

塩害により劣化したコンクリート構造物への デサリネーションの適用に関する研究

1999年6月

上 田 隆 雄

**塩害により劣化したコンクリート構造物への
デサリネーションの適用に関する研究**

1999年6月

上 田 隆 雄

塩害により劣化したコンクリート構造物へのデサリネーションの適用に関する研究

目次

第1章 諸論

1.1 本研究の背景	1
1.1.1 コンクリート構造物の劣化とその補修	1
1.1.2 電気化学的補修工法	3
1.2 本研究の目的	5
1.3 本論文の構成	6
参考文献	8

第2章 デサリネーションに関する既往の知見

2.1 デサリネーションによる脱塩効果	10
2.1.1 輸率と脱塩率	10
2.1.2 電流密度と通電期間	10
2.1.3 初期塩分濃度	12
2.1.4 温度	13
2.1.5 セメントの種類および水セメント比	13
2.2 デサリネーションの問題点	14
2.2.1 付着	14
2.2.2 アルカリシリカ反応	15
2.2.3 水素脆化	16
2.2.4 イオンの再分布	18
2.2.5 その他の問題点	19
2.3 代表的な適用事例	20
参考文献	22

第3章 コンクリート中の各種イオンの移動

3.1 はじめに	27
3.2 実験概要	27
3.2.1 実験要因	27
3.2.2 コンクリートの配合と使用材料	28
3.2.3 供試体の作製と通電方法	29
3.2.4 化学分析	30
3.3 Cl^- の分布	30
3.4 アルカリ金属イオンの分布	32
3.5 積算電流密度	34

3.6	コンクリートの水セメント比	35
3.7	断続的通电処理	36
3.7.1	Cl ⁻ の遊離・再分布	36
3.7.2	連続通电と断続通电の比較	37
3.7.3	通电処理後の可溶性塩分量分布	38
3.8	リチウムの電氣的浸透	40
3.8.1	各種電解溶液の温度および pH の経時変化	40
3.8.2	コンクリート中のイオン移動に与える影響	41
3.9	Cl ⁻ の輸率および脱塩率	43
3.10	本章のまとめ	47
	参考文献	48

第4章 処理後のイオン再分布と長期耐久性

4.1	はじめに	50
4.2	実験概要	50
4.2.1	実験要因	50
4.2.2	細孔径分布の測定	51
4.2.3	電気化学的特性値の測定	52
4.3	Cl ⁻ の再分布	53
4.3.1	室内静置	53
4.3.2	飽水シール後静置	53
4.4	アルカリの再分布	56
4.5	防食効果の検討	58
4.5.1	自然電位	58
4.5.2	分極抵抗およびコンクリート抵抗	61
4.6	細孔径分布	63
4.7	通电処理終了後の Cl ⁻ 浸透	66
4.8	通电処理終了後の中性化	69
4.9	本章のまとめ	70
	参考文献	71

第5章 RC部材の力学的挙動に与える影響

5.1	はじめに	73
5.2	実験概要	73
5.2.1	実験要因	73
5.2.2	供試体の作製	74
5.2.3	微小硬度分布の測定	76
5.2.4	片引試験	76

5.2.5	RCはりの静的曲げ載荷試験	78
5.3	微小硬度分布	79
5.3.1	セメントペースト供試体	79
5.3.2	コンクリート供試体	80
5.4	片引試験による付着挙動評価	81
5.4.1	付着応力-自由端変位曲線	82
5.4.2	積算電流密度と付着応力指標	84
5.4.3	混入 Cl^- 量	85
5.4.4	コンクリートの水セメント比	89
5.4.5	処理終了後の静置	90
5.5	RCはりの静的曲げ載荷試験	92
5.5.1	荷重-変形性状と破壊形式	92
5.5.2	ひび割れ性状	97
5.6	本章のまとめ	102
	参考文献	103

第6章 PC部材の力学的挙動に与える影響

6.1	はじめに	105
6.2	高強度鋼の水素脆化メカニズム	105
6.3	実験概要	106
6.3.1	実験要因	106
6.3.2	供試体の作製および処理方法	108
6.3.3	低ひずみ速度引張試験	110
6.3.4	PCはりの静的曲げ載荷試験	111
6.3.5	自然電位の測定	111
6.3.6	吸蔵水素量測定	111
6.4	PC鋼材の自然電位経時変化	112
6.5	通電処理によるPC鋼材の水素脆化	113
6.5.1	応力-ひずみ関係の推定	113
6.5.2	各種PC鋼材の水素脆化挙動	115
6.5.3	緊張レベル	121
6.5.4	Cl^- 混入による鋼材腐食の影響	122
6.5.5	高電流密度の影響	123
6.5.6	処理終了後の水素脆化程度の緩和	125
6.5.7	孔食を伴う鋼材の水素脆化挙動	127
6.6	PCはりの静的曲げ載荷試験	131
6.6.1	PC鋼材の吸蔵水素	131
6.6.2	荷重-変形性状	133

6.6.3 ひび割れ挙動	135
6.7 PC構造物へのデサリネーション適用可能性	136
6.8 本章のまとめ	137
参考文献	138

第7章 補修工法としてのデサリネーションの位置づけと適用条件の提案

7.1 はじめに	141
7.2 既往の検討による補修工法選定の考え方とデサリネーションの位置づけ	141
7.2.1 コンクリート構造物の維持管理指針 (案) (土木学会)	141
7.2.2 EN 1504 Products and systems for the protection and repair of concrete structures (コンクリート構造物の保護および補修のための材料およびシステム) – Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity (定義、要求性能、品質管理および適合性評価) – (CEN/TC 104)	144
7.2.3 Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion (鉄筋腐食により劣化したコンクリート構造物の 補修戦略指針 (案)) (RILEM 124-SRC)	148
7.2.4 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針 (案) ・同解説 (日本建築学会)	151
7.2.5 コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書 (日本コンクリート工学協会)	154
7.2.6 その他の検討例	159
7.2.7 既往の検討におけるデサリネーションの位置づけと 補修工法選定フローの提案	162
7.3 塩害コンクリート構造物へのデサリネーション適用条件および適用手順	165
7.4 本章のまとめ	169
参考文献	169

第8章 結論

8.1 はじめに	171
8.2 本論文により得られた結果	171
8.3 今後への課題と期待	175

謝辞	177
----	-----

第1章 緒 論

1.1 本研究の背景

1.1.1 コンクリート構造物の劣化とその補修

我が国は、戦後の高度経済成長期を通じて社会資本の著しい充実を実現し、特に公共構造物である土木構造物の建設が急速に進められてきた。その反動もあってか、近年の公共事業に向けられる目は厳しく、経済性の問題や環境面への影響など様々な課題が指摘されている。また一方では、構造物の供用期間長期化にともなって種々のメンテナンス上の問題点が顕在化しつつあるのが現状であり、早急に対策を講じる必要がある場合も少なからず報告されている。土木構造物の中でも、コンクリート構造物は、適切に設計・施工された場合、きわめて耐久性に富む構造形式であるが、近年ではコンクリート構造物においても様々な劣化が顕在化している。この様な現状から、今後のインフラストラクチャー整備を考える上で、メンテナンスは必要不可欠であるとの概念はもはや常識となりつつあると言えよう。すなわち、維持管理の重要性が再認識されており、既設構造物の健全性診断、評価・判定、補修・補強といったプロセスが適切に遂行されることが強く求められている。さらに、新設構造物についても、従来からの構造設計に加えて耐久性設計も行うことにより、構造物の各種性能低下を定量的に予測することが緊急の課題となっている[1, 2]。

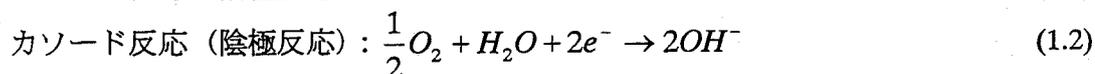
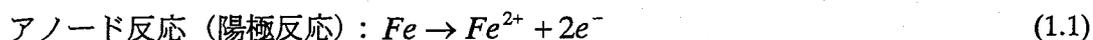
コンクリート構造物の劣化原因には様々なものがあるが、最も重要かつ深刻な問題がコンクリート中の鉄筋腐食である。鉄筋腐食の典型的な原因はコンクリートの中性化と塩害であるが、土木用コンクリートの場合、適切な配合であれば中性化速度は小さいために、土木構造物では特に塩害に対する効果的な対策が求められている。塩害問題が最初に顕在化したのは1970年代で、洗浄不足の海砂による塩化物の混入が問題視された。さらに、1980年代には海洋環境にある構造物の表面からの塩化物イオン (Cl^-) の浸透が大きな問題として指摘された[3]。

一般に、健全なコンクリート中の液相はpHが12以上のアルカリ性であり、鉄筋表面は2～6 nm程度の不動態被膜 [$\gamma\text{-Fe}_2\text{nH}_2\text{O}$]で保護されるため化学的に安定である[4]。ところが、何らかの理由により不動態被膜が破壊されると鉄筋が腐食する。不動態被膜破壊の主要な原因として次の2種類がある。

①コンクリートの内外からの Cl^- の供給。

②コンクリート中に浸入した CO_2 によるコンクリートの中性化。

不動態被膜が破壊され、活性態にある鉄筋の表面では、鉄筋がイオン化されるアノード反応（酸化反応）と酸素が還元されるカソード反応（還元反応）が次式のように生じる。



このアノード反応とカソード反応は同時に進行し、図 1-1 に示すような腐食電池を形成する[3]。

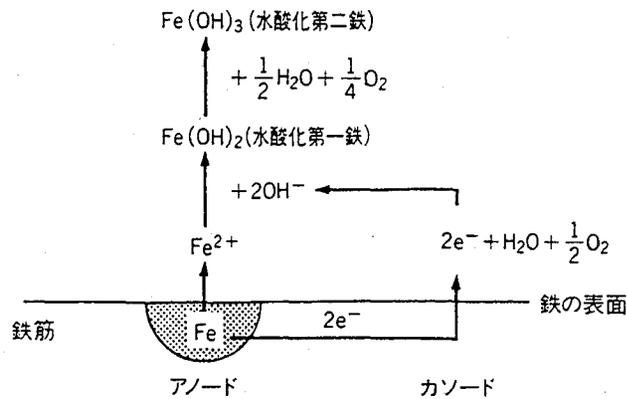
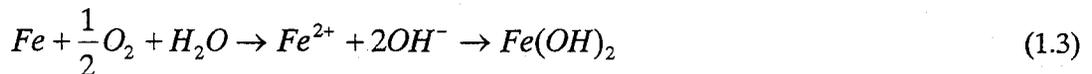


図 1-1 鉄筋腐食のメカニズム[5]

鉄筋腐食の全反応は両反応の組み合った反応となり、次式のように水酸化第一鉄 $[\text{Fe}(\text{OH})_2]$ が鉄表面に析出する。



この化合物は溶存酸素によって酸化し、次式のように水酸化第二鉄 $[\text{Fe}(\text{OH})_3]$ になる。



さらにこの化合物は水を失って水和酸化物 $[\text{FeOOH}]$ (赤さび) となり、また一部は酸化不十分のまま $[\text{Fe}_3\text{O}_4]$ (黒さび) となって、鉄筋表面にさび相を形成する。これら腐食生成物の蓄積により鉄筋周辺の体積が膨張し、かぶりコンクリートの鉄筋軸方向に腐食ひび割れが発生して腐食反応は加速される。なお、 Cl^- 自体は腐食反応に直接的に関与することはないが、不動態被膜を破壊し、活性点を作ることや、不動態域を小さくすること、並びにコンクリートの電気抵抗を低下させ、腐食反応を促進するなど、その存在が鉄筋の腐食反応に与える影響は非常に大きい[6]。

鉄筋コンクリート構造物の塩害による劣化過程は図 1-2 のように示されると考えられている[7]。ここに、潜伏期、進展期、加速期、劣化期の4区分は以下の特徴を有している。

第Ⅰ期・潜伏期： Cl^- がかぶりコンクリート中を浸透し、鉄筋近傍に蓄積される過程。潜伏期の長さは主として Cl^- のコンクリート中での拡散速度に支配され、海砂の使用などにより Cl^- 量の初期値が大きい場合には潜伏期は存在せず、すぐに進展期に入る。

第Ⅱ期・進展期： Cl^- により鉄筋腐食が開始し、腐食生成物による膨張圧がかぶりコンクリートのひび割れを引き起こす過程。進展期の長さは主として溶存酸素量により支配され、水分供給量およびコンクリートの電気抵抗の影響も受ける。

第Ⅲ期・加速期：軸方向ひび割れの発生によって腐食速度が促進され、かぶりコンクリートの剥離、剥落が生じる過程。支配要因は進展期とほぼ同様であるが、荷重

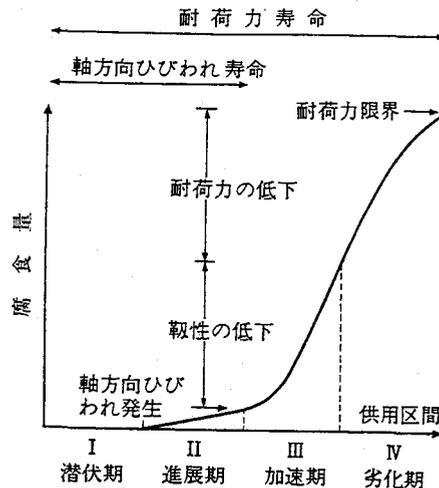


図 1-2 塩害による劣化過程[7]

作用等の影響も受ける。軸方向ひび割れが生じてその直後に静的な耐力力は低下しないが、高応力の繰り返し荷重が作用する場合などでは耐力力特にじん性の低下が生じ始める。

第IV期・劣化期：鉄筋の腐食による断面積減少が顕著となり、耐力力の低下が顕著になる過程。支配要因は加速期とほぼ同様である。

以上のように、耐久性に富むコンクリート構造物といえど、経年的には性能が低下し機能に支障を来す場合もある。このような場合には劣化メカニズムに応じた適切な補修や、場合によっては補強を施すことにより、低下した性能を要求レベルまで回復させる必要がある。

ここで、本論文で用いる「補修」「補強」「リハビリテーション」の用語定義を示す。「補修」と「補強」は土木学会の「コンクリート構造物の維持管理指針（案）」[8]に示された用語定義を適用する。すなわち、以下の通りである。

補修：劣化した部材、構造物の今後の劣化進行を抑制し、耐久性の回復・向上と第三者影響度の低減を目的とした維持管理対策。なお、補修では、耐荷性の回復・向上は目的としていない。

補強：部材、構造物の耐力力を当初設計された水準まで回復あるいはその水準以上に向上させることを目的とした維持管理対策。

「リハビリテーション」はまだ十分に認知された概念とはいえないが、「性能」という観点が必要になる今後の維持管理を考える上でのキーワードになるものと予想される。本論文では「平成10年7月号コンクリート工学」[9]に示された、以下の定義を適用する。

リハビリテーション：劣化した部材あるいは部品などの性能を、当初に意図された供用水準以上に回復させること。補修、補強を含む。

1.1.2 電気化学的補修工法

中性化や塩害を生じたコンクリート構造物の補修方法として現在用いられている手法としては、劣化したコンクリートをはつり取った上でパッチングによって断面を復旧し、ひび割

れには樹脂等による注入を行ったうえで、それ以上の劣化因子の浸入を防止するためにライニングを施すという断面修復工法が一般的である[10]。しかしこの工法では、はつりとする部分の選定が極めて困難であることが知られており、通常は、鉄筋の腐食生成物による膨張圧によって生じた、ひび割れあるいはかぶりの浮き部のみがはつられる場合が多い。ところが、ひび割れあるいはかぶりの浮きの周囲にはまだ劣化因子を多量に含んでいるコンクリートが残っており、補修周辺部で再び劣化が進行する可能性が高い。代表的な再劣化メカニズムとしては、補修部分をカソード、補修周辺部分をアノードとする鉄筋のマクロセル腐食が挙げられる[11]。

実際に、実構造物補修後の経過を調査した結果、補修部分周辺にマクロセル腐食による再劣化を報告している例もある[12]。この場合、コンクリート母材と補修材の導電性の違いが原因の一つに挙げられている。実験室レベルでも、異なる物性を持つ材料を打ち継いで作成した供試体を用いて、マクロセル腐食発生メカニズムに関する研究が報告されている[13, 14, 15, 16]が、現状では、既設コンクリート部分に劣化因子が残る場合、補修材料の性能向上のみによってマクロセル腐食を完全に停止することは困難であると考えられる。

従来の断面修復工法が抱えるこのような問題点を克服する意味で、近年、注目を集めている手法が電気化学的手法を用いた補修工法である[17, 18, 19]。現在、代表的な電気化学的手法を大別すると以下ようになる。

- ①電気防食工法
- ②コンクリート中の塩化物の除去（デサリネーション）
- ③海洋構造物に対する電着工法
- ④中性化したコンクリートの再アルカリ化工法

電気化学的手法では、鉄筋を陰極とし、コンクリート表面に設置した陽極との間に直流電流が流される。陽極材としては、鉄やチタンのメッシュが用いられ、電解質を介してコンクリート表面に設置されることが多い。電流が流れるにしたがって、コンクリート中の陽イオンは陰極に陰イオンは陽極に引き付けられる。陽イオンとしては Na^+ 、 Ca^{2+} 、 K^+ 、 H^+ などがあり、陰イオンとしては Cl^- 、 OH^- などがある（図 1-3 参照）。

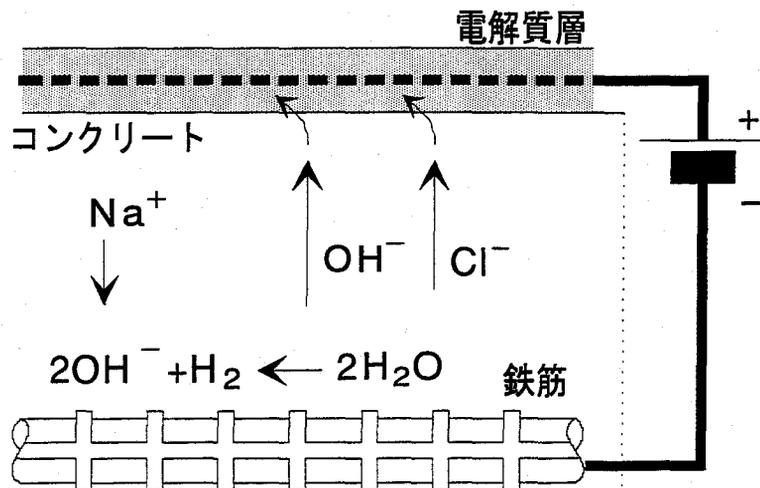


図 1-3 電気化学的手法のメカニズム

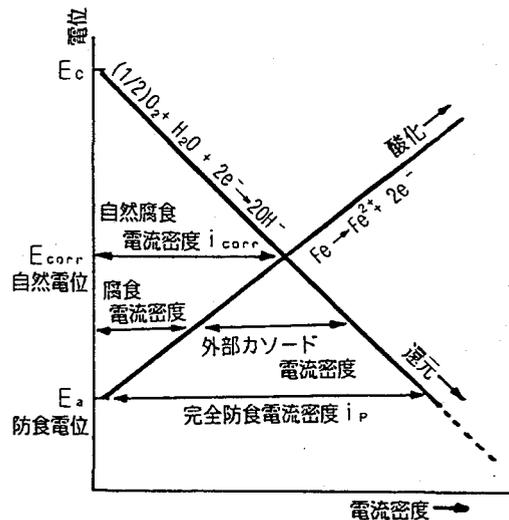


図 1-4 電気防食の概念図[18]

電気防食工法の基本的な原理は、腐食環境下で金属が保持する電位を外部電流を印可することによって強制的に変化させ、腐食の生じない電位（防食電位）まで移行させることである。コンクリート中の鉄筋に対しては、通常、腐食反応が活性化している状態から不活性となるまで卑な方向へ電位を移行させて防食を図る（図 1-4 参照）[20]。このため、 10 mA/m^2 程度の微弱な電流を構造物の供用期間を通じて流しつづけることになる。

電気防食工法に対して、デサリネーション、電着工法および再アルカリ化工法は電気防食工法の 100 倍近い電流をある一定期間だけ流すという特色がある。再アルカリ化工法はカソード反応に伴う鉄筋近傍での OH^{-} の生成および電解質からのアルカリ溶液の浸透を目的としているのに対して、デサリネーションはコンクリート表面への Cl^{-} の移動を主目的としている。また、電着工法は海水中の Ca^{2+} や Mg^{2+} の化合物である、 $CaCO_3$ や $Mg(OH)_2$ を主成分とする電着層をコンクリートのひび割れ内部やコンクリート表面に析出させ、 Cl^{-} 等の有害物質の浸透を防ぐことを目的としている[21, 22]。

再アルカリ化工法の場合、電解液として Na_2CO_3 が有効であるとされているが、デサリネーションの場合 $Ca(OH)_2$ や Li_3BO_3 を利用するが多い。デサリネーションで Na_2CO_3 を利用した場合、 Na^{+} の輸率（電荷を運ぶ割合）が大きくなるために、脱塩効果が小さくなるとの報告も見られる[23, 24]。また必要な通電処理期間も異なり、再アルカリ化は数日で完了することが多いが、デサリネーションおよび電着工法は数週間を要する。よってデサリネーションを行えば再アルカリ化も終了している可能性が高い。電気防食工法以外の手法の場合、補修終了後は陽極システムを取り外し、環境条件が厳しい場合には、再び Cl^{-} や CO_2 が浸入しないようにコンクリート表面をコーティングする。なお、土木用コンクリートの場合、適切な配合であれば中性化速度は小さく、再アルカリ化工法よりもデサリネーションの適用されるケースが多いものと推定される。

電気防食工法は適用期間中の防食効果の検討＝モニタリングが欠かせないが、デサリネーションの場合は通電処理終了後のメンテナンスは最小限に抑えることができ、そのためにトータルコストの低減も可能となる。

1.2 本研究の目的

1.1.2 で述べたように、デサリネーションは塩害問題の根本的な解決策となる可能性を秘めた非常に画期的な補修工法と言えるが、国外も含めて本格的な検討が開始されてまだ 10 年程度であり、適用実績も非常に少ないのが現状である。電気化学的手法で最も一般的な電気防食工法の場合は、北米を中心に積極的に適用され始めており、国内においても詳細な検討が見られるが、デサリネーションの場合は、基礎的なデータも不足している。

まず、デサリネーションを行うことにより、どの程度の Cl^- が抽出可能でそれによってどの程度の耐久性向上が望めるのかといった、補修効果を明らかにする必要がある。これによって、既存構造物の余寿命評価が可能となり補修設計および耐久性設計を行うことが可能になるものと考えられる。

さらに、デサリネーションを適用した場合に発生する様々な問題点を評価し、その対策を明らかにする必要がある。本研究で対象とした課題は、補修効果とも関連する処理終了後の長期耐久性、主として RC 構造物への適用を想定した、鉄筋とコンクリートとの付着挙動の変化、さらに、PC 構造物への適用の際に問題となる、PC 鋼材の水素脆化問題である。

以上の検討を行うことにより、本研究では、塩害により劣化したコンクリート構造物に対する補修工法としてのデサリネーションの適用性を評価し、実構造物への包括的適用条件を提案することを目的とする。

1.3 本論文の構成

本論文は電気化学的脱塩手法であるデサリネーションの、塩害により劣化したコンクリート構造物への適用性を評価することを目的として行われた一連の研究をまとめたものであり、緒論を含めて 8 つの章から構成されている。以下に各章の概要を述べる。

第 1 章においては、本研究の背景として、コンクリート構造物の早期劣化問題と塩害によるコンクリート中の鉄筋腐食メカニズムについて概要を述べるとともに、その対策としての電気化学的手法について概説する。さらに、本研究の目的と論文構成を示す。

第 2 章においては、デサリネーションに関する既往の知見を「脱塩効果」と「問題点」に分けて整理することを試みる。また、実構造物への適用事例を含めてこれまでに報告されている通電状況とその効果を一覧表として取りまとめ、デサリネーションに関する研究、調査の現状を概観する。

第 3 章においては、通電処理によるコンクリート中の各種イオンの移動性状を明らかにすることを目的とする。ここで対象としたイオンは Cl^- 、 Na^+ および K^+ であり、脱塩率と Cl^- の輸率を指標とする脱塩効果の評価に加えて、様々な問題の原因となるアルカリの移動・集積現象を検討する。また、脱塩効率の低下を考慮して、断続的な通電処理の適用可能性についても検討する。

第 4 章においては、デサリネーション適用後の耐久性を明らかにすることを目的とする。特にここで問題となるのは、処理後にコンクリート中に残存する Cl^- の再分布挙動である。そこで、処理終了後の Cl^- 分布経時変化を検討するとともに、コンクリート中铁筋の自然電位や分極抵抗を指標としてデサリネーションによる防食効果持続性を確認する。さらに、通

電処理がコンクリートの細孔構造に与える影響を明らかにした上で、処理後のコンクリート表面からの Cl^- および CO_2 の浸透性状についても検討を加える。

第5章においては、デサリネーションを適用したRC構造物の力学的挙動を明らかにすることを目的とする。特にここでは、鉄筋とコンクリートとの付着挙動に注目し、通電処理が付着強度に与える影響を片引試験と鉄筋近傍のセメントペースト部分の微小硬度分布により評価する。さらに、デサリネーションを適用したRCはりの静的曲げ載荷試験を行うことにより、通電処理による付着挙動の変化がはり部材の曲げおよびせん断挙動に与える影響を明らかにする。

第6章においては、デサリネーションを適用したPC構造物の力学的挙動を明らかにすることを目的とする。特にここでは、カソード反応で生成した水素を吸蔵することによるPC鋼材の水素脆化に注目し、通電処理がPC鋼材の水素脆化挙動に与える影響を鋼材の低ひずみ速度引張試験と吸蔵水素量の測定により評価する。さらに、デサリネーションを適用したプレテンション型PCはり部材の静的曲げ載荷試験を行うことにより、通電処理によるPC鋼材の水素脆化がPCはり部材の曲げ挙動に与える影響を明らかにする。

第7章においては、第6章までの検討結果を受けてデサリネーションをコンクリート構造物に適用する際の利点と問題点を明らかにした上で、その利点を生かした最も有効な適用条件を提案する。この際、他の補修工法との競合も考慮して補修工法選択システムの中でのデサリネーション選択の考え方について述べるとともに、今後の補修・補強設計およびメンテナンスシステムのあり方についても言及する。

第8章においては、各章で得られた結果を総括して述べるとともに、今後の課題を指摘して結論とする。

以上の本論文構成をフローチャートとして図1-5に示す。

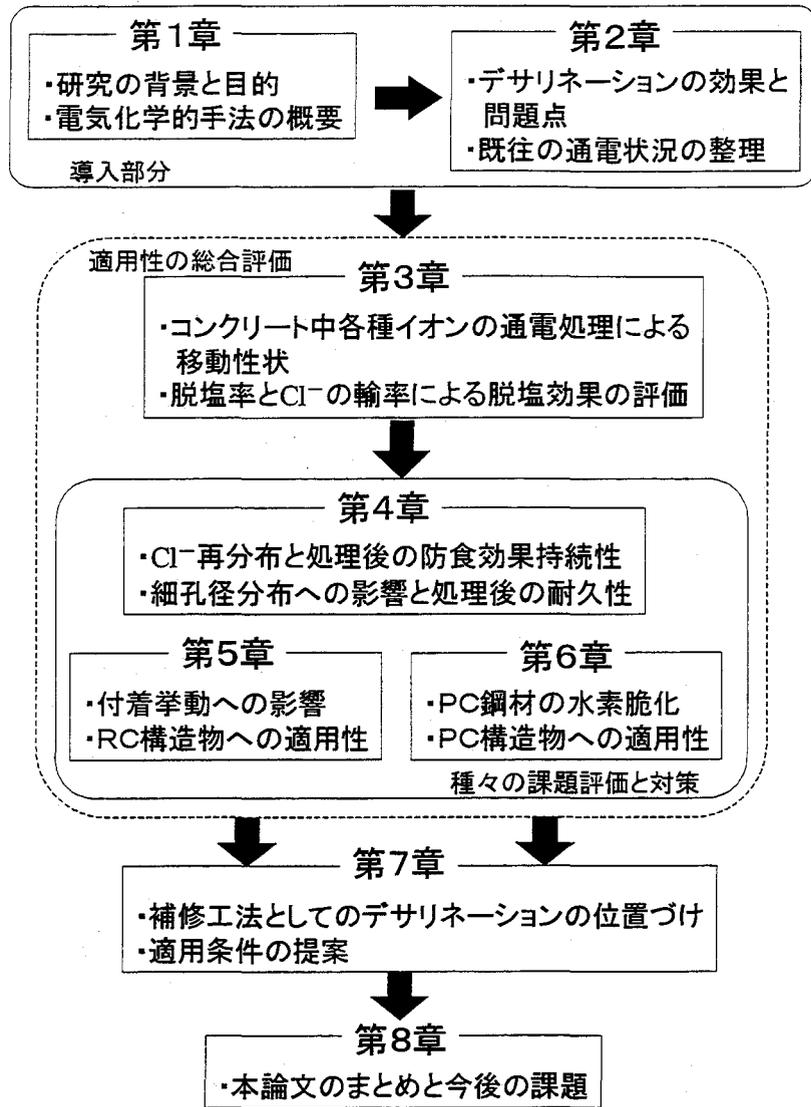


図 1-5 本論文構成のフローチャート

参考文献

- [1] コンクリート構造物の構造・耐久設計境界問題研究委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1998.7
- [2] コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1998.10
- [3] コンクリート技術シリーズ 26 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向－コンクリート委員会腐食防食小委員会報告－、土木学会、1997.12
- [4] 海洋コンクリート構造物の防食指針（案）、日本コンクリート工学協会、1983.2
- [5] コンクリート構造物の電気防食法研究委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1994.10
- [6] 大即信明、樫野紀元、片脇清士、宮川豊章：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 塩害（I）、技報堂出版、1987.1
- [7] 宮川豊章、小林和夫、藤井 学：塩分雰囲気中におけるコンクリート構造物の寿命予測

- と耐久性設計について、コンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計に関するシンポジウム論文集、pp. 17～24、1988.4
- [8] コンクリートライブラリー 81 コンクリート構造物の維持管理指針（案）、土木学会、1995.10
- [9] 宮川豊章：リハビリテーションのすすめ—コンクリート構造物のシナリオデザイナー、コンクリート工学、Vol. 36、No. 7、pp. 4～5、1998.7
- [10] 宮川豊章：土木コンクリート構造物の変状と補修・補強の考え方、コンクリート工学、Vol. 31、No. 7、pp. 25～31、1993.7
- [11] コンクリート構造物の補修工法研究委員会報告書（Ⅲ）、日本コンクリート工学協会、1996.10
- [12] 出村克宣、大濱嘉彦、伊部 博：補修後5年を経過した鉄筋コンクリート構造物の鉄筋腐食、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 29～32、1994.10
- [13] 中村和彦、佐伯竜彦：補修した構造物の塩害再劣化メカニズムに関する一実験、第48回土木学会年次講演会講演概要集V部門、pp. 272～273、1993.9
- [14] 中村和彦、佐伯竜彦：補修方法がマクロセルによる塩害再発に及ぼす影響、第49回土木学会年次講演会講演概要集V部門、pp. 548～549、1994.9
- [15] 守分敦郎、長滝重義、大即信明、宮里心一：断面修復が鉄筋のマクロセル腐食におよぼす影響、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 7～14、1994.10
- [16] 長滝重義、大即信明、守分敦郎、宮里心一：鉄筋コンクリート部材の断面修復部における腐食形成に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 544/V-32、pp.109～119、1996.8
- [17] 大即信明、久田 真：コンクリート構造物の電気化学的な機能回復技術、東京工業大学土木工学科研究報告、No. 56、pp. 1～20、1997.9
- [18] 田村 博：コンクリート構造物の電気化学的補修、GBRC、No. 80、pp. 51～56、1996.1
- [19] J. Bennett, K. Arase, T. Minematsu : Electrochemical Methods for Rehabilitation of Corroding Steel in USA, Proc. of Japan Concrete Institute, Vol. 16, No. 1, pp. 829～834, 1994.6
- [20] 武若耕司：コンクリート構造物における電気防食法の現状、コンクリート工学、Vol. 30、No. 8、pp. 16～27、1992.8
- [21] 阿部正美、福手 勤、横田 優、佐々木晴敏：港湾コンクリート構造物の補修方法としての電着工法の適用性、港湾技術研究所報告、Vol. 30、No.3、pp. 25～64、1991.9
- [22] 横田 優、佐々木晴敏、福手 勤：電着工法による港湾コンクリート構造物の補修と防食について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No.1、pp. 849～854、1992.6
- [23] A. J. van den Hondel and R. B. Polder : Electrochemical Realkalisation and Chloride Removal of Concrete, Construction Repair, pp. 19～24, 1992.9/10
- [24] R. B. Polder, R. J. Walker and C. L. Page : Electrochemical Desalination of Cores from A Reinforced Concrete Coastal Structure, Magazine of Concrete Research, Vol. 47, No. 173, pp. 321～327, 1995.

第2章 デサリネーションに関する既往の知見

2.1 デサリネーションによる脱塩効果

2.1.1 輸率と脱塩率

本論文では、デサリネーションによる脱塩効果の評価指標として次式で定義される Cl^- の輸率と脱塩率を用いる。

$$\text{Cl}^- \text{の輸率: } t_{\text{Cl}^-} = \frac{\text{Cl}^- \text{によって運ばれる電荷量}}{\text{コンクリートを通過する総電荷量}} \times 100(\%) \quad (2.1)$$

$$\text{脱塩率: } r_{\text{Cl}^-} = \frac{\text{通電により除去されたCl}^- \text{量}}{\text{通電前のコンクリート中のCl}^- \text{総量}} \times 100(\%) \quad (2.2)$$

電解溶液中のすべてのイオンは電荷の運搬に寄与しており、全電流のうち、特定のイオンが運ぶ電荷の割合をそのイオンの輸率 (transference number) という[1]。1種類の電解質のみを含む溶液中の陽イオンおよび陰イオンの輸率 t_+ 、 t_- は以下の式で与えられる。なお、溶液中の各イオン種の輸率の総和は1 (100%) に等しくなる。

$$t_+ = \frac{u_+}{u_+ + u_-}, \quad t_- = \frac{u_-}{u_+ + u_-} \quad (2.3)$$

ここで、 u_+ および u_- はそれぞれ陽イオンおよび陰イオンの移動度である。イオンの移動度は単位電場におけるイオンの速度を表しており、強さ X の電場による陽イオンおよび陰イオンの速度 v_+ と v_- はそれぞれ以下のように表すことができる。

$$v_+ = u_+ X, \quad v_- = u_- X \quad (2.4)$$

式(2.3)と式(2.4)より、輸率はイオンの速度に依存することがわかるが、この速度は濃度と温度に依存することが知られている[1, 2]。

塩化物を含む鉄筋コンクリート構造物 (スラブ) に対してデサリネーションを適用した場合の一例[3]では、 Cl^- 量が $4.0 \sim 9.0 \text{ kg/m}^3$ の鉄筋コンクリート供試体に対してコンクリート表面積に対して $2.0 \sim 6.0 \text{ A/m}^2$ の電流密度で通電処理を行った場合、 Cl^- の輸率は最大で $30 \sim 40\%$ 程度であり、処理期間全体を通しての平均値としては 20% 程度であったとしている。また、脱塩率は全体で $40 \sim 50\%$ が限界であったが、鉄筋近傍では 0.6 kg/m^3 程度まで Cl^- 濃度を減少させることが可能であるとしている。なお、 Cl^- の輸率の最大値は 40% 程度であるとの報告は他の文献にも見られる[4, 5]。

2.1.2 電流密度と通電期間

電流密度が大きいほど初期の脱塩率は大きくなる[4, 6, 7]ものの、通過電荷量および積算電

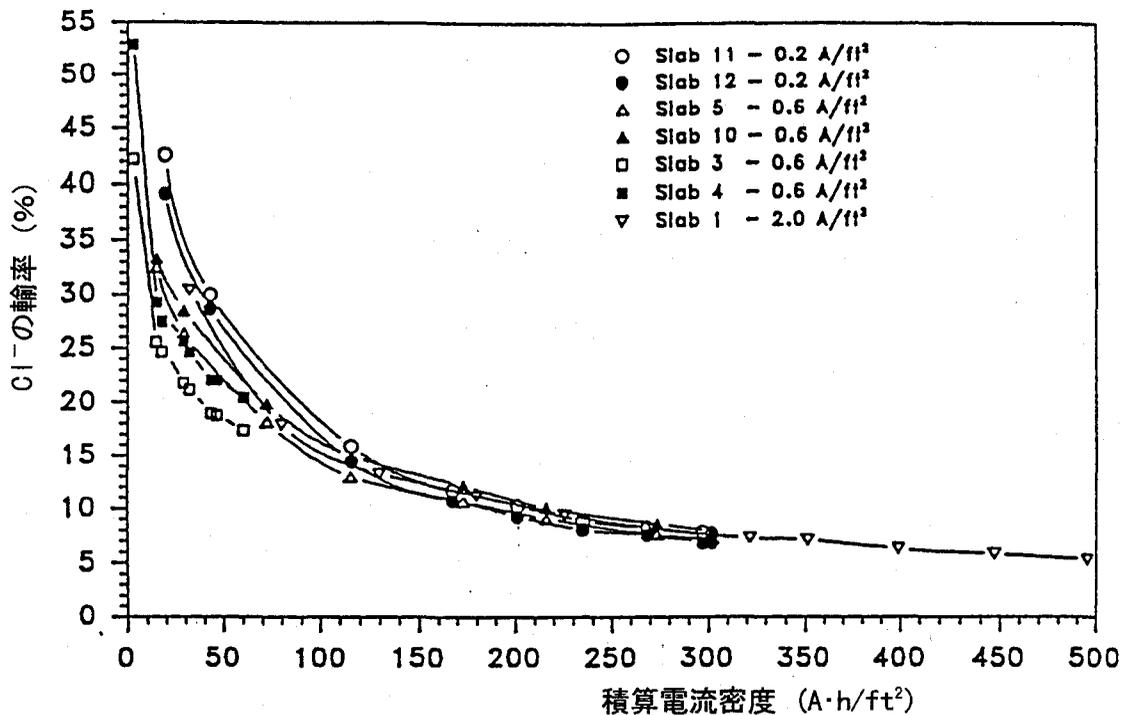


図 2-1 積算電流密度と Cl^- の輸率の関係に与える電流密度の影響[3]

流密度と Cl^- の輸率または脱塩率との関係は電流密度に関わらずほぼ一定であることが報告されている[3, 4] (図 2-1 参照)。したがって、 Cl^- の抽出速度は電流密度に依存し、 Cl^- の抽出量そのものは通過電荷量や積算電流密度にほぼ依存するものと考えられている。

高電流密度を用いるとデサリネーションに必要とする期間は短くなるが、付着強度低下や鋼材の水素脆化あるいは通電による温度上昇の危険性が高くなるため、比較的低い電流密度で数週間かけて脱塩を行うことが望ましい。電気防食レベルの電流密度でも長期的に通電処理を行えば、 Cl^- がある程度は移動する[8, 9]ようであるが、 0.1 A/m^2 程度の電流密度では Cl^- の強制的な移動への寄与は非常に小さいとの指摘もある[10, 11]。これに対して、高電流密度の適用例として、 20 A/m^2 の電流を流した供試体で $5000 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ の積算電流密度に達した時コンクリート表面にひび割れが確認されている[3, 4]。このようなひび割れの原因としては、かぶりコンクリートの温度上昇と、カソード反応により生成される水素ガスから受ける膨張圧が考えられている。デサリネーションに適切な電流密度としては、コンクリート表面積に対して、または鉄筋表面積に対して $1.0\sim 3.0 \text{ A/m}^2$ と考えられており、上限値は 5.0 A/m^2 程度であるとされている[3, 5]。

デサリネーションによってコンクリートから除去される Cl^- は細孔溶液中にイオンの形で遊離した Cl^- であり、フリーデル氏塩のような形でセメント水和物に固定された Cl^- は移動し難いものと考えられている[5, 12]。遊離した Cl^- が優先的に除去される結果、通電開始後時間が経過するに従ってその割合が大きく減少し、固定された Cl^- の遊離による供給が不十分となり OH^- や Na^+ のような他のイオンの輸率が大きくなるものと考えられる。以上のような理由により、 Cl^- の輸率は通電期間または通過電荷量に対して、図 2-1 に示すような指数関数的な減少関数となる[3, 4, 5, 7]。このような Cl^- の輸率低下への対策として通電を断続的に行う方法が試みられている。この方法により、一旦通電を停止して固定されていた Cl^-

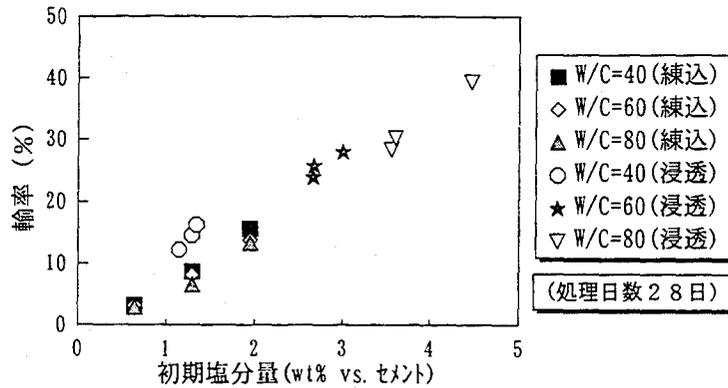


図 2-2 初期塩分量と Cl⁻の輸率の関係[14]

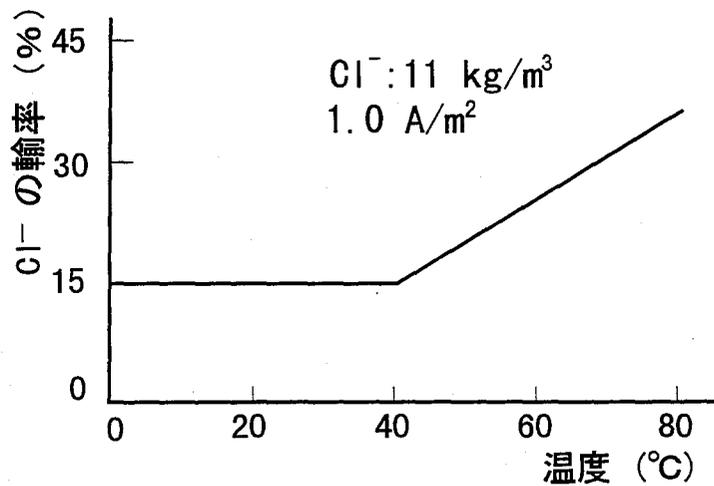


図 2-3 Cl⁻の輸率と温度の関係[4]

を遊離させ、しばらくした後、再度通電を開始すると Cl⁻の輸率はある程度回復することが報告されている[11, 13]。

2.1.3 初期塩分濃度

コンクリート中の初期塩分濃度が大きいほど、Cl⁻の輸率と脱塩率は大きくなる[3, 4, 7, 14] (図 2-2 参照)。一般的に輸率はイオンの移動速度に依存するものであり、イオンの移動速度は濃度と温度に依存するものであると考えられている。また、すでに述べたように、デサリネーションによって移動する Cl⁻は細孔溶液中に存在する遊離したイオンであり、フリーデル氏塩の形でセメント水和物に固定された Cl⁻は移動しないものと考えられている。一方、このフリーデル氏塩の形態をとる Cl⁻量は、セメント重量に対して約 0.4%でほぼ一定であると考えられており[15]、この場合、初期塩分濃度が大きくなるとコンクリート中のイオン全体に対する遊離した Cl⁻の割合が大きくなり、Cl⁻の輸率および脱塩率が大きくなるものと考えられる。

2.1.4 温度

デサリネーション適用時の温度の影響を検討した実験例によると、40℃までは Cl^- の輸率はほぼ一定値をとるが 40℃以上に温度が上がると温度の上昇に比例して Cl^- の輸率は増加することが報告されている[3, 4, 5, 72] (図 2-3 参照)。一般に、Arrhenius の式に示されるように、化学反応速度は温度の上昇にともなって増大する[1]。これにより、高温時にはコンクリート中におけるイオンの移動速度が大きくなった可能性がある。デサリネーションでは比較的高い電流密度となるため温度上昇にともなう Cl^- の輸率の増加もある程度は望めるが、あまり高温になるとコンクリートにひび割れが入る恐れがあるため[4, 16]、温度が制限されている場合がある[5]。また、30 A/m^2 と非常に大きな電流密度の通電を行ったところ、鉄筋近傍のコンクリートが乾燥したことにより、温度が 94℃まで上昇したとの報告も見られる[3]。なお、この場合コンクリートの電気抵抗が増大することにより、定電流を流すための電圧も著しく増大したことが併せて述べられている。

これに対して、コンクリート表面積に対して 1.0 A/m^2 の定電流制御で通電を行った場合、脱塩処理温度 5℃～60℃の範囲で上昇させても脱塩率には影響は見られなかったが、処理電圧を低下させる効果が確認されている。これは、脱塩処理温度上昇に伴い、当量イオン電導度が上昇したことによると考えられている[17]。

2.1.5 セメントの種類および水セメント比

電解セルを用いたモルタル供試体への通電処理の結果、 Cl^- の輸率は早強セメントを用いた場合が最も大きく次いで普通セメント、フライアッシュセメント、高炉セメントの順になることが報告されている[7]。これは早強セメント水和物中では遊離した Cl^- の存在割合が高いということと、普通セメントは一般に高炉スラグやフライアッシュなどのポゾランを多く含むセメントより拡散係数が大きいということにより Cl^- 透過性に差が出たものと考えられている[5]。これに対して、混和材としてフライアッシュや高炉スラグを含む場合、硬化過程において OH^- を消費するため、相対的にコンクリート中における Cl^- の割合が大きくなり、 Cl^- の輸率は大きくなることが報告されている[11]。

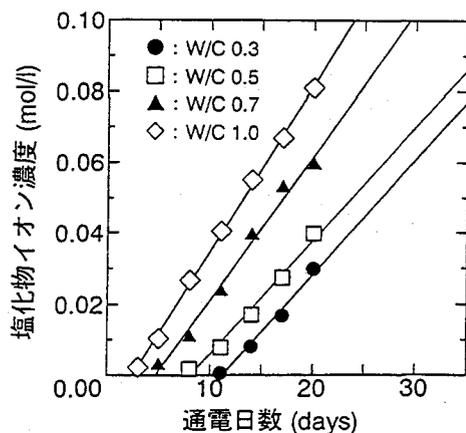


図 2-4 電解セルによる Cl^- の透過[19]
(電流密度一定: 1.0 A/m^2)

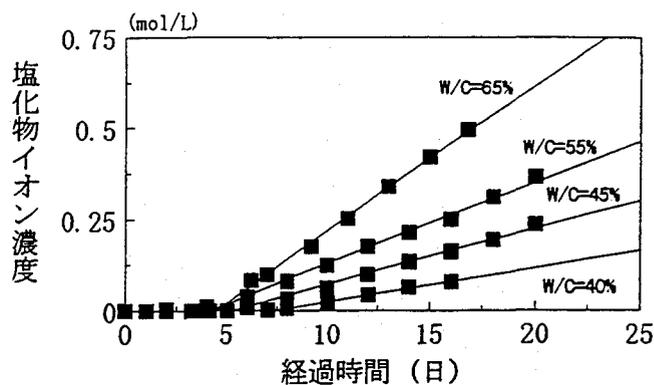


図 2-5 電解セルによる Cl^- の透過[20]
(電位差一定: 15 V)

同様に電解セルを用いた実験により、水セメント比が大きいほど Cl^- の輸率や移動度が大きくなることが報告されている。例えば、水セメント比が 80% の場合の同一通電条件における Cl^- の透過量は水セメント比が 30% の場合の 1.8 倍程度であったとしている[7]。また、普通ポルトランドセメントを用いた $W/C=0.5\sim 1.0$ のモルタルを用いて 1.0 A/m^2 の電流密度で Cl^- の透過量を検討した結果、モルタル中を徐々に Cl^- が浸透していく場合の移動速度 (v_1) は W/C が大きいほど大きいが、モルタル中を Cl^- が貫通した後、通電により定常的に移動している場合の移動速度 (v_2) は W/C による影響が小さいことを報告している (図 2-4 参照) [11, 18, 19]。これに対して、同様の電解セルを用いて、電位差を一定の 15 V とした場合の検討結果によると、 W/C が大きいほど、定常状態に達するまでの期間は短く、定常状態における Cl^- の透過速度は大きくなっている (図 2-5 参照) [20]。これは、 W/C が大きいほどセメント硬化体の緻密性が低下し、 Cl^- の移動が容易になるためと考えられている[11, 20]。

2.2 デサリネーションの問題点

2.2.1 付着

デサリネーション等の電気化学的手法によって陰極として働く鉄筋付近には、 Na^+ 、 K^+ 等のアルカリ金属イオンが蓄積され、また水の電気分解によって OH^- が生じる[21]。鉄筋付近で濃度が高くなった NaOH や KOH などがセメントペースト中のカルシウムやアルミニウムのケイ酸塩と反応し、溶解性のケイ酸塩を生成するため[21]、セメントペーストが軟化し[22, 23, 24, 25]、付着強度の低下が生じる可能性が指摘されている。

通電にともなう鉄筋とコンクリートとの付着強度低下の例はいくつか報告されている。5.0 kg/m^3 の NaCl を混入したコンクリートを用いて作成した鉄筋コンクリート供試体に対してデサリネーションを適用した後に鉄筋の引き抜き試験を行った例では、鉄筋表面積に対して 6.8 A/m^2 (コンクリート表面積に対して 1.0 A/m^2) の電流密度で 13 週間の通電処理を施しても顕著な付着強度の低下はなかったが、鉄筋表面積に対して 14.0 A/m^2 (コンクリート表面積に対して 2.0 A/m^2) の場合には大幅な付着強度低下が見られたとしている[26]。このような現象は電気防食のような低い電流密度の場合でも報告されており、 30 mA/m^2 の電流密度を適用した場合に、約 2 年後から付着強度が低下し始め、積算電流密度が鉄筋表面積当たり $907 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ に達したときには付着強度が 50% 低下したとの報告もある[21]。

以上のような付着強度低下の報告に対して、鉄筋表面積に対して $10000 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ 程度まで通電した場合、一度低下していた付着強度が著しく増大することが報告されている[27, 28]。この理由として、通電の初期の段階では鉄筋で生じるカソード反応は式(1.2)で示した酸素還元反応であるが、積算電流密度が大きくなると鉄筋近傍において酸素が欠乏するため、二次的な反応として次式がカソード反応となり、軟化したセメントペースト中の水分を消費して再度硬化するものと推定されている。



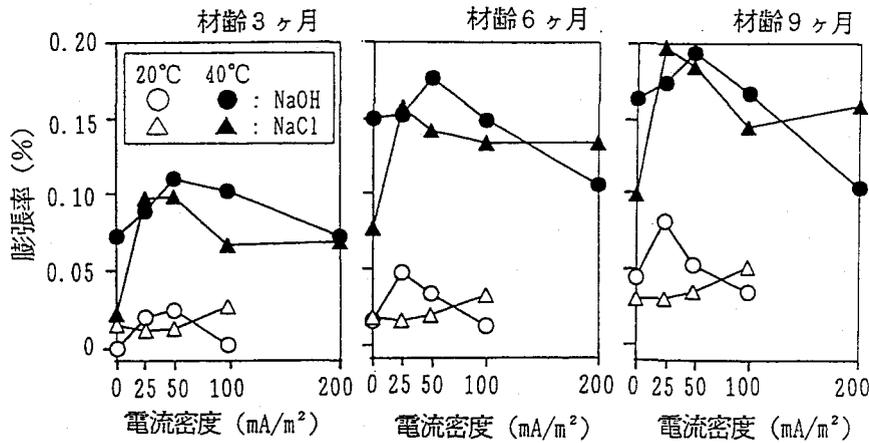


図 2-6 膨張率と電流密度の関係[36]

また、デサリネーションの適用により低下した付着強度が、通電処理終了後に経時的に回復していくことを指摘した実験結果も見られる[28]。

このような付着強度の低下程度は実験条件等により異なるが、デサリネーションレベルの通電処理を行う場合、鉄筋とコンクリートとの付着に何らかの影響を与えることは確実なようである。

2.2.2 アルカリシリカ反応

(1) 通電処理の影響

アルカリ骨材反応の中でも代表的なアルカリシリカ反応は、骨材中の反応性シリカ (SiO_2) が、コンクリート細孔溶液中のアルカリと反応してアルカリシリカゲルを生成するものである(第一段階: 化学反応過程)。この反応によって生じたアルカリシリカゲルが細孔溶液などの水分を吸収し、コンクリート内部における局所的な容積膨張を生じさせ(第二段階: 吸水膨張過程)、コンクリート中にひび割れを発生させることになる[29, 30]。

再アルカリ化工法の場合には、陽極を浸す電解質として Na_2CO_3 等を用いるため、電解質中のアルカリ金属イオン (Na^+) がコンクリート中に浸透し、鉄筋周辺は pH が 14 に近い強アルカリ状態となる[5]。このためコンクリート中に反応性骨材が存在すると、膨張反応を引き起こす可能性が高くなる[31, 32, 33, 67]。これに対して、デサリネーションの場合は通常、電解質溶液からの Na^+ の供給はないが、デサリネーションを適用するコンクリート中には NaCl の形態で塩化物が混入している可能性が高いことや、カソード反応によって OH^- が鉄筋近傍で生成されることなどから、通電によって鉄筋近傍で潜在的なアルカリ骨材反応が促進される危険性が高くなる[34, 35]。

反応性骨材を使用したコンクリート供試体に通電処理を施した後にコンクリートの膨張率を測定した結果によれば[36, 37]、電流密度が 50 mA/m^2 の場合には、非通電のものよりも通電を行っているコンクリートのほうが膨張の開始時期が早く、膨張率も大きくなる傾向が見られた。また、このような傾向は鉄筋の近傍において最も顕著に見られたとしている。さらに、電流密度を変化させたところ、電流密度に関して膨張率にペシマム値が見られ、 50 mA/m^2 付近で最大値となった(図 2-6 参照)。これは、電流密度がある値を越えると、鉄筋付近の

アルカリ金属イオンが過剰に濃縮されてゲルの流動化が起こり、膨張圧が緩和されるためと考えられている。また、アルカリとして NaOH を添加したものより NaCl を添加したもののほうが通電の影響を強く受けている。

電気防食レベルの通電処理に関する検討と比較して、デサリネーションレベルの検討例はまだ少ない。鉄筋表面積に対して $0.0\sim 8.0\text{ A/m}^2$ の電流密度で 4~12 週間の通電処理を反応性骨材を含む供試体に対して施した例によると、通電処理後に湿潤環境に静置した供試体のアルカリ骨材反応による膨張は、無処理の場合と比較して促進されるが、膨張量は積算電流密度に関してベシマムな挙動を示すことが報告されている[38]。

反応性骨材を含む鉄筋コンクリートはりの供試体に対して屋外環境で 3 年間の電気防食（電流密度は 50 mA/m^2 ）を施した結果、電気防食の適用により鉄筋近傍のアルカリシリカ反応は促進され、鉄筋とコンクリートとの付着強度低下により、曲げ耐力も低下したとしている[39]。

以上のように、通電処理がアルカリ骨材反応を促進する可能性は大きく、デサリネーション適用前の十分な調査検討が必要であろう。

(2) Li^+ 浸透の効果

アルカリシリカ反応により劣化したコンクリートの補修方法としては、コンクリートへの水分の供給を遮断する表面処理工法が一般的であったが、アルカリシリカ反応に化学的に関与して膨張を抑制する Li 化合物をコンクリートに内添、あるいは含浸させることにより、その膨張を抑制する方法が検討されている。コンクリート中に Li^+ を練り混ぜた場合、アルカリ骨材反応による膨張を抑制するためには、Li/Na モル比で $0.6\sim 0.9$ 以上[40, 41]、 Li^+ を含浸させた場合には 1.5 以上程度[42]が必要とされている。

デサリネーションの適用による鉄筋近傍への Na 集積を防止する目的で、電解質溶液に Li 化合物を使用することにより、コンクリート内部に Li^+ を浸透させる試みが検討されている[43, 44]。この結果、溶液濃度に関わらず Li^+ はコンクリート内部へと浸透し、鉄筋周辺部を除いて Li/Na モル比を 1 以上にすることができたとしている。また、その後 6 ヶ月間の屋外暴露によって、鉄筋周辺部の Na^+ は拡散し、同時にコンクリート表面付近の Li^+ がコンクリート内部に拡散することにより、鉄筋近傍の Li/Na モル比が増大したとしている。また、反応性骨材を使用したコンクリートへの適用例では、 Li^+ を浸透させることにより、通電処理による膨張を抑制することができたとする報告も見られる[35]。

2.2.3 水素脆化

水素脆化とは、水素の浸入によって、鋼材などの金属材料の強度や靱性が低下する現象である。P C 鋼材のような高強度鉄筋は RC 構造に用いられる鉄筋より水素脆化の影響を受けやすい。鋼材（陰極）の電位が水素発生電位より貴である場合、通電によるカソード反応は式(1.2)に示した通りであるが、鋼材電位が水素発生電位より卑である場合には次式により水素が発生する[21, 31, 45, 65]。

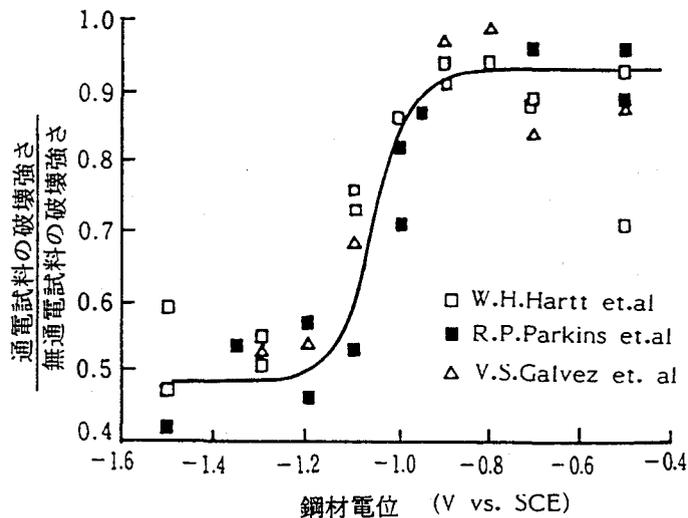


図 2-7 PC鋼材の水素脆化に関する検討結果[46]



水素は平衡電位より卑な電位で発生する。この平衡電位と水素発生電位の差の過電圧は電流密度、温度、鋼材の表面状態等により異なるため、水素が実際に発生する電位を決定することは難しい。しかし、水素の平衡電位を水素発生電位の目安とし、鋼材の電位が平衡電位よりも卑な電位にならないように管理することによって水素の発生を防ぐことができると考えられる。例えば、pHが12.5における水素の平衡電位は-934 mV vs Ag/AgClである[45]。

図 2-7 は、コンクリート疑似溶液をもちいてPC鋼材の水素脆化を検討した実験結果[46]であるが、PC鋼材の強度が、ちょうど上述の電位を越えるあたりから急激に低下することを確認できる。鋼材中に吸着された水素としては、常温で拡散でき、水素脆化に直接関係する不安定な拡散性水素と、高温で拡散し、水素脆化に直接関係しない安定な非拡散性水素に分類できる[47, 48]。この拡散性水素量の大小によって水素脆化の影響の度合いが決まるものと考えられている[49, 66]。

電気防食レベルでは、電位を調整することにより、水素の発生を回避するという思想のもとに、PC構造物への通電処理が検討され始めている[50, 51, 52]。また、ポストテンションタイプのPC構造物の場合は、シース管が陰極となるために、シース面の防食電位が水素発生電位近傍となった場合でも、シース管内に存在するPC鋼材はこれよりも貴な電位をとり、水素脆化の危険性は小さくなるはずである[45, 53]。ただし、広範囲にわたってシース管に欠陥が生じている場合にはその部分から防食電流が流入するため、PC鋼材の水素脆化の危険性が增大することが指摘されている[54]。

カソード反応により発生した水素は、PC鋼材に吸蔵されない場合でもコンクリート側に悪影響を与える可能性がある。例えば、PC構造物に過剰な防食を行った結果、PC鋼材に沿った縦ひび割れの発生が報告されている[55]。これは、鋼材表面で発生した水素ガスがコンクリート中を拡散しきれずに蓄積し、鋼材周辺に極めて高い内圧を生じさせたためと考えられている。

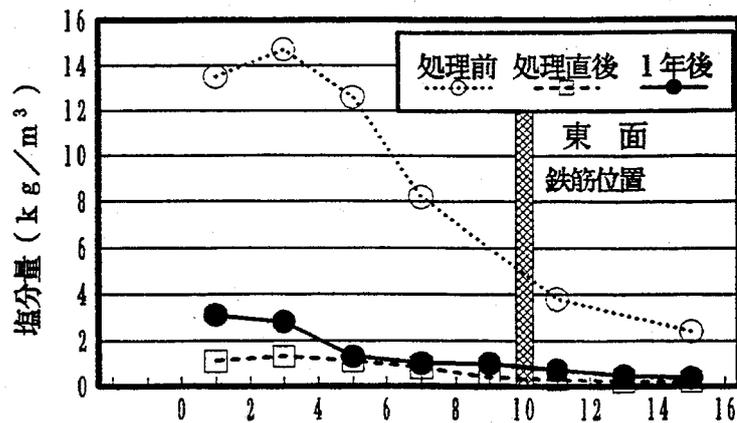


図 2-8 デサリネーション適用後の塩分の再分布状況[56]

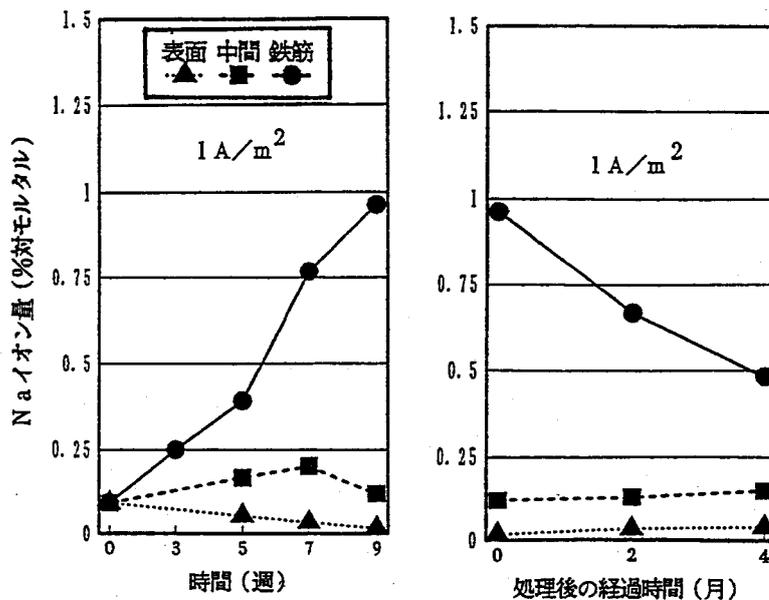


図 2-9 通電に伴う Na^+ の集積と再分布[26]

2.2.4 イオンの再分布

前述したように、デサリネーションを適用することにより、 Cl^- などの陰イオンはコンクリート表面方向に移動し、 Na^+ や K^+ などの陽イオンはコンクリート中の鉄筋近傍に集積する。したがって、通電処理終了直後においてはコンクリート中のイオンに濃度勾配が生じており、ある程度の時間が経過すればコンクリート中の各種イオンは新たな平衡状態を形成するものと予測される。例えば、通電を行ってもコンクリート中には固定された Cl^- がフリーデル氏塩の形で残ることになる。この塩化物が新たな平衡状態に達し、その Cl^- の一部が遊離すると再び鉄筋の腐食が始まる危険性が残されている[4, 12]。また、鉄筋近傍で過度に濃縮されたアルカリ濃度も時間とともに緩和されるものと考えられる。

実構造物にデサリネーションを適用した例では、処理前、処理終了直後、および処理終了1年経過後にコアサンプルを採取して含有塩分量を測定している[56]。この結果、デサリネーションによって大幅に減少した含有塩分量は処理終了後1年経過しても鉄筋周辺部分では

とんど変わらず、処理後の Cl^- の浸透によりコンクリート表面付近でわずかに増加しているのみであった (図 2-8 参照)。また、脱塩処理終了後に、コンクリート表面の被覆処理を適切に行えば、コンクリート表面付近の Cl^- 増加も抑制できるとしている。

別の実構造物およびコンクリート供試体にデサリネーションを適用した例では、コンクリート中の Na^+ 量分布の変化を検討している[26]。通電処理により、鉄筋周辺部の Na^+ 量は他の部分と比較してかなり高い値となるが、処理後の時間経過とともに片寄ったイオンの分布は徐々に平均化した (図 2-9 参照)。通電処理後 6 ヶ月経過した段階で鉄筋周辺の Na^+ 量は処理直後の約半分となっており、 Na^+ は Cl^- の場合と比較して短期間で拡散可能であると考えられる[35, 57]。これにより、前述したようなアルカリの集積による悪影響が緩和されることも考えられる。

2.2.5 その他の問題点

デサリネーションを用いた場合にその効果の現れにくい部分 (シャドー・スポット) ができることがある。例えば陽極から等距離にならんだ 2 本の鉄筋を陰極とするとその鉄筋の間の部分や陽極と反対側になる鉄筋の裏側部分は効果が現れにくくなる。このような部分には電流が届きにくい為このような現象が起きると考えられる[3, 13] (図 2-10 参照)。また、多段配置された鉄筋を並列で接続された陰極として通電処理を行った場合、陽極から遠い方がコンクリートの電気抵抗が大きくなるため、陽極から近い方の鉄筋に流れる電流の方が大きくなる (図 2-11 参照) [4, 5, 58]。

このような現象の対策として、コンクリート中の鉄筋を陰極としない、外部電極方式が提案されている[59, 60]が、適用場所が限定されることや、電食作用によりコンクリート中の鉄筋腐食が促進される可能性があるなど問題点も多く、根本的な解決には到っていないのが現状であろう。

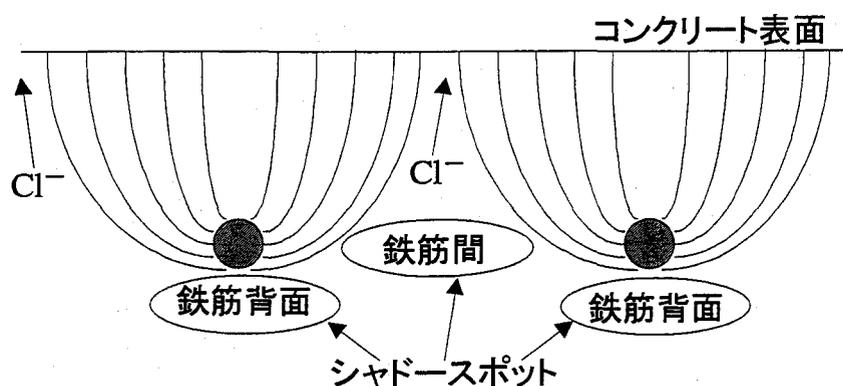


図 2-10 シャドー・スポットの例[13]

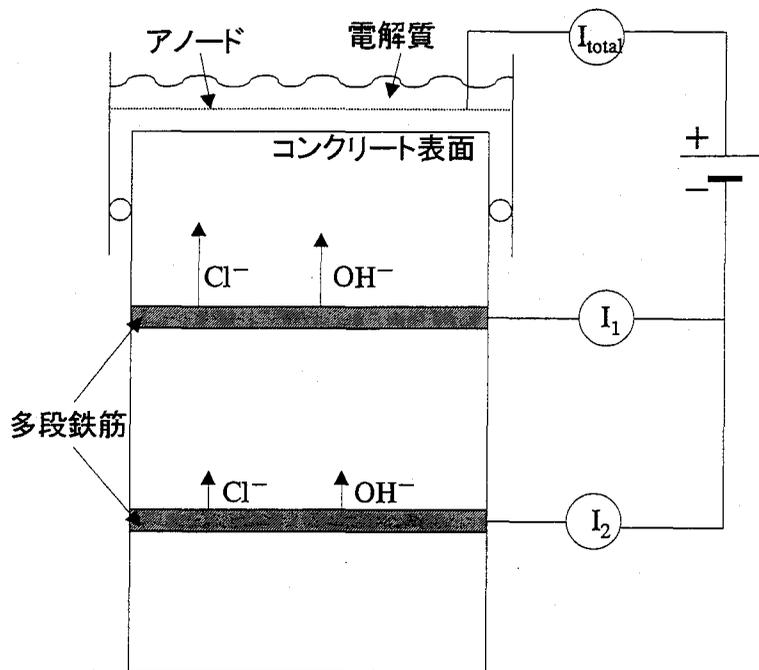


図 2-11 多段配置の例[5]

2.3 代表的な適用事例

デサリネーションの適用に関する調査・研究例を表 2-1 にまとめた。欧米ではデサリネーションの実用化に向けた検討が積極的に進められているが、現在はまだ試験的な段階であり、実構造物への適用事例の数は電気防食工法と比較してもかなり少ないと言える。日本においても、関心は高まりつつあるが本格的な検討はこれからであり、2.2 に示したような問題点を克服し、デサリネーションの実用化のために調査・研究を進めていくことが望まれる。

表 2-1 デサリネーション検討例

文献番号	電流密度 (A/m ²)	積算電流密度 (A·h/m ²)	通電結果
4	2.0 (C)	3000 (C)	コンクリートの軟化は見られない。
	20.0 (C)	5000 (C)	温度が 100℃を越え、軸方向ひび割れが入る。鉄筋付近は軟化している。2.0 A/m ² が適切。
5	1.0~3.0 (S)	1~4ヶ月通電	標準的な通電条件として提示。
	3.0 (S)	4032 (S)	セメント量に対して約 0.5%の塩化物が残る。上限値として鉄筋またはコンクリート表面に対して 5.0 A/m ² を提示。
		500 (S)	鉄筋近傍コンクリートの pH が 14 付近となる。
6	0.25~2.0 (C)	25~500 (C)	効果的なのは 1.5~2.0 A/m ² で、35%の塩化物を除去。厚さ 25 mm のコンクリートから塩化物を除去するには 500 A·h/m ² が必要。

16	0.26~0.77 (C)	610 (C)	鉄筋近傍の塩化物の約 80%を除去。上限値は 2.0 A/m ² とする。
21	0.03 (S)	526 (S)	付着強度に影響が出始める。
		907 (S)	付着強度が約 50%低下。鉄筋にくぼみができる。鉄筋近傍に Na ⁺ 、K ⁺ が集積。
	5.0 (C)	2160 (C)	付着強度が著しく低下。
	0.4 (S)	3504 (S)	付着強度が 80%低下。鉄筋近傍の軟化を観察。
27	7.6 (S)	約 5000 (S)	無処理のものに対する付着強度比が約 60%となる。
	6.6 (S)	約 13000 (S)	無処理のものに対する付着強度比が約 300%まで回復。
31	0.5~1.0 (C)		上限値として 3.0 A/m ² を提示。0.5~1.0 A/m ² が適切。
61	1.0 (C)	2400 (C)	コンクリートの含有塩化物の 65~85%を除去。
62	0.0323 (S)	326 (S)	付着強度の低下はほとんど見られない。
	0.538 (S)	5426 (S)	無処理のものに対する付着強度の低下は 19~33%
63	0.215 (S)		反応性骨材を用いた供試体にひび割れの入るまでの時間が 40%早くなる。
	1.076 (S)		反応性骨材を用いた供試体にひび割れの入るまでの時間が 60%早くなる。
64	5.0 (S)	3360 (S)	付着強度が 9~23%低下。Cl ⁻ の輸率は約 20%、脱塩率は約 45%。
		6720 (S)	付着強度が 17~47%低下。
68	1.0 (C)	1440 (S)	実構造物で大幅な脱塩効果を確認。
69	1.0 (C)	1176 (C)	橋脚の最大 Cl ⁻ 量がセメント重量に対して 0.7%から 0.25%へ減少。別の橋脚でも 2.2%から 0.85%へ減少。
70	1.0 (C)	1344 (C)	鉄筋近傍の Cl ⁻ 量が 6.0 kg/m ³ から 0.5 kg/m ³ へ減少。処理後の鉄筋分極曲線より、防食効果を確認。
71	1.0 (C) (2.4(S))	1440 (C) (3456(S))	鉄筋近傍の塩分量が 2.75 kg/m ³ から 0.6 kg/m ³ へ減少。コンクリート表面から遠い奥の鉄筋付近の脱塩効果確認。
73	5.0 (C)	2100 (C)	鉄筋近傍での OH ⁻ 濃度上昇によるアルカリ骨材反応促進の可能性を指摘。
74	1.0, 4.0 (S)	936, 3744 (S)	脱塩率は 40~70%。処理後 1 年で若干の Cl ⁻ 再分布を確認。拡散計算で再分布評価可能。
75	1.0 (C)	1200 (C)	実構造物において、鉄筋近傍の Cl ⁻ 量がセメント重量に対して 0.2%まで減少。

注) 電流密度および積算電流密度の値に付した(C)はコンクリート表面積に対する値、(S)は鉄筋表面積に対する値であることを示す。

参考文献

- [1] A. R. Denaro : 基礎電気化学、東京化学同人、1970.
- [2] 田村英雄、松田好晴 : 現代電気化学、培風館、1977.
- [3] J. E. Bennett, T. J. Schue, K. C. Clear, D. L. Lankard, W. H. Hartt and W. J. Swiat, :
Electrochemical Chloride Removal and Protection of Concrete Bridge Components: Laboratory
Studies, Strategic Highway Research Program, 1993.
- [4] J. E. Benett and T. J. Schue, ELTECH Research Corporation : Electrochemical Chloride
Removal from Concrete :A SHRP Contract Statues Report, Corrosion'90, Paper Number 316,
1990.4
- [5] A. J. van den Hondel and R. B. Polder : Electrochemical Realkalisation and Chloride Removal of
Concrete, Construction Repair, pp. 19~24, 1992.9/10
- [6] T. M. Balasubramanian, S. Srinivasan, K. Jalyalakshmi, N. U. Nayak, N. S. Rengaswamy and K.
Balakrishnan : Removal of Chloride from Concrete Using an Electrochemical Technique,
Bulletin of Electrochemistry 6(1), pp. 30~31, 1991.1
- [7] 芦田公伸、石橋孝一 : 直流電流によるコンクリート中の塩分の移動、コンクリート構造
物の補修工法に関するシンポジウム論文報告集、pp. 155~170、1992.10
- [8] 生田裕二、武若耕司、川俣孝治 : 中性化と塩害の複合作用により劣化したRC構造物へ
の電気防食の適用性について、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシン
ポジウム論文報告集、pp. 213~218、1994.10
- [9] 井川一弘、篠田吉央、加納伸人、田中健一郎 : コンクリート構造物の電気防食試験、コ
ンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 159~164、
1994.10
- [10] 久田 真、大即信明、長滝重義、藤田 淳、呉 承寧 : モルタル中におけるイオンの電
氣的移動に及ぼす電流密度および混和材の影響、第49回土木学会年次講演会講演論文
集V部門、pp. 390~391、1994.9
- [11] 久田 真 : 通電によるコンクリート中のイオンの移動に関する研究、東京工業大学博士
論文、1997.5
- [12] J. Tritthat, K. Pettersson and B. Sorenson : Electrochemical Removal of Chloride from Hardened
Cement Paste, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol. 23, pp. 1095~1104, 1993.
- [13] G. Anderson : Chloride Extraction and Re-alkalisation of Concrete, Hong Kong Contractor, pp.
20~25, 1990.7-8
- [14] 芦田公伸、友澤史紀、石橋孝一、宇田川秀行 : 塩害を受けたコンクリート構造物への電
気化学的補修技術の基礎検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.1、pp.
877~882、1997.6
- [15] W. Richartz : Die binding von Chlorid bei der Zementerhartung, Zement-Kalk-Gips, Heft 10, pp.
447~456, 1969.
- [16] D. G. Manning and F. Pianca : Electrochemical Removal of Chloride Ions from Reinforced
Concrete: Initial Evaluation of the Pier S19 Field, The Research and Development Branch,

- Ontario Ministry of Transportation, pp. 1~22, 1990.10
- [17] 酒井裕智、宮川豊章、半田 実、芦田公伸、石橋孝一：電気化学的処理による鉄筋コンクリート構造物からの塩分除去、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 53~58、1994.10
- [18] 久田 真、長滝重義、大即信明：通電によるモルタル中の塩化物イオンの移動程度と脱塩効果、第48回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 268~269、1993.9
- [19] 久田 真、大即信明、長滝重義、藤倉修一：通電によるモルタル中のイオンの移動に及ぼす諸要因の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.1、pp. 907~912、1995.6
- [20] 杉山隆文、長岡 覚、辻 幸和、橋本親典：コンクリートの塩化物イオン拡散係数の算定に関する電気泳動を利用した促進試験方法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.1、pp. 981~986、1996.6
- [21] C. E. Locke, C. Dehghanian and L. Gibbs : Effect of Impressed Current on Bond Strength between Steel Rebar and Concrete, Corrosion'83, Paper Number 178, 1983.4
- [22] 黒井登起雄、二ツ森茂樹：鉄筋の陰極電解によるセメントペーストの軟化に関する基礎研究、第37回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 281~282、1982.9
- [23] 黒井登起雄、二ツ森茂樹、佐藤喜悦：鉄筋の陰極電解によるセメントペーストの軟化と付着性状について、第38回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 241~242、1983.9
- [24] 黒井登起雄：電解による鉄筋周辺のセメントペーストの軟化と付着性状について、第39回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 25~26、1984.9
- [25] 石井浩司、杉橋直行、関 博、福手 勤、千葉丈夫：電流を印可したセメントペーストの導電経路と物性変化に関する研究、土木学会論文集、No. 514/V-27、pp. 1~8、1995.5
- [26] 宇田川秀行、芦田公伸、石橋孝一、半田 実：直流電流による鉄筋近傍へのNaイオンの集中とその後の再分散、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 1、pp. 829~834、1993.6
- [27] J. B. Miller and G. E. Nustad : Effect of electro-chemical treatment on steel to concrete bond strength, Proc. of NASE conference in Sandefjord, Norway, 1993.6
- [28] O. Vennesland, E. P. Humstad, O. Gautefall and G. Nustad : Electrochemical Removal of Chlorides from Concrete - Effect on Bond Strength and Removal Efficiency, Proc. of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, pp. 448~455, 1996.4
- [29] 中部セメントコンクリート研究会編：コンクリート構造物のアルカリ骨材反応、理工学社、1990.11
- [30] 小野紘一、川村満紀、田村 博、中野錦一：コンクリートの耐久性シリーズ アルカリ骨材反応、技報堂出版、1986.5
- [31] J. B. Miller, Norsk Overflate Teknikk A/S : Chloride Removal and Corrosion Protection of Reinforced Concrete, Proc. of Strategic Highway Research Program and Traffic Safety on Two Continents in Gothenburg, Swedish Road and Traffic Research Institute, pp. 116~127, 1989.9
- [32] R. Herr and W. Wieker : High alkali metal and sulphate contents in cements-two common factors

- to both alkali-silica reaction and subsequent ettringite formation in concrete
- [33] T. K. H. Al-Kadhimi and P. F. G. Banfill : The Effect of Electrochemical Re-alkalization on Alkali-silica Expansion in Concrete, Proc. of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp. 637~644, 1996.8
- [34] C. L. Page : Interfacial Effects of Electrochemical Protection Methods Applied to Steel in Concrete, Proc. of International Conference on Rehabilitation of Concrete Structures, pp. 179~187, 1992
- [35] 小川智広、上田隆雄、宮川豊章、芦田公伸 : デサリネーションがコンクリートのアルカリ骨材反応に与える影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20、No. 1、pp. 389~394、1998.7
- [36] 黒田 保、西林新蔵、吉野 公、井上浩之、卞 慶漢、梅 敦司 : 電流場におけるアルカリ骨材反応に関する研究、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 47~52、1994.10
- [37] 西林新蔵、林 昭富、王 鉄成、鎌田隆志 : アルカリ骨材反応に及ぼす電流場の影響に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 1、pp. 201~206、1992.6
- [38] C. L. Page and S. W. Yu : Potential Effects of Electrochemical Desalination of Concrete on Alkali-silica Reaction, Magazine of Concrete Research, Vol. 47, No. 170, pp. 23~31, 1995.3
- [39] 鳥居和之、西村敏明、石井浩司、川村満紀 : 電気防食を実施した鉄筋コンクリート部材のアルカリシリカ反応と耐荷性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19、No. 1、pp. 937~942、1997.6
- [40] 二村誠二 : 水酸化リチウムがアルカリシリカ反応に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 1、pp. 935~940、1993.6
- [41] 高倉 誠、坂口由里子、友澤史紀、阿部道彦 : Li化合物によるアルカリ骨材反応の膨張抑制に関する一実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 10、No. 2、pp. 761~766、1988.6
- [42] 北川明雄、友澤史紀、阿部道彦 : 亜硝酸リチウムの含浸によるコンクリートのアルカリ骨材反応抑制効果、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 11、No. 1、pp. 117~122、1989.6
- [43] 酒井裕智、半田 実、芦田公伸、石橋孝一 : 電気化学的処理による鉄筋コンクリート構造物へのイオン浸透性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 17、No. 1、pp. 807~812、1995.6
- [44] 芦田公伸、石橋孝一、酒井裕智 : 電気化学的処理による鉄筋コンクリート中へのイオン浸透及び拡散状態、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18、No. 1、pp. 1107~1112、1995.6
- [45] コンクリート構造物の電気防食法研究委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1994.10
- [46] W. E. Hartt, P. K. Narayanan, T. Y. Chen, C. C. Kumria and R. J. Kessler : Cathodic Protection and Environmental Cracking of Prestressing Steel, Corrosion '89, Paper 382, 1989.

- [47] 鈴木信一、石井伸幸、宮川敏夫、原田宏明：鋼材の遅れ破壊特性評価試験法、鉄と鋼、Vol. 79、No. 2、pp. 97～102、1993.
- [48] 山崎真吾、高橋稔彦、石川房男：耐遅れ破壊特性の定量的評価方法の検討、材料とプロセス、Vol. 7、pp. 1594～1597、1994.
- [49] 石井浩司、関 博、福手 勤、井川一弘、杉橋直行：P C鋼材の水素脆化に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 532/V-30、pp. 131～140、1996.2
- [50] 山本 悟、峰松敏和、石川光男、坂本浩行：実橋RC桁及びPC桁供試体における電気防食試験、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 145～150、1994.10
- [51] B. L. Martin, K. Arase and K. Kawamata : Cathodic Protection of Structures Containing Prestressed Steel in USA, Proc. of JCI Symposium on Repair and Cathodic Protection of Concrete Structures, pp. 191～198, 1994.10
- [52] 竹谷正造、香川浩司、峰松敏和、川俣孝治：新設プレストレストコンクリート構造物への電気防食法の適用、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 1、pp. 755～760、1993.6
- [53] 峰松敏和、堺 孝司、池田勝日輝、石川光男：水素発生領域におけるプレストレストコンクリートの電気防食、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、No. 1、pp. 841～846、1994.6
- [54] 武若耕司、C. L. Page：塩害の生じたポステンPC構造物への電気防食の適用に関する基礎的研究、第51回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 284～285、1996.9
- [55] 武若耕司：コンクリート構造物における電気防食法の現状、コンクリート工学、Vol. 30、No. 8、pp. 16～27、1992.8
- [56] 芦田公伸、大瀬 宝、半田 実、石橋孝一、酒井裕智：電気化学的処理による鉄筋コンクリート構造物からの塩分除去工法における適用事例、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 63～68、1994.10
- [57] 小川智広、上田隆雄、宮川豊章、芦田公伸：デサリネーションがAARに与える影響、第53回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 206～207、1998.10
- [58] 吉岡光洋、福手 勤、阿部正美、濱田秀則：多段配筋された鉄筋コンクリート部材における電気防食効果、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.1、pp. 819～824、1996.6
- [59] 網野貴彦、大即信明、長滝重義、久田 真：鉄筋コンクリート部材の脱塩と再アルカリ化に関する基礎的検討、第49回土木学会年次講演会講演論文集V部門、pp. 556～557、1994.9
- [60] 大即信明、長滝重義、久田 真、網野貴彦：鉄筋コンクリート部材の脱塩・再アルカリ化工法に関する基礎的研究、土木学会論文集、No. 520/V-28、pp. 67～76、1995.8
- [61] R. Palmer and E. McCready : A Laboratory Investigation of the Chloride Extraction Method Developed by N.O.T., Taywood Engineering, pp. 1～15, 1989.9
- [62] Rasheeduzzafar, M. G. Ali and G. J. Al-Sulaimani : Degradation of Bond between Reinforcing Steel and Concrete Due to Cathodic Protection Current, ACI Materials Journal, V. 90, No. 1, pp.

8~15, 1993.1-2

- [63] M. G. Ali and Rasheeduzzafar : Cathodic Protection Current Accelerates Alkali-Silica Reaction, *ACI Materials Journal*, V. 90, No. 3, pp. 247~252, 1993.5-6
- [64] 上田隆雄、井上 晋、宮川豊章、藤井 学、芦田公伸 : デサリネーションが鉄筋の付着挙動に与える影響、第 48 回土木学会年次講演会講演論文集 V 部門、pp. 270~271、1993.9
- [65] B. B. Hope, J. S. Poland : Cathodic Protection and Hydrogen Generation, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 5, pp. 469~472, 1990.9-10
- [66] 石井浩司、関 博、福手 勤、井川一弘 : P C 鋼材の水素脆化に関する基礎実験、プレストレストコンクリート技術協会 第 4 回シンポジウム論文集、pp. 375~380、1994.10
- [67] J. B. Miller : Structural Aspect of High Powered Electro-chemical Treatment of Reinforced Concrete, *Proc. of Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, pp. 1499~1514, 1994.7
- [68] 北後征雄、神野嘉希、宮川豊章 : 鉄筋コンクリート構造物の維持管理における電気化学的な試み、橋梁と基礎、pp. 96~99、1994.8
- [69] L. K. Berthagen and F. Karlsson : Repair and Durability Actions of Swedish Concrete Structures by means of C. P. System, Removing of Chlorides by EMF, Moisture Reduction and Impregnation – Case Reports and System Evaluation, *Corrosion'93*, Paper Number 340, 1993
- [70] 芦田公伸、石橋孝一 : 電気化学的補修工法によるコンクリート中铁筋の状態変化、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16, No. 1, pp. 823~828、1994.6
- [71] 橋詰義男、國川正勝、佐野 世、山岸隆典 : 電気化学的手法を用いたコンクリートの脱塩および再アルカリ化の実構造物への適用、第 49 回土木学会年次講演会講演論文集 V 部門、pp. 682~683、1994.9
- [72] A. D. Hammond : Electrochemical techniques for the repair of concrete, *Construction Repair*, pp. 8~12, 1993.7/8
- [73] J. Tritthart : Electrochemical Chloride Removal – A Case Study and Laboratory Tests, *Proc. of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*, pp. 433~447, 1996.4
- [74] B. T. J. Stoop and R. B. Polder : Redistribution of Chloride after Electrochemical Chloride Removal from Reinforced Concrete Prisms, *Proc. of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*, pp. 456~465, 1996.4
- [75] K. Armstrong, M. G. Grantham and B. McFarland : The Trial Repair of Victoria Pier, St. Helier, Jersey Using Electrochemical Desalination, *Proc. of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*, pp. 466~477, 1996.4

第3章 コンクリート中の各種イオンの移動

3.1 はじめに

デサリネーションはコンクリート中に直流電流を流す手法であるために、電荷を運ぶコンクリート中の各種イオンは電極方向に移動する。この様なイオンの移動の中でも、 Cl^- の移動性状をとらえることはデサリネーションの効果を評価する上で非常に重要な課題である。また、 Cl^- の移動方向とは逆の方向に移動する Na^+ や K^+ などの陽イオンは鉄筋の近傍に集積することにより、コンクリートの物性に影響を与えることが考えられる。そこで、本章では、この様なコンクリート中の各種イオンの移動性状を明らかにすることを目的とする。

3.3 では、通電処理によるコンクリート中の Cl^- 濃度分布の変化を検討し、3.4 ではアルカリの濃度分布に注目する。3.5 では、積算電流密度でイオンの移動状況を整理することを試みる。3.6 では、コンクリートの W/C がイオンの移動に与える影響を検討する。3.7 では、一般的な連続通電処理に対して、断続的な通電処理を行ったときのイオンの移動状況の変化を明らかにする。3.8 では、電解溶液に Li^+ を混入したときの、コンクリート中の各種イオン分布の変化を明らかにする。3.9 では、脱塩率と Cl^- の輸率を用いてデサリネーションによる脱塩効果を評価する。

3.2 実験概要

3.2.1 実験要因

供試体にはコンクリートの練混ぜ水に溶解した形で塩化物(NaCl)を混入した。コンクリート中の Cl^- 量としては、比較的厳しい塩害が生じた場合[1]に見られる 8.0 kg/m^3 を中心とする5レベル ($0.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0 \text{ kg/m}^3$) を選んだ。

通電処理を行う際の電流密度としては、デサリネーションで従来からしばしば用いられている[2, 3, 4]、コンクリート表面に対して 1.0 A/m^2 を基本レベルとした。ただし、電流密度の影響を検討するために 0.5 A/m^2 のシリーズも作成した。なお、ここで作製した供試体の場合、コンクリート表面に対して 1.0 A/m^2 は鉄筋表面に対して 5.0 A/m^2 に相当する。本研究では、5章において鉄筋とコンクリートとの付着挙動を検討し、6章においてPC鋼材の水素脆化を扱うなど、陰極近傍に注目した検討が多いため、鉄筋表面に対する値を基にした検討が妥当であると考えられることから、電流密度や積算電流密度などの値は鉄筋表面に対する数値を示すこととする。

通電期間としては、標準的な通電期間[5, 6]である8週間を基本レベルとし、デサリネーションの最短期間と考えられる4週間と、さらに目的に応じて幾つかのレベルを選んだ。なお、デサリネーションの影響が顕著にあらわれる場合を想定した供試体には、基本的に8週間通電を適用した。また、断続的な通電処理を行った場合も通電期間は全体で8週間とした。

水セメント比は一般のコンクリート配合を想定して54%を原則とした。さらに、水セメント比の影響を検討するシリーズについては54%の場合を基本として単位ペースト量(体積)を一定としたうえで、水セメント比44%と64%の供試体も併せて作製した。

表 3-1 本章における実験の概要

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)	0.0		4.0						6.0					
電流密度 (A/m ²)	0.0	5.0	0.0	5.0						0.0		5.0		
処理期間 (weeks)	8	8	8	4	5	6	7	8*	6**	8	4	6**	8	16
Cl ⁻ 濃度分布(全塩分)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Cl ⁻ 濃度分布(可溶性塩分)			○					○						
Na ⁺ 、K ⁺ 濃度分布	○	○	○	○						○	○			○

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)	8.0							10.0	
電流密度 (A/m ²)	0.0	2.5		5.0				0.0	5.0
処理期間 (weeks)	8	2	8	4	8***	12	32	4	4
Cl ⁻ 濃度分布(全塩分)	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Cl ⁻ 濃度分布(可溶性塩分)	○				○				
Na ⁺ 、K ⁺ 濃度分布	○	○	○	○	○	○	○	○	○

* : 連続通電に加えて、断続的通電処理の検討を行った。

** : コンクリートのW/Cが54%の場合に加えて、44%と64%の場合も検討した。

*** : 断続的通電処理の検討、および、電解液としてLiOHを用いた場合の検討も併せて行った。

通電処理に用いた電解溶液は、原則として飽和Ca(OH)₂とした。ただし、Li⁺を電氣的にコンクリート中に浸透させるシリーズでは、3レベルの濃度(1.0、0.5、0.1 mol/l)のLiOH溶液を使用した。

所定の処理終了後の測定項目は、Cl⁻(全塩分および可溶性塩分)、Na⁺およびK⁺の供試体中における濃度分布とした。実験の概要を表3-1に示す。

3.2.2 コンクリートの配合と使用材料

供試体に用いたコンクリートの示方配合を表3-2に示す。

セメントは普通ポルトランドセメント(比重3.16)、細骨材は滋賀県野洲川産の川砂(比重2.57、吸水率1.6%、F.M.2.50)、粗骨材は滋賀県土山産碎石(比重2.61、吸水率1.2%、F.M.6.11)、鉄筋はSD295A D13を用いた。混和剤として、リグニンスルホン酸化合物ポリオ

表 3-2 コンクリートの示方配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	単位量 (kg/m ³)					
			セメント	水	細骨材	粗骨材	A.E剤	減水剤
44	45	13	371	163	801	988	0.93	2.0
54			328	177			0.82	1.8
64			294	188			0.74	1.6

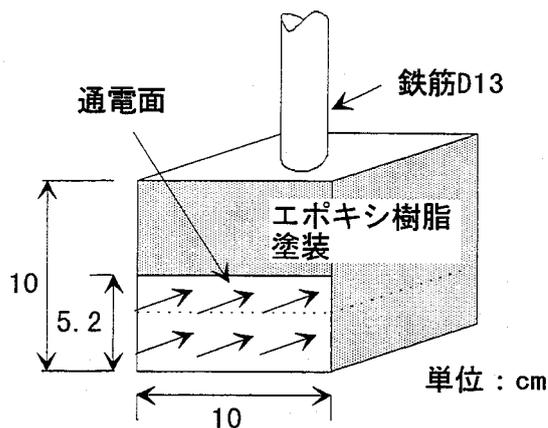


図 3-1 供試体概要および通電面

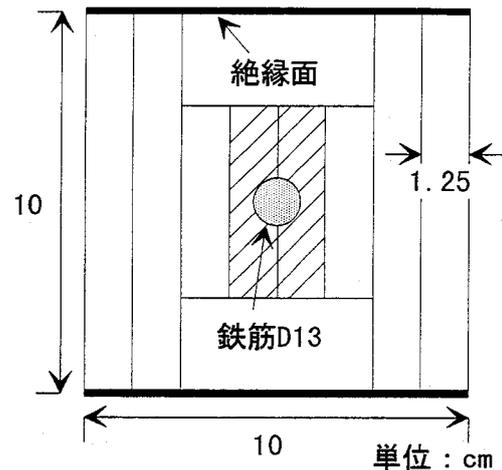


図 3-2 化学分析における切断方法（断面図）

ール複合体の AE 剤および減水剤をそれぞれ、セメント重量の 0.25% および 0.5% 混入した。塩化物としては精製塩 (NaCl、純度 99%) を用い、塩化物混入時には同重量の細骨材を減じた。

3.2.3 供試体の作製と通電方法

(1) 供試体の概要

供試体中、コンクリート部分の寸法は 10×10×10 cm の立方体とし、その中央部分に長さ約 1 m の異形鉄筋を配した。付着長は鉄筋直径の 4 倍にあたる 5.2 cm とした。図 3-1 に概念図を示す。

(2) 通電方法

コンクリート打設 1 日後に脱型し、ポリエチレン袋中で 28 日間の湿空養生を行った後、陽極を設置し、電解液に浸して電流を流した。通電に用いた陽極は白金めっきチタンメッシュを用いた。なお、電解液の pH および温度は定期的に測定を行った。

通電方法は、向かい合う側面 2 面からの通電処理とし、通電面以外はエポキシ樹脂を塗布することにより絶縁した (図 3-1 参照)。鉄筋も、接続部分以外はビニールテープを巻き付けることにより絶縁した。

電源としては定電圧定電流直流電源、電流計としては携帯用直流電流計、リード線には I V 電線 (公称断面積 2mm²) を使用し、接続部に導線用裸圧着端子を用いた。

(3) 断続的な通電処理方法

断続通電を行う場合には、4 週間連続通電処理を行った後に、10 週間の湿空静置期間または 20 週間の促進中性化期間を設け、その後に再度 4 週間連続通電処理を行って、全体で 8 週間の通電処理とした。湿空静置はコンテナ中で密封して行い、この時の温度は 20℃ で一定とし、湿度は 95% 以上とした。促進中性化の条件は、温度 30℃、湿度 95%、CO₂ 濃度 5.0% とした。

3.2.4 化学分析

所定の通電処理が終了した後に行った化学分析における供試体の切断方法を図3-2に示す。なお、化学分析に用いた供試体は、各要因につき2体ずつとした。

(1) Cl^- 濃度の測定

供試体から所定の形状に切り出したコンクリートを全量粉碎し、0.15 mm のふるいを全通させ、100℃の乾燥器で約3時間乾燥した後、分析試料とした。酸抽出溶液で Cl^- を抽出後、イオン電極を用いた検量線法により全塩分量を定量した。可溶性塩分は、JCI-SC4[7]に準じて、分析試料を50℃の温水中で30分間振とうした後、イオン電極を用いて定量した。

(2) Na^+ および K^+ 濃度の測定

供試体から所定の形状に切り出したコンクリートを全量粉碎し、0.15 mm のふるいを全通させ、100℃の乾燥器で約3時間乾燥した後、分析試料とした。試料2gを20 mlの蒸留水とともにビーカーにいれ、10分間煮沸し、放冷後濾過し、濾液に濃度50%の塩酸5 mlを加え200 mlに希釈し、原子吸光光度計で測定した。

3.3 Cl^- の分布

各混入 Cl^- 量における、セメント量に対する全塩分量の分布状況を、図3-3~3-5に示す。また、鉄筋近傍の全塩分量と通過電荷量の関係を図3-6に示す。なお、図に示した点は、通電面2面の平均値であり、鉄筋近傍の値は鉄筋に最も近い測定部分(図3-2における斜線部分)の値を示している。図3-3~3-5によると、無処理の供試体においては Cl^- が鉄筋近傍により多く存在しているのに対して、通電処理を行った供試体は鉄筋に近づくほど Cl^- 量は減少し、デサリネーションの効果が現れている。デサリネーションの適用により、 Cl^- はコンクリート表面の陽極に向かって移動し、さらにコンクリート表面から抜け出していく。このため、鉄筋周辺の Cl^- は減少するが、コンクリート表面付近の Cl^- はコンクリートから抜け出ていく減少分とコンクリート内部から移動して来る増加分とがあるため、このような分布になるものと考えられる。なお、無処理の供試体中では Cl^- 分布は一様になっているはずであるが、今回の実験の場合、電解溶液中で通電処理を行った供試体と条件を合わせるために無通電の供試体も所定の期間中電解溶液中で保存した。このために、コンクリート表面付近の塩化物が電解溶液中へ溶出し、図に示されるような分布となったものと考えられる。

コンクリート中には、フリーデル氏塩のような複合塩として固定された Cl^- がセメント量に対して約0.4%存在すると言われている[8]。このような現象が、デサリネーションを適用した後のコンクリート中においても成立すると仮定すると、図3-3より Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の場合、4週間の通電処理により、鉄筋近傍の遊離した Cl^- をコンクリートからほぼ完全に抽出していると考えられる。これに対して、図3-4より Cl^- 量が 6.0 kg/m^3 の場合には4週間通電では鉄筋近傍のセメント量に対する全塩分量は0.4%を若干上回っており、6週間通電で下回る結果となった。図3-5によると、 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の場合、基本的な傾向としては通電期間が延びるにしたがって抽出された Cl^- 量は大きくなっているが、8週間通電で鉄筋近傍のセメン

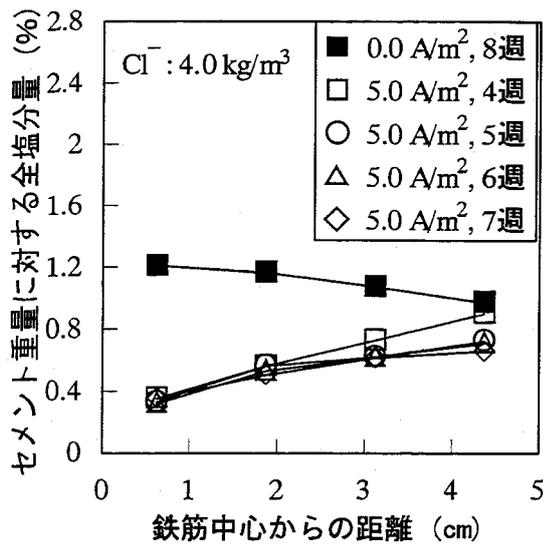


図3-3 全塩分分布の変化 (1)

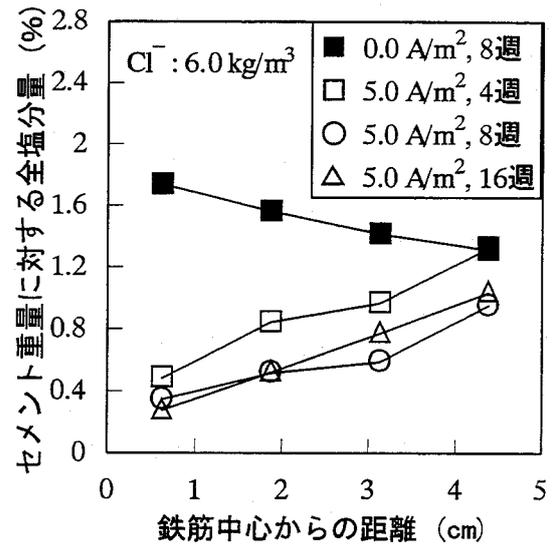


図3-4 全塩分分布の変化 (2)

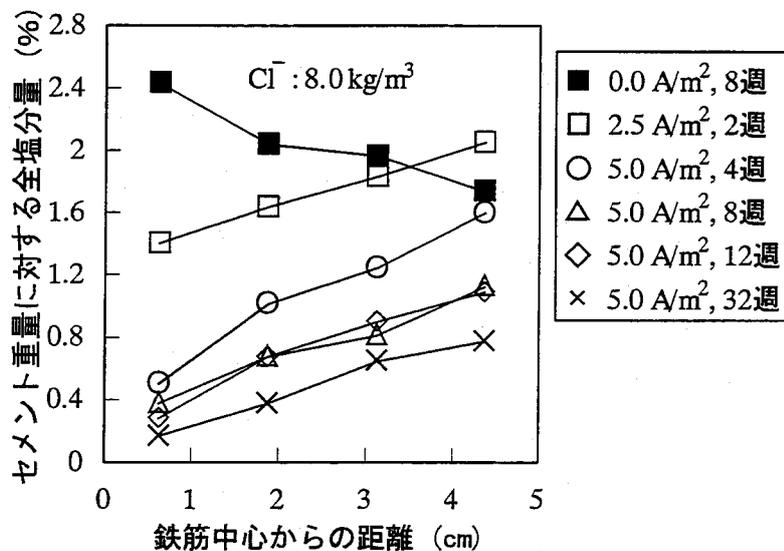


図3-5 全塩分分布の変化 (3)

ト量に対する全塩分量が0.4%を下回ってからのCl⁻抽出速度は、通電初期の場合と比較して小さくなっている。

以上より、通電処理前の混入Cl⁻量が多いほど、供試体全体のCl⁻量を小さくするために必要な通過電荷量が大きくなることは明らかであるが、図3-6に示されるように、特に鉄筋近傍に注目すると、セメント量に対する全塩分量を0.4%程度とするために必要な通過電荷量は、通電処理前の混入Cl⁻量に依らず、25160 C (4週通電) 程度であることがわかる。ただし、同じ通過電荷量の場合、通電処理後に残存するコンクリート中のCl⁻濃度勾配は通電処理前の混入Cl⁻量が多いほど大きく、通電処理終了後にコンクリート表面付近のCl⁻が鉄筋近傍に移動してくる可能性も大きいものと考えられる。

図3-6によると、鉄筋近傍のCl⁻量は通電期間が長い場合にセメント量の0.4%よりも小さくなるのが分かる。このことは、一般に固定されたCl⁻と考えられているものが、抽出可能

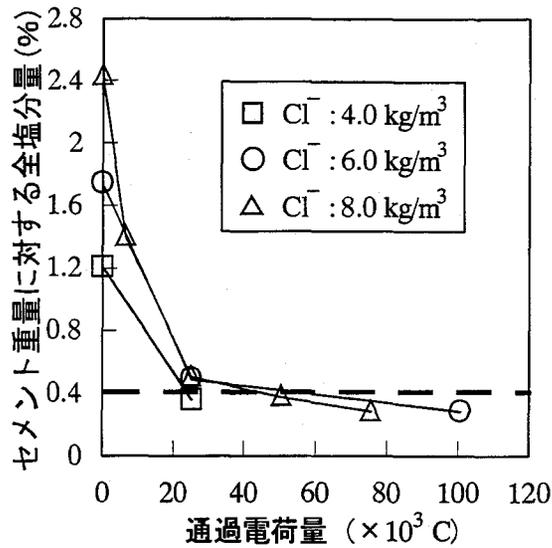


図3-6 鉄筋近傍の脱塩効果

であることを示している。すなわち、デサリネーションを適用することにより、固定されたCl⁻が遊離する可能性を示しており、その場合、Cl⁻量がセメント量の0.4%を下回った場合でも、遊離したCl⁻が存在することが考えられる。この点については、3.7.3で詳細に検討することとする。

3.4 アルカリ金属イオンの分布

Na⁺とK⁺の濃度測定値を用いて、以下の式によりR₂O量（アルカリ総量）を計算した。

$$R_2O = Na_2O + 0.658K_2O \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (3.1)$$

各混入Cl⁻量に対するR₂O量の分布状況を、図3-7~3-10に示す。また、鉄筋近傍のR₂O量と通過電荷量の関係を図3-11に示す。

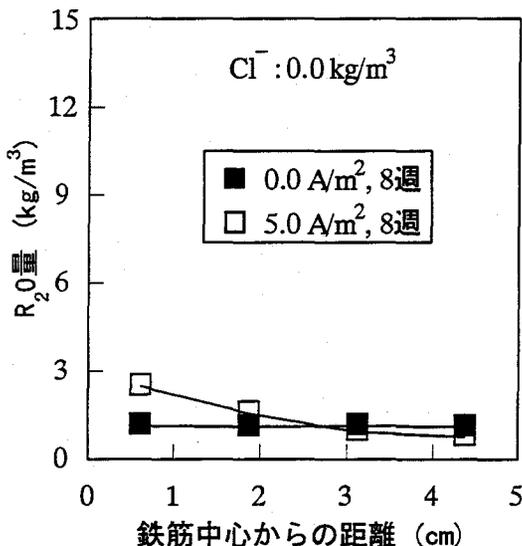


図3-7 アルカリ分布の変化 (1)

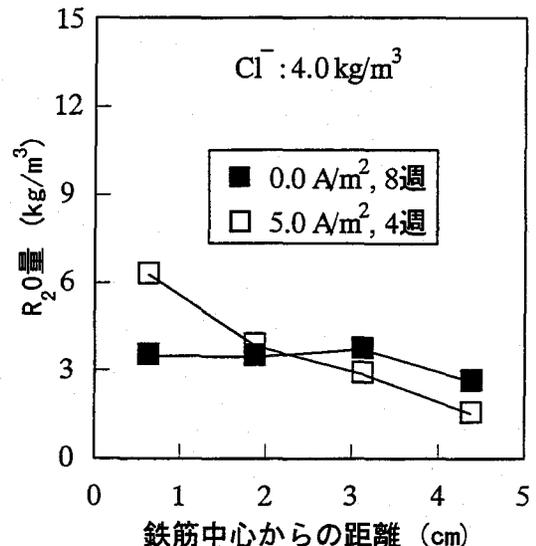


図3-8 アルカリ分布の変化 (2)

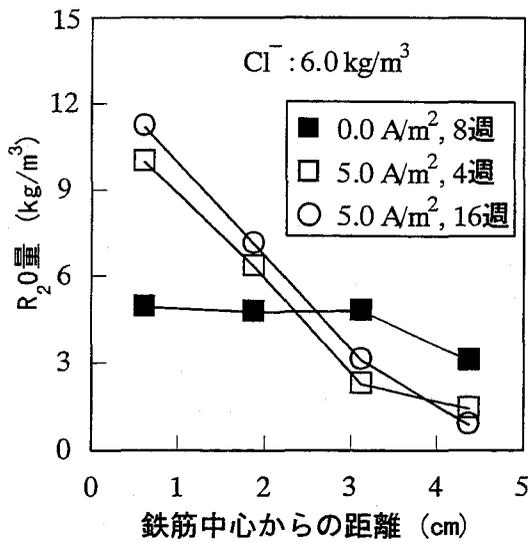


図3-9 アルカリ分布の変化 (3)

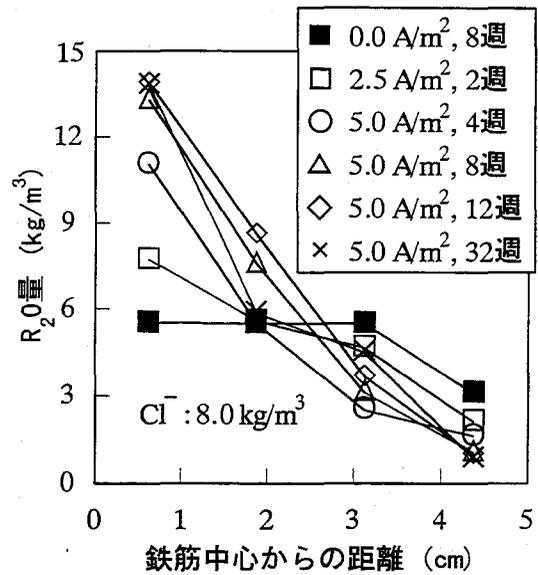


図3-10 アルカリ分布の変化 (4)

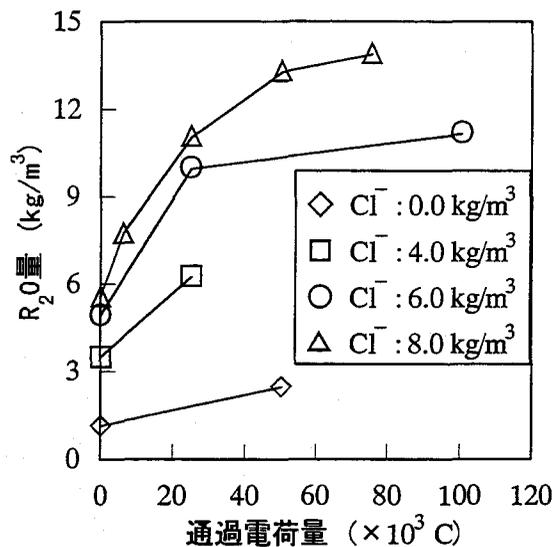


図3-11 鉄筋近傍へのアルカリの集積

アルカリ骨材反応の抑制対策の一つとして、アルカリ総量を 3.0 kg/m^3 以下とするJIS規定 (JIS A 5308 レディーミクストコンクリート) がある。図3-7によると Cl^- 量が 0.0 kg/m^3 場合は、通電処理の有無にかかわらず供試体中のすべての位置で規定量以下のアルカリ量になっている。図3-8は Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の場合であるが、4週間の通電処理でコンクリート表面付近の R_2O 量が規定量以下になっているのに対し、鉄筋近傍の R_2O 量は規定量の約2倍になっている。このようなアルカリの鉄筋近傍への集積は、主として Na^+ の陰極 (鉄筋) 方向への移動によるものであるために、今回の実験のように塩化物が NaCl の形でコンクリートに混入されるとコンクリートの含有 Cl^- 量が大きいほど、通電処理により多量のアルカリが鉄筋近傍に集中する可能性が高い。この現象は、図3-9、図3-10および図3-11を見ても明らかであり、鉄筋近傍での R_2O 量のピーク値は通電前の混入 Cl^- 量が大きいほど大きくなっている。ま

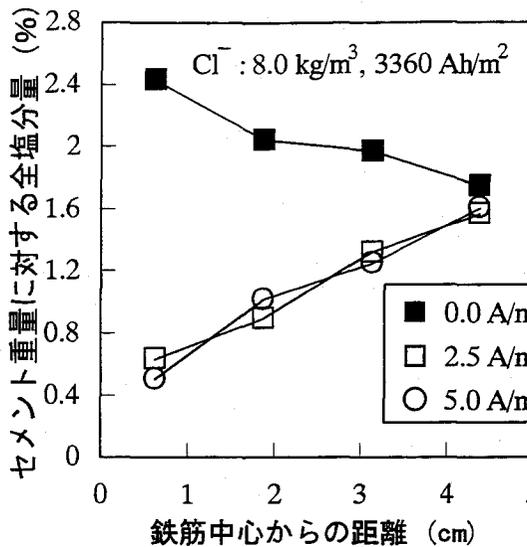


図 3-12 積算電流密度が等しいときの
全塩分分布

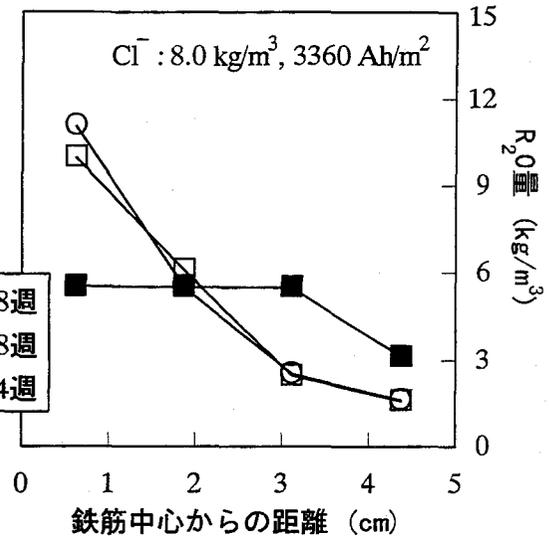


図 3-13 積算電流密度が等しいときの
アルカリ分布

た、全塩分分布の場合と同様に基本的には通電期間が長いほどアルカリの集積量も大きくなるが、ある一定期間を過ぎると集積量の変化は小さくなる。例えば図3-9では、4週間通電後と16週間通電後のアルカリ分布に大きな差は見られない。また、図3-10の Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の場合においては通電期間が8週間を越えてからはアルカリ分布の変化は非常に小さくなっている。この場合、電解液として飽和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液を用いているため、 Na^+ および K^+ の外部からの供給が無いことに加えて、カソード反応により生成する OH^- の輸率が増大するために、アルカリの集積量は一定値に収束する傾向を示すものと考えられる。

今回測定したアルカリ量は、骨材中に含まれる Na^+ なども含めて測定しているため、厳密には規定値と比較できないが、補修時に塩化物(NaCl)を多量に含んでいる場合には、デサリネーションにより鉄筋近傍に多量のアルカリが集中する可能性があると考えられる。

3.5 積算電流密度

Cl^- の抽出量は電流密度に通電期間をかけた積算電流密度または通過電荷量に依存することが確認されている[9, 10]。今回の実験では Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の供試体について、 2.5 A/m^2 で8週間通電処理した場合と 5.0 A/m^2 で4週間通電処理した場合は、ともに積算電流密度が $3360 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ となる。これらの供試体の全塩分分布を図3-12、 R_2O 量分布を図3-13に示す。これらの結果から、電流密度が異なっても積算電流密度が等しければ Cl^- 、 Na^+ 、 K^+ の移動程度はほぼ等しいことがわかる。なお、この場合、通電処理期間が異なることによるコンクリート表面からのイオン溶出程度の違いは比較的小さいものと判断した。

積算電流密度が $3360 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ で等しいときの混入 Cl^- 量の影響を図3-14および図3-15に示す。なお、縦軸として無通電供試体と比較したときのセメント量に対する全塩分量の減少量および R_2O 量の増加量をとっている。これらの図によると同じ積算電流密度であっても、混入 Cl^- 量が多いほど鉄筋近傍での Cl^- 減少量は大きくなっているが、 R_2O 量の増加量は混入 Cl^- 量の影響が比較的小さくなっている。これは、積算電流密度が $3360 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ という段

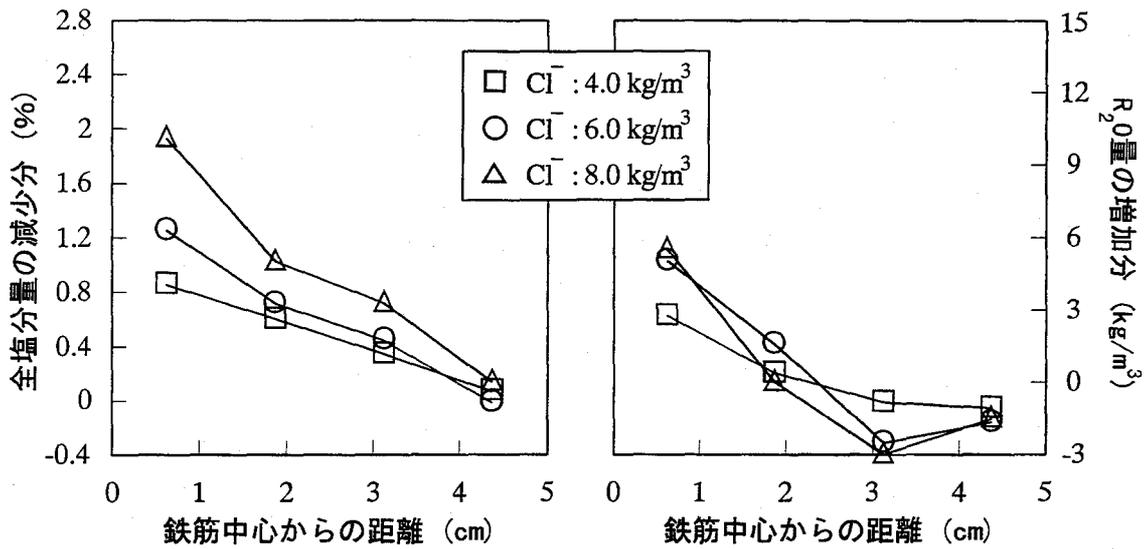


図 3-14 混入 Cl^- 量と抽出 Cl^- 量の関係

図 3-15 混入 Cl^- 量とアルカリ集積量の関係

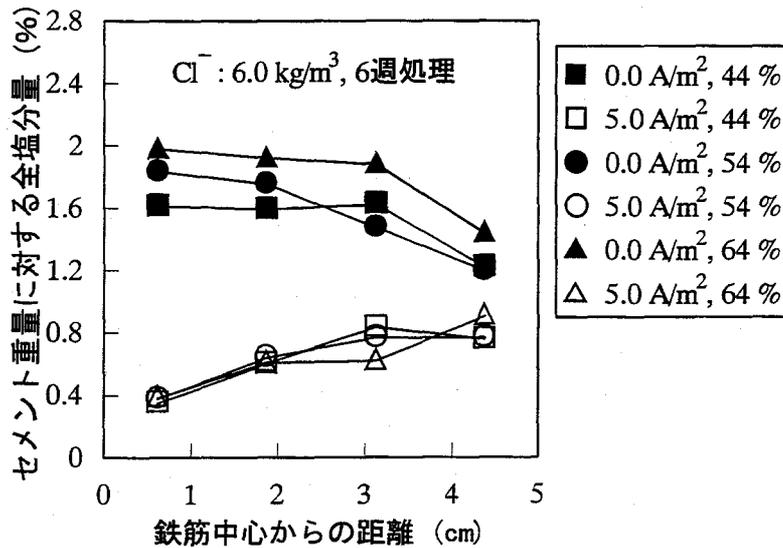


図 3-16 W/C が脱塩効果に与える影響

階で、全塩分量は既に鉄筋近傍で各混入 Cl^- 量における抽出限界値に近い値まで減少しているのに対して、 R_2O 量はまだ電流量に比例した移動が起きている段階であることに起因していると考えられる。

3.6 コンクリートの水セメント比

W/C の異なるコンクリートを用いた供試体中の全塩分分布を図 3-16 に示す。

今回用いた配合は W/C が 54% の場合を基本配合とし、単位ペースト量（体積）が一定となるようにセメント量および水量を調整して W/C が 44% および 64% の供試体を作製した。このため、表 3-2 に示したように W/C が大きいほど単位セメント量は小さくなる。この場合、コンクリート体積に対して、一定の 6.0 kg/m³ だけ Cl^- を混入しているため、無通電の場合にはセメント量に対する Cl^- 量は W/C が大きいほど大きくなる。

これに対して、 5.0 A/m^2 で6週間の通電処理終了後のセメント量に対する全塩分分布はW/Cの違いによる差がほとんど見られない。このことは、抽出 Cl^- 量に着目すると、W/Cが大きいほど大きな脱塩効果が得られたことを意味する。久田ら[11, 12]や杉山ら[13]は電解セルを用いた実験でW/Cの異なるコンクリートの Cl^- 透過量を測定しているが、いずれの場合も、W/Cが大きいほど Cl^- が移動しやすく、これはコンクリートの細孔構造がW/Cの大きいほど粗であることに起因しているとしている。このような物理的な要因も当然一因として考えられるが、今回の場合、通過電荷量は一定であることから、 Cl^- の輸率が増加したことが主原因と考えられる。すなわち、W/Cが大きい場合、セメント量が小さいことにより、水和生成物である $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 量が相対的に減少し、コンクリートの細孔溶液中の OH^- 濃度が小さくなったために、 OH^- の輸率が相対的に小さくなったことが考えられる。さらに、セメント量に依存する Cl^- の固定能力が低下したことも影響して、 Cl^- の輸率が大きくなったものと考えられる。

今回の結果より、W/Cが異なる場合の脱塩効果はセメント量に依存する可能性が確認できたが、単位ペースト体積が変化した場合を含めた検討が必要であろう。

3.7 断続的通電処理

3.3に示したように、デサリネーションを適用することによって、コンクリート中の遊離した Cl^- は除去可能であるが、特にコンクリート表面付近に未抽出塩分が残ることになる。処理終了後のコンクリート中において、新たな濃度平衡状態が形成され、固定化されていた Cl^- の一部が遊離した場合、再び鉄筋の腐食が始まる危険性が残されていると同時に、再度通電処理を施すことにより未抽出塩分を除去できる可能性がある。ここでは、10週間の湿空静置、または、20週間の促進中性化を間に挟んだ断続的通電処理の効果を検討した。

3.7.1 Cl^- の遊離・再分布

4週間の通電直後と、4週間の通電後に10週間湿空静置および20週間の促進中性化を行った供試体中の、全塩分量および可溶性塩分量の分布状況を図 3-17 に示す。この図より、混入 Cl^- 量によらず、4週間通電後10週間湿空静置を行っても4週間通電直後と顕著な差は認められない。コンクリートが乾燥状態にあると、コンクリート中の細孔溶液を介したイオンの移動が困難となることが予想される。今回の湿空状態は細孔溶液の蒸発を防ぐため、コンクリート表面付近から鉄筋周辺への Cl^- の移動・再分布が比較的容易な条件と考えられるが、 Cl^- の遊離・再分布にはさらに長期間の静置が必要であるものと予想される。

これに対して、4週間通電後20週間促進中性化を行った供試体は、コンクリート表面から2 cm程度の深さ位置で Cl^- の濃縮現象が見られる。この供試体の中性化深さは13.7 mmであったことも勘案すると、コンクリートの中性化により、表面付近の Cl^- が遊離し、コンクリート内部方向へ移動したのと考えられる[14]。なお、今回の場合、促進中性化を行った供試体も湿度95%という条件であるため、コンクリート中の水分移動によるイオン移動の影響は、ほぼ無視できるものと考えられる。

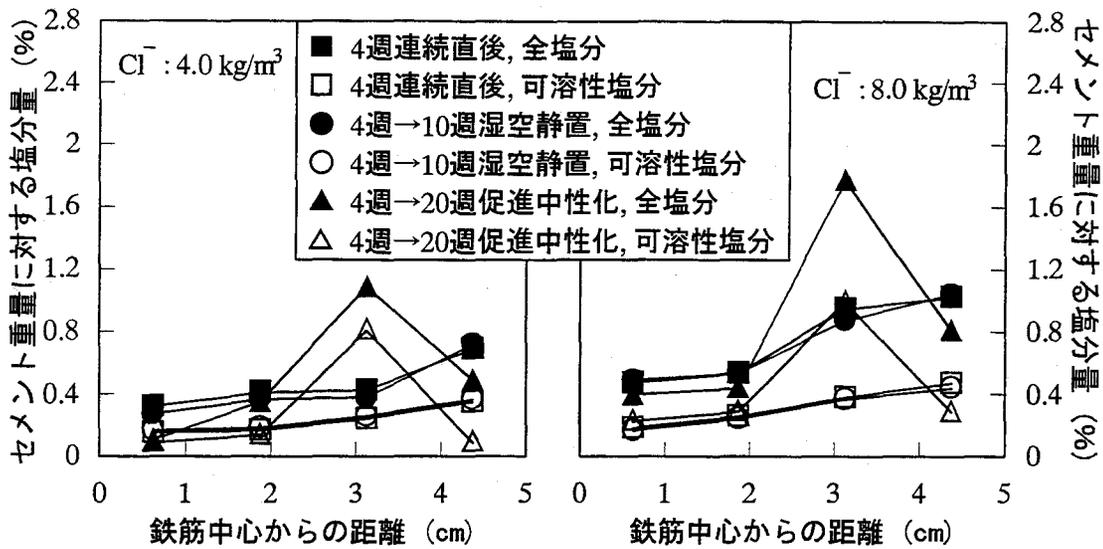


図3-17 4週通電後10週湿空静置または20週促進中性化を行ったときの全塩分分布および可溶性塩分分布

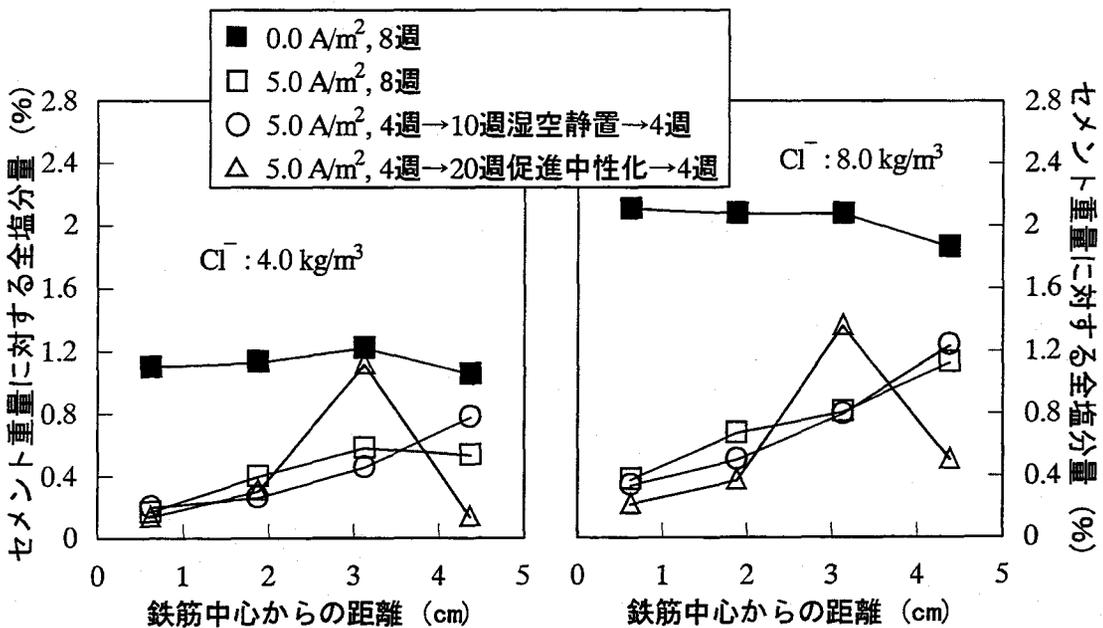


図 3-18 8週間連続通電を行った時と断続的通電を行った時の全塩分分布比較

3.7.2 連続通電と断続通電の比較

8週間の連続通電と断続通電を施した供試体の全塩分分布を図3-18に示す。10週間湿空静置による断続通電と8週間連続通電を比較すると、これらに顕著な差は認められない。前述したように、10週間湿空静置では全塩分および可溶性塩分の分布に変化がなかったことが原因と考えられ、この程度の断続通電は脱塩率向上にほとんど寄与しないと言える。

これに対して、20週間の促進中性化を行った場合と8週間連続通電の場合を比較すると、断続通電を行うことにより、連続通電の場合よりもコンクリート表面付近および鉄筋近傍の

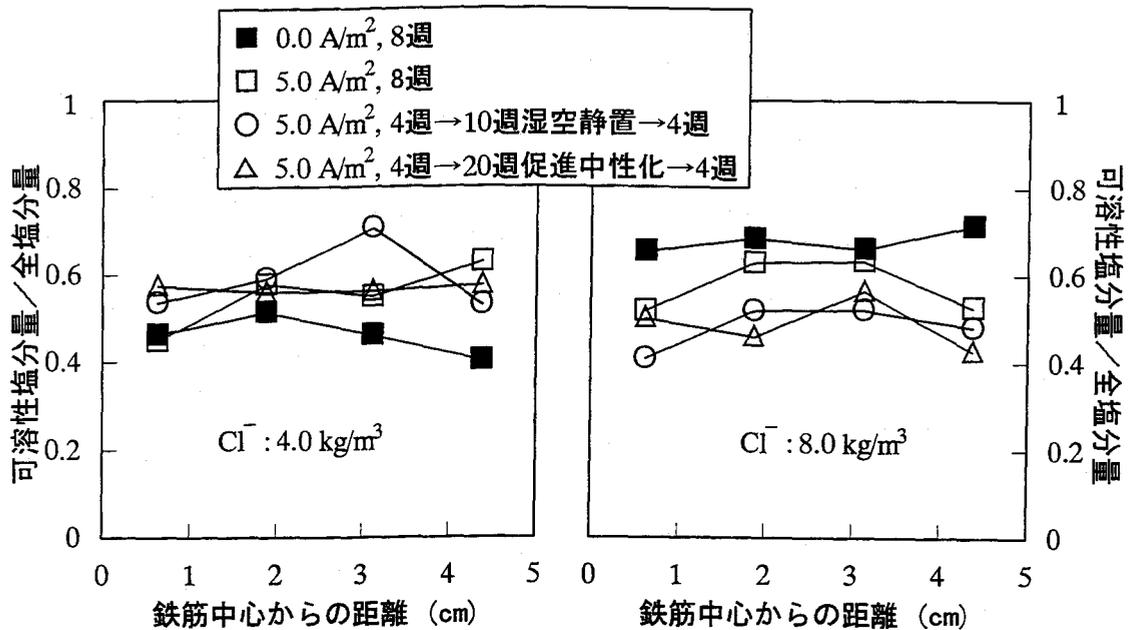


図 3-19 8週間通電処理後の全塩分量に対する可溶性塩分量の割合分布

Cl⁻を低減できていることがわかる。これは、前述したように通電処理後の促進中性化により固定化されていた Cl⁻が遊離したことに起因しているものと考えられる。すなわち、コンクリート中の遊離した Cl⁻の割合が増加することにより、供試体全体としての Cl⁻の輸率が大きくなったものと考えられる。ただし、この場合中性化層よりも鉄筋側に Cl⁻の濃縮層が形成されるため、供試体全体としての脱塩効果が著しく向上し、防食上有効であるとは判断できないであろう。

3.7.3 通電処理後の可溶性塩分量分布

コンクリート中の鉄筋腐食に直接的に関与するのは、イオンの形で遊離した Cl⁻であり、通電処理後の Cl⁻がどのような形態でコンクリート中に存在するかを把握することは、処理後の鉄筋腐食挙動を考える上で非常に重要である。

8週間通電処理後の全塩分量に対する可溶性塩分量の割合分布を図 3-19 に示す。この図によると、Cl⁻量が 8.0 kg/m³ の場合、無通電の供試体と比較して通電処理を行った供試体の方が全体的に可溶性塩分の割合が減少しており、デサリネーションにより遊離塩分が優先的に抽出されたことを示している。これに対して、Cl⁻量が 4.0 kg/m³ の場合、無通電の供試体と比較して通電処理を行った供試体の方が全体的に可溶性塩分の割合が若干増加している。

一方、図3-18によると、8週間の通電処理により鉄筋近傍の全塩分量はセメント重量に対して0.4%程度かそれ以下まで減少しているにも関わらず、図3-19に示すように依然として鉄筋近傍に可溶性塩分が存在することに注意すべきであろう。3.3で述べたように、一般に固定された Cl⁻はセメント重量の0.4%程度であると言われており、これが常に成立すると仮定すると、鉄筋近傍の可溶性塩分量は0に近い値が期待できるが、実際には、全塩分量の50%~60%の可溶性塩分が測定されている。

デサリネーションを適用時の鉄筋近傍では、カソード反応によって大量の OH⁻が生成しており、pHにして13.6程度まで上昇するものと考えられている[15]。コンクリート中の pH

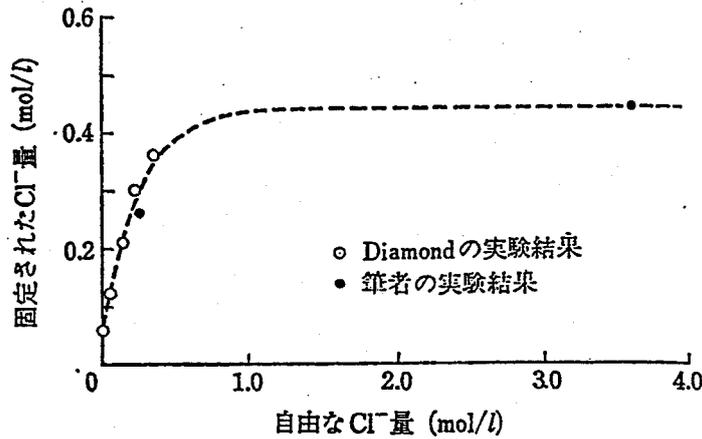


図 3-20 固定された Cl^- 量と自由な Cl^- 量の関係[19]

が一般的な値である 12.6 程度よりも高い場合に、固定される Cl^- の割合が減少することが報告されており[16]、この場合も、pH の上昇に伴い、固定されていた Cl^- が遊離した可能性がある[17]。また、米澤らは W/C が 50% のモルタルを用いて測定された、固定された Cl^- 量と自由な Cl^- 量の間を Diamond による実験結果[18]と併せて、図 3-20 のように示している[19]。なお、ここで示されている自由な Cl^- とは、固定された Cl^- 以外の遊離した Cl^- と同義である。図 3-20 によると、自由な Cl^- 濃度が 0.5 mol/l 程度までは、固定された Cl^- 濃度と自由な Cl^- 濃度との間に直線に近い関係があるが、自由な Cl^- 濃度が 0.5 mol/l よりも大きくなると、固定された Cl^- の量はもはや増加せず、ここが固定限界であることがわかる。さらに、自由な Cl^- 濃度が 0.5 mol/l 程度までの直線関係は次式のように表現されている。

$$K_d = \frac{[\text{Cl}^-]_{\text{fix}}}{[\text{Cl}^-]_{\text{free}}} \quad (3.2)$$

米澤らは分配係数 K_d が約 1.0 で一定であるとしているが、デサリネーションを適用した本実験の場合には、前述したように pH が上昇しているために、図 3-19 に見られるように遊離した Cl^- の全塩分に占める割合は 60% 程度となっていることが予想され、このとき、式(3.2)から計算される K_d は 0.67 となる。さらに、 $[\text{Cl}^-]_{\text{free}}$ が 0.5 mol/l のときの全塩分濃度 $[\text{Cl}^-]_{\text{total}}$ は

$$[\text{Cl}^-]_{\text{total}} = [\text{Cl}^-]_{\text{fix}} + [\text{Cl}^-]_{\text{free}} = K_d \times [\text{Cl}^-]_{\text{fix}} + [\text{Cl}^-]_{\text{free}} = 0.67 \times 0.5 + 0.5 = 0.83 \text{ mol/l} \quad (3.3)$$

となる。この値をセメント重量に対する全塩分濃度に換算する。今回用いた配合の場合、単位セメント量は 328 kg/m^3 、Cl の原子量は 35.5 である。また、 Cl^- のモル濃度を算出する際の分母となる体積として、コンクリート中の毛細管空隙量を与えることとした。この場合、コンクリートは完全に飽水状態であるものとする。羽原の検討結果[20]を参考にして、コンクリート体積の 10% が毛細管空隙であると仮定すると、以下のように計算できる。

$$[\text{Cl}^-]_{\text{total}} = 0.83 \text{ mol/l} = 0.83 \times 35.5 / 10 / 3.28 = 0.90 \% \quad (3.4)$$

すなわち、セメント重量に対する全塩分量が 0.90% 以下の場合に、固定された Cl^- と遊離した Cl^- の直線関係が現れることになる。本実験の場合は、混入 Cl^- 量によらず、8週間の通電処理を終えた段階でほとんどすべての供試体位置における全塩分量が 0.90% 以下となっており、固定された Cl^- と遊離した Cl^- の割合が一定の領域に入っているものと考えられる。

一方、鉄筋腐食は $[Cl^-]/[OH^-]$ が 0.6 以上の時に発生するとしている Hausmann の検討結果[21]を参考に、鉄筋腐食の発生限界となる全塩分量を計算する。デサリネーションを適用した時の鉄筋近傍の pH を 13.6 とすると、 $[OH^-]$ は以下のように計算できる。

$$[OH^-] = \frac{1.0 \times 10^{-14}}{[H^+]} = \frac{1.0 \times 10^{-14}}{1.0 \times 10^{-13.6}} = 1.0 \times 10^{-0.4} = 0.40 \text{ mol/l} \quad (3.5)$$

よって、鉄筋腐食の発生限界となる $[Cl^-]$ は $0.40 \times 0.6 = 0.24 \text{ mol/l}$ となる。この値は $[Cl^-]_{free}$ の値であるから、 $[Cl^-]_{total}$ は式(3.3)より 0.40 mol/l となる。この値を、式(3.4)に代入して、セメント重量に対する割合に換算すると、 $[Cl^-]_{total} = 0.43\%$ となる。

以上のように、デサリネーションを適用した場合には、鉄筋におけるカソード反応により生成する OH^- の影響でコンクリート中の pH が増大するために、鉄筋防食という観点からは、セメント硬化体の Cl^- 固定能力が低下するというマイナス効果と OH^- 濃度が大きくなるというプラス効果が発生するものと考えられる。これらを考慮した試算結果によると、鉄筋腐食の発生する限界 Cl^- 量はセメント重量に対する全塩分量で 0.43% となり、結果として、セメント重量に対して 0.4% という値はデサリネーションによる補修効果を評価するための指標と成りうる判断できる。デサリネーション適用後の鉄筋近傍でこの値を下回る Cl^- 量であれば、当面の鉄筋防食効果は確保されたと考えられるが、長期的な耐久性に関する検討が必要であり、この点については第4章で詳細に述べる。

3.8 リチウムの電気的浸透

アルカリ骨材反応の抑制手法としてリチウム系混和剤の利用が注目されている。二村はリチウム化合物として LiOH を添加したときの反応性骨材を用いたモルタルバーの膨張量を測定している[22]。この結果、Li/Na モル比が 0.6 以上で完全な膨張抑制効果が得られ、0.4 以下では添加量が少なくなるほど膨張量が大きくなる傾向を示したとしている。これは、Li のアルカリシリカゲルが Na や K のアルカリシリカゲルよりも吸水膨張性が小さいことによると考えられている。

デサリネーションの問題点の一つに、鉄筋近傍に集積する Na^+ や K^+ によるアルカリ骨材反応促進の可能性が挙げられる。そこで、今回の実験では、通電時の電解溶液として3種類の濃度の LiOH 溶液を使用することにより、 Li^+ を鉄筋近傍に移動させることを試みた。

3.8.1 各種電解溶液の温度および pH の経時変化

今回用いた4種類の電解溶液に対して、8週間の通電期間中における温度と pH の経時変

化を測定した。この結果、通電による温度上昇はほとんど見られなかった。この理由としては、今回採用したコンクリート表面に対して 1.0 A/m^2 、鉄筋表面に対して 5.0 A/m^2 という電流密度が、さほど大きなレベルではなかったということと、供試体寸法に対して十分な量の電解溶液が冷却水の役割を果たしたことが考えられる。これに対して、実構造物にデサリネーションを適用した場合を考えると、陽極は電解液で湿らせた吹き付けファイバーなどを介して固定される場合が多いために、施工面積に対する電解液の量は今回と比較してかなり少なくなると考えられる。よって、電流密度が同じレベルであっても実施工においては通電中の温度管理が必要であると考えられる。

デサリネーションを行うことにより、コンクリート中の Cl^- は電解溶液に浸されたコンクリート表面の陽極に向かって移動し、電解液中のアルカリはコンクリート中に移動する。このために、通電前の電解液の pH は 13 程度であるが、処理期間が進むにしたがって pH の値は徐々に低下する。電解液の pH を 12 以上に保持することができる、アノード近傍において、酸素の発生が卓越することにより塩素ガスの発生を抑制できる[9]。このような観点から、デサリネーションを適用する際には定期的に電解溶液の pH を測定し、急激に低下している場合には電解溶液の交換を行うなどの処置が必要になる。

各種電解溶液の pH 変化を図 3-21 に示す。なお、pH の変化を確認するために溶液の取り替えは行わず、蒸発分のみ水道水の補充を行った。図 3-21 によると、どの電解溶液も通電処理が進むにしたがって pH は小さくなっているが、特に $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液の低下が大きくなっている。これに対して LiOH 溶液は 3 種類とも比較的小さな変化にとどまっている。このような結果が得られた理由として、大気中の炭酸ガスにより $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液中に CaCO_3 が沈殿し、中性化したことが考えられる。また、 Li^+ のコンクリート中への浸透があまり大きくなかったことも一因である可能性があるが、リチウム系の電解溶液の方が pH の保持性能が高いという従来からの報告[23]と同じ傾向を示していると言える。

3.8.2 コンクリート中のイオン移動に与える影響

各種電解溶液を用いて 8 週間の通電処理を行ったときの全塩分分布を図 3-22、 R_2O 量分布を図 3-23 に示す。図 3-22 によると電解溶液として LiOH を用いた場合の方が、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ を用いた場合と比較して、脱塩量が若干小さくなっている。また、図 3-23 によると通電処理により鉄筋近傍に集積する R_2O 量は LiOH を用いた場合の方が大きいケースも見られ、 Na^+ と K^+ の鉄筋近傍への移動を Li^+ により抑制することはできなかった。

Li^+ は Na^+ や K^+ よりも小さく、軽いイオンである。よって、 Na^+ や K^+ よりも Li^+ がの方が同じ電場における移動速度が早く、イオンの持つ固有の導電率も大きいことが期待される。

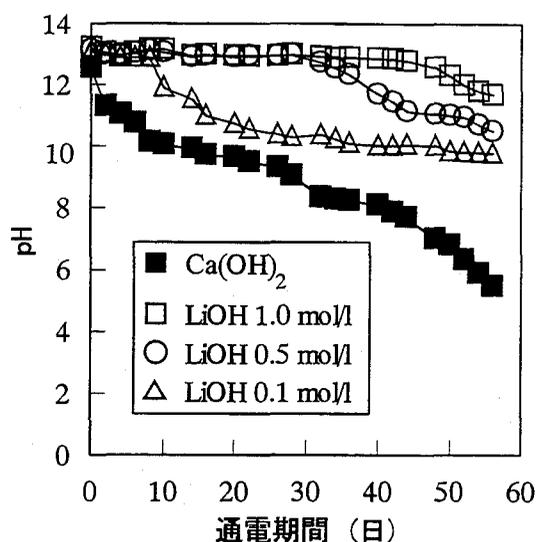


図 3-21 各種電解溶液の pH 経時変化

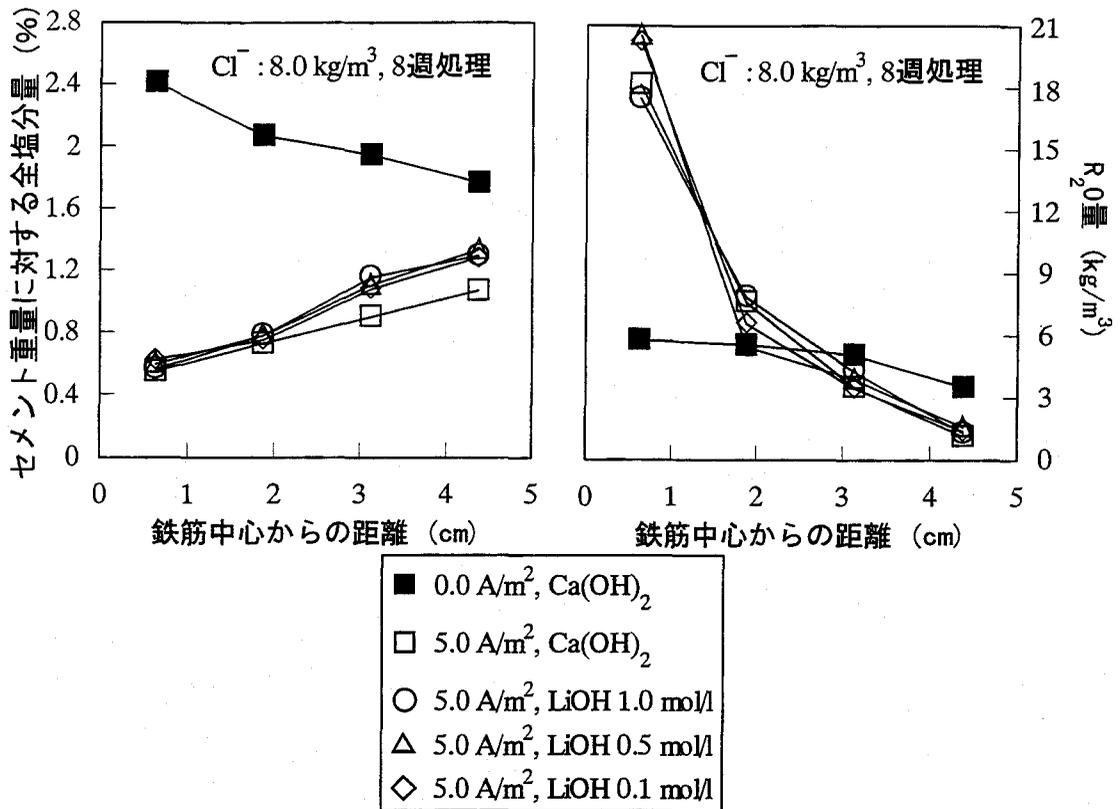


図 3-22 各種電解溶液が全塩分分布に与える影響

図 3-23 各種電解溶液がアルカリ分布に与える影響

表 3-3 濃度零における当量イオン導電率 (25℃)

	Li ⁺	Na ⁺	K ⁺
(λ ₊) ₀ [Ω ⁻¹ ·cm ² ·equiv ⁻¹]	38.69	50.11	73.52

ところが、実際には表 3-3 に示すように希薄水溶液中では Li⁺の導電率が最も小さいことが知られている[24]。

イオンは一般に水和しており、イオンが動くということは実際には水和錯イオン全体が動くということである。Li⁺のようにイオン半径が小さい場合には、中心電荷が表面に近くなり、電場はより強く、したがって水分子に対する引力は大きくなる。よって、Li⁺の水和錯イオンが Na⁺や K⁺の水和錯イオンよりも大きく、これにより導電率は Li⁺が最も小さくなるものと考えられている[24]。

以上のような理由に加えて、Li⁺がコンクリート表面から浸透したのに対して、Na⁺や K⁺はコンクリート中に分布していたことも、Na⁺や K⁺が Li⁺よりも早く鉄筋近傍に集積した一因と考えられる。これより、コンクリート表面付近には多量のリチウムが浸透しているものと予想される。

なお、同様の検討を行った例では H₃BO₃ と LiOH を混合して用いることにより、高い pH を保持しつつ Ca(OH)₂ と同程度の脱塩効果を得られるとしているもの[25]や、鉄筋近傍への

Na⁺や K⁺の集積を抑制することにより、アルカリ骨材反応による膨張を抑制することができたとするもの[26]もあり、コンクリート中の Li⁺分布状況も含めて今後のさらに詳細な検討が必要であろう。

3.9 Cl⁻の輸率および脱塩率

デサリネーションによる脱塩効果の評価指標として、Cl⁻の輸率と脱塩率を検討する。これらの定義は式(2.1)および式(2.2)に示した通りであるが、Cl⁻の輸率 t_{Cl^-} (%) は次式により計算した。

$$t_{Cl^-} = \frac{A}{T} \times 100, \quad T = \frac{M \cdot I \cdot t}{Z \cdot F} \quad (3.6)$$

ここに、 A : Cl⁻抽出量 (g)

T : 通過電荷量によって理論的に抽出可能な Cl⁻量 (g)

M : 原子量 (Clは 35.5)

$I \cdot t$: 通過電荷量 (C)

Z : 価数 (Clは 1.0)

F : ファラデー定数 (96500)

Cl⁻の輸率および脱塩率の計算値を表 3-4 に示す。なおここで、抽出 Cl⁻量 T としては Cl⁻の初期混入量からの変化量と、所定の期間中電解溶液に浸漬した無通電供試体の含有 Cl⁻量からの変化量の 2 種類を計算し、後者を括弧内に示した。Cl⁻の輸率および脱塩率も 2 種類の抽出 Cl⁻量に対応してそれぞれ計算した。また、32 週間通電処理の点を除いた通過電荷量と Cl⁻の輸率、脱塩率の関係を図 3-24 に示す。Cl⁻の輸率および脱塩率に影響を与える因子として、処理前の混入 Cl⁻量、通過電荷量、温度などが考えられるが、3.8.1 に示したように温度の影響は無視できるものと考えられる。

表 3-4 および図 3-24 によると、初期混入 Cl⁻量に対する Cl⁻の輸率および脱塩率の値は、無通電供試体に対する値よりも全体的に大きくなっている。これは、通電処理を行った供試体と条件を合わせるために無通電の供試体も電解溶液中に浸漬したために、コンクリート表面部分から Cl⁻が溶出し、相対的に通電処理を行った供試体中の Cl⁻量との差が小さくなったためである。デサリネーションによる脱塩効果は、本来、電解溶液に浸漬する前の状態との比較で評価するべきであり、その意味では、初期混入 Cl⁻量からの脱塩効果による評価が適切であると考えられる。

Cl⁻の輸率は Cl⁻混入量が大いほど大きくなっている。これは、通電処理によって抽出される遊離した Cl⁻を初期に豊富に含んでいる方が Cl⁻のコンクリート中の全イオンに占める割合が大きくなり、Cl⁻がより多くの電荷を運ぶことができるということによるものと考えられる。また通過電荷量が大いほど Cl⁻の輸率は小さくなっている。これは、通電にともないコンクリート中の鉄筋で発生するカソード反応により生成される OH⁻の増加分とコンクリートから抽出される Cl⁻の減少分でコンクリート中の全イオンに占める Cl⁻の割合が

表 3-4 Cl⁻の輸率と脱塩率

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)	電流密度 (A/m ²)	通電期間 (週)	抽出 Cl ⁻ 量 A (g)	抽出可能 Cl ⁻ 量 T (g)	Cl ⁻ の輸率 t_{Cl^-} (%)	脱塩率 r_{Cl^-} (%)
4.0	5.0	4	0.666 (0.487)	9.26	7.20 (5.26)	42.69 (31.19)
		5	0.795 (0.675)	11.57	6.87 (5.83)	50.98 (43.27)
		6	0.811 (0.691)	13.88	5.84 (4.97)	51.99 (44.28)
		7	0.830 (0.710)	16.20	5.12 (4.38)	53.23 (45.52)
		8	0.964 (0.850)	18.51	5.11 (4.50)	61.81 (54.47)
		4→10→4	0.935 (0.820)	18.51	4.95 (4.35)	59.93 (52.59)
		4→20→4	0.932 (0.817)	18.51	4.93 (4.33)	59.72 (52.38)
6.0	5.0	4	1.074 (0.605)	9.26	11.61 (6.54)	45.92 (25.88)
		6 (44%)	1.350 (1.135)	13.88	9.73 (8.17)	57.71 (48.49)
		6 (54%)	1.467 (1.033)	13.88	10.57 (7.44)	62.69 (44.15)
		6 (64%)	1.557 (1.258)	13.88	11.22 (9.06)	66.55 (53.76)
		8	1.495 (1.061)	18.51	8.07 (5.73)	63.87 (45.33)
		16	1.394 (0.925)	37.02	3.76 (2.50)	59.56 (39.52)
8.0	2.5	2	0.815 (0.229)	2.31	35.24 (9.92)	26.14 (7.36)
		8	1.569 (0.983)	9.26	16.95 (10.62)	50.29 (31.51)
	5.0	4	1.585 (0.999)	9.26	17.12 (10.79)	50.79 (32.01)
		8	2.071 (1.485)	18.51	11.19 (8.02)	66.39 (47.61)
		4→10→4	2.075 (1.527)	18.51	10.99 (8.09)	66.50 (48.94)
		4→20→4	2.202 (1.654)	18.51	11.66 (8.759)	70.57 (53.01)
		8 (Li 1.0)	1.790 (1.209)	18.51	9.67 (6.53)	57.38 (38.74)
		8 (Li 0.5)	1.791 (1.209)	18.51	9.67 (6.53)	57.40 (38.76)
		8 (Li 0.1)	1.821 (1.239)	18.51	9.84 (6.70)	58.36 (39.72)
		12	2.068 (1.482)	27.77	7.44 (5.34)	66.27 (47.49)
		32	2.399 (1.813)	74.05	3.24 (2.45)	76.90 (58.12)
10.0	5.0	4	2.351 (1.759)	9.26	25.40 (19.00)	60.29 (45.10)

注1) 通電期間の 6 (44%)、6 (54%)、6 (64%)はそれぞれコンクリートのW/Cが 44%、54%、64%であったことを示す。

注2) 通電期間の 4→10→4 と 4→20→4 はそれぞれ、10 週間の湿空静置および 20 週間の促進中性化を挟んだ断続的通電処理を行ったことを示す。

注3) 通電期間の 8 (Li 1.0)、8 (Li 0.5)、8 (Li 0.1)は、それぞれ電解溶液として 1.0、0.5、0.1 mol/l の LiOH 溶液を用いたことを示す。

注4) 抽出 Cl⁻量、Cl⁻の輸率および脱塩率の括弧内の数字は、無通電供試体を基準とした値を示す。

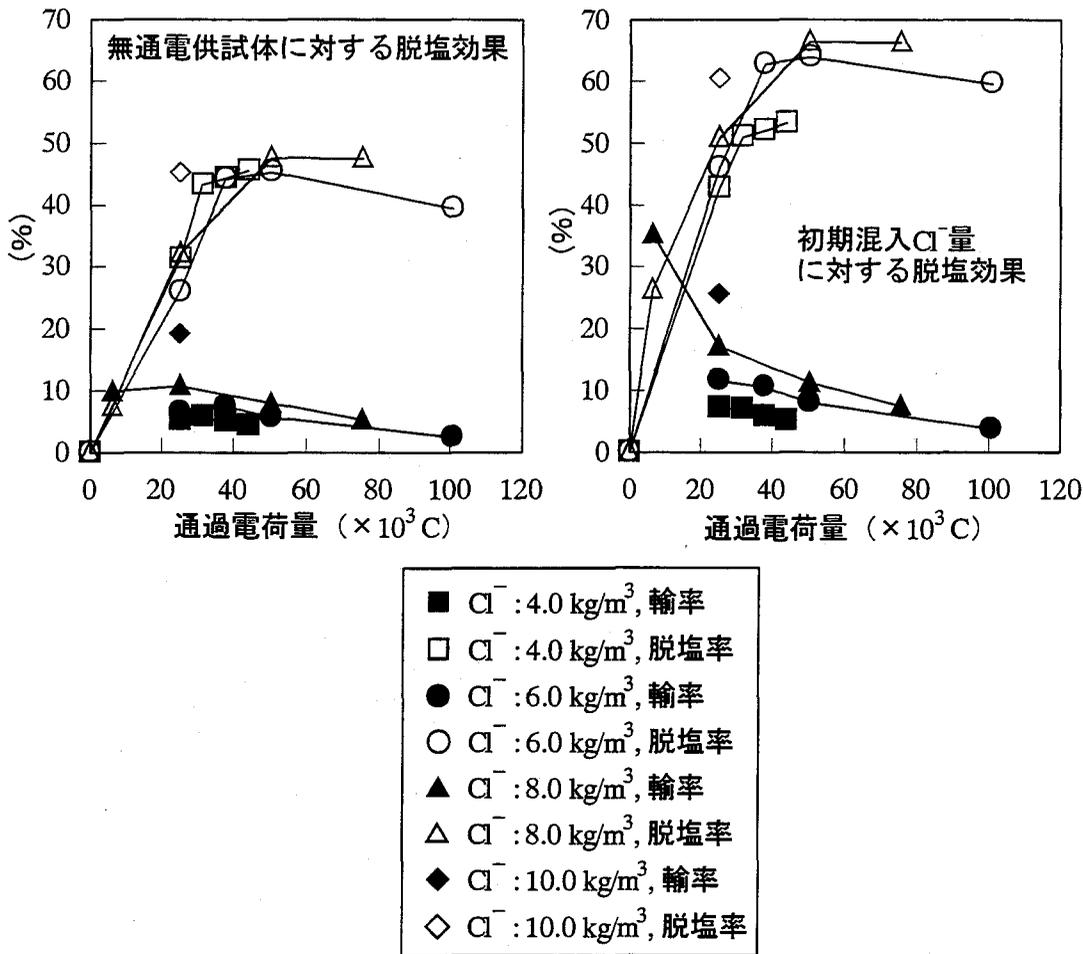


図 3-24 Cl⁻の輸率および脱塩率と通過電荷量の関係

通電期間が延びるにしたがって小さくなることによるものと考えられる。すなわち、通過電荷量が大きくなるに従って脱塩効率は低下し、抽出 Cl⁻量も一定値以上には大きくなりにくいと考えられる。

初期混入 Cl⁻量に対する脱塩率は、初期混入 Cl⁻量の大小によらず 70 %程度で頭打ちとなる傾向が認められる。すなわち、ある一定の脱塩率に達した後はそれ以上長く通電処理を施してもあまり脱塩効果は期待できない。コンクリート中に存在する遊離した Cl⁻がデサリネーションによってすべて除去可能であると仮定すると、固定化された Cl⁻の割合がセメント量に依存する一定値であれば、初期混入 Cl⁻量が大きいほど遊離した Cl⁻量は大きく、よって、長時間の通電処理を行えば脱塩率は大きくなることが期待できる。しかし、実際には前述したように Cl⁻の輸率が経時的に低下することにより、脱塩率が収束するものと考えられる。

断続的通電処理を行ったとき、コンクリートの W/C を変化させたとき、および Li⁺を電気的に浸透させたときの Cl⁻の輸率と脱塩率をそれぞれ図 3-25、図 3-26 および図 3-27 に示す。断続的通電処理を行った場合については、3.7.2 に示したように、20 週間の促進中性化を行った場合については、Cl⁻の輸率および脱塩率が若干向上しているが、Cl⁻の濃縮層が形

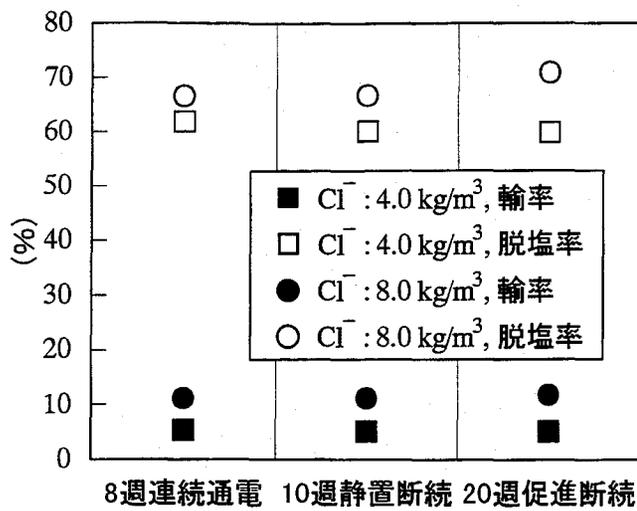


図 3-25 断続的通電を行ったときの Cl⁻の輸率と脱塩率

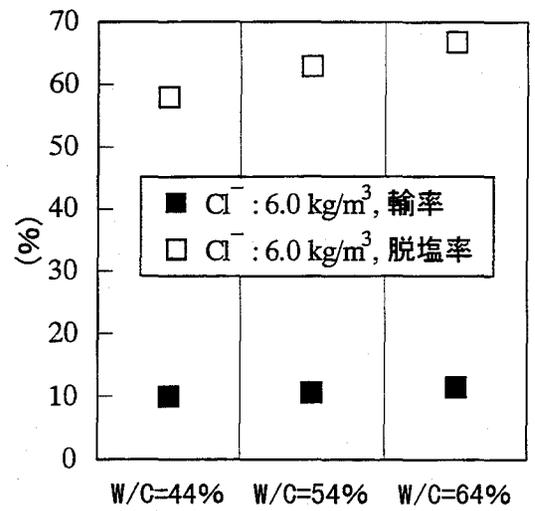


図 3-26 W/Cを変化させたときの Cl⁻の輸率と脱塩率

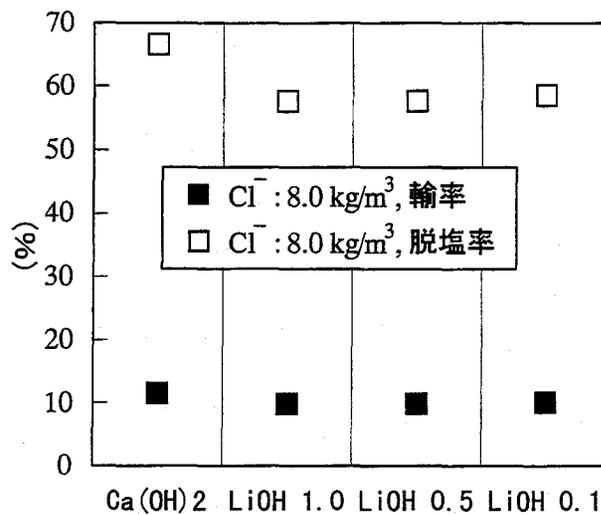


図 3-27 電解液を変化させたときの Cl⁻の輸率と脱塩率

成されたことにより、防食効果が顕著に向上したとは判断しにくい。コンクリートのW/Cを変化させた場合については、3.6に示したように、W/Cが大きい（セメント量が小さい）場合の方が、Cl⁻の輸率および脱塩率が若干大きくなっている。今後はセメント量と脱塩効果の関係をさらに詳細に検討する必要がある。電解溶液からLi⁺をコンクリート中に浸透させることを試みた場合については、3.8.2に示したように、電解溶液としてCa(OH)₂を用いた場合よりも、Cl⁻の輸率および脱塩率が若干減少している。今後はLi⁺を有効にコンクリート中に浸透させる方法を検討する必要がある。

なお、今回得られたCl⁻の輸率や脱塩率のデータは、他の検討例から得られている値から大きく外れることはなく、妥当な値であるように思うが、この実験に関しては、かぶりが比較的小さいことや向かい合う側面からの2面通電およびコンクリートの材齢が比較的若いこともあって、実構造物にデサリネーションを適用する際には、Cl⁻の輸率および脱塩率は若干小さくなるものと予想される。ただし、コンクリートに含まれるCl⁻が外来塩分の場合、

今回のような内在塩分の場合と比較して Cl^- の輸率および脱塩率が著しく向上するという報告[11, 27]も見られ、デサリネーションによる脱塩効果およびそれによって得られる防食効果はこの様な要因の影響である程度変動するものと考えられる。

3.10 本章のまとめ

本章における検討により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 鉄筋表面積に対して 5.0 A/m^2 の電流密度で通電処理を行ったところ、コンクリート中の Cl^- を抽出することができた。また、 Cl^- の抽出量は鉄筋に近いほど大きく、コンクリート表面付近には未抽出の Cl^- が残った。
- (2) 通過電荷量が同じ場合、コンクリート中の残存 Cl^- 量は初期混入 Cl^- 量が多いほど大きくなるが、鉄筋近傍の全塩分量がセメント重量に対して 0.4% 程度となるために必要な通過電荷量は、初期混入 Cl^- 量によらず 25160 C (4 週間通電) 程度であった。
- (3) 通電処理を行うことにより、コンクリート中の Na^+ や K^+ が鉄筋近傍に集積した。ただし、 NaCl 無混入の供試体の場合は、8 週間の通電処理後も鉄筋近傍の R_2O 量はアルカリ骨材反応抑制を考慮するための規定値である 3.0 kg/m^3 を下回り、 NaCl を混入した場合も、通電期間が延びるにしたがってアルカリ集積量が収束する傾向を示した。
- (4) 電流密度が異なり、積算電流密度および通過電荷量が等しい場合に Cl^- 、 Na^+ 、 K^+ の移動程度はほぼ等しかった。また、同じ積算電流密度の場合に初期混入 Cl^- 量が多いほど鉄筋近傍での Cl^- 減少量は大きくなった。
- (5) 単位ペースト量一定の条件下でコンクリートの W/C を変化させた場合、 W/C が大きいほど、デサリネーションによる脱塩効果が大きくなった。
- (6) 4 週間の通電処理後に 10 週間の湿空静置を行っても、 Cl^- の遊離は見られず、断続的通電処理の効果は無かったが、4 週間の通電処理後に 20 週間の促進中性化を行った場合、 Cl^- の遊離・濃縮現象により、連続通電と比較して脱塩効果が若干向上した。
- (7) デサリネーションにより、セメント重量に対して 0.4% 程度まで全塩分量が減少した後も、全塩分量に対して 50~60% 程度の可溶性塩分が確認された。これより、カソード反応による pH 上昇も考慮して鉄筋腐食が開始する時の Cl^- 量を試算した結果、セメント重量に対する全塩分量で 0.43% となった。すなわち、この値よりも Cl^- 量が減少していれば、当面の防食効果は保たれているものと考えられる。
- (8) 電解溶液に LiOH を混入した場合、 Ca(OH)_2 溶液を用いた場合と比較して pH 保持性能が向上したが、脱塩効果が若干低下し、鉄筋近傍への Na^+ および K^+ の集積を抑制する効果も見られなかった。
- (9) Cl^- の輸率は、初期混入 Cl^- 量が多いほど大きく、通過電荷量が多いほど小さくなった。これに伴い、初期混入 Cl^- 量に対する脱塩率は、混入 Cl^- 量によらず 70% 程度が限界となった。

参考文献

- [1] 大即信明、樫野紀元、片脇清士、宮川豊章：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 塩害（I）、技報堂出版、1987.1
- [2] J. B. Miller, Norsk Overflate Teknikk A/S : Chloride Removal and Corrosion Protection of Reinforced Concrete, Proc. of Strategic Highway Research Program and Traffic Safety on Two Continents in Gothenburg, Swedish Road and Traffic Research Institute, pp. 116~127, 1989.9
- [3] R. Palmer and E. McCready : A Laboratory Investigation of the Chloride Extraction Method Developed by N.O.T., Taywood Engineering, pp. 1~15, 1989.9
- [4] T. M. Balasubramanian, S. Srinivasan, K. Jalyalakshmi, N. U. Nayak, N. S. Rengaswamy and K. Balakrishnan : Removal of chloride from concrete using an electrochemical technique, Bulletin of Electrochemistry 6(1), pp. 30~31, 1991.1
- [5] D. G. Manning and F. Pianca : Electrochemical Removal of Chloride Ions from Reinforced Concrete: Initial Evaluation of the Pier S19 Field, The Research and Development Branch, Ontario Ministry of Transportation, pp. 1~22, 1990.10
- [6] A. J. van den Hondel and R. B. Polder : Electrochemical realkalisation and chloride removal of concrete, Construction Repair, pp. 19~24, 1992.9/10
- [7] コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準（案）、日本コンクリート工学協会、1987.4
- [8] W. Richartz : Die binding von Chlorid bei der Zementerhartung, Zement-Kalk-Gips, Heft 10, pp. 447~456, 1969.
- [9] J. E. Benett and T. J. Schue, ELTECH Research Corporation : Electrochemical Chloride Removal from Concrete : A SHRP Contract Status Report, Corrosion'90, Paper Number 316, 1990.4
- [10] J. E. Bennett, T. J. Schue, K. C. Clear, D. L. Lankard, W. H. Hartt and W. J. Swiat : Electrochemical Chloride Removal and Protection of Concrete Bridge Components: Laboratory Studies, Strategic Highway Research Program, 1993.
- [11] 久田 真：通電によるコンクリート中のイオンの移動に関する研究、東京工業大学博士論文、1997.5
- [12] 久田 真、大即信明、長滝重義、藤倉修一：通電によるモルタル中のイオンの移動に及ぼす諸要因の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.1、pp. 907~912、1995.6
- [13] 杉山隆文、長岡 覚、辻 幸和、橋本親典：コンクリートの塩化物イオン拡散係数の算定に関する電気泳動を利用した促進試験方法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.1、pp. 981~986、1996.6
- [14] 岸谷孝一、小林一輔、樫野紀元、宇野祐一：塩化物を含むコンクリート中における鉄筋腐食と中性化との関係、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13、No. 1、pp. 601~602、1991.6
- [15] 芦田公伸、石橋孝一：電気化学的補修工法によるコンクリート中鉄筋の状態変化、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、No. 1、pp. 823~828、1994.6
- [16] G. K. Glass and N. R. Buenfeld, : The Presentation of The Chloride Threshold Level for

- Corrosion of Steel in Concrete, Corrosion Science, Vol. 39, No. 5, pp. 1001~1013, 1997.
- [17] J. Tritthart, K. Pettersson and B. Sorenson : Electrochemical Removal of Chloride from Hardened Cement Paste, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol. 23, pp. 1095~1104, 1993.
- [18] D. Diamond : Chloride Concentrations in Concrete Pore Solutions Resulting from Calcium and Sodium Chloride Admixtures, Cement Concrete and Aggregates, Vol. 8, No. 2, pp. 97~102, 1986.
- [19] 米澤敏男、V. Ashworth, R. P. M. Proctor : セメント水和物によるモルタル細孔溶液中の Cl^- 固定のメカニズム、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 10, No. 2, pp. 475~480, 1988.
- [20] 羽原俊祐 : 硬化コンクリートの組織及び空隙構造と物性の関係に関する研究、慶應義塾大学博士論文、1992.
- [21] D. A. Hausmann, Materials Protection, Vol. 6, No. 11, p. 19, 1967.
- [22] 二村誠二 : 水酸化リチウムがアルカリシリカ反応に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No. 1, pp. 935~940, 1993.6
- [23] 酒井裕智、半田 実、芦田公伸、石橋孝一 : 電気化学的処理による鉄筋コンクリート構造物へのイオン浸透性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 17, No. 1, pp. 807~812, 1995.6
- [24] A. R. Denaro : 基礎電気化学、東京化学同人、1970.
- [25] 芦田公伸、石橋孝一、酒井裕智 : 電気化学的処理による鉄筋コンクリート中へのイオン浸透及び拡散状態、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18, No. 1, pp. 1107~1112, 1995.6
- [26] 小川智広、上田隆雄、宮川豊章、芦田公伸 : デサリネーションがコンクリートのアルカリ骨材反応に与える影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20, No. 1, pp. 389~394, 1998.7
- [27] 芦田公伸、友澤史紀、石橋孝一、宇田川秀行 : 塩害を受けたコンクリート構造物への電気化学的補修技術の基礎検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19, No.1, pp. 877~882, 1997.6
- [28] 上田隆雄、服部篤史、芦田公伸、宮川豊章 : デサリネーションが鉄筋の付着挙動に与える影響、土木学会論文集、No.550/V-33, pp.53~62, 1996.11
- [29] T. Ueda, A. Hattori, M. Ashida and T. Miyagawa : Influence of Desalination on Bond Behavior between Concrete and Reinforcing Steel, Concrete Liblary International, No. 30, pp. 81~94, 1997.12
- [30] 寺岡正人 : 断続的な通電による脱塩効果の変化に関する研究、徳島大学卒業論文、1998.2
- [31] T. Ueda, M. Ashida and T. Miyagawa : Migration of Ions Contained in Concrete due to Applying Desalination, The Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 23, No. 2C, pp. 91~104, 1998.12

第4章 処理後のイオン再分布と長期耐久性

4.1 はじめに

劣化したコンクリート構造物に対して電気防食工法を適用すると、構造物の供用期間を通じた通電処理が必要となり、これに伴って工法維持のための定期的なメンテナンス作業が重要になってくる。これに対して、デサリネーションはある一定期間の通電処理により、コンクリート中の劣化因子である Cl^- を取り除けば、基本的な作業は完了し、その後のメンテナンス作業は大幅に軽減できることが期待される。

第3章において、コンクリートの含有 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 程度と非常に厳しい腐食環境にあっても、鉄筋表面積に対して 5.0 A/m^2 で8週間程度の通電処理（通過電荷量 50320 C ）を行えば、鉄筋近傍の Cl^- は十分低減できることがわかった。ただし、通電処理を長期間行っても Cl^- の輸率で表現される脱塩効率は徐々に低下し、脱塩率も70%程度が限界であることから、コンクリート中、特にコンクリート表面付近に未抽出 Cl^- が残るといった問題点を指摘した。そこで、本章では処理後の未抽出 Cl^- の挙動を把握するとともに、デサリネーションによる補修・防食効果の持続性を検討することとする。さらに、デサリネーションレベルの通電処理がコンクリートの細孔構造に与える影響を明らかにした上で、外部からの劣化因子浸透性に与える影響を評価する。

4.3 においては、通電処理終了後の Cl^- および Na^+ 、 K^+ の再分布をいくつかの環境条件で検討する。4.4 においては、コンクリート中铁筋の自然電位および分極抵抗を指標として、処理後の鉄筋腐食挙動を評価することを試みる。4.5 においては、デサリネーション適用後のコンクリートに対して細孔径分布の測定を行い、通電処理の影響を検討する。4.6 および4.7 においては、通電処理終了後の供試体に対して、それぞれ塩水浸漬および促進中性化を行い、処理後の Cl^- および CO_2 浸透性を明らかにすることにより、デサリネーション適用後の長期耐久性を評価する。

4.2 実験概要

4.2.1 実験要因

実験に用いた供試体は図 3-1 に示したものと同様とし、コンクリートの配合は、表 3-2 に示したもので、 W/C は54%とした。また、コンクリート中に混入する Cl^- 量としては、厳しい塩害環境を想定した、 4.0 kg/m^3 および 8.0 kg/m^3 とした。

通電時の電流密度は鉄筋表面積に対して 5.0 A/m^2 とし、通電期間は8週間を基本とした。供試体の作製および通電方法は、3.2.3 に示した通りである。

所定の処理終了後の供試体環境条件として、室内静置（温度 20°C 、湿度 70%）、エポキシ樹脂による飽水シール後静置、塩水（5.0%の NaCl 溶液）への浸漬、促進中性化（ CO_2 濃度 5.0%、温度 30°C 、湿度 60%）の4条件を設定した。なお、塩水浸漬の際には鉄筋の出ている1面を水面上に出すことにより鉄筋への酸素の供給が可能な状態とした。

所定の通電処理および静置期間経過後の測定項目としては、 Cl^- および Na^+ 、 K^+ の供試体

表4-1 本章における実験の概要

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)		4.0									
電流密度 (A/m ²)		0.0					5.0				
静置期間 (週)		0	4	16	long	0	4	16	long		
Cl ⁻ 分布	室内静置										
	飽水シール	○		○		○	○				
	塩水浸漬			○	○		○				○
中性化深さ		○	○	○		○	○	○			
細孔径分布		○				○					
電気化学的特性値		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)		8.0										
電流密度 (A/m ²)		0.0					5.0					
静置期間 (週)		0	4	16	long	0	4	8	16	long		
Cl ⁻ 分布	室内静置	○				○		○	○	○	○	
	飽水シール	○	○			○	○			○		
	塩水浸漬		○		○		○			○	○	
中性化深さ		○	○	○		○	○			○		
細孔径分布		○				○*						
電気化学的特性値		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	

* : 4週間通電および8週間通電の2水準を検討。

中濃度分布、コンクリートの細孔径分布、促進中性化を行った時の中性化深さ、および、鉄筋の自然電位、分極抵抗などの電気化学的特性値測定とした。Cl⁻および Na⁺、K⁺の供試体中濃度分布測定方法は、3.2.4 に示した通りである。本章における実験の概要を表 4-1 に示す。

4.2.2 細孔径分布の測定

所定の通電処理終了直後に、図 4-1 に示すように測定用の試料プレートを供試体から切り出した。さらに、図 4-1 に示すように鉄筋近傍部分、中央部分、コンクリート表面部分の3ヶ所から厚さ約 5 mm 程度のコンクリートプレートを切り出した後に、それぞれの試料から粗骨材を取り除き、モルタル部分を選び出したものを供試体とした。供試体は真空デシケータ内で1週間以上真空乾燥を行った。

供試体の細孔径分布は、水銀圧入式ポロシティメータで圧入圧力 0.004 MPa から 200 MPa まで（細孔径約 270~0.006 μm に相当）の約 300 点において水銀の圧入量を測定した。なお、細孔径は次式によって算出した。

$$d = \frac{-\phi\gamma \cos\theta}{p} \quad (4.1)$$

ただし、 d : 細孔の直径 (m)

ϕ : 細孔の形状係数 (=4.0、円と仮定)

γ : 水銀の表面張力 (=0.480 N/m)

θ : 水銀の接触角 (=130°)

p : 圧力 (Pa)

4.2.3 電気化学的特性値の測定

通電期間を終了した供試体に対してコンクリート中鉄筋の自然電位、分極抵抗 (周波数 0.1 Hz)、および、コンクリート抵抗 (周波数 0.8 kHz) を測定した。分極抵抗は矩形波電流分極法により測定した。照合電極として飽和塩化銀電極 (Ag/AgCl) を用い、測定には腐食モニター 7635 (東方技研 (株) 製) を用いた。測定方法を図 4-2 に示す。

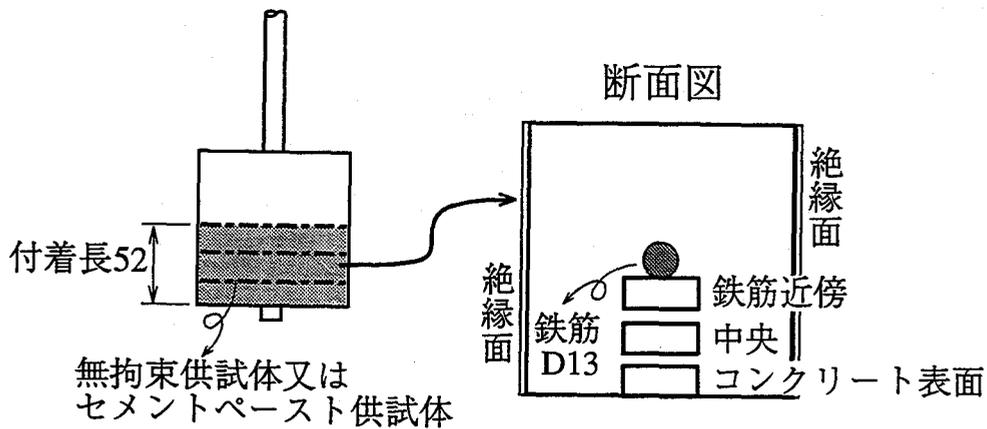


図 4-1 細孔径分布測定用試料の採取方法

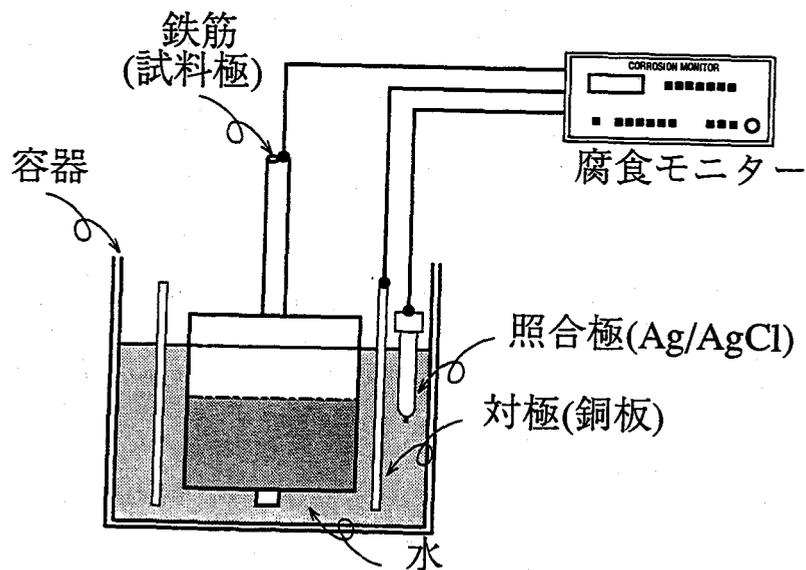


図 4-2 電気化学的特性値の測定方法

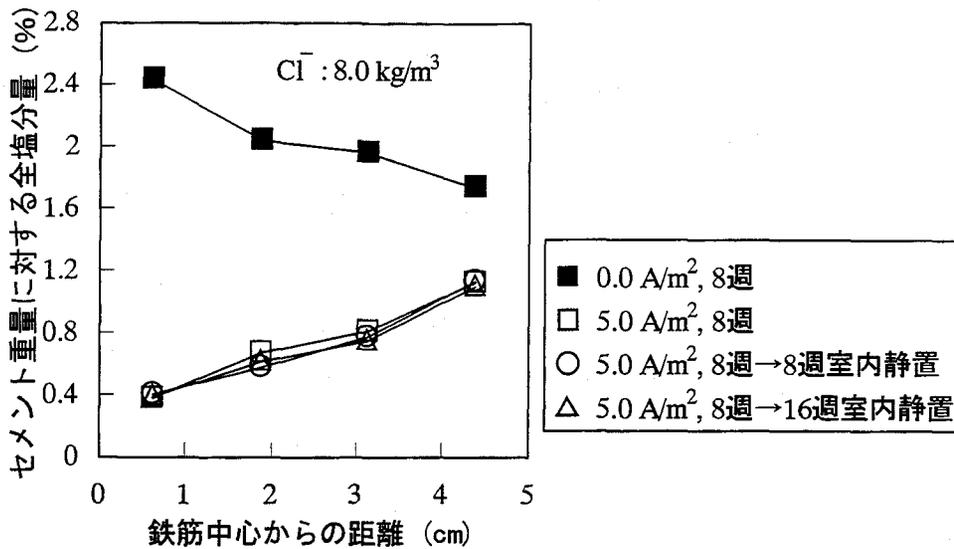


図4-3 処理後のCl⁻再分布 (室内静置)

4.3 Cl⁻の再分布

通電処理終了後のコンクリート中では 3.3 および 3.4 に示したように Cl⁻分布、アルカリ分布ともに不均一となっており、濃度勾配が生じている。このために、その後の時間経過とともに、各種イオンは新たな化学的平衡状態を形成するものと考えられる。これにより、コンクリート表面付近の Cl⁻が鉄筋近傍へ移動する、あるいは、固定されていた Cl⁻の一部が遊離すると再び鉄筋の腐食が始まる危険性が残されている[1, 2, 3]。以下に、異なる条件下での Cl⁻の再分布を検討した。

4.3.1 室内静置

Cl⁻混入量 8.0 kg/m³、5.0 A/m²で8週間の通電処理終了後に室内静置したときの全塩分分布経時変化を図 4-3 に示す。これによると、処理後 16 週までの静置期間では Cl⁻の再分布はほとんど見られない。ただし、これらの供試体は室内に気中静置されていたため、徐々に乾燥し、細孔溶液中のイオンの移動が困難になったために、この様な結果となった可能性も考えられる。芦田らは実構造物にデサリネーションを適用し、通電終了後1年経過したときのコンクリート中の塩分含有量を測定しているが、やはり Cl⁻の再分布はほとんど見られなかったとしている[4]。これらの結果からはデサリネーション終了後、比較的短期間で鉄筋腐食再発は考えにくい。この場合の測定結果はいずれもコンクリート中の全塩分濃度を示したものであり、固定された Cl⁻と遊離した Cl⁻の割合の経時変化も併せて検討することにより、処理後の鉄筋腐食挙動が明らかになるものと考えられる。この様な点も含めて 4.3.2 で検討を行った。

4.3.2 飽水シール後静置

室内静置の場合には、供試体からの水分の蒸発があるため、Cl⁻が水分の移動とともにコンクリート表面方向に移動し、鉄筋方向へは拡散しにくい状態になっていた可能性がある。さらに、実構造物にデサリネーションを適用する際には処理終了後にコンクリート表面のコ

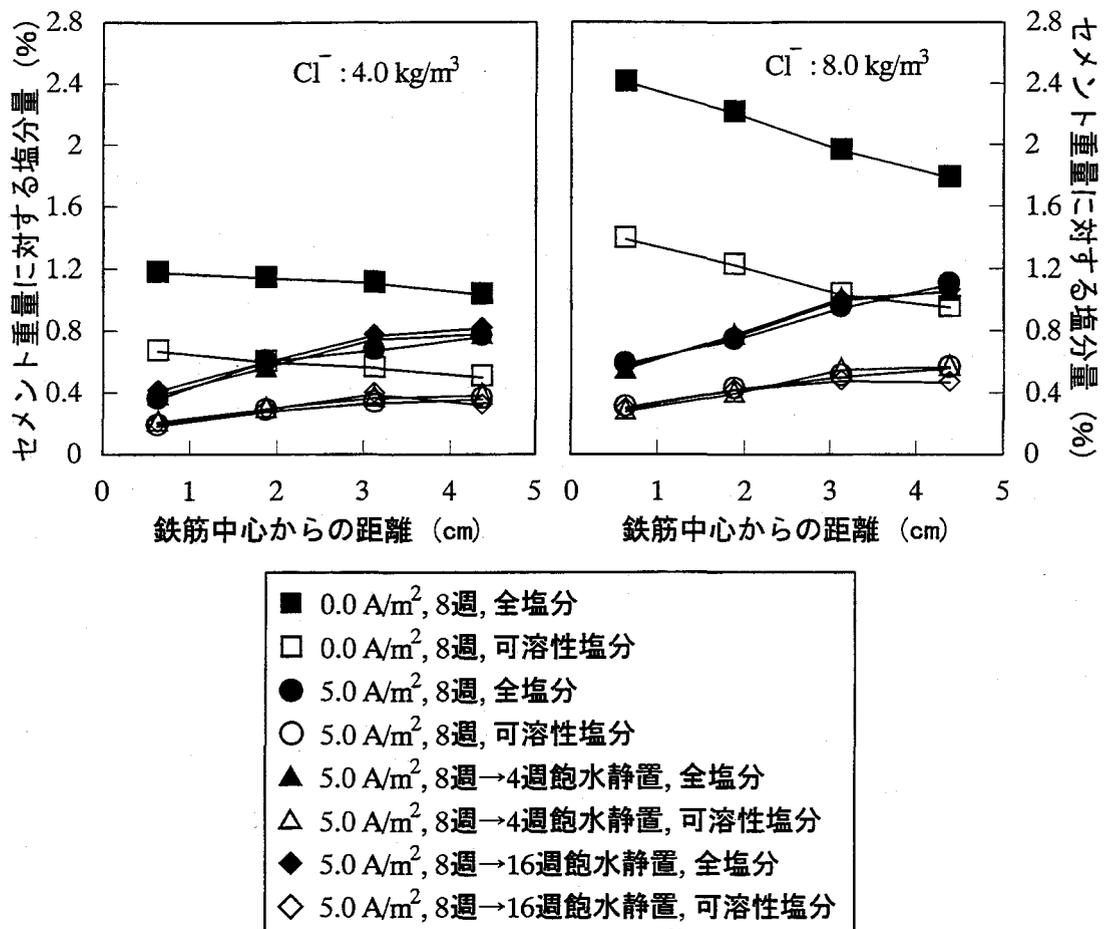


図 4-4 処理後の Cl^- (全塩分、可溶性塩分) 再分布 (飽水シール後静置)

ーティングが施される場合が多い。そこで、4.3.1で検討できなかった、飽水状態でのイオンの再分布を検討した。

5.0 A/m²で8週間の通電処理終了後の Cl^- (全塩分および可溶性塩分) 濃度分布の経時変化を図4-4に示す。処理後16週までの静置期間ではまだ比較的短期間であることもあり、 Cl^- の再分布は室内静置の場合と同様にほとんど見られない。また、このような傾向は可溶性塩分の場合も同じである。混入 Cl^- 量が8.0 kg/m³の場合は、4.0 kg/m³の場合と比較して残存 Cl^- 量が大きくなっており、コンクリート表面部分と鉄筋部分との濃度勾配も比較的大きいが、この場合でも Cl^- の再分布は認められない。

全塩分量に対する可溶性塩分量の割合分布の経時変化を図 4-5 に示す。図 4-5 より、全塩分量に対する可溶性塩分量の割合は、通電処理の有無、混入 Cl^- 量、供試体中の位置、静置期間によらず、ほぼ一定で 0.5~0.6 程度となっている。このことから、3.7.3 に示したように、コンクリート中は固定された Cl^- と遊離した Cl^- がほぼ一定の割合で存在していることがわかる。このような平衡状態は通電処理時にすでに形成されており、その後の時間経過によっても容易には変化しない状態であるものと推定される。以下に、拡散による Cl^- 再分布を計算から予測することを試みる。

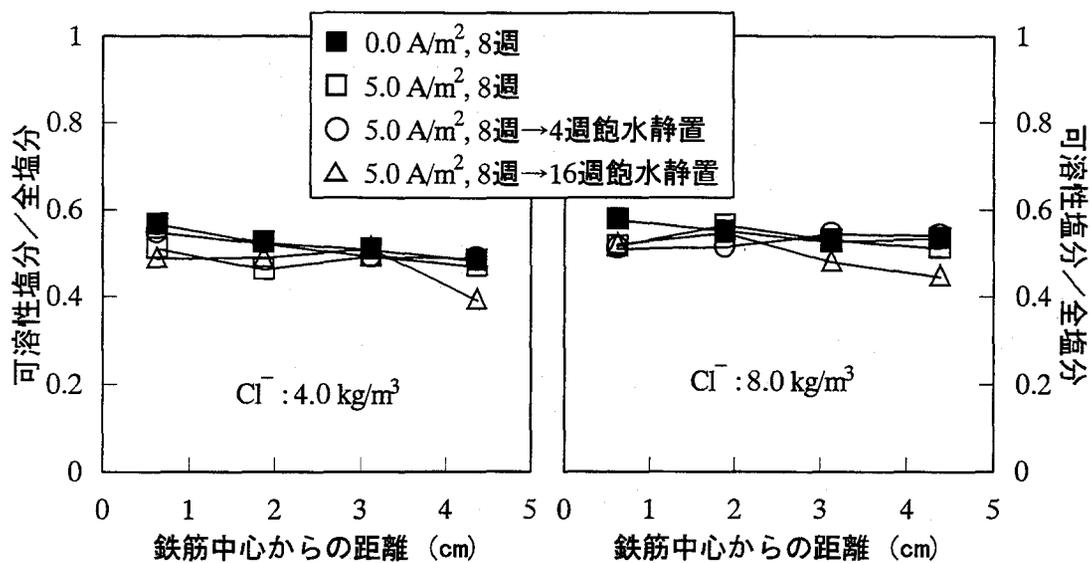


図4-5 (可溶性塩分量/全塩分量) 分布の経時変化

Cl⁻のコンクリート中への浸透蓄積は、一般に見かけ上は次式で示される拡散過程として解釈することができる[5]。

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \quad (4.2)$$

ここに、 $C(x,t)$ ：建設後 t におけるかぶり x での塩分量

D ：見掛けの拡散係数

また、見掛けの拡散係数 D は一般に水セメント比、単位セメント量、設計要因、施工要因および維持管理要因などの関数で表現できるが、その最も基本的な要因に着目し、簡略に水セメント比のみの指数関数として表現すれば次式で表される[6]。

$$D = \exp(11.5(W/C) - 21.85) \quad (4.3)$$

式(4.3)で $W/C = 0.54$ の場合の見掛けの拡散係数を計算すると $D = 1.613 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{sec}$ となる。図 4-3 に示した 8 週通電終了直後の全塩分濃度分布を初期値として、差分法の前進解法を用いて(4.2)式を計算した。近似差分式として次式で示される Crank-Nicolson 法の式を採用した。

$$C_{i,j+1} = C_{i,j} + \frac{D\Delta t}{(\Delta x)^2} \left[\alpha(C_{i+1,j+1} - 2C_{i,j+1} + C_{i-1,j+1}) + \beta(C_{i+1,j} - 2C_{i,j} + C_{i-1,j}) \right] \quad (4.4)$$

ただし、 $\alpha = \beta = 0.5$ 、 $\Delta t = 0.1$ 日、 $\Delta x = 1.25$ cm とした。

境界条件として、コンクリート表面からの Cl⁻ の浸透は無いものとした。

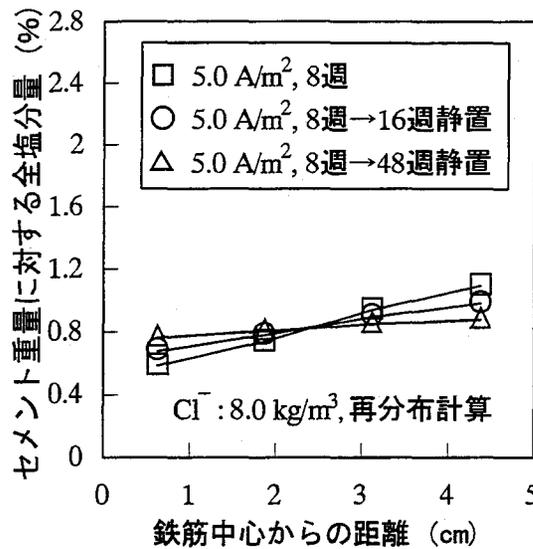


図4-6 Cl⁻の再分布計算結果

8週間静置後および16週間静置後のCl⁻分布の計算結果を図4-6に示す。計算結果は図4-4に示した測定結果よりも大きな拡散を示している。実際のCl⁻再分布速度が計算値よりも小さかった原因として、以下の2点が考えられる。

第1は遊離したCl⁻の濃度勾配が小さかったことによるという考え方である。図4-5に示したように、全塩分量に占める可溶性塩分量の割合は供試体位置によらずほぼ一定であるから、図4-4に示したように、可溶性塩分の濃度勾配は全塩分の濃度勾配よりも小さくなる。実際にコンクリート中の細孔部分を移動可能なCl⁻は可溶性塩分に代表される遊離したCl⁻であるから、濃度勾配による拡散を考える場合も、固定化されたCl⁻を考慮するべきである。計算に用いた初期値は全塩分濃度分布であることから、拡散に寄与する濃度勾配を実際よりも過大評価している可能性がある。第2に、コンクリート中の帯電状態の変化が考えられる。後藤らの報告によると、コンクリート中の細孔表面はCa²⁺の吸着により正に帯電しているため、陰イオンであるCl⁻は親和力により陽イオンよりも拡散力が大きくなるとしている[7, 8]。これに対して、デサリネーションを施したコンクリート中では、陰極となる鉄筋のカソード分極によりOH⁻が生成し、細孔溶液のpHが上昇する。このために、細孔内が負に帯電することによりCl⁻の拡散力が弱まったものと考えられる。

ただし、デサリネーション適用後のイオンの再拡散という特殊な現象に、一般的なCl⁻浸透拡散モデルが適用可能かどうかという点にも疑問が残っており、今後はさらに長期間静置後のCl⁻再分布状況と併せて検討を進める必要がある。

4.4 アルカリの再分布

デサリネーションを適用することにより、3.4に示したように鉄筋近傍にアルカリが集積し、これによって、鉄筋とコンクリートとの付着強度が低下したり、アルカリ骨材反応が促進される危険性が指摘されている[9, 10]。この様な濃縮されたアルカリの経時的な再拡散を検討した。

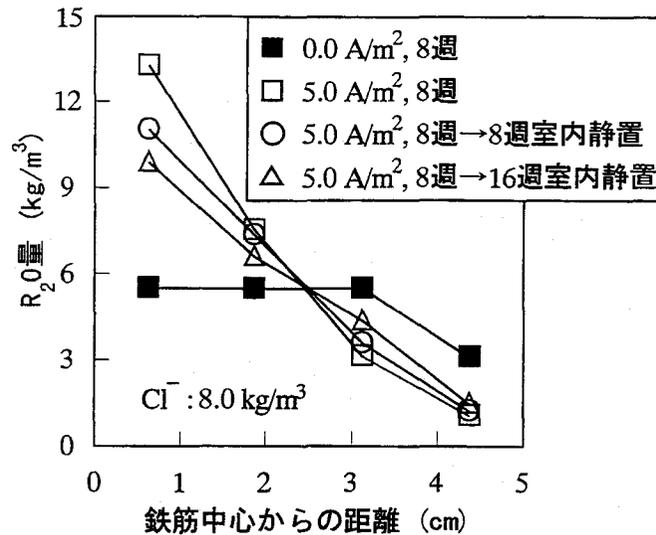


図 4-7 処理後のアルカリ再分布 (室内静置)

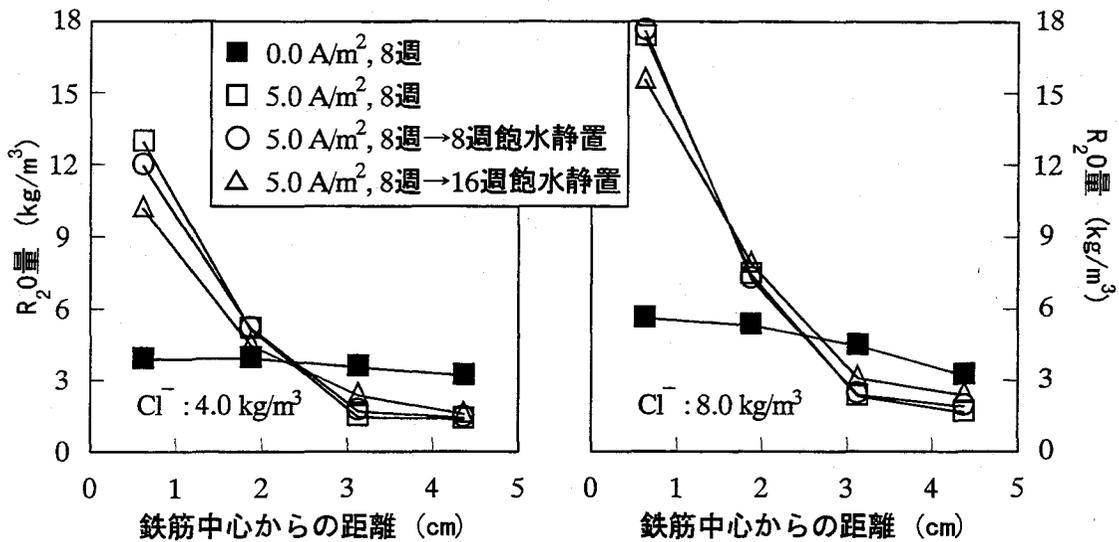


図 4-8 処理後のアルカリ再分布 (飽水シール後静置)

Cl^- 混入量 8.0 kg/m^3 、 5.0 A/m^2 で 8 週間の通電処理終了後に室内において気中静置したときのアルカリ再分布状況を図 4-7 に、飽水シール後静置したときの再分布状況を図 4-8 に示す。図 4-7 によると、通電により鉄筋近傍に集積したアルカリは Cl^- の場合と比較して早い速度で再拡散していることがわかる。宇田川らは実構造物およびコンクリート供試体にデサリネーションを適用した場合に、通電処理後 6 ヶ月経過した段階で鉄筋周辺の Na^+ 量が処理直後の約半分になっていることを確認している[11]。これらの実験結果に対して、図 4-8 によると、飽水状態においてはアルカリの再分布速度は小さいことがわかる。このことは、アルカリの再拡散はコンクリート中の水分蒸発に依存する部分が大きく、コンクリート内部から表面方向への水分移動にともなって、アルカリもコンクリート表面方向に移動したことを示している。

近藤らはセメントペースト硬化体の板状試料を用いて各種塩化物の液相拡散の実験を行っている[12]。この結果、各イオンの見掛けの拡散係数の大きさは $D_{\text{Cl}^-} > D_{\text{K}^+} > D_{\text{Na}^+} > D_{\text{Li}^+}$ で

あるとしている。この関係によると、 Na^+ や K^+ よりも Cl^- の方がセメント硬化体中の拡散速度は早いことになる。

これに対して今回の実験では、 Cl^- よりもアルカリの再分布が早かった理由として、以下の3点が考えられる。

①水分移動方向との整合性 ②濃度勾配の差 ③コンクリート中細孔溶液のマイナス帯電
 ①は、前述したように、コンクリートが乾燥する場合に水分がコンクリート表面方向に移動するために、この方向と再分布方向が合致するアルカリは再分布が早い、反対方向の Cl^- は再分布が遅れるものと考えられる。②については、 Cl^- は通電処理に伴いコンクリートから抽出されるため、鉄筋近傍とコンクリート表面との濃度勾配が増加しつづけることはない。さらに、固定された Cl^- の割合を考えると、遊離した Cl^- の濃度勾配はさらに小さくなる。これに対して、供試体中のアルカリの総量は通電処理の前後で変化することはないために、鉄筋近傍とコンクリート表面のアルカリの濃度勾配は非常に大きくなる可能性がある。以上より、通電処理後の濃度勾配による拡散促進力はアルカリのほうが大きいと考えられる。③は、4.3.2で述べたように通電処理を行ったコンクリート中の細孔溶液が負に帯電している可能性があり、この場合、陰イオンである Cl^- よりも陽イオンである Na^+ や K^+ の方が移動が容易になるものと考えられる。

以上より、処理後のコンクリートからの水分蒸発が期待できる場合には、アルカリの再分布速度は比較的大きく、3.7に示したような断続的な通電によりアルカリが過剰に鉄筋近傍に集積することを防ぎつつ、脱塩効果をあげるといった手法が有効である可能性がある。

4.5 防食効果の検討

デサリネーション適用後の鉄筋防食効果の確認を行う目的で、処理後に室内静置を行った供試体を対象に、コンクリート中铁筋の自然電位、分極抵抗およびコンクリート抵抗といった電気化学的特性値の経時変化を測定した。通電処理終了直後の測定結果を表4-2に示す。

4.5.1 自然電位

自然電位測定値から鉄筋の腐食状況を推定する基準としては、ASTM C876が代表的である。本研究においてもこの基準を用いて、以下のように腐食状況を判定した。なお、今回の測定では照合電極として飽和塩化銀電極 (Ag/AgCl)を用いたため、ASTM C876に示された銅/硫酸銅電極に対する値を飽和塩化銀電極に対する値に換算している。Eは自然電位測定

表 4-2 デサリネーション終了直後の電気化学的特性値測定結果

混入 Cl^- 量 (kg/m^3)	電流密度 (A/m^2)	通電期間 (週)	自然電位 (V)	分極抵抗 ($\text{k}\Omega$)	分極抵抗・表面積 ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)	コンクリート抵抗 ($\text{k}\Omega$)
4.0	0.0	8	-0.328	0.603	12.542	0.440
	5.0		-0.943	0.120	2.492	0.333
8.0	0.0	8	-0.343	0.386	8.029	0.374
	5.0		-0.956	0.121	2.527	0.255

値を示す。

- | | |
|---|---------------------|
| $-0.09 \text{ V} < E$ | 90%以上の確率で腐食が生じていない。 |
| $-0.24 \text{ V} \leq E \leq -0.09 \text{ V}$ | 不確定。 |
| $E < -0.24 \text{ V}$ | 90%以上の確率で腐食が生じている。 |

本研究では、上記の3領域に JCI で規定された防食領域[13]を加えた4領域で測定データを検討することとする。防食領域とは自然電位 E (V vs Ag/AgCl) $< -0.74 \text{ V}$ なる領域であり、鉄筋は腐食に対して不活性な状態にあると考えられている (図 4-9 参照[14])。

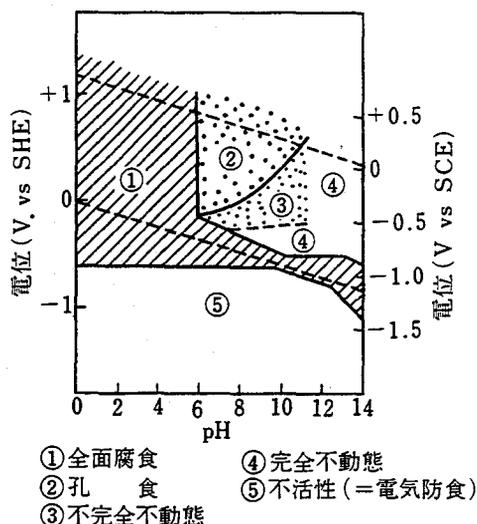


図 4-9 鉄の電位-pH 図の例 ($\text{Cl}^- = 0.01 \text{ mol}$) [14]

表 4-2 によると、無処理の供試体の自然電位は上記判定基準の腐食領域に入っている。これに対して、デサリネーションを行った供試体については防食領域に入っており、通電時の電場の影響が強く残っていることが確認された。

以上のように、鉄筋の電位を卑な方向に移行させて腐食反応に対して不活性な状態にするという点ではどの供試体も通電処理による効果が見られるが、pH が 12.5 における水素の平衡電位が $-934 \text{ mV vs Ag/AgCl}$ であることを考えると、通電処理終了直後の自然電位から判断して、通電期間中の処理供試体中において、鉄筋の電位は水素の平衡電位よりも卑な値をとっていた可能性が高い。このような水素の発生が第 5 章に示す鉄筋とコンクリートとの付着挙動や、第 6 章に示す高強度鋼の水素脆化に影響を与えるものと考えられる。

処理終了後の時間経過とともに、供試体中において新たな電気化学的平衡状態が形成され、自然電位が非腐食領域に入れば、鉄筋表面における不動態被膜の回復とともにデサリネーションによる補修効果が確認されることになる。

宇田川らは、実構造物にコンクリート表面積あたり 1.0 A/m^2 で 9 週間通電した後に、通電停止後 16 週まで経時的に鉄筋の自然電位を測定している (図 4-10 参照) [11]。

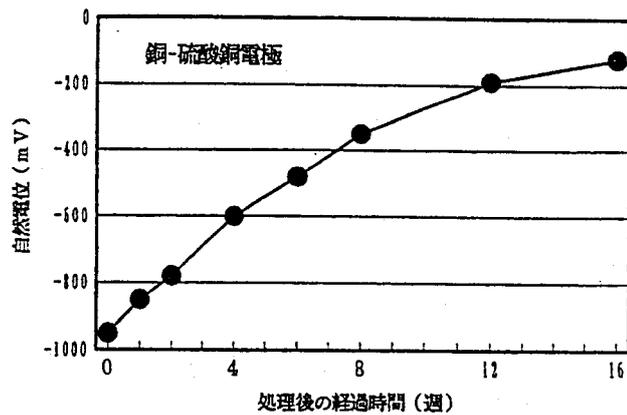


図 4-10 処理後の自然電位経時変化[11]

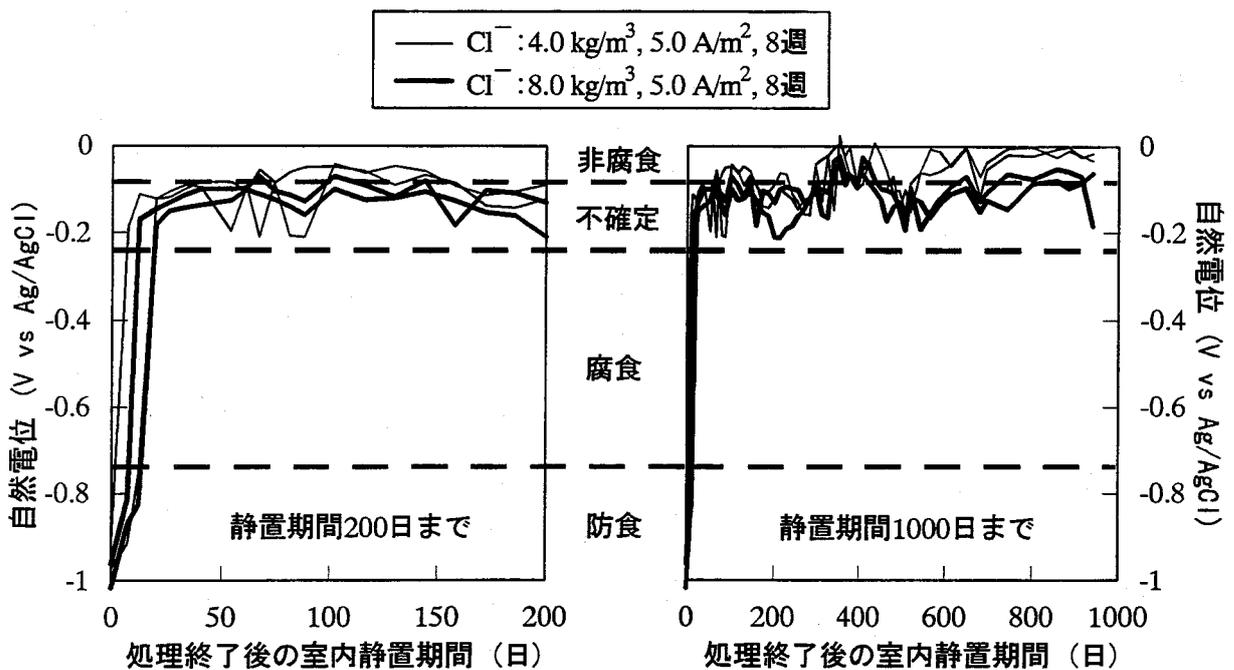


図 4-11 処理終了後の自然電位経時変化 (室内静置)

図 4-10 によると、通電停止直後に防食領域にあった自然電位が時間とともに貴な方向に移行し 16 週経過後は -120 mV vs CSE になっている。ASTM の判定基準では、 -200 mV より貴な場合は 90% 以上の確率で腐食は生じていないとしているので、この図では約 12 週で非腐食領域に入っていることになる。なお、この場合、鉄筋近傍の含有塩分量は通電開始前に 0.8 kg/m^3 であったものが、9 週間の通電後に 0.15 kg/m^3 まで減少したとしている。

8 週間の通電処理を行った供試体について、処理後に室内静置を行った時の自然電位経時変化を図 4-11 に示す。図中の折れ線はそれぞれ 1 体の供試体に対応しており、破線で分割された領域の区分は ASTM の判定基準に JCI により規定された防食領域を加えたものである。左図は静置期間 200 日までの測定結果を、右図はその後静置期間 1000 日までの結果を示している。

これらの供試体はコンクリート表面からの Cl^- 浸入がないために、腐食反応が再発するの

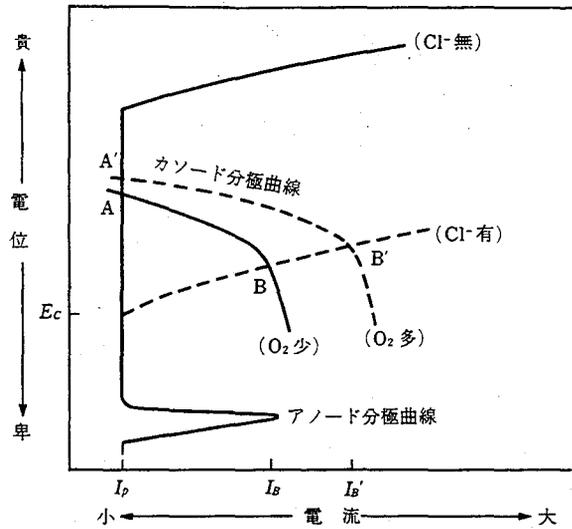


図 4-12 分極曲線の概念図と腐食速度[5]

は、鉄筋近傍の Cl^- 抽出が不完全な場合、および、コンクリート表面付近に残存する未抽出の Cl^- が鉄筋方向に再拡散する場合に限られる。また、水分の供給も小さいために、コンクリート内部は徐々に乾燥し、イオンの移動や鉄筋腐食セルの形成が難しくなるものと考えられる。このような比較的防食性の高い環境条件を反映して、通電処理を行った供試体の鉄筋自然電位は、処理直後の防食領域から貴変して非腐食領域や不確定領域の貴な電位を推移している。また、混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 と比較的厳しい初期環境の場合も、現時点まではデサリネーションによる防食効果が持続していると判断できる。

この結果より、通電処理終了後に適切な表面処理を行うことにより、外部からの腐食因子浸入を防ぐとともに、コンクリートを乾燥させることが可能であれば、処理後の長期的な耐久性が期待できるものと考えられる。今後はシランなどの撥水型の表面処理材等の活用可能性も検討する必要がある。

4.5.2 分極抵抗およびコンクリート抵抗

外部電流の印可による分極曲線は腐食電位のごく近傍ではほぼ直線であることが知られている。コンクリート中においてはカソード反応が酸素の拡散過程に律速されると考えられており、この場合、この直線の勾配、すなわち分極抵抗を測定することにより、次式によって腐食電流を得ることができる (図 4-12 参照[5])。

分極抵抗 R_p は一般に次式に示すように腐食電流 I_{corr} と関連する値である[15]。

$$I_{corr} = \frac{\beta_a \cdot \beta_c}{2.303(\beta_a + \beta_c)} \cdot \frac{1}{R_p} = K \cdot \left(\frac{1}{R_p} \right) \quad (4.5)$$

ここで、 K は金属の種類や環境条件によって決まる定数、 β_a および β_c はそれぞれ、アノードおよびカソードのターフェル勾配である。上式から明らかなように、分極抵抗が大きいほど腐食電流量または腐食速度は小さくなる。 I_{corr} と R_p との関係を表す係数 K の値は一般に $0.02 \sim$

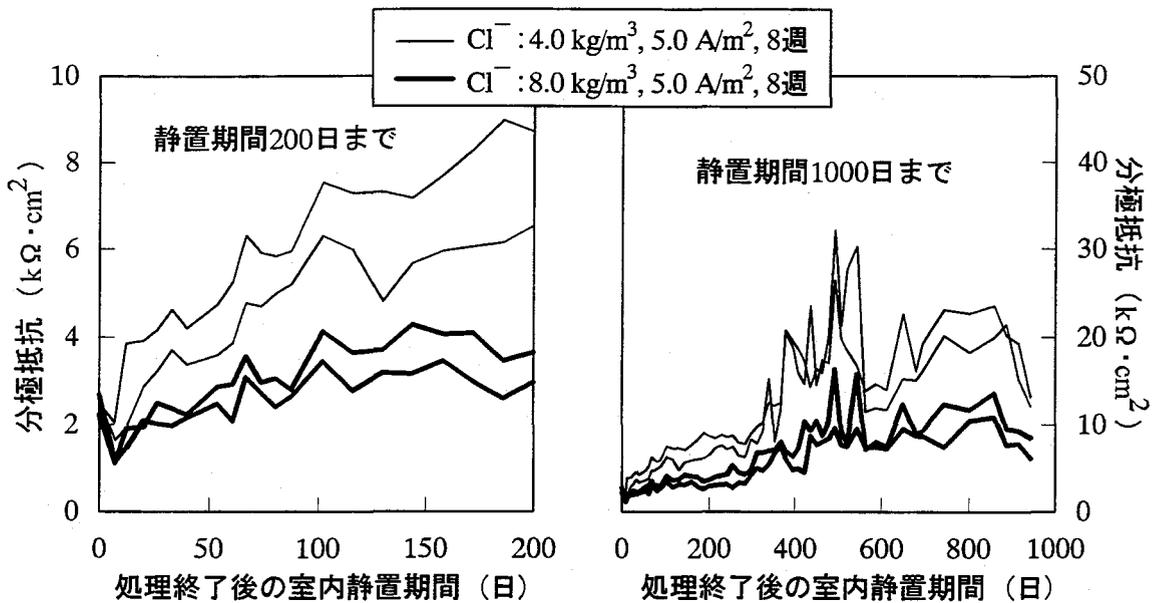


図4-13 処理終了後の分極抵抗経時変化（室内静置）

0.03 V程度であろうとされている[5]。

自然電位は「その時点での鉄筋腐食状況を推定する指標」であるのに対して、分極抵抗は「その時点での腐食反応抵抗値」であり、「腐食速度を推定する指標」という点で自然電位とは異なる意味合いを持っている。また、腐食反応は、アノード反応とカソード反応の組み合わせで発生し、分極抵抗 R_p とアノード反応抵抗 R_a およびカソード反応抵抗 R_c の関係は(4.5)式から導かれる次式で表すことができる。

$$\frac{1}{R_p} = \frac{1}{R_a} + \frac{1}{R_c} \quad (4.6)$$

すなわち、分極抵抗はアノード反応とカソード反応、両腐食反応の起こり難さを併せて表現する指標と言える。

処理終了後に室内静置を行った供試体の分極抵抗経時変化を図4-13に示す。図の縦軸には分極抵抗測定値と鉄筋表面積の積をとっている。表4-2および図4-13によると、混入 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の供試体の方が 8.0 kg/m^3 の場合より、全体的に大きな分極抵抗を示しており、この点では従来通りの解釈が成立するが、通電処理を行った供試体は腐食環境が改善されているにも関わらず、小さな分極抵抗を示していることがわかる。特に通電処理終了直後の分極抵抗は非常に小さく、 $1.0 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}^2$ 程度となっており、この後緩やかに経時的な増大傾向を示している。

通電処理を行った場合には、コンクリート中の鉄筋全体を大きくカソード分極するため、アノード反応抵抗は大きくなるが、カソード反応抵抗は極端に小さいという、特殊な電気化学的状態となることが考えられる。このため、両反応抵抗を考慮して全体で分極抵抗として表現すると、非常に小さな値になってしまうものと考えられる。実際に、コンクリート中の2本の鉄筋をそれぞれアノードとカソードにしてマクロセル腐食を発生させた後に、それぞ

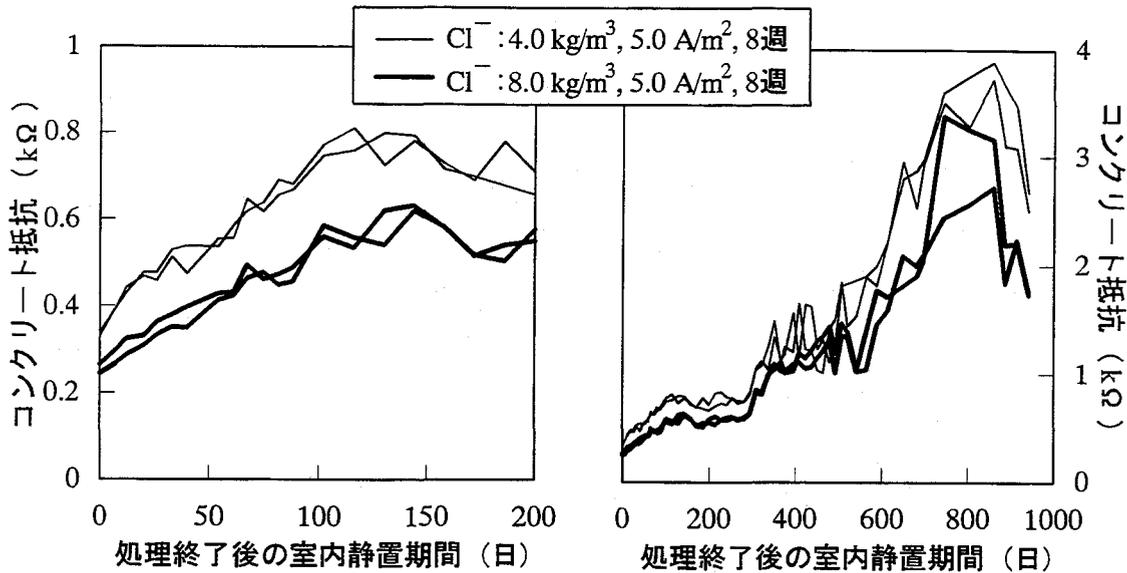


図 4-14 処理終了後のコンクリート抵抗経時変化 (室内静置)

れの鉄筋の分極抵抗を測定したところ、カソード側鉄筋は全く腐食していなかったのにも関わらず、分極抵抗はアノード側鉄筋の測定値と同程度となったとの実験結果も報告されている[16]。デサリネーションを適用した場合の分極抵抗については、上記のような状態を考慮して評価を行う必要がある。

4.5.1で述べたように、室内静置は比較的防食性の高い環境条件であることから、分極抵抗は徐々に増大しており、自然電位の測定結果と高い相関を示している。また、混入 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の場合の方が 8.0 kg/m^3 の場合より、大きな分極抵抗を示しており、腐食環境の改善効果が大きかったことを示している。

ただし、静置期間が800日を越えた付近から分極抵抗の低下が見られ、自然電位ではまだ高い電位を維持しているが、今後、鉄筋腐食が発生する可能性も考えられる。

コンクリート抵抗はかぶりコンクリートの電気抵抗を測定したものである。この値が小さな箇所は含水量や含有 Cl^- 量が大きく、腐食を生じた場合腐食速度が大きくなるものと推定される。処理後に室内静置を行った供試体のコンクリート抵抗経時変化を図4-14に示す。表4-2および図4-14によると、混入 Cl^- 量が大きい方がコンクリート抵抗は小さく、また、通電処理を行った供試体の方がコンクリート抵抗はやや小さくなる傾向を示している。さらに、図4-14によると、コンクリート抵抗は室内静置環境下で経時的に増大している。これは、徐々にコンクリート中の水分が逸散減少していることとセメントの水和反応進行により、コンクリートが若干密実性を増したことに起因しているものと考えられる。この様なコンクリート抵抗の増大も鉄筋防食性の高い環境条件の形成に寄与していると言える。

4.6 細孔径分布

デサリネーションはコンクリートに比較的大きな直流電流を流すことによりイオンを強制的に移動させるため、コンクリートの細孔構造に何らかの影響を与える可能性がある。通電処理によりコンクリートの細孔構造が変化したとすると、処理終了後のコンクリート構造物の耐久性状にも影響すると考えられる。

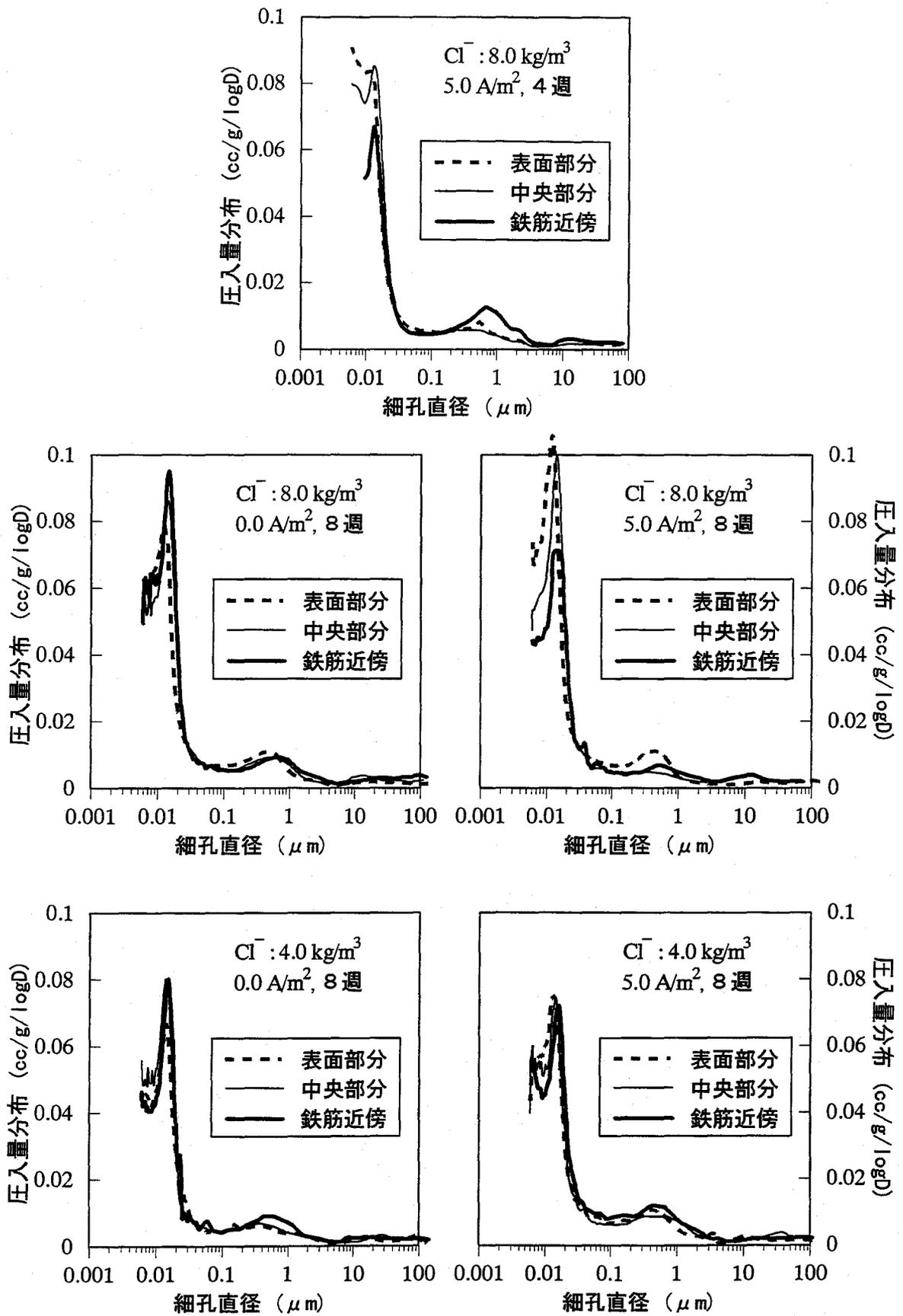


図 4-15 通電処理終了直後のコンクリートの細孔径分布

表4-3 圧入量一覧 (単位: cc/g)

	D = 0.006~0.05 μm			D = 0.1~2.0 μm		
	表面部分	中央部分	鉄筋近傍	表面部分	中央部分	鉄筋近傍
4.0 kg/m ³ 、無処理	0.03098	0.03478	0.03251	0.00655	0.00711	0.00857
4.0 kg/m ³ 、8週通電	0.03697	0.03588	0.03672	0.00982	0.00962	0.01165
8.0 kg/m ³ 、無通電	0.03699	0.03908	0.04225	0.00995	0.00922	0.00915
8.0 kg/m ³ 、4週通電	0.04619	0.04725	0.03474	0.00698	0.00606	0.01039
8.0 kg/m ³ 、8週通電	0.04540	0.04376	0.03275	0.00963	0.00542	0.00664

0.0 A/m²および5.0 A/m²で8週間の処理終了直後の細孔径分布測定結果を図4-15に、図4-15で顕著な差が認められた細孔径が0.006~0.05 μm および0.1~2.0 μm の範囲の圧入量一覧を表4-3に示す。測定試料は鉄筋近傍部分、コンクリート表面部分とその中央部分の3ヶ所からモルタル部分を採取した。

Cl⁻量が8.0 kg/m³の場合に鉄筋近傍の細孔構造に変化が見られる。4週通電の場合は、表面および中央部分と比較して0.05 μm 以下の比較的小さな細孔が減少し、0.1~2.0 μm 程度の比較的大きな細孔が増加している。このような分布となったのは、通電処理により鉄筋近傍のセメントペーストが比較的ポーラスな状態となり、細孔構造が粗な方向に変質したことによるものと考えられる。

この結果は、黒井の実験[17]による、通電によって10 nm以下の小さな孔径の細孔量が減少し、これより大きい孔径の細孔量が増大するという結果とも一致する。また、8週間の通電処理を施すことにより、0.1~2.0 μm 程度の細孔も減少し、鉄筋近傍の全細孔量が表面部分または中央部分の80%程度まで減少している。このような分布となったのは、4週通電の結果も併せて考えると、通電によりいったんポーラスな状態となった細孔構造が、さらにその後の通電処理により、鉄筋近傍のセメントペーストが軟化することにより変質したものと考えられる。すなわち、通電により鉄筋近傍に集積したアルカリの作用でC-S-H相に含まれるケイ酸塩が溶解性のケイ酸塩に変質し[10]、モルタル中に存在した比較的大きな空隙を埋めるような形でC-S-H相から溶出したものと推定される。

これに対して、Cl⁻量が4.0 kg/m³の場合には8週間の通電処理を行っても無通電の場合の分布と大きな違いはないことがわかる。このような結果となったのは、コンクリート中に存在するNa⁺およびK⁺の量がCl⁻量8.0 kg/m³の供試体と比較して少ないためと考えられる。すなわち、通電期間が同じであれば混入塩化物量が大きいほど、鉄筋近傍へのアルカリの集積量も大きく、細孔構造の変化も顕著になると考えられる。

宇田川らは実構造物にデサリネーション(コンクリート表面積に対して1.0 A/m²で9週間通電)を適用した後にコンクリート表面と鉄筋近傍の細孔径分布を測定している[11]。この結果、鉄筋近傍においても通電処理により細孔径分布はほとんど変化しなかったとしている。この場合、鉄筋近傍のCl⁻量が0.8 kg/m³と比較的小さかったことが影響しているものと考えられる。

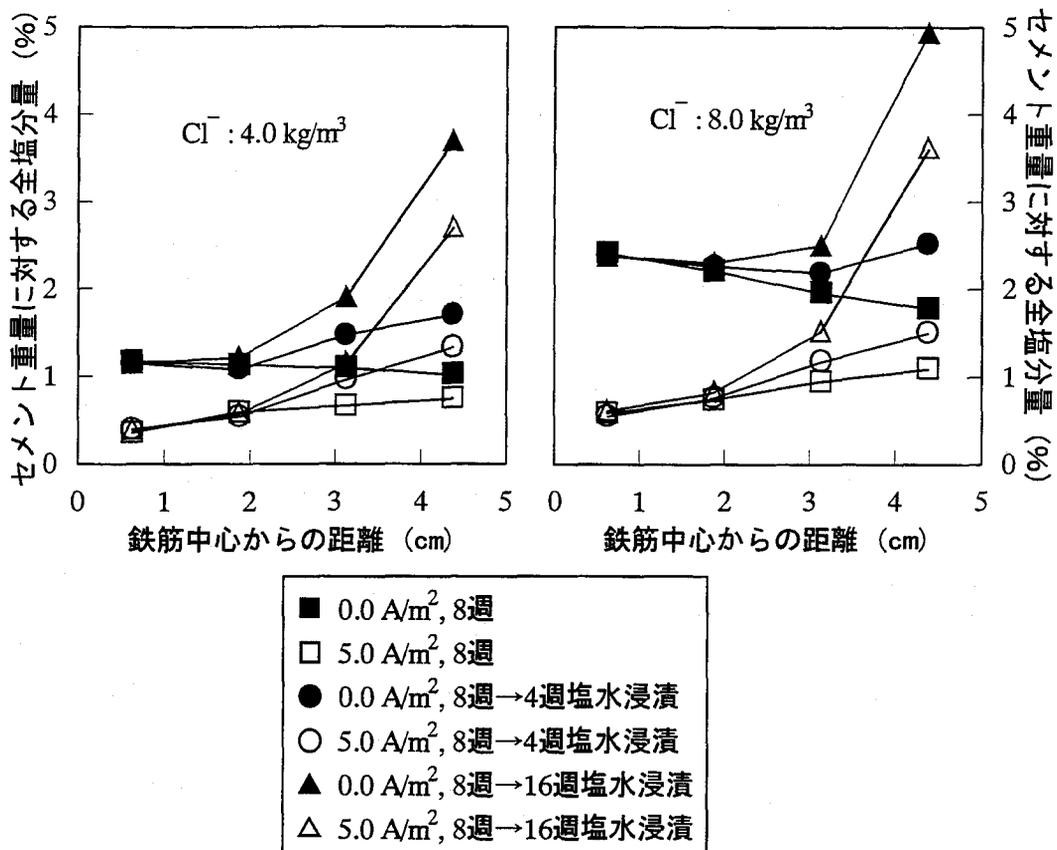


図4-16 処理後に塩水浸漬を行った供試体中の全塩分分布

以上より、今回の実験程度の通電レベルでは通電期間よりも混入塩化物量の方が細孔構造に与える影響は大きいと考えられる。ただし、劣化因子の浸入に直接関係するコンクリート表面付近の細孔構造に、通電処理による顕著な影響は見られなかった。

4.7 通電処理終了後の Cl^- 浸透

8週間の通電期間終了後に塩水に浸漬した供試体中の全塩分分布の経時変化を図4-16に、通電処理終了直後からの全塩分量の増分分布を図4-17に示す。無処理の供試体のコンクリート表面付近で Cl^- 濃度が減少しているのは、無処理の場合も8週間の通電期間中は電解溶液中に保存したため、 Cl^- がコンクリート表面から溶出したものと考えられる。また、通電処理の有無によらず、供試体はほぼ飽水状態であるために、吸水による Cl^- 浸透効果は小さいものと考えられる。これより、コンクリート表面からの Cl^- 浸透現象が濃度勾配を駆動力とする拡散現象と考えると、無通電の供試体と比較して、通電処理を行った場合の方がコンクリート内部の Cl^- が抽出されている分だけ濃度勾配が大きくなり、拡散駆動力も大きくなるものと予想される。ところが、図4-17によると塩水からの Cl^- の浸透深さは通電処理の有無にかかわらずほぼ同一であり、浸透量は無処理の供試体の方が大きい。

この理由として、以下の2点が考えられる。1点目はコンクリート表面への電着物析出の可能性である。横田らは、海洋構造物に海水を介して直流電流を流すことによりコンクリート表面に析出する CaCO_3 や $\text{Mg}(\text{OH})_2$ などの電着物は、腐食性物質の拡散障壁として作用する

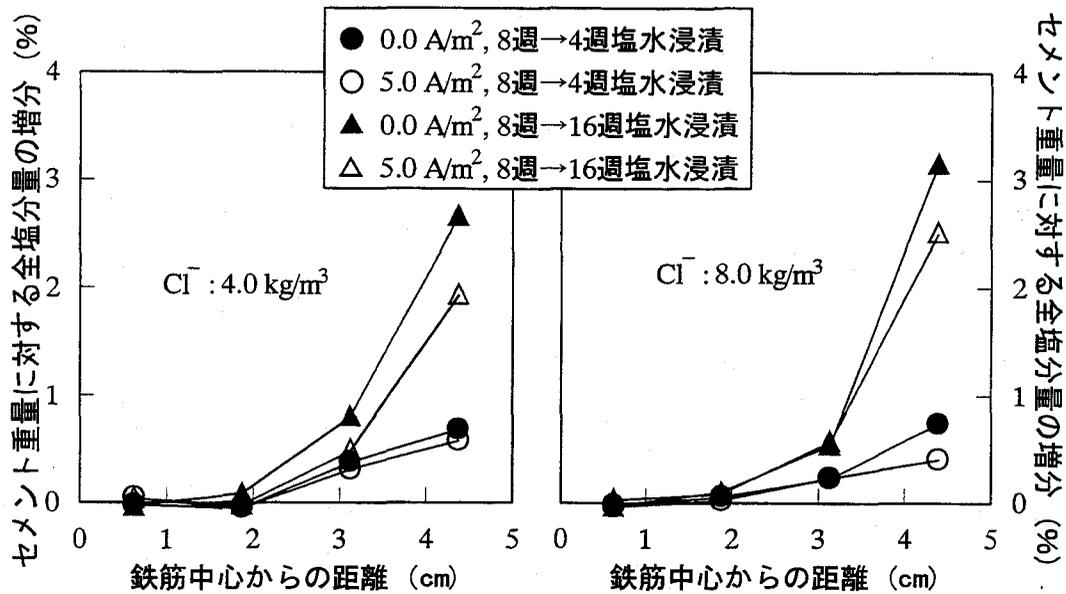


図4-17 通電処理終了直後からのCl⁻浸透状況

ことが期待できるとしている[18, 19]。本研究では、電解溶液として飽和Ca(OH)₂を使用しているため、通電処理によりCaCO₃がコンクリート表面に析出し、Cl⁻の浸透性を小さくしたとも考えられる。2点目はデサリネーションによる電場の影響である。4.4で述べたように、デサリネーションの適用によりコンクリート中の細孔溶液が負に帯電したために、陰イオンであるCl⁻の鉄筋方向への移動が妨げられた可能性がある。

8週間の通電処理終了後に塩水浸漬を行った供試体の鉄筋自然電位経時変化を図4-18に示す。なお、上側の図は浸漬期間200日まで、下側の図はその後、浸漬期間1000日までの結果を示している。混入Cl⁻量が4.0 kg/m³の場合、無通電の供試体は浸漬開始直後から不確定領域の電位で推移し、比較的緩やかな腐食傾向を示しているが、浸漬日数が500日を越えた付近から電位はさらに卑変し、腐食領域に入っている。これは、コンクリート表面から浸透したCl⁻が鉄筋位置に到達したことによるものと推測される。これに対して、通電処理を行った供試体は、塩水浸漬開始直後においては、通電処理によるカソード分極の影響で、鉄筋電位は防食領域にあるが、その後の酸素供給による不動態被膜形成に伴い、電位は非腐食領域付近まで貴変する。この状態で無通電供試体よりも貴な電位となり、デサリネーションによる鉄筋腐食環境改善を示しているものと考えられる。さらに、浸漬日数が700日を越えた付近から電位は著しく卑変しているが、これは外部からのCl⁻の浸透によるものと考えられる。このように、通電処理を行うことにより、無通電の供試体と比較して長期間、貴な電位を維持することができた理由として、デサリネーションにより鉄筋近傍のCl⁻量が低減され、pHが増大するなど腐食環境が改善されていたことに加えて、前述したように通電処理を行った場合の方が外部からのCl⁻浸透速度が小さかったことが考えられる。

混入Cl⁻量が8.0 kg/m³の場合、無通電の供試体は浸漬開始直後から腐食領域の電位で推移し、コンクリート表面からのCl⁻浸透の影響は明確ではない。これに対して、通電処理を行った場合には、供試体によりばらついてはいるが、浸漬日数が400日～500日程度までは鉄筋防

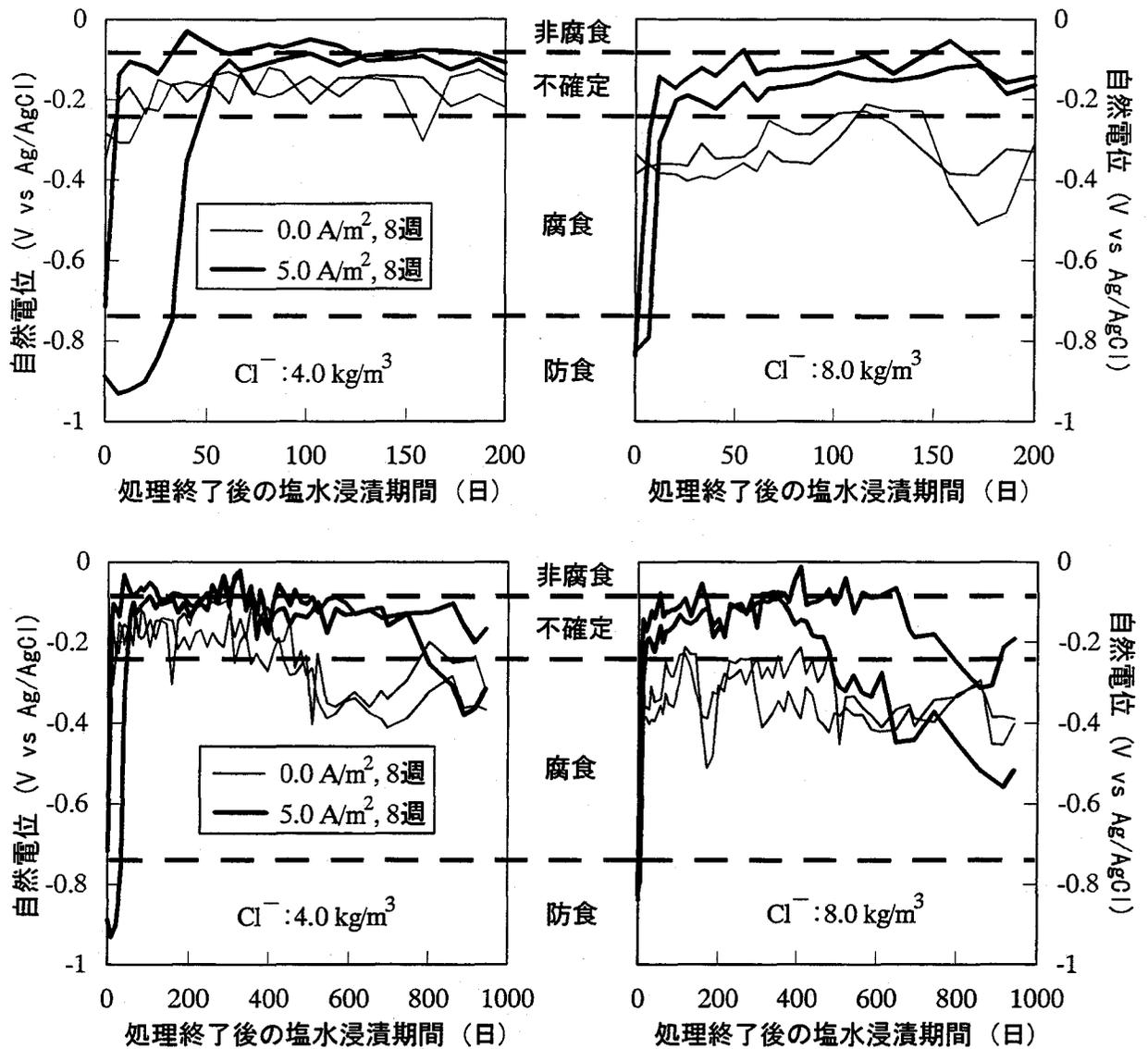


図4-18 処理後に塩水浸漬を行った供試体の自然電位経時変化

食効果が持続していたものと推測される。 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の場合よりもコンクリート中の未抽出 Cl^- 量が大きいため、鉄筋防食効果の持続期間が短くなったものと考えられる。

8週間の通電処理後に塩水浸漬を行った供試体の分極抵抗経時変化を図4-19に示す。これによると、通電処理終了直後に非常に小さかった分極抵抗値はその後徐々に増大している。これは、自然電位の場合と同様に、通電処理による電場の影響が徐々に緩和されていく現象に対応しているものと考えられる。ただし、自然電位の場合には、処理終了後の電位は無通電の供試体よりも貴な電位まで上昇し、デサリネーションによる腐食環境改善効果が確認できたが、分極抵抗の場合には、通電処理を行った供試体の値は経時的に増大はするものの、無通電の供試体の値を大きく上回るには到っていない。このことより、自然電位の結果も併せて考えると、デサリネーションによるカソード分極の影響は何年もの長期間にわたって存在する可能性があり、分極抵抗は自然電位よりも敏感にそのような影響を検出しているとも考えられる。ただし、この点については実際の腐食状況と併せて今後さらに検討する必要がある。

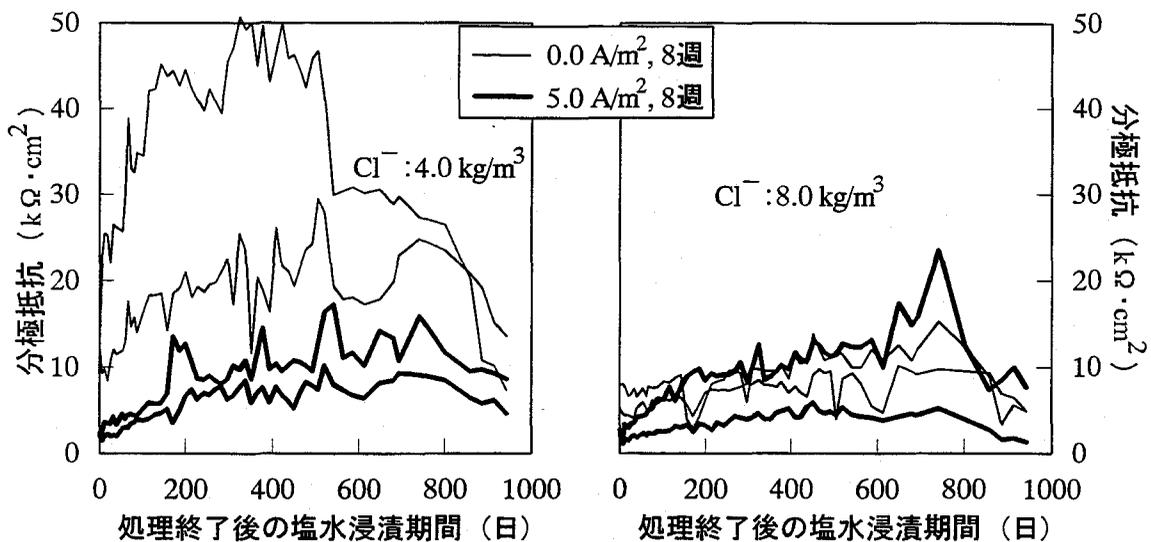


図 4-19 処理後に塩水浸漬を行った供試体の分極抵抗経時変化

また、混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の通電処理を行った供試体 2 体は分極抵抗値がばらついており、1 体は順調に経時的な分極抵抗の増大が見られるが、もう 1 体は小幅な増大に留まっている。図 4-18 で早期に自然電位が卑化している供試体が後者であり、この供試体は通電処理終了直後から既に腐食傾向が強く、そのために早期に腐食状態が実現したものと考えられる。この様に、自然電位と分極抵抗を組み合わせることにより、鉄筋の腐食・防食状況に関するより多角的な情報を得ることができるものと考えられる。なお、 Cl^- の浸透によると考えられる分極抵抗の低下現象も見られ、その開始時期は、自然電位の卑化が開始した時期とほぼ同じである。

4.6より通電処理がコンクリート表面付近の細孔構造に与える影響は小さいことも考慮して、現段階では、通電処理が Cl^- 浸透性を増大させることにより、処理後の耐久性が低下するような現象は見られなかったが、今後の長期的検討が必要であろう。また、4.5.1で述べたように、デサリネーションは処理後の環境条件が防食性の高い条件であれば、長期的に鉄筋防食効果を発揮することが期待できるが、厳しい塩害環境にある構造物の場合には、処理後の Cl^- 浸透を防ぐための表面処理が必要である。

4.8 通電処理終了後の中性化

8 週間の通電処理終了後に促進中性化を行った供試体の、コンクリート中性化深さを図 4-20 に示す。8 週間の通電処理が終了するまでは、すべての供試体を電解溶液中に浸漬したため、通電処理の有無によらず、処理期間終了直後の中性化深さは 0.0 cm となった。この後 4 週間および 16 週間の促進中性化による中性化深さは、混入 Cl^- 量が大きい方が大きく、通電処理を行ったものの方が小さいことがわかる。

小林は、 NaCl の添加量を変化させたモルタル供試体に対して促進炭酸化を行ったところ、 NaCl 添加量が大きいほど炭酸化の進行が急速であることを確認している[20]。また、その原因として、 NaCl 添加量が大きいほど、細孔溶液の pH が大きくなることを指摘している[21]。

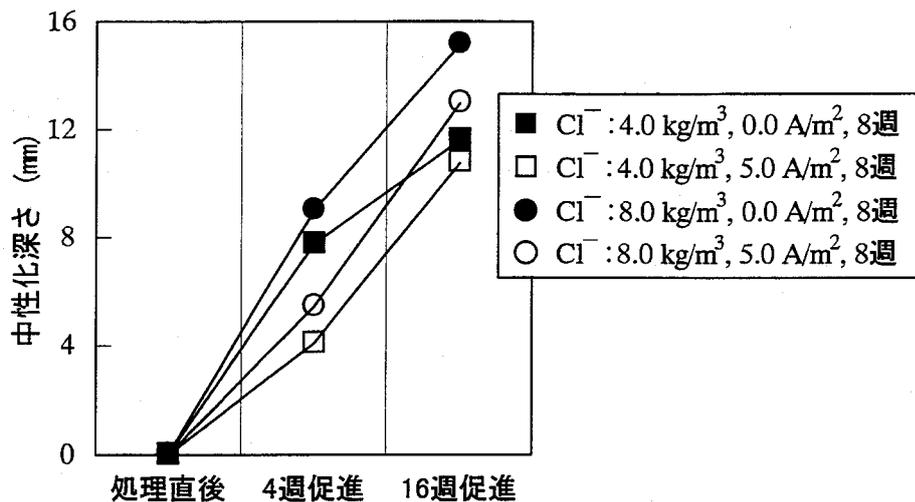


図4-20 処理後に促進中性化を行った供試体の中性化深さ

混入Cl⁻量が大きい方が中性化深さが大きくなる現象は、小林の実験結果と一致しているが、通電処理を行った供試体中ではカソード反応によるOH⁻生成により細孔溶液のpHが上昇しているにもかかわらず、無通電の供試体よりも中性化進行速度が小さくなっている。この理由として、4.7に述べた2点が考えられる。1点目はコンクリート表面への電着物であるCaCO₃析出の可能性である。2点目はデサリネーションによる電場の影響で、コンクリート中の細孔溶液が負に帯電している可能性である。大気中のCO₂はコンクリート中を浸透する際にはHCO₃⁻やCO₃²⁻のような陰イオンの形をとるものと考えられる。よって、細孔溶液が負に帯電している場合、コンクリート内部への移動浸透が抑制されるものと考えられる。

4.6より、通電処理によるコンクリート表面付近の細孔構造への影響は小さいと考えられ、現時点では中性化速度が大きくなるような現象は認められないが、コンクリート中のpH上昇の影響も含めて、今後の長期的検討が必要であろう。

4.9 本章のまとめ

本章における検討により得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 混入Cl⁻量が4.0 kg/m³または8.0 kg/m³の供試体に対して、5.0 A/m²の電流密度で8週間の通電処理を行った後に、16週間までの室内静置または飽水シール後静置を行ったところ、Cl⁻の再分布は見られなかった。また、全塩分量に占める可溶性塩分量の割合の経時変化も認められなかった。
- (2) 通電処理により鉄筋近傍に集積したアルカリは、処理終了後に室内における気中静置を行うことにより、Cl⁻よりも速やかに再分布した。ただし、飽水状態で静置した場合にはアルカリの再分布速度は小さくなったために、水分移動の影響が大きいことが明らかになった。
- (3) 混入Cl⁻量が4.0 kg/m³または8.0 kg/m³の供試体に5.0 A/m²で8週間の処理を施した後に、室内静置を行った供試体の鉄筋自然電位を測定した結果、処理終了直後に防食領域にあった電位は速やかに貴な方向に移行し、静置期間1000日程度まで防食効果が持続した。また、同様の供試体に対して分極抵抗およびコンクリート抵抗を測定した結果、静置期

間の経過とともに値が増大する傾向を示し、デサリネーションによる鉄筋腐食環境の改善が確認された。また、同様の通電処理を行った場合、初期混入 Cl^- 量が小さいほど、防食効果は大きいことが確認された。

- (4) 0.0 A/m^2 および 5.0 A/m^2 で8週間の処理を施した直後にモルタル部分の細孔径分布を測定した結果、混入 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の場合には、通電処理による細孔構造の変化は認められなかったが、混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の場合には、鉄筋近傍の細孔量が減少した。これは、鉄筋近傍のセメントペースト軟化に起因しているものと考えられる。
- (5) 0.0 A/m^2 および 5.0 A/m^2 で8週間の処理を施した後に塩水浸漬を行ったところ、通電処理を行った供試体の方が Cl^- 浸透量が抑制される傾向を示した。また、塩水浸漬時の自然電位経時変化を測定したところ、 Cl^- の浸透により電位が卑化するまでの期間は通電処理を施した場合の方が長かった。さらに、自然電位と分極抵抗の測定を平行して行うことにより、鉄筋の腐食・防食状況に関するより精度の高い情報を得ることができる可能性がある。
- (6) 0.0 A/m^2 および 5.0 A/m^2 で8週間の処理終了後に促進中性化を行ったときの中性化深さは、混入 Cl^- 量が大きい方が大きく、通電処理を行った場合の方が小さかった。

参考文献

- [1] J. E. Bennett and T. J. Schue, ELTECH Research Corporation : Electrochemical Chloride Removal from Concrete :A SHRP Contract Status Report, Corrosion'90, Paper Number 316, 1990.4
- [2] J. Tritthart, K. Pettersson and B. Sorenson : Electrochemical Removal of Chloride from Hardened Cement Paste, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol. 23, pp. 1095~1104, 1993
- [3] B. T. J. Stoop and R. B. Polder : Redistribution of Chloride after Electrochemical Chloride Removal from Reinforced Concrete Prisms, Proc. of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, pp. 456~465, 1996.4
- [4] 芦田公伸、大瀬 宝、半田 実、石橋孝一、酒井裕智：電気化学的処理による鉄筋コンクリート構造物からの塩分除去工法における適用事例、コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集、pp. 63~68、1994.10
- [5] 岡田 清：最新コンクリート工学、国民科学社、1987
- [6] T. Miyagawa : Durability design and repair of concrete structures: chloride corrosion of reinforcing steel and alkali-aggregate reaction, Magazine of Concrete Research, 43, No.156, pp. 155~170, 1991
- [7] 後藤誠史、茂啓二郎、高木達雄、大門正機：セメント硬化体の細孔径分布とイオンの拡散、セメント技術年報、No. 36、pp. 49~52、1982.
- [8] 茂啓二郎、高木達雄、後藤誠史、大門正機：セメント硬化体中のイオンの拡散とセメントの種類、セメント技術年報、No. 37、1983.
- [9] C. L. Page and S. W. Yu : Potential Effects of Electrochemical Desalination of Concrete on Alkali-silica Reaction, Magazine of Concrete Research, Vol. 47, No. 170, pp. 23~31, 1995.3
- [10] C. E. Locke, C. Dehghanian and L. Gibbs : Effect of Impressed Current on Bond Strength

- between Steel Rebar and Concrete, Corrosion'83, Paper Number 178, 1983.4
- [11] 宇田川秀行、芦田公伸、石橋孝一、半田 実：直流電流による鉄筋近傍への Na イオンの集中とその後の再分散、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 1、pp. 829～834、1993.6
- [12] 近藤連一、佐竹 実、牛山宏隆：セメント硬化体中のイオン拡散、セメント技術年報、No. 28、pp. 58～61、1974
- [13] 海洋コンクリート構造物の防食指針（案）、日本コンクリート工学協会、1983.2
- [14] M. Pourbaix : Localized Corrosion, NACE, 1974.
- [15] M. Stern and A. L. Geary : Electrochemical Polarization, Journal of the Electrochemical Society, Vol. 104, No. 1, pp. 56～63, 1957.
- [16] 横田 優：コンクリート中でマクロセル腐食を起こしている鉄筋の交流インピーダンス特性、土木学会第 52 回年次講演会講演概要集第 V 部門、pp. 668～669、1997.9
- [17] 黒井登起雄：電流作用を受けた硬化ペーストの諸特性、第 44 回セメント技術大会講演集、pp. 846～851、1990.
- [18] 阿部正美、福手 勤、横田 優、佐々木晴敏：港湾コンクリート構造物の補修方法としての電着工法の適用性、港湾技術研究所報告、Vol. 30、No.3、pp. 25～64、1991.9
- [19] 横田 優、佐々木晴敏、福手 勤：電着工法による港湾コンクリート構造物の補修と防食について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No.1、pp. 849～854、1992.6
- [20] 小林一輔：コンクリートの炭酸化に関する研究、土木学会論文集、No. 433/V-15、pp. 1～14、1991.8
- [21] 宇野祐一、小林一輔：塩化ナトリウムの混入がモルタルの諸性状に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12、No.1、pp. 465～470、1990.6
- [22] 小川智広：デサリネーションが鉄筋コンクリートの長期耐久性に与える影響に関する研究、京都大学卒業論文、1996.2
- [23] 上田隆雄、小川智広、宮川豊章、芦田公伸：デサリネーション適用後の鉄筋腐食挙動について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18、No. 1、pp. 1101～1106、1996.6
- [24] 上田隆雄、小川智広、服部篤史、芦田公伸、宮川豊章、藤井 學：デサリネーション適用後の鉄筋コンクリートの耐久性のついて、第 23 回セメント・コンクリート研究討論会論文報告集、pp.54～59、1996.10
- [25] 上田隆雄、小川智広、宮川豊章、芦田公伸：デサリネーション適用後の R C の耐久性に関する検討、コンクリート構造物の補修工法に関するシンポジウム論文報告集、pp.43～50、1996.10
- [26] T. Ueda, A. Hattori, T. Miyagawa, M. Fujii and M. Ashida : Influence of Desalination on Durability of Reinforced Concrete, Proc. of International Conference on Engineering Materials, Vol. 1, pp. 717～730, 1997.6
- [27] 上田隆雄、芦田公伸、宮川豊章：デサリネーション適用後の防食効果に関する研究、材料、1999.8（印刷中）

第5章 R C部材の力学的挙動に与える影響

5.1 はじめに

第3章および第4章では、デサリネーションを適用することにより、コンクリート中に存在する Cl^- を抽出することができ、これによって、R C構造物としての耐久性を向上させることが可能であることを示した。一方で、2.2.1 で述べたように、電気防食工法やデサリネーションの適用が付着強度を低下させる可能性があることは従来から指摘されているが、現状では、詳細な検討がなされているとは言えない。そこで本章では、デサリネーションの適用がR C部材の力学的挙動に与える影響を、特に鉄筋とコンクリートとの付着挙動に注目して検討する。

5.3 では、あらかじめ Cl^- を混入したR C供試体にデサリネーションを適用した後に、鉄筋近傍のセメントペースト部分について微小硬度分布を測定することにより、通電処理による付着挙動変化のメカニズムを考察する。5.4 では、コンクリートへの Cl^- 混入量や通電期間等を要因として片引試験を行い、付着強度への影響を評価する。さらに 5.5 では、通電処理を行ったR Cはり部材の静的曲げ載荷試験を行うことにより、部材レベルの力学的挙動に与える影響を明らかにする。

5.2 実験概要

5.2.1 実験要因

実験に用いた供試体のコンクリート配合は、表 3-2 に示したもので、W/C は 54% を原則としたが、水セメント比の影響を検討するシリーズについては 54% の場合を基本として単位ペースト量（体積）を一定としたうえで、水セメント比 44% と 64% の供試体も併せて作製した。また、コンクリート中にあらかじめ混入する Cl^- 量としては、比較的厳しい塩害が生じた場合に見られる 8.0 kg/m^3 （コンクリート体積に対して）を中心とする 5 レベル（0.0、4.0、6.0、8.0、 10.0 kg/m^3 ）を選んだ。

通電時の電流密度は鉄筋表面積に対して 5.0 A/m^2 、通電期間は 8 週間を基本としたが、電流密度の影響を検討するシリーズでは 2.5 A/m^2 の電流密度も併せて採用し、通電期間も目的に応じていくつかのレベルを設定した。なお、通電方法は、3.2.3 に示した通りである。

通電処理が終了した後の経時変化を検討する供試体は、最大で 32 週間までの室内静置（温度 20°C 、湿度 70%）を行った。

R Cはり供試体については、主筋中央部分に重ね継手を設けたものと、連続した 1 本の主筋を配したものの 2 種類とした。また、載荷条件としては a/d およびせん断補強筋量を変化させることにより、曲げ破壊型およびせん断破壊型の 2 種類を設定した。

所定の通電処理および静置期間経過後の試験項目としては、鉄筋近傍セメントペースト部分の微小硬度分布、片引試験および R Cはりの静的曲げ載荷試験とした。本章における実験の概要を表 5-1 に示す。

表 5-1 本章における実験の概要

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)	0.0		4.0						6.0							
電流密度 (A/m ²)	0.0	5.0	0.0	5.0						0.0	5.0					
処理期間 (週)	8	8	8	4	5	6	7	8	6*	8	4	6*	8	8→32**	16	
微小硬度分布																
片引試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
RCはり載荷試験																

Cl ⁻ 量 (kg/m ³)	8.0									10.0				
電流密度 (A/m ²)	0.0	2.5			5.0						0.0	5.0		
処理期間 (週)	8	2	8	4	8	8→8**	8→32**	12	32	8	4	8	12	
微小硬度分布	○		○		○				○					
片引試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
RCはり載荷試験	○			○	○									

* : コンクリートのW/Cが54%の場合に加えて、44%と64%の場合も検討した。

** : 8週間の通電処理後に8週間および32週間の室内静置を行った。

5.2.2 供試体の作製

(1) 片引試験用供試体

片引試験用供試体は土木学会規準「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法(案)」(JSCE-1988)に準じて作製した。コンクリート部分の寸法は10×10×10 cmの立方体とし、その中央部分に長さ1 mの異形丸棒SD295A D13を配した。付着長は鉄筋直径の4倍にあたる5.2 cmとした。横拘束筋としてφ6スパイラル筋を1 cmピッチで配した。また、鉄筋の自由端に約1 cmの突起部分を設けた。図5-1に片引試験用供試体の概容図を示す。

(2) RCはり供試体

RCはり供試体は幅10 cm、高さ20 cm、全長160 cmのRCはりとし、主筋として異形丸棒SD295A D13を1本、有効高さ17.5 cmの位置に配した。主筋の定着部分には180°のフックを設けた。また、重ね継手を施したはりについては、土木学会コンクリート標準示方書設計編[1]の規準により、はり中央部分に主筋の公称直径の20倍にあたる25.4 cmの重ね継手を設けた。また、継手部分のかぶりについては、コンクリート標準示方書設計編での束ねた鉄筋の断面積の和に等しい断面積を持つ一本の鉄筋の直径以上である事が求められていることを勘案すれば、今回の実験ではかぶりが1.865 cmあり、この条件(1.797 cm以上)を満たしている。曲げ破壊型供試体には10 cm間隔でせん断補強筋を配した。せん断補強筋および組み立て筋は電流が流れないようにエポキシ樹脂塗装鉄筋SD295A D10を用いた。せん断破壊型供試体にはせん断補強筋を用いなかった。図5-2にRCはり供試体の概容図を示す。

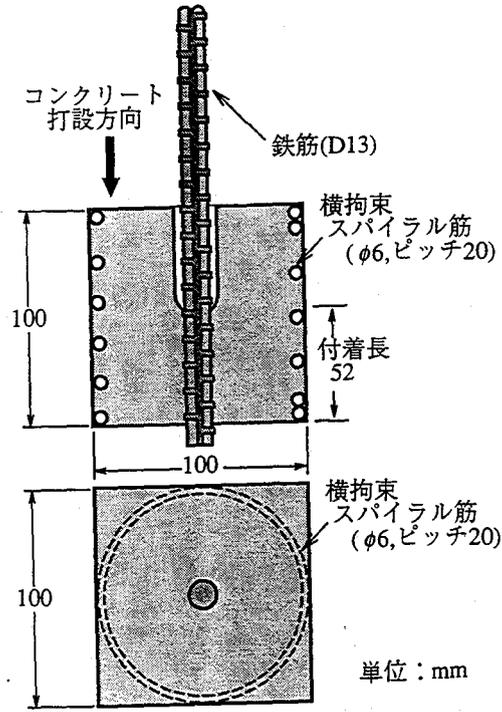
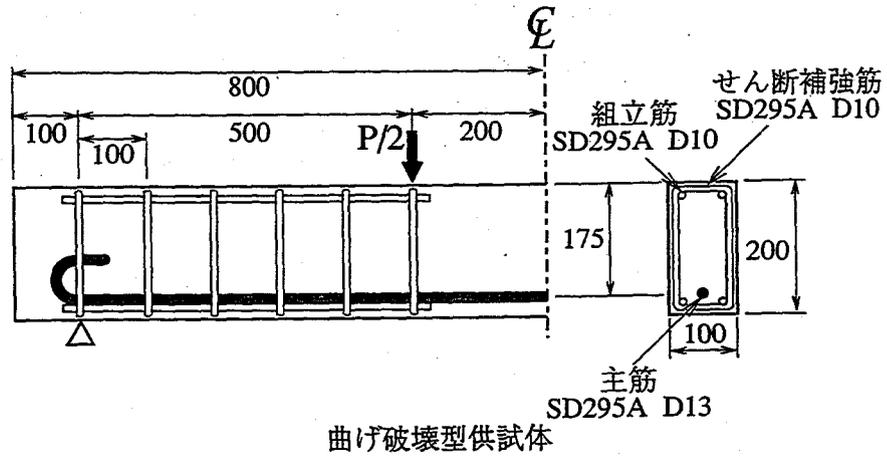
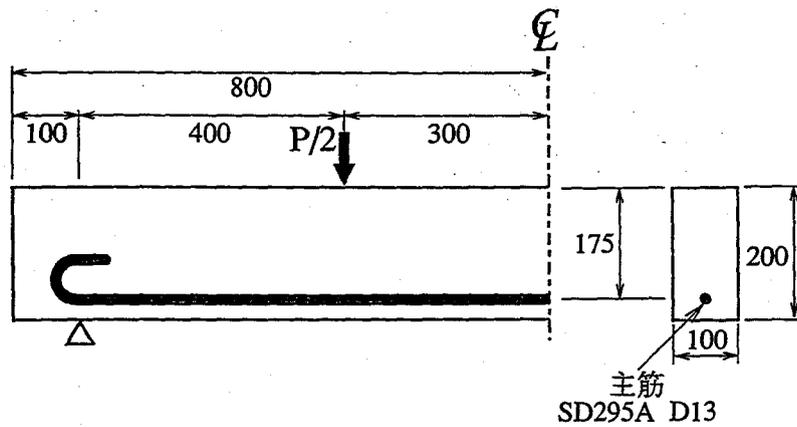


図 5-1 片引試験用供試体



曲げ破壊型供試体



せん断破壊型供試体(a=40cmの場合)

図 5-2 RCはり供試体

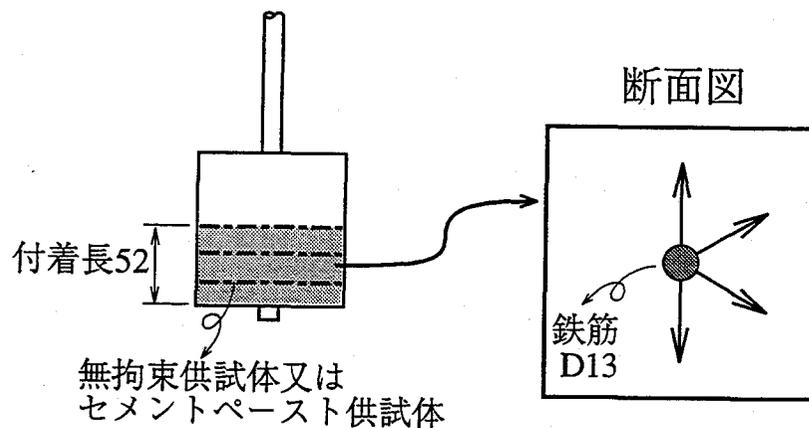


図 5-3 微小硬度分布測定用試料採取方法

5.2.3 微小硬度分布の測定

所定の通電終了後に無拘束の片引試験用コンクリート供試体およびセメントペースト供試体から、図 5-3 に示すように測定用の試料プレートを切り出した。その後、プレートの測定面を研磨紙 #800 と #1200 を用いてターンテーブル上で鏡面仕上げを行った。

微小硬度の測定には微小硬さ試験機（アカシ(株)製）を使用し（荷重 5 gf）、セメントペースト部分のヴィッカース硬さを測定した。コンクリート供試体に対しては、鉄筋表面から 6～7 mm 程度離れたところまで無作為な方向に測定点を選んだ。なお、骨材部分为了避免のために、一直線上に測定点を探ることはできなかった。セメントペースト供試体に対しては、鉄筋表面から 300 μm までは 50 μm 間隔で、1000 μm までは 100 μm 間隔で、2000 μm までは 200 μm 間隔で、6000 μm までは 500 μm 間隔で測定した。この場合、測定点は無作為な方向の一直線上に採った。

微小硬度は針貫入後（菱形）の対角線の長さから荷重から次式によって算出した。

$$\begin{aligned}
 HV &= 0.102F/S \\
 &= 0.102 \times 2F \sin(\theta/2)/d^2 \\
 &= 0.1891F/d^2
 \end{aligned}
 \tag{5.1}$$

ここで、 HV : ヴィッカース硬さ (N/mm²)

F : 試験荷重 (N)

S : くぼみの表面積 (mm²)

d : くぼみの対角線の長さの平均 (mm)

θ : ダイヤモンド圧子の対面角度 (=136°)

5.2.4 片引試験

(1) 測定項目

載荷荷重を容量 10 tf のロードセルで、それに伴う鉄筋の自由端変位を容量 20 mm (精度

0.005 mm) のダイヤルゲージで測定した。

以上2つの測定点のデータを自動デジタルひずみ測定器を用いて測定し、データはすべてパソコンに取り込んだ。

(2) 載荷方法

土木学会規準「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法(案)」(JSCE-1988)を準用して行った。単調漸増載荷で、原則として表5-2に示す測定間隔で測定を行い、自由端変位が10 mm程度になるまで測定した。試験状況の概要を図5-4に示す。

表5-2 測定の間隔

自由端滑り量の範囲		測定の間隔
	0.1 mm 未満	0.01 mm ごと
0.1 mm 以上	0.2 mm 未満	0.02 mm ごと
0.2 mm 以上	0.5 mm 未満	0.05 mm ごと
0.5 mm 以上		0.1 mm ごと

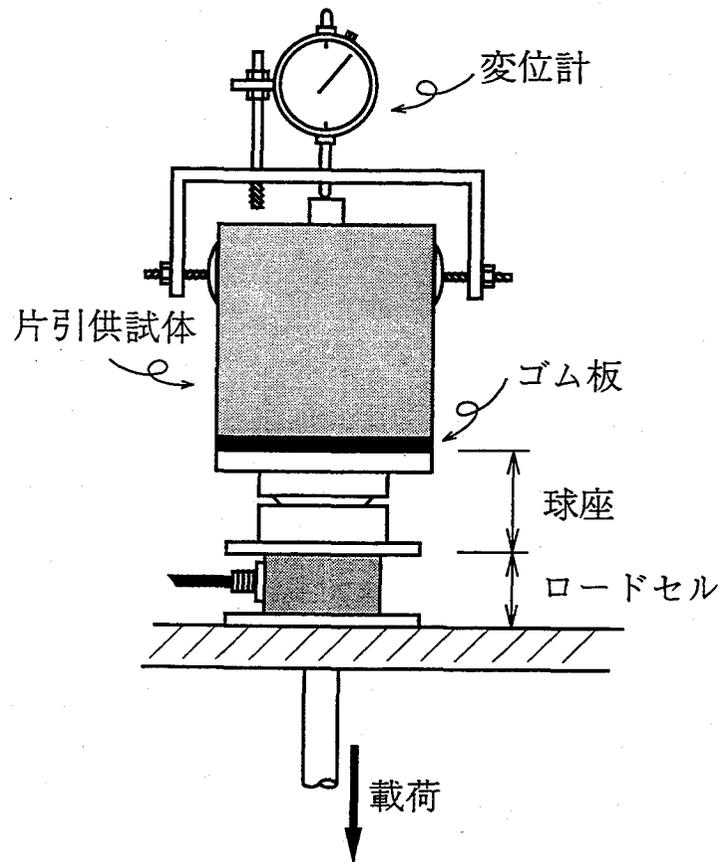


図5-4 片引試験概要

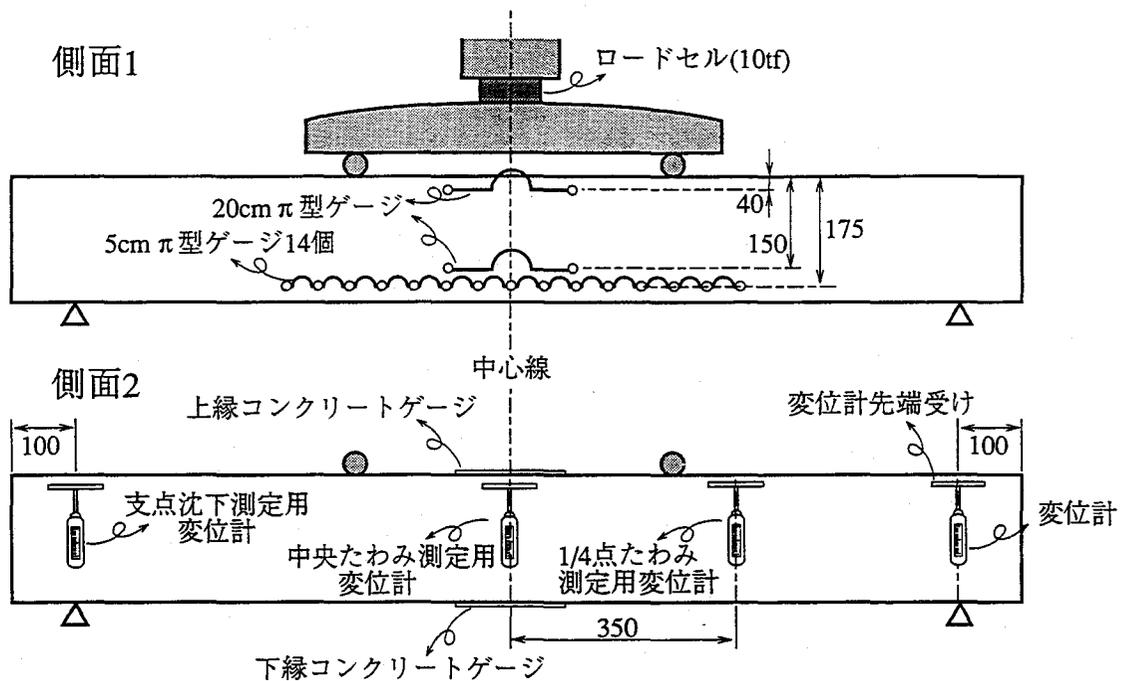


図 5-5 RCはりの静的曲げ荷重試験概要

5.2.5 RCはりの静的曲げ荷重試験

(1) 測定項目

荷重荷重を容量 10 tf のロードセルで測定し、スパン中央たわみと 1/4 点たわみを容量 10 cm (精度 0.01 mm) の変位計で測定した。また、両支点の変位を測定するために、容量 5 cm (精度 0.01 mm) の変位計を設置した。

主筋位置 ($d=17.5$ cm) でのひび割れ幅を測定するために、5 cm の π 型ゲージ (容量 2 mm) を 14 個連続させて曲げスパンに取り付けた。

曲率を測定するために、はり中央の上縁から 4 cm、15 cm の位置にそれぞれ 20 cm (容量 5 mm) の π 型ゲージを設置した。

上縁ひずみと下縁ひずみを測定するために、コンクリートゲージを上縁中央および下縁中央に貼り付けた。

以上、23 の測定点のデータを自動デジタルひずみ測定器を用いて測定し、データはすべてパソコンに取り込んだ。なお、2 側面のうち片面に変位計を、残る面に π 型ゲージを設置した。

(2) 荷重方法

ひび割れ発生まで 0.25 tf 間隔で荷重・測定を行い、ひび割れ発生後、一旦 0.25 tf まで除荷した。さらに 0.25 tf 間隔で荷重し、降伏点に達した後は

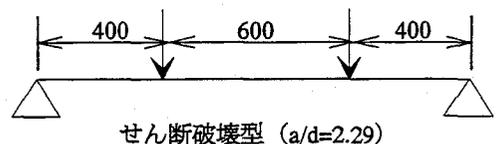
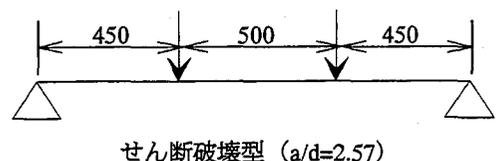
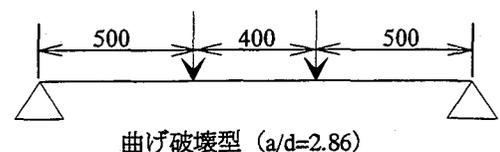


図 5-6 荷重時のスパン割り

変位制御に切り替え、0.3 mm 間隔で載荷・測定を行った。中央変位が 5 mm を越えた時点からは 0.5 mm 間隔で載荷、10 mm を越えたら 1 mm 間隔で載荷し、荷重が最大荷重の 8 割以下になるまで載荷を行った。

14 個の π 型ゲージはどれか一つが容量 (2 mm) 付近となったところすべて取り外した。

載荷終了後に曲げスパンのひび割れ間隔を測定した。試験状況の概要を図 5-5 に、載荷時のスパン割りを図 5-6 に示す。

5.3 微小硬度分布

5.3.1 セメントペースト供試体

0.0 および 5.0 A/m² で 8 週間通電 (6720 A·h/m²) した Cl⁻ 量 8.0 kg/m³ の供試体について、鉄筋に垂直な断面の微小硬度分布を調べた結果を図 5-7 に示す。2 本の折れ線はそれぞれ鉄筋表面からコンクリート表面方向に伸びる一本の直線上の測定点であることを示している。無通電の供試体については鉄筋表面からの距離に関係なく微小硬度は 30~50 の間に入っており、ばらついてはいるが平均すると 40 付近になるものと推測される。これに対して通電処理を行った供試体については、鉄筋表面近傍の硬度が非常に小さくなっており、ヴィッカーズ硬度が 40 に達していないことから、鉄筋表面から 5 mm 程度までの範囲で軟弱な相が生成されていると考えられる。

一般に、このように付着界面に脆弱な部分ができる原因として、遷移帯とブリーディングの影響が考えられる。しかし、今回の場合軟弱な部分の厚さは数 mm であり遷移帯のように数十 μ m といったオーダーではないことや、コンクリートの打設方向は鉄筋の長手方向であったためブリーディングの影響は小さいと考えられることから、これらの影響は考えにくい。

このような通電処理による鉄筋近傍のセメントペーストの軟化現象は鉄筋とコンクリートとの付着強度を低下させる原因であると考えられ、3.4 に示したような通電に伴うアルカリの鉄筋近傍への集積により、鉄筋付近で濃度が高くなった NaOH や KOH の影響でセメントペースト中の C-S-H 相に含まれるケイ酸塩が溶解性のケイ酸塩に変質するために引き起

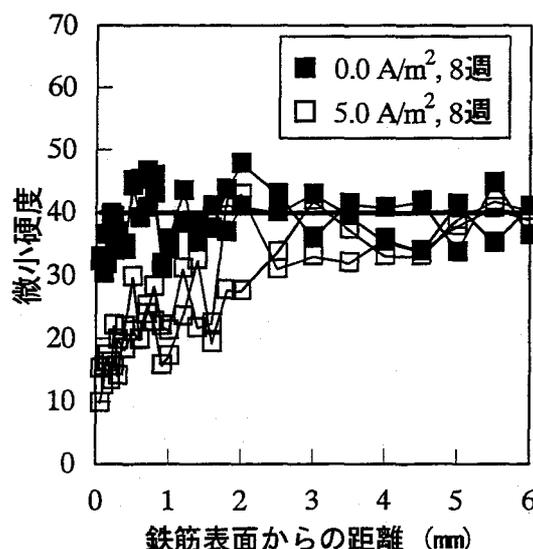


図 5-7 セメントペースト供試体の微小硬度分布

こされるものと考えられている[2]。

セメントペースト中の C-S-H 相の溶解度積は次式で表せることが知られている[3]。

$$\log K_{C-S-H} = m \log K_{CH} + n \log K_{SH} \quad (5.2)$$

$$K_{CH} = [Ca^{2+}][OH^-] \cdot f \quad (5.3)$$

$$K_{SH} = \frac{[HSiO_3^-]}{[OH^-]} \quad (5.4)$$

$$Ca/Si \text{ モル比} = m/n \quad (5.5)$$

コンクリート中は通常アルカリ性であり、多量の OH^- が存在するが、さらに多量の OH^- が集積することにより平衡状態が崩れると、溶解度積を一定とする方向に平衡状態が移行すると思われる。上式の K_{SH} を一定とするためには、 $[OH^-]$ の増加にともない $[HSiO_3^-]$ も増加することになる。すなわち、C-S-H 相を形成していた SiO_2 がイオンとして溶出していくものと考えられる。

5.3.2 コンクリート供試体

Cl^- 量 8.0 kg/m^3 で、 2.5 A/m^2 を 8 週間通電 ($3360 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$) した供試体と 5.0 A/m^2 を 8 週間通電 ($6720 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$) した供試体および 5.0 A/m^2 を 32 週間通電 ($26880 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$) した供試体について、鉄筋に垂直な断面のセメントペースト部分の微小硬度分布を調べた結果を図5-8に示す。図5-8は鉄筋から放射状に伸びる多数の直線上の硬度を一つの座標系にプロットしたものである。

結果はかなりばらついてはいるが、大きな傾向としてどの供試体もセメントペースト供試体の場合と同様に、鉄筋に近い部分に柔らかい層ができてはいる事が分かる。また、 2.5 A/m^2 の供試体と比較して 5.0 A/m^2 の供試体の方が積算電流密度が大きいためか、軟化しているセメントペーストの範囲も大きい。鉄筋表面から十分に離れた健全な箇所では、セメントペースト

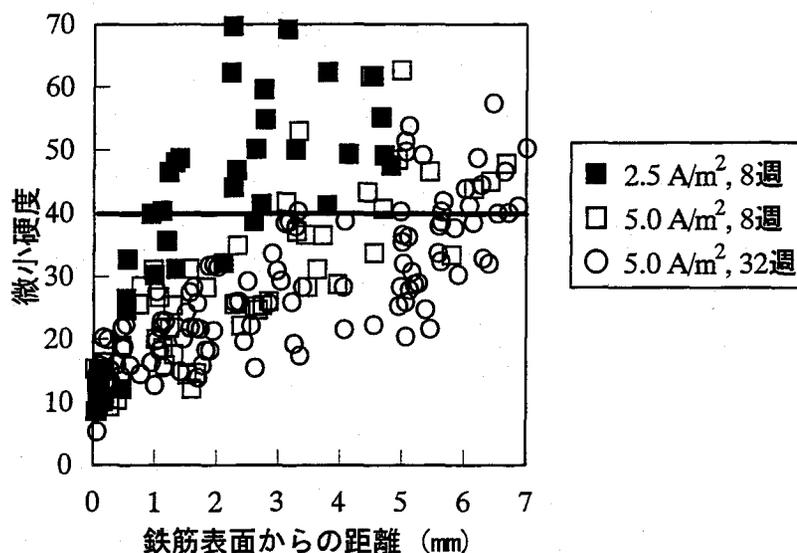


図5-8 コンクリート供試体の微小硬度分布

トのヴィッカーズ硬度は40以上であった。したがって、積算電流密度が3360 A·h/m²では鉄筋表面から3 mm程度、6720 A·h/m²では鉄筋表面から6 mm程度の範囲でヴィッカーズ硬度が40に達していないことから、これらの範囲でセメントペーストが軟化しているものと考えられる。なお、切断した供試体の断面には、鉄筋の周囲に幅が約1 cmの黒っぽい部分が観察された。また、鉄筋の表面近くにはさらに色の濃い層が薄く形成されていた。

セメントペースト供試体の場合は、積算電流密度が6720 A·h/m²で軟化している領域が鉄筋表面から5 mm程度であったことから、骨材がセメントペーストの軟化程度に与える影響は小さいと考えられる。すなわち、骨材界面の影響などにより、粗骨材によるアルカリの移動抑制効果は小さいものと予想できる。この点については、通電処理を行った後に、粗骨材の鉄筋に近い部分と遠い部分との硬度差など、さらに検討が必要であろう。

鉄筋表面積に対して10000 A·h/m²程度まで通電すると付着強度が著しく増大する例が報告されている[4, 5]。しかし、図5-8によると32週通電の供試体の微小硬度分布は8週通電の供試体の微小硬度分布とほぼ等しいか、若干軟弱な部分が拡大しているという結果となった。J. B. Millerらは鉄筋で生じるカソード反応が、鉄筋近傍での酸素の欠乏に伴い酸素消費型から水分消費型へと移行することにより、いったん軟化したセメントペーストが再度硬化すると考えているが、今回行った実験では供試体を電解溶液に浸漬させて通電を行っているために、コンクリートへの水分の供給は十分であったと考えられる。よって、鉄筋表面積に対して20000 A·h/m²を越える通電を行っても鉄筋近傍の微小硬度は回復しなかったものと推測できる。実構造物へのデサリネーションの適用条件を考えると、陽極は吹き付け式の電解質を介してコンクリート表面に設置されることが多いため、コンクリート中への水分の供給が不十分になる場合も考えられる。このような場合にはカソード反応によって軟化したセメントペースト中の水分が消費されることも考えられが、脱塩効率を勘案すると、20000 A·h/m²を越えるような通電処理を行うことによる付着挙動の変化を考慮することは、現実的とは言えないであろう。

5.4 片引試験による付着挙動評価

以下の実験結果は原則として同一要因の3本の供試体から得られた結果を平均したものである。また、片引試験で測定した引き抜き荷重を用いて付着応力を以下の式で計算した。

$$\tau = \frac{P}{4D \times \pi D} \cdot \alpha \quad (5.6)$$

ここに、 τ : 付着応力 (MPa)

P : 引き抜き荷重 (N)

D : 鉄筋の直径 (mm)、今回の場合 $D=13$ mm

$4D$: 付着長 (mm)、今回の場合 $4D=52$ mm

πD : 鉄筋の公称周長 (mm)、今回の場合 $\pi D=40$ mm

α : コンクリートの圧縮強度に対する補正係数、 $\alpha=29.4/f_c$

f_c : 同時に作成した円柱供試体の圧縮強度 (MPa)

5.4.1 付着応力-自由端変位曲線

片引試験により得られた付着応力-自由端変位平均曲線を図 5-9 に示す。これらの図によると、どの曲線も自由端変位が 2 mm に達するまでに付着応力が最大となり、その後は鉄筋がコンクリートから引き抜けながら緩やかに付着応力が減少していく挙動を示した。今回用いた供試体には横拘束筋を配したため、コンクリート部分の割裂破壊は見られなかったが、無処理供試体の幾つかについては、かぶりコンクリートにひび割れが入りスパイラル筋の外側のコンクリートが剥落したのもあった。

デサリネーションを行った供試体は無処理の供試体と比較して最大付着応力が減少している。これは、5.3 に示したように、通電処理によって鉄筋近傍に集積したアルカリの影響で鉄筋近傍のセメントペーストが軟化し、鉄筋とコンクリートとの付着界面が変質したことによるものと考えられる。

3.4 で述べたように、通電により鉄筋近傍に集積するアルカリ量は、通電前の混入塩化物量が大きいほど大きく、また、ある一定時期までは通電期間が長いほど大きくなっている。よって、混入塩化物量が大きく、通電期間が長いほど鉄筋とコンクリートとの界面の変質程度も大きくなり、最大付着応力の減少も大きくなるものと予想される。

無処理供試体の中には最大付着応力を越えてからもしばらく高い付着応力を保持したり、鉄筋の抜け出しの際にかぶりコンクリートにひび割れが入るものが見られた。一般に異形鉄筋の場合、付着破壊の際に鉄筋と直角方向にコンクリートを押し広げようとする横方向力が作用し、ひび割れを生じる。また、図 5-10 に示すようにコンクリートがせん断変形を受ける面外変形範囲が丸鋼に比べて非常に広がっている。

このため、鉄筋とコンクリートとの相対変位が比較的大きくなるまで付着抵抗は低下しない。これに対して、通電処理を行った供試体は鉄筋の周囲に軟弱な相が形成されるため、付着破壊はその軟弱な相がえぐられるような形で起きると考えられる。すなわち、コンクリートと鉄筋とのかみ合いから生じる異形鉄筋の機械的付着作用が小さくなり、面外変形範囲は狭くなっているものと予想される。

以下に、いくつかの指標を用いて片引試験の結果を定量的に評価することを試みる。

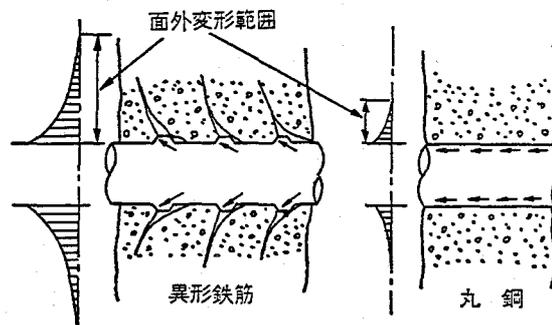


図 5-10 異形鉄筋と丸鋼の付着応力性状の相違[6]

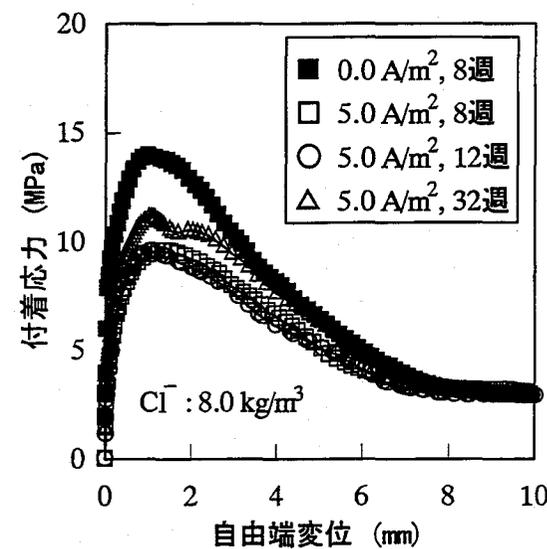
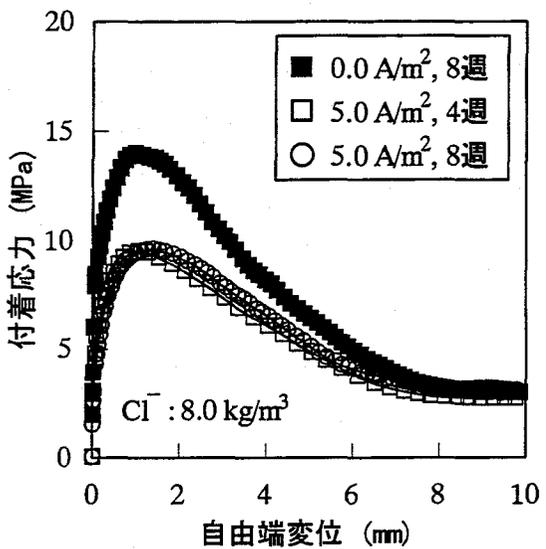
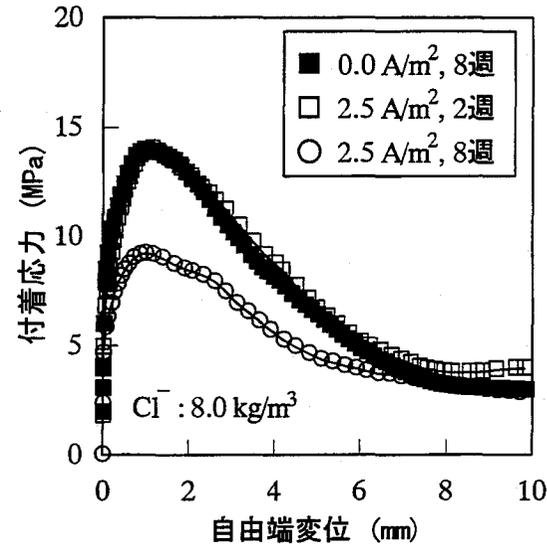
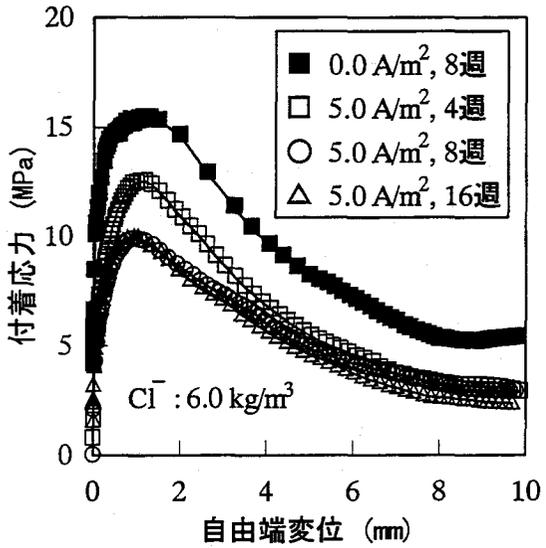
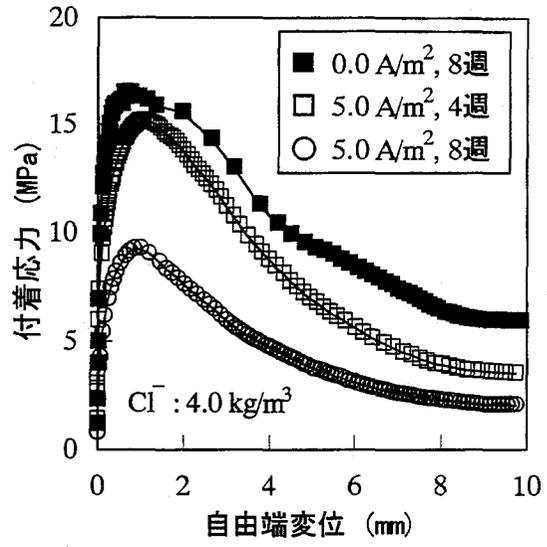
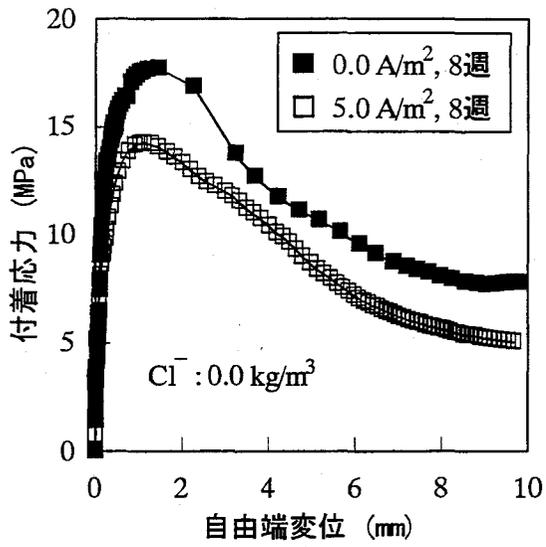


図 5-9 付着応力-自由端変位曲線

5.4.2 積算電流密度と付着応力指標

3.5における検討より、 Cl^- やアルカリ金属イオンの移動量は積算電流密度に依存することが確認された。今回の実験では、混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の供試体の場合に、 2.5 A/m^2 で8週間処理したものと 5.0 A/m^2 で4週間処理したものは共に積算電流密度が $3360 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ となる。これらの付着応力-自由端変位曲線を図5-11に示す。図5-11より、2本の曲線はほぼ一致していることが分かる。付着強度の低下が、鉄筋近傍へのアルカリ金属イオンの移動に起因しているとする、 Na^+ の混入量を支配する塩化物の混入量が等しく、コンクリート配合も同一ならば、付着強度の低下程度も積算電流密度にほぼ依存すると考えてよいようである。

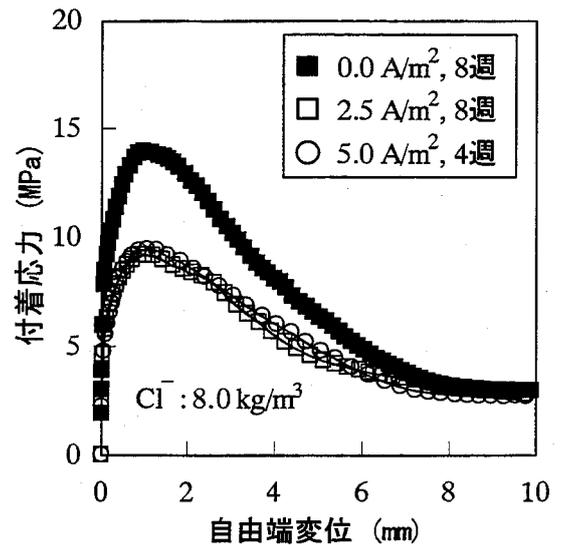


図 5-11 付着応力-自由端変位曲線 (等積算電流密度)

以上の理由により、通電処理の程度を示す指標として積算電流密度を採用することとする。

付着応力は式(5.6)により計算しているが、ここでコンクリート強度の補正值として乗じている係数 α の値により、付着応力の値は大きく影響を受ける。土木学会規準「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着試験方法 (案)」によると、コンクリートの品質として材令 28 日における圧縮強度を $300 \pm 30 \text{ kgf/cm}^2$ とすることが定められている。しかし、今回の実験では表 5-3 に示すようにコンクリートの圧縮強度がこの範囲外にある供試体も見られることから、今回の実験結果を(5.6)で計算した付着応力そのもので検討することは適切ではないと考えられる。そこで、同量の Cl^- を混入したコンクリートで作製した供試体について、通電処理を施した場合と無通電の場合の付着応力比をとることにより、比較検討を行うこととする。

土木学会規準「引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着試験方法 (案)」(JSCE-

表 5-3 コンクリート圧縮強度試験結果 (片引試験用供試体)

材令 (通電週)	混入 Cl^- 量 (kg/m^3)	圧縮強度		弾性係数 ($\times 10^4 \text{ MPa}$)
		(MPa)	(kgf/cm^2)	
4	4.0	30.1	307	3.42
	6.0	33.0	337	3.31
	8.0	33.9	346	3.24
6	6.0 (W/C=44%)	53.4	545	3.38
	6.0 (W/C=54%)	40.4	412	3.05
	6.0 (W/C=64%)	31.3	319	2.60
8	0.0	37.1	379	3.58
	4.0	35.7	364	3.37
	6.0	38.5	393	3.53
	8.0	37.0	378	3.41

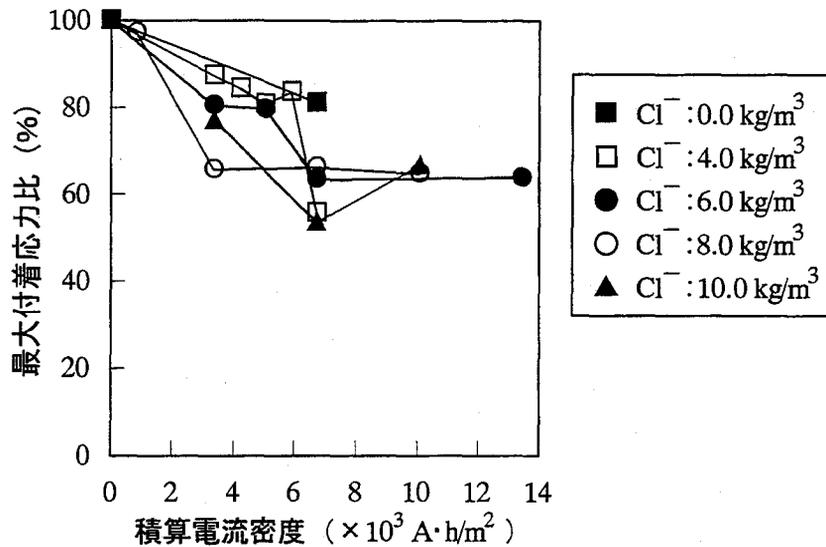


図 5-12 最大付着応力比と積算電流密度の関係

1988) によると、すべりの小さな範囲での検討基準として自由端変位が $0.002 D$ における付着応力を挙げている。今回の場合、 $0.002 D = 0.0254 \text{ mm}$ (D は鉄筋の直径) となり、小さな自由端変位の指標として、最大付着応力比と併せて検討する。

5.4.3 混入 Cl^- 量

(1) 最大付着応力比

最大付着応力比と積算電流密度の関係を図 5-12 に示す。ただし、積算電流密度が $10000 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ 以下の範囲を詳しく検討するために積算電流密度が $26880 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (32 週間通電) の点は除いてある。

Cl^- 量 $0.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ であっても $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ の時点で最大付着応力は 8 割程度まで減少している。NaCl として供給される以外のアルカリとしてはセメント中に含まれるアルカリが考えられるが、その量は少量であり、図 3-7 に示したように通電後の鉄筋近傍の R_2O 量も $3.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ 以下に抑えられている。しかし、このレベルのアルカリ量でもデサリネーションによって濃縮されたものである場合、鉄筋とコンクリートとの付着界面に影響を与える可能性があると考えられる。

Cl^- 量 $4.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合は、 $5880 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (7 週間通電) の時点までは最大付着応力の低下は小さいが $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (8 週間通電) になると最大付着応力比が 60% 程度まで低下している。

Cl^- 量が $6.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合は $3360 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (4 週間通電) での最大付着応力の低下は Cl^- 量が $4.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合よりも大きくなっている。 $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (8 週間通電) でさらに最大付着応力は低下しているが、 $13440 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (16 週間通電) でも $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ と同程度の最大付着応力比となっている。図 3-9 では $3360 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (4 週間通電) と $13440 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (16 週間通電) で鉄筋近傍の R_2O 量に大きな差は見られないが、カソード反応によって鉄筋近傍に生成される OH^- 量には大きな差があるものと予想される。よって、鉄筋とコンクリートとの界面変質程度は 16 週通電の場合のほうが大きいと考えられる。

Cl^- 量が $8.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合は、 $840 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ ($2.5 \text{ A}/\text{m}^2$, 2 週間通電) では無処理の場合と比較

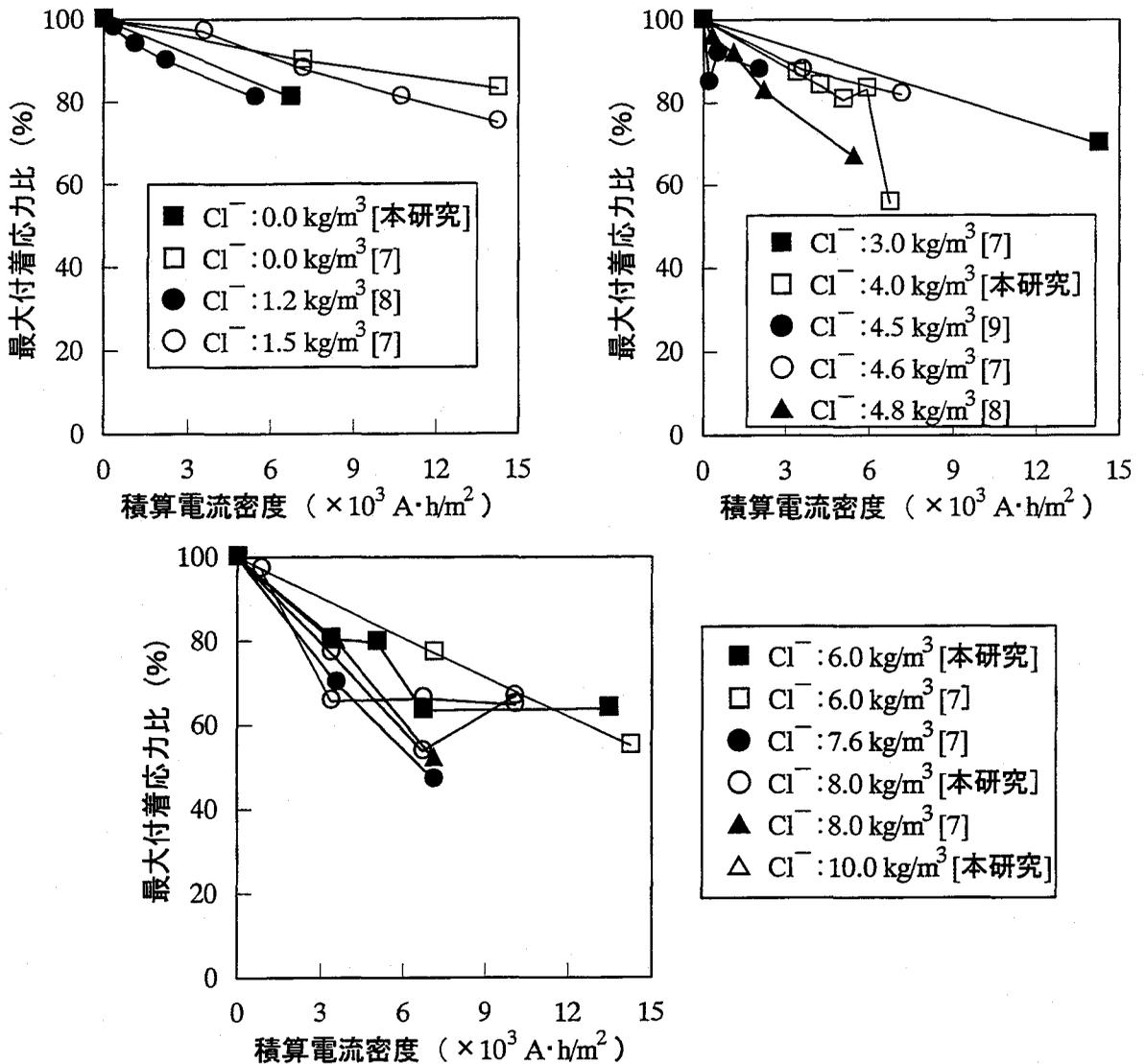


図 5-13 従来の研究結果も含めた、最大付着応力比と積算電流密度の関係

して付着挙動にほとんど変化は見られないが、 $3360 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ では最大付着応力比が60%程度まで低下しており、その後は $10080 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (12週間通電)まで大きな変化は見られない。このような付着応力の低下傾向は図 3-10 のアルカリ分布状況とよく対応している。図 3-10 では4週間通電と8週間通電でアルカリの集積程度に開きがあるが、付着界面の変質程度は4週通電で既に最大に近かったものと推測できる。また、 Cl^- 量が $10.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合には、 $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (8週間通電)で最大付着応力比が54%程度まで低下している。

図には示されていないが、 Cl^- 量が $8.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合に $26880 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (32週通電)で若干最大付着応力比が回復している。また、 Cl^- 量が $10.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合には、 $10080 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (12週間通電)の通電処理により、 $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (8週間通電)の時点から約7%の最大付着応力比が回復している。ただし、この回復は J. B. Miller らが指摘しているような著しい付着強度の増大とは言えず、基本的には 5.3.2 に示したように軟化したセメントペーストに含まれる水分の消費は行われなかったものと考えられる。

従来の研究で得られている実験結果と本研究で得られた結果を図 5-13 において比較する。それぞれの図は混入 Cl^- 量の値が近いものをまとめてあり、各折れ線の凡例には Cl^- 量と参

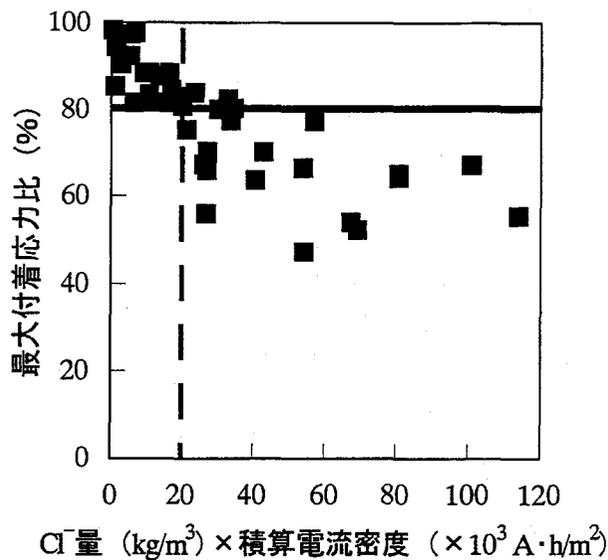


図 5-14 (混入 Cl⁻量×積算電流密度) と
最大付着応力比の関係

考文献番号を示している。また、積算電流密度は鉄筋表面積に対する値である。なお、文献番号の違うものは供試体の形状や、コンクリートの配合、鉄筋直径などが異なるため、厳密な比較は難しいものの、通電による付着低下の傾向の概略は把握可能であると考えられる。

これらの図によると、混入 Cl⁻量が大きいほど、また、積算電流密度が大きいほど付着強度は大きく低下している。Cl⁻量が 1.5 kg/m³ 以下の場合には、10000 A·h/m² 程度まで通電を行っても最大付着応力比は 80% を上回っている。これに対して、Cl⁻量が 4.0 kg/m³ 以上になると 6000 A·h/m² 程度の通電でも最大付着強度比が 80% を下回る結果が見られるようになり、Cl⁻量が 8.0 kg/m³ 以上のレベルになると 6000 A·h/m² 程度の通電で最大付着応力比が 50% 程度まで低下しているものもある。

以上の検討結果より、最大付着応力比は混入 Cl⁻量と積算電流密度の影響を受けることは明らかである。そこで、混入 Cl⁻量に積算電流密度を掛け合わせた値を横軸として、最大付着応力比との関係を図 5-14 に示す。なお、ここでは従来の研究結果も併せてプロットしている。この図によると、横軸の値が大きくなるほど、最大付着応力比が小さくなる傾向が明確に認められることから、混入 Cl⁻量に積算電流密度を掛け合わせた値が、通電処理による付着強度低下程度を評価する際に有効であるものと考えられる。

片引試験によって発生する付着応力状態は、実際の RC 部材の載荷状態における付着応力状態とは異なることが知られており [10, 11]、その意味では RC 部材の耐荷性状と関連づけて、最大付着応力比の限界値を設定することは困難である。そこで、ここでは土木学会規準の「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規準」を参考にして、最大付着応力比の目安を 80% とした。この場合、図 5-14 より、混入 Cl⁻量に積算電流密度を掛け合わせた値が 20000 以下であることが条件となることが分かる。ただし、この点については 5.5 で述べる RC 部材の耐荷性状と併せて検討する。

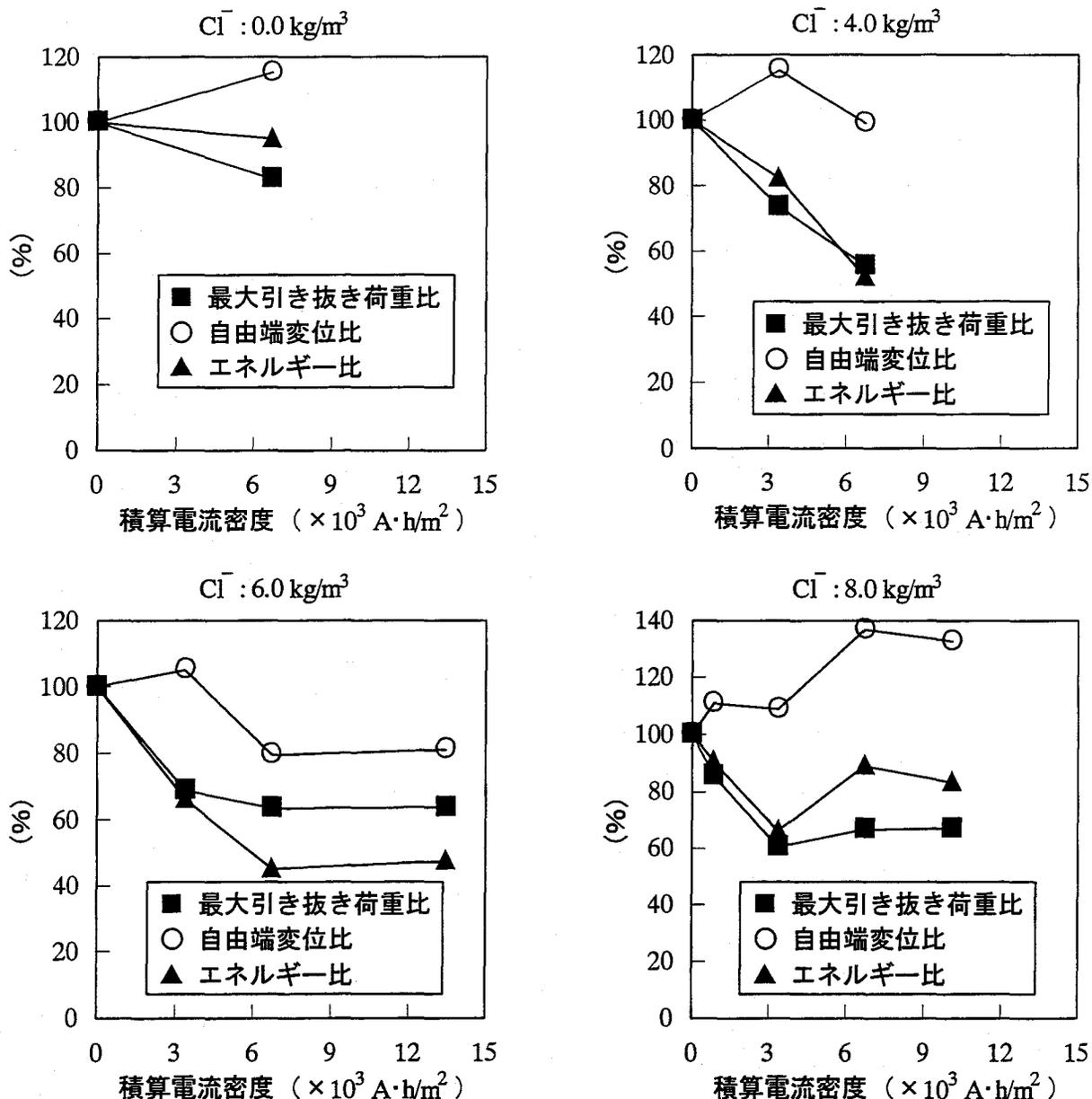


図 5-15 エネルギー比と積算電流密度の関係

(2) エネルギー比

(1) では、最大付着応力比のみに注目したが、図 5-9 の付着応力-自由端変位曲線によると、最大付着応力に到るまでの曲線の傾きは、通電処理を施した供試体の方が無通電供試体と比較して小さくなっている。この様な鉄筋引き抜け挙動を評価することを目的として、最大引き抜き荷重までの引き抜き荷重-自由端変位曲線から計算される仕事量を見掛けのエネルギーとして考察を加えることとする。

最大引き抜き荷重比、自由端変位比およびエネルギー比と積算電流密度の関係を図 5-15 に示す。自由端変位比は通電に伴って増加するか、低下してもその程度は小さい。このため、エネルギー比の低下程度はほとんどの場合、最大引き抜き荷重比の低下程度よりも小さくなっている。この事は脆性的な付着破壊を防ぐという点では望ましい現象であるといえるが、

部材レベルで考えるとたわみの増大やひび割れ分散性の悪化などにもつながりうる一面を持っていることも確かである。よって、エネルギー比の低下程度が小さくても、最大付着応力比や最大引き抜き荷重比が著しく低下する可能性がある場合には、部材としての力学的挙動を確認する必要がある。

(3) $s=0.002D$ における付着応力比

自由端変位 $s=0.002D$ での付着応力比と積算電流密度の関係を図 5-16 に示す。最大付着応力比の場合(図 5-12)と比較するとこのレベルでの付着応力比のほうが

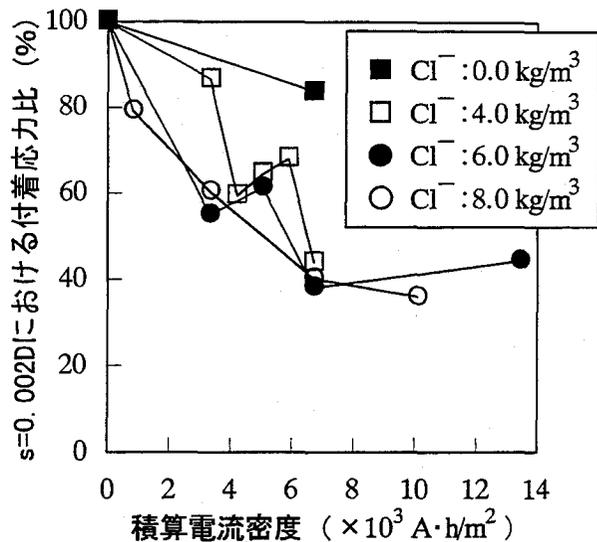


図 5-16 $s=0.002D$ における付着応力比と積算電流密度の関係

全体として小さな値となっている。すなわち、通電処理による付着界面への影響は自由端変位が比較的小さい範囲で顕著に現れている。セメントペーストの微小硬度測定結果によると、図 5-7 および図 5-8 より、通電処理を行った供試体の微小硬度が 20 以下の非常に軟弱な部分は鉄筋表面から 1~2 mm 程度のごく近傍に限られていることがわかる。この部分の変質が影響するのは、鉄筋の滑りの小さい段階であり、鉄筋の異形部による機械的付着作用が働く前の、鉄筋表面の粘着作用による付着が主体となる領域と考えられる。これに対して、最大付着応力に達する段階になると、鉄筋の異形部による機械的付着作用により、鉄筋周辺の比較的広い範囲でコンクリートにせん断力が働き、内部ひび割れの発達とともに付着破壊が起きるため、通電処理による影響が緩和されるものと考えられる。

図には示されていないが、 Cl^- 量が $8.0 \text{ kg}/\text{m}^3$ の場合に $26880 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ (32 週通電) で付着応力が回復している。 $10080 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ の時点から付着応力比にして 20% 程度回復している。これは、最大付着応力の場合よりも鉄筋とコンクリートとの界面の変質状況に敏感に反応したことによると考えられるが、それでも付着応力比は 60% 程度であり、著しい回復とは言い難い。また、(1) において述べたように、実構造物への適用条件としてもこのような通電レベルは過剰であるといえよう。

5.4.4 コンクリートの水セメント比

コンクリートの W/C と付着応力比の関係を図 5-17 に示す。最大付着応力比は W/C が大きいほど小さくなっている。表 3-2 に示したように、W/C が大きいほど単位セメント量は小さいために、セメントから供給されるアルカリ量も W/C が大きいほど小さくなる。これより、通電条件が同一であれば、鉄筋近傍に集積するアルカリ量は W/C が小さいほどやや大きくなり、鉄筋近傍に生成する軟弱な物質の量も W/C が小さいほどやや大きくなっていくものと予想される。しかし、W/C が大きい場合には、コンクリート強度自体が小さいために、セメントペーストの軟化が付着界面に与える相対的影響力が小さくなったものと考

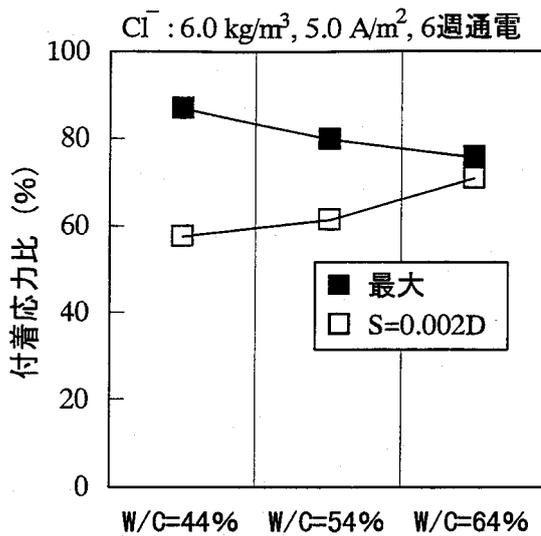


図 5-17 W/C と付着応力比の関係

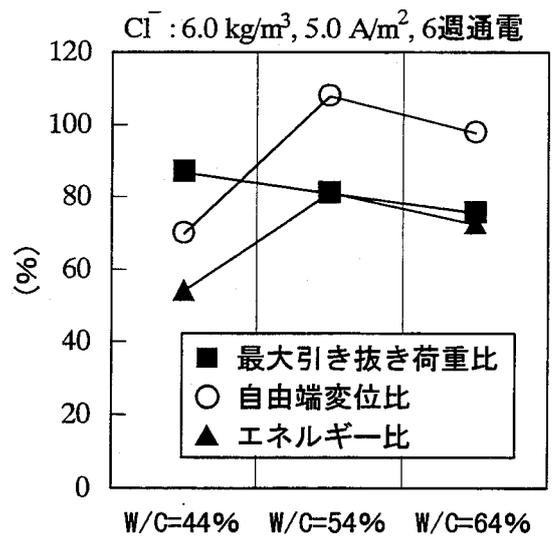


図 5-18 W/C とエネルギー比の関係

えられる。

これに対して $s=0.0254$ mm における付着応力比は W/C が大きいほど大きくなっている。これは、鉄筋の滑りが小さい時点ではコンクリート強度や横拘束力などの影響よりも、セメントペーストの軟化が付着界面に与える影響の方が卓越し、付着挙動に鉄筋とコンクリートとの界面の変質状況がより忠実に表現されているためと考えられる。今後は、単位セメント量が等しい場合の検討を行う必要があるだろう。

コンクリートの W/C が最大引き抜き荷重比、自由端変位比およびエネルギー比に与える影響を図 5-18 に示す。これによると、W/C が小さいと最大引き抜き荷重比は若干大きくなるが、自由端変位比はかなり小さくなっている。これは、W/C が小さい場合、コンクリート強度が大きいため、セメントペーストの軟化による粘着力の増加程度が小さくなり、やや脆性的な付着破壊が起こったためと予想される。

5.4.5 処理終了後の静置

5.0 A/m² で 8 週間通電処理後に室内静置を行った供試体について、付着応力-自由端変位曲線を図 5-19 に、静置期間と付着応力との関係を図 5-20 に示す。 Cl^- 量が 6.0 kg/m³ の場合、8.0 kg/m³ の場合ともに通電処理終了直後と比較して付着応力が回復している。通電処理終了直後には供試体中の空隙は電解液で満たされていると考えられるが、徐々に供試体中の水分が逸散し、最終的には鉄筋近傍の軟化したセメントペーストも乾燥することにより、付着強度が若干改善されたものと考えられる。

最大付着応力比の通電処理終了直後からの回復は、32 週間静置で 10% 程度であるが、 $s=0.002D$ における付着応力比の通電処理終了直後からの回復は、32 週間静置で Cl^- 量が 6.0 kg/m³ の場合に 13%、 Cl^- 量が 8.0 kg/m³ の場合に 29% となっている。鉄筋の滑りが小さい時に通電処理の影響が強く現れるために、軟弱な物質が再硬化した時の影響も鉄筋の滑りが小さいところで顕著に現れるものと考えられる。

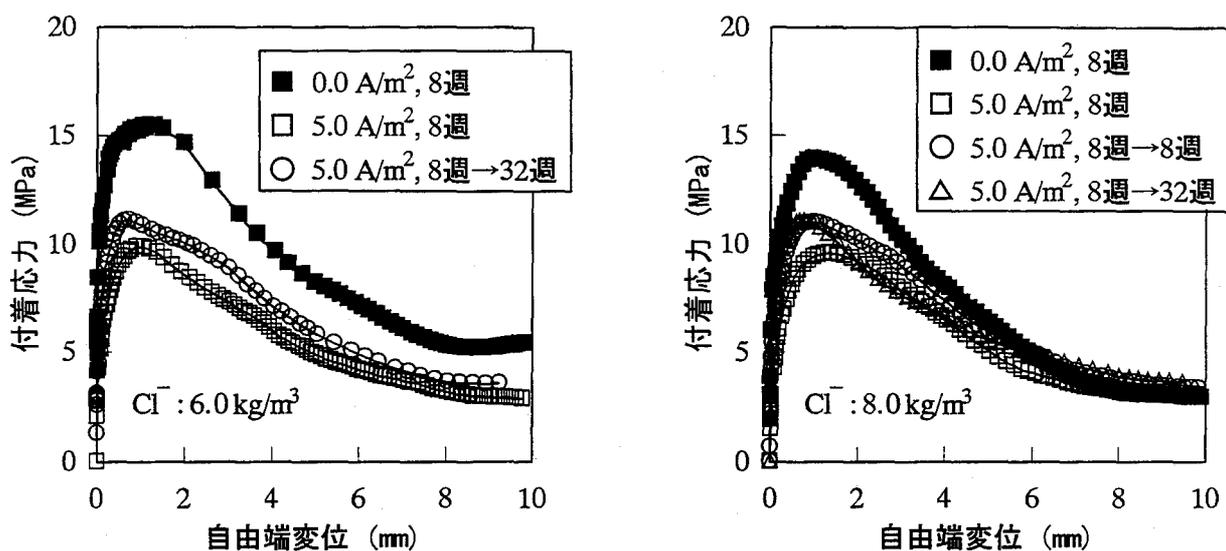


図 5-19 付着応力-自由端変位曲線 (処理後に室内静置)

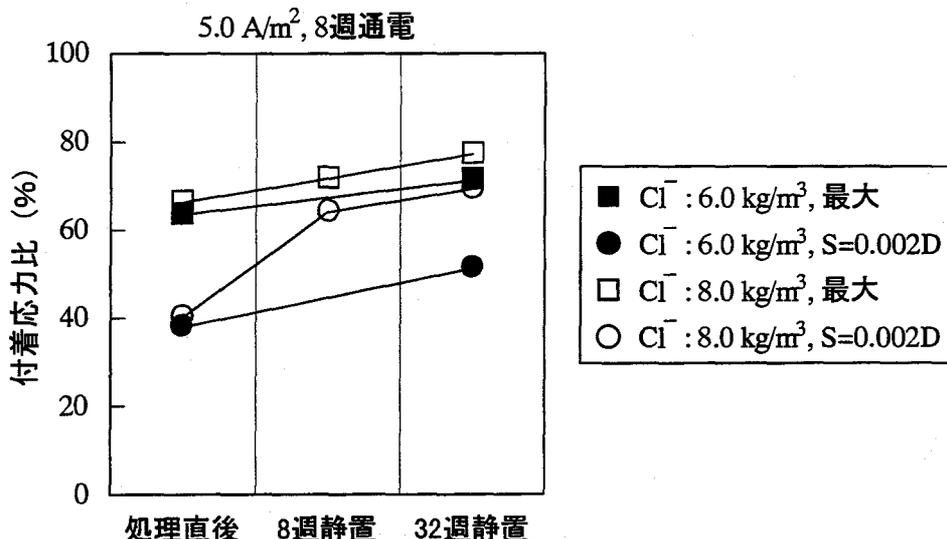


図 5-20 通電処理後の静置期間と付着応力比の関係

静置供試体の最大引き抜き荷重比、自由端変位比およびエネルギー比を図 5-21 に示す。通電処理終了後静置した供試体は、特に鉄筋の滑りの小さい範囲で付着応力が回復したが、32 週間静置で Cl^- 量が 6.0 kg/m^3 の場合に 17.1%、 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の場合に 29.1%の自由端変位比が低下している。供試体中の水分の逸散によって、一度軟化したセメントペーストの硬度が上昇したときに、軟弱な物質が持っていた粘着性も失われ、このような脆性的な付着破壊が起こったものと予想される。

以上のように、通電処理後にコンクリート中の水分逸散が期待できる環境に静置することにより、一旦低下した付着応力比がある程度は回復することが確認されたが、付着界面の著しい改善を期待することは困難であるものと考えられる。

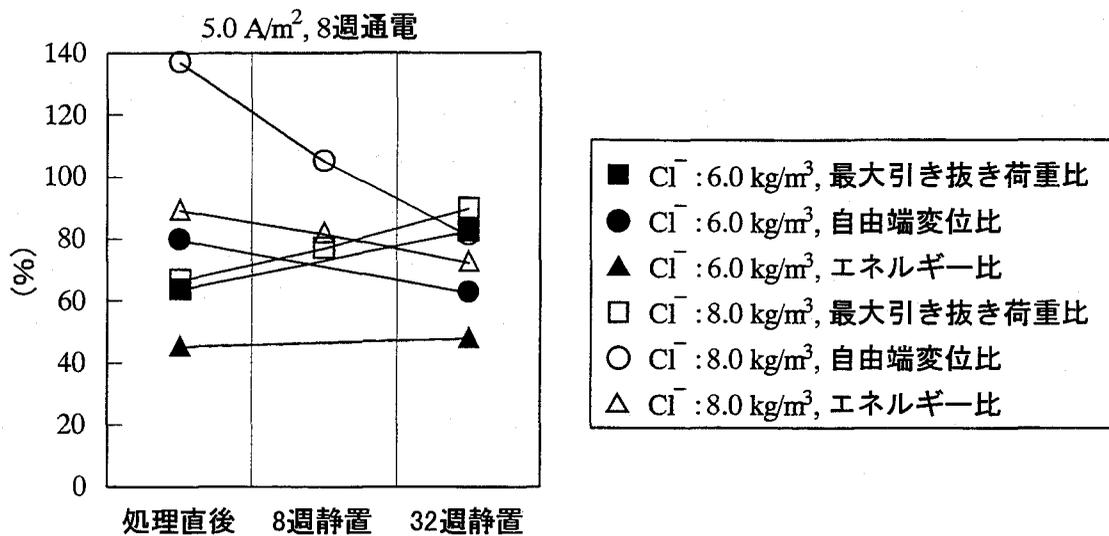


図 5-21 通電処理後の静置期間とエネルギー比の関係

5.5 RCはりの静的曲げ載荷試験

デサリネーションがRCはり部材の力学的挙動に与える影響を検討するためにRCはりの静的曲げ載荷試験を行った。はり試験用供試体のコンクリートのW/Cは54%とし、Cl⁻量は8.0 kg/m³、通電供試体は鉄筋表面積に対して5.0 A/m²の電流密度で基本的に8週間通電した。片引試験結果によるとこのレベルでは最大付着応力比が66%程度まで低下している。

はりと同時に作製した円柱供試体の圧縮強度試験結果を表5-4に示す。なお、圧縮強度試験はRCはりの静的曲げ載荷試験を行う直前に行った。

表 5-4 コンクリート圧縮強度試験結果 (RCはり供試体)

材令 (通電週)	混入Cl ⁻ 量 (kg/m ³)	圧縮強度		弾性係数 (×10 ⁴ MPa)
		(MPa)	(kgf/cm ²)	
4	8.0	25.3	258	2.71
8		26.7	272	3.08

載荷試験から得られた実験値と、土木学会コンクリート標準示方書にしたがって計算した荷重の計算値を表5-5に示す。なお、ここで示したじん性率 μ は次式により計算した。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{5.7}$$

ただし、 δ_u : 耐力の低下が始まる限界の変位、 δ_y : 部材の降伏変位

5.5.1 荷重—変形性状と破壊形式

曲げ破壊型供試体およびせん断破壊型供試体の荷重—中央変位曲線を図5-22に示す。さらに、耐荷力および吸収エネルギー比と通電処理の関係を図5-23に示す。なお、吸収エネ

表5-5 RCはりの静的曲げ載荷試験結果

種類	電流密度 (A/m ²)	通電期間 (週)	曲げひび割れ発生			降伏			終局 (最大荷重時)			じん性率 μ
			荷重		変位 (mm)	荷重		変位 (mm)	荷重		変位 (mm)	
			実験値 (kN)	計算値 (kN)		実験値 (kN)	計算値 (kN)		実験値 (kN)	計算値 (kN)		
曲げ破壊型	0.0	8	13.31		0.301	31.67		2.20	39.06		23.33	10.65
	5.0	4	12.19	10.03	0.340	33.45	28.00	2.94	41.83	33.28	27.18	9.26
		8	15.76		0.831	33.22		3.05	42.51		36.30	11.91
せん断破壊型	0.0	8(2.29)	19.32	12.53	0.644	40.04	35.00	2.88	45.20	41.60	7.42	2.58
		8(2.57)	12.38	11.14	0.450	36.57	31.11	3.15	42.62	36.98	28.28	8.98
	5.0	8(2.29)	15.85	12.53	0.559	42.36	35.00	3.72	49.98	41.60	30.35	8.27
		8(2.57)	15.67	11.14	0.714	37.73	31.11	3.76	44.81	36.98	45.73	12.21
重ね継手	0.0	8	12.12	10.03	0.767	—	28.00	—	30.04	33.28	2.68	—
	5.0	8	14.70		0.580	—		—	25.25		1.89	—

注1) 実験結果は2本の供試体の平均値を示す。

注2) 計算結果はすべて鉄筋とコンクリートとの付着が完全であると仮定している。

注3) 通電期間の後の括弧内は a/d の値を示す。

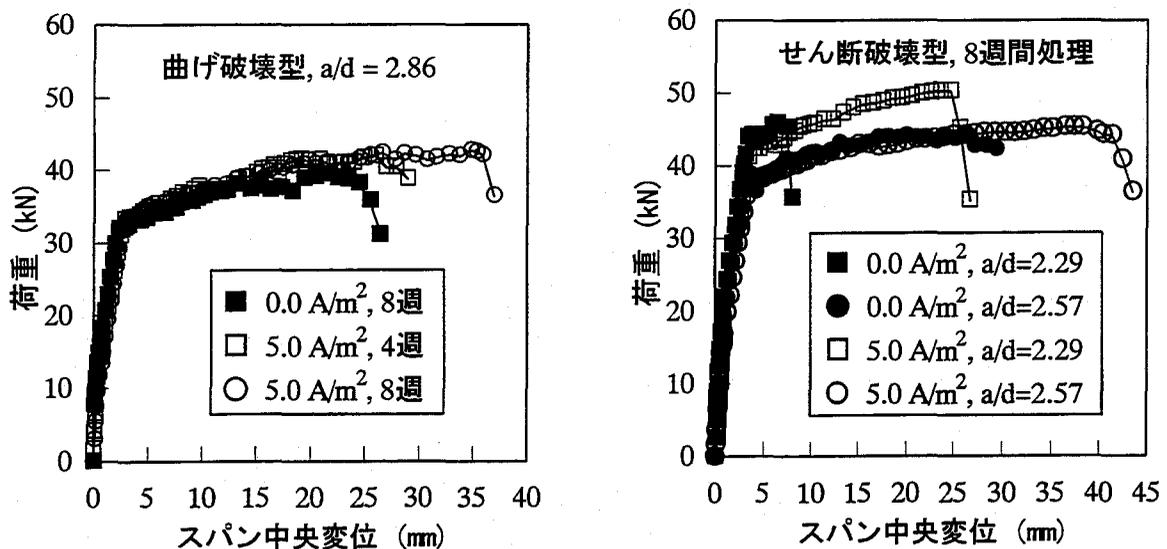


図5-22 荷重-中央変位曲線

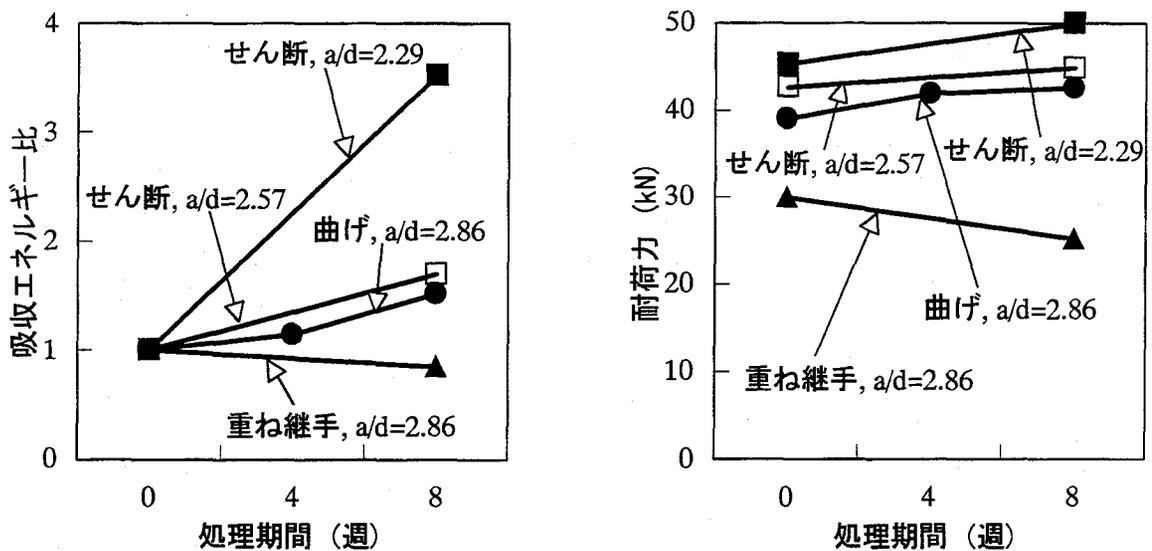


図 5-23 吸収エネルギー比および耐荷力と通電処理の関係

ルギーは最大荷重の 80% まで荷重が低下した点までの荷重-中央変位曲線が囲む面積とした。また、吸収エネルギー比は無通電供試体の値を 1 としている。

(1) 曲げ破壊型供試体

曲げ破壊型の供試体はすべてコンクリート上縁部の圧潰による曲げ破壊で終局状態となり、せん断スパンに斜めひび割れは入らなかった。図 5-22 によると、4 週間通電の段階では荷重-中央変位曲線に大きな変化は見られないが、最大変位が無通電の場合に比べて若干小さくなった。さらに、8 週間通電の段階では最大変位は無通電の場合と比較して 10 mm 程度も大きくなっている。

表 5-5 および図 5-23 によると、じん性は 4 週間通電で無通電の場合に比べてやや小さくなっているが、8 週間通電では無通電の場合より大きくなっている。4 週間通電の供試体は荷重が低下しはじめてからさらに変位が大きくなったために、じん性率でみると無通電の供試体よりも小さくなっているが、吸収エネルギー比で見ると 4 週間通電の場合のほうが大きくなっており、8 週間通電ではさらに増加して無通電供試体の 1.5 倍程度にまで達している。このような塑性領域の拡大に伴って、鉄筋のひずみ硬化により、図 5-23 に示すように耐荷力は通電処理によって若干大きくなっている。

通電処理により曲げ破壊型はり部材のじん性が大きくなったことの原因として、片引試験で既に確認されている鉄筋とコンクリートとの付着強度の低下が考えられる。曲げひび割れが入った後に変位が増大していくと、鉄筋とコンクリートとの付着力および定着力によってひび割れ幅の増大を抑制しようとする力が働き、一方、コンクリート上縁部分には圧縮力が作用して最終的に圧潰に至ることになるが、付着強度が低下していると一定の荷重に対する鉄筋の滑り量が大きくなるために、ひび割れ幅の抑制効果が小さくなり、一定の変位に対応するコンクリート上縁部分に作用する圧縮力も小さくなると考えられる。これにより、コンクリートの圧縮強度が等しいとすると、鉄筋とコンクリートとの付着強度が小さいほどコンクリート上縁部が圧潰するときの変位は大きくなると考えられる。

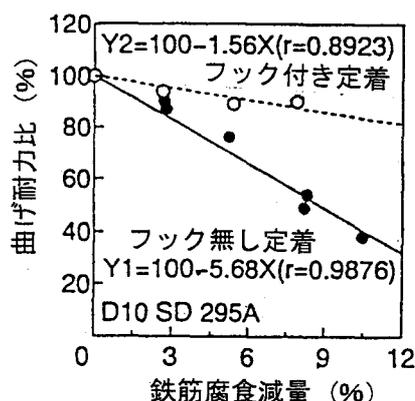


図 5-24 鉄筋腐食減少率とRCはりの曲げ耐力比の関係[12]

李らは電食により鉄筋を腐食させたRCはりの静的曲げ載荷試験を行っている[12]。この結果、鉄筋の腐食減量が大きくなるとともにRCはりの曲げ耐力も低下することを報告しているが、主筋の定着部分にフックを設けた場合には、フックを設けないはりのような顕著な耐力低下は認められなかったとしている（図 5-24 参照）。

今回製作したRCはり供試体にはすべて定着部分に 180° のフックを設けており、耐荷力に影響するようなレベルでの鉄筋とコンクリートとの一体性はこの定着部分で保証されたものと考えられる。このため、デサリネーションによる付着力の低下はたわみ性状には顕著な影響を与えても、耐荷力の低下にはつながらなかったと考えられる。

(2) せん断破壊型供試体

せん断破壊型供試体はすべてせん断圧縮破壊で終局状態となった。図 5-22 によると、無通電供試体で $a/d=2.29$ の場合には比較的脆性的な破壊性状を示したのに対して、 $a/d=2.57$ の場合には中央変位が 30 mm 程度まで荷重が低下しなかった。今回の実験では、主筋が D13 一本であったためにせん断補強筋を配さない場合においても、曲げ耐力とせん断耐力が近い値となり、最終的に曲げに近いせん断で破壊したためにこのようなたわみ性状を示したと考えられる。また、通電処理を施した供試体は中央変位の最大値が著しく増加している。

鉄筋コンクリートはりの腹部に生じる斜めひび割れは、その付近に生じる曲げひび割れに影響される。引張鉄筋の付着が強固であれば、曲げひび割れは数多く分散して発生するので、せん断力が作用している部分にも曲げひび割れが生じ、これが斜めひび割れに発展する可能性が高い。これに対して、付着の弱い引張鉄筋の場合には、曲げひび割れは曲げモーメントの小さいせん断支間で発生しにくいので、斜めひび割れの発生する荷重が大きくなる[13]。

極端な場合として、引張鉄筋の端部の定着部分以外は付着の全くない鉄筋を用いた鉄筋コンクリートはりの場合には、曲げひび割れが曲げモーメントの最大位置で生じるだけで斜めひび割れは全く発生せず、したがって早期に斜め引張破壊することなく、一般に終局時には曲げ破壊することが報告されている[13]。図 5-25 に示すように鉄筋の付着がある場合には脆く急激に破壊するのに比べて、付着がない場合には付着がある場合に比べて最大耐力で 2 倍以上、破壊時に吸収するエネルギーで 10 倍以上も大きいことがある。このような現象の理

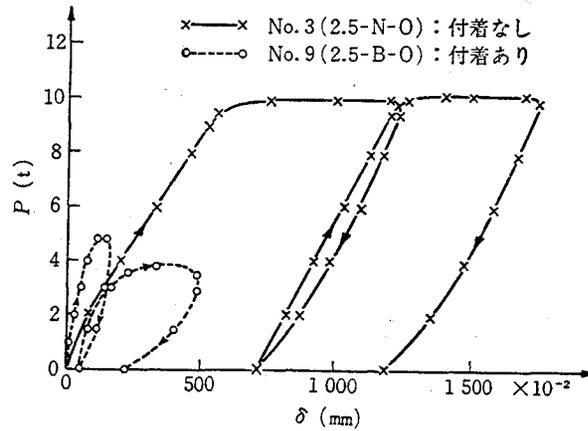


図 5-25 a/d=2.5 の供試体の荷重-支間中央たわみ関係[14]

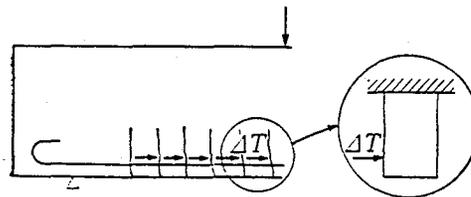


図 5-26 Kani のくし歯のモデル

由として、引張鉄筋に付着がない場合は、はりが載荷を受ける前から引張鉄筋の表面で一種のせん断破壊を生じていて、引張鉄筋より上側のコンクリートが斜めひび割れによって害されることなく強固な残存アーチリブを形成し、残存アーチ耐力として最も好条件の状態でも荷重に抵抗するというメカニズムが挙げられる。

また、Kani は曲げひび割れに挟まれたコンクリートの引張部分をくしの歯に見立て、これが図 5-26 に示すように鉄筋の付着力に対して片持はりとして抵抗し、片持はりが付け根部分で曲げ破壊を生じることが原因で斜めひび割れが発生するとした。したがって、鉄筋の付着力は斜めひび割れの原因であり、付着の劣っているほうがはりの斜め引張破壊耐力を向上させるとした[13]。

表 5-5 および図 5-23 によると、じん性率、吸収エネルギー比および耐荷力はいずれも通電処理により増加している。今回の実験では通電の影響で、曲げ破壊へと移行するような供試体は見られなかったものの、特にたわみ性状には著しい通電処理の影響が観察された。斜めひび割れが生じた後には典型的なタイドアーチを形成し、上縁のコンクリートが圧潰するころには部材全体は斜めひび割れで分割され、はり上縁中央部分に形成された塑性ヒンジ部分でかろうじて結合しているという状態であった。

このように、せん断破壊型供試体についてはデサリネーションによる付着強度の低下が、耐力や破壊時のエネルギーの増加につながったが、本来、鉄筋とコンクリートとの付着が保

たれることによって、はりとしての機能が発揮されるのであり、コンクリートのひび割れを分散させてひび割れ幅を小さくしたり、鉄筋の定着部に過大な定着応力が生じないようにしたりするためにも鉄筋の付着は極めて重要なものであるといえる。また、一般に実構造物においてはせん断破壊は避けるように設計されていることから、せん断耐力は通常かなり大きい設定になっていることも考慮にいれるべき事柄であろう。

(3) 重ね継手

重ね継手を施した供試体はすべて非常に脆性的な付着割裂破壊を示した。コンクリートの上縁部は圧潰に至らず、はり底面の鉄筋軸方向に大きな亀裂が入って急激に耐力が低下した。このような破壊性状を示した理由としてはコンクリートのかぶりが小さすぎたことが考えられる。今回採用したかぶりは 1.865 cm であり、土木学会コンクリート標準示方書により定められた方法で計算される値 (1.797 cm) よりは大いものの比較的小さく、重ね合せ部分で生じた大きな割裂荷重に絶えられなかったものと考えられる。また、重ね合わせ長さもコンクリート標準示方書で定める最小値に設定したために主筋の連続性が容易に崩れたこともこのような破壊性状の原因の一つであろう。

図 5-23 によると通電処理により耐荷力は低下している。重ね継手を施した場合には、鉄筋の連続性、さらには鉄筋とコンクリートとの一体性は継手部分の鉄筋とコンクリートとの付着力に依存している[15]。このため、重ね継手を施した場合には、通電処理による付着力の低下は耐荷力にまで影響を与えるものと考えられる。

今回の実験では無通電供試体の破壊性状も非常に脆性的であったために、通電処理を行った供試体との違いは比較的小さかったが、実構造物で重ね継手を含む部分にデサリネーションを施した場合には、その構造物の力学的挙動に大きな影響を与える可能性があり、事前の十分な調査検討が必要であろう。

5.5.2 ひび割れ性状

(1) 付着の低下がひび割れ挙動に与える影響

付着強度の低下が鉄筋コンクリート部材のひび割れ挙動に与える影響は以下のように考えられる。ここでは、図 5-27 に示すような両引型の付着モデルを考える[6]。

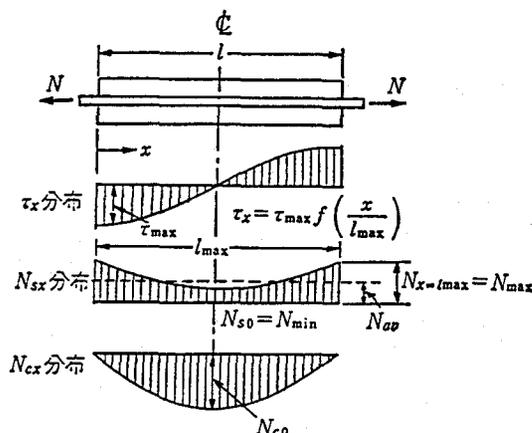


図 5-27 両引型付着モデル[6]

鉄筋引張力は部材中心で最小値 N_{\min} 、端部で最大値 N_{\max} をとり、付着力 τ_x による鉄筋引張力のコンクリートへの伝達量は N_{\max} と N_{\min} との差である。この状態でひび割れの発生する条件は次式で与えられる。

$$N_{\max} - N_{\min} = f_t \cdot A_c \quad (5.8)$$

ここに、 f_t : コンクリートの引張強度。 A_c : コンクリートの断面積。

定常ひび割れ状態に入ったときの最大ひび割れ間隔を l_{\max} とし、この間の最大付着応力度を τ_{\max} 、また、位置 x における付着応力度を τ_x 、付着応力の分布を $f(\lambda)$ とすれば、

$$\tau_x = \tau_{\max} \cdot f\left(\frac{x}{l_{\max}}\right) = \tau_{\max} \cdot f(\lambda) \quad (5.9)$$

$$\text{ただし、} \lambda = \frac{x}{l_{\max}}$$

と仮定すると、前述のように鉄筋の2点間の引張力の差 $N_{\max} - N_{\min}$ は、付着力によってコンクリートへ伝達されるから、式(5.8)、(5.9)より、

$$\begin{aligned} N_{\max} - N_{\min} &= A_c \cdot f_t = \pi \cdot \phi \int_0^{l_{\max}/2} \tau_x \cdot dx \\ &= \pi \cdot \phi \cdot l_{\max} \cdot \tau_{\max} \int_0^{1/2} f(\lambda) \cdot d\lambda \end{aligned} \quad (5.10)$$

ここに、 ϕ : 鉄筋の直径

上式を書き直せば、

$$l_{\max} = C_1 \cdot \phi \cdot f_t / (p \cdot \tau_{\max}) \quad (5.11)$$

ただし、 $C_1 = 1 / \left[4 \int_0^{1/2} f(\lambda) \cdot d\lambda \right]$ 、 $p = \pi \cdot \phi^2 / (4A_c)$: 鉄筋比

(5.11)より最大ひび割れ間隔 l_{\max} は最大付着応力度 τ_{\max} が大きいほど小さいことがわかる。

最大ひび割れ幅 w_{\max} は、ひび割れ間隔 l_{\max} における鉄筋の伸びとコンクリートの伸びの差で表せるから、

$$w_{\max} = 2 \int_0^{l_{\max}/2} [(\sigma_{sx} / E_s) - (\sigma_{cx} / E_c)] dx \quad (5.12)$$

$$\sigma_{sx} = \sigma_{s\max} - (\pi \cdot \phi / A_s) \cdot \int_0^x \tau_x \cdot dx \quad (5.13)$$

$$\sigma_{cx} = (\pi \cdot \phi / A_c) \cdot \int_0^x \tau_x \cdot dx$$

(5.13)を(5.12)に代入すると、

$$w_{\max} = 2 \int_0^{l_{\max}^{1/2}} (1/E_s) \cdot \left\{ \sigma_{s\max} - (4p/\phi) \cdot [(1/p) + n] \cdot \int_0^x \tau_x \cdot dx \right\} \cdot dx \quad (5.14)$$

さらに、コンクリートの伸びの項を無視して整理すると、

$$w_{\max} = (l_{\max}/E_s) \cdot [\sigma_{s\max} - (C_2 \cdot f_t/p)] \quad (5.15)$$

$$\text{ただし、 } C_2 = 8C_1 \int_0^{1/2} f(\lambda) \cdot (d\lambda)^2 = 2 \int_0^{1/2} f(\lambda) \cdot (d\lambda)^2 / \int_0^{1/2} f(\lambda) \cdot d\lambda$$

(5.15)より、最大ひび割れ幅 w_{\max} は、ひび割れ間隔 l_{\max} が大きいほど大きくなることがわかる。

(2) ひび割れ幅

土木学会コンクリート標準示方書の設計編では、使用限界状態における許容ひび割れ幅を以下のように規定している。

「耐久性に対するひび割れの検討は、コンクリート表面のひび割れ幅を、環境条件、かぶり、供用期間等から定まる鋼材腐食に対する許容ひび割れ幅以下に制御することを原則とする。」

土木学会コンクリート標準示方書に定められた許容ひび割れ幅を表 5-6 に示す。

表 5-6 許容ひび割れ幅 w_a (cm)

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005 c	0.004 c	0.0035 c
PC鋼材	0.004 c	—	—

表 5-6 において、 c (cm) はかぶりである。ここで、本研究で作成した RC はり供試体のかぶりをを用いて許容ひび割れ幅を計算する。デサリネーションを適用する構造物の立地条件を考慮に入れて、鋼材の腐食に対する環境条件として腐食性環境を選択し、鋼材は異形鉄筋であるから、

$$w_a = 0.004 c = 0.004 \times 1.865 = 0.00746 \text{ cm} \quad (5.16)$$

さらに、標準示方書において曲げひび割れの検討は、一般に次式で求めたひび割れ幅 w が、表 5-6 に示される許容ひび割れ幅 w_a 以下であることを確かめるよう規定されている。

$$w = k \left\{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{cs} \right] \quad (5.17)$$

ここに、 k ：鋼材の付着性状の影響を表す定数で、一般に、異形鉄筋の場合に 1.0、普通丸鋼および P C 鋼材の場合に 1.3 とする。

c ：かぶり (cm)

c_s ：鋼材の中心間隔 (cm)

ϕ ：鋼材径 (cm)

ε'_{cs} ：コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{se} ：鉄筋応力度の増加量 (kg/cm^2)

上式より(5.16)で計算した許容ひび割れ幅のひび割れが生じたときの鉄筋の応力の増加量を計算する。

$k=1.0$ 、 $c=1.865$ cm、 $c_s=10.0$ cm、 $\phi=1.27$ cm、 $\varepsilon'_{cs}=150 \times 10^{-6}$ 、 $E_s=2.1 \times 10^6$ kgf/cm^2 、

$w=w_a=0.00746$ cm を(5.17)に代入すると、 $\sigma_{se}=840$ kgf/cm^2 となる。

σ_{se} に鉄筋の断面積 $A_s=1.267$ cm^2 をかけて引張荷重 P_{se} に換算すると、

$$P_{se} = \sigma_{se} \times A_s = 840 \times 1.267 = 1063 \text{ kgf} \quad (5.18)$$

また、次式により鉄筋に引張荷重 T がかかるときの曲げモーメント M が計算できる。

$$M = T \times d \left(1 - \frac{k}{3} \right) \quad (5.19)$$

ただし、 d ：有効高さ、今回の場合 $d=17.5$ cm

k ：中立軸比、今回の場合 $k=0.2809$

(5.19)より、 $T=1063$ kgf の時 $M=165$ $\text{kN} \cdot \text{cm}$ となる。ここでは、この曲げモーメントがはりにかかった状態が使用状態に対応するものとする。この時の平均ひび割れ幅と最大ひび割れ幅を図 5-28 に示す。今回の実験では 14 個の π 型ゲージにより、はり供試体の曲げスパンに発生したひび割れのひび割れ幅を測定し、これらのデータから平均ひび割れ幅と最大ひび割れ幅を計算した。なお、最大ひび割れ幅の図に示した w_a は許容ひび割れ幅 (0.0746 mm) である。

図 5-28 によると、曲げ破壊型供試体は平均ひび割れ幅、最大ひび割れ幅ともに 4 週間通電では無通電の場合より小さくなっているが、8 週間通電で顕著な増加が見られ、最大ひび割れ幅は許容ひび割れ幅を上回っている。4 週間通電の段階ではじん性率や吸収エネルギーに大きな変化は見られなかったことから、このレベルの通電処理による付着強度の低下が部材レベルの力学的挙動に与える影響は小さいものと考えられる。ただし、8 週間通電の場合にはひび割れ幅制御の観点からは注意が必要であろう。

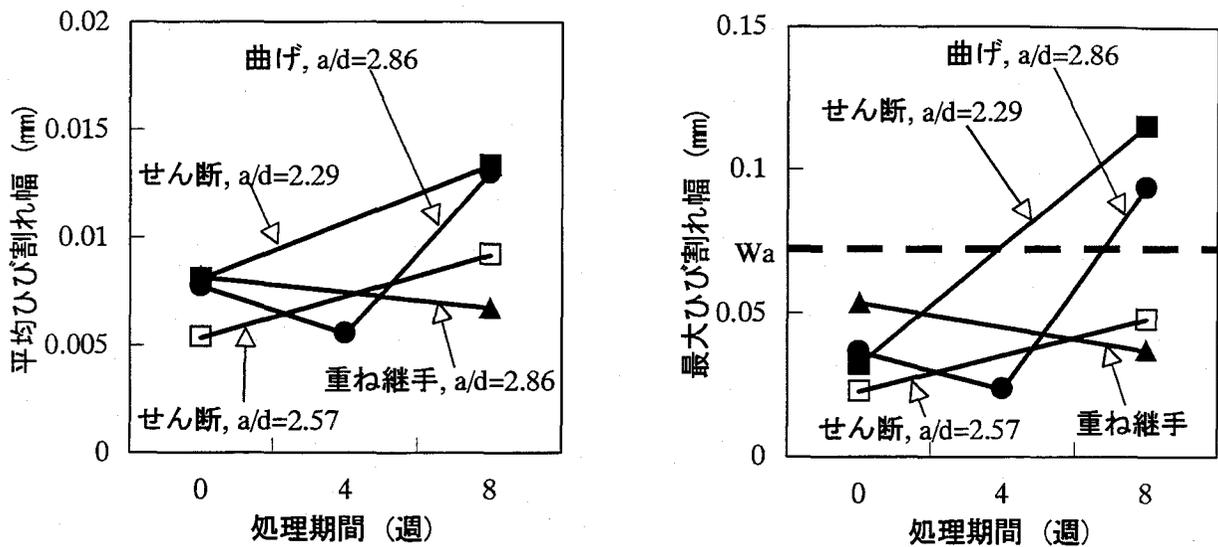


図 5-28 使用限界状態における平均ひび割れ幅および最大ひび割れ幅と通電処理の関係

せん断破壊型供試体は平均ひび割れ幅、最大ひび割れ幅ともに 8 週間の通電処理によって増加しており、 $a/d=2.29$ の場合には最大ひび割れ幅が許容ひび割れ幅を越えている。吸収エネルギーやじん性率の結果と併せて考えると、せん断破壊の可能性が高いほど通電処理による付着強度低下の影響は顕著に現れると考えられる。

重ね継手を有する供試体は非常に脆性的に破壊したために、無通電の場合にひび割れ幅の増大も急激で、最大ひび割れ幅が他の供試体のレベルを上回っているが、通電処理で付着強度が低下したことにより、ひび割れの急激な進展がやや緩和されたものと考えられる。

以上より、使用状態に対応すると考えられる荷重レベルにおいて、過剰な通電処理によりひび割れ幅が増大する可能性が示された。

(3) ひび割れ間隔

載荷終了後の主筋位置における曲げひび割れ間隔を表 5-7 に示す。

(1) に示したように、ひび割れ間隔は付着強度が大きいほど小さくなり、ひび割れ幅はひび割れ間隔が大きいほど大きくなる。

表 5-7 によると曲げ破壊型供試体の場合、無通電供試体と比較して、通電処理を行ったものは平均ひび割れ間隔や最大ひび割れ間隔は大きくなり、ひび割れ本数は減少している。これも、通電処理による付着強度低下の影響が考えられ、これにより、(2) に示したようにひび割れ幅が増大したのと考えられる。

また、斜めひび割れの発達とともに破壊したせん断破壊型供試体の場合においても、特に $a/d=2.57$ の場合に無通電供試体と比較して通電処理を行った供試体は平均ひび割れ間隔が大きくなり、ひび割れ本数も 12 本から 5 本に減少しており付着強度の低下によるひび割れ分散性の悪化が認められた。

ただし、実構造物の補修工法としてデサリネーションを適用することを考えると、通電処理を行う前の段階で、使用状態で形成されるようなひび割れは既に分散され、ひび割れの注入による断面修復を終えた後に通電処理が施されるものと考えられる。よって、ひび割れ分

表 5-7 RCはり供試体のひび割れ間隔

種類	電流密度 (A/m ²)	通電期間 (週)	平均ひび割れ間隔 (cm)	最大ひび割れ間隔 (cm)	ひび割れ 本数
曲げ破壊型	0.0	8	6.7	14.0	9
	5.0	4	13.4	15.5	4
		8	8.8	14.8	6
せん断破壊型	0.0	8 (a/d=2.29)	13.6	19.4	7
		8 (a/d=2.57)	8.0	17.8	12
	5.0	8 (a/d=2.29)	12.3	16.7	6
		8 (a/d=2.57)	11.7	14.7	5
重ね継手	0.0	8	15.9	29.3	4
	5.0	8	14.0	21.3	4

散性が通電処理により非常に問題となる状況は考えにくい。

5.6 本章のまとめ

本章における検討により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 混入 Cl⁻量が 8.0 kg/m³ の片引試験用供試体について、鉄筋近傍セメントペースト部分の微小硬度分布を測定した結果、5.0 A/m² で 8 週間 (6720 A・h/m²) の通電処理を行った供試体は鉄筋表面から 5~6 mm 程度の範囲でヴィッカーズ硬度が 40 以下の軟弱な層を形成していた。また、この層の厚さは積算電流密度が大きいほど大きくなっていった。このようなセメントペーストの軟化現象は、通電処理に伴い鉄筋近傍に集積するアルカリの影響で溶解性のケイ酸塩が生成されることに起因していると考えられる。
- (2) 片引試験において、通電処理を行った供試体は無通電供試体に比べて最大付着応力が減少した。この減少の程度は混入塩化物量が大きいほど、また、積算電流密度が大きいほど大きくなった。この現象は微小硬度測定により観察された鉄筋近傍セメントペーストの軟化現象に起因していると考えられる。最大付着応力比の許容値を 80% とすると、混入 Cl⁻量に積算電流密度を掛け合わせた値が 20000 (kg/m³ × A・h/m²) 以下であることが条件となる。
- (3) 鉄筋の自由端変位が小さいときの付着応力の減少程度は、最大付着応力の減少程度より大きかった。これより、通電処理による付着強度の低下はひび割れ性状に大きな影響を与える可能性があると考えられる。
- (4) 混入 Cl⁻量が 6.0 kg/m³ の供試体に 5.0 A/m² で 6 週間 (5040 A・h/m²) の通電処理を行った場合、コンクリートの水セメント比が大きくなると最大付着応力比は低下した。
- (5) 混入 Cl⁻量が 8.0 kg/m³ の供試体に 8 週間通電後 32 週間室内静置した場合に、最大付着応力比は通電処理終了直後から約 10% 回復した。また、自由端変位が小さいときの付着応力比の回復は最大付着応力比の場合より大きかった。これらは、気中静置に伴う供試体中の水分逸散に起因する現象であると考えられる。
- (6) 混入 Cl⁻量が 8.0 kg/m³ の RC はりの静的曲げ載荷試験において、曲げ破壊型供試体およ

びせん断破壊型供試体は 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理により、耐荷力が若干増加し、破壊時の変形は著しく増大した。このような現象は、通電処理に伴う主筋とコンクリートとの付着強度の低下により、理想的なタイドアーチを形成した結果生じたものと考えられる。スパン中央部分に重ね継手を施した供試体は 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理により耐荷力が低下した。これは、重ね継手を持つ構造の耐荷力が定着部分よりも継手部分の鉄筋とコンクリートとの付着に依存していることによると考えられる。

- (7) 許容ひび割れ幅に対応して算定された鉄筋の応力状態において、無通電の供試体については、最大ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下であったが、 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理を施した場合には最大ひび割れ幅が許容ひび割れ幅を上回るものがあつた。また、通電処理によりひび割れの本数が減少し、ひび割れ分散性の低下が確認された。

参考文献

- [1] コンクリート標準示方書 [平成8年版] 設計編、土木学会
- [2] C. E. Locke, C. Dehghanian and L. Gibbs : Effect of Impressed Current on Bond Strength between Steel Rebar and Concrete, Corrosion'83, Paper Number 178, 1983.4
- [3] 西川直宏 : Pore Solution、セメント・コンクリート No. 496、pp. 33~35、1988.6
- [4] J. B. Miller and G. E. Nustad : Effect of electro-chemical treatment on steel to concrete bond strength, Proc. of NASE conference in Sandefjord, Norway, 1993.6
- [5] O. Vennesland, E. P. Humstad, O. Gautefall and G. Nustad : Electrochemical Removal of Chlorides from Concrete - Effect on Bond Strength and Removal Efficiency, Proc. of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, pp. 448~455, 1996.4
- [6] 岡田 清、伊藤和幸、不破 昭、平澤征夫 : 鉄筋コンクリート工学、鹿島出版会、1987
- [7] 電気化学工業(株)研究資料、1993
- [8] Rasheeduzzafar, M. G. Ali and G. J. Al-Sulaimani : Degradation of Bond between Reinforcing Steel and Concrete Due to Cathodic Protection Current, ACI Materials Journal, V. 90, No. 1, pp. 8~15, 1993.1-2
- [9] J. E. Bennett, T. J. Schue, K. C. Clear, D. L. Lankard, W. H. Hartt and W. J. Swiat : Electrochemical Chloride Removal and Protection of Concrete Bridge Components: Laboratory Studies, Strategic Highway Research Program, 1993
- [10] 森田司郎 : 鉄筋コンクリートにおける付着とひび割れに関する研究、京都大学博士論文、1968.4
- [11] 島 弘、周 礼良、岡村 甫 : マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係、土木学会論文集、No. 378/V-6、1987.2
- [12] 李 翰承、友澤史紀、野口貴文 : 鉄筋腐食がRC単鉄筋梁の耐力低下に及ぼす影響、第49回セメント技術大会講演集、pp. 868~873、1995.
- [13] 池田尚治、小柳 治、角田與史雄 : 新体系土木工学 32 鉄筋コンクリートの力学、技報堂出版、pp. 106~109、1982.11

- [14] 池田尚治、宇治公隆：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究、土木学会論文集、No. 293、pp. 101～109、1980.1
- [15] 片山修一、丸山久一、木村哲士：鉄筋が腐食したRC梁供試体の耐荷性状、第49回セメント技術大会講演集、pp. 880～885、1995.
- [16] 上田隆雄：デサリネーションが鉄筋の付着挙動に与える影響に関する研究、京都大学卒業論文、1993.2
- [17] 上田隆雄、宮川豊章、藤井 學、芦田公伸：デサリネーションが鉄筋の付着挙動に与える影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、pp. 1007～1012、1994.6
- [18] 上田隆雄：デサリネーションが鉄筋付着挙動に与える影響に関する研究、京都大学修士論文、1995.2
- [19] T. Ueda, A. Hattori, S. Inoue, T. Miyagawa, M. Fujii, and M. Ashida : Influence of Desalination on Bond Behavior between Concrete and Reinforcing Steel, Proc. of International Conference on Concrete under Severe Conditions, Vol. 1, pp. 625～634, 1995.8
- [20] T. Miyagawa, T. Ueda and M. Ashida : Influence of Desalination on the Behavior of Reinforced Concrete beam, Construction Repair, Vol. 10, pp. 20～23, 1996.7/8
- [21] 上田隆雄、服部篤史、芦田公伸、宮川豊章：デサリネーションが鉄筋の付着挙動に与える影響、土木学会論文集、No.550/V-33、pp.53～62、1996.11
- [22] T. Ueda, A. Hattori, M. Ashida and T. Miyagawa : Influence of Desalination on Bond Behavior between Concrete and Reinforcing Steel, Concrete Library International, No. 30, pp. 81～94, 1997.12

第6章 PC部材の力学的挙動に与える影響

6.1 はじめに

ここまでの検討は基本的にRC構造物へのデサリネーション適用を想定しており、実際に、徐々に増加しつつある実構造物への適用事例はすべてRC構造物を対象としたものである。一方、PC構造物への適用を考えた場合、カソード反応により発生する水素を吸蔵することによるPC鋼材の水素脆化が懸念されるために、PC構造物へのデサリネーションの適用事例は現在ほとんど報告されていない。

このような現状にも関わらず、塩害により劣化したPC構造物へのデサリネーション適用を望む声は大きい。これは、PC構造物の場合、常時、応力負荷状態にあるために、RC構造物で一般的に用いられている断面修復工法が非常に困難であることや、PC鋼材が腐食した場合に孔食あるいは応力腐食割れによる鋼材破断およびこれに伴う著しい耐力低下などの深刻な状況が予想されることが原因である。現時点では、塩害による劣化が顕在化した段階からの根本的な補修はほとんど不可能であり、補強による機能回復を目指すか、撤去・再構築という最終選択を行うことになる[1]。

そこで本章では、塩化物を含んだプレテンション型PC供試体にデサリネーションを施すことにより、デサリネーションがPC鋼材の水素脆化に与える影響およびPCはり部材の力学的挙動に与える影響について検討を行い、PC構造物へのデサリネーション適用可能性を評価することとした。

6.2 においては、PC鋼材のような高強度鋼の水素脆化メカニズムについてまとめる。6.3 では本章で行った実験の概要について述べ、6.4 においては、通電処理後のPC鋼材自然電位測定結果から、通電期間中のカソード反応による水素発生状況を推定する。6.5 においては、デサリネーションを適用したPC部材中のPC鋼材を対象とした低ひずみ速度引張試験および吸蔵水素量測定を行うことにより、PC鋼材自身の水素脆化挙動を把握する。さらに、6.6 においては、デサリネーションを適用したPCはり部材の静的曲げ載荷試験を行うことにより、PC鋼材の水素脆化がPC部材としての力学的挙動に与える影響を明らかにする。最後に、6.7 においてPC構造物へのデサリネーション適用の考え方を示す。

6.2 高強度鋼の水素脆化メカニズム

デサリネーション適用時に陰極となるPC鋼材の近傍では、以下に示すカソード反応が生じていると考えられる。



式(6.1)は陰極近傍に十分な酸素が存在し、かつ、カソード電位が水素発生電位よりも貴な場合に支配的な反応となるが、これらの条件が満たされない場合には式(6.2)の反応が支配的と

なるものと考えられる。水素発生電位はネルンスト式から計算される平衡電位よりも卑な値となるが、この平衡電位と水素発生電位の電位差である過電圧は電流密度、温度、鋼材の表面状態等により異なるため、その決定は難しいとされている[2]。従来の研究から、この過電圧分を無視して、平衡電位を水素発生電位の目安とすることの妥当性が確認されている[3]。一般に健全なコンクリート中細孔溶液の pH は 12.5 程度であることから、ネルンスト式を用いて計算される平衡電位は 25℃ の条件下で $-934 \text{ mV vs Ag/AgCl}$ となる。ただし、デサリネーションを施したコンクリート中の鉄筋近傍における pH はカソード反応により 13.6 程度まで上昇する[4]ため、この場合の平衡電位は $-998 \text{ mV vs Ag/AgCl}$ となる。

式(6.2)の反応が卓越し、水素原子が発生すると、この水素原子は PC 鋼材中の結晶格子中を拡散し、転位、原子空孔、粒界、介在物界面などのトラップサイトに集積する。これらの水素の内、転位、原子空孔、粒界などに弱くトラップされた水素は、常温で拡散可能な拡散性水素と呼ばれ、水素脆化による遅れ破壊の直接的な原因であるといわれている[5]。ただし、トラップサイトに吸蔵された微量の水素が水素脆化割れを誘発するメカニズムに関しては、水素原子が 10 原子層程度の領域で鉄原子間の結合を弱めるとする格子脆化説や、亀裂の先端に集まった水素が脆い水素化物を生成して割れの進展を促すという説、さらには、水素自身よりは水素をトラップしている欠陥部分が問題であり、水素の存在により原子空孔のようなトラップサイトが密度を増して集合体を形成し、その部分の結晶格子を不安定化させるという説など様々な説があり、未だ解明には至っていないのが現状である[6]。

6.3 実験概要

6.3.1 実験要因

供試体にはコンクリートの練混ぜ水に溶解した形で塩化物(NaCl)を混入した。コンクリート中の Cl^- 量としては基本的に 8.0 kg/m^3 としたが、コンクリート中の Cl^- による鋼材腐食の影響を検討する際の比較用に塩化物を混入しない供試体も作製した。

電流密度は PC 鋼材表面に対して 5.0 A/m^2 、通電期間は 8 週間を基本レベルとした。また、電流密度の影響を検討するために、 10.0 A/m^2 および 15.0 A/m^2 の通電処理を行うシリーズも設けた。通電方法は 3.2.3 に示した通りであるが、電解液はすべて飽和水酸化カルシウムとし、陽極は白金メッキチタンメッシュを用いた。

通電処理終了後の静置期間の影響を検討する供試体については、PC 鋼材の緊張力を保持したまま、一定期間 (3 日、1 週間、1 ヶ月、6 ヶ月、1 年) 室内静置した。なお、静置条件は温度 20℃、湿度 60% の恒温恒湿状態とした。

PC 鋼材は高周波誘導加熱焼入れ焼戻しを施した PC 鋼棒 2 種類 ($\phi 13 \text{ mm}$ の B 種 1 号および C 種 1 号) と、冷間引抜加工を施した異形 PC 鋼線 ($\phi 9 \text{ mm}$) の計 3 種類を用いた。

プレストレスの導入方法としてポストテンション方式を採用した場合、シース内部 (PC 鋼材近傍) に存在する Cl^- を抽出することは難しく、シース外部の Cl^- を抽出する場合は、シースが陰極となる。これに対して、プレテンション方式では PC 鋼材が直接陰極となるため、PC 鋼材はより直接的に電流の影響を受けることになる。今回は、水素脆化に対してより厳しい条件となるプレテンション方式を採用した。また、設計荷重作用時の PC 鋼材の許容応

表 6-1 本章における実験の概要

<角柱供試体 (PC鋼材の切欠きなし) >

鋼材種類	B種1号					C種1号							冷間加工		
	0	50		60		0	50		60					60	
緊張レベル (%)	0	50		60		0	50		60					60	
電流密度 (A/m ²)	0.0	0.0	5.0	0.0	5.0	0.0	0.0	5.0	0.0	5.0		10.0	15.0	0.0	5.0
処理期間 (週)	8	8	8	8	8	8	8	8	4	8	4	8	8	8	8
静置期間*	0	0	0	0	A	0	0	0	0	0	0	A	0	0	B
低ひずみ速度引張試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
吸蔵水素量測定						○	○	○	○	○	○	○			

<角柱供試体 (PC鋼材の切欠きあり) >

鋼材種類、緊張レベル	C種1号、60%															
電流密度 (A/m ²)	0.0					5.0										
処理期間 (週)	0					1	2	4				6	8**			
静置期間	0					0	0	0				0	B			
切欠き深さ (mm)	0.5	1.0	1.5	2.0	1.0	1.0	0.5	1.0	1.5	2.0	1.0	0.5	1.0	1.5	2.0	
低ひずみ速度引張試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
吸蔵水素量測定																

<PCはり供試体>

鋼材種類	B種1号					C種1号						
	50		60			50		60				
緊張レベル (%)	50		60			50		60				
電流密度 (A/m ²)	0.0	5.0	0.0	5.0		0.0	5.0	0.0	5.0			
処理期間 (週)	8					8						
静置期間 (週)	0	0	0	4	0	4	0	0	0	4	0	4
静的曲げ載荷試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
PC鋼材自然電位測定				○		○				○		○

* : 静置期間の 0 は通電処理終了直後を示す。A は、0、3 日、7 日、30 日、6 ヶ月および 1 年までの静置を示し、B は 0、7 日および 30 日までの静置を示す。

** : 4 週通電→2 週静置→4 週通電の断続的通電を含む。

力度として、 $0.60\sigma_{pu}$ (PC鋼材の引張強度(MPa)) と $0.75\sigma_{py}$ (PC鋼材の降伏強度(MPa)) のうち小さい方の値を与えている道路橋示方書[7]の規準を勘案して、鋼材の導入緊張応力としては、各鋼材引張強度の 50% および 60% を採用した。なお、比較用に無緊張の角柱供試体も併せて作製した。

孔食を伴う場合を想定した PC 鋼材については、 $\phi 0.1$ mm のワイヤーソーによる切欠きを、PC 鋼材の中央部分に 1 カ所あらかじめ導入した上で、切欠き部分に 1 週間の塩水噴霧を行うことにより、腐食を発生させた。切欠き深さは 0.5、1.0、1.5 および 2.0 mm の 4 レベルを設定した。

所定の通電処理および静置期間経過後の試験項目としては、デサリネーション適用後の PC 角柱供試体からはつりだした PC 鋼材の低ひずみ速度引張試験と吸蔵水素量測定および P

表 6-2 コンクリートの示方配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	単体量 (kg/m ³)					
			セメント	水	細骨材	粗骨材	AE 減水剤	Cl
39	43	25	434	169	731	982	4.67	8.0

表 6-3 P C 鋼材の物理的および化学的特性

鋼材種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)	化学成分 (%)					
				C	Si	Mn	P	S	Cu
B 種 1 号 (SBPR930/1080)	1047	1115	10.0	0.35	1.74	0.74	0.016	0.006	0.01
C 種 1 号 (SBPR1080/1230)	1228	1273	8.0	0.35	1.74	0.74	0.016	0.006	0.01
冷間加工 P C 鋼線 (SWPD1L)	1415	1603	6.5	0.82	0.24	0.75	0.012	0.008	0.01

C はり 供試体の静的曲げ 載荷試験と P C 鋼材の自然電位経時変化測定からなる。これらの概要を表 6-1 に示す。各要因の供試体数は 2 体とした。なお、比較用に製造時の状態における各種 P C 鋼材の低ひずみ速度引張試験および吸蔵水素量測定を併せて行った。

6.3.2 供試体の作製および処理方法

(1) コンクリートの配合および使用材料

供試体に用いたコンクリートの示方配合を表 6-2 に示す。

セメントは普通ポルトランドセメント (比重 3.16)、細骨材は新潟県 姫川流域産の川砂 (比重 2.61、吸水率 2.02 %、F. M. 2.76)、粗骨材は新潟県 姫川流域産の川砂利 (比重 2.66、吸水率 1.04 %、F. M. 6.94) 塩化物としては精製塩 (NaCl、純度 99%) を用いた。本章で用いたコンクリートは P C に用いることを想定した配合としており、コンクリートの目標強度を 40 MPa としたところ、円柱供試体による 28 日強度は 43 MPa であり、目標値を満足していた。

使用した P C 鋼材の機械的性質および化学組成を表 6-3 に示す。

(2) 角柱供試体

角柱供試体のコンクリート部分は 15×15×40 cm の直方体とし、正方形断面の中央部分にプレテンション方式で緊張した P C 鋼材を配した。なお、コンクリートのクリープと乾燥収縮によるプレストレスの損失を防止するために、コンクリートそのものへのプレストレス導入は行わず、鋼製の緊張枠にて反力を保持した。角柱供試体の概略図を図 6-1 に示す。

(3) はり供試体

はり供試体は、幅 10 cm、高さ 20 cm、全長 160 cm とし、有効高さ 13.3 cm の位置にプレテンション方式で緊張した P C 鋼棒 (B 種 1 号または C 種 1 号) を 1 本配した。また、せん

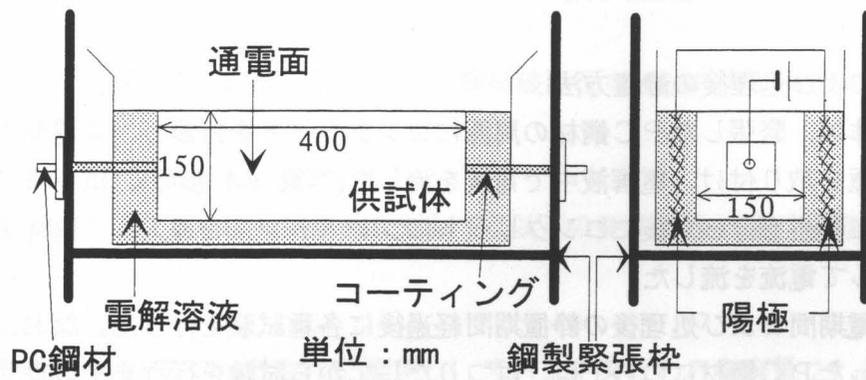


図 6-1 PC角柱供試体

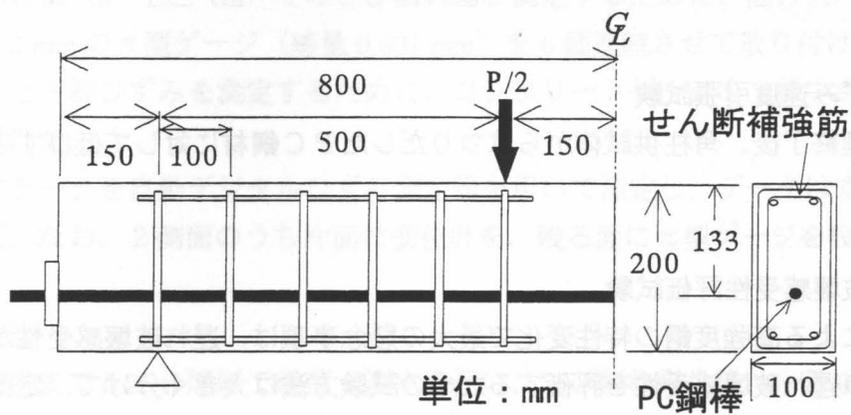


図 6-2 PCはり供試体

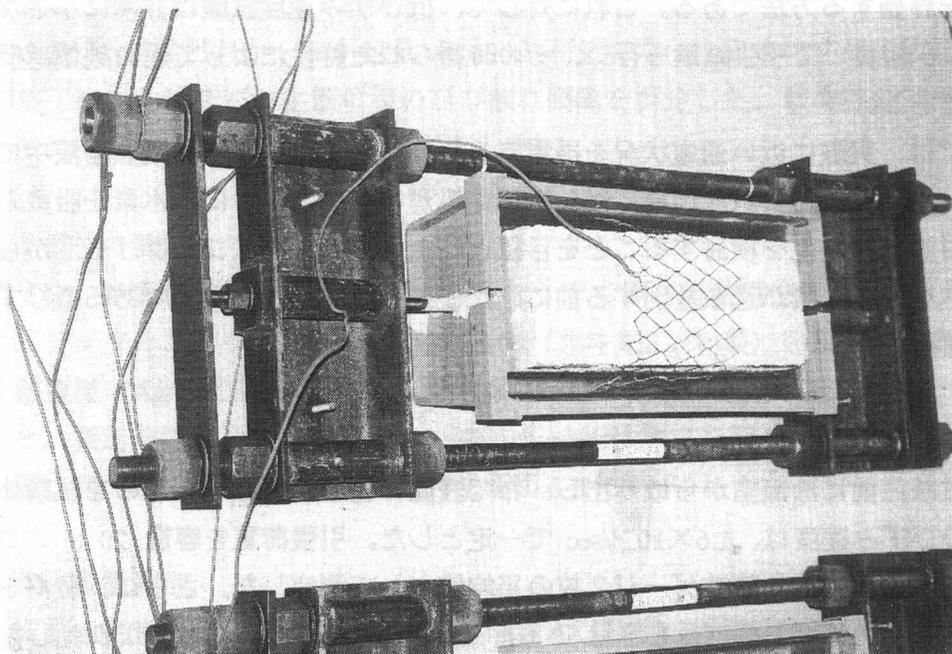


写真 6-1 PC角柱供試体の通電処理状況

断スパンには 10 cm 間隔でせん断補強筋を配した。せん断補強筋および組立て筋にはエポキシ樹脂塗装鉄筋 D10 SD295A を用いた。はり供試体の概略図を図 6-2 に示す。

(4) 通電および処理後の静置方法

角柱供試体は、緊張した P C 鋼材の周囲にコンクリートを打設し、4 週間の湿布養生を行った後に電極を取り付け、電解液中で電流を流した(写真 6-1 参照)。はり供試体は、打設後 4 週間の湿布養生を行った後にコンクリートにプレストレスを導入し、電極を取り付け、電解溶液に浸して電流を流した。

所定の通電期間および処理後の静置期間経過後に各種試験を行った。なお、角柱供試体からはつりだした P C 鋼材については、はつりだしてから試験を行うまでの期間中、通電処理によって鋼材に吸蔵された水素の大気中への拡散放出を防ぐために、すべて -30°C 以下で冷凍保存した。

6.3.3 低ひずみ速度引張試験

所定の処理終了後、角柱供試体からはつりだした P C 鋼材に対して低ひずみ速度引張試験を行った。

(1) 遅れ破壊感受性評価試験

水素脆化による高強度鋼の特性変化で最大の懸念事項は、遅れ破壊感受性が増大することである。この遅れ破壊感受性を評価するための試験方法は大きく分けて、定荷重または定ひずみ試験方法と低ひずみ速度試験方法 (SSRT) に分類することが出来る[8]。FIP 試験に代表される定荷重試験は、静的一定荷重下での割れの発生または破断時間の大小によって遅れ破壊感受性を評価する方法である。これに対して、低ひずみ速度試験は非常に小さなひずみ速度 ($10^{-6}/\text{sec}$ 程度) で引張試験を行い、その時得られた特性によって遅れ破壊感受性を評価する方法である。

本研究では、実際に近い通電状況を再現するために、コンクリート疑似溶液中ではなくコンクリート中に埋め込まれた鋼材に対して通電処理を行い、さらに、水素を吸蔵した状態での P C 鋼材の特性変化を検討することを目標とした。このため、コンクリートからはつりだした P C 鋼材から水素が逸散放出する前に、比較的迅速な評価が可能である低ひずみ速度引張試験を採用した。

(2) 試験方法

鋼材は試験直前に冷凍室から取り出し、布で表面の霜をふき取ったものを試験体とした。引張試験のひずみ速度は、 $1.6 \times 10^{-5}/\text{sec}$ で一定とした。引張荷重を容量 20 tf のロードセルで、P C 鋼材のひずみを塑性ゲージ 2 枚の平均値として測定した。さらに、载荷を行った万能試験機のクロスヘッド変位量を容量 50 mm (感量 0.01 mm) の変位計で測定した。また、破断後の鋼材絞り ϕ を次式により求めた。なお、鋼材断面積は JIS Z 2241 に従い測定した。

$$\varphi = (A_0 - A) / A_0 \times 100 \quad (\%) \quad (6.3)$$

ここに、 A_0 ：原断面積 (mm^2)、 A ：破断後の最小断面積 (mm^2)

また、低ひずみ速度引張試験終了後に、P C 鋼材破断面の SEM 観察を行った。

6.3.4 P C はりの静的曲げ載荷試験

所定の処理が終了した P C はり供試体に対して、以下の要領で静的曲げ載荷試験を行った。

(1) 測定項目

載荷荷重を容量 10 tf のロードセルで測定し、スパン中央たわみを容量 25 mm (感量 0.01 mm) の変位計で測定した。

また、主筋位置 ($d=13.3$ cm) でのひび割れ幅を測定するために、曲げスパン側面に検長 50 mm、容量 2 mm の π 型ゲージ (感量 0.001 mm) を 6 個連続させて取り付けた。

上縁ひずみと下縁ひずみを測定するために、コンクリートゲージを上縁中央および下縁中央に貼り付けた。

以上の測定データを自動デジタルひずみ測定器を用いて測定し、データはすべてパソコンに取り込んだ。なお、2 側面のうち片面に変位計を、残る面に π 型ゲージを設置した。

(2) 載荷方法

ひび割れ発生まで 0.25 tf 間隔で載荷・測定を行い、ひび割れ発生後、一旦 0.25 tf まで除荷した。さらに 0.25 tf 間隔で載荷し、降伏点に達した後は変位制御に切り替え、0.3 mm 間隔で載荷・測定を行った。中央変位が 5 mm を越えた時点からは 0.5 mm 間隔で載荷し、荷重が最大荷重の 8 割以下になるまで載荷を行った。

6 個の π 型ゲージはどれか一つが容量 (2 mm) 付近になったときにすべて取り外した。また、載荷終了後に曲げスパン主筋位置のひび割れ間隔を測定した。載荷時のスパン割りはすべての供試体に対して図 6-2 に示した通りとした。

6.3.5 自然電位の測定

通電終了後、静置期間中のはり供試体に対して、P C 鋼材自然電位の経時変化を測定した。

測定にはデジタルエレクトロメータ HE-106 (北斗電工(株)製) を用い、照合電極として飽和塩化銀電極 (Ag/AgCl) を用いた。測定点は、はり側面の主筋位置で長手方向に 10 cm 間隔とした。測定前にはり表面に散水し、30 分経過後に測定を行った。測定は静置期間の 1 ヶ月間、週 2 回のペースで行った。測定方法を図 6-3 に示す。

6.3.6 吸蔵水素量測定

吸蔵水素量を測定した P C 鋼材は、通電処理および所定の静置期間を終了した角柱供試体からはつりだしたものと、曲げ載荷試験終了後の P C はりからはつりだしたものをを用いた。

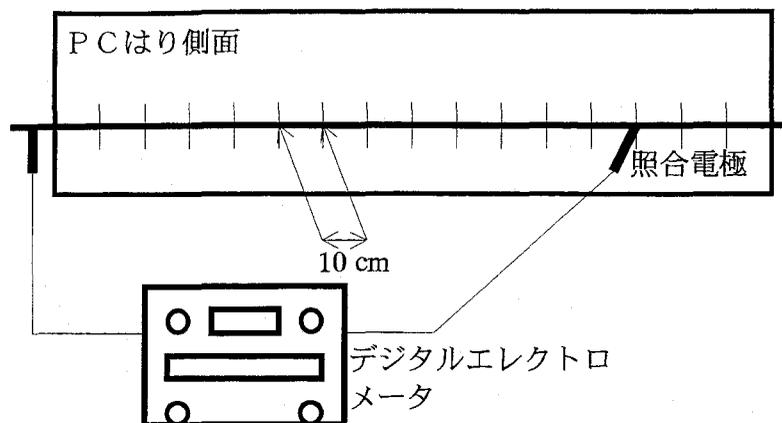


図 6-3 PCはり供試体中のPC鋼材自然電位測定方法

測定は、ガスクロマトグラフ（株）島津製作所製）を用いた昇温式の水素分析によって鋼材の吸蔵水素量測定を行った。

鋼材は冷却しながら約 5 cm（質量約 50 g）に切断した後、アセトン中で超音波洗浄したものを試験片とした。この試験片をアルゴンガス（50 ml/min）中で 100°C/hr の昇温速度で室温から 600°Cまで加熱し、その間に試験片から放出された水素を 5 分間隔で定量した。

6.4 PC鋼材の自然電位経時変化

PCはり供試体に 5.0 A/m^2 で 8 週間の通電処理を施した後に 1 ヶ月間、PC鋼材の自然電位の経時変化を測定した。60%で緊張したPC鋼材を使用したはりの測定結果を図 6-4 および図 6-5 に示す。図 6-4 は供試体中の電位分布を示しており、図 6-5 は各供試体平均値の経時変化を示している。図中の折れ線はそれぞれ 1 つの供試体に対応しており、領域の区分は

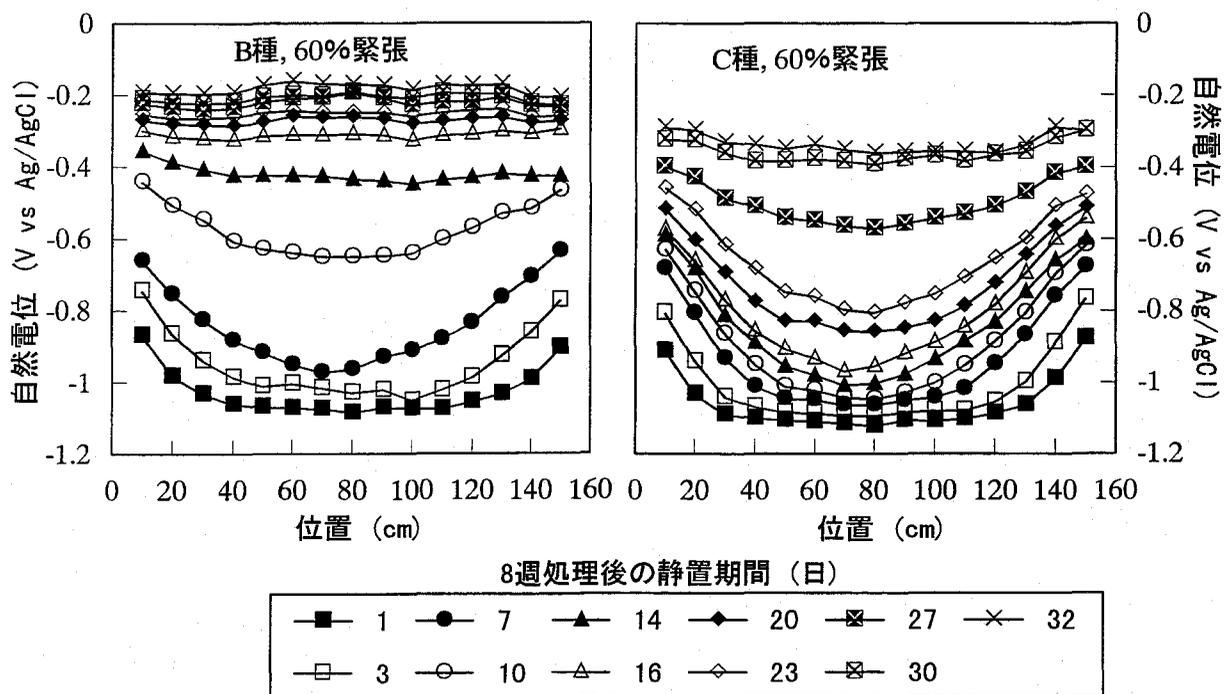


図 6-4 PCはり供試体中のPC鋼材自然電位分布経時変化

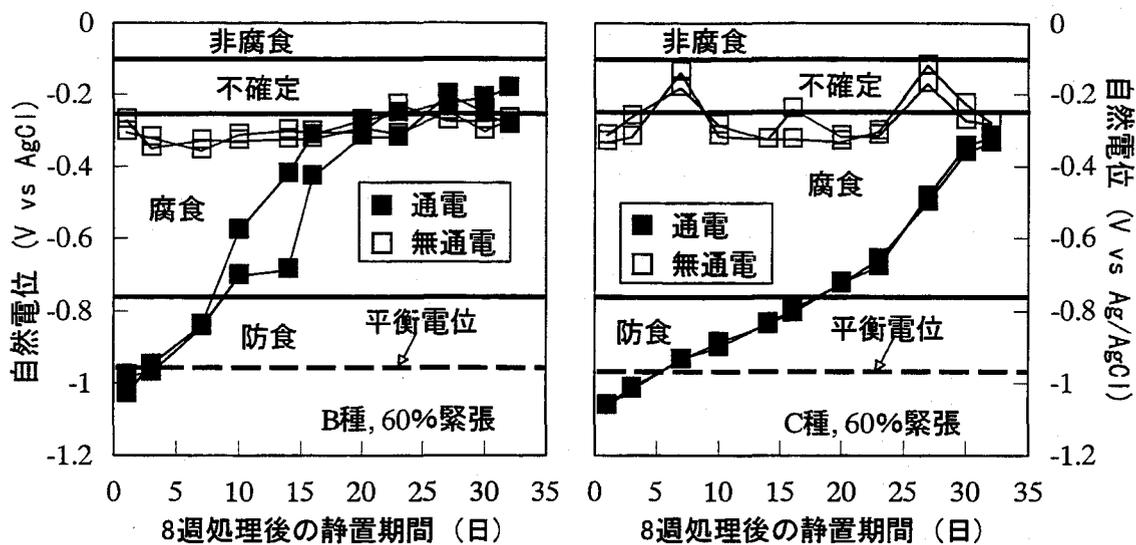


図 6-5 PC鋼材自然電位平均値の経時変化

ASTM の判定基準に JCI により規定された防食領域[9]を加えたものである。

図 6-4 によると、処理中にカソード分極されていたPC鋼材の自然電位は、処理後に徐々に貴変しており、特にはりの両端部分が比較的速やかな貴変を示している。これは、はり中央部と比較して両端部は酸素の供給量が大きく、不動態被膜の再形成も比較的速やかであることが原因と考えられる。

図 6-5 によると、無通電の場合のPC鋼材は腐食環境にあるために自然電位は不確定領域および腐食領域にあるが、通電処理を行った場合には、処理終了直後の自然電位は防食領域にある。この場合、前述の水素発生電位よりも卑な電位となっており、処理終了後も電場の影響が強く残っていることが分かる。また、鉄筋近傍の pH 上昇を考慮しても、通電期間中にカソード反応による水素が発生していたことは確実であり、PC鋼材の水素脆化が生じている可能性が高いものと考えられる。この後、外部からの酸素の供給とともに鋼材は不動態被膜に覆われ、鋼材の電位は徐々に貴変し、処理終了後5日ほどで水素発生電位よりも貴な電位となっている。

石井らは通電処理によりカソード分極されたPC鋼線に対して、通電停止後1週間までの時間経過と吸蔵水素量変動の関係を調べた結果、時間の経過に伴い拡散性水素のピークが小さくなり、水素脆化が回復する傾向にあることを報告している[3]。処理後のPC鋼材の自然電位変化と拡散性水素の拡散放出現象および水素脆化の緩和回復現象との間に明確な関係があるかどうかについては、現段階では不明であるが、少なくともPC鋼材の自然電位が水素発生電位よりも貴な値であるかぎり、水素脆化による遅れ破壊の危険性は減少しつつあると判断できるであろう。

6.5 通電処理によるPC鋼材の水素脆化

6.5.1 応力-ひずみ関係の推定

デサリネーション終了後、角柱供試体からはつりだしたPC鋼材の低ひずみ速度引張試験を行ったときに得られる、引張荷重、鋼材ひずみおよび万能試験機クロスヘッドのストロー

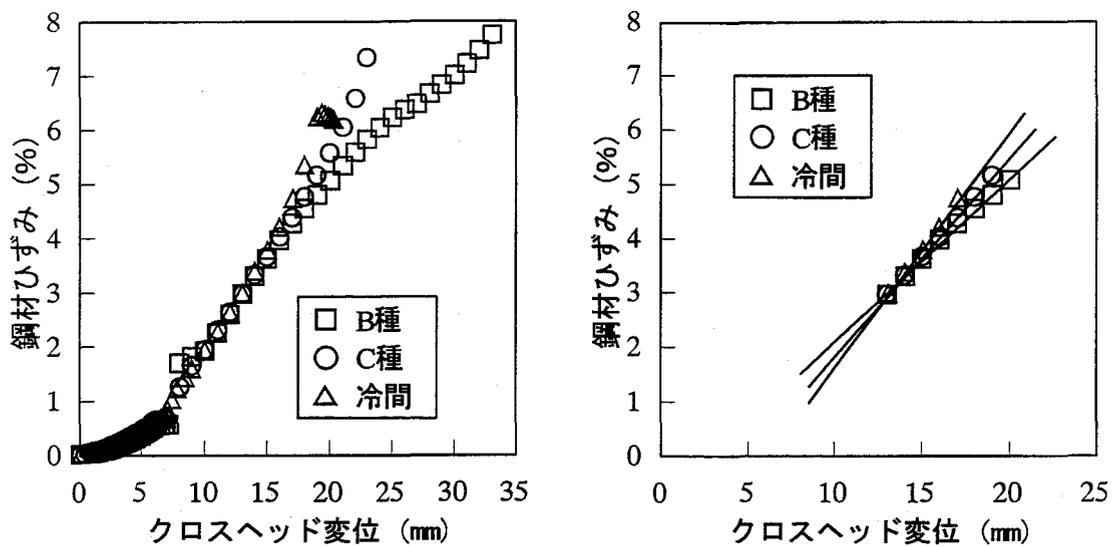


図 6-6 PC鋼材ひずみとクロスヘッド変位の関係 (切欠きなし)

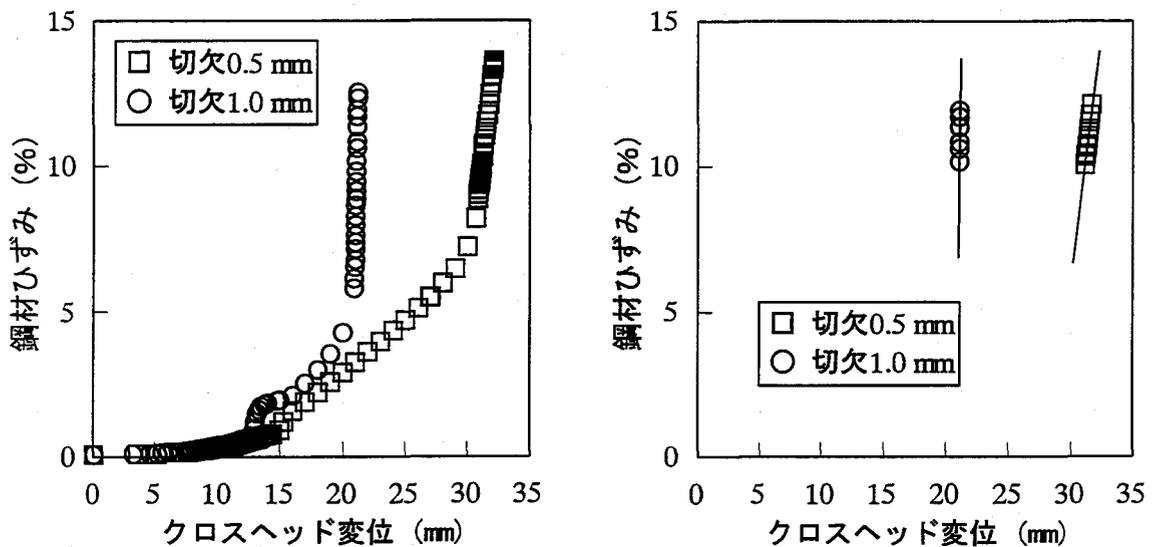


図 6-7 PC鋼材ひずみとクロスヘッド変位の関係 (切欠きあり)

ク量から、破断点までの応力-ひずみ曲線を近似的に求めることを試みた。

鋼材の引張による伸び挙動は、引張強度発現点近傍までの全体伸びの段階と、それ以降破断点までの局部伸びの段階に分けることができると考えられる。PC鋼材に貼り付けたひずみゲージは塑性ゲージを用いており、全体伸びの段階のひずみは測定可能であるが、局部伸びがゲージ貼り付け部分以外で進展すると、破断時までの測定は不可能となる。今回の実験では、鋼材の切削加工を行わなかったために、切欠きを入れない鋼材の場合には、局部伸びまでひずみゲージで測定することはできなかった。これに対して、切欠きを入れた鋼材の場合には破断位置が特定できるために、切欠き付近にひずみゲージを貼り付けることにより、破断に近い時点までひずみゲージによる測定が可能であった。

切欠きを入れない各種製造時鋼材の低ひずみ速度引張試験から得られた鋼材ひずみとクロスヘッドストローク量の関係を図 6-6 に示す。これによると、弾性領域から塑性領域の初期にかけては、鋼材の断面縮小に伴うチャック (鋼材つかみ部分) の食い込みなどの影響で、

ストローク量の増大が大きくなっているが、鋼材ひずみで3%から5%程度の塑性領域で両者の線形関係が現れていることが分かる。さらに、その後ひずみが大きくなり、局部伸びが支配的になるとこの線形関係は再び崩れることになる。切欠きを入れない供試体の場合は、この3%から5%までの線形関係を用いて、5%以降の鋼材ひずみをストローク量から近似的に計算し、破断時点までの応力-ひずみ曲線の概形を得ることとした。

一方、切欠きを入れた無通電鋼材の低ひずみ速度引張試験から得られた鋼材ひずみとクロスヘッドストローク量の関係を図6-7に示す。これによると、図6-6において見られた直線関係の部分よりも大きな鋼材ひずみの部分に傾きの異なる別の直線関係が見られる。この後半部分が局部伸びに対応しているものと考えられ、切欠きを入れた鋼材の場合には、鋼材ひずみで10%から12%までの線形関係を用いて12%以降の鋼材ひずみをストローク量から近似的に計算し、破断時点までの応力-ひずみ曲線の概形を得ることとした。なお、近似式は鋼材によって異なるが、近似に用いた鋼材ひずみデータの範囲は上記の通りで一定とした。

6.5.2 各種P C鋼材の水素脆化挙動

(1) 吸蔵水素量

吸蔵水素量の測定は、各供試体につき2回行っており、以下の分析はこれらの平均値によるものとする。引張強度の60%で緊張した場合のC種鋼材の水素放出曲線を図6-8に示す。図の縦軸には昇温時間1分間あたりに検出された水素量を水素放出速度として示した。図6-8によると、無通電の場合と比較して、通電処理を行った場合に吸蔵水素量の大幅な増加が見られる。特徴的な点としては、2カ所の水素放出ピークを形成していることが挙げられる。温度が低い方を第1ピーク、高い方を第2ピークとする。4週間通電と8週間通電を比較すると、通電期間が長い方が全体に吸蔵水素量は大きい。最初の4週間通電が終了した後の増分は比較的小さく、4週間通電でほぼ飽和状態にあったものと予想される。また、無通電の場合に、550 K付近に小さな放出ピークが1つ検出されている。これは、腐食反応のカソード反応により、P C鋼材に吸蔵された水素であると考えられる。

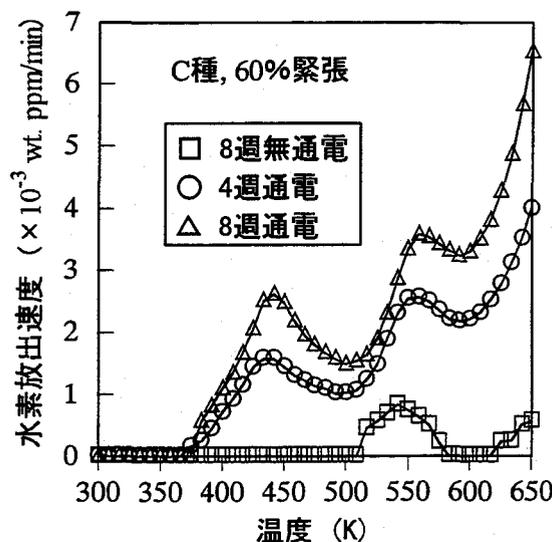


図6-8 C種鋼材の水素放出曲線

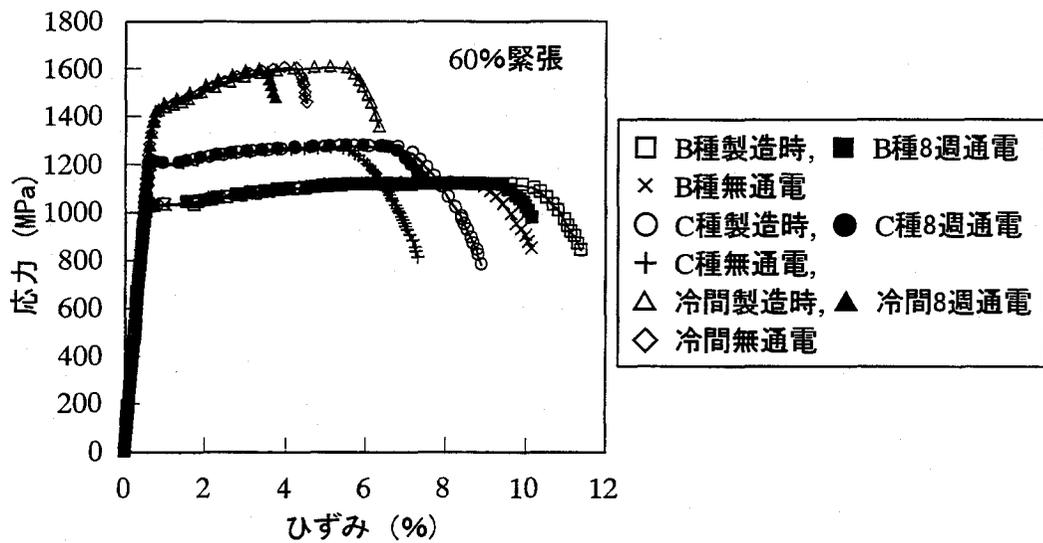


図 6-9 通電処理が応力-ひずみ関係に与える影響

高井らによると、第1ピークの水素は、転位、原子空孔、粒界に弱くトラップされた水素であり、第2ピークの水素は、介在物に強くトラップされた水素であるとしている[10, 11, 12]。また、鈴木らは、鋼材中に吸着された水素は、常温から 523 K(250℃)以下の温度で拡散可能であり、水素脆化に直接関係する不安定な拡散性水素と、523 K(250℃)以上の高温で拡散し、水素脆化には直接関係しない安定した非拡散性水素に分類されるとしている[5]。これより、図 6-8 における第1ピークの放出水素が、主として、PC鋼材の遅れ破壊に影響を与えるような水素脆化の原因となる拡散性水素であり、第2ピーク以降の高温側における放出水素は比較的拡散性の低い水素であると考えられる。

(2) 応力-ひずみ関係および絞り

切欠きのないPC鋼材に対して引張強度の60%の緊張を行い、8週間の通電処理を行った直後の応力-ひずみ曲線を図 6-9 に、通電処理が鋼材破断時の絞りに与える影響を図 6-10 に示す。なお、比較用として、各種鋼材の製造時の状態における試験結果を併せて示す。また、応力-ひずみ曲線および絞りについては、同じ条件で通電処理を行った2本の供試体の平均を示した。

図 6-9 によると、弾性領域および荷重降下が始まるまでの塑性領域において、通電処理の影響は非常に小さい。よって、鋼材の弾性係数、降伏強度および降伏ひずみ、引張強度といった特性値にはデサリネーションはほとんど影響を与えていない。通電処理の影響が明確に現れるのは、荷重降下を開始してから破断するまでの領域であり、荷重降下開始時のひずみ、荷重降下域の長さおよび絞りといった終局段階の特性値に変化が見られる。前述したように、この領域のひずみは近似計算を行っており、絶対値そのものを定量的に検討することは困難であるため、相対的な比較を行う。荷重降下開始点のひずみについてはB種鋼材およびC種鋼材の熱処理材の場合、通電処理により若干小さくなっている程度であるが、冷間加工材の場合、通電処理により大幅に減少している。また、荷重降下域の長さは鋼材の種類によらず、通電処理により製造時と比較して短くなっている。

図 6-10 によると、鋼材種類によらず、通電処理により絞り（延性）が低下しており、応力-ひずみ関係でも見られた脆性的な破断状況を示している。この様な破断挙動の違いは、(1) で示したデサリネーションによる PC 鋼材の水素吸蔵に伴う水素脆化に起因していると考えられ、製造時鋼材の場合との差が大きいほど水素脆化程度が厳しく、遅れ破壊の感受性が高い状態にあると考えられる。C 種鋼材の場合に 4 週間通電も行っているが、8 週間通電の場合の方が絞りの低下が大きいことから、4 週間通電の場合よりも 8 週間通電の場合の方が水素脆化の程度が厳しくなっていると言える。図 6-8 においては、

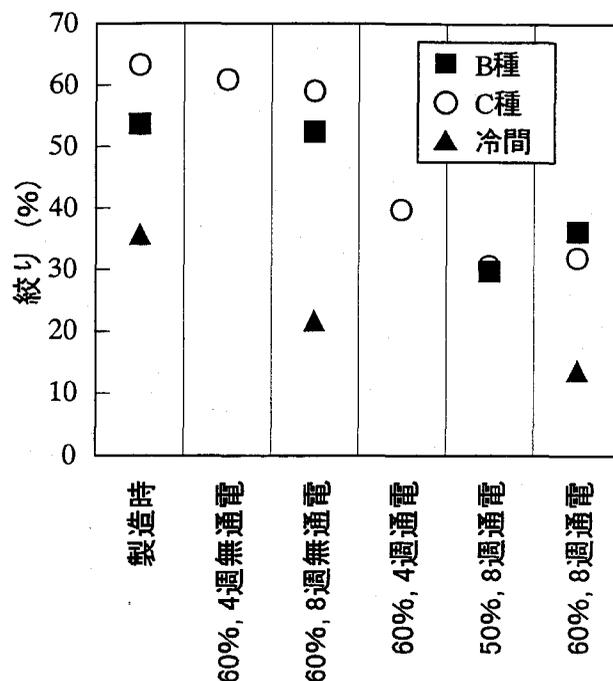


図 6-10 通電処理が鋼材破断時の絞りに与える影響

4 週間通電の場合と 8 週間通電の場合で吸蔵水素量の差は比較的小さかったが、微量であっても拡散性水素量が増加した場合には水素脆化程度は厳しくなることを示しているものと考えられる。

石井らは、PC 鋼材を -1000 mV より卑な電位にカソード分極しながら低ひずみ速度引張試験を行った結果、引張強度等への影響はないが、断面収縮率、伸び率および破断強度が変化したとしている[3]。なお、ここでの断面収縮率は本研究の絞りと同義である。これに対し、芦田らは、コンクリートの表面積に対して電流密度 1.0 A/m² および 2.0 A/m² で、4 週間および 8 週間の通電処理を行った後に PC 鋼材の引張試験を行った結果、鋼材ひずみ 5% までの応力ひずみ関係や絞りに通電処理の有無による有意差は認められず、デサリネーションレベルの直流電流を流しても PC 鋼材の力学的性能には影響を与えないとしている[13]。

石井らの検討結果は、本実験結果と良い相関を示している。これは、両者とも、カソード分極させた後の引張試験におけるひずみ速度が小さかったためであると考えられる。一般に、このような低ひずみ速度の引張試験により、遅れ破壊の感受性が評価できることから、本研究と石井らの研究からは水素脆化による遅れ破壊の感受性が破断挙動の変化として検出されたことになる。これに対して芦田らの報告では、ひずみ速度を制御しておらず、比較的速いひずみ速度で引張試験が行われた可能性がある。これによって、力学特性に有意な差は認められなかったことから、比較的速い速度での引張挙動には水素脆化の影響は現れにくいものと考えられる。

8 週間の通電処理を行った直後の絞り（延性）と製造時鋼材の絞りの比をとり、各種鋼材の引張強度との関係を図 6-11 に示す。なお、処理後 7 日間の静置を行った場合についても併せて示している。熱処理材と冷間加工材の遅れ破壊感受性を比較すると、一般に以下のような理由で冷間加工材の方が感受性が低いと言われている[12]。

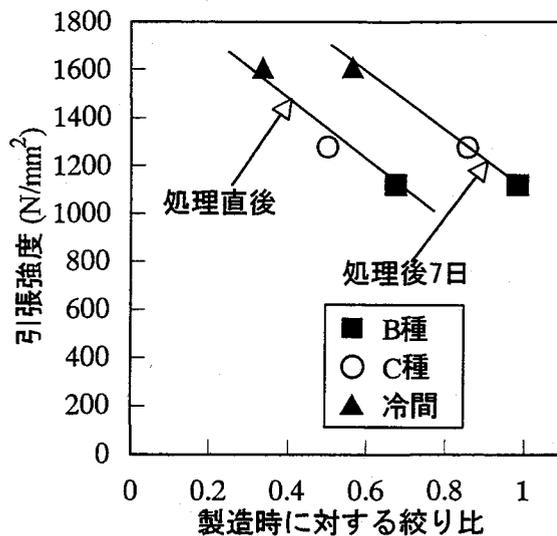


図 6-11 製造時に対する絞り比と引張強度の関係

- ・冷間加工により導入された高密度転位が水素を安定化させる有効なトラップサイトとなる。
- ・冷間加工による繊維組織が破断方向への亀裂進展の抵抗になる。

これに対して、今回の実験結果から、絞りの低下と水素脆化による遅れ破壊感受性を結びつけて考えると、図 6-11 に示したように冷間加工材の方が遅れ破壊感受性が高く、水素脆化程度が大きいという結果になっている。この理由として、まず、今回採用した熱処理材が高周波誘導加熱による短時間焼き入れ焼き戻しを行っていることから、通常の焼き戻しマルテンサイト材に比べて以下のような理由[6]で粒界結合力が強化され、遅れ破壊感受性が低くなっていることが挙げられる。

- ・結晶粒が微細である。
- ・粒界にフィルム状のセメンタイトが析出しない。
- ・炭化物の析出量が少なく、析出した炭化物は微細である。

さらに、今回採用した各種鋼材は強度が異なることから、図 6-11 に示したように引張強度で整理すると、引張強度が大きいほど遅れ破壊感受性が高いという、製造過程に依らない統一的な解釈が可能になることが分かる。

高井らは本実験で使用したものと同様の P C 鋼棒 (熱処理材) および P C 鋼線 (冷間加工材) を用いた FIP 試験を行い、負荷応力比 (負荷応力 / 引張強度) と破断時間の関係を図 6-12 のように示している[12]。FIP 試験は、6.3.3 (1) に示したように、水素吸蔵状態で定荷重載荷を行い、破断時間の大小によって遅れ破壊感受性を評価する試験である。高井らは図 6-12 より、P C 鋼線の方が遅れ破壊限度応力比が高いことから、一般に言われているように P C 鋼線の方が P C 鋼棒よりも耐遅れ破壊特性に優れているとしている。しかし、図 6-12 を破断時間の観点で見ると、P C 鋼棒の方が全体に長いことが分かる。本研究で採用した低ひずみ速度引張試験は、FIP 試験のような定荷重試験と異なり、強制的に鋼材を破断させるものであることから、図 6-12 における破断時間の特性を強調した可能性もある。この様なことも考慮して、今後は様々な観点から P C 鋼材の遅れ破壊特性を適切に判断していく必要がある。

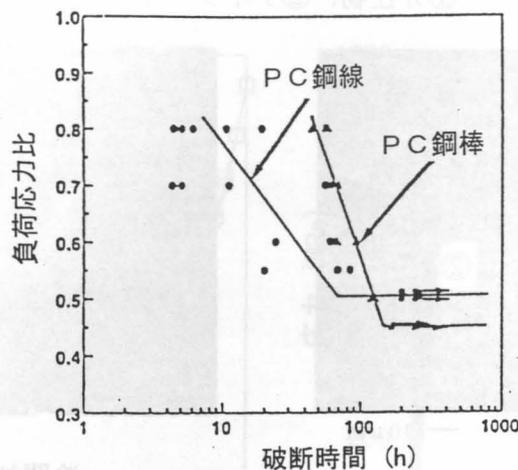


図 6-12 FIP 試験における、負荷応力比と破断時間の関係 [11]

(3) 破断面の SEM 観察

C 種鋼材および冷間加工材について、引張強度の 60% で緊張して 8 週間通電処理を行った直後の場合と、製造時鋼材の破断面の SEM 観察を行った。

これらの破断面全体の形状は写真 6-2 に示すようなカップアンドコーン型の延性破面であった。高倍率 (1000 倍) で観察した結果を写真 6-3 に示す。製造時鋼材の場合には、全面に延性破面に特徴的なディンプル状破面が見られ、鋼材中に見られる介在物周辺もディンプル状破面である。これに対して、通電処理を行った鋼材については、ほぼ全面でディンプル状破面であるが、介在物周辺では脆性破壊に特徴的な擬へき開破面が見られ、水素脆化が生じていたことを示している。通電処理によって絞りが低下する現象は、延性破壊に先立ち、介在物周辺で擬へき開割れ (脆性破壊) が進行したことが原因と考えられる。このような通電処理による擬へき開破面は冷間加工材よりも C 種鋼材の方が顕著に見られる。

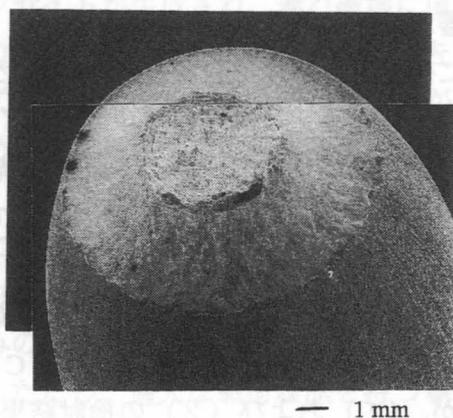
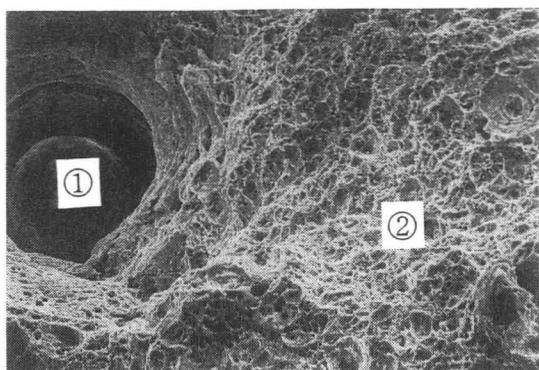


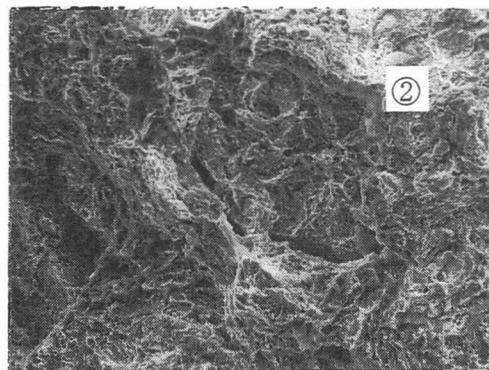
写真 6-2 破断面の SEM 観察結果 (C 種鋼材製造時)

①介在物、②ディンプル



— 10 μ m

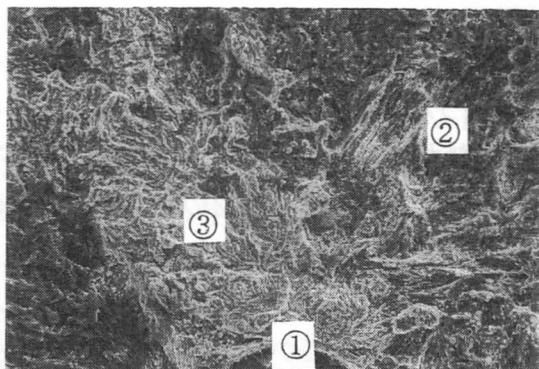
C種鋼材製造時



— 10 μ m

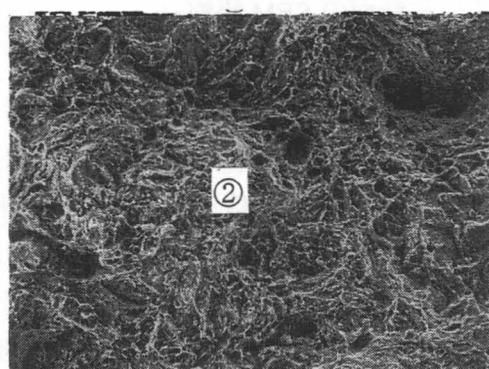
冷間加工材製造時

①介在物、②ディンプル、③擬へき開



— 10 μ m

C種鋼材、60%緊張、8週通電直後



— 10 μ m

冷間加工材、60%緊張、8週通電直後

写真 6-3 通電処理後の破断面の SEM 観察結果

石井らによると、水素の影響が認められた鋼材の破断面には、水素脆化特有の擬へき開破面が認められたものの、実験に供した試験片は金属組織的にはセメンタイトとフェライトが存在するパーライト組織であり、熱処理PC鋼材のマルテンサイト組織よりも水素脆化の感受性は小さいとしている[3]。なお、冷間加工パーライト組織と焼戻しマルテンサイト組織の金属組織が水素脆化による遅れ破壊感受性に与える影響については、(2)に示したとおりである。

本実験に使用した熱処理材(B種鋼材およびC種鋼材)の金属組織はマルテンサイト組織であり、冷間加工PC鋼線はパーライト組織であることから、C種鋼材の擬へき開割れが顕著であったものと考えられるが、(1)および(2)の検討結果からは今回の実験では冷間加工材の水素脆化程度が最も厳しかったと評価されることから、SEM観察によって水素脆化程度まで判定することは難しいものと考えられる。

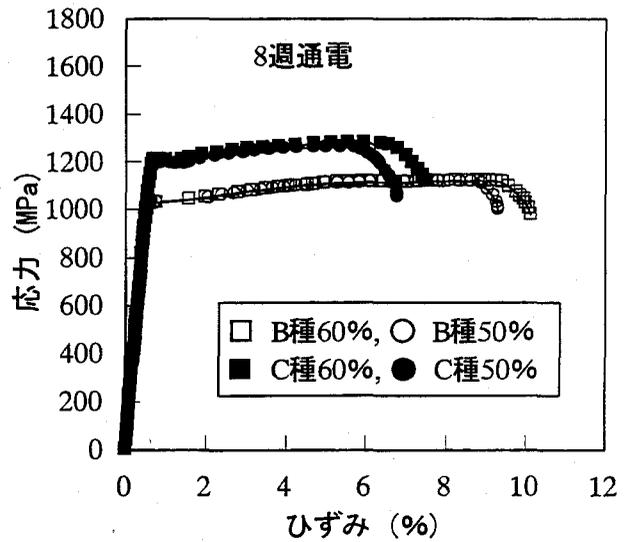
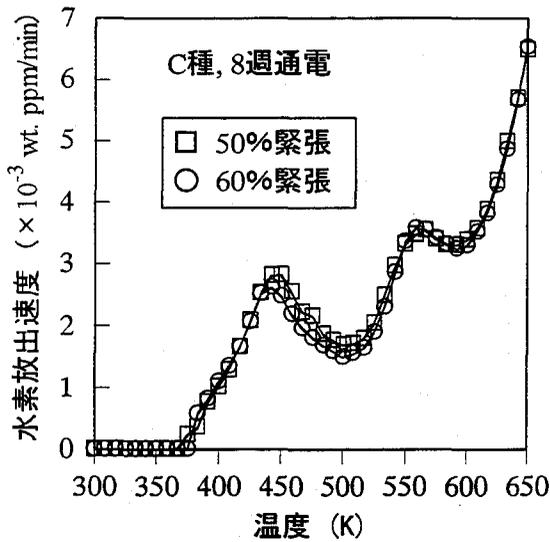


図 6-13 緊張レベルと水素放出曲線の関係 図 6-14 緊張レベルと応力-ひずみ曲線の関係

6.5.3 緊張レベル

緊張力の異なる熱処理材について、8週間通電処理を行った直後の水素放出曲線を図 6-13 に、低ひずみ速度引張試験から得られる応力ひずみ関係を図 6-14 に示す。これらの図からは引張強度の 50%と 60%では、緊張力の違いによる影響は顕著ではない。また、図 6-10 より、破断時の絞りについても緊張力の影響はほとんど見られない。

山川らは水素脆化割れ試験において負荷する応力には 2 つの意味があり、1 つは原子結合を切断する要因であり、もう 1 つは塑性変形をうながして水素含有量を増加させる要因であると述べている[14]。また、早川らは、応力負荷 $0.75\sigma_B$ (σ_B : 引張強度) では無負荷に比べ約 2 倍の水素を吸蔵することを報告しており[15]、高井らも負荷応力を $0.7\sigma_B$ から $0.8\sigma_B$ に増すと、吸蔵水素量は増加すると報告している[11]。さらに鈴木らは、塑性ひずみの存在により、新しく水素のトラップサイトが生成され、遅れ破壊に直接関係する拡散性水素の浸入が増大し、かつ拡散性水素の放出が遅延するという現象を報告している[16]。

これらの検討結果はいずれも応力負荷により塑性ひずみが形成され、これが新しく水素のトラップサイトとなるために、拡散性水素の吸蔵能が増大するというメカニズムに基づく現象である。これに対して、今回の実験では、道路橋示方書における設計荷重作用時の PC 鋼材許容引張応力度を参考にして、PC 鋼材引張強度の 50% および 60% を負荷応力として採用しているため、PC 鋼材の弾性領域での挙動を前提としている。これにより、今回は通電処理時における塑性ひずみの影響は小さいために、水素脆化程度にも緊張力の影響が現れなかったものと考えられる。ただし、過大な載荷履歴を持つ場合や、腐食による鋼材の断面減少が応力集中を引き起こしているような場合には、導入時の応力レベルを大きく上回る応力が PC 鋼材に負荷されている状況も考えられ、通電処理時には注意が必要であろう。

6.5.4 Cl⁻混入による鋼材腐食の影響

金属材料は引張応力の下で、腐食環境にさらされることにより脆性的な遅れ破壊形態をとることがある。この現象を環境脆化と称し、その機構によって応力腐食割れと水素脆化割れに区別される。応力腐食割れは鋼材がアノード部において局部的に溶解し、これにより生じる食孔を起点として割れが進展する現象である。これに対して、水素脆化割れは主として式(6.2)の反応により、カソード部において発生した水素が鋼材中に浸入し、引張応力作用下で吸蔵水素に起因する割れを生じる現象である[17]。

本研究では、主として、通電処理によりP C鋼材に浸入する水素に起因する水素脆化について検討しているが、鋼材の腐食反応によっても水素の生成および鋼材中への吸蔵が可能であり、高強度鋼の遅れ破壊の原因となりうることが報告されている[18]。

本実験の場合、通電処理を行った供試体からはつりだした鋼材については腐食が見られず、健全な状態であったが、無通電の場合には、鋼材表面が腐食生成物（赤さび）に覆われていた。このような鋼材腐食の影響を検討する目的で、無緊張の状態で塩化物を混入したコンクリートと無混入のコンクリートに埋め込んだP C鋼棒（B種鋼材およびC種鋼材）に関して実験を行った。無通電で8週間静置したときの水素放出曲線を図6-15に、低ひずみ速度引張試験から得られる応力-ひずみ関係を図6-16に、鋼材破断時の絞りを図6-17に示す。

図6-15によると、Cl⁻無混入の場合には水素放出ピークは見られないが、Cl⁻を混入した場合は、550 K付近に水素放出ピークが見られる。ここで見られる水素放出ピークは、鋼材の外観観察の際に確認された腐食のカソード反応に起因しているものと考えられる。また、図6-16および図6-17によると、Cl⁻無混入の場合のP C鋼材は製造時鋼材とほぼ同様の挙動を示しているのに対して、Cl⁻を混入した場合には応力-ひずみ関係における荷重低下開始の早期化や破断時絞りの低下が見られる。

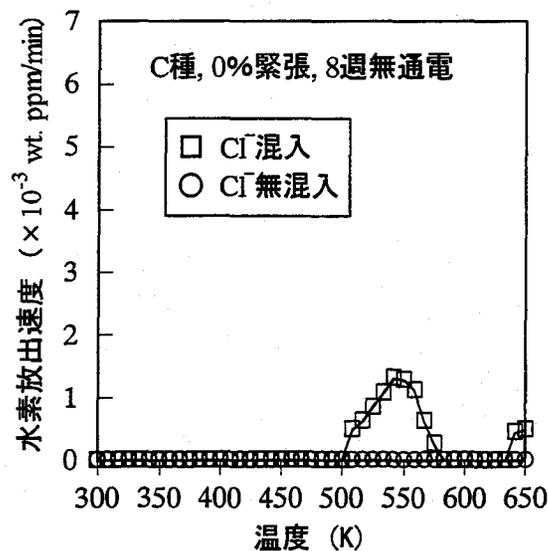


図6-15 Cl⁻の混入と水素放出曲線の関係

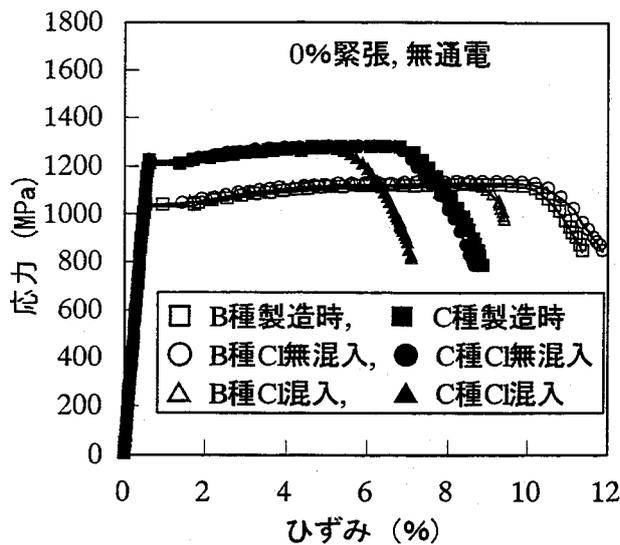


図 6-16 Cl⁻の混入と応力ひずみ曲線の関係

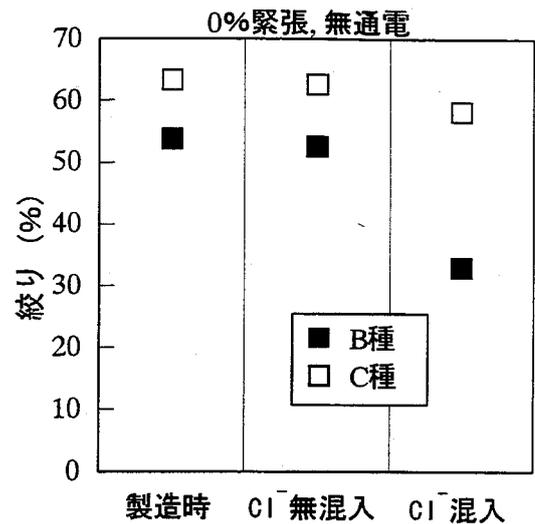


図 6-17 Cl⁻の混入と絞りの関係

以上より、腐食環境にあるPC鋼材の場合には、たとえ通電処理の影響を受けなくても、腐食反応により生成される水素を吸蔵し、水素脆化による遅れ破壊を生じる可能性がある。ただし、この場合の吸蔵水素は通電処理により吸蔵される水素の第1ピークよりは高温側で放出され、第2ピークに相当する水素のトラップサイトに吸蔵されているものと考えられる。

高井らは、球状介在物を多く含む1.5% Si-30 ppm Ca 複合添加高強度鋼の場合、応力を $0.7\sigma_B$ (σ_B : 引張強度) から $0.8\sigma_B$ まで増すと、第2ピークの水素、すなわち介在物界面にトラップされた水素が約2倍に増加し、それに伴い破断時間も急激に低下することを報告している[11]。また、この界面は、水素の集積サイトとなるばかりでなく、割れの拡大を助長する可能性があることを指摘している[11]。この場合は本研究よりも付加応力の大きい場合であり、単純に比較はできないが、第2ピークの水素でも条件によっては水素脆化による遅れ破壊を引き起こす可能性があることを示している。

図 6-15 で見られる水素放出ピークは、腐食反応のうち、カソード反応による水素生成に起因していると考えられるが、図 6-16 や図 6-17 に見られるような力学的挙動の変化が、応力腐食割れによるものなのか、水素脆化割れによるものなのか、あるいはその両方の影響があるのかということは現段階では判断できない。ただし、デサリネーションを適用した場合には、水素脆化割れの危険性は増大するものの、鋼材腐食環境の改善により、処理後に応力腐食割れの危険性が増大する可能性は小さくなる。これに対して、デサリネーションを適用しない場合でも、腐食環境下にあるPC鋼材は遅れ破壊を生じる可能性があり、しかもその可能性は経時的に増大することから、PC構造物の補修工法としてデサリネーションを適用することは有効であると言える。

6.5.5 高電流密度の影響

引張強度の60%で緊張したC種鋼材を用いた供試体に関して、電流密度を変化させたときの、低ひずみ速度引張試験から得られる応力-ひずみ関係を図 6-18 に、鋼材破断時の絞りを図 6-19 に示す。通電期間は8週間で統一しているため、電流密度が大きいほど通過電

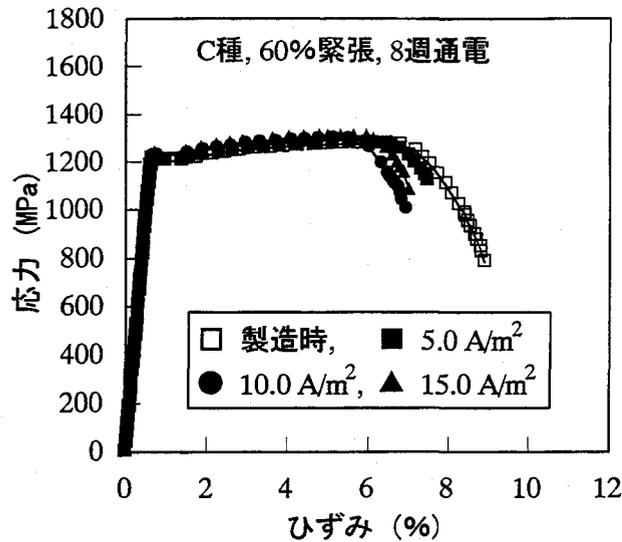


図 6-18 電流密度と応力-ひずみ曲線の関係

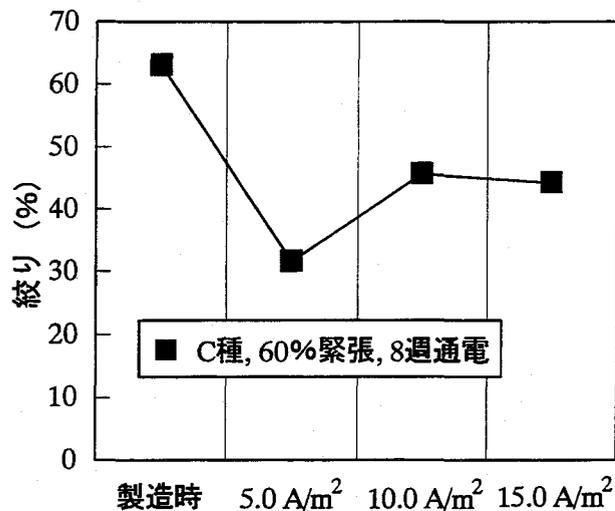


図 6-19 電流密度と破断時の絞りの関係

荷量は大きく、カソード反応により発生する水素量も電流密度に比例して大きくなるはずである。しかし、低ひずみ速度引張試験の結果を見ると、図 6-18 および図 6-19 に示すように、5.0 A/m² の場合と比較して、10.0 および 15.0 A/m² の場合の方が製造時鋼材の挙動に近づいている。これより、この様な高電流密度の場合に、P C 鋼材の吸蔵水素量が減少し、水素脆化程度が緩和されているものと考えられる。

馬庭らはプレテンション型 P C 供試体に過防食状態で通電処理を行ったところ、P C 鋼材に沿った縦ひび割れがコンクリートに発生したことを報告しており、この原因として、鋼材周辺に発生する水素ガスの膨張圧を挙げている[19]。また、J. E. Benett さんもコンクリート表面に対して 20.0 A/m² の電流密度で通電処理を行い、5000 A·h/m² に達したときにコンクリート表面にひび割れを観察している[20]。

今回の場合、10.0 および 15.0 A/m² の通電処理を行った場合でも、コンクリート表面にひ

び割れは観察されなかったが、P C鋼材近傍のコンクリート部分においては高電流密度による温度上昇や多量の水素ガス発生による過大な膨張圧の影響で微細ひび割れが発生していたものと考えられる。これにより、カソード反応により発生した水素の鉄筋近傍における濃度が希釈されるとともに、P C鋼材に対する水素ガス圧が低下し、P C鋼材の吸蔵水素量が小さくなったために、P C鋼材の水素脆化程度が緩和されたものと推察される。

6.5.6 処理終了後の水素脆化程度の緩和

鈴木らは水素吸蔵後の鋼材を室温で保持することにより、鋼材中の拡散性水素量が減少することを報告している[16]。また、石井らは通電停止後1週間までの時間の経過と水素量の変動の関係を調べ、時間の経過に伴い拡散性水素のピークが減少し、水素脆化が回復する傾向にあることを報告している[3]。デサリネーションは電気防食と異なり、一時的な通電処理で完了するため、処理終了後の拡散性水素の放出により、水素脆化程度が緩和されることが期待できる。

低ひずみ速度引張試験から得られる応力-ひずみ関係および鋼材破断時の絞りの処理終了後経時変化をそれぞれ図6-20および図6-21に示す。図6-20によると、通電処理により短くなっていた荷重降下域の長さが30日間の静置により、長くなっている。また、冷間加工材の場合には荷重降下開始点のひずみも大きくなり、脆性的な破断挙動が改善されている。さらに、図6-21より、鋼材種類によらず、処理終了後の時間経過に伴い水素脆化による絞りの低下が緩和されており、熱処理材においては30日間の静置により、製造時鋼材の絞りとはほぼ同程度まで回復している事が分かる。処理終了後7日間静置したC種鋼材および冷間加工材の破断面SEM観察結果を写真6-4に示す。これによると、写真6-3に示した製造時鋼材の場合と同様に、介在物周辺も含めた全面にディンプル状破面が見られる。すなわち、通電処理直後に見られた、脆性破壊に特徴的な介在物周辺の擬へき開割れが消失している。

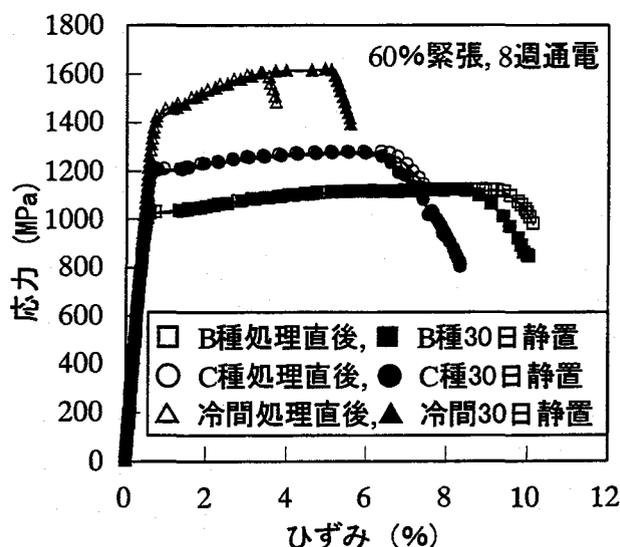


図 6-20 処理後の静置期間と応力ひずみ曲線の関係

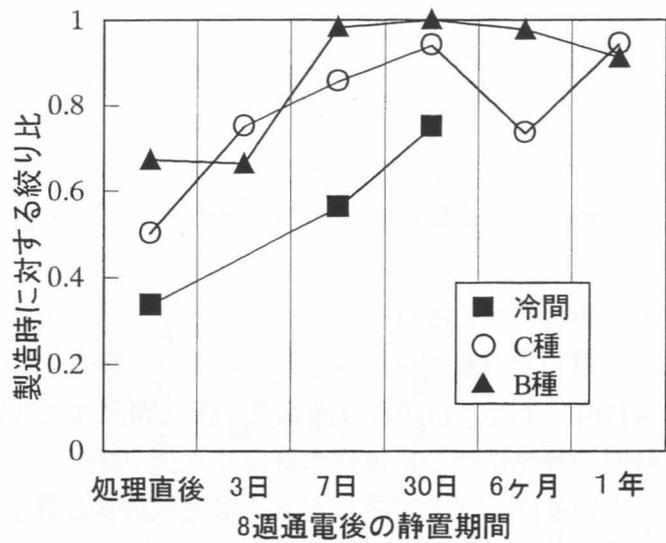


図 6-21 処理後の静置期間と絞りの関係

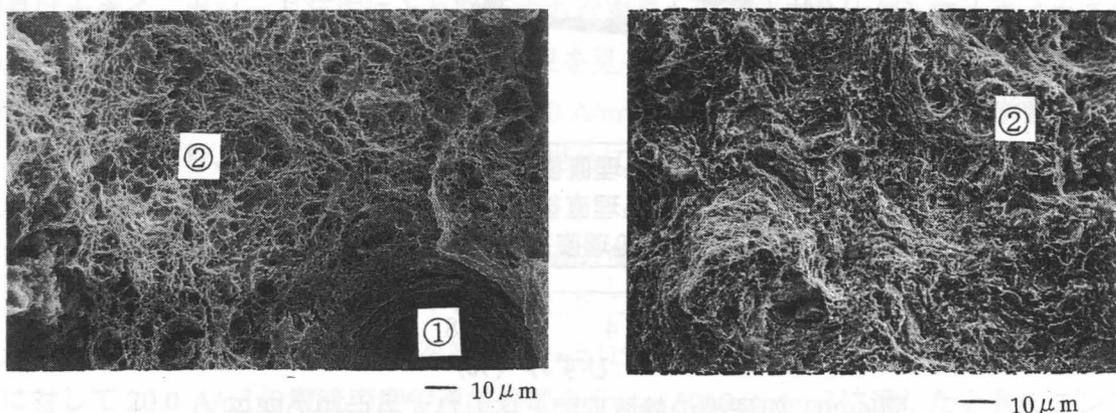
以上の結果より、デサリネーション適用後の静置により、第1ピークの拡散性水素は比較的速やかに拡散消失し、これに伴い水素脆化による遅れ破壊の可能性は非常に小さくなるものと考えられる。また、1年間静置した供試体からは取りだしたPC鋼材の外観観察の結果、鋼材の表面は腐食生成物に覆われておらず、デサリネーションによる防食効果は持続しているものと考えられる。

ただし、C種鋼材で6ヶ月間静置の場合に、第2ピークの吸蔵水素量が増加し、絞りが期待される値より小さくなっている。この鋼材の破断面のSEM観察結果を写真6-5に示す。写真6-5より、以下のことが明らかになった。

- ・破断部には腐食による肌荒れと腐食孔が観察され、破断は腐食孔の1つを起点としている。
- ・破断の起点部では粒界割れが観察された。起点部以外ではディンプル状破面を示している。
- ・介在物周辺はディンプル状破面を呈しており、水素脆化の影響は見られない。

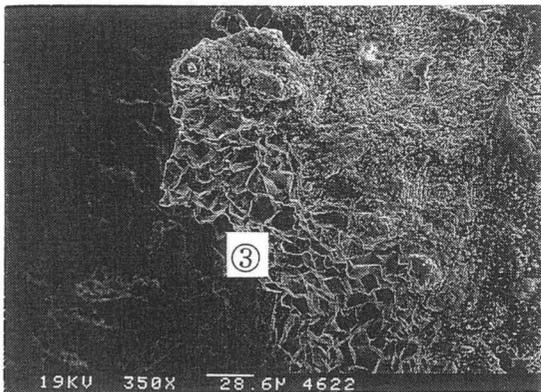
以上より、6ヶ月間静置における絞り低下の原因は、デサリネーションによる水素脆化では

①介在物、②ディンプル

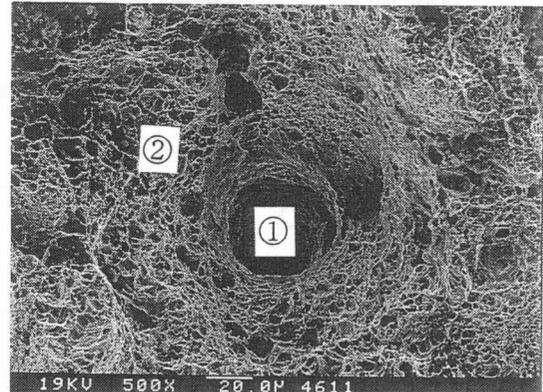


C種鋼材、60%緊張、8週処理後7日 冷間加工材、60%緊張、8週処理後7日
写真 6-4 8週間処理後7日間静置したときの鋼材破断面SEM観察結果

①介在物、②ディンプル、③粒界割れ



破断起点部の破面形態



介在物周辺の破面形態

写真 6-5 8週間処理後6ヶ月静置したときの鋼材破断面 SEM 観察結果 (C種、60%緊張)

なく、通電前のコンクリート養生中に生じた腐食孔が応力集中源となり、そこでの脆性破壊が先行したために、断面収縮が不十分な状態で破断に至ったものと考えられる。

実構造物にデサリネーションを適用する場合、通電処理開始時にPC鋼材が腐食しているケースが予想される。このような場合には、PC鋼材の腐食が進んでいない場合と比較してより遅れ破壊の感受性が高くなる可能性があり、デサリネーションをより安全に適用するためにはこのようなケースに対する検討が不可欠であろう。この点については6.5.7で述べる。

6.5.7 孔食を伴う鋼材の水素脆化挙動

ここまでの実験により、通電処理を施したPC鋼材の水素脆化が確認されたが、水素脆化による遅れ破壊の可能性は拡散性水素の放出とともに、短期間で非常に小さくなることがわかった。ただし、実構造物の補修を想定した場合、PC鋼材に孔食を伴う腐食が発生していることも考えられ、このような場合には孔食部分に応力が集中し、応力腐食と水素脆化の複合した割れが生じる可能性がある。そこで、あらかじめ腐食による食孔を模した切欠きを入れたC種鋼材を用いて、通電処理による水素脆化の影響を検討することとした。なお、緊張レベルは引張強度の60%で一定とした。

切欠きを有する鋼材の場合、緊張することにより局部的に非常に大きな応力が負荷されることになるため、カソード反応による水素を吸蔵することにより、通電処理期間中に鋼材が破断する状況も考えられたが、今回の実験では鋼材が破断した供試体はなかった。

(1) 通電処理および切欠き深さの影響

低ひずみ速度引張試験から得られた応力-ひずみ関係を図6-22に、8週間の通電処理を行った時の切欠き深さと応力-ひずみ曲線の間を関係を示す図6-23に示す。6.5.2(2)に示したように、切欠きのない鋼材の場合には、通電処理の有無により引張試験の終局段階である荷重降下域に変化が見られたが、図6-22からは、通電処理による影響を応力-ひずみ曲線

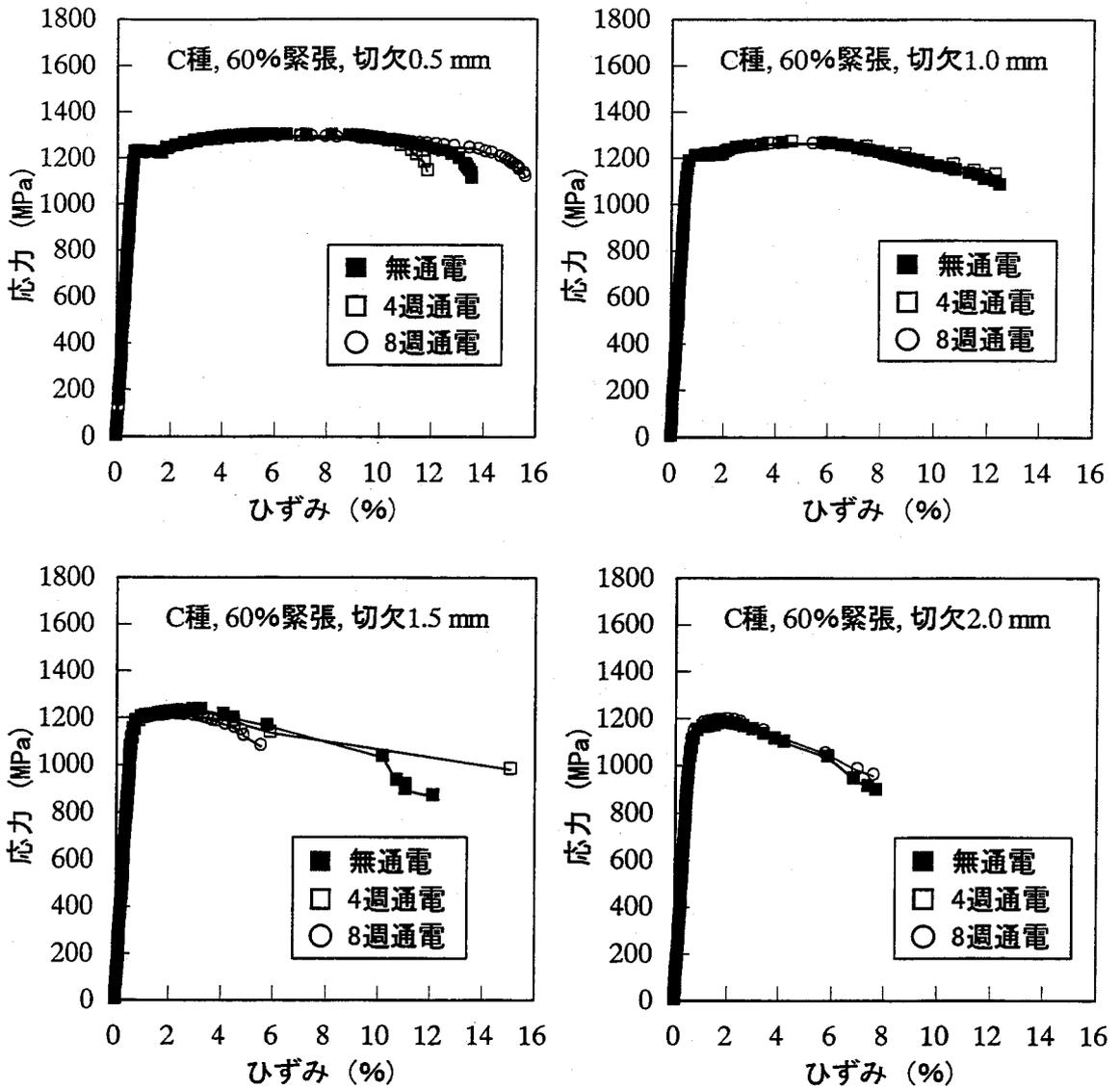


図 6-22 切欠きを有するP C鋼材の応力-ひずみ関係

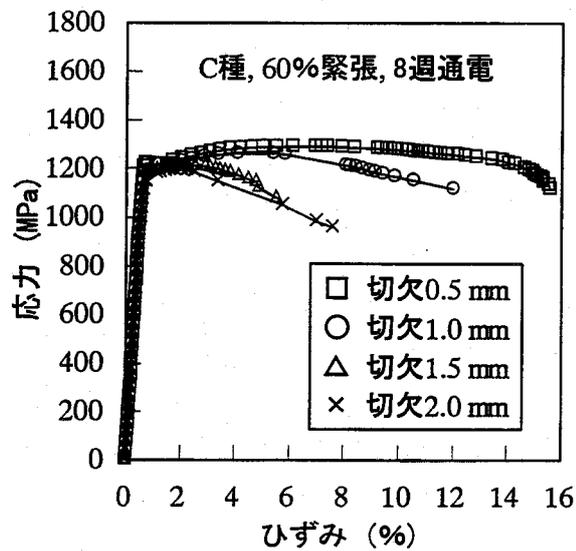


図 6-23 切欠き深さと応力-ひずみ曲線の関係

から明確に読みとることは難しい。このことから、鋼材の断面減少が生じている状況における、鋼材腐食による吸蔵水素と通電処理による吸蔵水素の、水素脆化に与える影響程度の大きさを議論することも考えられるが、この場合はむしろ、食孔を模して入れた切欠きの影響が大きかったと考えることが妥当であろう。

図 6-23 によると、切欠き深さが応力-ひずみ関係に与える影響は大きく、切欠き深さが大きいほど荷重降下を開始するひずみは小さくなっている。特に、切欠き深さが 1.5 mm 以上の場合には降伏後の荷重増加がほとんど見られない。図 6-22 も併せて考えると、図 6-23 から切欠き深さが大きいほど同一条件の通電処理による水素脆化程度が大きいと判断することは妥当ではなく、切欠き深さが大きいほど応力の集中程度も大きく、割れが容易に進展したと考えるべきであろう。

切欠きを有する PC 鋼材の絞りと通電処理の関係を図 6-24 に示す。なお、切欠きなしの場合の結果も併せて示した。これによると、切欠きなしの場合には、無通電では比較的大きな絞りを示しており、通電処理期間が長くなるにしたがって絞りは大きく低下している。これは、通電処理による水素脆化の影響であると考えられる。これに対して、切欠きを有する鋼材の場合には、無通電の状態ですでに小さな絞りを示しており、その後の通電処理による絞りの低下はほとんど見られず、むしろ無通電の場合より若干大きな絞りを示している場合が見られる。切欠きを有する鋼材も通電処理により拡散性水素を吸蔵し、水素脆化は発生しているものと考えられるが、この場合には切欠きの影響の方が強いために水素脆化の影響は打ち消されたものと考えられる。また、図 6-24 からは、通電処理による水素脆化が、応力腐食割れを想定した、切欠きに起因する割れを助長するような現象は認められず、むしろ、若干緩和しているように思われる。これは、応力腐食割れの原因となる鋼材腐食反応が通電処理により停止したことが一因であるものと考えられるが、明確な理由は不明である。なお、8 週間の通電処理を行った時の絞りは、切欠きのない場合と切欠き深さ 0.5 mm または 1.0 mm の場合でほとんど差がなく、この結果からは、遅れ破壊の感受性にはほとんど差がないものと判断できる。今回の実験では、割れを誘発しやすい鋭い切欠きを入れたために、この影響が大きくなったが、実際の鋼材腐食による食孔はこれほど鋭いものではなく、応力の影響で割れが進展する直前に鋭い亀裂が入るものと考えられる。このような場合には、通電処理により吸蔵された水素に起因する水素脆化割れが発端となって腐食孔部分で割れが進行するような状況も考えられる。今後はこのような、より実際に近い状況に関する検討を進める必要がある。

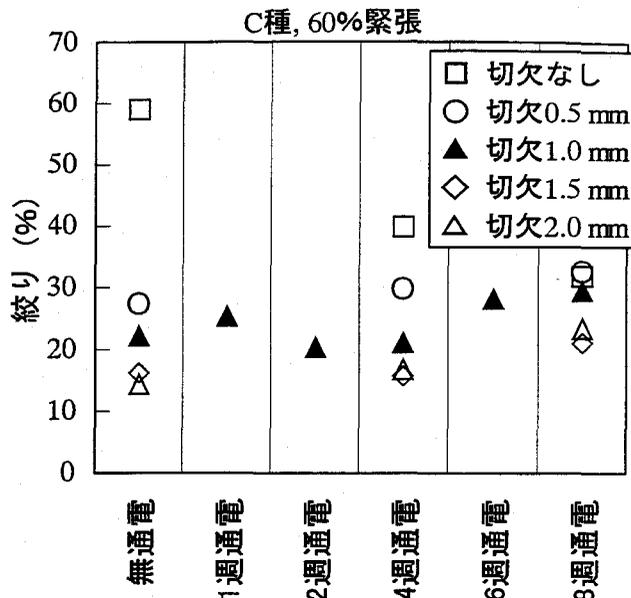


図 6-24 切欠きを有する PC 鋼材の絞り と 通電処理の関係

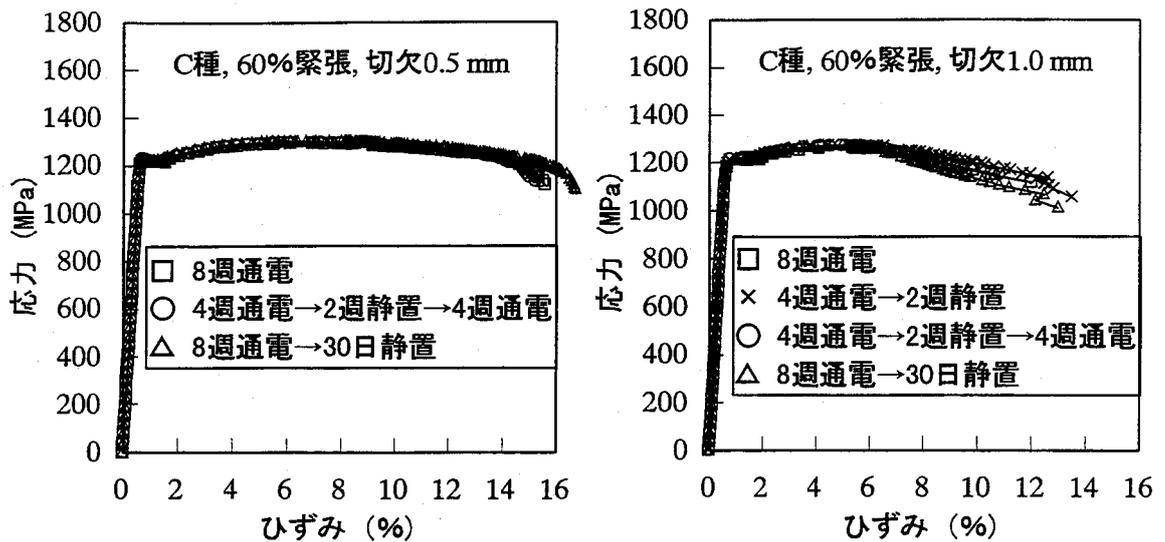


図 6-25 断続的通电処理と応力-ひずみ曲線の関係

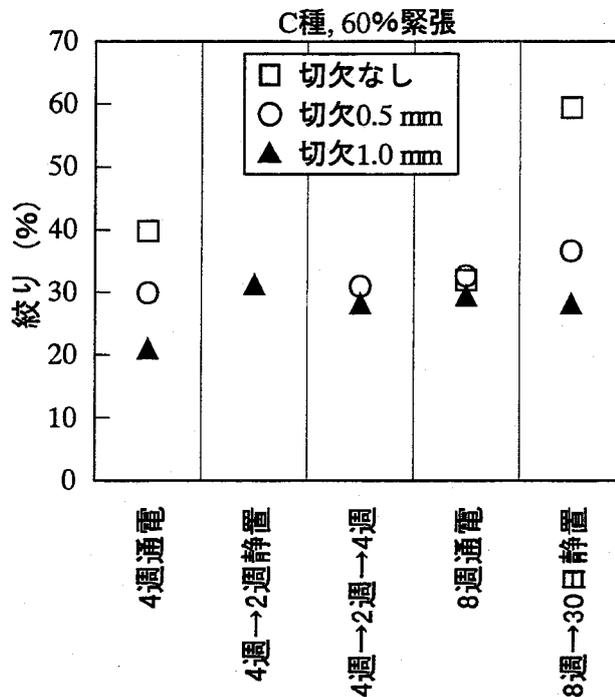


図 6-26 断続的通电処理と破断時の絞りの関係

(2) 断続的通电処理および処理後の静置

切欠き深さが 0.5 mm および 1.0 mm の場合について、2 週間の静置期間を挟んだ断続的 8 週間通电処理と、8 週間通电処理後 30 日間の静置の影響を検討した。これらの PC 鋼材の低ひずみ速度引張試験から得られる応力-ひずみ曲線を図 6-25 に、鋼材破断時の絞りを図 6-26 に示す。

図 6-25 によると、断続的通电処理を行った場合、連続通电を行った場合およびその後 30 日間の静置を行った場合も含めて、切欠き深さが同じであれば、応力-ひずみ関係に顕著な差は認められない。6.5.6 において示したように、切欠きのない場合には、8 週間の通电処

理後に 30 日間の静置を行うことにより、通電処理による水素脆化程度は確実に緩和されていた。これに対して、図 6-25 において応力-ひずみ関係に顕著な変化が見られなかったのは、(1)でも述べたように、切欠きの影響が大きいために、水素脆化程度の変化が顕在化しなかったためと考えられる。図 6-26 の絞りの測定結果によると、通電処理後の静置によって若干絞りが回復しているようにも思われるが、切欠きのない場合のような大幅な絞りの回復は認められない。

以上の検討結果より、今回の実験で採用した切欠きに対応するレベルまで孔食が進展している場合には、通電処理による水素脆化に起因する遅れ破壊の危険性よりも孔食による応力集中に起因する遅れ破壊の危険性の方が顕著に大きく、相対的に通電処理による水素脆化の影響は非常に小さくなるものと考えられる。これより、かなり鋼材腐食が進行しているような PC 構造物の場合には、応力腐食割れに対する補強を行った上でデサリネーションを適用するというのも一つの考え方として有効であろう。

6.6 PC はりの静的曲げ載荷試験

8 週間のデサリネーション終了後、直ちに載荷準備を行い、通電処理終了直後の載荷試験は、通電停止日の翌日および翌々日の 2 日間で完了した。この間、はり全体を冷凍保存することが出来なかったため、PC 鋼材に吸蔵されていた水素が若干は放出したものと予想される。さらに、30 日間の室内静置を経て残りのはりの載荷試験を行った。

破壊状況はすべての供試体が上縁コンクリートの圧壊による曲げ圧縮破壊を示した。また、水素脆化による PC 鋼材の破断が心配されたが、今回の実験ではそのような現象は見られなかった。すべての供試体の載荷試験結果を表 6-4 に示す。なお、計算値は土木学会コンクリート標準示方書にしたがって計算した。

6.6.1 PC 鋼材の吸蔵水素

曲げ載荷試験後のはり供試体からはつりだした PC 鋼材の水素放出曲線を図 6-27 に示す。

角柱供試体からはつりだした PC 鋼材の場合、図 6-21 に示したように、通電処理終了後 3 日経過した時点での低ひずみ速度引張試験による鋼材破断時の絞りが完全には回復しておらず、通電処理による水素脆化の影響が残っていることがわかる。このことは、3 日静置の時点では拡散性水素に相当する第 1 ピークの水素が存在していることを示している。これに対して、図 6-27 によると、はり供試体からはつりだした PC 鋼材の場合、3 日静置の段階で第 1 ピークに相当する水素はほぼ完全に消失している。

今回採用した通電条件は、電流密度、通電期間ともに角柱供試体の場合と同じであり、コンクリートの配合およびかぶりも同じであることから、通電処理による PC 鋼材の水素吸蔵状況が大きく異なることは考えにくい。条件として異なる点は、角柱供試体の場合は通電処理期間および所定の静置期間が経過した段階ですぐに PC 鋼材をはつりだして吸蔵水素量測定を行ったのに対して、はり供試体の場合は、曲げ載荷試験を行った後に PC 鋼材をはつりだして吸蔵水素量測定を行ったという点である。この載荷試験の影響で PC 鋼材に塑性ひず

表 6-4 PCはりの静的曲げ載荷試験結果

鋼材種類	緊張レベル (%)	電流密度 (A/m ²)	静置期間	曲げひび割れ発生荷重 (kN)		最大荷重 (kN)		平均ひび割れ間隔 (mm)	ひび割れ本数	
				実験値	計算値	実験値	計算値			
B種	60	5.0	0	46.6	38.2	75.4	63.8	173	2	
				45.0	38.2	76.3	63.8	188	2	
		0.0	0	46.6	38.2	74.1	63.8	184	2	
				40.8	38.2	75.0	63.8	191	2	
C種	60	5.0	0	51.5	41.3	81.1	72.7	124	2	
				56.2	41.3	82.3	72.7	150	3	
		0.0	0	52.7	41.3	80.1	72.7	128	2	
				51.7	41.3	75.5	72.7	125	2	
	50	0	5.0	0	46.6	36.9	74.5	72.7	125	3
			45.3	36.9	77.8	72.7	190	2		
0.0	0	44.1	36.9	72.9	72.7	165	2			
		44.9	36.9	76.5	72.7	202	2			
B種	60	5.0	30日	51.5	38.2	77.4	63.8	151	3	
				44.8	38.2	72.4	63.8	177	2	
		0.0	30日	45.7	38.2	68.2	63.8	*****	1	
				45.3	38.2	66.1	63.8	180	2	
C種	60	5.0	30日	47.0	41.3	78.8	72.7	188	2	
				50.8	41.3	80.9	72.7	165	2	
		0.0	30日	52.7	41.3	78.9	72.7	229	2	
				54.6	41.3	72.5	72.7	202	2	

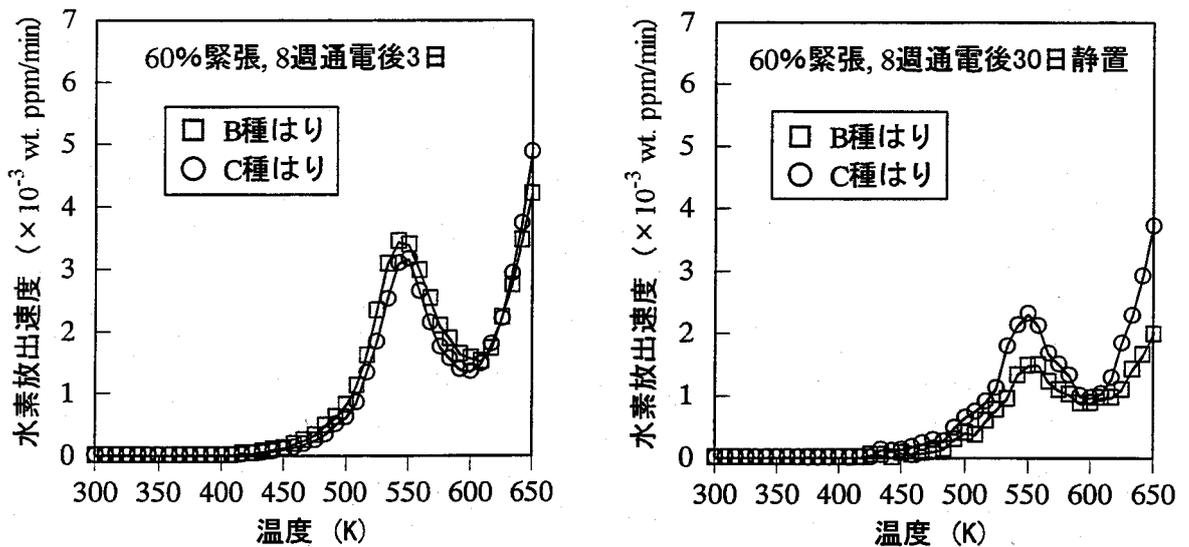


図6-27 はり供試体中のPC鋼材の水素放出曲線

みが導入され、転位や粒界に弱くトラップされていた拡散性水素がより安定な塑性ひずみに移動したものと考えられる。これより、はり供試体の場合も、載荷試験前および載荷試験時においてはPC鋼材は水素脆化の影響を受けていたが、載荷試験後の測定では拡散性水素が検出されなかったものと推測できる。

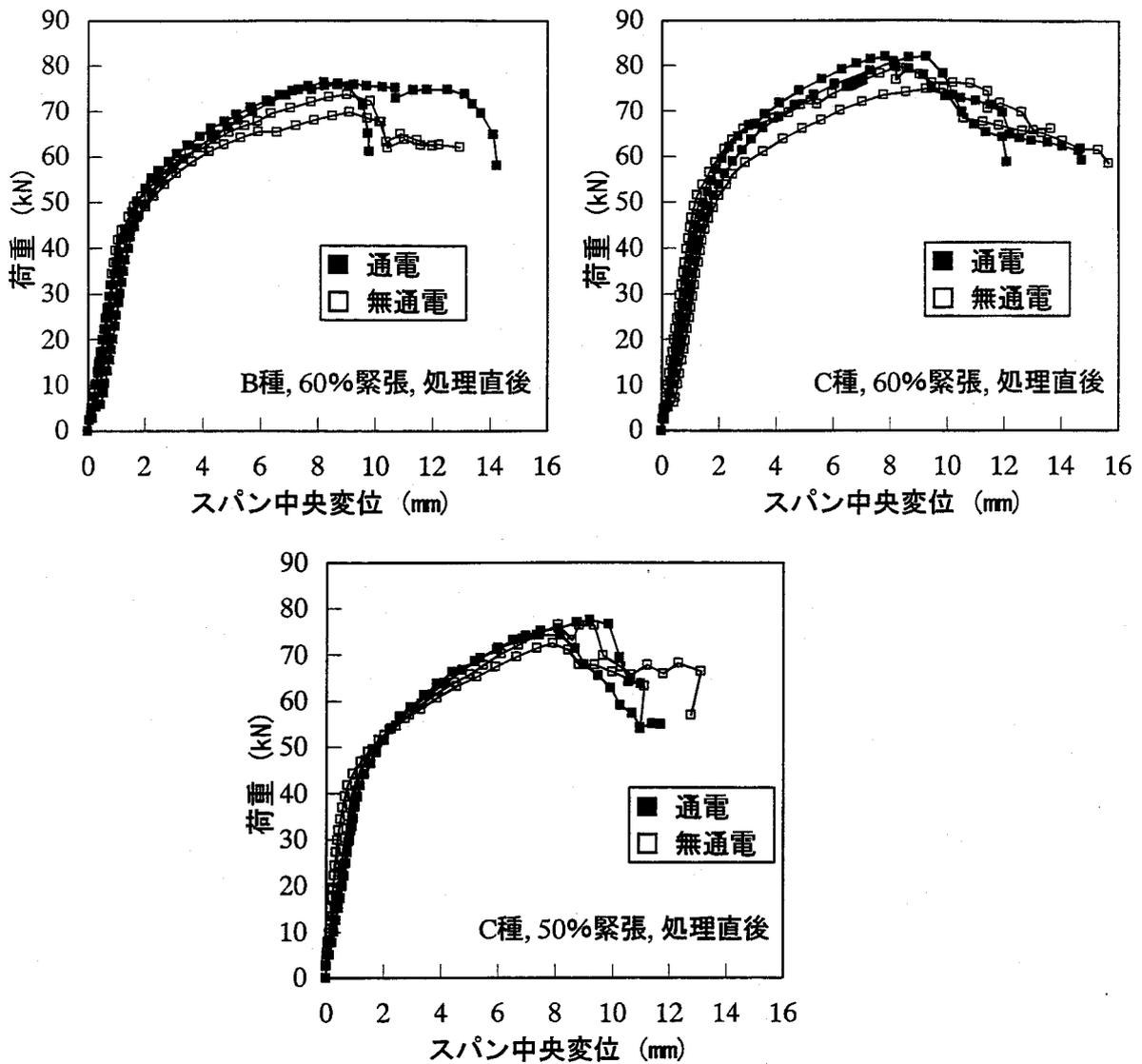


図 6-28 荷重—スパン中央変位曲線 (8 週間処理直後)

6.6.2 荷重—変形性状

8 週間の処理終了直後の供試体に対して載荷試験を行ったときの、荷重とスパン中央変位の関係を図 6-28 に示す。

表 6-4 および図 6-28 によると、鋼材種類や緊張レベルによらず、通电処理による耐力低下や変位の増大といった悪影響は見られず、むしろ曲げ剛性や耐力がやや増大する傾向が見られる。また、曲げひび割れ発生荷重は、通电処理の大きな影響はないものの、総じて処理を行った方が若干大きくなっている。石井らは鋼材表面積当たり最大で 40 mA/m^2 の防食電流を 3 年間流した PC はりの静的載荷試験を行っている[21]。この結果、通电処理により変位が小さくなり、ひび割れ発生荷重および破壊荷重には顕著な影響は見られなかったとしており、本研究結果と概ね一致している。

石井らは PC 鋼材に沿った軸方向ひび割れが認められなかったことを理由に、通电処理による付着劣化はなかったものと考察している[21]が、一方、前述したように PC 鋼材自身の

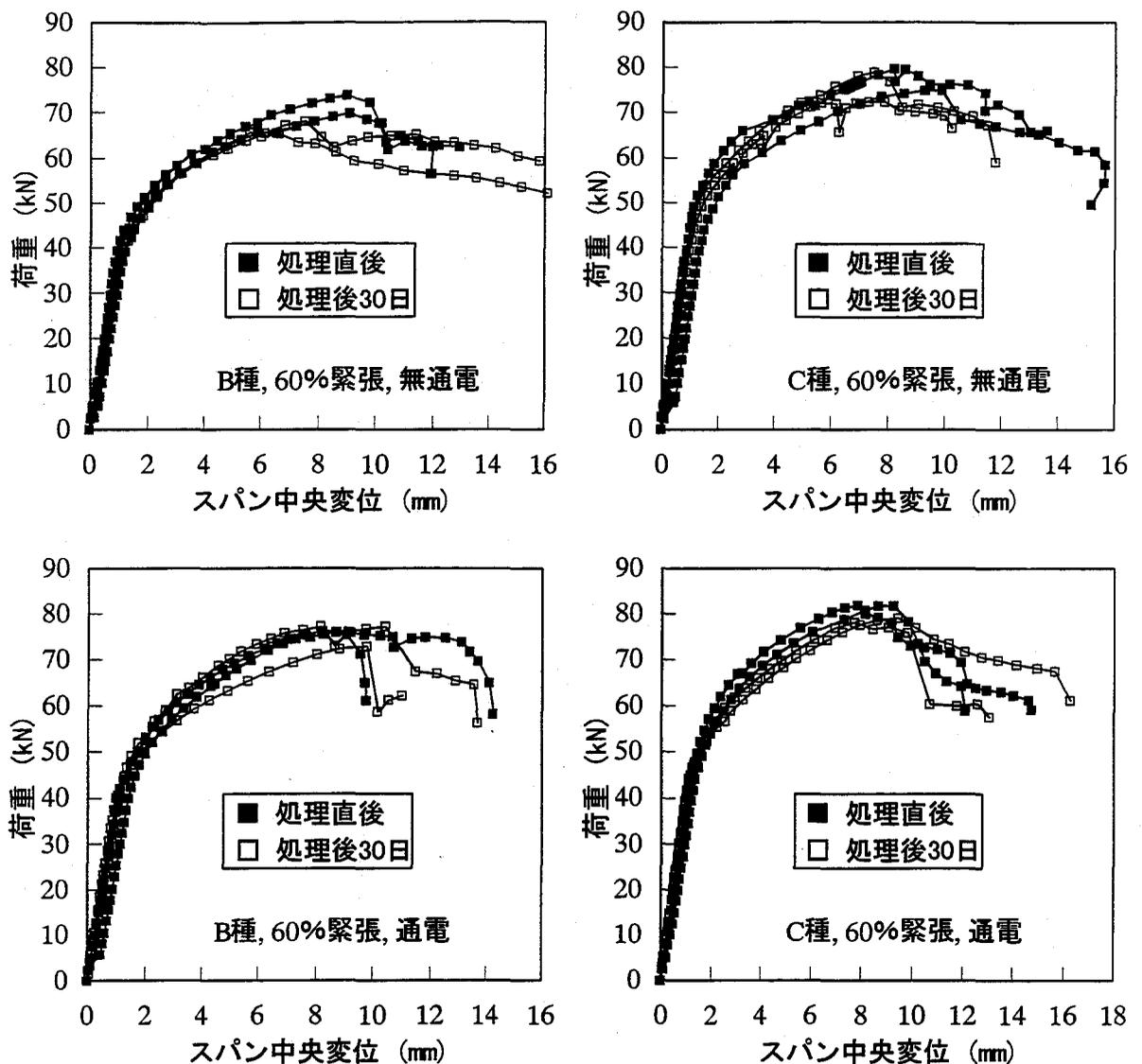


図 6-29 荷重-スパン中央変位曲線 (30 日静置の影響)

低ひずみ速度引張試験からは P C 鋼材の水素脆化による初期剛性変化や強度変化は見られなかったことを考えると、P C 鋼材自身の特性変化は小さく、コンクリートとの付着界面状態の変化が P C はり部材としての力学的挙動に影響を与えている可能性が高い。なお、載荷試験後の P C 鋼材のはつりだしの結果、無通電供試体中の P C 鋼材も腐食程度は軽微であり、腐食による耐力低下は考えにくい状況であった。

処理終了後に 30 日間室内静置を行った供試体の荷重-中央変位曲線を、処理直後の曲線と併せて図 6-29 に示す。これによると、鋼材種類や通電処理の有無によらず、処理直後から 30 日静置による顕著な変化は認められない。P C 鋼材自身の検討結果では通電処理により吸蔵された拡散性水素は 30 日間静置することにより拡散放出され、P C 鋼材の水素脆化程度は緩和されたが、この場合は、P C 鋼材の水素脆化がはり部材の静的曲げ挙動に与える影響が小さかったために、水素脆化程度が緩和されても顕著な変化は認められなかったものと考えられる。

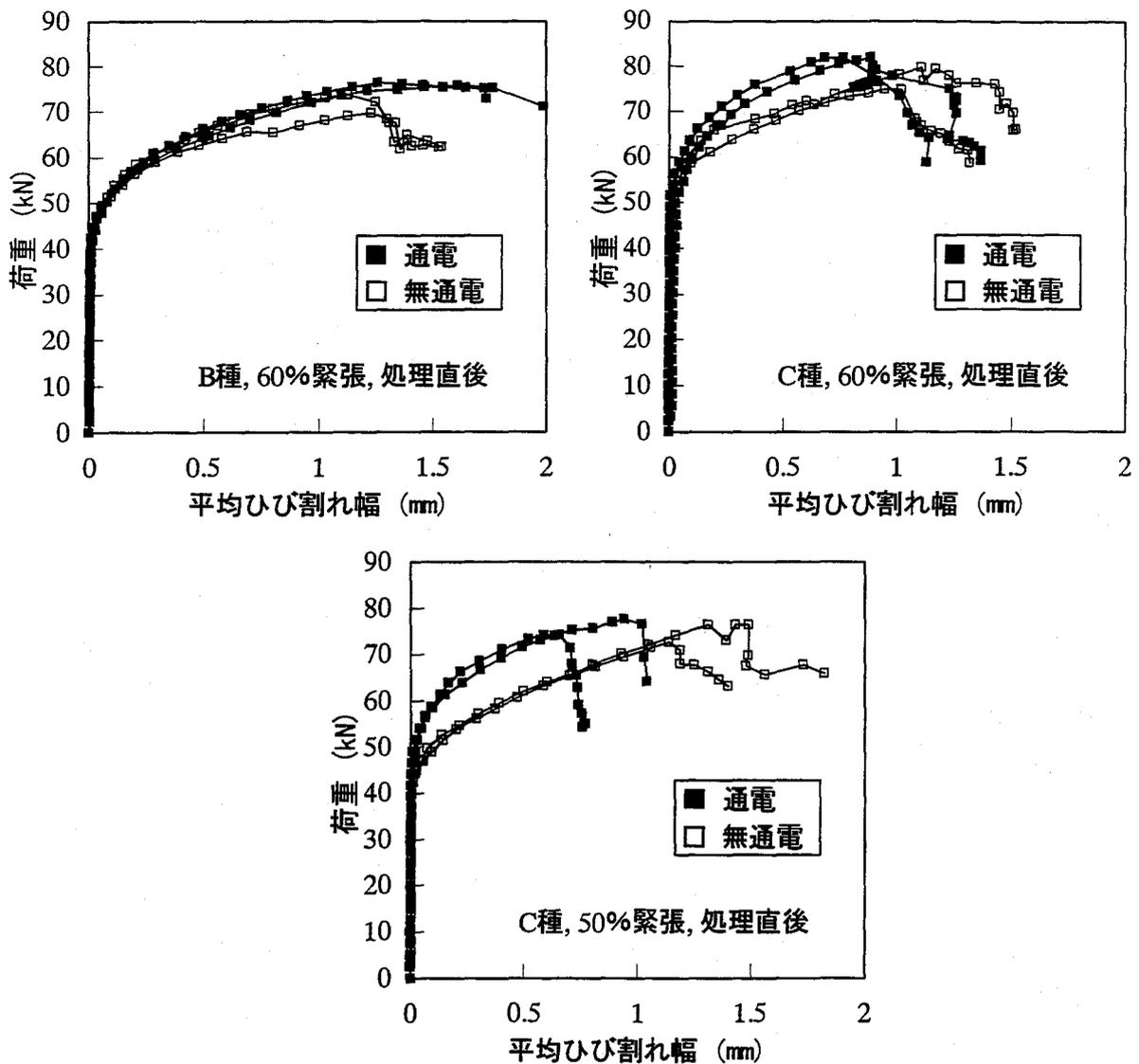


図 6-30 荷重-主筋位置における平均ひび割れ幅曲線 (処理直後)

6.6.3 ひび割れ挙動

表 6-4 に示した平均ひび割れ間隔およびひび割れ本数から、通电処理によるひび割れ分散性への影響に関して明確な傾向はつかみにくい、通电処理によりひび割れ分散性が明らかに低下する現象は見られず、むしろ若干向上しているように思われる。

8週間の処理終了直後の供試体に対して載荷試験を行ったときの、荷重と主筋位置における平均ひび割れ幅の関係を図 6-30 に示す。平均ひび割れ幅は曲げスパンに取り付けられたπ型ゲージ6個の内、ひび割れを跨いだと判断されるゲージの値を平均したものである。これによると、全体的に通電処理を行った場合の方が、無通电の場合と比較して、同一荷重に対するひび割れ幅が小さいことがわかる。これより、前述したような通電処理によりたわみが若干小さくなる現象は、曲げひび割れ発生後のひび割れ幅進展速度が抑制されるという現象に対応するものと考えられる。6.6.2 においても述べたように、この様な現象の原因として、PC鋼材とコンクリートとの付着界面の変化が考えられる。

本論文第5章において、デサリネーションをRC供試体に適用した場合に、鉄筋周りのセメントペーストが軟化することにより付着強度が低下することを報告した。一般に、付着力が低下するとひび割れ分散性が低下することによりひび割れ幅は大きくなるが、今回は、RCの場合と比較してコンクリート強度が大きいこともあり、付着強度の低下は小さかったと考えられる。このため、ひび割れ分散性は低下せず、さらに、PC鋼材周りのセメントペーストが軟化することにより、無通電の場合と比較してひび割れの進展が緩やかになったものと推察される。

6.7 PC構造物へのデサリネーション適用可能性

6.5で検討を行ったPC鋼材の低ひずみ速度引張試験からは、鋼材の持つ2つの特性が明らかになったものと考えられる。一つは低ひずみ速度で載荷した時の引張特性そのものであり、もう一つは遅れ破壊の感受性である。

まず、引張特性そのものについて考えると、6.5.2で示したように、デサリネーションを施した場合には、鋼材破断時の脆性的な挙動が問題となる。このような現象は載荷速度が遅いために表れたと考えられる。実構造物においてPC鋼材が破断するような大きな外力としては非常に大きな地震荷重などが想定されるが、このような場合には載荷速度が大きく、今回のような破断挙動は問題とならないものと考えられる。

また、デサリネーションを施した場合には、鋼材破断時の脆性的な挙動として、水素脆化による遅れ破壊の可能性が示された。しかし、6.5.6に示したように、通電処理により吸蔵された拡散性水素は処理後に比較的速やかに放出されてしまうことが期待できる。本研究の結果によると、低ひずみ速度引張試験における鋼材破断挙動の回復という形で遅れ破壊の可能性は経時的に小さくなり、処理終了後30日間の静置により製造時の鋼材とほぼ同レベルまで回復することが明らかになった。

これに対して、鋼材腐食環境にあるPC構造物にデサリネーションを適用しない場合、PC鋼材の腐食反応が進行し、アノード反応より孔食が生じると同時にカソード反応により水素が生成される。これにより、アノード近傍での応力腐食割れ、およびカソード近傍での水素脆化割れが発生する可能性があり、両面からの遅れ破壊の危険性が考えられる。しかも、この危険性は経時的に増大する。6.5.7で腐食孔を想定した切欠きを有するPC鋼材について検討を行った結果、今回の場合は通電処理に起因する水素脆化割れの危険性と比較して、腐食孔に起因する割れの危険性の方が卓越していた。このような状況では、今後の応力腐食による遅れ破壊の危険性を減少させるためにも、補強を行った上でデサリネーションを適用することが有効であると考えられる。

また、PCはりの静的曲げ載荷試験結果からは、デサリネーションの適用によりPCはり部材の力学的挙動が悪影響を受けるという現象は見られなかった。ただし、今回の実験では疲労荷重などの動的繰り返し荷重がかかった場合は検討しておらず、このような場合にPC鋼材の水素脆化が部材レベルの力学的挙動に与える影響も今後は検討していく必要がある。

以上から、現時点までの検討結果からはPC構造物にデサリネーションを適用することは有効であると考えられる。ただし、PC鋼材の種類によって水素脆化の感受性も大きく異なる

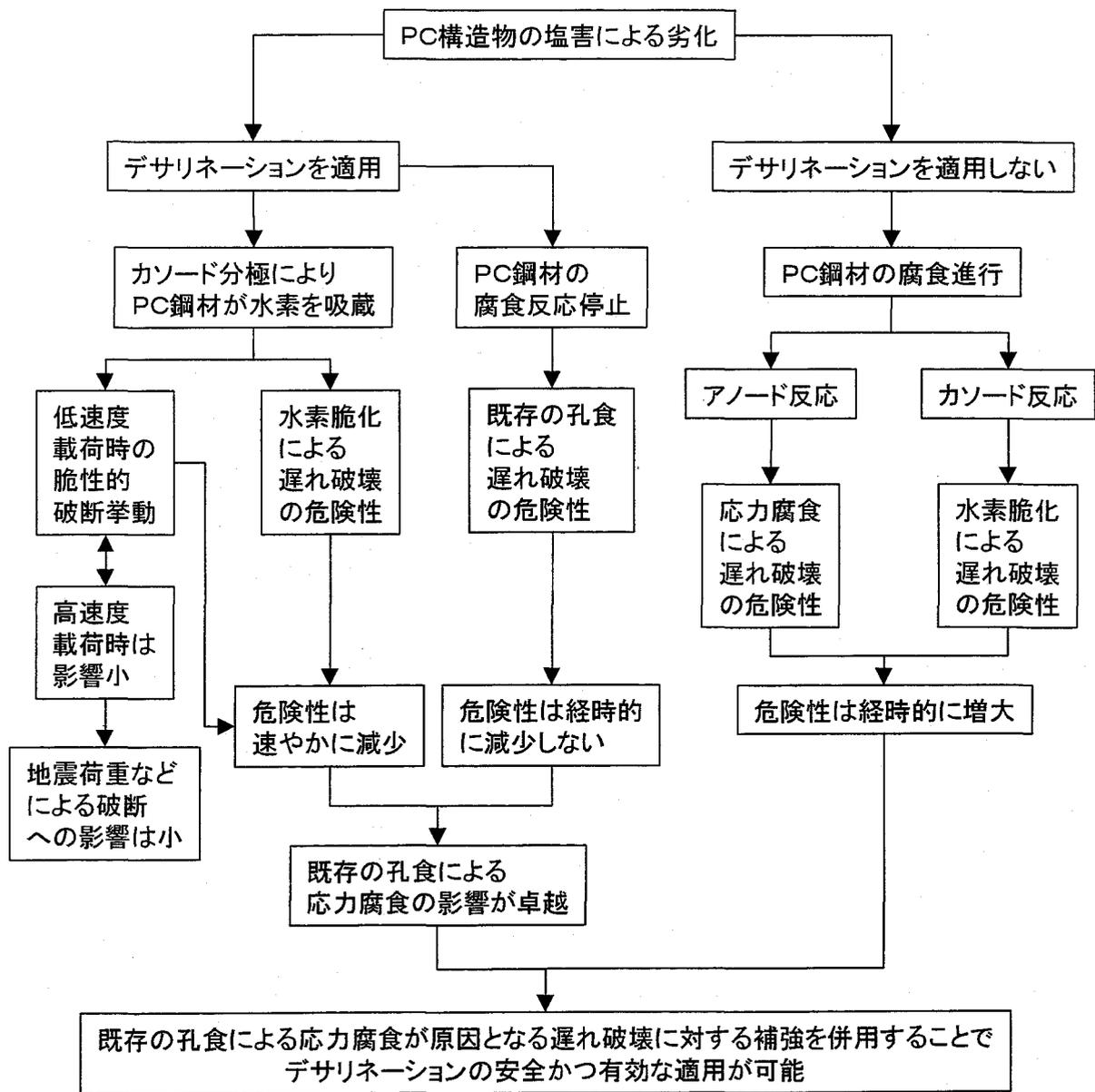


図 6-31 PC 構造物へのデサリネーション適用の考え方

ることが予想されるため、実構造物に適用する際には、対象とする構造物に使用されている PC 鋼材の特性を把握しておくことが重要と考えられる。PC 構造物へのデサリネーション適用の考え方をフローチャート形式で図 6-31 に示す。

6.8 本章のまとめ

本章における検討により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 電流密度 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理を行ったPCはり供試体中のPC鋼材自然電位は、処理終了直後において水素発生電位よりも卑な値を示しており、通電期間中のカソード反応による水素発生は確実な状況であった。ただし、処理後5日程度の室内静置により、PC鋼材自然電位は水素発生電位よりも貴な値に移行した。
- (2) 通電処理を行ったPC角柱供試体からはつりだしたPC鋼材に対して、低ひずみ速度引張試験を行った結果、無処理の場合と比較して、弾性挙動や強度特性に変化は見られなかったが、荷重降下域の減少や絞りの低下など、拡散性水素の吸蔵による水素脆化に起因すると考えられる破断挙動を示した。
- (3) PC鋼材の緊張応力として、鋼材引張強度の50%および60%の2レベルを設定し、緊張レベルの影響を検討した結果、今回の実験範囲では、緊張レベルの違いが水素脆化挙動に与える影響は小さかった。
- (4) 熱処理材であるPC鋼棒と冷間加工材であるPC鋼線の水素脆化挙動を比較した結果、本実験で用いた鋼材に関しては、冷間加工材の方が厳しい水素脆化挙動を示した。このような傾向は鋼材の引張強度により、統一的に解釈することができた。
- (5) 塩化物を混入した供試体中のPC鋼材は無混入の場合と比較して、脆性的な破断挙動を示した。これより、通電処理による水素脆化を受けなくても、腐食環境にあるPC鋼材は遅れ破壊の危険性があることが確認された。
- (6) 通電処理時の電流密度として、 5.0 、 10.0 および 15.0 A/m^2 の3レベルを設定し、電流密度の影響を検討した結果、 5.0 A/m^2 の場合に最も厳しい水素脆化挙動を示した。
- (7) 通電処理終了後に供試体の室内静置を行うことにより、供試体中のPC鋼材の水素脆化程度が経時的に緩和される傾向を示した。これにより、通電処理による水素脆化に起因する遅れ破壊の危険性は速やかに減少するものと考えられるが、処理前に発生していた腐食孔を起点とする遅れ破壊の危険性は解消されていないことが確認された。
- (8) 腐食孔を模した切欠きを入れたPC鋼材を用いて、通電処理による影響を検討した結果、通電処理により吸蔵された拡散性水素に起因する水素脆化の影響よりも、切欠きに起因する応力集中の影響が大きく、腐食孔を起点とする遅れ破壊の危険性が確認された。
- (9) 通電処理後のPCはり供試体に対する静的曲げ載荷試験の結果、水素脆化に起因するPC鋼材の破断などの脆性的な破壊状況は見られず、無処理の供試体と比較して、耐荷力や変形性能が低下する現象も見られなかった。
- (10) 通電処理を行ったPCはり供試体の主筋位置における平均ひび割れ幅は、同一荷重における無通電の供試体の平均ひび割れ幅よりも若干小さい傾向を示した。これにより、はり全体としてのたわみも通電処理により若干抑制される傾向を示した。

参考文献

- [1] 金海 鈺、藤原規雄、谷口博和、石村勝則：塩害環境下で25年間供用されたPCT桁橋の損傷度調査、コンクリート構造物のリハビリテーションに関するシンポジウム論文集、pp. 55～60、日本コンクリート工学協会、1998.10
- [2] 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の電気防食法研究委員会報告書、1994.
- [3] 石井浩司、関 博、福手 勤、井川一弘、杉橋直行：PC鋼材の水素脆化に関する実験的研究、土木学会論文集、No.532/V-30、pp. 131～140、1996.
- [4] 芦田公伸、石橋孝一：電気化学的補修工法によるコンクリート中鉄筋の状態変化、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、No. 1、pp. 823～828、1994.6
- [5] 鈴木信一、石井伸幸、宮川敏夫、原田宏明：鋼材の遅れ破壊特性評価試験法、鉄と鋼、Vol. 79、No. 2、pp. 227～232、1993.
- [6] 日本鉄鋼協会：遅れ破壊解明の新展開、1997.
- [7] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編、1996.12
- [8] 末広邦夫、山下英治、溝口 茂、谷村昌幸、島田 透：二、三のPC鋼材遅れ破壊試験方法の検討、材料、Vol. 32、No. 353、pp. 94～100、1983.
- [9] 日本コンクリート工学協会：海洋コンクリート構造物の防食指針（案）、1990.3
- [10] 高井健一：強化組織に支配される水素の挙動をみる、鉄鋼の高強度化の最前線、日本鉄鋼協会、pp. 165～171
- [11] 高井健一、関 純一、山内五郎：耐遅れ破壊特性に優れたSi及びSi、Ca複合添加高強度鋼の水素吸蔵特性、鉄と鋼、Vol. 80、No. 3、pp. 61～66、1994.
- [12] 高井健一、関 純一、本間芳和：冷間伸線型および熱処理型PC鋼材の遅れ破壊過程における水素吸蔵特性の比較、鉄と鋼、Vol. 81、No. 10、pp. 1025～1030、1995.
- [13] 芦田公伸、石橋孝一：直流電流によるコンクリート中の鋼材への影響、セメント・コンクリート論文集、No. 47、pp. 498～503、1993.
- [14] 山川宏二、南野康幸、松本桂一、米沢俊一、吉沢四郎：SCM鋼の水素吸蔵能と割れ挙動への影響、材料、Vol. 29、No. 362、pp. 39～45、1980.
- [15] 早川泰弘、小野昭紘、鈴木信一、宇野暢芳：鉄と鋼、Vol. 77、pp.1837、1991.
- [16] 鈴木信一、石井伸幸、土田 豊：高張力鋼の拡散性水素の挙動に及ぼす塑性ひずみの影響、鉄と鋼、Vol. 80、No. 11、pp. 855～859、1994.
- [17] 小若正倫：金属の腐食損傷と防食技術、アグネ、1983.
- [18] 池野欣成、西村六郎、山川宏二：大気腐食環境下における炭素鋼の水素吸蔵、第42回腐食防食討論会講演集、pp. 565～568、1995.
- [19] 馬庭秀士、武若耕司：PC構造物における電気防食の適用性に関する実験的検討、土木学会第46回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp. 360～361、1991.
- [20] J. E. Benett and T. J. Schue, ELTECH Research Corporation : Electro-chemical Chloride Removal from Concrete : A SHRP Contract Statues Report, Corrosion'90, Paper Number 316, 1990.4
- [21] 石井浩司、関 博、福手 勤、井川一弘：電気防食を施したプレテンションPC梁に関

- する実験的研究、第22回セメント・コンクリート研究討論会論文報告集、pp. 91～96、1995.
- [22] 西尾美典：デサリネーションがP C鋼材の水素脆化に与える影響、徳島大学卒業論文、1997.2
- [23] 上田隆雄、溝口 茂、芦田公伸、宮川豊章；デサリネーションによるP C鋼材の水素脆化に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.1、pp.1101～1106、1997.6
- [24] 山下哲央：P C鋼材の水素脆化と電流密度および金属組織の関係、徳島大学卒業論文、1998.2
- [25] 山口洋幸：デサリネーションがP Cはり部材の力学的挙動に与える影響、徳島大学卒業論文、1998.2
- [26] T. Ueda, A. Hattori, T. Miyagawa, M. Fujii, S. Mizoguchi and M. Ashida : Influence of Desalination on Behavior of Prestressing Steel, Proc. of the Fourth CANMET/ACI/JCI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, pp. 283～300, 1998.6
- [27] T. Ueda, H. Mizuguchi, T. Miyagawa, S. Mizoguchi, N. Tanaka and M. Ashida : Influence of Desalination on Tension Behavior of Prestressing Steel Bars, Proc. of the Second International Conference on Concrete Under Severe Conditions, pp. 1311～1320, 1998.6
- [28] N. Tanaka, S. Mizoguchi, T. Ueda, T. Miyagawa and M. Ashida : Influence of Desalination on Hydrogen Content of Prestressing Steel Bars, Proc. of the Second International Conference on Concrete Under Severe Conditions, pp. 1279～1287, 1998.6
- [29] 上田隆雄、溝口 茂、芦田公伸、宮川豊章：デサリネーションがPCはり部材の力学的挙動に与える影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20、No. 1、pp. 395～400、1998.7
- [30] 上田隆雄、芦田公伸、溝口 茂、宮川豊章：デサリネーションがP C部材の力学的挙動に与える影響、土木学会論文集、No.613/V-42、pp. 189～199、1999.2
- [31] 長本裕司：切欠きを伴うP C鋼材の通電による水素脆化挙動、徳島大学卒業論文、1999.2
- [32] 芦田公伸、上田隆雄、溝口 茂、宮川豊章：デサリネーションによるP C鋼材の水素吸蔵特性、土木学会論文集、No. 620/V-43、pp. 119～127、1999.5
- [33] 上田隆雄、溝口 茂、芦田公伸、宮川豊章：切欠きを有するP C鋼材の通電処理による水素脆化挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21、No. 2、pp. 241～246、1999.7

第7章 補修工法としてのデサリネーションの位置づけと適用条件の提案

7.1 はじめに

塩害により劣化したコンクリート構造物の補修工法としては、デサリネーション以外にもいくつかの選択肢が考えられ、実際に補修を行う際にはこれらの補修工法の中から最適と考えられる工法を選択することになる。補修工法を選定する際の影響因子としては、劣化原因、劣化程度、構造条件、環境条件、立地条件、目標供用期間、構造物の重要度、施工性、耐久性、補修効果、メンテナンス、コストなどが挙げられ、これらを総合的に勘案して最適解を導くことが理想である。ただし、上記の要因をすべて定量的に評価することは非常に難しく、実際にはいくつかの因子に特に注目して検討を行うケースが多い。補修工法を選定する上で最も重要な点は「必要十分な補修効果を挙げる」ということであるが、このことを達成するためには、まず、「補修工法に要求される性能」を定量的に評価した上で「各種補修工法の有する性能」を評価することにより、要求性能を満足する最適な補修工法を選択する必要がある。従来は、このような合理的な補修工法選定のための考え方やシステムが十分に確立していなかったために、イニシャルコストを最優先させた工法選定が行われることも少なくなかったものと思われる。不適切な補修工法が選定された場合には、十分な補修効果を挙げることができず、予想以上に早期の再劣化が顕在化し、再補修を繰り返さなければならないケースも考えられる。

以上のように、合理的な補修工法選定システムの確立は、コンクリート構造物のライフサイクルのシナリオデザインにも深く関わる最重要課題の1つであるが、7.2 においては、現在までに検討されているいくつかの考え方やシステム例をピックアップするとともに、その中でのデサリネーションの位置づけについて述べる。さらに、7.3 においては、本論文で得られた知見を基にして、塩害により劣化したコンクリート構造物へのデサリネーション適用条件を提案する。

7.2 既往の検討による補修工法選定の考え方とデサリネーションの位置づけ

7.2.1 コンクリート構造物の維持管理指針（案）（土木学会）[1]

新設構造物、既設構造物を問わず、コンクリート構造物全般に対して、その維持管理に関する基本的方針を示したのが、土木学会の、コンクリート構造物の維持管理指針（案）である。一般的な維持管理の考え方は図 7-1 のフローで示されている。すなわち、対象となる構造物に対して最初に初期点検を行い、これによって構造物を維持管理区分の A から D に分類する。この区分は A：予防維持管理（予防保全を基にした維持管理）、B：事後維持管理（事後保全を基にした維持管理）、C：観察維持管理（目視観察を主体とした維持管理）、D：無点検維持管理（直接には点検を行えないもの）となっており、その決定方法としては、構造物あるいは部材の重要度、第三者影響度、供用期間、環境条件と維持管理の難易度などを勘案することになっている。基本的に、A が最も維持管理の必要性の高い構造物を想定してお

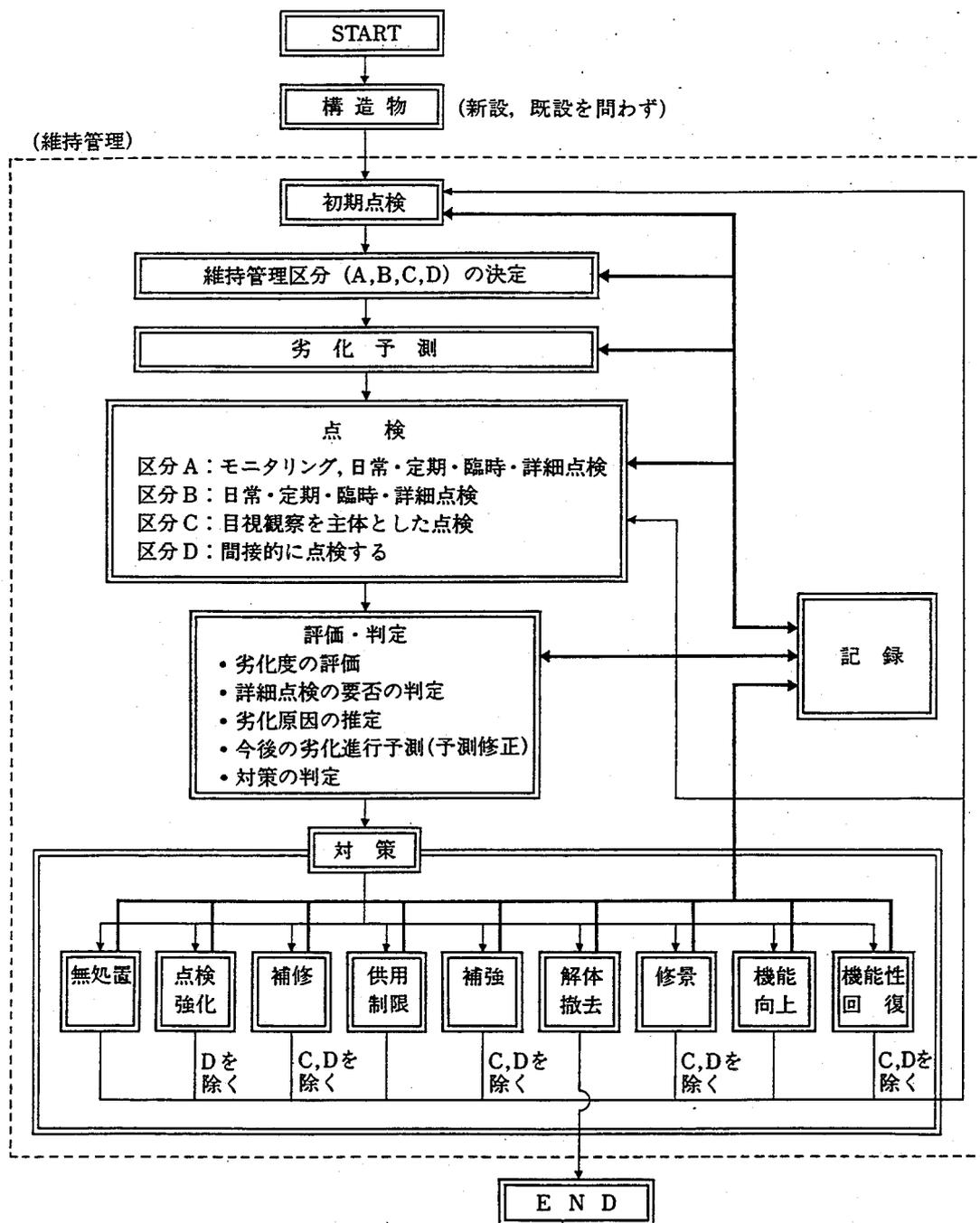


図 7-1 一般的な維持管理の考え方[1]

り、この維持管理区分によって、その後の点検方法や劣化に対する対策方法が異なってくる。維持管理区分の決定後、構造物供用中の点検結果や各種劣化メカニズムに対応する劣化モデルにより劣化予測を行い、評価・判定を行う。この結果、対策が必要であると判定された場合に、補修を含む様々なレベルの対策が施されることになる。

各種劣化機構に対する補修方針と補修工の構成例が表 7-1 に示されている。これによると、塩害に対する補修工法としては、断面修復工、表面保護工および電気防食が挙げられており、

表 7-1 劣化機構と補修計画[1]

劣化機構	補修方針	補修工の構成	補修水準を満たすために考慮すべき要因
塩害	<ul style="list-style-type: none"> ・侵入した Cl⁻の除去 ・補修後の Cl⁻, 水分, 酸素の侵入抑制 	断面修復工*1 表面保護工	Cl ⁻ 侵入部除去の程度 鉄筋の防錆処理 断面修復材の材質 表面保護工の材質と厚さ
	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋の電位制御 	陽極材料 電源装置	陽極材の品質 分極量
中性化	<ul style="list-style-type: none"> ・中性化したコンクリートの除去 ・補修後の CO₂, 水分の侵入抑制 	断面修復工 表面保護工	中性化部除去の程度 鉄筋の防錆処理 断面修復材の材質 表面保護工の材質と厚さ
凍害	<ul style="list-style-type: none"> ・劣化したコンクリートの除去 ・補修後の水分侵入抑制 ・コンクリートの凍結融解抵抗性の向上 	断面修復工 ひび割れ注入工 表面保護工	断面修復材の凍結融解抵抗性 ひび割れ注入材の材質と施工法 表面保護工の材質と厚さ
アルカリ骨材反応	<ul style="list-style-type: none"> ・水分の供給抑制 ・内部水分の散逸促進 ・アルカリ供給抑制 	ひび割れ注入工 表面保護工	ひび割れ注入材の材質と施工法 表面保護工の材質と厚さ
化学的コンクリート腐食	<ul style="list-style-type: none"> ・劣化したコンクリートの除去 ・有害化学物質の侵入抑制 	断面修復工 表面保護工	断面修復工の材質 表面保護工の材質と厚さ 劣化コンクリート除去の程度
疲労 (道路橋鉄筋コンクリート床版の場合)	<ul style="list-style-type: none"> ・軽微な場合にはひび割れ進展の抑制 (大半は補強に該当する) 		

* 1 劣化したコンクリート部分を取り去り、断面を修復することを示す。

デサリネーションは想定されていない。また、中性化の補修工法としての再アルカリ化も示されておらず、電気防食以外の電気化学的手法はここでは取り入れられていない。他の補修工法に関しても、適用に関する定性的な原則や一般的な施工手順が示される程度にとどまっております。実際に補修設計を行うことを想定したマニュアルが別途必要となるものと考えられる。一方、土木学会では、現在、コンクリート標準示方書に性能照査の考え方を盛り込む改訂作業を進めており、この際に新たに「維持管理編」が加わる方向で検討されている。この「維持管理編」は、ここで示したコンクリート構造物の維持管理指針(案)がたたき台となり、さらに、構造物の各種性能低下の評価方法が明確に記述されることが期待される。コンクリート標準示方書で維持管理の考え方に関するフレームワークが示されるとともに、並行して、デサリネーションを含めた新しい工法も視野に入れた具体的な補修設計に関するマニュアルづくりが望まれる。

7.2.2 EN 1504 Products and systems for the protection and repair of concrete structures (コンクリート構造物の保護および補修のための材料およびシステム)

- Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity (定義、要求性能、品質管理および適合性評価) - (CEN/TC 104)[2]

CEN(European Committee for Standardization)は、国際基準である European Standard を作成・承認するための国際委員会である。ここに設置された Technical Committee である CEN/TC 104 において、現在検討が進められている European Standard が、EN 1504 である。EN 1504 は以下に示す 10 の基準により構成される。

- EN 1504-1 Part 1 : General scope and definitions (概要および定義)
- prEN 1504-2 Part 2 : Surface protection systems (表面保護システム)
- prEN 1504-3 Part 3 : Structural and non structural repair (構造的および非構造的補修)
- prEN 1504-4 Part 4 : Structural bonding (構造的接着)
- prEN 1504-5 Part 5 : Concrete injection (ひび割れ注入)
- prEN 1504-6 Part 6 : Grouting to anchor reinforcement or to fill external voids (鉄筋定着または空隙充填のためのグラウティング)
- prEN 1504-7 Part 7 : Reinforcement corrosion prevention (鉄筋腐食の防止)
- prEN 1504-8 Part 8 : Quality control and evaluation of conformity (品質管理と適合性評価)
- ENV 1504-9 Part 9 : General principles for the use of products and systems (材料およびシステムの利用に関する基本方針)
- prEN 1504-10 Part 10 : Site application of products and systems and quality control of the works (材料およびシステムの現場適用性および施工性)

これらの基準の中で、現在、最終版として作成されているのが、EN 1504-1 と ENV 1504-9 であり、他の基準は検討が進められている段階である。以下では、コンクリート構造物の保護または補修のための材料およびシステムの利用に関する基本方針について述べられている ENV 1504-9 を示すこととする。なお、この ENV 1504-9 も暫定版であり、他の関連基準の作成に伴って変更される可能性がある。

ENV 1504-9 においては、コンクリート構造物の保護・補修プロセスは以下のように設定されている。

- ① 構造物に関する諸条件の評価
- ② 劣化原因の特定
- ③ 保護または補修の目的の決定
- ④ 保護または補修の適切な方針の選定
- ⑤ 手法の選定
- ⑥ 材料およびシステムの性能の決定
- ⑦ 保護または補修適用後のメンテナンス方法の決定

ここで対象となる劣化損傷原因としては、図 7-2 が挙げられている。この図よりわかるように、対象となる劣化損傷原因は非常に広範であり、ほぼすべての劣化現象を網羅している。また、劣化現象をコンクリート自身の損傷と鉄筋腐食に大きく分類している点に特徴がある。

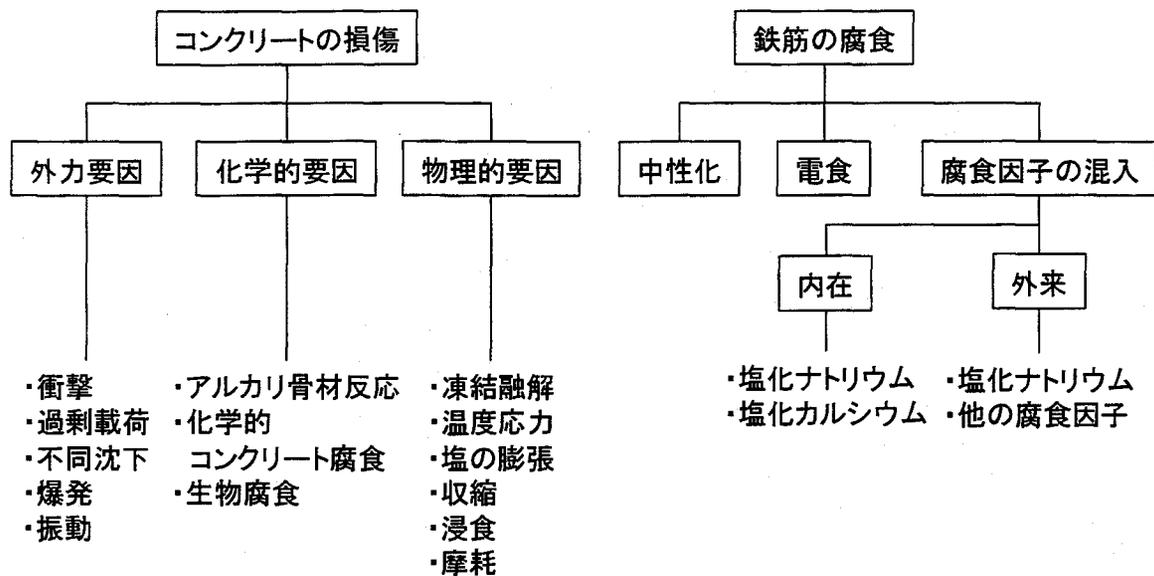


図 7-2 一般的な劣化損傷原因[2]

対象構造物に関する諸条件や、劣化原因などを適切に評価することにより、大まかな対策が以下の選択肢から選定されることになる。ただし、具体的な選定の考え方については示されていない。

- a) しばらくの間、無処理とする。
- b) 構造物の耐力を再度分析し、場合によっては構造物としての機能を縮小する。
- c) 既存構造物自身には手を加えることなく、劣化の進行を防止または抑制する。
- d) 既存構造物の一部分または全体に対して、性能改善や補強を行う。
- e) 既存構造物の一部分または全体を再構築する。
- f) 既存構造物の一部分または全体を解体する。

ここで、c) または d) が選択された場合に、具体的な方針の決定とそれに基づく手法の選定を行うことになるが、その際に参照する表として表 7-2 および表 7-3 が示されている。表 7-2 は、図 7-2 で「コンクリートの損傷」として分類された劣化現象に対する方針と手法を示しており、表 7-3 は図 7-2 で「鉄筋の腐食」として分類された劣化現象に対する方針と手法を示している。なお、鉄筋腐食によりコンクリートが損傷している場合には、表 7-2 と表 7-3 の両方を参照することになる。

表 7-3 に示されるように、デサリネーション、再アルカリ化工法、電気防食といった電気化学的手法は、鉄筋腐食に対する補修工法としてリストアップされている。これらの手法はその詳細については EN 1504 シリーズによって規定されない可能性が高いが、補修工法としての実用価値の高さは本文中にも記述されており、電気化学的手法がヨーロッパにおいて高い評価を受けていることがわかる。なお、付録の中で各手法に関する簡単な解説文が記されており、これによると、デサリネーションについては、「その補修効果は、かぶりコンクリートと鉄筋の近傍に限定されており、鉄筋の裏側のコンクリートに Cl^- を含む場合には、この Cl^- が鉄筋近傍に移動することにより、腐食が再発する可能性がある。」としている。また、電気防食については、「塩害により鉄筋腐食が発生する可能性が高い場合、または、鉄

表 7-2 コンクリートの損傷に関する対策の方針と手法[2]

方針番号	方針とその定義	方針に基づく手法
方針 1 [PI]	<p>浸入に対する保護 「水や他の液体、水蒸気や他のガス、化学的または生物学的劣化因子の浸入を防止または減少させる。」</p>	1.1 含浸 「コンクリートに浸透し、細孔を塞ぐ働きのある液体の適用。」 1.2 ひび割れ追従性を有する（または有さない）表面コーティング 1.3 ひび割れ部分の被覆 ¹⁾ 1.4 ひび割れ注入 1.5 ひび割れ部のジョイント化 ¹⁾ 1.6 外部パネルの設置 ^{1),2)} 1.7 保護メンブレンの適用 ¹⁾
方針 2 [MC]	<p>水分制御 「コンクリート中の水分量を特定の値範囲に調整し維持する。」</p>	2.1 撥水剤の含浸 2.2 表面コーティング 2.3 シェルタリング ^{1),2)} 2.4 電気化学的処理 ^{1),2)} 「コンクリート中の水分移動に抵抗（または促進）するために、コンクリートに電位差を与える。ただし、RC構造物では、鉄筋腐食を促進する可能性がある。」
方針 3 [CR]	<p>コンクリートの修復 「既存コンクリート部材を当初の形状および機能に回復させる。」 「既存コンクリート構造物を部分的に交換することによって修復する。」</p>	3.1 モルタルの充填 3.2 コンクリートの再打設 3.3 コンクリートまたはモルタルの吹き付け 3.4 部材の交換
方針 4 [SS]	<p>構造的補強 「構造部材の耐荷力を増加または回復させる。」</p>	4.1 コンクリート内部または外部の鉄筋の追加または交換 4.2 コンクリートの穿孔と鉄筋の定着 4.3 鋼板接着 4.4 モルタルまたはコンクリートによる増厚 4.5 ひび割れ、空隙などの注入 4.6 ひび割れ、空隙などの充填 4.7 ポストテンションプレストレスの導入 ¹⁾
方針 5 [PR]	<p>物理的抵抗性 「物理的または力学的作用に対する抵抗性を増加させる。」</p>	5.1 表面被覆またはコーティング 5.2 含浸
方針 6 [RC]	<p>化学的作用に対する抵抗性 「化学的作用による劣化に対してコンクリート表面の抵抗性を増加させる」</p>	6.1 表面被覆またはコーティング 6.2 含浸
1)これらの手法は EN 1504 シリーズで扱わない材料やシステムを利用する可能性がある。 2)これらの手法は本基準において承認されたものではない。		

表 7-3 鉄筋の腐食に関する対策の方針と手法[2]

方針番号	方針とその定義	方針に基づく手法
方針 7 [RP]	不動態被膜の保護または回復 「鉄筋表面の化学的状態を腐食に対して不活性状態に維持する。または不活性状態に回復する。」	7.1 セメント系のモルタルやコンクリートによるかぶりの増加 7.2 腐食因子を含むコンクリートや中性化したコンクリートの交換 7.3 中性化したコンクリートに対する電気化学的再アルカリ化 ¹⁾ 7.4 アルカリ性物質の塗布含浸による、中性化したコンクリートの再アルカリ化 7.5 デサリネーション ¹⁾
方針 8 [IR]	電気抵抗の増加 「コンクリートの電気抵抗を増大させる。」	8.1 表面処理やコーティングによる水分量の制限
方針 9 [CC]	カソード反応の制御 「潜在的なカソード部分がアノード反応を発生させない状態を形成する。」	9.1 飽和化や表面コーティングによる、カソード部分における酸素量の制限 ²⁾
方針 10 [CP]	電気防食	10.1 電流、電圧の供給 ¹⁾
方針 11 [CA]	アノード部分の制御 「潜在的なアノード部分が腐食反応を引き起こさない状態を形成する。」	11.1 防錆剤を含むコーティング材による鉄筋の表面塗装 11.2 腐食因子との接触を防止するコーティング材による鉄筋の表面塗装 11.3 コンクリートへの防錆剤の添加 ^{1), 2)}
1)これらの手法は EN 1504 シリーズで扱わない材料やシステムを利用する可能性がある。 2)これらの手法は本基準において承認されたものではない。		

筋腐食が発生しているがコンクリートの損傷が小さく、物理的に健全であるが Cl^- を含むコンクリートを除去することが経済的でないまたは実際的でない場合に、特に推奨される。」としている。

これらの、比較的新しい手法以外の伝統的な手法に関しては、他の関連基準や、現在検討中の他の EN 1504 シリーズにおいて詳細な情報が与えられるため、実用上、ほとんど問題はないように思われる。ただし、構造物の損傷状況や、その他の数多くの要因をどの様に評価し、方針を決定するのか、という、表 7-2 や表 7-3 を活用するに到るまでのプロセスが明確にならないかぎり、システムティックな補修、補強工法の選定は難しいものと考えられる。実際に、付録において「適切な補修方針の選定が補修プロジェクトの設計において最も重要な部分である。」としながらも、選定方法としては「最低でも 2～3 の選択肢を用意した上で、専門家の評価によって最終決定を行うべきである。」としており、結局は経験豊富な専門家の知識に頼らざるを得ないというのが現状と言えよう。7.2.1 に示したように、このような課題は、日本の土木学会等とも共通の課題であり、お互いに情報交換を行いながら精力

的に検討を進める必要がある。

7.2.3 Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion (鉄筋腐食により劣化したコンクリート構造物の補修戦略指針 (案)) (RILEM 124-SRC)[3]

RILEM (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures) の Technical Committee である 124-SRC において作成された表記指針においては、鉄筋腐食により劣化したコンクリート構造物に対する補修戦略が示されている。ここで示されている考え方や方法論は、7.2.2 に示した ENV 1504-9 に積極的に取り込まれており、本指針が EN 1504 シリーズに大きな影響を与えていることがわかる。ここでは、対象を鉄筋腐食による劣化に限定しており、よりマニュアル的な色彩が強くなっている。

基本的な補修の流れは図 7-3 のように示されている。すなわち、まず戦略レベル 1 において、劣化構造物の補修が可能か否かを判断し、補修が可能であると判断された場合に戦略レベル 2 において、具体的な補修方針および補修方法の検討に入ることになる。なお、検討の流れは基本的に実線の矢印で示されているが、破線方向の検討も考慮することができる。補

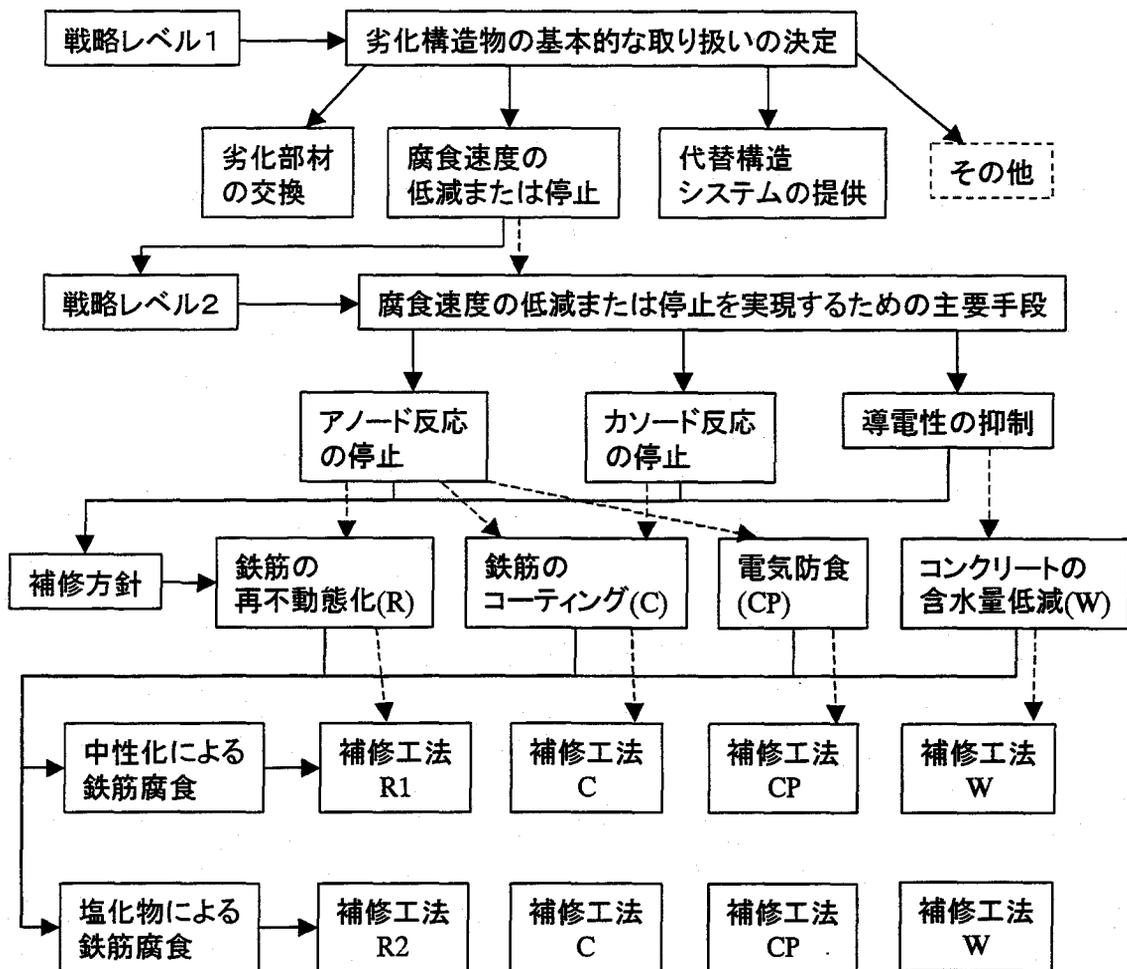


図 7-3 補修戦略の推奨フローチャート[3]

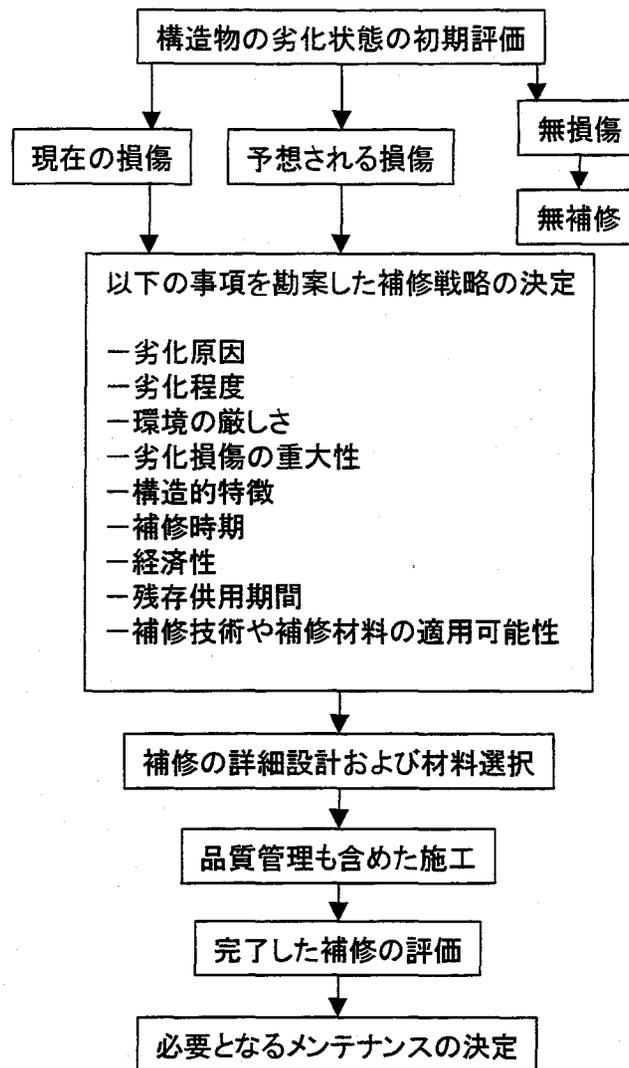


図 7-4 補修プロセスの概要[3]

修工法の選定および遂行プロセスの概要は図 7-4 のように示されている。最初に構造物の詳細調査を行うことにより、現在および将来の劣化状況を評価する。その上で補修工法の選定を行うが、その際に考慮すべき要因が列挙されている。これらの要因を考慮した上で補修方針の決定および詳細な補修設計が行われ、施工および施工後のメンテナンスに移ることになる。コンクリート中の鉄筋腐食に対する補修方針および補修方法の例が図 7-5 のように示されている。ここでは、電気化学的手法も積極的に取り上げられ、デサリネーションは鉄筋を再不動態化するための補修工法の一つに挙げられている。

本マニュアルは、補修戦略に関する記述の中で、従来から行われている表面被覆や断面修復では劣化の厳しい場合に効果が望めないことを指摘しており、そのような場合に電気防食やデサリネーションのような電気化学的手法を用いることを推奨している。また、それぞれの補修工法を適用する際の考え方や注意点、長所と短所について詳細に述べられており、実用的価値は高いと言える。ただし、ここでも補修工法選定の動機付けは定性的なものにとど

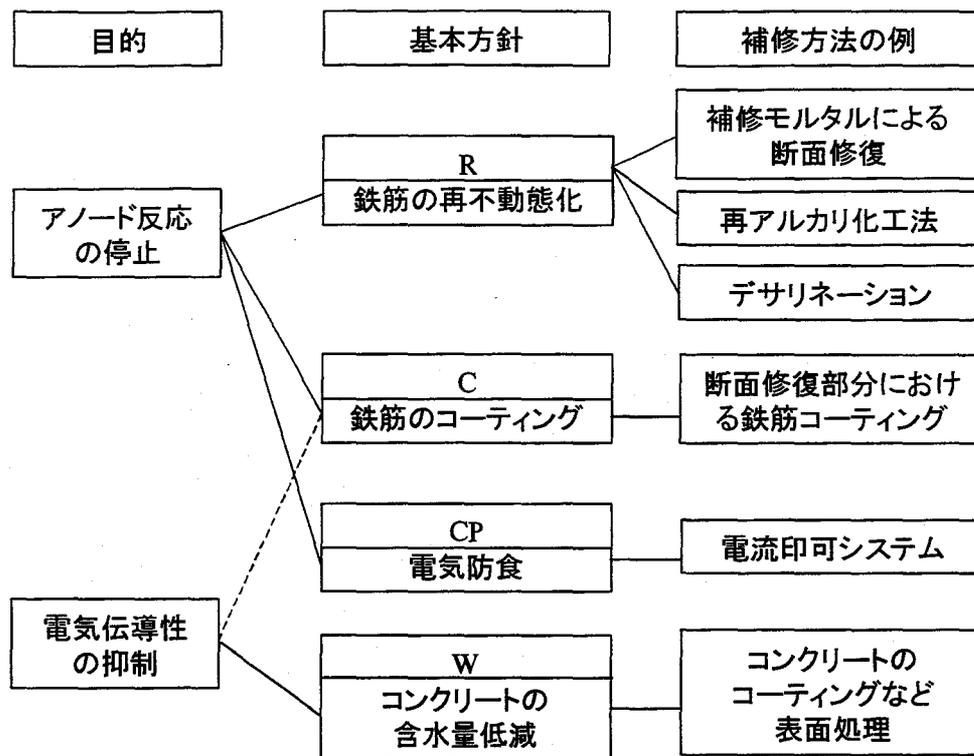


図 7-5 鉄筋の腐食を停止・抑制するための補修方針[3]

まっております。各種補修工法を定量的に比較評価し、どのような場合にどの工法を適用すべきであるという条件を定量的に与えるには到っていない。また、補修材料への定量的な要求性能や実際の施工方法も示されておらず、これらの点に関するマニュアル類の充実が望まれる。

デサリネーションについては、断面修復のようにコンクリートをはつる必要がなく、かつ、電気防食のように供用期間中電流を流し続ける必要もないという点で、メリットがあることが述べられている。ただし、注意点として以下の点挙げている。

- ・まだ、施工経験が浅いために処理後の耐久性に不安が残る。全ての Cl^- を抽出できないことも勘案して、含有 Cl^- 量は腐食開始臨界値よりも小さい場合が適している。
- ・通電処理前の断面修復やひび割れ注入箇所が少ない段階での適用が経済的である。
- ・アルカリ骨材反応の可能性のある構造物への適用は適さない。
- ・PC構造物への適用は適さない。
- ・鉄筋とコンクリートとの付着が構造的安定性に影響するような場合には適さない。

また、デサリネーションによる補修効果の判定方法として、コンクリートの含有 Cl^- 量が腐食開始臨界値よりも十分小さい値まで低減できていることと、デサリネーション適用前後の鉄筋自然電位分布図比較を挙げている。なお、ここでは、腐食開始臨界値として、セメント量に対して 0.3%~0.5% を提案している。

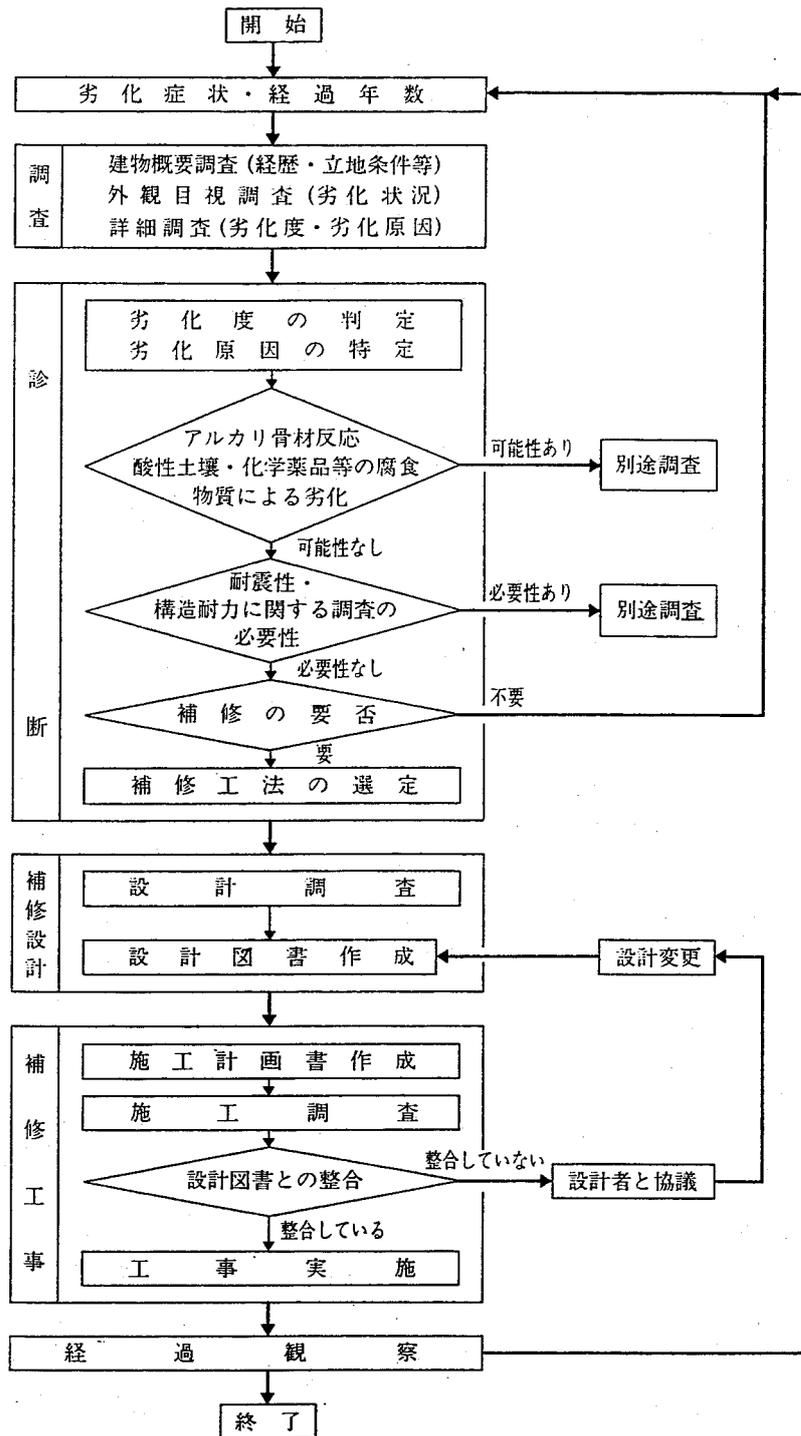


図 7-6 調査・診断および補修工事の手順[4]

7.2.4 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針 (案)・同解説 (日本建築学会) [4, 5]

日本建築学会の、鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針 (案)・同解説は、既存の鉄筋コンクリート造建築物に劣化現象が見られた場合や、劣化状況を把握したい場合に行う調査・診断方法、および、低下した性能・機能の改善などを目的として行われる補修および劣化抑制方法を示したものである。なお、ここでは、主として鉄筋腐食による劣化現象を対象にしている。調査・診断および補修工事の手順は図 7-6 のように示され

ている。構造物の劣化状況の調査結果に基づき、劣化度の判定および劣化原因の特定を行い、これによって補修が必要であると判定された場合に補修工法の選定を行い、設計・施工・メンテナンスに移るといったフローになっている。基本的な流れは土木学会の維持管理指針（案）と似ているが、各作業の方法や手順については、解説編にかなり詳細に示されている。また、鉄筋腐食度と劣化度の評価基準が表 7-4 および表 7-5 のように示されているのも特徴的である。さらに、劣化メカニズムに対して劣化原因の強さを定めており、表 7-6 に示すように、塩害に関しては鉄筋位置における Cl⁻量で分類を行っている。なお、解説編において具体的な Cl⁻量を表 7-7 のように与えている。これらの表による判定から補修工法を選定することになるが、その際に用いる表として表 7-8 が示されている。ここで、鉄筋腐食補修工法とは、基本的に断面修復工法を想定しており、塩害抑制工法とは、基本的に表面処理工法を想定している。なお、「鉄筋腐食に対する劣化外力が厳しい場合には、特殊工法を適用することを検討する。」としており、この特殊工法として電気化学的補修工法である電気防食、デサリネーション（脱塩工法）および再アルカリ化が挙げられている。ただし、具体的にどの様な場合にこれらの工法を適用するのかという点については示されていない。これらの工法が使われるためには、適用が望ましい状況を具体的に示すべきであろう。

表 7-4 鉄筋腐食度評価基準[4]

グレード	評点	評価基準
I	0	腐食がない状態、または表面にわずかな点さびが生じている状態。
II	1	表面に点さびが広がって生じている状態。
III	2	点さびがつながって面さびとなり、部分的に浮きさびが生じている状態。
IV	4	浮きさびが広がって生じ、コンクリートにさびが付着し、断面積で20%以下の欠損を生じている箇所がある状態。
V	6	厚い層状のさびが広がって生じ、断面積で20%を超える著しい欠損を生じている箇所がある状態。

表 7-5 劣化度評価基準[4]

劣化度	評価基準	
	外観の劣化症状	鉄筋の腐食状況
健全	めだった劣化症状はない。	鉄筋の腐食グレードはⅡ以下である。
軽度	鉄筋に沿う腐食ひび割れはみられないが、乾燥収縮による幅 0.3 mm 未満のひび割れやさび汚れなどがみられる。	腐食グレードがⅢの鉄筋がある。
中度	鉄筋腐食によると考えられる幅 0.5 mm 未満のひび割れがみられる。	腐食グレードがⅣの鉄筋がある。
重度	鉄筋腐食による幅 0.5 mm 以上のひび割れ、浮き・コンクリートのはく落などがあり、鉄筋の露出などがみられる。	腐食グレードがⅤの鉄筋がある。 腐食グレードがⅤの鉄筋はないが、大多数の鉄筋の腐食グレードはⅣである。

表 7-6 コンクリート中の塩化物量による劣化原因の強さの分類[4]

劣化原因の強さ	鉄筋位置における塩化物イオン量による分類
小	鉄筋のかぶり厚さの位置において、鉄筋腐食を誘発する塩化物イオンが存在しない。
中	鉄筋のかぶり厚さの位置において、鉄筋腐食を誘発する塩化物イオンが部分的に存在する。
大	鉄筋のかぶり厚さの位置において、鉄筋腐食を誘発する塩化物イオンが存在する。

表 7-7 コンクリート中の塩化物量（平均値）による劣化原因の強さの分類[4]

劣化要因の強さ	鉄筋位置の塩化物イオン量の平均値による分類
小	0.3 kg/m ³ を超え、0.6 kg/m ³ 以下
中	0.6 kg/m ³ を超え、1.2 kg/m ³ 以下
大	1.2 kg/m ³ 以上

表 7-8 劣化原因が塩化物イオンの場合の補修工法[4]

劣化度	劣化要因の強さ（鉄筋位置の塩化物イオン量）		
	小	中	大
軽度	不要（かぶり不足の場合は塩害抑制工法を併用する）	塩害抑制工法	塩害抑制工法
中度	別の原因を検討する	鉄筋腐食補修工法 + 塩害抑制工法	鉄筋腐食補修工法 + 塩害抑制工法
重度	別の原因を検討する	別の原因を検討する	鉄筋腐食補修工法 + 塩害抑制工法

補修設計における回復目標レベルとして、恒久、延命、暫定の3レベルを示している。ここで、恒久とは、顕在化しているすべての劣化部分を補修するだけでなく、内在している劣化要因をほとんど完全に除去し、恒久的な補修効果を期待するレベルであり、延命とは、顕在化している劣化部分をすべて補修するとともに、劣化要因を内在していると考えられる部分に対しては、劣化進行を抑制する工法を施し、延命効果を期待するレベルであり、暫定とは、顕在化している劣化部分のみを補修し、その他の部分に対しては劣化が顕在化するたびに処置していくレベルである。劣化進行予測の結果と残存供用期間や構造物の重要度を考慮すれば、必ずしも恒久的に補修効果を持続させる必要がないケースも考えられる。土木学会における維持管理区分の考え方も勘案すると、今後は構造物の維持管理計画にも性能規定の考え方が導入され、供用期間を通じて構造物が所定の要求性能を満足することを目標とするメンテナンスが一般的となる可能性が高い。

7.2.5 コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書

(日本コンクリート工学協会) [6, 7, 8]

日本コンクリート工学協会の“コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会”では、主として塩害により劣化したコンクリート構造物を対象に、そのリハビリテーションシステムを構築することを目的として活動を行った。委員会は、構造物性能評価作業部会、材料性能評価作業部会および工法評価作業部会の3つの作業部会に分かれて実質的な活動を行い、最終的に各部会による活動成果をまとめて、一つのシステムを構築する予定であったが、この報告書においては、統合システムの最終的な形までは示されていない。ただし、各作業部会における活動成果は今後のリハビリテーションを考える上で非常に重要な情報を与えていると言える。なお、リハビリテーション研究委員会の活動は、現在、“複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理研究委員会”に引き継がれ、コンクリート構造物のリハビリテーションに関する包括的ガイドラインの作成を進めている。

ここでは、特に工法評価作業部会の活動成果に注目する。まず、リハビリテーションシステムの全体像は図 7-7 のように示されている。構造物の劣化程度を点検によって評価し、劣化原因を特定した上で劣化進行予測を行い、これをもとにして補修工法の選定を行うという流れは、土木学会や日本建築学会で提案されている形に類似しているが、ここで特徴的なのは、構造物の劣化状況から各種性能低下程度を評価し、この性能を回復することを目的として補修工法が選択されるという点である。評価の対象となる性能としては、水密性、対人安全性、じん性、たわみ性、耐荷性および耐疲労性が挙げられている。

塩害による構造物の劣化過程と各種性能の低下グレードは表 7-9～表 7-14 に示すように対応づけられており、それぞれの性能低下グレードに対する推奨補修工法と、通常点検からこれらの推奨工法を選定するまでのプロセスが図 7-8 のように提案されている。図 7-8 によると、まず、 Cl^- の浸透状況や、鉄筋の腐食状況から劣化の進行予測を行い、これに基づいて補修および補強の要否判定を行う。さらに、補修または補強が必要と判定された場合に、劣化過程に対応する「鉄筋腐食の進行を抑制する工法」を選択し、さらに、表 7-9～表 7-14 を参考にして要求性能の回復を目的とする補修・補強工法を選定するという流れになっている。この方法によれば、ある程度システムティックに工法選定を行うことができるという点に大きな特徴があるが、表 7-9～表 7-14 における性能低下グレードの評価方法が定量的になっていない点や、構造物の重要度や環境条件などの詳細について考慮できない点などに課題を残している。

デサリネーションの位置づけとしては、図 7-9 に示すように、 Cl^- が浸透し鉄筋腐食が開始してから腐食ひび割れが発生するまでの進展期における適用を推奨しており、含有 Cl^- 量が小さく、通電処理による脱塩効率が小さいような潜伏期や、劣化程度が厳しく、通電処理前に比較的大規模な断面修復を伴うような加速期以降は、経済性が低下する可能性が高いとしている。

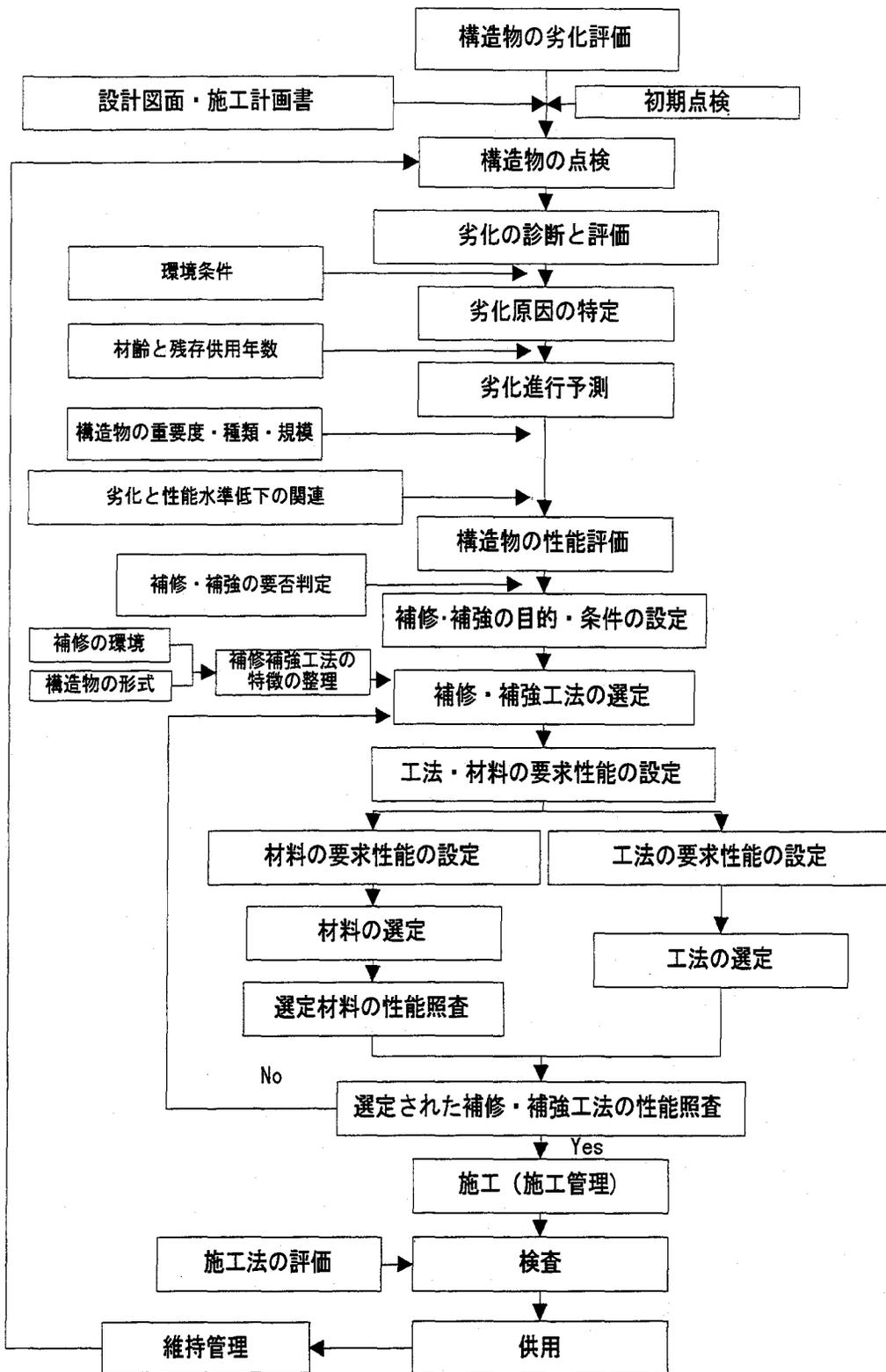


図 7-7 リハビリテーションシステムの全体像と検討の範囲[6]

表 7-9 劣化過程と水密性の低下グレード対応表[6]

劣化過程	性能低下グレード
潜伏期：塩化物イオンが鉄筋表面で腐食発生限界値に達するまでの期間	グレード0 (浸透経路は当初断面と同じであり性能の低下はない)
進展期：鉄筋腐食発生からコンクリートに腐食ひび割れが発生するまでの期間	グレードI (腐食の進行に伴い、微細なひび割れが進行して浸透経路が短くなり、水密性の低下が懸念される～ひび割れ発生による性能低下)
加速期：腐食ひび割れ発生後の急激な腐食の進行	グレードII (鉄筋に沿ったひび割れと部分的な剥離により、広い範囲で浸透経路が短くなる)
劣化期：腐食量の増大により耐荷力などが低下	グレードIII (大規模な、かぶりの剥離により浸透経路が大幅に短くなる)

表 7-10 劣化過程と対人安全性の低下グレード対応表[6]

劣化過程	性能低下グレード
潜伏期：塩化物イオンが鉄筋表面で腐食発生限界値に達するまでの期間	グレード0 (外観は当初断面と変化なし)
進展期：鉄筋腐食発生からコンクリートに腐食ひび割れが発生するまでの期間	グレードI (鉄筋に沿ったひび割れにより錆汁が見られ、構造物表面の美観が大幅に低下)
加速期：腐食ひび割れ発生後の急激な腐食の進行	グレードIII (鉄筋に沿ったひび割れ錆汁による嫌悪感の増大と、ひび割れや部分的な剥離による使用者の危機感の増大)
劣化期：腐食量の増大により耐荷力などが低下	グレードIV (激しい劣化による、極度な不安感)

表 7-11 劣化過程と耐震性（じん性）の低下グレード対応表[6]

劣化過程	性能低下グレード
潜伏期：塩化物イオンが鉄筋表面で腐食発生限界値に達するまでの期間	グレード0 (変化なし)
進展期：鉄筋腐食発生からコンクリートに腐食ひび割れが発生するまでの期間	グレードI (縦ひび割れ発生後に耐力(耐震)壁・梁部材では靱性低下、柱部材ではほとんど変化なし)
加速期：腐食ひび割れ発生後の急激な腐食の進行	グレードII (柱・梁・耐力(耐震)壁ともに大変形時に靱性低下が大きくなる)
劣化期：腐食量の増大により耐荷力などが低下	

表 7-12 劣化過程とたわみ性の低下グレード対応表[6]

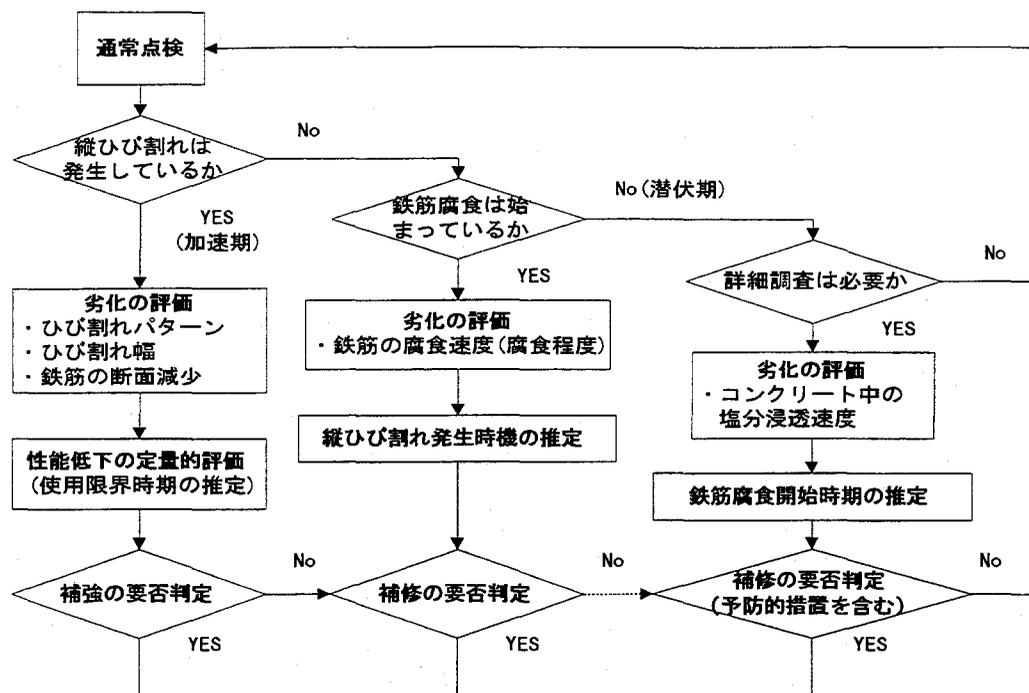
劣化過程	性能低下グレード
潜伏期：塩化物イオンが鉄筋表面で腐食発生限界値に達するまでの期間	グレード0 (低下が小さい、あるいは補強筋があれば低下なし)
進展期：鉄筋腐食発生からコンクリートに腐食ひび割れが発生するまでの期間	
加速期：腐食ひび割れ発生後の急激な腐食の進行	
劣化期：腐食量の増大により耐荷力などが低下	グレードI (スターラップの断面減少が激しくない場合には主筋に腐食があってもたわみ性の低下は少ない) グレードII (スターラップなどの腐食が激しいために、たわみ性は大幅に低下する可能性が高い)

表 7-13 劣化過程と耐荷性の低下グレード対応表[6]

劣化過程	性能低下グレード
潜伏期：塩化物イオンが鉄筋表面で腐食発生限界値に達するまでの期間	グレード0 (低下なし～ほとんどなし)
進展期：鉄筋腐食発生からコンクリートに腐食ひび割れが発生するまでの期間	
加速期：腐食ひび割れ発生後の急激な腐食の進行	
劣化期：腐食量の増大により耐荷力などが低下	グレードI (腐食の進行あるいは、腐食ひび割れ幅が大きくなると耐荷力が低下する。しかし、当初設計の値はまだ満足している) グレードII (鉄筋の断面減少率が大きくなり、当初設計の値よりも低下する)

表 7-14 劣化過程と耐疲労性の低下グレード対応表[6]

劣化過程	性能低下グレード
潜伏期：塩化物イオンが鉄筋表面で腐食発生限界値に達するまでの期間	グレード0 (鉄筋腐食がないため、初期と同等) グレードI (腐食が進行するにしたがって、孔食による鉄筋の疲労寿命の低下、かぶり部分のひび割れ進行に伴うせん断力、押抜きせん断力疲労耐力の低下)
進展期：鉄筋腐食発生からコンクリートに腐食ひび割れが発生するまでの期間	
加速期：腐食ひび割れ発生後の急激な腐食の進行	
劣化期：腐食量の増大により耐荷力などが低下	グレードIV (鉄筋の大幅な腐食減量による曲げ疲労寿命の低下、かぶり部分のひび割れ進行に伴うせん断力、押抜きせん断力疲労耐力の大幅な低下)



劣化過程	I	II	III	IV
ひび割れ補修工法	◎	○	△	
表面処理工法	◎	○	△	
断面修復工法		○	◎	
電気化学的脱塩工法	○	◎	◎	○
電気防食工法	◎	◎	◎	○
鋼板・FRP接着工法				
補強 (カポット工法・埋戻し・打撃工・タカ工法等)				

性能	水密性				対人安全性				じん性				たわみ性				耐荷性				耐疲労性			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
性能低下グレード	○	I	II	III	○	I	II	III	○	I	II	III	○	I	II	III	○	I	II	III	○	I	II	III
ひび割れ補修工法	◎	◎	○		◎	○	○																	
表面処理工法	◎	◎	◎	○	◎	◎	◎	○																
断面修復工法			○	◎			◎	◎			○				○	○			○	○			○	○
電気化学的脱塩工法																								
電気防食工法																								
鋼板・FRP接着工法								○	◎	◎	◎		◎	◎	◎		◎	◎	◎		◎	◎	◎	
補強 (カポット工法・埋戻し・打撃工・タカ工法等)									◎	◎	◎		◎	◎	◎		◎	◎	◎		◎	◎	◎	

注) ① 記号の説明

- ◎ : 主工法として適用可能
- : 補助工法として、主工法の性能を保持するために適用
- △ : 補助工法として、構造物の劣化状況などに応じて適用

- ② グレード0あるいはIの(◎)は、初期欠陥がある場合あるいは予防保全を目的とする。
- ③ 断面修復工法を「鋼材を保護する性能」に主工法として適用する場合には、鋼材に腐食を発生させる有害な量の塩化物はすべて取り除くことを基本とする。補助工法としてあるいはその他の性能に対して適用する場合には、浮き剥離などの劣化が見られる部分のみの補修となる。なお、断面積が減少した鉄筋に対しては、補強筋によって断面積を補うことも考慮する。
- ④ 過酷環境下の構造物では、「鉄筋腐食の進行を抑制する工法」は常に選定されなければならない。力学特性やその他の性能の回復も必要な場合には、このために選定された工法と「鉄筋腐食の進行を抑制する工法」との組み合わせを考慮に入れ、要求される性能を全て満足する工法が最終的に選定されなければならない。

図 7-8 構造物の劣化評価から補修工法の選定までの流れ[6]

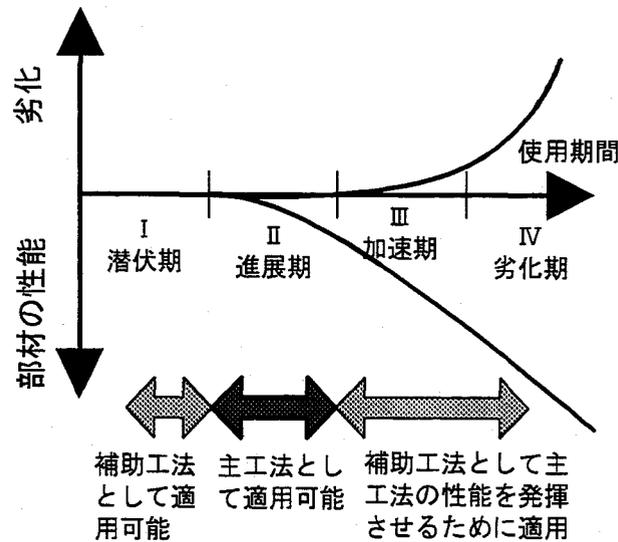


図 7-9 電気化学的補修工法の位置づけ[6]

7.2.6 その他の検討例

(1) Rehabilitation methodology (J. P. Broomfield) [9]

J. P. Broomfield は、塩害により劣化した構造物に対するリハビリテーション工法選定のフローチャートとして図 7-10 を提案している。これによると、まず劣化が発覚した際に、予備調査と本調査を経て劣化原因を推定する。ここで、塩害による鉄筋腐食が原因であると判定された場合に、表面被覆を伴う断面修復、電気防食およびデサリネーションの3手法からリハビリテーション工法を選定する流れになっている。この際に、PC構造物であるか否か、通電条件が整っているか否か、アルカリ骨材反応の可能性はあるか否かといったフィルターにかけて3手法に分類している。電気防食やデサリネーションが適用不可と判定されると、断面修復および表面被覆が選定されるという流れになっているが、実際には、例えば劣化が進行したPC構造物に対して、大規模なはつり作業を伴う断面修復で対処することは難しいように思われる。また、結局最終的に工法選定を左右するのはコストであるという点も改善の余地があるように思われる。

本文中において、デサリネーションを選択するメリットとして、電気防食のように恒久的な電流供給の必要がなく、処理後のメンテナンスやモニタリング作業が低減できることを挙げている。これに対して、問題点として、処理後の耐久性が明らかになっていないことを挙げている。ただし、処理後に外部からの Cl^- 浸入が防止できれば、10年から20年は効果が持続すると述べている。

(2) 守分らの検討[10, 11, 12, 13, 14]

守分らは、塩害環境にある港湾コンクリート構造物の補修工法としての表面処理の適用限界を考える中で、他の補修工法も含めた形での補修工法選定方法を検討している。補修工法選定の基本的な流れは図 7-11 のように示されている。これによると、外観調査および含有

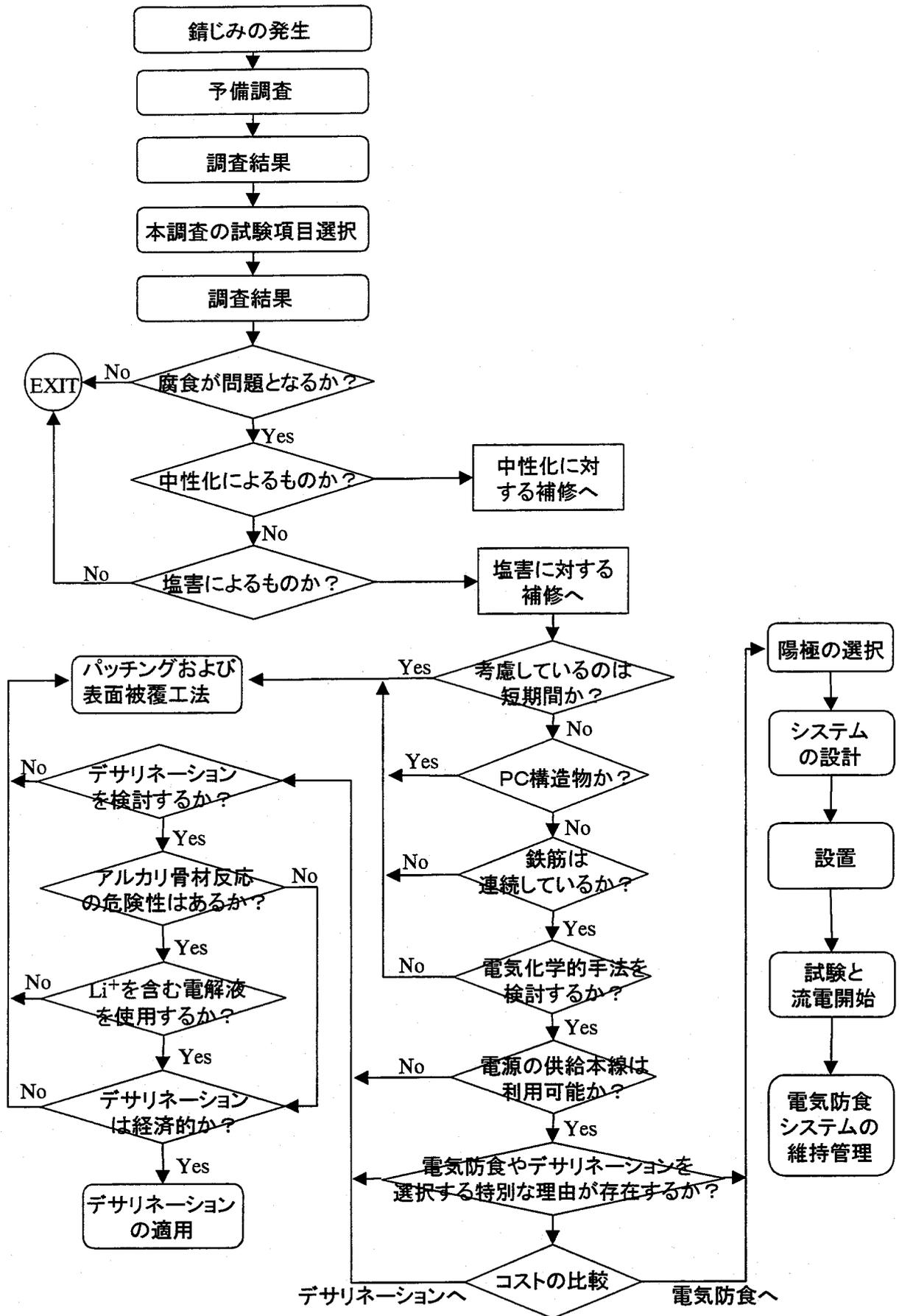


図 7-10 塩害により劣化したコンクリート構造物のリハビリテーション選定方法[9]

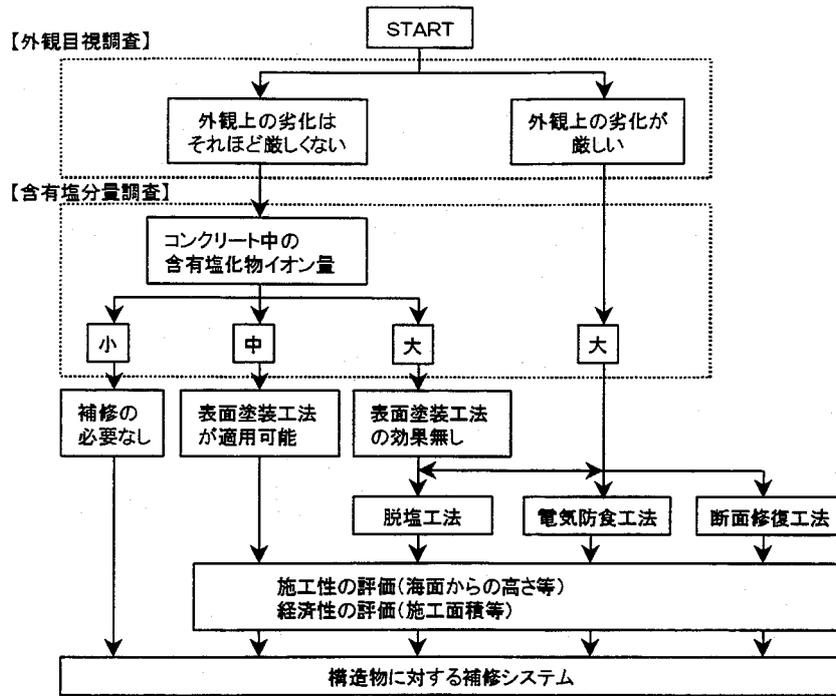


図 7-11 補修工法選定の流れ[10]

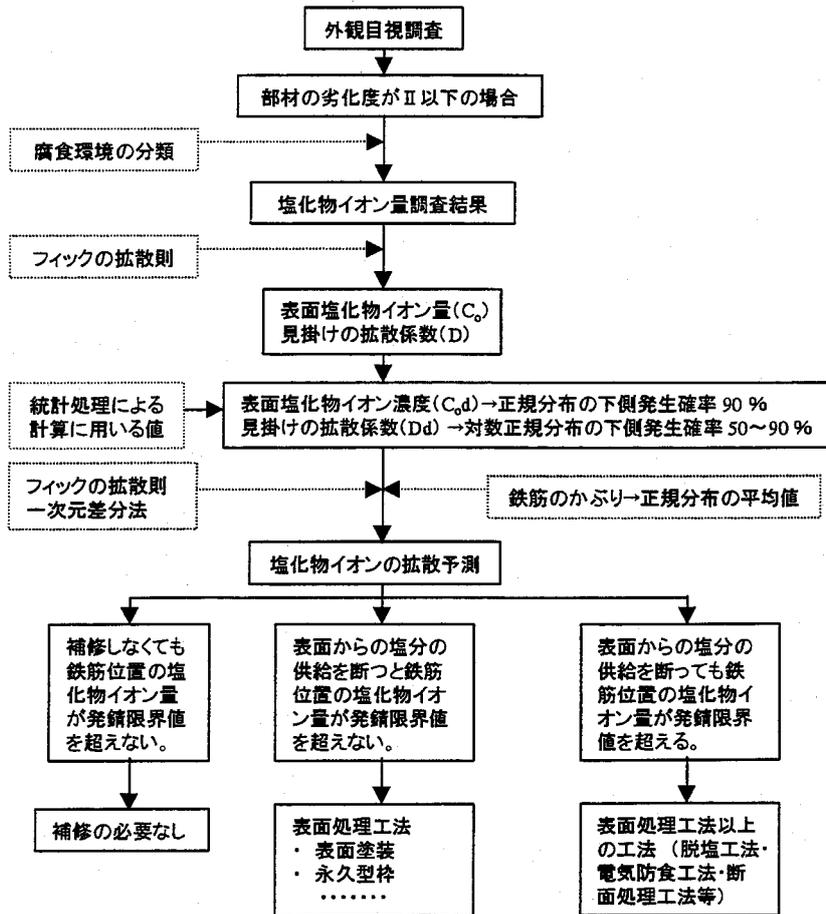


図 7-12 表面処理工法適用性検討の流れ[10]

表 7-15 表面被覆工法の効果が期待できない場合の補修工法の選定例（栈橋の場合） [13]

		環境区分		
		海中	飛沫帯	海上大気中
外 観 の 劣 化 度	0	断面修復工法	断面修復工法／脱塩工法	脱塩工法
	I	断面修復工法	断面修復工法／脱塩工法	脱塩工法
	II	断面修復工法	断面修復工法	電気防食工法／脱塩工法
	III	断面修復工法	断面修復工法	電気防食工法
	IV	断面修復工法	断面修復工法	断面修復工法
	V	断面修復工法	断面修復工法	断面修復工法

塩分量調査の結果、外観上の劣化はそれほど激しくなく、含有塩分量も比較的小さい場合にのみ表面処理が適用可能であり、それ以外の劣化が厳しい場合または含有塩分量が大きい場合には、デサリネーション（脱塩工法）、電気防食および断面修復から選択することになっている。これらの工法の中からの選定は、別途「施工性・経済性」を中心に評価して判定する必要があるとしている。また、表面処理の適用性に関する検討方法としては図 7-12 が提案されている。すなわち、劣化程度が比較的軽微な場合を対象に含有塩分量の調査を行い、このデータからフィックの拡散則を用いて表面 Cl^- 濃度 C_0 と見かけの拡散係数 D を計算する。さらに、これらのデータの統計処理により得られた値である、 C_{90} と D_0 およびかぶり深さの平均値 d_0 を用いたフィックの拡散則により、 Cl^- の拡散予測を行い、供用期間中に鉄筋位置の Cl^- 濃度が鉄筋の発錆限界を越えないことを条件として表面処理の適用可能性を評価するというものである。ここで、鉄筋位置における Cl^- 濃度が鉄筋の発錆限界を越える場合には、前述したように電気化学的手法か断面修復工法を選択することになる。なお、発錆限界としては、全塩分量で 2.0 kg/m^3 が用いられている。

表面被覆の効果が期待できない場合の補修工法選定例として、表 7-15 が提案されている。ここでは、コンクリート表面に波力などの外力が直接作用する場合や、厳しい劣化状況でコンクリートの浮き・剥離が多く、コンクリート表面に設置した陽極と鉄筋との間に均一な電流を流すための作業が煩雑な場合には、電気化学的手法よりも断面修復を選定した方が有利であることが示されている。また、電気防食とデサリネーション（脱塩工法）を比較すると、劣化程度が厳しい場合に電気防食が選定されている。これは、含有 Cl^- 量が大きい場合にはデサリネーション適用後の耐久性に不安が残ることを考慮しているものと推察できる。

守分らの検討によって、すべての補修工法選定作業が明確化されたわけではないが、少なくとも、表面処理工法の適用限界を定量的に評価することに成功している。

7.2.7 既往の検討におけるデサリネーションの位置づけと補修工法選定フローの提案

7.2.1 から 7.2.6 に示した検討におけるデサリネーションの位置づけを表 7-16 にまとめて示す。ここで挙げた検討例は様々な種類のものが混在しているために、記述レベルにも差があるのはやむを得ないであろう。全体的な傾向としては、劣化が比較的進んだ段階でのデサリ

表 7-16 既往の検討におけるデサリネーションの位置づけ

文献番号	検討主体	デサリネーションの位置づけ
[1]	土木学会	特に示されていない。
[2]	CEN	腐食環境にある鉄筋の不動態被膜回復を目的とする補修工法の一つとして挙げられている。ただし、鉄筋の裏側に内在塩分を含有する場合に腐食再発の可能性を指摘している。
[3]	RILEM	鉄筋の再不動態化を目的とする補修工法の一つとして挙げられている。特に劣化程度が大きい場合に有効であるが、通電前の断面修復が少ない方が経済的であるとしている。また、一時的な通電処理で完了するという点で電気防食より有利であるが、問題点として、処理後の耐久性、アルカリ骨材反応の促進、PC鋼材の水素脆化、付着強度の低下を指摘している。
[4]	日本建築学会	鉄筋腐食に対する劣化外力が厳しい場合に検討することができる特殊工法として、他の電気化学的手法とともに挙げられている。また、工法の概要と長所および問題点について概説されている。
[6]	日本コンクリート工学協会	鉄筋腐食の進行を抑制する工法の一つとして挙げられている。適用時期としては、Cl ⁻ が浸透し鉄筋腐食が開始してから腐食ひび割れが発生するまでの進展期における適用を推奨しており、Cl ⁻ 量が少ない潜伏期や劣化が激しい加速期以降は、経済性が低下する可能性が高いとしている。
[9]	J. P. Broomfield	塩害に対する補修工法として、断面修復工法および電気防食とともに挙げられている。恒久的な電流供給の必要がないという点で電気防食よりも有利であるが、処理後の耐久性の確認が課題であるとしている。
[10] ~ [14]	守分ら	含有 Cl ⁻ 量が大きいことから表面処理工法の効果が期待できず、かつ、通電処理のための断面修復が経済的に行えるレベルである場合に、電気化学的手法が有利であるとしている。

ネーション適用が推奨されているが、特に断面修復工法や電気防食との比較検討の考え方を明確にすることが重要である。そこで、既往の検討を参考にして、塩害環境にあるコンクリート構造物の補修工法選定フローを図 7-13 に提案する。

図 7-13 は大きく分けて 3 段階の検討により構成されている。最初の Step 1 においては、表面処理工法の適用可能性を検討する。表面処理工法は保護効果が主であるため、劣化が進行した段階では適用効果は小さいが、経済性と施工性を兼ね備えた手法であるため、まず最初に検討するべきであろう。検討方法としては、7.2.6 に示した守分らの考え方に従って、供用期間中に鉄筋位置の Cl⁻量が発錆限界値以下に抑えることができるかどうかを適用可能性の判定基準とした。

表面処理を施しても鉄筋位置の Cl⁻量が発錆限界値を越える場合には、Step 2 において、断面修復工法の適用性を検討する。なお、鉄筋腐食によりかぶりコンクリートが損傷している場合には、既に鉄筋位置の Cl⁻量が発錆限界値を越えていると考えられるため、Step 1 は省略することができる。Step 2 では、最初に撤去・再構築を行うべきか否かを判断し、撤去・再構築を行わない場合には、続いて大規模な断面修復を検討する。ここで言う大規模な断面

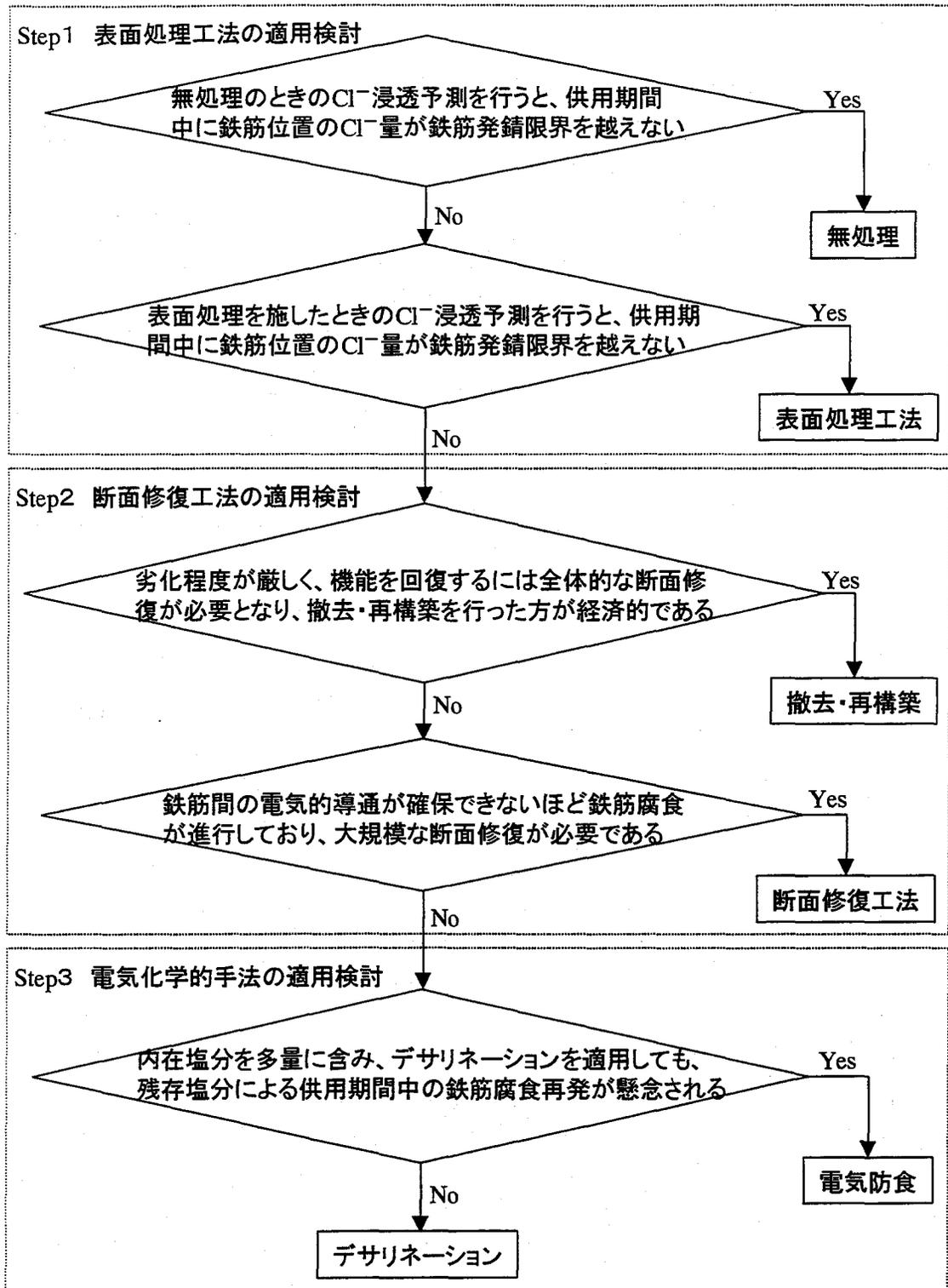


図 7-13 塩害環境にあるコンクリート構造物の補修工法選定フロー

修復とは、鉄筋の取り替えも含まれるようなレベルを意味しており、補修後には鉄筋周辺の Cl^- は完全に除去されている。鉄筋の裏側までコンクリートをはつらないような小規模な断面修復も考えられるが、マクロセル腐食による鉄筋腐食の再発は避けられないと判断して、ここでは除外している。なお、PC 構造物の場合には、大規模な断面修復は困難であるため、撤去・再構築を行わない場合には、続いて Step 3 の検討に入る。

かぶりコンクリートの損傷程度が比較的軽微であり、鉄筋も電氣的導通が十分確保できる程度の腐食段階であれば、Step 3 において、電気化学的手法を検討する。デサリネーションを適用する上で最大の懸案事項は処理後の補修効果持続性である。残存供用期間を考慮して、デサリネーション適用後の残存 Cl^- による鉄筋腐食再発の可能性が高いと判断される場合には、電気防食を選択するべきだが、それ以外の場合にはデサリネーションの適用が可能であろう。デサリネーションが選択された場合の適用条件および適用手順を 7.3 において提案する。

7.3 塩害コンクリート構造物へのデサリネーション適用条件および適用手順

本研究により得られた知見に既往の検討結果も考慮して、デサリネーションの適用条件を以下に提案する。なお、ここで示された条件は、現時点で、安全なデサリネーション適用を行うために必要と判断されるものであり、今後のデータ蓄積や研究成果によってはその変更を検討することができるものである。また、これらの適用条件を考慮したデサリネーション適用の流れを、図 7-14 に示す。

<対象構造物>

塩害により劣化したコンクリート構造物とし、RC、PC の別を問わない。

<環境条件および構造条件>

陽極の設置および通電処理が可能であれば、環境条件および構造条件を問わない。

<補修前調査>

デサリネーションを適用する構造物に対して、適用前に以下の事項を調査する。

- ・コンクリートの含有 Cl^- 量（全塩分）分布
- ・コンクリート中鋼材の自然電位および分極抵抗
- ・鋼材間の電氣的導通
- ・かぶりコンクリートの劣化状況
- ・アルカリ骨材反応の可能性の有無
- ・鋼材とコンクリートとの付着と構造的安定性の関係
- ・PC 構造物の場合、PC 鋼材の腐食程度

<適用可能性の判定>

以下の場合には原則として適用できない。

- ・アルカリ骨材反応による膨張の可能性が認められる場合
- ・ポストテンション方式のPC構造物で、シースが欠損し、シース内部までCl⁻が浸入している場合
- ・電氣的導通が確保できないほど鋼材が腐食している場合
- ・鋼材の裏側（コンクリート表面の反対側）に多量の内在塩分を含んでいる場合

<劣化レベル>

原則として、劣化レベルを問わず適用可能である。ただし、Cl⁻含有量が小さい場合には、コンクリート表面からの外来塩分浸入を遮断したときの供用期間におけるCl⁻拡散予測を行い、鋼材位置におけるCl⁻量（全塩分量）が鋼材の発錆限界以下であれば表面処理工法の適用を検討する。鋼材の発錆限界としては、全塩分量でセメント重量に対して0.4%、または、コンクリート体積に対して1.2 kg/m³程度が適切であろう。

<通電条件>

電流密度は、コンクリート表面積または鋼材表面積に対して、下限が1.0 A/m²、上限が5.0 A/m²とする。通電期間は下限を4週間、上限を8週間とするが、含有Cl⁻量（全塩分量）の平均値が3.0 kg/m³程度以下である場合をのぞいて、8週間の通電処理が望ましい。また、PC構造物の場合には、連続通電期間は2週間までとし、2回の連続通電処理の間に2週間以上の静置期間を設ける断続的通電処理を原則とする。

陽極材としては、チタンメッシュのような不活性材料を用い、外部電源によってコンクリート中鋼材との間に直流電流を供給する。なお、短絡防止のために、かぶりコンクリートの損傷部分については、あらかじめポリマーセメントモルタルなどによる断面修復を行う。電解溶液としては、pH保持性のよいアルカリ溶液を使用し、通電処理中のpHが10を下回らないようにする。

<補強工法との併用に関する検討>

以下の場合には、補強工法の併用を検討する。

- ・重ね継ぎ手を含む場合など、鋼材とコンクリートとの付着が構造的安定性に影響するような場合
- ・PC鋼材の応力腐食による遅れ破壊の可能性が認められる場合

なお、補強工法は環境条件を考慮して選定することとし、塩害環境においては炭素繊維シート接着工法やFRPアウトケーブル工法が推奨できる。

<補修後の表面処理>

対象構造物が塩害環境にない場合には、特別な表面処理の必要はない。対象構造物が塩害環境にある場合には、外来塩分の浸透を防ぐ必要があるが、コンクリート内部からの水分蒸

発を妨げないことが望ましい。このため、撥水系の表面処理材などの検討が望ましい。

<補修効果の確認と補修後のモニタリング>

デサリネーション適用後の鋼材位置における全塩分量が鉄筋の発錆限界を下回っている場合に、補修効果が得られていると判断できる。ただし、補修前の含有 Cl^- 量が大きい場合にはコンクリート表面付近に多量の Cl^- が残存している可能性があり、そのような場合には、表面付近のコンクリートを除去することも考えられる。

補修後は、定期的に鉄筋の自然電位および分極抵抗を測定することにより、デサリネーションによる防食効果の持続性を確認する。供用期間中に再劣化の傾向が見られた場合には、再度詳細調査を行い、デサリネーションの再適用や電気防食工法への切り替えなどの対策を検討する。

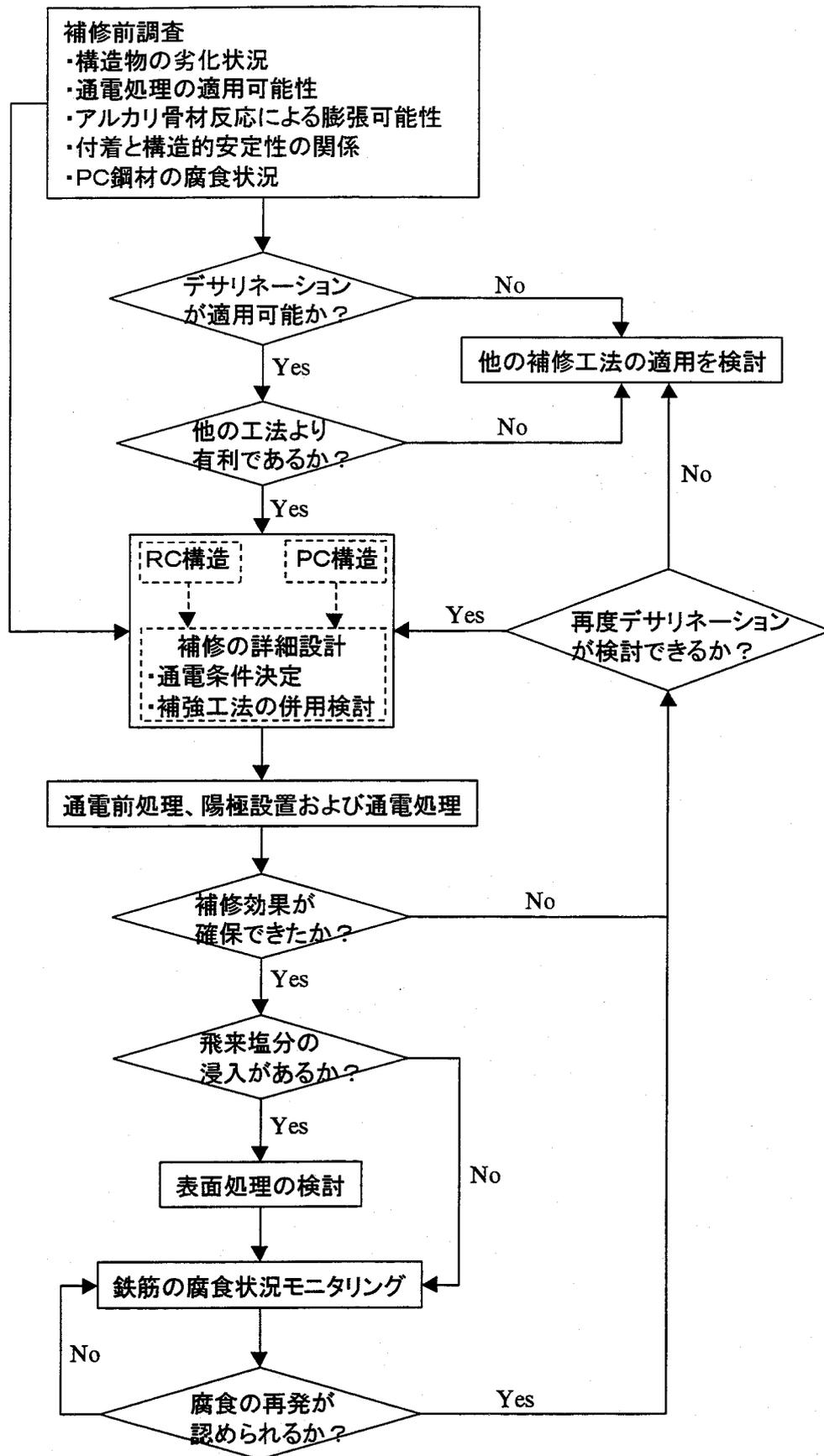


図 7-14 デサリネーション適用の流れ

7.4 本章のまとめ

本章における検討により得られた結果をまとめると以下のようなになる。

- (1) コンクリート構造物のメンテナンスシステムに関する国内外の検討状況を調査した結果、具体性が高く、かつ、普遍的なメンテナンスシステムおよび補修工法選定システムの構築にはまだ課題が多いことがわかった。また、塩害に対する補修工法としてのデサリネーションの位置づけを調査した結果、特に最近になって積極的に適用する方針が示されている検討例が見られたが、他の補修工法との比較も含めて具体的な適用方針や適用条件が明示されているものは少なかった。
- (2) 塩害により劣化したコンクリート構造物の補修工法としてのデサリネーション選定の考え方および適用条件を提案した。この適用条件にしたがって運用することにより、安全に補修効果を挙げるができるものと考えられる。

参考文献

- [1] コンクリート構造物の維持管理指針（案）、コンクリートライブラリー第81号、土木学会、1995.10
- [2] CEN/TC 104 : ENV 1504-9, 1998.
- [3] P. Schießl, RILEM 124-SRC : Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion, *Materials and Structures*, 27, pp. 415~436, 1994.
- [4] 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針（案）・同解説、日本建築学会、1997.1
- [5] 梶田佳寛：RC造建築物の耐久性調査・診断および補修技術の現状、第42回日本学会材料研究連合講演会前刷集、pp. 119~125、1998.9
- [6] コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1998.10
- [7] 守分敦郎、梶田佳寛、宮川豊章：要求性能と選択システム、*コンクリート工学*、Vol. 36、No. 7、pp. 59~61、1998.7
- [8] T. Miyagawa, Y. Masuda, K. Takewaka, A. Moriwake, T. Ueda and Member of JCI Rehabilitation Committee : Proper Application of Rehabilitation Method for Concrete Structures Deteriorated by Chloride-induced Corrosion, *Proceedings of the Second RILEM/CISRO/ACRA International Conference on Rehabilitation of Structures*, pp. 557~568, 1998.9
- [9] J. P. Broomfield : *Corrosion of Steel in Concrete – Understanding, investigation and repair*, E & FN SPON, pp. 169~186, 1997.
- [10] 守分敦郎、長滝重義、大即信明、関博、福手勤：塩害を受けた栈橋に対する表面処理工法の設計法に関する検討、*土木学会論文集*、No. 534/VI-30、pp. 109~123、1996.3
- [11] 守分敦郎、三浦成夫、長滝重義、大即信明：既設コンクリート構造物に施工した表面塗装材料の耐久性評価、*土木学会論文集*、No. 520/V-28、pp. 99~110、1995.8
- [12] 守分敦郎、長滝重義、大即信明、三浦成夫：既設コンクリート構造物の塩化物イオン拡散過程より評価される表面処理工法の適用性、*土木学会論文集*、No. 520/V-28、pp. 111

～122、1995.8

- [13] 守分敦郎、秋葉泰男、村松道雄：塩害を受けた港湾構造物に補修工法を適用する場合の考え方、第41回日本学術会議材料研究連合講演会前刷集、pp. 285～286、1997.9
- [14] 守分敦郎：鉄筋コンクリート栈橋上部工の塩害に対する耐久性評価と維持管理に関する研究、東京工業大学博士論文、1996.5
- [15] 上田幸代：鉄筋腐食によって劣化したコンクリート構造物の補修工法選定システムに関する検討、徳島大学卒業論文、1999.2

第8章 結論

8.1 はじめに

鉄筋コンクリート構造物やプレストレストコンクリート構造物は、本来、耐久的な構造形式であるが、近年、塩害による鉄筋腐食に起因する早期劣化が深刻な問題となっている。このような劣化構造物の根本的な補修工法として、電気化学的手法が注目されている。本研究では、電気化学的手法の一つであるデサリネーション（電気化学的脱塩手法）に関して、補修効果を確認するとともに、様々な問題点を評価し、その対策を明らかにすることによって、包括的な適用条件を提案することを目的として検討を行った。

以下に、本研究から得られた結果を要約するとともに、今後への課題を述べて本論文の結論とする。

8.2 本論文により得られた結果

第3章においては、デサリネーションの適用によるコンクリート中の各種イオンの移動性状を明らかにするとともに、デサリネーションによる脱塩効果を評価することを目的として検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 鉄筋表面積に対して 5.0 A/m^2 の電流密度で通電処理を行ったところ、コンクリート中の Cl^- を抽出することができた。また、 Cl^- の抽出量は鉄筋に近いほど大きく、コンクリート表面付近には未抽出の Cl^- が残った。
- (2) 通過電荷量が同じ場合、コンクリート中の残存 Cl^- 量は初期混入 Cl^- 量が多いほど大きくなるが、鉄筋近傍の全塩分量がセメント重量に対して 0.4% 程度となるために必要な通過電荷量は、初期混入 Cl^- 量によらず 25160 C （4週間通電）程度であった。
- (3) 通電処理を行うことにより、コンクリート中の Na^+ や K^+ が鉄筋近傍に集積した。ただし、 NaCl 無混入の供試体の場合は、8週間の通電処理後も鉄筋近傍の R_2O 量はアルカリ骨材反応抑制を考慮するための規定値である 3.0 kg/m^3 を下回り、 NaCl を混入した場合も、通電期間が延びるにしたがってアルカリ集積量が収束する傾向を示した。
- (4) 電流密度が異なり、積算電流密度および通過電荷量が等しい場合に Cl^- 、 Na^+ 、 K^+ の移動程度はほぼ等しかった。また、同じ積算電流密度の場合に初期混入 Cl^- 量が多いほど鉄筋近傍での Cl^- 減少量は大きくなった。
- (5) 単位ペースト量一定の条件下でコンクリートの W/C を変化させた場合、 W/C が大きいほど、デサリネーションによる脱塩効果が大きくなった。
- (6) 4週間の通電処理後に10週間の湿空静置を行っても、 Cl^- の遊離は見られず、断続的通電処理の効果は無かったが、4週間の通電処理後に20週間の促進中性化を行った場合、 Cl^- の遊離・濃縮現象により、連続通電と比較して脱塩効果が若干向上した。
- (7) デサリネーションにより、セメント重量に対して 0.4% 程度まで全塩分量が減少した後も、全塩分量に対して $50\sim 60\%$ 程度の可溶性塩分が確認された。これより、カソード反応による pH 上昇も考慮して鉄筋腐食が開始する時の Cl^- 量を試算した結果、セメント

重量に対する全塩分量で 0.43% となった。すなわち、この値よりも Cl^- 量が減少していれば、当面の防食効果は保たれているものと考えられる。

- (8) 電解溶液に LiOH を混入した場合、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液を用いた場合と比較して pH 保持性能が向上したが、脱塩効果が若干低下し、鉄筋近傍への Na^+ および K^+ の集積を抑制する効果も見られなかった。
- (9) Cl^- の輸率は、初期混入 Cl^- 量が大きいほど大きく、通過電荷量が大きいほど小さくなった。これに伴い、初期混入 Cl^- 量に対する脱塩率は、混入 Cl^- 量によらず 70% 程度が限界となった。

第 4 章においては、デサリネーション適用後の未抽出残存 Cl^- の挙動を把握するとともに、デサリネーションによる補修・防食効果の持続性を検討した。さらに、通電処理がコンクリートの細孔構造に与える影響を明らかにした上で、外部からの劣化因子浸透性に与える影響を評価することを目的として検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 混入 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 または 8.0 kg/m^3 の供試体に対して、 5.0 A/m^2 の電流密度で 8 週間の通電処理を行った後に、16 週間までの室内静置または飽水シール後静置を行ったところ、 Cl^- の再分布は見られなかった。また、全塩分量に占める可溶性塩分量の割合の経時変化も認められなかった。
- (2) 通電処理により鉄筋近傍に集積したアルカリは、処理終了後に室内における気中静置を行うことにより、 Cl^- よりも速やかに再分布した。ただし、飽水状態で静置した場合にはアルカリの再分布速度は小さくなったために、水分移動の影響が大きいことが明らかになった。
- (3) 混入 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 または 8.0 kg/m^3 の供試体に 5.0 A/m^2 で 8 週間の処理を施した後に、室内静置を行った供試体の鉄筋自然電位を測定した結果、処理終了直後に防食領域にあった電位は速やかに貴な方向に移行し、静置期間 1000 日程度まで防食効果が持続した。また、同様の供試体に対して分極抵抗およびコンクリート抵抗を測定した結果、静置期間の経過とともに値が増大する傾向を示し、デサリネーションによる鉄筋腐食環境の改善が確認された。また、同様の通電処理を行った場合、初期混入 Cl^- 量が小さいほど、防食効果は大きいことが確認された。
- (4) 0.0 A/m^2 および 5.0 A/m^2 で 8 週間の処理を施した直後にモルタル部分の細孔径分布を測定した結果、混入 Cl^- 量が 4.0 kg/m^3 の場合には、通電処理による細孔構造の変化は認められなかったが、混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の場合には、鉄筋近傍の細孔量が減少した。これは、鉄筋近傍のセメントペースト軟化に起因しているものと考えられる。
- (5) 0.0 A/m^2 および 5.0 A/m^2 で 8 週間の処理を施した後に塩水浸漬を行ったところ、通電処理を行った供試体の方が Cl^- 浸透量が抑制される傾向を示した。また、塩水浸漬時の自然電位経時変化を測定したところ、 Cl^- の浸透により電位が卑化するまでの期間は通電処理を施した場合の方が長かった。さらに、自然電位と分極抵抗の測定を平行して行うことにより、鉄筋の腐食・防食状況に関するより精度の高い情報を得ることができると考えられる。

- (6) 0.0 A/m^2 および 5.0 A/m^2 で8週間の処理終了後に促進中性化を行ったときの中性化深さは、混入 Cl^- 量が大きい方が大きく、通電処理を行った場合の方が小さかった。

第5章においては、デサリネーションの適用がRC部材の力学的挙動に与える影響を明らかにすることを目的とし、特に鉄筋とコンクリートとの付着挙動に注目して検討を行った。この結果以下の結論を得た。

- (1) 混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の片引試験用供試体について、鉄筋近傍セメントペースト部分の微小硬度分布を測定した結果、 5.0 A/m^2 で8週間 ($6720 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$) の通電処理を行った供試体は鉄筋表面から $5\sim 6 \text{ mm}$ 程度の範囲でヴィッカーズ硬度が40以下の軟弱な層を形成していた。また、この層の厚さは積算電流密度が大きいほど大きくなっていった。このようなセメントペーストの軟化現象は、通電処理に伴い鉄筋近傍に集積するアルカリの影響で溶解性のケイ酸塩が生成されることに起因していると考えられる。
- (2) 片引試験において、通電処理を行った供試体は無通電供試体に比べて最大付着応力が減少した。この減少の程度は混入塩化物量が大きいほど、また、積算電流密度が大きいほど大きくなった。この現象は微小硬度測定により観察された鉄筋近傍セメントペーストの軟化現象に起因していると考えられる。最大付着応力比の許容値を80%とすると、混入 Cl^- 量に積算電流密度を掛け合わせた値が $20000 \text{ (kg/m}^3 \times \text{A}\cdot\text{h/m}^2)$ 以下であることが条件となる。
- (3) 鉄筋の自由端変位が小さいときの付着応力の減少程度は、最大付着応力の減少程度より大きかった。これより、通電処理による付着強度の低下はひび割れ性状に大きな影響を与える可能性があると考えられる。
- (4) 混入 Cl^- 量が 6.0 kg/m^3 の供試体に 5.0 A/m^2 で6週間 ($5040 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$) の通電処理を行った場合、コンクリートの水セメント比が大きくなると最大付着応力比は低下した。
- (5) 混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 の供試体に8週間通電後32週間室内静置した場合に、最大付着応力比は通電処理終了直後から約10%回復した。また、自由端変位が小さいときの付着応力比の回復は最大付着応力比の場合より大きかった。これらは、気中静置に伴う供試体中の水分逸散に起因する現象であると考えられる。
- (6) 混入 Cl^- 量が 8.0 kg/m^3 のRCはりの静的曲げ載荷試験において、曲げ破壊型供試体およびせん断破壊型供試体は 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理により、耐荷力が若干増加し、破壊時の変形は著しく増大した。このような現象は、通電処理に伴う主筋とコンクリートとの付着強度の低下により、理想的なタイドアーチを形成した結果生じたものと考えられる。スパン中央部分に重ね継手を施した供試体は 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理により耐荷力が低下した。これは、重ね継手を持つ構造の耐荷力が定着部分よりも継手部分の鉄筋とコンクリートとの付着に依存していることによると考えられる。
- (7) 許容ひび割れ幅に対応して算定された鉄筋の応力状態において、無通電の供試体については、最大ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下であったが、 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理を施した場合には最大ひび割れ幅が許容ひび割れ幅を上回るものがあった。また、通電処理によりひび割れの本数が減少し、ひび割れ分散性の低下が確認された。

第6章においては、デサリネーションがP C鋼材の水素脆化に与える影響およびP Cはり部材の力学的挙動に与える影響を明らかにすることにより、P C構造物へのデサリネーション適用可能性を評価することを目的として検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 電流密度 5.0 A/m^2 で8週間の通電処理を行ったP Cはり供試体中のP C鋼材自然電位は、処理終了直後において水素発生電位よりも卑な値を示しており、通電期間中のカソード反応による水素発生は確実な状況であった。ただし、処理後5日程度の室内静置により、P C鋼材自然電位は水素発生電位よりも貴な値に移行した。
- (2) 通電処理を行ったP C角柱供試体からはつりだしたP C鋼材に対して、低ひずみ速度引張試験を行った結果、無処理の場合と比較して、弾性挙動や強度特性に変化は見られなかったが、荷重降下域の減少や絞りの低下など、拡散性水素の吸蔵による水素脆化に起因すると考えられる破断挙動を示した。
- (3) P C鋼材の緊張応力として、鋼材引張強度の50%および60%の2レベルを設定し、緊張レベルの影響を検討した結果、今回の実験範囲では、緊張レベルの違いが水素脆化挙動に与える影響は小さかった。
- (4) 熱処理材であるP C鋼棒と冷間加工材であるP C鋼線の水素脆化挙動を比較した結果、本実験で用いた鋼材に関しては、冷間加工材の方が厳しい水素脆化挙動を示した。このような傾向は鋼材の引張強度により、統一的に解釈することができた。
- (5) 塩化物を混入した供試体中のP C鋼材は無混入の場合と比較して、脆性的な破断挙動を示した。これより、通電処理による水素脆化を受けなくても、腐食環境にあるP C鋼材は遅れ破壊の危険性があることが確認された。
- (6) 通電処理時の電流密度として、 5.0 、 10.0 および 15.0 A/m^2 の3レベルを設定し、電流密度の影響を検討した結果、 5.0 A/m^2 の場合に最も厳しい水素脆化挙動を示した。
- (7) 通電処理終了後に供試体の室内静置を行うことにより、供試体中のP C鋼材の水素脆化程度が経時的に緩和される傾向を示した。これにより、通電処理による水素脆化に起因する遅れ破壊の危険性は速やかに減少するものと考えられるが、処理前に発生していた腐食孔を起点とする遅れ破壊の危険性は解消されていないことが確認された。
- (8) 腐食孔を模した切欠きを入れたP C鋼材を用いて、通電処理による影響を検討した結果、通電処理により吸蔵された拡散性水素に起因する水素脆化の影響よりも、切欠きに起因する応力集中の影響が大きく、腐食孔を起点とする遅れ破壊の危険性が確認された。
- (9) 通電処理後のP Cはり供試体に対する静的曲げ載荷試験の結果、水素脆化に起因するP C鋼材の破断などの脆性的な破壊状況は見られず、無処理の供試体と比較して、耐荷力や変形性能が低下する現象も見られなかった。
- (10) 通電処理を行ったP Cはり供試体の主筋位置における平均ひび割れ幅は、同一荷重における無通電の供試体の平均ひび割れ幅よりも若干小さい傾向を示した。これにより、はり全体としてのたわみも通電処理により若干抑制される傾向を示した。

第7章においては、現在までに検討されているいくつかのメンテナンスシステムの例をピックアップするとともに、その中でデサリネーションの位置づけについて調査した。さらに、本論文で得られた知見を基にして、塩害により劣化したコンクリート構造物に対して、安全に補修効果を挙げるためのデサリネーション適用条件を提案した。

8.3 今後への課題と期待

コンクリート中の劣化因子である Cl^- を非破壊で抽出できるという点で、デサリネーションによる補修効果は疑う余地のないところである。それにも関わらず、現時点ではその適用に慎重な場合が多いのは、一つには工法としての歴史が浅く、処理後の耐久性が確認できていないことが挙げられる。本論文においても第4章で検討を行っているが、実験室レベルの検討であり、検討期間も処理終了後3年程度である。今後は実構造物レベルで補修後の耐久性に関するデータを蓄積することにより、デサリネーションによる補修効果の持続性に関する信頼性の高い検討が可能になるものと考えられる。また、処理後の耐久性が懸念される理由として、第3章に示したように、現在の通電処理方法では全体としての脱塩率が70%程度で頭打ちとなることが挙げられる。 Cl^- が残存するのは主としてコンクリート表面付近であることから、当面の防食効果に影響はないものと思われるが、さらに脱塩率や Cl^- の輸率を上昇させるための検討が必要であろう。

本論文においては、安全を考えてアルカリ骨材反応による膨張の危険性が確認された場合には、デサリネーションの適用はできないこととしたが、現時点ではこの点に関するデータが少なく、 Li^+ の電氣的浸透効果と併せて今後さらに検討が必要であろう。

第6章において、腐食孔を模した切欠きを入れたPC鋼材を用いて、通電処理による水素脆化と応力腐食の関係を検討したが、今回の場合、切欠きの影響が大きく、鋼材腐食のかなり進んだケースに対応している可能性がある。今後は実際の腐食孔を形成させたPC鋼材による検討が必要であろう。また、今回の検討では拡散性水素の吸蔵状況と低ひずみ速度引張試験の結果から通電処理による水素脆化と遅れ破壊感受性を評価したが、実際の遅れ破壊現象との対応関係については確認できていない。遅れ破壊が発生する限界水素量の検討と併せて定量的な評価が望まれる。

デサリネーションや電気防食は一般的にコストが高いために採用されにくいと言われている。ただし、劣化の進んだ場合の他の補修工法候補として、断面修復工法を考えた場合、マクロセル腐食を防ぐために安全側のコンクリート除去を行おうとすると、相当の労力とコストがかかることになり、その上、再劣化・再補修を繰り返すことになれば、トータルコストは電気化学的手法を用いた場合の方が小さくなる可能性が高い。また、デサリネーションと電気防食を比較した場合、陽極の設置と通電処理に必要なイニシャルコストに大きな差がないとすると、通電期間が短く、その後のメンテナンスが軽減されるデサリネーションの方が明らかに有利である。電気防食の強みは手間はかかっても電流が流れていれば確実な防食効果が得られるという点にあるが、陽極システムの耐久性に不安が残るという点では、電気防食もデサリネーションと同じ悩みを抱えていると言えるであろう。第7章に示したように、今後は、構造物の重要度や残存供用期間を勘案して必ずしも恒久的な補修工法ばかりが望ま

れるわけではないことを考えると、当面の補修効果が確実に得られるデサリネーションの実用性が高く評価されるものと確信する。

謝辞

本論文は著者が京都大学在学中および徳島大学において取り組んできた研究をとりまとめたものであります。本研究テーマを与えていただくとともに、研究者としての姿勢から人生哲学に到るまであらゆる面で多大なるご指導を賜りました京都大学大学院教授 宮川豊章先生に心から感謝の意を表します。また、本論文に対してご指導、ご助言を賜りました京都大学大学院教授 小野紘一先生、および、京都大学大学院教授 田村 武先生に厚くお礼申し上げます。平成9年9月にご逝去された京都大学元教授 藤井 学先生には、学生時代からいつも温かいご指導を賜りました。先生のご冥福をお祈りするとともに本論文の完成を報告申し上げます。

徳島大学に勤務してからは、直接のご指導を賜りました徳島大学教授 水口裕之先生をはじめとして、徳島大学名誉教授 河野 清先生、徳島大学教授 橋本親典先生、高知工科大学教授 島弘先生、徳島大学教授 山中英生先生、和歌山工業高等専門学校助手 三岩敬孝先生、徳島大学助手 山地功二先生、(株)四国総合研究所 横田 優氏、阿南工業高等専門学校教授 天羽和夫先生、阿南工業高等専門学校助教授 堀井克章先生に、温かいご支援およびご助言を賜りました。ここに、厚くお礼申し上げます。

本研究における様々な実験を遂行するにあたり、芦田公伸氏および石橋孝一氏をはじめとする電気化学工業(株)青海工場特殊混和材研究所の皆様には、さらに、特にP C関係の実験につきましては、高周波熱錬(株) 溝口 茂氏および田中典男氏に、格別のご支援とご指導を賜りました。心から感謝の意を表します。

大阪工業大学助教授 井上 晋先生、近畿大学助手 川東龍夫先生、金沢大学助教授 五十嵐心一先生、摂南大学教授 矢村 潔先生、京都大学大学院助手 服部篤史先生、京都大学大学院助手 小林孝一先生、和歌山工業高等専門学校助教授 中本純次先生、村本建設(株) 久米生泰氏、東洋建設(株)美浦研究所 松本典人氏、神鋼鋼線工業(株) 白濱昭二氏には、学生時代から常に温かいご支援およびご助言を賜りました。また、若手コンクリート研究会の皆様には、様々な場面で大変お世話になりました。ここに、厚くお礼申し上げます。

本研究を行うにあたり、京都大学土木材料学研究室、徳島大学建設システム研究室およびコンクリート研究室の配属学生の皆様には、実験等でご協力をいただきました。特に、卒業論文および修士論文の作成にともない、小川智広君、西尾美典君、寺岡正人君、山口洋幸君、山下哲央君、上田幸代君、岡 竜君、長本裕司君、西林智大君の諸君とは共に実験や議論を行うことにより、楽しく充実した研究を行うことができました。皆様のご協力に感謝の意を表します。また、特に実験を行う上でご協力をいただいた、京都大学元技官 藤井四郎氏、徳島大学技官 松島 晋氏および石丸啓輔氏に心からお礼申し上げます。

大学における研究活動と並行して、土木学会「コンクリート委員会腐食防食小委員会」、日本コンクリート工学協会「コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会」および「複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会」、日本材料学会「コンクリート工事用

樹脂部門委員会補修用樹脂小委員会」に参加する機会を得ることができ、委員の方々との示唆に富んだ議論の中で強い刺激を受けました。委員の皆様にご心からお礼申し上げます。また、学会等において本研究に対して数々の貴重なご助言をいただいた、鹿児島大学助教授 武若耕司先生、新潟大学助教授 久田 真先生および東亜建設工業(株) 守分敦郎氏に厚くお礼申し上げます。

最後に、いつも応援をしてくれた両親に謝意を表すとともに、著者が研究に打ち込むことができたのは、妻 直子と長男 周平がいつも支えてくれたお陰であることを記して、本論文の謝辞といたします。