

塩害劣化を生じるコンクリート構造物の

寿命予測に関する研究

目 次

第1章. 緒言	1
1.1 研究の背景	1
1.2 塩害の劣化メカニズム	3
1.3 既往の研究	7
1.3.1 従来のメンテナンス手法	7
1.3.2 鉄筋腐食発生メカニズムに関する研究	11
1.3.3 ひび割れ発生時の腐食量に関する研究	15
1.3.4 耐荷力低下および補修後の再劣化予測手法に関する研究	19
1.3.5 リスクベースメンテナンスに関する研究	23
1.4 研究の目的	24
1.5 本論文の構成	25
1.5.1 第1章の概要	26
1.5.2 第2章の概要	26
1.5.3 第3章の概要	27
1.5.4 第4章の概要	27
1.5.5 第5章の概要	28
第2章. 鉄筋腐食の発生メカニズムに関する検討	35
2.1 概要	35
2.2 電気化学的測定による劣化予測の目的	36
2.3 促進試験	37
2.3.1 実験方法	37
2.3.2 実験結果	43
2.4 腐食発生時の塩化物イオン濃度	48
2.4.1 電気化学的測定による腐食発生の予測	48
2.4.2 ひび割れ発生までの予測手法	49
2.4.3 促進試験による腐食発生メカニズムのまとめ	50
2.5 実環境における結果との比較	50
2.5.1 概要	50

2.5.2	試験条件	51
2.5.3	鉄筋腐食確認方法.....	53
2.5.4	断面修復していないコンクリートの暴露試験結果.....	54
2.5.5	断面修復したコンクリートの暴露試験結果.....	58
2.5.6	塩化物イオンの浸透と分布の関係.....	64
2.5.7	鉄筋腐食状況の比較.....	66
2.6	鉄筋腐食の発生メカニズムに関する検討.....	72
2.6.1	非破壊検査による推定の目的.....	72
2.6.2	腐食開始時期の決定.....	72
2.6.3	腐食速度	79
2.7	まとめ	80
2.7.1	断面修復していないコンクリートの電気化学的特性.....	80
2.7.2	断面修復したコンクリートの電気化学的特性.....	81
第3章	ひび割れ発生時の腐食量に関する検討	84
3.1	背景	84
3.2	ひび割れ発生メカニズム.....	85
3.2.1	断面修復無しの場合.....	85
3.2.2	断面修復ありの場合.....	87
3.3	ひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する実験.....	88
3.3.1	実験概要	88
3.3.2	使用材料	89
3.3.3	配合	92
3.3.4	練混ぜ方法	93
3.3.5	実験方法	95
3.3.6	コンクリート試験体概要.....	96
3.3.7	電気泳動法による腐食促進.....	99
3.3.8	試験パラメーター.....	100
3.3.9	鉄筋腐食測定項目.....	103
3.3.10	実験結果および考察.....	106
3.4	ひび割れ発生時の腐食量に関する解析の考え方.....	125
3.4.1	概念	125
3.4.2	鉄筋腐食膨張の考え方.....	125
3.4.3	断面修復を施していないコンクリートのひび割れ発生の考え方.....	129
3.4.4	断面修復を施したコンクリートのひび割れ発生の考え方.....	130
3.5	断面修復を施していないコンクリートのひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する解析	

的検討	132
3.5.1 物性値	132
3.5.2 解析モデル	134
3.5.3 解析結果および考察.....	136
3.6 断面修復を施したコンクリートのひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する解析的検討	142
3.6.1 物性値	142
3.6.2 解析モデル	144
3.6.3 解析結果および考察.....	145
3.7 解析精度の検討.....	148
3.7.1 断面修復無しの場合.....	149
3.7.2 断面修復した場合.....	152
3.8 ひび割れ発生時における鉄筋腐食量の予測手法.....	160
3.9 まとめ	162
 第4章. リスクベースメンテナンスのコンクリート構造物への適用	164
4.1 概要	164
4.2 検討内容	166
4.2.1 対象としたコンクリート構造物.....	166
4.2.2 コンクリート構造物に対するリスク評価.....	169
4.2.3 破損の起こりやすさの考え方.....	170
4.2.4 被害の大きさの考え方.....	171
4.2.5 リスク評価への診断フォーム.....	173
4.2.6 マルコフ連鎖モデルによる経時評価.....	174
4.2.7 LCC 評価	175
4.2.8 リスクを考慮した時の LCC 評価.....	176
4.3 結果および考察.....	177
4.3.1 対象としたドックのコンクリート性状.....	177
4.3.2 リスク評価結果.....	180
4.3.3 補修方法の違いを考慮した劣化曲線.....	182
4.3.4 マルコフ連鎖モデルを用いた劣化予測.....	184
4.3.5 リスク評価に基づくメンテナンス計画.....	188
4.3.6 LCC による評価結果.....	194
4.4 まとめ	197

第5章. 結言	199
5.1 コンクリート構造物の残存期間の評価.....	199
5.2 コンクリート構造物のメンテナンス手法.....	201
5.3 今後の課題	202

第1章. 緒言

1.1 研究の背景

コンクリート構造物は、橋梁、トンネル、ダム、港湾構造物など多岐にわたって使用されており、我々が生活する上で欠かせない社会資本である。また、コンクリートは、タンクや基礎など民間資本でも多数使用されており、最も汎用性の高い材料の一つである。鉄筋をコンクリート中で使用することにより、コンクリートの弱点である引張強度が低いことに対して、強度的に補うことができる。そのためコンクリートは、高強度部材や橋梁床版のような板が薄い部材としても使用可能である。また、コンクリートは pH12~13 と高アルカリ性であるため、コンクリート中の鉄筋に不動態被膜が形成され腐食が発生しにくく高い耐久性を有する。しかし、コンクリートは硬化する過程で水和反応に伴う自己収縮を生じる他、乾燥による収縮を生じひび割れを起こしやすい欠点を有する。そのため、ひび割れ部分を起点にして劣化因子である水、二酸化炭素、塩化物イオンの侵入を容易にし、鉄筋腐食を誘発する。

コンクリート構造物はひび割れを許容しながら供用する宿命にあり、適切なメンテナンスが必要である。特に、日本は周囲を海に囲まれているため、海洋構造物が多く、また海岸線を道路が走る箇所が多く塩害が発生しやすい。冬期には山間部では降雪があり、凍結防止のために塩化ナトリウムや塩化カルシウムが散布される。そのため、沿岸部だけでなく山間部でも塩害が発生し、橋梁などの耐久性が低下していることが近年問題として挙げられている。塩害はコンクリートの代表的な劣化現象であり、鉄筋腐食を発生させコンクリート構造物の耐久性を低下させる問題を引き起こす。

日本は戦後から高度経済成長期を経て社会資本を整備してきた。そのため、現在の豊かな暮らしは、これらが健全に機能し活用できたためといえる。しかし、図 1.1.1 に示すとおり、建設後 50 年以上経過した社会資本は今後急激に増大するため、豊かな暮らしを継続するためには、供用中の維持管理が必要である¹⁾。また、コンクリート構造物は解体時に大量の廃棄物を排出するため、地球環境を考える上でもできるだけ長く供用することが必要とされる。また、図 1.1.2 のように建設、点検、補修、解体までの費用を考えるライフサイクルコスト（以下 LCC）の考えも浸透しつつあり、管理者は「事後的管理」から「予防保全的管理」へシフトしつつある。長寿命化対策として補修の施工が挙げられるが、図のように補修後の状態が初期状態に戻ることはほとんどない。例えば、塩害で劣化したコンクリートを除去したとしても、除塩不足やはつり不足による再劣化の可能性を含んでいることが理由として挙げられる。よって、適切な補修を施すことも長寿命化対策として重要である。今後、日本の人口は減少期を迎え、本格的な少子高齢化に直面することが予想されている。国民 1 人あたりが維持管理する社会資本（構造物）の数も多くなり、メンテナン

スの重要性が高まりつつある。高度経済成長期の中ではコンクリート構造物がメンテナンスフリーという考えが一般的であった。しかし、近年の落橋事故、コンクリート断面の剥落事故の報告が多数あり、その考え方を改める必要がある。

本研究では、LCCを低減するための診断手法として、鉄筋腐食発生までのメカニズム、ひび割れ発生のメカニズム、補修の再劣化メカニズムの解明、さらにリスク評価によるメンテナンスの最適化の確立を目的に、実験および解析を行い検証した。

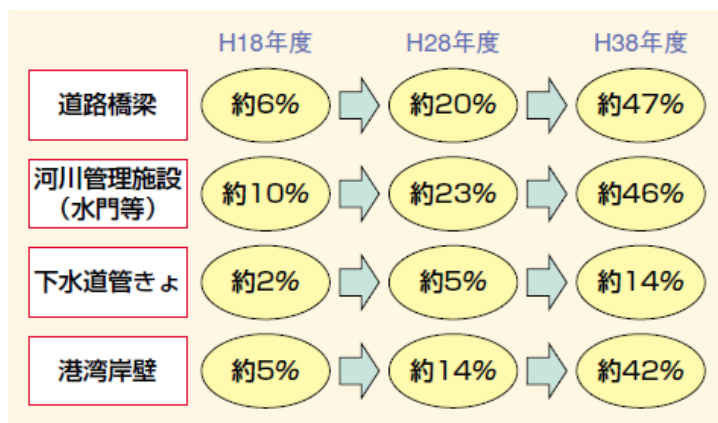


図 1.1.1 建設後 50 年以上経過する社会資本の割合

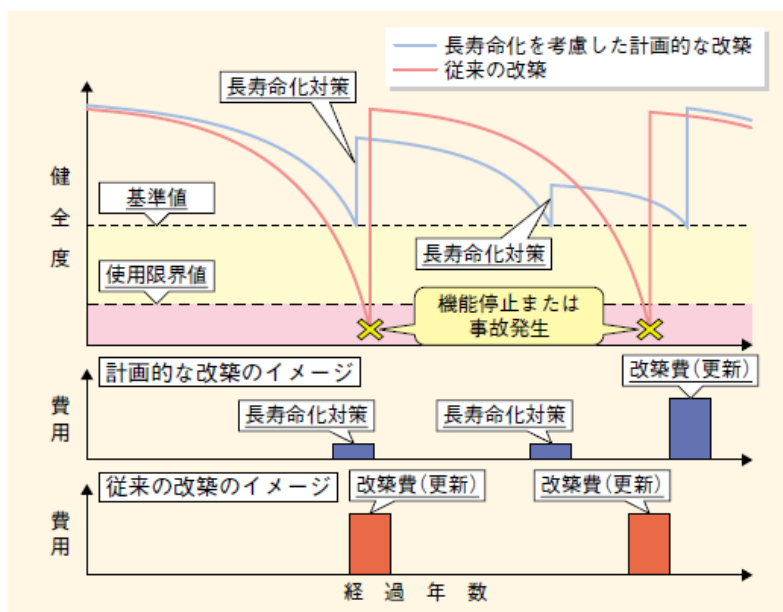


図 1.1.2 予防保全対策を考慮したライフサイクルコストの低減

1.2 塩害の劣化メカニズム

コンクリートの塩害による劣化進行過程の概念は、土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]の中で図 1.2.1 および表 1.2.1 のように 4 段階で定義されている²⁾。コンクリート表面やひび割れから侵入した塩化物イオンが、ある濃度（一般的には 1.2kg/m^3 ）に達したら腐食が開始して、腐食生成物の体積膨張によりひび割れを発生させる。この期間を潜伏期および進展期と呼ばれているが、目視のみの判定ではこれらの期間の位置を予測することはできない。よって、自然電位、分極抵抗などの電気化学的な非破壊検査による判定が必要となる。

進展期の始まりである鋼材の腐食開始までを予測するには、フィックの第 2 法則による塩化物イオンの拡散式が使用されている³⁾。最も一般的に使用されている拡散式を式(1)に示す。拡散係数を出すためには、コア抜きして塩化物イオン濃度を算出し、式(1)よりプロットした値を最小二乗法にて算出する方法が一般的である。

$$C(x,t) = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \quad (1)$$

ここに

$C(x, t)$: 深さ $x(\text{cm})$ 、時刻 t (年) における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

C_0 : 表面における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

D_{ap} : 塩化物イオンの見かけの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

erf : 誤差関数

γ_{cl} : 予測の精度に関する安全係数。一般的には 1.0 を用いてよい。

なお、塩化物イオンの見かけの拡散係数に関しては、普通ポルトランドセメントを使用した場合は式(2)、高炉セメントを使用した場合は式(3)を用いてよい。

$$\operatorname{Log}_{10} D = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (2)$$

$$\operatorname{Log}_{10} D = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (3)$$

ここに

D : 塩化物イオンの見かけの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

W/C : 水セメント比

表面における塩化物イオン濃度について、海水中の塩化物イオンの影響を受ける場合は

表 1.2.2 を用いる。

なお、拡散係数に関しては、JSCE-G 571-2007「電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験方法（案）」や JSCE-G 572-2007「浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法（案）」によって求めることもできる。

潜伏期における残存期間の推定方法は、図 1.2.2 のような方法が挙げられる⁴⁾。ここでは、点検時に水セメント比から求まる拡散式から時間と鉄筋位置における塩化物イオン濃度より、点検時点の t_i が求まる。さらに、腐食発生時の塩化物イオン濃度がわかれば、腐食発生時期 t_1 が求まり t_1-t_i により潜伏期の残存期間が求まる。

進展期からは腐食速度が適用され、ひび割れ発生時の腐食量がわかれば進展期の残存期間が推定できる。腐食速度については、①点検より得られた腐食量に基づく方法と②鋼材の腐食反応速度に基づく方法が挙げられる。他に、分極抵抗法によって式(4)および式(5)より腐食速度を求める方法も一般に挙げられる。

腐食電流密度は下記式から算出する⁵⁾。

$$I_{corr} = \frac{k}{R_p} \quad (4)$$

ここに

I_{corr} : 腐食電流密度 ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

k : 腐食速度定数, 一般的には 0.026V が使われる

R_p : 分極抵抗 ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)

腐食電流密度は以下の式により腐食速度に換算される。

$$V = \frac{m \cdot I_{corr}}{z \cdot F} \quad (5)$$

ここに

V : 鉄の腐食速度 ($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}$)

m : 鉄の原子量 (=55.8g)

z : 鉄のイオン価数 (=2: $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$)

F : ファラデー定数 (=96500A・s クーロン)

進展期における残存期間に関しては、図 1.2.3 に示すようにひび割れ発生限界腐食量の数値(閾値)が決まれば求めることが可能である⁶⁾。ここでは、分極抵抗から求めた腐食速度と腐食ひび割れ発生限界腐食量を用いる。ここで、腐食ひび割れ発生限界腐食量に関しては、「1.3 節の既往の研究」で詳細に述べることとする。中性化の場合では全面腐食とな

るので、電食を用いた試験の結果が参考となり、示方書「維持管理編」では $10\text{mg}/\text{cm}^2$ が提示されている。塩害に関しては、部分的に激しい腐食となるので電食の試験と異なるが、中性化と劣化メカニズムは同じなので上記数値を参考とすることができる⁷⁾。なお、本論文で対象とする使用期間は、ひび割れ発生までつまり進展期と加速期の境界までである。劣化期の始まりである耐荷力低下を求めることは、コンクリートが板、梁、柱、壁など部材ごとにより損傷メカニズムが異なるため、ここでは対象外とする。

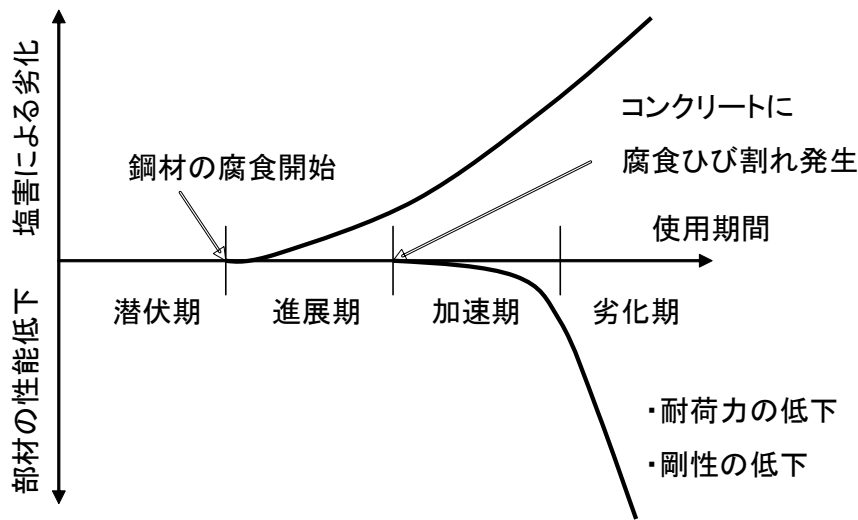


図 1.2.1 塩害による劣化進行過程の概念図

表 1.2.1 各劣化過程の定義

劣化過程	定義	期間を決定する主要因
潜伏期	鋼材表面における塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度に達するまでの期間	塩化物イオンの拡散 初期含有塩化物イオン濃度
進展期	鋼材の腐食開始から腐食ひび割れ発生までの期間	鋼材の腐食速度
加速期	腐食ひび割れ発生により腐食速度が増大する期間	ひび割れを有する場合の鋼材の腐食速度
劣化期	腐食量の増加により耐荷力の低下が顕著な期間	

表 1.2.2 表面における塩化物イオン濃度 C_0

		飛沫帯	海岸からの距離 (km)				
			汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
飛来塩分が多い地域	北海道、東北、北陸、沖縄	13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5
飛来塩分が少ない地域	関東、東海、近畿、中国、四国、九州		4.5	2.5	2.0	1.5	1.0

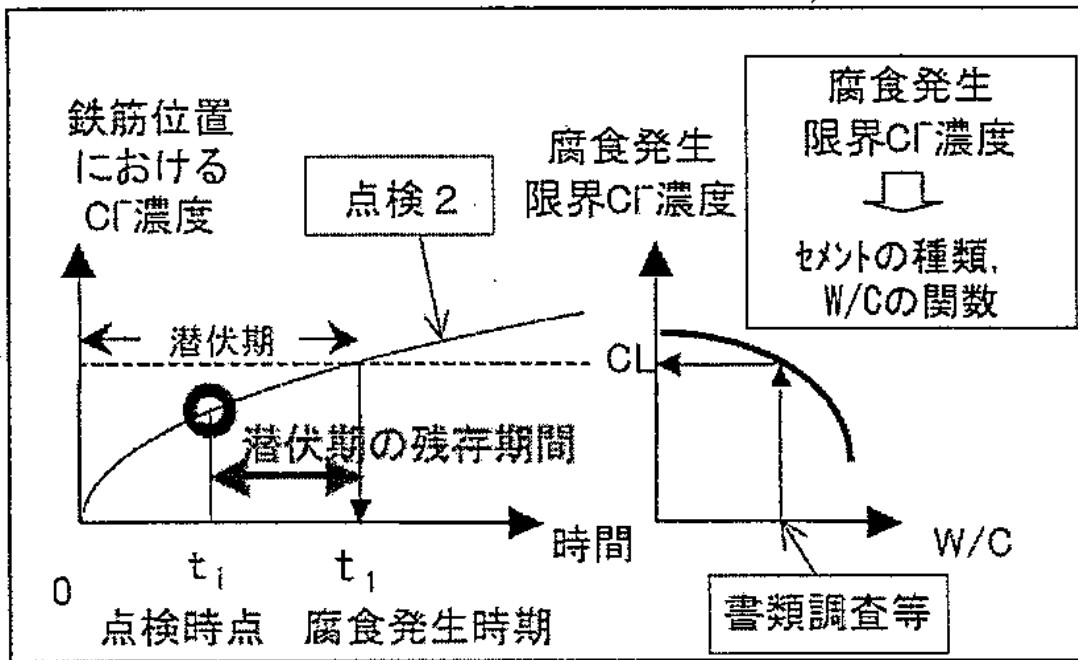


図 1.2.2 潜伏期における残存期間の推定

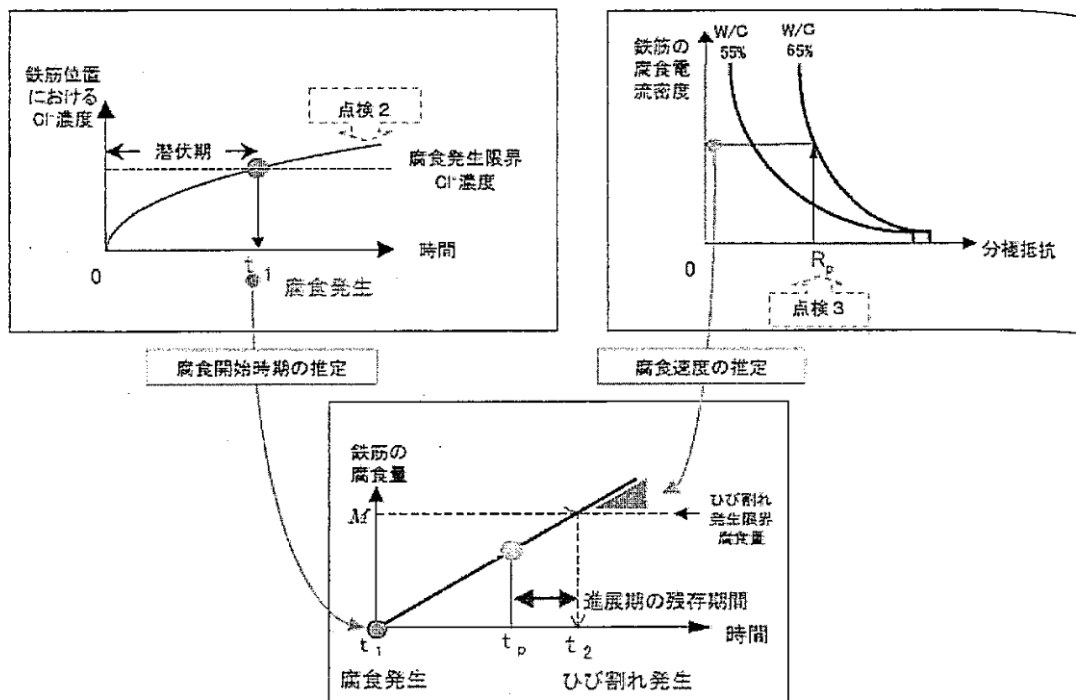


図 1.2.3 進展期における残存期間の推定

1.3 既往の研究

塩害に関する研究は近年多数報告されている。ここでは、次の4項目について既往の研究成果を整理し、検討すべき課題を取りまとめている。

- 1) 従来のメンテナンス手法
- 2) 鉄筋腐食発生メカニズムに関する研究
- 3) ひび割れ発生時の不食料に関する研究
- 4) 耐荷力低下および補修後の再劣化予測手法に関する研究

1.3.1 従来のメンテナンス手法

コンクリート構造物を維持管理する上での一般的な維持管理計画策定のフローを図1.3.1に示す。維持管理にあたっては、診断の部分（図中着色域）である点検、劣化機構の推定および劣化予測、性能の評価、対策の要否判定の項目において、構造物が現在どの劣化進行過程にあり、何年後に対策を立てるか計画することが重要である。しかし、全てのコンクリート構造物に対して補修や点検などの維持管理計画を立てることは困難であり、土木学会では維持管理区分を3段階に設定してそれぞれ対策を推奨している⁸⁾。

A：予防維持管理

B：事後維持管理

C：観察維持管理

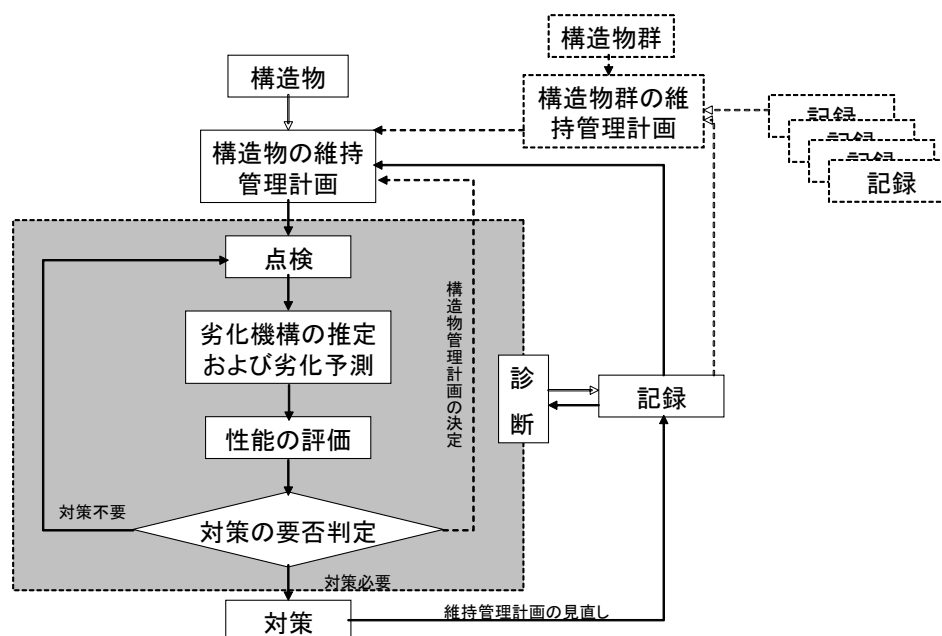


図 1.3.1 構造物の管理手順

A の区分には重要構造物が該当し、劣化および損傷が起きたときの対策が必要とされる。塩害に対しては、コンクリート中の塩化物イオン濃度が判定基準として利用される。図 1.3.2 に国土交通省が行っている塩害点検に関する標準的なフローを示す。ここでは、下部工に対して塩化物イオン濃度を調べ、 1.0kg/m^3 未満の場合は無対策、 1.0kg/m^3 以上の場合は上部工の塩化物イオン濃度を調べて対策検討をするとしている。下部工で 2.5kg/m^3 以上の場合にはかぶりの状況を調査して補修の可否を検討する。

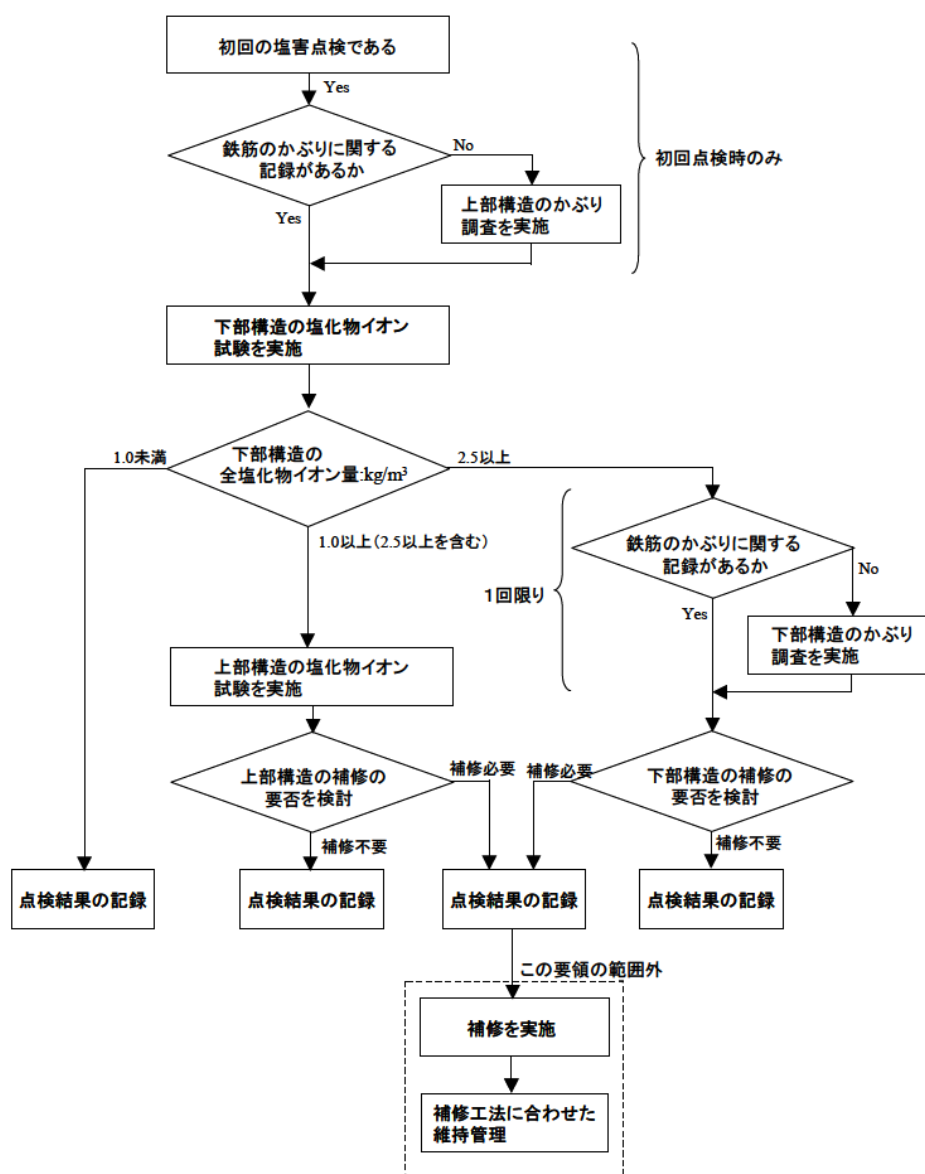


図 1.3.2 塩害点検に関連するフロー（国土交通省）

鉄道構造物においては、構造物の劣化度を A から S まで分けて判定を行っている。健全度判定のためには、維持管理指標 J を用いて式 (6) により定量評価を行う¹⁰⁾。

$$J = \gamma_i \cdot I_{Rm} / I_{Lm} \times k_m \quad (6)$$

ここに

I_{Rm} ：維持管理用応答値（断面力等）

I_{Lm} ：維持管理用限界値（断面耐力等）

γ_i ：構造物係数

k_m ：設計式を既設構造物の維持管理に用いるための補正係数

である。なお、健全度は表 1.3.1 のような分類で示される。

表 1.3.1 構造物の状態と標準的な健全度の判定

健全度	構造物の状態	調査結果	
		現時点	目標とする供用期間終了時
A	運転保安、旅客および公衆などの安全ならびに列車正常運転の確保を脅かす、またはそのおそれのある変状等があるもの		
AA	運転保安、旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状等があり、緊急に措置を必要とするもの	$J > 1.0$	—
A1	進行している変状等があり、構造物の性能が低下しつつあるもの、または大雨、出水、地震等により、構造物の性能を失うおそれのあるもの	$J \leq 1.0$	$J > 1.0$
A2	変状等があり、将来それが構造物の性能を低下させるおそれのあるもの		$0.8 < J \leq 1.0$
B	将来、健全度 A になるおそれのある変状等があるもの		$0.7 < J \leq 0.8$
C	軽微な変状等があるもの		
S	健全なもの		$J \leq 0.7$

そのほか、塩害に関する維持管理マニュアルは様々な構造物を管理するため、多数使用されている^{11)~13)}。

補修工法の選定に当たっては、日本コンクリート工学協会が推奨する劣化機構と工法選定が参考となる。ここでは、①劣化因子の遮断、②劣化速度の抑制、③劣化因子の除去、④耐荷力、変形性能の改善に大別して各劣化に対して補修工法を推奨している¹⁴⁾。表 1.3.2

に塩害に対する補修・補強工法の選定の例を述べる。ここで挙げる補修工法は、表面からの塩化物イオンや酸素などの劣化因子の侵入防止を目的とした表面被覆、ひび割れからの水、酸素などの腐食因子の侵入防止を目的としたひび割れ補修、鉄筋腐食の進行を大幅に抑える電気防食、腐食限界値を超えた塩化物イオン量を低減する電気化学的脱塩、限界値を超えた塩化物イオンを含むコンクリートを除去する断面修復、FRP・鋼板接着巻立てなどの補強、劣化したコンクリートの打換えなどである。それぞれの劣化期に下記に挙げる補修工法を適用することが推奨されるが、コンクリートの劣化状況を正確に把握していないと誤った補修工法を選定してしまい、かえって劣化を早めてしまうことも考えられる。コンクリートを診断する技術者は、それぞれ対象となるコンクリートがどの劣化期にあるのかを適切に把握していなければならない。

表 1.3.2 塩害に対する補修・補強工法の選定

要求性能	潜伏期		進展期		加速期		劣化期	
	適用性	工法	適用性	工法	適用性	工法	適用性	工法
劣化因子の遮断	◎	表面被覆	△	表面被覆	△	表面被覆	△	表面被覆
	◎	ひび割れ補修	△	ひび割れ補修	△	ひび割れ補修	△	ひび割れ補修
劣化速度の抑制	○	電気防食	◎	電気防食	◎	電気防食	◎	電気防食
劣化因子の除去			○	電気化学的脱塩	◎	電気化学的脱塩	◎	電気化学的脱塩
			○	断面修復	◎	断面修復	◎	断面修復
耐荷力、変形性能の改善							◎	補強
							○	打換え
工法選定の理由	劣化因子の遮断を優先的に検討		鉄筋腐食の進行速度を抑制する工法を優先		ひび割れ、浮きが生じたコンクリート除去		部材に耐荷力の低下が懸念される場合は補強工も検討	

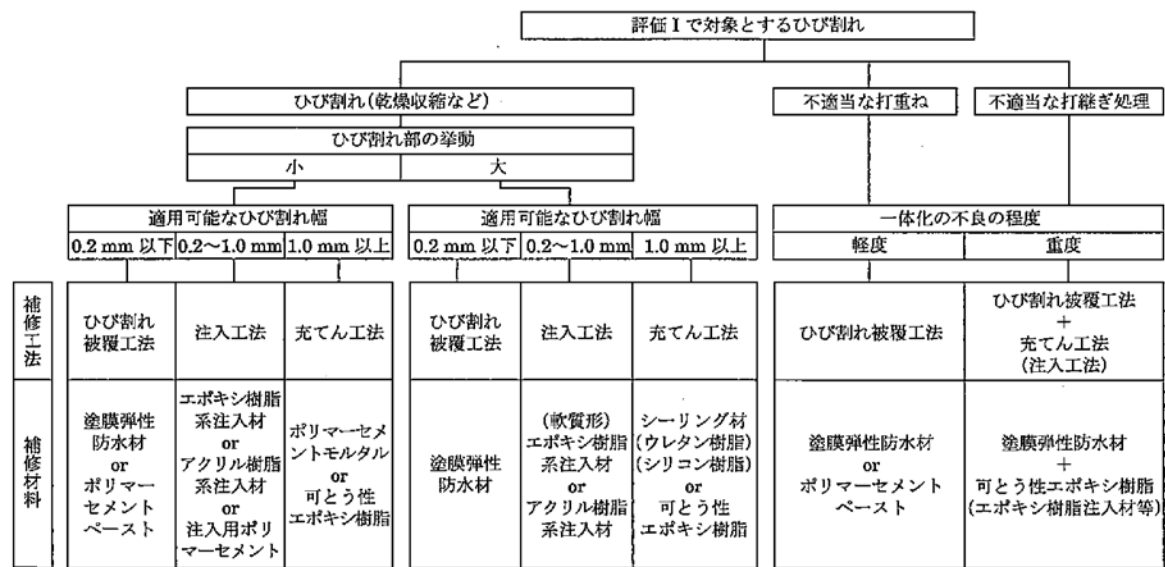
注) ◎：主工法として適用すべき工法、○：主工法に次いで適用性の高い工法、△：構造物の劣化状況等に応じて適用を検討する工法

補修工法を選定する際、例えば潜伏期で発生したひび割れに対しても劣化状況に応じて補修工法を選定する必要がある。日本コンクリート工学協会が推奨するひび割れ補修工法の選定例を図 1.3.3 に示す¹⁵⁾。ひび割れの発生原因がはっきりしていないと、補修工法がわからないため誤った選択をしてしまう可能性もある。ひび割れの発生原因の分類については、同じく日本コンクリート工学協会が推奨する方法を参考にしながら、よく現場を観

察して推察することが望ましい¹⁶⁾。

既往の研究を整理すると、「従来のメンテナンス方法」は

- 1) 目視による劣化状況の調査
 - 2) コア抜きによる塩化物イオン濃度の測定、中性化深さの測定
- などが行われている。これらの検査結果から劣化度を求め、その劣化度に応じた補修を行っている。



※「評価Ⅰで対象とするひび割れ」とは乾燥収縮や水和熱によるひび割れなど、竣工から数年内には収束すると考えられるひび割れをさす。

図 1.3.3 ひび割れの補修工法の選定例

1.3.2 鉄筋腐食発生メカニズムに関する研究

(1) 腐食発生限界塩化物イオン濃度

潜伏期の終わりである腐食発生時期の予測に関しては、式(1)において表面塩化物イオン

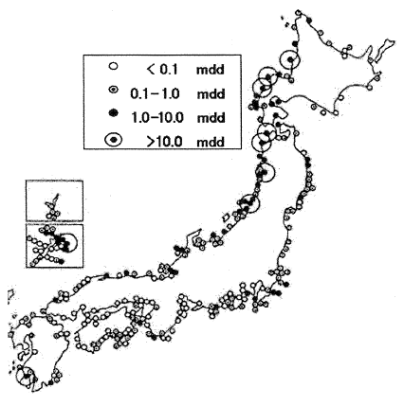


図 1.3.4 土木研究所が実施した飛来塩分の調査結果

濃度 C_0 および拡散係数 D の設定が必要である。表面塩化物イオンは、土木学会では表 1.2.2 のように定めているが、コンクリート構造物の位置する環境によってその値は大きく異なる。土木研究所が行った飛来塩分量の調査結果を図 1.3.4 に示す¹⁷⁾。図中の mdd の単位は、 $\text{mg}/\text{cm}^2/\text{day}$ である。この結果より日本海側および沖縄で数値が特に高いことがわかる。日本海側は、季節風の影響により、冬期に大量の塩化物イオンが到達するためである。また、沖縄地区は台風の影響と見られる。このように地域によって飛来塩分の量は大きく異なる。また、構造物の位置する標高によっても飛来塩分量が異なる¹⁸⁾。碎波帯で頻繁に受ける海上部や汀線部の標高 15m の部分の C_0 の値は $10\text{kg}/\text{m}^3$ 以上になるが、海上部でも標高が 20m を越えると $7\text{kg}/\text{m}^3$ となり、汀線から 20m 以上離れると $5\text{kg}/\text{m}^3$ 以下になる。ひび割れ発生時の塩化物イオン濃度に関しては、データが無い場合は $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ を用いて腐食の有無の判定を行っているが、山路らは、栈橋の調査および長期暴露試験の結果から、 $2.0\text{kg}/\text{m}^3$ であると述べている報告もある。この研究では、拡散係数 D に関しても普通ポルトランドセメントを使用した場合においては、その値に 0.65 を乗じた値で算出してよいとしている。松村らは、普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートの干満環境における腐食発生限界塩化物イオン濃度は $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ であるとしている²⁰⁾。また山路らは、表面塩化物イオン濃度や見掛けの拡散係数も時間と共に変化するとしている²¹⁾。表面塩化物イオン濃度 C_0 の値は、3 年と 5 年では増加傾向が見られないが、見掛けの拡散係数 D_{ap} は 3 年と 5 年では漸減する傾向が見られたとしている。前田らは、222 件の文献および 1840 組の調査データよりコンクリートの表面塩化物イオン濃度および拡散係数の調査を行っている。表面塩化物イオン濃度に関しては、ばらつきも多いが普通ポルトランドセメントを使用した場合では、概ね $10\sim 20\text{kg}/\text{m}^3$ の範囲としている。地域による差では、日本海側の付着塩分量が太平洋側の 10 倍にもなったという報告であった。

(2) ひび割れを有するときの塩化物イオンの拡散分布

山間部では、冬季に融雪剤として塩化ナトリウムや塩化カルシウムが散布されており、疲労によって生じた床版下面のひび割れ部分より塩化物イオンが検出される事例が多い。ひび割れが生じると、コンクリートの内部まで塩化物イオンが浸透して鉄筋腐食を引き起こし、ひび割れが無い場合よりも塩分の浸透を容易にすることが想定される²³⁾。塚原らの報告では、3.0wt%NaCl 水溶液に浸漬促進試験を行った結果、ひび割れ部の塩化物イオン濃度は、開放面が最も高くひび割れが大きくなるにつれて低くなった現象を確認した²⁴⁾。この中では FEM 解析により塩化物イオンの拡散状況をシミュレートしており、ひび割れを有しても模擬できることを示している。実構造物においての塩分拡散については、田中らがコア採取して測定を行った結果をまとめている²⁵⁾。その結果、ひび割れ部分は塩化物イオン拡散が容易となるが、ひび割れから内部への拡散はあまり見られないとしている。このことは、中性化と関係があり、武田らの研究では、細孔溶液中の塩化物イオン濃度や塩化

物イオン濃度と pH との関係(Cl^-/OH^- 比)で定義できるとされている²⁶⁾。つまり、中性化の影響を受ける場合では、表面よりも中性化の影響を受けていない領域のフロント付近で塩化物イオン濃度が特に高いことを示している。これは、コンクリート中のフリーデル氏塩($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot10\text{H}_2\text{O}$)が、中性化により塩化物イオンを解離する現象のためである²⁷⁾。コンクリート中の塩分拡散のシミュレーションは、ひび割れや中性化の影響を受けるためコア抜きなどで実施するスライス法では見掛けの拡散係数を求め、より正確な拡散係数を求める研究が行われている。土木学会では、EPMA を用いて塩化物イオンなどの劣化因子の定量的な面分析方法を検討している²⁸⁾。中村らは、ひび割れが無い場合とひび割れ幅を 0.2 ～0.5mm と変化させて塩化物イオンの拡散状況を EPMA で調べた。その結果、ひび割れ幅が 0.2mm ではひび割れが無い場合より深く浸透するが、0.5mm では中性化の影響を受けるため、表面から 10mm にあるひび割れ位置からの塩化物イオンの拡散が確認されている²⁹⁾。特に EPMA による分析は、現在数多くの文献が出版されている³⁰⁾。この技術は、劣化因子の拡散状況を 2 次元で正確に捉えることができるので、今後さらに期待される技術である。

(3) コンクリートの非破壊検査

コンクリートの表面塩化物イオン濃度や拡散係数を得るためには破壊試験を伴うため、大面積を測定することは不可能に近い。また、コンクリート構造物は表面積が大きいため測定のため足場が必要であり、測定後に補修を必要とするなどのデメリットがある。そのため、非破壊検査による診断技術が必要とされ、今までの研究成果を生かし実用化を目指した研究開発を実施してきた^{31), 32)}。筆者らも分光分析技術を元に、コンクリートの劣化因子を面分析で表すための研究が実施されている^{33), 34)}。実構造物では、コンクリートの性状は凹凸、汚れ、経年劣化などの影響を受けるため一定ではないが、ケモメトリックスによる重回帰分析を利用することで、面分析できることがわかってきた³⁵⁾。今後、非破壊非接触でコンクリートを劣化診断できる技術として期待できる。

腐食の有無を判定する基準としては、自然電位法による電位差を用いることが一般的である^{36), 37)}。大津らは、自然電位法で測定された表面電位を IBEM(Inverse Boundary Element Method)と呼ばれる逆解析を行うことにより、鉄筋表面の電位に換算できることを示している³⁸⁾。小山らは、FEM 解析による電流量分布の結果より、鉄筋の腐食時期や腐食領域の把握が可能であることを実際の腐食状況を比較して示している。さらに、比抵抗を考慮することにより腐食状態を定量的に推定することが可能であるとしている³⁹⁾。しかし、自然電位法は測定環境やコンクリートの性状によって、その値が影響を受けることが指摘されている。中村らは、自然電位は測定時の気温や降雨によるコンクリートの含水状態の影響を受け、かぶり 10mm の鉄筋で約 200mV～300mV、それ以外の鉄筋で約 150mV の範囲で変動するとしている⁴⁰⁾。濱田らは、鉄筋と照合電極の間に存在する電位差は 10mV、溶液内における鉄筋の振動は 100mV、鉄筋周囲の環境の相違(海水など)では 90mV、鉄筋表面の状態で 30

～40mV 影響を受けるとしている⁴¹⁾。大即らの研究では、いずれの水セメント比においてもひび割れ部のみ卑になることを確認している⁴²⁾。このことから、塩化物イオンは水セメント比に関わらず、ひび割れを通じてコンクリート内部に容易に浸透することを示している。今後、自然電位法の数値を実際の腐食性状にあったものとして評価するために、補正方法を検討した研究開発が期待される。

かぶりコンクリートの性質を把握するためには、表 1.3.3 に示すようなコンクリート比抵抗による判定が参考となる⁴³⁾。コンクリートは、乾燥した状態であれば高い電気抵抗を有するため、腐食は起こりにくいが、含水率、コンクリートの組成、塩化物イオン量の有無などによって電気抵抗が大きく変化する。

腐食速度を算出する方法は、分極抵抗法を用いることが最も一般的であり研究報告も多い。分極抵抗法による腐食速度の判定基準に関しては、表 1.3.4 に示す CEB⁴⁴⁾や横田らの研究⁴⁵⁾が参考になる。腐食速度がわかれば、ひび割れ発生時の腐食量を設定することにより、ひび割れ発生までの残存期間を予測することが可能となる。

以上のことをまとめると、「鉄筋腐食発生メカニズムに関する研究」の既往の研究は

- 1) 腐食発生限界塩化物イオン濃度は、中性化を受けるなどコンクリート構造物が設置されている環境によって、数値が大きく変化する。
 - 2) ひび割れを有する場合は、その幅によりコンクリート内部の塩化物イオン濃度の分布が異なる。
 - 3) 自然電位、分極抵抗などの非破壊検査を実施する場合は、構造物の測定位置を限定する判断の基準がまだ存在していない。
- となる。

表 1.3.3 コンクリートの比抵抗による鋼材腐食性評価の例（単位： $\Omega \cdot \text{cm}$ ）

Cavalier and Vassie		Taylor Woodrow Res. Lab.		武若および小林	
比抵抗の範囲	腐食性	比抵抗の範囲	腐食性	比抵抗の範囲	腐食性
>12000	微候なし	>20000	なし	>10000	小さい
5000～12000	危険性あり	10000～20000	小さい	5000～10000	不確実
		5000～10000	大きい		
<5000	確実	<5000	非常に大	<5000	大きい

表 1.3.4 腐食速度の判定基準

Icorr ($\mu \text{A}/\text{cm}^2$)	Corrosion rate level
0.2 未満	No corrosion
0.2 以上 0.5 以下	Low to moderate
0.5 以上 1 以下	Moderate to high
1 より大	High

1.3.3 ひび割れ発生時の腐食量に関する研究

(1) 加速試験による腐食ひび割れの再現

鉄筋が腐食すると、体積は 2 から 3 倍になるため鉄筋周囲に膨張圧が発生して、その値がコンクリートの引張強度を上回りひび割れが発生する。このとき、ひび割れ発生時の腐食量がわかれば、実構造物より腐食速度および塩化物イオン濃度を測定することで、ひび割れ発生までの期間を予想することができる。しかし、コンクリートは、セメントマトリックスと骨材との複合材料であり、必ずしも均一ではないため材料における品質のばらつきが大きい。また、ほとんどのコンクリート構造物は海洋環境、内陸環境、屋外、屋内など置かれている環境が異なるため、劣化因子の侵入物質の拡散速度が均一ではない。そのため、ひび割れ発生時の腐食量を正確に予測することは困難であり、解析によるシミュレーションを実施して、その値を実際の値に近づけることが合理的であるといえる。ひび割れ発生時の腐食量を予測する方法は、暴露試験によるもの、乾湿繰り返しによる加速試験によるもの、電食によるもの、解析のみによるものがあり、実験結果と解析結果とを合わせて精度の確認を行う手法が一般的である。

Browne は鉄筋かぶり C と鉄筋径 ϕ の比 C/ϕ を指標として、表面剥離ひび割れと鉄筋に沿ったひび割れの発生境界を $C/\phi=1.5$ であるとしている⁴⁶⁾。一方、Andres らは、これらの因子に鉄筋の腐食長さ L の因子を加えて 3 次元的な研究を行っている。すなわち、鉄筋径を一定値とすれば、かぶりが大きくなると腐食ひび割れ発生時の断面半径減少量が大きくなることがわかる。堤らは、かぶりの相違による鉄筋軸ひび割れないし剥離発生関係を弾性論でモデル化し、電食実験および静的破砕剤によるひび割れ実験からモデルの妥当性を検証した⁴⁷⁾。その結果、弾性論から、 $D=2C+\phi$ と定め D/ϕ が 1.5 以上 3.0 以下のときは剥離ひび割れを起し、それ以上になると鉄筋軸ひび割れになることを示している。同様な考えを用いて中川らは、乾湿繰り返しによる腐食促進試験を行い、ひび割れ発生時の腐食量と鉄筋かぶりやあきとの関係を調べた⁴⁸⁾。その結果、鉄筋の腐食発生位置は、塩化物イオンの浸透方向やブリーディングによる影響などの環境要因によって異なることがわかった。この実験での鉄筋腐食量は、 $38\sim116\text{mg}/\text{cm}^2$ の範囲に分布し、平均では $70.2\text{mg}/\text{cm}^2$ であったとしている。鈴木らは、電食により試験体の表面ひずみの経時変化を検討している⁴⁹⁾。その結果、表面ひずみが 400×10^{-6} のとき急激に変化することを確認した。また、ひび割れ発生時の腐食量は、鉄筋径 16mm でかぶり 20、42mm のときに、 $1\sim74\text{mg}/\text{cm}^2$ と範囲が大きくなった。仁平らは、中性化および乾湿繰り返しと同時に起こるような過酷な環境下での鉄筋腐食推定式を求めた⁵⁰⁾。この研究から、実験開始から 5 週目において、中性化と乾湿繰り返し試験を同時に行った中性化・腐食促進試験における値は、乾湿繰り返し単独で行った試験における値の 3~5 倍となることを示している⁵¹⁾。

(2) 腐食ひび割れの解析

腐食ひび割れの解析に関する研究も多数報告されている。川口らは、コンクリートのクリープ特性、引張軟化特性、圧縮特性、鋼材周辺コンクリートの遷移帯領域のモデル化を行い、ひび割れ解析を実施した⁵²⁾。その結果、鉄筋の腐食が開始する時期を中性化残り 10mm と設定すると、かぶり 23.5mm では 24.5 年、かぶり 15.0mm では 4.1 年で腐食開始に至るとしている。よって、施工不良などによる局所的にかぶりが確保されない場合は、早期に鉄筋腐食が発生することを明らかにした。元らは、有限要素解析によりかぶり、鉄筋径、コンクリート強度の各種要因を考慮した、鉄筋腐食によるひび割れ幅と鉄筋腐食量の補正算定式を提案した⁵³⁾。この算定式の精度は、修正算定値と実験値の比は平均値 0.9、変動係数 13% である。車谷らは、ひび割れ先端での非線形破壊力学モデルを組み入れた有限被覆法 (Finite Cover Method; FCM) を用いて、鉄筋コンクリートの塩害劣化過程における鉄筋の腐食膨張のモデル化と、それに伴うコンクリートのひび割れ挙動について数値解析を実施した⁵⁴⁾。その結果、鉄筋の周囲のコンクリートの拘束を反映した腐食膨張のモデル化や、構造物の使用環境を考慮することが塩害劣化を評価するのに不可欠であり、またコンクリートのひび割れ経路はこれらに大きく影響するなど、塩害劣化のモデル化や解析条件に対する重要な知見を得ている。河村らは、3 次元剛体バネモデル (RBSM) を用いて、腐食膨張によるひび割れ進展解析を電食による実験と解析の面からメカニズムの検討を行っている⁵⁵⁾。この実験では、全てのケースにおいて腐食量が $60\text{mg}/\text{cm}^2$ の時点でかぶり表面にひび割れが生じている。実験、解析の両面から軸方向ひび割れは、かぶり面側から生じ、鉄筋位置に向かって進展していき、その後、横方向ひび割れが進展していくことを示している。このようにひび割れ進展解析の技術はまだ新しく、研究者により手法が異なるため、学会による最新技術の整理が必要と思われる。また、電食による腐食促進は、鉄筋が一様に腐食するため実際の腐食状況を正確に再現したとはいえない。佐藤らは、曲げ載荷試験において、質量減少率 6% 程度とかなりの腐食量になって初めて腐食の形状により、耐荷性能に与える影響が見られたとしている⁵⁶⁾。

(3) 電気化学的測定による腐食速度の算出

電気化学的測定から、分極抵抗値を用いて腐食速度を算出する手法に関しても数多くの論文が出されている。丸屋らは、塩化物イオンにより促進されるコンクリート中の鋼材の腐食をマクロセル回路の形成による腐食ととらえ、それに基づき腐食量の分布を算出する解析手法を構築し、乾湿繰り返し環境に暴露した供試体中の鉄筋腐食をシミュレートすることでその妥当性を確認した⁵⁷⁾。すなわち、マクロセル腐食およびミクロセル腐食モデルより、電流密度が算出できれば、腐食速度に換算することができるので、断面修復による再劣化の再現が可能であることを示している。また、乾湿繰り返しによる加速試験により、

コンクリート中の含水率、ひび割れの発生状況から、マクロセル腐食の計測を行い、腐食量の推定を行うとともに⁵⁸⁾、ミクロセル腐食回路形成における自然電位の差により、マクロセル腐食回路が形成されることも明らかにしている。さらに、埋設した照合電極では、腐食発生時の状況を自然電位の測定により精度よくモニタリングできることを明記している。

鋼材間で発生するマクロセルについては、分割鉄筋を用いてモニタリングする実験方法も検討されている。長谷川らは、鉄筋のアノード分極曲線、カソード分極曲線、分極抵抗およびコンクリート抵抗をインプットデータとし、鉄筋軸方向の腐食速度分布をアウトプットデータとする 1 次元モデルを提案している⁵⁹⁾。このモデルでは、ひび割れの有無、湿度および水セメント比が腐食速度に及ぼす影響を解析的に照査できることを示している。さらに、モルタル中の試験体から、それらのパラメーターを変化させて電気化学的特性を測定し、アノード分極曲線、カソード分極曲線、分極抵抗およびモルタル抵抗に影響を与えることを示した。分極抵抗法を用いて腐食速度の計測を試みる研究は数多く行われている。特に、マクロセル腐食の様に、同一鉄筋内で発生する場合には、小林らの研究により交流インピーダンス法にて高い精度で測定可能であることが明らかとなっている⁶⁰⁾。しかし、交流インピーダンス法は正確な測定をできる反面、測定時間を要するため現場での適用が困難であることも示されている。今後、短時間で交流インピーダンス法により分極抵抗を測定する方法の開発が期待される。また、小林らは、ひび割れ部分のマクロセル腐食回路を測定することで、数値解析を行いミクロセル腐食、マクロセル腐食の性状を把握している⁶¹⁾。水セメント比 40%ではひび割れの有無に関わらず、腐食の発生を著しく抑えることが可能であるが、水セメント比が 50%および 60%では、ひび割れの有無が腐食量に影響を与えるものの、顕著ではないとしている。水セメント比により、ひび割れ発生の有無における腐食発生状況が異なるが、マクロセル腐食解析やミクロセル腐食解析により腐食量を求めることが可能であるとしている。コンクリート中の腐食電流をとらえることができるならば、分極抵抗法により腐食速度を求めることができ、さらに腐食量を求めることができるので、非破壊検査を用いて劣化予測をする上で非常に期待される計測方法である。しかし、測定方法や判定基準がまだ確立されていない点が多く、実用化されているとはいいがたく、これらの研究の発展、基準化が求められる。

(4) コンクリートの耐荷力の劣化予測

荒木らは、かぶりコンクリートの剥離現象を解析と実験とで再現し、第 3 者被害を想定したシミュレーションを行った。この研究では、直交鉄筋を有する場合は、背面側へのひび割れの進展は鉄筋によって抑制され、かぶり面側に集中することを示唆している。第 3 者被害防止のためには、軸方向のひび割れを見逃さないこと、その後の剥離ひび割れまでの期間を知ることが重要であるとしている。

不確実性を考慮して、構造物の劣化を確率的シミュレーションによって Bayes 理論を用いて予測する手法が森川らによって検討されている⁶³⁾。この研究では、点検データを基にした鉄筋腐食分布とその空間的不確実性を考慮して安定性指標を算定した場合、劣化予測シミュレーションで算定し、腐食減少率を用いた安全性指標より高い数値が得られることを確認した。

塩害により損傷を受けた構造物の耐荷力を予測した研究として、松島らが実施した事例がある⁶⁴⁾。ひび割れ幅が大きな 0.5～1.0mm の試験体を電食試験により作製し、耐荷力が健全な試験体に比べ 1～2 割程度しか低下しないことを確かめている。さらに論文の中では、建設後 50 年後の予測耐荷力は、現状と比較して約 20% 建設時より低下するが、そのばらつきは小さいことも確認している。

腐食発生から最大耐荷力までの劣化予測は、腐食量で表現できる。しかし、腐食ひび割れ発生時の塩化物イオン濃度、ひび割れ発生時の腐食量、耐荷力低下時の腐食量などの検定手法は研究者ごとに異なるため、合理的な予測手法の確立が望まれる。土木学会をはじめ、各研究機関がこれらの技術の整備および基準化の制定を進め、予測精度の向上を図ることが望まれる。既往の研究におけるひび割れ発生時の鉄筋腐食量は、表 1.3.5 のようにまとめることができる。海外の研究成果をまとめたものは、コンクリート工学協会にて紹

表 1.3.5 ひび割れ発生時の鉄筋腐食量

研究例	鉄筋腐食量 (mg/cm ²)	備考
須田 ⁶⁵⁾	2.6～7.2	かぶり 40mm、鉄筋径 20mm とシクリープ考慮無とクリープ係数 2.0 で比較
森川 ⁶⁶⁾ 、武若 ⁶⁷⁾	2～10	かぶり 30～70mm、鉄筋径 13～20mm
角本 ⁶⁸⁾	2～7	ひび割れ発生時の膨張圧は 100kgf/cm ² で膨張率 2.0～2.2 として有限要素法で解析
中川 ⁴⁸⁾	38～116	芯かぶり で 15～40mm、W/C=65%
鈴木 ⁴⁹⁾	1～74	鉄筋径 16mm、かぶり 20、42mm
JJSCE 示方書「維持管理編」 ⁷⁾	10	鉄筋径やかぶりによって異なる
JCI 委員会報告 ⁶⁹⁾	$W_{cr}=0.02L/(3d)$ ×1000	L : かぶり (cm)、d : 鉄筋径 (cm)

介されている⁷⁰⁾。

以上のことから、「ひび割れ発生時の腐食量に関する研究」に関する既往の研究をまとめると、

1) ひび割れ発生時の腐食量は、コンクリート強度、かぶり、鉄筋径、鉄筋ピッチなどの

条件に影響を受ける。

- 2) 腐食ひび割れに関しては、表面に現れるひび割れや鉄筋間に発生するひび割れなど、鉄筋の位置やピッチによって発生箇所が異なる。
- 3) コンクリート構造物の耐荷力の低下は、腐食ひび割れが発生する程度の腐食量では、軽微であるといえる。

となる。つまり、ひび割れ発生時の腐食量は、コンクリートそのものの物性や鉄筋の配置に影響を受けることがわかる。

1.3.4 耐荷力低下および補修後の再劣化予測手法に関する研究

(1) 暴露試験による再劣化の予測

コンクリートを補修しても、補修箇所の除塩不足や補修材とコンクリートが一体化していないこと、補修材の選定が適切ではないことなどの理由により再劣化することが多い。また、補修箇所に健全なコンクリートやモルタルを施工することにより、塩分が存在するその周囲のコンクリートはマクロセル腐食を起こすため、かえって劣化を助長する可能性もある。東京大学では民間 17 社と共に暴露試験を実施し、断面修復材および表面被覆材の再劣化メカニズムの解明を試みている⁷¹⁾。その結果、鉄筋の裏側まで劣化したコンクリートを除去して、鉄筋の防錆処理をすることにより再劣化を防止できることがわかった。しかし、暴露試験は時間を要するだけでなく、大掛かりな設備が必要になるなど労力を要するため大変な作業である。これらの研究成果を確認しつつ、促進試験や解析などにより予測手法を確立することが望ましい。ただし、暴露試験は実際の腐食メカニズムを正確に再現するものであり、データの信頼性は高い。

(2) 確率理論による予測

塩害により鉄筋腐食を生じた後のコンクリートの耐久性に関しても、数多く報告されている。秋山らは、コンクリート構造物の環境作用に対する性能照査を信頼性理論に基づく限界状態設計法の枠組みの中で実施することを試みている⁷²⁾。この論文では、塩害作用を受ける沿岸部にある鉄筋コンクリート構造物で、鋼材腐食の発生確率の算定手法を構築している。これは、ハザード曲線とフラジリティカーブをモンテカルロ法により求め、地域毎の腐食発生の可能性の差を定量化している。また、設計耐用期間内の鉄筋腐食を腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量までに抑えれば、RC 橋脚の耐震安全性の低下は無視できること、さらには、質量減少率 5%までを許容する場合、現行耐震規準で設計される RC 橋脚と同等の安全性を確保するためには、設計時に用いる部分係数を 3 割程度割り増しする必要があることを明らかにしている⁷³⁾。コンクリートの力学的性状について、鉄筋腐食量との関係で

検討した論文も数多く発表されている。小林らは、鉄筋の断面積残存率が 70～80%の範囲では、鉄筋の伸び能力は 1/5 程度まで低下することを確認している⁷⁴⁾。腐食のない鉄筋の応力ひずみ関係と、腐食した鉄筋の最小断面積から、腐食した鉄筋の応力ひずみ関係を推定することが可能としている。大屋戸らは、実構造物の鉄筋のレプリカあるいは構造物から切り出した鉄筋を試験片として、3D スキャナにより詳細に調査を実施した⁷⁵⁾。塩害により劣化した構造物は、均一に腐食が発生しているわけではなく、平均断面減少率の 1～2 倍程度の範囲でばらついており、それが力学的に影響を受けることが想定される。断面積の軸方向分布をモデル化した解析と引張試験結果を比較した結果、腐食鉄筋の断面積の軸方向分布を把握することで、細い鉄筋や欠損率の大きい鉄筋を除き、実際の腐食鉄筋の力学性状が概ね把握できることを確認している。残存耐力性状に及ぼす鉄筋腐食の影響については、村上らが実施した研究が参考となる⁷⁶⁾。この研究では、主鉄筋の腐食の不均一性が残存耐力に及ぼす腐食状態は、偏差率を指標として整理できるとしている。また、この研究の範囲では、偏差率が 0.9 以下であれば均一な腐食状態であり、それ以上であれば不均一な腐食状態であるとしている。

(3) 鉄筋腐食が強度に及ぼす影響

鉄筋腐食が曲げ性状に及ぼす影響を検討した論文も数多く見られる。花岡らは、鉄筋の腐食減量が 5～60%における、鉄筋の力学性状および曲げ性状を評価している⁷⁷⁾。その結果、1)腐食量が増大すると、腐食形態に拘わらず梁の降伏荷重、曲げ剛性、および終局荷重は低下する。2)局部腐食では腐食減量が約 40%の場合、一方全面腐食では腐食減量が約 60%の場合、それぞれ終局荷重が約 50%に低下することを確認している。さらに、局部腐食のような鉄筋に局所的に断面減少が生じる場合には、脆性的な破壊となり、極めて危険な状態になることも示している。大屋戸らは、3D スキャナによる断面計測手法を適用し、鉄筋形状を的確に効率よく取得できる見通しを得ている。計測結果から、切削による腐食を模擬した鉄筋に対する引張試験を実施し、断面の不均一性を考慮した鉄筋の力学性状の推測を可能としている。また、これらの結果を基に、部材の降伏近傍の挙動を再現できるとしている⁷⁸⁾。斉藤らは、RC はり部材の曲げ耐荷性状は最小断面積と付着劣化状態に大きく依存し、腐食分布特性が与えられれば、構造解析により耐荷力のばらつき範囲を概ね評価できることを示している⁷⁹⁾。局所的に腐食が生じている場合の様に、付着劣化領域が狭い場合には、鉄筋の変形が局所化するために破断が生じやすくなり、最大荷重や変形性能は共に著しく低下する恐れがあるとしている。すなわち、塩害によるコンクリート構造物中の鉄筋の腐食は局部腐食がほとんどであるので、荷重が作用する位置やプレストレスが作用する部分での鉄筋腐食が大きな問題となる。

(4) ライフサイクルコスト算定

劣化が生じた場合、一般的には断面修復、表面被覆、ひび割れ注入などの補修が必要である。耐荷力を維持するためには、外ケーブルや巻立て工法による補強などを選定し、構造物をそのまま供用することになる。しかし、補修工法を選定を誤ると LCC を増大させ、解体よりもかえって費用がかかる可能性もある。破損の起こりやすさと被害の大きさの積であるリスクを考慮して、LCC を最小化する研究も最近行われてきている。高橋らは、塩害を受ける RC 構造物を取り上げ、劣化予測に拘わる諸数値や各補修工法の費用を算入することにより、LCC 算定システムの開発を試みている⁸⁰⁾。この研究の中での劣化モデルは、鉄筋腐食量により、潜伏期、進展期、劣化期に分け、部材破壊までを範囲にしている。鉄筋腐食による補修時期は、モンテカルロ法を用いて予測した。LCC の算定においては、期待費用最小の法則、リスク、再劣化、時間的価値の概念を導入している。試算結果より、物価上昇率もしくは資本の利率が LCC 算出結果に大きな影響を及ぼすこと、対象とした構造物によって最適補修工法が変化する可能性があることを示している。鬼束らは、表面被覆工法、断面修復工法を対象として、塩害劣化環境下における補修効果を定量的に評価するモデルについて検討している⁸¹⁾。ここでの表面被覆の遮塩性能に関する耐用年数は 20 年であるとしている。断面修復のみの場合は、表面被覆のみの場合と比較して、鉄筋位置での塩化物イオン濃度が補修後 22 年程度で逆転している。これは、鉄筋位置で塩化物イオン濃度を評価していることから、断面修復工法では除去しなかった既設コンクリートの塩化物イオンの影響が考慮されているため、表面被覆工法よりも鉄筋位置で多くの塩化物イオンが存在していると考えられる。断面修復工法の評価については、コンクリート中に残存している塩化物イオンが断面修復部に移動する現象と、表面被覆材の遮塩性能の低下現象を組み合わせることによって評価可能としている。栈橋の塩害劣化過程をマルコフ連鎖モデルで予測した研究が、小牟禮らによって実施されている⁸²⁾。この中では、全国から抽出した 25 の栈橋上部工において劣化実態調査を行い、これらの調査結果を基に、栈橋上部工の計画的維持管理に必要となる劣化進行モデルの構築を試みている。さらに、本研究では、劣化実態調査の結果を基に、マルコフ連鎖の考えを用いた劣化進行モデルを作成している。同モデルが、劣化度のばらつきを表現できること、施設の使用年数と施設毎に固有の遷移率を適用し、実際の調査結果から得られる劣化度分布とよく一致していることを確認している。耐荷力の低下が懸念される劣化度が 20%を超えた場合を対象施設の残存期間を想定すると、劣化予測の結果から、多くの施設が一般的な耐用年数 50 年を満足しない場合もありえることを明らかにしている。加藤らは、補修コストのモンテカルロ法によるリスクカーブを用いて補修リスクを算定し、複数管理構造物を対象とした場合においても、検査計画を作成することが可能となることを明らかにしている⁸³⁾。この研究の中で、施工により生じるコンクリート構造物の品質のばらつきを考慮した劣化予測、および予測結果に基づいて算定

した補修コストのリスクカーブを用いて、補修リスクを算定し、この指標により品質のばらつきの影響を定量的に評価できる手法を提案している。

(5) 補修効果の確認

塩害に対する補修は、一般に断面修復と表面被覆を組み合わせた施工が最も多いが、それらは既設コンクリートの除塩を適切に行わないと、マクロセル腐食などの再劣化が起りやすい。電気防食や脱塩工法などの電気化学的防食工法は効果の高い補修工法として期待されるが⁸⁴⁾、イニシャルコスト（施工コスト）が断面修復工法よりも高く、管理が必要となるなど、汎用的な補修工法として活用されるまでには時間を要する。最も安価で効果的な補修工法の一つとして、エポキシ樹脂塗装鉄筋が挙げられる⁸⁵⁾。この補修工法では、塩化物イオンが、腐食発生限界塩化物イオン濃度を鋼材位置で越えたとしても、エポキシ樹脂が健全である限りは腐食しない。星野らは、海洋暴露 15 年において無処理の場合は腐食が発生するが、エポキシ樹脂を施工した場合はかぶり 20mm でもほとんど腐食が発生しないことを確認している⁸⁶⁾。すなわち、イニシャルコストを抑えられその耐久性を証明できれば、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いたコンクリート構造物は LCC を大きく下げることが期待できる。真田らは、太平洋沿岸地域の道路橋を対象に、エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用し高炉セメントを用いたコンクリートによる橋脚補強の発表を行っている⁸⁷⁾。論文の中では、供用中の RC 構造物に対する塩害対策において、供用の時間経過に伴う鉄筋腐食量の推移と、本工事時点での既設鉄筋の腐食グレードとの重ね合わせによる算定手法では、安全側の閾値設定となりがちな塩害対策の施工規模縮小および工事費コスト削減という課題において、有効であることを確認している。一方、森川らは、実際の最適化演算手法として遺伝的アルゴリズムを用い、局所解を考慮しながら最適解を決定する手法について提案している⁸⁸⁾。この論文の中では、最適補強においては、最終的にはコストを評価する必要があるものの、まず、最初の段階においては、安全性などの性能と橋梁の構造的な状態を主眼に置いてその観点での最適解を検討することが重要であるとしている。最適補強を考慮する際、複数工法を想定した場合と外ケーブル工法に限定した場合に分類し、それぞれの場合において、予め補強時期の候補を複数設定しておき、各補強時期における補強の最適化結果を比較する手法を検討している。

コンクリートをメンテナンスする上で、補修時期の予測および耐久性の高い補修工法を選定することは、LCC を下げるために重要である。しかし、現状補修工法を選定はイニシャルコストのみの判定が多く、またその補修効果を確かめる手段がないために確実な劣化予測ができていないのはいい難く、LCC を最小化する検討が十分になされているとはいえない。断面修復や表面被覆工法などが性能を発揮できるある確率分布および標準偏差を保有していると仮定できれば、モンテカルロ法などにより、コンクリートの劣化予測が可能である⁸⁹⁾。しかし、ひび割れ発生、断面剥離、耐荷力の低下の閾値となる鉄筋腐食量が明確でない

と残存期間の予測ができない。今後閾値を予測式に当てはめ、コンクリートの劣化予測をできる手法の開発が求められる。

以上のことをまとめると、「耐荷力低下および補修後の再劣化予測手法に関する研究」に関する既往の研究は

- 1) 断面修復などの補修を施工したとしても、再劣化までの残存期間を非破壊検査で予測することは困難である。
- 2) 補修効果を強度低下などによって定量的に評価することは困難である。しかし、確率論的な手法による評価は成立することができる。断面修復、表面被覆、ひび割れ注入などの各補修工法より劣化までの期間を確率論で議論し、LCC の評価をすることは可能であるといえる。

となる。

1.3.5 リスクベースメンテナンスに関する研究

リスクベースメンテナンス（以下 RBM）は、リスクの高い箇所を明確にし、その低減策を策定する手法であり⁹⁰⁾、欧米をはじめ国内でも様々なプラントや構造物のメンテナンス手法として適用され始めている⁹¹⁾。その中でも API（米国石油学会）の歴史は古く、石油精製・石油化学プラントを対象にした RBI（リスクベースインスペクション）の具体的な手法として、API-581(2000 年)⁹²⁾、API-RP581 2nd Edition(2008 年)⁹³⁾規格を、また基本的な考え方を示す API-RP580 規格⁹⁴⁾を発行している。

ASME（米国機械学会）では、1980 年代の後半からガイドラインの策定⁹⁵⁾を行っており、最近では PCC（供用中基準）として RBM を取り入れている。欧州では、欧州規格および ISO 規格を前提とした CWA15740 基準⁹⁶⁾が 2008 年に発行された。これらの RBM 手法は鋼構造物を対象として適用されてきた。

コンクリート構造物においても近年合理的なメンテナンス手法が求められており、RBM におけるリスク評価とは異なった LCC やアセットマネジメントなど新しい手法が適用され始めている⁹⁷⁾。筆者らはコンクリート構造物に対しても鋼構造物と同様 RBM の適用が可能と考え、その有効性を検討している⁹⁸⁾⁻¹⁰⁰⁾。

以上のことをまとめると、「リスクベースメンテナンスに関する研究」に関する既往の研究は

- 1) 断面修復などの補修を施工したとしても、再劣化までの残存期間を予測することは困難である。リスクベースメンテナンスはプラントなどのメンテナンスに関しては高い実績があるので、残存期間を仮に設定できればリスク評価が可能である。
- 2) コンクリート構造物のリスク評価に関しては、未だガイドラインが存在しない。本研究で初めて有効性を評価した。

である。

1.4 研究の目的

鉄筋コンクリートの腐食による劣化メカニズムは、図 1.2.1 に示したように潜伏期、進展期、加速期、劣化期と 4 段階に分けられ、それらは図 1.4.1 に示すように鉄筋腐食量で整理することができる。すなわち、潜伏期は塩化物イオンの拡散で予測でき、進展期はひび割れ発生時の腐食量が定まれば、分極抵抗から求めた腐食速度で求めることができる。分極抵抗を用いた理由は、非破壊検査でありかつ腐食速度を求める方法で最も汎用的であるからである。非破壊検査を実施できれば、広範囲の面積を補修することなしに評価することが可能となる。加速期から劣化期は、曲げ破壊やかぶりコンクリートの剥落など、部材耐力の低下であり構造物ごとによって破壊メカニズムは異なる。除塩不足など、補修後のコンクリート中に大量の塩化物イオンが存在する場合は、①の期間は短くなる。補修材界面にブリーディングが発生するなど施工不良が生じた場合は、②の腐食開始時期の決定から④ひび割れ発生時の腐食量となるまでの期間が短くなる。このように、図 1.4.1 で示す曲線は一定ではなく、施工不良や材料の種類によって異なるといえる。

これらを求める手法はほぼ一般的になりつつあるが、腐食発生時の塩化物イオン濃度、ひび割れ発生時の鉄筋腐食量などは研究者によりばらつきが大きい。また、LCC を低減化する手法は 1.3 で述べたとおり、まだ研究段階であり、実用化レベルに達しているとはいえない。多々ある補修工法の効果が十分に明らかとなっていないため、管理者が最適な補修

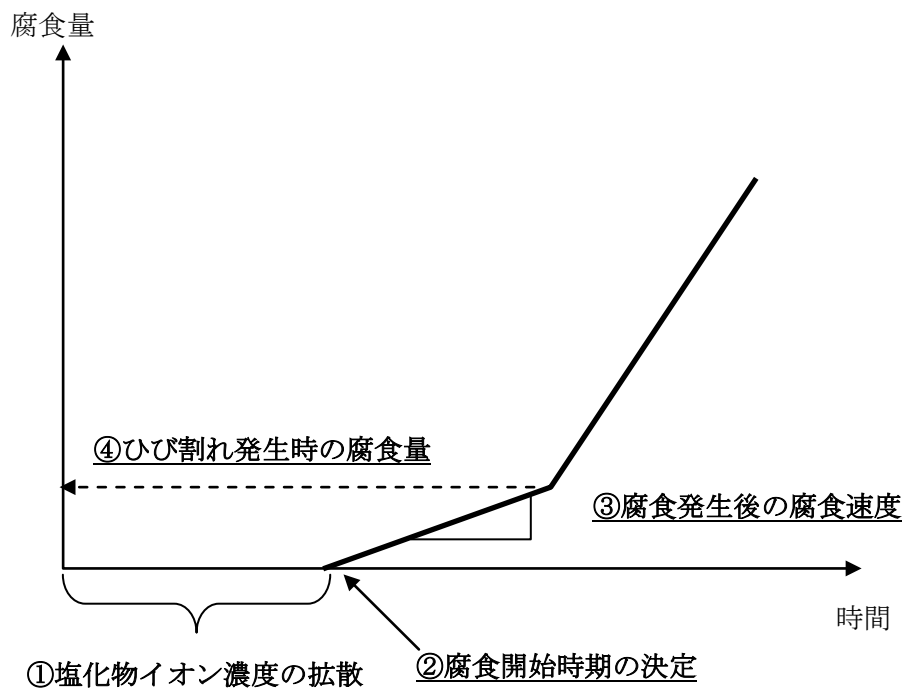


図 1.4.1 本研究で使用する劣化曲線

工法を選定する手法が確立していない。また、コンクリートは一度補修すると再劣化するとは考えられていなかったが、近年の研究では、マクロセル腐食など、補修することによりかえって健全なコンクリートの劣化を促進してしまう事例が報告されている。

LCC を最小化する手法として様々な方法が存在するが、対象となるコンクリートが損傷することにより、どのような被害が想定されるかをリスクとして表したメンテナンスの考え方は、未だ十分に浸透してないといえる。これは、リスクを用いた評価は、鋼構造のように比較的材料的性質が明らかな場合には、定量的な評価を実施することが可能であるが、コンクリートのように不均一で厳しい環境に曝されるような場合は定量的に予想することは困難である。ましてや、鉄筋腐食のひび割れのように目に見えない部分で劣化が生じる場合は、閾値を求めて予測するしか方法が無い。また、コンクリートは、表面の形状が均一でありしかもコンクリート構造物は一般に容積が大きく、検査がしにくいという困難さを有している。

本研究では、腐食開始時の塩化物イオン濃度、ひび割れ発生時の腐食量の数値を実験および解析により明らかにし、実構造物においてもシミュレーションできるような手法を確立することを目的としている。また、暴露試験や実構造物の劣化現象をモデルにして、コンクリートのメンテナンス手法の提案を試みている。これらの定量的な指標および劣化予測方法の精度が向上すれば、実構造物に適用が可能であり LCC を最小化する手法を提案することが可能となる。本研究では、加速試験や暴露試験、FEM 解析、RBM などの新しい評価方法の検討を踏まえ、鉄筋コンクリートの劣化メカニズムを検証した。

1.5 本論文の構成

本論文は、1 章. 緒言、2 章. 鉄筋腐食の発生メカニズムに関する検討、3 章. ひび割れ発生時の腐食量に関する検討、4 章. リスクベースメンテナンスのコンクリート構造物への適用、5 章. 結言の全 5 章で構成される。図 1.5.1 に示すように、各章で現在問題となっている鉄筋コンクリートの各劣化期間の残存予測手法について、腐食発生まで、ひび割れ発生まで、補修メカニズムの解明、メンテナンス手法の提案を行うことで LCC を最小化する方法を提案している。従来のコンクリートの劣化予測では、図 1.4.1 に従い、(a)→(b)→(c) と鉄筋腐食発生時の塩化物イオン濃度、ひび割れ発生時の腐食量を定めることにより、それぞれの値に達するまでの期間を残存期間としている。本研究では、補修後の再劣化メカニズム、リスクベースメンテナンスの手法を取り入れ (f)→(g)、(a)→(d)→(g)、(a)→(b)→(e)→(g) の方法を提案している。その手法を用いれば (d) の腐食発生までの補修を含めたメンテナンスの最適化、(e) のひび割れ発生までのメンテナンスの最適化を実現することができる。なお、本研究では、従来の劣化予測手法に加え、リスクという概念をプラスし LCC を最小化できるようなメンテナンス方法の提案を目的としている。

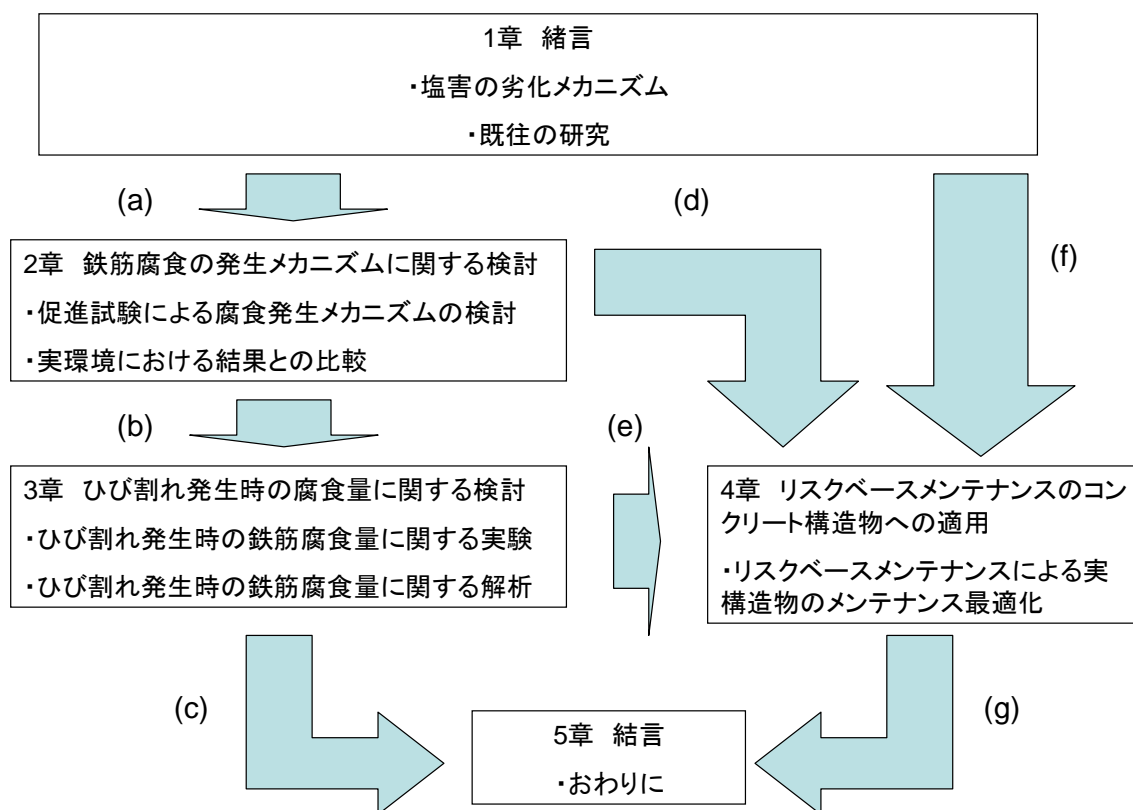


図 1.5.1 本研究のフロー

各章の概要を以下に記す。

1.5.1 第1章の概要

第1章では、塩害の劣化メカニズムと既往の研究について述べる。ここでの塩害の劣化メカニズムは、塩化物イオンが鉄筋表面に到達して腐食が発生し、腐食膨張した鉄筋による応力がコンクリート表面での引張強度を上回った時点でひび割れが発生するとしている。また、補修による再劣化メカニズムは、コンクリートと補修材の界面が、腐食膨張により剥離しその部分に腐食生成物が浸透して腐食量が増大することを想定している。そこで、現在一般的に用いられているメンテナンス手法、鉄筋腐食発生メカニズムに関する研究、ひび割れ発生時の腐食量に関する研究、耐荷力低下および補修後の再劣化予測手法、リスクベースメンテナンスに関する既往の研究をとりまとめ、それらを本研究に当てはめたときの挙げられる課題を抽出した。

1.5.2 第2章の概要

第2章では、腐食発生時の塩化物イオン濃度を推定するため、腐食発生メカニズムを検

証するため、促進試験および暴露試験における結果を比較している。促進試験では、かぶり 30、50、100mm、水セメント比 45、55、65%と条件を変化させて電気泳動法を用いてそれぞれの条件における腐食発生時の塩化物イオン濃度を測定している。腐食の有無は非破壊検査である電気化学的測定（自然電位、分極抵抗、コンクリート比抵抗）を用いて判定している。また、所定の期間に鉄筋位置のコンクリート試料を採取して塩化物イオン濃度を測定し、腐食量と腐食面積率との相関を調べている。暴露試験で行った結果を元に、どのような条件でマクロセル腐食が起こり得るかを、補修していないものと補修したコンクリートで検証する。暴露試験は、飛沫帯を模擬した海洋環境と、飛来塩分の到達が無い内陸環境の2箇所での6年間暴露し、コンクリート内部の塩化物イオンの拡散状況、自然電位や分極抵抗の経時変化、鉄筋の腐食状況の測定を行った結果をまとめる。

1.5.3 第3章の概要

第3章では、ひび割れ発生時の腐食量を求めることを目的とし、促進試験によりひび割れを発生させた場合の値と、FEM解析によりひび割れ発生時の腐食量を予測した値とを比較してその精度を検証している。促進試験では、かぶりを10、30、50mm、水セメント比を45、65%と変化した。腐食発生には、第2章で用いた電気泳動法を用い、促進期間はひび割れ発生までとした。なお、ひび割れ発生までに要する電気泳動の促進期間は、かぶりの大きさやコンクリートの圧縮強度によって異なることを確認している。また、本実験では鉄筋間隔を変化させ、その影響がひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響を調べている。

補修材の再劣化に関しては、マクロセル腐食などによって鉄筋が腐食膨張してコンクリートと補修材との間に界面剥離が生じることを想定している。このメカニズムを想定した理由は、コンクリートの引張強度、補修材の引張強度、コンクリートと補修材との付着強度を挙げたときに一般的に最も弱いのは付着強度であるためである。この界面剥離に関しては、外観観察よりひび割れとして目視により確認することが可能である。補修材のパラメーターは、補修材厚さ、コンクリートと補修材の界面の長さ、プライマーの有無である。

ひび割れ発生時の鉄筋腐食量がわかれば、第2章で用いた分極抵抗法を用いることによりひび割れ発生時期を予測することが可能となる。また、補修した時に再劣化を予測することができれば、施工時の管理方法の提案や補修後の再劣化時期がわかるのでLCCを求めることが可能となる。

1.5.4 第4章の概要

第4章では、海洋環境下にある供用中のコンクリートドックに対し、RBMを適用し、補修が必要な箇所の優先順位を明確にした。鋼構造物ではメンテナンスの最適化手法として、

RBM が一般的であるが本研究では初めてコンクリート構造物のメンテナンスに適用し、その有効性を証明した。また、マルコフ連鎖モデルを用いて、補修効果を定量化して遷移確率を設定し、ケーススタディーを通して補修工法の選定手法として適用できることを示した。これらの手法が確立されれば、リスクを考慮し、LCC を用いてメンテナンスコストの算出が可能となる。構造物群や面積の大きい構造物に対して、マルコフ連鎖モデルを用い、例えば、100 年後の劣化度分布などを表記できる。

1.5.5 第5章の概要

第5章では、第1章から4章までの内容を受け、本研究の課題である塩害の劣化メカニズムに関する予測方法のまとめと、リスクを用いたメンテナンス手法を提案している。

参考文献

- 1) 国土交通白書、p. 50, 2008
- 2) 社団法人土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]、pp. 101-102, 2008
- 3) 社団法人土木学会コンクリート標準示方書[設計編]、pp. 119-120, 2008
- 4) 財団法人エンジニアリング振興協会：戦略的技術開発 構造物長寿命化高度メンテナンス技術開発報告書、p. 217, 2006
- 5) 土木学会コンクリート技術シリーズ、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、Vol. 26, pp. 131-133, 1997
- 6) 財団法人エンジニアリング振興協会：戦略的技術開発 構造物長寿命化高度メンテナンス技術開発報告書、pp. 221-222, 2006
- 7) 社団法人土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]、p95, p115, 2008
- 8) 社団法人土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]、pp. 12-16, 2008
- 9) 国土交通省道路局国道・防災課：コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）、p. 4, 2004
- 10) 谷村幸裕、曾我部正道、岡本大、上田洋：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）コンクリート構造物の概要、コンクリート工学、Vol. 46, No. 2, pp. 18-23, 2008
- 11) 沖縄総合事務局開発建設部：コンクリート橋塩害調査・塩害補修設計マニュアル、1996
- 12) 独立行政法人土木研究所、日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、2003
- 13) 橋梁塩害対策検討委員会：塩害橋梁維持管理マニュアル（案）、2008
- 14) 社団法人日本コンクリート工学協会編：コンクリート診断技術'02[基礎編]、pp. 266-275, 2002
- 15) 社団法人日本コンクリート工学協会編：コンクリートのひび割れ、補修・補強指針、

- p. 121, 2009
- 16) 社団法人日本コンクリート工学協会編：コンクリートのひび割れ、補修・補強指針、pp. 41-75, 2009
 - 17) Supakit SWATEKIITHAM, Hajime OKAMURA: Low Chloride Distribution in Concrete Structures Near Seashore, Doboku Gakkai Ronbunshuu E, Vol. 62, No. 1, pp. 221-229, 2006
 - 18) 青山寛伸、鳥居和之、松田哲夫：厳しい塩分環境下におけるコンクリート構造物の塩分浸透性に関する実証的研究、土木学会論文集、No. 746, V-61, pp. 251-264, 2003
 - 19) 山路徹、横田弘、中野松二、濱田秀則：実構造物調査および長期暴露試験結果に基づいた港湾 RC 構造物における鉄筋腐食照査手法に関する検討、土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 2, pp. 335-347, 2008
 - 20) 松村卓郎、松尾豊史、宮川義範、玉田潤一郎：干満環境下におけるコンクリート中の鉄筋腐食性状に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1069-1074, 2009
 - 21) 山路徹、濱田秀則、審良義和：異なる海洋環境下および暴露期間における塩化物イオン拡散性状、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1003-1008, 2009
 - 22) 前田聡、武若耕司、山口明伸：塩害データベースを用いたコンクリート中への塩化物イオン拡散の定量評価、土木学会論文集、No. 760, V-63, pp. 109-120, 2004
 - 23) Yu MOROYAMA、Takayuki NISHIDO、Katsuya TODA :Prediction on corrosion of reinforcements with different widths of cracks, Structural Faults + Repair - 2006 11th International, American Society of Civil , 2006
 - 24) 塚原絵万、加藤佳孝、魚本健人：ひび割れを有するコンクリート中の塩化物イオン移動評価手法の提案、土木学会論文集、No. 732, V-59, pp. 109-120, 2003
 - 25) 田中良樹、河野広隆、渡辺博志：実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透、土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 1, pp. 38-51, 2006
 - 26) 武田均、大脇英司、丸屋剛：海洋環境におけるコンクリート構造物中の塩化物イオンの固定化性状に及ぼす中性化の影響、土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 3, pp. 497-510, 2006
 - 27) 社団法人日本コンクリート工学協会編：コンクリート診断技術' 02[基礎編]、pp. 35-36, 2002
 - 28) 土木学会委員会報告：土木学会規準「EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法（案）（JSCE-G 574-2005）」の制定、土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 1, pp. 246-259, 2006
 - 29) 中村英祐、渡辺博志、古賀裕久、木村嘉富：暴露試験によるコンクリート中のひび割れ部の塩分浸透性と鉄筋腐食に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1093-1098, 2009

- 30) 小林一輔 編：コンクリート構造物の診断 電子の目で内部を診る、オーム社、2006
- 31) 喜多達夫、蓮井昭則、山下英俊、魚本健人：近赤外分光法を用いたコンクリート表面の塩化物イオン濃度推定に関する研究－（その 1）分光スペクトルについて－、土木学会第 62 回年次学術講演会，pp. 57-58，2007
- 32) 北沢聡之、蓮井昭則、山下英俊、魚本健人：近赤外分光法を用いたコンクリート表面の塩化物イオン濃度推定に関する研究－（その 2）適用性について－、土木学会第 62 回年次学術講演会，pp. 59-60，2007
- 33) 戸田勝哉、西土隆幸、高岡啓吾、福岡千枝、倉田孝男：マルチスペクトル法による中性化および塩害の診断手法に関する研究、土木学会第 61 回年次学術講演会、pp. 1095-1096，2006
- 34) 戸田勝哉、倉田孝男、喜多達夫、魚本健人：ケモメトリックス手法を用いた近赤外領域でのコンクリート診断技術開発、コンクリート工学、Vol. 45, No. 11, pp. 20-26, 2007
- 35) 戸田勝哉、倉田孝男：マルチスペクトル法を用いた実橋梁のコンクリート表面塩分測定に関する研究、土木学会第 64 回年次学術講演会、pp. 701-702，2009
- 36) ASTM C876-91: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete
- 37) 社団法人土木学会：コンクリート構造物における自然電位測定法（案）、JSCE-E601-2000，2000
- 38) 大津政康、慶済運、横田優：コンクリート中の鉄筋腐食の非破壊検査法の実用化に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol. 15, No. 3, pp. 33-38，2004
- 39) 小山理恵、矢島哲司、魚本健人、星野富夫：自然電位法を用いた鉄筋腐食状態の推定手法に関する基礎的研究、土木学会論文集、No. 550, V-33, pp. 13-22，1996
- 40) 中村英祐、渡辺博志、古賀裕久、中村雅之、井川一弘：塩害環境下にあるコンクリート構造物への自然電位法の適用に関する研究、土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 1, pp. 263-275，2008
- 41) 濱田秀則、平崎敏史、山路徹、Tarek U. M.：コンクリート中鉄筋の電気化学的計測に影響を及ぼす要因に関する実験的考察、コンクリート工学論文集、Vol. 15, No. 1, pp. 57-67，2004
- 42) 大即信明、宮里心一、柴田常德、久田真、Tarek U. M.、長瀧重義：鉄筋コンクリートの曲げひび割れ部に生じる腐食の形成機構に及ぼす水セメント比の影響、土木学会論文集、No. 606, V-41, pp. 63-73，1998
- 43) 武若耕司：コンクリートの非破壊検査方法（原理と手法）-鋼材腐食-、コンクリート工学、Vol. 27, No. 3，1989
- 44) CEB Bulletin No. 243: Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures affected by Reinforcement Corrosion，1998
- 45) Miyuki H, Ohno T, Yokota M and Yoshida M: Corrosion Monitoring of Steel Rebars in Concrete Structures by AC Impedance Method, Proc. of International Symposium on Plant Aging and Life Predictions of Corrodible Structures, Sapporo

- 46) Browne, R. D. : Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete in Relation to Design, Inspection and Repair of Offshore and Coastal Structures, ACP SP-65, pp. 169-204, 1980
- 47) Andres A. Torres-Acosta and Alberto A. Sagues: Concrete Cracking by Localized Steel, N. Banthia, and O.E. Gjorv, Vol. 1, F&FN SPON, pp. 554-563, 1995
- 48) 堤知明、松島学、村上祐治、関博：腐食ひび割れの発生機構に関する研究、土木学会論文集、No. 532, V-30, pp. 159-166, 1996
- 49) 中川裕之、田中大博、横田優、松島学：塩水を用いた乾湿繰返し促進腐食実験によるひび割れモードとひび割れ発生時の腐食量、土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 1, pp. 110-121, 2008
- 50) 鈴木三馨、堀口賢一、福浦尚之、丸屋剛：鉄筋の促進条件が腐食膨張によるひび割れ発生に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1081-1086, 2009
- 51) 仁平達也、井原啓知、関博：中性化および乾湿繰返しを同時に受けるコンクリート中鉄筋の腐食機構に関する研究、土木学会論文集、No. 753, V-62, pp. 65-79, 2004
- 52) 川口和広、植木博、下西勝、村上正明：鋼材の腐食によるコンクリートのひび割れ性状解析、コンクリート工学論文集、Vol. 17, No. 3, pp. 25-34, 2006
- 53) 元路寛、関博：鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況及びひび割れ幅に関する研究、土木学会論文集、No. 669, V-50, pp. 161-171, 2001
- 54) 車谷麻緒、寺田賢二郎、久田真：鉄筋の腐食膨張のモデル化とコンクリートのひび割れ挙動の数値解析、土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 1, pp. 167-178, 2007
- 55) 河村圭亮、中村光、国枝稔、上田尚史：鉄筋腐食に伴うコンクリートのひび割れ進展挙動評価に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1075-1080, 2009
- 56) 佐藤孝史、疋田雅也、倉知星人、小林孝一：電食と塩分による鉄筋の腐食が鉄筋の腐食性状に与える影響の比較、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1063-1068, 2009
- 57) 丸屋剛、武田均、堀口賢一、小山哲、許鎧麒：コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する解析手法の構築、土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 4, pp. 757-776, 2006
- 58) 丸屋剛、武田均、堀口賢一、小山哲：コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する再現実験と数値解析、土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 4, pp. 500-514, 2008
- 59) 長谷川裕介、宮里心一、親本俊憲、横関康祐：ひび割れを有するコンクリートの腐食速度解析モデルの提案、コンクリート工学論文集、Vol. 17, No. 1, pp. 31-39, 2006
- 60) 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、No. 669, V-50, pp. 173-186, 2001
- 61) 小林孝一、平澤征夫、宮川豊章：RC 部材のひび割れによるマクロセル腐食の電気化学特性を用いた解析的検討、土木学会論文集、No. 746, V-61, pp. 71-89, 2003

- 62) 荒木弘祐、服部篤史、宮川豊章：鉄筋の腐食膨張によるかぶりコンクリートの剥離現象とその予測、土木学会論文集、No. 802, V-69, pp. 209-222, 2005
- 63) 森川英典、森田祐介、小島大祐：不確定性を考慮した塩害劣化 RC 橋における劣化および安全性の評価、土木学会論文集 E、Vol. 62, No. 1, pp. 145-158, 2006
- 64) 松島学、中川貴之、堤知明：塩害を受けた既設構造物の劣化予測に関する研究、土木学会論文集、No. 679, VI-51, pp. 93-100, 2001
- 65) 須田久美子、MISRA Sudhir, 本橋健一：腐食ひび割れ発生限界腐食量に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 14, No. 1, pp. 751-756, 1992
- 66) 森川雅行、関博、奥村隆：鉄筋の腐食膨張によるひび割れの発生機構に関する基礎的研究、土木学会論文集、No. 378, V-6, pp. 97-105, 1987
- 67) 武若耕司、松本進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響、コンクリート工学年次講演論文集、Vol. 6, pp. 177-180, 1984
- 68) 角本周、梶川康男、河村満紀：コンクリート中の鉄筋腐食による膨張挙動の弾塑性解析とその適用性、土木学会論文集、No. 402, V-10, pp. 97-105, 1989
- 69) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の補修工法研究会報告書 (I)、p. 106, 1992
- 70) 荒木弘祐：鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れに関する海外の研究 (文献調査委員会)、コンクリート工学、Vol. 44, No. 12, pp. 61-67, 2006
- 71) 東京大学生産技術研究所：劣化したコンクリート構造物の補修工法に関する共同研究報告書、2007
- 72) 秋山充良、伊東佑香、鈴木基行：塩害環境下における鉄筋コンクリート構造物の耐久信頼性設計に関する基礎的研究、土木学会論文集 E、Vol. 62, No. 2, pp. 385-401, 2006
- 73) 秋山充良、松崎裕、佐藤広和、内藤英樹、鈴木基行：塩害環境下にある RC 橋脚の耐震安全性確保の観点から定めた限界鉄筋腐食量とその耐久設計法に関する確率論的考察、土木学会論文集 E、Vol. 64, No. 4, pp. 541-559, 2008
- 74) 小林孝一、松岡慎一郎：塩害による腐食が鉄筋の力学的性状に与える影響、コンクリート工学論文集、Vol. 19, No. 3, pp. 31-39, 2008
- 75) 大屋戸理明、金久保利之、山本泰彦、飯島亨：実構造物の調査結果に基づく腐食鉄筋の力学性状の評価、土木学会論文集 E、Vol. 63, No. 1, pp. 143-155, 2007
- 76) 村上祐貴、大下英吉、鈴木修一、堤智明：鉄筋腐食した RC 梁部材の残存耐力性状に及ぼすせん断補強筋ならびに定着性能の影響に関する研究、土木学会論文集 E、Vol. 64, No. 4, pp. 631-649, 2008
- 77) 花岡大伸、矢野真義、宮里心一：鉄筋コンクリート梁の腐食形態と腐食量が曲げ性状に及ぼす影響、土木学会論文集 E、Vol. 63, No. 2, pp. 300-312, 2007
- 78) 大屋戸理明、金久保利之、山本泰彦、佐藤勉：鉄筋の腐食性状が鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に与える影響、土木学会論文集 E、Vol. 62, No. 3, pp. 542-554, 2006

- 79) 斉藤成彦、高橋良輔、檜貝勇：鉄筋の腐食分布が RC はり部材の曲げ耐荷性状に及ぼす影響、土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 4, pp. 601-611, 2008
- 80) 高橋稔明、酒井通孝、関博、松島学：塩害環境下における RC 構造物の LCC 算定と補修工法選定システムの開発、コンクリート工学論文集、Vol. 16, No. 3, pp. 21-29, 2005
- 81) 鬼束俊一、瀬下雄一、中川貴之、堤知明、岩波光保：塩害劣化した鉄筋コンクリートに対する補修効果の定量評価に関する研究、土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 4, pp. 832-843, 2006
- 82) 小牟禮健一、濱田秀則、横田弘、山路徹：RC 栈橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発、コンクリート工学論文集, Vol. 15, No. 1, pp. 13-22, 2004
- 83) 加藤佳孝、魚本健人：補修リスクを用いた検査実施の優先順に決定方法の提案、コンクリート工学論文集、Vol. 15, No. 2, pp. 101-107, 2005
- 84) 土木学会コンクリートライブラリー107、電気化学的防食工法設計施工指針（案）、2001
- 85) 土木学会コンクリートライブラリー112、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針、2005
- 86) 星野富夫、魚本健人、小林一輔：15 年間の海洋暴露実験を行ったエポキシ樹脂塗装鉄筋コンクリート梁の耐久性と防食効果、土木学会論文集、No. 592, V-39, pp. 107-120, 1998
- 87) 真田修、五藤正樹、竈本武弘、柳沢博：塩害環境下の道路橋 RC 橋脚補強において既設の腐食塩分量算定手法の確立と塩害対策工の合理化施工、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No. 1, pp. 1021-1026, 2009
- 88) 森川英典、岡本早夏：塩害劣化により安全性が低下した RC 橋における最適補強、土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 1, pp. 186-201, 2006
- 89) Kim Anh T. Vu, Mark G. Stewart: Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models, Structural Safety 22, pp. 3
- 90) 富士彰夫、高橋潤：リスクベースメンテナンスの適用、Jitsu-Ten, Boiler & Crane Safety Association, pp. 47-54, 2006
- 91) 木原重光、富士彰夫：リスク評価によるメンテナンスRBI/RBM入門、日本プラントメンテナンス協会、2002
- 92) American Petroleum Institute :Risk Based Inspection Base Resource Document, API581 2000
- 93) American Petroleum Institute :Risk Based Inspection Technology , API RP581 2nd Edition , 2008.9
- 94) American Petroleum Institute Risk Based Inspection, API RP580 2008.
- 95) The American Society of Mechanical Engineers (ASME) :Risk Based Inspection Development of Guidelines, Vol.1 General Document, CRTD-Vol.20-1 1991
- 96) European Committee for Standardization, CEN-CWA15740 Risk-Based Inspection and Maintenance Procedures for European Industry (RIMAP), 2008. 4
- 97) 社団法人コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリスクマネジメント研究委員

会報告書、日本コンクリート工学協会、2005

- 98) 戸田勝哉、高橋 潤、富士彰夫：RBMを用いたコンクリート診断手法の提案、土木学会第60回年次学術講演会講演概要集、pp. 65-66, 2005.
- 99) Katsuya TODA, Takayuki NISHIDO, Yu MOROYAMA: Defective Evaluation of Concrete Structure with Risk-Based Maintenance, World Congress on Engineering Asset Management, 2006.
- 100) Katsuya TODA, Takayuki NISHIDO, Yu MOROYAMA: Reliability Assessment of Concrete Structures with RBM, IABSE Symposium on Responding to Tomorrow's Challenge, 2006

第2章. 鉄筋腐食の発生メカニズムに関する検討

2.1 概要

塩害によるコンクリート中の鉄筋腐食に伴うひび割れ発生メカニズムは、図 2.1.1 に示すように、腐食量と時間の劣化曲線で整理することができる。鉄筋腐食発生までは、「①塩化物イオン濃度の拡散式」よりコンクリート中の塩化物イオンの拡散をシミュレートすることが可能である。「②腐食発生時期の決定」に関しては、腐食発生限界塩化物イオン濃度（一般に 1.2kg/m^3 ）を設定することにより、腐食発生までの残存期間を決定することが可能である¹⁾。「③腐食発生後の腐食速度」は、非破壊検査の分極抵抗法により、腐食速度を推定することが可能である。さらに「④ひび割れ発生時の腐食量（一般に 10mg/cm^2 ）」がわかれば、腐食速度からひび割れ発生までの残存期間を決定することが可能である²⁾。これらのポイントとなる数値がわかることにより、ひび割れ発生までのコンクリートの残存期間を、シミュレーションおよび非破壊検査により予測することが可能である。ひび割れが発生してからは、そこから塩水がコンクリート内部に浸透するため、コンクリートを介することなく腐食が発生する。そのため腐食速度が増大し、腐食による部材耐力が急激に低下することが予測される。特に、飛沫帯などの乾湿繰り返しを行うような場所では劣化が著しい。

本章では、この劣化曲線のポイントである「②腐食開始時期」の決定「③腐食発生後の

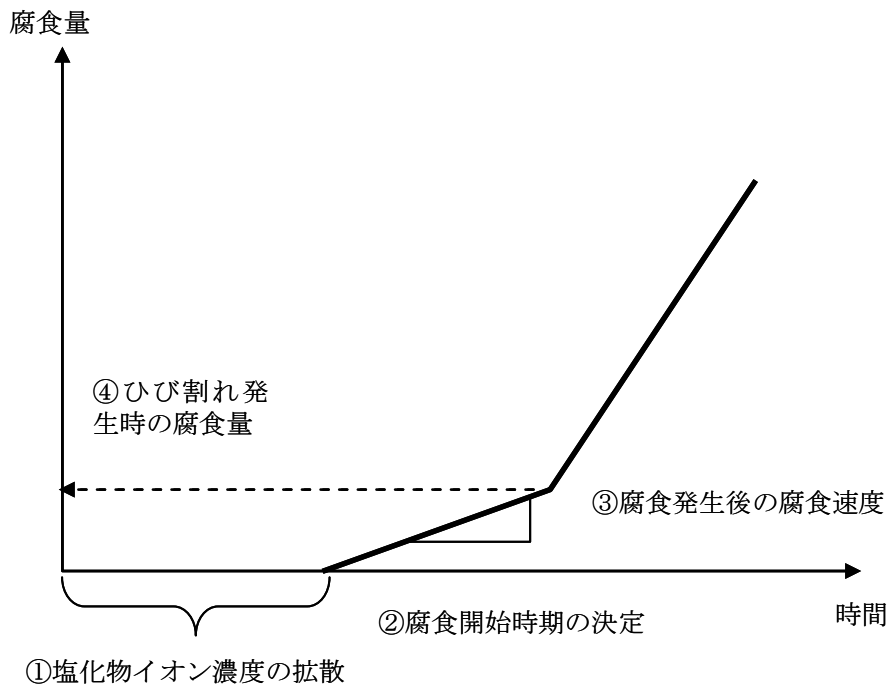


図 2.1.1 腐食量と時間の劣化曲線

腐食速度」を用いたひび割れ発生までの予測手法について検討した。実験内容は、室内試験においては、補修していないコンクリートに関して、暴露試験においては補修をしていないコンクリートおよび補修したコンクリートに関して、腐食発生メカニズムの解明を試みた。室内試験においては、コンクリート内部に電気泳動により強制的に塩化物イオンを侵入させて、腐食を発生させて水セメント比、かぶりなどが腐食発生メカニズムに及ぼす影響を非破壊試験および破壊試験から検討した。ここでの対象となる劣化過程は、分極抵抗が腐食の有無の判定や腐食速度の算出を目的に行っているため、潜伏期か進展期にかけての期間である。

暴露試験に関しては、東京大学生産技術研究所が主体となり、民間 17 社と共同研究を平成 13 年から 18 年までの 6 年間実験を行った結果をもとに、上記検討を行った。塩害劣化したコンクリート構造物の補修工法は、代表的なものとして断面修復工法、ひび割れ注入工法、表面被覆工法などが挙げられる。本研究で対象とした補修工法は、最も多く使用実績のある断面修復工法である。補修材の厚さ、補修材の種類、暴露環境がコンクリートの再劣化に与える影響を検討した。再劣化メカニズムを検討するため、非破壊検査である電気化学的測定とコンクリートを破壊して、鉄筋の状況を観察した。

2.2 電気化学的測定による劣化予測の目的

ここで用いる評価方法は、電気化学的方法のうち、自然電位、コンクリート比抵抗、分極抵抗測定法である。しかし、それらの実用化に当たっては、測定精度、測定方法などに課題が多い。腐食の判定を行うときには自然電位法が一般的であるが、測定値が腐食域であっても、実際には腐食が起こっていないなどの事例の報告が多い³⁾。これは、コンクリートの材料物性や環境条件の影響を強く受けるためである。さらに、自然電位や腐食電流密度の判定基準は、ASTM や CEB などには存在せず^{4)、5)}、より実用的な腐食の判定基準の策定が必要である。

分極抵抗値と鉄筋腐食の有無の関係を調べた既往の研究では、フィールドと室内試験結果とを比較して報告されている。大城らの暴露実験から得られた結果によると⁶⁾、腐食部での鉄筋の分極抵抗は $10\text{k}\Omega\cdot\text{cm}^2$ 未満であるが、健全部では $25\text{k}\Omega\cdot\text{cm}^2$ 以上であるとの報告されている。また、沖縄総合事務局の報告では、腐食部と健全部との分極抵抗の判定結果が述べられている⁷⁾。一方、腐食速度を決定する k 値は、一般には 0.026V が使用されているが、研究者によって数値にばらつきがある⁸⁾⁻¹³⁾。腐食判定の精度を向上させるためには、電気化学的測定結果と実際の腐食状況とを比較して、判定基準や速度式の定数を実際のものに合わせる検討が必要である。

このようにして電気化学的測定の精度が向上すれば、鉄筋腐食発生までの期間やひび割れ発生までの期間を予測することができ、コンクリートの残存期間が予測可能となる。さらに、補修した箇所の腐食速度が正確に求められることにより、ライフサイクルコストの

算出が可能となり、メンテナンスを最適化することができる。

2.3 促進試験

第 1 章でも述べた通り、既往の研究では実環境におけるコンクリート中への塩化物イオンの浸透に関する論文が数多く報告されている。しかし、これらの研究は数年オーダーから数十年オーダーの時間を要する。一方、室内試験における促進試験は比較的短期間に腐食を生じさせ、測定や観察が可能となる利点がある。そこで、本研究では、宮里らの実験方法を参考に¹⁴⁾、電気泳動法でコンクリート中へ塩化物イオンを浸透させ鉄筋腐食を発生させる方法を採用した。

2.3.1 実験方法

(1) 使用材料

表 2.3.1 使用材料一覧

項目	概要
水	水道水
セメント	普通ポルトランドセメント (密度 3.16g/cm ³)
細骨材	陸砂 (密度 2.58g/cm ³ 、吸水率 2.21%)
粗骨材	碎石 (密度 2.63g/cm ³ 、吸水率 0.98%)
AE 減水剤	標準型 I 種
鉄筋	黒皮つき丸鋼 高炉品 φ13mm
チタンメッシュ	酸化イリジウム系コーティング 0.5 t × LW76 × SW38 × ST0.8, Rolled Mesh
電源	18V/2A 直流安定化電源
照合電極	飽和硫酸銅電極(CSE)、銀塩化銀電極(Ag/AgCl)
腐食診断器	四国総研社製腐食診断器

表 2.3.2 コンクリートの配合

セメント種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				Ad (kg/m ³)
			W	C	S	G	
普通ポルトランドセメント	45	45.5	170	378	795	951	6.04
	55	45.3	170	309	817	988	3.71
	65	45.3	170	262	834	1009	3.66

使用材料の一覧を表 2.3.1 に示す。また、使用したコンクリートの配合を表 2.3.2 に示す。コンクリートの目標スランプは $12 \pm 2.5\text{cm}$ 、空気量は $4.5 \pm 1.5\%$ とした。いずれも一般に使用されているコンクリートの範囲である。

(2) コンクリート試験体概要

図 2.3.1 にコンクリート試験体の概要を示す。試験体の大きさは、 $200 \times 300 \times 150\text{mm}$ である。かぶりは 30、50、100mm で、所定の位置に黒皮が無いみがき鉄筋（高炉品）と、一般に使用されている黒皮付き鉄筋を配置した。また、下面の開放面を除き 5 面をエポキシ樹脂塗装して塩化物イオンの侵入を防いだ。このことにより、塩化物イオンは試験体の下面のみから進入することになる。さらに、鉄筋は長さ 200mm のうち両端 50mm をエポキシ樹脂で塗装して腐食が起こらないようにし、中心部分 100mm は金属を露出させ腐食が起こりやすくした。また、鉄筋にリード線を溶接で接続し、電気化学的測定を実施できるようにした。締固めには、テーブルバイブレーターを使用した。

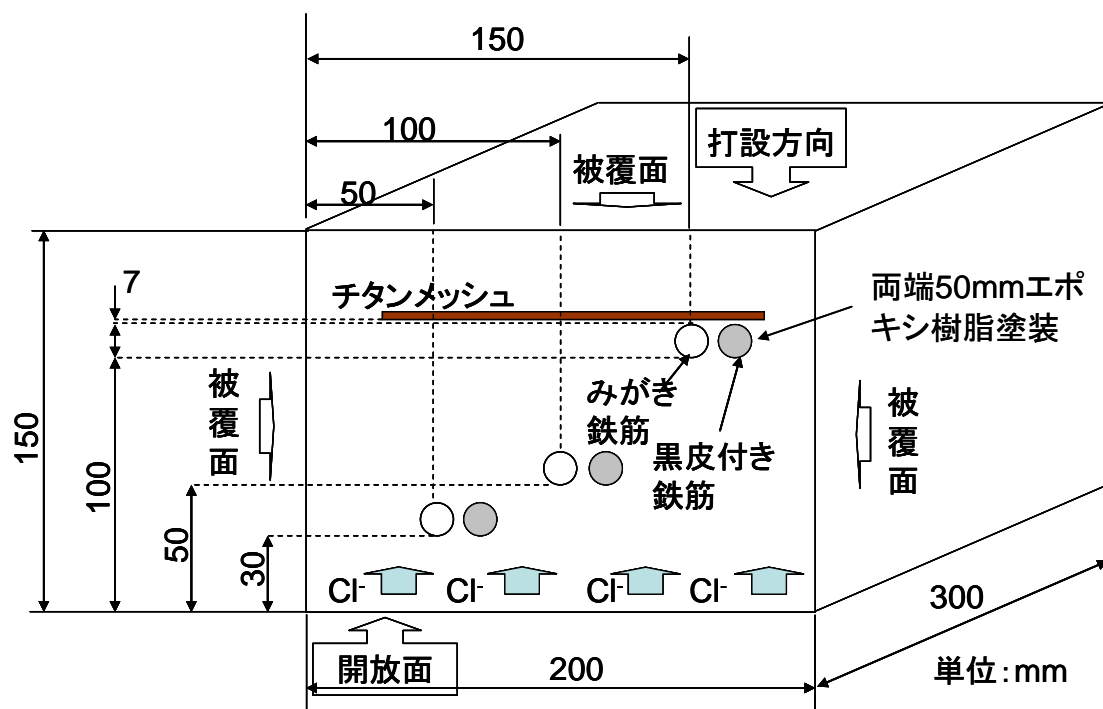


図 2.3.1 試験体概要

(3) 試験パラメーター

試験パラメーターを表 2.3.3 に示す。

表 2.3.3 パラメーター

腐食促進期間	1, 3, 7 日
鉄筋かぶり	30, 50, 100mm
水セメント比	45, 55, 65%

(4) 腐食促進方法

図 2.3.2 に電気泳動法の装置概要を示す。この装置では、陽極材であるチタンメッシュをコンクリート内部に埋設し、陰極材であるチタンメッシュをコンクリート外部に設置して、通電することができる。このことにより、陰イオンである塩化物イオンが陽極材に向かって浸透していき、数週間で腐食を発生させることが可能である。この促進方法は、現在一般的に行われている脱塩工法のシステムを応用して、電流の向きを逆に流したものと同じである。しかし、通電のための電流量を決定する方法は、電源電圧と電流量がオームの法則に従っているか確認する必要がある。今回用いた電源装置のスペックは、電圧 18V で電流が 2A である。流れる電流値を一定にするために、予備的に電源の調整、試験体の形状の検討、陽極材の位置の検討を長期間にわたって実施した。

今回の試験では、初期の水和反応の影響を考慮し、材齢 35 日から電気泳動を実施した。

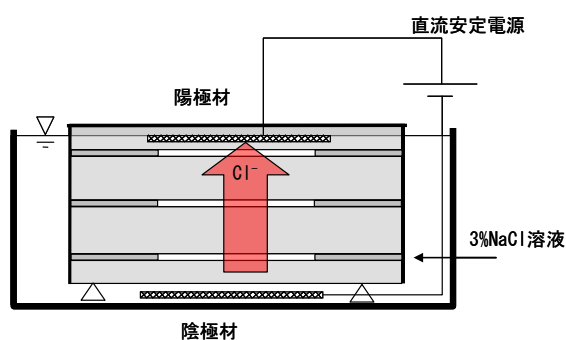


図 2.3.2 電気泳動法装置概要

直流電源電圧：18V

電流値：0.07～0.1A

塩分水溶液濃度：3wt%

(5) 腐食速度算出方法

今回用いた理論式は下記の通りである。

(a) 腐食電流密度

腐食電流密度は、分極抵抗を用いて、以下の式(1)により求めた。

$$I_{corr} = \frac{k}{R_p} \quad (1)$$

ここで、

I_{corr} : 腐食電流密度 ($\mu\text{ A/cm}^2$)

k : 腐食速度定数、今回は 0.026V を使用した

R_p : 分極抵抗 ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)

(b) 腐食速度

腐食速度は、腐食電流密度を用いて、以下の式(2)により求めた。

$$V = \frac{m \cdot I_{corr}}{z \cdot F} \quad (2)$$

ここで、

V : 鉄の腐食速度 ($\text{mg/cm}^2/\text{year}$)

m : 鉄の原子量 (=55.8g)

z : 鉄のイオン価数 (=2: $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$)

F : ファラデー定数 (=96500A・s クーロン)

なお、腐食量は、式(2)を積分することにより求めることができる。腐食速度が一定の場合では、腐食速度に測定期間を乗ずることで腐食量を算出することができる。

(6) 電気化学的測定

電気化学的測定に使用した機器は、最も一般的に使用されている四国総研社製腐食診断器である。概念図および写真を図 2.3.3 に示す。測定は全てガードありの状態で行い、自然電位、コンクリート抵抗、分極抵抗を一度に測定した。

図 2.3.4 に電気化学的測定方法を示す。電気化学的測定を実施する前に、コンクリート表面が表乾状態となるようにほぼ一昼夜濡れたウエスで覆った。また、測定前には高周波

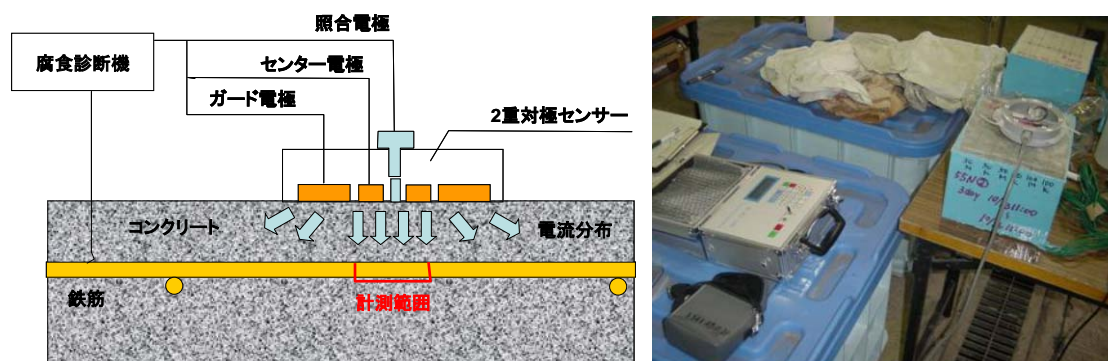


図 2.3.3 腐食診断器概念図



図 2.3.4 電気化学的測定方法

含水率計でコンクリート表面の含水率を測定し、その数値が 4～5%であることを確認した。その後、腐食診断器で電気化学的測定を実施した。

(a) 自然電位

今回用いた装置では、腐食診断機に設置されている電極は銀塩化銀電極であるため、ASTM の基準を適用するためには、銅飽和硫酸銅電極の数値に換算する必要がある。両者の電位差は 120mV であるので、腐食診断機の自然電位の数値からその数値を差し引いた値を用いた。表 2.3.4 に自然電位の ASTM 判定基準¹⁵⁾、表 2.3.5 に腐食電流密度の CEB 判定基準を示す¹⁶⁾。

(b) コンクリート比抵抗

腐食診断器で出力されるコンクリート抵抗は、センサのセンサ対極と真下の鉄筋との間の値である。しかし、かぶり厚が 50mm 程度と小さい場合は、電流がセンサ対極から直下に流れるので、以下のように比抵抗に換算できる¹⁷⁾。

コンクリート比抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}$) = (見かけのコンクリート抵抗、 Ω) \times (センサ対極の面積、 cm^2) / (コンクリート表面から鉄筋までの距離、 cm) (3)

センサ対極の面積：12.06 (cm^2)

表 2.3.4 自然電位の判定基準 (ASTM)

電位 (mV vs. CSE)	腐食の確率
$E > -200$	90%以上腐食なし
$-350 < E < -200$	不確定
$E < -350$	90%以上腐食あり

表 2.3.5 腐食電流密度の判定基準 (CEB)

腐食電流密度 ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	判定基準
0.1-0.2 未満	不動態状態 (腐食無し)
0.2-0.5	低～中程度の腐食速度
0.5-1	中～高程度の腐食速度
1 以上	激しい, 高い腐食速度

コンクリート表面から鉄筋までの距離：かぶり + $0.146 \times \text{鉄筋径 (cm)}$

(c) 分極抵抗

今回使用した試験体のかぶりは、30mm、50mm、100mm であったので、分極抵抗を出力値であるみかけの分極抵抗から以下の様に求めた。

かぶり 30mm および 50mm：みかけの分極抵抗 ($k\Omega$) $\times 12.06 (\text{cm}^2)$

かぶり 100mm：みかけの分極抵抗 ($k\Omega$) $\times \pi \times 7 (\text{cm}) \times 1.3 (\text{cm})$

これらの分極抵抗を、式(1)および式(2)に適用し腐食速度を求める。なお、測定方法は、簡易法および精密法の 2 種類で実施した。

(7) 塩化物イオン濃度の測定

塩化物イオン濃度を判定するため、鉄筋位置においてドリルサンプリングで試料を採取した。測定は、「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法 (JCI-SC4)」に従って行い、コンクリート中の全塩分をクロム酸銀-吸光光度法を用いて測定した¹⁸⁾。

(8) 腐食面積率および腐食率

本章で用いた評価方法は、腐食面積率および腐食率である。腐食面積率は、腐食が深さ方向に進行していない場合のような軽微なものの評価として有効である。腐食が激しい場合、例えば同じ腐食面積率でも鉄筋径の減肉量が大きいなどの場合では、腐食率で評価するほうが望ましい。ここでの腐食発生時の評価の場合は、腐食面積率を中心に評価を実施

する。

(a) 腐食面積率

電気泳動法で鉄筋腐食を促進した後、コンクリート中から鉄筋を取り出して鉄筋部分に透明フィルムを巻きつけ、腐食した箇所を黒色化し、画像解析により腐食面積率を式(4)より算出した。

$$\text{腐食面積率(\%)} = \text{腐食部表面積} / \text{鉄筋表面積} \times 100 \quad (4)$$

(b) 腐食率

腐食生成物である錆は、クエン酸二アンモニウムにて除去した。腐食率は、式(5)を用いて算出した。

$$\text{腐食率(\%)} = (\text{腐食前の鉄筋重量} - \text{錆除去後の鉄筋重量}) / \text{腐食前の鉄筋重量} \times 100 \quad (5)$$

表 2.3.6 圧縮強度試験結果

水セメント比(%)	試験体No.	f _c 28 (N/mm ²)	
		1本の値	平均値
65	1	27.0	28.6
	2	29.9	
	3	29.0	
55	1	40.0	38.8
	2	38.5	
	3	37.9	
45	1	51.7	51.9
	2	50.9	
	3	53.1	

2.3.2 実験結果

(1) 圧縮強度

表 2.3.6 に本試験で使用したコンクリートの材齢 28 日での圧縮強度を示す。水セメント比が大きくなるに従って圧縮強度が小さくなることが確認できた。

(2) 塩化物イオン濃度

図 2.3.5 に、かぶり 30mm および水セメント比 65%における腐食促進日数と塩化物イオン濃度との関係を示す。腐食促進日数を経るに従って、塩化物イオン濃度の数値が大きくなっていることが確認された。また、塩化物イオン濃度は、水セメント比が大きく、かぶりが小さくなるに従って増大することもわかった。よって、本試験結果から、電気泳動により短期間で塩化物イオンをコンクリート内部に浸透できることを確認した。しかし、かぶり 100mm に関しては、促進日数 7 日経過しても塩化物イオン濃度の数値は大きくならなかった。よって、今回実施した腐食促進日数では、電気泳動による塩化物イオンの最大浸透深さは 50～100mm にあると推定される。

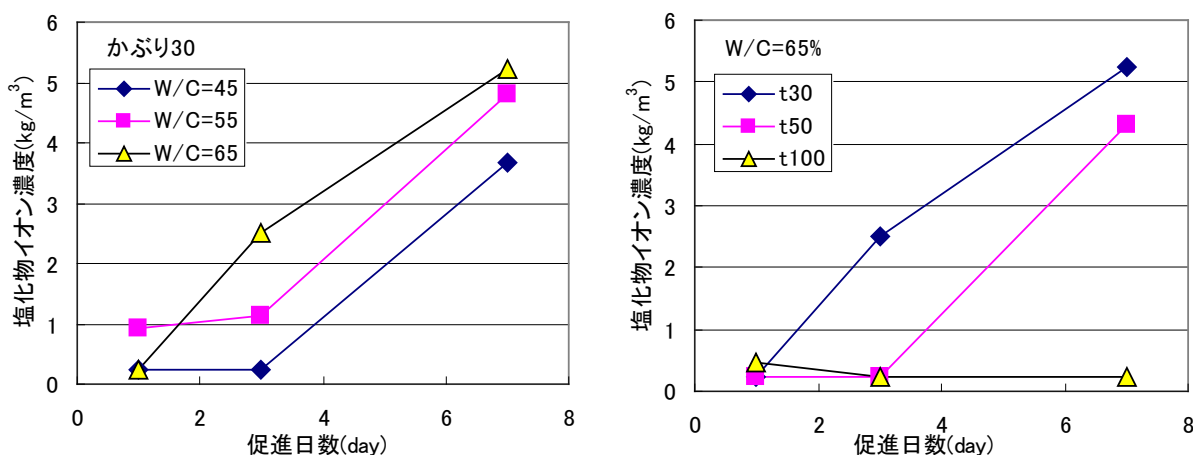


図 2.3.5 塩化物イオンの拡散結果

(3) 電気化学的測定結果

(a) 自然電位

図 2.3.6 に、かぶり 30～100mm における自然電位の測定結果を示す。いずれのグラフでも促進日数が 3 日までは自然電位は変化せず 200mV 程度であったが、7 日では大きく卑にシフトした。そのシフトの量は、かぶりが小さければ大きくなる傾向を示したため、かぶり 100mm 以外は、水セメント比が大きくなると卑になった。自然電位の傾向から判断すると、かぶり 30mm とかぶり 50mm では、鉄筋表面の不動態被膜は破壊され鉄筋腐食が起こりやすい状態であるが、かぶり 100mm では ASTM の腐食判定ではまだ不確定の領域であるため、この結果のみで腐食が起こっているとはいえない。しかし、促進日数を継続させれば、かぶり 100mm においても塩化物イオンが鉄筋表面に到達するため、腐食が発生し、自然電位は促進 7 日よりも卑になると予想される。自然電位に関しては、塩化物イオン濃度が腐食発生限界量に達してからはじめて卑となり、腐食域にシフトする。よって、この結果は、必

ずしも塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 になったからといって、すぐに -350mV vs. CSE になるとは限らないことを示している。

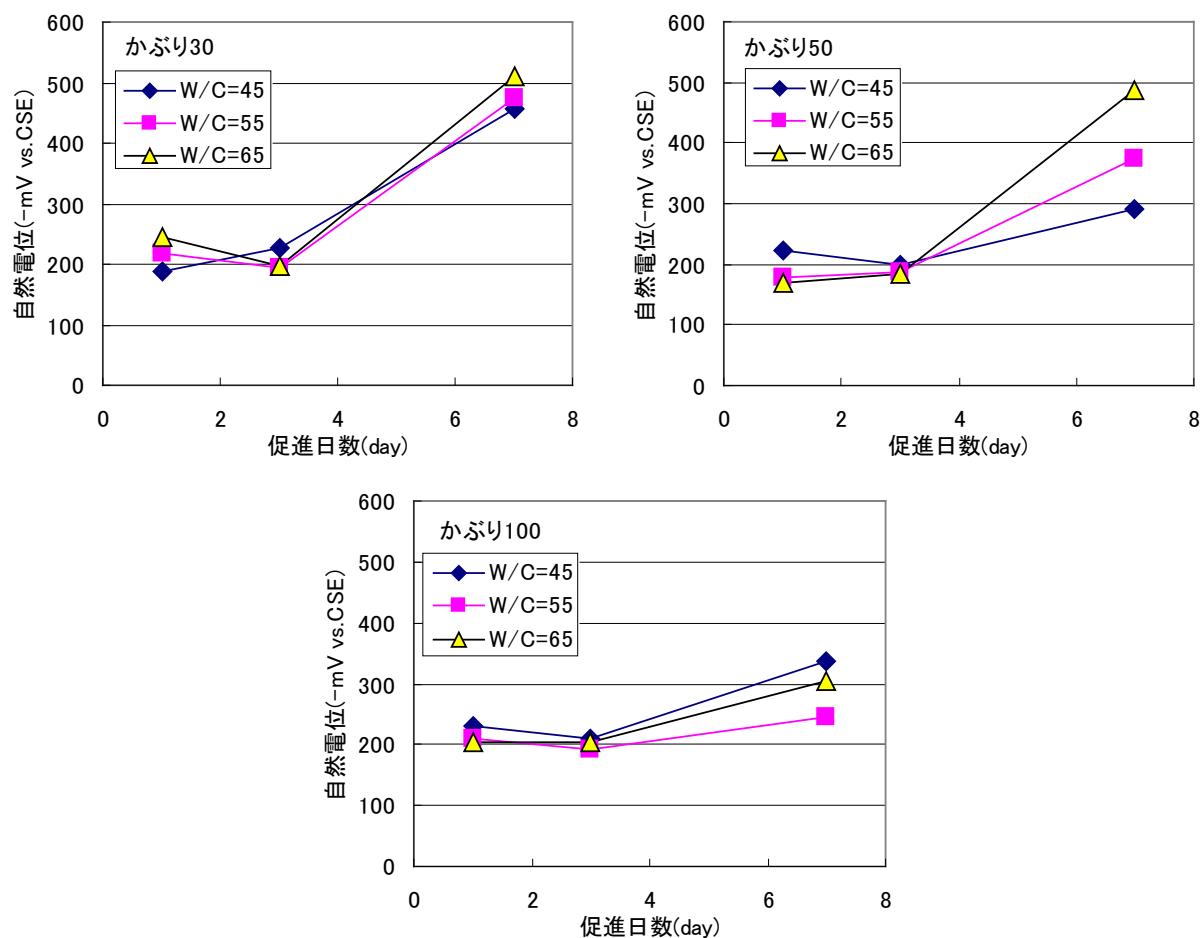


図 2.3.6 自然電位の測定結果

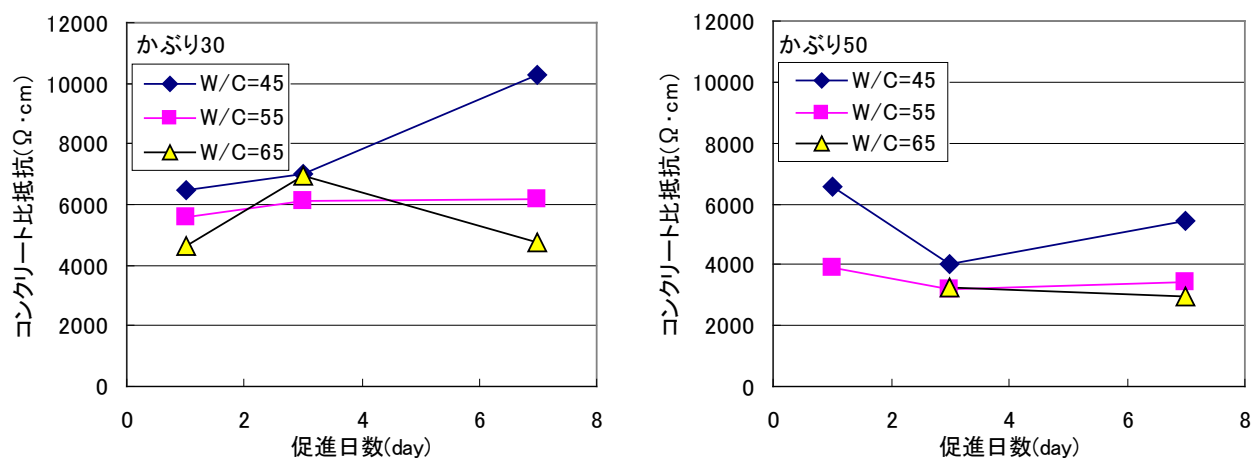


図 2.3.7 コンクリート比抵抗の測定結果

(b) コンクリート比抵抗

図 2.3.7 にコンクリート比抵抗の測定結果を示す。なお、かぶり 100mm に関しては、かぶりが大きい

ため、コンクリート比抵抗を測定できなかった。この結果から、かぶり 30mm かつ水セメント比 45%ではコンクリート比抵抗が大きくなったが、促進日数を経ても極端に数値が小さくなるような現象は見られなかった。このことは、試験体を 3wt%の塩水に浸漬させていることで、その表面のコンクリート比抵抗の数値は、かぶりの大きさに関わらず変わらないためであると考えられる。しかし、促進日数 7 日目では、水セメント比が大きくなると数値が小さくなる傾向を示した。水セメント比が小さくなると、コンクリートが緻密になり耐久性が向上し、塩分がコンクリート内部に浸透しにくいいため、コンクリート比抵抗が低下しなかったと考えられる。

(c) 腐食電流密度

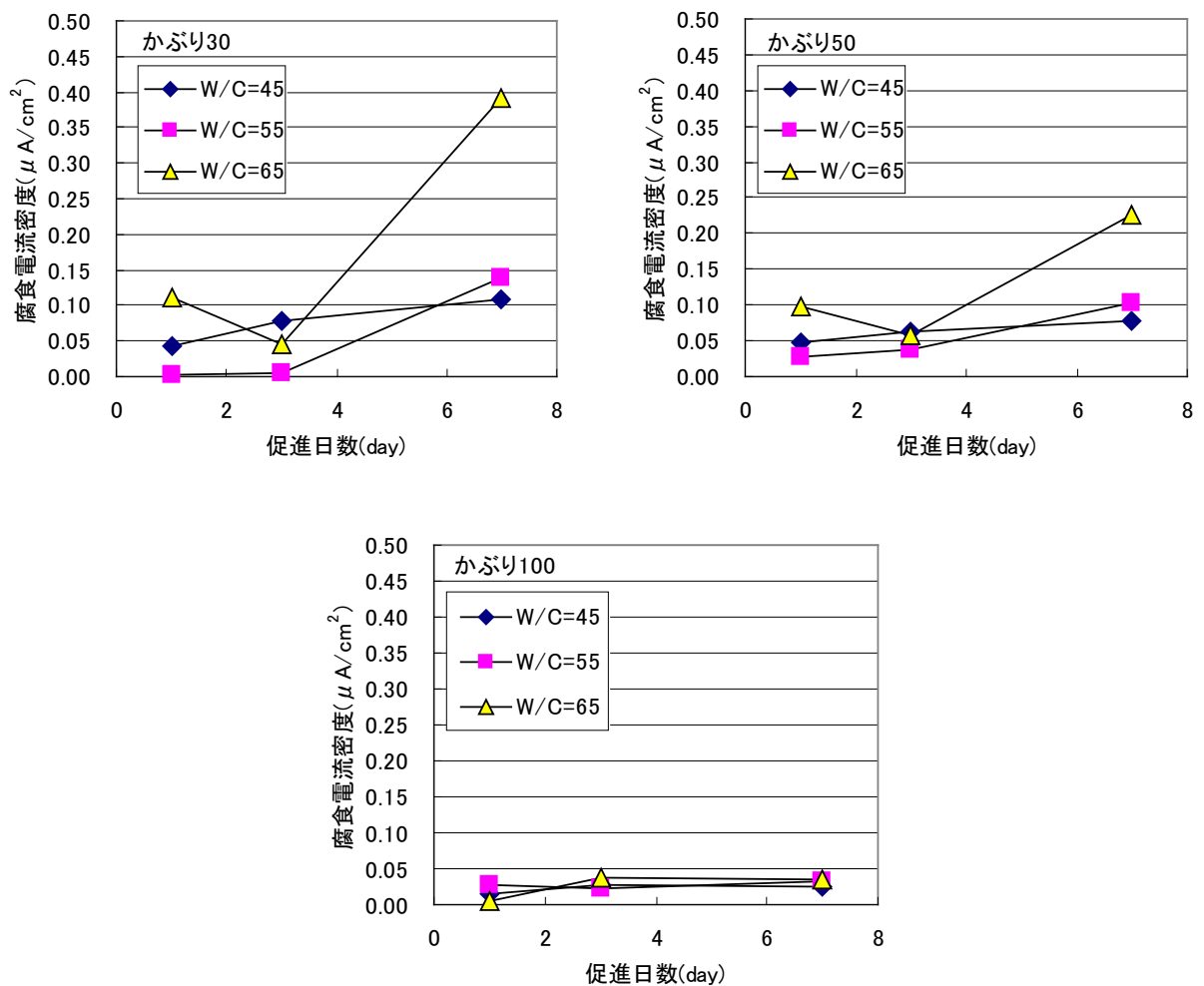


図 2.3.8 腐食電流密度の測定結果

図 2.3.8 に分極抵抗の測定値に対し、式(1)を用いて腐食電流密度に換算した結果を示す。かぶり 100mm では、腐食電流密度の増大は観測されなかったが、そのほかのかぶりでは促進日数 7 日目で増大が観測された。また、促進日数 7 日目では水セメント比が大きくなると、数値が大きくなる傾向を示した。この結果から、促進日数 7 日目でかぶり 30mm および 50mm では腐食を開始したといえる。一方、かぶり 100mm に関しては、自然電位は促進日数 7 日目で卑にシフトしたが腐食電流密度は変化しなかったため、腐食はまだ開始していないといえる。しかし、かぶり 100mm においても促進日数を延ばせば、鉄筋表面の不動態被膜は破壊されて腐食電流密度が増大して腐食が発生したと思われる。よって、本試験で腐食を発生させるためには、最低でも 7 日程度必要であることがわかった。また、塩化物イオンが鉄筋表面に到達し、自然電位が卑にシフトしてもすぐには腐食が発生しないことがわかった。腐食発生したとされる、塩化物イオン濃度、腐食電流密度、自然電位については、以下に実際にコンクリートから取り出した鉄筋の腐食状況を確認しながら議論する。

(4) 鉄筋腐食状況

所定の促進日数でコンクリートから鉄筋を取り出し、腐食面積率および腐食率を測定した。図 2.3.9 に、促進 7 日における塩化物イオン浸透面の写真と腐食面積の展開図を示す。



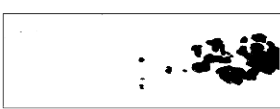



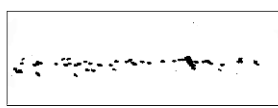
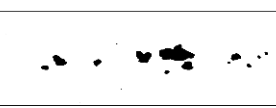




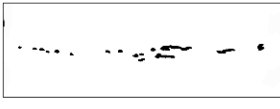
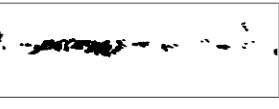
		W/C=45	W/C=55	W/C=65
かぶり 30	塩化物イオン 浸透面	腐食なし		
	展開図			
かぶり 50	塩化物イオン 浸透面		腐食なし	
	展開図			
かぶり 100	塩化物イオン 浸透面			
	展開図			

図 2.3.9 促進 7 日における鉄筋腐食状況

表 2.3.7 腐食面積率および腐食率の測定結果

		W/C=45	W/C=55	W/C=65
かぶり 30	腐食面積率(%)	-	9.3	28.4
	腐食率(%)	-	0.9	1.2
かぶり 50	腐食面積率(%)	2.1	-	3.3
	腐食率(%)	1.0	-	0.9
かぶり 100	腐食面積率(%)	0.4	1.5	4.8
	腐食率(%)	0.5	1.1	1.0

写真より塩化物イオン浸透面のみで腐食が発生しているため、実環境に近い腐食を電気泳動で再現することができたといえる。表 2.2.7 に、腐食面積率および腐食率の測定結果を示す。水セメント比 45%やかぶり 100mm で発生した腐食はわずかであり、塩化物イオンの影響はほとんど無かった。しかし、かぶり 30mm で水セメント比 55 および 65%で発生した腐食は、塩化物イオン浸透面全体で発生しており、さらに鉄筋表面に赤色の腐食生成物が観測された。なお、腐食率を測定したところ、腐食面積が最も大きい水セメント比 65%でかぶり 30mm でも 1.2%であり、腐食量としてはわずかであった。よって、本結果から鉄筋表面全面にわたって腐食が発生しているが、表面より深さ方向にはあまり進行していなかったことがわかった。

2.4 腐食発生時の塩化物イオン濃度

2.4.1 電気化学的測定による腐食発生の予測

上記で得られた結果を元に、腐食発生時の塩化物イオン濃度について検討した。図 2.4.1 に、塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係を示す。1 点を除き、塩化物イオン濃度が 4.0kg/m^3 を越えたあたりから腐食が発生したことがわかった。図 2.4.2 に、塩化物イオン濃度とコンクリート比抵抗の関係を示す。塩化物イオン濃度が 0kg/m^3 では、コンクリート比抵抗が $12000\ \Omega\cdot\text{cm}^2$ を超えるものが見られたが、概ね $10000\ \Omega\cdot\text{cm}^2$ 以下であり、塩化物イオン濃度との相関は見られなかった。このことは、環境条件が一定ではコンクリート表面の塩化物イオン濃度は均一であるため、コンクリート比抵抗は一定であるといえる。図 2.4.3 に、塩化物イオン濃度と自然電位の関係を示す。自然電位においても、塩化物イオン濃度が 4.0kg/m^3 を越えたあたりで、数値が -400mV vs. CSE より卑にシフトした。図 2.4.4 に、塩化物イオン濃度と腐食電流密度の関係を示す。塩化物イオン濃度が 2.0kg/m^3 を越えたあたりで数値が増大し始め、 4.0kg/m^3 で CEB が示した不動態状態ではなくなる $0.20\ \mu\text{A/cm}^2$ を超える値が現れた。これらの結果から、腐食面積率のように目に見える腐食は、塩化物イオン濃度が 4.0kg/m^3 を越えたあたりから起きるが、不動態被膜の破壊は、 2.0kg/m^3 あたりから

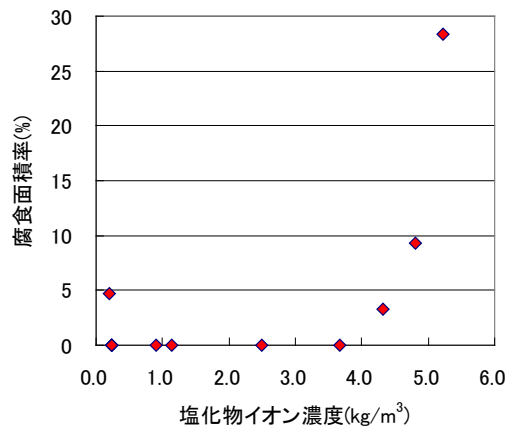


図 2.4.1 塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係

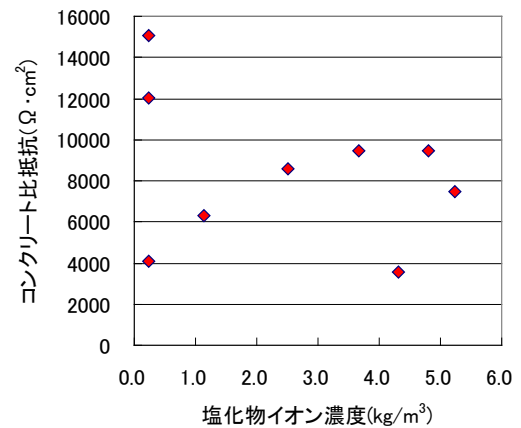


図 2.4.2 塩化物イオン濃度とコンクリート比抵抗の関係

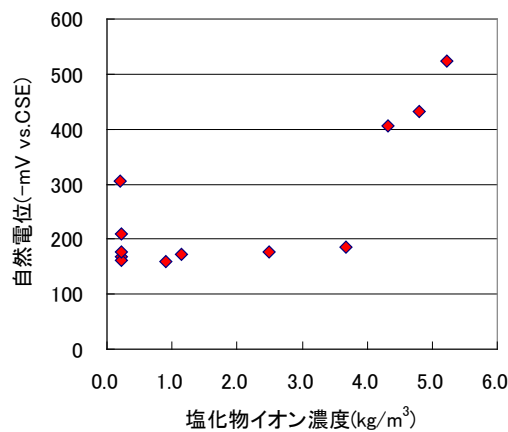


図 2.4.3 塩化物イオン濃度と自然電位の関係

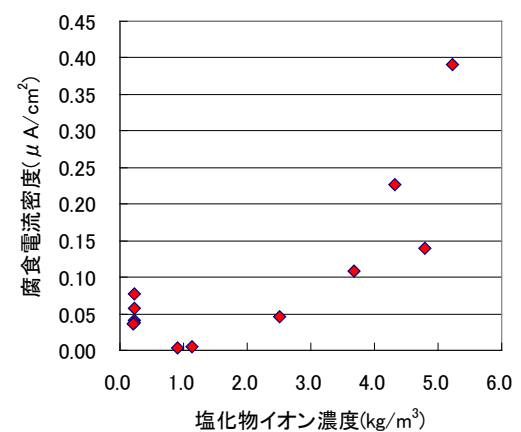


図 2.4.4 塩化物イオン濃度と腐食電流密度の関係

起こると思われる。腐食発生限界塩化物イオン濃度は、これらの結果から 2.0kg/m^3 であると推測されるが、腐食反応が活発になるのは 4.0kg/m^3 であることがわかった。

2.4.2 ひび割れ発生までの予測手法

塩化物イオンが鉄筋表面に達してからは、その濃度に応じて分極抵抗の値が異なり、腐食速度も変化する。腐食が起きていると判定してからは、次にひび割れが発生までの残存期間を予測することは、LCC を算出する上で必要な項目である。

2.4.1 の検討結果から、腐食が発生して電気泳動を停止した時点でも腐食が進行しているケースは、水セメント比 55%ではかぶり 30mm、水セメント比 65%ではかぶり 30 および 50mm

であるといえる。これらのケースに関して、式(2)を用いて腐食速度を算出した。また、結果を表 2.4.1 に示すように、コンクリート標準示方書の値(10mg/cm²)を元に、腐食速度を一定と仮定して、コンクリート表面にひび割れ発生が起こるまでの年数を予測してみた。この条件では、ひび割れが 3 年から 8 年程度で発生することがわかった。CEB の判定から見てわかるとおり、腐食反応としては比較的軽微であった。なお、電気泳動をさらに延長させて塩化物イオン濃度を大きくすれば、腐食速度が増大してひび割れ発生までの期間はさらに短くなったと考えられる。今回の試験方法では、電気泳動による加速試験で塩害環境下における実際の腐食状況を再現でき、さらに腐食速度の数値からひび割れ発生時期を予測できる事がわかった。

表 2.4.1 腐食速度算出結果

水セメント比 (%)	かぶり (mm)	腐食電流密度 (μ A/cm ²)	腐食速度 (mg/cm ² /year)	ひび割れ発生までの期間 (year)
55	30	0.140	1.276	7.8
65	30	0.391	3.562	2.8
	50	0.227	2.068	4.8

2.4.3 促進試験による腐食発生メカニズムのまとめ

今回用いた電気泳動による促進試験は、鉄筋表面が塩化物イオン浸透面のみで腐食が発生したので実際の腐食発生メカニズムを模擬することができた。また、電気化学的測定により腐食発生時の塩化物イオン濃度などの数値を示すことができた。腐食発生時における塩化物イオン濃度は、2.0kg/m³ 付近で不動態被膜を破壊し、その後 4.0kg/m³ 以上で腐食が発生して進行することがわかった。これらの物性は、電気化学的手法の中で自然電位、コンクリート比抵抗、分極抵抗を測定し、実際の腐食状況と比べることにより決めることができた。

以上の結果から、腐食電流密度を腐食速度に換算することにより、鉄筋腐食発生からひび割れ発生までの残存期間が予測可能であることを確認できた。

2.5 実環境における結果との比較

2.5.1 概要

東京大学生産技術研究所と産学 17 団体は、「劣化したコンクリート構造物の補修工法に関する研究」を平成 13 年より実施し、そのメカニズムの解明を目標に研究を行っている¹⁹⁾。

その中で、補修したコンクリートを海洋環境下および内陸環境下に暴露し、定期的に電気化学的測定を行い暴露 3 年および 5 年で解体後鉄筋の腐食状況を確認している。そこで、2.5 項では、断面修復していないコンクリートおよび断面修復を施したコンクリートのデータを用い、加速試験の結果と比較することにより鉄筋腐食発生メカニズムの解明を試みた。

2.5.2 試験条件

(1) コンクリートの使用材料と配合

コンクリートに使用した材料や品質は表 2.5.1 に示すとおりである。なお、練混ぜ時に塩化物イオン濃度が 2.4kg/m^3 となるように調整した。使用した鉄筋は、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に規定する SD345、D19 である。塩分浸透面以外は、エポキシ樹脂系の表面被覆材で試験体を覆った。

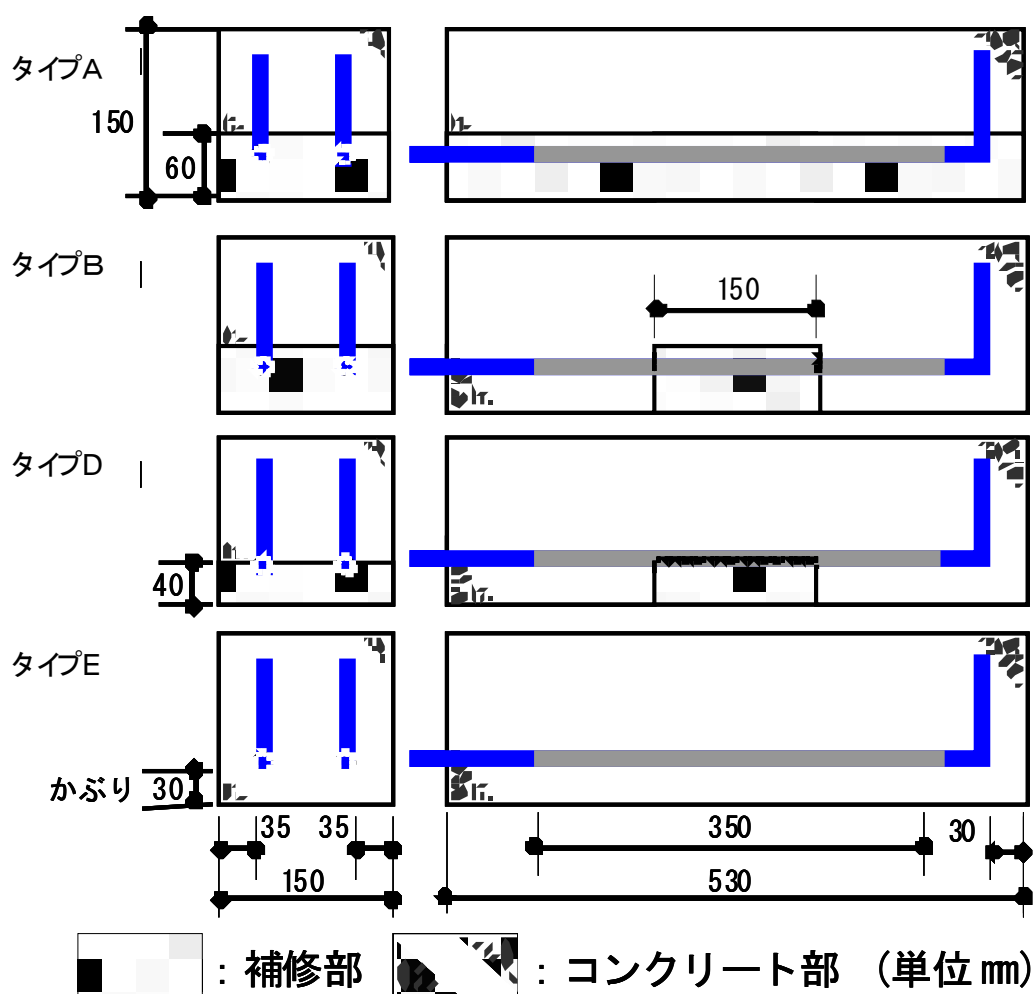


図 2.5.1 試験体形状

表 2.5.1 コンクリートの使用材料・品質

水セメント比	65%
セメント種類	普通ポルトランドセメント
細骨材	大井川水系陸砂、絶乾密度 2.52g/cm ³ 、吸水率 1.97%、実積率 68.4%
粗骨材	青梅産硬質砂岩碎石、絶乾密度 2.63g/cm ³ 、吸水率 0.50%、実積率 61.0%
混和剤	標準型 AE 減水剤
塩化物イオン濃度	2.4kg/m ³ （一部 0kg/m ³ ）
スランプ	12cm
空気量	4.5%
圧縮強度	34.3N/mm ² （材齢 28 日）

(2) 試験体形状

図2.5.1に暴露実験に用いた試験体の形状を示す。試験体は150×150×530mmの矩形梁である。鉄筋は両端をエポキシ樹脂でコーティングしてあり、測定箇所である中央部分の350mmは黒皮付きの状態である。かぶり30mmおよびかぶり100mm側より、塩化物イオンなどが進入するようになっている。

試験体の形状は、図2.5.1のとおりで、タイプAははつり位置が全面であり鉄筋裏（深さ60mm）まで断面修復したもの、タイプBははつり位置が梁の中心部150mmの範囲であり鉄筋裏（深さ60mm）まで断面修復したもの、タイプDははつり位置が梁の中心部150mmの範囲で鉄筋径の半分（深さ40mm）まで断面修復したもの、タイプEは断面修復無しの4ケースである。暴露3年時点で解体調査したタイプA、B、Eの試験体は、コンクリートの打設面側（かぶり：100mm）ならびに底面側（かぶり：30mm）を表面被覆せず、かぶりの差による電気化学的測定結果の検討、腐食状況の観測を行った。

これらの試験体は、コンクリート床版の下面の断面修復補修を施すことを模擬している。コンクリート内部に飛来塩分もしくは融雪剤によって塩化物イオンが内部に浸透し、その後断面修復している。よって、練混ぜ時には2.4kg/m³の塩化物イオンを混入している。再劣化は、除塩不足や断面修復によるはつり不足を模擬している。

(3) 電気化学的測定

電気化学的測定として、自然電位、コンクリート比抵抗、分極抵抗の3項目を実施した。測定位置は、自然電位に関しては、図2.5.1中の25mmピッチで13箇所、コンクリート比抵抗および分極抵抗に関しては、75mmピッチで5箇所測定した。電気化学的測定は、コン



a) 海洋暴露環境



b) 内陸暴露環境

図 2.5.2 暴露環境

クリートの湿潤状態の影響を大きく受けることから、試験体の表面を測定前日にウエスで覆い、上から散水（海洋暴露試験体の場合は海水）して湿潤状態とし、測定直前に試験体表面の余分な水分をふき取り、表面乾燥湿潤状態として測定した。

(4) 暴露条件

図 2.5.2 に海洋暴露環境および内陸暴露環境の状況を示す。海洋暴露は、伊豆半島東海岸の伊豆海洋公園内暴露場内で行った。この海洋暴露場は、波打ち際に設置されており、試験体は満潮時に波で洗われ、干潮時にも前面に岩礁があるために海水飛沫を受ける極めて厳しい腐食環境下である。

内陸暴露は、千葉県内の実験施設内で行った。この場所は、海岸線より約 3km 離れた内陸に位置し、飛来塩分の影響を受けることが無い環境である。

海洋暴露環境下では、海水より塩化物イオンが常に供給されるため、コンクリート試験体内部と表面との間で塩化物イオンの濃度勾配ができる。そのため、内部まで Fick の拡散式に従って塩化物イオンが浸透し、鉄筋が腐食しやすい環境である。内陸暴露に関しては、練混ぜ時に塩化物イオンを混入したが、塩分の供給が外部よりないため Fick の拡散式はコンクリートでは成り立たない。つまり、初期塩分のみでの塩化物イオン量で腐食の判定を実施することになる。

2.5.3 鉄筋腐食確認方法

(1) 腐食面積率

解体したコンクリート梁から鉄筋を取り出し、腐食の発生状況とかぶりや断面修復材の効果を確認するために、腐食面積率を測定した。測定方法は、鉄筋に透明フィルムを巻き

付けて発錆部分を写し取り、コピーして発錆部分を黒、健全部分を白に塗り分けて鉄筋の腐食状況の観察記録とした。この際に、かぶり100mm側が上、かぶり30mm側が下になるように表記した。

腐食面積は、鉄筋端部の腐食の影響を除外するために、端部から10mmを除いた部分から求めて、該当する部分の全面積の割合から腐食面積率を算出した。

(2) 腐食量

鉄筋の腐食量（減量）は、コンクリートに埋設する前の鉄筋の質量を予め計っておき、解体調査の際に取り出した鉄筋の錆を除去した後に質量を測定し、それらの質量の差から腐食減量を求めた。鉄筋に付着しているモルタルは、酸性洗浄剤で落とし、錆（腐食生成物）は 60℃の 10%クエン酸二アンモニウム水溶液に鉄筋を一昼夜浸漬させて黒皮とともに除去した。黒皮の減少量を把握するために、コンクリートに埋め込まずに室内保管しておいた鉄筋についても、同様の手順で黒皮を除去し減少量を求め、この値により補正した。

(3) 塩分分析

躯体コンクリートから断面修復材への塩分拡散ならびに外部から侵入する塩分を分析するために、JCI-SC4に定める「コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」により、切り出した試料の塩分分析を行った²⁰⁾。

(4) EPMAによる分析

コンクリートおよび断面修復材中への塩分の浸透ならびに分布状況を調べるために、塩分分析を行った試料の切り出し位置に隣接した部分から EPMA 試料を切り出し、研磨・蒸着を行って EPMA 分析を行った。

(5) 試験実施時期

試験の実施時期一覧を表 2.5.2 に示す。シリーズⅠは現在（2009 年 12 月）も暴露継続中であり、シリーズⅢは暴露 3 年で解体調査を実施し、暴露試験を終了している。

2.5.4 断面修復していないコンクリートの暴露試験結果

海洋および内陸暴露試験の結果を以下に示す。

表 2.5.2 試験実施時期

	シリーズⅠ	シリーズⅢ
断面修復タイプ	B, D, E	A, B, D, E
暴露開始時期	2001. 11 (海洋) 2002. 1 (内陸)	2003. 11 (海洋) 2004. 1 (内陸)
電気化学的測定	0.5～1年毎実施	0.5～1年毎実施
鉄筋腐食状況	未実施	暴露3年
塩分分析	未実施	暴露3年
EPMA	未実施	暴露3年

(1) 塩化物イオン濃度

図 2.5.3 に、暴露試験における塩化物イオン濃度測定結果を示す。海洋暴露は、暴露年数を経るに従って塩化物イオン濃度は増大したが、内陸暴露はほとんど変化が見られないもしくは若干減少した。

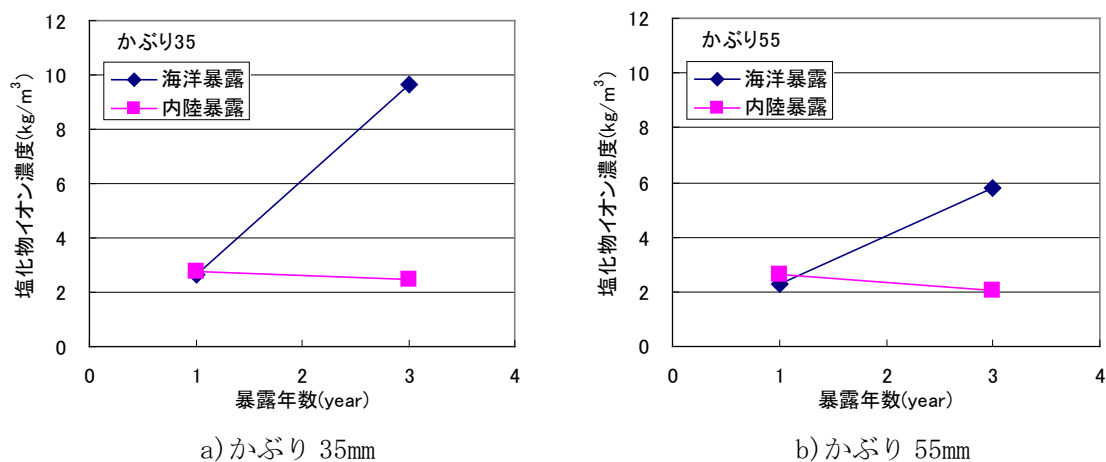


図 2.5.3 暴露試験における塩化物イオン濃度測定結果

(2) 電気化学的測定結果

(a) 自然電位

図 2.5.4 に、暴露試験における自然電位の測定結果を示す。かぶり 30mm に関しては、海洋暴露で自然電位は暴露初期から電位が低く、卑な値で推移しているので腐食が進行したことがわかる。一方、内陸暴露に関しては、暴露 1 年で貴に大きくシフトしその後安定する傾向を示した。同様にかぶり 100mm に関しても、暴露初期より電位は低いまま推移した。海洋暴露は、飛来塩分による塩化物イオンの影響を受けたため、電位が低いまま推移した。

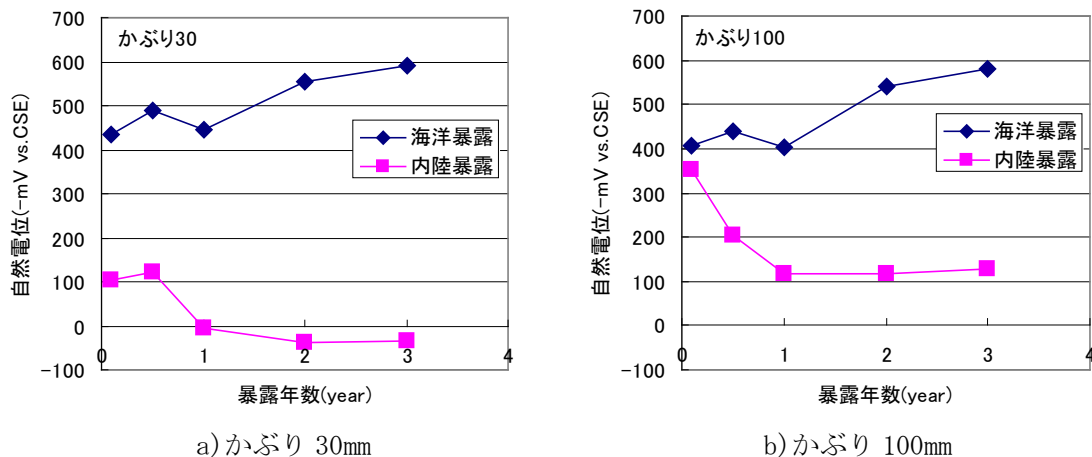


図 2.5.4 暴露試験における自然電位測定結果

一方、塩化物イオンの供給がない内陸暴露に関しては、鉄筋が不動態化したと思われる。

促進試験結果と比較すると、塩化物イオンが到達したかぶり 30 および 50mm では、促進試験の方は自然電位が卑にシフトしたが、そのシフト量は暴露試験よりも大きいことがわかった。この理由は、暴露試験は腐食反応が比較的ゆっくり起こるため、腐食が生じたが、材齢と共に徐々に不動態化しつつある可能性がある。しかし、促進試験の場合は、劣化の進行が早く、鉄筋表面が不動態化しないうちに腐食が発生したため、急激に電位が卑にシフトしたと思われる。

(b) コンクリート比抵抗

図 2.5.5 に、暴露試験におけるコンクリート比抵抗の測定結果を示す。かぶり 30mm およびかぶり 100mm の挙動はほぼ同じであり、海洋暴露は $5000 \Omega \cdot \text{cm}$ 以下で、内陸暴露は年数と共に大きくなる傾向を示した。促進試験の場合と比較すると、水セメント比 45%でかぶり 30mm に関しては、材齢 7 日で $10000 \Omega \cdot \text{cm}$ より大きくなった。内陸暴露の場合を除き、塩化

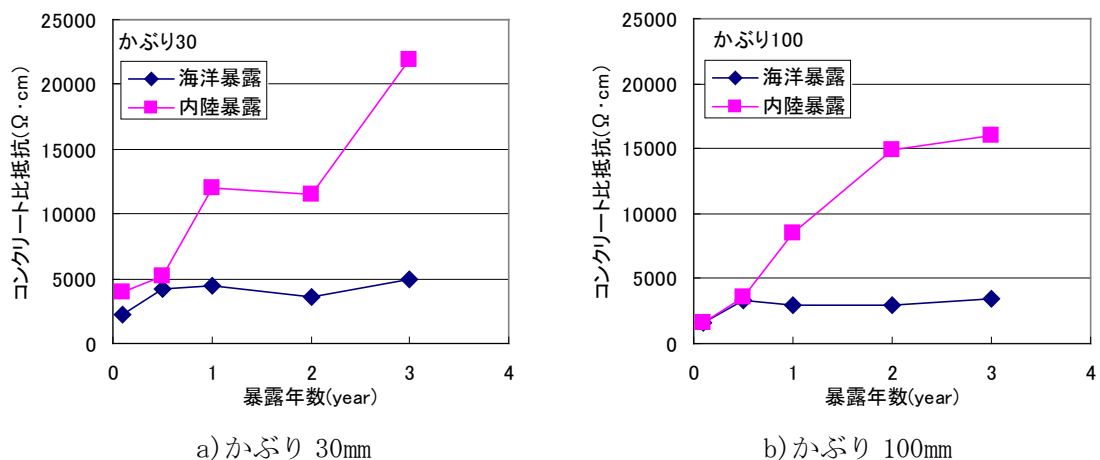


図 2.5.5 暴露試験におけるコンクリート比抵抗測定結果

物イオンが常に供給される環境では、コンクリート比抵抗が小さく、長期間電気泳動による促進もしくは暴露することにより、コンクリート内部の鉄筋腐食が進行するといえる。内陸では、水和や中性化によりコンクリートが緻密になったためコンクリート比抵抗の数値が増大したと考えられる。促進試験は、使用した塩水の濃度が海水と同程度であったので、海洋暴露による環境に近いといえる。

(c) 腐食電流密度

図 2.5.6 に、暴露試験における腐食電流密度の測定結果を示す。かぶり 30mm の海洋暴露に関しては、暴露年数が経過するに従って腐食電流密度が大きくなった。暴露 3 年では $3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ を超えていたので、腐食が著しく進行したことがわかった。しかし、他の条件では暴露年数の経過と共に腐食電流密度が小さくなったことから、腐食は練混ぜ時に混入した塩化物イオン濃度の影響はほとんど無く、不動態化されたと推測される。

促進試験と比較すると、かぶり 30mm の海洋暴露の条件は著しく厳しく、腐食電流密度から想定される数値で判断すると、腐食量が大きくなる。

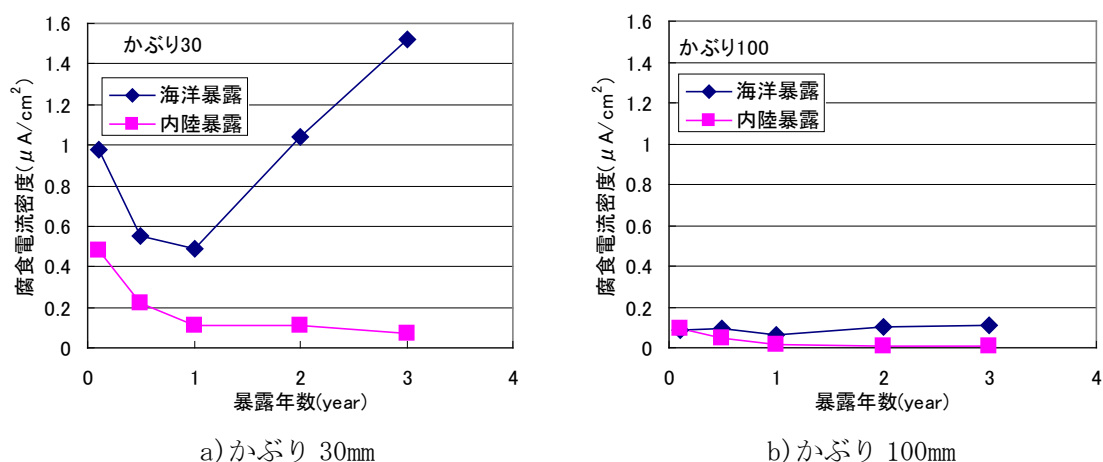


図 2.5.6 暴露試験における腐食電流密度測定結果

(3) 鉄筋腐食状況

図 2.5.7 に、暴露試験における鉄筋 2 本の腐食状況の展開図、表 2.5.3 に腐食面積率および腐食率の結果を示す。海洋暴露に関しては、暴露年数を経るに従って腐食面積率および腐食率が增大したが、内陸暴露に関しては、腐食の進行は小さかった。内陸暴露は、材齢初期に内在塩分により腐食が発生したが、暴露 3 年では不動態化したと思われる。促進試験の結果と比較すると、海洋暴露で暴露 1 年ではほぼ同程度の腐食面積率および腐食量となった。電気泳動による腐食促進の結果は、促進日数が 7 日間では海洋暴露 1 年 (52 倍) 程度に相当すると考えられる。


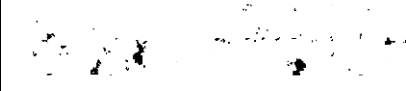

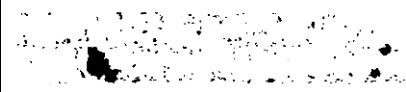



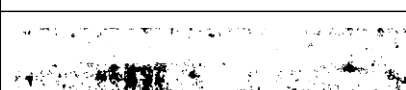
暴露年数	No.	海洋暴露	内陸暴露
1年	1		
	2		
3年	1		
	2		

図 2.5.7 暴露試験における鉄筋腐食状況

表 2.5.3 腐食面積率および腐食率の測定結果

		暴露 1 年	暴露 3 年
海洋暴露	腐食面積率(%)	30.0	37.8
	腐食率(%)	0.2	0.9
内陸暴露	腐食面積率(%)	4.2	8.3
	腐食率(%)	0.1	0.1

暴露試験では、初期に塩化物イオン濃度が 2.4kg/m^3 であったため材齢初期で腐食が発生するが、その後内陸暴露やかぶりが 100mm の様に塩化物イオンの供給がないと鉄筋表面は不動態化するため腐食の進行は抑えられる。海洋暴露では、腐食面積率の増加は 7.8% であったが、腐食量は 0.71% であり腐食電流密度が増大し続けたことから、腐食した箇所腐食が深さ方向で進行したためと思われる。

2.5.5 断面修復したコンクリートの暴露試験結果

(1) 断面修復形態が電気化学的特性におよぼす影響

(a) 含水率と外観観測結果

電気化学的測定に併せて測定した含水率は、海洋暴露試験体では $5\sim 7\%$ 程度、内陸暴露では $4\sim 5\%$ と安定した値であった。また、外観観察において、ひび割れや錆汁が観測されたのは、海洋暴露試験体のタイプEのかぶり 30mm 側のみの1体であった。

(b) 自然電位

図2.5.8に、暴露5年時点でのかぶりが100mm側から測定した、海洋暴露および内陸暴露試験体における自然電位の測定結果を示す²¹⁾。図中の凡例は、断面修復タイプと塩化物イオン量（1：0kg/m³、2：2.4kg/m³）を表す。海洋暴露試験体の場合には、環境からの塩化物イオンの供給があるために、内陸暴露試験体よりも100mV程度卑にシフトする傾向を示している。また、コンクリートの練混ぜ時に塩化物イオンを混入したものは、未混入のものより自然電位は卑となっている。これらの測定結果からは、断面修復形態の違いなどによる測定位置による差は、殆ど見受けられなかった。一方、内陸暴露試験体では、塩化物イオンを混入した試験体においても自然電位は-200mVよりも貴であり、暴露5年時点でも不動態化しているといえる。

図2.5.9に、かぶりが100mm側から測定した試験体の中央（測定位置7）における自然電位の経時変化を示す。海洋暴露試験体の場合には、タイプB-2の自然電位が暴露5年目から卑に大きく進行している傾向を示している。暴露6年目では、-480mVの値を示していることから、内部の不動態被膜が破壊された可能性がある。その他の断面修復形態に関しては、自然電位は-150～-250mVの値を推移しており大きな変動は見られなかった。一方、内陸暴露の試験体に関しては、暴露期間の経過とともに自然電位が貴になる傾向を示し、不動態被膜が安定的に形成されていると考えられる。また、断面修復形態による差も殆ど見られな

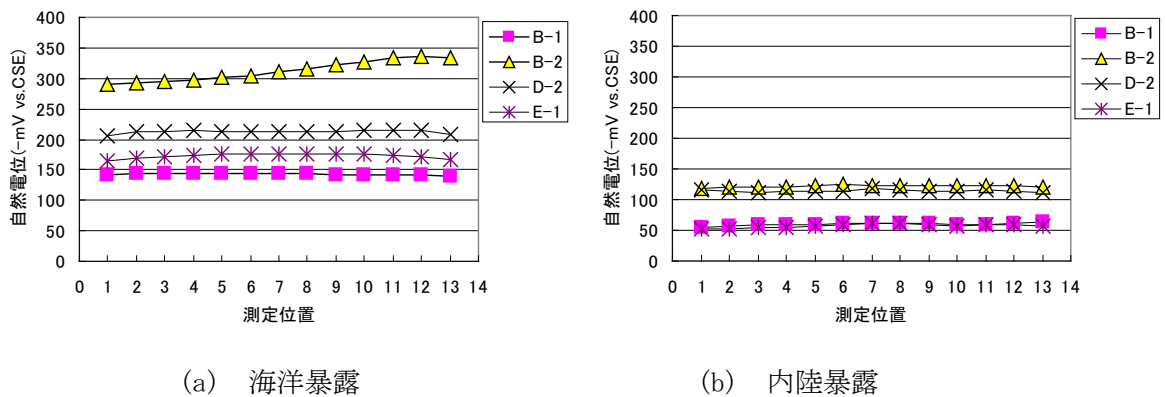


図 2.5.8 暴露5年における自然電位

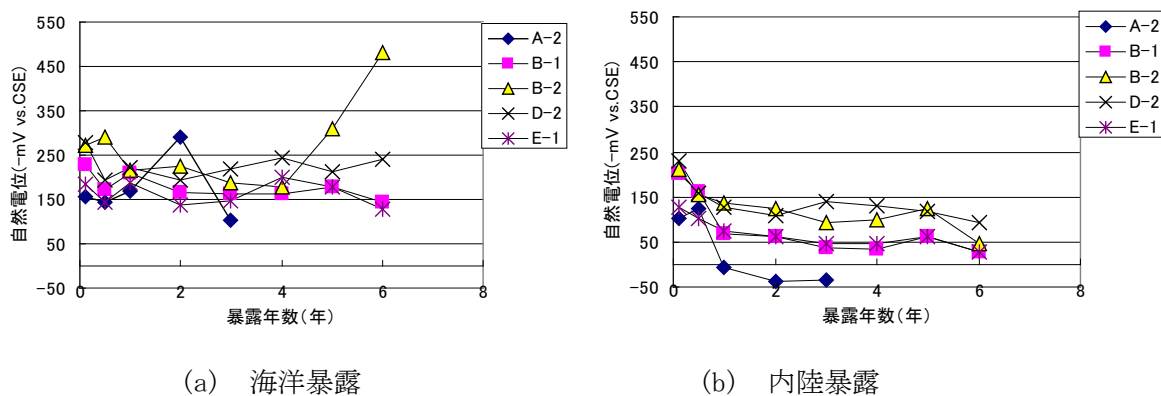


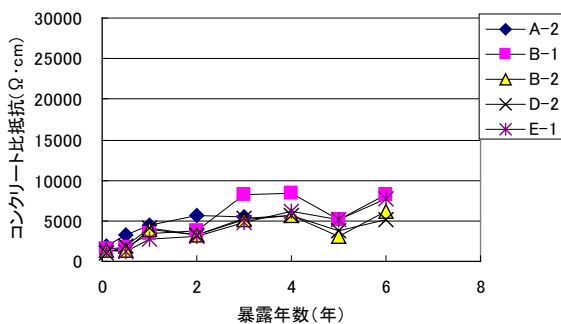
図 2.5.9 自然電位の経時変化

かった。

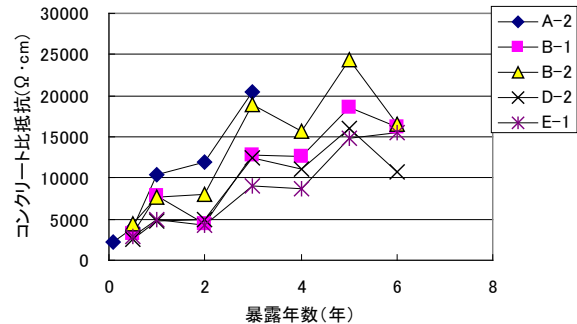
(c) コンクリート比抵抗

図2.5.10に、海洋暴露および内陸暴露環境下におけるかぶり100mm側から測定した試験体の中央での比抵抗の経時変化を示す。

海洋暴露試験体では、暴露年数の経過とともに比抵抗は大きくなり、 $10000\ \Omega \cdot \text{cm}$ 程度に収束する傾向を示しているが、断面修復タイプによる差異は殆ど見られない。一方、内陸暴露試験体に関しても暴露年数の経過とともに比抵抗は大きくなる傾向を示したが、その割合を見ると、海洋暴露よりも倍以上の値となっている。この結果から、材齢の経過とともにコンクリートの水和が進行し、比抵抗が大きくなったと考えられる。このように、塩化物イオンが供給されない環境では、特にその割合が多くなる傾向にある。また、断面修復した試験体では、何れの環境においても比抵抗が大きな値を示している。この原因は、断面修復材として用いたポリマーセメントモルタルは、強度や耐久性がコンクリートより優れているためと考えられる。

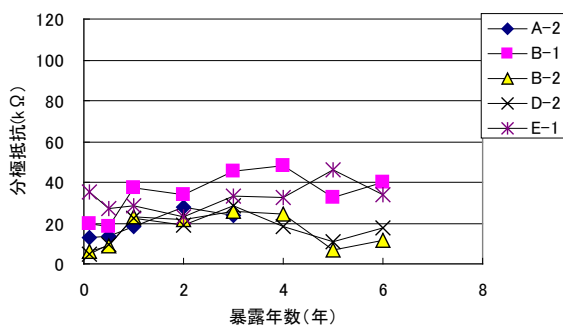


(a) 海洋暴露

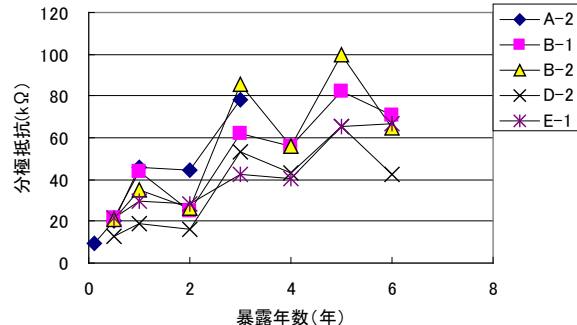


(b) 内陸暴露

図 2.5.10 コンクリート比抵抗の経時変化



(a) 海洋暴露



(b) 内陸暴露

図 2.5.11 分極抵抗の経時変化

(d) 分極抵抗

分極抵抗は、比抵抗と同時に腐食診断器で測定したものである。図2.5.11に、海洋暴露および内陸暴露環境下における、試験体の測定位置7での分極抵抗の経時変化を示す。

海洋暴露試験体に関しては、暴露3年までは暴露の経過とともに分極抵抗値が若干増加するがその後は低下する傾向を示している。特に、コンクリートに塩化物イオンを混入したタイプB-2、D-2試験体では、暴露5年以降は $10\text{k}\Omega$ ($400\text{k}\Omega\cdot\text{cm}^2$)程度で他のタイプより低い値で推移した。一方、内陸暴露試験体に関しては、変動はあるものの暴露年数の経過とともに分極抵抗は大きくなり、海洋暴露のものより倍程度大きな値となっている。

海洋暴露試験体では、海洋環境から常に塩化物イオンの供給があるため、鉄筋表面は不動態化せず、腐食反応は進行を続けて分極抵抗は増大しなかったと考えられる。一方、内陸暴露試験体では、コンクリートの水和反応の進行に伴い、鉄筋表面での不動態膜が徐々に強固になる。練混ぜ時に塩化物イオンを混入した試験体でも、新たに塩化物イオンの供給が無い場合、分極抵抗は暴露年数とともに増大して腐食反応が進行しにくくなっているものと思われる。

(2) かぶりの違いが電気化学的特性におよぼす影響

暴露5年目および6年目の試験体は、かぶりが100mmと1種類でありかぶりの検討ができなかった。しかし、暴露3年目で解体した試験体は、かぶり30mmおよびかぶり100mmの2種類で実施した。

(a) 自然電位

図2.5.12に、海洋および内陸暴露3年時における各試験体タイプのかぶりの違いによる自然電位の測定結果を示す。これらの試験体は、何れもコンクリートの練り混ぜ時に塩化物イオンを混入したものであるが、かぶりの影響を検討するためにかぶり側のコンクリート

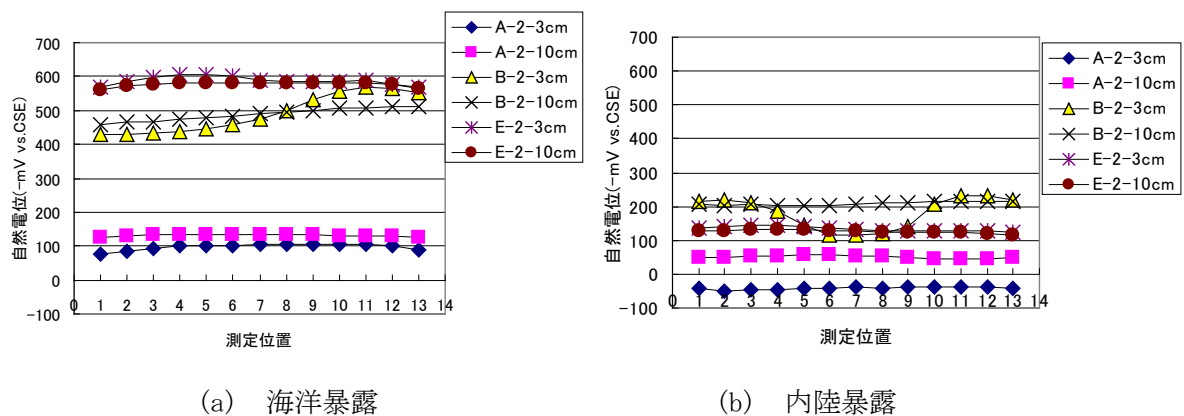


図 2.5.12 かぶりと自然電位 (暴露 3 年)

表面も塗装せずに開放して暴露したものである。

自然電位の測定は、試験体の上下から測定したものである。タイプAの試験体では、海洋暴露でのかぶりの差は認められなかったが、内陸暴露の試験体ではかぶりが小さい30mmの側から測定した自然電位が全体的に80mV程度貴となっている。タイプBの試験体に関しては、タイプAと同様に海洋暴露では大きな差は認められなかったが、内陸暴露のものでは、かぶりが30mm側から測定した自然電位は断面修復箇所に対応し、100mV程度貴になることが確認された。また、断面修復を施していないタイプEの試験体では、海洋暴露および内陸暴露ともにかぶりの差による自然電位の変化は殆ど認められなかった。

海洋暴露環境では、塩化物イオンが絶えず試験体の表面から侵入するため、タイプBおよびタイプE試験体の鉄筋では腐食が発生し、自然電位は-400mVよりも卑にシフトしたものである。また、タイプAの試験体は全面断面修復したものであり、断面修復材の防食効果が機能していることからこのような結果になったものと判断される。

内陸暴露環境では、内在する塩化物イオン量により腐食発生の可能性が問題になるが、塩化物イオンが混入されたコンクリートと未混入の断面修復モルタルを介するような場合の鉄筋は、電位差が大きく生じることからタイプBのような測定結果となった。しかし、このような電位変化は、かぶりが100mmと大きな側から測定した場合には認められなかった。

(b) コンクリート比抵抗

図2.5.13に、前述の電位測定と同様に暴露3年におけるタイプA、タイプBおよびタイプEの比抵抗の測定結果を示す。何れの試験体においても内陸暴露試験体の比抵抗が大きな値を示していることから、塩分の浸透がコンクリート比抵抗に影響を与えていることが明らかである。また、暴露条件にかかわらず、断面修復を施していないE-2の試験体では、かぶりの影響による差は殆ど認められない。しかし、断面修復材を介して測定されるかぶりが30mm側から測定した比抵抗が大きくなっている。このことは、部分的に断面修復したB-2-3cmの断面修復部分ならび全面断面修復したA-2-3cmの全長部分のコンクリート比抵抗

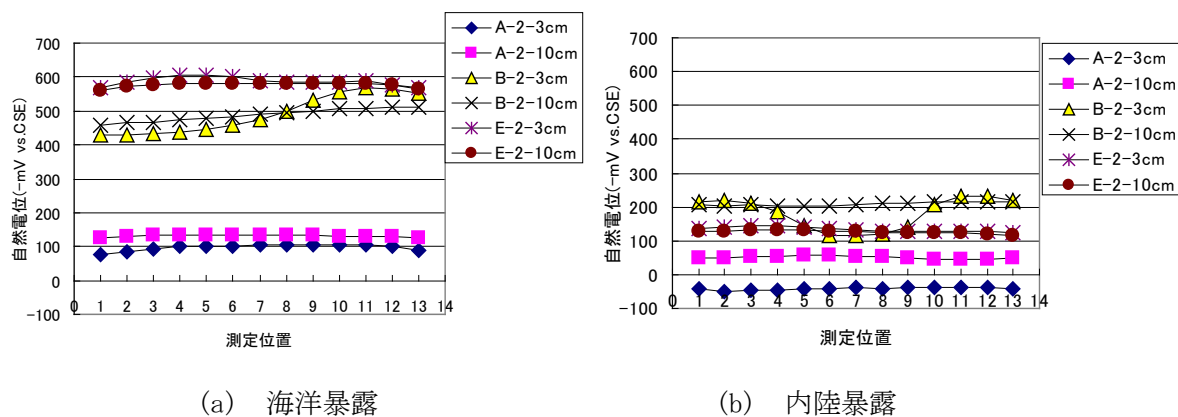


図 2.5.13 かぶりとコンクリート比抵抗

からも明らかである。これらのことから、コンクリート比抵抗は、かぶりの大きさによる差よりも材料の品質による差の方が顕著に表れることがわかった。

(3) 分極抵抗

図2.5.14に、コンクリート比抵抗を測定した前述の測定位置での分極抵抗の測定結果をかぶりおよび断面修復条件ごとに示す。

この分極抵抗は、いずれの試験体においても内陸暴露の方が大きな値を示しており、塩分の浸透が分極抵抗に影響を与えていることが明らかとなった。

海洋暴露した試験体では、いずれの試験体もかぶりによる分極抵抗の差は殆ど認められないものの、断面修復を施していないE-2の試験体では、分極抵抗値は $2\text{k}\Omega$ 以下と非常に小さな値を示した。また、この試験体の外観観察では、図2.5.15に示すように試験体表面に

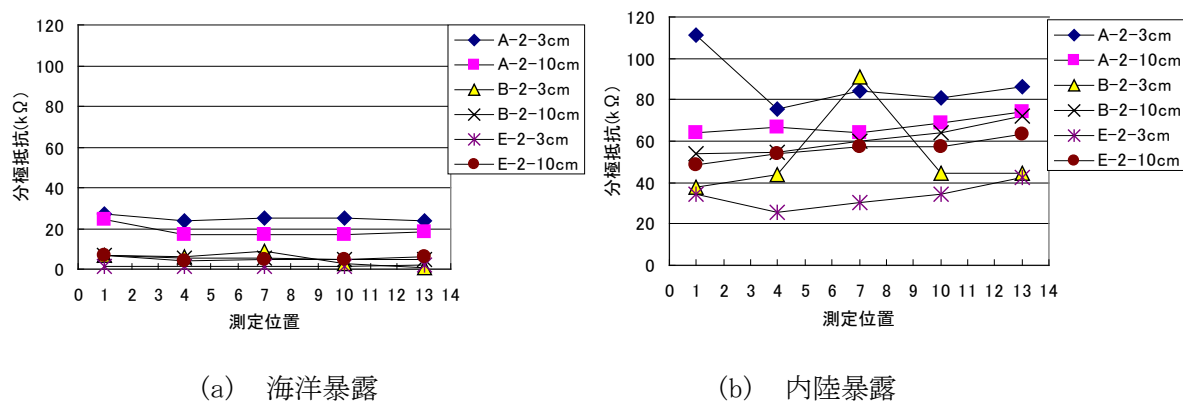


図 2.5.14 かぶりと分極抵抗



図 2.5.15 試験体表面に現れた錆汁

錆汁が観測された。一方、部分断面修復したタイプBの試験体では、外観上の変状は認められなかったが、分極抵抗値は $8\text{k}\Omega$ 以下と低い値であった。このように、タイプBおよびタイプEの試験体に関しては、かぶりに関わらず分極抵抗は低く、腐食が起こりやすい傾向を示した。タイプAは全面断面修復した試験体であることから、分極抵抗は他の試験体よりも大きな値を示し、防食性を維持しているものと思われる。

内陸暴露試験体の分極抵抗は、外部からの塩分の供給が無いことから、比抵抗と同様にかぶりの差よりは、材料の品質による差の方が明確に表れた。

2.5.6 塩化物イオンの浸透と分布の関係

図2.5.16に、暴露3年時点で解体した全面断面修復したA-2、ならびに断面修復を施していないE-2試験体における塩化物イオンの分布を示す¹³⁾。なお、全面断面修復したタイプA-2試験体では、表面から測定位置60mmまでは断面修復材であり、60mmより150mmまではコンクリートである。

タイプA-2試験体の断面修復材部分は、ポリマーセメントモルタルで断面修復した箇所であるが、海洋暴露された試験体の測定位置が表面～10mmでの塩化物イオン量が $8\text{kg}/\text{m}^3$ 程度となっている。この塩化物イオンは、被覆材が塗布されていないことから、海洋環境から侵入したものであるが、それよりも10mm内側では $1\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であり、断面修復材の遮塩性能が優れていることが確認された。一方、この試験体の測定位置が120mm付近のコンクリート部分では、塩化物イオン量が $4\text{kg}/\text{m}^3$ となる。これは、開放してあるコンクリートの打設面側からの塩化物イオンの浸透によるものであり、表面から50mm近くまで塩化物イオンが浸透していることがわかる。これに比べ、断面修復を施していない試験体E-2では、コンクリート

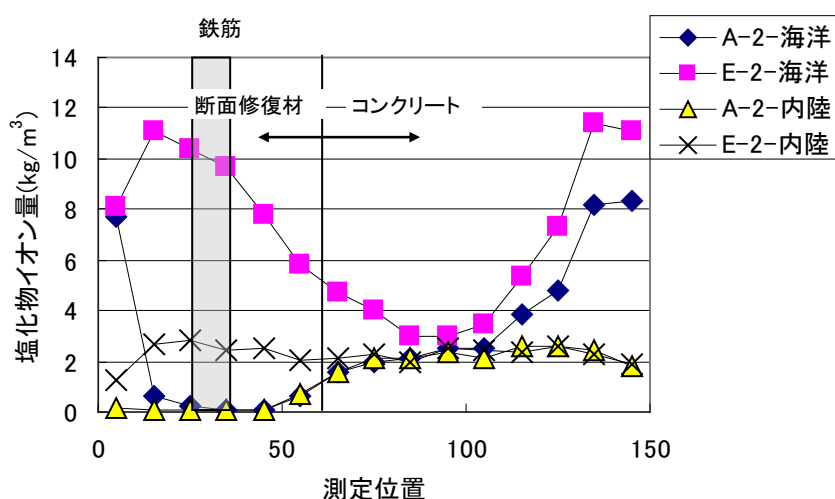


図 2.5.16 コンクリート内部における塩分分布

の打設底面側からの塩化物イオンの浸透が打設面側からの浸透と同等以上に認められ、鉄筋の位置での塩化物イオン量は、腐食発生に必要な塩分量をはるかに超えた値となっている。

内陸暴露試験体の塩化物イオン分布を見ると、飛来による塩化物イオンの侵入が殆ど無いことから、コンクリートの練り混ぜ時に混入した塩化物イオンがそのままの濃度で分布していることが確認された。試験体A-2ならびにE-2の何れのタイプの試験体でも、測定位置が130～150mmのコンクリート打設面側の表面付近では、炭酸化による塩素イオンのイオン解離か雨水の洗い出しの影響と思われる濃度低下が認められた。そのため、フェノールフタレイン溶液の噴霧により中性化の有無を調べたが呈色反応が認められなかった。また、全面断面修復のタイプA-2試験体では、断面修復界面（図中補修界面）のコンクリート部分から断面修復材への塩化物イオンの浸透が認められるような濃度が確認された。このように、塩化物イオンは濃度の勾配により拡散することも認められた。

これらの塩化物イオンの浸透ならびに拡散を詳細に検討するため、タイプA-2試験体の塩化物イオン分析箇所（図2.5.17）に隣接した位置からEPMA試料を切り出した。分析結果を図2.5.17に示す²²⁾。このEPMAの分析結果は、高さが150mmの試験体を2枚に切断して分析したものを合成したものであるが、下側の断面修復材の表面部分には多量の塩化物イオンが認められる。この塩化物イオンの浸透は、わずか10mm程度であることがわかる。また、断面修復界面の

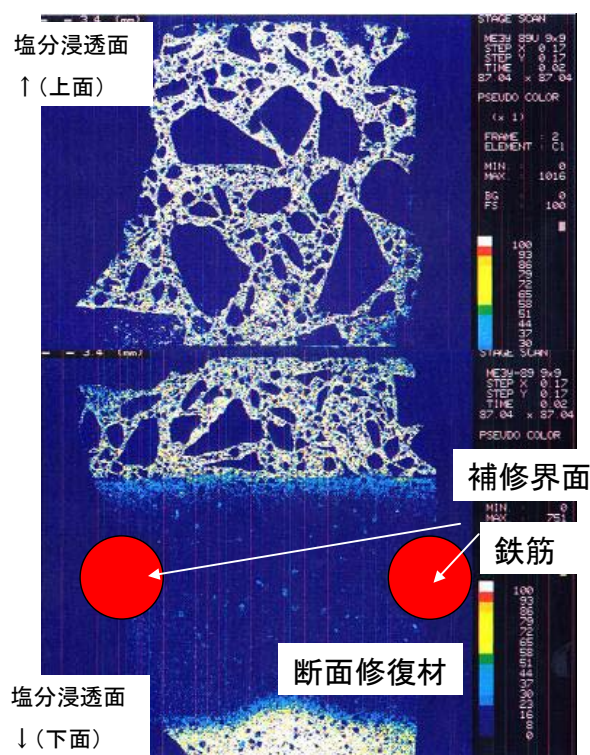


図 2.5.17 タイプ A 試験体における EPMA 分析結果
(分析範囲：約 90×90mm、分析元素：Cl)

ンクリートから、断面修復材に向けて塩化物イオンが数mm程度拡散していることが確認できた。この塩化物イオンの浸透は、図2.5.16でも確認されたものであるが、EPMAの分析結果から判断すると5mm程度浸透しているものと考えられる。このように、通常のコンクリートでは塩化物イオンは比較的早期に内部まで浸透し、鉄筋に達することが予想できる。しかし、今回の実験に用いたような断面修復材では、その品質により塩化物イオンの浸透を大幅に抑制していることが明らかとなった。

2.5.7 鉄筋腐食状況の比較

(1) 電気化学的測定結果から算出した腐食速度

図2.5.18に、タイプA、B、Eの暴露3年における分極抵抗から式(1)および(2)を用いて算出したかぶり30mmにおける断面修復面（図中補修）、コンクリート面、境界における腐食速度の結果を示す。海洋暴露試験体に関しては、タイプAの断面修復部分を除いて、暴露1年目まで腐食速度が減少するが、暴露2年目以降はコンクリート部分の腐食速度が増大する現象が観測された。一方、内陸暴露試験体に関しては、何れのタイプでも暴露年数の経過に伴って腐食速度の低下が確認された。海洋暴露、内陸暴露試験体の何れの場合にも暴露1年目まで腐食速度が低下するのは、セメントの水和反応によりマトリックスが緻密になり、耐久性が向上したためと考えられる。一方、海洋暴露試験体の場合には、暴露2年目以降でも腐食速度が増大している。この原因としては、外部から侵入した塩化物イオンが鉄筋表面に到達し、腐食反応が生じたためと考えられる。

このように、断面修復したコンクリート試験体の暴露実験から得られた電気化学的測定結果から、腐食速度の大きさは、

コンクリート > 境界 >> 断面修復
の順になることが明らかとなった。

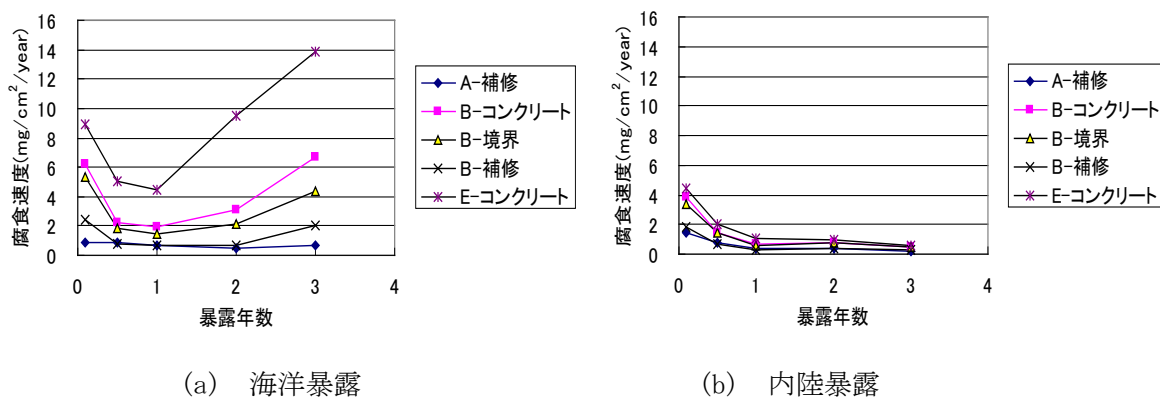
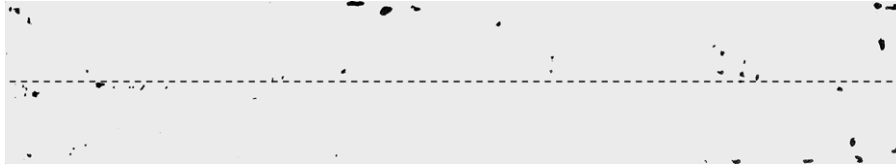


図 2.5.18 補修面、コンクリート、境界の腐食速度

(2) 実際の腐食面積率および腐食量



タイプ A



タイプ B

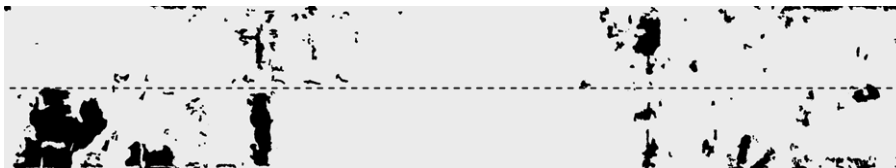


タイプ E

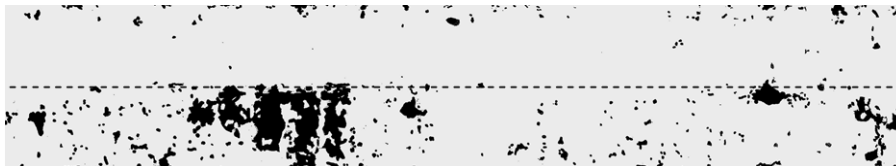
(a) 海洋暴露



タイプ A



タイプ B



タイプ E

(b) 内陸暴露

図 2.5.19 鉄筋の腐食状況

図2.5.19に、暴露3年でコンクリート試験体を解体して取り出した鉄筋の腐食状況を示す。この展開図は、下面がかぶり面(30mm)、上面が反かぶり面(100mm)である。また、図2.5.20には、部位別に分けて求めた鉄筋の腐食面積率を示す。なお、境界部はコンクリート部と断面修復部との界面を挟んだ左右10mmの範囲から求めたものである。

海洋暴露および内陸暴露試験体の何れの場合も、コンクリート部の腐食が大きかったが、断面修復部での腐食はわずかであった。この傾向は、海洋暴露試験体の場合に顕著であり、断面修復を施していないタイプEならびに部分断面修復したタイプB試験体では、かぶり面側のコンクリート部の腐食が著しいことがわかる。また、タイプBのように部分断面修復した場合には、いずれの環境でも断面修復界面での腐食の発生が認められた。

図2.5.18で示した電気化学的測定結果とこれらの現象を比較して考察すると、海洋暴露試験体のコンクリート部は塩化物イオンの供給が常にあるために、腐食速度は著しく増大し続けると考えられる。しかし、内陸暴露試験体の場合には、暴露初期に内在塩分の影響で腐食が多少発生するが、鉄筋表面の腐食反応は低下し不動態化したといえる。このこと

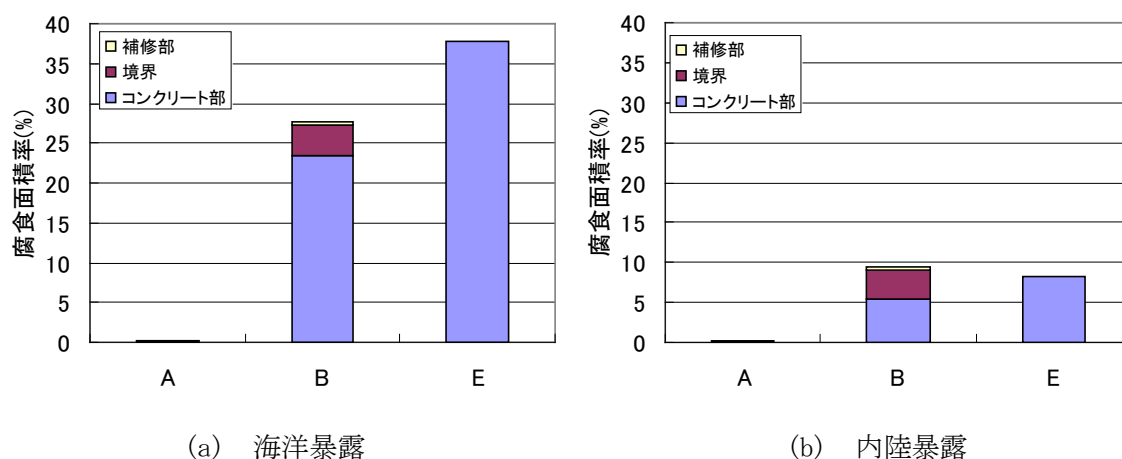


図 2.5.20 鉄筋の腐食面積率

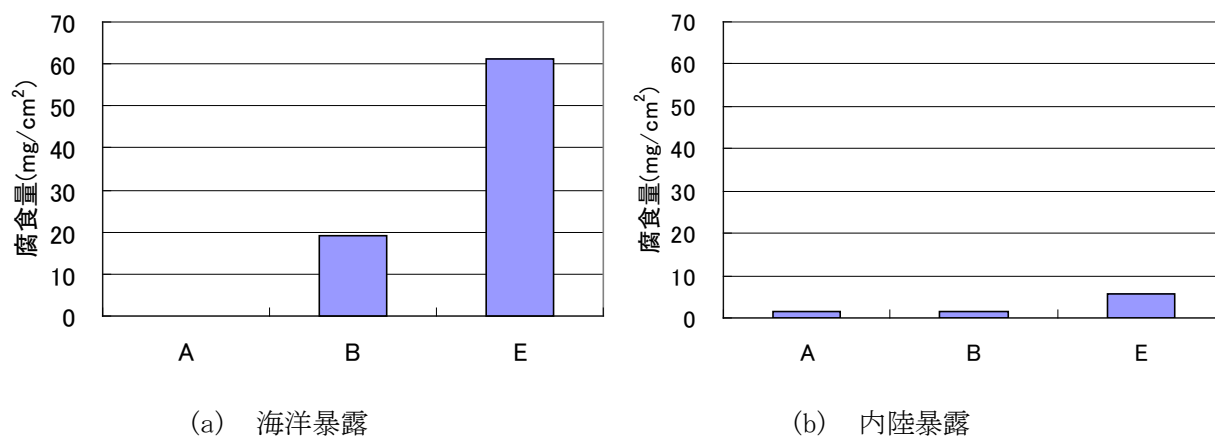


図 2.5.21 鉄筋腐食量

から、海洋暴露の場合の腐食（面積率）は、暴露の経過年数を経るにしたがって増大するが、内陸暴露の場合には、暴露の経過年数を経ても必ず増大するとはいえない。

図2.5.21に、実験概要で述べた要領により求めた鉄筋の腐食量を示す。なお、鉄筋の表面積は、鉄筋の公称周長60mmおよび対象長さ350mmから算出して求めている。

海洋暴露試験体において、断面修復を施さないタイプE試験体と部分断面修復したタイプB試験体の鉄筋の腐食量は、著しく大きな値となっている。タイプE試験体では腐食量が60mg/cm²、タイプB試験体では19mg/cm²であり、コンクリート標準示方書[維持管理編]で規定している、ひび割れ発生時の腐食量である10mg/cm²を超えている²³⁾。このタイプE試験体の解体時の外観観察では、コンクリート表面に図2.4.15に示すようなひび割れや錆汁が観察された。一方、内陸暴露試験体の鉄筋は、いずれの試験体でも腐食量が少なく、断面修復を施さないタイプE試験体でも腐食量は6mg/cm²程度であり、腐食面積率が8%であるにもかかわらず腐食量としてはわずかであった。このように、内陸暴露試験体の腐食は、海洋暴露試験体と比べて異なり、鉄筋表面のみの腐食反応にとどまり、その結果として腐食深さは浅いものになったと考えられる。

(3) 腐食減量による腐食速度と腐食面積率による腐食速度の関係

コンクリート中から取り出した鉄筋の腐食面積率と、目視による腐食グレードから鉄筋腐食減量を推定する報告が、松林らによって実施されている²⁴⁾。この報告では、腐食量が軽微な場合は、腐食減量による腐食速度と腐食面積率による腐食速度に相関関係があると述べられている。

今回の暴露実験においては、断面修復タイプの異なる試験体から取り出した鉄筋の腐食面積率の経時変化を用いて、腐食速度の算出を試みた²²⁾。図2.5.22および図2.5.23には、鉄筋の腐食が早期に発生した海洋暴露試験体の場合について、鉄筋腐食量ならびに腐食面積率の経時変化を断面修復タイプ別に示す。この腐食量と腐食面積率の関係をみると、多少のばらつきはあるものの、暴露期間の経過に伴って一次元的に腐食が増加する傾向が確認できる。これらの腐食から求めた腐食速度を、図2.5.24に示す。この図中には、タイプA、B、Eの試験体の他に、渡部らが行った、鉄筋の途中まで断面修復したタイプC、梁の中央部分150mmの鉄筋の途中まで断面修復したタイプD、ならびに鉄筋の上側まで断面修復したタイプF試験体の腐食速度も取り入れたものである²²⁾。

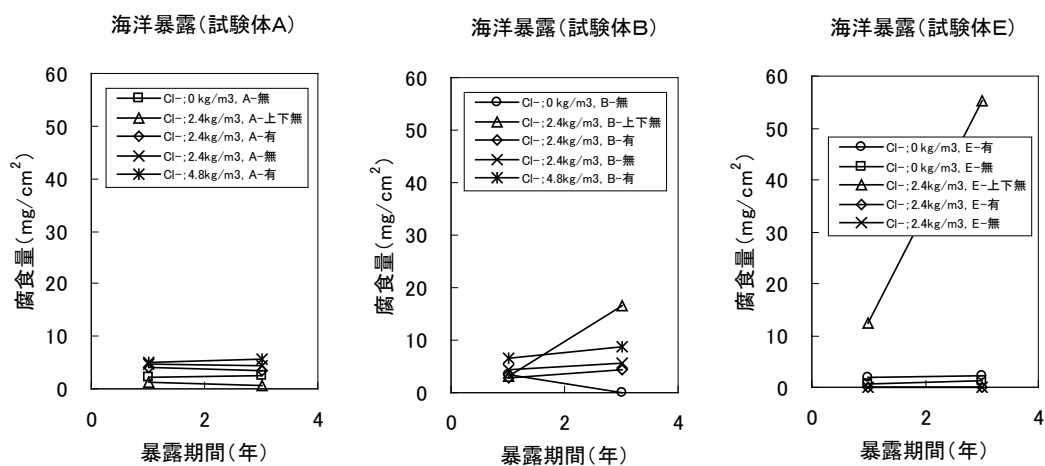


図 2.5.22 鉄筋腐食量の経時変化

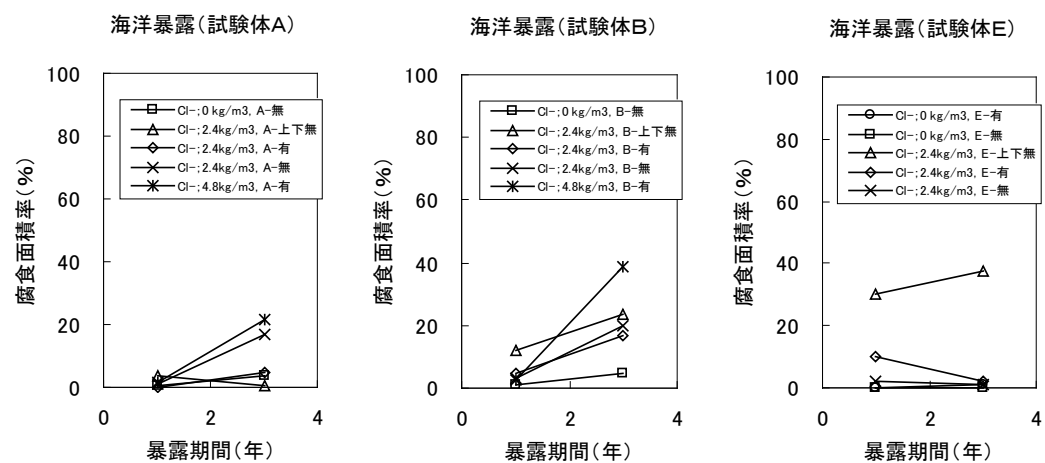


図 2.5.23 鉄筋腐食面積率の経時変化

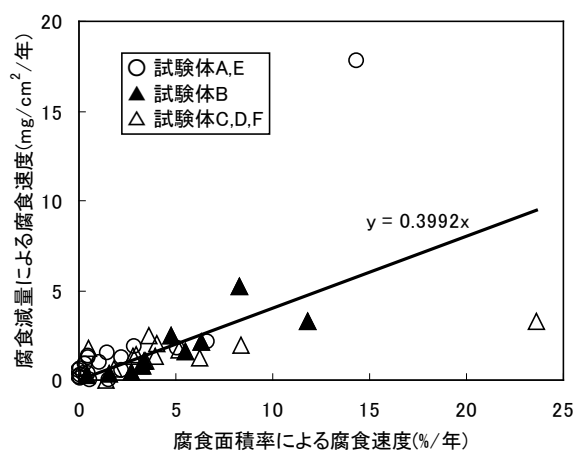


図 2.5.24 腐食減量による腐食速度と腐食面積率による腐食速度の関係

この図から、ひび割れや錆汁などが発生し、劣化が顕在化している場合の腐食減量や腐食面積率を除き、腐食減量による腐食速度と腐食面積率からの腐食速度の相関が認められる。また、腐食面積（率）からの腐食減量に反映されないような軽微な腐食は、腐食速度の算出に関与しないことが明らかとなった。すなわち、本実験の範囲では、コンクリート部、境界部および断面修復部ごとの腐食面積率から求めた腐食速度と図2.5.24の実験係数から、各部分ごとの腐食量換算となる腐食速度を求められることが示唆された。

これらの見解を踏まえ、暴露3年時点でコンクリート梁を解体して取り出した鉄筋の腐食量から算出した腐食速度、取り出した鉄筋の腐食面積率から算出した腐食量換算の腐食速度ならびに分極抵抗から算出した腐食速度について、部位別に比較した結果を図2.5.25に示す。海洋暴露試験体の腐食速度は、コンクリート部分と断面修復部分では大きく異なり、コンクリート部分では大きな値を示した。このように分極抵抗から算出した腐食速度は、腐食反応が大きいコンクリート部分や境界部では、比較的よい相関関係を示した。

電気化学的測定による腐食速度の算出は、海洋環境のように腐食反応が大きい場所では精度が高く求められるが、内陸環境のような場合には腐食反応が小さいことから腐食量の算出は難しい。このように腐食反応が起きていないような箇所で腐食速度を算出するとき、例えば $1\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}$ を下回る低い値に関しては”腐食反応が進行していない”と判定をすることが適切と考えられる。

ひび割れ発生時の鉄筋腐食量がわかれば、腐食速度を用いることにより、ひび割れ発生までの残存期間の評価をすることが可能になる。現在のところ、コンクリート標準示方書[維持管理編]に規定している値が一般的に用いられるが、かぶりが厚い場合や強度が高い場合はその数値を高くするなど合理的な設計値の設定が必要である。また、電気化学的測定を用いれば、非破壊で断面修復後の再劣化を予測することが可能であるので、今後ライフサイクルコストの算出などに使用することが期待される。

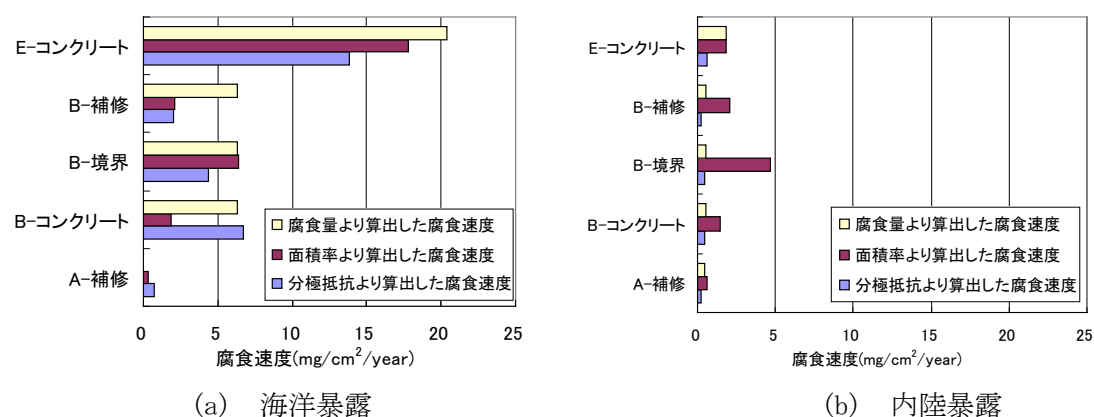


図 2.5.25 腐食速度の比較

2.6 鉄筋腐食の発生メカニズムに関する検討

2.6.1 非破壊検査による推定の目的

電気泳動による促進試験と暴露試験の結果から、鉄筋腐食発生時の塩化物イオン濃度、電気化学的測定の妥当性を考察した。実構造物において塩化物イオン濃度を測定するには、コア抜きによる調査が必要であり、調査する場所が限定される、断面修復が必要になるなどのため、数多く調査することは困難である。非破壊検査である電気化学的測定により推定できれば、広い面積且つ短時間で推定することが可能である。「②腐食開始時期の決定」および「③腐食発生後の腐食速度」について、非破壊検査で推定するための指標を表すことを検討した。

2.6.2 腐食開始時期の決定

(1) 交流インピーダンス法による推定

腐食を開始したか否かを判定するためには、まず目視検査が簡易的ですぐにわかる手法である。しかし、コンクリート表面は均一であるため、ひび割れが無い限りはどこに腐食が発生したか判定することは困難である。

暴露試験では、初期に塩化物イオン濃度が 2.4kg/m^3 混入されていたため、打設直後にまだ鉄筋表面に安定した不動態被膜が形成されておらず、腐食が発生した。しかし、外部よ

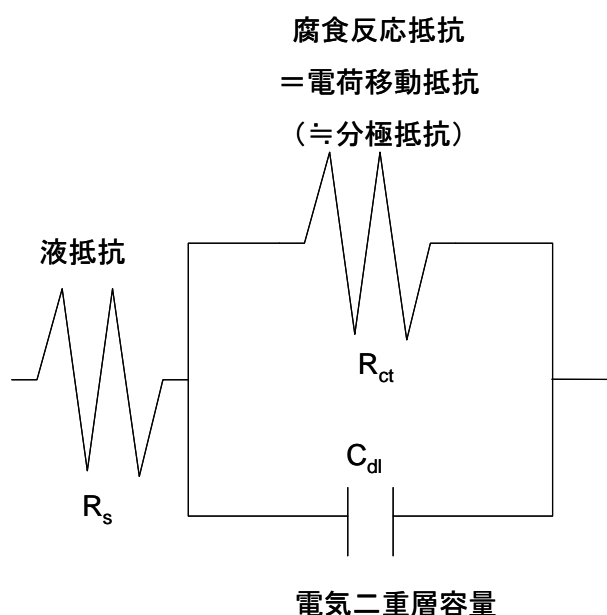


図 2.6.1 等価電気回路モデル

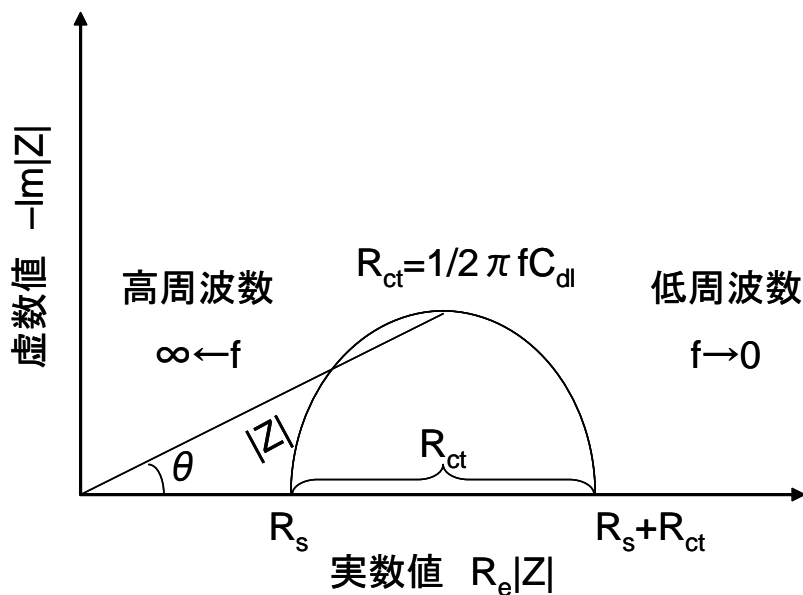


図 2.6.2 周波数と交流インピーダンスとの関係

り供給される塩化物イオンが無い試験体に関しては、安定した不動態被膜が形成したため腐食の進行は起こらなかった。よって、暴露試験で発生した腐食に関しては、海洋暴露でかぶりが 30mm の場合に限られる。腐食が発生したか否かを判定する測定方法として、自然電位法が一般的である。しかし、自然電位は本試験結果から、腐食の発生だけでなく塩化物イオン濃度により数値が影響を受ける。そのため、腐食の有無を判定する手法としては、交流インピーダンス法による詳細調査や、分極抵抗による調査が判定手法として挙げられる²⁵⁾。交流インピーダンス法とは、異なる周波数（一般に 100kHz～1mHz）の微小な交流電圧（正弦波）を印加した場合、それぞれ θ だけ位相が進んだ同一周波数の応答電流が計測される特性を用い、腐食反応抵抗 R_{ct} を求める方法である。腐食界面は、等価電気回路モデルとして、図 2.6.1 のような系がよく使用される。低周波側では、 C_{dl} に十分充電されるので電流は R_s から R_{ct} の経路を通る。そのため複素数平面表示すると、コイルコイルプロットと呼ばれる、図 2.6.2 のような R_{ct} を半円とする軌跡を描くことができる。この半円より、分極抵抗である R_{ct} やコンクリート抵抗である R_s を得ることができる。しかし、低周波側に電流を印加することはそれだけ時間を要し、面的な測定は不可能であるので現場向きとはいえない。現場では、簡易的に半円のうち 2 点（ここでは、20mHz および 10000mHz）を測定してそこから分極抵抗やコンクリート抵抗を測定するが、正確な測定とはいえないので腐食の有無を判定するには、コイルプロットによる判定が望ましい。

交流インピーダンス法を用いれば、液抵抗であるコンクリート抵抗および分極抵抗を同時に求めることができる。図 2.6.3 に、本研究で測定した交流インピーダンスのコイルコイルプロットによる測定結果を示す。この図では、腐食が起きていないケース（水セメント比 45%、腐食促進 1 日、かぶり 100mm）および腐食が起きたケース（水セメント比 65%、

腐食促進 7 日、かぶり 30mm) を比較して用いた。測定条件は下記の通りである。

カード極：あり

測定された鉄筋表面積：12.1cm² (かぶり 30mm)、28.6cm² (かぶり 100mm)

交流印加電圧：10mV

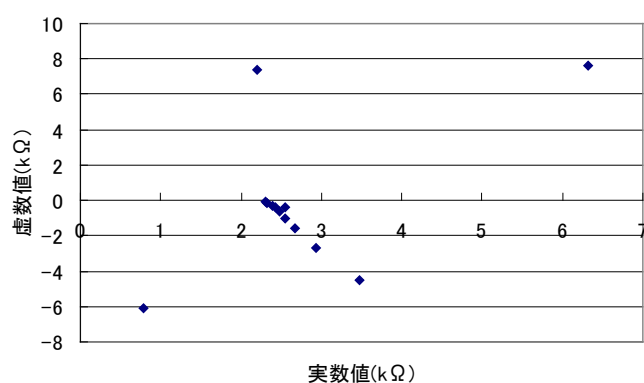
開始周波数：10Hz

終了周波数：0.01Hz

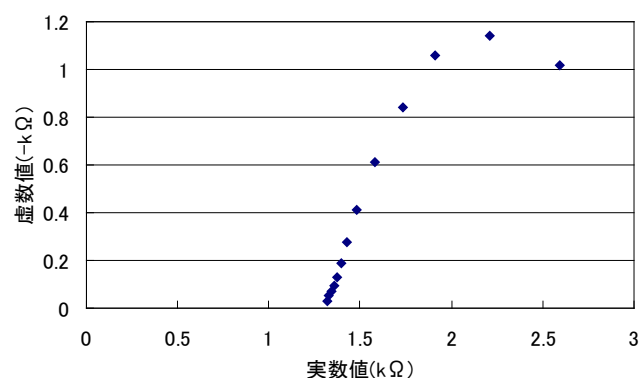
掃引密度：13Step

積分回数：1 回

測定時間：5～10 分



a) W/C=45%, 促進 1 日かぶり 100mm



b) W/C=65%, 促進 7 日かぶり 30mm

図 2.6.3 交流インピーダンスによる電気化学的測定結果

図 2.6.3 の測定結果を考察するために、図 2.6.4 に示すような電気二重層構造の腐食モデルを用いた²⁶⁾。金属と溶液界面にある、金属表面に帯電した陰イオンと溶液の界面付近にある陽イオンが集まるあたりには、厚さ 0.01～0.1 μm 程度のヘルムホルツ層と呼ばれる電気二重層が存在する。溶液中での金属腐食は、金属原子が金属から飛び出して溶液中で

陰イオンとなる。ここで、電気二重層は図 2.6.4 の中でコンデンサーのような役割を果たす。この反応のしやすさを示すのが分極抵抗であり、腐食反応が大きいほど金属表面が陽イオンになりやすいため分極抵抗は低下する。図 2.6.3 中の腐食が起きていない場合では、実数値の $2\text{k}\Omega$ 付近で 10000mHz より、分極抵抗の値が大きいため半円を描くことができない。金属イオンの溶出が少ないと分極抵抗が大きい。よって、このように半円を描けないような状態では、腐食反応が起きていないといえる。一方、腐食が起きている場合では、 10mHz 付近で半円が収束しており、分極抵抗が低いことがわかる。よって、金属イオンの溶出が活発に起きており、腐食が現在も進行していることがわかる。

このように、腐食が起きているか否かを判定するためには、交流インピーダンス法が有効であるが、より低周波側に分極すると測定時間が 5 分以上になるため、現場で数多く測定しようとする場合には向かない。現場で測定する場合は、測定を行う前にどこの部分に交流インピーダンス法を行うか決めてから、簡易的な測定を行うのが効率的である。腐食の判断に迷うような場合にのみ、コールコールプロットによる測定を実施する方法が適切である。

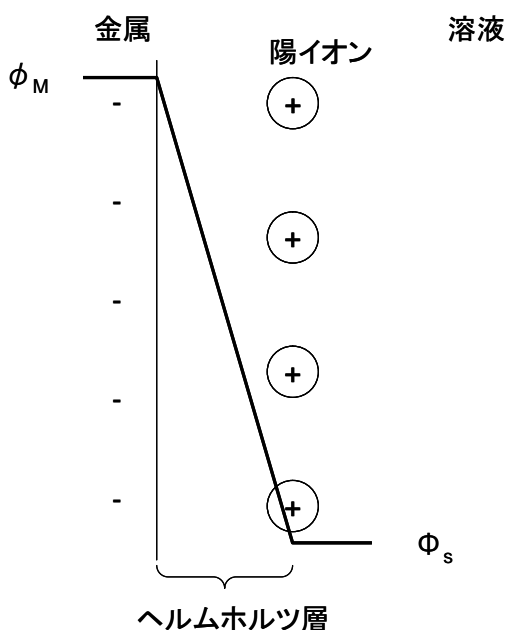


図 2.6.4 電気二重層構造の概念

(2) 自然電位による判定

腐食反応を電位で議論するときには、一般に図 2.6.5 のようなプルベダイアグラムが用いられる²⁷⁾。これは、各イオン濃度が $10^{-6}\text{mol}\cdot\text{dm}^{-3}$ at 25°C であるときの系であり、コンクリート中では分布が異なることが予想される。この図では、 Fe_2O_3 および $\text{Fe}(\text{OH})_2$ では不動態

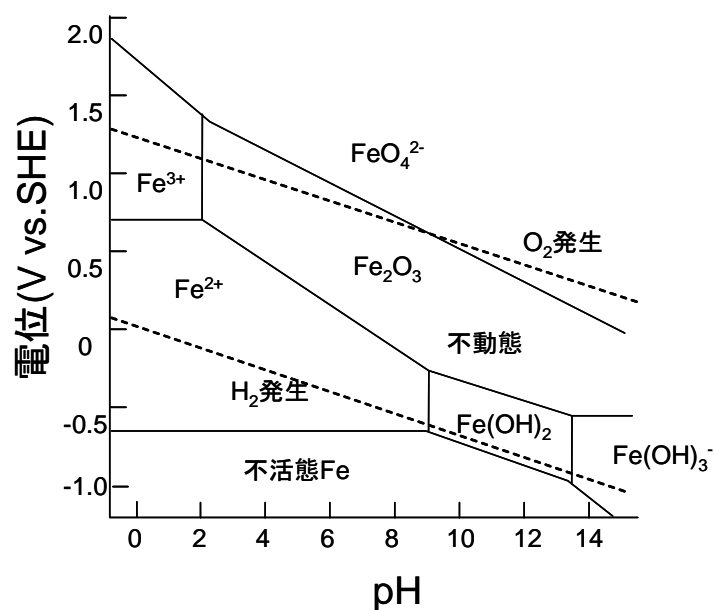
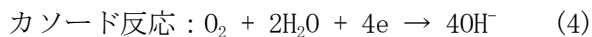
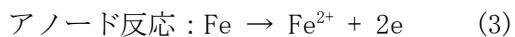


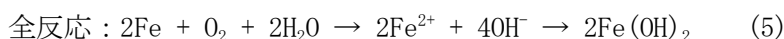
図 2.6.5 Fe-H₂O 系のプルベダイアグラム

であり、電位が卑な部分是不動態 Fe と表記されている。不動態 Fe は通常電気防食のカソード側をあらわす。腐食領域は Fe²⁺、Fe³⁺、FeO₄²⁻、Fe(OH)₃⁻ などであり、この領域で安定する場合には、活性態であり腐食は進行する。

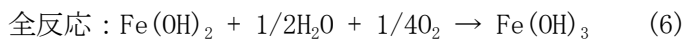
活性態である鉄の表面では、腐食反応が次のような電気化学的反応を示す。



これらの反応をあわせると、全体では



となり、Fe(OH)₂ が全面に析出される。これが溶存酸素により酸化されて、以下のような Fe(OH)₃ を析出する反応を示す。



Fe(OH)₃ の析出物は、水を失って、FeOOH (赤錆) となり、酸化不十分の場合は Fe₃O₄ (黒錆) を鉄表面に析出する。

不動態領域であれば、腐食が進行しないことを確認できるが、 Fe^{2+} で安定する領域では、式(3)のようなアノード反応が進行して腐食が進行する。水素電極である SHE(Standard Hydrogen Electrode)を用いれば、プルベダイアグラムに従った電位の測定が可能であるが、ASTM では飽和硫酸銅電極(CSE:saturated Copper Sulfate Electrode)規準による換算を推奨している²⁸⁾。その理由は、水素電極は水素ガスを必要としており、現場向きではないためである。ここでは、表 2.6.1 に示すような判定表を用いている。この判定表によると、促進試験では促進日数 7 日でかぶり 30mm の場合は全てのケースで、かぶり 50mm の場合は $W/C=65\%$ および $W/C=55\%$ で 90%の領域に入っており、腐食している可能性が高い。しかし、実際には、かぶり 30mm の場合は $W/C=45\%$ 、かぶり 50mm の場合は $W/C=55\%$ で腐食が発生していない。また、暴露試験においても海洋暴露した試験体は、電位が-400mV より低い値で推移しており、腐食が進行したことがわかる。実際に図 2.5.15 に示すように、海洋暴露の試験体は著しく腐食したが、内陸暴露ではその量は軽微であった。内陸暴露に関しては、コンクリート練混ぜ時に混入した塩化物イオンのみで腐食が発生したが、その後不動態化して腐食の進行は抑えられたといえる。実際のコンクリート中でプルベダイアグラムを描くことができれば、腐食が反応する領域を明確に示すことができる。自然電位の高精度化のためにも、今後、コンクリート中の腐食反応の理論の構築が必要とされる。

(3) 塩化物イオン濃度による判定

土木学会コンクリート標準示方書[設計編]では、塩害に対する照査式を下記のように定めている¹⁾。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 (1 - \text{erf}(\frac{0.1 \cdot c_d}{2\sqrt{D_d \cdot t}})) \quad (7)$$

ここに

C_d : 鋼材位置における塩化物イオン濃度の設計値 (kg/m^3)

C_0 : コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

c : 耐久性に関する照査に用いるかぶりの設計値 (mm)

t : 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数 (年)

表 2.6.1 自然電位と鉄筋腐食の関係

自然電位 (E mV vs. CSE)	鉄筋腐食の可能性
$-200 < E$	90%以上の確率で腐食無し
$-350 < E \leq -200$	不確定
$E \leq -350$	90%以上の確率で腐食あり

γ_{cl} : 安全係数。一般に 1.3。高流動コンクリートのときは 1.1 を用いる。

D_d : 塩化物イオンに対する設計拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

を設定する。

類似の構造物の実測結果や試験結果を参考にする場合は、鋼材腐食発生限界濃度を設定できるが、それらが存在しない場合は $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ とされている。コンクリート表面の塩化物イオン濃度やかぶりの大きさがわかると、式 (7) を用いて (t) 腐食が発生する時期がわかる。しかし、塩化物イオン濃度の値がはっきりしていないと、正確な腐食発生時期を予測することができない。そこで、促進試験の結果および暴露試験の結果より腐食発生時期の塩化物イオン濃度を調べた。

促進試験の結果では、2.4.1 で述べたように、実際に腐食が開始したのは塩化物イオン濃度が $4.0\text{kg}/\text{m}^3$ であり、腐食電流密度の増大もその値で観測された。暴露試験の結果では、練混ぜ時に $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ の塩化物イオンを混入したが、新たな供給がない場合では腐食が進行しなかった。しかし、新たな供給がある海洋暴露でかぶりが 30mm の場合では、腐食が著しく進行した。すなわち、 $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ では塩分が新たに供給されない限り腐食が進行せず、鉄筋表面は不動態化されることがわかる。不動態化は、金属の高度酸化物あるいは水酸化物の薄い層の形成によって生じ、不動態被膜の厚さは $10\sim 100\text{\AA}$ といわれている。しかし、不動態化されても鉄の溶解は完全に止まるわけではなく、不動態被膜を通してゆっくりと進行する²⁸⁾。これは、不動態被膜に化学吸着した酸素原子あるいは水分子中に塩化物イオンが割り込み、この部分での被膜が破壊されている²⁹⁾。暴露試験で塩化物イオンが新たに供給されていない場合は、塩化物イオンの分布が均一である。コンクリート中の塩化物イオンは濃度勾配による拡散で移動することから、今回のような濃度勾配が無い条件では、たとえ塩化物イオン濃度が $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ であってもそれ以上には大きくはならない。しかし、飛沫帯の様に乾湿繰り返しの環境下ではコンクリート中に溶存酸素が存在することになり腐食を助長する。よって、 $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ であつたとしても腐食が発生する可能性は高い。

腐食発生限界塩化物イオン濃度を決めるときは、今回の試験のように $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ になったからといって、腐食が必ず発生するわけではない。促進試験では、海中環境下に近い条件であるので、今回のような条件では腐食発生限界塩化物イオン濃度は $4.0\text{kg}/\text{m}^3$ であつた。実際にかぶりを設計するときは、その構造物の配合や環境がわかる場合は促進試験などにより、実際の腐食発生限界塩化物イオン濃度を測定して決定しても良いと思われる。ただし、条件が何も無いときに腐食発生限界塩化物イオン濃度を設定する場合は、安全側である $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ を用いてもよいが、過剰なかぶり厚や表面被覆が必要になる可能性がある。その場合では、それらの対策を施すか、促進試験を実施しながら設定するかは経済的な判断が必要である。

2.6.3 腐食速度

鉄筋腐食開始時期および腐食速度を用いることにより、ひび割れ発生時の腐食量がわかればそれまでの残存期間を予測することが可能になる。腐食速度は、式(1)および式(2)から分極抵抗より求めることが可能である。暴露試験における、かぶり 30mm およびかぶり 100mm の腐食速度を求めた結果を図 2.6.6 に示す。かぶり 30mm において、表 2.4.1 に示した促進試験結果と比較すると、海洋暴露の方が腐食速度は大きい。これは海洋暴露のほうに塩化物イオンの供給が促進試験よりも多く、さらにコンクリートが飛沫帯に暴露されており酸素の供給も十分にあったため大きくなったといえる。

促進試験でひび割れ発生までの期間を予測した際、腐食速度を一定として腐食量が示方書の値である $10\text{mg}/\text{cm}^2$ に達するまでの期間を求めたが、図 2.6.6 のように実際には腐食速度は経時変化と共に変化しているため一定ではない。よって、暴露 3 年間の腐食量を算出するために、以下の式を用いて腐食量を算出してみた。

$$W = \sum V_i(t_i - t_{i-1}) \quad (8)$$

ここに

W : 鉄筋腐食量 (mg/cm^2)

V_i : 暴露 i 年における腐食速度 ($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}$)

t_i : 電気化学的測定時における暴露期間 (year)

海洋暴露でかぶり 30mm の場合は、暴露 1～2 年で図 2.5.15 に示すようなひび割れおよび錆汁が試験体の中心付近に発生したことを確認している。

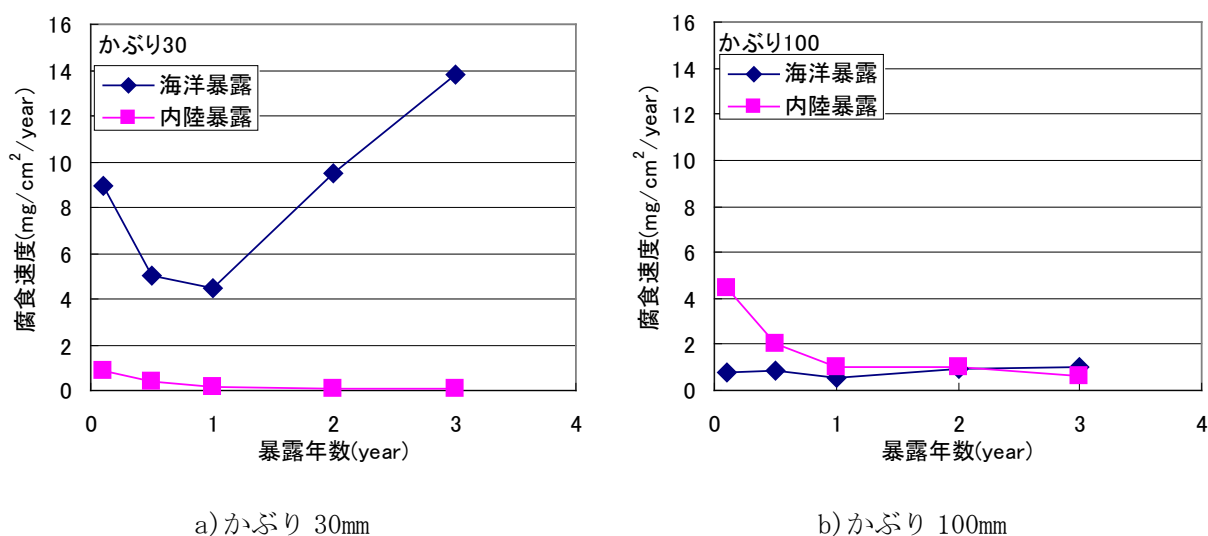


図 2.6.6 暴露試験における腐食速度

図 2.6.7 に、式(8)を用いて暴露年数と腐食量の関係を求めてみた。この図より、海洋暴露でかぶり 30mm の場合は、暴露 1 年より腐食量が増大したので、ひび割れが発生した時期とおおよそ一致したことが確認できた。よって、この試験体の場合はひび割れ発生時の鉄筋腐食量は $5 \sim 15 \text{mg/cm}^2$ であったといえる。解体時に鉄筋腐食量を測定したところ、 60mg/cm^2 を超えており、ひび割れ発生後腐食が著しく進行した。これは、ひび割れを介して塩化物イオンが直接表面よりコンクリート内部に浸透するためであるといえる。よって、ひび割れが発生するまでは、鉄筋腐食はゆっくり進むがひび割れ発生後は急激に進むことがわかった。なお、ひび割れ発生を検知することが、腐食を予知する上で重要である。ひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関しては、第 3 章で詳細検討する。

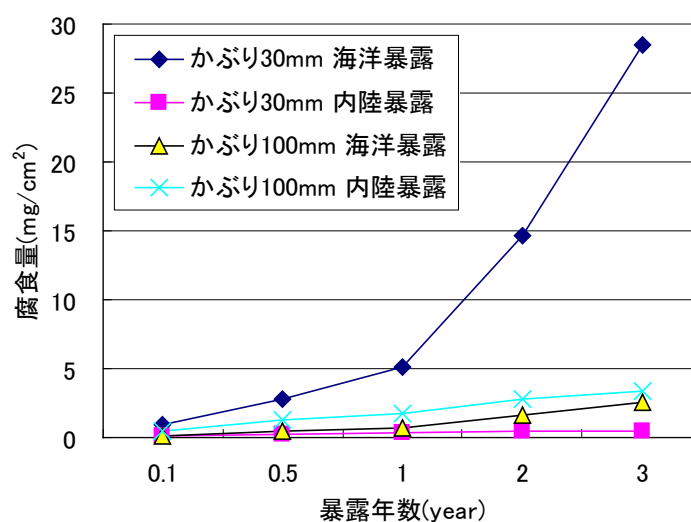


図 2.6.7 暴露年数と腐食量の関係

2.7 まとめ

2.7.1 断面修復していないコンクリートの電気化学的特性

- 1) 促進試験および暴露試験により、コンクリート中の鉄筋の発生メカニズムを検証することができた。特に、促進試験では電気泳動により従来の暴露試験よりも短期間で塩化物イオンをコンクリート表面より泳動させ、電食とは異なり塩化物イオン浸透面のみを腐食させることが可能となった。
- 2) 促進試験の結果、塩化物イオン濃度 4.0kg/m^3 付近で自然電位は -350mV よりも卑になり腐食電流密度の増大が観測された。コンクリート比抵抗に関しては、塩化物イオン濃度による増大は特に観測されなかった。暴露試験においては、海洋環境と内陸環境の違いは明確に出ており、数値が $5000 \Omega \cdot \text{cm}$ 以下では腐食が起こりやすい環境といえ

る。促進試験の結果からは腐食発生塩化物イオン濃度は 4.0kg/m^3 付近で、腐食が発生したと思われる。一方、暴露試験では 2.4kg/m^3 でも腐食は初期のみであり、新たな塩化物イオンの供給が無ければ、腐食は進行しないことが明らかとなった。

- 3) 促進試験における腐食速度は、 $1.3\sim 3.6\text{mg/cm}^2/\text{year}$ であった。この値は、暴露試験による数値よりも低い値であったため、促進日数が7日ではひび割れ発生までは至らなかった。しかし、促進期間を延長することによりコンクリート内部に塩化物イオンが浸透するため腐食速度が大きくなる可能性がある。この検討に関しては、今後の課題とする。
- 4) 腐食発生の有無を判定する手段として、非破壊検査の一つである電気化学的手法は有効である。その中で、交流インピーダンス法による腐食の有無の判定は特に有効である。腐食が発生しているか疑わしい場所では、交流インピーダンス法による測定が有効であるが時間を要する点が問題である。測定場所の選定方法については、作業効率などを事前に検討して決定することが望ましい。
- 5) かぶり 100mm で腐食速度の推定は困難であるが、かぶり 30mm の場合は推定が可能である。海洋暴露のような腐食が進んだ状況では、測定結果と実際の腐食状況の結果がよく一致するが、内陸暴露のような腐食がさほど進んでいない状況では、腐食速度の算出は困難である。このようなことから、腐食が進んでいない場合、例えば、腐食速度 $1\text{mg/cm}^2/\text{year}$ 以下では腐食が起きていないなどの一定の閾値を設定することが有効である。
- 6) 分極抵抗から求めた腐食速度を面積率および腐食量から算出した腐食速度と比較できたことは、非常に有益な結果をもたらした、その有効性を証明することができた。今後、実用化のためには測定方法、測定限界、測定時間等の整備が必要である。
- 7) 腐食発生時塩化物イオン濃度は、コンクリートの周囲の環境条件に大きく影響されることが確認された。詳細にその数値を設定するには、同配合のコンクリートで促進試験を実施することが望ましい。しかし、このような試験が実施できない場合ではコンクリート標準示方書が定める 1.2kg/m^3 の数値を設計に用いてもよいが、かぶりが大きくなり、表面被覆が必要になるなどコストアップにつながる可能性がある。この試験の実施の有無の判断は、試験費用を比較しながら決定することが望ましい。

2.7.2 断面修復したコンクリートの電気化学的特性

- 1) 自然電位は、塩化物イオン量、すなわち環境条件によって大きく影響を受ける。暴露3年の結果から腐食位置の同定に関しては、かぶりが 100mm での測定は困難であるが、かぶり 30mm で測定すると腐食箇所がおおよそ判定できる。暴露6年の結果から、今回の実験に用いた断面修復材部分の鉄筋の腐食発生が抑制された。また、断面修復材に比べ、コンクリート部分の自然電位は全体的に卑となった。このような材料の耐

久性を評価する s には、自然電位は有効な指標といえる。さらに、自然電位は、測定時間が短いので測定箇所の腐食状況を全体的に把握するのには適しているが、腐食位置を正確に同定するにはかぶりの厚さなどを考慮する必要がある。

- 2) 暴露 3 年の試験結果から、断面修復したコンクリートに対しても、電気化学的測定結果と腐食面積率から求めた腐食速度と、腐食量から求めた腐食速度を比較することにより、測定方法の妥当性を確認することができた。
- 3) 断面修復したコンクリート構造物の再劣化を、塩化物イオンおよび EPMA による測定結果から示すことができた。しかし、鉄筋腐食を引き起こすまでは時間を要するので、分極抵抗法などを用いて断面修復箇所部分の腐食速度を測定することが、再劣化を予測するためには有効であるといえる。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、p. 119, 2008
- 2) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]、p. 95, 2008
- 3) 土木学会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、1995
- 4) ASTM C876-91: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete
- 5) CEB Working Party V/4.1: Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion (draft 4)、BBRI-CSTC-WTCB、Dec. 1997
- 6) 大城武、谷川伸、後藤信弘：コンクリート中の鉄筋の腐食評価法について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13、No. 1、pp. 503-508、1991
- 7) 沖縄総合事務局監修：コンクリート橋塩害調査・塩害補修設計マニュアル（案）、社団法人沖縄建設弘済会発行、pp. 32-34、1996
- 8) Fils. J、Sabot. S、Pickering H. W、Sehgal A、Osseo-Asare K、and Cady P. D.: Electrochemical Measurement on Concrete Bridges for Evaluation of Reinforcement Corrosion Rate、Corrosion、Vol. 49、No. 7、pp. 601-613、1993
- 9) Hladky K. John D. G. and Dawson J. L.: Development in Rate of Corrosion Measurements for Reinforced Concrete Structures、Corrosion 89、Paper 169、10p、1989
- 10) Andrade C. and Gonzalez J.A.: Quantitative Measurements of Corrosion Rate of Reinforcing Steels Embedded in Concrete Using Polarization Resistance Measurements、Werkstoffe und Korrosion、Vol. 29、pp. 515-519、1978
- 11) 岡田清、小林和夫、宮川豊章、本田哲：分極抵抗法を用いた鉄筋腐食モニタリングによ

- る補修基準について、第5回コンクリート年次講演会講演論文集、pp. 249-252、1983
- 12) 横田優：電気化学的手法によるコンクリート中の鉄筋腐食評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12、No. 1、pp. 545-550、1990
 - 13) 横田優：コンクリート中の鉄筋腐食速度評価における Stern-Geary 式中の比例定数 B 値について、第 51 回セメント技術大会講演要旨、pp. 314-315、1997
 - 14) 花岡大伸、宮里心一、羽渕貴士、網野貴彦：塩害により劣化した鉄筋コンクリート梁に対する補修後の力学性能の評価、コンクリート構造物の補修・補強・アップグレード論文報告集、Vol. 6、pp. 243-250、2006
 - 15) ASTM C876-91: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, 1991
 - 16) CEB Working Party V/4.1: Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion (draft 4), BBRI-CSTC-WTCB, 1997
 - 17) 横田優：電気化学的方法、コンクリート構造物の診断技術、日本材料学会講習会、p. 34、2000
 - 18) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに基準(案)、硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法、JCI-SC4, pp17-37, 1991
 - 19) 東京大学生産技術研究所：劣化したコンクリート構造物の補修工法に関する共同研究報告書、2007
 - 20) 日本コンクリート工学協会：JCI 基準集、pp. 106-134、2004
 - 21) 里隆幸、二井谷教治、星野富夫、魚本健人：補修を施した海洋暴露試験体の塩分拡散に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 29、pp. 1113-1118、2007
 - 22) 渡部正、松林裕二、槇島修、魚本健人：部分断面修復が補修後の再劣化に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 29、pp. 1059-1064、2007
 - 23) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]、p. 104、2001
 - 24) 松林裕二：鉄筋コンクリート造建築物の鉄筋腐食補修技術の評価に関する研究、博士論文、2002
 - 25) 社団法人土木学会：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、コンクリート技術シリーズ Vol. 26、pp. 135-145、1997
 - 26) 田村英雄、松田好晴：現代電気化学、培風館、pp. 81-88、1977
 - 27) 田村英雄、松田好晴：現代電気化学、培風館、p. 193、1977
 - 28) 田村英雄、松田好晴：現代電気化学、培風館、p. 195、1997
 - 29) 岡田達弘：不動態金属における孔食核の二段階発生仮説と考察、防食技術、Vol. 36、pp. 787-794、1987
 - 30) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術' 02[基礎編]、p. 40、2002

第3章. ひび割れ発生時の腐食量に関する検討

3.1 背景

土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]では、図 3.1.1 に示すようにコンクリート構造物の劣化過程を、潜伏期、進展期、加速期、劣化期と区分けしている¹⁾。残存期間の予測や補修計画を立案する上で、これらの期間を精度よく予測することが重要である。特に、コンクリートはひび割れが無い状態ではかぶりにより守られ、コンクリートの pH が高いという特性を有する。そのため、鉄筋表面は不動態化して腐食が容易には起こらない。しかし、腐食が一端生じ、ひび割れが発生すると、その箇所から腐食因子の供給だけでなく酸素も供給されるため、コンクリート中の鉄筋の腐食は著しく促進され、部材の耐久性もそれに伴い低下する。その結果、かぶりコンクリートが剥落し、コンクリートの部材性能が低下する。このことから、ひび割れ発生時の鉄筋腐食量を予測することは、残存期間の評価や対策を構築する上で非常に重要であるといえる。

本章では、ひび割れ発生時の腐食量に関して検討した内容を述べる。現在のところ、加速期の始まりであるひび割れ発生時の腐食量は、 $10\text{mg}/\text{cm}^2$ が目安として示されているのみであるが、実際には $10\sim 100\text{mg}/\text{cm}^2$ と幅が広いとため、精度よく加速期の発生時期を予測することは困難である²⁾。これは、コンクリート構造物はかぶりの大きさや、強度、鉄筋径が異な

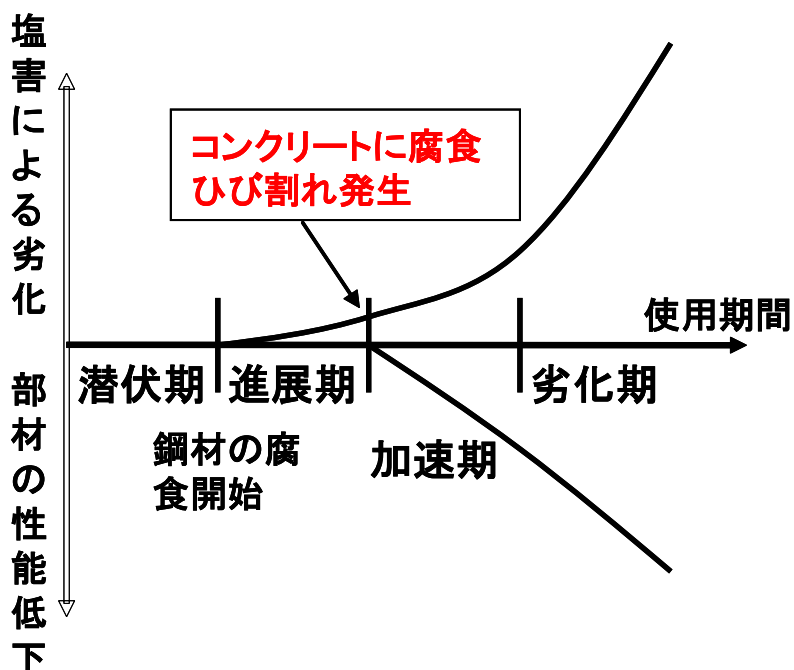


図 3.1.1 土木学会が定義する塩害劣化による劣化過程

るため、鉄筋表面で腐食が生じたからといってすぐにひび割れが生じるわけではないためである。かぶりが大きいと、腐食による円周応力（フープテンション）がコンクリート表面までに到達する時間を要するため、ひび割れ発生は遅れることになる。一般には、電食などによるひび割れ発生試験も実施されているが、この方法は、鉄筋が一様に腐食して、ひび割れ発生時の腐食量を過剰に評価してしまう懸念があるため、塩害による実構造物のひび割れ発生メカニズムと異なることに注意しなければならない。実際の腐食は、かぶり側から発生して内部に発生する腐食膨張圧によりひび割れが生じる。本研究では、第 2 章で用いた強制的に電流を与え、塩化物イオンをコンクリート内部に泳動させて、腐食ひび割れを発生させる電気泳動法を採用した。第 2 章までの内容では、腐食発生までの測定精度を電気化学的方法により検証した。しかし、この章では、電気泳動期間をさらに延長してひび割れを誘発させ、塩害による実構造物の腐食状況を再現した。さらに、FEM 解析による腐食の再現を行い、両者の結果の比較検討を行うことで、ひび割れ発生時の鉄筋腐食量を解析的にシミュレートする手法を確立した。この解析手法が確立されれば、コンクリートの強度、かぶりなどの物性値を入力値し、ひび割れ発生時の腐食量を正確に求めることが可能となる。

3.2 ひび割れ発生メカニズム

3.2.1 断面修復無しの場合

コンクリートは圧縮強度が高いが引張強度は比較的 low、鉄筋などに拘束された条件下では、水和反応による収縮によりひび割れが生じやすい。コンクリート表面におけるひび

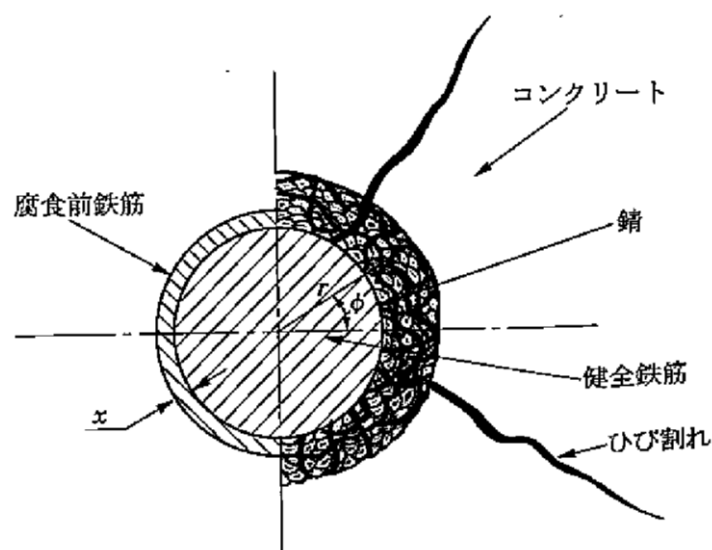


図 3.2.1 Andrade らの一様腐食モデル

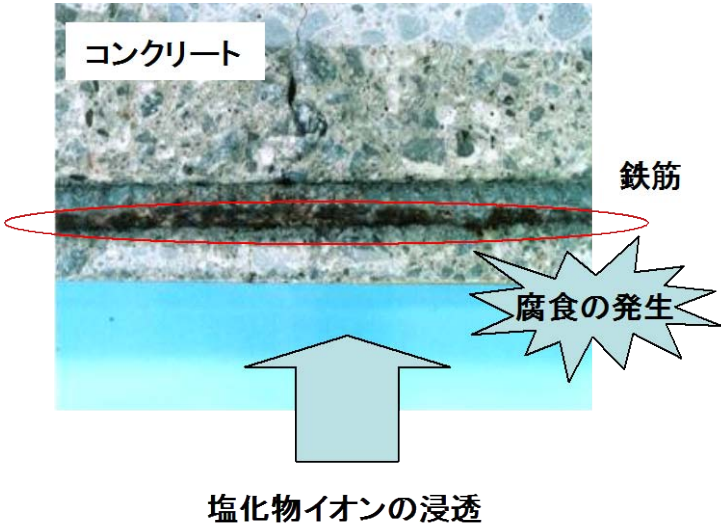


図 3.2.2 鉄筋の腐食発生状況

既往の研究では、鉄筋腐食を再現するために電食が一般的に用いられている。Andrade ら

は、図 3.2.1 に示すような一様腐食モデルを用い、コンクリート表面の鉄筋に直交する方向にひずみゲージを設置してひび割れの発生・進展を実験的に検討している³⁾。しかし、実際の鉄筋腐食は、図 3.2.2 に示すように、必ずしも一様に発生せず、ブリーディングなどの影響により、鉄筋下側で卓越して起こる。その問題を解決するために、かぶり側のみに腐食を生じさせることができる電気泳動法を採用した。電気泳動法は、基本的には第 2 章と同じである。本試験では、電気泳動の期間を第 2 章の場合よりも長く設定し、コンクリート内部に発生する腐食量を増大させた。さらに、ひび割れ発生まで塩化物イオンを誘導し、コンクリート表面にひび割れを発生させた。なお、ひび割れ発生の確認は目視で行った。

鉄筋腐食発生後は、その膨張圧により鉄筋の周囲にひび割れが発生する。しかし、そのひび割れは目視で見ることができない。この章で該当するひび割れは、塩害劣化での加速期の始まりであるひび割れ発生が目視でわかる範囲のひび割れを対象としているので、コンクリート表面に生じるひび割れとする。本研究で対象としたコンクリートは、かぶり、

圧縮強度、鉄筋ピッチに関しては一般によく使用されている範囲である。

3.2.2 断面修復ありの場合

塩害により劣化したコンクリートの一般的な補修工法としては、断面修復工法が一般的である。この工法は、コンクリート構造物が、塩害や中性化などの劣化により、元の断面を喪失した場合の機能回復を目的としている。断面修復工法は、腐食した鉄筋部分の錆を除去した後、プライマーあるいは鉄筋防錆材などの下塗りと、断面修復材による欠損部充填の 2 工程で実施される。しかしながら、そのまま単に材料を充填するだけでは、コンクリートと断面修復の界面部分から劣化因子が侵入し、再劣化が生じてしまう。そこで、通常は断面修復工法と表面被覆工法を併用する。表面被覆工法に使用される被覆材は、樹脂系やポリマーセメント系の材料が用いられる。塩化物イオンが浸透したコンクリートの除去が不十分な場合は、コンクリート内部でマクロセル腐食が発生しやすい。マクロセル腐食は図 3.2.3 のような模式図で説明できる。図中では、塩化物イオンを含むコンクリートは電位が低くなり、断面修復材は塩化物イオンをほとんど含まないので電位は高くなる。このため、両者の界面に電位差が生じ、アノード反応およびカソード反応を起こし、腐食が起こりやすい環境となる。このため、塩化物イオンを含んだコンクリートは、補修したことによりアノード部となり、コンクリートと断面修復材界面で腐食電流が発生することで、コンクリート部分の腐食が激しくなる。アノード部で発生した腐食生成物が腐食膨張圧を発生し、コンクリート表面に引張応力が生じる。そして、引張強度を上回った時点で、コンクリート表面にひび割れが発生する。図 3.2.4 に示すように、断面修復した箇所の界面付近のコンクリートに塩化物イオンが含まれている場合は、コンクリート側にのみ腐食

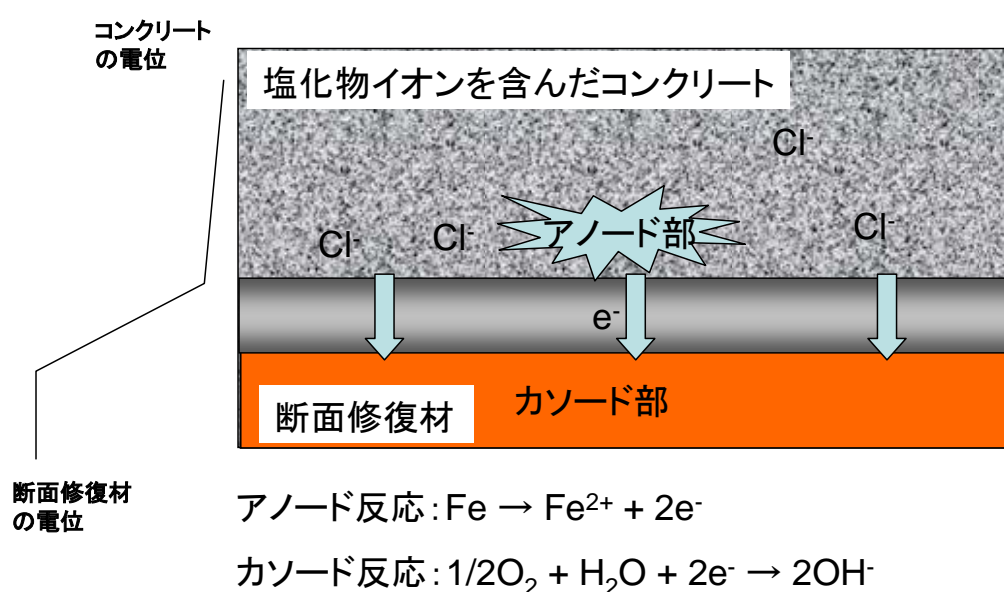


図 3.2.3 マクロセル腐食の模式図

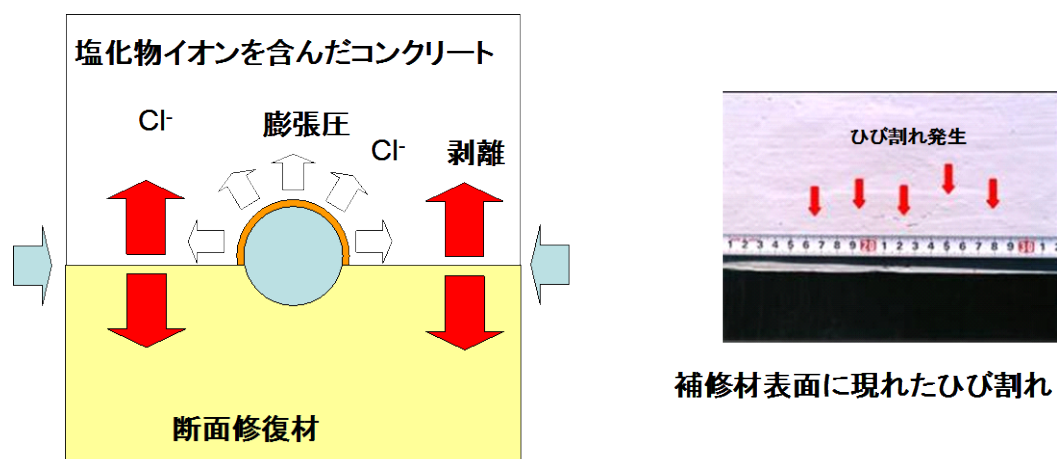


図 3.2.4 コンクリートと断面修復材界面の剥離の模式図

が発生し、腐食による膨張圧が生じる。コンクリートと断面修復材の界面の付着強度は、一般に、コンクリートや断面修復材の引張強度に比べて小さい。そのため、両者の間に界面剥離が生じ、図のように表面被覆材表面にひび割れが生じる。コンクリートと断面修復材の界面の長さが異なると、ひび割れ発生時の腐食量が異なることが予想される。例えば、コンクリート床版の下面の補修において、隅角部分ではコンクリートと断面修復材の界面の長さは短くなる。隅角部ではなく一般部分では、両者の界面の長さは長くほぼ鉄筋ピッチと同等になる。本論文では、鉄筋の横方向におけるかぶりを横かぶりと表記することとする。また、はつり不足などの施工不良を再現するために補修材厚をパラメーターとした。

今回想定するモデルでは、断面修復ありの場合において、コンクリートと断面修復材の界面剥離を実験と FEM 解析で再現することを試みた。

3.3 ひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する実験

3.3.1 実験概要

(1) 断面修復無しの場合(ケース 1)

コンクリート構造物の設計段階における鉄筋ピッチは、様々な施工条件を考慮して決定される。コンクリート標準示方書[施工編]において、スラブ部材、柱部材、はり部材、壁部材ごとに鋼材の最小あきとスランプの関係が規定されている。また、粗骨材の最大寸法も鉄筋の最小あきの 3/4 以下、およびかぶりの 3/4 以下と規定されている⁴⁾。この鉄筋ピッチの範囲では、腐食膨張圧によるフープテンションが干渉し合うことにより、鉄筋が 1 本

である場合と異なりひび割れ発生時の腐食量に影響すると考えられる。ここでは、鉄筋 1 本の場合と、鉄筋 2 本の場合とを比較し、鉄筋ピッチおよび本数がひび割れ発生時の鉄筋腐食量への影響を調べることにした。また、かぶりや圧縮強度が与える影響についても検討した。実験はシリーズⅠ、Ⅱと 2 回に分けて行った。なお、シリーズⅠとシリーズⅡは打設時期、使用材料が多少異なるが、硬化後のコンクリートの特性は同じとして考えられる。例えば、水セメント比 65%の材齢 28 日における圧縮強度および静弾性係数は、ほぼ同等の特性値を示した。

(2) 断面修復材ありの場合(ケース 2)

断面修復材を用いたコンクリートの再劣化を検討するために、断面修復工法を施した試験体と腐食量との相関関係を求めた。試験パラメーターは、コンクリートと断面修復材との界面の長さ、断面修復材の厚さ、プライマーの有無の 3 種類とし、それぞれ異なるパラメーターを持つ試験体を作製して実施した。鉄筋腐食を促進させるため、電気泳動法にて塩化物イオンをコンクリート内部に浸透し、コンクリートに面する鉄筋部分の腐食を促進させた。その後、腐食膨張圧によるコンクリートと断面修復材との界面にひび割れが発生した時の鉄筋腐食量を測定し、パラメーターとして挙げた要因の影響について考察した。

3.3.2 使用材料

(1) セメント

セメントは、シリーズⅠおよびシリーズⅡとも共通である太平洋セメント社製普通ポルトランドセメントである。表 3.3.1 にセメントの物性値を示す。

表 3.3.1 使用した普通ポルトランドセメントの物性値

密度	比表面積	凝結			安定性	圧縮強度		
		水量	始発	終結		(N/mm ²)		
(g/cm ³)	(cm ² /g)	(%)	(h-min)	(h-min)		3 日	7 日	28 日
3.16	3310	27.4	2-21	3-25	良	30.7	45.8	62.2

(2) 細骨材

表 3.3.2 に、シリーズⅠで使用した細骨材の物性値を示す。実験では、粗目と細目を 9 : 1 で混合して用いた。そのときの表乾密度は、2.69g/ℓであった。表 3.3.3 に、シリーズⅡで使用した時の細骨材の物性値を示す。

表 3.3.2 シリーズⅠで使用した細骨材の物性値一覧

種別	種類	密度 (g/ℓ)		吸水率	単位容積質量	実積率	粗粒率
		表乾	絶乾	(%)	(kg/ℓ)	(%)	F. M.
細骨材粗目	砕砂	2.70	2.66	1.58	1.72	63.5	2.70
細骨材細目	山砂	2.61	2.53	3.32	1.45	55.6	1.55

表 3.3.3 シリーズⅡで使用した細骨材の物性値一覧

種別	種類	密度 (g/ℓ)		吸水率	単位容積質量	実積率	粗粒率	粘土塊量
		表乾	絶乾	(%)	(kg/ℓ)	(%)	F. M.	(%)
細骨材	陸砂	2.62	2.58	1.48	1.64	63.0	2.79	0.39

(3) 粗骨材

表 3.3.4 に、シリーズⅠで使用した粗骨材の物性値を示す。また、表 3.3.5 にシリーズⅡで使用した粗骨材の物性値を示す。

表 3.3.4 シリーズⅠで使用した粗骨材の物性値一覧

種別	種類	密度 (g/ℓ)		吸水率	単位容積質量	実積率	粗粒率
		表乾	絶乾	(%)	(kg/ℓ)	(%)	F. M.
粗骨材	砕岩	2.68	2.53	1.00	1.54	57.9	6.81

表 3.3.5 シリーズⅡで使用した粗骨材の物性値一覧

種別	種類	密度 (g/ℓ)		吸水率	単位容積質量	実積率	粗粒率
		表乾	絶乾	(%)	(kg/ℓ)	(%)	F. M.
粗骨材	碎石	2.66	2.65	0.45	1.56	59.0	6.63

(4) 混和剤

使用した混和剤は、シリーズⅠでは AE 減水剤および空気連行剤を用いた。シリーズⅡでは、AE 減水剤を使用した。AE 減水剤の種類は、シリーズⅠおよびシリーズⅡにおいてそれぞれ、リグニンスルホン酸およびポリオール複合体を主成分とする BASF ポゾリス社製「ポゾリス No. 70」、変性リグニンスルホン酸化合物「ポゾリス 78S」を使用した。シリーズⅠで使用した空気連行助剤は、BASF ポゾリス社製「No. 303A」を併用した。

(5) 断面修復材

実験に使用した断面修復材は、BASF ポゾリス社製ポリマーセメントモルタル「エマコ S98P」である。この断面修復材は、以下示す特徴を有する。

- 1) ポリマー成分の作用によりコンクリートとの付着性に優れている。
- 2) 硬化収縮が極めて小さいモルタルが得られる。
- 3) 耐透水性に優れている。
- 4) プレミックス商品のため取り扱いが容易で、品質の安定したモルタルが得られる。

通常の施工では、配合条件が決まっており 1 袋(25kg)あたり使用水量 3.8～4.2kg 使用する。表 3.3.6 に、この材料を用いた物性試験の一覧を示す。

表 3.3.6 断面修復材の物性一覧

試験項目		測定値	試験方法
施工軟度（フロー値）		172	JIS R 5201:1997「セメント物理試験方法」
凝結時間	始発	4 時間 15 分	JIS A 1147:2001「コンクリートの凝結時間試験方法」
	終結	7 時間 10 分	
厚塗り性		異常なし	旧日本道路公団 JHS-416「断面修復材料品質規格試験方法」
硬化収縮性(%)	材齢 28 日	0.035	JIS A 1129:2001「モルタルおよびコンクリートの長さ変化試験方法」翌日基長測定以後、20℃、RH60%気中養生
熱膨張性($\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)		1.7	旧日本道路公団 JHS-416「断面修復材料品質規格試験方法」
圧縮強度(N/mm ²)	材齢 28 日	43.9	JIS A 1108:1999「コンクリートの圧縮強度試験方法」($\phi 5 \times 10\text{cm}$)
静弾性係数(N/mm ²)	材齢 28 日	1.92×10^4	圧縮強度の 1/3 点における割線弾性係数
曲げ強度(N/mm ²)	材齢 28 日	9.84	JIS R 5201:1997「セメント物理試験方法」
引張強度(N/mm ²)	材齢 28 日	3.51	JIS A 1113:1999「コンクリートの割裂引張強度試験方法」($\phi 5 \times 10\text{cm}$)
コンクリートとの付着強度(N/mm ²)	材齢 28 日	2.37	建研式接着力試験機を使用（試験体：30×30×6cm のコンクリート平板、表面目荒らし）

(6) プライマー

コンクリートと断面修復材との付着性能を向上させるために、本実験では、BASF ポゾリス社製断面修復用プライマー「マスターシール 520N」を使用した。表 3.3.7 に性状を示す。

表 3.3.7 プライマーの性状

外観	乳白色液体
主成分	変性エチレン-酢酸ビニル共重合体
固形分(%)	45±1
粘度(mPa・s at 25℃)	1100±300
密度(g/cm ³ at 20℃)	1.02±0.1
pH	7.0±2

(7) 鉄筋

鉄筋は、シリーズⅠおよびシリーズⅡ共に、径がφ16mmの黒皮を剥いだみがき鋼材を使用した。

3.3.3 配合

(1) コンクリートの配合

示方配合は、シリーズⅠおよびシリーズⅡにおいて、それぞれ水セメント比が45%および65%になるように設定して以下の通りに設定した。管理するフレッシュコンクリートの数値は、スランプは12±2.5cm、空気量は4.5±1.5%の範囲になるように設定した。表 3.3.8 に、シリーズⅠで実施した配合、表 3.3.9 に、シリーズⅡで実施した配合を示す。シリーズⅠで実施した配合は、試験練の結果を元に数値を決定した。シリーズⅡで実施した配合は、第2章で実施した実績を元に数値を参考に決定した。

表 3.3.8 コンクリートの示方配合（シリーズⅠ）

W/C (%)	Gmax (mm)	Air (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					AE 剤 (g/m ³)	Ad (g/m ³)
				W	C	S(粗)	S(細)	G		
65	20	4.5	47	175	269	794	88	991	24.23	1346.15

表 3.3.9 コンクリートの示方配合（シリーズⅡ）

W/C (%)	Gmax (mm)	Air (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				Ad (g/m ³)
				W	C	S	G	
45	20	4.5	45.5	170	378	798	951	4156
65	20	4.5	45.3	170	262	834	1009	3662

(2) 断面修復材の配合

エマコ S98P を 25kg（1 袋）に対して水 4.0kg 使用した。この配合は、メーカーが推奨する規定値である。

3.3.4 練混ぜ方法

シリーズⅠおよびシリーズⅡで実施した練混ぜは、使用するミキサーの性能や骨材の性状が異なるため、それぞれの時間配分や水の注水状況は異なる。以下に詳細を記す。

(1) コンクリート

図 3.3.1 に、シリーズⅠで実施した練混ぜの状況を示す。コンクリートの練混ぜは、容量 500ℓの強制式パン型ミキサーを用いて以下の手順で行った。



図 3.3.1 シリーズⅠで実施した練混ぜの状況（パン型ミキサー）



図 3.3.2 シリーズⅡで使用した練混ぜの状況（2 軸型ミキサー）



図 3.3.3 モルタルの練混ぜの状況

空練(60 秒)→注水(30 秒)→練混ぜ(90 秒)→ 掻き落とし→練混ぜ(60 秒)→排出

図 3.3.2 に、シリーズⅡで実施した練混ぜの状況を示す。コンクリートの練混ぜは、容量 100ℓの強制式 2 軸型ミキサーを用い、以下の手順で行った。

空練(30 秒)→注水練混ぜ(90 秒)→掻き落とし→排出

図 3.3.3 に、モルタルの練混ぜの状況を示す。練混ぜは容量 10ℓ のモルタルミキサーを用い、適宜注水をしながら 180 秒間行った。

3.3.5 実験方法

(1) フレッシュコンクリート試験

本試験では、フレッシュ性状を確認するために、スランプ、空気量、打設温度をそれぞれ測定した。スランプは、JIS A 1101「コンクリートのスランプ試験」、空気量は JIS A 1128「フレッシュコンクリートの空気量の圧力による試験方法」に従って実施した。

(2) 硬化コンクリート試験

(a) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に従って実施した。コンクリート試験体の大きさは、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ 、モルタルは $\phi 50 \text{mm} \times 100 \text{mm}$ の円柱である。それらは、28 日間 20°C で水中養生した後に試験を実施した。試験体の数は、1 試験あたり 3 体とした。圧縮強度の数値は、3 体の平均値を採用した。

(b) 静弾性係数試験

静弾性係数試験は、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に従って行った。養生方法等は圧縮強度試験と同じである。

(c) 引張強度試験

引張強度試験は、JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」に従って行った。養生方法等は圧縮強度試験と同じである。

(d) 付着強度試験

図 3.3.4 に、試験体の寸法および概要を示す。付着強度試験は、JSCE K 561-2003「コンクリート構造物用断面修復材の試験方法（案）」に従って行った。モルタルと試験基盤コンクリートは、界面にプライマーを塗布したもの、塗布しないものの 2 種類を、それぞれ 28 日間 20℃ で水中養生した後に試験した。試験体は、内径 54mm のコンクリート用コアドリルでモルタルコンクリート界面よりも 10mm 程度深い位置まで切り込みを入れ、その表面に 40mm×40mm の鋼製付着治具をエポキシ樹脂接着剤により貼り付けたものを使用した。試験を実施する際、偏心に注意し、載荷速度が 0.02kN/sec となるように荷重を与えた。測定は、図 3.3.4 に示すように試験基盤 1 枚に対して 5 箇所行った。測定値は平均値を採用した。

3.3.6 コンクリート試験体概要

(1) 断面修復無しの場合（ケース 1）

試験体は、第 2 章と同様に浸透面を除き 5 面を水道用無用剤型エポキシ樹脂塗料（JWWA K 157: 日本水道協会基準を満足）で被覆した。コンクリート試験体の大きさは、シリーズⅠで作製したかぶり 30mm の場合は W200×H100×D176mm、シリーズⅡで作製したかぶり 10、30、50mm の場合は、W200×H200×D200mm とした。2 種類の試験体の大きさを採用した理由は、かぶり 50mm のものは事前に FEM 解析を実施した際、浸透面と反対側でひび割れが発生

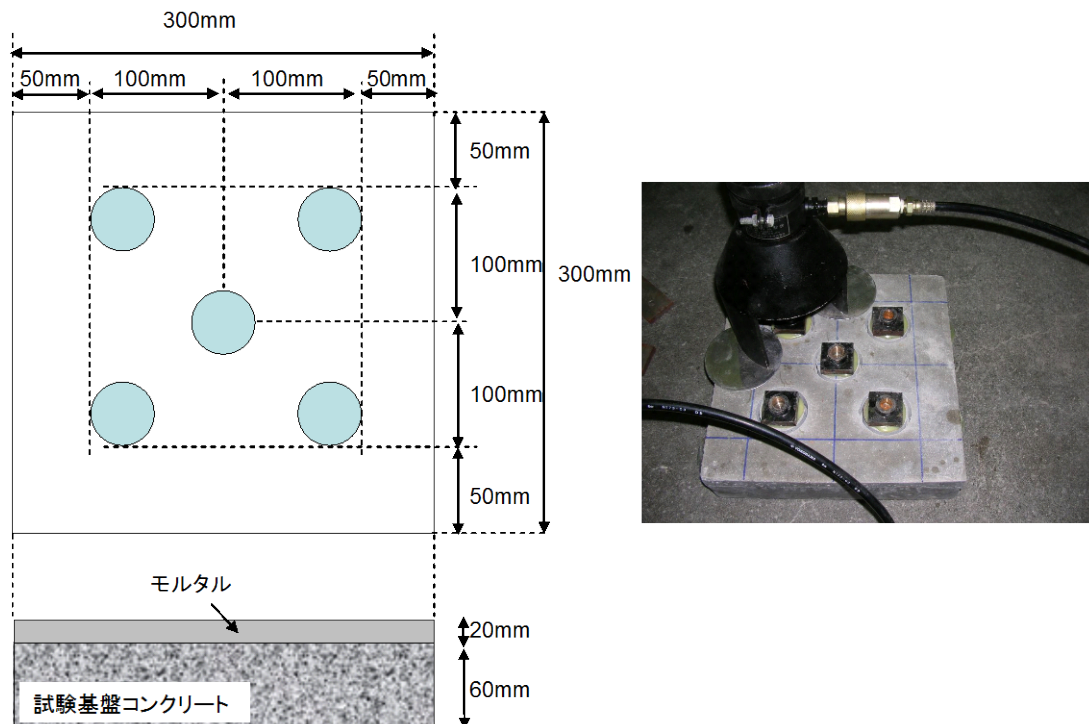
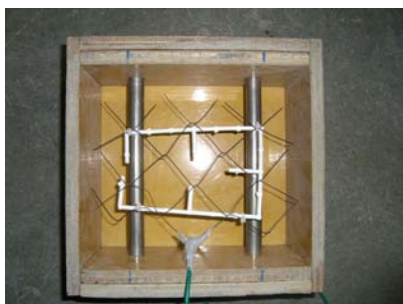


図 3.3.4 試験体概要

することが予測されたためである。

図 3.3.5 に、試験体の作製順序を示す。1)に示す打設前の試験体の型枠にコンクリートを流し込んだ後、テーブルバイブレーターにより 1 層目を表面が平滑になるまで締固めた。その後、2)のようにチタンメッシュを設置し、再びコンクリートを流し込みその後テーブルバイブレーターを掛けると 3)のような状態になる。脱型は、材齢 3 日程度で行い 4)のような状態になり、その後 7 日間湿布養生させる。養生が終了した後、塩分浸透面を除き 5)のようにエポキシ樹脂塗装を施工し、その後 6)のように電気泳動を行った。



1) 打設前の状態



2) 打設状況とチタンメッシュの設置



3) 打設直後



4) 脱型状況



5) 表面被覆



6) 電気泳動設置

図 3.3.5 ケース 1 における試験体作製状況

(2) 断面修復材を用いた場合（ケース 2）

断面修復材を用いた場合では、鉄筋コンクリートの補修の再劣化を検討するため、断面修復を施した試験体と腐食量との相関関係を求めるために実施した。試験体の大きさは、 $W56 \times H76 \times D100\text{mm}$ および $W96 \times H76 \times D100\text{mm}$ の 2 種類を用いた。鉄筋本数は、全てのケースで 1 本である。

図 3.3.6 に、試験体の作製手順を示す。1)のように、型枠の下に発砲スチロールを敷き、その上にコンクリートを流し込みテーブルバイブで締固めた。硬化後、発砲スチロールを除去すると 2)のように、コンクリートと鉄筋の露出面が現れた。露出面はワイヤーブラシで目荒らした後、プライマーを塗布、または無塗布で、試験体となじませるために 4 時間そのままの状態に静置した。断面修復材であるモルタルは、コンクリートの上面に打設した。その際、脱型後塩分浸透面を除き 3)のケース 1 と同様にエポキシ樹脂塗装で被覆した。モルタルとコンクリートとの界面は、腐食促進後表面被覆材を除去した後、4)のよう



1) コンクリート打設前



2) コンクリート硬化後



3) 表面被覆



4) モルタルとのコン
クリートの界面

図 3.3.6 ケース 2 における試験体作製状況ならびにモルタルとコンクリート界面の状況

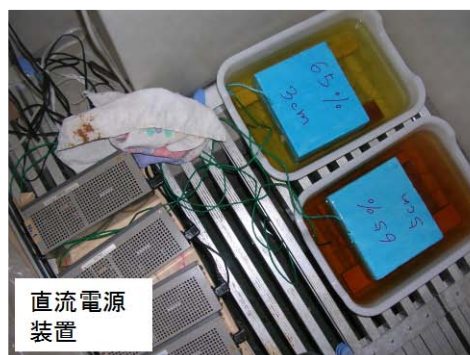
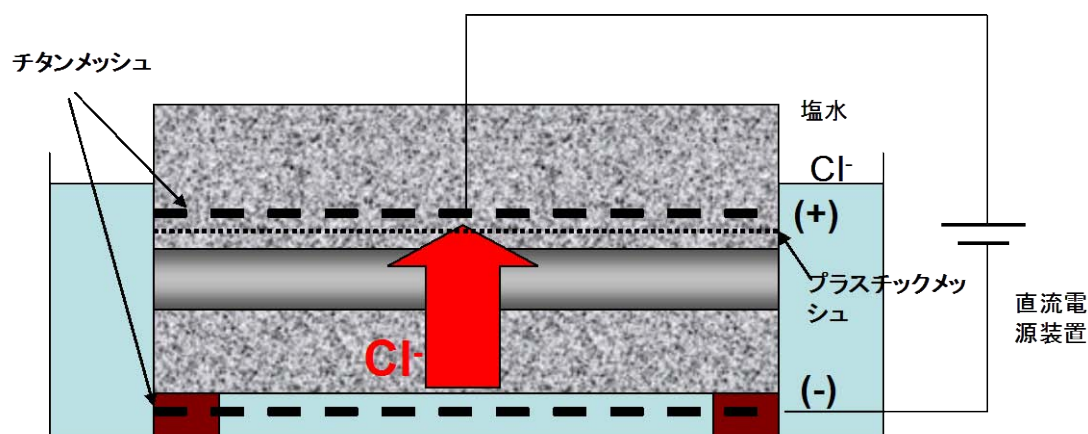


図 3.3.7 腐食促進装置

に確認することができた。

3.3.7 電気泳動法による腐食促進

電気泳動法による腐食促進の概要を図 3.3.7 に示す。基本的な装置の仕様は、第 2 章で使用したものと同一である。チタンメッシュと鉄筋が接触しないように、その間にプラスチック製メッシュを置いて両者の短絡を防いだ。電気泳動の開始時期は、初期水和が収束したと考えられる、材齢 7 日程度を目処に実施した。以下に、装置および塩化物イオン濃度の外観を示す。塩水中に存在する塩化物イオンが、コンクリート中に設置された陽極に泳動される形でコンクリート内部に泳動される。

直流電源電圧：18V

電流値：0.07～0.1A（チタンメッシュ単位面積当たり $0.216\text{mA}/\text{cm}^2 \sim 0.309\text{mA}/\text{cm}^2$ ）

塩化物イオン水溶液濃度：3wt%

3.3.8 試験パラメーター

(1) 鉄筋ピッチ、かぶり、強度をパラメーターとした場合（ケース 1）

実施した試験体のパラメーターは、かぶり、水セメント比、鉄筋本数、鉄筋ピッチの 4 種類である。各パラメーターの一覧表を表 3.3.10 に、試験体の概要を図 3.3.8 にそれぞれ示す。プラメッシュは、格子状のため丸い部分は図を見て鉛直方向の棒を示す。シリーズ I では鉄筋ピッチを目的として作製した試験体であり、水セメント比（強度）およびかぶりをパラメーターとしたものは、シリーズ I およびシリーズ II の両者を用いて比較した。コンクリートの強度を変えることで、セメントマトリックスの密実もそれに従って変わることになる。ここでは、水セメント比 65%においてかぶり 10, 30, 50mm と変化させたケース、かぶり 30mm において水セメント比を 45%、65%の両方を比較した。

表 3.3.10 試験パラメーター一覧

試験実施 場所	試験体 No.	かぶり (mm)	水セメント比 (%)	鉄筋 本数	鉄筋 ピッチ	鉄筋 No.
シリーズ I	1-1-1	30	65	1	－	①
	1-2-1, 1-2-2			2	50	①～④
	1-3-1, 1-3-2				100	①～④
シリーズ II	45-30-1, 45-30-2	30	45	1	－	①～②
	65-10-1, 65-10-2	10	65			①～②
	65-50-1, 65-50-2	50				①～②

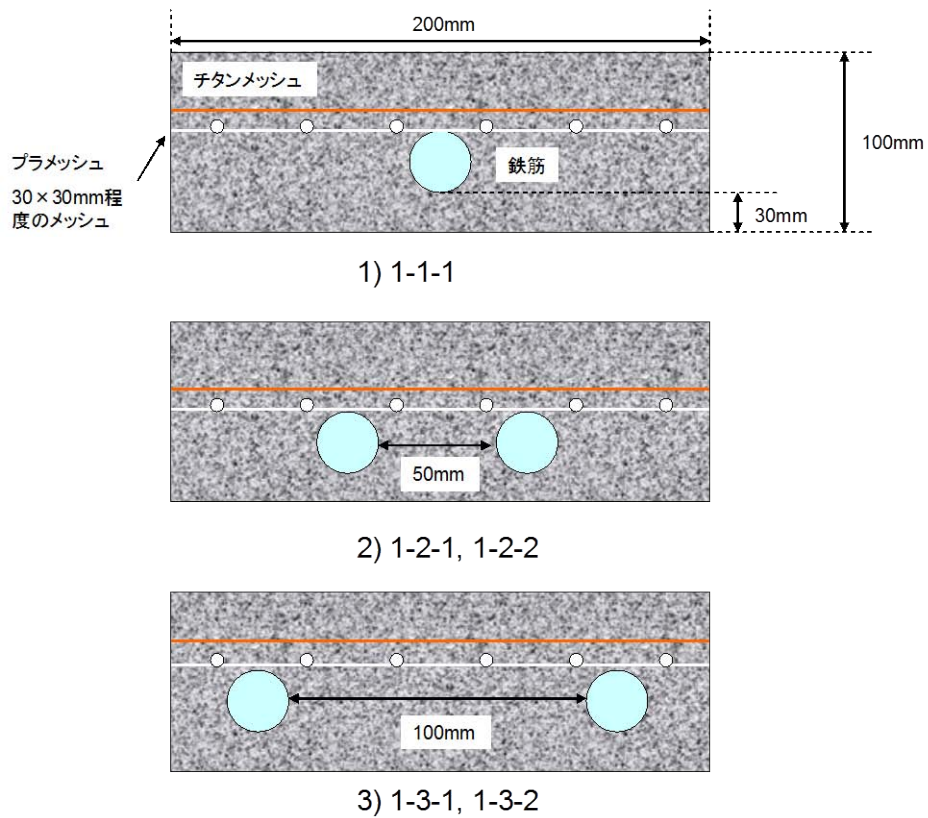


図 3.3.8 鉄筋ピッチを考慮した試験体概要図（シリーズⅠで実施）

図 3.3.9 に、かぶりをパラメーターとした試験体の概要図を示す。

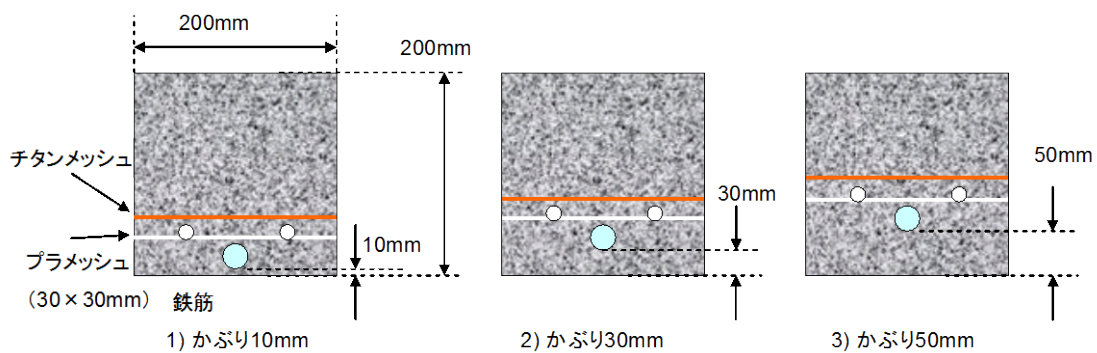


図 3.3.9 かぶりを考慮した試験体概要図（シリーズⅡで実施）

(2) 断面修復材を用いた場合（ケース 2）

断面修復材を用いたシリーズは全てシリーズ I で実施した。試験体のパラメーターは、断面修復位置（厚さ）、横かぶり、プライマーの有無である。各パラメーターの一覧表を表 3.3.11 に、試験体の概要を図 3.3.10 に示す。表 3.3.11 中の試験体 No. の最後の追番は、同じ試験ケースのときの試験体の数を表す。断面修復位置は、図中下側から見て鉄筋中央まで補修、鉄筋上面まで補修と定めた。

表 3.3.11 試験パラメーター一覧

試験体 No.	断面修復位置（厚さ）	横かぶり	プライマー
2-1-1	鉄筋中央まで(38mm)	20mm	なし
2-1-2			あり
2-2-1	鉄筋上面まで(46mm)		なし
2-2-2			あり
2-3-1	鉄筋中央まで(38mm)	40mm	なし
2-3-2			あり
2-4-1	鉄筋上面まで(46mm)		なし
2-4-2			あり

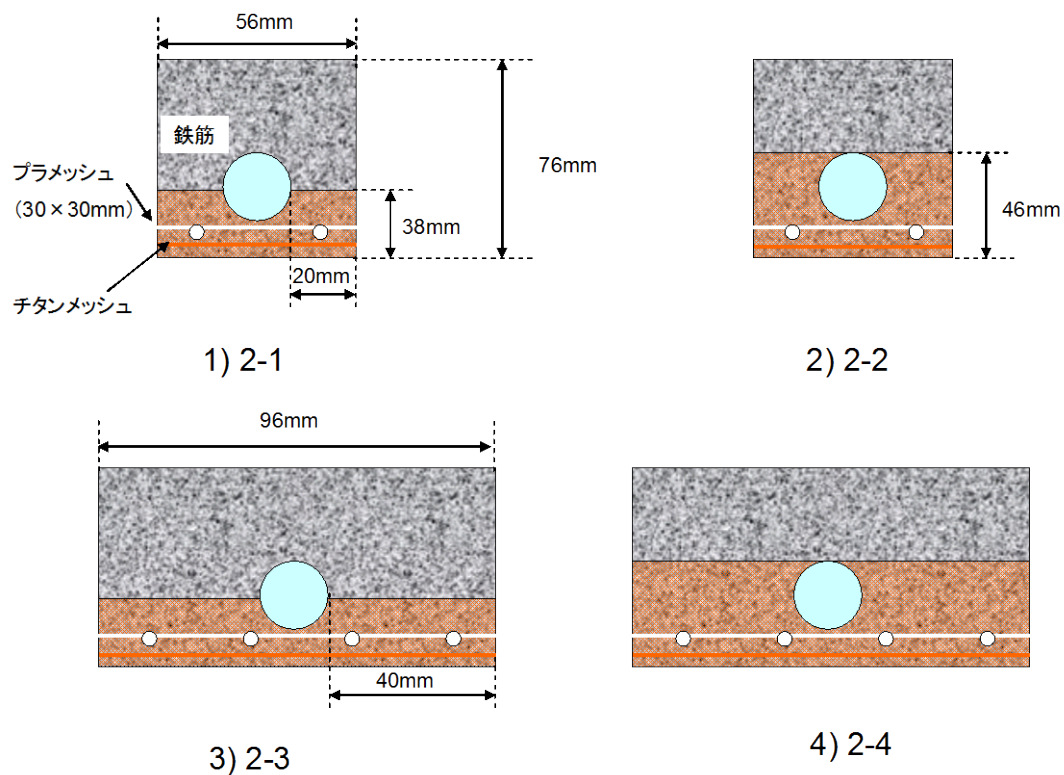


図 3.3.10 ケース 2 試験体概要図

ケース 2 に関しても塩化物イオンを試験体下面のみから浸透させるため、鉄筋端部をエポキシ樹脂剤で被覆し、下面以外の 5 面をエポキシ樹脂で塗装した。このケースでは、床版下面を断面修復後、融雪剤や内在塩分によりコンクリートに接する鉄筋部分がマクロセル腐食を起こし、断面修復材とコンクリートの界面が剥離する再劣化モデルを表している。このようなモデルを設定した理由は、コンクリートの引張強度、コンクリートと断面修復材との付着強度、断面修復材との引張強度の中で、コンクリートと断面修復材との付着強度が最も低いと想定されたためである。

3.3.9 鉄筋腐食測定項目

(1) 鉄筋腐食率

鉄筋腐食率は、以下の式(1)で算出した。

$$\text{腐食率(\%)} = (w - w') / w \times 100 \quad (1)$$

w : 腐食前の健全な鉄筋重量(mg)

w' : 腐食後の錆を除去した後の鉄筋重量(mg)

(2) 鉄筋腐食量

単位面積当たりの鉄筋の腐食量(mg/cm²)は、以下の式(2)で算出した。

$$\text{鉄筋腐食量(mg/cm}^2\text{)} = (w - w') / s \quad (2)$$

s : 鉄筋の全表面積(cm²)

(3) 鉄筋腐食面積率

鉄筋腐食面積率は、以下の式(3)を用いて鉄筋の腐食した箇所を透明なシートにトレースし、腐食していない箇所を白、腐食した箇所を黒として画像解析ソフトにて求めた。

$$\text{鉄筋腐食面積率(\%)} = (s' / s) \times 100 \quad (3)$$

s' : 腐食した鉄筋の表面積(cm²)

(4) 鉄筋半径減少量

鉄筋半径減少量は、以下の式(4)で算出した。錆の除去は、母材である鉄筋を溶解せず錆のみを除去することができる薬品（クエン酸等、塩酸 9.5%洗浄助剤）を用いた。エッチングに要した期間は丸1日以上であった。



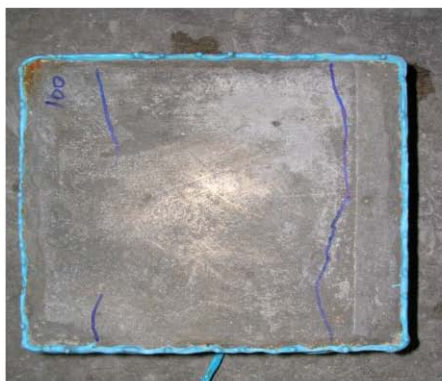
1) 1-1-1



2) 1-2-1



3) 1-2-2



4) 1-3-1



5) 1-3-2

図 3.3.11 シリーズ I のひび割れ発生状況



1) 65-10-1



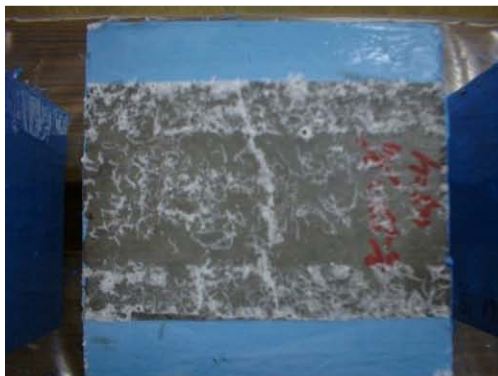
2) 65-10-2



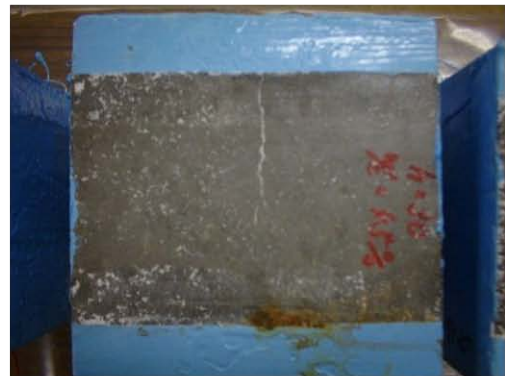
3) 65-50-1



4) 65-50-2



5) 45-30-1



6) 45-30-2

図 3.3.12 シリーズⅡのひび割れ発生状況

鉄筋半径減少量(mm) : $r - r'$ (4)

r : 腐食前の健全な鉄筋の半径(mm)

r' : 腐食後、錆を除去した後の鉄筋半径(mm)

実際の半径減少量は、測定箇所ごとのばらつきが大きいため、正確な値を測定すること

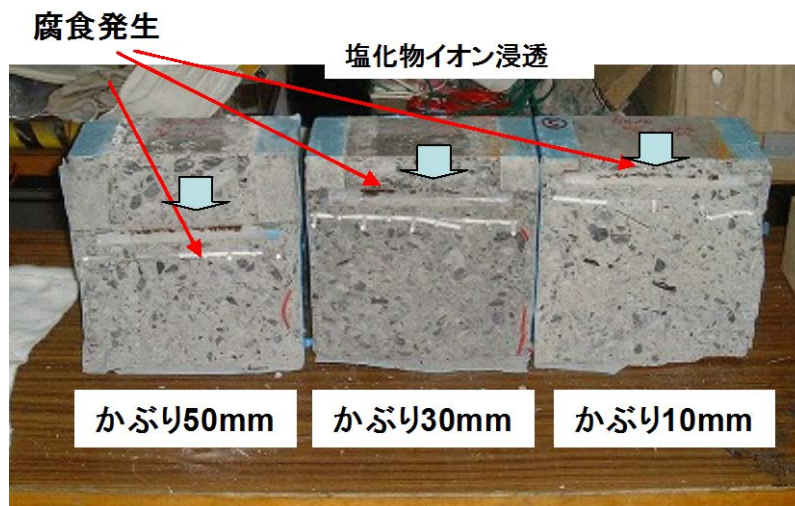
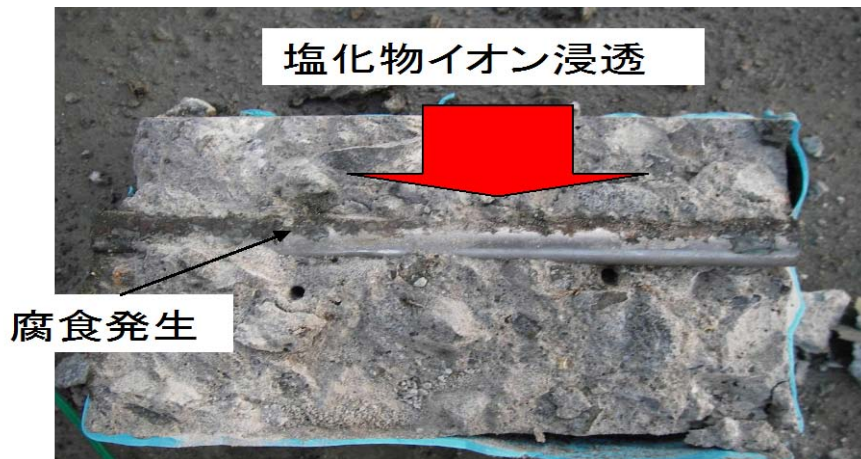


図 3.3.13 腐食発生状況

は困難であった。よって、鉄筋の質量変化量および密度より半径減少量を求めた。よって、このことは腐食量で示したことになるので、半径減少量についての結果については省略することとする。

3.3.10 実験結果および考察

(1) 鉄筋ピッチ、かぶり、水セメント比をパラメーターとした場合（ケース 1）

(a) 鉄筋腐食状況

試験体に発生したひび割れの発生状況を示す（図 3.3.11 シリーズⅠで実施。図 3.3.12 シリーズⅡで実施）。かぶり 30mm かつ圧縮強度がおおよそ 30N/mm^2 の場合は、電気泳動を開始してから 7～10 日程度でひび割れ発生しており、その向きは鉄筋に沿った結果となったことを確認した。また、かぶり 50mm かつ圧縮強度がおおよそ 30N/mm^2 の場合、かぶり 30mm

かつ圧縮強度が 50N/mm^2 の場合は、電気泳動を開始してから 15 日程度でひび割れが発生した。一方、かぶり 10mm かつ圧縮強度が 30N/mm^2 の場合は、わずか 2 日でひび割れが発生した。エポキシ樹脂を塗装した 5 面全てにおいて、ひび割れの発生は見られなかった。よって、本試験は、塩化物イオンが浸透したことにより、鉄筋腐食が発生して腐食膨張圧が発生して、塩化物イオン浸透面のみでひび割れが発生したためであることが確認された。このことから、電気泳動法によるひび割れ発生のための促進方法は、実際の塩害による部分腐食のひび割れを模擬することが可能であることがわかった。

図 3.3.13 に、腐食発生状況を示すために、試験体の断面および鉄筋腐食状況確認状況を示す。鉄筋の腐食発生状況から、塩分浸透側のみで腐食が発生し反対面では腐食が発生していなかったため、ひび割れは腐食に起因するものであることが、破壊検査の結果からも確認された。

(b) 材料試験結果一覧

フレッシュコンクリート試験、硬化コンクリート試験の結果一覧をシリーズⅠで実施したものを表 3.3.12、シリーズⅡで実施したものを表 3.3.13 に示す。圧縮強度に関しては、材齢 28 日において水セメント比 65%では $30\sim 35\text{N/mm}^2$ 、水セメント比 45%では 54N/mm^2 であることがわかった。静弾性係数に関しては、シリーズⅡで作製した試験体の方がシリーズⅠで実施した結果より 3kN/mm^2 程度大きくなった。これらの差は、材料や養生方法などの影響によって生じると考えられるが、顕著には見られなかった。なお、シリーズⅠで作製し

表 3.3.12 材料試験結果一覧（シリーズⅠ）

試験体 No.	フレッシュコンクリート試験		硬化コンクリート		
	スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm^2)		静弾性係数 (kN/mm^2)
			7 日	28 日	
1-1-1	8.0	5.5	24.1	32.6	26.5
1-2-1, 1-2-2	13.0	5.3	23.4	32.6	27.7
1-3-1, 1-3-2					

表 3.3.13 材料試験結果一覧（シリーズⅡ）

試験体 No.	フレッシュコンクリート試験			硬化コンクリート		
	スランブ (cm)	空気量 (%)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
				28 日		
45-30-1, 45-30-2	13.0	3.5	22.3	52.0	37.5	5.78
65-10-1, 65-10-2, 65-50-1, 65-50-2	13.0	3.6	22.4	34.0	30.5	3.80

た試験体の引張強度試験は、試験機の都合で実施されなかった。

(c) 鉄筋腐食測定結果一覧

表 3.3.14 に、シリーズⅠで実施した鉄筋腐食測定結果一覧を、表 3.3.15 にシリーズⅡで実施した鉄筋腐食測定結果一覧を示す。水セメント比 65%でかぶり 30mm の場合では、鉄筋ピッチの大きさの影響は少なく、概ね $20\sim 30\text{mg}/\text{cm}^2$ の間でひび割れが発生することがわかった。シリーズⅡで実施した同強度でかぶり 10mm の場合は、ひび割れ発生時の腐食量が $73\text{mg}/\text{cm}^2$ であり数値が著しく大きかった。試験終了後に鉄筋をコンクリートより取り出し、錆を除去後観察した写真を図 3.3.14 に示す。水セメント比が 65%でかぶり 10mm の場合は、他の場合と比べ、ひび割れ発生時の腐食量が大きかったにも関わらず孔食の発生は少なかった。このことから、鉄筋表面では局所的に腐食が発生するわけではなく、鉄筋表面で均一に腐食が進行したため、ひび割れ発生時の腐食率および腐食量が大きくなったと思われる。よって、ひび割れが発生後から電気泳動を停止後までに、他のかぶりで実施したよりも腐食が著しく進行した可能性が高い。一度ひび割れが発生すると、そこから塩化物イオンや酸素などの腐食因子がコンクリート内部に浸透しやすくなるため、腐食の進行が著しく早くなる。早期にひび割れが発生したかぶり 10mm の場合は、この影響が大きいため、本研究において他の実験ケースと比較検討する場合、かぶり 10mm の腐食率、腐食量、腐食面積率のケースは含めないこととする。

表 3.3.14 シリーズⅠにおけるひび割れ発生時の鉄筋腐食測定結果一覧

試験体 No.	鉄筋 数	ピッ チ (mm)	鉄筋 No.	腐食率 (%)		腐食量 (mg/cm^2)		腐食面積率(%)	
				Exp.	Ave.	Exp.	Ave.	Exp.	Ave.
1-1-1	1	-	①	0.893		28.0		43.6	
1-2-1	2	50	①	0.753	0.830	23.6	26.0	49.0	48.7
			②	0.827		25.9		48.4	
1-2-2			③	0.931		29.2		49.3	
			④	0.810		25.4		48.2	
1-3-1	2	100	①	1.586	0.956	49.8	30.1	54.7	46.1
			②	0.753		23.6		41.9	
			③	0.881		27.6		47.1	
1-3-2			④	0.615		19.2		40.8	

表 3.3.15 シリーズⅡにおけるひび割れ発生時の鉄筋腐食測定結果一覧

試験体 No.	かぶり (mm)	鉄筋 No.	腐食率 (%)		腐食量 (mg/cm ²)		腐食面積率 (%)	
			Exp.	Ave.	Exp.	Ave.	Exp.	Ave.
45-30-1	30	①	1.832	1.709	57.7	53.8	44.4	45.7
45-30-2		②	1.585		49.8		46.9	
65-10-1	10	①	2.419	2.322	75.6	72.7	41.7	41.7
65-10-2		②	2.225		69.7		41.6	
65-50-1	50	①	1.694	1.809	53.7	56.7	44.2	41.8
65-50-2		②	1.923		59.7		39.3	



図 3.3.14 錆を除去した後の鉄筋腐食状況

(d) ひび割れ発生時の腐食率の比較

図 3.3.15 に、鉄筋ピッチを 50、100mm とした時のひび割れ発生時の腐食率の測定結果を示す。参考のために、鉄筋 1 本のもの（ピッチ 0mm に表記）を示す。ひび割れ発生時の腐食率は、0.8～0.9%であり鉄筋ピッチによる差はわずかであったことが確認された。これらの実験結果から、鉄筋ピッチを変化させても、この範囲でひび割れ発生時の腐食率の影響は小さいと考えられる。図 3.3.16 に、圧縮強度とひび割れ発生時の腐食率の結果を、図 3.3.17 に、かぶりとひび割れ発生時の腐食率の結果を示す。圧縮強度およびかぶりを増大させるに従って、ひび割れ発生時の腐食率が増大することがわかった。

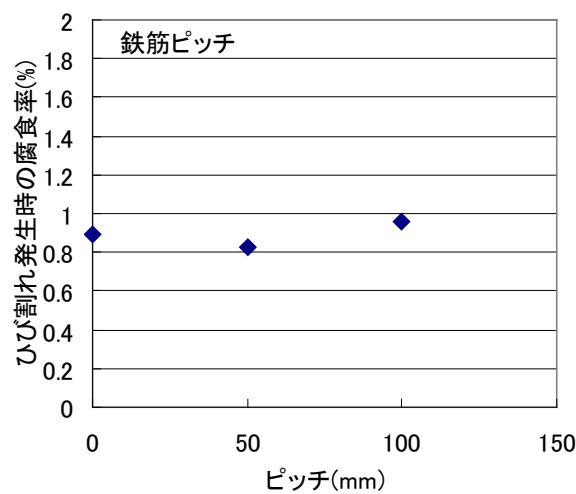


図 3.3.15 鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食率

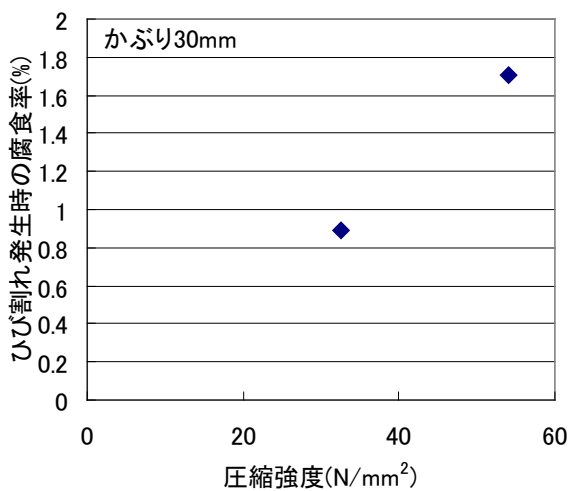


図 3.3.16 圧縮強度とひび割れ発生時の腐食率

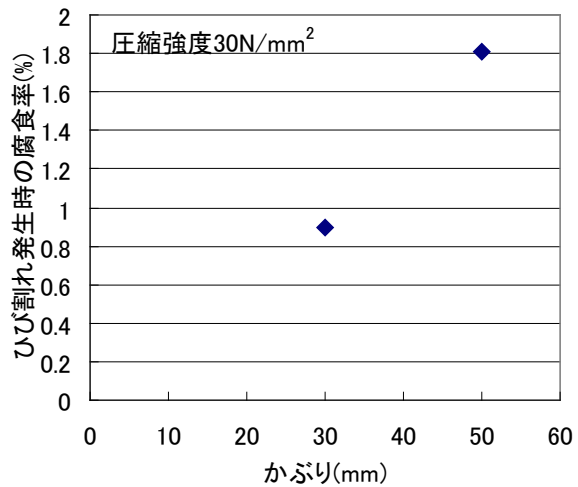


図 3.3.17 かぶりとひび割れ発生時の腐食率

(e) ひび割れ発生時の腐食量の比較

図 3.3.18 に、鉄筋ピッチを 50、100mm とした時のひび割れ発生時の腐食量の結果を示す。同様に、鉄筋 1 本のもの（ピッチ 0mm に表記）を示す。これらの結果から、ひび割れ発生時の腐食量は、 $26 \sim 30 \text{ mg/cm}^2$ であったことが確認された。また、腐食率と同様に鉄筋ピッチによる影響は観測されなかった。図 3.3.19 に、圧縮強度とひび割れ発生時の腐食量の結果を、図 3.3.20 に、かぶりと腐食量の結果を示す。腐食率と同様に、圧縮強度およびかぶりを増大するに従って、ひび割れ発生時の腐食量は増大することがわかった。また、土木学

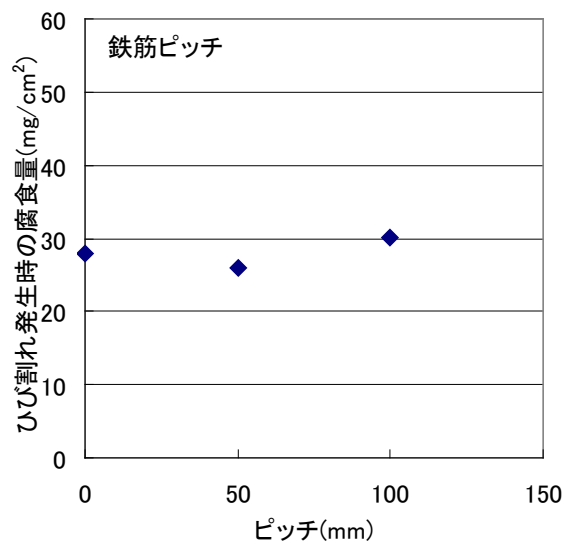


図 3.3.18 鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食量の関係

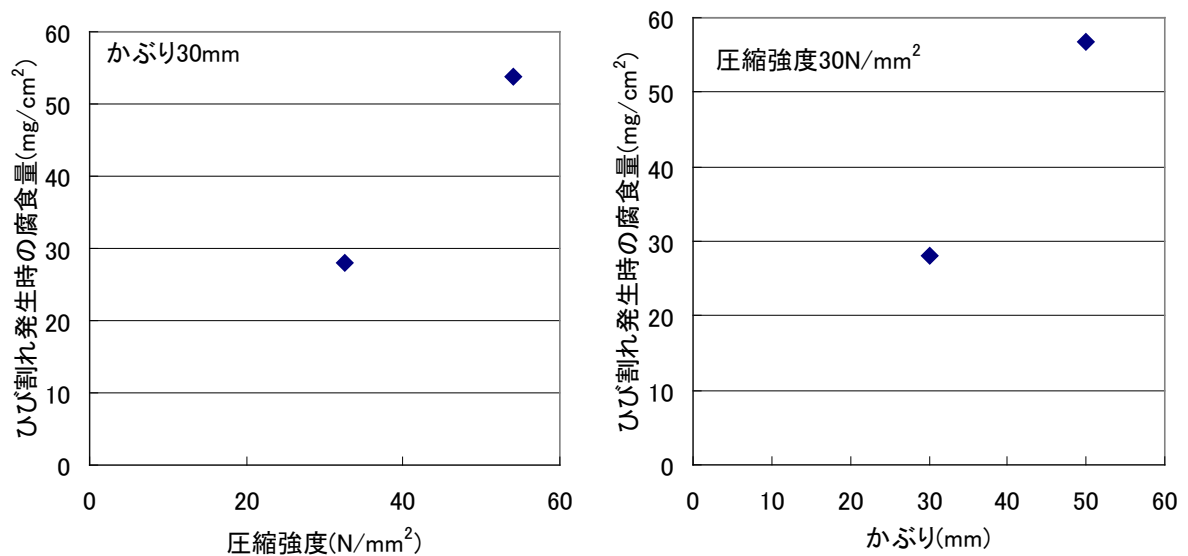
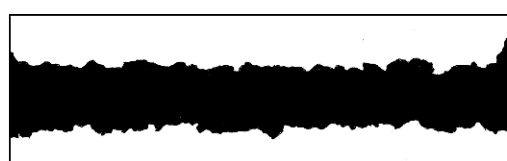


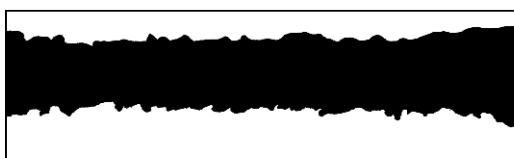
図 3.3.19 圧縮強度とひび割れ発生時の腐食量の関係

図 3.3.20 かぶりとひび割れ発生時の腐食量の関係

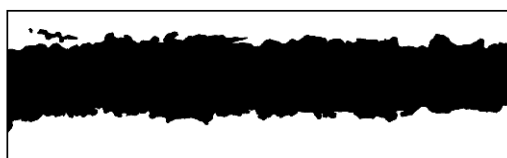
会コンクリート標準示方書[維持管理編]で規定されたひび割れ発生時の腐食量 $10\text{mg}/\text{cm}^2$ であり、いずれのケースでもその値より大きくなったことを確認した。この結果から、圧縮強度やかぶりを増大させることにより、ひび割れ発生時の腐食量をコンクリート標準示方書の値よりも大きくできることを示すことができた。ひび割れ発生時の腐食量が大きくなれば、進展期の期間を長くできかつコンクリートの残存期間を長くなる。



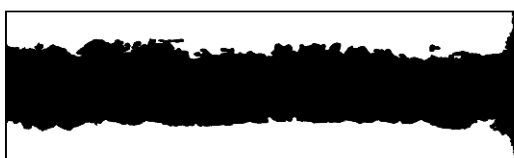
1-1-1-①



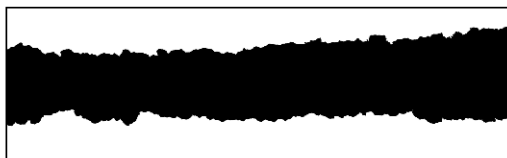
1-2-1-①



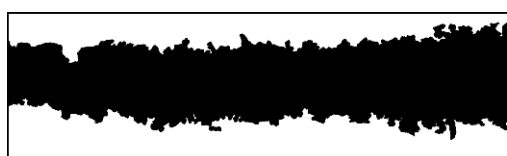
1-2-1-②



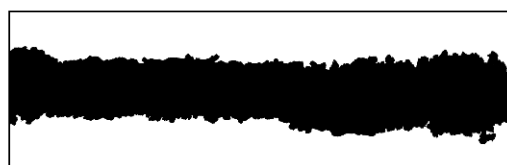
1-2-2-③



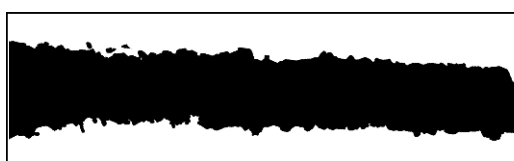
1-2-2-④



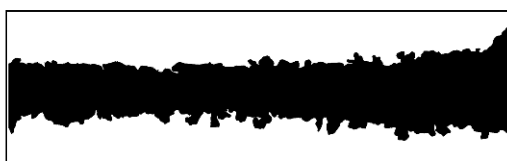
1-3-1-①



1-3-1-②



1-3-2-③

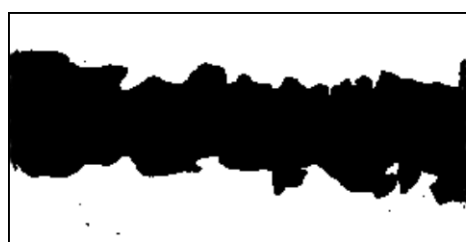


1-3-2-④

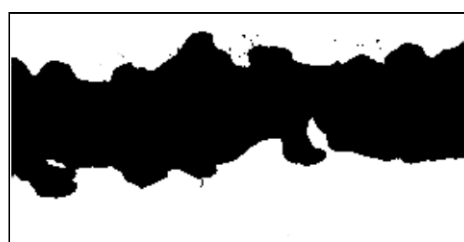
図 3.3.21 ひび割れ発生時の腐食部測定結果（シリーズ I）

(f) ひび割れ発生時の腐食面積率の比較

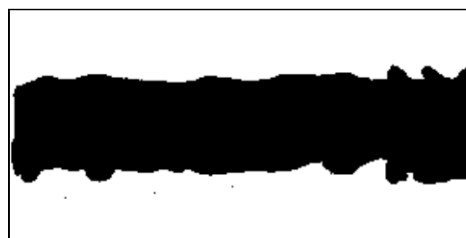
図 3.3.21 に、シリーズⅠで実施した鉄筋本数および鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食面積率に関して、測定した展開図の結果を図 3.3.22 に、シリーズⅡで実施した圧縮強度、かぶりの結果を示す。なお、この図では、腐食した箇所を黒色、腐食が起きていない箇所を白色と 2 値化して表記してある。つまり、中心線付近がかぶり側の中心線を示す。この結果から、鉄筋の塩分浸透側（図中中央黒色部分）で腐食が卓越して起こり、反対側では腐食がほとんど起きていないことがわかった。図 3.3.23 に、鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食率を、図 3.3.24 に、圧縮強度とひび割れ発生時の腐食率を、図 3.3.25 に、かぶりと腐食率の結果を示す。ひび割れ発生時の腐食面積率は、いずれのケースでも 40 から 50%



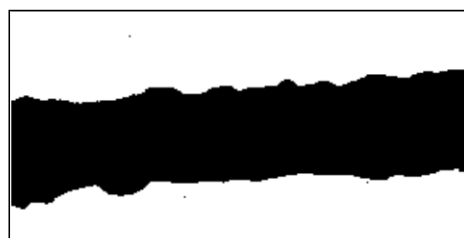
45-30-1-①



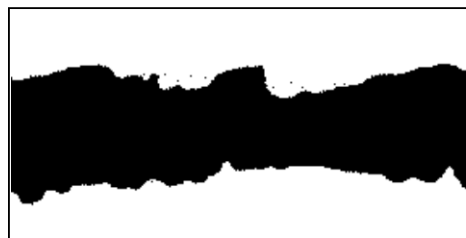
45-30-2-②



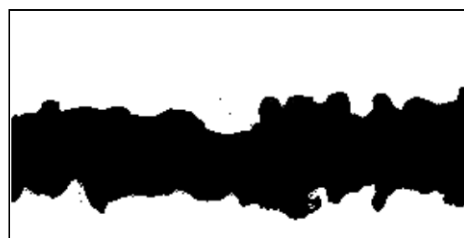
65-10-1-①



65-10-2-②



65-50-1-①



65-50-2-②

図 3.3.22 ひび割れ発生時の腐食部測定結果（シリーズⅡ）

であり、パラメーターを変化させてもひび割れ発生時の腐食面積率の影響はほとんど小さかった。これらの結果から、腐食ひび割れが発生した時の腐食面積率は、今回のパラメーターの範囲では40～50%程度であるといえる。

(2) 断面修復材を用いた場合（ケース2）

(a) 鉄筋腐食状況

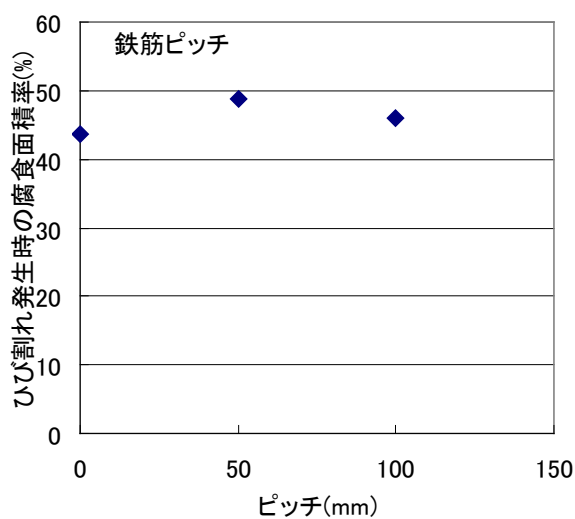


図 3.3.23 鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食面積率

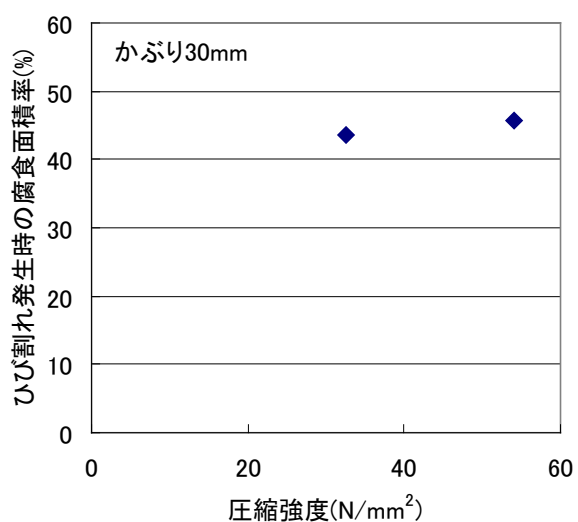


図 3.3.24 圧縮強度とひび割れ発生時の腐食面積率

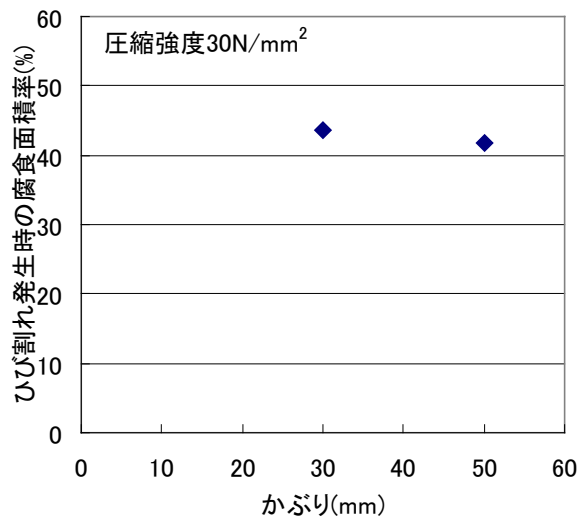


図 3.3.25 かぶりとひび割れ発生時の腐食面積率

断面修復したコンクリートは、断面修復を行わないケース 1 の試験と異なり塩分浸透面にひび割れが発生せず、試験体側面のコンクリートと断面修復材界面に相当する、エポキシ樹脂被膜表面にひび割れが発生した。図 3. 3. 26 に、ひび割れ発生状況を示す。また、図 3. 3. 27 に試験体解体後の界面の様子を示す。腐食生成物が、コンクリートと断面修復モルタルの界面に広がっていることが確認された。よって、エポキシ樹脂被膜表面に現れたひ

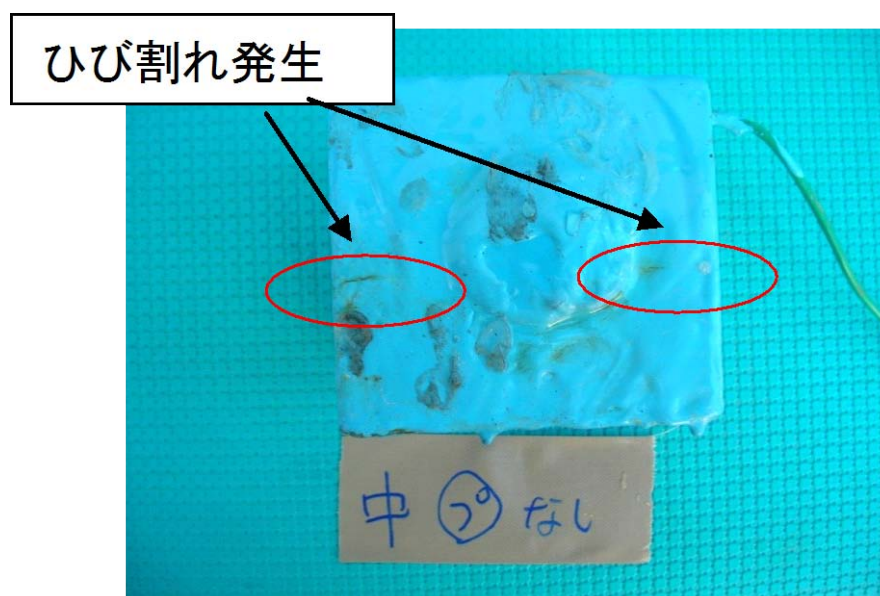


図 3. 3. 26 ひび割れ発生状況（ケース 2）



図 3. 3. 27 解体後の界面の状況（ケース 2）

び割れは、鉄筋からの腐食生成物が生成したことによる膨張圧が原因であることが確認された。図 3.3.28 に、試験体より取り出した鉄筋の腐食状況を示す。コンクリート側（塩分浸透側）で腐食が卓越して起こったことが確認できた。

コンクリート側(塩分浸透側)

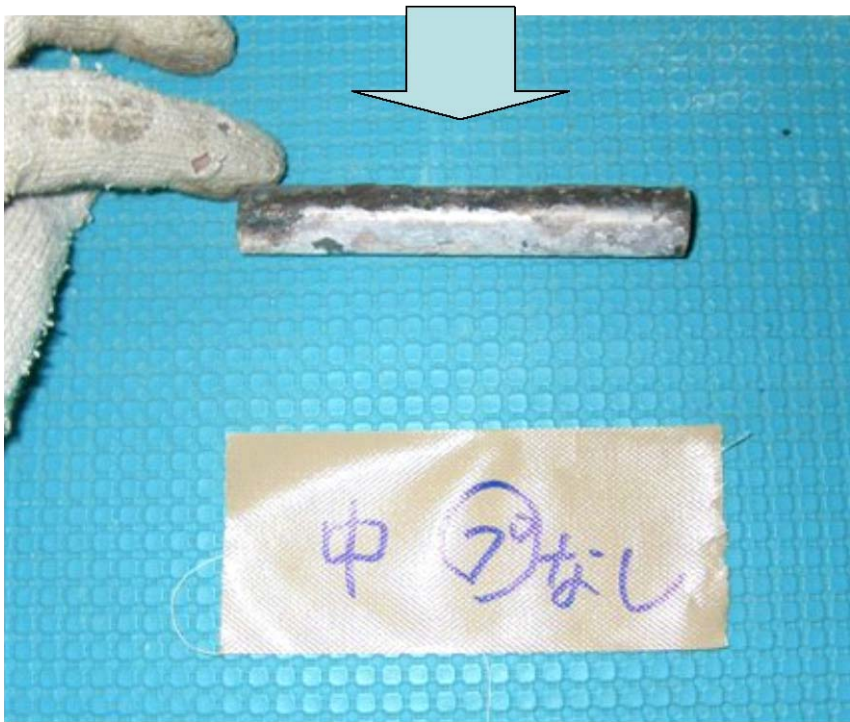


図 3.3.28 鉄筋腐食状況

(b) 材料試験結果一覧

表 3.3.16 に、ケース 2 で用いたコンクリートのフレッシュコンクリート試験、硬化コンクリート試験の一覧を示す。硬化コンクリートの試験結果は、シリーズ I におけるケース 1 の場合とほとんど同じであった。

表 3.3.16 試験結果一覧

フレッシュコンクリート試験		硬化コンクリート試験		
スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)		静弾性係数 (kN/mm ²)
		7 日	28 日	
13.5	5.0	21.3	31.2	27.7

表 3.3.17 に、ケース 2 で用いた断面修復モルタルの硬化試験、表 3.3.18 に、ケース 2 で用いた断面修復モルタルとコンクリートとの付着試験の結果を示す。全ての数値で、断

面修復モルタルメーカーが規定する数値を上回ったことが確認された。また、付着強度に関しては、プライマーを施工した場合としない場合ではおよそ 0.4N/mm^2 程度であるが、プライマーを施工した方が上回ったことを確認した。以上のことから、今回使用した断面修復モルタルは、一般的な断面修復材としての性能を発揮し、コンクリートよりも高い強度物性を示したといえる。

表 3.3.17 断面修復モルタルの硬化試験

実験値			規定値		
圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)
46.5	3.78	21.83	44.0	3.51	19.20

表 3.3.18 付着強度試験

試験 No.	プライマーあり (N/mm^2)	プライマー無し (N/mm^2)	規定値 (N/mm^2)
1	2.48	測定不能	2.37
2	2.55	2.43	
3	2.35	2.36	
4	2.42	1.80	
5	2.69	1.86	
平均値	2.50	2.11	

(c) ひび割れ発生時の鉄筋腐食測定結果一覧

表 3.3.19 に、測定結果の一覧を示す。断面修復位置が鉄筋上面までで横かぶりが 40mm の場合は、49 日間腐食促進を行ったが、試験体表面ではひび割れを確認することができなかった。よって、電気泳動を中止して界面に赤インクを注入してひび割れの進行状況を確認した。図 3.3.29 のようにプライマーの有無に関わらず、腐食膨張により界面が剥離していたため腐食生成物が広がったことを確認した。しかし、腐食促進日数 49 日では、試験体表面にひび割れを発生させるまでの腐食量までには至らなかった。この条件では、腐食した面積が小さく、腐食深さまで進行しなかったためと考えられる。この試験結果より、ひび割れ発生時の腐食量を出すためにはそれに相当するだけの腐食深さが必要であるため、今回実施した期間よりもさらに長期間を要するといえる。

表 3. 3. 19 ひび割れ発生時の鉄筋腐食測定結果一覧

試験体 No.	断面修復位置 (厚さ)	横 かぶり	プライマー	腐食率 (%)	腐食量 (mg/cm ²)	腐食面積率 (%)
2-1-1	鉄筋中央まで(38mm)	20mm	なし	0.926	29.0	54.1
2-1-2			あり	0.813	25.5	48.8
2-2-1	鉄筋上面まで(46mm)		なし	1.030	32.3	62.0
2-2-2			あり	0.953	29.9	61.3
2-3-1	鉄筋中央まで(38mm)	40mm	なし	2.680	84.4	49.9
2-3-2			あり	2.910	91.6	52.0
2-4-1	鉄筋上面まで(46mm)		なし	測定不可		
2-4-2			あり	測定不可		



鉄筋上面まで補修
プライマー無し



鉄筋上面まで補修
プライマーあり

図 3. 3. 29 界面のひび割れ進行状況

(d) ひび割れ発生時の腐食率の比較

図 3.3.30 に、腐食条件とひび割れ発生時の腐食率の結果を示す。横かぶりが 20mm の場合は、ひび割れ発生時の腐食率が 0.8~1.0%であったのに対して、横かぶりが 40mm の場合は 2.7~2.9%と後者の方が著しく大きくなった。このことは、横かぶりが 40mm の場合は、界面が剥離の距離および面積が大きく、腐食生成物がその間に大量に入り込みひび割れを起こすため、ひび割れ発生時の腐食率が著しく大きくなったと考えられる。

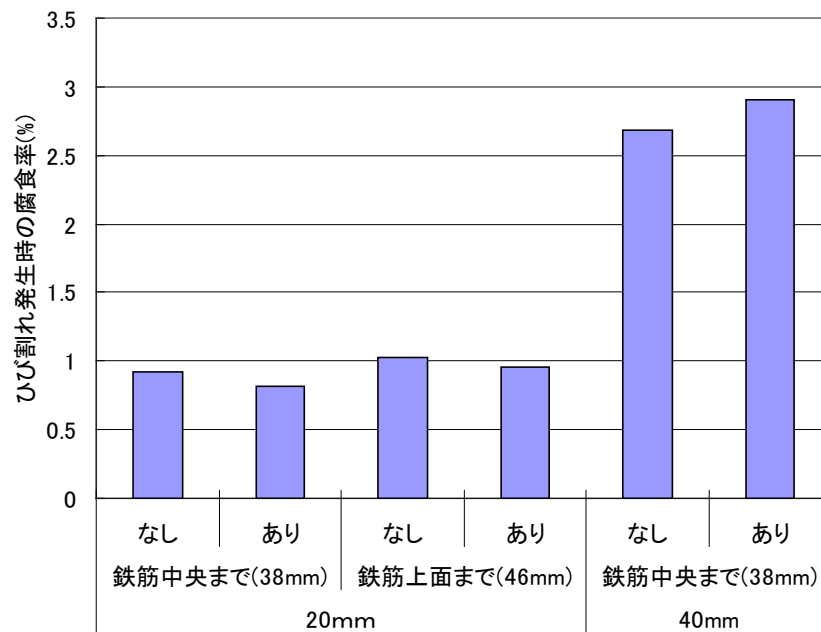


図 3.3.30 断面修復条件とひび割れ発生時の腐食率の関係

(e) ひび割れ発生時の腐食量の比較

図 3.3.31 に、断面修復条件とひび割れ発生時の腐食量の結果を示す。この試験結果に関しても、腐食率と同様に横かぶり 40mm の場合はひび割れ発生時の腐食量が著しく大きくなることが確認された。

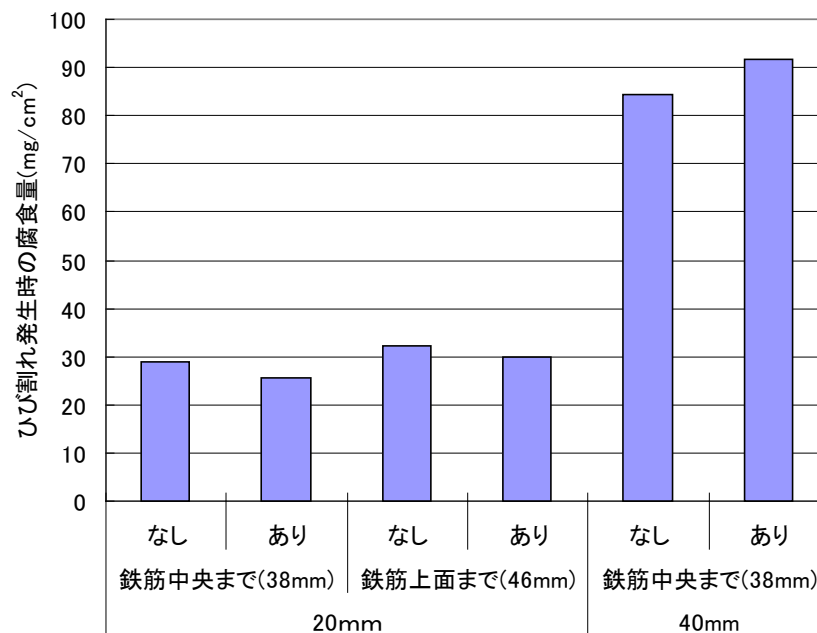
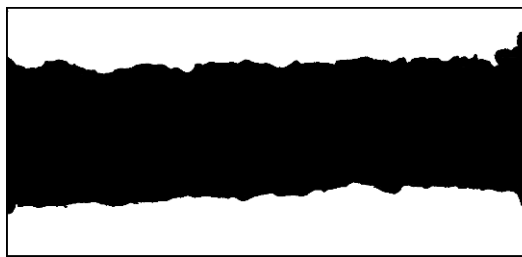


図 3. 3. 31 断面修復条件とひび割れ発生時の腐食量の関係

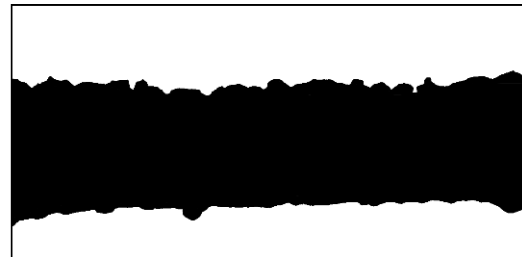
(f) ひび割れ発生時の腐食面積率の比較

図 3. 3. 32 に、ひび割れ発生時の腐食面積率を測定した展開図の結果を示す。この結果においても、断面修復を施さなかった場合と同様に、腐食はコンクリート側で卓越して起きていることが確認された。図 3. 3. 33 に、ひび割れ発生時の腐食面積率を比較した結果を示す。ひび割れ発生時の腐食面積率は、全て 49～61%の範囲であり、ケース 1 よりも 10%程度幅が大きくなった。鉄筋上面まで断面修復したにもかかわらず腐食が広範囲で発生した原因は、腐食が断面修復材とコンクリート界面で発生後、その界面が剥離した箇所に塩化物イオンが侵入して、直接鉄筋と塩化物イオンが接触することで腐食が促進されたと考えられる。事前の予想では、鉄筋上面まで断面修復した場合、腐食面積がわずかであると想定した。しかし、実際には腐食面積率が広範囲に及んでいたことが確認された。

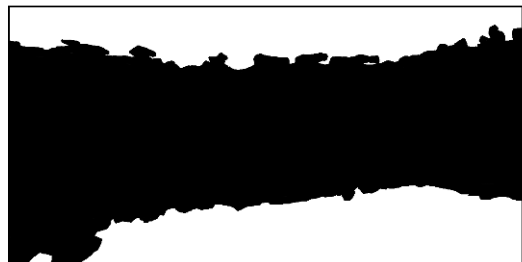
横かぶり 20mm で鉄筋上面まで断面修復した場合では、腐食面積率は 60%以上と横かぶり 40mm より大きくなったにもかかわらず、腐食量は鉄筋中央まで断面修復した場合と同等であった。つまり、鉄筋上面まで断面修復した場合の腐食は、広範囲で起きたが深さ方向には鉄筋中央よりも進行しなかった。一方、横かぶり 40mm では、ひび割れ発生時の腐食面積率が横かぶり 20mm と同等にもかかわらず、腐食量が著しく大きくなった。よって、この条件では鉄筋腐食が横かぶり 20mm よりも深さ方向に進行したといえる。この原因は、コンクリートと断面修復材との間の隙間に、腐食生成物が浸透したため腐食量が大きくなったと考えられる。以下に、詳細に比較検討した結果を述べる。



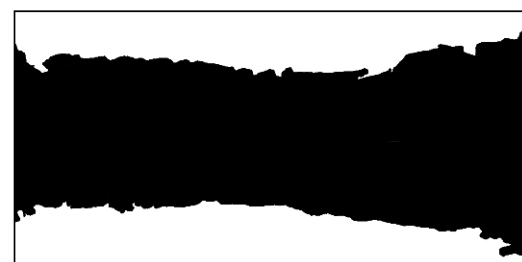
2-1-1



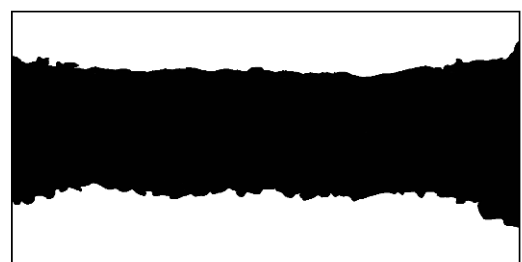
2-1-2



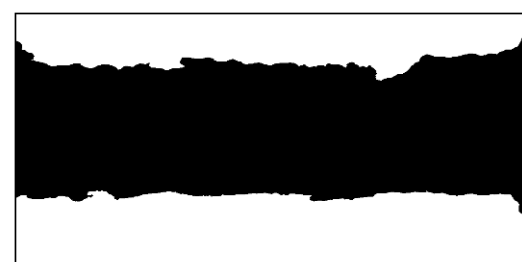
2-2-1



2-2-2



2-3-1



2-3-2

図 3.3.32 断面修復を施したときのひび割れ発生時の腐食部

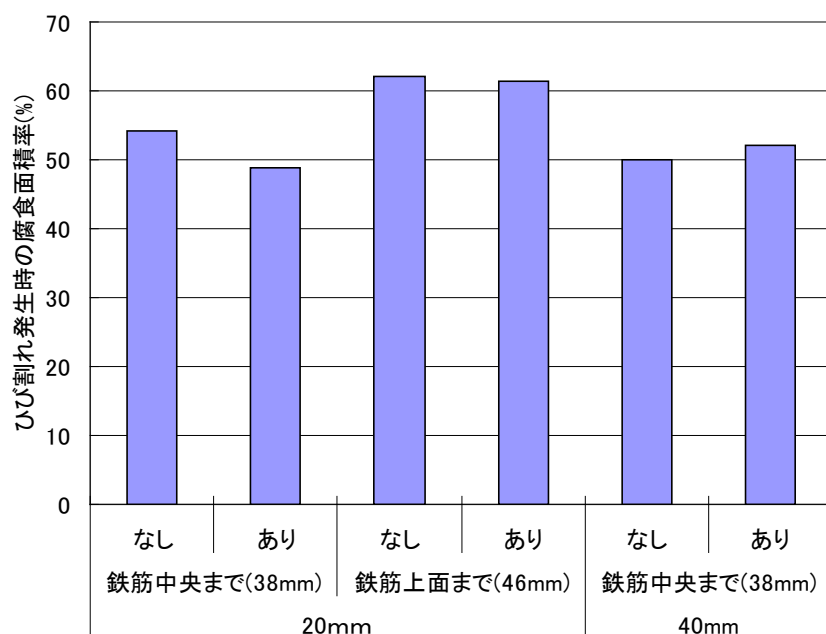


図 3. 3. 33 断面修復条件とひび割れ発生時の腐食面積率の関係

(g) 横かぶりがひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響

図 3. 3. 34 に、横かぶりの影響を考慮した時のひび割れ発生時の鉄筋腐食量を比較した結果を示す。プライマーなしの場合は、横かぶり 40mm の方が横かぶり 20mm より 2.91 倍、プライマーありの場合は横かぶり 40mm の方が横かぶり 20mm より 3.59 倍大きくなったことを確認した。このことから、横かぶりが長いことによりひび割れ発生に必要な鉄筋腐食量が著しく増大することがわかった。つまり、隅角部などでかぶりが小さい場合での界面剥離を起こさないためには、図 3. 3. 35 に示すように可能であるならば界面の付着長さ（横かぶ

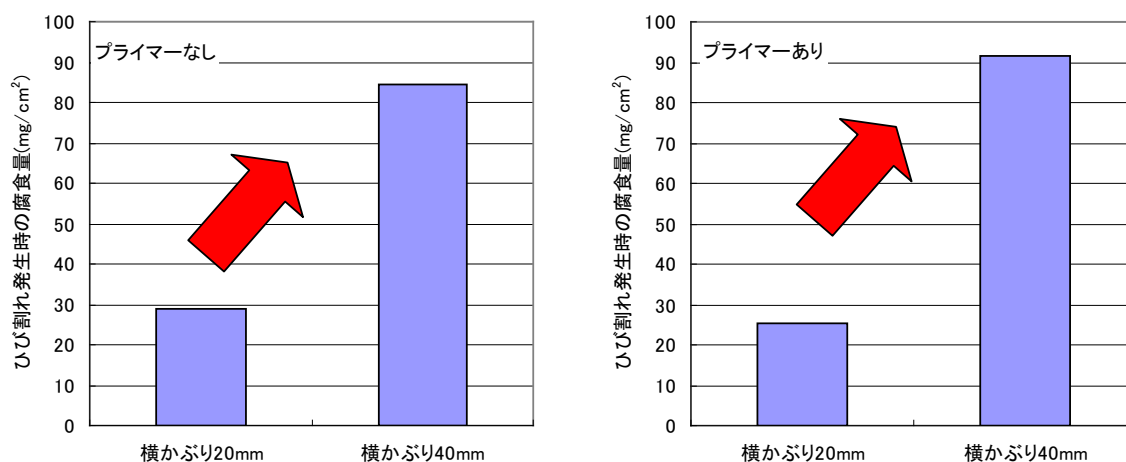


図 3. 3. 34 界面長さの影響を考慮した鉄筋腐食量の比較

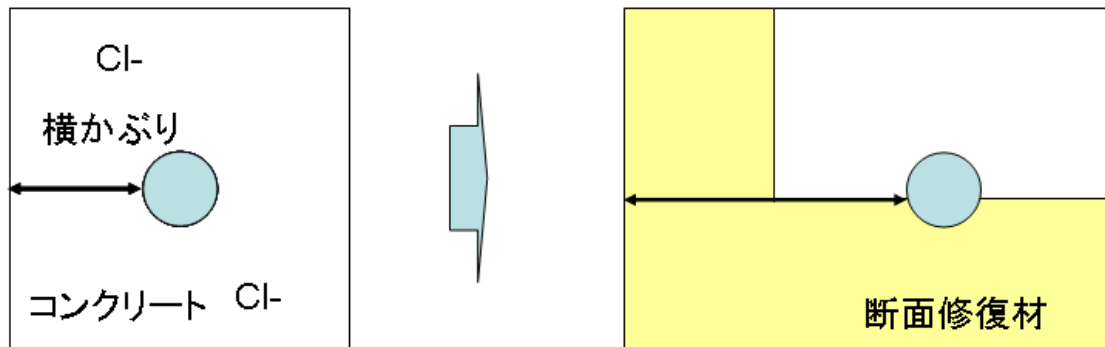


図 3. 3. 35 隅角部における再劣化の防止策案

り)を十分に確保する事で、再劣化を防止するために有効であるといえる。

(h) 断面修復材厚さがひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響

図 3. 3. 36 に、断面修復材厚さがひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響について検討した結果を示す。プライマーが無い場合、鉄筋上面まで断面修復した場合は鉄筋中央までの場合より 1.11 倍、プライマーがある場合では、鉄筋上面まで断面修復した場合は鉄筋中央までの場合より 1.17 倍と大きくなった。実験前では、鉄筋上面まで断面修復すると腐食面積率が著しく小さくなり界面剥離を引き起こすには相当の腐食量を要すると予想していた。そのため、鉄筋の深さ方向に腐食が進行すると考えられていた。しかし、実際のひび割れ発生時の腐食量の大きさは、断面修復の厚さを変化させても、その影響はわずかであった。

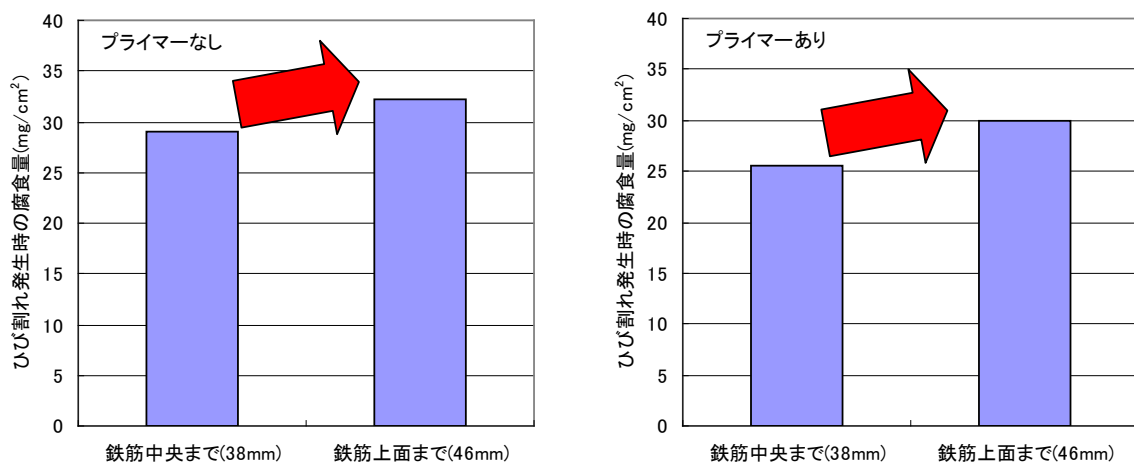
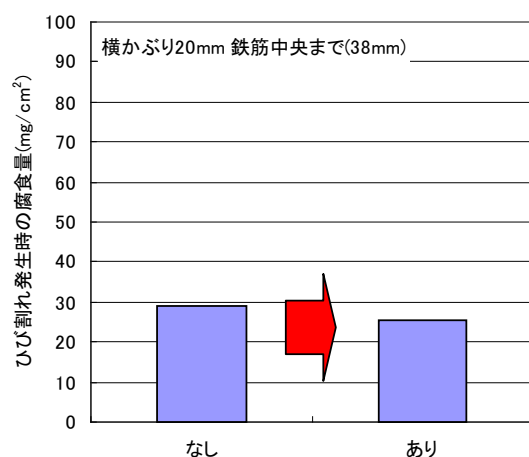


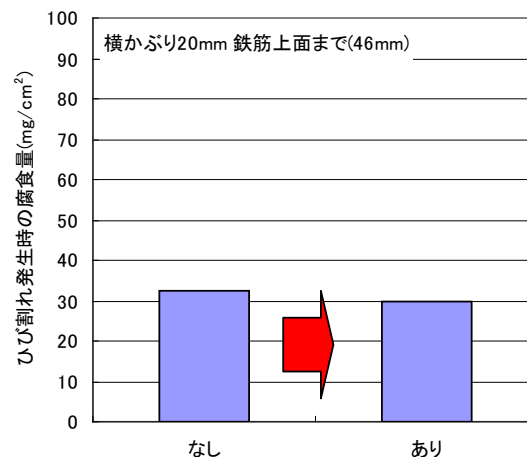
図 3. 3. 36 断面修復材厚さの影響を考慮した鉄筋腐食量の比較

(i) プライマーの有無がひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響

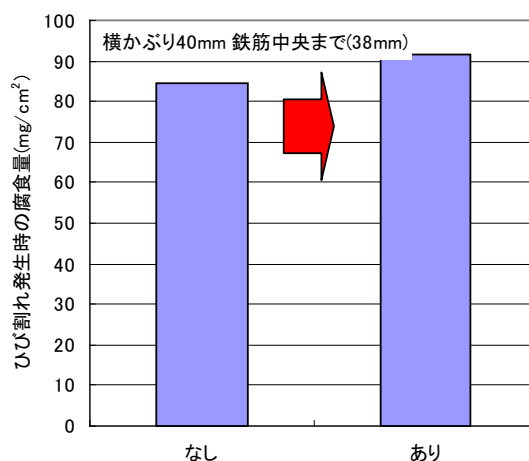
図 3. 3. 37 に、プライマーの有無がひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響について検討



a) 横かぶり 20mm 鉄筋中央まで(38mm)



b) 横かぶり 20mm 鉄筋上面まで(46mm)



c) 横かぶり 40mm 鉄筋中央まで(38mm)

図 3.3.37 プライマーの影響を考慮したひび割れ発生時の鉄筋腐食量の比較

した結果を示す。横かぶり 20mm で鉄筋中央までの場合は、プライマーありの方がプライマーなしと比較して、0.88 倍、横かぶり 20mm で鉄筋上面までの場合は 0.93 倍、横かぶり 40mm で鉄筋中央までの場合は 1.09 倍の腐食量となった。よって、プライマーの有無がひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響は小さかった。プライマーは、断面修復材施工時のモルタルの水分が、急激に奪われるドライアウトを防ぐのに有効な施工方法として、現場ではよく使用される。しかし、実験室のように試験体が管理された環境下では、プライマーの有無に関わらず、付着強度が現場で施工した時よりも大きく出てしまうため、プライマーの効果を確認することは困難である。しかし、現場で断面修復材を使用する場合は、ブリーディングやドライアウトなどの施工不良を防止するために、プライマーの施工は有効であると考えられる。今回実施したような試験では、プライマーなしの条件でも、室内試験

であり養生などの環境条件がよかったため、付着強度も高く、プライマーの有無がひび割れ発生時の鉄筋腐食量に影響を与えなかった。よって、室内のような管理された環境下では、付着強度が現場で施工した時よりも高く出てしまうため、プライマーの効果を確認することは困難である。実際に現場で断面修復材を使用する場合は、ブリーディングやドライアウトなどの施工不良を防止するために、プライマーの施工は有効であるといえる。

3.4 ひび割れ発生時の腐食量に関する解析の考え方

3.4.1 概念

本研究目的の一つには、FEM 解析による腐食メカニズムの解明およびひび割れ発生までの残存期間の予測手法の確立である。FEM 解析によりひび割れ発生時の腐食量がわかれば、分極抵抗法による腐食速度の値からひび割れ発生時期の推定が可能となり、断面修復時期の実施計画を立てることが可能となる。しかし、ひび割れが発生するとその周囲の引張応力が分散されるため、非線形解析による計算が実施できるプログラムでなければならない。代表的なコンクリートに用いられる非線形 FEM 解析プログラムは、ANSYS や ABAQUS などが挙げられる。本研究では、コンクリート専門の非線形 FEM 解析プログラムを用いて解析を実施した。

使用した解析プログラムは、Cervenka Consulting が開発した鉄筋コンクリート専用の静的非線形解析専用プログラム ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) を用いた。この解析プログラムは、破壊力学に基づいた構成則を使用しており、コンクリートのひび割れ、圧壊、鉄筋の降伏などの非線形現象を有限要素法によりシミュレートすることができる。計算方法は、Newton-Raphson 法と呼ばれる非線形反復法を用いて実施する。コンクリートの材料構成則は、等価 1 軸応力ひずみ関係に基づく直交異方性コンクリートモデル、破壊・塑性基準に基づいたコンクリートモデルなどを設定することが可能である。荷重条件は、集中荷重、分布荷重、強制変位、温度荷重、初期ひずみを設定することが可能である。また、ATENA では解析中のひび割れ、変形図、応力コンター図などを表示することが可能である。以上のことから、本プログラムはコンクリートの特性を精密に再現することができるので、本研究で使用するものとした。

3.4.2 鉄筋腐食膨張の考え方

コンクリートの塩害劣化メカニズムは、鉄筋が腐食することにより鉄筋半径が膨張して、ひび割れを発生するモデルを仮定できる。仮想的に鉄筋に熱を加え、膨張する現象とした。なお、本節では、断面修復をしていないコンクリートに関して、FEM 解析を用いてひび割れ発生時の鉄筋腐食を検討した。ひび割れ発生後の引張強度とひび割れ幅の関係は、Hordijk

の指数関数型ひび割れ開口則に従うと設定した⁵⁾。断面修復したコンクリートの劣化メカニズムの概念に関しては、3.5節で詳細述べることとする。

腐食ひび割れ発生の考え方は、コンクリート表面で発生する腐食による引張応力がコンクリートの有する引張応力を上回ったときに発生すると定義した。日本コンクリート工学協会が提案する手法に基づき、図3.4.1に示すモデルを仮定した⁶⁾。腐食膨張は、鉄筋に線膨張係数 $a=1.2 \times 10^{-5}$ を設定し、鉄筋に温度 (Δt) を仮想的に与えることで模擬した。なお、解析に用いた式は下記の通りである。体積膨張率 α (=腐食生成物の体積/鉄が腐食によって失われた体積) を3.2に仮定した⁷⁾。 ρ は鉄の密度 7.86g/cm^3 を用いた。腐食後の腐食生成物と鉄筋を含む半径 r' は式(5)、鉄筋膨張率 β は式(6)、腐食深さ Δx は式(7)、腐食量 W_{cr} は式(8)を用いて算出した。

$$r' \text{ (mm)} = a \times r \times \Delta t + r \quad (5)$$

ここに、 a : 線膨張係数 $= 1.2 \times 10^{-5}$

r : 鉄筋半径 (mm)

Δt : 温度 ($^{\circ}\text{C}$)

$$\beta = (\pi \times r'^2 - \pi \times r^2) / (\pi \times r^2) \times 100 \quad (6)$$

$$\Delta x \text{ (mm)} = ((1 + \beta / 100)^{1/2} - 1) / (\alpha^{1/3} - 1) \quad (7)$$

$$W_{cr} \text{ (mg/cm}^2\text{)} = \Delta x \times \rho \quad (8)$$

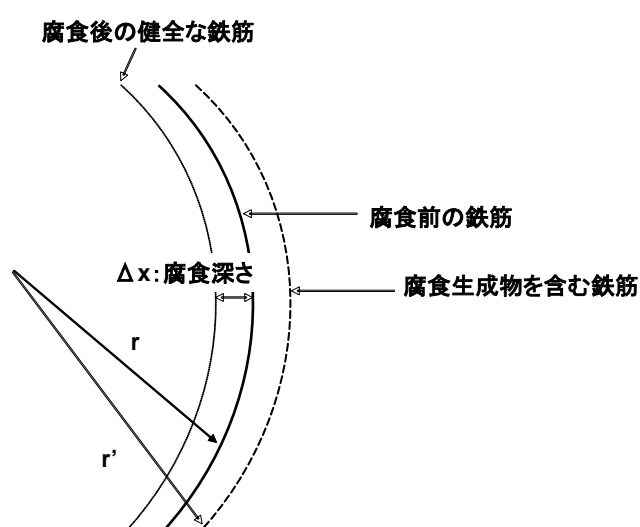


図 3.4.1 解析モデル

以上の式から、温度を変えて FEM 解析によりひび割れ発生時の腐食量を求めることができる。実験結果からもわかるとおり実際の腐食ひび割れは、ひび割れ発生時には部分腐食であり、均一に腐食により鉄筋が膨張するわけではない。腐食が発生していない部分では腐食深さである $\Delta x=0$ であり、腐食が発生したところでは、 r' の実際の数値は大きくなる。

本研究で設定された腐食は、かぶり方向から侵入した塩化物イオンに起因する現象であり、鉄筋が均一に腐食することを想定せず、実現章に近い部分腐食を模擬している。図 3.4.2 に、本研究で使用した解析モデルにおける、腐食膨張の考え方（図中では腐食面積率 50%）を示す。均一に腐食する場合は、コンクリートに含まれている内在塩分、つまり塩化物イオンの濃度が均一にある場合であり、それらのモデルは圧肉円筒理論などによって解析が可能である。また、腐食試験を再現する場合では、電食による試験が該当する。しかし、本研究のように実際の塩害によるひび割れ発生時の腐食は、部分腐食であるため、塩化物イオンの濃度勾配があり、電食のように均一に鉄筋が腐食するわけではない。均一に鉄筋が腐食する場合は、図 3.4.2 の等方に膨張したときのように腐食生成物が均一に鉄筋周りに生成する。一方、解析上では部分的に膨張した部分のように、腐食生成物は腐食した箇所だけに生成する。等方に膨張した腐食生成物と部分的に膨張した腐食生成物は、解析上同面積になるように膨張率および線膨張係数を設定した。実際の構造物では、腐食面積率を測定することは困難であり、既往の研究では腐食量は鉄筋の表面積で除した値 (mg/cm^2) で整理されている。本研究で用いるひび割れ発生時の腐食量の値については、鉄筋

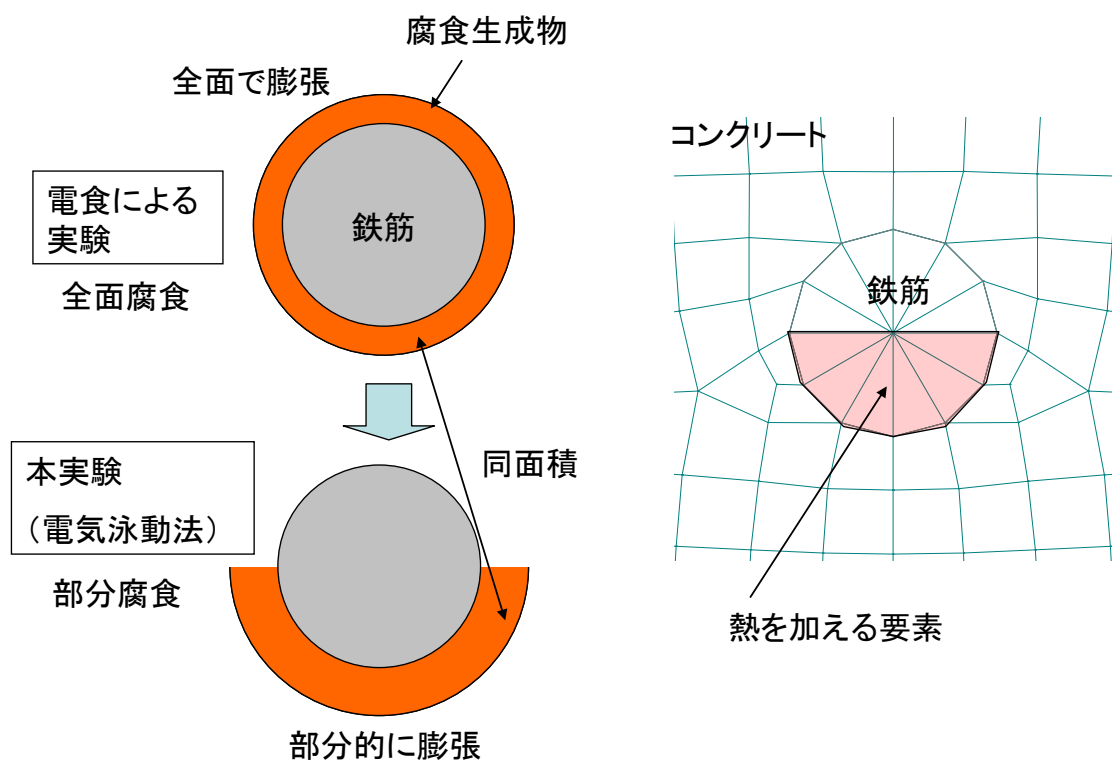


図 3.4.2 解析モデルにおける腐食膨張の考え方

の単位表面積あたりの腐食量で整理することとする。

図 3.4.3 に、解析による温度と膨張変位（(5)中の r' ）と腐食深さ（式(7)中の Δx ）の関係を、また、図 3.4.4 に、解析による温度と腐食量の関係を示す。温度を与えることにより、膨張変位、腐食深さ、腐食量が求まることがわかる。解析上では、腐食面積率が 50% の場合において、腐食が起きていない部分は膨張変位が鉄筋径と変わらないが、腐食が起きたところでは等方に膨張した場合に比べて腐食深さは大きくなる。これらの結果と鉄筋

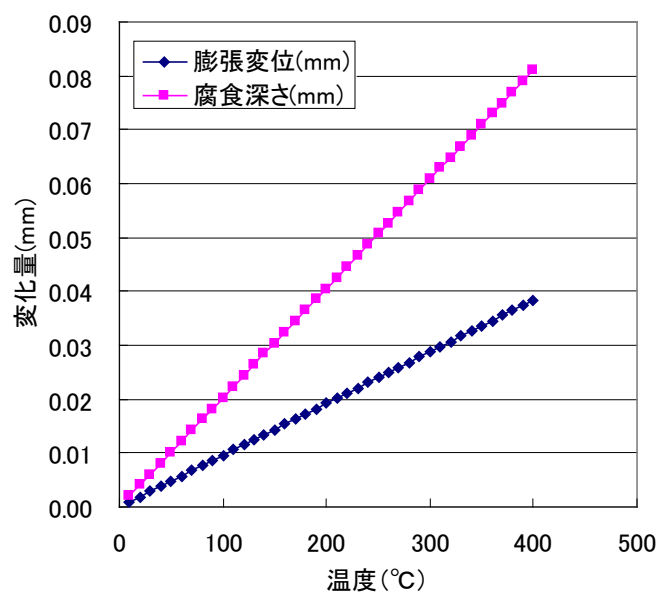


図 3.4.3 解析による温度と膨張変位と腐食深さの関係

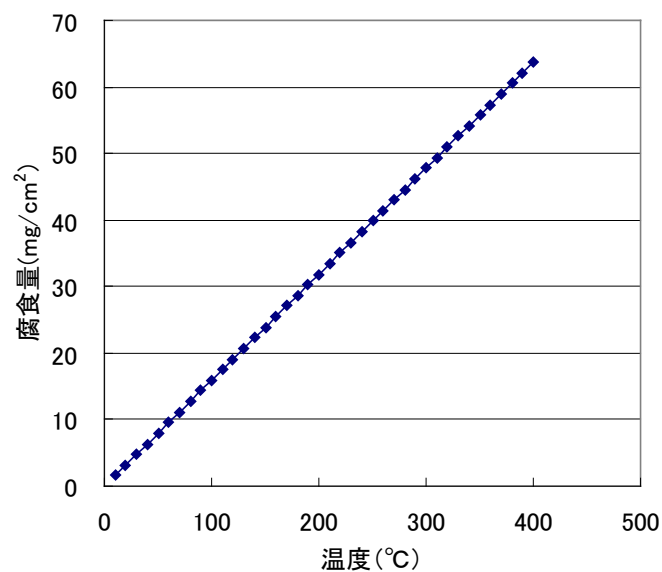


図 3.4.4 解析による温度と腐食量の関係

の線膨張係数や腐食膨張量を、解析上の鉄筋の膨張量と合わせることで、ひび割れ発生時の腐食量を解析で求めることが可能となる。

3.4.3 断面修復を施していないコンクリートのひび割れ発生の考え方

図 3.4.5 に、圧縮強度 30N/mm^2 で設定した ATENA の CEB-FIP コードで求めた値における、解析ステップごとの鉄筋周辺に発生する主応力のコンター図を示す。このモデルにおける鉄筋は、腐食面積率 50%における腐食を表しているため、鉄筋中の要素（12 分割）のうち下半分のみ温度を与えて膨張させている。また、1 ステップ毎の温度は $\Delta 10^\circ\text{C}$ であり、式 (5)～式 (8) を用いるとその温度 1 ステップでの鉄筋腐食量は 1.59mg/cm^2 に相当する。ひび割れは、Step2 で鉄筋周囲に発生し、Step13 でコンクリート表面に発生した後 Step14 で貫通したひび割れが発生する。つまり、Step13 に相当する温度およびその値を換算した腐食量で、腐食による引張応力がコンクリートの持つ引張強度を上回るため、表面にひび割れが発生することがわかる。ATENA では、ひび割れ発生をコンター図で表記することが可能である。この解析手法により、ひび割れ発生時の腐食量を求めることができる。

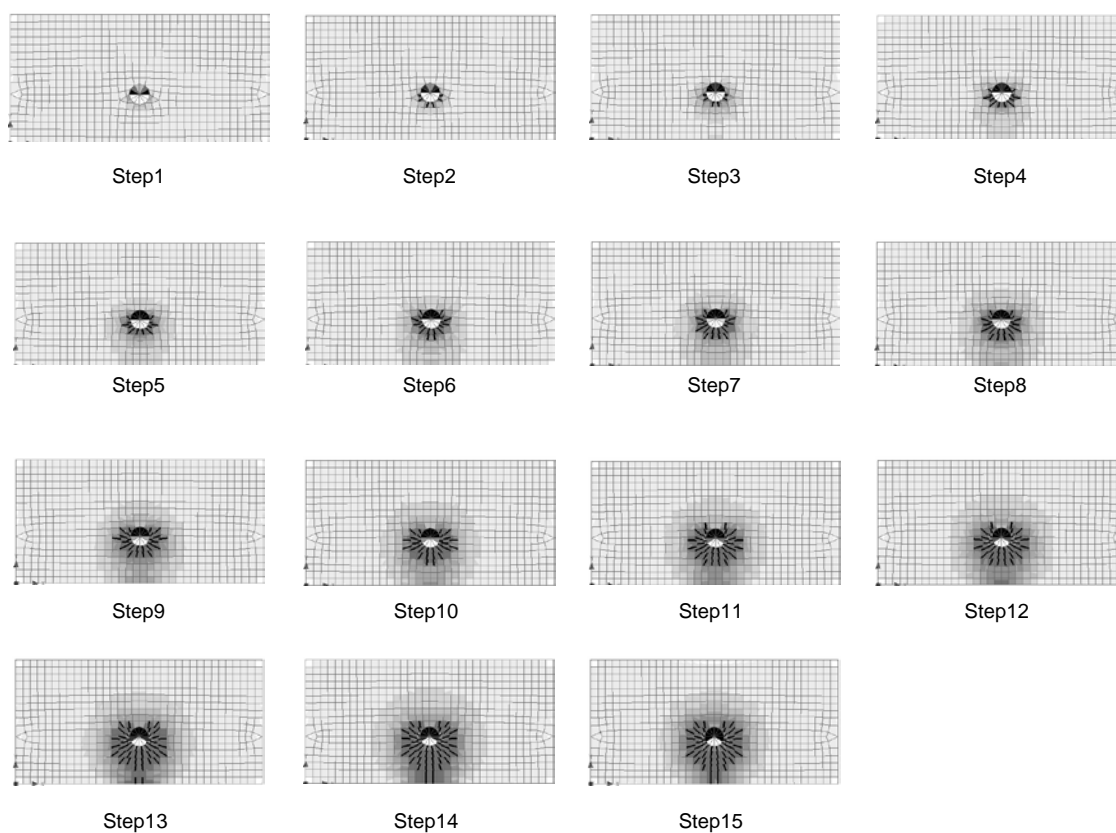


図 3.4.5 解析ステップ毎のコンター図

3.4.4 断面修復を施したコンクリートのひび割れ発生の考え方

本研究で想定する、断面修復したコンクリートのひび割れ発生の劣化メカニズムは、コンクリートと断面修復材であるモルタルとの界面剥離を模擬している。その理由は、コンクリートの引張強度、断面修復材の引張強度、コンクリートと断面修復材との付着強度を比較した場合、最も強度が低いものは付着強度と考えられる。よって、鉄筋の腐食膨張圧が発生したとすると、それによって生じるフープテンションが付着強度を超え、コンクリートと断面修復材の剥離が生じる。この劣化現象は、図 3.4.6 に示すように、コンクリート中の鉄筋が塩化物イオン（ここでは融雪剤によって供給もしくは除塩不足を想定する）

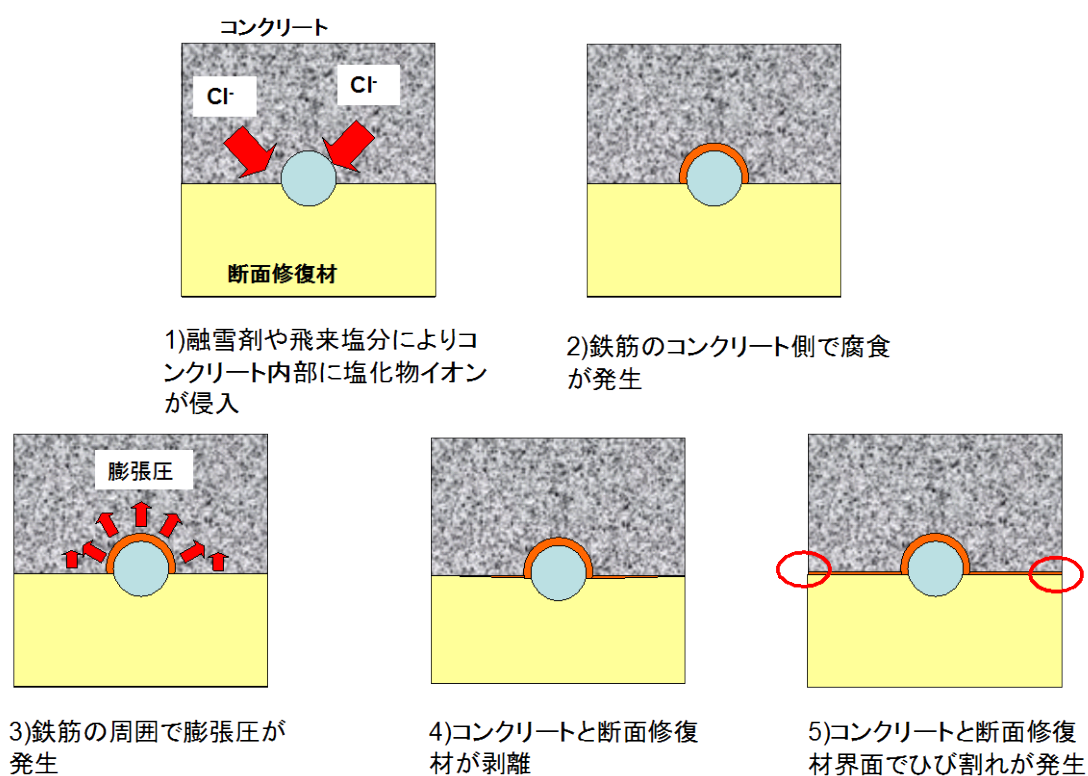


図 3.4.6 界面剥離の模式図

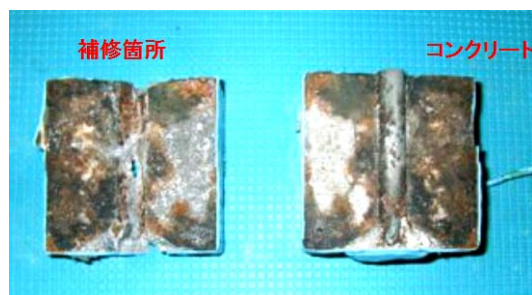


図 3.4.7 界面に広がった腐食生成物

により、コンクリート接する部分のみで腐食が発生して、界面剥離が発生すると仮定している。実際に、コンクリートの引張強度、断面修復材の引張強度、コンクリートと断面修復材との付着強度を材齢 28 日で比較すると、それぞれ 3.80N/mm^2 、 3.78N/mm^2 、 2.50N/mm^2 であり、コンクリートと断面修復材との付着強度が最も低かった。よって、断面修復を施したコンクリートの劣化メカニズムは、腐食による膨張圧により、コンクリートと断面修復材が剥離すると考えられる。実際の試験結果でも、図 3.4.7 に示すように、コンクリートと断面修復材の間に界面剥離が発生して腐食生成物が広がったことが確認された。この現象は、図 3.4.8 に示すように、コンクリート標準示方書[維持管理編]の中で、腐食発生からひび割れ発生までの期間が極端に短いケースを模擬している。これらのケースでは、塩化物イオンを含んだ劣化部分の除去不足や、鉄筋の裏側まで断面修復をしなかった、プライマーを施工しなかった、内部ブリーディングが過度に発生したなどの施工不良が想定される。

図 3.4.9 に、解析ステップ毎のコンター図を示す。鉄筋腐食量は式(5)から式(8)を用いて算出した。温度上昇量は、断面修復無しの場合と同様に 1 Step あたり 10°C とした。Step 1 で鉄筋周りに応力が発生した後、Step 3 ではコンクリート表面被覆材の界面に応力が発生する。Step 13 では、表面被覆材にひび割れが発生し、Step 19 では表面被覆材付近の応力が低下することがわかる。この領域では断面剥離が顕著である。このことは図 3.4.7 に示すように、実験においてコンクリートと断面修復モルタルの間に腐食生成物が広がることを確認できる。この現象において、コンクリート断面修復材の横かぶり、断面修復材厚さ、付着強度をパラメーターとして FEM 解析を試みた。

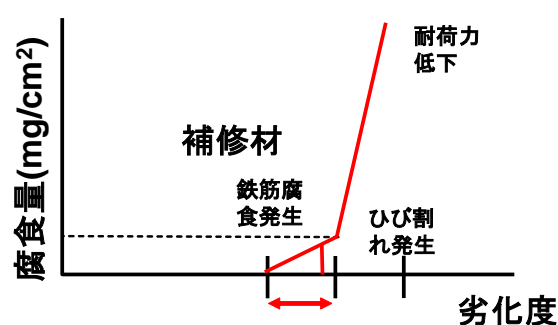


図 3.4.8 施工不良による進展期の短縮

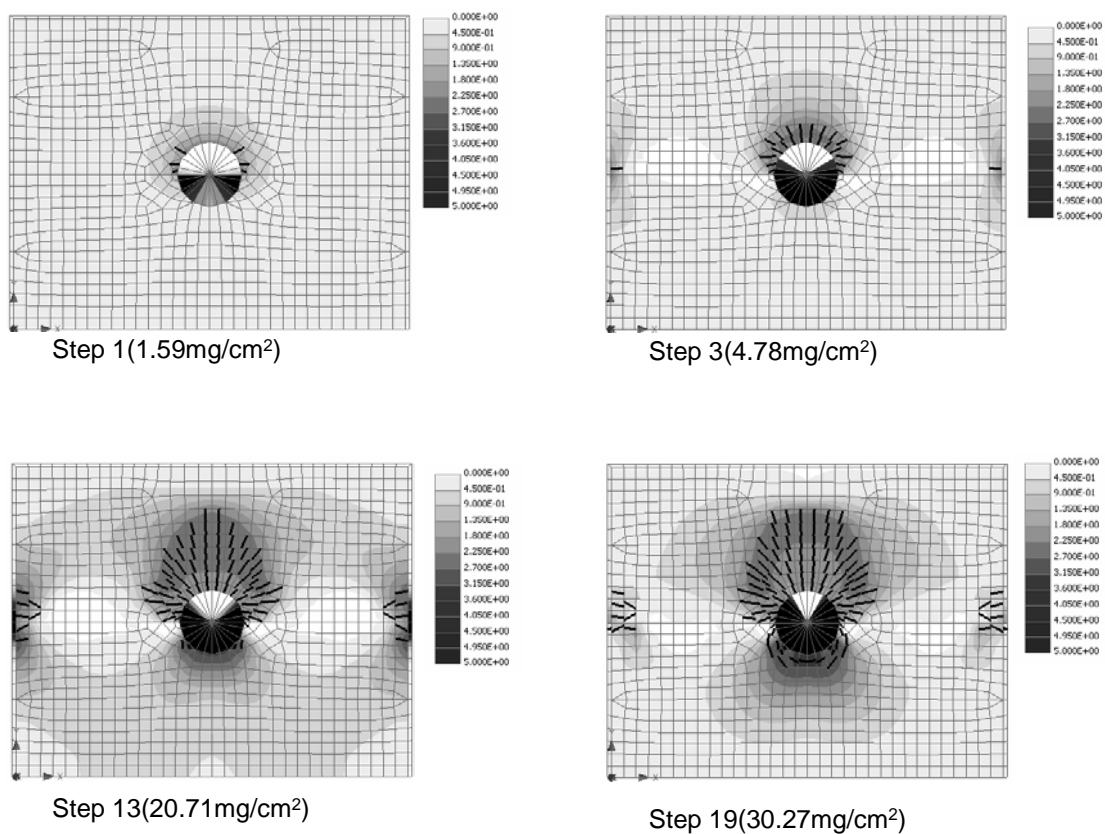


図 3.4.9 解析ステップ毎のコンター図

3.5 断面修復を施していないコンクリートのひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する解析的検討

3.5.1 物性値

解析で用いたコンクリートおよび鉄筋の物性値は以下の通りとした。

(1) コンクリートの物性値⁸⁾

今回解析上で検討するひび割れ発生時の腐食量は、一般的なコンクリートの強度（30～50N/mm²）を想定している。ATENA では、圧縮強度は EU 諸国試験規準により Cube strength を使用する。そのため、JIS 規格で測定した場合は、入力値に測定結果を 0.85 で割った値を用いる。また、静弾性係数、引張強度に関しては ATENA の SBEAT Material 中の CEB-FIP コード 90 より引用して下記のように設定する。このことから、圧縮強度のみを解析に入力することで静弾性係数、引張強度などの材料特性が求まる。しかしそれらの値は設計値であるため実測値よりもそれらの値は異なる。実験などより実際に求めた静弾性係数、引張

強度を入力することで、本試験のような場合では、ひび割れ発生時の腐食量は実験値と解析値が近くなる。既設構造物の物性値を入力する場合は、構造物よりコア抜きした試験体に関して圧縮強度、引張強度、静弾性係数を求める試験を行い、それらの値を入力することで、正確なひび割れ発生時の腐食量を求めることが可能となる。

解析ケース 1 から解析ケース 3 までの解析に用いたコンクリートの物性値を以下に記す。

$$\text{圧縮強度} : R_{cu} = R / 0.85 \quad (R : \text{圧縮強度}) \quad (9)$$

$$\text{静弾性係数} : E_c = (6000 - 15.5 \times R_{cu}) \sqrt{R_{cu}} \quad (10)$$

$$\text{引張強度} : R_t = 0.24 \times R_{cu}^{2/3} \quad (11)$$

(a) 水セメント比を W/C=65%一定とした場合

解析ケース① (CEB-FIP コード 圧縮強度 30N/mm²のみ入力)

圧縮強度 : 30.0N/mm² ($R_{cu}=35.3\text{N/mm}^2$)

静弾性係数 : $3.240 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

ポアソン比 : 0.2

引張強度 : 2.583N/mm^2

解析ケース② (シリーズ I で実施した実験結果を代入)

圧縮強度 : 32.6N/mm^2 ($R_{cu}=38.3\text{N/mm}^2$) (実験値)

静弾性係数 : $2.646 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (実験値)

ポアソン比 : 0.2

引張強度 : 2.726N/mm^2 (計算値)

解析ケース③ (シリーズ II で実施した実験値の結果を代入)

圧縮強度 : 34.0N/mm^2 ($R_{cu}=40.0\text{N/mm}^2$) (実験値)

静弾性係数 : $3.050 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (実験値)

ポアソン比 : 0.2

引張強度 : 3.800N/mm^2 (実験値)

(b) W/C=55%

解析ケース① (CEB-FIP コード 圧縮強度 30N/mm²のみ入力)

圧縮強度 : 40.0N/mm^2 ($R_{cu}=47.1\text{N/mm}^2$)

静弾性係数： $3.617 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

ポアソン比：0.2

引張強度： 3.130N/mm^2

(c) W/C=45%

解析ケース① (CEB-FIP コード 圧縮強度 50N/mm^2 のみ入力)

圧縮強度： 50.0N/mm^2 ($R_{cu}=58.8 \text{N/mm}^2$)

静弾性係数： $3.902 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

ポアソン比：0.2

引張強度： 3.629N/mm^2

解析ケース③ (シリーズⅡで実施した実験値の結果)

圧縮強度： 52.0N/mm^2 ($R_{cu}=61.2 \text{N/mm}^2$) (実験値)

静弾性係数： $3.750 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (実験値)

ポアソン比：0.2

引張強度： 5.780N/mm^2 (実験値)

(2) 鉄筋の物性値

静弾性係数： $2.100 \times 10^5 \text{N/mm}^2$

ポアソン比：0.3

3.5.2 解析モデル

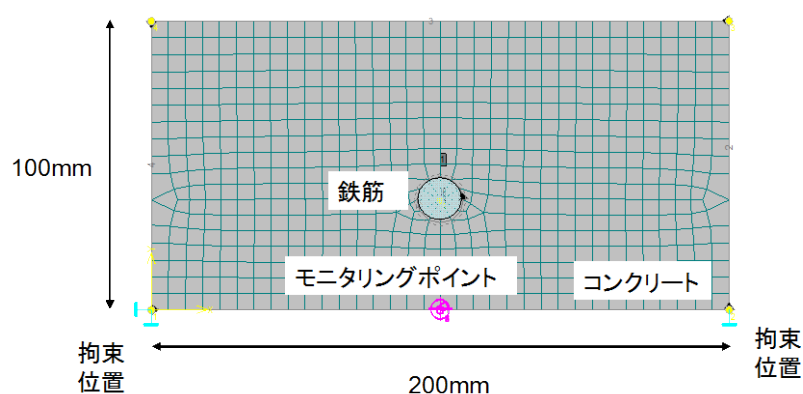
表 3.5.1 に、実施した解析ケース数を示す。

表 3.5.1 解析ケース

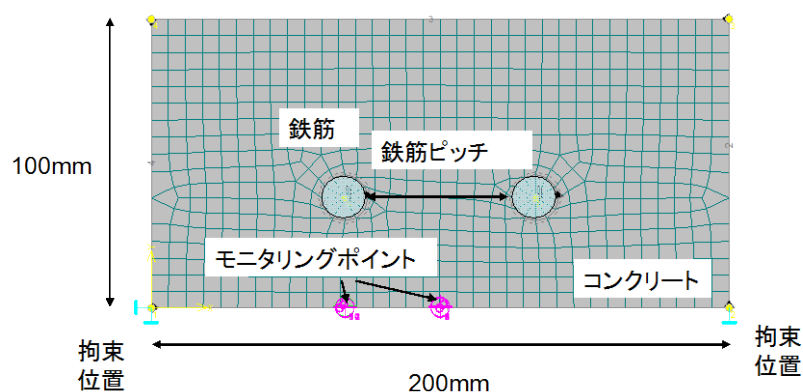
かぶり (mm)	水セメント比 (%)					
	45	55	65			
			鉄筋 1 本	ピッチ 30mm	ピッチ 50mm	ピッチ 100mm
10	—	—	①、③	—	—	—
30	①、③	①	①、②、③	①、②	①、②	①、②
50	—	—	①、③	—	—	—

(注) 解析ケース①、②、③は p133-134 の各条件に対応

図 3.5.1 に、本研究で実施した解析モデル鉄筋が 1 本の場合と 2 本の場合の解析ケースを示す。鉄筋が 1 本のケースの解析モデルは、ノード数 681、要素数 624、1 要素の大きさは 6mm である。鉄筋が 2 本のケースの解析モデルは、ノード数 701、要素数 638 で 1 要素の大きさは同じく 6mm である。なお、解析で使用するモニタリングポイントは、鉄筋と直下の位置を中心に用いた。かぶりの検討に関しては、図 3.5.1 の条件の中で試験体の高さのみを 100mm から 200mm に変更して解析を実施した。



1) 鉄筋が 1 本のケース



2) 鉄筋が 2 本のケース

図 3.5.1 解析モデル

3.5.3 解析結果および考察

(1) 圧縮強度

ここでは 3.5.2 で用いたコンクリートの物性値の中で、(a)ATENA の CEB-FIP コードより求めた値と(b)実測値の 2 ケースについて検討した。CEB-FIP コードで解析した結果を図 3.5.2 (凡例中 ana_圧縮強度) に、実験値による物性値を入力した結果を図 3.5.3 (凡例中 exp_圧縮強度) に示す。これらの図より、引張応力が最大となる時点でのひび割れ発生時の腐食量がわかる。そのときのひび割れ発生時の腐食量は、腐食によるコンクリート内部

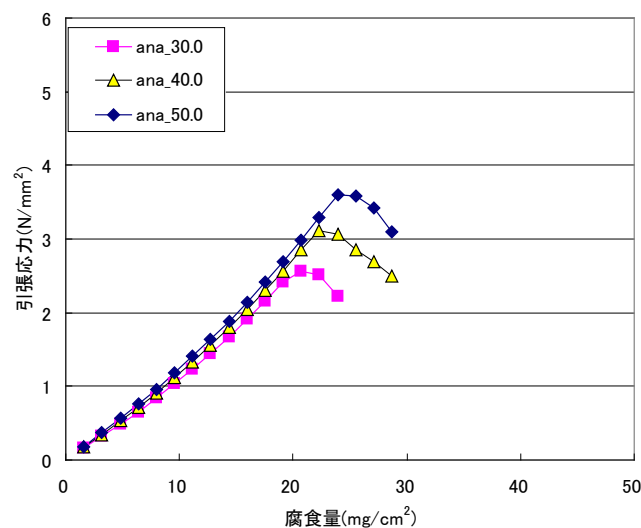


図 3.5.2 CEB-FIP コードで求めた値での解析結果

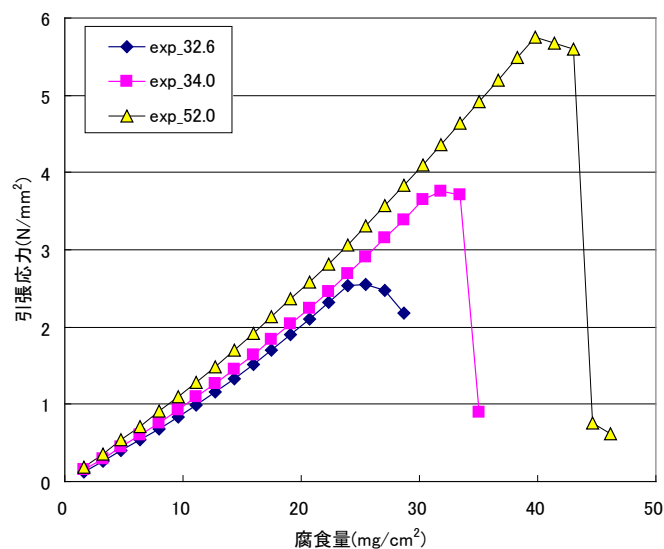


図 3.5.3 実験値を入力した時の解析結果

に発生する引張応力が、コンクリート表面での引張強度を上回った時点の最大主応力を示している。式(11)より、コンクリートの圧縮強度が増大するに従って引張強度が増大するため、ひび割れ発生時の腐食量が増大することを確認できた。表 3.5.2 に、これらの解析ケースを比較した結果を示す。シリーズⅡで実施した実験値の場合は、引張強度が式(11)で算出した ATENA の CEB-FIP コードで求めた値よりも上回ったため、ひび割れ発生時の腐食量が大きくなる結果となった。

表 3.5.2 圧縮強度の違いによるひび割れ発生時の鉄筋腐食量（解析結果）

		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	ひび割れ発生時の 腐食量 (mg/cm ²)
CEB-FIP コード		30.0	2.58	3.240×10^4	20.7
		40.0	3.13	3.617×10^4	22.3
		50.0	3.63	3.902×10^4	23.9
実験値 入力	W/C=65%	32.6	2.73 (注)	2.646×10^4	28.0
		34.0	3.80	3.05×10^4	31.9
	W/C=45%	52.0	5.78	3.750×10^4	53.8

(注) シリーズⅠの引張強度は式(11)より算出

(2) かぶり

かぶりの大きさによるひび割れ発生時の腐食量への影響を調べるために、解析値では CEB-FIP コードで用いる圧縮強度 30.0N/mm² としたものと、実験値ではシリーズⅡで実施した圧縮強度 34.0N/mm² としたものを使用した。なお、かぶりの大きさは 10、30、50mm と 3 ケースである。CEB-FIP コードで解析した結果を図 3.5.4（凡例中 C_かぶりの大きさ）に、水セメント比 65%の実験値による物性値を入力した結果を図 3.5.5 に示す。また、表 3.5.3 にこれらの解析ケースを比較した結果を示す。シリーズⅡで実施した解析ケースは、ATENA の CEB-FIP コードで求めた値つまり式(11)で求めた値よりも実験値の引張強度が高いため、ひび割れ発生時の腐食量は大きくなる傾向を示す。解析結果から、両方の解析ケースともかぶりが大きくなるに従ってひび割れ発生時の腐食量が大きくなる傾向がわかった。式(11)を使用すると、設計上安全側で引張強度が設定されるので、ひび割れ発生時の腐食量は小さめに出力される。

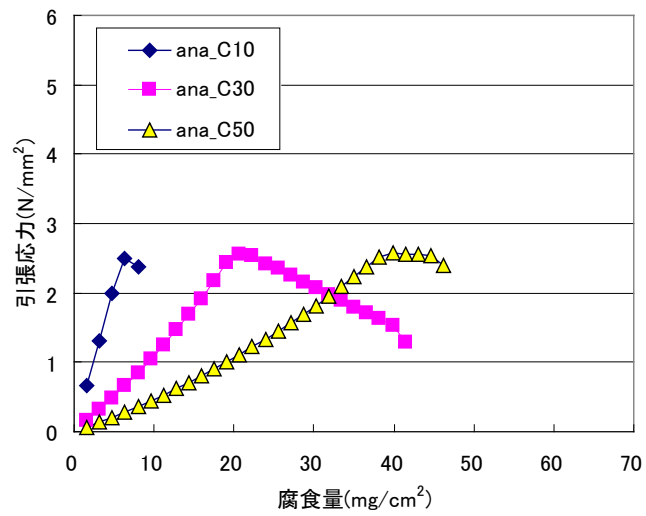


図 3.5.4 CEB-FIP コードで求めた値での解析結果

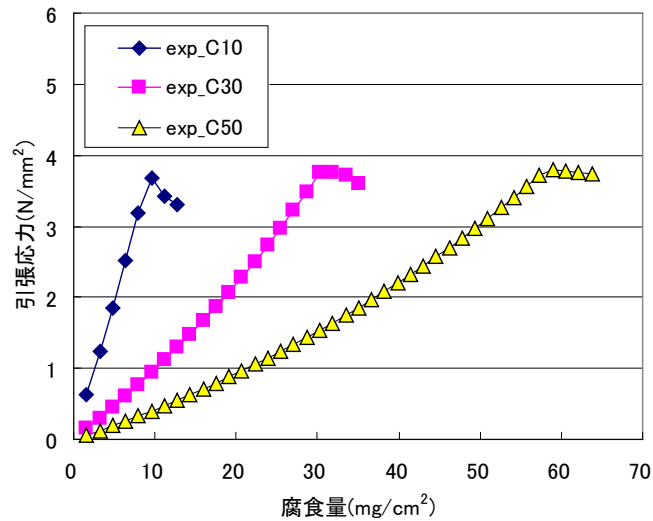


図 3.5.5 実験値を入力した時の解析結果

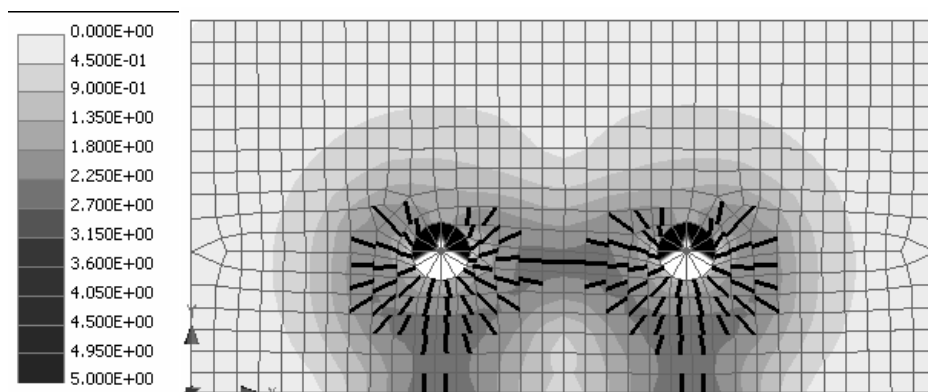
表 3.5.3 かぶりの違いによるび割れ発生時の鉄筋腐食量（解析結果）

	かぶり (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	腐食量 (mg/cm ²)
CEB-FIP コード	10	30.0	2.58	3.240×10^4	6.37
	30				20.7
	50				39.8
実験値入力	10	34.0	3.80	3.050×10^4	9.56
	30	32.6	2.73 (注)	2.646×10^4	28.0
	50	34.0	3.80	3.050×10^4	59.0

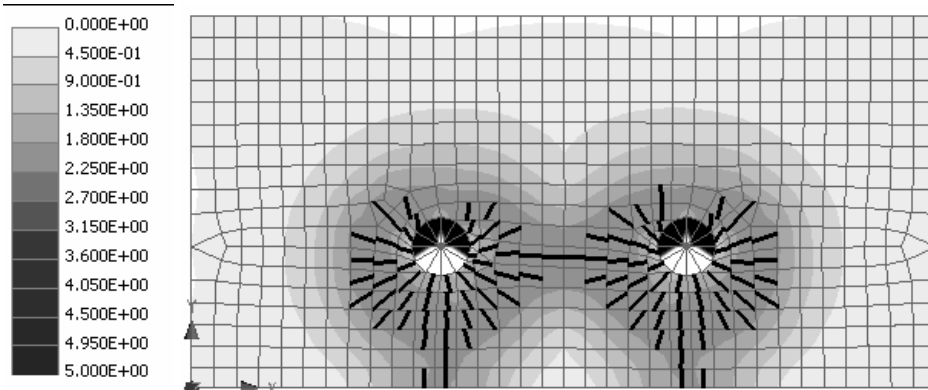
(注) シリーズ I の引張強度は式(11)より算出

(3) 鉄筋ピッチ

図 3.5.6 に示すように、鉄筋ピッチ 50mm で発生する応力は、ひび割れ発生時に比べて鉄筋間のひび割れ貫通時に応力が緩和される。つまり、鉄筋ピッチが短いと、ひび割れ発生時の腐食量が鉄筋 1 本や鉄筋ピッチが 50mm より長いときと比べて大きくなることが予想される。図 3.5.7 では、鉄筋ピッチを 30mm に設定した時のコンクリート内部の応力分布を示す。解析結果より、コンクリート表面にひび割れが発生するよりも少ない腐食量で鉄筋間にひび割れが発生することがわかった。鉄筋間隔が短くなると、コンクリートの表面よりも先に鉄筋間でひび割れが発生することがわかった。



a) コンクリート表面における
ひび割れ発生時の応力分布



b) ひび割れ貫通時の応力分布

図 3.5.6 コンクリート内部の応力分布（鉄筋間 50mm）

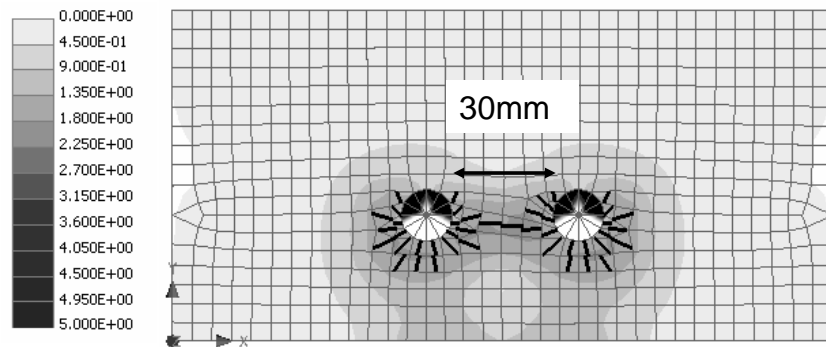


図 3.5.7 コンクリート内部の応力分布（鉄筋間 30mm）

CEB-FIP コードの入力値とシリーズ I で実施した時の実験値を入力し、ひび割れ発生時の腐食量を解析により求めた。なお、解析に用いたコンクリートは水セメント比 65%、かぶり 30mm で設定したものをを用いた。CEB-FIP コードで求めた値で解析した結果を図 3.5.8 に、実験値による物性値を入力した結果を図 3.5.9 に示す。また、表 3.5.4 にこれらの解析ケースを比較した結果を示す。両者の解析した結果、鉄筋ピッチ 30mm ではひび割れ発生時の腐食量が他の解析ケースよりも小さくなることがわかる。鉄筋ピッチ 30mm の場合では、他の解析ケースとは異なり、ひび割れが発生後もコンクリート内部の応力はすぐには下がらずそのままの値を維持している。鉄筋ピッチにおいて、ひび割れ発生時の腐食量に影響を与えない鉄筋間の距離は、50mm 以上保つことが必要である。つまり、鉄筋ピッチ 50mm 以上では、鉄筋が 1 本の場合とひび割れ発生時の腐食量は変わらないといえる。

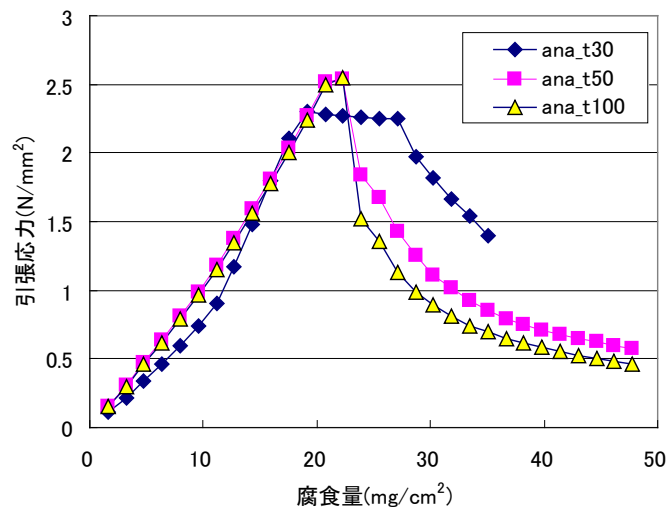


図 3.5.8 CEB-FIP コードで求めた解析結果

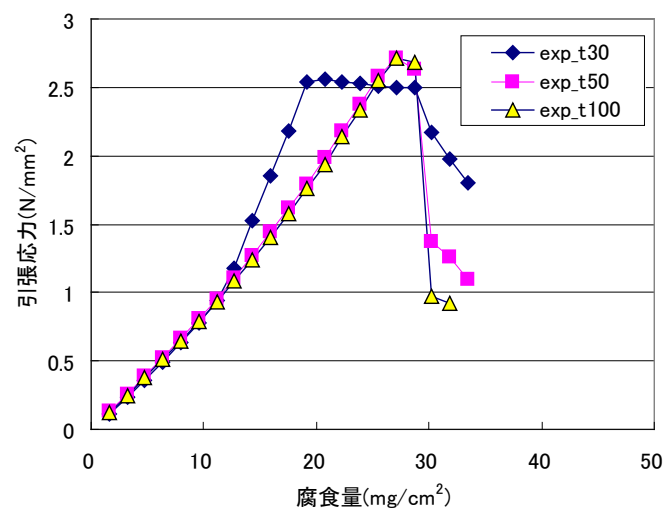


図 3.5.9 実験値を入力した時の解析結果

表 3.5.4 鉄筋ピッチの違いによるひび割れ発生時の鉄筋腐食量（解析結果）

	ピッチ (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	ひび割れ発生時の腐食量 (mg/cm ²)
CEB-FIP コード	30	30.0	2.58	3.240×10^4	19.1
	50				22.3
	100				22.3
実験値入力	30	32.6	2.73 (注)	2.646×10^4	20.7
	50				27.1
	100				27.1

(注) シリーズ I の引張強度は式(11)より算出

3.6 断面修復を施したコンクリートのひび割れ発生時の鉄筋腐食量に関する解析的検討

3.6.1 物性値

解析で用いたコンクリートおよび断面修復材の物性値は、シリーズ I で実施した表 3.3.17 および表 3.3.18 に示す試験結果を用いた。エポキシ樹脂塗装の物性は、文献および塗装メーカーからのヒアリング結果より、以下のように定めた⁹⁾。表面被覆材は、通常鋼製・FRP 製貯水槽内面塗装に使われる一般的な塗料(JWWA K-157 適合品)である。今回の使用用途は、電気泳動の際側面より塩化物イオンが浸透するのを防ぐために用いた。よって入力した表面被覆材の物性値は厚さなどにおいてばらつきが大きいことが想定される。

コンクリートと断面修復材の界面の粘性係数および摩擦係数は、既往の研究を参考とし、圧縮強度、引張強度を図 3.6.1 に示すような 2 つのモール円から求めた¹⁰⁾。なお、コンクリートと断面修復材との界面であるインターフェイス要素の設定は、せん断力を規定するパラメーターとして粘性係数(Cohesion C)、摩擦係数(Friction coefficient)、付着強度で Interface element を設定した。本来ならば、実験値を入力することでこれらの値を入力することができる。しかし、本実験において求めることが測定上困難であり、断面修復材メーカーに問い合わせてもそれらの数値は設定していないとのことであった。せん断力を求める方法では、田辺らが行った圧縮強度、引張強度を用いた 2 つのモール円を形成させる方法を参考とした¹⁰⁾。2 つのモール円は、原点と接合させることとした。そして、2 つのモールの接線となる(直交する)ラインを定める。そのラインの勾配が摩擦係数となり、

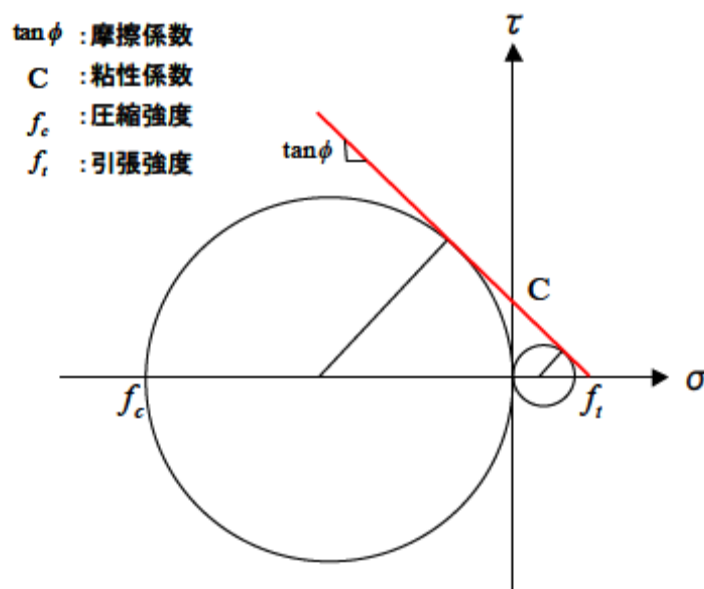


図 3.6.1 パラメーターの設定方法

ラインと τ 軸の交点が粘性係数として求まる。モール円以外にも、剛体バネモデルを設定して、摩擦係数粘性係数を求める手法も参考とした¹¹⁾。

a) コンクリートの物性値（実験値）

圧縮強度：31.2N/mm²

引張強度：2.65N/mm² 式(11)より算出

静弾性係数：27.7kN/mm²

b) 断面修復モルタルの物性値（実験値）

圧縮強度：46.5N/mm²

引張強度：3.78N/mm²

静弾性係数：21.83kN/mm²

c) 表面被覆材エポキシ樹脂塗装物性値（塗装メーカーからのヒアリング）

静弾性係数：4.0kN/mm²

引張強度：10.0N/mm²

被覆材厚：1.0mm

d) コンクリートと断面修復材の界面の物性値（既往の研究および実験値）

インターフェイス要素には以下の数値を代入した。なお、コンクリートと断面修復材との要素は、バネ要素を設定せず、付着が切れた後までの挙動は考慮していない。

粘性係数：4.52N/mm²

摩擦係数：1.67

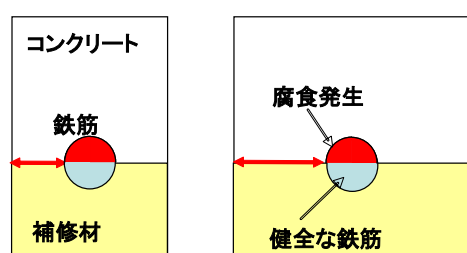
付着強度：2.50N/mm²（プライマー有）、2.11N/mm²（プライマー無）

3.6.2 解析モデル

本研究では、表 3.6.1 に示す解析ケースの要因を組み合わせて解析を行った。解析パラメーターは、下線を引いたコンクリート断面修復材横かぶり：40mm、断面修復材厚さ：鉄筋中央、付着強度：2.0N/mm²を基本として図 3.6.2 および表 3.6.1 に示すように、数値および位置を変化させた。解析ケース数は計 13 ケースである。

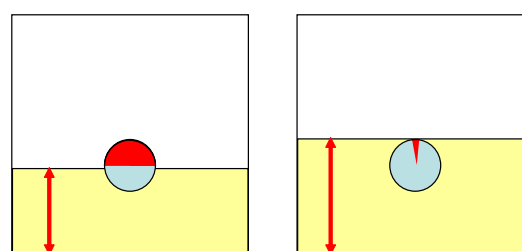
図 3.6.3 に、本研究で実施した解析モデル（コンクリート断面修復材横かぶり：40mm、断面修復材厚さ：鉄筋中央）を 1 例として示す。この解析モデルは、ノード数 1236、要素数 972 で 1 要素の大きさは 3mm である。なお、解析で使用するモニタリングポイントは、コンクリートと断面修復モルタルの界面の両方に設置した。断面修復材厚さは、実験と同様鉄筋のかぶり側（図中下側）からを基準として、鉄筋上面まで、鉄筋中央まで、鉄筋下面までと設定した。

1. 補修材横かぶり



20~60mm

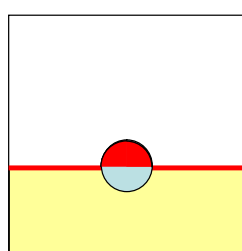
2. 補修材厚さ



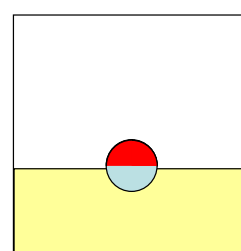
鉄筋下面、鉄筋中央、鉄筋上面

3. プライマーの有無

付着強度



プライマーあり



プライマーなし

図 3.6.2 解析ケースのモデル

表 3.6.1 解析ケースにおける要因

コンクリート断面修復材横かぶり	<u>20</u> 、 <u>40</u> 、60mm
断面修復材厚さ	鉄筋下面、 <u>鉄筋中央</u> 、鉄筋上面
付着強度	0.5、1.0、 <u>2.0</u> 、3.0N/mm ²

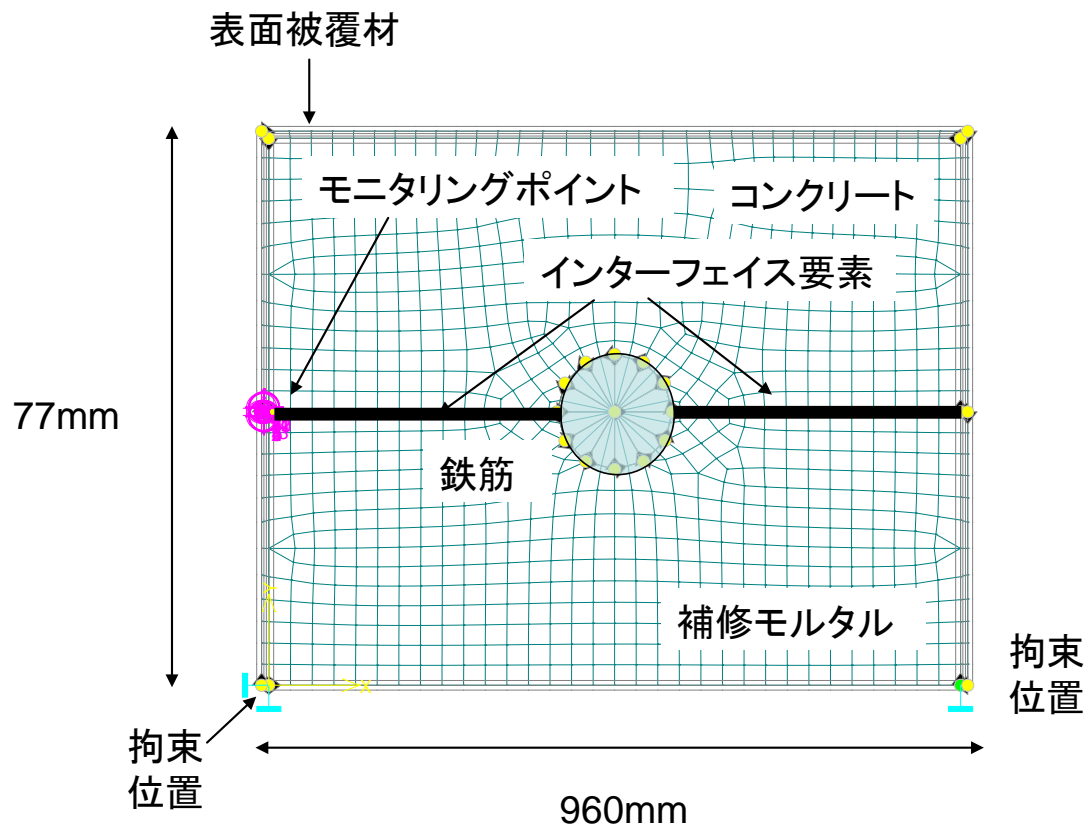
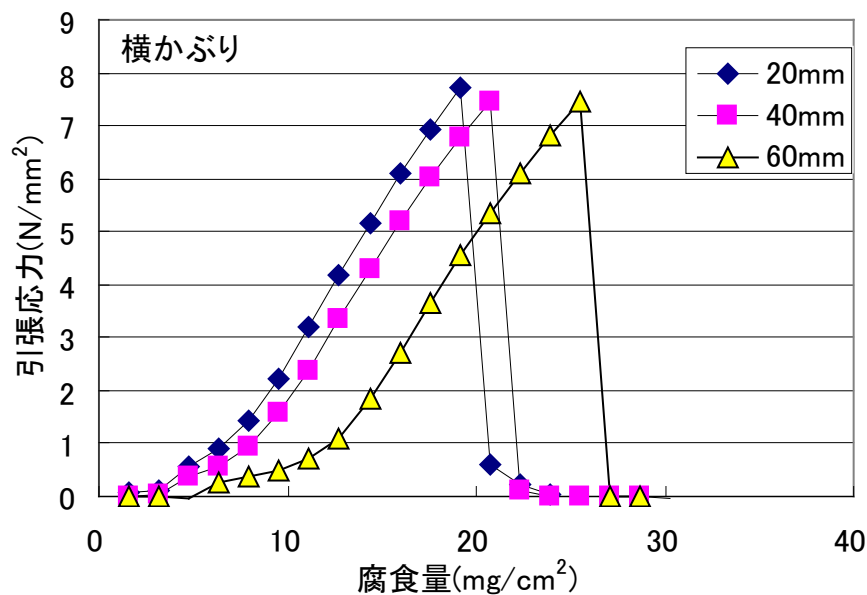


図 3.6.3 解析モデル図

3.6.3 解析結果および考察

(1) コンクリートと断面修復材の横かぶり

図 3.6.4 に、コンクリートと断面修復材との界面の長さがひび割れ発生時の鉄筋腐食量に与える影響を解析した結果を示す。横かぶりが大きくなるに従ってひび割れ発生時の鉄筋腐食量は大きくなったが、横かぶりが 20mm と 40mm では $2\text{mg}/\text{cm}^2$ 以下、40mm と 60mm では $5\text{mg}/\text{cm}^2$ 以下であったので、傾向としてはそれほど大きく無かった。この原因は、表面被覆材の引張強度がコンクリートと比べて 4～5 倍程度あり、高い引張応力が作用しても表面被覆材は伸び、ひび割れが発生しないためである。仮に表面被覆材がないとしたら、図 3.4.9 の解析結果から判断して、目視で確認できるひび割れ発生時の鉄筋腐食量は $5\text{mg}/\text{cm}^2$ 程度であると予想される。コンクリート内部では、腐食量が小さいときにコンクリートと断面修復材との界面で剥離が生じるが、表面被覆材があるためにその劣化を目視で観察することは困難である。本解析結果から、表面被覆材の物性、特に引張強度や厚さによって、ひび割れ発生時の腐食量に与える影響が大きいといえることがわかった。

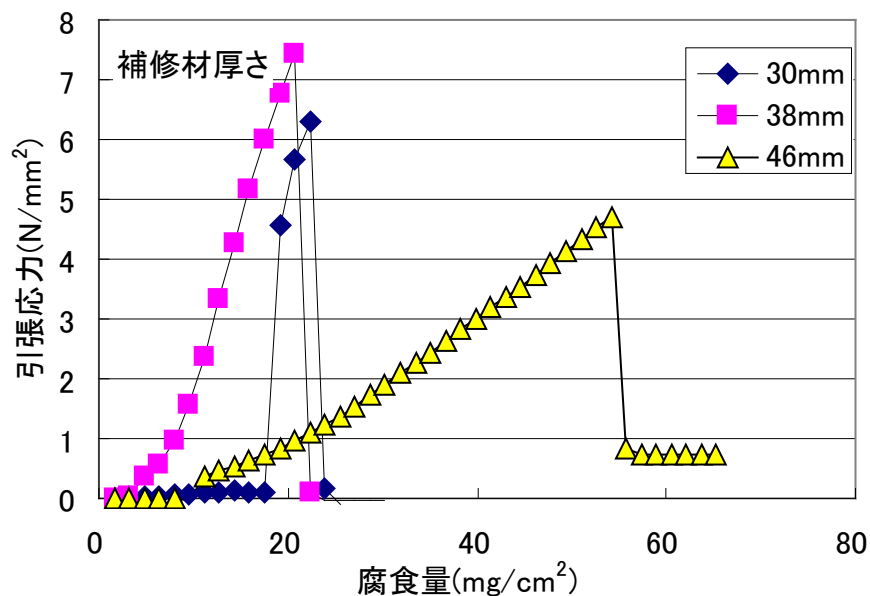


	コンクリートと断面修復材の横かぶり (mm)		
	20	40	60
ひび割れ発生時の鉄筋腐食量 (mg/cm²)	19.1	20.7	25.5

図 3.6.4 コンクリートと断面修復材の横かぶりの影響

(2) 断面修復材厚さ

図 3.6.5 に、断面修復材の厚さとひび割れ発生時の腐食量を示す。鉄筋の要素分割数は 12 等分である。それぞれの断面修復材厚さに応じた要素を、鉄筋上面(46mm)まで断面修復した場合は鉄筋の上端の要素(2/12 分割)のみ、鉄筋中央(38mm)まで断面修復した場合は鉄筋の半分の要素(6/12 分割)、鉄筋下面(30mm)まで断面修復した場合は全ての鉄筋の要素(12/12 分割)が腐食したと仮定した。鉄筋下面と鉄筋中央では、ひび割れ発生時の鉄筋腐食量の差は小さかったが、鉄筋上面まで断面修復した場合ではその値はそれらの 2 倍以上大きくなった。なお、修復が不十分であることにより結果的に再劣化を生じることとなり、実際に断面修復補修を行う際には、鉄筋の裏側までコンクリートをはつり、断面修復材は鉄筋を完全に覆うまで被覆することが望ましいといえる。以上より、鉄筋を断面修復材で覆う場合と覆わない場合、つまり腐食面積率によって、ひび割れ発生時の腐食量が大きく影響を受けるがわかった。鉄筋の腐食面積が小さい場合では、コンクリートの再劣化が起こる可能性が低くなる。鉄筋上面(46mm)まで断面修復することにより、鉄筋下面および中央までよりも 2 倍以上、ひび割れ発生時の鉄筋腐食量が増大することがわかった。

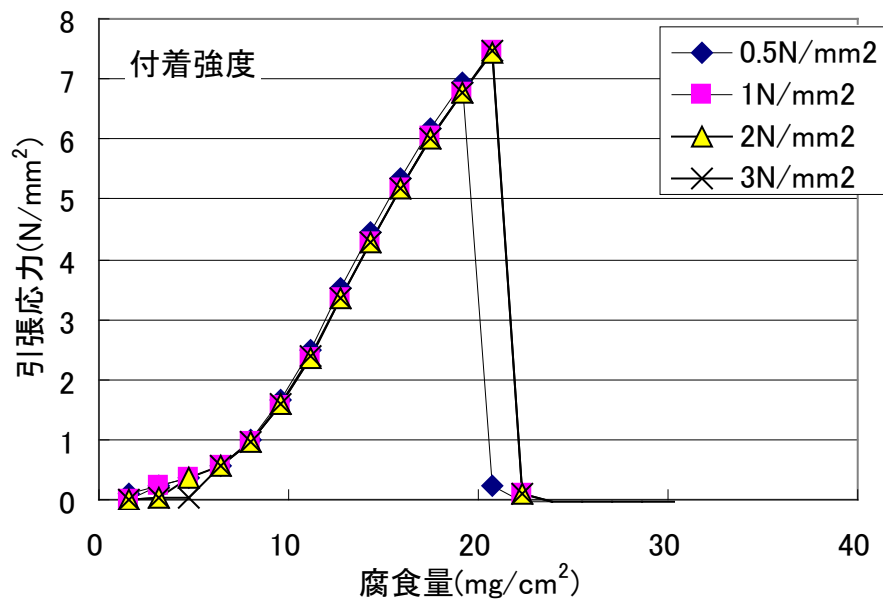


	断面修復材厚さ (mm)		
	鉄筋下面 (30mm)	鉄筋中央 (38mm)	鉄筋上面 (46mm)
ひび割れ発生時の鉄筋腐食 (mg/cm ²)	22.3	20.7	54.2

図 3.6.5 断面修復材厚さの影響

(3) 付着強度

図 3.6.6 に、付着強度とひび割れ発生時の腐食量を示す。付着強度 3.0N/mm^2 までの範囲では、付着強度の大きさに対する腐食量の影響はあまり見られなかった。実際に施工する際のコンクリートと断面修復材との付着強度は、コンクリートの引張強度よりも低いと考えられるので、この付着強度の領域での破壊が最も一般的に起こると考えられる。しかし、実際は、腐食膨張圧が発生しても表面被覆材が延びるため、表面に面したコンクリートと断面修復材の界面のひび割れが発見しにくい。この解析結果から考えると、実際の断面修復材の再劣化では、被覆材とコンクリート、断面修復材界面に腐食生成物が表面被覆材の内側に大量に堆積するが、表面のひび割れが発生するまでには、時間を要することになる。このことから、実際のコンクリートにおける表面被覆材を除去すると、腐食生成物が大量に析出することが考えられる。また、界面付近の表面被覆材は、内部から腐食生成物が押し出すので、膨れて被覆材に点錆が発生すると思われる。このことから、実際にはひび割れ発生のほかにも、点錆などの表面被覆材の外観変状ということを考える必要がある。



	付着強度 (N/mm ²)			
	0.5	1.0	2.0	3.0
ひび割れ発生時の鉄筋腐食量 (mg/cm ²)	19.1	20.7	20.7	20.7

図 3.6.6 付着強度の影響

3.7 解析精度の検討

本節では、シリーズ I で行った促進試験でのひび割れ発生時の腐食量に対し、同コンクリートの物性にて FEM 解析より求めた腐食量と比べ、解析の予測精度を検証した。FEM 解析ソフトである ATENA は、圧縮強度を入力することにより、引張強度、静弾性係数等が自動的に決まり、解析することが可能である。しかし、引張強度や静弾性係数は実験より求めた値を入力することが可能であり、それらの値から得られるひび割れ発生時の腐食量は、実験で求めた値に近づけることができるので、より解析精度が向上するといえる。

3.7.1 断面修復無しの場合

今回実験したパラメーターは、鉄筋ピッチ、圧縮強度、引張強度、かぶりの大きさである。解析ケースは、シリーズⅠおよびシリーズⅡで求めた実験値（圧縮強度、引張強度、静弾性係数）を ATENA のコンクリートのプロパティに入力して実施した。

図 3.7.1 に、鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食量の関係について実験値および解析結

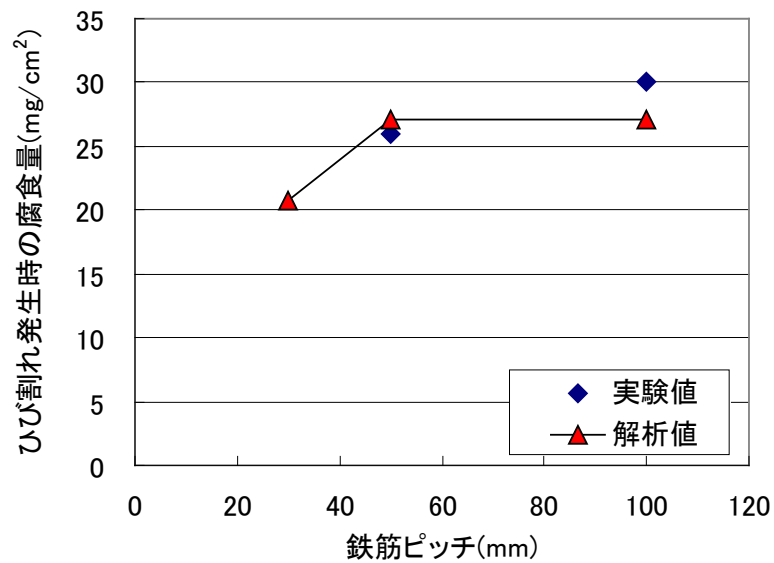


図 3.7.1 鉄筋ピッチとひび割れ発生時の腐食量の関係

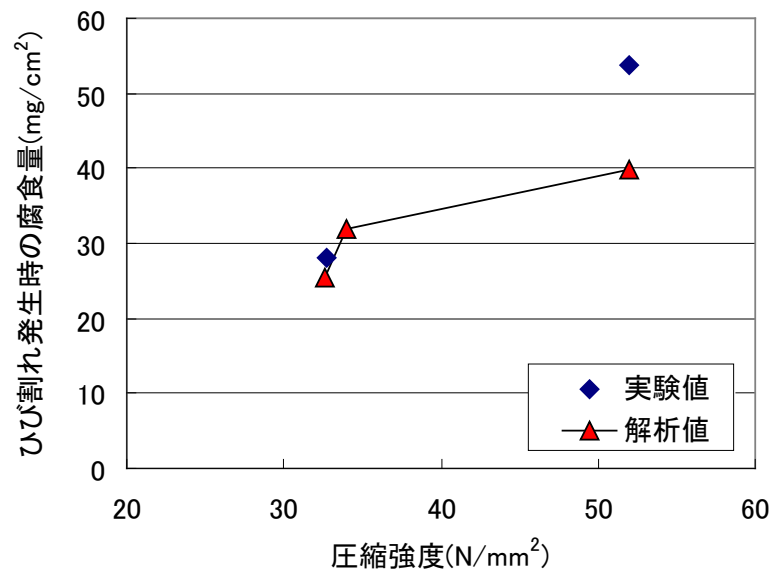


図 3.7.2 圧縮強度とひび割れ発生時の腐食量の関係

果を示す。なお、同解条件において鉄筋が 1 本の場合のひび割れ発生時の腐食量は $27.1\text{mg}/\text{cm}^2$ であったので、解析値における鉄筋ピッチ 50mm 以上の場合に近い値となった。一方、解析値と実験値は鉄筋ピッチ 50mm 以上で良い一致を示した。しかし、解析した結果である鉄筋ピッチが 30mm では、ひび割れ発生時の腐食量が小さかった。鉄筋ピッチが 30mm の配筋状態はあまり無いケースであるので、鉄筋ピッチ 50mm 以上の一般的な範囲では実験値と解析値をあわせることは可能といえる。図 3.7.2 に、圧縮強度とひび割れ発生時の腐食量について解析結果を示す。なお、圧縮強度は解析上式(11)を用いて引張強度として計算されている。本結果では、圧縮強度が大きくなるに従って腐食量が大きくなり、解析値と実験値は同様な傾向を示した。

図 3.7.3 に、引張強度とひび割れ発生時の腐食量の解析結果を示す。シリーズⅠで実施した引張強度の値が無かったので、シリーズⅡにおいて実験された、ほぼ同等の圧縮強度を示したときの値を入力した。このとき用いた引張強度の値は、圧縮強度で整理した場合よりも、引張強度で整理した方がひび割れ発生時の腐食量に対する依存性が明らかになる。これは、解析上腐食によって生じる鉄筋周りのフープテンションが、コンクリートの引張強度を上回った時点でひび割れ発生と定義しているためである。しかし、圧縮強度はシュミットハンマーなどから非破壊検査で推定することができるため、簡易的に予測することが可能となる。コア抜きした試験体より引張強度を求めることが可能であるならば、その値を使用するほうが解析精度は向上するが、非破壊検査で行う場合は圧縮強度より換算した引張強度を使用することになる。

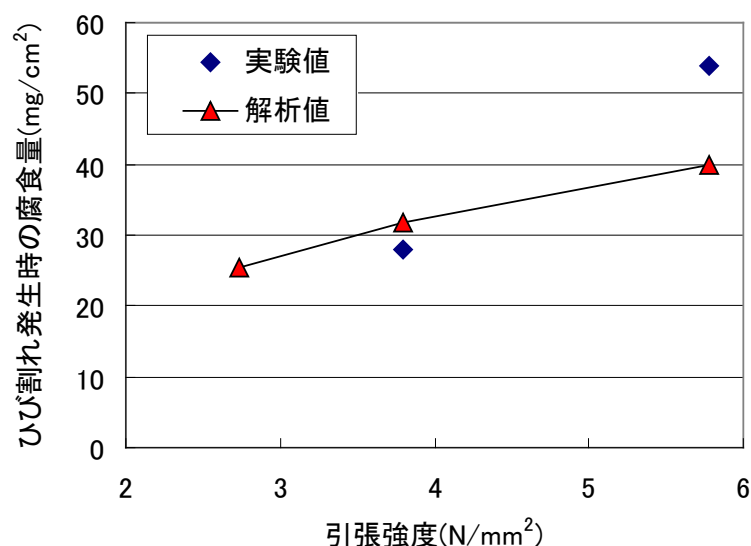


図 3.7.3 引張強度とひび割れ発生時の腐食量の関係

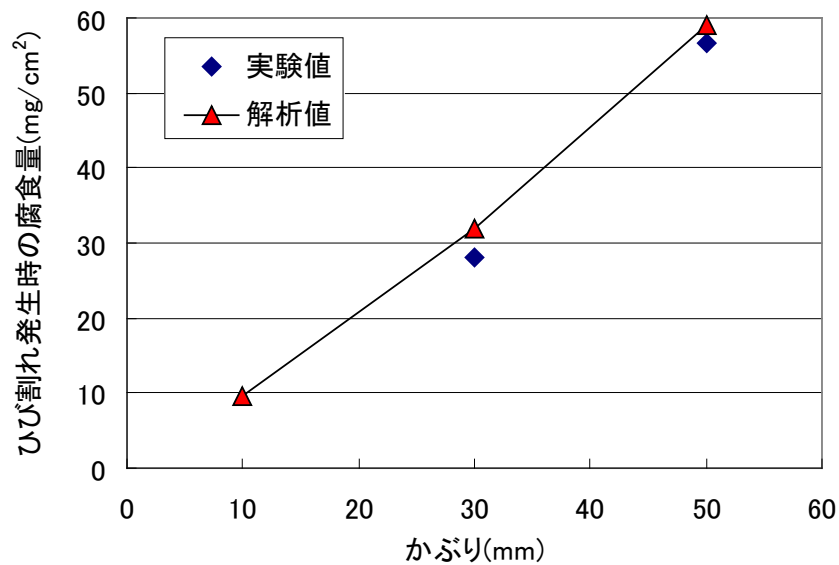


図 3.7.4 かぶりとひび割れ発生時の腐食量の関係

図 3.7.4 に、かぶりをとひび割れ発生時の腐食量の関係の解析結果を示す。かぶりが大きくなるに従って、ひび割れ発生時の腐食量が大きくなった。また、実験値と解析値は良い一致を示した。これらの結果から、FEM 解析ソフトである ATENA を用いることで、かぶり とひび割れ発生時の腐食量をシミュレートできることがわかった。圧縮強度から式(9)から式(11)を用いることで、引張強度や静弾性係数を入力することは可能であるが、引張強度を直接入力することのほうが、より解析精度は向上するといえる。

既往の研究と比較するために、横関らが行った腐食面積（角度）とひび割れ発生時の腐食量¹²⁾と、JCI で実施した、かぶり とひび割れ発生時の腐食量との比較を行い解析精度の検証を行った。比較のために用いた式は、一般部鉄筋のもので下記通りである。

$$W_{cr} = -1.841 \phi (\phi - 8.661) + \alpha^{-1.194} + 3809A^{-0.8351} + 10.60X_1 - 72.30 \quad (9)$$

ここで、

W_{cr} : ひび割れ発生時の腐食量 (mg/cm²)

ϕ : クリープ係数 ここでは道路橋示方書の値を参考とし、2.0 と設定¹³⁾。

α : 体積膨張率。3.2 と設定。

A : 腐食角度 (°)

つまり、A の値を変えることにより腐食角度および面積率を変えてひび割れ発生時の腐食量を求めることが可能になる。鉄筋の下面が腐食することは、打設時の鉄筋下面に生じるブリーディングを想定したものになる。一方、360°（腐食面積率 100%）になるような場合

では、内在塩分による全面腐食を想定している。図 3.7.5 に、解析値において横関らの研究と ATENA による強度物性の実測値を入力した解析結果を比較したものを示す。ここで用いている図は、既往の研究では腐食角度を用いたが、横軸に関して腐食面積率に数値を換算している。腐食角度が大きいつまり全面腐食に近づくに従って、ひび割れ発生時の腐食量が小さくなっていることがわかった。試験体より取り出した鉄筋では、かぶり 30mm において腐食量が $20\sim 30\text{mg}/\text{cm}^2$ が最も多かったので、ATENA による解析結果の方に近かった。つまり、式(7)を用いた腐食膨張による円周方向の変位のみを考慮して、FEM 解析を実施した方が、取り出した鉄筋より求めた腐食量に近くなることがわかった。しかし、横関らの研究では、クリープ係数に関しては、非線形クリープの考えを導入することや、腐食性生成物の体積膨張率の考慮の必要性を述べている。それらを考慮して、本研究の解析方法を用いればより精度が向上すると考えられるので、今後検討する必要がある。

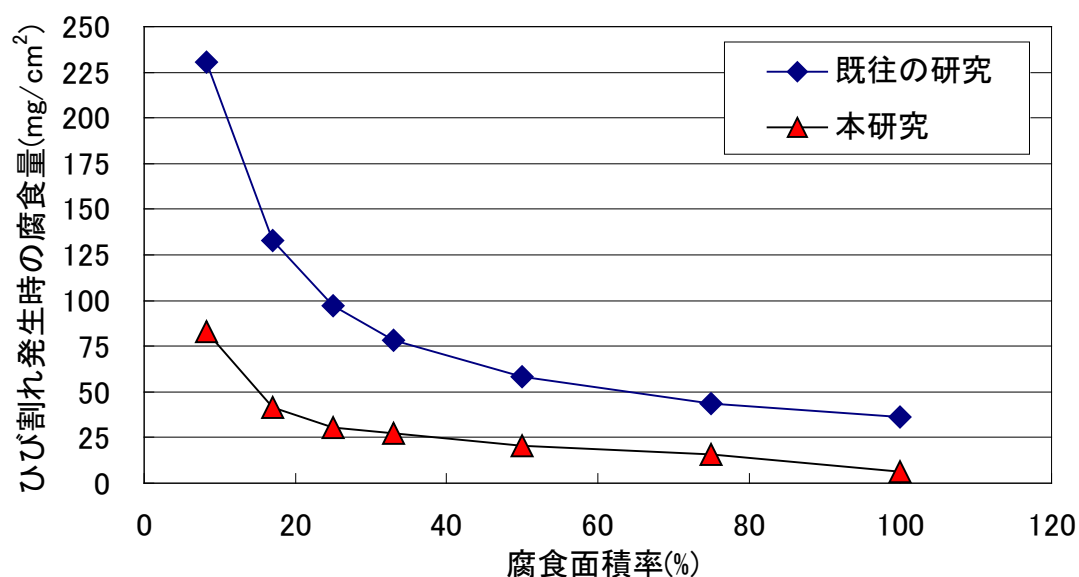


図 3.7.5 腐食面積率とひび割れ発生時の腐食量

3.7.2 断面修復した場合

断面修復した場合に関しては、コンクリートと断面修復材との横かぶりの大きさ、断面修復材の厚さ、コンクリートと断面修復材との付着強度をパラメーターとして、ひび割れ発生時の腐食量を求めた。

(1) 横かぶりの大きさの影響

図 3.7.6 に、横かぶりとひび割れ発生時の腐食量の関係を示す。腐食量に関しては、横かぶり 20mm では実験値と解析値が比較的良好な一致を示したが、横かぶり 40mm では実験値の方が著しく大きくなった。横かぶり 40mm では、図 3.4.7 に示すとおり、腐食生成物が界面に大量に広がり、腐食量が解析で予測した数値より大きくなった。また、赤インクにひび割れ直後の試験体を浸漬させ、解体後の界面の状態を観察した結果、赤インクが界面の全面にわたって広がっていたことが確認できた。つまり、横かぶり 20mm ではコンクリートと断面修復材の付着が比較的良好であるため、両者の間に隙間が生じにくい。一方、横かぶり 40mm では、コンクリートと断面修復材との剥離による距離が著しく大きくなるため、そこに腐食生成物が界面に大量に広がり腐食が増大する。

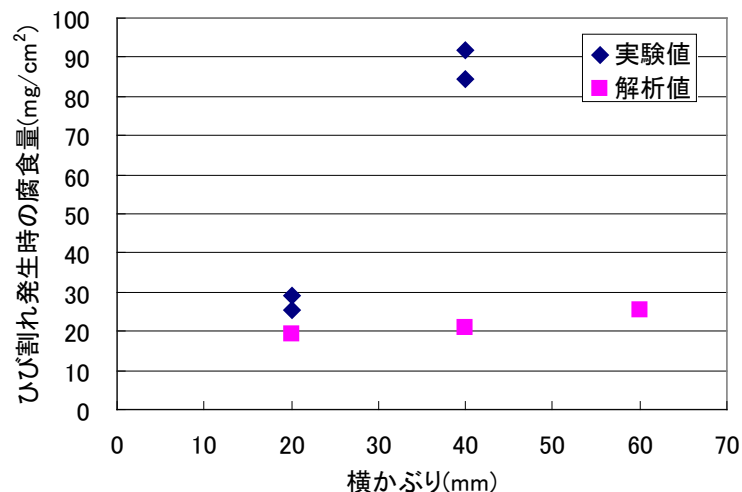


図 3.7.6 横かぶりと実験値と解析値の比較結果

(2) 断面修復材の厚さの影響

断面修復材の厚さについて、鉄筋下面まで（断面修復材厚 30mm）、鉄筋中央まで（断面修復材厚 38mm）、鉄筋上部まで（断面修復材厚 46mm）の 3 通りについて実験値および解析値の比較を行った。なお、断面修復材の厚さ鉄筋下面、鉄筋中央、鉄筋上部において、鉄筋要素に熱を与える数は、部分腐食による面積を想定してそれぞれ 12/12、6/12、2/12 とした。図 3.7.7 および図 3.7.8 に、横かぶり 20mm および横かぶり 40mm のひび割れ発生時の腐食量を、実験値と解析値を比較した結果を示す。横かぶり 20mm における解析結果は、断面修復材厚が大きくなるに従って腐食量が大きくなる傾向を示したが、実験値に関しても同様な傾向を示した。しかし、その増加傾向は解析のほうが顕著であった。横かぶり 40mm に

おいては、実験値の方が解析値よりも 4 倍程度大きくなった。解析値は、断面修復材厚を鉄筋中央まで行ったとしても腐食量はあまり大きくならなかったが、鉄筋上面まで断面修復することにより、腐食量が 2.5 倍程度上昇することが確認できた。

(3) 付着強度

付着強度に関しては、解析上では 0.5、1.0、2.0、3.0N/mm² についてひび割れ発生時の腐

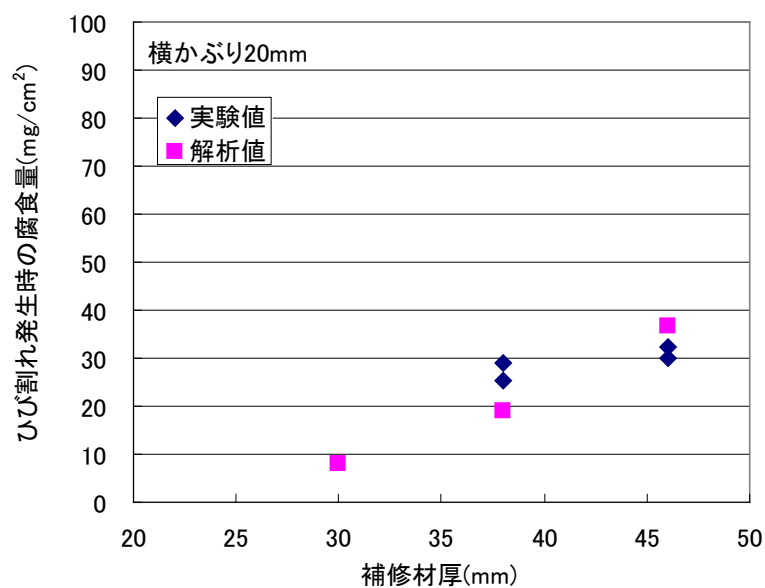


図 3.7.7 断面修復材厚とひび割れ発生時の腐食量（横かぶり 20mm）

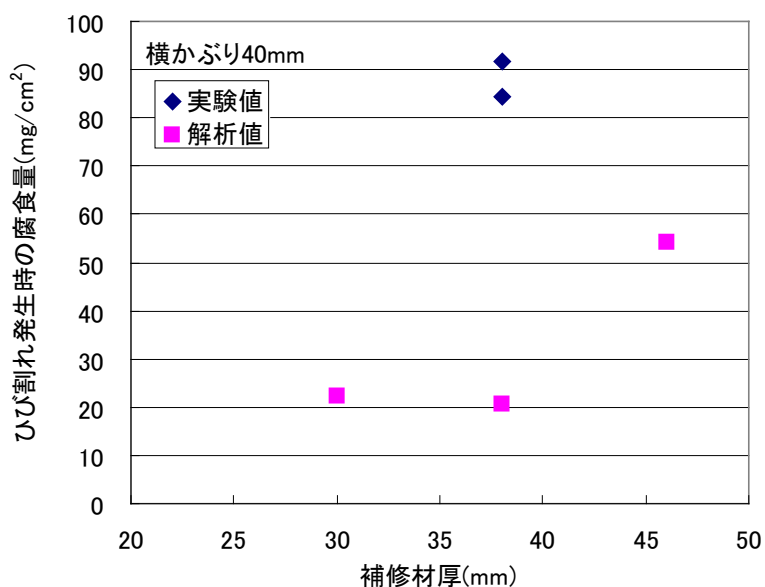


図 3.7.8 断面修復材厚とひび割れ発生時の腐食量（横かぶり 40mm）

食量を求めた。図 3.7.9 に、横かぶり 20mm における付着強度とひび割れ発生時の腐食量を、図 3.7.10 に横かぶり 40mm における付着強度とひび割れ発生時の腐食量をそれぞれ示す。その結果、付着強度を 3.0N/mm^2 にしても腐食量は 0.5N/mm^2 と比較して 2.0mg/cm^2 程度しか大きくならなかった。この原因は、腐食によって生じるフープテンションは図 3.6.4 の解析結果から、 7N/mm^2 を超える数値であり、付着強度よりもはるかに高い値であるためと考えられる。ジベルを設定するなど付着強度がコンクリートの引張強度を上回る場合では、コンクリート部分でひび割れなどの破壊が進行して、界面で剥離が起きるとは限らない。

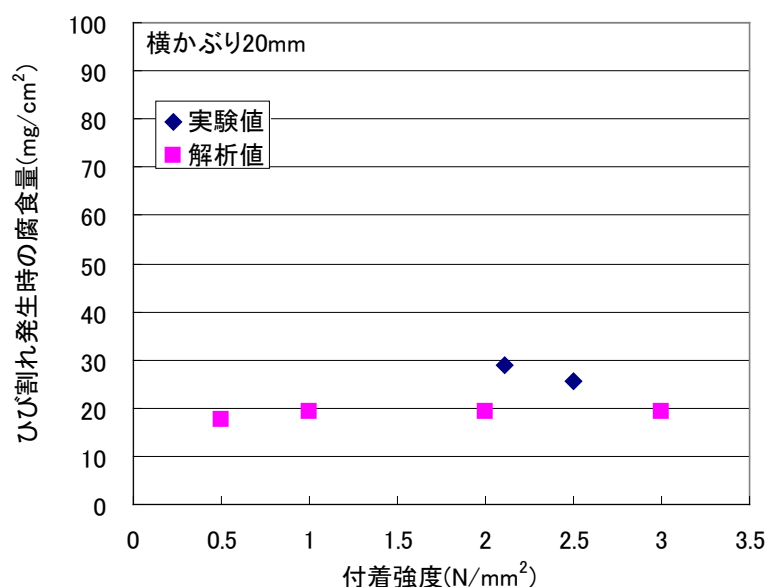


図 3.7.9 付着強度とひび割れ発生時の腐食量（横かぶり 20mm）

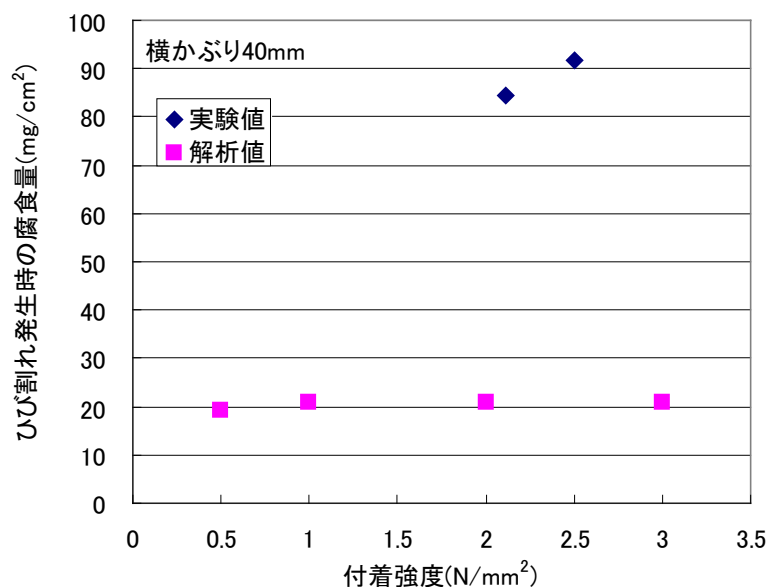


図 3.7.10 付着強度とひび割れ発生時の腐食量（横かぶり 40mm）

横かぶり 40mm で腐食率および腐食量が解析値より実験値の方が 4 倍程度大きくなった。この原因は、コンクリートと断面修復材の間に剥離が生じ腐食生成物がある間に流出したためと考えられる。

その他の実験値と解析値が異なる理由について、表面被覆材の影響、コンクリートと断面修復材の剥離の影響、についてそれぞれ考察を試みた。

(a) 表面被覆材の影響

ATENA による解析結果から、コンクリートと断面修復材間の剥離は腐食量が比較的小さい数値で生じることがわかった。しかし、表面被覆材であるエポキシ樹脂塗装の引張強度は、コンクリートや断面修復材のそれよりも著しく大きいので、表面被覆材でひび割れが生じにくい。図 3.7.11 に、表面被覆材の引張強度と鉄筋腐食量との表面被覆材における主応力、図 3.7.12 に、表面被覆材の引張強度とのひび割れ発生時の腐食量を示す。これらの結果より、腐食によって生じる表面被覆材付近での引張応力は、コンクリートと断面修復材との界面の付着強度よりも被覆材の持つ引張強度に依存する傾向にあることがわかった。また、断面修復材とコンクリートとの横かぶりの大きさの影響は、解析結果顕著には表れなかった。よって、断面修復後にはコンクリートと断面修復材の界面に表面被覆材を施工することは、塩化物イオンや水などの劣化因子の浸入を防ぐだけでなく、腐食による引張強度に対しても有効であることがわかる。

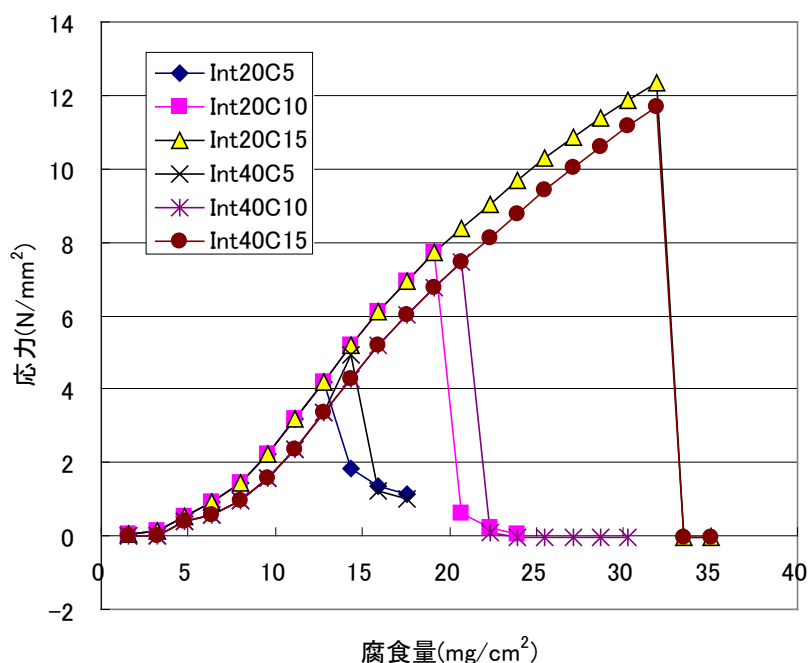


図 3.7.11 表面被覆材の引張強度の要因とした場合の腐食量と表面被覆材に生じる主応力の関係

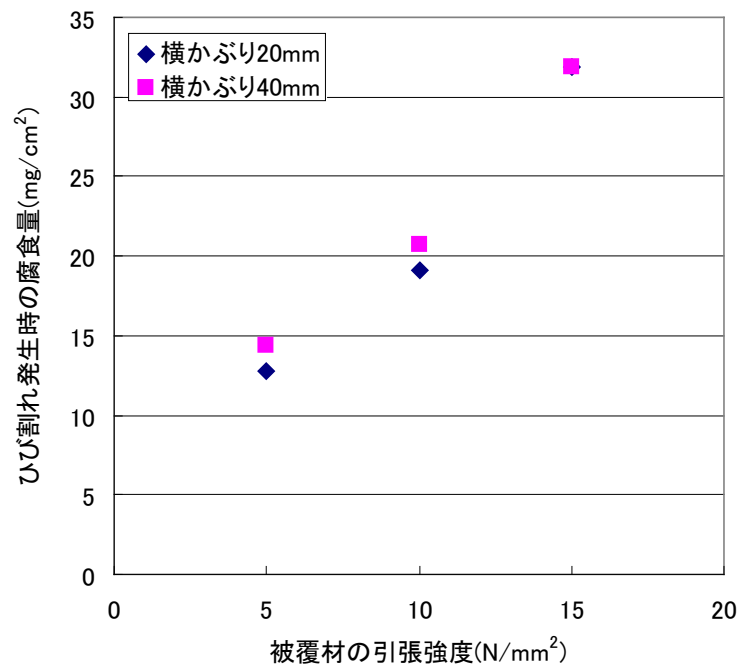


図 3. 7. 12 表面被覆材の引張強度のひび割れ発生時の腐食量

(b) コンクリートと断面修復材の剥離の影響

図 3. 7. 13 に示す解析結果から、横かぶり 40mm では表面被覆材でひび割れが発生した時に、コンクリートと断面修復材の剥離の距離が 1.61×10^{-2} mm 生じていることがわかった。このことから、コンクリートと断面修復材の間に腐食生成物である Fe_2O_3 が充填されたと仮定すると、腐食率を 0.21%、腐食量を約 $7\text{mg}/\text{cm}^2$ 程度大きくすることになる。しかし、実際にはひび割れが鉄筋の周囲に生じており、そこからコンクリート内部に深く浸透していくことが想定される。また、被覆材とコンクリートとの界面などに腐食生成物が充填するため、腐食量はさらに大きくなる。また、さらに腐食が進行すると、コンクリートと断面修復材の界面の剥離が大きくなるのでそこに腐食生成物が浸透してひび割れ発生時の腐食量は大きくなることが予想される。

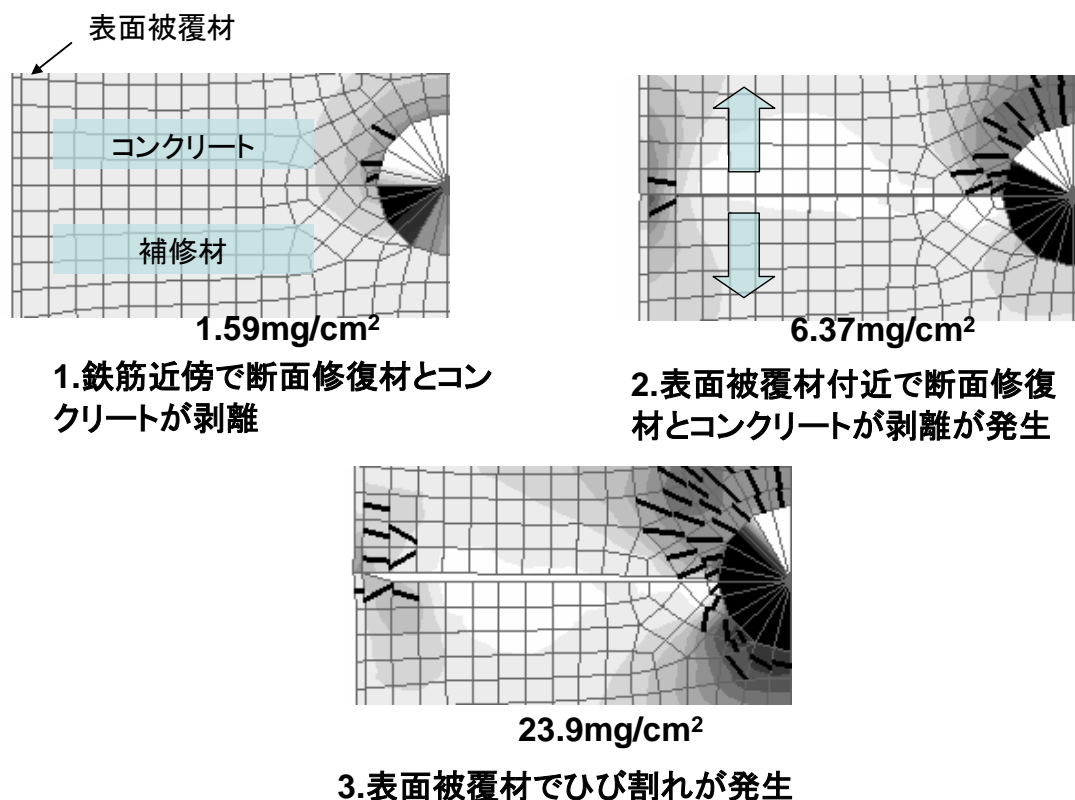


図 3. 7. 13 解析における界面剥離の状況

図 3. 7. 14 に、断面修復材厚を鉄筋中央までとした時の解析上におけるコンクリートと断面修復材との横かぶりと剥離長さの関係を示す。横かぶりが大きくなるに従って、剥離距離が大きくなることがわかる。つまり、界面には腐食生成物が浸透するため、ひび割れ発生時の腐食量はそれだけ大きくなる。しかし、表面被覆材の上にはひび割れが観察されにくい。ひび割れを起こすためには、それだけ多く腐食生成物が浸透しなければならない。図 3. 7. 15 に、ひび割れ発生時の解析における付着強度と剥離長さの関係を示す。なお、横かぶり 20mm および 40mm に関しては、付着強度を 0. 5、1、2、3N/mm² と変えた。その結果、付着強度を大きくしても剥離長さは 2.00×10^{-2} mm 以上は大きくならなかった。図 3. 7. 16 に、解析における断面修復材厚と剥離長さの関係を示す。断面修復材厚が大きくなると横かぶり 40mm の場合は剥離が大きくなる傾向を示したが、横かぶり 20mm の場合では断面修復厚 38mm、つまり鉄筋中央まで断面修復した場合において剥離長さが最も大きくなった。断面修復材厚が大きくなり腐食面積率が小さくなると、腐食した箇所の単位面積当たりの腐食量が局所的に大きくなる。それに従って、腐食した箇所の腐食深さが大きくなり腐食量が大きくなるので、そこでのフープテンションは全面腐食よりも大きくなることが予想される。

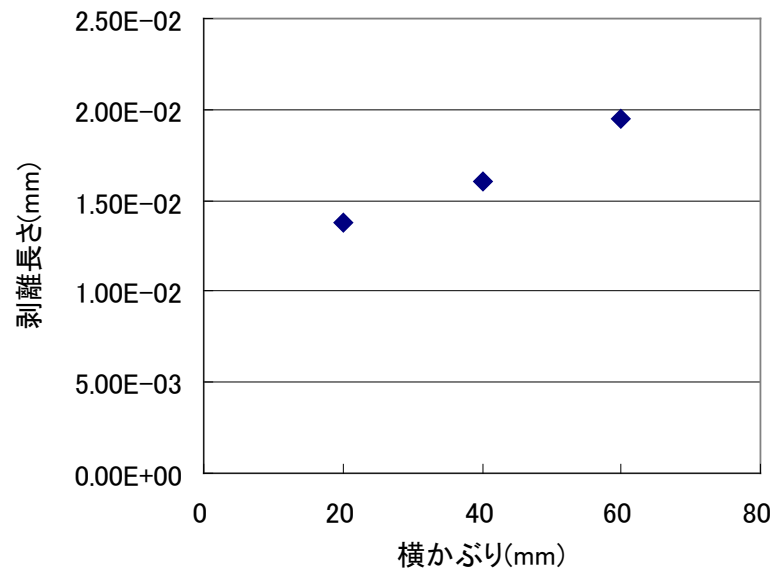


図 3. 7. 14 解析におけるコンクリートと断面修復材との横かぶりと剥離長さの関係

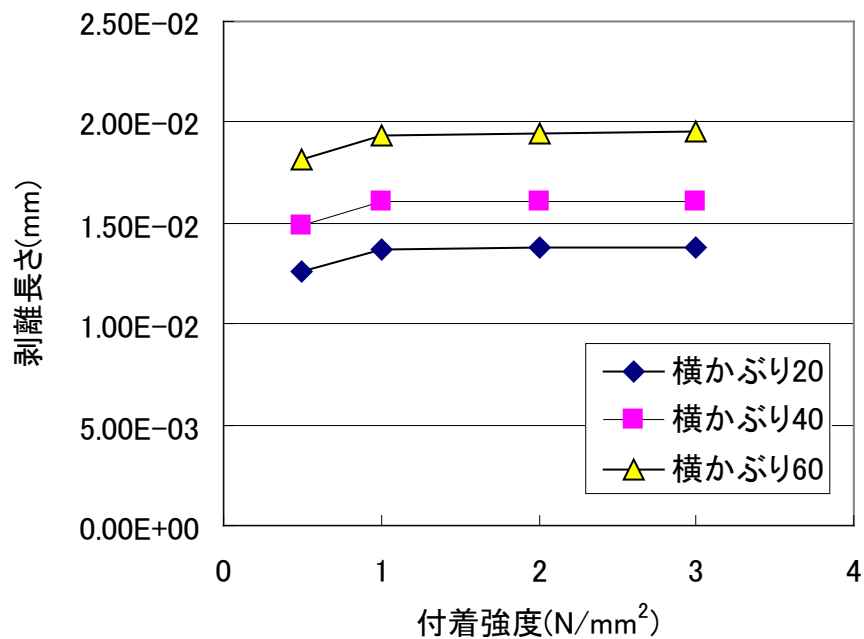


図 3. 7. 15 解析における付着強度と剥離長さの関係

断面修復したコンクリートの再劣化は、腐食生成物がひび割れなど見えない箇所に浸透するため、実際のひび割れ発生時の腐食量を求めることは困難であるといえる。剥離した箇所に腐食生成物が浸透することで、実際の腐食量は解析値よりも大きくなることが予測される。よって、ひび割れ発生時の腐食量を求めるときは、剥離の距離を考慮した腐食量より大きめの値で求めることが望ましい。どの程度大きくするかの数値的な検討に関して

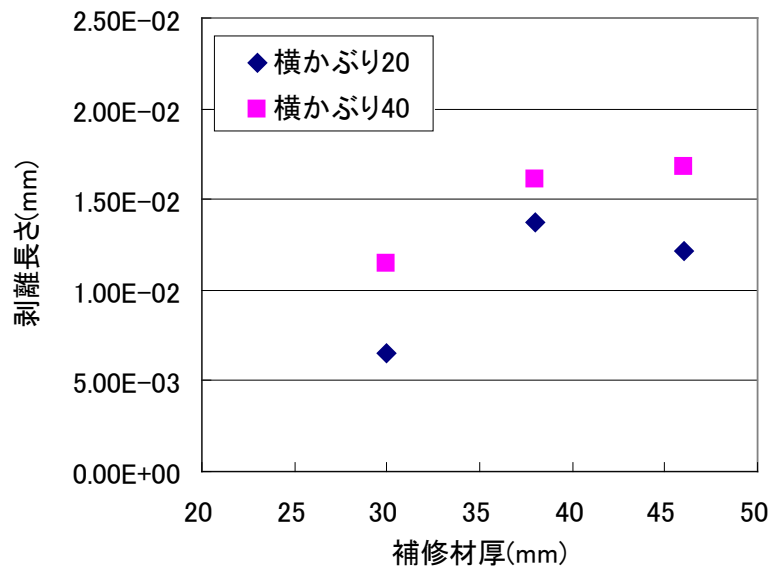


図 3.7.16 解析における断面修復材厚と剥離長さとの関係

は、更なる実験が必要である。

以上の結果より、ひび割れ発生時の腐食量を大きくする手段は、断面修復材厚を大きくすることが最も効果が高いことが確認された。断面修復材によって鉄筋を完全に覆うことにより、マクロセル腐食の発生を予防することができる。しかし、断面修復材に完全に覆われていないと、塩化物イオンを含んだコンクリートから断面修復材に向けて塩化物イオンが再拡散する可能性がある。鉄筋に一度腐食が発生すると、腐食膨張圧が発生することにより鉄筋と断面修復材界面の剥離が起こる。実験からも明らかとなったように、上面まで断面修復材を充填したにもかかわらず腐食面積は鉄筋の半分まで充填した場合と差が小さかった。塩化物イオンを含んだコンクリートからの再拡散を防ぐためには、鉄筋上面までではなく鉄筋上面より 30mm 程度など、十分に距離を設定して断面修復材を充填することが、有効であるといえる。

3.8 ひび割れ発生時における鉄筋腐食量の予測手法

塩化物イオンにより腐食が発生するまでの期間は、腐食発生限界塩化物イオン濃度を設定することにより、Fick の拡散式から求めることが可能である。コンクリート表面の塩化物イオン濃度を実測で求め、拡散式により鉄筋位置での塩化物イオン濃度の将来予測を行うことができる。そのためには、設計図書や鉄筋レーダーによるかぶりの情報の入力が必要になる。

ひび割れ発生までは、分極抵抗法で求めた腐食速度を元に、ひび割れ発生時の腐食量を

設定することで求めることが可能である。今回 ATENA による FEM 解析を実施した結果、以下の項目を入力することでひび割れ発生時の腐食量を設定することが可能である。ここではひび割れ発生時の腐食量を、解析により求める方法を提案する。なお、腐食面積率に関しては、実験におけるひび割れ発生時の腐食面積率が 40～50%で、それらの発生位置は塩化物イオンが浸透しているかぶり面で顕著に発生した。よって、腐食面積率は、40～50%で設定することが望ましいといえる。また、ATENA では圧縮強度を入力することで、CEB-FIP コードによる引張強度が求まる。その値を入力すると引張強度は小さくなるため安全側の値となる。より正確なひび割れ発生時の腐食量を求めるには、対象となるコンクリート構造物の引張強度の実測値を、解析に入力することが望ましいといえる。

a) 新設構造物の場合

解析に入力する項目について、以下の方法とする。

かぶり：設計図書

鉄筋ピッチ：設計図書

強度：設計強度より引張強度を入力。可能であれば試験練を実施して引張強度を実測する。

腐食面積率：40～50%

b) 既設構造物の場合

解析に入力する項目について、以下の測定値を入力する。

かぶり：鉄筋レーダー、電磁波

鉄筋ピッチ：鉄筋レーダー

強度：非破壊検査の場合は、シュミットハンマーなどから圧縮強度を推定し、コンクリート標準示方書などの式より引張強度を算出する¹⁴⁾。コア抜きが可能な場合は、コア抜き後のコンクリートを用いて引張試験を実施する。

腐食面積率：40～50%

c) 断面修復後の再劣化までの期間を求める場合

解析に入力する項目について、以下の方法とする。

かぶり：鉄筋レーダー、電磁波

鉄筋ピッチ：鉄筋レーダー

強度：b)と同様。コンクリートおよび断面修復材の両方で実施する。コンクリートと断面修復材界面の付着強度は、 $1\sim 2\text{N/mm}^2$ で設定する。この値は、一般的な断面修復材の付着強度の下限值付近である。

塩化物イオンの拡散：鉄筋が断面修復材で完全に覆われている場合は、コンクリートと断面修復材との界面から鉄筋までの塩化物イオンの拡散をシミュレートすることで、腐食発生時期を予測する。腐食発生時の塩化物イオン濃度は、第 2 章で行ったように電気化学的

測定および実際の腐食状況より促進試験で決定する。

腐食面積率：鉄筋が断面修復材で完全に覆われている場合や補修が不完全な場合を想定する場合は、腐食面積率 50%を想定して、安全側となるよう数値を設定する。

断面修復材と界面の剥離：横かぶりが 20mm 以上では、解析により事前に剥離の距離を求め、その中に腐食生成物が完全に充填されたと仮定して、腐食量を設定する。ただし、ひび割れなどに腐食生成物が浸透し、ひび割れ発生の腐食量は解析値よりも大きくなることが想定される。

3.9 まとめ

本研究では、実験および解析によりひび割れ発生時の腐食量を断面修復無しの場合、断面修復した場合の両者で求めた。以下に得られた知見を述べる。

- 1) 電気泳動法により、従来の暴露試験のように長期間を要する耐久性試験を比較的短期間で実施できることがわかった。また本手法は、電食のように鉄筋表面が一様に腐食するのではなく、実際の塩化物イオンの浸透により腐食が発生するような部分的な腐食を再現することができた。
- 2) 電気泳動法による腐食促進試験を行った結果、コンクリートの圧縮強度 30N/mm^2 、かぶり 30mm、腐食面積率 40～50%では、腐食量 $26\sim 30\text{mg/cm}^2$ （腐食率：0.8～0.9%）であることがわかった。
- 3) 鉄筋ピッチを 50 と 100mm で比較した結果、ひび割れ発生時の腐食量には相違が見られなかった。同条件で解析を行った結果、実験結果と腐食量の数値が同程度であった。
- 4) かぶりが大きくなると、ひび割れ発生時の腐食量が大きくなることを実験値および解析値から確認することができた。
- 5) 引張強度が大きくなると、ひび割れ発生時の腐食量が大きくなることを実験値および解析値から確認することができた。
- 6) 断面修復をしていない場合では、実験結果と解析結果が良い一致を示した。このことから、解析値にコンクリートの物性値（ピッチ、かぶり、強度等）を入力することにより、ひび割れ発生時の腐食量を精度良く求めることができる。よって、コンクリート標準示方書で示された値より、実際のコンクリートの性状に合わせた数値を解析で求めることができる。
- 7) 断面修復したコンクリートでは、コンクリートと断面修復材の横かぶりが 20mm では実験値と解析値をあわせることができるが、横かぶりが 40mm 以上になると両者の剥離の距離の影響を受けるため、数値が大きく異なることがわかった。また、被覆材などの物性値も入力する必要があるため、ひび割れ発生時の腐食量を求めるためには、被覆材の物性値の入力、コンクリートと断面修復材との距離の課題を考慮する必要がある。
- 8) FEM 解析を用いることにより、ひび割れ発生時の腐食量をコンクリートの性状に合わ

せてシミュレートできることが確認できた。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]、pp.101-103, 2008
- 2) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]、p.95, 2008
- 3) C.Andrade, C.Alonso and F.J.Molina: Cover cracking as a function of rebar corrosion Part 1 -Experimental test, Materials and Structures 26, pp.453-464, 1993
- 4) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[施工編]、pp.74-79, 2008
- 5) Hordijk D.A.: Local approach to fatigue of concrete, Ph.D thesis, Delft University and Technology, 1991
- 6) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の補修工法研究委員会報告書(Ⅲ)、pp.226-229, 1996
- 7) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の補修工法研究委員会報告書(Ⅲ)、p.232, 1996
- 8) Committee Euro-International du Beton, CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Sept, 1990, Bulletin d' Information No.195
- 9) 野口徹、中村孝：機械材料工学、工学図書株式会社、p.243, 2001
- 10) 田辺忠顕、檜貝勇、梅原秀哲、二羽淳一郎：コンクリート構造、朝倉書店、p.5, 1992
- 11) 斉藤成彦、中村光、檜貝勇：剛体ーバネモデルを用いた軸方向圧力を受ける RC 梁のせん断破壊挙動の数値解析、コンクリート工学論文集、Vol.12, No.2, pp.71-81, 2001
- 12) Yokozeki, Okada, Motohashi, Tsutsumi: A Rational Model to Predict the Service Life of RC Structures in Marine Environment, Forth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, 1997
- 13) 社団法人道路協会：道路橋示方書・同解説、共通編、p.30, 2002
- 14) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、p.34, 2008

第 4 章. リスクベースメンテナンスのコンクリート構造物への適用

4.1 概要

本章では、リスクベースメンテナンスを用いて、実構造物の適用例を述べている。本手法は、断面修復以外にもエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いてライフサイクルコストを低減化する目的で行った。本研究では、拡散係数が小さいものやかぶりを大きくするなど断面修復の耐久性を向上させることにより、コンクリートの耐久性が向上するため、初期に補修費用がかかっても、ライフサイクルコストが低減できることをシミュレーションにより検証する。本手法を用いれば、現状の劣化グレードの分布から将来のその分布を予測することができる。

コンクリート構造物は、鉄筋がかぶりコンクリートに守られ、一般には、高い耐久性を有する。しかし、一度劣化因子が内部に侵入し、鉄筋腐食を生じることなかぶりコンクリートが剥落して耐久性が低下する。コンクリート構造物を管理する立場を想定すると、劣化程度に応じて補修や補強を施す場合、どこから施工すればメンテナンスコストを低減できるかを考える必要がある。

コンクリート構造物の劣化度を判定する手法として様々なものが適用されているが、土木学会が推奨する分類方法が一般的である¹⁾。構造物の外観上のグレードを潜伏期、進展期、加速期、劣化期に分け、それぞれの劣化の状態を定義している。この基準を用いることにより、コンクリート構造物の劣化の状態を目視でグレード分けすることができる。国土交通省においては、点検の対象となる橋梁を塩害対策毎にグレード分けし、点検方針を設定している。その中で、さらに鋼材付近の全塩化物イオン濃度によって適用できる補修工法を、表面塗装、断面修復、電気防食と脱塩に分類している²⁾。港湾構造物に関しても、材料劣化期間を決定する主要因の限界値として、塩化物イオン濃度、鉄筋質量減少率によって劣化度のグレード分けをしている³⁾。高速道路であれば、日常点検、定期点検と分け構造物の健全度を把握する。臨時点検は、外的な異常事態や重大な損傷が生じた場合、あるいはそれらが予測される場合に行われる⁴⁾。鉄道構造物であれば、全般検査、個別検査、随時検査に分け性能照査、健全性照査を実施し健全度を A、B、C、S と区分して管理している⁵⁾。以上のように、各構造物を管理する機関において、コンクリート構造物を劣化度に応じてメンテナンスしている。

コンクリートのグレード分けを適切に実施できれば、劣化度に応じた対処方法のマニュアルを設定することにより維持管理を効率よく行うことが可能である。しかし、同一部材でも劣化が均一に生じることはなく、劣化が生じその後どのような破損に至るかを想定し

た補修基準は未だ定められていない。図4.1.1に、構造物の管理の基本的フローおよびリスクを考慮したメンテナンスのフローを示す。リスクは、維持管理区分を設定した際にリスク評価が必要である重要な構造物に対して対応策が必要である。なお、リスク評価を行う際、コンクリートの場合目視だけでは判定できないことが多い。劣化度の分類が必要なときは、構造物にダメージを与えない箇所であるならコア抜きによる詳細調査が必要になる。

第2章までの検討した結果、腐食発生時期の推定および腐食発生後の腐食速度について、電気化学的測定が有効であることを示すことができた。第3章ではひび割れ発生時の腐食量をFEMによりシミュレートして、ひび割れの発生時期を予測することが可能であることがわかった。しかし、本章で対象とするコンクリートドックなど大型の構造物では非破壊検査を実施するとしても、全ての箇所で行うことは困難である。局所的な評価を行うときは、第3章まで実施した非破壊検査やFEM解析による定量的な劣化度の分類ができる。第4章では、コンクリートドックの様に非破壊検査が全体で実施不可能な場合で、目視を中心として劣化度に分けてメンテナンスを最適化する手法を検討する。

本研究では、塩害劣化を生じている実構造物に対してRBMに基づくリスク評価を実施し、それを踏まえてマルコフ連鎖モデルを用いた劣化予測およびLCC評価を行い、コンクリート構造物のメンテナンス計画に対しRBMが有効性を検証する。

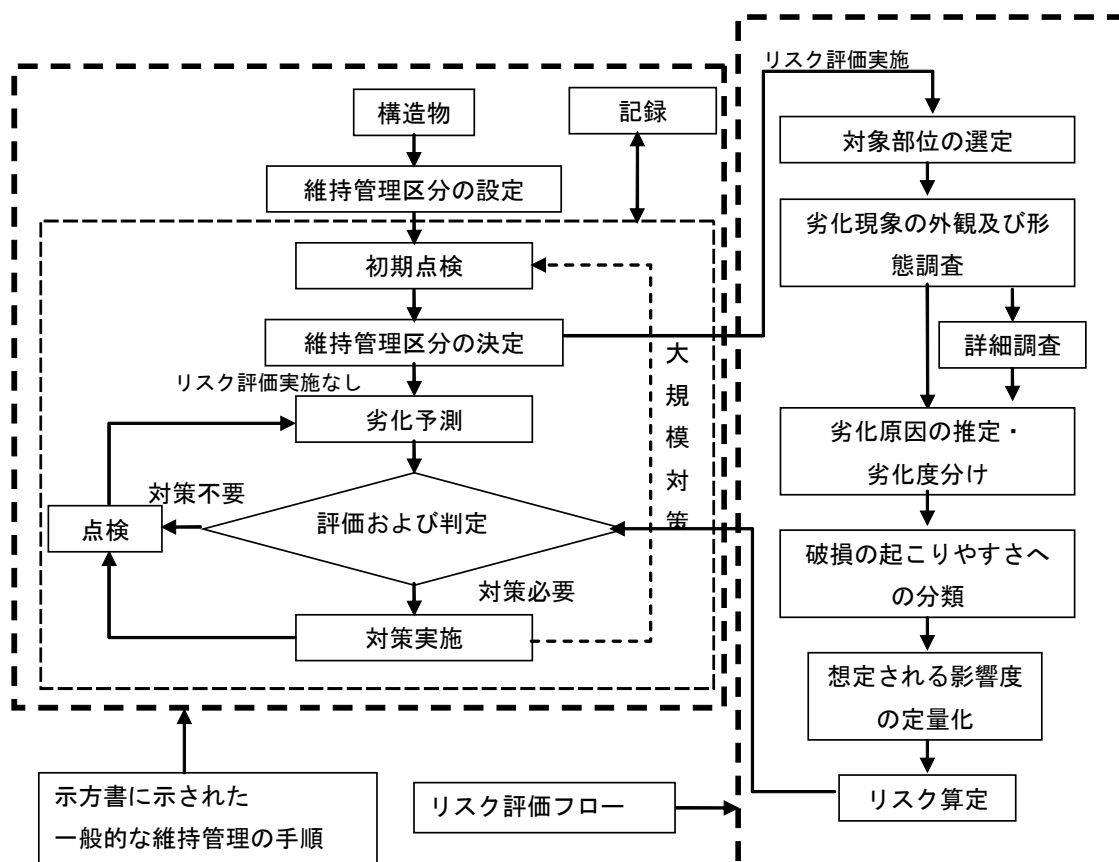


図 4.1.1 コンクリート構造物へのリスクベースメンテナンスの適用案

4.2 検討内容

4.2.1 対象としたコンクリート構造物

本研究で対象としたコンクリート構造物は、図 4.2.1 に示すような 35 年以上供用している、大規模造船所のコンクリートドック（以下ドック）である。全長 800m もあるため、大型の構造物をドック内で製作することが可能である。ドックは、海水による塩害作用を受けており、土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕の環境条件の区分における「特に激しい腐食性環境」に晒されているため塩害による劣化の進行が顕著である。従って、膨大なメンテナンス費用を必要としており、安全性（健全性）および経済性の観点から合理的なメンテナンス手法が求められていた。しかし、現状では劣化した箇所から図 4.2.2 に



図 4.2.1 コンクリートドックの全景

表4.2.1 対象としたドックの仕様

寸法	800×184×14m (北面or南面長さ×東面長さ×ドック高さ)
建造年	1972年
セメント種類	高炉セメント（種類は不明）
粗骨材種類	鉄鋼スラグ
設計かぶり	50mm
水セメント比	62.5%
設計基準強度	24N/mm ²

示すような断面修復を、対処的に繰り返していた。

本研究で対象としたドックの仕様を表 4.2.1 に示す。対象としたドックでは図 4.2.3 の写真に示すように、塩害による断面剥離が観測された。また、鉄筋は図 4.2.4 に示すように激しい腐食のために、断面積が大きく減少していた。従来は、予算の範囲で最も劣化の激しい箇所から優先的に断面補修を行っていた。

ドックは、建造時に 1 ブロックあたり $60\sim 170\text{m}^2$ に仕切れるサイズで建造されたので、その仕切りを利用して要素分割を行った。ブロック数は、北面および南面で 100 ブロック、東面で 20 ブロックである。ドックは、海水による乾燥湿潤を 35 年間繰返し受けていたため、塩害が発生しコンクリート内部の鉄筋が著しく腐食していた。そのため、断面修復をしても再度鉄筋腐食が発生するなどの問題が生じている。また、図 4.2.5 のように、柱が



図 4.2.2 断面修復の状況

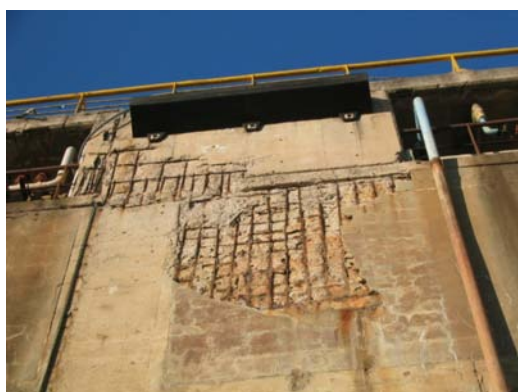


図 4.2.3 断面剥離の状況



図 4.2.4 採取された鉄筋



図 4.2.5 塩害により劣化したコンクリート柱

変形するまで激しく劣化したコンクリートは、階段が通行止めになるなどの対策が行われた。

北面における補修状況を図 4.2.6 に示す。1982 年から 2005 年まで 8 期にわたって補修を実施している。補修方法は以下のとおりである。すなわち、カッターによる切込みを 50mm 程度入れた後深さ 70mm 程度で断面剥離している箇所をはつり取る。その後、既設の鉄筋は適宜錆落しを行い、補強鉄筋を組む。断面修復では、はつり面を高圧水で洗浄し、接着剤を塗布して設計基準強度 $30\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートを打設した。

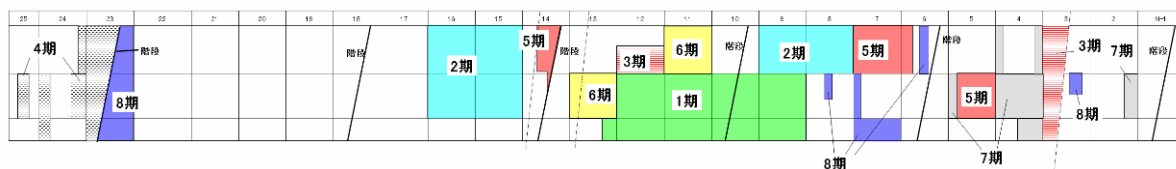


図 4.2.6 北面における補修状況

4.2.2 コンクリート構造物に対するリスク評価

リスクベースメンテナンスにおけるリスクとは、一般に式(1)で評価される。

$$\text{リスク} = \text{破損の起こりやすさ} \times \text{被害の大きさ} \quad (1)$$

破損の起こりやすさ(Likelihood)は、劣化の進行に伴う破損発生確率を示すが、ここでは劣化度を用いてその指標とする。被害の大きさ(Consequence)は破損が生じた場合の被害を定量的に評価する。本研究では、経済的評価としてはコンクリートを断面修復する際発生する補修費用、安全性の評価としては、コンクリートブロックが断面剥離により作業員に当たる確率を用いて定量化した。つまり、コンクリートでリスクが高いとは、劣化が進んだ状態で、破損した時に補修費用が高くなるような場所や、人に当たるような箇所が該当する。

図 4.2.7 に示すリスクマトリクスを用いて、リスクカテゴリーを設定することによりリスクレベルを評価した⁶⁾。リスクカテゴリー(Ca.)毎の対策は以下の様に設定した。つまり、管理者は、カテゴリー4と評価された構造物に対しては危険な状態にさらされるため、早急に何らかの対策を取らなければならない。

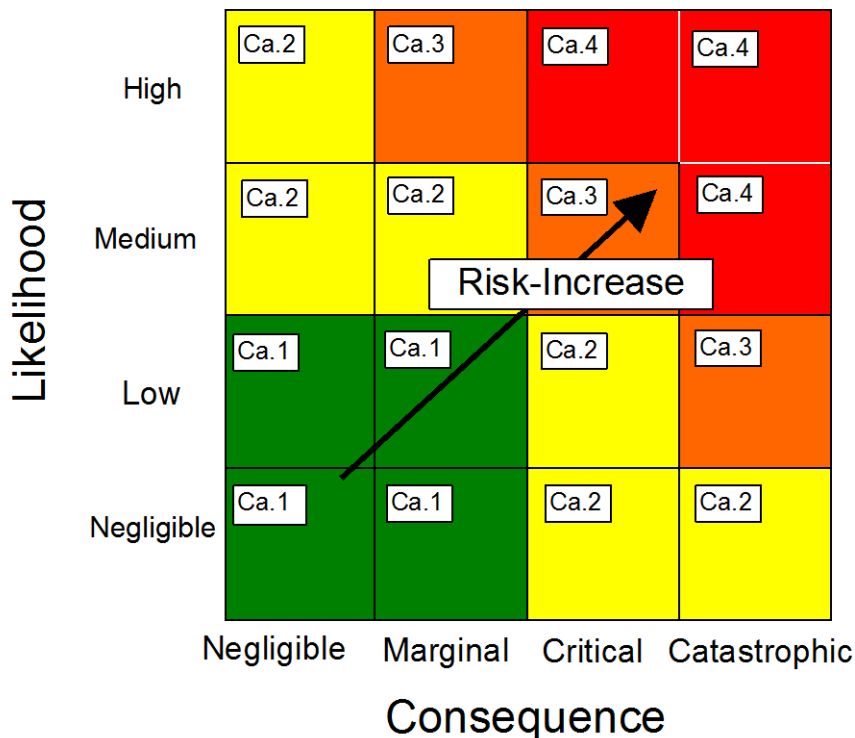


図 4.2.7 リスクマトリクスのカテゴリー

カテゴリー1：対策不要（検査をする必要なし）

カテゴリー2：供用しながら適切な検査を実施する

カテゴリー3：検査の頻度を上げ、補修計画を立てる

カテゴリー4：補修や解体などを直ちに実施する

4.2.3 破損の起こりやすさの考え方

ドックのリスク評価におけるシナリオは、鉄筋腐食が起これ補修に要するコストを考慮する。断面剥離が生じることにより、ドックの擁壁が損傷するが、その容積はわずかであるので構造的な破壊による操業の機能低下を今回は考慮していない。また、断面修復後生じる再劣化は、未補修部分とのマクロセル腐食を想定したものである。ドックに適用した破損の起こりやすさ（以下劣化度）は、目視および非破壊検査の結果を用い、以下の4段階



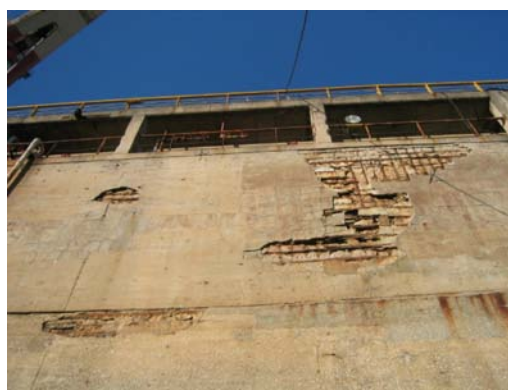
a) 劣化度 1



b) 劣化度 2



c) 劣化度 3



d) 劣化度 4

図 4.2.8 劣化度の分類

階に設定した。図 4.2.8 に、ドックで見られた劣化を 4 段階に分類した例を示す。なお、今回実施した劣化度は、対象としたドックに対してのみの適用であり、橋梁、ケーソンなど他のコンクリート構造物に対しては、劣化度を表面剥離やひび割れの発生状況によって分類することが考えられる。

劣化度 1：外観上変状なし

劣化度 2：表面にひび割れが 1 本発生

劣化度 3：表面にひび割れが複数発生

劣化度 4：断面剥離が発生

4.2.4 被害の大きさの考え方

今回想定した被害の大きさは、経済性および安全性の 2 種類を想定した。経済性とは、コンクリートが破損することにより、生じる補修費用のことである。補修費用が増大することにより、メンテナンスに対する被害が拡大することになる。安全性に関しては、コンクリート片が落下し、作業員に被害が発生することと定義した。つまり、高い位置にありかつ大面積のコンクリート片が落下すると、作業員に当たることで負傷もしくは死亡災害が発生するので重大な被害であるといえる。なお、ドックの渠底は厚さ 8m、また高さ 8m 付近からは厚さが 5m 以上と大変大きいことが図面より確認されている。よって、断面剥離が生じたとしても、ドックの渠壁にとってはわずかの深さであるため、構造体への影響はほとんどないと考えられる。それよりは、剥落によって生じる第 3 者被害の影響の方が頻度や影響を考慮して被害が大きいと考えられるので、ここでの構造体への影響は考慮しないこととする。

経済性に関しては、以下の式(2)を適用した。今回想定した被害の大きさは、式(2)に示すように補修工法の中で断面修復を対象として設定した。ひび割れ補修や表面被覆のような補修工法を選定する場合は以下の式に、それらに該当する数式を変えて定量的に示す必要がある。

$$R_{rp}=S_d \times C_{rp}+H_d \times C_{sc} \quad (2)$$

ここで、

R_{rp} ：補修費用（計算された数値を均等に 4 段階分け）

S_d ：コンクリートの損傷面積

H_d ：損傷を受けたコンクリートブロックの高さ

C_{rp} ：断面修復に掛かる費用

C_{sc} ：足場もしくは高所作業車に掛かる費用

補修費用には、材料費や作業員の人件費を含んでいる。確実な補修が施工されないと、再劣化が生じ補修回数が多くなるため、メンテナンスコストが増加する。また、高い箇所では補修が必要になると、足場が必要になるため同じくメンテナンスコストが増加する。しかし、低い位置にある場合は、足場が不要となるため容易に補修することが可能でありメンテナンスコストは低くなる。大面積で高所にある箇所では、補修回数を可能な限り少なくすることが必要である。

安全性に関しては、以下の式(3)を適用した。

$$R_{tp}=S_d\times H_d\times P_{tp} \quad (3)$$

ここで、

R_{tp} : 作業員に対する危険性のランク

S_d : コンクリートの損傷面積

H_d : 損傷を受けたコンクリートブロックの高さ

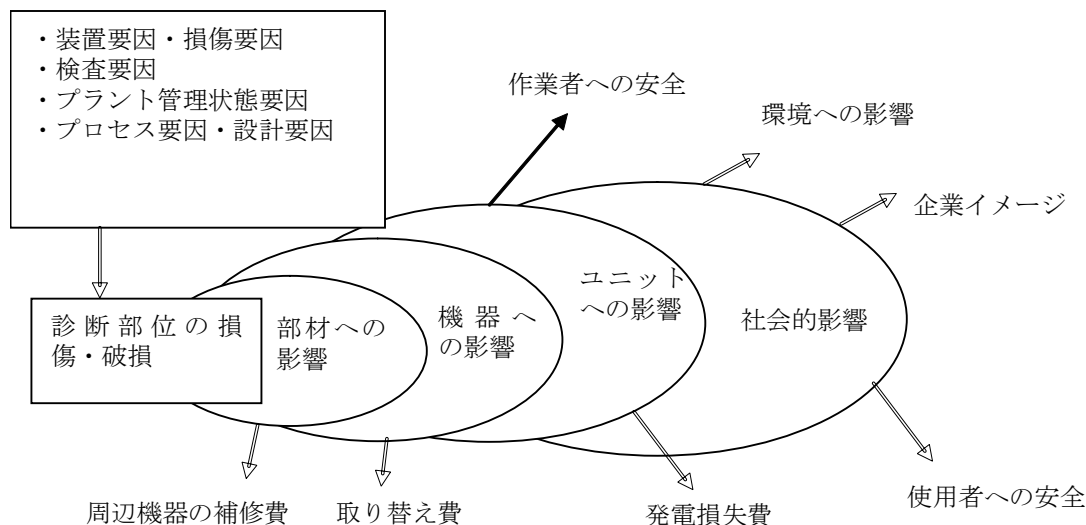


図 4.2.9 被害の大きさの評価に対するシナリオの展開例

P_{tp} : 作業員の1日あたりの人口密度

この式より、例えば、階段付近は作業員の人口密度が高く、破損したブロックが作業員に当たる確率が高くなるため、その箇所の被害が大きくなる。

被害の大きさの評価に対するシナリオは、図 4.2.9 のような範囲で想定される。つまり、劣化が生じたことで部材の耐力に対しての影響が生じるが、コンクリート片が作業員に当たり死亡事故が生じたら、操業が悪化するだけではなく企業イメージのダウンにつながる

ため、莫大な被害が想定される。

4.2.5 リスク評価への診断フォーム

各コンクリートブロックを図 4.2.7 のリスクマトリックス上に分けるために、破損の起こりやすさ、被害の大きさをそれぞれ図 4.2.10 に示すような診断フォームを用いた。この診断フォームでは、破損の起こりやすさに関しては、塩害による劣化を想定しているので、表 4.2.1 に示すように、コンクリート工学協会が推奨する分類方法を参照にした⁷⁾。なお、コンクリート工学協会の分類では、目視では潜伏期と進展期の分類が困難であるため、図 4.2.8 と比較して程度の厳しい方を採用した。

図 4.2.10 リスクマトリックスへの分類に用いる診断フォーム

表 4.2.1 コンクリート工学協会による塩害の分類

構造物の外観上の グレード	劣化の状態
状態Ⅰ-1 (潜伏期)	外観上の変状が見られない。腐食発生限界塩化物イオン濃度以下。
状態Ⅰ-2 (進展期)	外観上の変状が診られない。腐食発生限界塩化物イオン濃度以上。腐食が発生。
状態Ⅱ-1 (加速期前記)	腐食ひび割れが発生。錆汁が見られる。
状態Ⅱ-2 (加速期後期)	腐食ひび割れが多数発生。錆汁が見られる。部分的な剥離・剥落が見られる。腐食量の増大。
状態Ⅲ (劣化期)	腐食ひび割れが多数発生。ひび割れ幅が大きい。錆汁が見られる。剥離・剥落が見られる。たわみが大きい。

4.2.6 マルコフ連鎖モデルによる経時評価

構造物群で劣化予測する場合は、劣化過程をマルコフ連鎖モデルで表し、リスクを損傷発生確率と損傷発生時の条件付損傷額の積としてモデル化する手法が示されている⁸⁾。今回用いたマルコフ連鎖モデルは、ドックを調査した時点から劣化度を目視で分類した4段階に設定し、それぞれの全体に占める割合から遷移確率を算出する方法である。この設定値より、例えば、現在の劣化度の分布状況から100年後の劣化度の分布状況を類推することが可能となる。図4.2.11にマルコフ連鎖モデルの概念図を示す。ここでは、破損の起こりやすさを対象に4段階に分類したケースを想定した。破損の起こりやすさをそれぞれR(1)、R(2)、R(3)、R(4)と4ランクにわけ、移動する確率をP1、P2、P3とそれぞれ設定する。すると、それぞれのランクにとどまる確率は、 $1-P1$ 、 $1-P2$ 、 $1-P3$ 、1となる。よって行列式で表すことが可能となる。

コンクリートの様に、材料が均一ではなく設置されている環境も異なる場合には、確率論で議論することが効率的である。構造物がたくさんあるような場合において、一括でメンテナンスをする場合においても本手法は有効であるといえる。

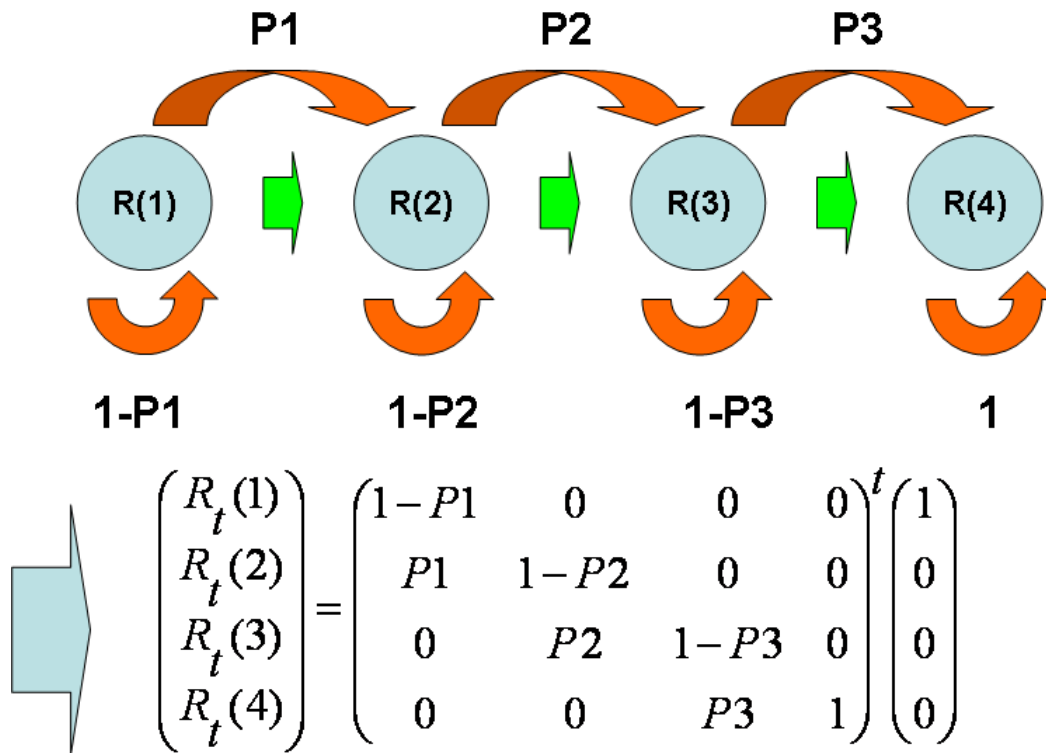


図 4.2.11 マルコフ連鎖モデルの概念図

4.2.7 LCC 評価

LCC は、建設、供用、メンテナンスならびに更新にわたる、構造物に関して発生する全費用である。LCC が最も低い状態が、管理者によって良いメンテナンスの状態であるといえる。このことから、たとえ初期コストがかかる補修工法を採用しても、補修する回数が少なくなり、結果的には LCC を最小化できるならば、その補修工法を採用すべきである。近年のコンクリート構造物の補修工法にあたっては、初期コストのみを着目してそれを採用している。このことは、補修効果に対して耐用年数などを正確に予測することができないためである。しかし、塩化物イオンの拡散式や分極抵抗より算出した腐食速度の式を用いることで、経年劣化を予測することが可能である。これらの劣化評価変数の式を用いれば、ひび割れ発生までの期間を非破壊検査で求めることができる。

本論文では以下の式(4)で各補修工法の LCC を算出した。ここで用いる LCC の評価式は、コンクリート構造物に限らず、鋼構造物の評価でも用いられる最も汎用的な式であるといえる。

$$LCC(t_n) = \sum_{t_n=0}^{t_n} \frac{C_{repair}}{(1+r)^{t_n}} \quad (4)$$

ここで、

t_n : 供用期間

$LCC(t_n)$: ライフサイクルコスト

C_{repair} : 1 回の補修にかかるコスト

r : 割引率 (ここでは一般的な 0.02 を用いる)

である。

式(4)における計算では、時間軸を持った定量的な劣化評価変数が必要である。そこで、塩害を想定する場合、コンクリート標準示方書[設計編]で提示されている式(5)を用いる⁹⁾。通常、鉄筋位置における塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 になるときを腐食発生とし、かぶりやセメントの種類、水セメント比を決定する。この式はコンクリートの劣化予測の式であるので、コンクリート構造物に限定して使用される。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 (1 - \text{erf}(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t}})) \quad (5)$$

ここで、

C_d : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

γ_{cl} : 構造物係数

C_0 : 表面塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

c : かぶり (mm)

D_d : コンクリート中の塩化物イオン拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

t : 供用期間 (年)

RBM において破損の起こりやすさに時間軸を与えるときは、鉄筋腐食を想定する場合、式(5)を用いることとする。この式には、時間に関する変数が含まれているので、LCC を算出する際の劣化曲線のマスターカーブとして利用できる。本論文では、この式を腐食発生までのマスターカーブとして用いる。また、ここでは腐食が発生してから 5 年程度でひび割れが顕在化すると仮定している。腐食が発生してからひび割れが発生するまでの期間は、第 3 章で検討した、ひび割れ発生時の腐食量および分極抵抗より算出した腐食速度を用いることで精度よく求めることができる。

4.2.8 リスクを考慮した時の LCC 評価

ここでは、塩化物イオンがコンクリート表面より侵入してかぶりコンクリート中を拡散後、鉄筋表面に到達して腐食を引き起こすメカニズムを仮定した。劣化曲線は式(5)を用いて、図 4.2.12 中の右図に示すリスク評価マトリクスを作成した。カテゴリーは、マトリクス上で左右対称としほぼ均等で図 4.2.7 と同様とした。

破損の起こりやすさのみを考慮すれば、最も劣化が進行した場合ただちに補修する。リ

リスクを考慮すると高リスク部位では劣化が初期段階であっても、点検強化や予防保全などの対策が必要になる。すなわち、劣化度が最も進んだ場合と判断基準とするのではなく、リスクの大きさによって補修の必要性を判定する。

リスクマトリクス上において、補修することによりコンクリートが完全に劣化する前の状態になるとすれば、破損の起こりやすさのランクは 1 となる。不完全な補修をするようであれば、ランクが 2 になる場合も考えられる。また、損傷の大きい箇所は立ち入り禁止するなど、人口密度を下げることにより被害の大きさが小さくなりかつリスクカテゴリーを低減することも可能である。

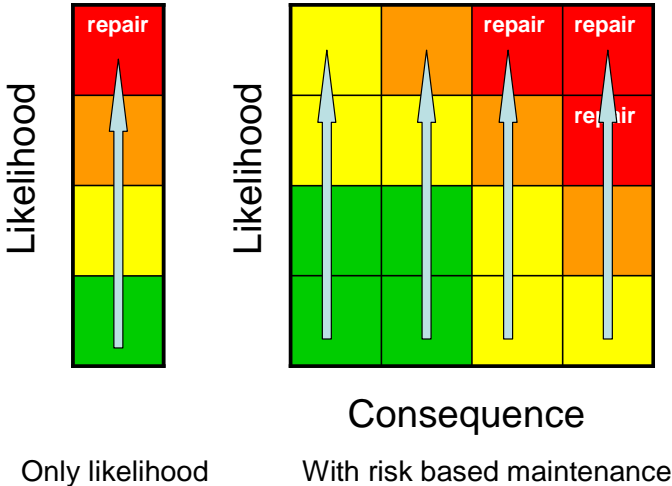


図 4.2.12 LCC の考え方

4.3 結果および考察

4.3.1 対象としたドックのコンクリート性状

ドックのコンクリートは、35 年間海水による乾湿繰り返しを受けていたため、内部まで塩化物イオンが浸透して鉄筋腐食が激しく起きていた。今回は、塩化物イオンの浸透状況を調べるために、コア抜きを 13 箇所で行い、内部の鉄筋腐食状況を調べた。調査状況を図 4.3.1 に示す。また、そのうち 1 体については、塩化物イオン濃度の測定、EPMA による観察を行った。中性化深さの測定に関しては、コア抜きしてから乾燥後、コア抜き面をフェノールフタレインで噴霧することで計測した。

調査結果は、表 4.3.1 の通りである。なお、コンクリートの強度は、シュミットハンマーを用いて反発硬度から換算し、15 点の平均値で求めた。中性化深さは最大値を求めた。



a) コア抜き状況



b) コア抜き位置の中性化深さ測定



c) 採取されたコンクリート



d) 鉄筋の腐食状況

図 4.3.1 測定状況

表 4.3.1 調査結果一覧

推定圧縮強度（平均値）	22.4N/mm ²
中性化深さ（最大値）	3.0cm
鉄筋付近の塩化物イオン濃度（最大値）	12.9kg/m ³

図 4.3.2 に、EPMA による塩化物イオンの面分析および SEM 画像の結果、図 4.3.3 に同コンクリートの深さ方向の塩化物イオン濃度を示す。中性化の影響を受け、塩化物イオン濃度の最大値のフロントが深さ 55mm まで後退していることがわかる。また、ひび割れ部分では、中性化の影響により塩化物イオン濃度が低減していることも確認された。しかし、設計かぶり位置では、塩化物イオン濃度が 13kg/m^3 であり非常に高い値となっていた。よって、コンクリート中の鉄筋腐食は、容易に発生しやすい状況にあることが予測される。

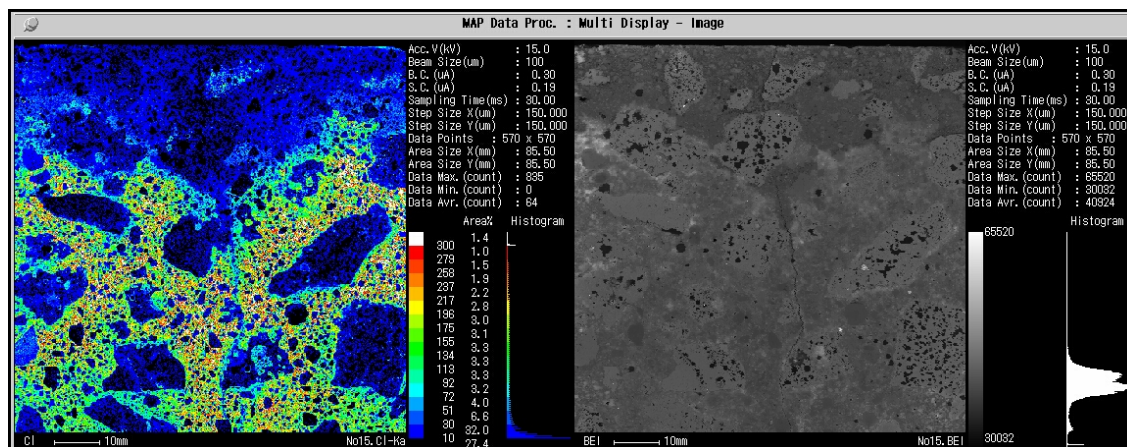


図 4.3.2 EPMA による測定結果

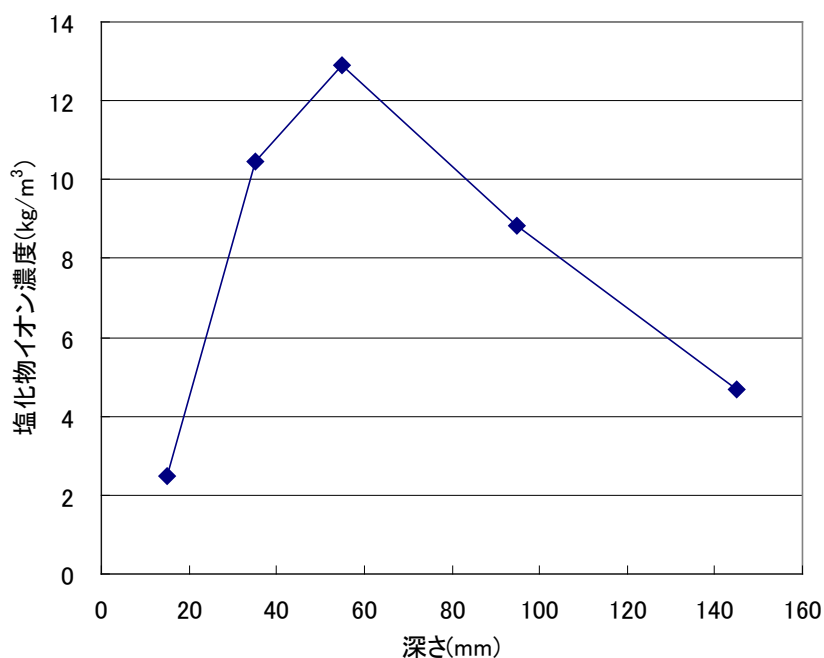


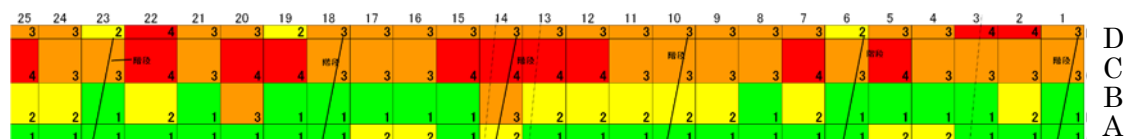
図 4.3.3 塩化物イオン濃度の深さ方向の分布

4.3.2 リスク評価結果

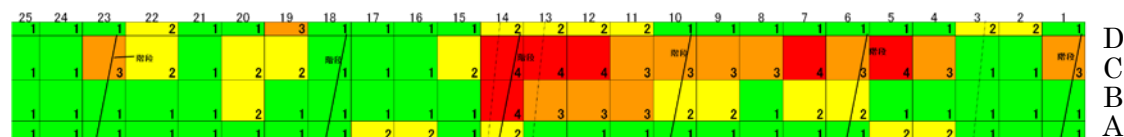
図 4.3.4 および図 4.3.5 に北面および南面における、一般的な評価、経済性に関するリスク評価、安全性に関するリスク評価について分類した結果を示す。なお、対象ブロック



(a) 一般的な評価による劣化度の分類（数字は劣化度）



(b) 経済性に関するリスクを評価した時のカテゴリーの分類

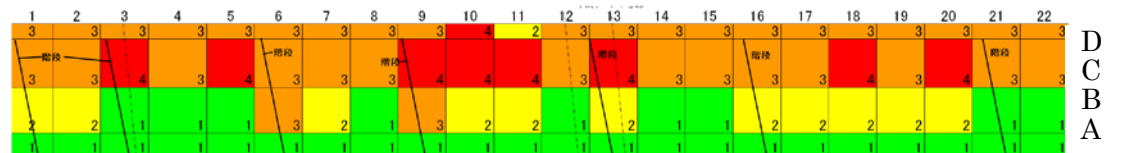


(c) 安全性に関するリスクを評価した時のカテゴリーの分類

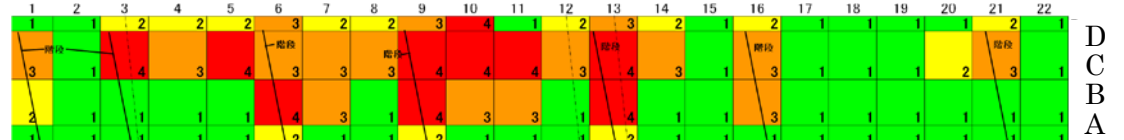
図 4.3.4 北面における一般的な評価とリスクを考慮した時の評価の比較



(a) 一般的な評価による劣化度の分類（数字は劣化度）



(b) 経済性に関するリスクを評価した時のカテゴリーの分類



(c) 安全性に関するリスクを評価した時のカテゴリーの分類

図 4.3.5 南面における一般的な評価とリスクを考慮した時の評価の比較

の名称は、位置が下から上に向って A, B, C, D と記号をつけてある。劣化度のみで評価した場合は、劣化箇所がドック全域にわたり広がっていることが確認された。また、実際の補修施工において、損傷の激しいところから補修を行っている。一方、経済性、安全性に関する場合の категория が大きいブロックは、ドック上部に集中する傾向にある。これは、上部にある方が、足場を設置する費用が大きくなるためである。また、安全性に関しては、階段位置付近で категория が高いブロックが分布する傾向にある¹⁰⁾。これは、剥離により落下したコンクリート片が作業員に当たる確率が高くなるためである。図 4.3.6 および図 4.3.7 に、北面および南面におけるリスクマトリックスの出力件数を示す。早急に補修しなければならないコンクリートブロックの件数は、北面では経済性を考慮した場合 13、安全性を考慮した場合は 6、南面では経済性を考慮した場合 9、安全性を考慮した場合は 10 であることがわかる。経済性もしくは安全性のどちらを重視してメンテナンス計画を立てるかは、管理者がどちらを重視するかによって異なる。経済性もしくは安全性のどちらかを重視するかの判断がつかない場合は、図 4.3.4 および図 4.3.5 の中で、最も厳しく評価した側を採用することなどが考えられる。

5	2	0	9
6	10	0	4
1	0	0	34
13	13	0	3

a) 経済性に関するリスク評価

13	0	1	2
11	3	3	3
16	7	4	8
21	6	2	0

b) 安全性に関するリスク評価

図 4.3.6 北面におけるリスク評価結果

0	2	0	2
9	11	0	7
1	0	0	34
13	8	0	1

a) 経済性に関するリスク評価

1	0	1	2
15	1	4	7
13	1	9	12
11	0	8	3

b) 安全性に関するリスク評価

図 4.3.7 南面におけるリスク評価結果

以上の結果から、劣化度のみで分類する場合とリスクを考慮して分類する場合では、結果が異なることが確認できた。リスクで分類すると、単に劣化度のみで分類する場合と比較して、劣化が生じその後どのような被害が生じるかを想定しているのでメンテナンスをする上で対策効果がよりはっきりと現れる。

4.3.3 補修方法の違いを考慮した劣化曲線

リスク評価を実施した後の補修を行うモデルを、表 4.3.2 に示す 4 通りとした。No. 1 は、かぶり 50mm に原形復旧し、断面修復材の強度を母材コンクリートと同じ 24N/mm² とした。No. 2 は、かぶりを 25mm 増やして 75mm とし、断面修復材の強度を母材コンクリートと同じ 24N/mm² とした。No. 3 は、かぶり 50mm に原形復旧し、拡散係数が母材コンクリートの 1/2 のポリマーセメントモルタル(PCM)を断面修復材として用い、その強度を 30N/mm² とした。No. 4 は、かぶり 50mm に原形復旧し、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用い、断面修復材の強度を母材コンクリートと同じ 24N/mm² とした。それぞれの補修ケースで用いた拡散係数の一覧を表 4.3.2 に示す。なお、ここでは、No. 1、2、4 の断面修復材の拡散係数は、水セメント比 60% における一般的な値として、土木学会標準示方書より算出した 0.912cm²/year を用いることとした⁸⁾。

No. 1 から 3 の補修ケースに関する劣化曲線には、式(5)を用いる。No. 4 のエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合の塩化物イオンの拡散式は式(6)を用いることとする¹¹⁾。エポキシ樹脂

表 4.3.2 拡散係数一覧

No.	補修工法		拡散係数 (cm ² /year)
1	かぶり 50mm		0.912
2	かぶり 75mm		0.912
3	ポリマーセメントモルタル		0.456
4	エポキシ樹脂	コンクリート	0.912
		エポキシ樹脂	0.000002

脂塗装を鉄筋に施すことにより、耐久性が大きく向上することがわかる。エポキシ樹脂塗装鉄筋は、施工の際傷やむらなどが存在しない限りは、腐食が生じにくいといえる。

$$C_d = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1}{2\sqrt{t}} \left(\frac{c}{\sqrt{D_d}} + \frac{c_{ep}}{\sqrt{D_{\exp}}} \right) \right) \right) \quad (6)$$

ここで、

C_d : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度 (kg/m³)

γ_{cl} : 構造物係数

C_0 : 表面塩化物イオン濃度 (kg/m^3)

c : かぶり (mm)

D_d : コンクリート中の塩化物イオン拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

t : 年数

c_{ep} : エポキシ樹脂塗装の厚さの期待値 (mm)

D_{epd} : エポキシ樹脂塗膜内の拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

ドックは、海水による乾湿を繰り返す厳しい塩害環境条件であるため、コンクリート表面の塩化物イオン濃度を $C_0=13\text{kg}/\text{m}^3$ と高い数値で設定した。また、エポキシ樹脂塗装の厚さの期待値は一般的な範囲である 0.22mm と仮定した。式(5)および(6)を用いて、No.1 : かぶり 50mm 、No.2 : かぶり 75mm 、No.3 : PCM、No.4 : エポキシ樹脂塗装鉄筋のそれぞれのケースで、鉄筋腐食発生までの期間を求めた。それぞれの補修工法における、鉄筋表面の塩化物イオン濃度の経時変化を図 4.3.8 に、鉄筋表面の塩化物イオン濃度が $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ となる期間を表 4.3.3 に示す。この結果より耐久性の高い補修工法は、エポキシ樹脂塗装鉄筋、PCM、かぶり 75mm 、かぶり 50mm の順であることがわかった。この式では、通常のコンクリートにおける断面修復を施工した場合、5年で鉄筋腐食が発生といえる。現在行われている工法では、断面修復を施工後 6~7 年程度でひび割れが生じ、再劣化を生じる可能性が高い。

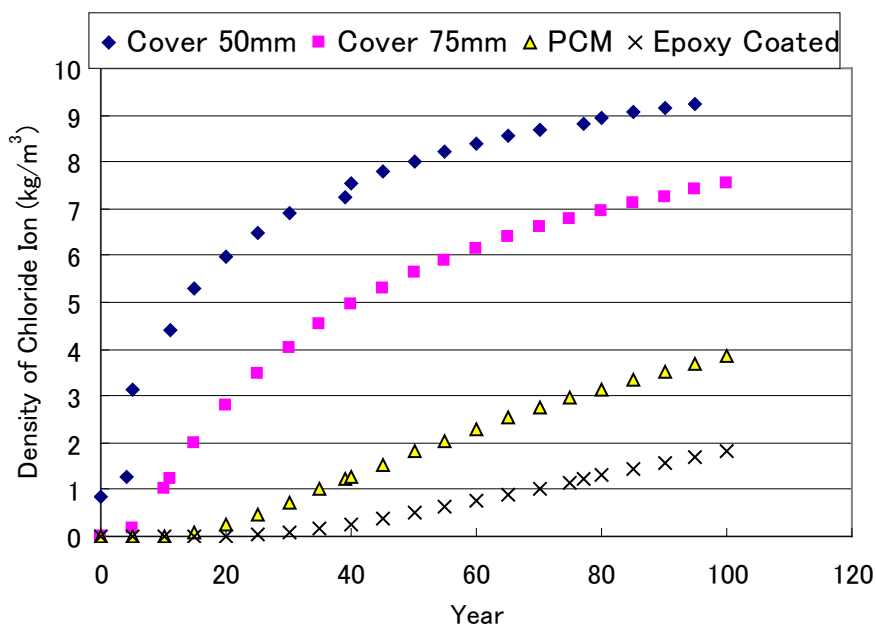


図 4.3.8 各補修工法における鉄筋表面の塩化物イオン濃度の経時変化

表 4.3.3 各補修工法における腐食発生までの期間

No.	補修工法	腐食発生までの期間(year)
1	かぶり50mm	5
2	かぶり75mm	11
3	ポリマーセメントモルタル	39
4	エポキシ樹脂	77

4.3.4 マルコフ連鎖モデルを用いた劣化予測

コンクリートの劣化度は、構造物が位置する環境条件から定まる遷移確率に依存する。また、複数の構造物が存在する場合、劣化進行モデルを設定して劣化度に関する構造物の将来の分布比率を求めることができる。ここでは、以下のようなモデルを元に、遷移確率を算出し劣化予測を行った。劣化度1～4のそれぞれの比率をR(1)、R(2)、R(3)、R(4)とすると、遷移確率は以下のように設定される。

R(1)からR(2)に移る確率：P1

R(1)に留まる確率：1-P1

R(2)からR(3)に移る確率：P2

R(2)に留まる確率：1-P2

R(3)からR(4)に移る確率：P3

R(3)に留まる確率：1-P3

R(4)に留まる確率：1

同様な手法を小牟禮らは、遷移確率を一定のモデルとして用いているが¹⁸⁾、ドックの場合、劣化度間の遷移確率は一定であるとは限らない。これは、ひび割れが1本発生する確率と、複数発生する確率、あるいは断面剥離が発生する確率はそれぞれ異なるためである。ある年数の劣化度の割合を R_i として R_{i+1} 番目の状態を予測すると、以下のような式(7)～式(10)が成り立つ。

$$R_{i+1}(1) = (1 - P1) \cdot R_i(1) \quad (7)$$

$$R_{i+1}(2) = P1 \cdot R_i(1) + (1 - P2) \cdot R_i(2) \quad (8)$$

$$R_{i+1}(3) = P2 \cdot R_i(2) + (1 - P3) \cdot R_i(3) \quad (9)$$

$$R_{i+1}(4) = P3 \cdot R_i(3) + R_i(4) \quad (10)$$

これらを行列で表すと、式(11)で表すことができる。

$$\begin{pmatrix} R_t(1) \\ R_t(2) \\ R_t(3) \\ R_t(4) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1-P1 & 0 & 0 & 0 \\ P1 & 1-P2 & 0 & 0 \\ 0 & P2 & 1-P3 & 0 \\ 0 & 0 & P3 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} R_{t-1}(1) \\ R_{t-1}(2) \\ R_{t-1}(3) \\ R_{t-1}(4) \end{pmatrix} \quad (11)$$

なお、供用初期の劣化度の分布は、 $R_0(1)=1$ であるので、 t 年後の劣化状態は、式(12)で表現される。

$$\begin{pmatrix} R_t(1) \\ R_t(2) \\ R_t(3) \\ R_t(4) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1-P1 & 0 & 0 & 0 \\ P1 & 1-P2 & 0 & 0 \\ 0 & P2 & 1-P3 & 0 \\ 0 & 0 & P3 & 1 \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (12)$$

ここでの劣化度としている $R(1)$ から $R(4)$ は、リスクの中での破損の起こりやすさのランクと同じものとしている。つまり、経年的に変化するモデルに対しては、マルコフ連鎖が適応できると考えられる。対象としたドックは、調査時点である供用 30 年後における劣化度の分布が $R_{30}(1)=0.33$ 、 $R_{30}(2)=0.18$ 、 $R_{30}(3)=0.36$ 、 $R_{30}(4)=0.13$ であるので、それらに合うように遷移確率を設定すると、 $P1=0.035$ 、 $P2=0.090$ 、 $P3=0.018$ となる。なお、表 4.3.3 の腐食発生までの期間と、断面修復材の特性を考慮し、No. 2～4 の補修工法における遷移確率を表 4.3.4 のように定めた。 $P1$ に関しては、かぶり 50mm の腐食発生までの期間（5 年）を 1 として、他の補修工法の腐食発生までの期間（Table 4.3.3 参照）を乗じて設定した。つまり、かぶり 75mm であった 0.035 に 5/11、ポリマーセメントモルタルであったら、0.035 に 5/39、エポキシ樹脂であったら 5/77 の値をそれぞれ乗じて設定した。 $P2$ に関しては、かぶり 75mm はかぶり 50mm と同じ材料で補修したと設定したので、遷移確率は同じである。ポリマーセメントモルタルおよびエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合は、かぶり部分に設計基準強度 30N/mm^2 であるポリマーセメントモルタルを用いたと仮定している。よって、

表 4.3.4 各補修工法における遷移確率

No.	補修工法	遷移確率		
		P1	P2	P3
1	かぶり 50mm	0.035	0.090	0.018
2	かぶり 75mm	0.016	0.090	0.018
3	ポリマーセメントモルタル	0.004	0.072	0.014
4	エポキシ樹脂	0.002	0.072	0.018

0.090 に 24/30 を乗じるためともに 0.072 となる。P3 に関しては、かぶりコンクリートの剥落は、かぶり 50mm、かぶり 75mm、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合は同じメカニズムと考えられるので遷移確率を同じ数値に設定した。ポリマーセメントモルタルは、曲げ強度が通常モルタルよりも 20%増大すると仮定しているので、0.018 に 0.8 を乗じた値を用いている。これらの方法により、各遷移確率を決定した。

以上の結果から、各補修後におけるドックの 100 年間の劣化度分布の経時変化を図 4.3.9 のように表すことができる。この手法を用いると、現在の複数の構造物の劣化度が明確である場合、過去の劣化度の分布や未来の劣化度の分布を遷移確率により推測可能となる。No.1 (かぶり 50mm) における劣化度の経時変化について見てみると劣化度の経時変化は、かぶり 50mm の場合に示すように、R(1) は年数が経過するに従い急激に下がるが、R(4) は逆に増える傾向にある。R(2) および R(3) は、あるピークをもって増加から減少に転じる。これより、かぶり 50mm 程度の補修を行い、このまま供用すると、ドックのあらゆる箇所で再劣化が起こることがわかる。このように、補修性能や強度などの評価項目を入力することで、それらの効果を定量的に評価することが可能となる。

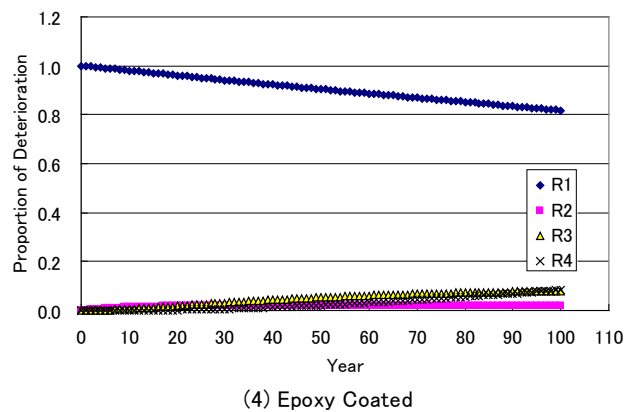
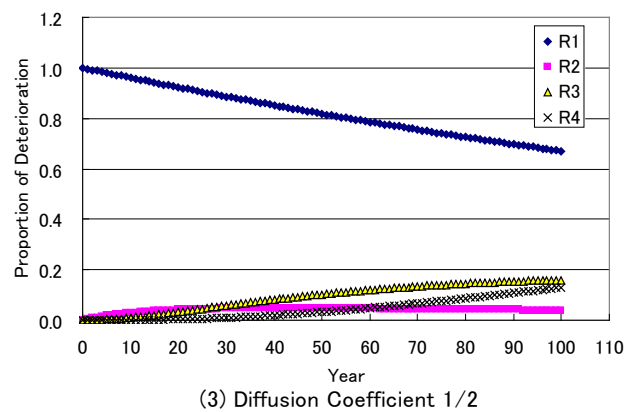
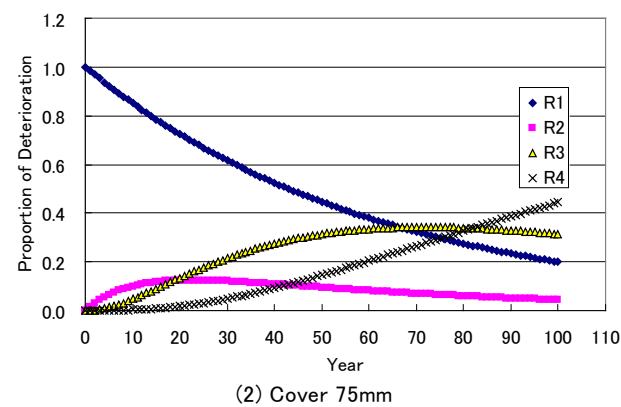
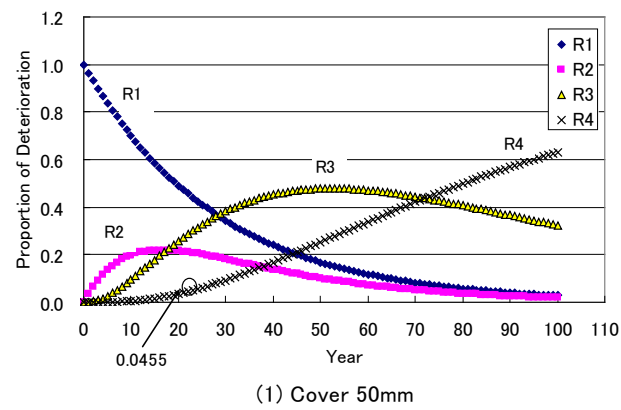
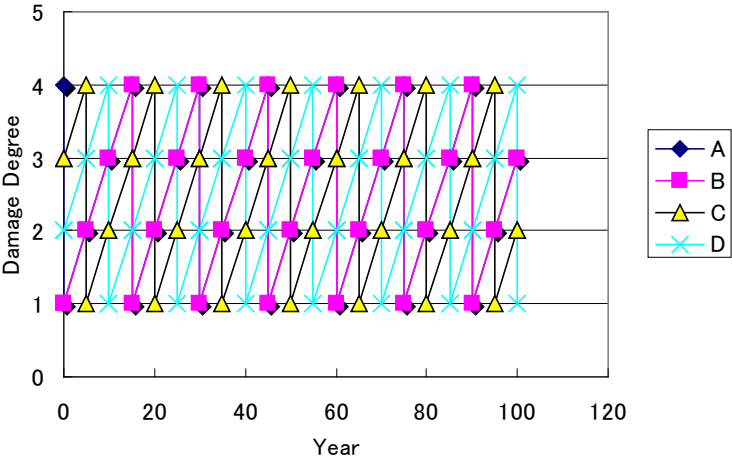


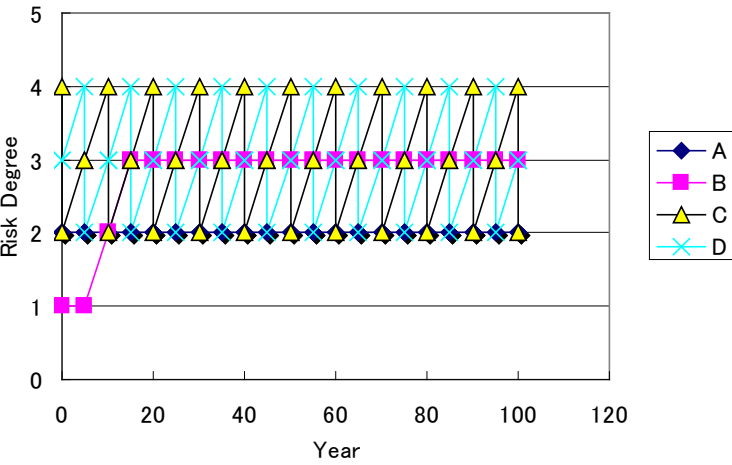
図 4. 3. 9 各補修工法における劣化度割合の経時変化

4.3.5 リスク評価に基づくメンテナンス計画

表 4.3.3 に示す腐食発生までの期間は、Fick の拡散式により求めている。それらが示す



(a) 通常のメンテナンス



(b) リスクを考慮したメンテナンス

補修位置	補修回数	
	通常	リスク考慮
A	5	0
B	4	0
C	5	8
D	5	7

図 4.3.10 かぶり 50mm で補修した場合における劣化度とカテゴリーの経時変化

No. 1～4 の補修工法の実施時期は腐食が発生してからすぐに行われると仮定している。実際のドックのメンテナンス計画では、劣化度 4 に達してから補修が行われている。また、本論文で取り上げた構造物は、供用 22 年で最初に部分的に補修を行っており、そのときの劣化度 4 の分布（図 4.3.9 かぶり 50mm の R4 の割合＝0.0455）を用い、その値を超えたときに補修を開始するものとする。その結果、補修間隔はかぶり 50mm で 23 年、かぶり 75mm で 30 年、PCM(拡散係数 1/2)で 59 年、エポキシ樹脂塗装鉄筋で 72 年と仮定した。この周期で補修を繰り返すとすれば、かぶり 50mm の場合、図 4.3.10 のようなカテゴリーの経時変化になる。凡例中のアルファベット(Position 列)は、図 4.3.4 に示す Risk を評価したドック壁の N-5（北面の第 5 列目）列の中の位置を示している。つまり、対象ブロックの位置を下から A, B, C, D と示すことになる。通常の補修では、劣化した箇所(劣化度 4)から予算を手当てして補修するが、リスクを考慮すると、リスクが高い箇所はリスクを考慮しない場合よりも補修の頻度が高くなるが、リスクが低いところは補修の頻度が下がるか補修を全くしなくなる。耐久性の高い補修工法をリスクの高い箇所に用いれば、補修間隔が延びるので、イニシャルコストは高くなるが LCC は下がる。

劣化度のみで補修の判定をする場合と、リスクを考慮してカテゴリーが高ければ補修を決定する場合とでは、図 4.3.11 のように目視では同じ結果だが、異なった結果を導き出すことになる。

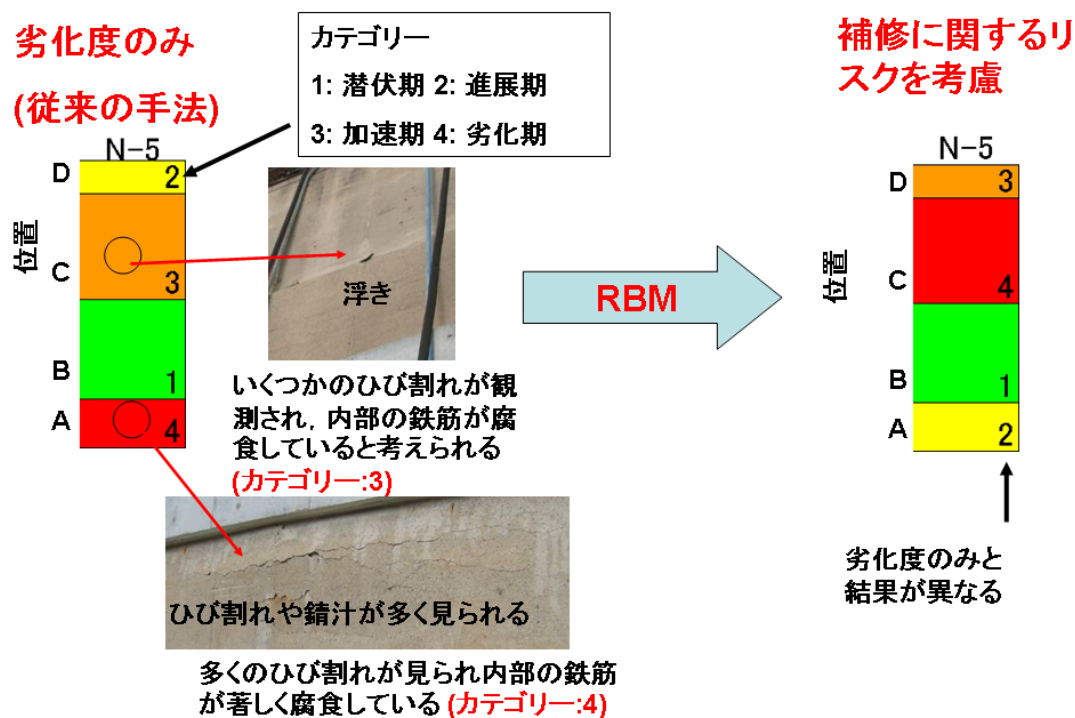
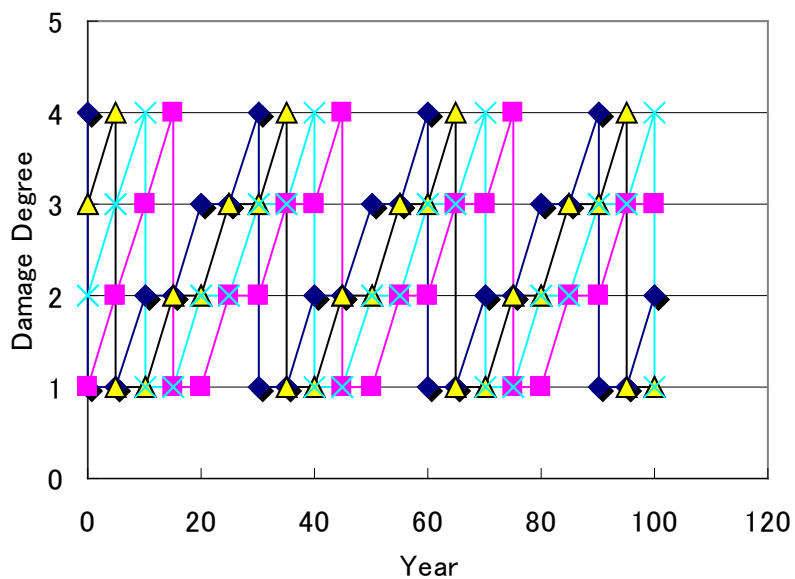


図 4.3.11 劣化度のみとリスクを考慮したときの評価結果の相違

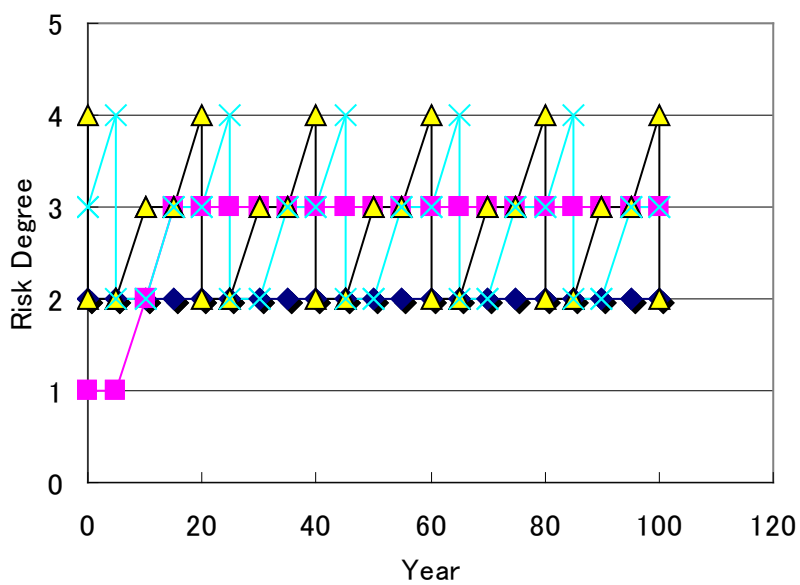
次に図 4.3.10 の中で、リスクを考慮した場合としない場合において、異なる補修工法でのそれぞれの補修回数を比較した。リスクを考慮しない場合は、劣化度 4 になった時点で補修を行い、補修後の劣化度 1 に変わる。よって劣化した箇所から補修を繰り返すことになる。一方、リスクを考慮した場合は、カテゴリが 4 となった時点で補修を行う。その際、補修することでリスクを下げる手段は、破損の起こりやすさの劣化度を 1 (図 4.2.2 中 Negligible) にすることである。一方、被害の大きさは補修を実施しても変わらない。被害の大きさを下げる手段としては、安全性を考慮した場合ではそのブロック付近の人払いを実施するなどが考えられる。

リスクマトリクス上では、経時変化は破損の起こりやすさのみが変化する。よってリスクを考慮すると、被害の大きさが度が高い場合は補修の頻度が高くなり、逆に被害の大きさが小さい場合は補修の頻度が低くなるか補修の必要が無くなる。また、対象としたドックの上部では足場が必要になるため補修費用が増加する。一方、低い位置では、足場費用は不要である。つまり、劣化度が大きくなったとしてもすぐに補修することができるので、補修費用は高い位置にある場合よりも低く済む。また、劣化度が進みコンクリート片が剥落したとしても、人に当たって怪我をする可能性は低いといえる。

補修回数が多くなると、メンテナンス費用は増加するため、経済的負担は管理者にとって大きくなる。従って、補修回数を減らしメンテナンス費用を下げることが求められ、補修頻度が多い箇所は、No. 3 や No. 4 (表 4.3.3) のような耐久性の高い補修工法を適用することが望まれる。同様に、かぶりを 75mm、ポリマーセメントモルタル、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた、劣化度のみの評価とリスクを考慮した評価をそれぞれ図 4.3.12、図 4.3.13、図 4.3.14 に示す。通常の補修工法よりもコストが高い補修工法を管理者に推奨することは、精度よく施工の耐用年数を評価できる技術が必要である。この耐用年数を評価できることにより、供用年数期間での補修回数を見積もりすることで LCC を算出できる。下記のような補修工法では、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いると補修回数が少なくすることが可能である。この方法をリスクの高い箇所に施工することで、経済性および安全性に関するリスクを低減することができる。

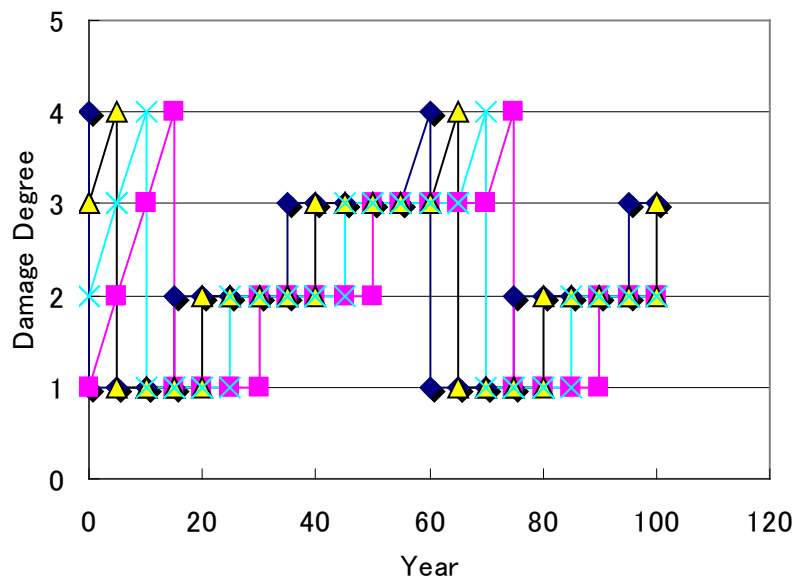


(a) 通常のメンテナンス

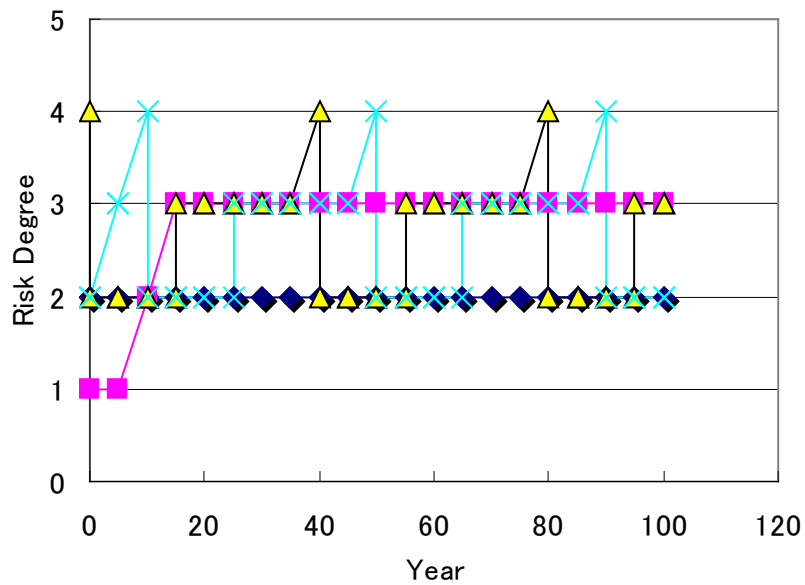


(b) リスクを考慮したメンテナンス

図 4. 3. 12 かぶり 75mm で補修した場合における劣化度とカテゴリーの経時変化

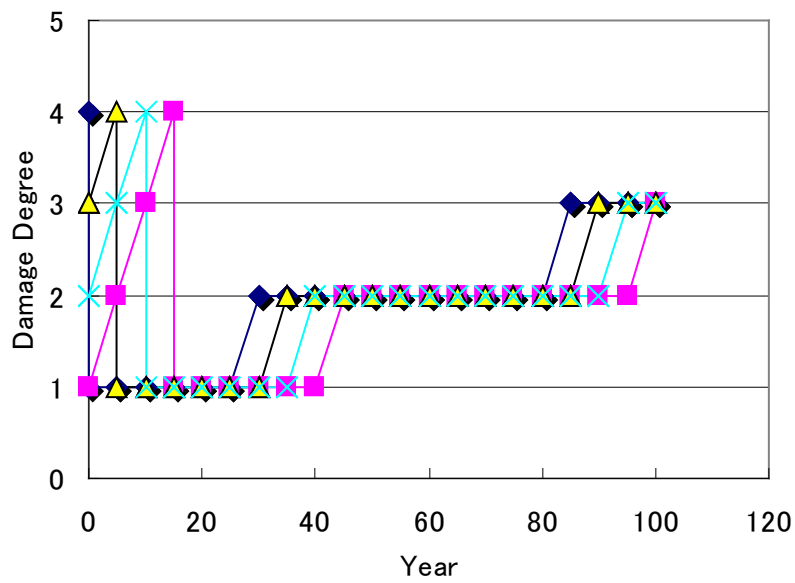


(a) 通常のメンテナンス

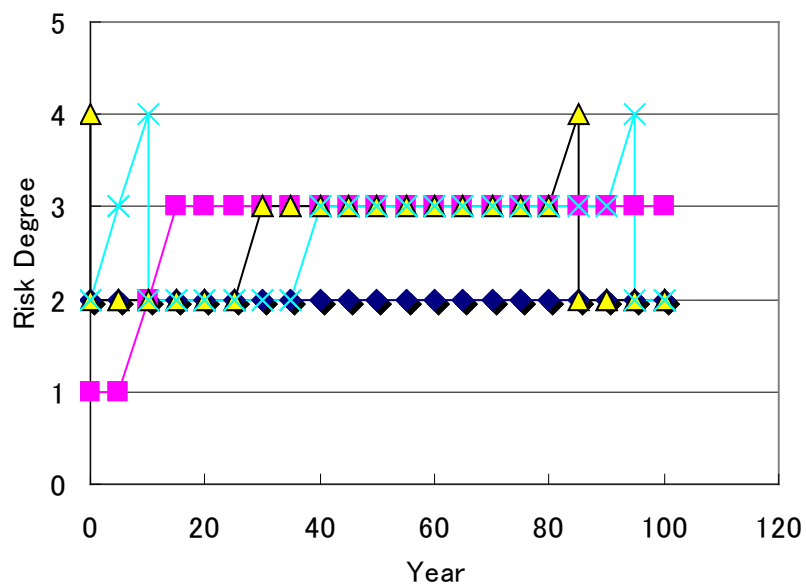


(b) リスクを考慮したメンテナンス

図 4.3.13 ポリマーセメントモルタルで補修した場合における劣化度とカテゴリーの経時変化



(a) 通常のメンテナンス



(b) リスクを考慮したメンテナンス

図 4.3.14 エポキシ樹脂塗装鉄筋で補修した場合における劣化度とカテゴリーの経時変化

4.3.6 LCC による評価結果

LCCを計算するために、市販の各種資料を参考にして、表4.3.5に示すような補修費用を仮定した。

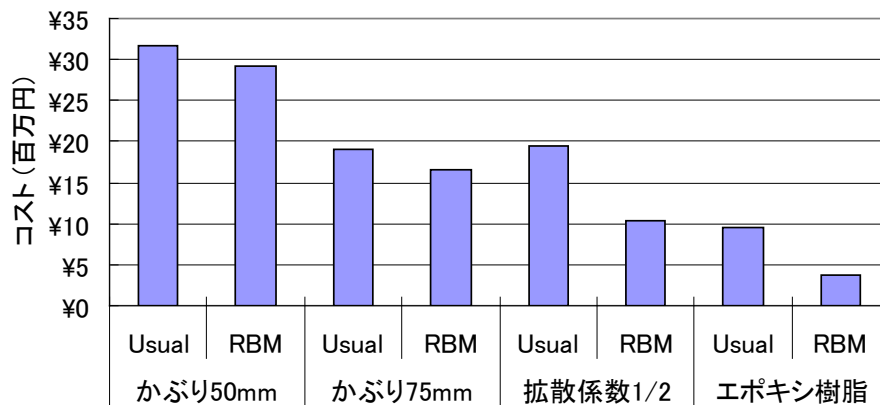
上記の費用と割引率を0.02とし、式(5)に代入して補修後100年間におけるLCCを算出した。代表例として詳細調査ブロックN-3、N-5、N-25における結果の一覧を図4.3.15、図4.3.16、図4.3.17にそれぞれ示す。また、図4.3.18に調査ブロックN-3における、各補修工法のLCC低減効果を示した結果を示す。いずれの補修工法においても、RBMを用いた方がLCCの低減効果は高いことが確認された。また、耐久性の高い補修工法を低減した方が、補修回数が減少するためLCCは大きく低減することも確認された。このことから、リスクの高い箇所に耐久性の高い補修工法を適用することで、LCCを低減するために効果的であるといえる。

以上の検討結果から、リスク評価によるメンテナンスでは、施工コストを中心とするLCC評価だけではなく、使用した補修工法の耐用年数などの性能で評価する必要があることを示している。

表 4.3.5 補修費用一覧

除去費	
カッター切断(¥/m)	1,600
コンクリートはつり(¥/m ²)	6,200
設置費	
樹脂アンカー(¥/m ²)	1,300
型枠工(¥/m ²)	7,500
鉄筋工(¥/m ³)	42,000
エポキシ樹脂鉄筋工	鉄筋工×1.1
足場代(¥/m ²)	2,300
補修費	
コンクリート代(¥/m ³)	9,200
打設費(¥/m ³)	1,500

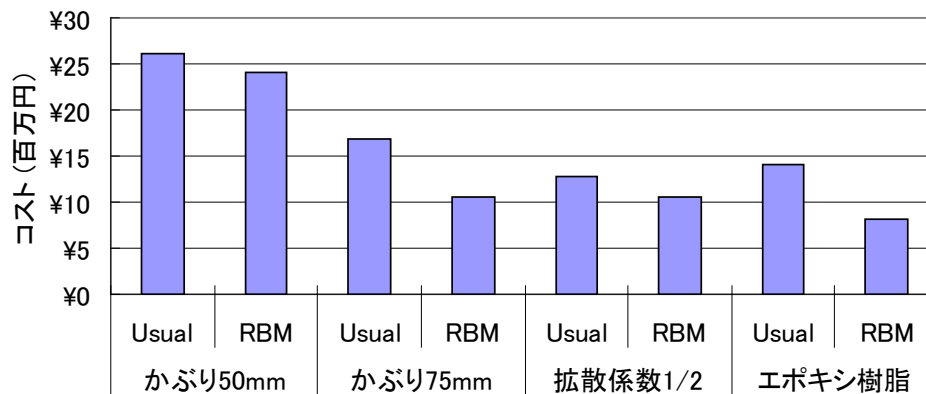
Life Cycle Cost at N-3 During 100years



No	補修工法	Ratio of LCC (RBM/Usual %)
1	かぶり 50mm	92.3
2	かぶり 75mm	87.1
3	ポリマーセメントモルタル	53.5
4	エポキシ樹脂塗装	37.7

図 4.3.15 N-3 における RBM を用いたときの LCC 低減効果

Life Cycle Cost at N-5 During 100years



No	補修工法	Ratio of LCC (RBM/Usual %)
1	かぶり 50mm	91.8
2	かぶり 75mm	62.8
3	ポリマーセメントモルタル	83.1
4	エポキシ樹脂塗装	58.2

図 4.3.16 N-5 における RBM を用いたときの LCC 低減効果

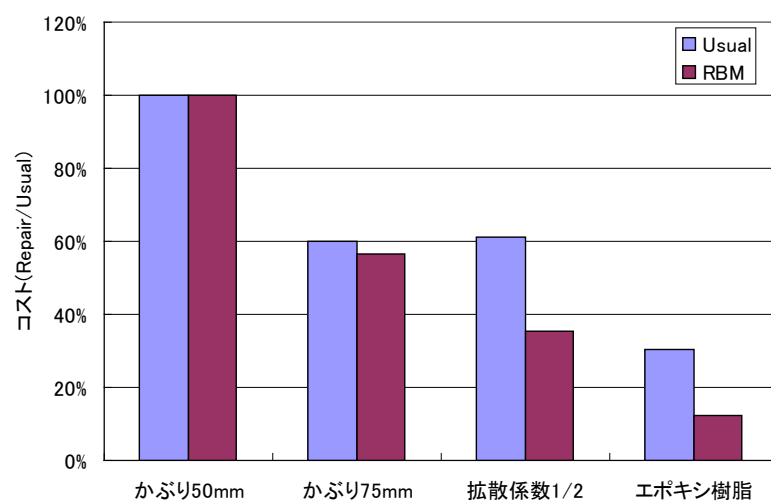
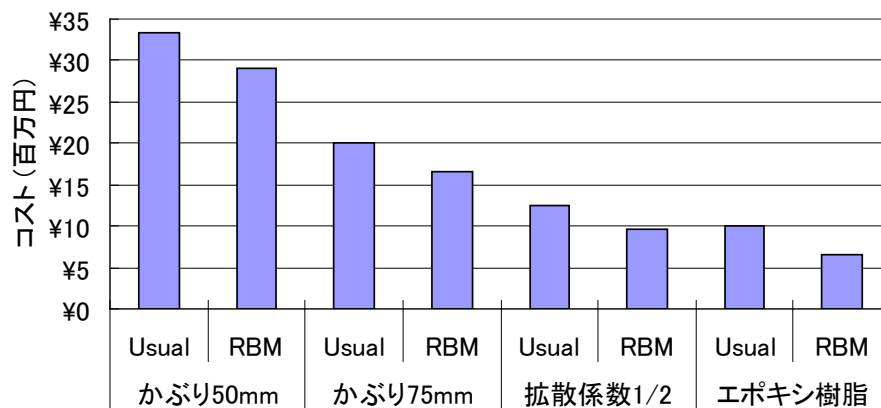


図 4.3.18 N-3 における各補修工法の LCC 低減効果

Life Cycle Cost at N-25 During 100years



No	補修工法	Ratio of LCC (RBM/Usual %)
1	かぶり 50mm	87.3
2	かぶり 75mm	82.2
3	ポリマーセメントモルタル	76.9
4	エポキシ樹脂塗装	66.5

図 4.3.17 N-25 における RBM を用いたときの LCC 低減効果

4.4 まとめ

- 1) コンクリート構造物にリスク評価する際、破損の起こりやすさは劣化度としてグレードわけすることが可能であることがわかった。その分類の仕方は目視でも可能であり、コンクリート工学協会が推奨する劣化度の分類でも使用可能であるといえる。
- 2) コンクリートにおける RBM は、従来のように劣化した箇所から補修するのではなく、リスクの高い箇所から補修するので、健全性と経済性（コストダウン）および安全性の 3 者を確保するための最適なメンテナンス計画を策定することが可能である。健全性においては、従来のメンテナンス計画と変わらないが、経済性および安全性に関しては、被害の大きさを考慮することでリスク評価を実施することが可能となる。
- 3) 劣化曲線に閾値を設けることにより、将来のリスクの変動を想定することが可能である。その際、破損の起こりやすさに用いる劣化曲線は、塩化物イオンの拡散式や分極抵抗から換算した腐食速度の式などが使用可能である。
- 4) LCC 評価により、補修効果を遷移確率に代入することができるので、最適な補修工法を策定することができる。補修効果のシミュレーションに対しても、塩化物イオンの拡

散式などが使用可能である。エポキシ樹脂塗装鉄筋に関しては、専用となる塩化物イオンの拡散式を用いることで予測可能となる。

- 5) 劣化状況から遷移確率を設定し、マルコフ連鎖モデルを用いて将来を予測する手法が、コンクリート構造物の劣化度分布の推定に有効であることを明らかとなった。この手法が実施可能となれば、例えば、100年後の劣化度の分布などの予測が可能となる。また、この手法は、類似する構造物群や大規模面積を持つ構造物、床版などの大面積を持つ構造物に対しても適用可能である。
- 6) 複数の構造物において破損の起こりやすさはひとつの劣化曲線で評価することができるが、被害の大きさは構造物ごとに定量化する必要がある。経済性に関しては、補修費用、安全性に関してはその構造物が破損してから生じる被害を定量化する必要がある。第三者被害を想定した場合では、破損したコンクリートが人に当たる確率により定量化することが可能である。
- 7) 以上の結果、LCC 評価を伴う RBM 手法が、コンクリート構造物の最適なメンテナンス計画を策定するひとつの有効なツールとなり得ることを明らかにした。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]、2008
- 2) 国土交通省点検要領：コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領案、2004
- 3) 福手勤：アセットマネジメントのための選定手法の検討、港湾空港技術サービスセンター研究開発助成報告書、2004
- 4) 阪神高速道路株式会社資料：道路構造物の点検標準（土木構造物偏）、1992
- 5) 谷村幸裕、曾我部正道、岡本大、上田洋：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物偏）コンクリート構造物の概要、コンクリート工学、Vol. 46, No. 2, pp. 18-23, 2008
- 6) 財団法人エンジニアリング振興協会：平成18年度戦略的技術開発（構造物長寿命化高度メンテナンス技術開発）報告書、pp. 285, 2007
- 7) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術' 02、p. 189, 2002
- 8) 小牟禮健一、濱田秀則、横田 弘、山路 徹：RC栈橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発、コンクリート工学論文集、Vol. 15, No. 1, pp. 13-22, 2004
- 9) 社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、p. 119, 2007
- 10) 戸田勝哉、西土隆幸、師山裕、富士彰夫：RBMを用いたコンクリート構造物のメンテナンス手法の適用、第6回コンクリート構造物の補修補強アップグレードシンポジウム論文集、材料学会、pp. 7-14, 2006
- 11) エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針（改訂版）：コンクリートライブラリー112、土木学会、pp. 10-11, 2003

第5章. 結言

5.1 コンクリート構造物の残存期間の評価

コンクリートはどのような形状も作ることができ、水とセメントと骨材があれば誰にでも扱うことができる最も身近な耐久性の高い材料の一つである。そのため、長年にわたりメンテナンスフリーと考えられ、ひび割れを許容し、よほどの劣化が顕在化しない限りは補修することは無かった。しかし、近年コンクリートの置かれる環境や構造物としての荷重条件などが複雑になってきており、メンテナンスフリーという考えは見直しされつつある。つまり、発注者に対しても近年受注者は、出来上がった構造物がどのくらいの期間はメンテナンスをしなくても大丈夫であると、説明できることが要求されている。

塩害による劣化過程は、土木学会コンクリート標準示方書の中で腐食発生、ひび割れ発生、耐荷力低下に閾値を設定し、それぞれの間を潜伏期、進展期、加速期、劣化期と定めている。潜伏期の終わり、つまり進展期の始まりは、腐食発生時と定義されているが、一般に塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 に達した時点が腐食開始とされており、これは安全側の値であると考えることができる。すなわち、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 程度で腐食発生が起こることは少なく、仮に腐食発生塩化物イオン濃度が 2.4kg/m^3 と 2 倍になれば、腐食発生までの期間は 2 倍以上に設定できるので、それだけ長期耐久性を有する構造物をメーカーは発注者に提供することができる。また、スクラップアンドビルドのコンクリート構造物を更新し続けるよりは、鉄筋の健全性を非破壊検査で確かめたり、補修したりする方がライフサイクルコストは小さくなる可能性も高い。よって、新設構造物であつたとしても、腐食発生時の塩化物イオン濃度を実体にあつた数値に設定して、健全性の点検を 10 年に 1 回行う、劣化が生じたら補修するなど計画することが考えられる。このことから、新設の構造物を造り続けるよりは安くなることが予測される。第 1 章では、既往の塩害による鉄筋腐食に関する研究を整理して、現在一般的に用いられているメンテナンス手法、鉄筋腐食発生メカニズムに関する研究、ひび割れ発生時の腐食量に関する研究、耐荷力低下および補修後の再劣化予測手法に関する既往の研究をとりまとめ、そこで挙げられる課題を抽出した。

電気化学的測定に関しては、自然電位、コンクリート比抵抗、分極抵抗が一般的に使われているが、その精度が十分に検証されているわけではない。自然電位は ASTM や土木学会規準が存在するのみである。コンクリートの置かれている環境はあまりにも複雑であり、測定が不可能な場合でも測定器は何らかの値を検出するためそれらの数値が一人歩きする場合がある。つまり、測定不可の条件も判定基準に明記する必要がある。例えば、かぶり が 100mm の場合では、自然電位法等を用いて腐食の有無の判定を把握することは困難であるといえる。分極抵抗法に関しては、腐食が発生していないような箇所を測定すると、数

値が極端に規定値から外れるため正確な腐食速度の算出は困難である。分極抵抗法は、1 点あたりの測定時間が自然電位方よりも時間を有するため、測定箇所を選定して測定を行うことが望ましい。その場所の選定は、目視、分光分析、自然電位などの判定基準が参考となる。正確な腐食挙動を把握していれば、構造物が危険な状態になったら、対策を行うことができるので電気化学的測定の高精度化が必要であるといえる。第 2 章では、電気化学的測定を促進試験、暴露試験の中で実施し、その適用範囲および評価方法の検討を行った。その結果、測定条件および適用範囲を把握しながら適用することで、コンクリート中の鉄筋の腐食性を評価するのに有効な測定方法であることがわかった。

ひび割れ発生時までの残存期間の評価に関しては、腐食発生時の腐食量の使用が必要である。コンクリート標準示方書[維持管理編]では $10\text{mg}/\text{cm}^2$ の使用を奨励しているが、今回行った一般に使用されているコンクリートの圧縮強度の領域では、 $20\sim 30\text{mg}/\text{cm}^2$ でありその数値は示方書よりも大きかった。これらの数値は、コンクリートの物性である、強度、弾性係数、かぶり等を入力することにより FEM 解析で精度良く腐食量を予測したものである。また、かぶり側から塩化物イオンが侵入することにより、鉄筋が均一に腐食するのではなく、一方向に膨張することを考えれば、ひび割れの発生方向やひび割れ発生時の腐食量を求めることが可能であることがわかった。解析により求めた、ひび割れ発生時の腐食量を設計に反映することにより、ひび割れ発生までを許容するのであれば、進展期は一律に $10\text{mg}/\text{cm}^2$ ではなく、より実際のコンクリートの物性にあったものになると考えられる。また、新設の段階でもかぶり、強度等から環境条件（塩化物イオン濃度等）を入力することによりひび割れ発生時期までの年数を提案することができる。また、補修した場合でも、補修後の腐食速度を測定することにより、再劣化が起ころうな場所と時期を FEM 解析で予測できる。第 3 章では、コンクリートの物性を入力することで FEM 解析によりひび割れ発生時の腐食量がシミュレートできることを示すことができた。

本論文で示した電気化学的測定方法、FEM 解析を用いればコンクリート構造物のひび割れ発生までを予測できることがわかった。鉄筋腐食がさらに進行すれば、かぶりの剥落や構造部材の耐力の低下が想定される。その対策については、既往の研究を参考にするか、構造解析を実施することによって確かめることが可能である。ところで、ひび割れ発生は、目視では誰にでもわかる劣化現象である。しかし、そのひび割れが有害であるか否かを判定するためには専門的な知識と、判断材料となる測定結果が必要となる。コンクリート構造物は大きく全ての箇所に電気化学的測定などの非破壊検査を実施することは不可能であるので、それらの位置の選定には専門家の知識が必要である。そのためには、劣化が生じた箇所からメンテナンスするのではなく、リスクが高い箇所からメンテナンスをするほうが、LCC を低減することに有効であるといえる。第 4 章では、目視検査や書類検査から実構造物にリスク評価を適用し、その有効性を確認した。

5.2 コンクリート構造物のメンテナンス手法

通常の強度レベルのコンクリートは、ひび割れを許容しているため、劣化因子がコンクリート内部に浸透することを避けることができない。コンクリートはそのアルカリ性環境下により、内部の鉄筋表面は不動態化されているが、ひとたび腐食が発生すると鉄筋表面が活性化される。断面修復材は、母材であるコンクリートより強度、拡散係数などの面で優れている。よって、断面修復材をコンクリートに施工することで再劣化が起こらないと考えるのが一般である。しかし、補修方法が十分ではないと、未補修部分などで再劣化を生じることになる。補修した位置とは、劣化因子が侵入しやすい、もしくは塩化物イオンが周囲に多く存在するなど厳しい環境にあるといえる。十分でない補修方法とは、除塩不足、鉄筋表面の防錆処理不足、ブリーディングの発生、補修材料の強度不足などが挙げられる。再劣化を防ぐためには、周囲にある未補修のコンクリートと補修材との間に電位差を作らないことが大切であり、マクロセル電流が流れる場合は両者の間に絶縁処理が必要となる。

補修した箇所の健全性を確かめるためには、自然電位、分極抵抗などの電気化学的測定が有効であるといえる。補修した箇所の耐久性は高いため、そこが劣化箇所となるとは考えにくい。周囲で劣化が起こっていないかを確かめるためにも、補修した箇所やその周辺に電気化学的測定を実施することは有効な予防策である。しかし、たとえ塩化物イオンがコンクリート内部に存在したとしても、新たな供給が無い限りは腐食が発生しない可能性が高い。つまり、Fick の拡散式によれば濃度勾配が生じた場合の方が、塩化物イオンはコンクリートの内部まで浸透していくことになる。濃度勾配が無い場合では、たとえコンクリート内部に塩化物イオンが多量に腐食発生限界濃度に達していたとしても、鉄筋表面が不動態化する。表面と鉄筋との間に塩化物イオンの濃度勾配を起こさないためには、コンクリート表面を被覆材で覆うか、シランなどの含浸材で被覆することが有効である。しかし、これらの被覆材を施工すると鉄筋の健全性を確かめるよりは、被覆材の耐用年数を確かめることが必要である。しかし、近年施工されている被覆工法は、共通の試験方法で評価しているわけではないので、耐久性能は未だ不確かな部分が多い。実際に補修施工する場合は、被覆材を施工したコンクリートの拡散係数を測定するなど、施工する前に性能を把握することが重要であるといえる。

本論文の中で RBM をコンクリート構造物のメンテナンスに適用した結果、リスクが高い箇所から補修した場合よりは劣化した箇所から補修するよりも有効であることがわかった。今回の事例ではコンクリートドックに対して、経済性および安全性の面から検討したが、この手法は、橋梁など一般的な社会資本を形成するコンクリート構造物でも使用することが可能である。つまり、複数の橋梁を管理している自治体では、橋梁単位もしくは床版などの部位単位のどこのリスクが高いかを判定し、それぞれ補修工法をリスクの高い箇所に適用することが有効と考えられる。また、プラント基礎は、複数の機器が上部に設置され

ており、それぞれ被害の大きさを設定できれば破損の起こりやすさを考慮することで補修の優先順位をつけることが可能である。また、補修工法ごとに遷移確率を設定すれば、将来のリスク状況のマップを作成することができる。コンクリートの劣化は、環境やコンクリートそのものの性能が異なるため、ある遷移確率を有していると考えられる。マルコフ連鎖モデルの様に行列で劣化の分布が推移するので、補修工法の性能は LCC として評価することが可能となる。

RBM の有効性を確かめるためには、実際の構造物に適用して管理者が使用しやすいものとしてバージョンアップする必要がある。今後、この技術開発がコンクリートのメンテナンスに適用されることが期待される。

5.3 今後の課題

コンクリートは安価で大規模な構造物を造ることができるので、これまで様々な構造物に使われてきた。しかし、それらの構造物は近年、塩害、凍結融解、疲労、アルカリ骨材反応など様々な劣化が顕在化しておりメンテナンスフリーではないと認識され始めている。自治体や民間などのコンクリート構造物を使用する管理者は、提供されたコンクリートが何年間健全で使用できるかが関心事である。VE 提案の中でも、耐久性評価が重視され始めているため、コンクリート製品を扱うメーカーは単にコンクリート構造物を構築する施工者は出来上がった構造物を発注者に引き渡す際には、どのような耐久性向上の手段をとったかを説明する必要がある。よって今後は RBM 手法を元に、施工費用以外にも、検査費用、補修費用をパッケージしたプランを発注者に提案することができるようになると予測される。

老朽化した膨大な数のコンクリート構造物を効率よくメンテナンスするためには今後、コンクリートのひび割れ発生や部材耐力の残存期間の精度を上げるための技術開発がますます必要となる。今まで、非破壊検査を実施する場所の選定は技術者の経験に依存する部分が多かったが、検査場所の実施を決定するための根拠となる指標が必要である。非破壊検査は、コンクリート内部の情報を得ることができるが、構造物全体を診断することは時間とコストの面から現実的ではない。非破壊検査を実施する場所を決めるためには、短時間で測定可能な分光分析などの診断や、飛来塩分を予測する技術等の開発が求められる。また、赤外線のように完全非破壊を目指したリモートセンシング技術の開発も求められる。これらの研究開発が、活発に行われることによりコンクリートの補修を必要とする残存期間の評価精度が上がり、コンクリートの健全性を維持することが可能となる。

コンクリートの寿命評価精度の向上を達成するために、今後さらに検討されるべき項目を以下に記す。

a) 腐食発生予測

自然電位、分極抵抗法を用いコンクリートの特性、環境条件を考慮して測定値の評価を実施する。

b) ひび割れ発生時の腐食量の予測

本研究で実施した実験および解析の範囲より幅広く、強度、鉄筋ピッチ、鉄筋径、補修条件などのパラメーターを変化させた、ひび割れ発生時の腐食量の予測方法を確立する。

c) リスクベースメンテナンスのコンクリート構造物への適用

コンクリートドック以外の構造物や塩害以外の劣化に対して、リスクベースメンテナンスを適用し、LCC の低減効果を確認する。

謝 辞

本論文は、筆者が平成 19 年 4 月から平成 22 年 3 月にかけて株式会社 IHI 基盤技術研究所構造研究部に在職中および首都大学東京大学院都市環境科学研究科都市基盤環境工学専攻博士後期課程の在学中に行った、コンクリートの塩害劣化による寿命予測に関する研究成果を取りまとめたものである。

本研究を取りまとめるにあたり、主査をお引き受け頂きました首都大学東京大学院都市環境科学研究科宇治公隆教授、副査をお引き受け頂きました首都大学東京大学院都市環境科学研究科教授野上邦栄教授、同上野敦准教授に対し、心より厚く御礼申し上げます。また、このような研究の機会を与えて頂きました、株式会社 IHI 池田英人氏、松田一俊氏、田沢雄二郎氏、富士彰夫氏、西土隆幸氏、馬場秀成氏、綾部統夫氏、武正文夫氏、また多数助言を頂きました構造強度グループ弥富政享氏、塩永亮介氏、高橋潤氏、他皆様に心より厚く御礼申し上げます。

首都大学東京大学院に在学中にお世話になった、國府勝郎名誉教授、大野健太郎助教、青木薫技術主任、太平洋セメント株式会社梶尾聡氏、小川由布子氏、関健吾氏、石山陽介氏、土屋俊和氏、原田駿平氏、丸山晃平氏、また実験を実施して頂きました斎藤岳氏（現五洋建設株式会社）、他皆様に心より御礼申し上げます。

本研究の実施にあたっては、東京大学生産技術研究所における共同研究「劣化したコンクリート構造物の補修工法に関する研究」による成果を含んでおります。この中でご指導していただきました、東京大学生産技術研究所魚本健人教授（現芝浦工業大学）、東京大学生産技術研究所岸利治教授、東京大学生産技術研究所加藤佳孝准教授、東京大学生産技術研究所星野富夫技術専門員、共同研究者として上記研究に参加された、電気化学工業株式会社荒木昭俊氏、森本丈太郎氏、株式会社ブリヂストン深津章文氏、石関嘉一氏（現株式会社大林組）、日本化成伊藤学氏、ショーボンド建設宇野祐一氏、佐藤工業株式会社宇野洋志城氏、弘中義昭氏、大野一昭氏（現社団法人日本コンクリート工学協会）芝浦工業大学勝木太教授、住友大阪セメント株式会社榊原弘幸氏、川上明大氏、大日本塗料株式会社里隆幸氏、宮下剛氏、オリエンタル白石建設株式会社二井谷教治氏、中村雅之氏（現極東鋼弦コンクリート振興株式会社）、原健吾氏、小川彰一氏（現太平洋セメント株式会社）東急建設株式会社伊藤正憲氏、早川健司氏、前原聡氏、小島文寛氏、飛島建設株式会社槇島修氏、平間昭信氏、西松建設株式会社椎名貴快氏、佐藤幸三氏、松浦誠司氏、株式会社熊谷組松田敏氏、太平洋マテリアル株式会社松林裕二氏、浜中昭徳氏、斉藤仁氏、BASF ポゾリス株式会社元売正美氏、前田建設工業株式会社渡部正氏、山下賢司氏、コニシ株式会社北澤英宏氏、株式会社大林組竹田宣典氏、ニチエー吉田株式会社河原崎広氏、他皆様に心より厚く御礼申し上げます。

本研究の実施にあたっては、TMU コンクリート研究会の皆様、土木学会コンクリート委員会「コンクリート中の鋼材の腐食性と防食技術研究小委員会（338 委員会）」の皆様、財団

法人エンジニアリング振興協会「高度メンテナンス技術開発委員会」の皆様、芝浦工業大学「マルチフィールド研究会」の皆様に心より厚く御礼申し上げます。

最後に論文作成の間、精神的な支えとなってくれた両親、妻麻美、長女実希、次女夢乃に感謝いたします。

本研究は、ここでは示すことのできない多くの方々のご指導、ご支援により達成できました。ここに改めて皆様に感謝の意を表し、本論文の謝辞とさせていただきます。

平成 22 年 3 月 戸田勝哉