

デサリネーションを施した
コンクリート構造物の供用性に関する研究

(研究課題番号 12450178)

平成 12 年度～平成 13 年度科学研究費補助金

(基盤研究(B)(2))

研究成果報告書

平成 14 年 3 月

研究代表者 宮 川 豊 章

(京都大学大学院工学研究科 教授)

デサリネーションを施した
コンクリート構造物の供用性に関する研究

(研究課題番号 12450178)

平成 12 年度～平成 13 年度科学研究費補助金

(基盤研究(B)(2))

研究成果報告書

平成 14 年 3 月

研究代表者 宮 川 豊 章

(京都大学大学院工学研究科 教授)

目 次

1. 研究課題	1
2. 課題番号	1
3. 研究組織	1
4. 研究経費	1
5. 研究発表	2
5.1 学会誌等	2
5.2 口頭発表	2
5.3 出版物	3
6. 研究成果	4
6.1 研究概要	4
6.2 片引試験供試体による脱塩効果、付着強度の検討、ならびに RC はり供試体による耐荷性能の検討	11
6.3 プレテンションプレストレストコンクリート供試体による PC 鋼材の水素脆化の検討	43
6.4 デサリネーションによる補修を行ったコンクリート構造物の供用性判定	79
7. 付録	87
7.1 PREDICTION OF DEGRADATION AND PERFORMANCE IN RC BEAMS SUBJECTED TO CHLORIDE ATTACK BY CORROSION MONITORING	87
7.2 STRESS CORROSION BEHAVIOR OF PC STEEL BARS DUE TO SPRAYING SALT WATER	95
7.3 BASIC STUDY OF HYDROGEN STORED IN PRESTRESSING STEEL BARS DURING DESALINATION	105
7.4 分極抵抗法を用いた鉄筋の腐食速度評価に関する研究	116
7.5 CORROSION OF STEEL BARS IN CHLORIDE-CONTAMINATED CONCRETE MEMBER PATCHED WITH SELF-COMPACTING CONCRETE	130
7.6 INFLUENCE OF DESALINATION ON MECHANICAL BEHAVIOR OF PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS	145

1. 研究課題

デサリネーションを施したコンクリート構造物の供用性に関する研究

2. 課題番号

12450178

3. 研究組織

研究代表者 宮川 豊章 京都大学大学院 工学研究科 教授

研究分担者 服部 篤史 京都大学大学院・工学研究科・助手

小林 孝一 中部大学・工学部・講師

上田 隆雄 徳島大学・工学部・助教授

計 4名

4. 研究経費

平成 12 年度 8,500 千円

平成 13 年度 2,200 千円

計 10,700 千円

5. 研究発表

5.1 学会誌等

- 1) Atsushi Hattori, Toyoaki Miyagawa: Prediction of Degradation and Performance in RC Beams Subjected to Chloride Attack by Corrosion Monitoring, Proc. of 7th International Conference on Inspection, Appraisal, Repair & Maintenance of Buildings & Structures, Vol. 2, pp.81-88, 2001.9
- 2) Takao UEDA, Shigeru MIZOGUCHI, Masanobu ASHIDA, Toyoaki MIYAGAWA: Stress Corrosion Behavior of PC Steel Bars due to Spraying Salt Water, Proc. of 2001 Second International Conference on Engineering Materials, Vol.2, pp.587-596, 2001.8
- 3) Masanobu ASHIDA, Takao UEDA, Toyoaki MIYAGAWA, Shigeru MIZOGUCHI: Basic Study of Hydrogen Stored in Prestressing Steel Bars During Desalination, Concrete Library of JSCE, No.37, pp.71-81, 2001.7
- 4) 小林 孝一、宮川 豊章：分極抵抗法を用いた鉄筋の腐食速度評価に関する研究、土木学会論文集 V、No.669/V-50、pp.173-186、2001.2
- 5) Koichi Kobayashi, Yoshihiro Watanabe, Atsushi Hattori, Toyoaki Miyagawa: Corrosion of Steel Bars in Chloride-Contaminated Concrete Member Patched with Self-Compacting Concrete, Concrete Library of JSCE, No.35, pp.169-183, 2000.7
- 6) Takao Ueda, Masanobu Ashida, Shigeru Mizoguchi, Toyoaki Miyagawa: Influence of Desalination on Mechanical Behavior of Prestressed Concrete Members, Concrete Library of JSCE, No.35, pp.53-66, 2000.7

5.2 口頭発表

- 1) 泓 龍志、上田 隆雄、水口 裕之：複合劣化コンクリート構造物に対する補修工法選定に関する検討、平成 12 年度土木学会四国支部技術研究発表会、2000.
- 2) 酒井 和也、上田 隆雄、溝口 茂、芦田 公伸：塩水を噴霧した PC 鋼材の応力腐食割れに関する検討、平成 12 年度土木学会四国支部技術研究発表会、2000.
- 3) 岡本 光司、上田 隆雄、横田 優、岡 竜：分極抵抗法によるフライアッシュコンクリート中の鉄筋腐食挙動の評価、平成 12 年度土木学会四国支部技術研究発表会、2000.
- 4) 志水 公平、上田 隆雄、芦田 公伸、宮川 豊章：デサリネーション適用後における鉄筋コンクリートの長期耐久性評価、平成 12 年度土木学会四国支部技術研究発表会、2000.
- 5) 上田 隆雄、芦田 公伸、宮川 豊章：デサリネーションによるイオンの移動に関する

る検討、第 44 回日本学術会議材料研究連合講演会、2000.

- 6) 松本 健一、上田 隆雄、芦田 公伸、宮川 豊章：中性化とアルカリ骨材反応の複合劣化に対する再アルカリ化工法の適用、平成 13 年度土木学会四国支部技術研究発表会、2001.
- 7) 北岡 広一、上田 隆雄、芦田 公伸、宮川 豊章：反応性骨材を含む塩害コンクリートへのデサリネーションの適用、平成 13 年度土木学会四国支部技術研究発表会、2001.
- 8) 松本 健一、上田 隆雄、芦田 公伸、宮川 豊章：反応性骨材を含むコンクリートの再アルカリ化工法の適用、土木学会第 56 回年次学術講演会、2001.
- 9) 上田 隆雄、松本 健一、芦田 公伸、宮川 豊章：反応性骨材を含む塩害劣化コンクリートへのデサリネーションの適用、土木学会第 56 回年次学術講演会、2001.

5.3 出版物

なし。

6. 研究成果

6.1 研究概要

1) コンクリート構造物の性能低下とその補修

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]。

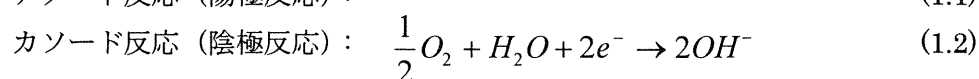
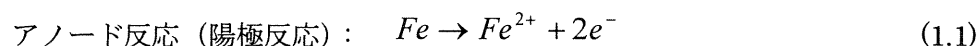
コンクリート構造物の劣化原因には様々なものがあるが、最も重要かつ深刻な問題がコンクリート中の鉄筋腐食である。鉄筋腐食の典型的な原因はコンクリートの中性化と塩害であるが、土木用コンクリートの場合、適切な配合であれば中性化速度は小さいために、土木構造物では特に塩害に対する効果的な対策が求められている。塩害問題が最初に顕在化したのは1970年代で、洗浄不足の海砂による塩化物の混入が問題視された。さらに、1980年代には海洋環境にある構造物の表面からの塩化物イオン (Cl^-) の浸透が大きな問題として指摘された[3]。

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 [$\gamma\text{-Fe}_2\cdot n\text{H}_2\text{O}$] 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。

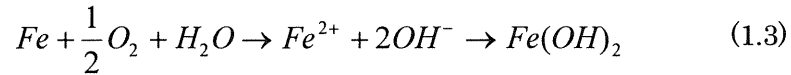
①コンクリートの内外からの Cl^- の供給。

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。

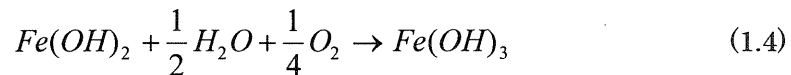
不動態被膜が破壊され、活性態にある鉄筋の表面では、鉄筋がイオン化されるアノード反応（酸化反応）と酸素が還元されるカソード反応（還元反応）が次式のように生じる。



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 [Fe(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 [Fe(OH)₃] になる。



さらにこの化合物は水を失って水和酸化物 [FeOOH] (赤さび) となり、また一部は酸化不十分のまま [Fe₃O₄] (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、潜伏期、進展期、加速期、劣化期の4期に区分されると考えられている[7]。これら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荷力は低下しないが、高応力の繰り返し荷重が作用する場合などでは耐荷力、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、耐荷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、構造物の耐荷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言い難いが、「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。

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と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の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

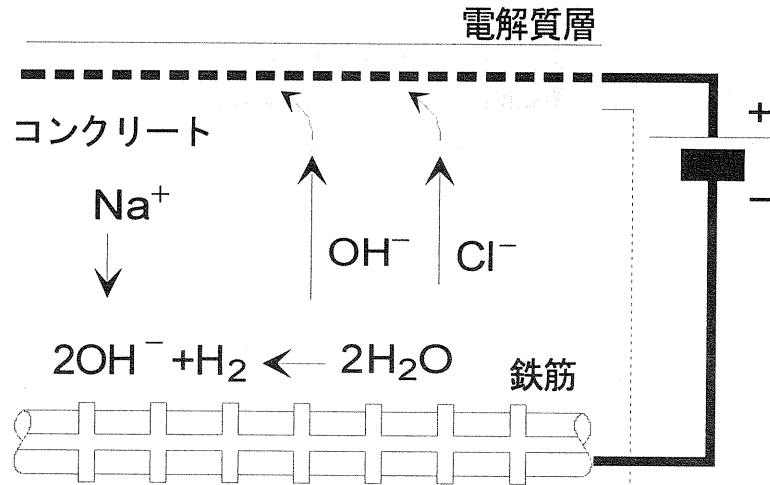


図 1-1 電気化学的手法のメカニズム

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のようなになる。

- 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 1-1 参照）。

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[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 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 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 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ や Li_3BO_3 を利用する場合が多い。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。

3) 維持管理とリハビリテーション

以上のように、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。

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、樗野紀元、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.

6.2 片引試験供試体による脱塩効果、付着強度の検討、ならびに RC はり供試体による耐荷性能の検討

6.2.1 はじめに

これまでの研究により、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、RC 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、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 RC 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。

まず、あらかじめ Cl^- を混入した RC 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。また、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、通電処理を行った RC 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。

6.2.2 実験概要

6.2.2.1 実験要因

実験に用いた供試体のコンクリート配合は、 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。

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。

RC 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 RC 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-1 に示す。

表-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。

6.2.2.2 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-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-2にRCはり供試体の概容図を示す。

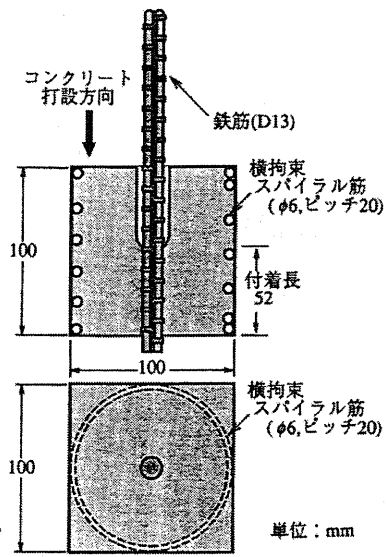
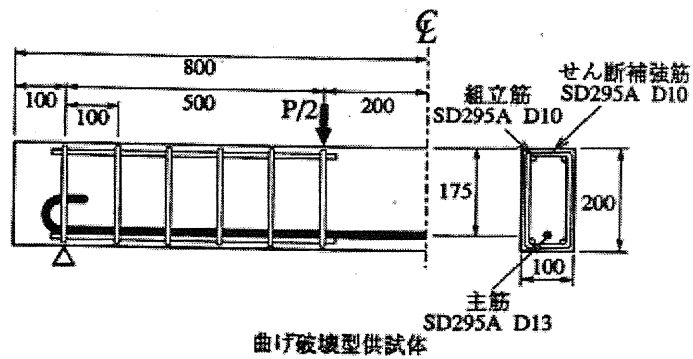
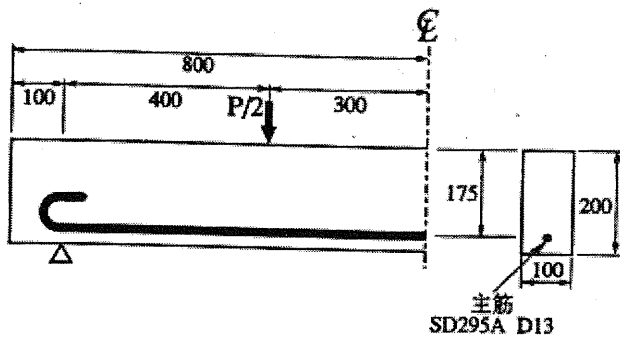


図-1 片引試験用供試体



曲げ破壊型供試体



せん断破壊型供試体(a=40cmの場合)

図-2 RCはり供試体

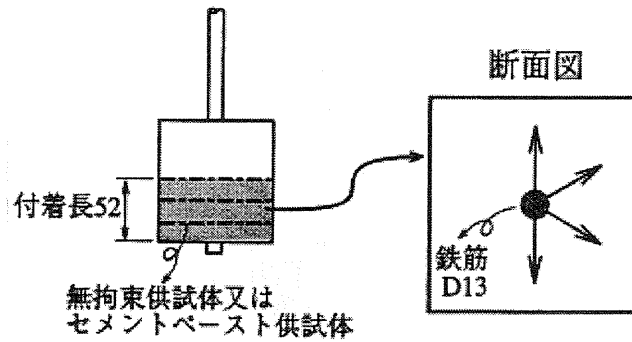


図-3 微小硬度分布測定用試料採取方法

6.2.2.3 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-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、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°)

6.2.2.4 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-4 に示す。

表-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

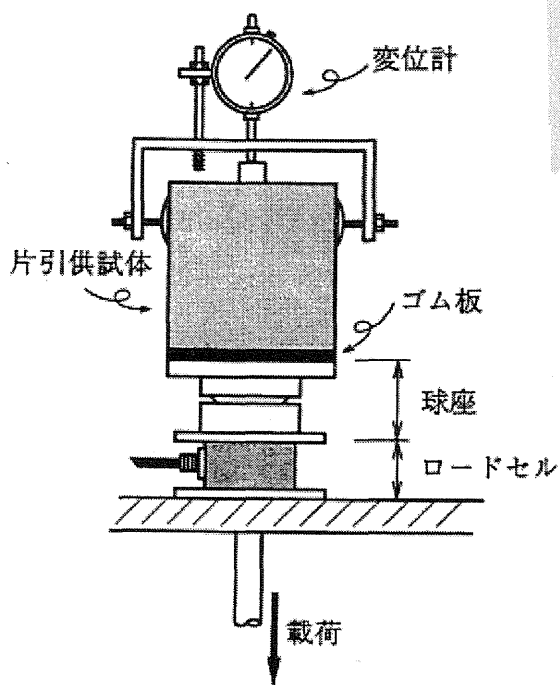


図-4 片引試験概要

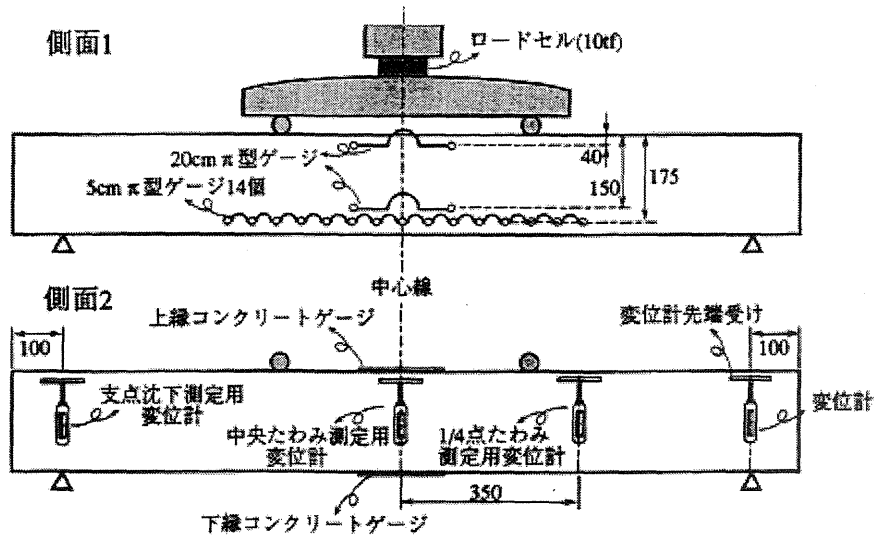


図-5 RCはりの静的曲げ載荷試験概要

6.2.2.5 RCはりの静的曲げ載荷試験

(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) 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、10 mm を越えたら 1 mm 間隔で載荷し、荷

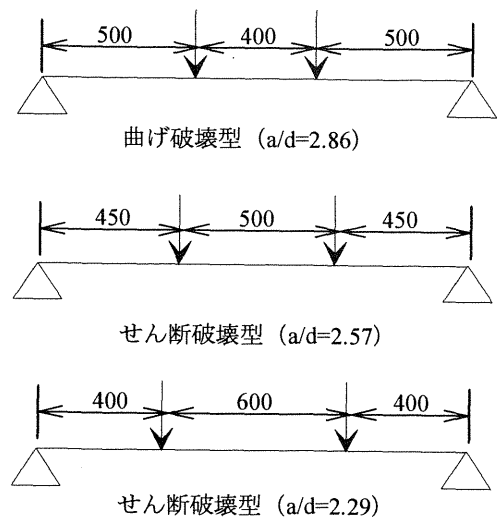


図 5-6 載荷時のスパン割り

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ですからすべて取り外した。

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に、載荷時のスパン割りを図-6に示す。

6.2.3 微小硬度分布

6.2.3.1 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-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]。

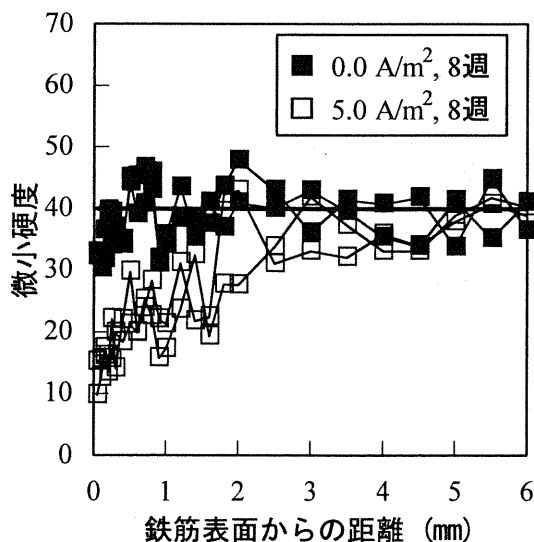


図-7 セメントペースト供試体の微小硬度分布

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

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

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

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

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考えられる。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。

6.2.3.2 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-8に示す。図-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いている事が分かる。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、セメントペーストのヴィッカース硬度は40以上であった。したがって、積算電流密度が $3360 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ では鉄筋表面から 3 mm 程度、 $6720 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ では鉄筋表面から 6 mm 程度の範囲でヴィッカース硬度が40に

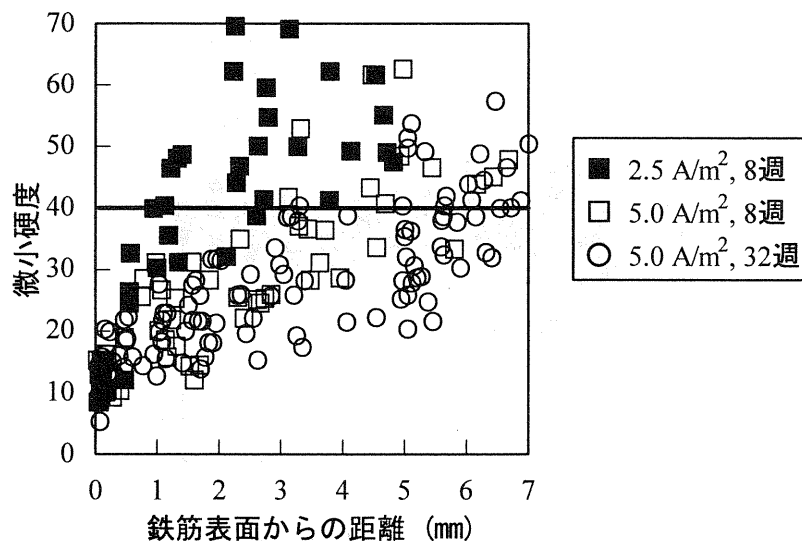


図-8 コンクリート供試体の微小硬度分布

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 $6720 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ 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 $10000 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ 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-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 $20000 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ 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、 $20000 \text{ A}\cdot\text{h}/\text{m}^2$ 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。

6.2.4 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 $D=13 \text{ mm}$

$4D$: 付着長 (mm)、今回の場合 $4D=52 \text{ mm}$

πD : 鉄筋の公称周長 (mm)、今回の場合 $\pi D=40 \text{ mm}$

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)

6.2.4.1 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-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-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。

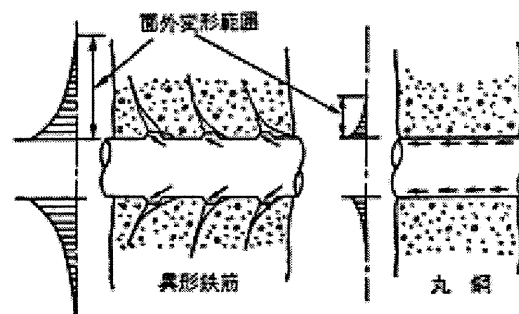


図-10 異形鉄筋と丸鋼の付着応力性状の相違[6]

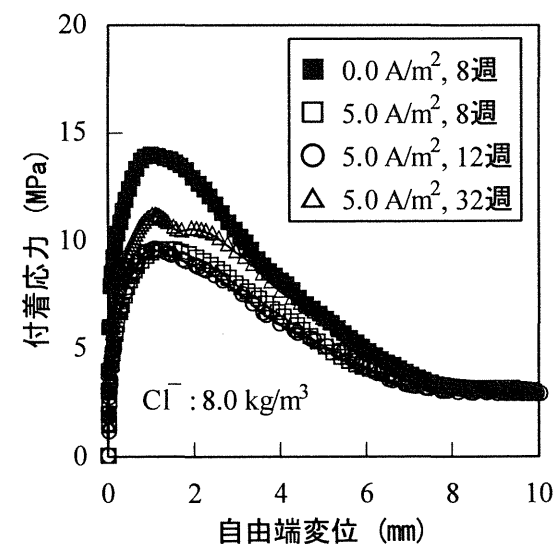
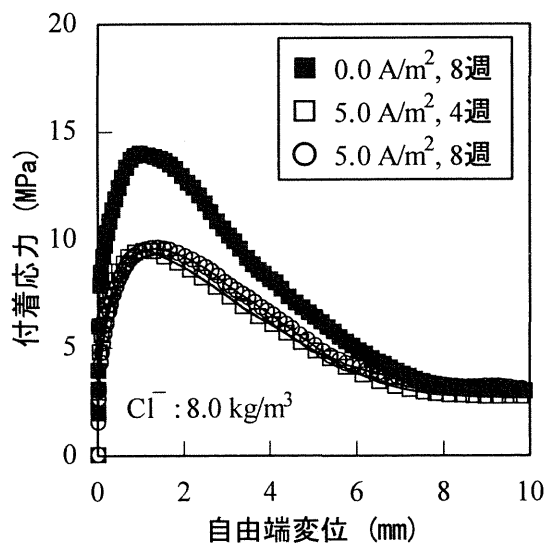
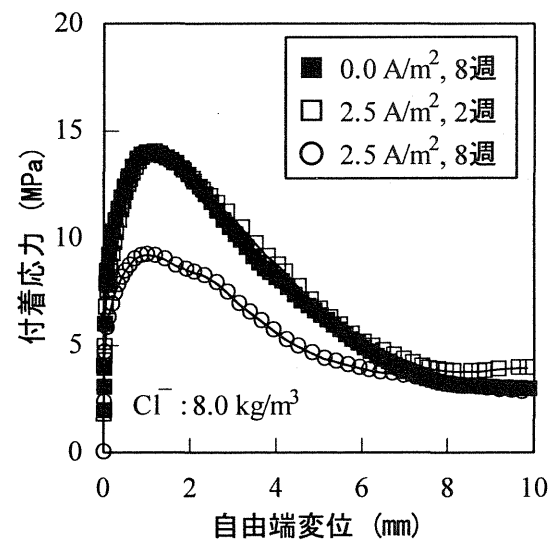
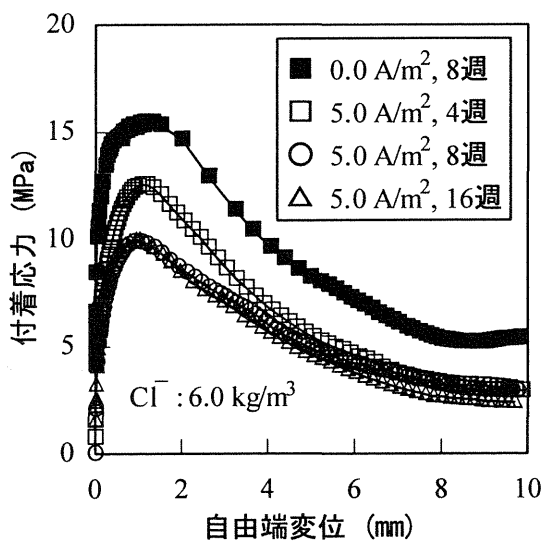
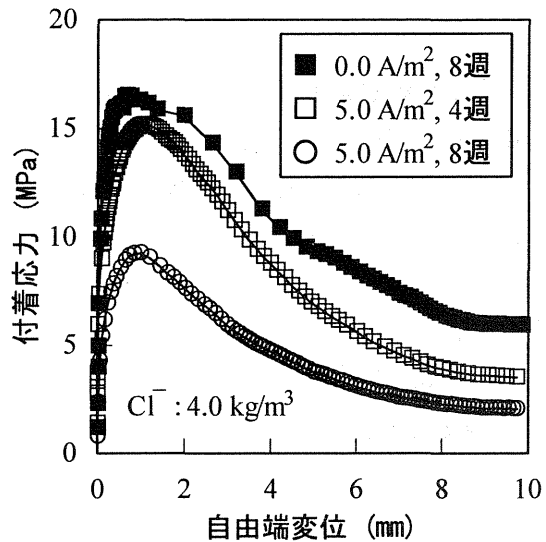
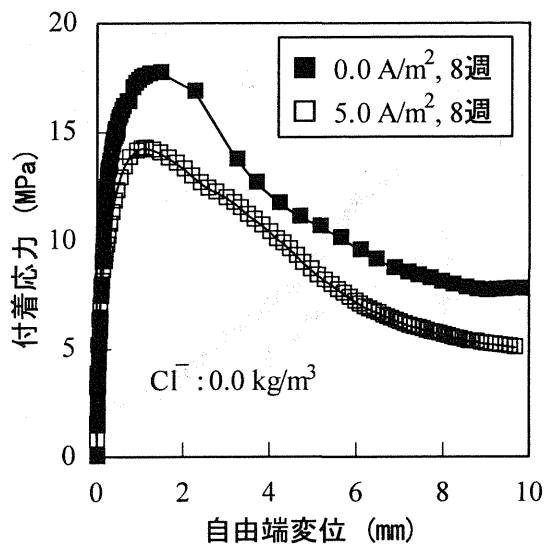


図-9 付着応力—自由端変位曲線

6.2.4.2 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-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。

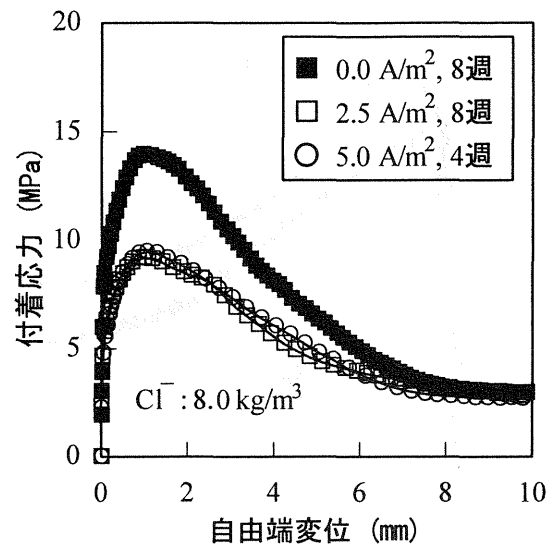


図 5-11 付着応力-自由端変位曲線 (等積算電流密度)

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-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-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

表-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

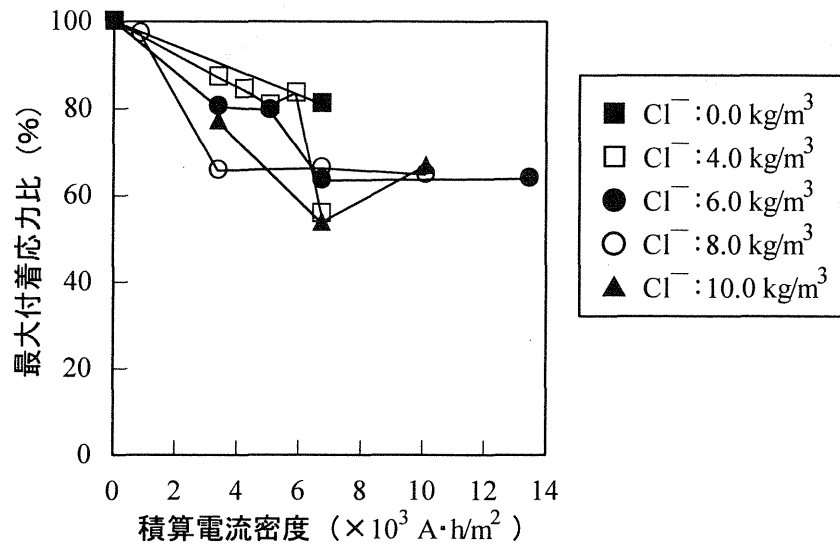


図-12 最大付着応力比と積算電流密度の関係

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。

6.2.4.3 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-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-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-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

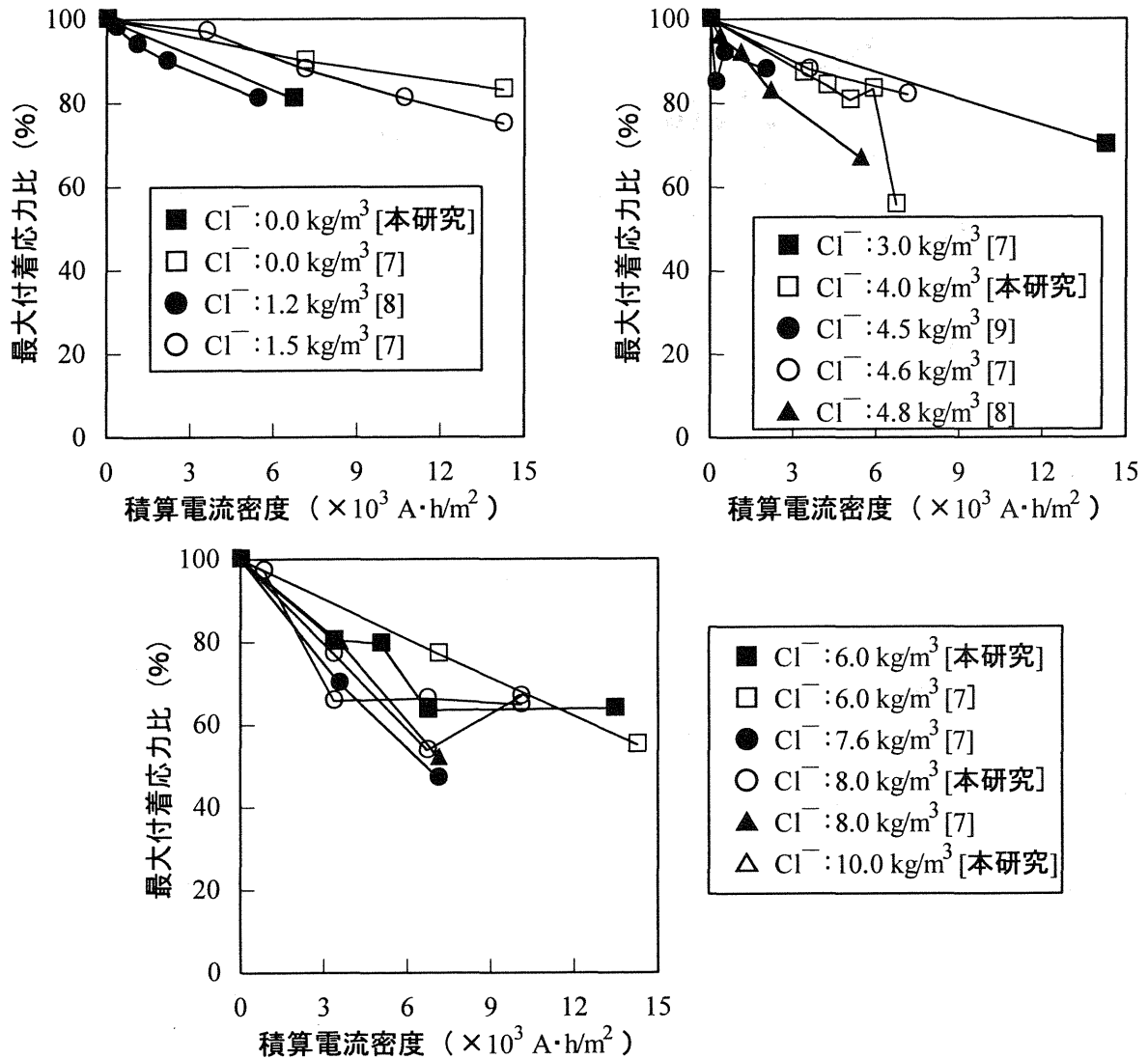


図-13 従来の研究結果も含めた、最大付着応力比と積算電流密度の関係

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-10のアルカリ分布状況とよく対応している。図-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6.2.3.2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^- 量の値に近いものをまとめてあり、各折れ線の凡例には Cl^- 量と参考

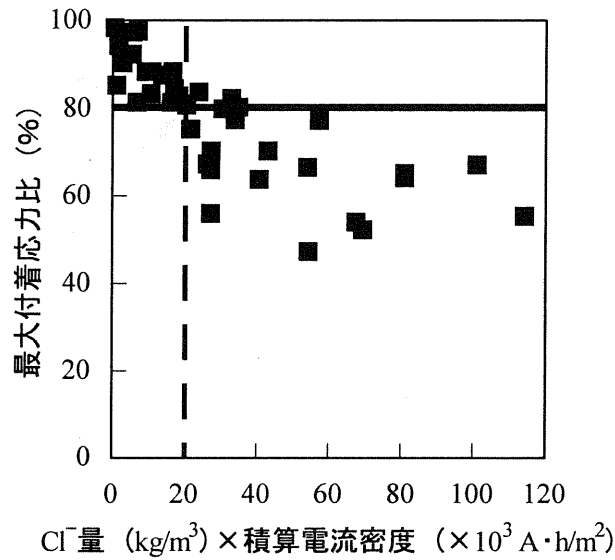


図-14 (混入 Cl⁻量×積算電流密度) と
最大付着応力比の関係

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-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-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 6.2.5 で述べる RC 部材の耐荷性状と併せて検討する。

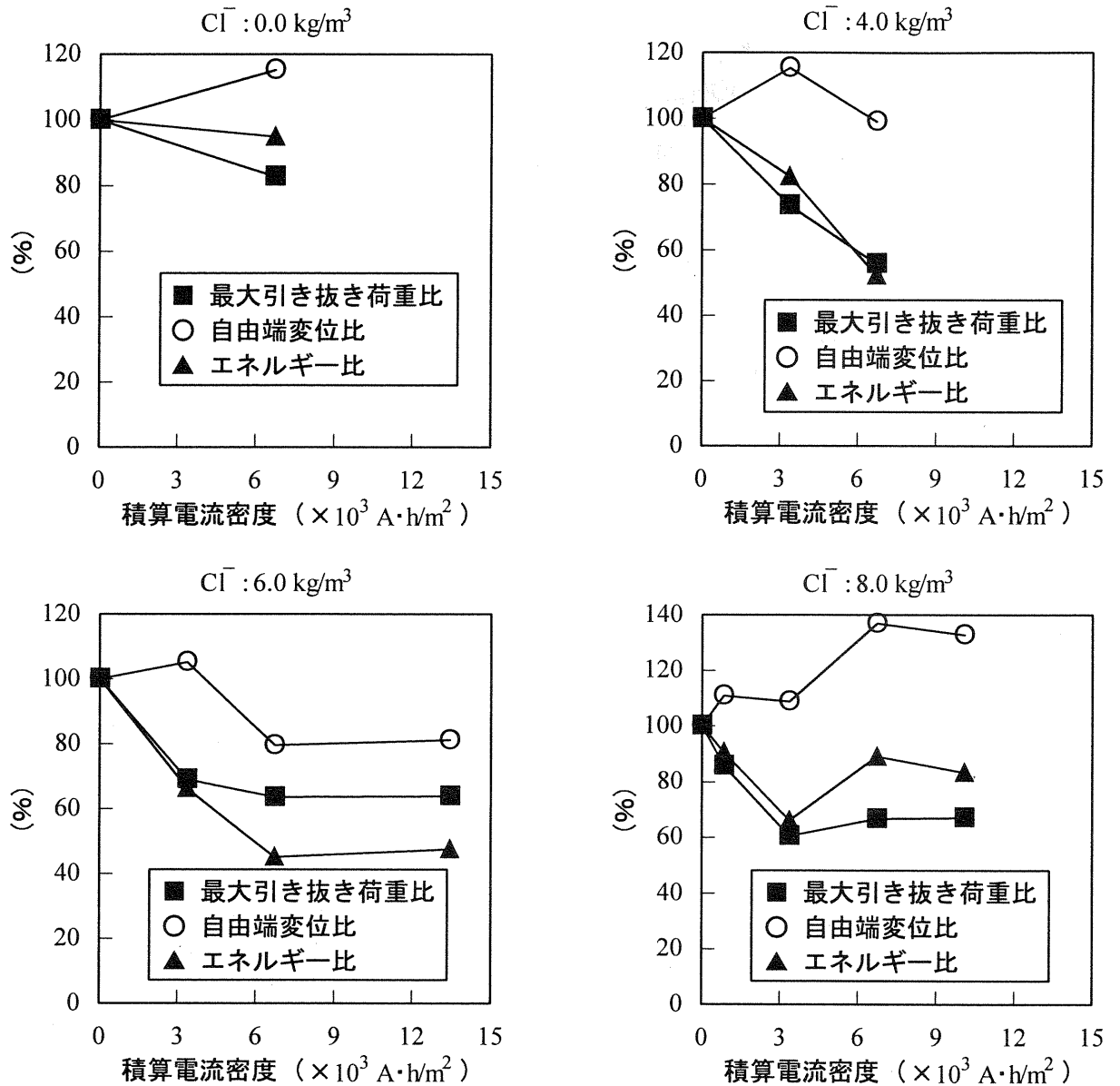


図-15 エネルギー比と積算電流密度の関係

(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-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き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-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-16 に示す。最大付着応力比の場合(図-12)と比較するとこのレベルでの付着応力比のほうが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-7 および図-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 kg/m^3 の場合に $26880 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ (32 週通電) で付着応力が回復している。 $10080 \text{ A}\cdot\text{h/m}^2$ 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。

6.2.4.4 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-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るものと予想される。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えら

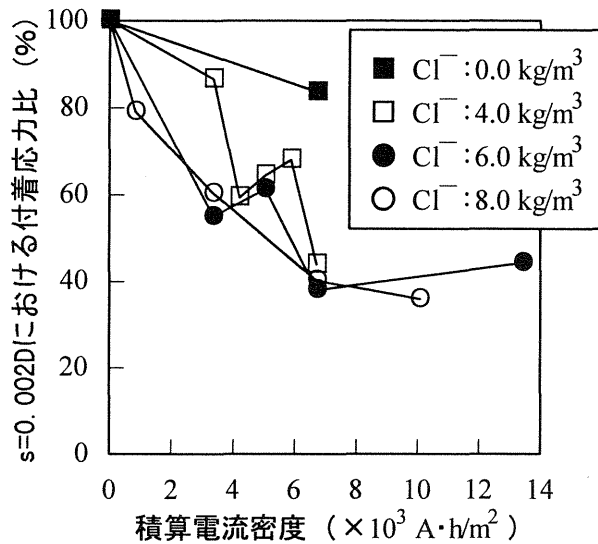


図-16 $s=0.002D$ における付着応力比と積算電流密度の関係

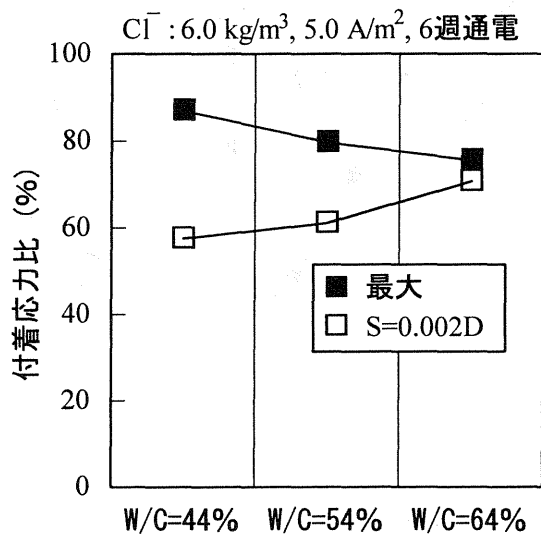


図-17 W/Cと付着応力比の関係

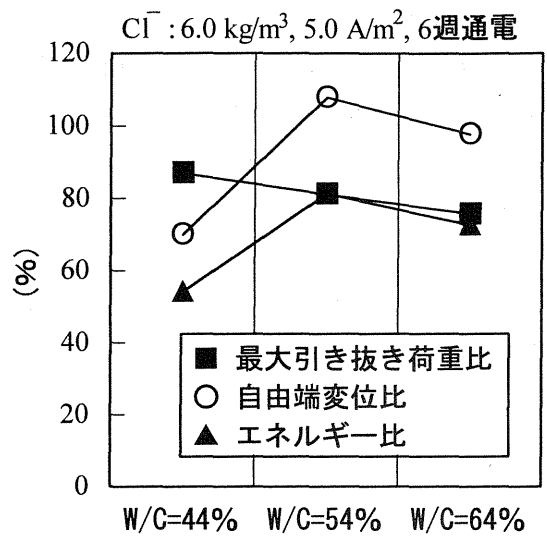


図-18 W/Cとエネルギー比の関係

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-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。

6.2.4.5 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。

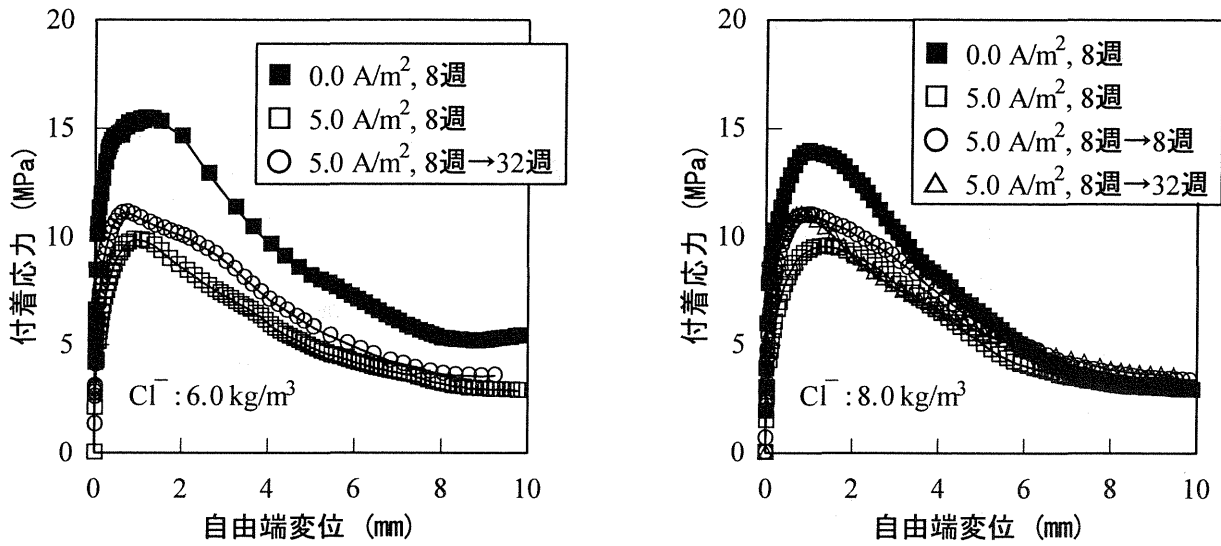


図-19 付着応力-自由端変位曲線 (処理後に室内静置)

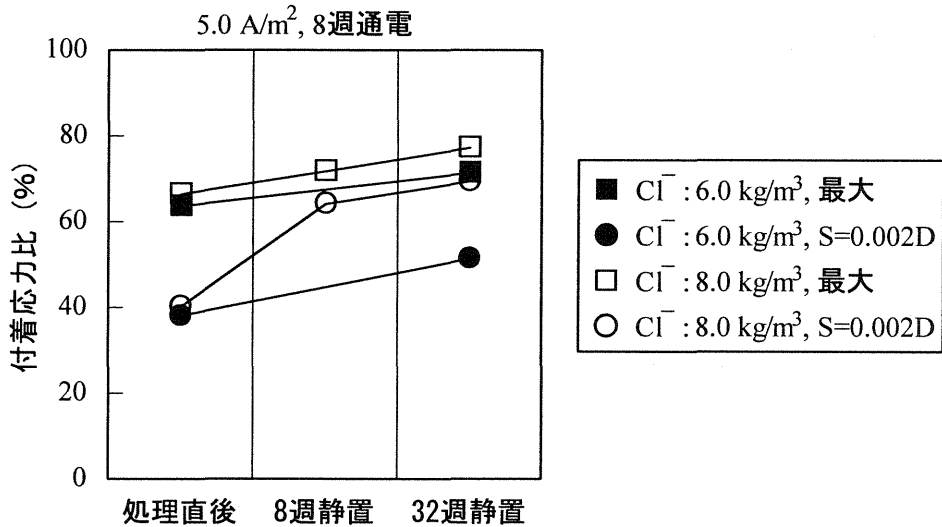
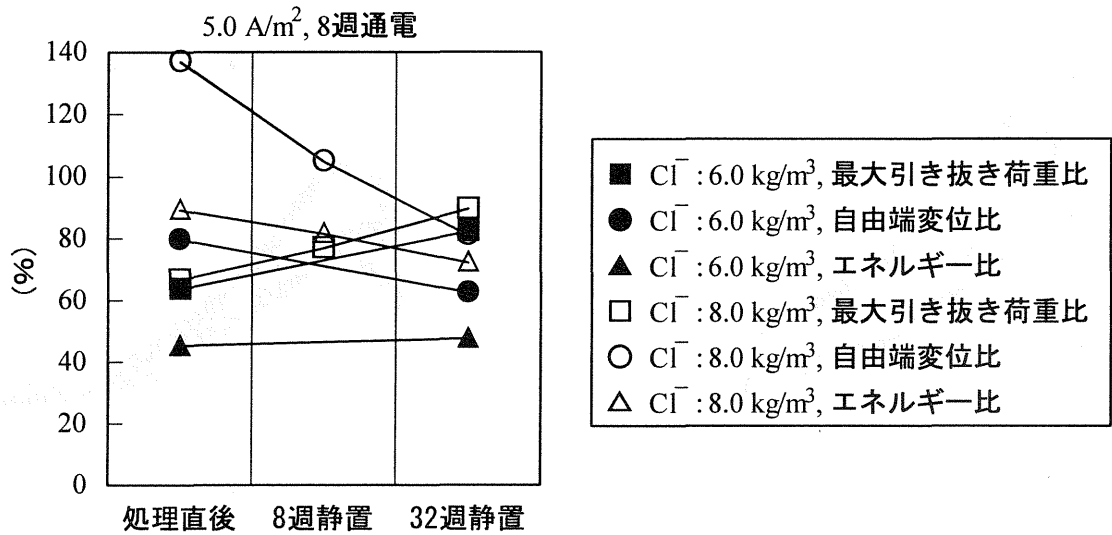


図-20 通電処理後の静置期間と付着応力比の関係

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-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。



6.2.5 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-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-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。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (5.7)$$

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

6.2.5.1 荷重-変形状と破壊形式

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-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-23に示す。なお、吸収エネ

表-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。

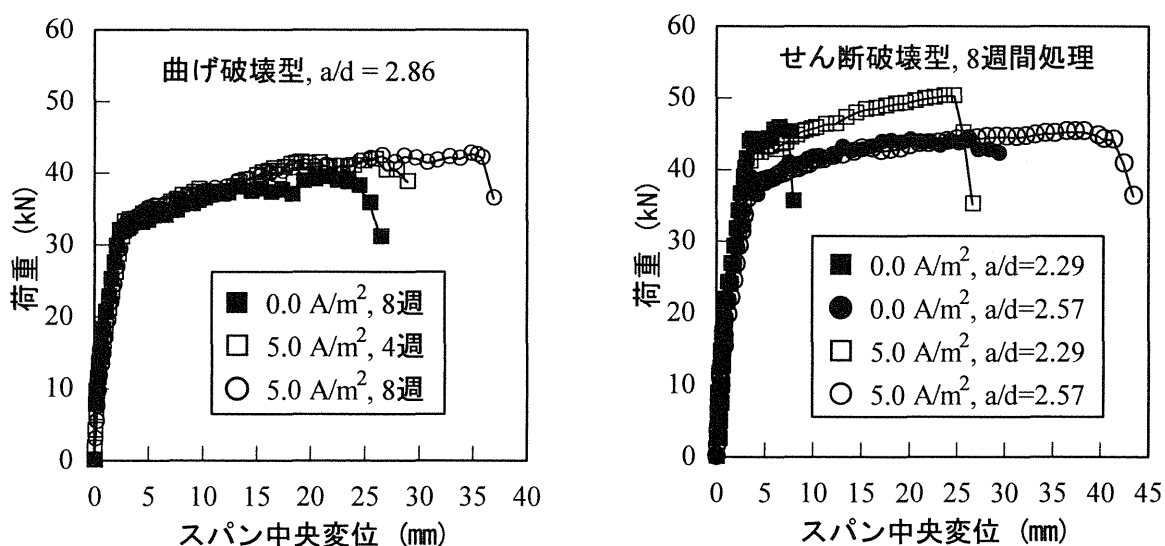


図-22 荷重—中央変位曲線

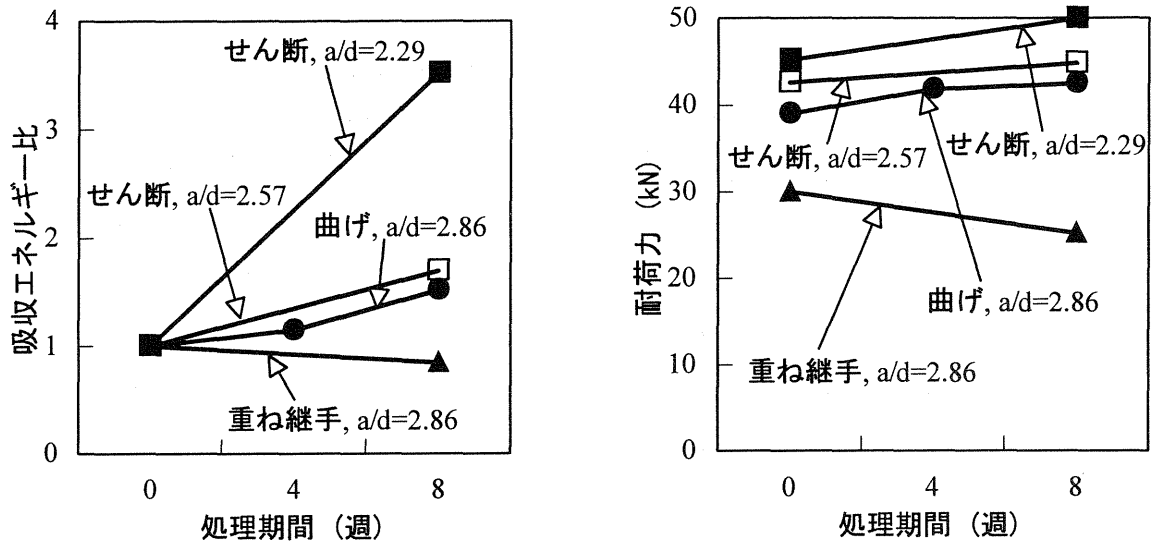


図-23 吸収エネルギー比および耐荷力と通電処理の関係

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-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大きくなった。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および図-23によると、じん性率は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。この様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理由として、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。

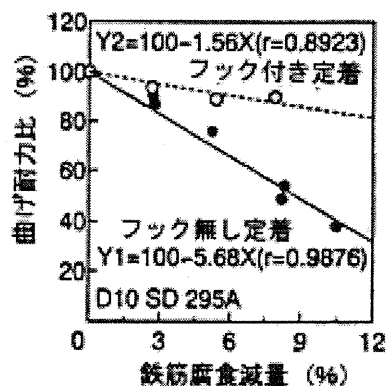


図-24 鉄筋腐食減少率とRCはりの曲げ耐力比の関係[12]

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-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-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30mm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-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由と

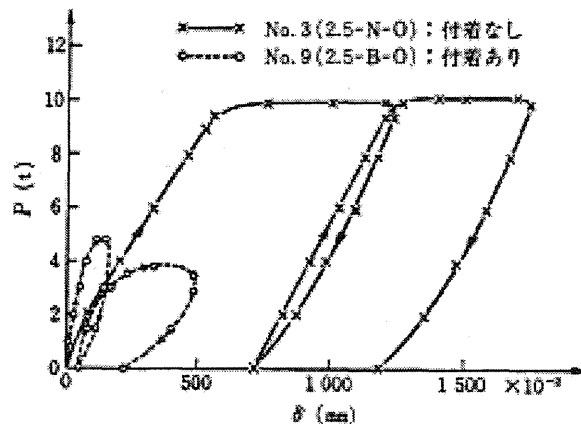


図-25 a/d=2.5 の供試体の荷重—支間中央たわみ関係[14]

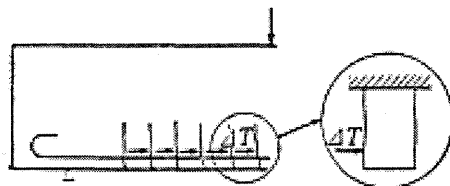


図-26 Kani のくし歯のモデル

して、引張鉄筋に付着がない場合は、はりが载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-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 および図-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發揮されるのであり、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)よりは大き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-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。

6.2.5.2 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-27に示すような両引型の付着モデルを考える[6]。

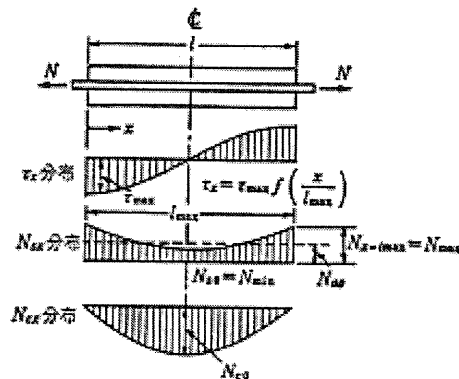


図-27 両引型付着モデル[6]

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、

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

ただし、 $\lambda = x/l_{\max}$

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、

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

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

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

(5.13)を(5.12)に代入すると、

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

さらに、コンクリートの伸びの項を無視して整理すると、

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

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

(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のがわかる。

(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-6に示す。

表-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-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-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。

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

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PC鋼材の場合に 1.3 としてよい。

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/cm²)

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/cm²、 $w=w_a=0.00746$ cm を(5.17)に代入すると、 $\sigma_{se}=840$ kgf/cm²となる。

σ_{se} に鉄筋の断面積 $A_s=1.267$ cm² 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 $M=165$ kN·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考え、この時の平均ひび割れ幅と最大ひび割れ幅を図-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-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。

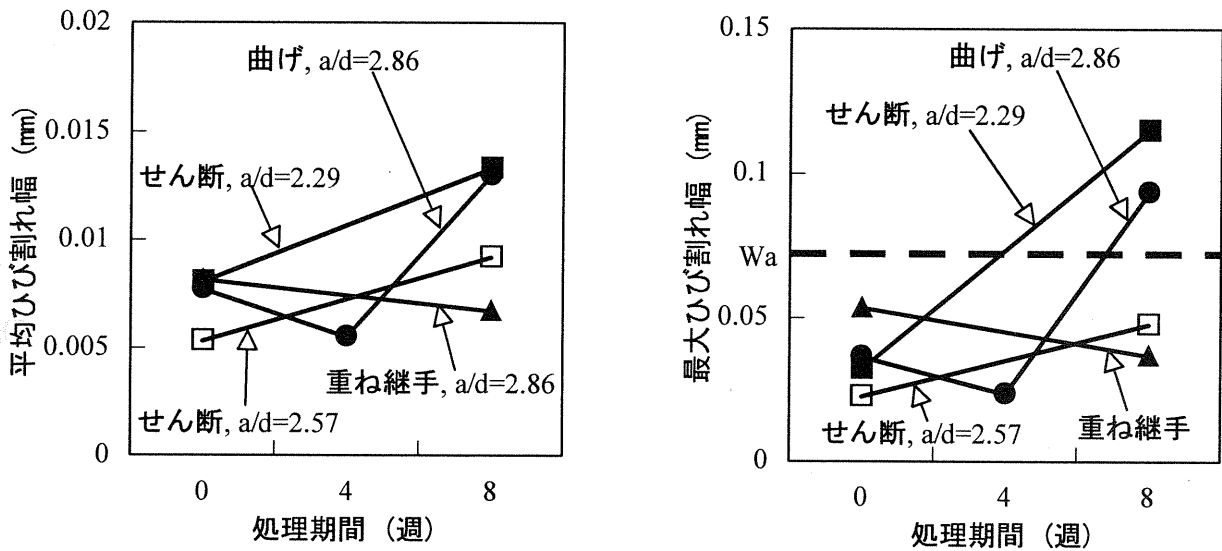


図-28 使用限界状態における平均ひび割れ幅および最大ひび割れ幅と通電処理の関係

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

载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-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-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。

6.2.6 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 : マッシュ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 洽、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 Liblary International, No. 30, pp. 81～94, 1997.12

6.3 プレテンションプレストレストコンクリート供試体によるPC鋼材の水素脆化の検討

6.3.1 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。

この様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。

6.3.2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。6.3.3では本章で行った実験の概要について述べ、6.3.4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。6.3.5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、6.3.6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、6.3.7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。

6.3.2 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°C 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 P C 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]。

6.3.3 実験概要

6.3.3.1 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 P C 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、P C 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°C、湿度 60%の恒温恒湿状態とした。

P C 鋼材は高周波誘導加熱焼入れ焼戻しを施した P C 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 P C 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(P C 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 P C 鋼材が直接陰極となるため、P C 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 P C 鋼材の許容応

表-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	0.0	5.0	0.0	5.0	0	0.0	5.0	0.0	5.0	10.0	15.0	0.0	5.0		
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	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-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	AE 減水剤	Cl
39	43	25	434	169	731	982	4.67	8.0

表-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-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。

6.3.3.2 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-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-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-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

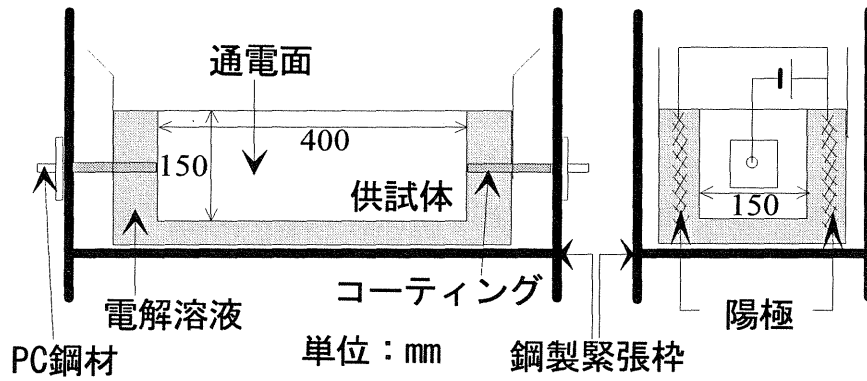


図-1 PC角柱供試体

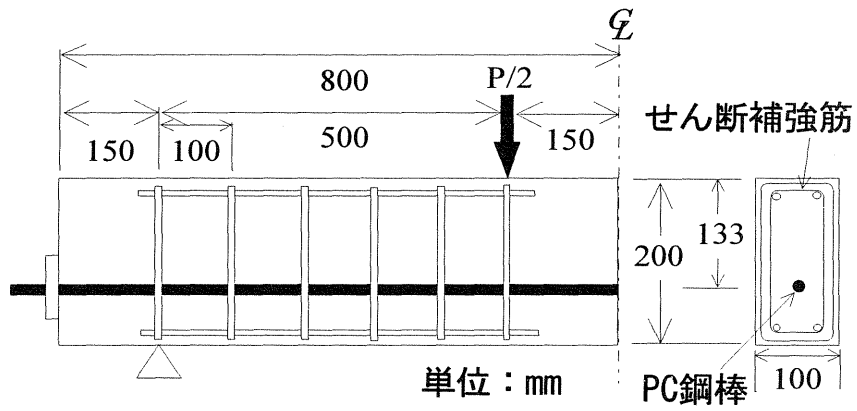


図-2 PCはり供試体

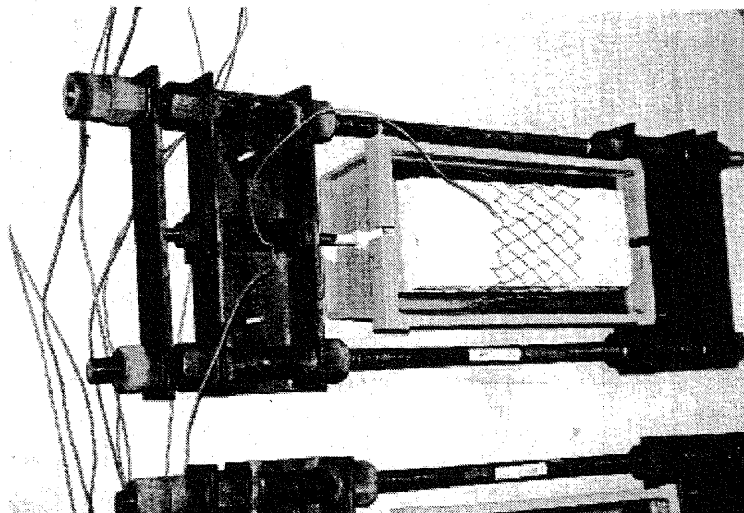


写真-1 PC角柱供試体の通電処理状況

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-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-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。

6.3.3.3 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、載荷を行った万能試験機のカ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。

6.3.3.4 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-2に示した通りとした。

6.3.3.5 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-3に示す。

6.3.3.6 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。

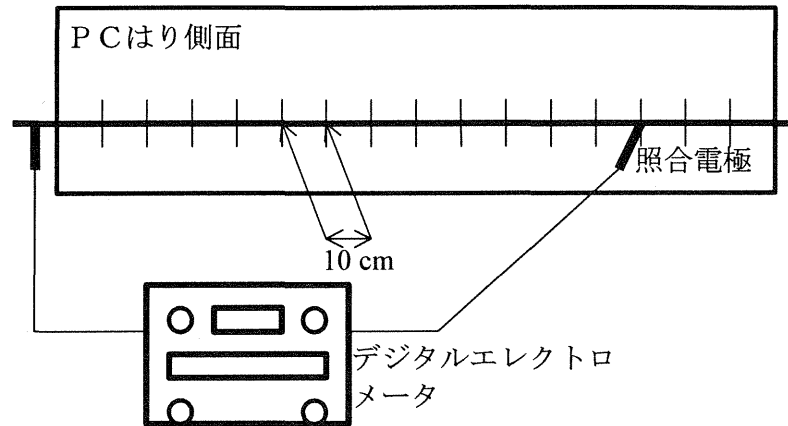


図-3 PCはり供試体中のPC鋼材自然電位測定方法

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。

6.3.4 PC鋼材の自然電位経時変化

PCはり供試体に5.0 A/m²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-4 および図-5 に示す。図-4 は供試体中の電位分布を示しており、図-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

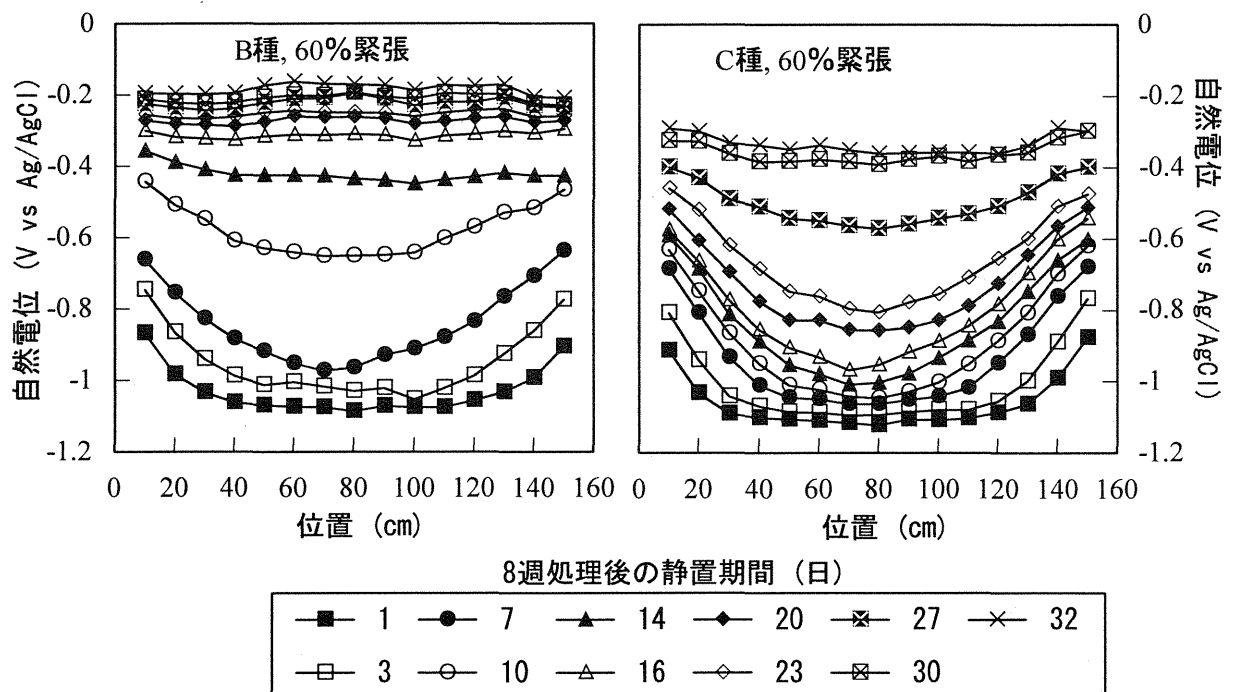


図-4 PCはり供試体中のPC鋼材自然電位分布経時変化

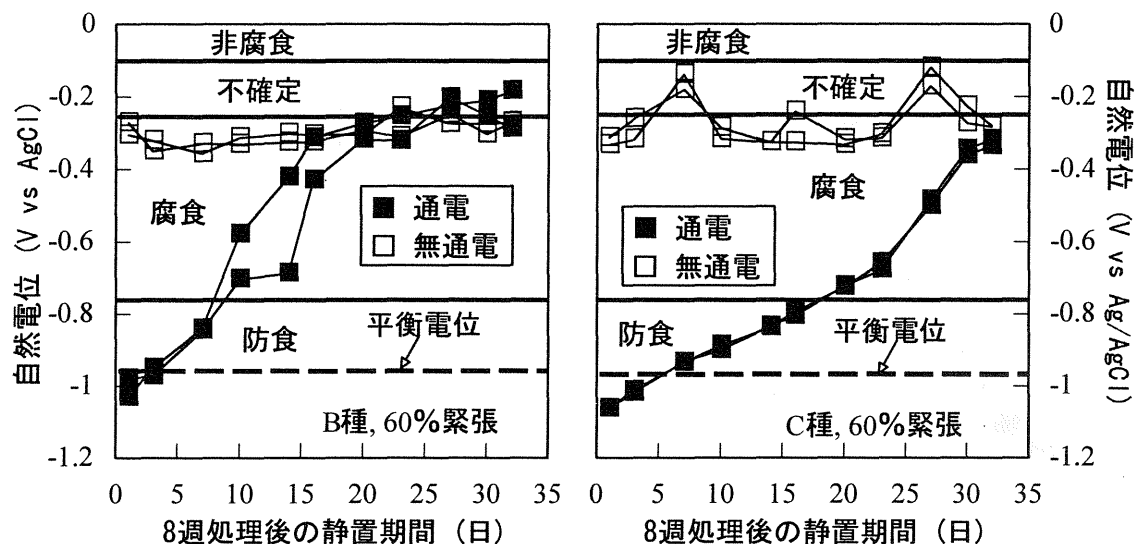


図-5 PC鋼材自然電位平均値の経時変化

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-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-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确实であり、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。

6.3.5 通電処理によるPC鋼材の水素脆化

6.3.5.1 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

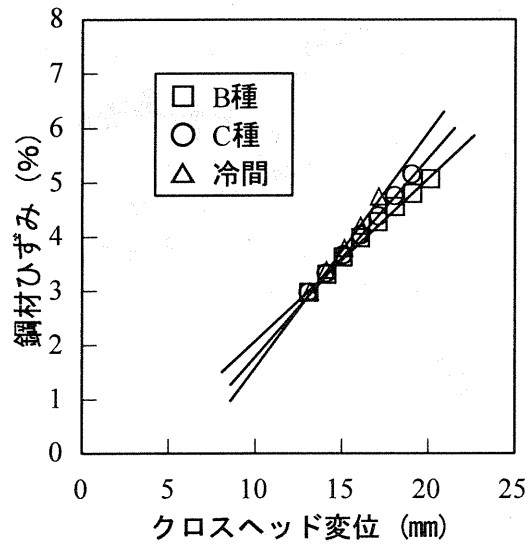
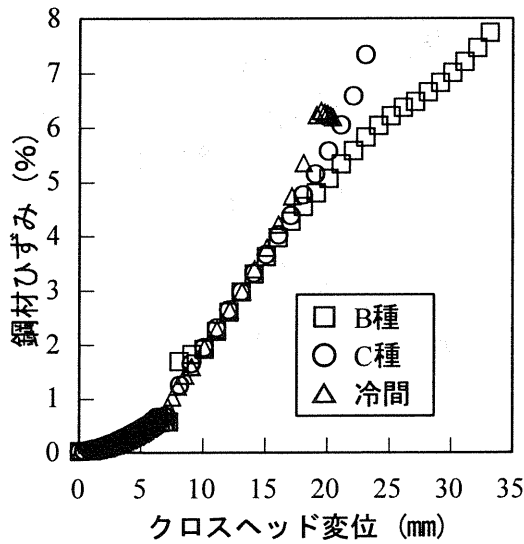


図-6 PC鋼材ひずみとクロスヘッド変位の関係 (切欠きなし)

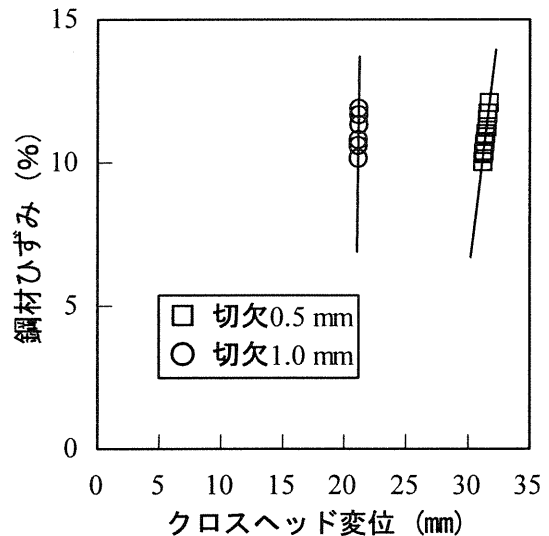
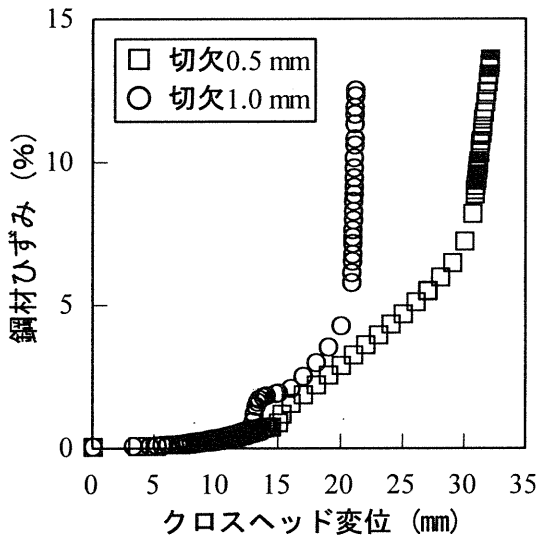


図-7 PC鋼材ひずみとクロスヘッド変位の関係 (切欠きあり)

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 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との関係を図-7に示す。これによると、図-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。

6.3.5.2 各種PC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-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-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、PC鋼材に吸蔵された水素であると考えられる。

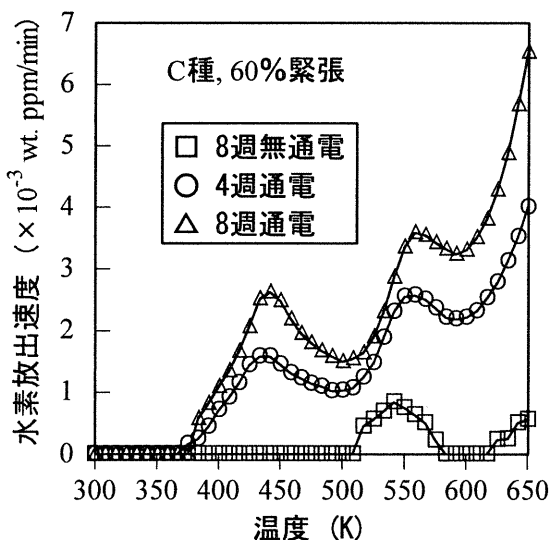


図-8 C種鋼材の水素放出曲線

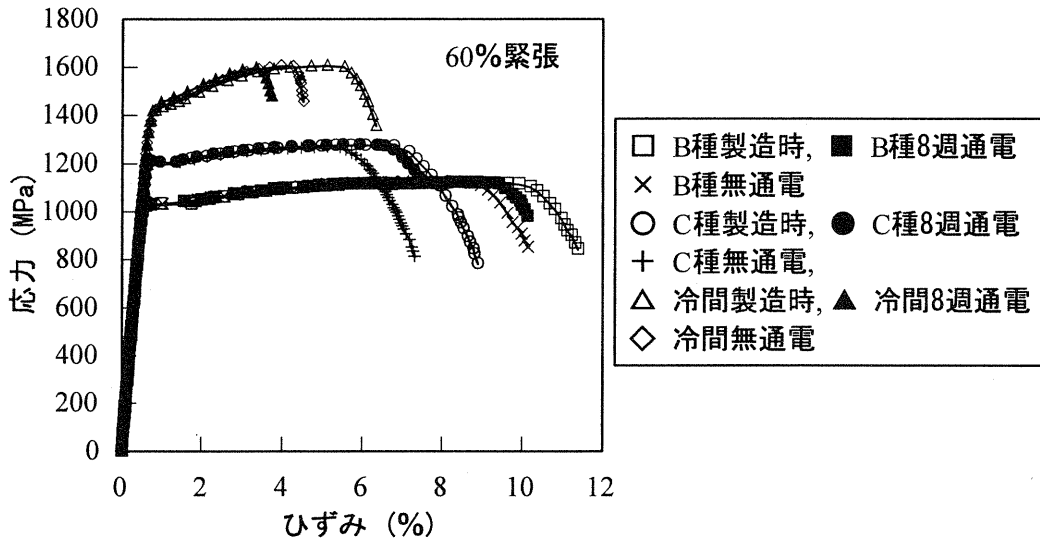


図-9 通電処理が応力-ひずみ関係に与える影響

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°C)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°C)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-8における第1ピークの放出水素が、主として、P C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P C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-9に、通電処理が鋼材破断時の絞りに関する影響を図-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-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-10 によると、鋼材種類によらず、通電処理により絞りが増大しており、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云える。図-8 においては、4週間

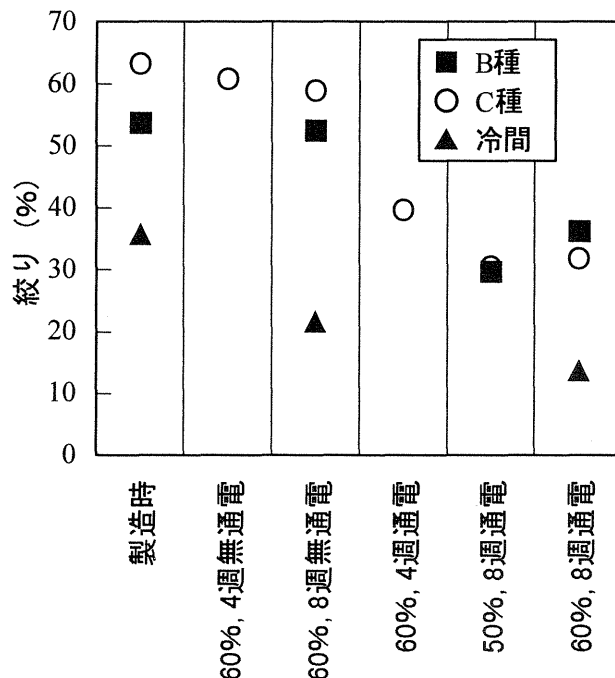


図-10 通電処理が鋼材破断時の絞りに与える影響

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とは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-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]。

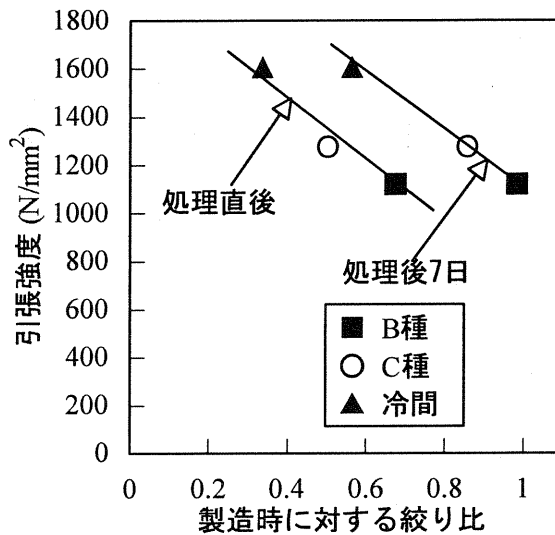


図-11 製造時に対する絞り比と引張強度の関係

- ・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-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-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PC鋼棒（熱処理材）およびPC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-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-12より、PC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PC鋼線の方がPC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-12を破断時間の観点で見ると、PC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ことから、図-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PC鋼材の遅れ破壊特性を適切に判断していく必要がある。

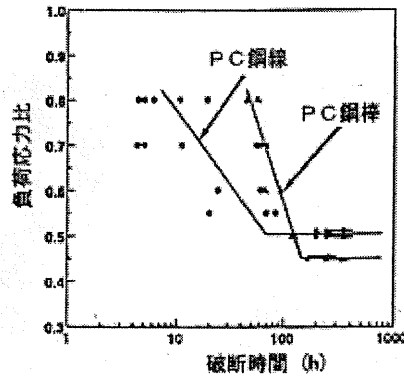


図-12 FIP 試験における、負荷応力比と破断時間の関係 [12]

(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-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-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。この様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。

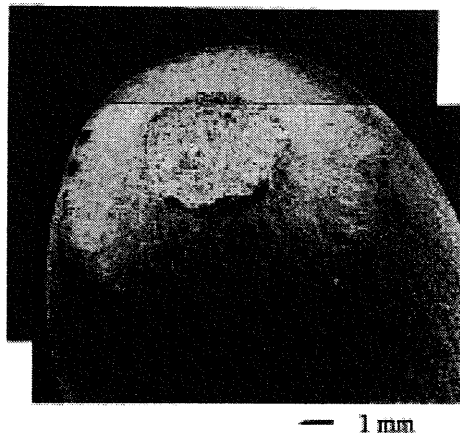
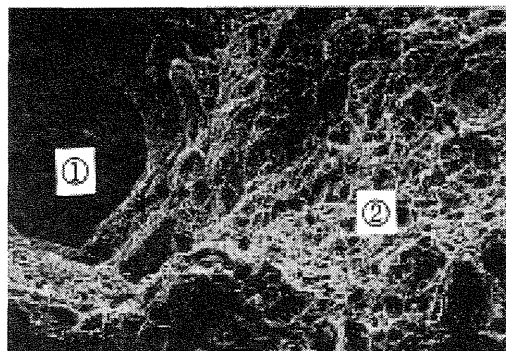
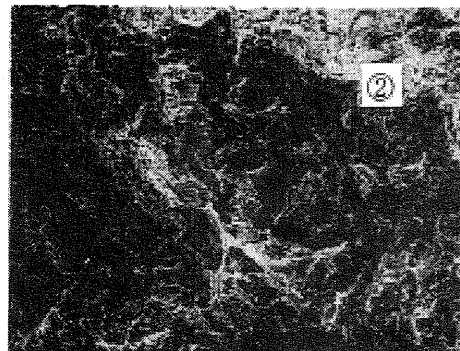


写真-2 破断面の SEM 観察結果 (C 種鋼材製造時)

①介在物、②ディンプル

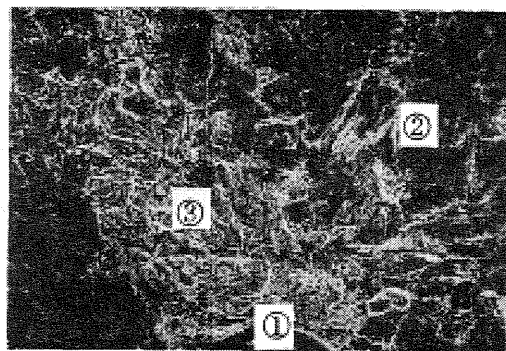


C種鋼材製造時



冷間加工材製造時

①介在物、②ディンプル、③擬へき開



C種鋼材、60%緊張、8週通電直後



冷間加工材、60%緊張、8週通電直後

写真-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。

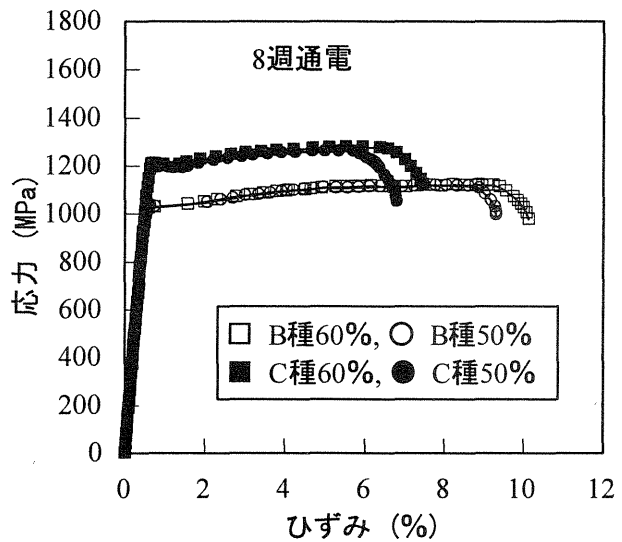
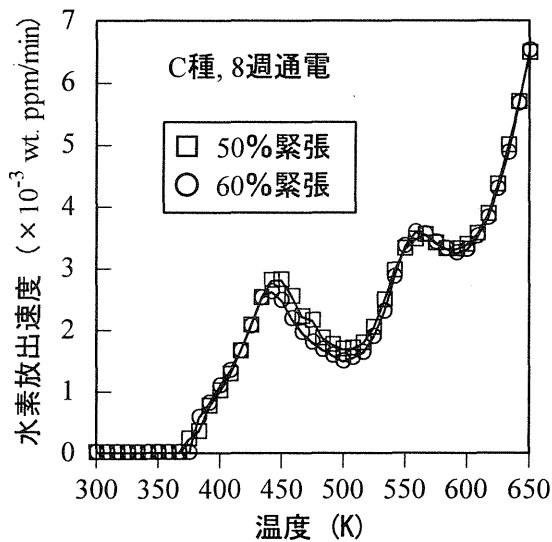


図-13 緊張レベルと水素放出曲線の関係 図-14 緊張レベルと応力-ひずみ曲線の関係

6.3.5.3 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-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-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-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。

6.3.5.4 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、無緊張の状態では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-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-16に、鋼材破断時の絞りを図-17に示す。

図-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-16および図-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。

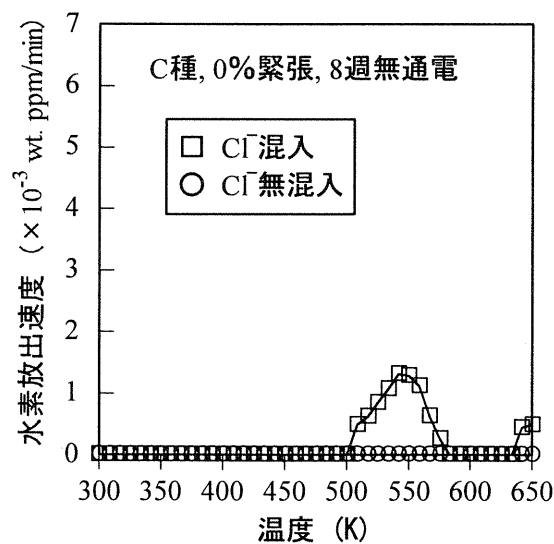


図-15 Cl⁻の混入と水素放出曲線の関係

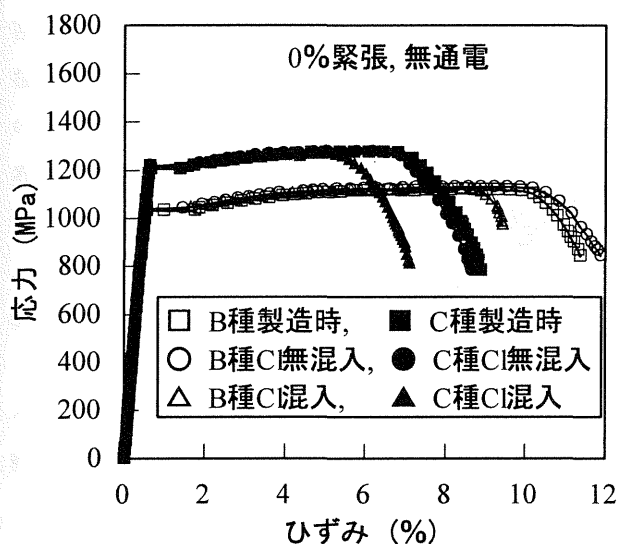


図-16 CI⁻の混入と応力ひずみ曲線の関係

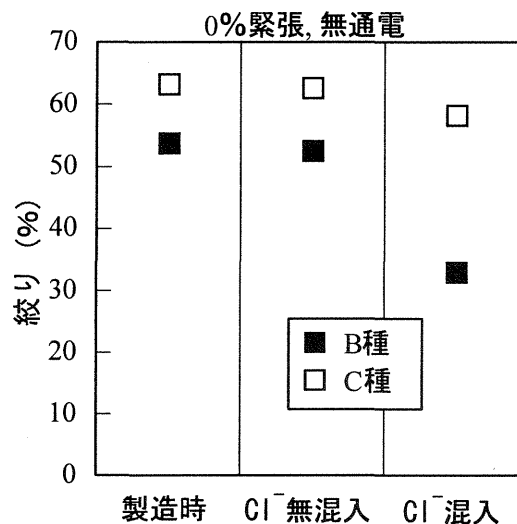


図-17 CI⁻の混入と絞りの関係

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-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-16や図-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。

6.3.5.5 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-18に、鋼材破断時の絞りを図-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

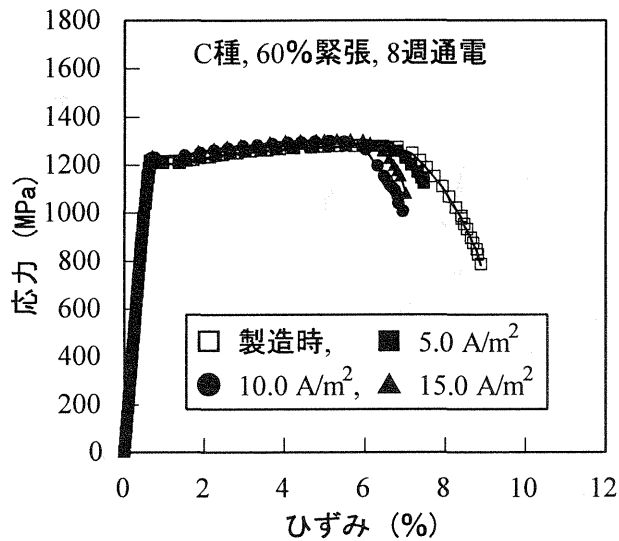


図-18 電流密度と応力-ひずみ曲線の関係

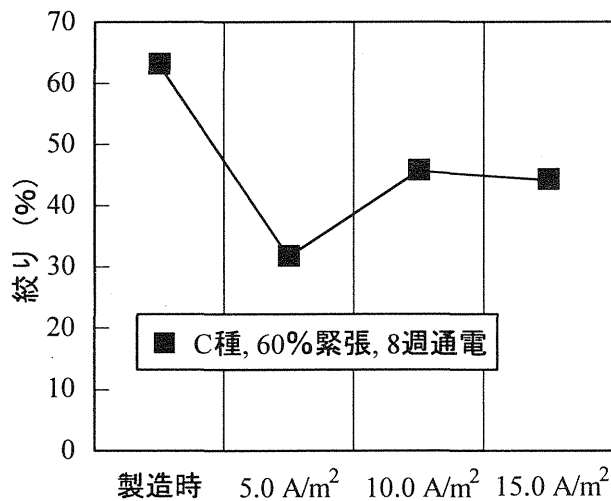


図-19 電流密度と破断時の絞りの関係

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-18 および図-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くなっている。これより、この様な高電流密度の場合に、PC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PC供試体に過防食状態で通電処理を行ったところ、PC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。

6.3.5.6 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-20および図-21に示す。図-20によると、通電処理により短くなっていっ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-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-4に示す。これによると、写真-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。

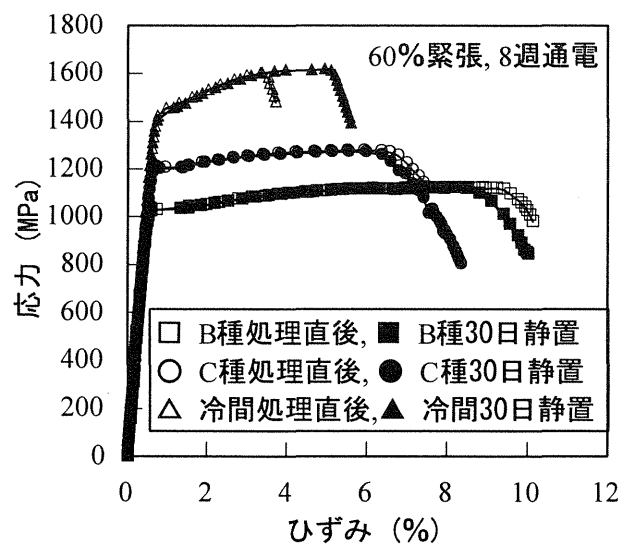


図-20 処理後の静置期間と応力ひずみ曲線の関係

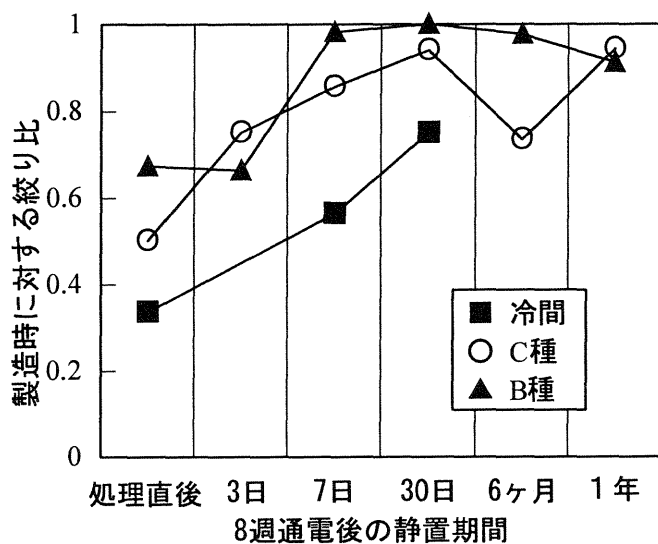


図-21 処理後の静置期間と絞りの関係

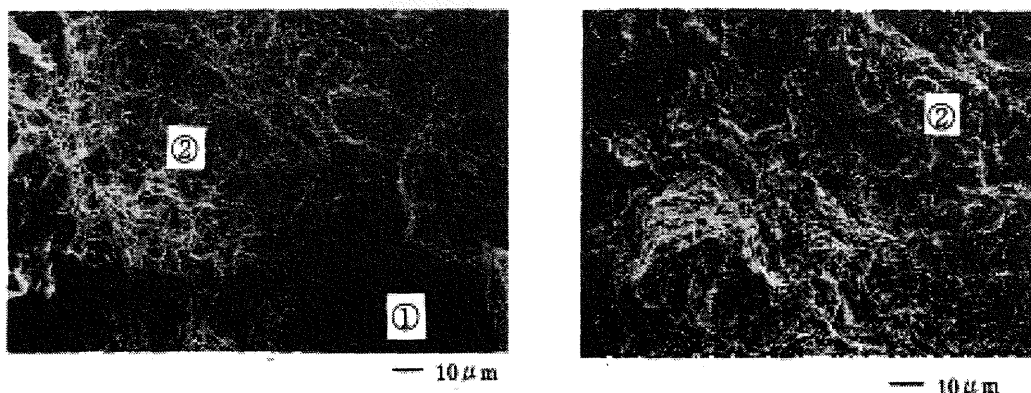
以上の結果より、デサリネーション適用後の静置により、第1ピークの拡散性水素は比較的速やかに拡散消失し、これに伴い水素脆化による遅れ破壊の可能性は非常に小さくなるものと考えられる。また、1年間静置した供試体からはつりだしたPC鋼材の外観観察の結果、鋼材の表面は腐食生成物に覆われておらず、デサリネーションによる防食効果は持続しているものと考えられる。

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-5に示す。写真-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。
- ・介在部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

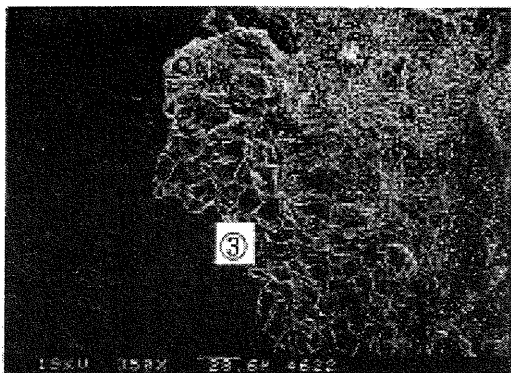
①介在物、②ディンプル



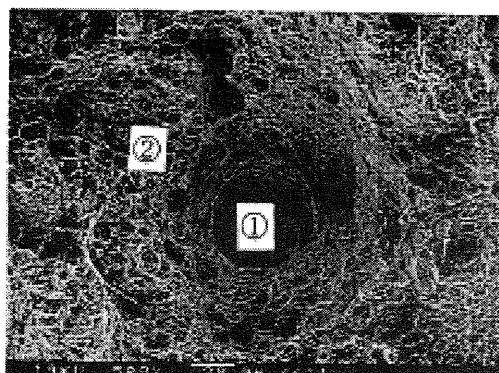
C種鋼材、60%緊張、8週処理後7日 冷間加工材、60%緊張、8週処理後7日

写真-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-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P C鋼材が腐食しているケースが予想される。この様な場合には、P C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。

6.3.5.7 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P C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、P C鋼材に孔食を伴う腐食が発生していることも考えられ、この様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-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図-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-22からは、通電処理による影響を応力-ひずみ曲線

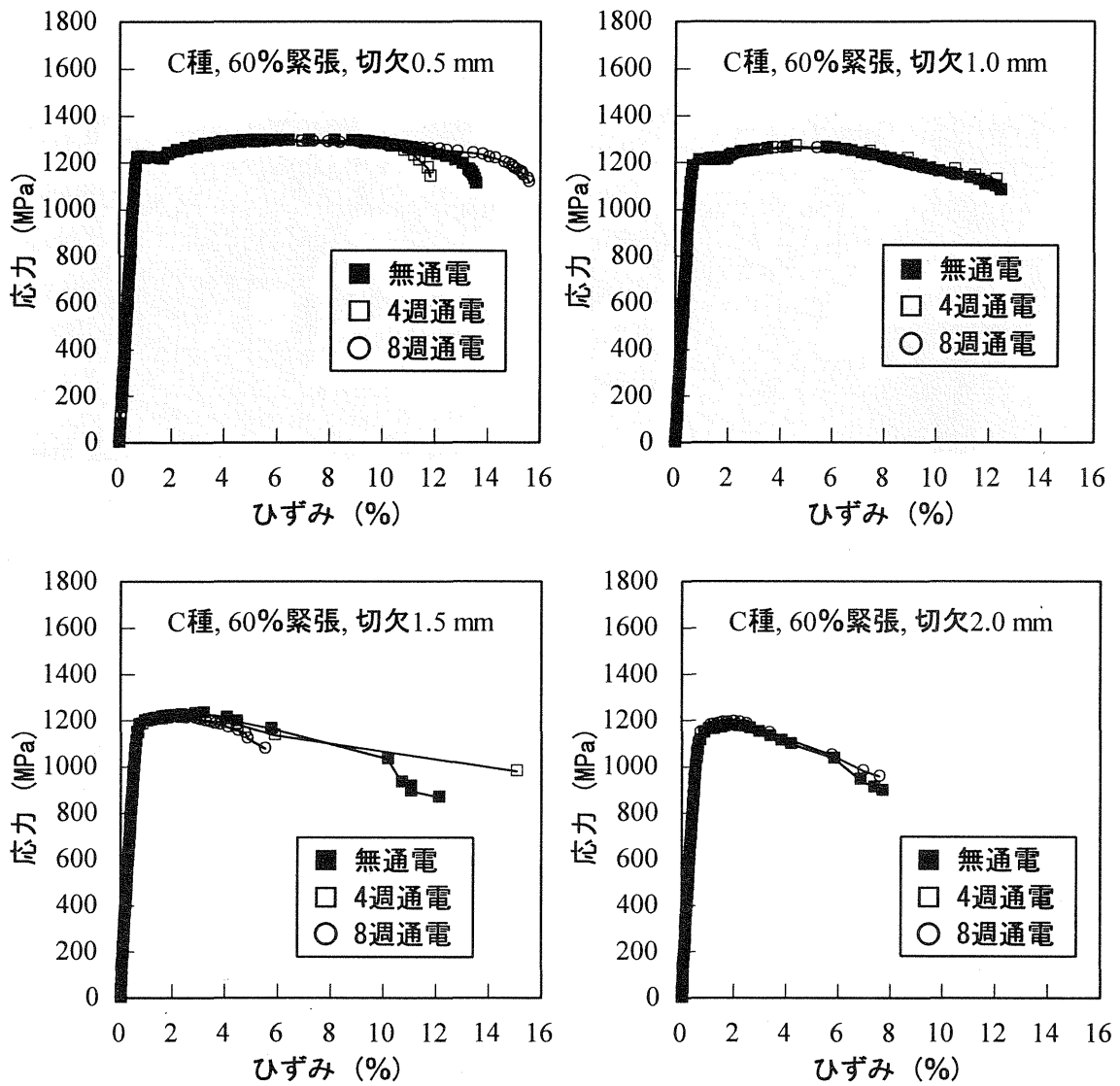


図-22 切欠きを有するP C鋼材の応力-ひずみ関係

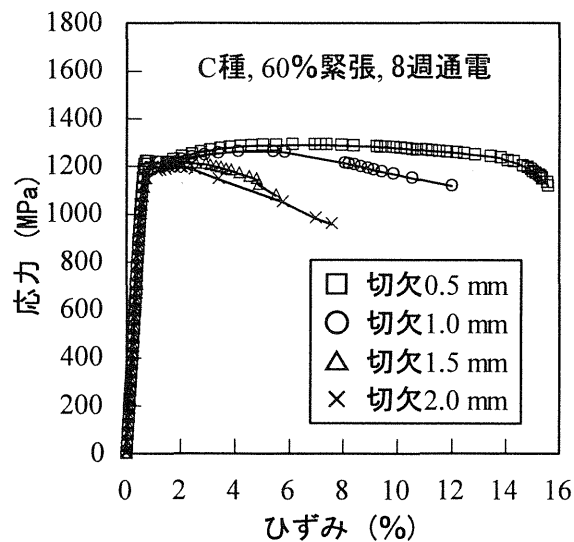


図-23 切欠き深さと応力-ひずみ曲線の関係

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-23 によると、切欠き深さが応力一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が始ま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-22 も併せて考えると、図-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-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-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。

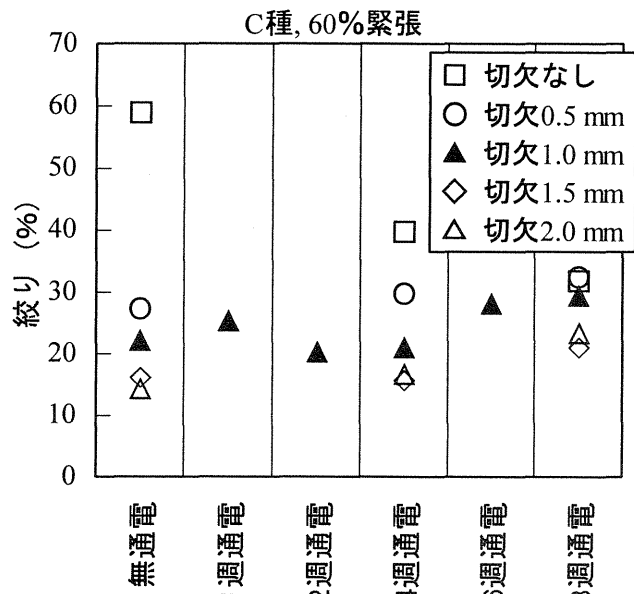


図-24 切欠きを有する PC 鋼材の絞りと通電処理の関係

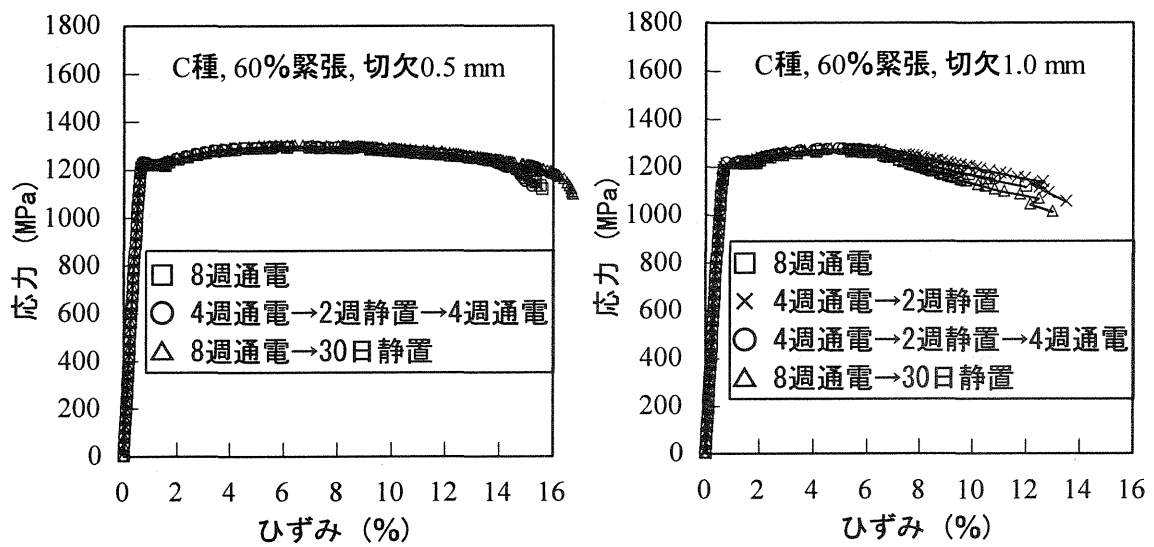


図-25 断続的通电処理と応力-ひずみ曲線の関係

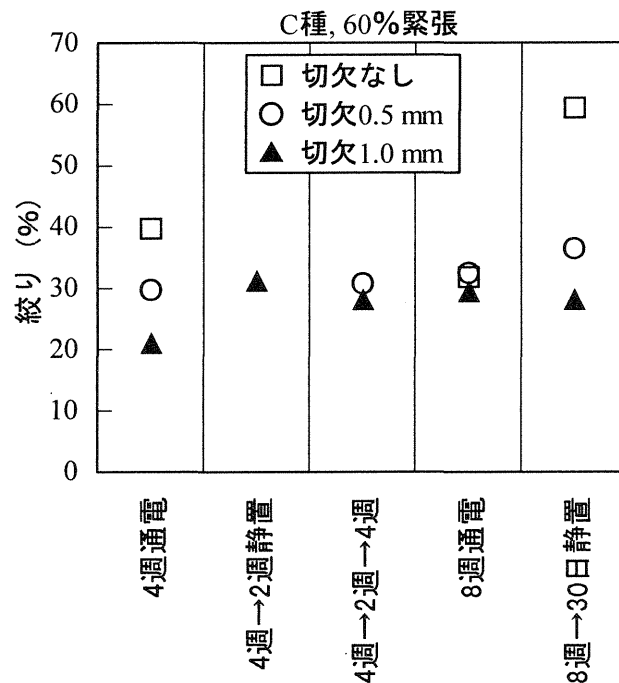


図-26 断続的通电処理と破断時の絞りの関係

(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-25 に、鋼材破断時の絞りを図-26 に示す。

図-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に 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-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-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。

6.3.6 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-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。

6.3.6.1 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-27に示す。

角柱供試体からはつりだしたPC鋼材の場合、図-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-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-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	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

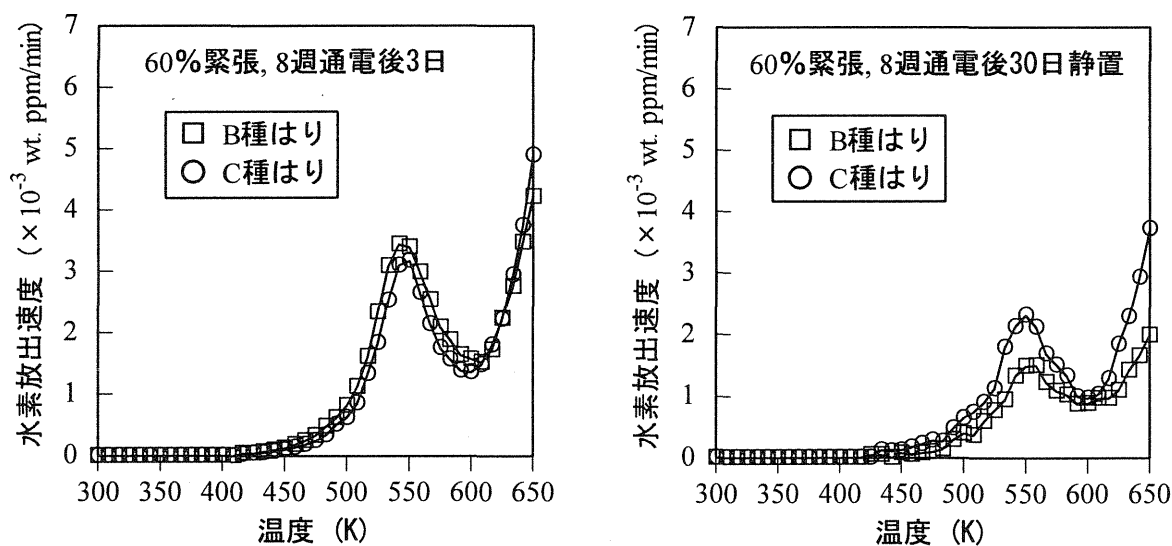


図-27 はり供試体中のPC鋼材の水素放出曲線

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。

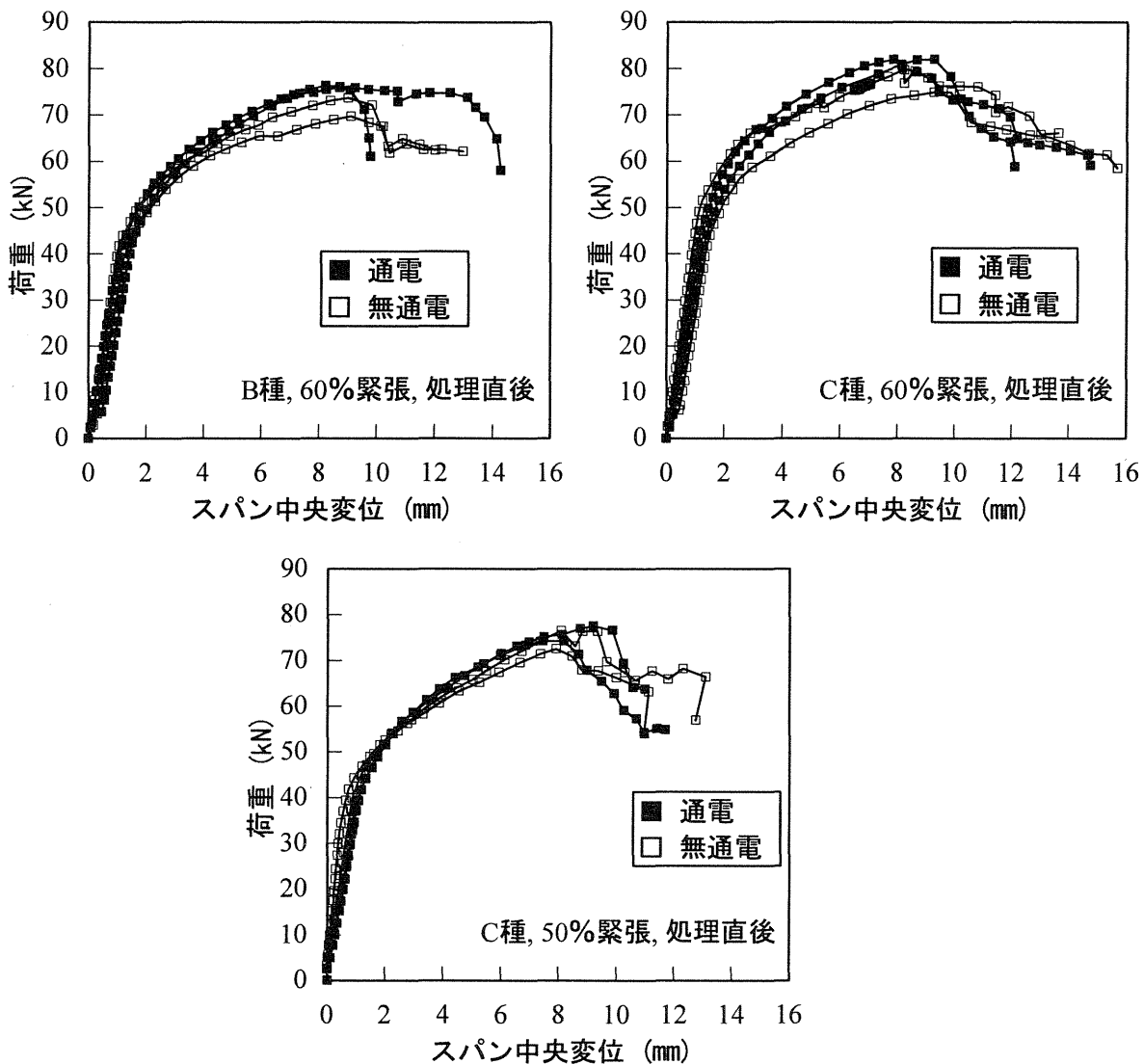


図-28 荷重—スパン中央変位曲線 (8週間処理直後)

6.3.6.2 荷重—変形状

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-28に示す。

表-4および図-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/m²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

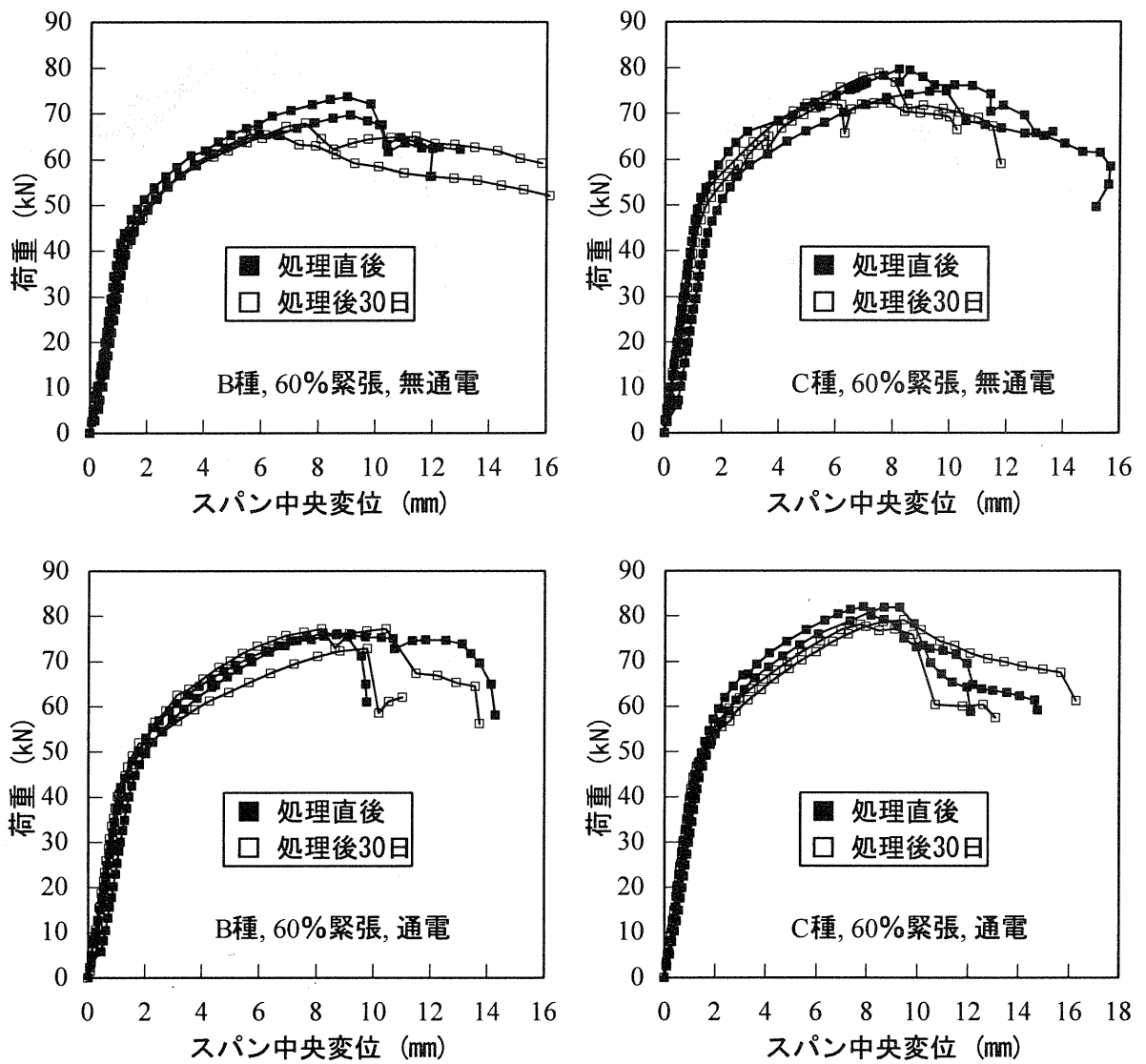


図-29 荷重—スパン中央変位曲線 (30日静置の影響)

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-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。

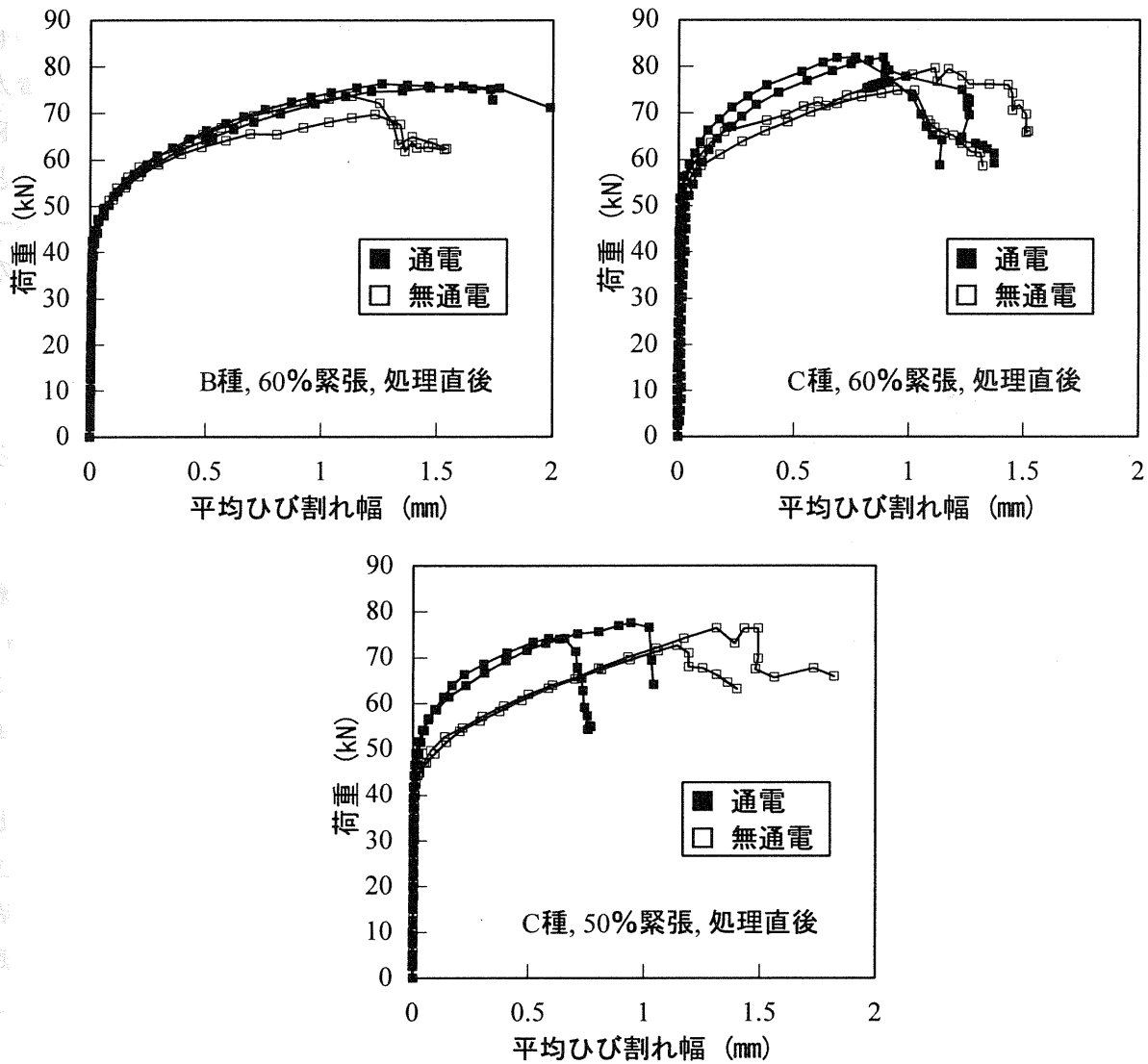


図-30 荷重—主筋位置における平均ひび割れ幅曲線（処理直後）

6.3.6.3 ひび割れ挙動

表-4 に示した平均ひび割れ間隔およびひび割れ本数から、通電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ですが、通電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-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、無通電の場合と比較して、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、P C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。

6.3.7 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、この様な場合に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

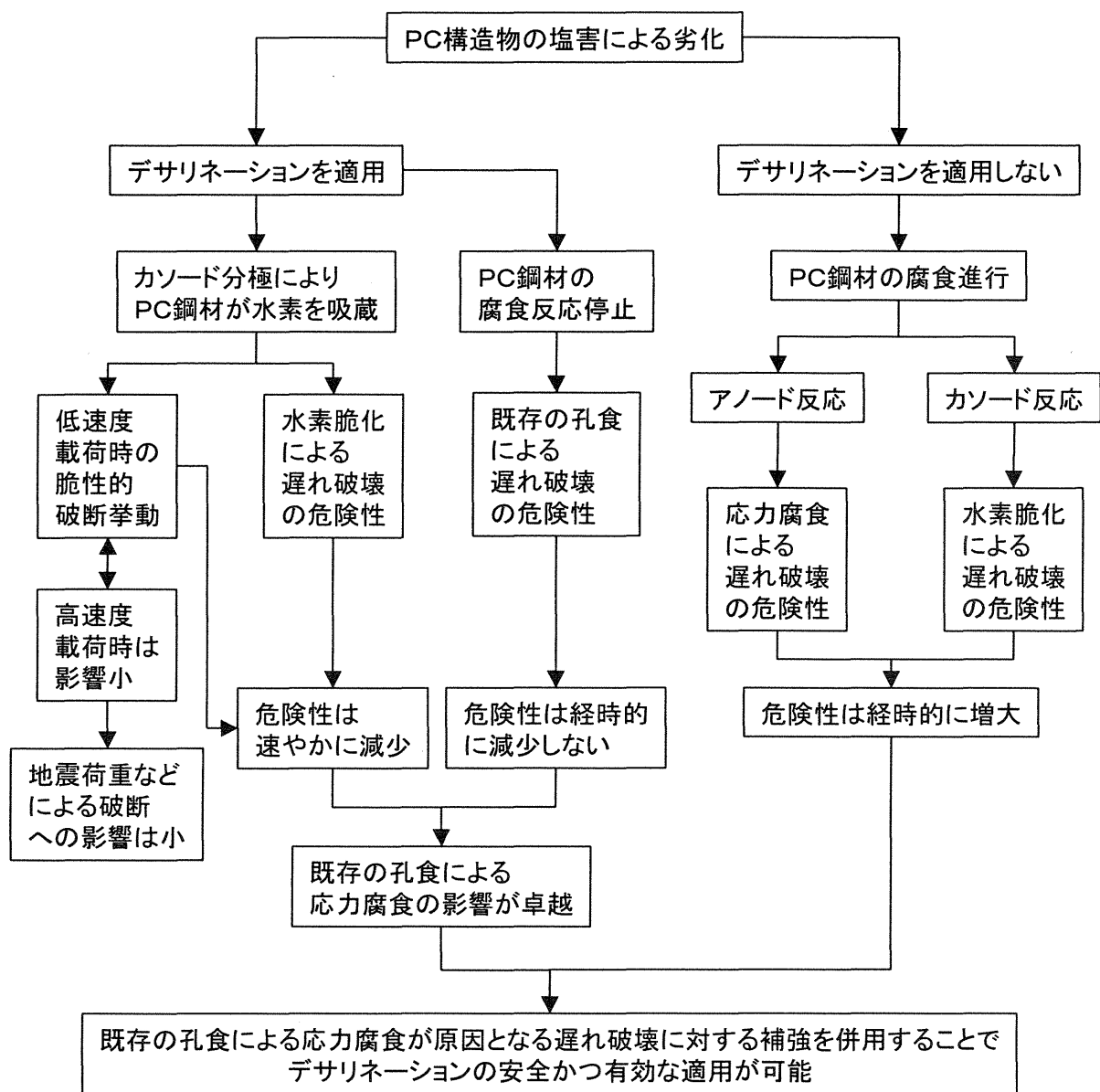


図-31 PC構造物へのデサリネーション適用の考え方

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-31に示す。

6.3.8 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：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.
- [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P C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P C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：P C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. Bennett 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P C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. Mizoguchi, 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

6.4 デサリネーションによる補修を行ったコンクリート構造物の供用性判定

6.4.1 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。

ここでは、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。

6.4.2 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

既往の知見におけるデサリネーションの位置づけを表-1 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ネーション適用が推

表-1 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、P C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。
[5]	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。
[6]	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。
[7] ～ [11]	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。

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-1 に提案する。

図-1 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、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

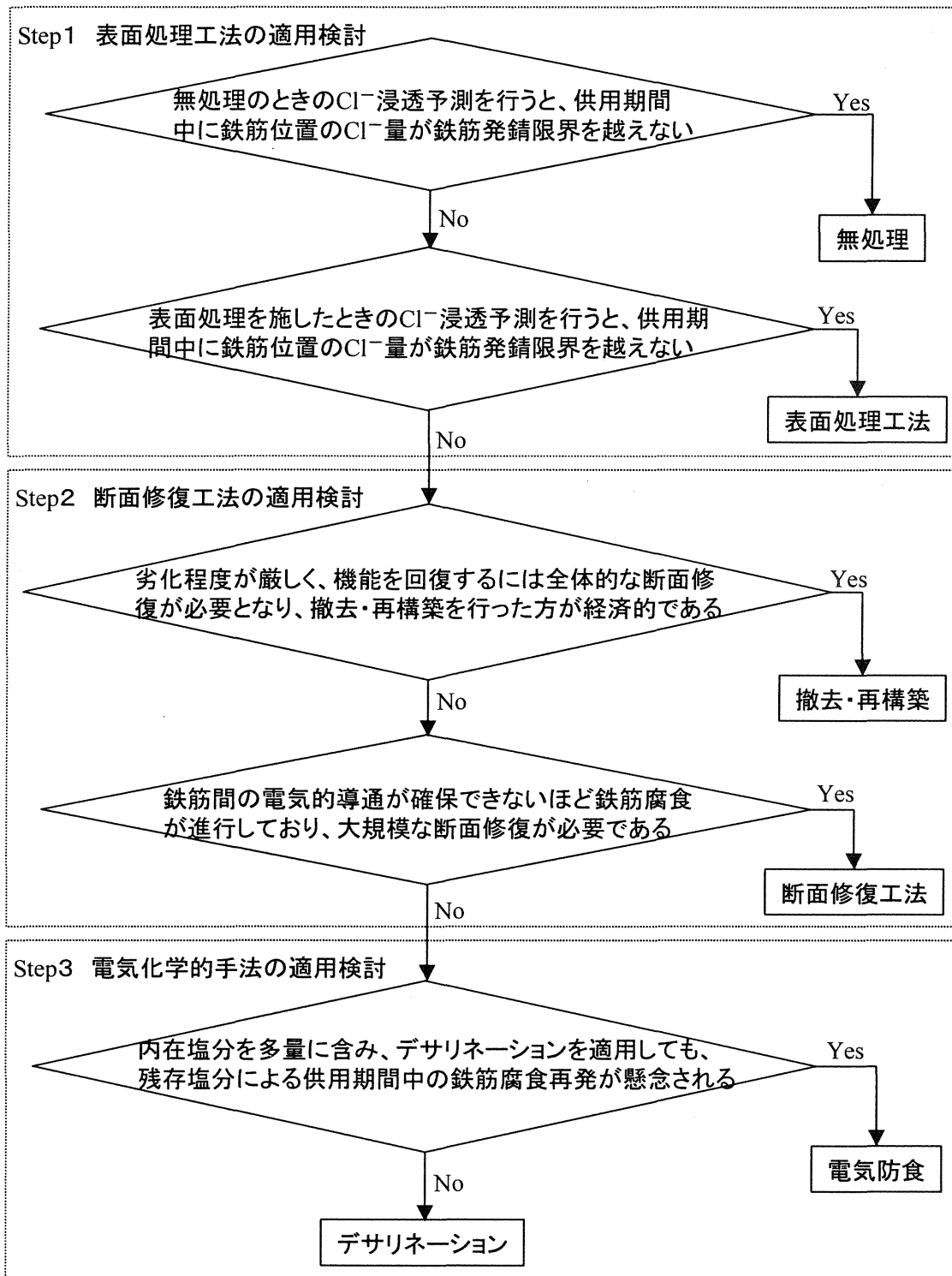


図-1 塩害環境にあるコンクリート構造物の補修工法選定フロー

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⁻は完全に取り除かれている。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、P C 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 6.4.3 において提案する。

6.4.3 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-2 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P C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、P C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
- ・P C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。

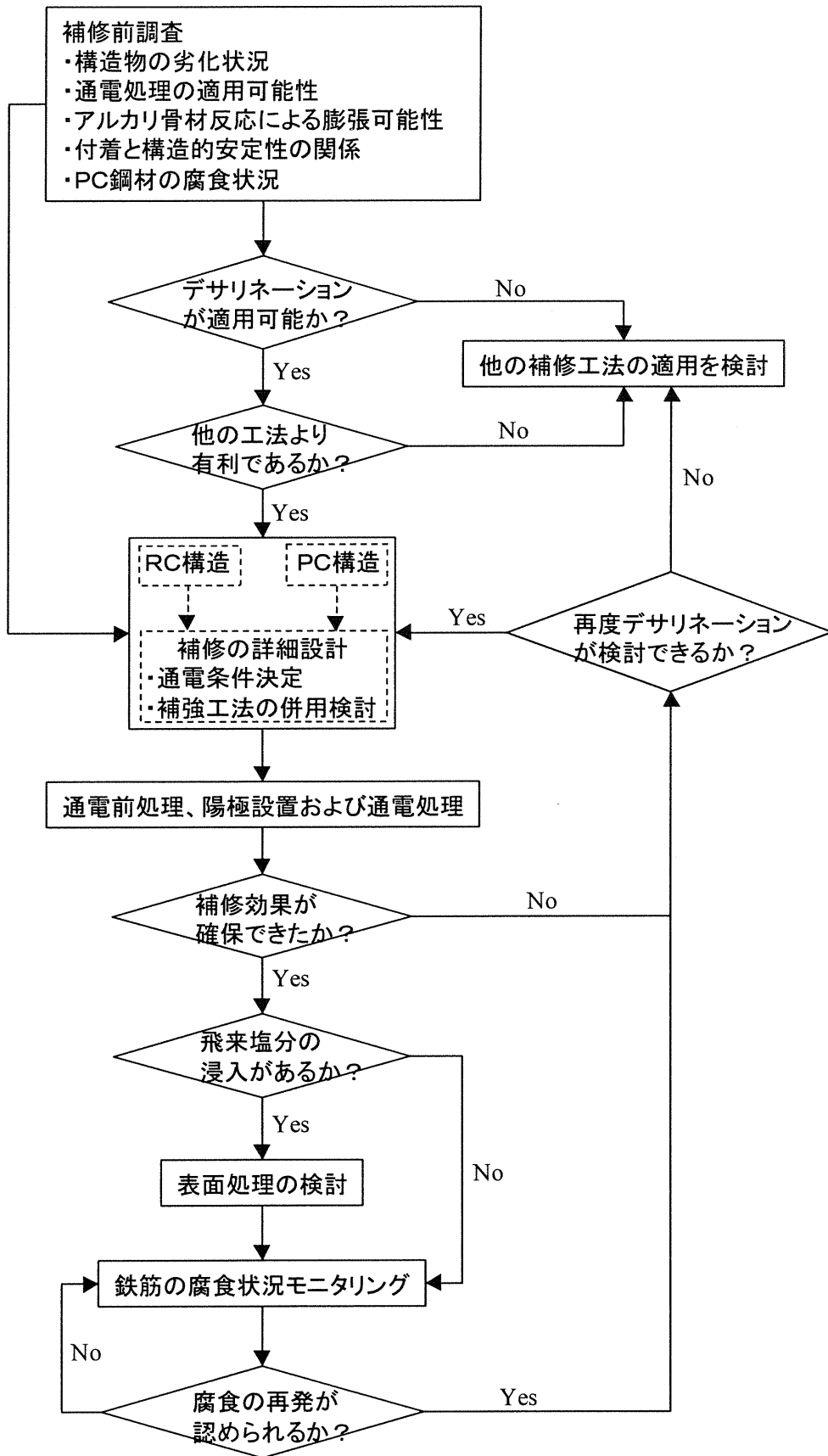


図-2 デサリネーション適用の流れ

6.4.4 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ようになる。

- (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こと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] 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
- [6] J. P. Broomfield : *Corrosion of Steel in Concrete – Understanding, investigation and repair*, E & FN SPON, pp. 169~186, 1997.
- [7] 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
- [8] 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
- [9] 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
- [10] 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
- [11] 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

7. 付録

7.1 Prediction of Degradation and Performance in RC Beams Subjected to Chloride Attack by Corrosion Monitoring

7.2 Stress Corrosion Behavior of PC Steel Bars due to Spraying Salt Water

7.3 Basic Study of Hydrogen Stored in Prestressing Steel Bars During Desalination

7.4 分極抵抗法を用いた鉄筋の腐食速度評価に関する研究

7.5 Corrosion of Steel Bars in Chloride-Contaminated Concrete Member Patched with Self-Compacting Concrete

7.6 Influence of Desalination on Mechanical Behavior of Prestressed Concrete Members