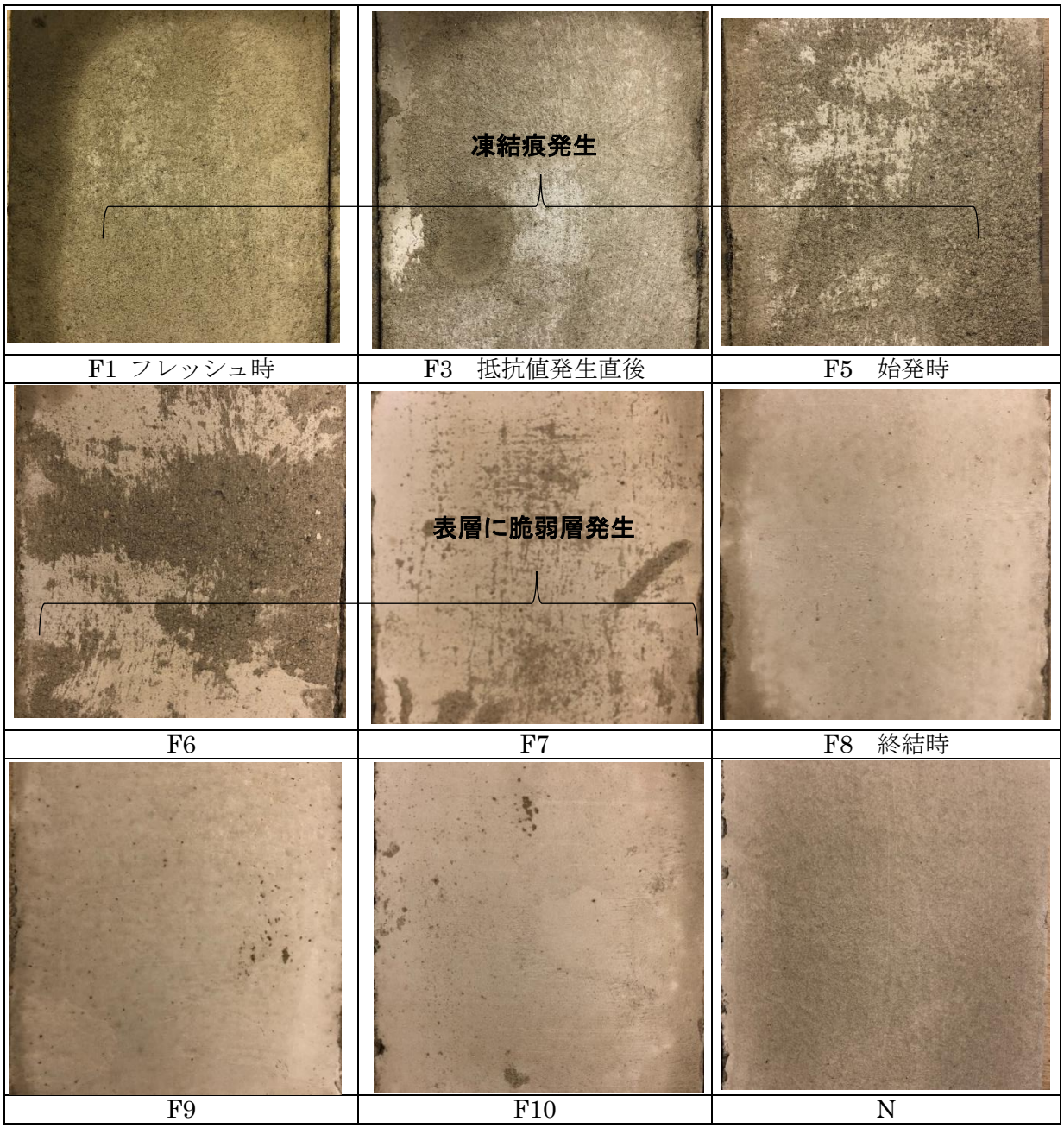


図 3.3.16　水和反応に伴う生成物量の変化と硬化組織の変化 [8]

3.3.5 表面性状への影響

図 3.3.17 に表面観察結果を示す。全て、刷毛で表面の脆弱層を取り除いた状況の写真である。始発時間は 5 時間 10 分、終結時間は 8 時間 10 分であった。F1、F3、F5 は、刷毛で表面を掃くだけで削れるほどの脆弱層を形成していた。F6、F7 は表面を刷毛で掃くとわずかに削れるほどの脆弱層を形成していた。終結時に該当する F8 以降は表面観察の範囲では脆弱層を形成していない結果であった。また、凍結によって自由水が、試験体の外周に移動していることが確認された。そのため、封緘養生で強度増進が停滞した理由の可能性として、その場で水和に使用されるはずの水が凍結によって移動し、サミットモールドによる封緘養生であっても、組織が粗となった部分か、わずかな空間がある上面などの外周に水が移動し、未水和となる領域が生まれ、強度増進が停滞したものと推測する。



F1 フレッシュ時	F3　抵抗値発生直後	F5　始発時
F6	F7	F8　終結時
F9	F10	N

図 3.3.17 表面観察

図 3.3.18 に圧縮強度比を示す。いずれの条件も初期凍害を受けており、始発にあたる凍結開始材齢 6 時間以降は強度が頭打ちになっている。したがって、F8 以降の条件は凍結跡が確認されていないにも関わらず、強度低下が発生しており、凍結跡だけでは初期凍害の判定はできないと考えられる。

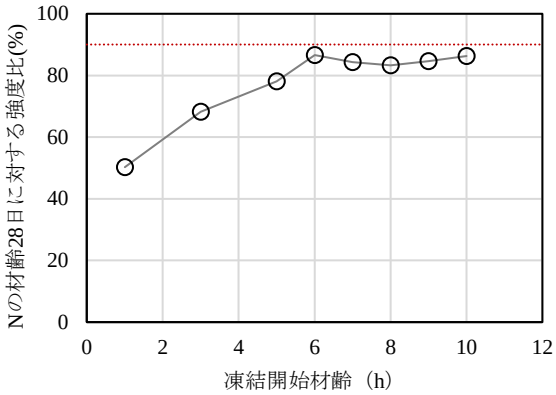


図 3.3.18　圧縮強度比（材齢 91 日）

図 3.3.19 に凍結開始材齢と引っかき傷幅の関係を示す。測定材齢にかかわらず、凍結開始材齢が遅ければ、引っかき傷幅が小さくなる傾向であった。日本建築学会式引っかき試験器の使用方法に記載されている判定方法では加圧力 1.0kg で傷幅 0.6mm 以内は、判定◎とされており、凍結開始材齢 7 時間以降で、傷幅 0.6mm 以内となった。また、凍結被害の有無の比較は材齢 7 日で差が確認できる。

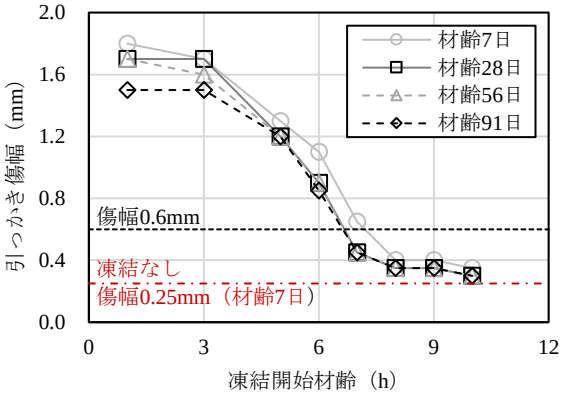


図 3.3.19　凍結開始材齢と引っかき傷幅の関係

3.4 第 3 章の結論

本章では、コンクリートでの検証に先立ちモルタルを使用して、凝結過程の凍結に着目し、水セメント比、凍結融解後の養生条件および凍結融解回数が強度増進に及ぼす影響を検証し、モルタルの強度回復条件を確認した。また、凝結の如何なる段階で凍結を受けた際に、凍結模様や黒ずみ（脆弱層）が発生するかを確認した。その結果、以下の知見が得られた。

(1) 凝結終結以降に凍結を受け、その後水中養生であれば、圧縮強度、全空隙率ともに、凍結なし同等となった。
(2) 凍結融解後の強度増進に及ぼす養生条件の影響は大きく、封かん養生より水中養生の方が強度回復効果は高い。
(3) 凝結終結前に一度でも凍結を受けると、その後の強度増進に影響を及ぼす。
(4) 終結以降の凍結では表面に黒ずみ（脆弱層）発生しない結果であり、目視において被害を確認できない場合でも、強度低下している場合がある。そのため、施工現場での初期凍害診断として目視以外の手法で被害範囲を特定する必要がある。

― 第 3 章の参考文献 ―

1) 古館茉由子，島影亮司，山下紘太朗，濱幸雄：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究，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 18 巻，pp443-448，2018.10
2) 浜幸雄，鎌田英治：無塩化・アルカリ型防凍性混和剤による初期凍害の防止効果，コンクリート工学論文集，Vol.7，No.1，pp.113-122，1996.1
3) 洪悦郎，鎌田英治，長島弘：寒中コンクリート，技術書院，p86，2000.06
4) 小池晶子，谷口円，西祐宜，光石尚道：初期凍害がコンクリートの耐久性に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.397-398，2014.09
5) 谷口円，小池晶子，西祐宜：初期凍害を受けたモルタルの内部損傷観察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.223-224，2016.08
6) 前田哲宏，畑中重光，三島直生，犬飼利嗣：真空脱水処理を行ったコンクリートの初期凍害抑制効果について，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.383-388，2003.07
7) セメント協会編：わかりやすいセメント科学，p.37，1993
8) Richartz W. F. W. Locher：Zement-Kalk-Gips, Vol. 18, p.449, 1974

第 4 章

凝結・硬化過程の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響

第 4 章　凝結・硬化過程の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響 68

4.1　はじめに 68

4.2　実験概要 69

4.3　凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの諸性質　シリーズ 1 72

4.3.1　実験計画および方法 72

4.3.2　実験結果および考察 74

4.3.3　シリーズ 1 のまとめ 77

4.4　凝結終結時に凍結した各種コンクリートの強度増進性状　シリーズ 2 78

4.4.1　実験計画および方法 78

4.4.2　実験結果および考察 81

4.4.3　シリーズ 2 のまとめ 88

4.5　モルタルおよびコンクリートの骨材界面観察と強度比の対応の検討　シリーズ 3 89

4.5.1　実験計画および方法 89

4.5.2　実験結果および考察 92

4.5.3　シリーズ 3 のまとめ 104

4.6　第 4 章の結論 105

―　第 4 章の参考文献　― 106

第 4 章　凝結・硬化過程の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響

4.1 はじめに

これまで、第 2 章では凍結前後でセメントペーストの水和反応性は変化しないことが確認され、第 3 章では、モルタルについて凝結終結以降の凍結であれば水分供給により、圧縮強度および全空隙率は凍結なし同等まで回復することを確認した。しかし、粗骨材を有するコンクリートの凝結終結時凍結後の水分供給による強度増進についても、モルタル同様の傾向を示すかは不明である。また、既往研究[1)]における骨材界面のモデル試験体による試験で、初期材齢時の凍結により骨材界面に 160μm ほどの剥離が確認されたことから骨材界面が強度増進に影響を及ぼす可能性がある。

そこで、本章では第一に初期材齢時に凍結したコンクリートの諸性質について確認した。次に凝結終結時の凍結後に水分供給を行うことで強度増進が見込めるかについて確認するために、各種コンクリートで終結時に凍結した場合の強度増進性状について検証した。また、コンクリート供試体とモルタル供試体を用いて、凝結・硬化過程の凍結が骨材界面とマトリクス部に及ぼす影響の観察と、その断面状態に対する圧縮強度比の対応を検討した。以上の結果から、初期材齢時の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響について取りまとめた。

4.2 実験概要

表 4.2.1 に実験シリーズの概要を示す。シリーズ 1 では、凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの基礎性状を確認した。シリーズ 2 では、各種混和剤を使用したコンクリートについて、凝結終結時の凍結が強度増進に及ぼす影響を確認した。シリーズ 3 では、コンクリート・モルタル供試体の骨材界面観察と強度比の対応を検討した。

表 4.2.2 に各シリーズの使用材料を示す。全てのシリーズでセメントは普通ポルトランドを使用し、水は上水道水を使用した。混和剤については、AE 剤、AE 減水剤（標準形）、AE 減水剤（遅延形）、高性能 AE 減水剤（標準形）、高性能 AE 減水剤（遅延形）、および高性能減水剤を使用した。

表 4.2.3 に各シリーズの調合を示す。シリーズ 1 では、呼び方 27-18-20N の実機練りコンクリート（標準期）を使用した。シリーズ 2 では、単位セメント量は 300kg/m^3 および 350kg/m^3 の 2 水準とした。目標スランプは 8cm および 18cm の 2 水準とした。単位水量は、練上がり時のスランプが目標スランプの±1.0cm となる量とした。混和剤の使用量はいずれも、製造会社の推奨する量とした。シリーズ 3 では、水セメント比 35%、50%の 2 水準とし、単位水量と単位粗骨材量を一定とした。シリーズ 2、3 は、20℃の試験室内で強制二軸練りミキサを用い、すべての材料をミキサに投入した後、1.5 分間練り混ぜた。

シリーズ 3 ではウェットスクリーニングをしたモルタル試料を使用していることから、**表 4.2.4** にコンクリートの調合から粗骨材を差し引いた計算上のモルタルの調合を示す。

表 4.2.1　実験シリーズの概要

シリーズ	検討項目	検討要因
1 (4.3)	凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの 諸性質	凍結開始材齢 養生条件
2 (4.4)	凝結終結時に凍結した各種コンクリートの 強度増進性状	空気量 混和剤種類
3 (4.5)	凝結・硬化過程の凍結によるコンクリート・モルタル供試体の骨材界面観察と強度比の対応の検討	水セメント比

表 4.2.2　使用材料（シリーズ 1～3）

種類	記号	シリーズ		
		1	2	3
セメント	C	普通ポルトランドセメント，密度：3.16g/cm^3		
水	W	上水道水		
細骨材	S1	茨城県神栖市産陸砂 表乾密度：2.59g/cm^3 吸水率：1.20% F.M.：2.30 最大寸法：20mm	茨城県神栖市産陸砂 表乾密度：2.59g/cm^3 吸水率：1.20% F.M.：2.30 最大寸法：20mm	登別産陸砂 表乾密度：2.68g/cm^3 吸水率：2.17% F.M.：2.30 最大寸法：20mm
	S2	栃木県佐野市産砕砂 表乾密度：2.63g/cm^3 吸水率：1.23% F.M.：3.30	－	－
粗骨材	G	茨城県土浦市産砕石 表乾密度：2.68g/cm^3 実積率：60.0	東京都青梅市産砕石 表乾密度：2.65g/cm^3 実積率：60.1	敷生川水系砕石 表乾密度：2.68g/cm^3 実積率：61.0
混和剤	Ad1	AE 減水剤 （標準形 I 種）	AE 剤（No.2） AE 減水剤(標準形 I 種)（No.3） AE 減水剤(遅延形)（No.4） 高性能 AE 減水剤(標準形 I 種)（No.6） 高性能 AE 減水剤(遅延形)（No.7） 高性能減水剤（No.9）	高性能 AE 減水剤 （標準形 I 種）
	AD2	－	－	空気量調整剤

表 4.2.3 コンクリートの調合および諸性質（シリーズ 1～3）

シリーズ	No.	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m³)							フレッシュコンクリートの品質		
				W	C	S1	S2	G	Ad1	AD2	Sl または Sl フロー (cm)	Air (%)	C.T. (℃)
1	1	53.5	45.9	182	341	555	240	965	3.41	-	18.0	4.5	20.0
2	1	61.0	47.0	183	300	860	-	1011	-	-	8.5	1.1	19.5
	2	56.7	45.0	170	300	804	-	1024	7	-	10.0	4.6	20.5
	3	51.7	45.0	155	300	821	-	1047	15	-	7.5	4.0	20.5
	4	51.7	45.0	155	300	821	-	1047	15	-	7.5	3.9	20.0
	5	58.0	47.0	203	350	817	-	960	-	-	18.5	1.0	20.0
	6	46.6	47.0	163	350	829	-	974	20	-	19.5	3.2	20.0
	7	46.6	47.0	163	350	829	-	974	20	-	18.5	4.3	20.0
	8	53.7	46.0	188	350	817	-	1000	-	-	8.5	1.6	20.0
	9	45.7	45.0	160	350	832	-	1060	15	-	7.0	1.7	20.0
3	1	35	42.0	210	599	568	-	1013	4.5	1.2	65.0	2.6	19.0
	2	50	36.3		419	721	-		-	-	19.0	0.7	17.0

表 4. 2. 4　シリーズ 3 の計算上のモルタルの調合

No.	W/C (%)	C:S	単位量(kg/m³)			絶対容積(L/m³)		
			W	C	S	W	C	S
1	35	1:1.3	323	923	1031	323	292	385
2	50	1:2.5	312	625	1312	312	198	490

4.3 凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの諸性質 シリーズ 1

4.3.1 実験計画および方法

（1）凍結融解および養生条件

表 4.3.1 に凍結融解および養生条件を示す。記号 N は凍結なし、F は凍結ありを示す。F の後の数字は凍結開始材齢を示す。記号末尾の「S」、「W」は凍結融解後の養生方法が「封かん」、「水中」であることを示す。凍結開始材齢は 6h、24h、72h、168h の 4 水準とした。本実験では、凍結開始時までは 20℃封かん養生とし、−20℃・12 時間の凍結と、5℃・12 時間の融解を 1 サイクルとして計 3 サイクルの凍結融解を与えた。**図 4.3.1** に凍結融解期間中の養生室内温度履歴を示す。ここで、F168 は、凍害を受けていない条件を想定し、材齢 7 日（圧縮強度 22N/mm²）に凍結融解を与えている。なお、凍結融解期間にあたる 3 日間は水和がほとんど進行しないと考えられるため、その後 20℃水中で材齢 94 日（積算温度 2730°D・D）まで回復養生を行うこととした。

なお、積算温度式（Σ（θ+10））は、本来、プラス温度域を対象としている。したがって、氷点下温度域に用いた場合には、圧縮強度と積算温度の関係を一義的に表すことができなくなる。そこで、凍結融解期間中の氷点下温度域に対する積算温度の低減を考慮して、寒中コンクリート施工指針・同解説、資料 3（資 3.3）式を適用した [2)]。

表 4.3.1　凍結融解および養生条件

記号	凍結前養生		凍結融解条件		回復養生	
	温度（℃）	時間（h）	温度（℃）	時間（h）	温度（℃）	期間（日）
F6-S	20（封かん）	6	−20 ⇅ 5	72	20（封かん）	91
F6-W		6			20（水中）	91
F24-W		24				90
F72-W		72				88
F168-W		168				84

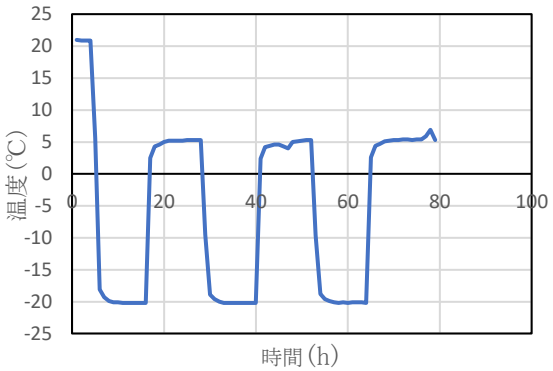


図 4.3.1　凍結融解期間中の養生室内温度履歴

(2) 実験方法

表 4.3.2 に測定項目および試験方法を示す。空隙量はφ50mm×100mm の供試体から採取した 5×5×5mm の試料を用い、アルキメデス法により算出した。

圧縮強度試験の供試体はφ100mm×200mm、反発度試験の供試体は 150×150×150mm とした。

測定材齢は N において、材齢 1、3、7、28、91 日とし、凍結融解を与えた条件では、凍結融解前後、材齢 31、94 日とした。F6 の封かん養生は材齢 94 日のみ測定を実施した。

表 4.3.2 測定項目および試験方法

対象	測定項目	試験方法
フレッシュコンクリート	スランプ	JIS A 1101
	空気量	JIS A 1128
	凝結時間	JIS A 1147
硬化モルタル （ウェットスクリーニング）	空隙量	アルキメデス法
硬化コンクリート	圧縮強度	JIS A 1108
	反発度	JIS A 1155
	中性化深さ	JIS A 1153

4.3.2 実験結果および考察

(1) 凝結時間試験結果

凝結時間試験の結果を**図 4.3.2** に示す。凝結の始発時間は 6 時間 5 分、終結時間は 8 時間 15 分となった。したがって、F6 の試験体は始発時に凍結を受けた条件となる。

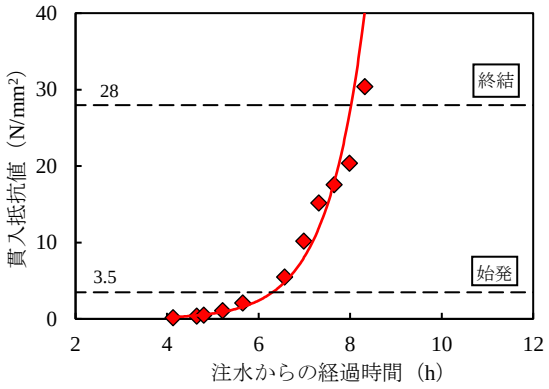


図 4.3.2　凝結時間試験結果

(2) 材齢と各物性値（圧縮強度、反発度、毛細管空隙率）の関係

図 4.3.3 に積算温度と圧縮強度の関係を示す。材齢 94 日（2730°D・D）において F24、F72 では基準とする F168 と同等の強度まで回復しているが、F6 は基準とする F168 に比べて十分な強度回復はしておらず、non-AE コンクリートで行った実験結果と同様の結果となった [3)]。N 封は材齢 28 日（840°D・D）以降、圧縮強度が低い傾向を示している。これは、N 封は封かん養生であり水分が供給されないため、長期強度は低い傾向になったと考えられる。**図 4.3.4** に積算温度と F168 に対する反発度比の関係を示す。反発度においても圧縮強度の結果と同様であり、既往の研究と同様の結果となった [4)]。**図 4.3.5** に積算温度と全空隙率の関係を示す。初期凍害を与えたものも含め、全ての条件において積算温度の増加に伴い全空隙率が低下する傾向を示し、既往の研究のセメントペーストにおける結果と同様の傾向を示した [5)]。

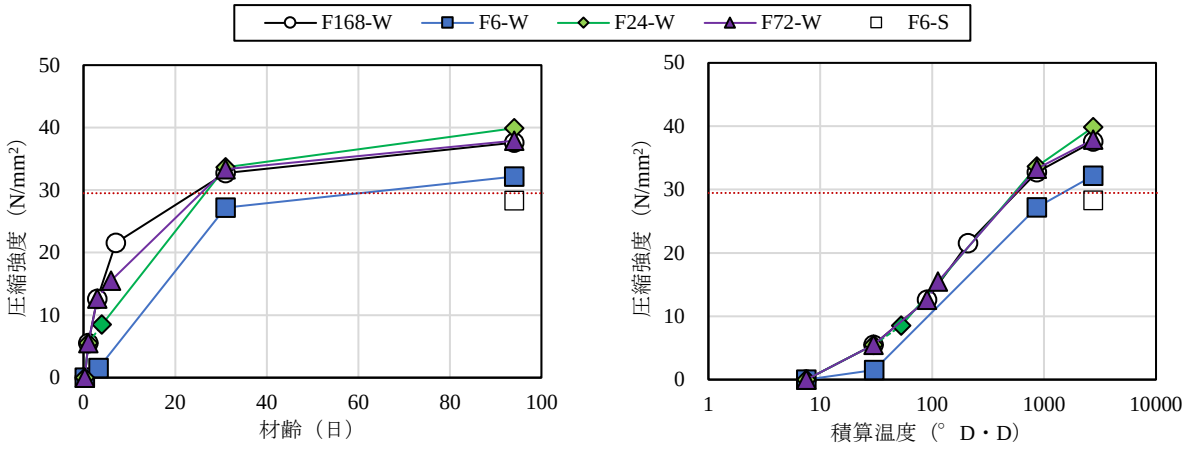


図 4.3.3　圧縮強度試験結果

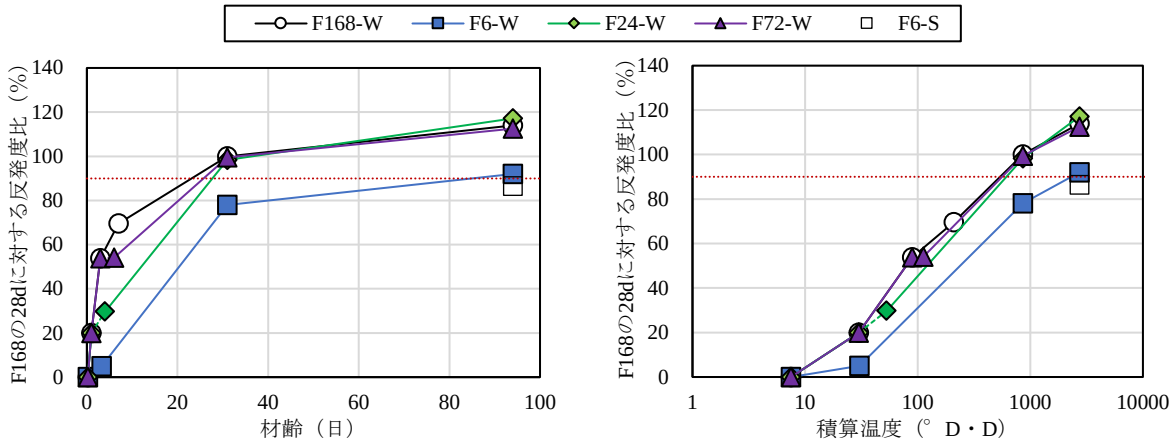


図 4.3.4　反発度測定結果

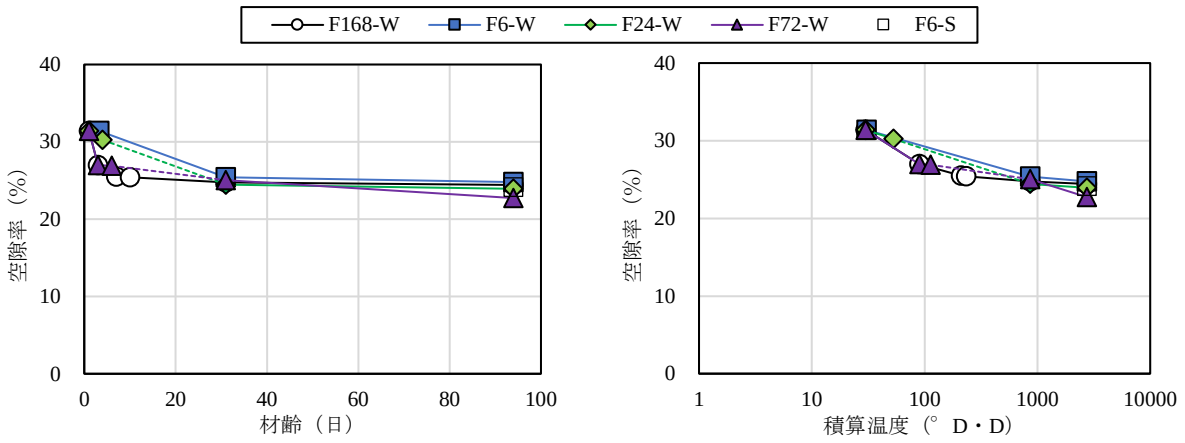


図 4.3.5　空隙率測定結果

(3) N の材齢 28 日、91 日を基準とした各物性値の比

図 4.3.6 に材齢 94 日の F168 を基準とした各物性値の比を示す。**図 4.3.7** に材齢 94 日の F168 を基準とした各物性値の比を示す。F24、F72 においては F168 に対する回復比が各物性値において 100%以上となった。一方、F6 は材齢 31 日においても F168 に対する圧縮強度比が 83%、材齢 94 日においても圧縮強度比が 86%であり、始発時に凍結を与えた条件である F6 は、凍結融解後に水中養生を行っても基準とする F168 までは強度回復しない結果であった。島影らは、セメントペーストを使用した実験において、凍結融解作用を与えた後に長期間湿潤養生することで、水和組織が十分に回復することを報告しており [5)]、本実験の F6 は毛細管空隙量比に変化は認められないことから、粗骨材周辺の遷移帯に被害が生じている可能性がある。

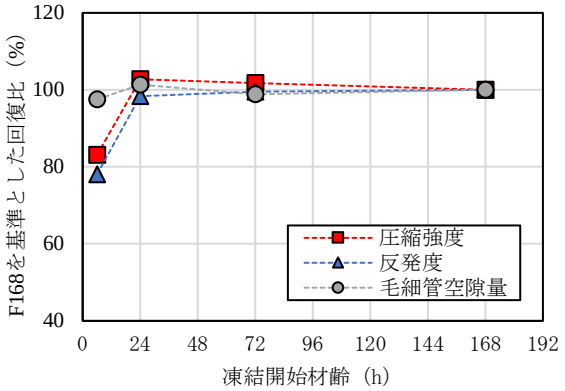


図 4.3.6　材齢 31 日 F168 を基準とした各物性値の比

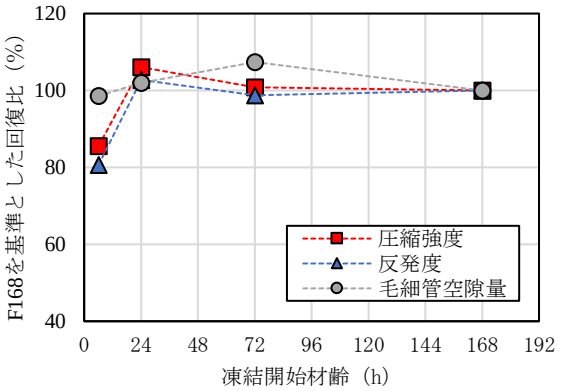


図 4.3.7　材齢 94 日 F168 を基準とした各物性値の比

(4) 促進中性化試験結果

図 4.3.8 に凍結開始材齢と中性化速度係数の関係を示す。凍結開始時間が 6 時間（F6）では中性化速度係数が大きい結果となった。F24 の圧縮強度は F168 同等の圧縮強度であるが、中性化速度係数がやや大きい結果となり、既往の研究と同様の傾向となった [4),6)]。

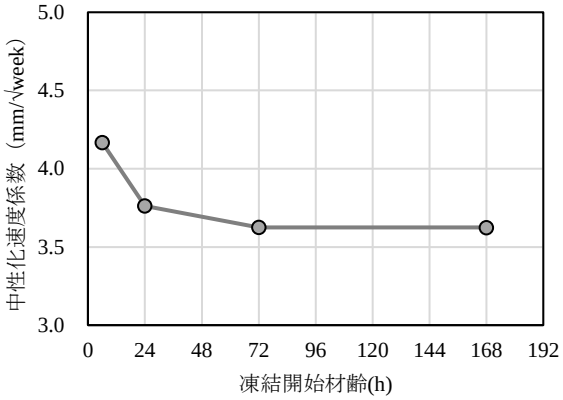


図 4.3.9　凍結開始材齢と中性化速度係数の関係

4.3.3 シリーズ 1 のまとめ

(1) 凝結始発時に凍結を受けた条件（F6）では、被害後水中養生を行っても強度増進が停滞した。

(2) コンクリート実験では打込み翌日に凍結融解を受けた条件（F24）において、20℃水中の回復養生を行うことで強度回復が見込めることを確認した。

(3) F24 の圧縮強度は F168 同等の圧縮強度であるが、中性化速度係数がやや大きい。

4.4　凝結終結時に凍結した各種コンクリートの強度増進性状 シリーズ 2

シリーズ 1 では、凝結始発時に凍結を受けた条件（F6）では、被害後水中養生を行っても強度増進が停滞したが、打込み翌日に凍結融解を受けた条件（F24）において、20℃水中の回復養生を行うことで強度回復が見込めることを確認した。

しかし、第 3 章において、モルタルでは凝結終結以降の凍結を受け、その後水中養生を行えば、空隙構造、圧縮強度ともに凍結なし同等の性状を示しており、コンクリートにおいては粗骨材を有することから、凝結終結以降の凍結による強度増進性状がモルタル同様となるかは不明である。そこで、シリーズ 2 では、各種コンクリートについて凝結終結時の凍結が強度増進に及ぼす影響を確認することを目的とした。

4.4.1 実験計画および方法

（1）コンクリートの調合

表 4.4.1 にコンクリートの調合および諸性質を示す。位セメント量は 300kg/m³ および 350kg/m³ の 2 水準とした。目標スランプは 8cm および 18cm の 2 水準とした。単位水量は、練上がり時のスランプが目標スランプの±1.0cm となる量とした。混和剤の使用量はいずれも、製造会社の推奨する量とした。練混ぜは、20℃の試験室内で強制二軸練りミキサを用い、すべての材料をミキサに投入した後、1.5 分間練り混ぜた。

フレッシュコンクリートのスランプ試験結果は、No.1～4、8、9 は 8±1.0cm、No.5～7 は 18±1.0cm の範囲であった。空気量は、Plain（No.1、5、8）で 1.0～1.6%、高性能減水剤使用の No.9 は 1.7%であった。No.2、3、4、6、7 は 3.2～4.6%の範囲であった。

表 4.4.1　コンクリートの調合および諸性質（シリーズ 2）

No.	記号	混和剤	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m³)					フレッシュコンクリートの品質		
					W	C	S1	G	Ad	SL(cm)	Air(%)	C.T.(℃)
1	N-8-300	–	61.0	47	183	300	860	1011	-	8.5	1.1	19.5
2	A-8-300	AE 剤	56.7	45	170	300	804	1024	7	10.0	4.6	20.5
3	AE(N)-8-350	AE 減水剤(標準形)	51.7	45	155	300	821	1047	15	7.5	4.0	20.5
4	AE(R)-8-350	AE 減水剤(遅延形)	51.7	45	155	300	821	1047	15	7.5	3.9	20.0
5	N-18-350	–	58.0	47	203	350	817	960	-	18.5	1.0	20.0
6	AE(N)-18-350	高性能 AE 減水剤(標準形)	46.6	47	163	350	829	974	20	19.5	3.2	20.0
7	AE(R)-18-350	高性能 AE 減水剤(遅延形)	46.6	47	163	350	829	974	20	18.5	4.3	20.0
8	N-8-350	–	53.7	46	188	350	817	1000	-	8.5	1.6	20.0
9	WR-8-350	高性能減水剤	45.7	45	160	350	832	1060	15	7.0	1.7	20.0

（2）凍結融解および養生条件

表 4.4.2 に凍結融解および養生条件を示す。記号 N は凍結なし、Ffin は凝結終結時凍結を示す。F6h は材齢 6 時間で凍結を開始したことを示し、No.5、6、9 で実施した。S7d→W は、材齢 7 日まで封かん養生を行い、その後水中養生であることを示し、水中養生の開始時期の影響について確認するために、No.5 において実施した。本実験では、凍結開始時までは 20℃封かん養生とし、−20℃・12 時間の凍結と、5℃・12 時間の融解を 1 サイクルとして計 3 サイクルの凍結融解を与えた。

表 4.4.2　凍結融解および養生条件

<table>
<tr><th rowspan="2">記号</th><th rowspan="2">C
［kg/m³］</th><th rowspan="2">スランプ
［cm］</th><th colspan="3">凍結融解条件</th><th rowspan="2">養生
条件</th><th rowspan="2">試験
材齢
［d］</th></tr>
<tr><th>開始
時間</th><th>温度
［℃］</th><th>サイクル
数</th></tr>
<tr><td>N</td><td rowspan="3">300
350</td><td rowspan="3">8
18</td><td colspan="3">凍結なし</td><td rowspan="2">20℃
水中</td><td rowspan="5">7
28
91</td></tr>
<tr><td>Ffin</td><td rowspan="2">終結時</td><td rowspan="4">−20℃
12h
⇅
5℃
12h</td><td rowspan="4">3</td></tr>
<tr><td>F6h</td><td>6h</td></tr>
<tr><td>Ffin-S7d→W</td><td rowspan="2">350</td><td rowspan="2">18</td><td>終結時</td><td rowspan="2">20℃封かん 7 日
→20℃水中</td></tr>
<tr><td>F6h-S7d→W</td><td>6h</td></tr>
</table>

（3）実験方法

表 4.4.3 に測定項目および試験方法を示す。フレッシュコンクリートでは、スランプ、空気量およびコンクリート温度を測定した。ウェットスクリーニングによって採取したモルタルでは、凝結時間を測定した。硬化モルタルでは、No.6 の N、F6h、Ffin を対象に、全空隙率を測定した。全空隙率は、φ50mm×100mm の供試体から採取した 5×5×5mm の試料を用い、アルキメデス法により算出した。

圧縮強度試験は、試験体寸法をφ100mm×200mm とし、すべての条件で実施した。圧縮強度は、3 本の試験体の平均値を評価値とした。測定材齢は、材齢 7 日、28 日、91 日とした。静弾性係数の測定は、材齢 28 日の圧縮強度試験時に実施した。

塩分浸透深さは、高性能 AE 減水剤（標準形）を使用している調合ケースの No.6 において実施した。試験は、供試体φ100mm×200mm を用い、温度 20℃、相対湿度 60%の条件で 4 週間気中養生し、塩水噴霧 2 時間（35±1℃）、乾燥 4 時間（20～30%RH）、湿潤 2 時間（95%RH 以上）を 1 サイクルとして、JIS K 5600-7-9（サイクル腐食試験方法）サイクル A に準拠して 5±1%の濃度の塩水を噴霧した。塩分浸透深さの測定は沖縄における 5 年間暴露に相当する 225 サイクル終了時に実施した。塩分浸透深さの測定方法は、硝酸銀溶液噴霧法 [7] とした。試験体を縦方向に割裂し、割裂断面に 0.1mol/L 硝酸銀水溶液を噴霧して塩化物イオンを着色させ、コンクリート表面から白色に呈色した境界までの距離を各 10 か所測定し、その平均値を試験結果とした。

促進中性化試験は、供試体 100mm×100mm×400mm を用い、JIS A 1153（コンクリートの促進中性化試験方法）に準拠し、No.6 の N、Ffin、F6h を対象に実施した。中性化深さは、JIS A 1152（コンクリートの中性化深さの測定方法）に準じて測定した。

表 4.4.3　試験項目および試験方法

対象	試験項目	試験方法
フレッシュコンクリート	スランプ	JIS A 1101
	空気量	JIS A 1128
	コンクリート温度	JIS A 1156
モルタル（ウェットスクリーニング）	凝結時間	JIS A 1147
	全空隙量	アルキメデス法
硬化コンクリート	圧縮強度	JIS A 1108
	静弾性係数	JIS A 1149
	塩分浸透深さ	JIS K 5600-7-9
	凍結融解試験	JIS A 1148
	促進中性化試験	JIS A 1153

4.4.2 実験結果および考察

(1) 凝結時間試験結果

図 4.4.1 に凝結時間試験結果を示す。図中には、凍結開始のタイミングを示した。凍結開始時間は全ての条件で凝結終結時とした。No.5、No.6、No.9 は、材齢 6 時間で凍結を開始しており、No.6、No.9 では凝結始発前に凍結を与えている条件となった。

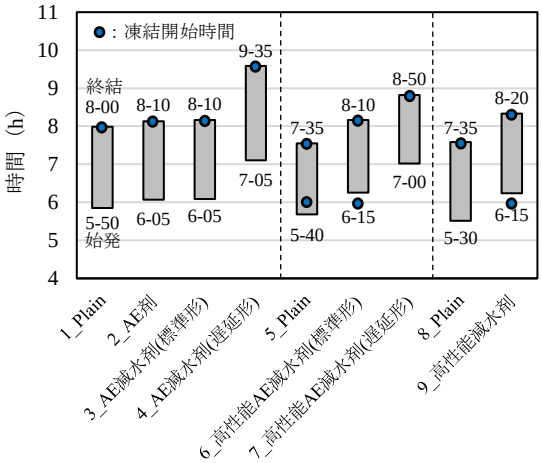


図 4.4.1　凝結時間試験結果

(2) 強度増進性状

図 4.4.2 に No.1～4（単位セメント量 300kg/m³、目標スランプ 8cm としたコンクリート）の圧縮強度試験結果を示す。No.1 の Plain の終結時凍結（Ffin）は、強度が明らかに低い結果となった。一方、No. 2 AE コンクリートの Ffin は、強度増進が停滞していない。また、No.3 AE 減水剤（標準形）および No.4 AE 減水剤（遅延形）はともに、終結時凍結による強度増進の停滞は見られず、同様の強度増進性状であった。

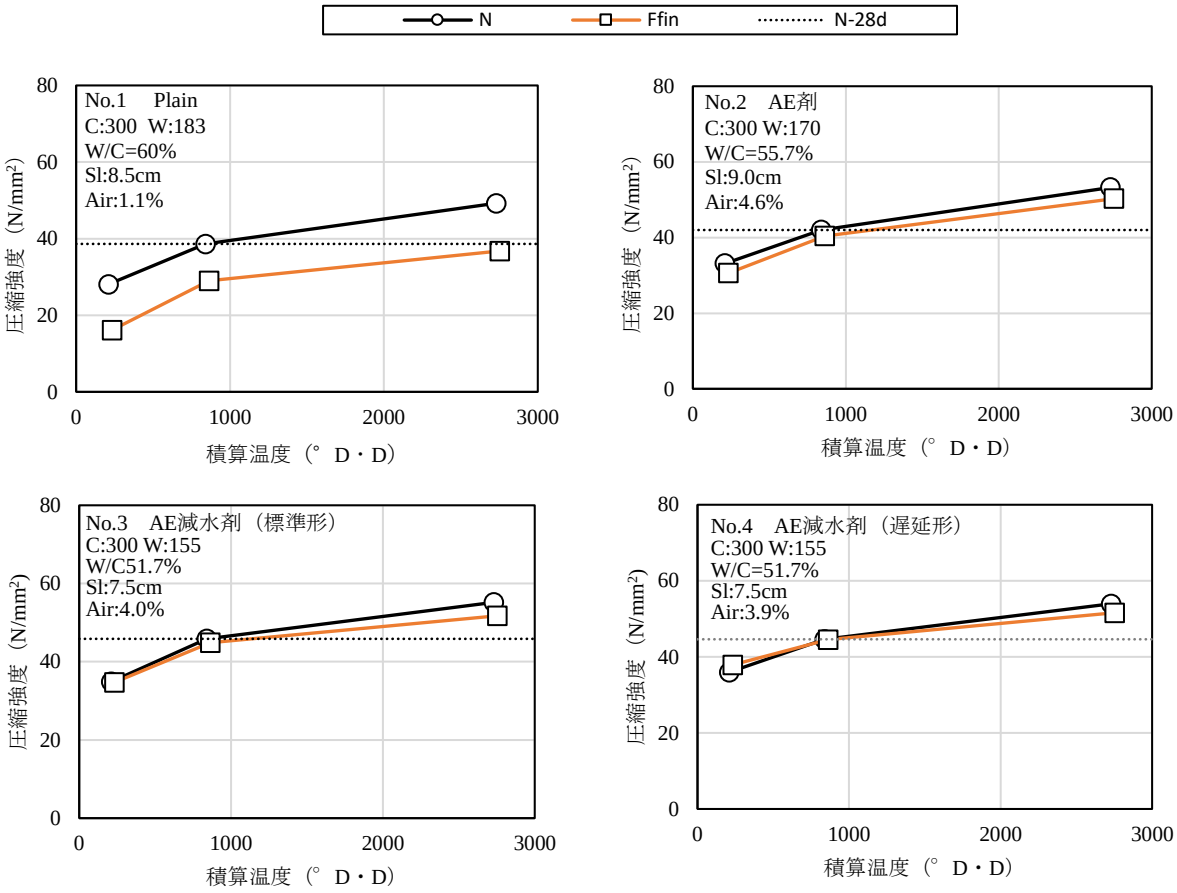


図 4.4.2　圧縮強度試験結果 No.1～4（C:300kg/m³、目標 Sl:8cm）

図 4.4.3 に No.5～7（単位セメント量 350kg/m³、目標スランプ 18cm としたコンクリート）の圧縮強度試験結果を示す。No.5 Plain は、凍結を与えた条件すべての圧縮強度が低い結果となった。 また、水中養生の開始時期が遅い Ffin-S7d→W および F6h-S7d→W は、強度増進が停滞する結果となった。初期凍害後の水分供給の開始時期がその後の強度増進に影響を及ぼす可能性がある。No.6 高性能 AE 減水剤（標準形）および No.7 高性能 AE 減水剤（遅延形）はともに、終結時凍結による強度増進の停滞は見られず、同様の強度増進性状であった。

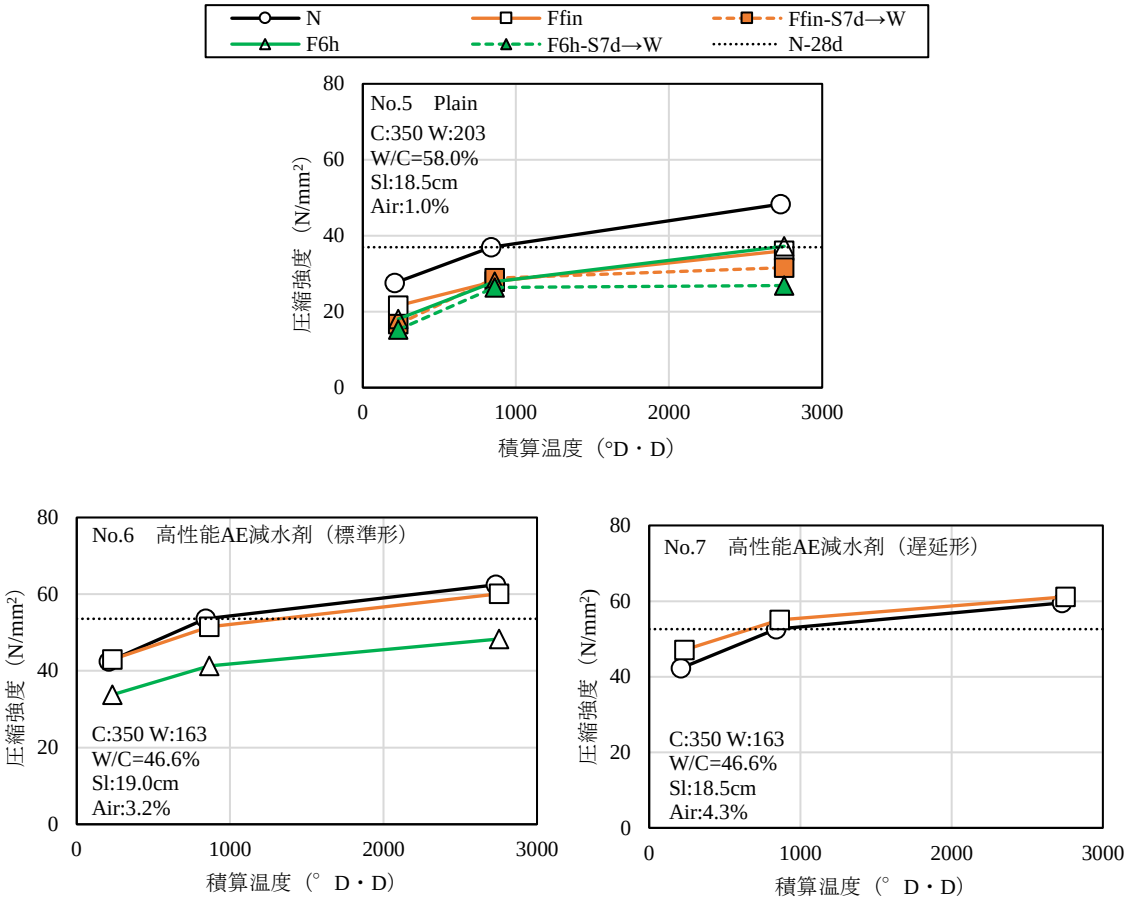


図 4.4.3　圧縮強度試験結果 No.5～7（C:350kg/m³、目標 Sl:18cm）

図 4.4.4 に No.8、No.9（単位セメント量 350kg/m³、目標スランプ 8cm としたコンクリート）の圧縮強度試験結果を示す。No.8、No.9 の Ffin は、N に比べて強度低下している。No.9 の Ffin は、No.6 と同等の単位セメント量、単位水量であるが、強度低下する結果となった。既往の研究において空気量の確保は初期凍害防止に有効であるとされており [8]、空気量が小さいことが、強度低下の一因と考える。また、既往のモルタルを使用した実験 [9]（non-AE、W/C=55%）では、凝結終結以降の凍結であれば強度増進は停滞しない結果であったが、本実験における No.1、5、8 のコンクリート（non-AE、W/C=60、58、53.7%）では、凝結終結時の凍結によって強度増進が停滞する結果であった。

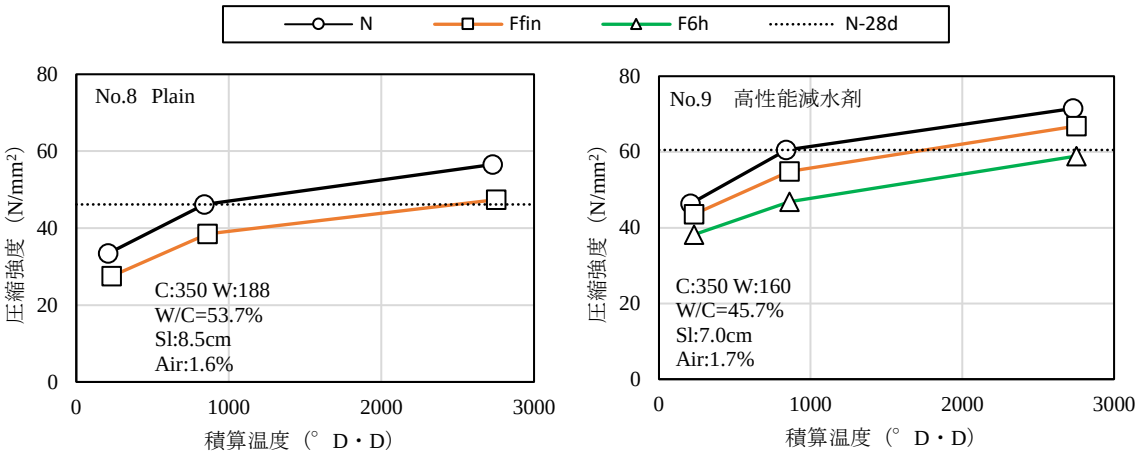


図 4.4.4　圧縮強度試験結果 No.8、9（C:350kg/m³、目標 Sl:8cm）

図 4.4.5 に空気量と N28d に対する強度比の関係を示す。空気量を 4.5%程度確保した Ffin は、強度比 90%以上であった。一方、空気量 1.0%程度の Ffin は、強度比が 75～90%程度と小さかった。

図 4.4.6 に材齢 91 日における空気量と N28d に対する強度比の関係を示す。空気量が大きいほど N28 d に対する強度比が高くなる傾向であり、 凝結終結時に凍結を受けたコンクリートの強度増進に対しても、空気量が有効に働く結果であった。

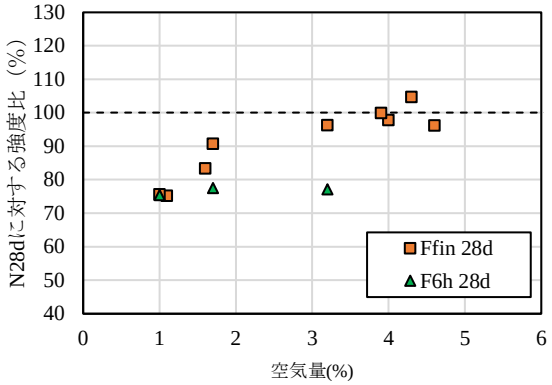


図 4.4.5　空気量と圧縮強度比の関係（材齢 28 日）

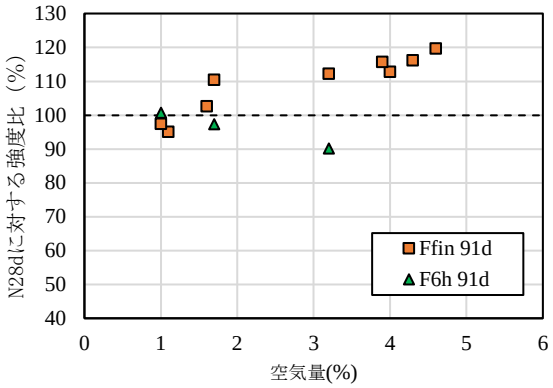


図 4.4.6　空気量と圧縮強度比の関係（材齢 91 日）

(3) 静弾性係数試験結果

図 4.4.7 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。全ての静弾性係数が、推定式（JASS 5（3.1 式））で計算される値の 80%以上を満足する結果であった。終結時に凍結を受けその後凍結なし同等まで圧縮強度が回復した条件においても、静弾性係数には影響はない結果であった。

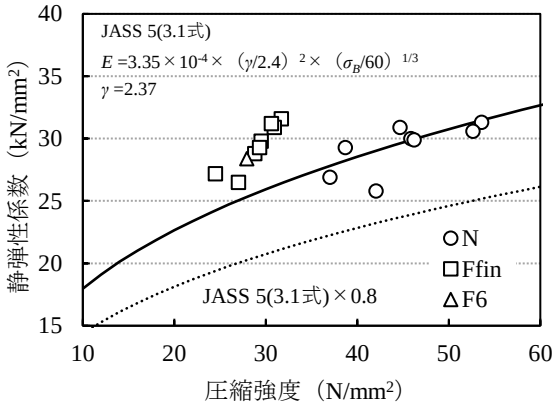


図 4.4.7　圧縮強度と静弾性係数の関係（材齢 31 日）

(4)　耐久性試験結果

図 4.4.8 に圧縮強度と中性化速度係数の関係を示す。F6h は中性化速度係数が大きく、既往の研究 [7]同様に、強度低下が生じたものは中性化速度係数が大きい結果となった。Ffin は、圧縮強度と中性化速度係数ともに N と同等の結果となった。既往の研究では、初期凍害の兆候を示さないにも関わらず、中性化抵抗性が低い結果になったものも報告されており [10]、より多くの実験データによって、初期材齢時の凍結がコンクリートの耐久性に及ぼす影響について検討する必要がある。

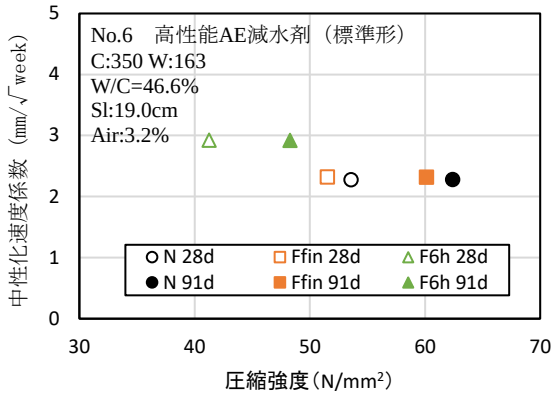


図 4.4.8　圧縮強度と中性化速度係数の関係（No.6）

図 4.4.9 に圧縮強度と塩分浸透深さの関係を示す。F6h は、塩分浸透深さが大きい傾向にあるが、圧縮強度の増加に伴い、塩分浸透深さが小さくなっている。Ffin は、圧縮強度増進に伴い、凍結なしと同等の塩分浸透深さとなっている。

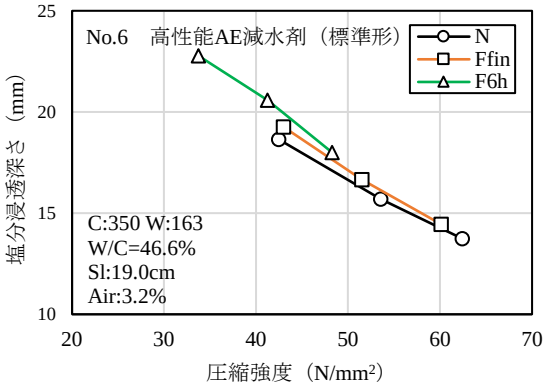


図 4.4.9　圧縮強度と塩分浸透深さの関係（No.6）

図 4.4.10 に圧縮強度と全空隙率の関係を示す。F6h は、全空隙率が大きい傾向にあるが、圧縮強度の増加に伴い、全空隙率が小さくなっている。Ffin は、圧縮強度増進に伴い、凍結なしと同等の全空隙率となっている。本実験の範囲では、凝結終結時凍結の後に、凍結なし同等の圧縮強度となれば、中性化抵抗性および塩分浸透抵抗性には大きな違いは見られなかった。

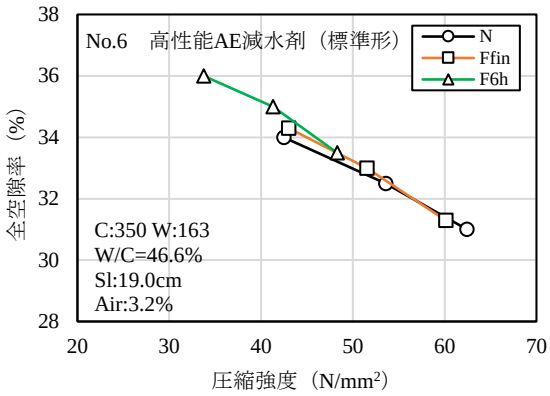


図 4.4.10　圧縮強度と全空隙率の関係（No.6）

4.4.3　シリーズ 2 のまとめ

(1)　混和剤による連行空気がないものは、凝結終結時の凍結によって強度増進が停滞する結果となった。

(2)　凝結終結時に凍結を受けたコンクリートの強度増進に対しても、空気量が有効に働く結果であった。

(3)　AE 減水剤、高性能 AE 減水剤ともに、標準形と遅延形の違いによる、終結時凍結後の強度増進への影響は見られなかった。

4.5 モルタルおよびコンクリートの骨材界面観察と強度比の対応の検討 シリーズ 3

シリーズ 2 において、混和剤による連行空気がないものは、凝結終結時の凍結により強度増進が停滞することが分かった。シリーズ 3 では、モルタルおよびコンクリートの骨材界面観察と強度比の対応について検討する。コンクリートとモルタルについて初期材齢時の凍結による被害程度の比較を行うためには、同一試料から採取する必要がある。

そこで、シリーズ 3 ではモルタル試料をコンクリートからウェットスクリーニングによって採取し、初期材齢時の凍結による強度増進性状の比較を行った。また、初期材齢時の凍結が骨材界面とマトリクス部に与える影響の観察と、その断面状態に対する圧縮強度比の対応を検討した。

4.5.1 実験計画および方法

（1）試験体および練混ぜ方法

コンクリート試験体の型枠はφ100mm×200mm のシリンダー型プラスチック製型枠を使用した。モルタル試験体の型枠はφ50mm×100mm のシリンダー型プラスチック製型枠を使用した。

コンクリートは、水平一軸形の強制練りミキサ（公称容量 60L、回転数 48rpm）を使用した。また水セメント比が 35%の高強度コンクリートは、水平二軸形の強制練りミキサ（公称容量 55L、回転数 62rpm）を使用した。

材料投入順序は粗骨材、細骨材、セメント、水の順で投入し、練混ぜ方法は、空練り 30 秒後に水を投入し、30 秒間練り混ぜ、1 分間かき落としを行い、その後 2 分間練り混ぜ、合計 4 分とした。混練後はコンクリート舟に流し込み、練返しを行った。その後、フレッシュ試験を実施した。

モルタルは、コンクリートの混練が終了次第、公称直径 5mm のふるいでウェットスクリーニングを行い、得られたモルタルを使用した。

(2) 実験概要

表 4.5.1 に実験計画を示す。供試体の寸法は、モルタルはφ50mm×100mm、コンクリートはφ100mm×200mm とした。水セメント比はセメントペーストと同様に 35%、50%の 2 水準とした。記号 N は凍結融解を与えない条件、記号 F は凍結融解を与えた条件であること示す。N は、打込み後に 20℃封かん養生を行い、材齢 1 日で脱型した。脱型後 20℃水中養生により 28 日間養生を行った。F は、凍結開始材齢は W/C=35%で 3、9、16、24、48、72 時間とし、W/C=50%で 6、12、18、24、48、72 時間とした。凍結融解条件は、−20℃・12 時間の凍結と 5℃・12 時間の融解を 1 サイクルとした合計 3 サイクルとした。凍結融解後の養生は 20℃水中養生とした。

表 4.5.2 にコンクリートの調合を示す。目標空気量は、初期凍害に有効に働く空気量の影響を極力なくすため、水セメント比によらず 1.0%とした。そのため、W/C=35%においては高性能 AE 減水剤（Ad1、使用量 C×0.75%）に加え、空気量調整剤（Ad2、使用量 C×0.2%）を使用した。また、水セメント比の違いによる被害程度を検討するため、単位水量は同じとした。また、骨材界面の被害程度を検討するために粗骨材を同量とした。

表 4.5.1　実験計画

記号	セメント（密度）	W/C (%)	凍結融解前養生		凍結融解条件		養生条件	試験材齢 (d)
			温度(℃)	時間(h)	温度(℃)	時間(d)		
N	OPC 3.16（g/cm³）	35 50	凍結なし				20［水中］	28
F3		35	20［封かん］	3	−20 ⇅ 5	3		31
F9				9				
F16				16				
F24				24				
F48				48				
F72				72				
F6		50		6				
F12				12				
F18				18				
F24				24				
F48				48				
F72				72				

表 4.5.2　コンクリートの調合

W/C (%)	目標 Air (%)	目標 SL (フロー) (cm)	s/a (%)	単位量(kg/m³)						フレッシュ結果		
				W	C	S	G	Ad1	Ad2	Sl または Sl フロー (cm)	Air (%)	C.T. (℃)
35	1.0	60	42.0	210	599	375	609	4.5	1.2	65.0	2.6	19.0
50	1.0	18	36.3		419	476		-	-	19.0	0.7	17.0

(3) 測定項目および試験方法

表 4.5.3 に測定項目および試験方法を示す。測定項目は、 JIS A 1108 に準じた圧縮強度の測定を行った。測定材齢は N において、材齢 28 日（840°D・D）とし、F においては、凍結前凍結融解直前と材齢 31 日（840°D・D）とした。また、初期材齢時の凍結により骨材界面がどのように影響を受けるかを把握するために、材齢 31 日において、マイクロスコープを用いて供試体切断面における骨材界面観察を行った。

表 4.5.3　測定項目および試験方法

対象	試験項目	試験方法
フレッシュ コンクリート	スランプ	JIS A 1101
	空気量	JIS A 1128
	凝結時間	JIS A 1147
硬化モルタル （ウェットスクリーニング）	圧縮強度	JIS A 1108
	空隙量	アルキメデス法
硬化コンクリート	圧縮強度	JIS A 1108
	界面観察	切断面目視による観察 マイクロスコープによる観察

4.5.2 実験結果および考察

(1) 凝結時間試験結果

図 4.5.1 に水セメント比と凝結時間の関係を示す。W/C=35%は混和剤を使用しており、凝結時間が W/C=50%より大きい結果となっている。

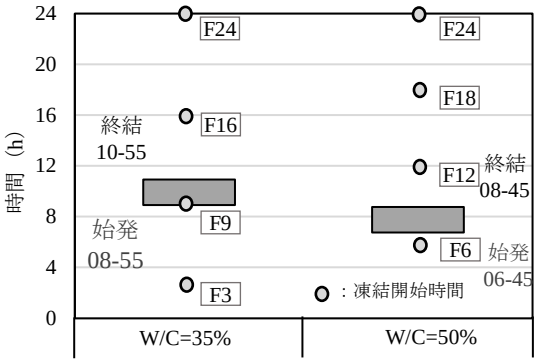


図 4.5.1　水セメント比と凝結時間の関係

(2) 圧縮強度試験結果

図 4.5.2 に各条件の凍結前強度を示す。W/C=35%のコンクリートでは F16、W/C=35%のモルタルと W/C=50%のコンクリート・モルタルは F24 以降で圧縮強度が 5N/mm² 以上となった。

図 4.5.3 に凍結を与えていない（N）の材齢と圧縮強度の関係を示す。モルタルとコンクリートは、同じ水セメント比において同程度の圧縮強度となることが確認できる。

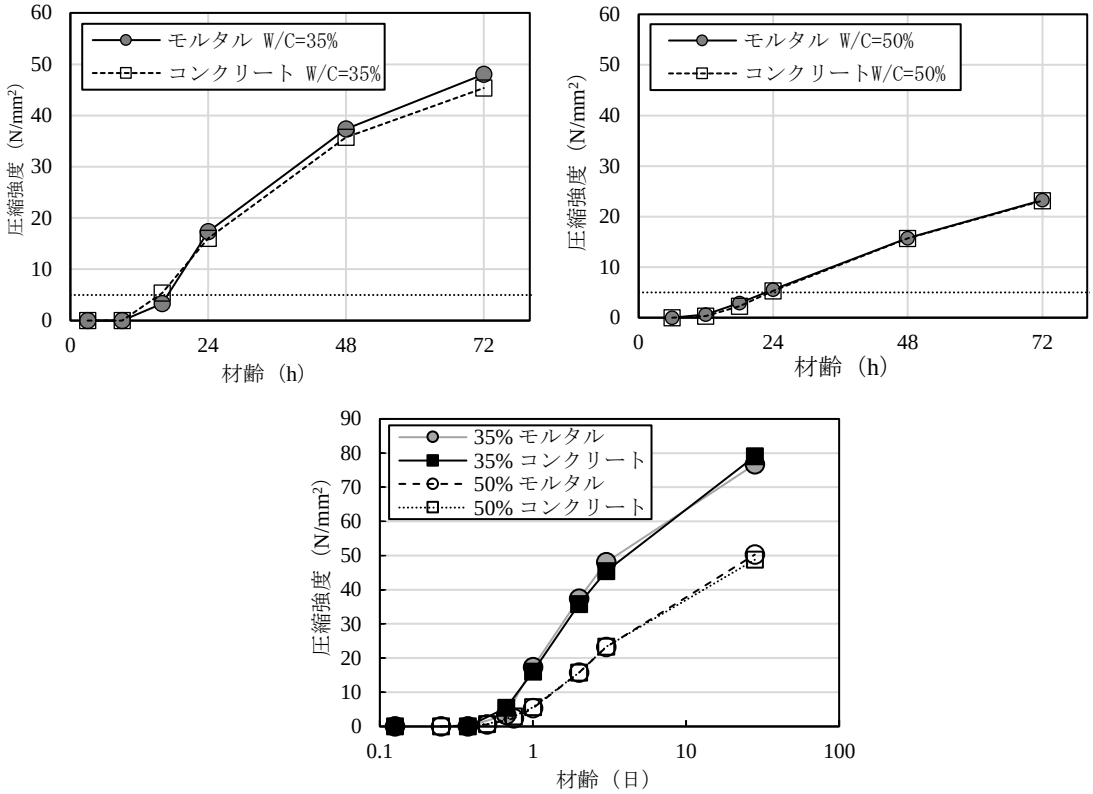


図 4.5.3　N の材齢と圧縮強度の関係

図 4.5.4 に条件ごとの材齢 28 日の N に対する圧縮強度比を示す。W/C＝35%の F3 よりも 50%の F6 の圧縮強度比が低いことから、W/C が小さいほど被害を受けにくくなることが確認できる。また、材齢 28 日の N に対する圧縮強度比が 90%以上となるのは、モルタル・コンクリートともに W/C＝35%は F16 以降、W/C＝50%は F12 以降であった。本実験の条件では、凍結前強度を 1.0N/mm² 以上確保していれば、モルタル、コンクリートともに初期凍害を受けなかった。

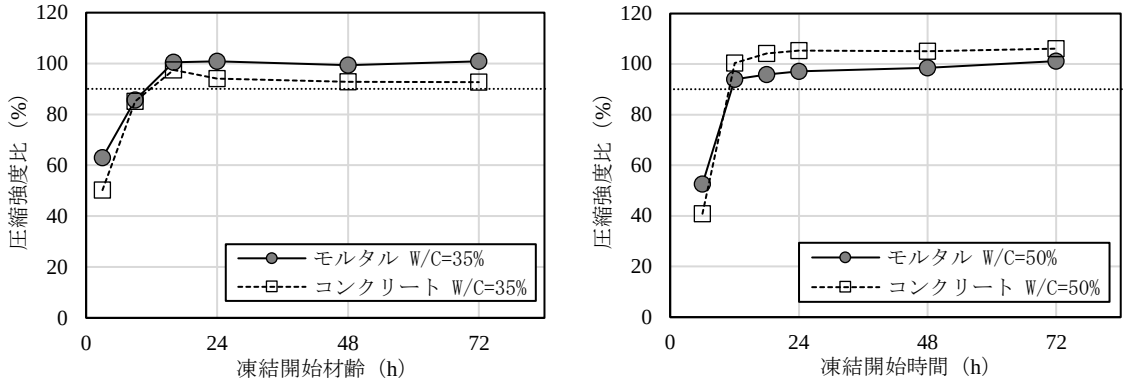


図 4.5.4　条件ごとの圧縮強度比

図 4.5.5 に凍結前強度と圧縮強度比を示す。圧縮強度比が 90%以上となるのは、凍結前強度が 5.0N/mm² 以下においても、強度比が高い条件も確認された。これは、既往研究 [11] においても、5.0kgf/cm²（約 0.5N/mm²）を確保していれば初期の凍結に対しては被害を受けないと考察しているものと同様である。しかし、本実験は凍結融解後 20℃水中養生であり、有利な条件である。一般に圧縮強度 5N/mm² を確保することが必要とされており、管理用試験体は現場封緘で判断されるため、圧縮強度 5N/mm² を確保することは必要と考える。

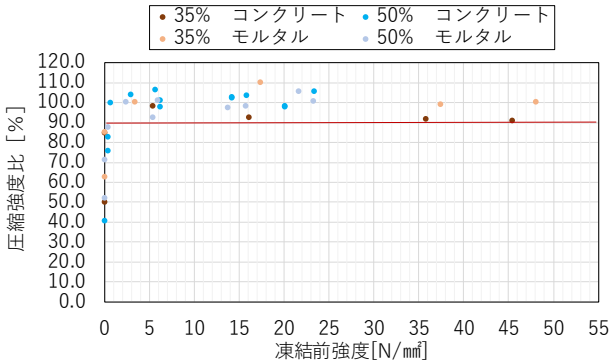


図 4.5.5　凍結前強度と圧縮強度比の関係

(3) 界面観察

(ア) 断面観察

写真 4.5.1 に W/C=50%における断面観察を示す。F6 と他の供試体を比較すると、F6 では骨材界面にひび割れが生じていることが確認できる。また、F12 でも界面部分に微細なひび割れが生じている。F18 以降は、目視においてひび割れは確認できない。

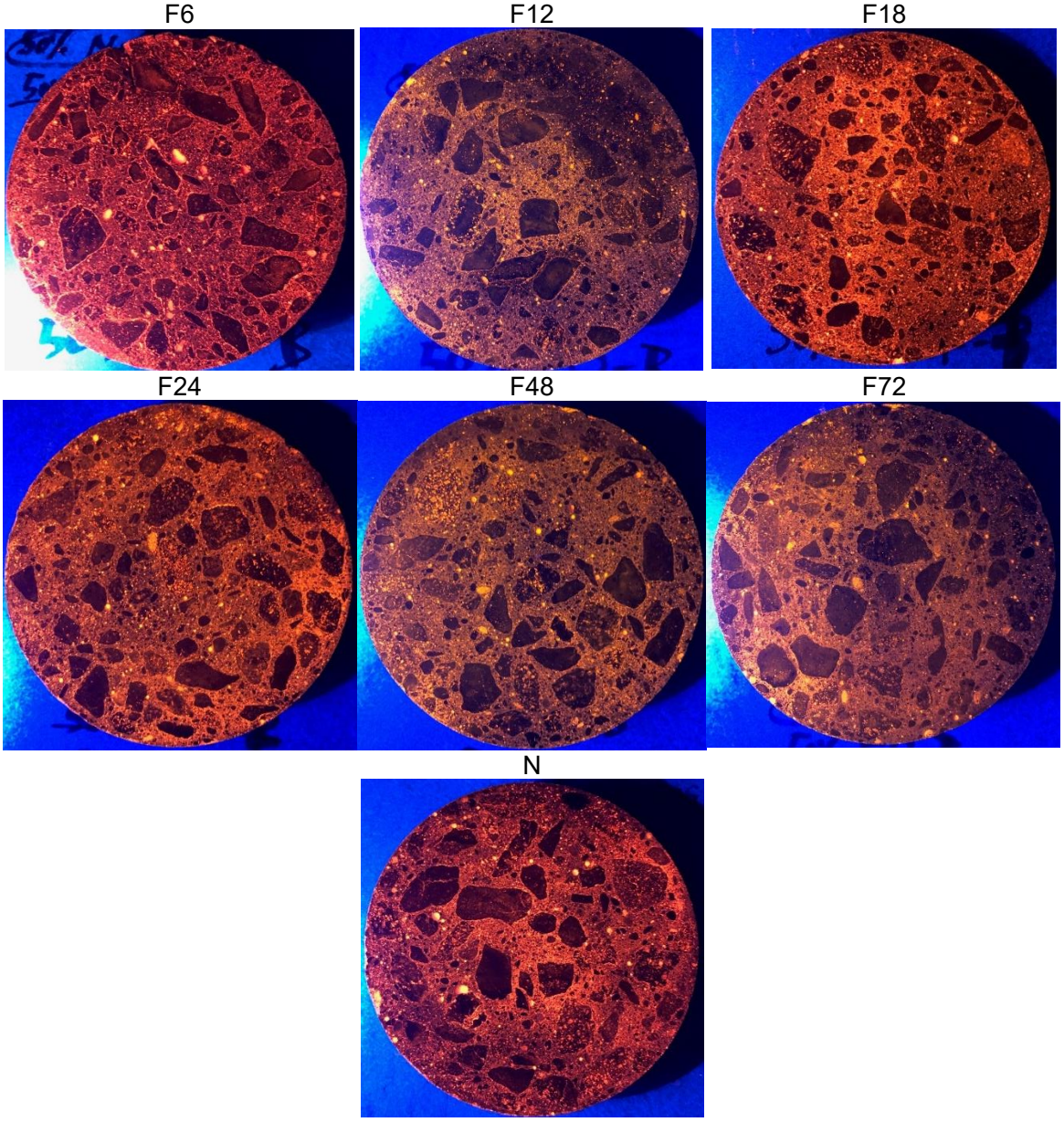


写真 4.5.1　W/C=50%におけるコンクリートの断面観察

写真 4.5.2 に W/C=35%における断面観察を示す。目視観察では、F3 ではマトリクス部分と骨材界面に微細なひび割れが生じている。

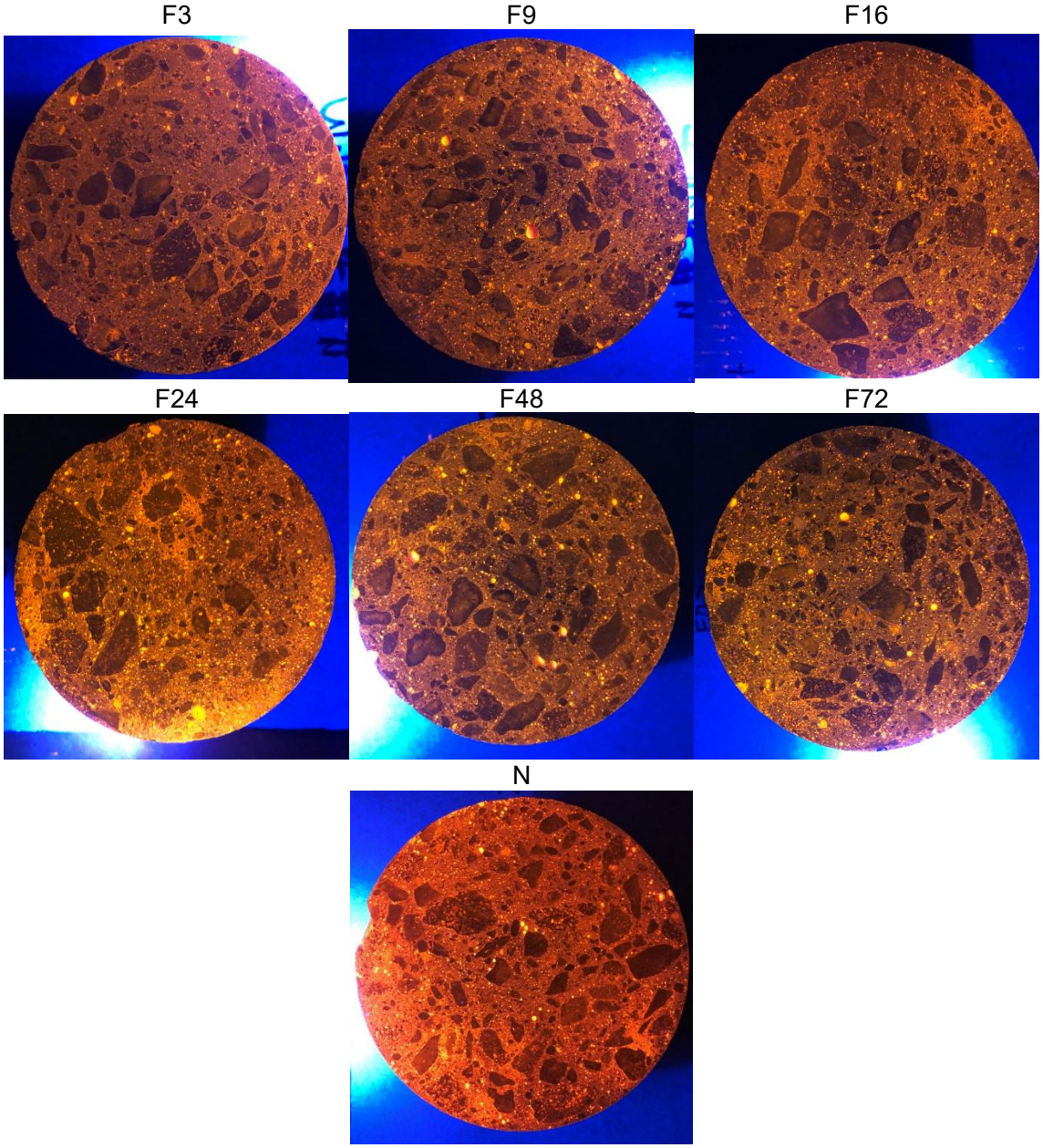


写真 4.5.2　W/C=35%におけるコンクリートの断面観察

写真 4.5.3 に W/C=50%における断面観察を示す。F6 と他の供試体を比較すると、F6 では骨材界面とマトリクス部にひび割れが生じていることが確認できる。F12 以降は、目視においてひび割れは確認できない。

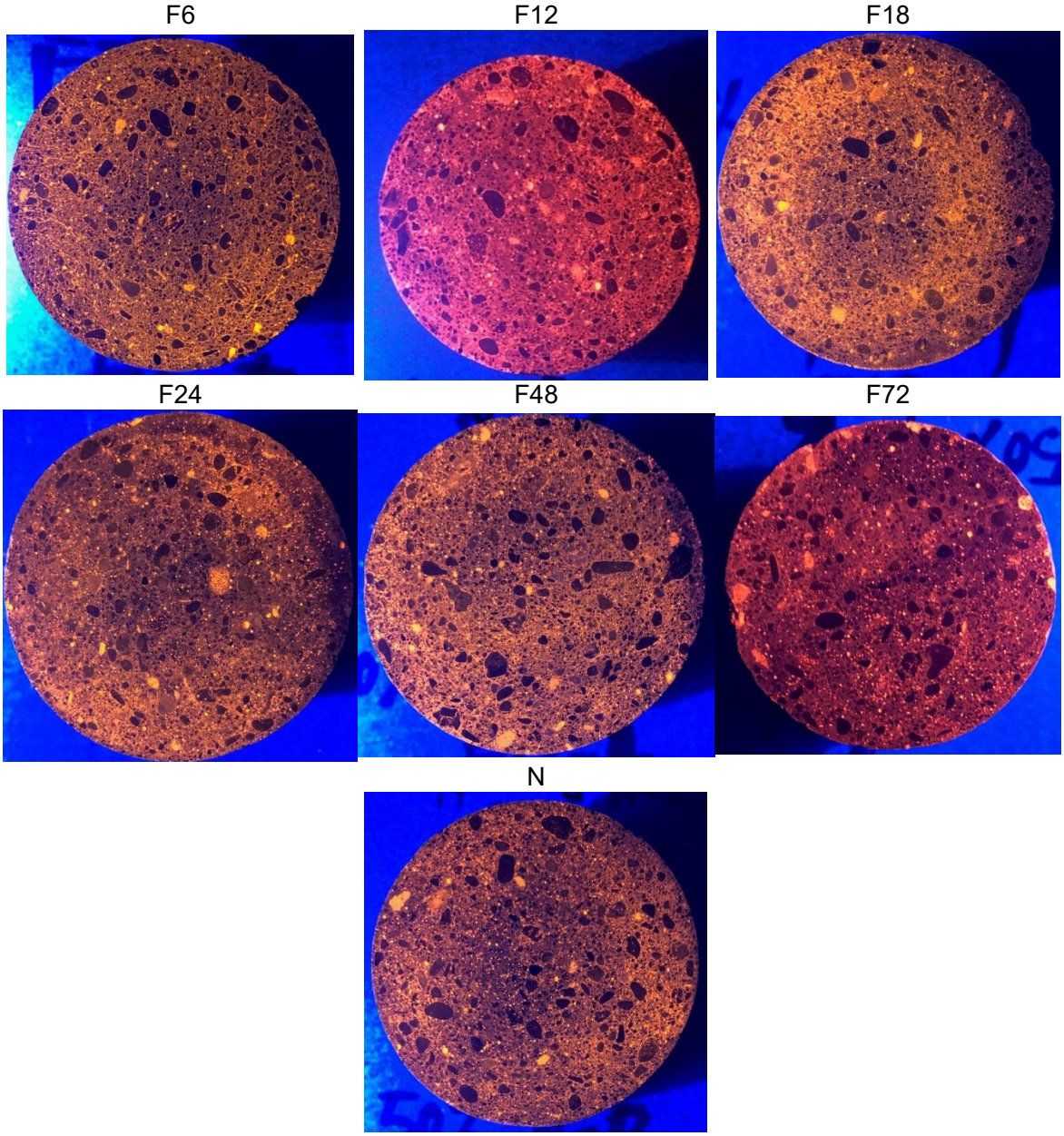


写真 4.5.3　W/C=50%におけるモルタルの断面観察

写真 4.5.4 に W/C=35%における断面観察を示す。F3 と他の供試体を比較すると、F6 では骨材界面とマトリクス部に特に側面部分にひび割れが生じていることが確認できる。F9 以降は、目視においてひび割れは確認できない。

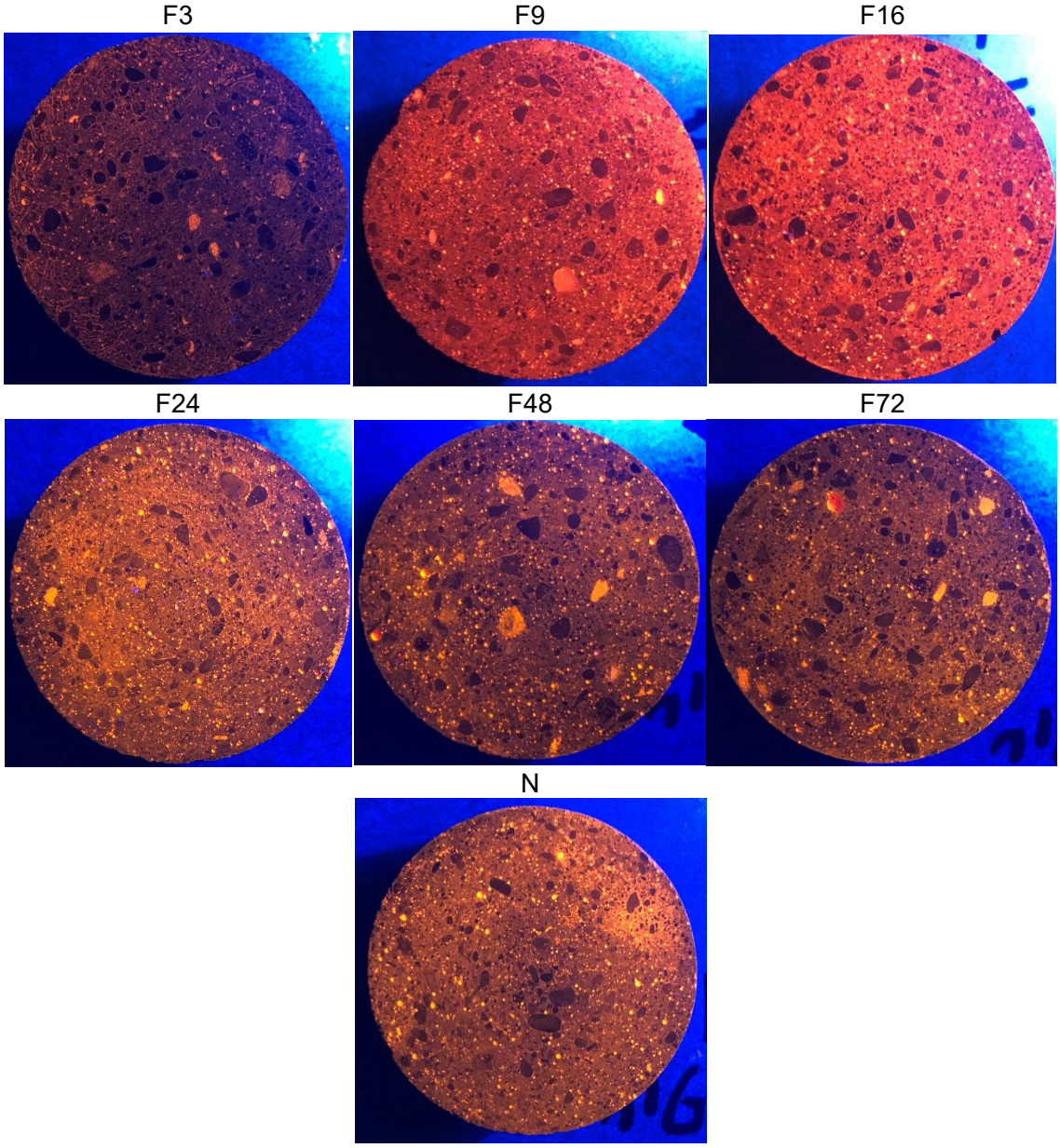


写真 4.5.4　W/C=35%におけるモルタルの断面観察

(イ) マイクロスコープ観察

写真 4.5.5 に W/C=50%のコンクリートのマイクロスコープ観察結果を示す。F6 と他の供試体を比較すると、F6 では骨材界面とマトリクス部に特に側面部分にひび割れが生じていることが確認できる。F12 でも微細なひび割れが生じている。F18、F24 では界面部分に蛍光塗料が多く付着しているが、ひび割れによる剥離は確認できなかった。F48 以降は、目視ではひび割れは確認できない。また、F12 において微細なひび割れが生じているが、圧縮強度比は 100%であった。つまり、粗骨材の微細なひび割れが生じていても、圧縮強度には影響を与えない場合がある。

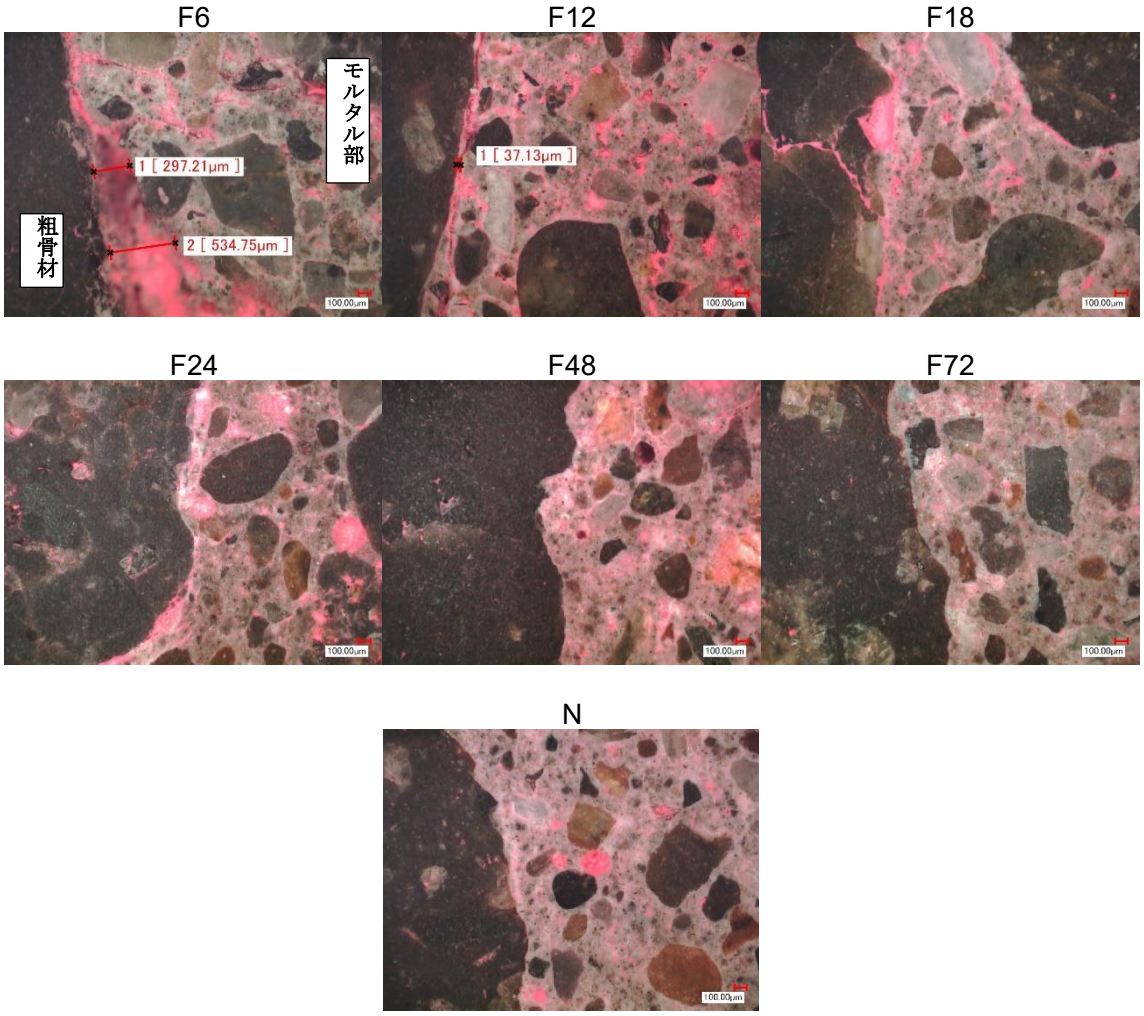


写真 4.5.5　W/C=50%におけるコンクリートのマイクロスコープ観察

写真 4.5.6 に W/C=35%のコンクリートのマイクロスコープ観察結果を示す。F3 では界面部分とマトリクス部分にひびわれが生じていることが確認できる。F9 以降にひび割れは確認できない。また、F9 ではひび割れは確認できないが、圧縮強度比は 90%以下であることから、マトリクス部に凍結による影響が生じていることが考えられる。したがって、目視においてひび割れを確認できない場合でも、強度低下している場合がある。そのため、施工現場における初期凍害診断として目視のみでは不十分だと考える。

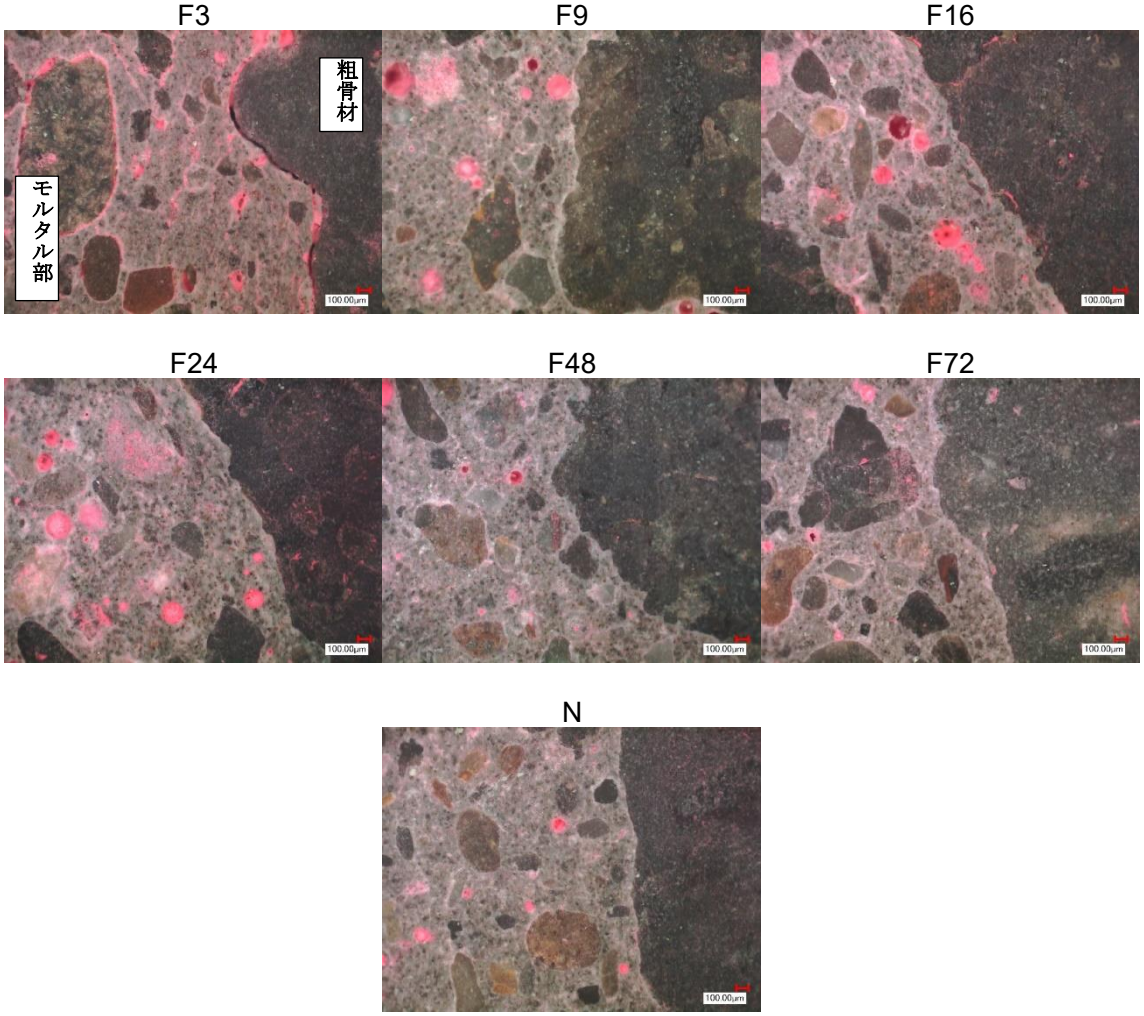


写真 4.5.6　W/C=35%におけるコンクリートのマイクロスコープ観察

写真 4.5.7 に W/C=50%におけるモルタルのマイクロスコープ観察結果を示す。なお、モルタルにおいは、細骨材の中でも直径が大きいものの周辺を撮影している。（これは、直径が大きい細骨材の周辺の被害程度が大きく、観察しやすかったためである）F6 と他の供試体を比較すると、F6 では骨材界面とマトリクス部に特に側面部分にひび割れが生じていることが確認できる。F12 では界面部分に蛍光塗料が多く付着しているが、ひび割れによる剥離は確認できなかった。F18 以降は、目視ではひび割れは確認できない。

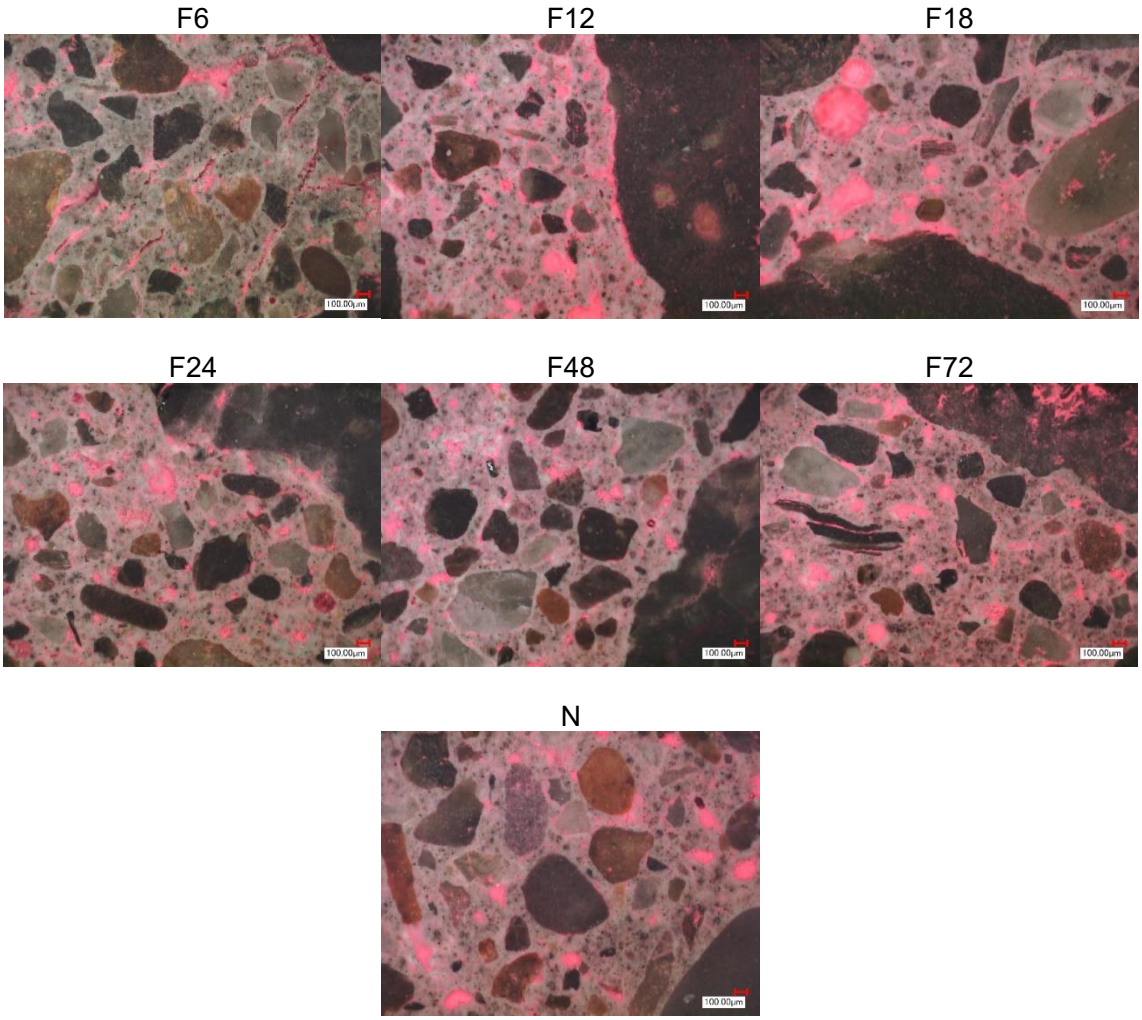


写真 4.5.7　W/C=50%におけるモルタルのマイクロスコープ観察

写真 4.5.8 に W/C=35%のモルタルのマイクロスコープ観察結果を示す。F3 では界面部分とマトリクス部分にひびわれが生じていることが確認できる。F9 以降にひび割れは確認できない。また、F9 ではひび割れは確認できないが、圧縮強度比は 90%以下であることから、マトリクス部に凍結による影響が生じていることが考えられる。したがって、目視においてひび割れを確認できない場合でも、強度低下している場合がある。そのため、施工現場における初期凍害診断として目視のみでは不十分だと考える。

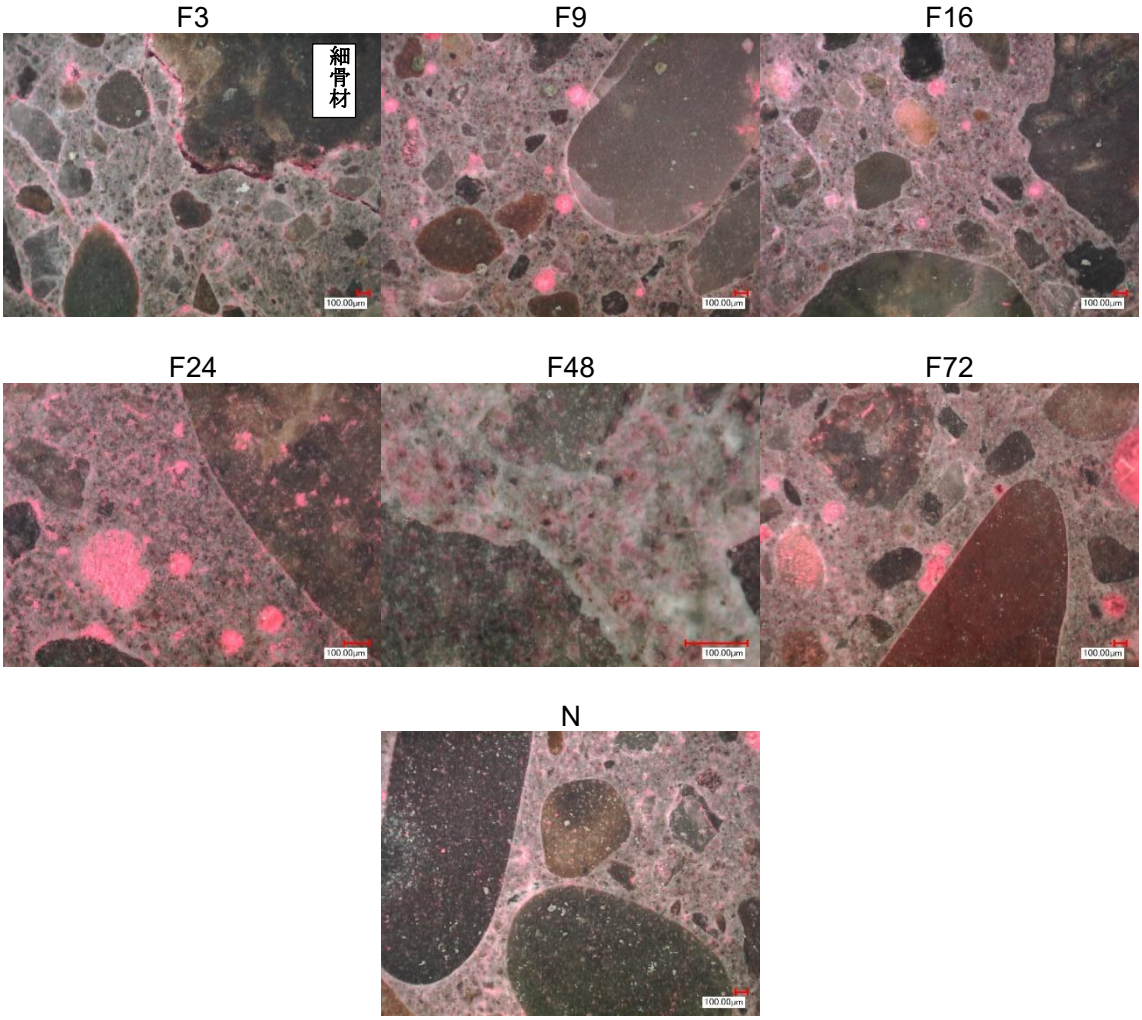


写真 4.5.8　W/C=35%におけるモルタルのマイクロスコープ観察

図 4.5.6 に凍結開始材齢と圧縮強度比を示す。W/C=35%、50%の F3 と F6 では貫入抵抗値が生じていない段階で凍結を受けると、圧縮強度比は 65%以下となり初期凍害を受けている。その中でも、F3 と F6 での同じ凍結開始時間における凍結において、モルタルよりもコンクリートのほうが圧縮強度比は低い。これは、マイクロスコープ観察の結果より、細骨材の界面よりも粗骨材の界面の剥離が大きいことが確認できる。そのため、貫入抵抗以前に凍結を受けた場合、細骨材よりも粗骨材における界面の剥離が大きく、圧縮強度比の低下に関与していると考える。そのため、モルタルよりもコンクリートの圧縮強度比が低くなる。

W/C=35%の F3 は貫入抵抗値の発現前にあたり、F9 では強度発現前の貫入抵抗値が発現し始めた頃の凍結条件にあたるが、F9 は F3 よりも圧縮強度比がかなり高くなっていることが確認できる。さらに、マイクロスコープの界面観察結果によると、F9 ではマトリクス部と骨材界面に被害は確認されなかった。このことから、貫入抵抗値の発現前後で圧縮強度比や界面、マトリクス部の被害程度は異なってくることが考えられる。

また、コンクリートにおいて、凍結開始材齢が 3 時間の W/C=35%の F3 よりも、凍結開始時間の遅い W/C=50%の F6 の圧縮強度比が低い。本実験において、水セメント比 35%と 50%の調合では、粗骨材の単位質量と単位水量を一定としている。そのため、圧縮強度比の低下の原因として、単位セメント量または細骨材の単位質量が異なることが考えられる（**図 4.5.7**）。しかし、F3 と F6 においては貫入抵抗の発現以前における凍結であるため、単位セメント量とは考えにくい。そのため、細骨材の量が異なることが圧縮強度比の低下であると考える。また、モルタルにおいても F3 と F6 において、コンクリート同士と同程度に差が生じている。モルタルにおいても、細骨材量が水セメント比で異なるため、細骨材量が多いと、強度低下していると考える。

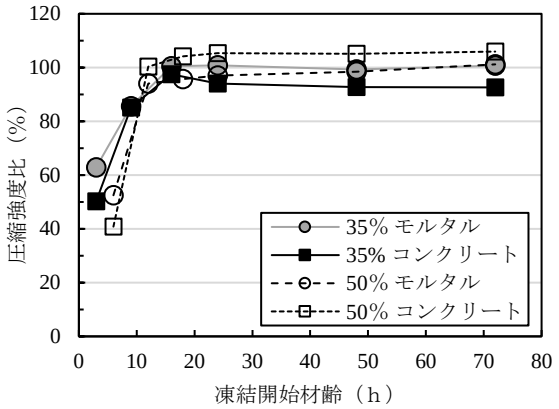


図 4.5.6　凍結開始材齢と圧縮強度比

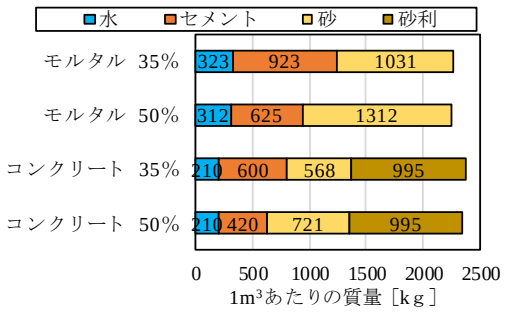


図 4.5.7　調合から算出した単位質

図 4.5.8 にマイクロスコープによるコンクリート・モルタルの断面観察を示す。W/C=50%において、F6 のコンクリートでは粗骨材の界面に剥離が大きく生じている。W/C=35%の F3 においても剥離が生じている。つまり凝結始発前に凍結を受けた場合、マトリクス部には多数のひび割れが生じ、骨材界面には表面吸着水が存在しているために、剥離が大きく生じたものと考える。断面の被害程度は、水セメント比が低く、凍結開始材齢が遅いほど小さくなった。断面の被害程度と圧縮強度比について見てみると、F12 では粗骨材の界面に微細なひび割れが生じているものの圧縮強度比は低下していない。一方、F9 では骨材界面にひび割れは確認できないが、圧縮強度比は低下している。したがって、目視においてひび割れを確認できない場合でも、強度低下している場合がある。そのため、施工現場での初期凍害診断として目視のみでは不十分だと考える。

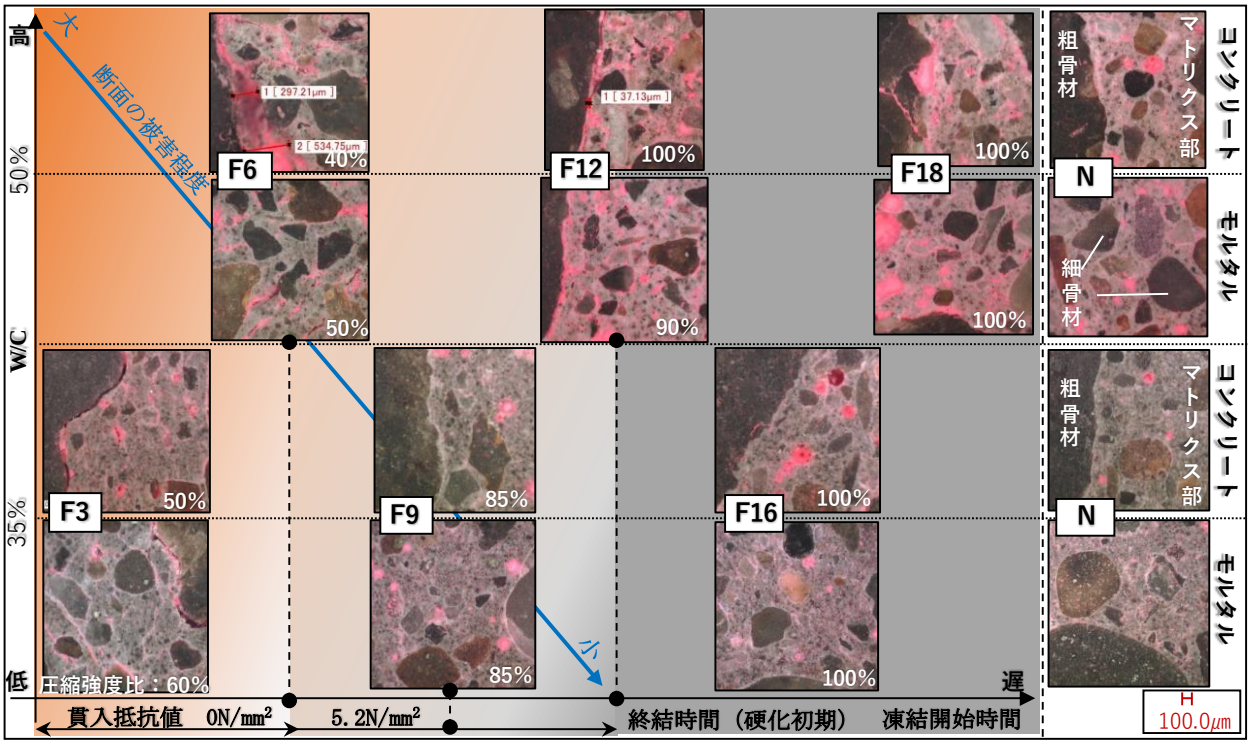


図 4.5.8　マイクロスコープによるコンクリート・モルタルの断面観察

4.5.3 シリーズ 3 のまとめ

(1) 貫入抵抗の発現以前の凍結によって、マトリクス部と骨材界面にひび割れを発生させ、粗骨材界面の剥離がマトリクス部（モルタル部）のひび割れよりも多く生じる。

(2) 貫入抵抗値の発現前後で圧縮強度比や界面、マトリクス部の被害程度は異なってくることが考えられる。

(3) 初期の凍結による骨材界面の剥離は、マトリクス部と同様に、凍結開始時間が遅くなると、剥離は小さくなるまたは剥離は生じなくなる。

(4) 貫入抵抗値の発現以前に凍結を受けた場合、細骨材よりも粗骨材における界面の剥離が多く発生し、圧縮強度比の低下に関与している。そのため、モルタルよりもコンクリートの圧縮強度比が低くなる。

(5) 単位水量が同じ場合でも、水セメント比が低い程、凍結による被害程度は小さくなる。

4.6 第 4 章の結論

第 4 章では、第一に初期材齢時に凍結したコンクリートの諸性質について確認した。次に凝結終結時の凍結後に水分供給を行うことで強度増進が見込めるかについて確認するために、各種コンクリートで終結時に凍結した場合の強度増進性状について検証した。また、コンクリート供試体とモルタル供試体を用いて、凝結・硬化過程の凍結が骨材界面とマトリクス部に及ぼす影響の観察と、その断面状態に対する圧縮強度比の対応を検討した。以上の結果から、初期材齢時の凍結がコンクリートの各種性状に及ぼす影響は以下のとおりである。

(1) 貫入抵抗発現前に凍結を受けた条件では、マトリクス部と骨材界面にひび割れを発生させ、粗骨材界面の剥離がマトリクス部（モルタル部）のひび割れよりも多く生じる。また、細骨材よりも粗骨材における界面の剥離が多く発生し、圧縮強度比の低下に関与している。そのため、モルタルよりもコンクリートの圧縮強度比が低くなる。
(2) 凝結始発時に凍結を受けた条件では、凍結融解後に水中養生を行っても強度増進が停滞した。
(3) 凝結終結以降の凍結では、モルタル、コンクリートともに水分供給によって強度回復した。ただし、コンクリートでは混和剤による連行空気が少ない場合は強度増進が停滞した。

― 第 4 章の参考文献 ―

1)　島影亮司：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究，室蘭工業大学大学院修士論文，2017
2)　谷口円，濱幸雄，桂修：氷点下のコンクリート強度増進と温度時間関数，日本建築学会構造系論文集，第 640 号，pp.995-1004，2009，6
3)　古館茉由子，島影亮司，山下紘太朗，濱幸雄：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究，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 18 巻，pp443-448，2018.10
4)　島影亮司，国崎翠，崔亨吉，濱幸雄：初期材齢時の凍結がコンクリートの初期凍害レベルと耐久性に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.689-690，2016.8
5)　島影亮司，崔亨吉，濱幸雄：セメントの水和反応に及ぼす初期材齢時の凍結の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.525-526，2017.8
6)　国崎翠，濱幸雄，崔亨吉，本間有也：初期凍害がコンクリートの凍結融解抵抗性および中性化抵抗性に及ぼす影響，日本建築学会北海道支部研究報告集(88)，pp.9-12，2015.6
7)　青木優介，嶋野 慶次，三好 佑果，鈴木 正志：硝酸銀溶液噴霧法による硬化コンクリート中への塩化物イオン浸透予測，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.759-764，2008
8)　金武漢，横山隆，田畑雅幸，洪悦郎，鎌田英治：コンクリートの初期凍害耐力に及ぼす空気量の効果に関する研究（第 1 報　普通コンクリートの場合），日本建築学会論文報告集，Vol.265，pp.1-10，1978.3
9)　山下紘太朗，古館茉由子，金志訓，濱幸雄：コンクリートおよびモルタルの硬化性状に及ぼす初期材齢時の凍結の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.1，pp.497-502，2019
10)　国崎翠，濱幸雄，崔亨吉，本間有也：初期凍害がコンクリートの凍結融解抵抗性および中性化抵抗性に及ぼす影響，日本建築学会北海道支部研究報告集(88)，pp.9-12，2015.6
11)　神田衛：早期凍害とその防止,コンクリートジャーナル，Vol.4，No.10，pp.15-20，1966

第 5 章

初期凍害範囲・深さ測定に関する研究

第 5 章　初期凍害範囲･深さ測定に関する研究 107

5.1　はじめに 107

5.2 初期凍害範囲測定手法の検討 108

5.2.1　初期凍害範囲測定に有効性の見込める測定手法の抽出 108

5.2.2　実験計画 108

5.2.2　実験方法 110

5.2.3　実験結果および考察 113

5.2.4　初期凍害範囲測定における各種試験の有効性 120

5.3. 初期凍害深さ測定手法の検討 121

5.3.1　初期凍害深さ測定に有効性が見込める測定手法の抽出 121

5.3.2　実験計画 122

5.3.2.　実験方法 124

5.3.3　実験結果および考察 128

5.3.4　初期凍害深さ測定における各種試験の有効性 142

5.4　初期凍害範囲・深さ測定手法案 143

5.4.1　対象部位および前提条件 143

5.4.2　初期凍害範囲・深さ測定に対する各種試験の有効性と判断基準案 144

5.4.3　初期凍害範囲・深さ測定の流れ 145

5.4.4　初期凍害範囲測定に関する各種試験方法案 147

5.4.5　初期凍害深さ測定に関する各種試験方法案 152

5.5　第 5 章の結論 158

―　第 5 章の参考文献　― 159

第 5 章　初期凍害範囲・深さ測定に関する研究

5.1　はじめに

初期凍害は凍害、中性化、塩害のように経年劣化で生じるものとは異なり、施工中に発生する初期欠陥である。そのため、初期凍害による被害は供用中ではなく、施工段階で判明し施工者によって対応される。JASS 5[1) 8 節（養生）では外気温の低い時期においては、コンクリートを寒気から保護し、打込み後 5 日間以上コンクリート温度を 2℃以上に保つ。また、初期凍害を受けるおそれがある場合は 12 節（寒中コンクリート）による初期養生を行うとされている。また、寒中コンクリートの適用期間は初期凍害防止の観点から、打込み日を含む旬の日平均気温が 4℃以下の期間とされている。そのため、寒冷地では事前に適切な施工計画、初期養生が実施されており、初期凍害は寒冷地よりむしろ、関西、関東等の比較的温暖な地域において、予期せぬ寒波や養生管理の不具合等によって発生していることが報告されている。

初期凍害後の対応は、被害が確認された当日の打込み工区のコア抜きを実施し、コア強度から被害範囲を特定し、ウォータージェット等によって脆弱層を取り除き、コンクリートの打直し、または補修が行われている。被害範囲を特定するために、健全な部位も多くのコア抜きを実施しているケースもあり、被害範囲を非破壊で判定する手法が必要である。また、平面的な被害範囲を特定したとしても被害深さを特定できず、打直しが行われる。適切な対応であるが初期凍害は一時的に寒気に晒された部材表層のみ被害が生じているケースがあると考えられ、被害範囲の特定と被害深さを微破壊で簡便に測定する手法があれば、補修範囲を限定することが可能となる。

これまで、凝結・硬化過程に凍結を受けたコンクリートの強度増進性状を確認した結果、空気量 4.5%程度確保されたコンクリートであれば、凝結終結以降に凍結を受け、その後水中養生を行うことで、凍結なし同等まで強度回復すること、終結以降の凍結であれば凍結模様が現れないこと分かったが、実際の施工現場では凍結被害時の凝結・硬化性状は不明である。そのため、初期凍害被害が確認されれば、被害範囲と深さの特定が必要である。

そこで、本章では初期凍害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行った。

5.2 初期凍害範囲測定手法の検討

5.2.1 初期凍害範囲測定に有効性の見込める測定手法の抽出

表 5.2.1 に初期凍害範囲測定として有効性が見込める測定手法を示す。反発度は、初期凍害部と健全部で明らかに値に差が確認されたことから、初期凍害範囲の同定に有効であると報告されている [2)3)]。本検討では、表面に氷晶跡がない被害に対しても反発度による判定の可否を確認するために選定した。

引っかき傷幅は、初期凍害によって明らかな脆弱層が発生している条件では、計測不可能であったと報告されているが [2)]、本実験では氷晶跡が発生していない条件においても健全部と比較可能であるかを確認するために選定した。

表 5.2.1　初期凍害範囲測定として有効性の見込める測定手法

測定項目	測定方法
反発度（既往）	JIS A 1155、JSCE-G504、CTM-16
引っかき傷幅（既往）	日本建築仕上学会式引っかき試験器に記載の試験方法

5.2.2 実験計画

(1) 使用材料および調合

表 5.2.2 に使用材料を示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。混和剤は AE 減水剤（標準形 I 種）を使用した。**表 5.2.3** に調合表を示す。水セメント比は 57%、目標スランプは 18±2.5cm、目標空気量は 4.5±1.0%とした 24-18-20N の実機練りコンクリートを使用した。荷卸し時のコンクリート温度は、10℃、材齢 1 日までの最低気温−3℃であった。

表 5.2.2　使用材料

項目	記号	種類
セメント	C	普通ポルトランドセメント，密度：3.16g/cm^3
水	W	上水道水
細骨材	S1	茨城県神栖市産陸砂 表乾密度：2.59g/cm^3　吸水率：1.14%　F.M.：2.30
	S2	栃木県佐野市産砕砂 表乾密度：2.63g/cm^3　吸水率：1.18%　F.M.：3.30
粗骨材	G	茨城県土浦市産砕石 表乾密度：2.68g/cm^3　実積率：60　最大寸法：20mm
混和剤	Ad	AE 減水剤（標準形 I 種）

表 5.2.3　調合表

W/C (%)	目標空気量 (%)	細骨材率 (%)	粗骨材かさ容積 (m^3/m^3)	単位量（kg/m^3）						フレッシュ試験結果		
				W	C	S1	S2	G	Ad	スランプ (cm)	空気量 (%)	温度 (℃)
57.0	4.5	47.0	0.600	177	311	846	278	372	3.11	18.0	4.5	10

(2) 試験体の養生条件

要因と水準を**表 5.2.4** に示す。N は初期凍害を与えないために、材齢 3 日まで屋内(20℃RH60%)静置の後に屋外へ移動させた条件である。F は、被害を与えるために、つくばにおける冬期の屋外で打ち込み、上面解放のまま静置した条件である。F-D は、下部 160mm を打ち込み、2 時間後に上部 50mm を打ち込み、打重ね不良（コールドジョイント）を再現した。養生方法は全て気中養生とした。

表 5.2.4　試験体の養生条件

記号	環境	養生方法
N	屋内(20℃RH60%)3d→屋外	気中養生
F	屋外(つくば冬期)	
F-D	屋外(つくば冬期、上部 50mm のみ後打ち)	

表 5.2.5 に示すとおりφ100mm×200mm の強度管理および比較用供試体を作成した。養生条件は 20℃水中、20℃封かん、現場水中および現場封かんとした。なお、供試体の試料は全て 1 台のアジテータ車から採取した。

表 5.2.5　管理および比較用供試体

記号	養生条件	測定材齢	試験体サイズ
20W	20℃水中	3,7,28,91 日	φ100mm×200mm
20F	20℃封かん		
OW	現場水中		
OF	現場封かん		

5.2.2　実験方法

(1) 試験体

図 5.2.1 に、床模擬試験体のサイズを示す。床模擬試験体はスラブ等の平版部材を想定し 1000×1000×210mm とした。**写真 5.2.1** に打込み前の状況、**写真 5.2.2** に試験実施状況を示す。コンクリートの打込みは 2 層打ちとし、締固めは棒状バイブレータを使用して屋外で実施した。なお、F-D の打重ね分 50mm は 1 層打ちとし、打重ね不良を再現するため上部 50mm にのみバイブレータを挿入した。強度管理用の供試体はφ100mm×200mm のブリキ製の型枠を使用した。

(2) 測定項目と試験方法

表 5.2.6 に測定項目と試験方法を示す。**表 5.2.7** に各種試験の測定材齢を示す。フレッシュ試験は出荷後 30 分の荷卸し時に実施し、凝結時間試験は屋内および屋外において実施した。コンクリート温度は、深さ 10mm、30mm、50mm、100mm において測定した。

初期凍害範囲に関する測定項目は、反発度および、引っかき傷幅とした。反発度の測定は JIS A 1155（コンクリートの反発度測定方法）に準拠した。リバウンドハンマーは、シルバーシュミット PCL を使用して反発度を、材齢 3、7、28、91 日に測定した。**図 5.2.1** に各種試験実施位置を示す。1 か所の測定は、互いに 25～50mm の間隔を持った 9 点を測定面に垂直に打撃した。明らかな異常と認められる場合および平均値から 20%以上離れた値があればこれを捨て、これに替わる測定値を補った。引っかき傷幅は日本建築仕上学会式引っかき試験器を使用して測定した。引っかき試験は所定の材齢で、平板試験体の表面を日本建築仕上学会認定の引っかき試験器を使用して、長さ 10cm を速さ 2cm/sec で引っかき、その引っかき傷の幅を、クラックスケールを用いて測定した。なお、引っかき傷幅は 3 本の平均値で評価した。

図 5.2.2 に、削孔時消費電力測定概要図を示す。**写真 5.2.3** にコア削孔状況、**写真 5.2.4** に削孔時消費電力変化測定状況を示す。削孔時消費電力は、コアドリルによる削孔時の消費電力を測定した。ビット径の違いによる影響を確認するために外径 27、32、65、80、106mm（内径：20.6、25.6、58.6、73.6、99.6mm）、刃厚 3.2mm のコアビットを使用して削孔時の消費電力を測定した。コアドリル（Hakken SPF-181C$_2$）には使用電源 100V、定格電流 15A、最大出力 2100W、無負荷回転速度 1250rpm の標準仕様のコアドリルを使用した。コアドリルには自動送り装置（Hakken EAHAC-80A、使用電源 100V、出力軸トルク 26.8N・m）を取り付け、ドリル負荷設定値は 12A を基本とし、一部の条件で 9A、15A として比較を行った。削孔速度は 1.5cm/min 程度とした。

消費電力は電力計（HIOKI PW3335）、クランプセンサ（HIOKI CY6841-05）を**図 5.2.2** のとおり接続し、データロガー（HIOKI　LR8450）によって、消費電力と削孔深さのデータを収集し、PC にリアルタイムにデータ表示とデータ保存を行った。

濡れ色境界は、コア試験体を水に 60 分間浸漬し、恒湿恒温室（20℃RH60%）に静置し、30 分間隔で表面の観察と濡れ色残存深さが最大となる位置をノギスで測定した。

コアの圧縮強度試験の試験体は、材齢 91 日に、JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法）に準拠して各種 3 本採取し、粗骨材最大寸法 20mm の 3 倍となるφ60mm とし、試験体高さは 120mm となるように上下を均等に切断したコアによって圧縮強度を測定した。

表 5.2.6　測定項目と試験方法

測定項目		試験方法
フレッシュ コンクリート	スランプ	JIS A 1101
	空気量	JIS A 1128
	凝結時間	JIS A 1147 全自動式：屋外　油圧式：屋内
	コンクリート温度	JIS A 1156
TP(φ100mm×200mm)	圧縮強度	JIS A 1108
初期凍害範囲測定	目視	凍結模様の有無
	表面強度（反発度）	JIS A 1155（コンクリートの反発度の測定方法）
	表面強度（引っかき傷幅）	日本建築仕上学会式引っかき試験器
初期凍害深さ測定	削孔時消費電力	コア削孔時消費電力測定（新規）
	濡れ色境界	経時変化；デジタルカメラ 深さ測定：ノギス
圧縮強度	コア圧縮強度	JIS A 1107

表 5.2.7　各種試験の測定材齢

測定項目		測定材齢			
		3	7	28	91
TP(φ100mm×200mm)	圧縮強度	●	●	●	●
初期凍害範囲測定	表面強度（反発度）	●	●	●	●
	表面強度（引っかき傷幅）	●	●	●	●
初期凍害深さ測定	削孔時消費電力（コアドリル）				●
	濡れ色境界				●
圧縮強度	コア圧縮強度				●

写真 5.2.1　試験体打込み前

写真 5.2.2　試験実施状況

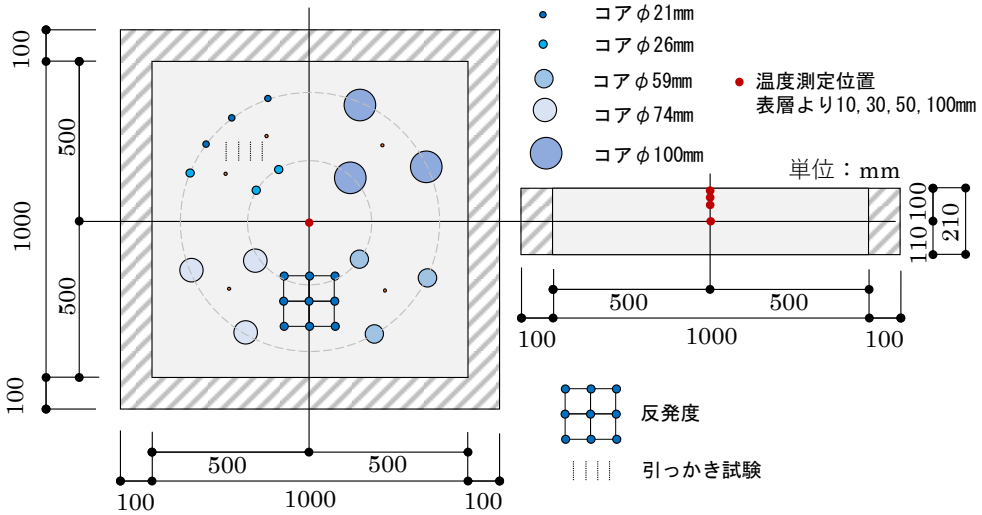


図 5.2.1　床模擬試験体

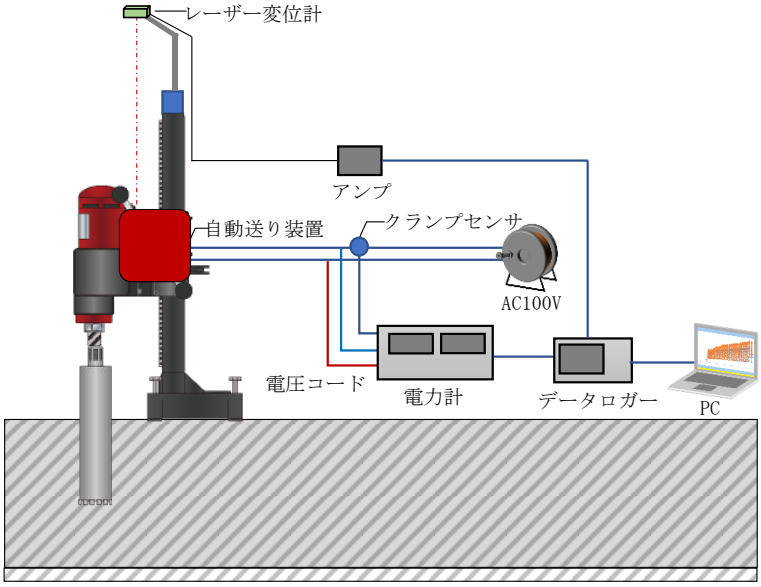


図 5.2.2　削孔時消費電力測定装置の概要図

写真 5.2.3　コア削孔状況

写真 5.2.4　削孔時消費電力測定状況

5.2.3　実験結果および考察

(1) 凝結時間試験結果

図 5.2.3 に凝結時間試験結果を示す。屋外の凝結試験結果は、外気温の低下によって始発時間が 20 時間以上であった。始発から終結までの時間も大きくなり、終結時間は打込み翌日であった。

しかし、凝結時間試験は、JIS A 1147（コンクリートの凝結時間試験方法）に準じて、内径 150mm、内高 150mm の金属製の円筒形容器を使用して測定した結果であり、実際の試験体（1000×1000×210mm）よりも熱容量が小さいことから、凝結試験の結果は試験体とは異なるものと考える。

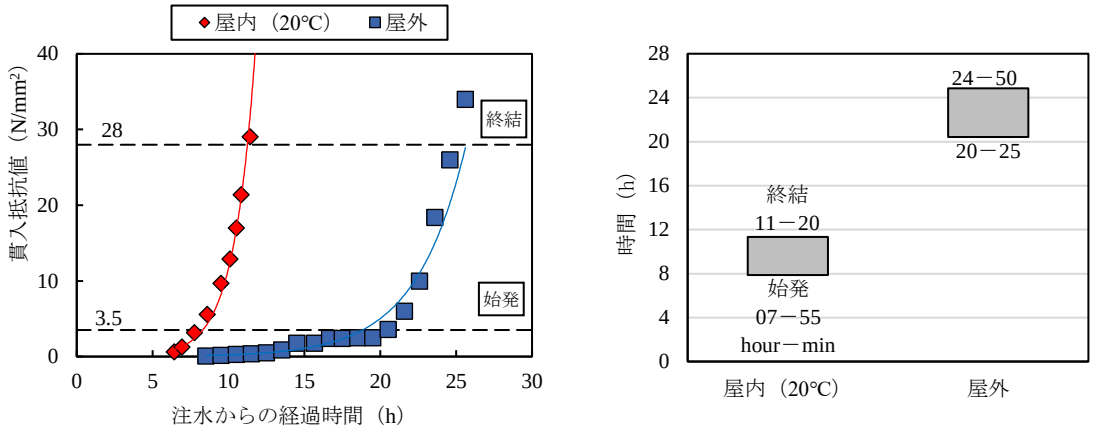


図 5.2.3　凝結時間試験結果

(2) 温度測定結果および目視観察結果

図 5.2.4、**図 5.2.5** に温度測定結果を示す。外気温は打込み日に−3℃まで冷え込んでおり、翌日も最低気温−3℃となっている。屋外の試験体表面 1cm 以深の温度は最低でも 3℃以上であり、温度測定の記録から表層 1cm 以深は初期凍害が発生していないと考えられる。なお、試験体表面の目視観察を行い、凍結模様は確認されなかった。

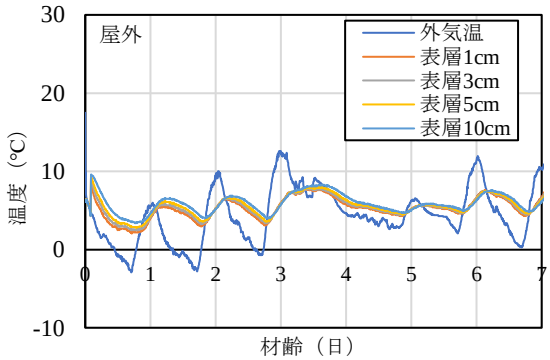


図 5.2.4　温度測定結果（材齢 7 日まで）

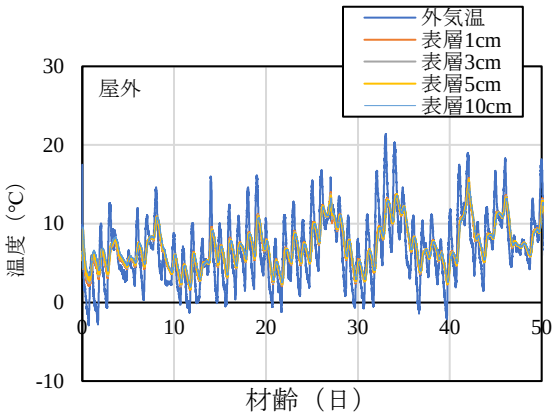


図 5.2.5　温度測定結果（材齢 48 日まで）

(3) 圧縮強度試験結果

図 5.2.6 に強度管理用供試体の圧縮強度試験結果を示す。強度管理用供試体（φ100mm）は、屋外封かん養生の条件（OS）においても強度増進の停滞は発生していない結果であった。

図 5.2.7 に材齢 91 日におけるコア強度試験結果を示す。コア試験体はφ60mm を使用し、高さ 120mm となるように上下を均等に切断し、表層の影響は受けていない結果であり、N、F ともに同等のコア強度であった。コアは上下 45mm を切断しており、上部より 45mm 以深は被害を受けていないことが分かる。

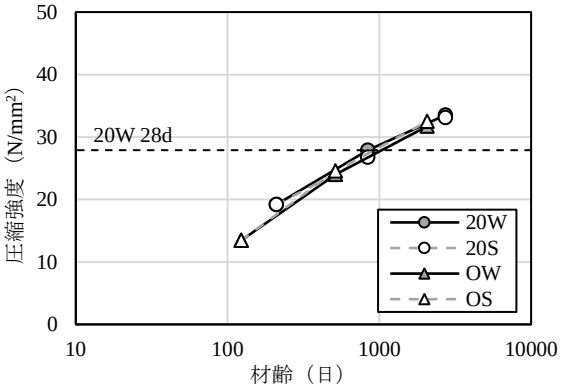


図 5.2.6　強度管理用供試体の圧縮強度試験結果

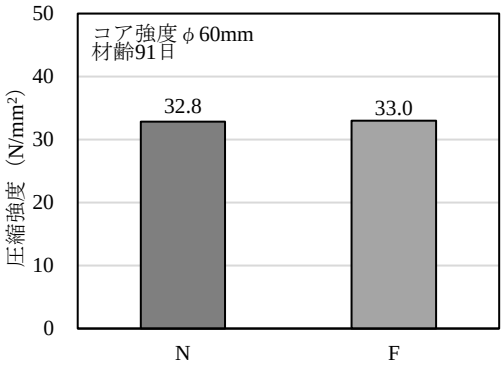


図 5.2.7　材齢 91 日におけるコア強度試験結果

(4) 反発度試験結果

図 5.2.8 に反発度試験結果を示す。N は材齢 3 日まで 20℃R.H.60%の環境で 5N/mm² を確保し、その後屋外静置した初期凍害を与えていない条件である。表面に初期凍害の凍結模様は発生していない条件においても、材齢 7 日以降で反発度試験によって初期凍害被害の疑いのある範囲の推定が可能と考えられる。被害判定は、健全部より反発度が低い範囲は被害の可能性があると判断すべきと考える。なお。測定誤差要因として、測定面の含水状態の影響を受ける可能性が推測される。測定面の含水状態は標準偏差 2.32N/mm² とされており [13]、健全部より推定強度が 2.3N/mm² 以上低い範囲とする等、測定面の状況を考慮して設定すべきと考える。

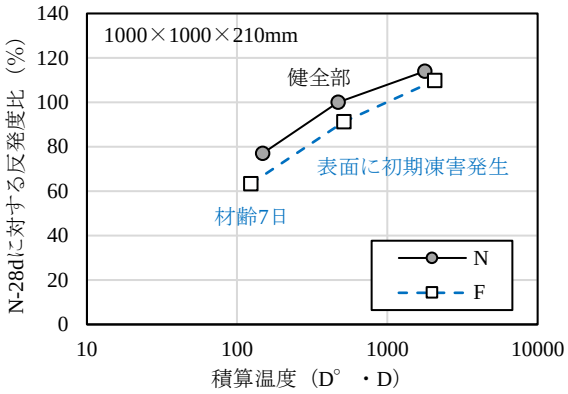


図 5.2.8　反発度試験結果

(5) 引っかき試験結果

図 5.2.9 に引っかき試験結果を示す。日本建築仕上学会式引っかき試験器の判定方法では、加圧力 0.5kg では傷幅 0.4mm 以内、加圧力 1.0kg では傷幅 0.6mm 以内が健全と判断される。反発度同様に、表面に初期凍害の凍結模様は発生していない条件においても、材齢 7 日以降で引っかき傷幅が健全部より大きい結果となったため、初期凍害被害の疑いのある範囲の推定が可能と考える。加圧力については、対象のコンクリートが脆弱であれば 0.5kg で比較するべきと考える。被害の判定は健全部より傷幅が大きいまたは、引っかき試験器の判定値を傷幅の上限とすることで、健全部が無い条件にも使用できると考える。

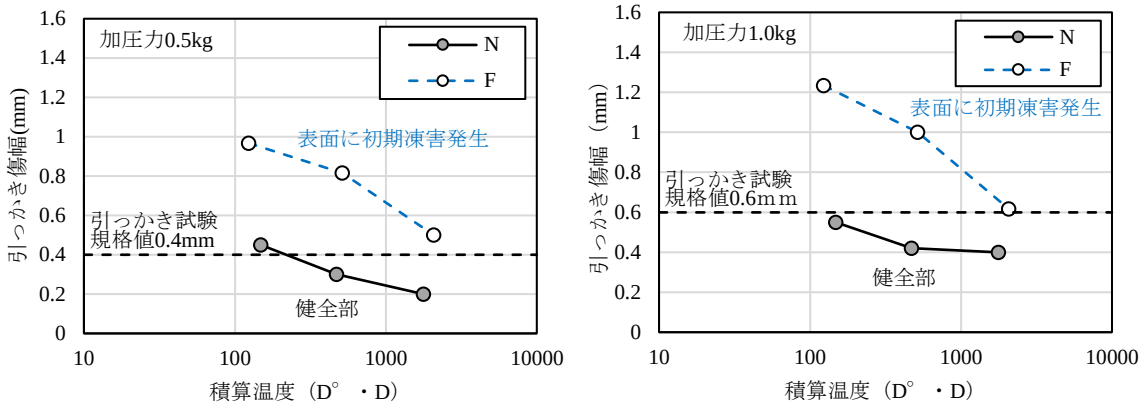


図 5.2.9　引っかき試験結果

(6) 削孔抵抗試験結果

図 5.2.10 にコアドリルの径が削孔時消費電力変化に及ぼす影響を示す。コアドリルの径の違いが削孔時の消費電力変化に及ぼす影響は小さい結果であった。しかし、ドリル負荷設定値が 12A での検討であり、負荷設定値が大きい場合はビット径による違いが、発生する可能性がある。そのため、健全部との比較では、同一のコアビットを使用し、同一の負荷設定値（押付け力）で比較するべきと考える。

図 5.2.11 にドリル負荷の違いが消費電力変化に及ぼす影響を示す。ドリル負荷設定値が大きいほど、消費電力が大きい結果であり、対象のコンクリート強度に応じて、削孔速度を 1.5cm/min 程度となる範囲で大きい押付け力で削孔することで、消費電力の変化を明確に確認できると考える。

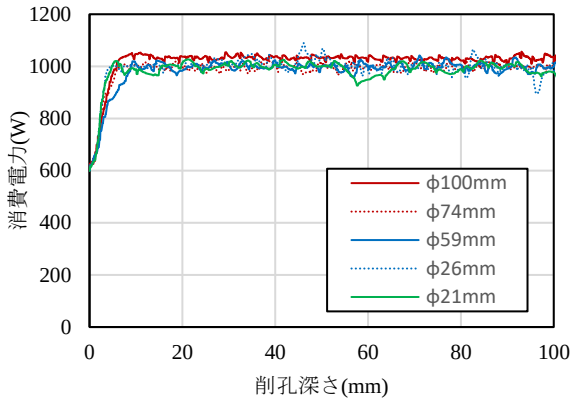


図 5.2.10　コアドリルの径が削孔時消費電力変化に及ぼす影響

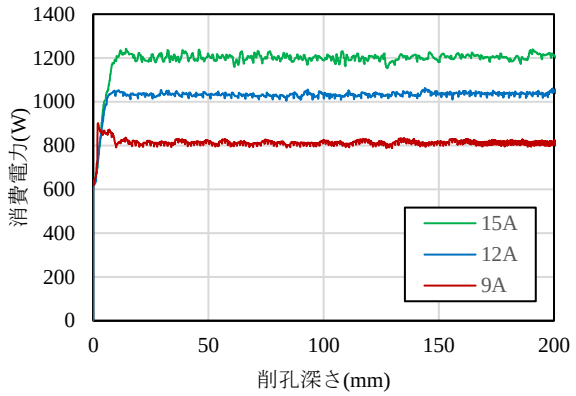


図 5.2.11　負荷設定値が削孔時消費電力変化に及ぼす影響

図 5.2.12 に、模擬欠陥が削孔時消費電力変化に及ぼす影響を示す。本試験体 F-D は、下部 160mm 打ち込み、2 時間後に上部 50mm を打ち込み、打重ね不良（コールドジョイント）を再現したものであり、同一の試験体で 4 回削孔した結果を示す。削孔深さ 50mm で消費電力が低い結果となった。したがって、削孔時の消費電力変化は、水平ひび割れやコールドジョイント発生深さ、欠陥の有無の確認にも活用できると考える。

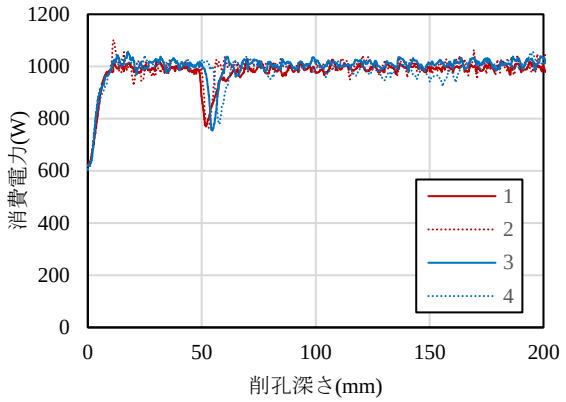


図 5.2.12　模擬欠陥が削孔時消費電力変化に及ぼす影響

図 5.2.13 に、表層のみ被害を受けた F と健全部 N の消費電力変化を示す。F は表層 10mm において消費電力がわずかに低く推移しているが、明確な違いは確認されなかった。

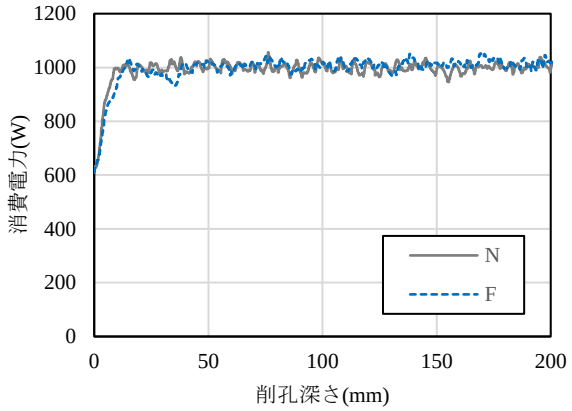


図 5.2.13　表層に被害受けた条件と健全部の消費電力変化

(7) 濡れ色経時変化観察結果

図 5.2.14 に濡れ色の経時変化観察結果を示す。濡れ色が残存する試験体は無かった。温度記録からも、試験体表面 1cm 以深の温度は最低でも 3℃以上確保されており、コアドリル削孔時の消費電力変化からも明瞭な違いが無いことから、被害は表面のみに発生したものと考えられる。

種類	0 分	30 分	60 分	90 分
N				
F				
F-D				

図 5.2.14　濡れ色経時変化観察結果

5.2.4 初期凍害範囲測定における各種試験の有効性

本実験は、外気温は氷点下になったものの、コンクリート温度は深さ 1cm において 3℃以上確保しており、深さ方向の被害はなく、表面のみ被害を受けたケースである。**表 5.2.8** に表面のみの被害に対する各種試験の有効性を示す。反発度は、表面のみの被害に対しても、材齢 7 日以降で低い結果を示しており、被害範囲の調査に有効である。引っかき試験についても、被害を受けた条件では引っかき傷幅が大きい結果となり、表面のみの被害を受けている範囲の特定に有効な試験であると考える。

初期凍害深さ方向には被害を受けていないことの確認には、深さ方向のコンクリート温度記録が参考情報になり、小径コアの濡れ色境界が無いことも参考情報として活用できると考える。

表 5.2.8 初期凍害範囲測定における各種試験の有効性

対象	測定項目	有効性	測定時期、判断基準案
初期凍害範囲測定	目視	被害範囲の特定に有効	測定時期：即時 判断基準：凍結模様の有無 凍結模様は終結前に凍結しており、湿潤養生による強度回復の見込みはない。
	反発度	被害範囲の特定に有効	測定時期：材齢 7 日、125° D・D 以降、または圧縮強度 10N/mm^2 以上 判断基準：反発度が健全部未満は被害範囲と推定
	引っかき傷幅	表面のみの被害範囲の特定に有効	測定時期：材齢 7 日 125° D・D 以降 被害あり：傷幅が健全部より大きい、傷幅 0.4mm（加圧力 0.5kg）または傷幅 0.6mm（加圧力 1.0kg）を超える
初期凍害深さ測定	コンクリート温度	5℃以上を確保し、深さ方向に被害を受けていないことの根拠データ 5℃以下であれば被害深さの目安	測定時期：打込み後から養生期間中 判断基準：5℃未満は強度増進の遅れが懸念される。91 日のコア強度確認または早期に打直し実施。
	濡れ色の経時変化	濡れ色境界が無いことが、深さ方向に被害を受けていないことの参考情報として活用	測定時期：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：目視による濡れ色残存範囲

5.3. 初期凍害深さ測定手法の検討

5.3.1 初期凍害深さ測定に有効性が見込める測定手法の抽出

表 5.3.1 に初期凍害深さ測定に有効性が見込める測定手法を示す。既往の研究において、濡れ色残存深さ[4]および超音波伝播速度による方法[5]が初期凍害深さの測定に有効であることが報告されている。また、初期凍害を受けたモルタルの内部損傷観察として、円柱試験体を上下中央部で切断し、3 分割した後、蛍光染料で着色した低粘度エポキシを含浸させ、断面を研磨し、乾燥させ、紫外線ランプを照射し､顕微鏡で観察することで被害の可視化が可能であることが報告されている[6]。

本研究では新規に、コアドリルおよび振動ドリル削孔の時消費電力変化、ドリル削孔跡の工業用内視鏡による孔壁観察による初期凍害深さ測定の有効性を検討する。

表 5.3.1　初期凍害深さ測定に有効性が見込める測定手法

測定項目	測定方法
削孔時消費電力変化（新規）	振動ドリル削孔時消費電力 コアドリル削孔時消費電力
孔壁観察（新規）	ドリル削孔跡の工業用内視鏡による観察
濡れ色残存深さ（既往）[4]	湿潤させたコア供試体の乾燥過程の経時変化観察
超音波伝播速度（既往）[5]	透過法　コア供試体深さ方向の超音波伝播側速度測定
切断面ひび割れ発生深さ（既往）[6]	コア供試体深さ方向の切断面への蛍光塗料による観察

5.3.2　実験計画

（1）使用材料および調合

表 5.3.2、に使用材料を示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。混和剤は AE 減水剤（標準形 I 種）を使用した。**表 5.3.3** に調合を示す。コンクリートは、24-18-20-N の実機練りコンクリートを使用した。目標スランプは 18.0cm、許容範囲は±2.5cm とし、目標空気量は 4.5%、許容範囲は±1.0%とした。荷卸し時のコンクリート温度は、10℃、材齢 1 日までの最低気温は−6℃であった。

表 5.3.2　使用材料

項目	記号	種類
セメント	C	普通ポルトランドセメント，密度：3.16g/cm^3
水	W	上水道水
細骨材	S1	茨城県神栖市産陸砂 表乾密度：2.59g/cm^3　吸水率：1.20%　F.M.：2.30
	S2	栃木県佐野市産砕砂 表乾密度：2.63g/cm^3　吸水率：1.23%　F.M.：3.30
粗骨材	G	茨城県土浦市産砕石 表乾密度：2.68g/cm^3　実積率：60
混和剤	Ad	AE 減水剤（標準形 I 種）

表 5.3.3　調合表

W/C (%)	目標空気量 (%)	細骨材率 (%)	粗骨材かさ容積 (m^3/m^3)	単位量（kg/m^3）						フレッシュ試験結果		
				W	C	S1	S2	G	Ad	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (℃)
57.0	4.5	47.0	0.600	177	311	578	253	965	3.11	18.0	4.5	10

(2) 要因と水準

実験要因と水準を**表 5.3.4** に示す。実験要因の環境は 20℃RH60%の屋内、冬期における上屋を設けた屋外と終結時に−20℃で凍結後屋外の 3 水準とした。凍結は可変温湿度装置で−20℃を 12 時間の凍結を与え、その後、屋外に静置の条件とした。風については表層のプラスチック収縮ひび割れの原因となる乾燥を促す風の影響を確認するために、自然風または送風機による強制風を打込み後から材齢 1 日まで与えた条件を含め 3 水準とした。養生条件については、気中養生および材齢 1 日以降に湿潤養生シートによる湿潤養生を行う 2 水準とし、養生期間は 7、28、91 日とした。湿潤養生シートは、コンクリートの鉛直面にも接着して使用可能であるものを使用した。

表 5.3.4　要因と水準

要因	W/C	環境	風	養生条件	養生期間(日)
水準	55	屋内 屋外 終結時-20℃12h→屋外	なし（屋内） あり（屋内、送風機） なし（屋外） あり（屋外、送風機）	気中養生 湿潤養生	7 28 91

(3) 実験の組合せ

実験の組合せを**表 5.3.5** に示す。組合せは全 16 種類である。打込み日用実の屋外の平均風速は 0.1m/s とほぼ無風であった。風ありの条件は、送風機によって試験体表面で風速 3m/s の風を打込み後から材齢 1 日まで与えた。養生期間経過後は 20℃RH60%の気中養生とした。

表 5.3.5　実験の組合せ（16 種類）

No.	試験体記号	W/C	環境	風	養生方法	養生期間(日)
1	I-W7d	55	屋内 (20℃RH60%)	なし	湿潤養生シート	7
2	I-W28d					28
3	I-W91d					91
4	I-A7d				養生なし	7
5	Iw-A7d			風速 3m/s		7
6	I-A28d			なし		28
7	I-A91d					91
8	O-W7d		屋外 (つくば冬期)	なし (自然風 平均 0.1m/s)	湿潤養生シート	7
9	O-W28d					28
10	O-W91d					91
11	O-A7d				養生なし	7
12	Ow-A7d			風速 3m/s		7
13	O-A28d			なし (自然風 平均 0.1m/s)		28
14	O-A91d					91
15	Ffin-W91d		終結時 −20℃12h→屋外	なし	湿潤養生シート	91
16	Ffin-A91d				養生なし	91

5.3.2. 実験方法

(1) 試験体

試験体は屋外環境において初期凍害を誘発させ、リバウンドハンマーによる測定を行うことから、厚さ 100mm とした。北関東では夜間の最低気温-5℃程度の冷え込みであり、表層部数ミリのみの凍結が想定されることと、万能試験機による接着強度試験を行うことから測定面は 300mm×300mm とした。なお、各種試験は試験体外周部 50mm を避けて行うこととした。

コンクリートの打込みは 2 層打ちとし、締固めは棒状バイブレータを使用した。環境が屋外の試験体については打込みについても屋外で実施した。**写真 5.3.1** に試験体の養生状況を示す。

(2) 測定項目と試験方法

表 5.3.6 に測定項目と試験方法を示す。フレッシュ試験は出荷後 30 分の荷卸し時に実施し、凝結時間試験は屋内と屋外において実施した。**図 5.3.1** に各種試験実施位置を示す。コンクリート温度は、深さ 10mm、30mm、50mm において測定した。

反発度試験、引っかき試験、コアドリルによる削孔時消費電力および濡れ色境界の測定方法は、5.2.2 実験方法に示すとおりである。

振動ドリル削孔時消費電力の測定は、小型でコンクリート削孔能力は φ12mm を有する比較的軽量な振動ドリルとして、MAKITA HP1230（電圧:単相交流 100V、電流:4.2A、消費電力:400W、回転数(回転/分):2900、打撃数(回/分):31900、質量:1.4kg）を使用した。一定荷重で削孔するために、ドリルスタンドを使用し、スタンドのスプリングを取り外し、ハンドル部に錘を取り付け、振動ドリルを垂直に一定荷重で削孔させた。振動ドリルの自重を含めると 2.4kg の押付け力とした。ドリルのビットは 6mm、φ10mm を使用した。削孔深さはレーザー距離計によって測定し、消費電力の測定は、5.2.2 実験方法に示すものと同様である。

削孔跡を利用してφ10mm の削孔跡にボンドシリンダーで超低粘度蛍光エポキシ（超低粘度エポキシ（コニシボンド E205）に蛍光液体を混ぜたもの）を注入し、硬化後にφ11mm のドリルビットで削孔し、削孔粉をダストポンプ、綿棒で取り除き、孔壁を工業用内視鏡で観察した。工業用内視鏡（アールエフ先端可動式工業用内視鏡 VJ-ADV）は挿入部外径φ6.9mm、視野角（水平/垂直：72°54°）、観察深度 20mm～、静止画：JPEG フォーマット 640×480pixel の製品を使用した。観察時にはハンディータイプのブラックライトを孔内に照射しながら観察し、小型スケールを挿入し、ひび割れ発生範囲の深さの観察・測定を実施した。

超音波伝播速度の測定は、パンジット PL-200 を使用し、パルス電圧 400V、24kHz トランスジューサー（接触面：φ24mm）を使用して、透過法によってφ60mm×100mm のコア試験体側面を 10mm 間隔で測定した。蛍光粉末によるひび割れ観察は、φ100mm のコア試験体を湿式コンクリート切断機で高さ方向に中央で切断した面を観察面とした。空隙構造の測定は、水銀圧入法によりφ60mm×100mm のコア供試体の表層から 4mm～8mm、24mm～28mm、34mm～38mm、48mm～52mm の範囲より、4×4×4mm の試料を採取して測定した。試料の前処理は 2 章の 2.2.5 試験項目および試験方法に記載したものと同様である。

接着強度の測定は、JIS A 1171 に基づいて実施した。接着強度試験状況を**写真 5.3.2** に示す。材齢 2 週で、各種仕上材の下地調整から露出仕上げまでの幅広い用途で使用される下地調整用プレミ

ックスモルタル（NS ベースモルタル）を 10mm 塗り付けた。所定の材齢で、40×40mm にカッターで試験体に切込みを入れた後、ジグを設置して、万能試験機を用いて接着強度試験を行った。試験回数は、それぞれの要因ごとに 3 回とした。各種試験の実施材齢は**表 5.3.7** に示すとおりである。

表 5.3.6　測定項目と試験方法

測定項目		試験方法
フレッシュ コンクリート	スランプ	JIS A 1101
	空気量	JIS A 1128
	凝結時間	JIS A 1147 全自動式：屋外　油圧式：屋内
	コンクリート温度	JIS A 1156
TP(φ100mm×200mm)	圧縮強度	JIS A 1108
初期凍害範囲測定	表面強度（引っかき傷幅）	日本建築仕上学会式引っかき試験器
	表面強度（反発度）	JIS A 1155
初期凍害深さ測定	削孔時消費電力	コアドリル削孔
		ドリル削孔
	孔壁観察	工業用内視鏡φ6.9mm
	濡れ色境界	コア　→デジタルカメラ
	超音波伝播速度	透過法（コア試験体）
	蛍光粉末によるひび割れ観察	コア試験体
	空隙構造	水銀圧入法
その他	接着強度（PCM）	JIS A 1171 を参考

表 5.3.7　各種試験の測定材齢

測定項目		測定材齢			
		3	7	28	91
TP(φ100mm×200mm)	圧縮強度	●	●	●	●
初期凍害範囲測定	表面強度（反発度）	●	●	●	●
	表面強度（引っかき傷幅）	●	●	●	●
初期凍害深さ測定	削孔時消費電力	–	–	–	●
	濡れ色境界	–	–	–	●
	孔壁観察	–	–	–	●
	濡れ色境界	–	–	–	●
	超音波伝播速度	–	–	–	●
	蛍光粉末によるひび割れ観察	–	–	–	●
その他	PCM の接着強度			●	●
	コア圧縮強度	–	–	–	●

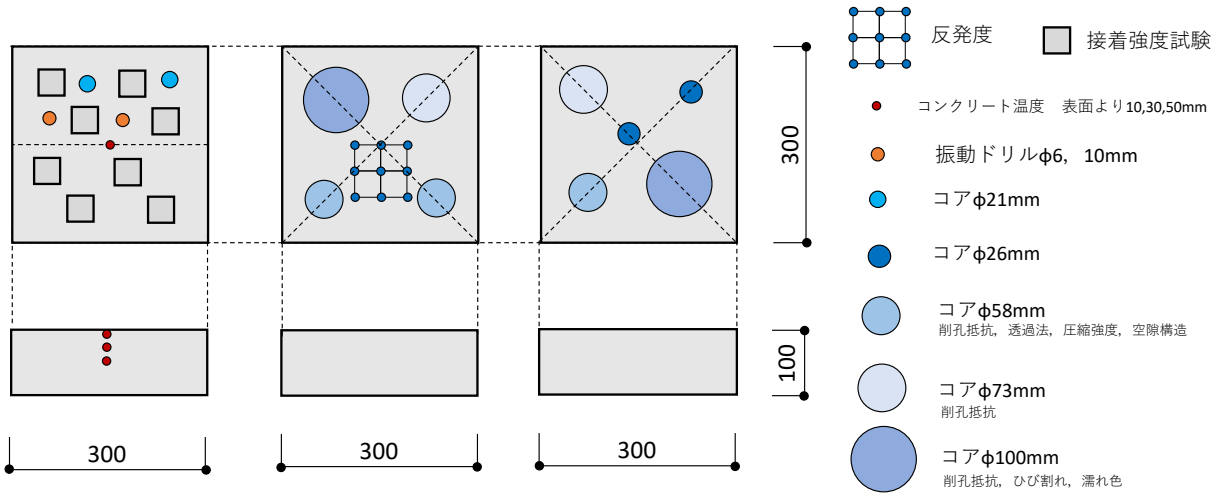


図 5.3.1　各種試験実施位置

写真 5.3.1　試験状況

写真 5.3.2　接着強度試験状況

表 5.3.8 に示すとおり、管理用ならびに比較用供試体として、φ100mm×200mm の円柱供試体も作製した。養生方法は材齢 1 日より現場水中養生、現場封かん養生、現場気中養生、標準水中養生および標準気中養生とした。なお、以上の試験体は全て 1 台のアジテータ車から採取して打込みを行った。

表 5.3.8　圧縮強度試験用供試体の条件

記号	養生条件	測定材齢	試験体 サイズ	試験
20℃-W	20℃水中	3,7,28,56,91 日	φ100mm×200mm	圧縮強度試験
20℃-F	20℃封かん			
On-site-W	現場水中			
On-site-W	現場封かん			
Ffin-W	終結時凍結 →現場水中			
Ffin-F	終結時凍結 →現場封かん			

5.3.3　実験結果および考察

(1) 凝結時間試験結果

図 5.3.2 に凝結時間試験結果を示す。屋外の凝結試験結果は、外気温の低下によって始発時間が 14 時間以上であった。始発から終結までの時間も長くなり、終結時間は打込み翌日であった。

コンクリートの凝結・硬化過程の指標の一つである貫入抵抗値の経時変化は、**図 5.3.3** に示されるように積算温度に支配される。このことは凝結の期間［貫入抵抗値およそ 0.67N/mm² (100psi) が得られるまでの期間］がセメントの水和反応の誘導期に対応し、その期間の長短が温度に支配されていることによる。したがってコンクリート温度が低いほどセメントの水和反応における誘導期は延長され、コンクリートの凝結が遅延されて、それに次ぐ硬化が開始する時期が遅延される。

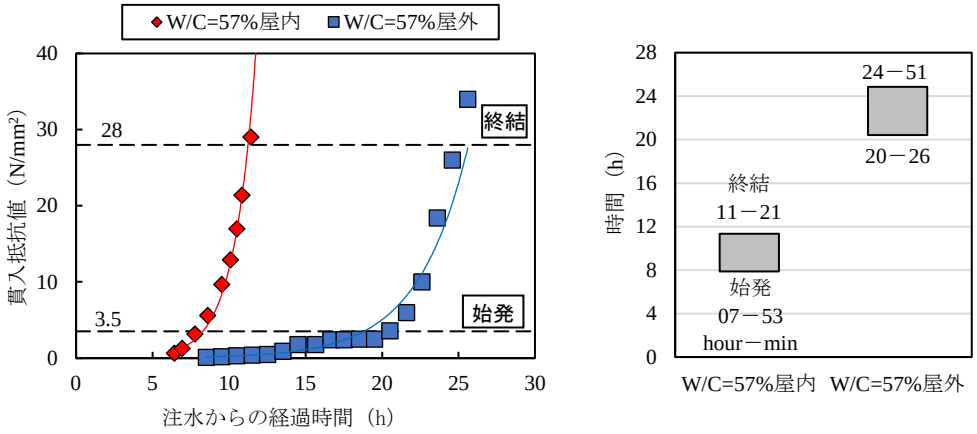


図 5.3.2　凝結時間試験結果

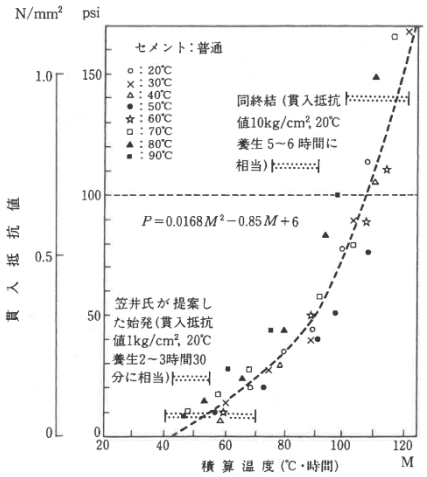


図 5.3.3　積算温度と 0.67N/mm² 以前の貫入抵抗値との関係 [7)]

(2) 温度測定結果

図 5.3.4、**図 5.3.5** に温度測定結果を示す。外気温は打込み日に−5℃まで冷え込んでおり、材齢 3 日、4 日、5 日に氷点下となっている。屋外の試験体表面 1cm の温度は−1 ℃、表層 3cm は−0.5℃、表層 5cm は 0℃であり、表層部において、初期凍害が発生したと考える。終結時凍結しその後屋外の条件は、外気温が凍結後に 3 回氷点下となっており、試験体表面温度は材齢 3 日に氷点下となった。

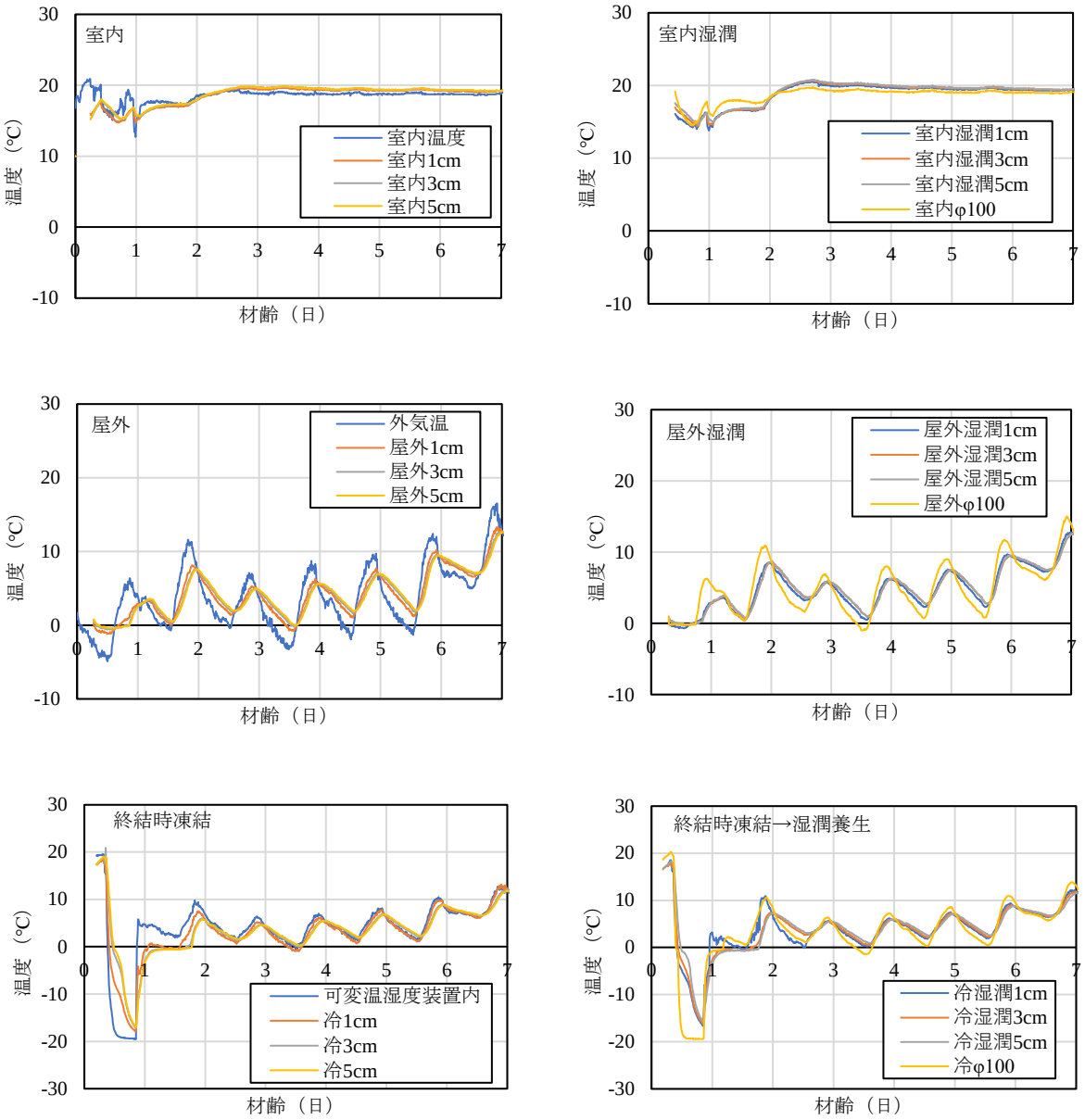


図 5.3.4　温度測定結果（材齢 7 日まで）

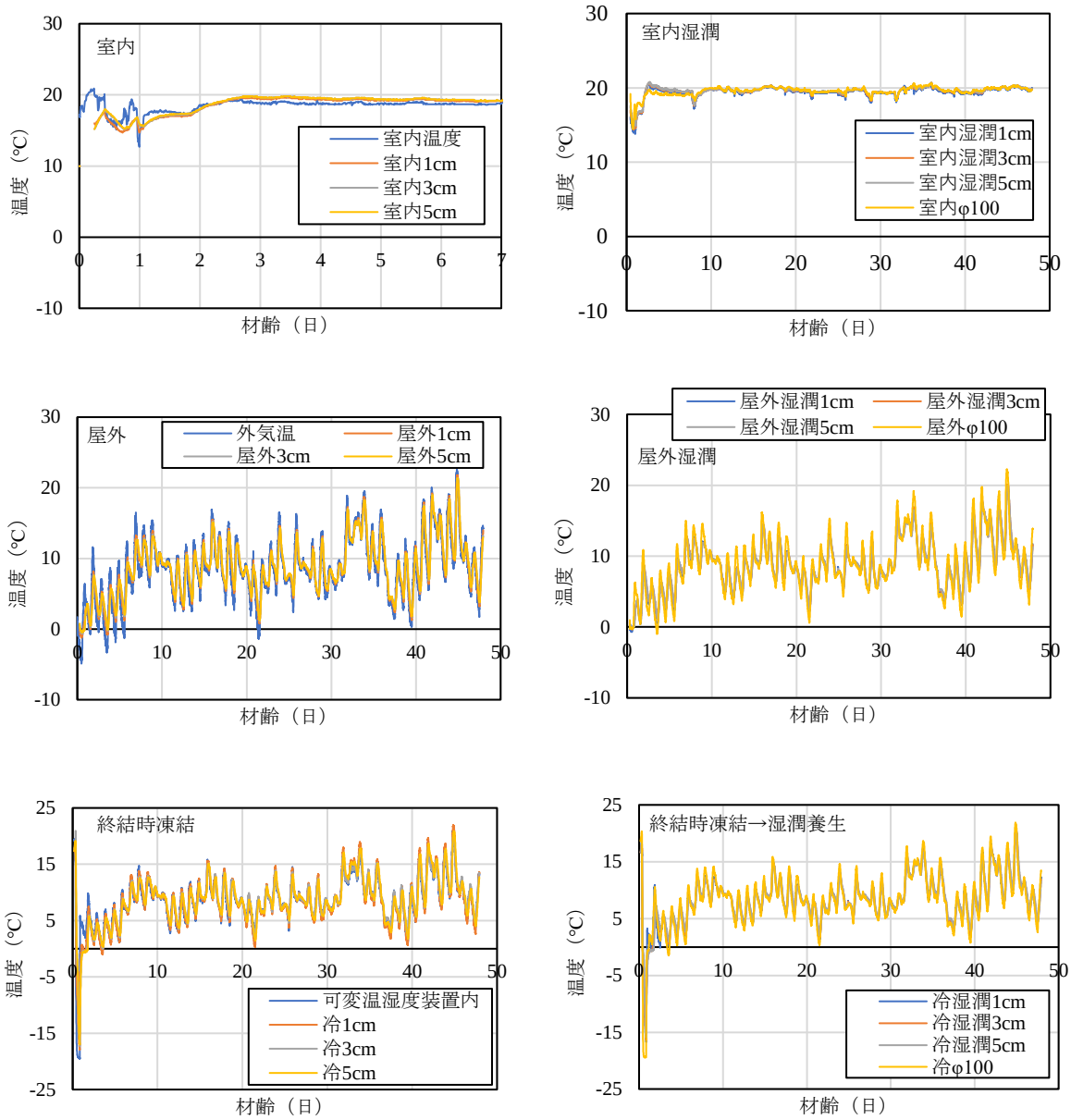


図 5.3.5　温度測定結果（材齢 48 日まで）

(3) 圧縮強度試験結果

図 5.5.6 に強度管理用供試体の圧縮強度試験結果を示す。終結時に凍結を与えた条件（Ffin）は、凍結なしの条件（20℃）より強度がわずかに低いが、同等まで強度増進している。一方、屋外で養生した条件（On-site）は強度増進が停滞しており、初期凍害を受けたと判断される。

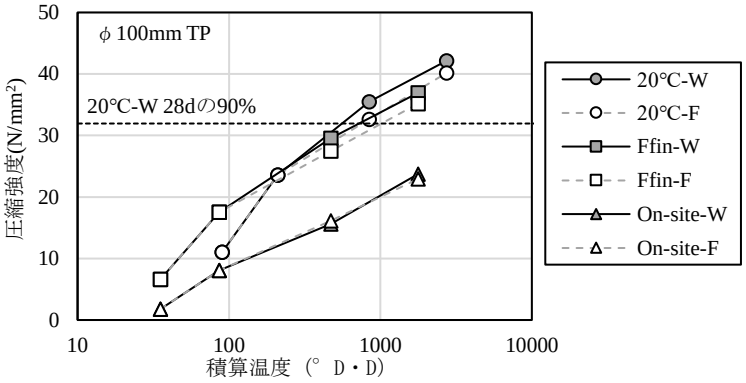


図 5.3.6　圧縮強度試験結果

(4) 反発度試験結果

図 5.3.7 に反発度試験結果を示す。屋外の条件（O）は、明らかに、反発度比が低い結果になった。反発度は**図 5.3.6** の圧縮強度の増進性状同様に推移している。**図 5.3.8** に反発度比と圧縮強度の関係を示す。圧縮強度比と反発度比には相関関係がみられ、反発度によって初期凍害範囲を非破壊で判定する際に有効と考える。

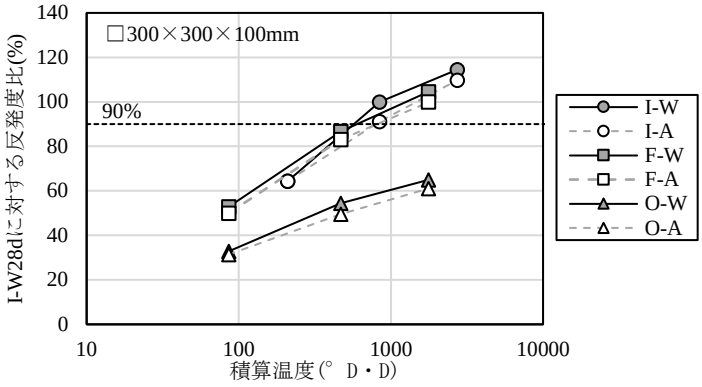


図 5.3.7　反発度試験結果

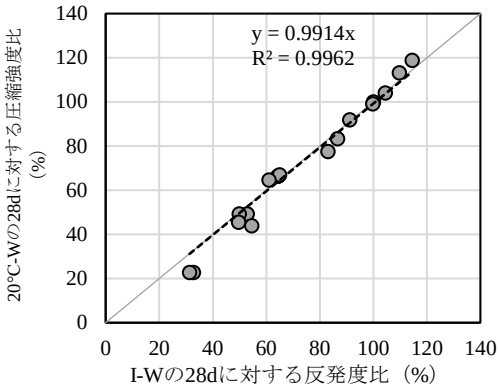


図 5.3.8　反発度比と圧縮強度比の関係

(5) 引っかき試験結果

図 5.3.9 に引っかき試験結果を示す。加圧力の違いによらず、屋外の条件（O）は引っかき傷幅が大きい結果となった。屋外で試験体表面に凍結模様が発生し、初期凍害を受けた O-W は、湿潤養生を行ったとしても、傷幅が大きい結果となった。終結時凍結後に水分供給を行った Ffin-W は、凍結なし（I-W）と同等の傷幅となった。

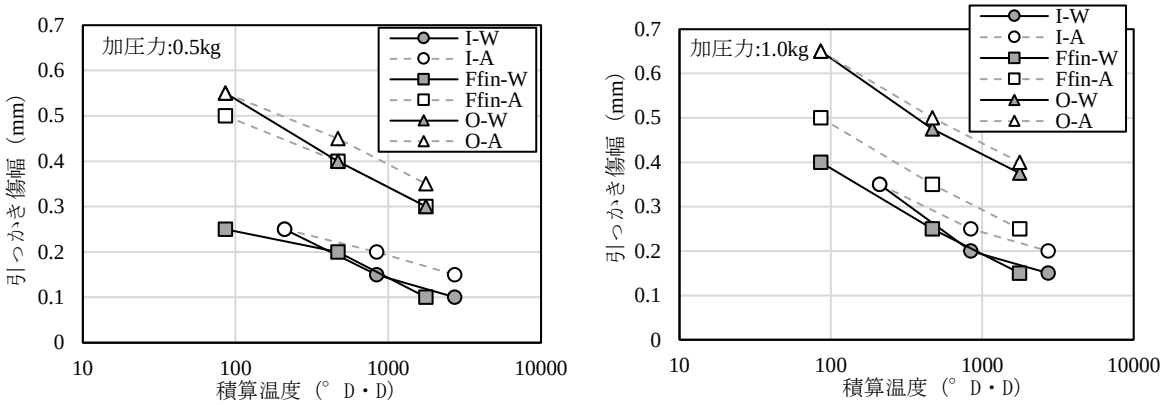


図 5.3.9　引っかき試験結果（左：加圧力 0.5kg、右：加圧力 1.0kg）

(6) 接着強度試験結果

図 5.3.10 に基板コンクリートを屋内（20℃）で養生した接着強度試験結果を示す。コンクリートと断面修復材の接着強度は、日本鉄道施設協会や東日本旅客鉄道が定める規格値では、1.5N/mm² 以上とされている。いずれの条件もカップ掛けを実施することで、接着強度が大きくなり、1.5N/mm² 以上の結果であった。また、基板コンクリートの材齢が大きいほど接着強度が大きい結果であった。

図 5.3.11 に基板コンクリートを屋外で養生した接着強度試験結果を示す。初期凍害の影響を受けており表面から湿潤養生を行っても、接着強度は低い結果であった。

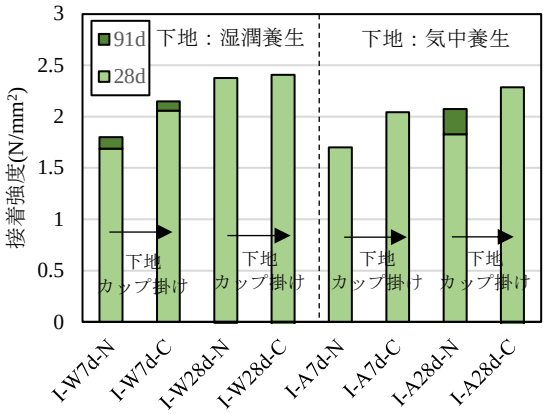


図 5.3.10　屋内（20℃）で養生した接着強度試験結果

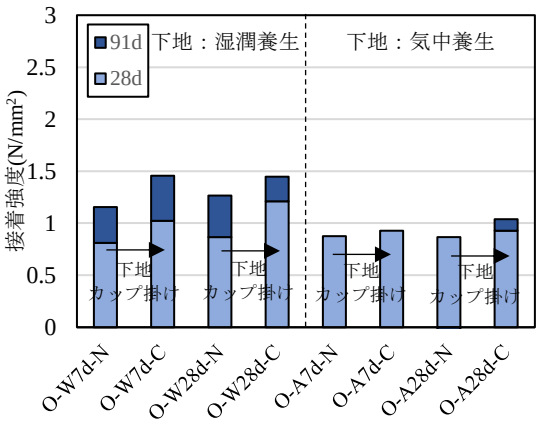


図 5.3.11　屋外で養生した接着強度試験結果

図 5.3.12 に打込み直後の風が接着強度に及ぼす影響を示す。室内で養生した試験体については接着強度への影響は見られない。一方、屋外で風を与えた条件では表面をカップ掛けしていないもの Ow-A7d-N において接着強度が低い結果であった。**図 5.3.13** に材齢と接着強度の関係を示す。いずれもカップ掛けした条件であり、屋外で初期凍害を受けた条件は湿潤養生を実施しても、接着強度は低い傾向となった。

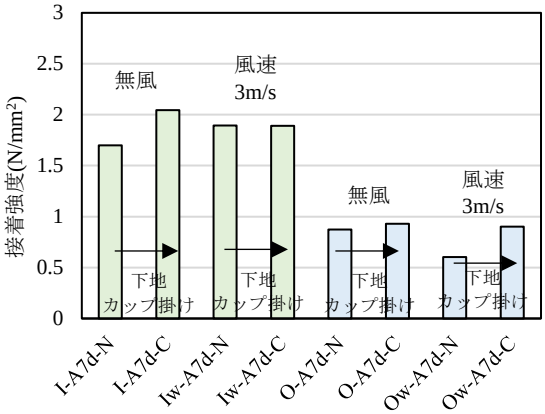


図 5.3.12　打込み直後の風が接着強度に及ぼす影響

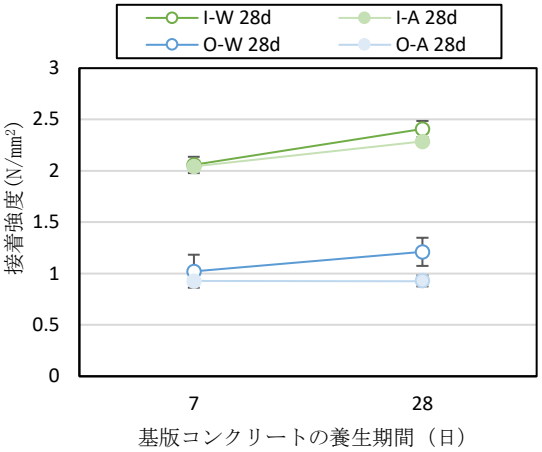


図 5.3.13　材齢と接着強度の関係

(7) 削孔抵抗試験結果

図 5.3.14～図 5.3.17 に、ドリル負荷設定 12A におけるコア径φ74mm、φ59mm、φ26mm、φ21mm の削孔時消費電力変化を示す。屋外で凍結模様が発生し、その後も屋外気中養生とした O-A は 0～30mm において消費電力が低く推移している。終結時に凍結し、その後湿潤養生を行った Ffin-W は、健全部同様の傾向を示した。

コアドリルによる削孔時消費電力変化は、被害深さの推定と深さ方向の健全性確認に有効と考える。測定時期は、コア採取に際し、健全部のコンクリートが十分に硬化して、粗骨材とモルタルとの付着が採取作業によって害を受けなくなった時期に行うこととする。一般に材齢 14 日以降とするか、圧縮強度 15N/mm² 以上に達した後とするのが良い（JIS A 1107（コンクリートからのコア採取方法及び圧縮強度試験方法））とされており、これに準ずるべきと考える。

判断基準は健全部と被害部で消費電力と削孔深さの関係において、健全部より消費電力が低く推移している深さまでは、被害の可能性があると判断すべきである。

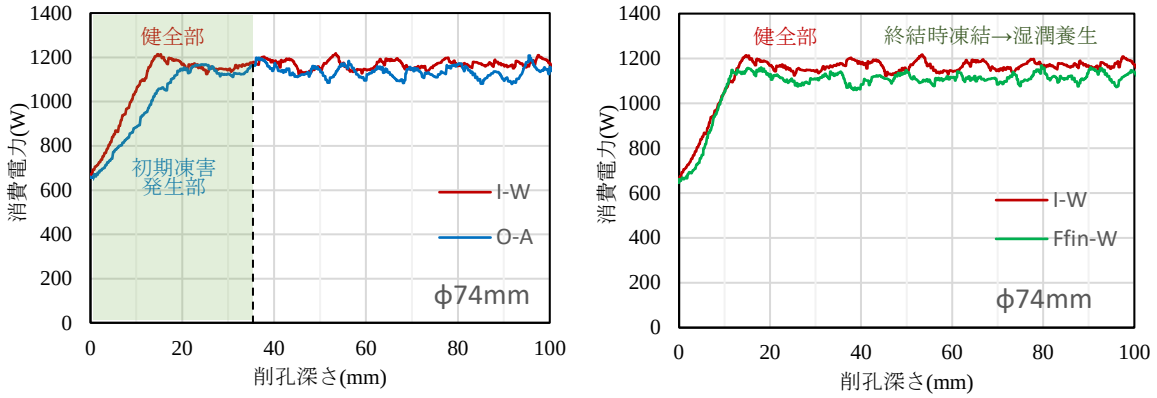


図 5.3.14　φ74mm、ドリル負荷設定 12A における削孔深さと消費電力の関係

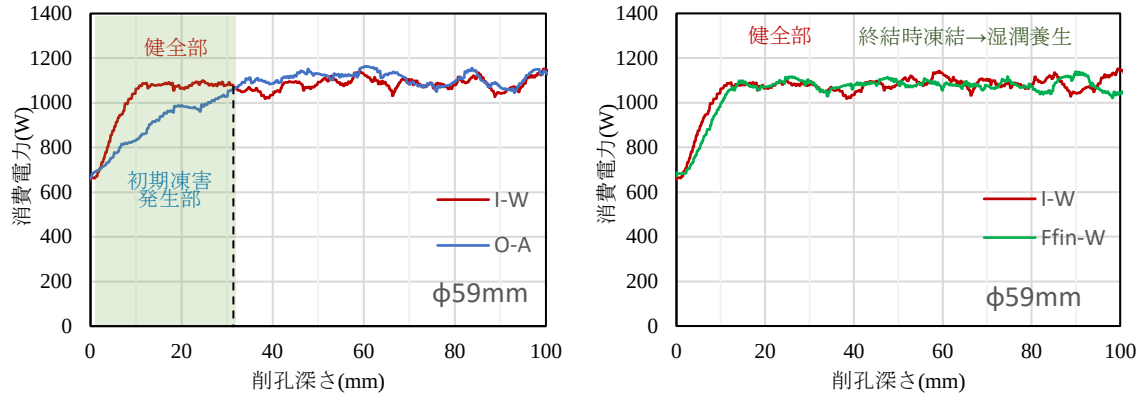


図 5.3.15　φ59mm、ドリル負荷設定 12A における削孔深さと消費電力の関係

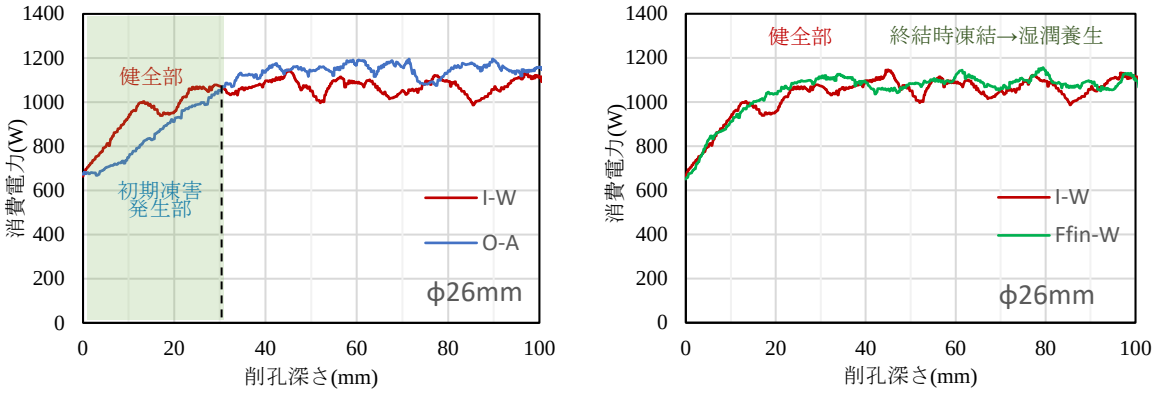


図 5.3.16　ϕ26mm、ドリル負荷設定 12A における削孔深さと消費電力の関係

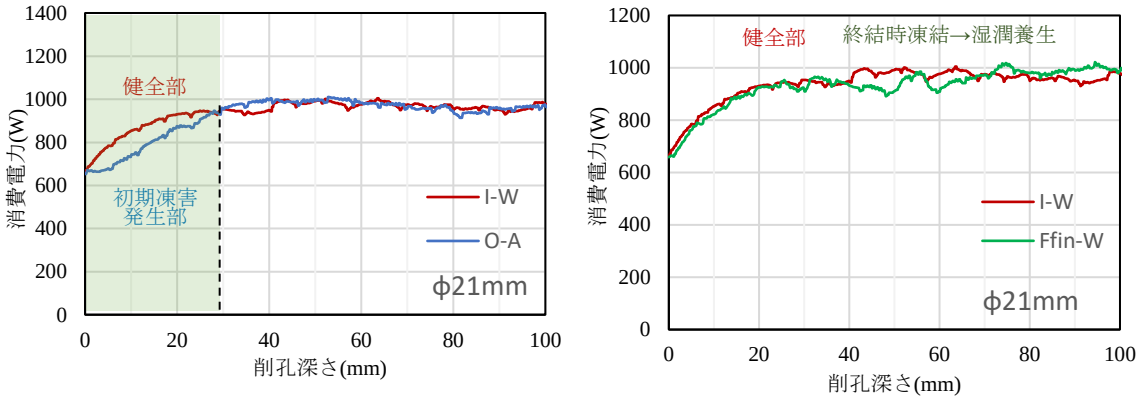


図 5.3.17　ϕ21mm、ドリル負荷設定 12A における削孔深さと消費電力の関係

図 5.3.18 に、コンクリートドリルによる削孔深さと消費電力の関係を示す。コンクリートドリルにおいてもコアドリル削孔時の消費電力変化同様に、O-A の表層 0～22mm の範囲の消費電力が低い結果となった。

コンクリート振動ドリルによって、削孔する際の抵抗については、太田ら [8]と岩城ら [9]のコンクリートの強度推定を目的とした実験がある。太田ら [8]は削孔時の反力と圧縮強度の関係を把握するため、アムスラー試験機に振動ドリルを装着し、削孔速さを 0.55～0.8mm/s と変え、最大回転数 1050 回/min、φ18mm のドリルを用いて削孔した。コンクリートは、W/C=33～80%とし、反力はロードセルにより、ドリルの変位は差動トランスによって測定した。その結果、反力の平均値と圧縮強度の関係は、削孔速さによって異なり、0.00～0.70mm/s の場合に、良い相関関係になったと報告している。

岩城ら [9]は、削孔時の消費電力と圧縮強度の関係を把握する実験を、壁面に直角に削孔する装置を作り実験している。消費電力はドリルの電源コードに電力計を取り付けて測定した。コンクリートは、W/C=78.5%と W/C=39.7%とした。消費電力はコンクリートの強度が大きく、材齢が経過すると大きい。また、消費電力と圧縮強度の関係には、ばらつきはあるが、両者の関係は直線関係になったことを報告している。

本実験では小型の振動ドリルを使用し、ビット径は φ6mm、φ10mm と比較的小さい径で実施した。粗骨材に当たるとドリルの進行速度が遅くなるが、通過すると継続して測定ができた。骨材の影響を考慮し複数回実施し、それぞれの結果から求めた被害深さの最大値を採用して、被害深さの推定値とするべきと考える。

振動ドリル削孔では、圧縮強度試験を実施しないため、被害深さを広範囲にわたって推定する際や、深さ方向に被害が発生していないことを確認する際に有効と考える。測定時期は、コアドリルによる方法と同様に、材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm² 以上に達した後とし、判断基準もコアドリルによる方法と同様に、健全部と削孔深さと消費電力の関係を比較して消費電力が低く推移する深さは被害可能性があると判断するべきと考える。

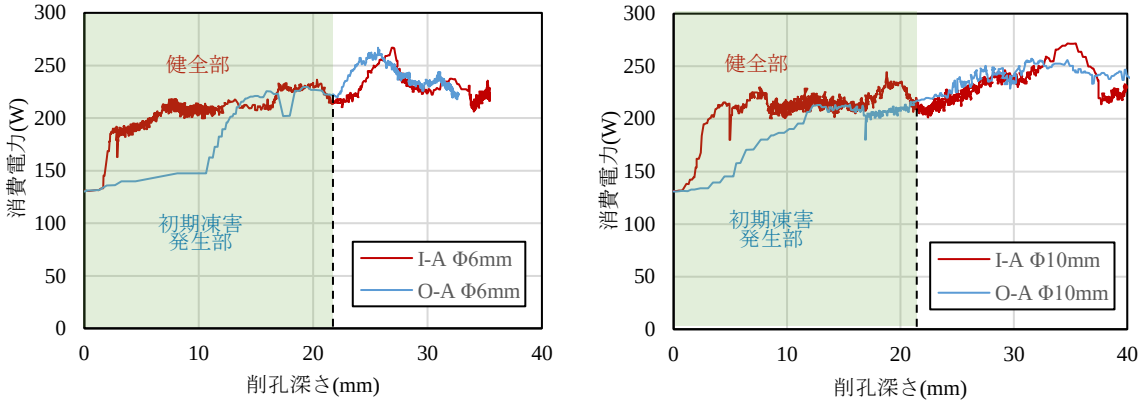


図 5.3.18　コンクリートドリルによる削孔深さと消費電力の関係

図 5.3.19 に、工業用内視鏡によるひび割れ観察結果を示す。削孔径はφ11mm である。写真に見える白い棒は撮影箇所の深さを把握するための小型スケール（φ2mm）である。O-A 深さ 0～30mm の範囲おいて、超低粘度蛍光エポキシ（蛍光液体を溶かしたコニシボンド E205）の発光が確認された。ボンドシリンダーによって注入される超低粘度エポキシ（コニシボンド E205）の適用ひび割れ幅は 0.2mm 以下とされており、深さ 30mm 以深には、0.2mm 程度のひび割れは発生していないと考えられる。

超低粘度蛍光エポキシを使用した、工業用内視鏡とブラックライト併用によるひび割れ観察のため、有効性は内視鏡の解像度、焦点距離に依存するが、微破壊で深さ方向の被害の可視化が可能となる。測定時期は、上記の振動ドリルの測定で削孔した孔を使用して実施するため、材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm² 以上に達した後とする。

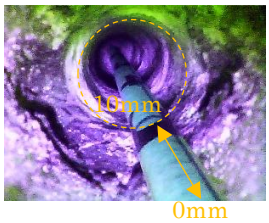
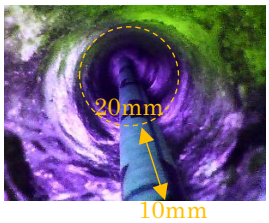
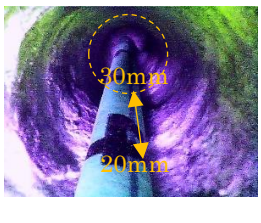
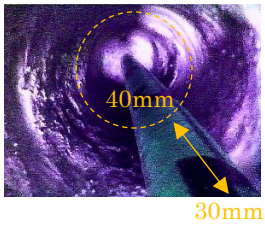
深さ	0～10mm	10～20mm	20～30mm	30～40mm
O-A				

図 5.3.19　工業用内視鏡によるひび割れ観察結果

(9) 濡れ色の経時変化観察

図 5.3.20 に、濡れ色の経時変化観察結果を示す。O-W と O-A において濡れ色が残る結果であった。経時 60 分で濡れ色の残存部が明確になった。O-W は、経時 60 分で上部約 20mm の範囲、O-A は経時 60 分で上部約 30mm の範囲において濡れ色が残存した。濡れ色残存部が無い場合は、深さ方向に被害を受けていないことの参考情報となる。被害深さ測定としても、削孔時消費電力変化測定で採取したコアを洗い、屋内に静置し観察するだけで被害深さの推定が容易である。深さについては、最大値を採用すべきと考える。

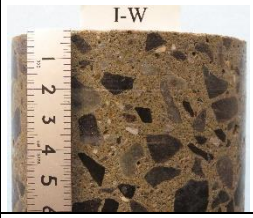
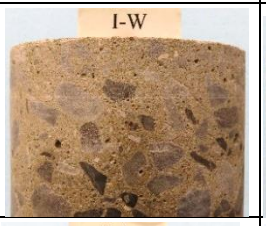
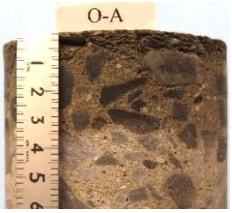
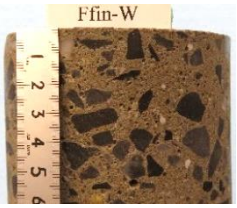
種類	0 分	30 分	60 分	90 分
I-W 91d				
I-A 91d				
O-W 91d				
O-A 91d				
Ffin-W 91d				
Ffin-A 91d				

図 5.3.20　濡れ色の経時変化観察結果

(10) 超音波伝播速度測定結果（透過法）

図 5.3.21 に、超音波伝播速度（透過法）測定結果を示す。O-A、O-W の上部約 30mm の範囲において、超音波伝播時間が大きい結果となった。以深については、凍結なし同等の値で推移した。

本試験に用いる試験体は、コアドリルによる削孔時消費電力変化測定時に採取したコアと同一で、濡れ色残存深さを測定した後に、試験体が乾いた状態で、超音波伝播速度を測定するため、同一の試験体で複数の試験を実施することができ、被害深さ測定の参考データに有効である。測定材齢は、コア採取以降となるため、材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後とする。

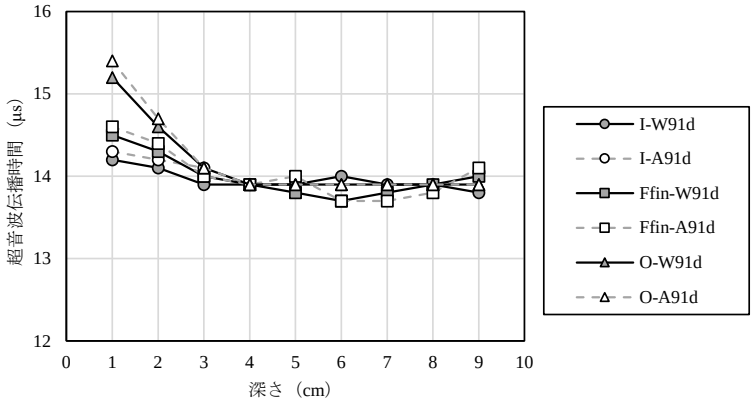


図 5.3.21　超音波伝播時間と測定位置の関係

(11)コア試験体切断面観察結果

図 5.3.22 にコア試験体（φ100mm）の蛍光粉末によるひび割れ観察結果を示す。屋外で表面に凍結模様が発生した O-W、O-A において、表層から 20mm から 30mm の範囲にひび割れが発生していることが確認できる。このひび割れが、削孔時の消費電力が低く推移した範囲とおおよそ一致する結果となった。

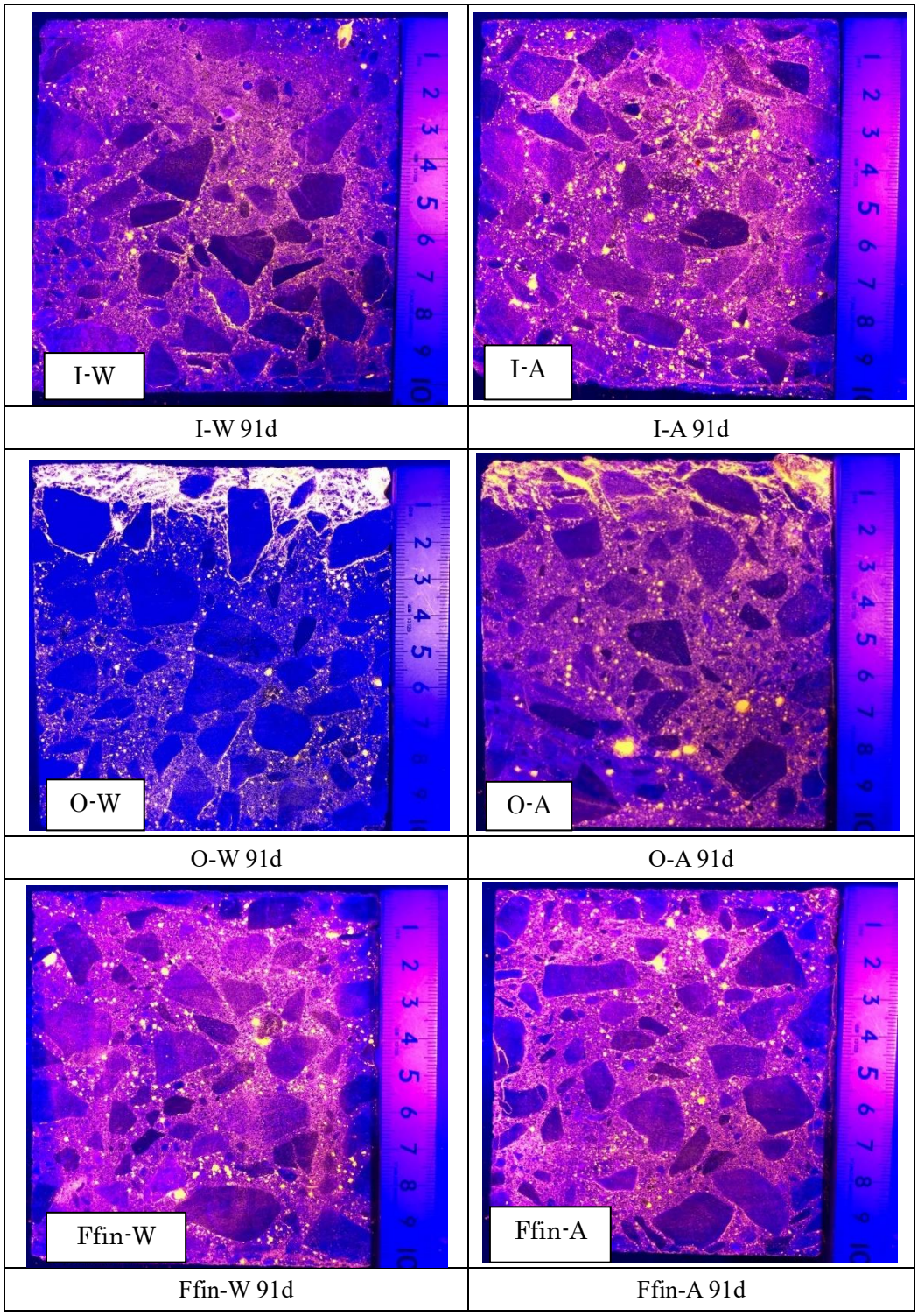


図 5.3.22　蛍光粉末によるひび割れ観察結果

(11)細孔構造測定結果

図 5.3.23 に細孔径と累積細孔量の関係を示す。O-W、O-A において深さ 4mm−8mm の累積細孔量が大きいが、34mm 以深の累積細孔量は被害を受けていない深さ 48mm−52mm と同程度となった。**図 5.3.24** に細孔径と微分細孔量の関係を示す。初期凍害被害を受けていた O-A、O-W は粗大な径に細孔量が多くなっている。深さは 4mm−8mm の結果では細孔の粗大化が確認でき、34mm 以深では空隙構造の粗大化は確認されなかった。したがって、濡れ色残存深さと細孔が粗大化している深さは対応する結果であった。

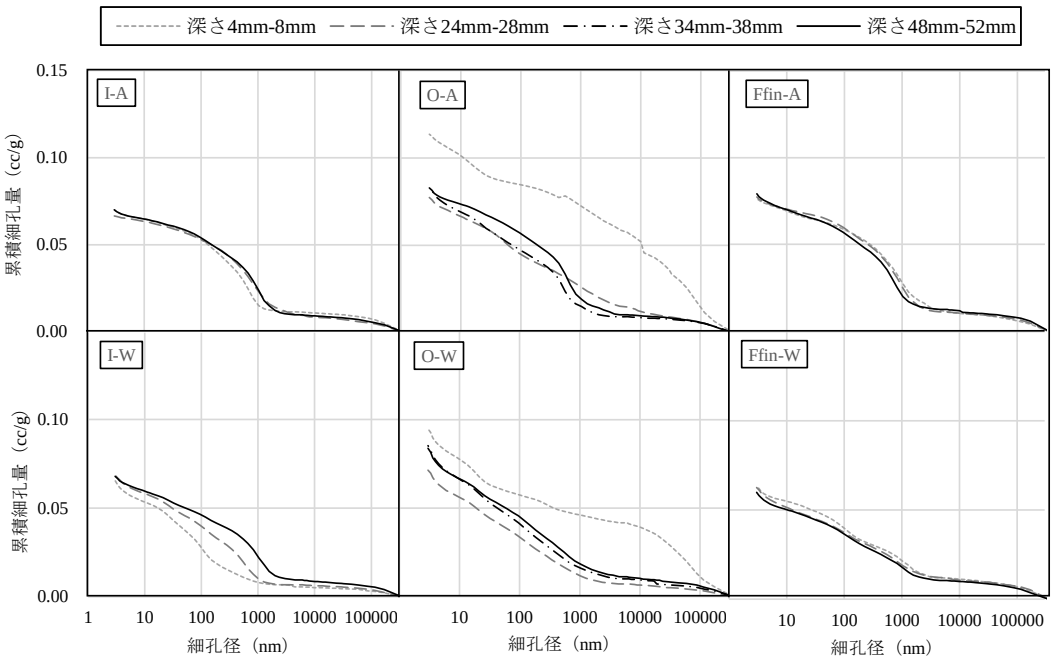


図 5.3.23　細孔径と累積細孔量

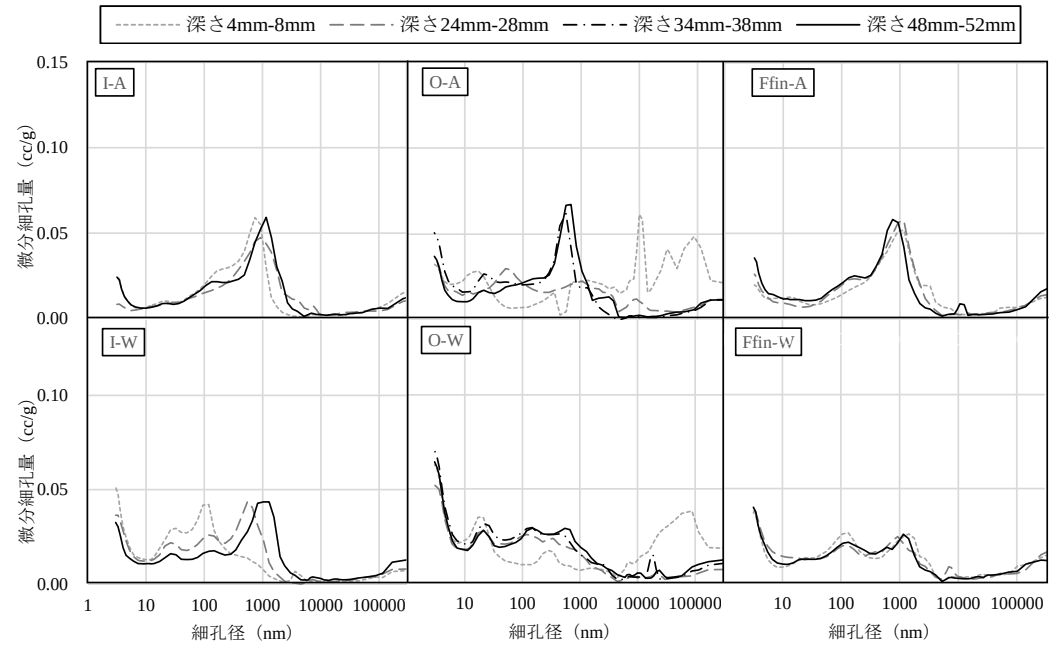


図 5.3.24　細孔径と微分細孔量

5.3.4 初期凍害深さ測定における各種試験の有効性

表 5.3.9 に初期凍害深さ測定における各種試験の有効性を示す。

表 5.3.9 初期凍害深さ測定における各種試験の有効性

対象	測定項目	有効性	測定時期、判断基準案
初期凍害深さ測定	削孔時消費電力（振動ドリル）	粗骨材の影響が大きいため被害深さ推定に活用	測定時期：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：健全部と削孔深さと消費電力の関係を比較
	孔壁観察（工業用内視鏡）	超低粘度蛍光エポキシを使用した、工業用内視鏡とブラックライト併用によるひび割れ観察のため、有効性は内視鏡の解像度、焦点距離に依存	測定時期：同上 判断基準：ひび割れの有無
	削孔時消費電力（コアドリル）	被害深さの推定と深さ方向の健全性確認に有効	測定材齢：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：健全部と削孔深さと消費電力の関係を比較　（TP No.1,2,3,4）
	濡れ色の経時変化	濡れ色が残存しなければ、深さ方向に被害を受けていないことの参考情報 濡れ色が残存する場合は、被害深さ推定として有効	測定材齢：コア採取と同日 判断基準：目視による濡れ色残存範囲（TP No.1,2,3）
	超音波伝播速度（透過法）	被害深さ測定の参考データに有効	測定材齢：濡れ色残存深さ測定後 判断基準：健全部との比較（TP No.1,2,3）
	切断面ひび割れ観察	ひび割れ発生深さの測定に有効	測定材齢：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：ひび割れの有無（TP No.4）
	圧縮強度	健全部と判断した深さの強度確認	測定材齢：同上 判断基準：健全部との比較（TP No.1,2,3）

5.4　初期凍害範囲・深さ測定手法案

5.4.1 対象部位および前提条件

初期凍害は、適切な施工計画に基づいて実施されている場合は発生しない。そのため、寒冷地では基本的に適切な施工計画と初期養生が実施されており、初期凍害は発生していない。しかし、比較的温暖な地域における予期せぬ寒波によって初期凍害が発生している。そのため、被害範囲は限定的であり、表層部においてのみ発生している事例が多い。

初期凍害範囲・深さ測定手法の対象部位は、被害事例が多い土間コンクリートおよび屋上の防水押えコンクリート等を対象とする。被害の判定のために、被害部位と同一条件（使用したコンクリート、打込み日、部位、環境温度）となる健全部の測定実施を前提条件とする。なお、全面的に被害を受けた場合を想定した対応も各種試験方法で示した。

また、被害深さ測定によって深さ方向に被害が確認された場合は監理者との協議のうえ全面打ち直しまたは、被害部の除去、補修・打直しとなると考えられる。第 2 章から第 4 章の結果によって、凝結終結後の凍結であれば、水分供給を行うことで、空気量を 4.5%程度確保されていれば、凍結なし同等まで強度回復する傾向を供試体レベルで確認した。しかし、実現場では被害箇所の凍結時の凝結性状を把握することは難しいことから、強度回復に期待するのではなく、初期凍害の疑いがある場合は、5.4.3 に示す流れに従って、強度増進停滞や組織の緩みが発生している範囲および深さを特定し、補修または打直しを行うこととする。

5.4.2 初期凍害範囲･深さ測定に対する各種試験の有効性と判断基準案

表 5.4.1 に初期凍害範囲・深さ測定における各種試験の有効性と判断基準案を示す。5.2 および 5.3 において検討したものを合わせて表記したものである。5.4.3 に測定の流れ、5.4.4、5.4.5 において各種試験の概要や測定方法について記述する。

表 5.4.1 初期凍害範囲･深さ測定における各種試験の有効性と判断基準案

対象	測定項目	有効性	測定時期、判断基準案
初期凍害範囲測定	目視	被害範囲の特定に有効	測定時期：即時 判断基準：凍結模様の有無 凍結模様は終結前に凍結しており、湿潤養生による強度回復の見込みはない。
	反発度	被害範囲の特定に有効	測定時期：材齢 7 日、125°D・D 以降、または圧縮強度 10N/mm^2 以上 判断基準：反発度が健全部未満は被害範囲と推定
	引っかき傷幅	表面のみの被害範囲の特定に有効	測定時期：材齢 7 日 125°D・D 以降 被害あり：傷幅が健全部より大きい、傷幅 0.4mm（加圧力 0.5kg）または傷幅 0.6mm（加圧力 1.0kg）を超える
初期凍害深さ測定	コンクリート温度	5℃以上を確保し、深さ方向に被害を受けていないことの根拠データ 5℃以下であれば被害深さの目安	測定時期：打込み後から養生期間中 判断基準:5℃未満は強度増進の遅れが懸念される。91 日のコア強度確認または早期に打直し実施。
	削孔時消費電力（振動ドリル）	粗骨材の影響が大きいため被害深さ推定に活用	測定時期：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：健全部と削孔深さと消費電力の関係を比較
	孔壁観察（工業用内視鏡）	超低粘度蛍光エポキシを使用した、工業用内視鏡とブラックライト併用によるひび割れ観察のため、有効性は内視鏡の解像度、焦点距離に依存	測定時期：同上 判断基準：ひび割れの有無
	削孔時消費電力（コアドリル）	被害深さの推定と深さ方向の健全性確認に有効	測定時期：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：健全部と削孔深さと消費電力の関係を比較　（TP No.1,2,3,4）
	濡れ色の経時変化	濡れ色が残存しなければ、深さ方向に被害を受けていないことの参考情報 濡れ色が残存する場合は、被害深さ推定として有効	測定時期：コア採取と同日 判断基準：目視による濡れ色残存範囲（TP No.1,2,3）
	超音波伝播速度（透過法）	被害深さ測定の参考データに有効	測定時期：濡れ色残存深さ測定後 判断基準：健全部との比較（TP No.1,2,3）
	切断面ひび割れ観察	ひび割れ発生深さの測定に有効	測定時期：材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後 判断基準：ひび割れの有無（TP No.4）
	圧縮強度	健全部と判断した深さの強度確認	測定時期：同上 判断基準：健全部との比較（TP No.1,2,3）
	空隙構造	マトリクス部の被害判定	測定時期：同上 判断基準：健全部との比較（TP No.4）

5.4.3 初期凍害範囲･深さ測定の流れ

図 5.4.1 に初期凍害範囲・深さの調査フローを示す。 調査の基本は、最初から破壊試験であるコア採取を行うのではなく、破壊試験に先立ち非破壊試験による調査を実施することである。非破壊試験の情報を得て、被害深さを測定する際に微破壊試験を実施する。これまで、初期凍害被害調査では凍害損傷の程度に関わらず全範囲のコア採取や、はつりによる破壊調査が実施される場合があったが、損傷リスクを低減すると共に、調査コストの縮減が期待される。

第一段階として、目視で凍結痕が見られる場合は、確実に初期凍害を受けており、その後、水分供給を行っても強度回復は見込めない。凍結痕がなくとも、凍結痕の周辺は反発度よる非破壊試験を行い、被害範囲を特定する。凍結痕および周囲を含めてメッシュ設定し、健全部と反発度を比較する。反発度は材齢 7 日（積算温度 125°D・D）以降かつ 10N/mm² 以上であれば、健全部に対する反発度比によって被害範囲の推定が可能と考える。反発度が健全部同等であったとしても、表面のみに、スケーリングのような被害が発生している可能性があるため、引っかき傷幅を測定する。引っかき傷幅は反発度と同様、材齢 7 日（積算温度 125°D・D）以降であれば、健全部と比較が可能となる。傷幅が健全部同等であれば被害なしと判断する。傷幅が健全部より大きい場合は、かぶり、所要の出来形に影響のない範囲で、高圧洗浄、カップ掛けや研磨によって表面の脆弱部を取り除き、湿潤養生を継続または、必要に応じて表面補修等の対応になると考える。

反発度が健全部より低い範囲は深さ方向に初期凍害が発生している可能性が大きい。非破壊による被害深さ推定はコンクリート温度の深さ方向の測定によるものであるが、事前に熱電対等の準備が必要であり、測定位置は限定的であることから、現実的ではない。そのため深さ方向の被害程度の特定には設定した各メッシュに対して、微破壊試験を実施する。測定は、健全部の測定を行ったうえで、被害の大きい範囲から順次測定する。

小径コアドリルによる被害深さ測定には、コア径 21mm 以上とし、コア削孔時の消費電力変化を測定し、採取したコアの濡れ色残存深さ、超音波伝播速度を測定し、最大値を被害深さ推定値とし、被害推定深さ以深の圧縮強度の確認によって、被害深さを特定する。上記 4 つの測定は、同一のコア試験体で実施することができる。必要に応じて別のコアを用いて、蛍光塗料によるひび割れ発生深さを測定する。

振動ドリルによる測定は、圧縮強度試験を実施しないため、被害深さを広範囲にわたって推定する際や、深さ方向に被害が発生していないことを確認する場合に使用して、被害深さを推定する。ドリルビットはφ6mm 以上とし、削孔時の消費電力と削孔深さの関係について健全部と比較し、被害範囲を推定する。削孔によって生じた孔を活用し、工業用内視鏡によるひび割れ観察を実施し、それぞれの結果の最大値を被害深さの推定値とする。

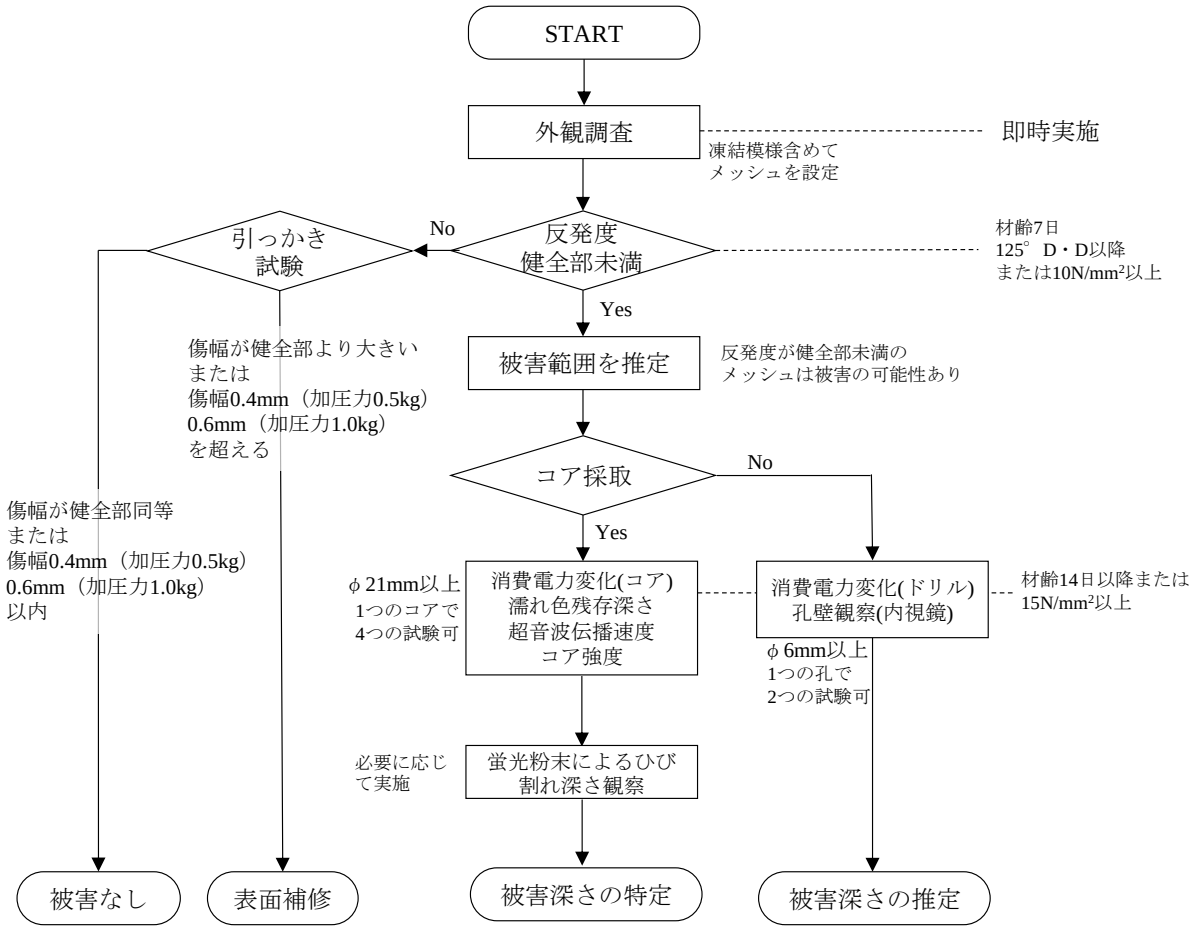


図 5.4.1　初期凍害範囲・深さ測定フロー

5.4.4 初期凍害範囲測定に関する各種試験方法案

(1) 目視

目視では、凍結模様、黒ずみの有無を確認する。凍結模様が生じていれは終結前に凍結している可能性が大きく、湿潤養生による強度回復の見込みはないと判断でき、図面上にプロットする。見た目が曖昧な場合は、健全部を含めた被害範囲周辺に霧吹き等を使用して、水たまりにならないよう均一の水量で、コンクリート表面を湿らせる。健全部が乾いた際に、健全部と同一条件（鉛直、水平、水勾配、環境条件等）のコンクリート表面における濡れ色が消えていない範囲は、空隙組織が粗大化しており、初期凍害の被害を受けている可能性が高いと判断できる。目視による被害範囲を図面上にプロットしたものに、被害範囲と健全部を含めたメッシュ（約 1m ピッチ）を設定し、各種測定を実施する。

(2) 反発度

① 試験の概要

ハンマーを用いてコンクリート表面を打撃し、その反発度から強度を推定する方法は、歴史的には、1940 年代より検討され、1948 年には E.Schmid によりテストハンマー（シュミットハンマー）が考案された。以後これに替わる方法が現れなかったことや、手軽で測定者の主観が入らないなどが理由で、現在でも広く世界に普及している。そのため、シュミットハンマー法と呼ばれてきたが、JIS A 1155（コンクリートの反発度の測定方法）の制定により、「反発度法」となった。名称としてその他に、反発硬度法やリバウンドハンマー法、テストハンマー法等の名称があるが、いずれも同じ意味である。ここでは、用語は JIS に準じて「反発度法」とし、反発度を測定する装置を「リバウンドハンマー」とした。

② 測定方法

測定方法は、JIS A 1155（コンクリートの反発度測定方法）に準拠する。**写真 5.4.1** に反発度測定状況を示す。反発度は、健全部の測定時期は、材齢 7 日（125°D・D）以降であれば健全部と被害部の差は明確になったことより設定している。リバウンドハンマーの推定強度を算出する際には製品にもよるが、約 10N/mm^2 以上が必要とされている。判断基準は健全部より反発度が低い範囲を被害範囲と推定する。同等であれば、引っかき試験によって表面性状を確認することを推奨する。比較対照とする健全部については、打撃角度、部材厚さ、コンクリートの材齢、湿潤程度などがなるべく測定対象とした部分と同条件になる位置を選定する。1 か所の測定は、互いに 25～50mm の間隔を持った 9 点を測定面に垂直に打撃する。明らかな異常と認められる場合および平均値から 20%以上離れた値があればこれを捨て、これに替わる測定値を補う [10]。反発度は測定値の平均値とし、有効数字 2 けたに丸める。

③ 反発度による強度推定に影響する要因

本章で提案する、初期凍害範囲・深さ測定手法は健全部の測定を前提条件としているが、全面的に被害が生じた場合には、反発度による強度推定が必要な事例も想定される。コンクリートの各種条件が反発度に影響するために、多くの検討が行われてきた。主な要因を以下に示す。

【コンクリートの材料、調合の影響】

普通コンクリートに限るとセメントや細・粗骨材の質そのものの影響は比較的小さいが、軽量骨

材を使用したコンクリートは反発度への影響が大きいとされる。

一般にコンクリートは、粗骨材とモルタルの二相複合材と考えられる。その両者のうち、反発度へは粗骨材の量や寸法の影響が大きく、モルタルの性質は比較的小さいのに対し、強度への影響が大きいのはモルタルの性質や量である。したがって、高強度コンクリートや高流動コンクリートは、調合の特徴として、普通コンクリートと比べて小さめに強度を推定する傾向がある。

【コンクリートの含水率、中性化、材齢の影響】

コンクリートの含水状態により反発度は影響を受ける。実験によると[11]、乾燥状態（含水率 1%）に対して湿潤状態（含水率 8%）では反発度は 5%程度減少すると報告されている。また、中性化に伴って、セメント水和物は炭酸ガスを吸収して緻密化することから、反発度が増大する傾向が指摘されているが、その影響程度は定量化されていない。

材齢の影響は、上記のようないくつかの要因の交絡があり、定量化は難しい。材齢の経過に伴って、乾燥や中性化が生じ、反発度が増大することを考慮しなければならない。一方、圧縮強度は、材齢の経過に従って、最大に達した後は漸減の傾向になると考えられ、長期材齢では、反発度と強度の関係に大きく影響を及ぼすこととなる。こういった背景から、多くの実験結果にもとづいて、強度推定のための材齢による補正係数が提案され、その代表的な例は、日本材料学会による提案がある[12]。

【測定部条件、測定方法の影響】

測定部コンクリートの状態、ジャンカや空気法、凹凸状態はもとより、合板や鋼製型枠などによる表面状態の影響があり、砥石を用いた表面処理が必要である。また、測定対象の部材寸法、特に壁やつかスラブなど薄い部材の測定や、柱や梁など断面寸法の大きい部材であっても、その断面端部から短距離の場合はその影響が指摘され、留意が必要である。

反発度の測定は、測定対象部が受ける衝撃は大きく、打撃部では空隙が押しつぶされるなど微視的破壊が生じ、緻密化していると考えられる。したがって、同一箇所を再度打撃してはならない。

打撃方向について、基本的に水平方向とされているが、条件によっては角度を有する部材を測定する場合があり、その影響については JIS などの補正方法が提案されている。床面や天井面の測定についても打撃方向による補正は明記されているが、この場合、上述のように型枠面あるいはこて押えによる表面状態の影響も交絡すると考えられ、既往の検討は十分ではない。

また測定対象面が曲面の場合、その影響が予想され、避けた方が望ましいといえる。

④　強度推定

反発度法は、主たる目的が強度推定であり、健全部が無い場合、比較対象がないことから強度推定式が必要になる可能性がある。既往の文献でも、多くの検討報告があり、さまざまな推定式が提案されている[11]。

しかし、上述のとおり反発度には多くの影響要因があり、汎用的で強度推定することはほとんど不可能といえる。実務的な条件から考えられる方法として、いくつかの主な要因について、基本となる回帰式を作成し、それ以外の要因については、補正係数を使用することによって、比較的汎用的に近い推定式を提案することは可能と考えられる。そのためには、多くの文献整理および実験結果の整理が必要になる。

報告されている推定式を整理すると、直線式（一次式）または、曲線式（二次式、指数式、他）

になる。上で述べたように、高強度コンクリートなどでは、普通強度における回帰線を直線的に延長した関係とはならないことが報告されており、強度範囲が広くなるにつれて、反発度と強度との相関散布図はばらつきが大きくなり、直線回帰と曲線回帰との差はみられなくなる。多種類のコンクリートを対象として、一般的な傾向を検討する場合は、曲線式が有利である。一方、実務への適用に際しては、特定のコンクリートが対象であり、強度範囲はそれほど広くないと考えられること、また、取り扱いの容易さから直線式が有利であると考えられる。

強度推定の誤差について、古賀[13]は、反発度法に関する既往の研究を整理し、誤差要因について検討した結果、いくつかの条件を仮定すると推定強度標準偏差は 4.4N/mm²、ばらつき範囲は±25%と報告している。その誤差要因は**表 5.4.2** に示すとおりであり、非破壊検査の通常の適用状況を想定すると、これらの条件のいくつかは無視できる。そこで、表中の要因から、測定装置の個体差、測定位置の支持状態、配合の項目を取り除き、分散化加法定理を用いて整理すると、推定強度標準偏差はおよそ 3.0N/mm²、上記にならって誤差範囲算定すると±17%となる。

また十代田ら[14]は、反発度と強度との相関・回帰分析から、推定強度とコア強度との差の標準偏差は、18 種類の調合全体の分析では 40.2kgf/cm²(4.0N/mm²)、各調合の平均値の分析では 29.0 kgf/cm²(2.9N/mm²) と報告している。

表 5.4.2　誤差要因の比較[13]

誤差要因	標準偏差(N/mm²)
測定装置の個体数	2.32
測定装置の支持状態	1.39
測定面の含水状態	2.32
配　合	1.70
セメントの種類	0.85
そのほかの要因*	1.70

*上記に含まれない誤差要因の影響が、標準偏差で 1.70N/mm² 程度はあるものと推測

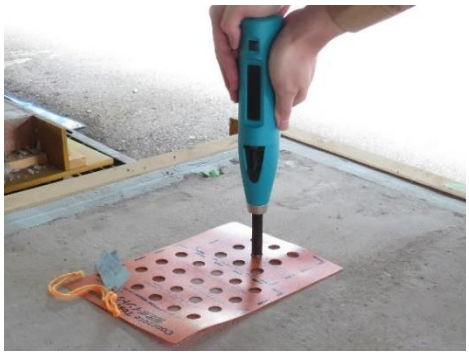


写真 5.4.1　表面反発強度測定状況

(3)　引っかき試験

①　試験の概要

引っかき傷の幅によってコンクリートの強度推定を試みた研究には、日本建築仕上学会の引っかき試験器を用いた湯浅・笠井ら[15)16)17)]による試験、市販の釘および上記の引っかき試験器を用いた畑中・谷川ら[18)19)]による試験、また引っかき試験器を組み込んだ固定式装置を用いてコンクリートの引っかき傷幅と各種要因との関係を調べた西川・山根ら[20)]による試験がある。ここでは、最も試験データが充実し、簡便性に優れているとされる引っかき試験器を使用する。

コンクリート表面に一定の荷重をかけて引っかき傷を付け、その傷幅からコンクリートの圧縮強度等を推定する方法であり、20N/mm^2 程度までの比較的低い圧縮強度のコンクリートに対して適用性が高い。すなわち、この試験方法は、低強度コンクリートの発見、若材齢コンクリートの強度推定などに適している。ただし、評価対象は、あくまでコンクリートの表面（深さ 2mm 程度まで）であり、内部強度を直接評価するものではない。

なお、この試験方法は、「既存マンション躯体の劣化度調査・診断技術マニュアル」[21)]にて提案され、また日本床施工技術研究協議会の「コンクリート床下地表層部の諸品質測定方法、グレード」の中で表面強度試験方法として採用されている。引っかき試験器は、日本仕上学会材料性能評価委員会・塗り床材料性能 WG によって開発され、現在、日本塗り床工業会の認定品として市販されている。

②　測定方法

引っかき試験は、長さ 10cm を速さ 2cm/sec で引っかき、その引っかき傷の幅をクラックスケールを用いて測定する。なお、引っかき傷幅は 3 本の平均値で評価する。**写真 5.4.2** に引っかき試験状況を示す。引っかき傷幅は反発度比で健全部同等であった場合に、表面のみの被害の有無を特定するために使用するべきと考える。材齢 7 日または 125°D・D 以降であれば、健全部との被害差が明確となり、傷幅が健全部より大きい、傷幅 0.4mm（加圧力 0.5kg）または傷幅 0.6mm（加圧力 1.0kg）を超える場合は被害を受けていると判断すべきである。0.4mm、0.6mm は日本仕上げ学会式引っかき試験器の判定方法によるものである。試験時の乾湿が引っかき傷幅に及ぼす影響は小さい[15)]。と報告されているため、健全部との比較では含水状態の影響は小さいと考えられる。

また、引っかき傷と圧縮強度の関係は検討されており[15)16)]、材齢 6 年までのコンクリートを用いた測定結果もほぼ同様な結果であった[18)]。と報告されているが、コンクリート部材の表層部と内部で強度が著しく異なることが予想される場合には、引っかき傷から内部のコンクリート強度を直接推定することは困難である[17)19)]。そのため、初期凍害深さは別の試験によって推定する必要がある。

写真 5.4.2　引っかき試験状況

(4)　トレント透気係数

本実験では検討していないため、**表 5.4.1** に記載していないが、既往研究において、透気係数による初期凍害被害の程度の指標が提案されている。国崎ら[22]は凍結開始材齢、凍結深さの違いによる初期凍害の程度は、トレント透気係数によって定量的に評価することが可能であることを示し、トレント透気係数による初期凍害の判定方法として以下の①～③の基準を提案している。

① $10\times10^{-16}\mathrm{m}^2$ 以下：凍結の影響なし

② $10\sim1000\times10^{-16}\mathrm{m}^2$：凍結の影響あり

③ $1000\times10^{-16}\mathrm{m}^2$ 以上：明確な凍結の影響あり

測定時期は、上記提案の測定材齢である材齢 28 日以降とし、健全部との比較には含水率や環境条件が同等であることに留意する。

5.4.5 初期凍害深さ測定に関する各種試験方法案

(1) コンクリート温度

非破壊による被害深さ推定は、コンクリート温度の深さ方向の測定によって推定可能であるが、事前に熱電対等の準備が必要であり、測定位置は限定的であることから現実的ではない。ただし、測定位置は多少異なっていたとしても、深さ方向に被害を受けていない可能性があることの参考データや、被害深さの目安としては有効である。判断基準は JASS 5、寒中コンクリート施工指針・同解説に示されるとおり、5℃未満は強度増進の遅れが懸念されるため、91 日のコア強度確認または早期に打直しを実施する。

(2) 削孔時消費電力（振動ドリル）と工業用内視鏡による孔壁観察

振動ドリル削孔では、圧縮強度試験を実施しないため、被害深さを広範囲にわたって推定する際や、深さ方向に被害が発生していないことを確認する際に微破壊試験を実施する。

振動ドリル削孔時消費電力による方法（**写真 5.4.3**）と削孔跡を活用した孔壁観察（**写真 5.4.3**）を行う。測定時期は、JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」のコア採取時期が骨材の緩みが発生しない時期とするため、材齢 14 日以降または圧縮強度 15N/mm^2 以上に達した後とされており、材齢 14 日であれば、健全部との強度差は十分に生じることから、これと同一とした。振動ドリルは、本章 5.2 に示したとおり、小型でコンクリート削孔能力は φ12mm 程度を有する比較的軽量な振動ドリルを推奨する。ドリルスタンドを使用し、一定荷重で削孔するために、スタンドのスプリングを取り外し、ハンドル部に錘を取り付け、振動ドリルを垂直に一定荷重で削孔させる。ドリルのビットは φ6mm～φ10mm で測定可能である。削孔深さはレーザー距離計によって測定し、消費電力の測定は、本章 5.2 に示したとおりである。

工業用内視鏡による孔内部の観察方法は、本章 5.3 に示すとおりである。ドリル削孔によって削孔した孔に低粘度エポキシ樹脂に蛍光溶液を混ぜたものをボンドシリンダーで注入する。硬化後に最初に空けた孔より 1mm 大きなビットを使用して削孔する。削孔する孔の大きさは、工業用内視鏡の焦点距離とブラックライトの光が届く隙間確保を考慮して設定する。必要に応じて孔内部を棒状やすりで仕上げ、削孔粉をダストポンプで取り除き、濡らしたキムワイプ、綿棒等で削孔粉を確実に取り除く。観察は、ブラックライトで照らしながら工業用内視鏡を孔に挿入し、ひび割れを観察し、ひび割れの無い健全部となるまで工業用内視鏡を挿入し、挿入深さからひび割れ発生深さを測定する。

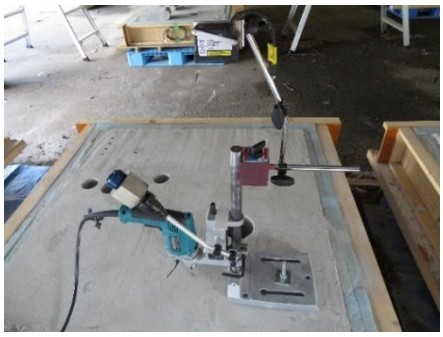


写真 5.4.3 振動ドリル削孔時の消費電力と削孔深さ測定

写真 5.4.4 工業用内視鏡

(3) 削孔時消費電力（コアドリル）

コア削孔は、JIS A 1107（コンクリートからのコア採取方法及び圧縮強度試験方法）による場合、粗骨材の 3 倍以上の径が必要であり、建築ではφ60mm 程度のコアになると想定される。

一方小径コアは、おおむね直径 50mm 以下のコアが該当すると考えるのが一般的である。このうち、直径 15～30mm のコアを使った圧縮強度試験方法は、特許第 3067016 号「コンクリートの強度推定方法」として、2000 年 5 月に特許登録されている。また、『既存構造物のコンクリート強度調査法「ソフトコアリング」』という技術名称で、2000 年 4 月に日本建築センター・建築保全センターの建築物等の保全技術・技術審査証明（適用範囲は直径 18～26mm）を取得し、2005 年 4 月に日本建築センターの建築技術審査証明（BCJ－審査証明－73）として更新されている。

ここでは、既往の研究[23)24)]をもとに、「既存マンション躯体の劣化度調査・診断技術マニュアル」（建築研究所，住宅リフォーム・紛争処理支援センター，2002 年 3 月発行）でまとめられた「構造体コンクリートからの小径コアの切り取り方法（案）」および「小径コアによるコンクリートの圧縮試験方法（案）」に示される方法によって、小径コアの切取りと圧縮強度試験を実施する場合の方法について概説する。

① 小径コアの切取り方法

コアドリル削孔時消費電力の測定には、回転数 600r.p.m.以上のものを使用する。コンクリート用ダイヤモンドビット（呼び外径 56mm（呼び内径 50mm）以下）を用い、次の通り行う。

小径コアの切取りは、構造上の害を受けない部分でコンクリートが十分硬化して、粗骨材とモルタルとの付着が切取り作業によって害を受けない時期（一般に材齢 14 日以降）に行う。また、小径コアの切取り作業は、コンクリート用コアドリルを用い、湿式にて行う。その際、供試体の破損、粗骨材の緩みを防ぐため、コアビットに作用するトルクは小さいことが重要である。コアの切取り速度は、1.5cm/min 程度とする。

コアドリルには自動送り装置を取り付け、健全部でコアの切取り速度は、1.5cm/min 程度となるようドリル負荷設定値を設定する。コンクリート用ダイヤモンドビットは呼び外径 32mm（呼び内径 26mm）以上のビットを使用する。コアの切取り速度は、1.5cm/min 程度とする。

消費電力は電力計、クランプセンサを**図 5.2.2** のとおり接続し、データロガーによって、消費電力と削孔深さのデータを収集し、PC にリアルタイムにデータ表示とデータ保存を行う。測定材齢は材齢 14 日以降とする。判断基準は削孔深さと消費電力の関係において、健全部より消費電力が低い範囲は、強度低下が発生している深さとして推定する。最も消費電力が低く推移した結果を健全部と比較し、被害深さを推定する。

切り取るコアの長さは、直径の 2 倍の供試体が作成できることを目安とする。なお、コア側面に、定規をあてた際に、著しい隙間がないこととする。

② 小径コアによるコンクリートの圧縮強度試験方法

圧縮強度試験のコアは、消費電力変化、超音波伝播速度、濡れ色境界の結果から最も被害深さが大きい値を推定被害深さとし、この部分を切断したコアを使用して、推定被害深さ以深の健全性を確認する。破断基準は健全部のコア強度とし、測定時期は材齢 14 日以降とする。

小径コアによるコンクリートの圧縮強度試験は、次のとおり行う。切り取った小径コアを、コンクリートカッターを用いて、直径の 2 倍の長さに切断する。このとき、研摩により加圧面を平滑に

する場合は、研摩により減じる長さを見込む必要がある。小径コア供試体の両端面は、JIS A 1132 の「4.4 供試体の上面仕上げ」によってキャッピングするか、または磨いて所定の平滑度に仕上げる。コア供試体の上下端面の両端面付近および高さの中央で、互いに直行する 2 方向の直径を 0.1mm まで測り、その平均値を供試体の平均直径とする。コア供試体の中心を通る直径の両端の側面において、それぞれの高さを 0.1mm まで測定し、その平均値を供試体の平均高さとする。圧縮強度試験は、JIS A 1108 による。一試験に供する試験体本数は 3 個とし、その平均値を JIS Z 8401 によって、有効数字 3 桁に丸める。

③　小径コアによる試験方法の特徴

図 5.4.2 に示すように、小径ほど、さらに強度レベルが高いほど、強度のばらつきは大きく、許容誤差内で結果を得るための信頼度が小さくなる [25]。上記の試験方法では、3 個の供試体により、結果を得るよう定めているが、採取コアの直径、強度レベルによっては、適宜、供試体数を増やすことも必要である。

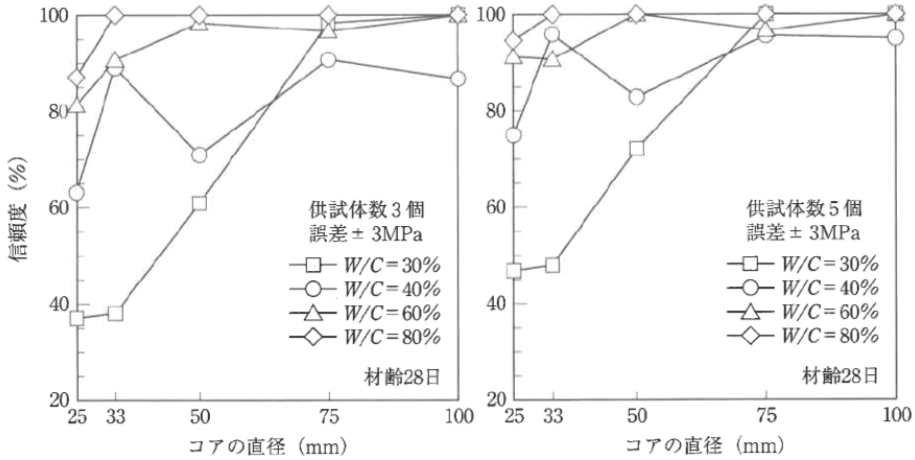


図 5.4.2　コアの直径と信頼度との関係 [25]

④　φ100mm コア圧縮強度との関係

φ100mm コアの圧縮強度に換算するときは、信頼のおける小径コアの圧縮強度とφ100mm コアの圧縮強度の関係（一例として**図 5.4.3**、**図 5.4.4**、**表 5.4.3** を示す）に対応させるか、当該構造物の一部について測定した同じ位置における小径コアとφ100mm コアの圧縮強度結果に対応させ、φ100mm コア圧縮強度に換算する。

なお、**図 5.4.3**、**図 5.4.4**、**表 5.4.3** で一例として示した小径コアの圧縮強度とφ100mm コアの圧縮強度の関係では、コアの径が小さいほど圧縮強度が小さくなっている。これは、切断した骨材とセメントマトリックスとの付着破壊が小径コアほど懸念されるからだと解釈されているが、一方で、「ソフトコアリング」の方法・技術では、**図 5.4.4** に示すように、寸法効果等により小径コアはφ100mm コアよりも圧縮強度が大きいとされている[23)]。健全部がなく、小径コアで強度の確認を行う場合は、小計コアの圧縮強度とφ100mm コアの圧縮強度の関係を確認することが必要になると想定される。

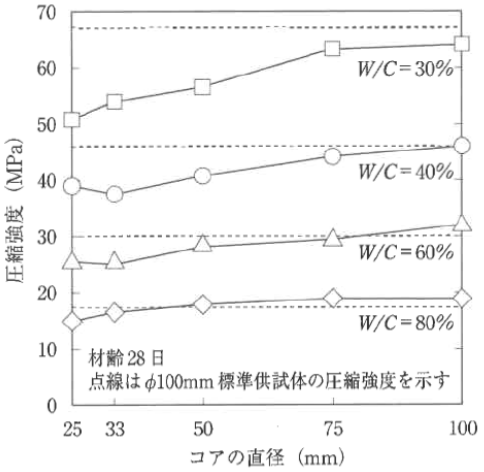


図 5.4.3　コアの直径と圧縮強度の関係[24)]

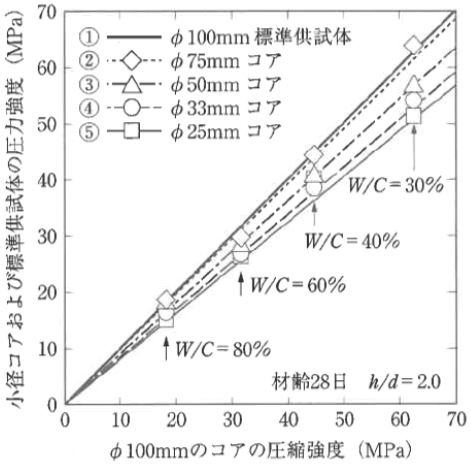


図 5.4.4　φ100mm のコアと小径コアおよび標準供試体の圧縮強度の関係[24)]

表 5.4.3　φ100mm コア強度推定において乗じる補正係数[25)]

コア直径	コンクリート試験体		高強度コンクリート試験体	壁式 RC 造	日本大学 13 号館	韓国 集合住宅	イタリア飛行船格納庫
	材齢 28 日	材齢 1 年	材齢 6 か月	材齢 34 年*1	材齢 35 年*1	材齢 27 年	材齢 88 年
φ75mm	1.03	1.02	－	－	1.13	1.24	
φ50mm	1.12	1.04	－	1.11	1.18	1.04	0.95*2
φ33mm	1.19	1.10	1.03	1.27	1.37	－	
φ30mm	－	－	－	－	－	1.03	
φ25mm	1.22	1.20	－	－	1.35	－	

*1　φ100mm コアの結果は、JIS による高さ補正を行っている
*2　φ95mm コアに対する、45mm コアの補正係数である

(4) 濡れ色の経時変化

濡れ色の経時変化は、コアドリル削孔時消費電力変化測定で採取したコアを使用して、水に 60 分間浸漬し、一定の温湿度環境で乾燥し、30 分間隔で 60～90 分まで表面の観察を行う。測定材齢は 14 日以降とし、判断基準は目視により、濡れ色が残存する範囲を被害深さとする。濡れ色残存深さは、ノギスを使用して安全側となるように最大となる位置を測定する。

(5) 超音波伝播速度（透過法）

写真 5.4.5 に超音波伝播速度測定状況を示す。超音波伝播速度は、ひび割れによる損傷が大きいほど伝播経路が長くなることから、遅くなる傾向にある。この原理を応用し、コア直径を利用し、コンクリート表面から深さ方向に超音波伝播速度の分布を測定し、初期凍害深さを推定する。超音波伝播速度が健全部と同等の値であり、一定値で安定している範囲を健全と考える。

超音波伝播速度は骨材の種類の他に含水率の影響を受けることから、超音波伝播速度を用いて凍害深さをより的確に評価しようとする場合は、乾燥させたコアを用いることが望ましいとの研究成果[26]もある。そのため、透過法によって測定する際は、濡れ色の残存深さを測定したコア試験体を、気中乾燥させてから測定し、健全部と比較する。なお、測定材齢は 14 日以降とする。

写真 5.4.5　コア側面の超音波伝播速度（透過法）測定状況

(6) 蛍光粉末によるひび割れ発生深さ、蛍光エポキシ樹脂含浸法

初期凍害を受けたコンクリートは、表層にひび割れが発生する。蛍光粉末による初期凍害深さ測定はコア試験体を湿式コンクリート切断機で被害発生面に対して垂直に切断した面を観察面とする。切断面を研磨し、蛍光塗料を塗布し、ブラックライトを照射し、ひび割れや空隙を観察する。微細ひび割れの発生している範囲は確実に初期凍害が発生している範囲と判断し、ひび割れが認められない範囲以深は、同一コアから採取された被害を受けていない箇所を基準として細孔構造を比較し、マトリクス部の健全性を確認する。この際の測定時期は、材齢 14 日以降とする。

なお、初期凍害ではなく凍害によるひび割れに関する研究では、微細ひび割れの観察高倍率では観察域が局部的となるため、低倍率（35～50 倍程度）の顕微鏡を用いて観察が可能なメソレベル（500μm～100mm程度）[27]の微細ひび割れに着目し、確率・統計的な手法により広範囲の微細ひび割れを評価する研究が行われている[28]。また、観察面の微細ひび割れを蛍光顕微鏡により観察する方法も提案されている[29]。

蛍光エポキシ樹脂含浸法は、コア試料に蛍光染料を添加した超低粘度形エポキシ樹脂（粘度：130±20mPa･s（20℃））を低真空（1/100 気圧）状態で注入・硬化させ、コア切断面に紫外線を照射して微細ひび割れ等を可視画像として評価するものであり、可視化可能なひび割れ幅は 12μm 程度である[30]。表面から連続して発生したひび割れを確認できるが、上記のコア切断面に蛍光塗料塗布による方法で微細ひび割れを観察することが簡便と考える。

(7) 空隙構造

空隙構造の測定は、水銀圧入法によりφ60mm 程度のコア供試体の表層から湿式カッターにより試料を採取して測定する。前処理や使用した試験機は 2 章の実験方法に記載のとおりである。細孔径分布はコアを表面から被害部位、推定した被害深さ以深および健全部について、細孔径ごとの細孔量の変化を求め、推定した被害深さ以深のマトリクス部の健全性を確認する。

5.5　第 5 章の結論

本章では初期凍害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) 表面に凍結を受けたコンクリートと初期凍害を受けていない条件と比較して、反発度の結果に違いが確認できたことから、初期凍害範囲測定には反発度による方法が有効である。
(2) 初期凍害を受けた試験体では、被害範囲においてコアドリル削孔時の消費電力が低く推移し、コア試験体断面のひび割れ範囲と削孔時の消費電力が健全部より低く推移した範囲がおおよそ一致する結果であった。
(3) 超音波伝播速度低下範囲、濡れ色残存範囲および、削孔時消費電力が健全部と比較して違いが見られた深さ以深の空隙構造は健全部と同等であったことから、各種試験から求めた被害深さの最大値を被害深さとして判断することが有効と考える。

―　第 5 章の参考文献　―

1）日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説, JASS5, 鉄筋コンクリート工事, 2018

2）谷口円, 佐川貴康, 濱幸雄, 高橋光一：住宅基礎を対象とした寒中コンクリート工事の合理化, その 2. 初期凍害の診断, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.185-186, 2019.9

3）島影亮司, 国崎翠, 崔亨吉, 濱幸雄：初期材齢時の凍結がコンクリートの初期凍害レベルと耐久性に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.689-690, 2016.8

4）韓千求：低温条件の変化がコンクリートの初期凍害の深さに及ぼす影響と深さ判定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2018.9

5）本間有也, 濱幸雄, 中村暢, 長井智哉：透気性を指標としたモルタルの初期凍害判断手法の検討, コンクリート工学年次論文集, No.1, Vol.36, pp.2128-2133, 2014

6）谷口円, 小池晶子, 西祐宜：初期凍害を受けたモルタルの内部損傷観察, 日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）, 2016 年 8 月, pp.223-224

7）洪悦郎：コンクリートの凍害, コンクリート工学, Vol.13, No.3, 1975.3

8）太田達見：ドリル削孔法によるコンクリート圧縮強度の推定方法, コンクリートの試験方法に関するシンポジウム, 日本建築学会材料施工委員会, pp.2−75−2−78, 2003

9）岩城圭介ほか：コア穿孔反力を用いたコンクリート中の強度分布評価法の研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, pp.303−308, 2007

10）土木学会基準 JSCE−G 504−1999：硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法

11）木村敬三：RC 建築物のコンクリート強度と耐久性, pp.40-41, 鹿島出版会

12）シュミットハンマーによる実施コンクリート圧縮強度判定指針（案）, 材料試験, Vol.7, No.59,1958

13）古賀祐久, 河野広隆：テストハンマーによるコンクリート強度の推定調査について, コンクリート工学, Vol.40, No.2 pp.3-7, 2002

14）十和田知三ほか：超音波法, 反発度法および複合法による強度推定式の提案とその有効性の検証, 日本建築学会構造系論文集, No.458, pp.1-9,1994

15）湯浅昇ほか：引っかき傷によるコンクリートの表面強度測定方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.677-678, 1999

16）湯浅昇ほか：引っかき傷によるコンクリートの強度試験方法の提案, シンポジウム コンクリート構造物の非破壊検査への期待論文集(Vol.1), pp.115-122, 日本非破壊検査協会, 2003

17）笠井芳夫ほか：コンクリートの早期引っかき傷幅による材齢 28 日強度の推定, シンポジウム コンクリート構造物への非破壊検査の展開論文集(Vol.2), pp.417-420, 日本非破壊検査協会, 2006

18）畑中重光ほか：劣悪コンクリートの簡易診断に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp.29-35, 2003

19）白石倫巳ほか：コンクリートの非破壊試験における測定精度に関する実験的検討　その 3 小径コア, 表面引っかき傷幅, 音速法および複合法によるコンクリート強度の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.217-218, 2004

20）西川奈津子ほか：各種非破壊試験方法による低強度コンクリートの強度推定方法に関する研究 その 2：引っかき傷法，日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.241-242, 2007
21）引っかき傷によるコンクリートの表面強度測定方法(案)，既存マンション躯体の劣化度調査・診断技術マニュアル(案), pp.152-153，建築研究所, 2001
22）国崎翠，濱幸雄，崔亨吉，本間 有也：初期凍害がコンクリートの凍結融解抵抗性および中性化抵抗性に及ぼす影響，日本建築学会北海道支部研究報告集（88），pp.9−12，2015.6
23）若林信太郎ほか：小径コアによる構造体コンクリート強度の推定に関する研究，日本建築学会構造系論文集, No.555, pp.1-8(2002), No.556, pp.9-16, 2002
24）国本正恵ほか：小径コアを用いたコンクリートの圧縮強度試験方法の検討，コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.1, pp.427-432, 2000
25）湯浅昇ほか：イタリア RC 造飛行船格納庫における劣化現況調査（その 3 非・微破壊試験による強度推定方法の検証），日本建築学会大会学術講演集（九州）A-1, pp.251-252, 2007
26）土木研究所寒地土木研究所：平成 21 年度 重点プロジェクト報告書（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），2010.3 研究発表会，技-42，2009.2
27）コンクリートの微細構造解析研究委員会報告：コンクリートのマルチスケール・モデリング，コンクリート工学 2005.3，Vol43,No3
28）最知正芳他：凍結融解作用を受けたコンクリート内部の微細きれつの定量化と損傷度評価への応用，コンクリート工学論文集，第 13 巻第 1 号，2002.1
29）久保ホンベルト洋他：高強度モルタルの体積変化と微細ひび割れ発生機構，コンクリート工学論文集，第 11 巻第 3 号，2000.9 46 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書［維持管理編］，p129−131，2008.3
30）手塚喜勝，朝倉啓仁，中村眞一，佐々木元茂：蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートコアサンプルの微細ひび割れの可視化手法, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 61 号, V-10, 2005.2

第 6 章

総括

第 6 章　総括.....161

6.1　本研究の総括.....161

6.2　課題と展望.....163

第 6 章　総括

6.1　本研究の総括

本研究では、セメントペースト、モルタルおよびコンクリートを使用した実験により、凝結・硬化過程の凍結後の強度回復程度と被害の対応を把握したうえで、強度増進停滞の要因を示した。以上の結果を踏まえて、初期凍害後の適切な対応を可能とするため、被害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行った。以下に本研究の結果を取りまとめる。

第 1 章では、本研究の背景および目的について述べるとともに、初期凍害に関する研究の変遷を整理した。また、本論文の位置付けを明確にするために、従来から進められている初期凍害に関する研究を概観し、その特徴について整理するとともに、最新の研究動向について調査し、必要な情報を抽出した。以上をふまえ、本研究の現状における課題を提示するとともに、本研究が対象としている範囲と目的を示し、本論文の構成を記した。

第 2 章では、コンクリート中のマトリクス部分の検討を行うために、凝結過程の凍結によるセメントの反応性の変化を把握した。次に、凝結始発時、凝結終結時および硬化過程の凍結による強度増進に及ぼす影響を断面観察の結果を含めて検討し、水セメント比、養生条件が回復程度に及ぼす影響についても確認した。その結果、凝結始発時および終結時の凍結によるセメント自体の水和反応性に変化はない、凍結によってひび割れが発生し、凍結なしに対する強度比は低い。凝結終結後 1 時間、3 時間に凍結を受けたセメントペーストの強度増進は、水セメント比が低く、水中養生を行ったもので凍結なしに対する強度比 60～70%程度まで強度増進の改善がみられた。硬化過程（材齢 1 日以降）に凍結を受けたセメントペーストでは、凍結前強度の増加にともない凍結なしに対する強度比 90%程度まで回復した。

第 3 章では、初期材齢時の凍結よるセメントマトリクスの被害程度およびその後の養生による回復程度は、水セメント比と凍結融解後の養生条件の影響を大きく受けている可能性があることから、コンクリートでの検討に先立ちモルタルを使用して、凝結過程の凍結に着目し、水セメント比、凍結融解後の養生条件および凍結融解回数が強度増進に及ぼす影響を検証し、モルタルの強度回復条件を確認した。また、凝結の如何なる段階で凍結を受けた際に、凍結模様や黒ずみ（脆弱層）が発生するかを確認した。その結果、凝結終結以降の凍結であれば水分供給により、圧縮強度および全空隙率は凍結なし同等まで回復することが分かった。また、終結以降の凍結では表面に黒ずみ（脆弱層）発生しない結果であり、目視において被害を確認できない場合でも、強度低下している場合がある。そのため、施工現場での初期凍害診断として目視以外の手法で被害範囲を特定する必要があることを示した。

第 4 章では、第 2 章、第 3 章においてセメントペーストおよびモルタルの初期材齢時の凍結による強度増進停滞に関する研究を行い、凍結前後でセメントペーストの水和反応性は変化しないこと、モルタルでは被害程度の差は凍結を受けた際の凝結性状の影響が大きく、凝結終結後に凍結した場合は強度回復することが確認されたことをふまえて、コンクリートについて初期材齢時の凍結が強度増進に及ぼす影響を確認することとした。その結果、混和剤による連行空気がないものは、凝結終結時の凍結により強度増進が停滞する結果であった。また、凝結始発前後の凍結を受けた場合には骨材界面にひび割れが生じており、強度低下の要因の一つであることを示した。

第 5 章では、初期凍害事例が多い土間および防水押え等を対象とし、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行った。

これらの研究成果をまとめると、以下のとおりである。

セメントペーストは凍結前後で水和反応性に変化がなく、モルタルおよびコンクリートは凝結終結以降の凍結では水分供給によって強度回復した。ただし、コンクリートでは混和剤による連行空気が少ない場合は強度増進が停滞した。凝結始発前後の凍結では骨材界面にひび割れが発生し強度低下の要因の一つであることが分かった。また、目視でひび割れや凍結痕が無くとも強度低下が発生していることが判明した。そのため、被害に対して適切に対応するために、初期凍害範囲・深さ測定として有効になりうる測定方法について新規および既存の測定方法を選定した。実際の屋外環境で初期凍害を発生させ、各種測定方法の有効性、測定順序および測定材齢を検討し、初期凍害範囲・深さ測定手法の提案を行った。

6.2　課題と展望

本研究では、混和剤による連行空気が確保されたコンクリートにおいて、凝結終結以降の凍結であれば水分供給によって凍結なし同等まで強度回復することを試験体レベルで確認したが、実際の躯体表面に被害を与え、湿潤養生による強度回復や耐久性への影響についても検討する必要がある。また、実際の現場における凝結過程と凍結時間を把握するには、スラブ表面に測定位置を決め、粗骨材のみを沈め深さ 3cm 程度のモルタル部を用意し、スプリング式プロクター貫入試験器によって凝結時間試験を行うことは可能であるが、局所的であり労力が大きい。そのため、より簡便な方法で自動測定が可能であることが望まれる。また、凝結性状を把握する貫入抵抗値以外の方法として、超音波伝播速度や電気抵抗等によって、実部材で凝結性状を把握できる可能性がある。

しかし、初期凍害を未然に防ぐことが最重要であり、初期凍害を知らない現場監督が多いことから、初期凍害の被害と事前の対応について広く認識される取組みも必要と考える。

本研究において提案した初期凍害範囲・深さ測定手法案は、同一条件の健全部と比較して、強度低下が発生している範囲・深さの特定を行う手法を、既存の試験と新規に提案する手法を組み合わせており、実際に被害を受けた事例に対して適用し、改善や更新を進めていきたい。また、初期凍害範囲・深さ測定手法に有効になりうる要素技術が出てきたときには、今回の研究をベースに、さらなる検証が進めていくことが求められる。既往研究調査に加え、常に最先端の情報収集や新しい知見の導出に努めることが必要と考える。

本研究に関連する投稿論文

本研究に関連する連名を含めた投稿論文と、本文に関連する章番号を示す。

1) 古館 茉由子,島影亮司,山下紘太朗,濱幸雄：コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究, 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 vol.18 pp.443-448, 2018.10

【関連する章：第 1 章 1.2】

2) 山下紘太朗, 古館茉由子, 金志訓, 濱幸雄：コンクリートおよびモルタルの硬化性状に及ぼす初期材齢時の凍結の影響, コンクリート工学年次論文集, vol.41, No.1, pp.497-502, 2019.7

【関連する章：第 3 章、第 4 章 4.3】

3) 古館茉由子, 山下紘太朗, 金志訓, 濱幸雄：凝結始発前後の凍結によるセメントペーストの強度増進停滞に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.41, No.1, pp.815-820, 2019.7

【関連する章：第 2 章シリーズ 1】

4) Kotaro YAMASHITA, Mayuko FURUDATE, Jihoon KIM, Yukio HAMA: EFFECTS OF FROST DAMAGE AT EARLY AGES ON HARDENING PROPERTIES OF CONCRETE AND MORTAR, The 13th International on Performance Improvement of Concrete for Long life span Structure pp.99-104, 2019.8

【関連する章：第 3 章】

5) Mayuko FURUDATE, Jiahui CUI, Nguyen Xuan QUY, Kotaro YAMASHITA, Jihoon KIM, Yukio HAMA: SLOWDOWN OF STRENGTH DEVELOPMENT OF CEMENT PASTE BY FREEZING BEFORE AND AFTER THE START OF SETTING TIME, he 13th International on Performance Improvement of Concrete for Long life span Structure pp.93-98, 2019.8

【関連する章：第 2 章シリーズ 1】

6) 山下紘太朗, 古館茉由子, 金志訓, 濱幸雄：初期材齢時に凍結したセメントペースト及びコンクリートの強度増進に及ぼす各種要因の影響, 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 vol.20 pp.309-314, 2020.10

【関連する章：第 2 章シリーズ 1～3、第 4 章 4.5】

7) 山下紘太朗, 濱幸雄：凝結終結時に凍結した各種コンクリートの強度増進性状, コンクリート工学年次論文集, vol.43, No.1, pp.593-603, 2021.7

【関連する章：第 4 章 4.4】

謝辞

本論文は、筆者が株式会社鴻池組にて 2017 年から 2021 年までの研究を基に、2018 年より室蘭工業大学大学院工学研究科博士後期課程工学専攻において、室蘭工業大学大学院教授 濱幸雄先生のご指導の下で研究成果を取りまとめたものであります。

本論文をまとめるにあたり、終始あたたかく高い見地からのご指導とご鞭撻を賜りました濱先生に、深甚なる感謝の意を表します。濱先生には、コンクリート工学の道に進む機会を与えていただき、修士論文のご指導から一貫して研究者としての基本的な姿勢や多角的視点で事象を考察することをご教授いただきました。濱先生からいただいた多くの貴重なご助言が、さまざまな場面で一歩踏み出す時の大きな励みとなり、現在の研究活動の根底となっております。心より感謝申し上げます。また、本論文の審査に貴重なお時間を割いてご精読いただき、貴重なご意見、ご指導を賜りました室蘭工業大学大学院准教授 菅田紀之先生、同大学大学院准教授 髙瀬裕也先生に謹んで感謝の意を表します。

本研究を進めるにあたり、コンクリートの初期材齢時の凍結による強度増進停滞機構に関する研究の中で、前橋工科大学准教授 佐川孝広先生、北海道立総合研究機構建築研究本部北方建築総合研究所 谷口円氏には、貴重なご助言をいただき、そのいずれも本研究にかかせないものでありました。心から感謝申し上げます。また、いつもあたたかいご助言、ご指導をいただいております北海道科学大学 深瀬孝之先生、東京大学生産技術研究所 羅承賢氏、東京理科大学 金準稿先生、寒地土木研究所 長谷川諒氏に心より感謝申し上げます。

また、初期凍害範囲・深さ測定手法に関する研究において、多大なご協力を賜りました株式会社筑波技研サービス 藤田康彦氏には実験へのご支援、貴重なご助言をいただき、心から感謝申し上げます。

室蘭来訪時にはいつもあたたかく迎え入れてくださった室蘭工業大学大学院助教授 金志訓先生ならびに濱研究室、金研究室の皆様のおかげで、楽しく充実した日々を過ごさせていただきました。また、半年違いで博士課程に進んだ野口巧巳氏とは、お互いに切磋琢磨し、一緒に学位取得に向けて努力できたことを嬉しく思います。深く感謝申し上げます。

本研究を学位論文としてまとめる機会を与えていただいた株式会社鴻池組技術研究所 統括 深澤卓司氏、同所長 太田寛氏、同副所 長梶山毅氏をはじめとして、技術研究所の皆様に深く感謝申し上げます。上司の建築技術研究第 2 グループ 住学氏には、ご助言、ご指導をいただくだけでなく、普段の業務の調整などにおいて多大なご迷惑をおかけしました。心から感謝申し上げます。また、建築技術研究第 2 グループ 遠藤寛氏、文化財保存技術グループ 高松誠氏、成島茜氏には、各種実験実施にあたって多大なご協力いただき、深く感謝申し上げます。建築技術研究第 1 グループ 森誠司氏、成島慶氏、久保佳佑氏、建築環境技術研究グループ 原田雅俊氏には、実験作業に快くご協力いただき、心より感謝申し上げます。

建設およびコンクリート分野におけるさまざまな共同研究に参加させていただく中で、同業他社でありながら、幅広い経験や知識、情報をご提供いただくとともに活発な議論を交わせる関係でいてくださる皆様のお陰で、自身の研究に関する見聞を広げることができていることを実感しております。東洋建設株式会社 安田正雪氏、岸本豪太氏、鉄建建設株式会社 唐沢智之氏、株式会社淺沼

組 山﨑順二氏、新田稔氏、株式会社安藤・間 鈴木好幸氏には、本研究において、さまざまなご助言とご協力をいただきました。また、共研主査をご担当されております、株式会社東亜建設工業 山田雅裕様、株式会社長谷工コーポレーション 金子樹氏にはいつもご尽力されている姿勢から、自身も努力しなければと刺激を受けておりました。心から感謝申し上げます。

実験においていつも多大なご支援、ご協力をいただいていております混和剤メーカーの皆様をはじめ、ここにお名前を記すことができなかった多くの方々に支えられて、本論文をまとめることができましたこと、ここに厚く御礼申し上げます。

最後に、これまで私をいつも応援してくれた両親（父・文彦、母・和佳子）と家族に感謝の意を捧げます。そして、研究と仕事の両立に理解を示し、どのような状況においても支えてくれた素晴らしい妻 このみに心から感謝します。

2021 年 9 月　山下紘太朗