

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE  
OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

**No.1232**      June 2011

海洋に位置するコンクリート構造物の耐久性能照査手法に関する研究

山路      徹

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,  
Port and Airport Research Institute, Japan

## 目 次

要 旨 .....	4
1. 序論 .....	5
1.1 背景 .....	5
1.2 目的 .....	7
1.3 本研究の構成 .....	8
2. 既往の研究 .....	11
2.1 序説 .....	11
2.2 海水が作用するコンクリートの劣化 .....	11
2.3 海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食 .....	14
2.4 ステンレス鉄筋の耐食性 .....	25
2.5 残されている課題および本研究での方針 .....	26
3. 海洋環境下におけるコンクリートの劣化性状および劣化指標に関する検討 .....	29
3.1 序論 .....	29
3.2 実験概要 .....	31
3.3 実験結果 .....	34
3.4 まとめ .....	46
4. 塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択 .....	49
4.1 序論 .....	49
4.2 評価式の選択方法 .....	50
4.3 実構造物における調査 .....	51
4.4 試験体暴露による調査 .....	52
4.5 まとめ .....	59
5. 鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 ( $C_{lim}$ ) に関する検討 .....	61
5.1 序論 .....	61
5.2 実験概要 .....	61
5.3 実験結果 .....	64
5.4 $C_{lim}$ の設定値に関する提案 .....	71
5.5 まとめ .....	72
6. コンクリート最表面における塩化物イオン濃度 ( $C_0$ ) の設計用値に関する検討 .....	74
6.1 序論 .....	74
6.2 実構造物調査内容 .....	74
6.3 実構造物調査結果 .....	76
6.4 $C_0$ の設定値に関する提案 .....	81
6.5 まとめ .....	83

7. コンクリートの見掛けの塩化物イオン拡散係数 ( $D_{ap}$ ) の設計用値に関する検討	85
7.1 序論	85
7.2 実験概要	85
7.3 拡散係数に及ぼす品質の影響	88
7.4 拡散係数に及ぼす暴露環境の影響	92
7.5 塩化物イオン拡散係数の設定値に関する提案	93
7.6 まとめ	95
8. 本研究で提案した鉄筋腐食照査手法による試設計	96
8.1 概要	96
8.2 本研究で提案した鉄筋腐食照査手法	96
8.3 試設計条件	98
8.4 試算結果	99
8.5 まとめ (耐久性向上方策に関する考察)	101
9. ステンレス鉄筋の使用による耐久性向上に関する検討	103
9.1 序論	103
9.2 使用したステンレス鉄筋の諸特性	104
9.3 模擬溶液浸漬試験	104
9.4 海洋環境暴露実験	107
9.5 ステンレス鉄筋を用いた港湾コンクリート構造物の初期建設費用および ライフサイクルコストの試算例	114
9.6 ステンレス鉄筋を適用するケースに関する考察	117
9.7 まとめ	118
10. 結論	120
10.1 まとめ	120
10.2 今後の課題	122
謝辞	125

# Study on the performance-based evaluation method for the durability of concrete structures under marine environments

Toru YAMAJI\*

## Synopsis

The purpose of this study is to establish the performance-based evaluation method for the durability of concrete structures under marine environments. The target deteriorations are both the chloride induced corrosion (chloride attack) and the concrete deterioration due to seawater (sulfate attack).

For the performance-based evaluation method for 'chloride attack', there are three important parameters; a critical chloride concentration for initiation of steel corrosion ( $C_{lim}$ ), a chloride ion concentration at the concrete surface ( $C_0$ ) and an apparent diffusion coefficient ( $D_{ap}$ ). In this study, they were investigated based on site survey and long term exposure tests. For  $C_{lim}$ , 2.0 kg/m<sup>3</sup> is proposed in port reinforced concrete structures, based on long term exposure test in the pool which tidal conditions were simulated. For  $C_0$ , it is proposed that  $C_0$  is varied linearly with the distance between H.W.L. and concrete surface. For  $D_{ap}$ , it is proposed that characteristic value of diffusion coefficient is obtained by multiplying the estimation equation of 'JSCE standard specification for concrete structures' by 0.65 in case of normal portland cement.

For the performance-based evaluation method for 'sulfate attack' in the concrete structures under marine environment, the method is not established. In order to propose the estimation method for the deterioration of concrete under marine environments, both concrete cores sampled from existing structures and test specimens exposed in the outdoor pool of natural seawater were examined for various tests both from the mechanical and chemical points of view. From these results, a simple estimation method for the concrete deterioration under marine environments is proposed.

**Key Words:** Marine environments, concrete structures, steel corrosion, chloride ion,  
concrete deterioration

---

\* Head of Materials Division, Geotechnical and Structural Engineering Department  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan    Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-46-844-5059    Fax : +81-46-844-0255    E-mail : yamaji-t@pari.go.jp

# 海洋に位置するコンクリート構造物の耐久性能照査手法に 関する研究

山路 徹\*

## 要 旨

海洋に位置するコンクリート構造物のうち、港湾コンクリート構造物の設計手法は性能照査型に移行することとなった(2007.4に移行)。性能の経時変化に対する照査を行う際に3つのパラメータ(腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$ 、表面塩化物イオン濃度  $C_0$ 、塩化物イオンの見かけの拡散係数  $D_{ap}$ )を定める必要があるが、各パラメータの実態は明らかではなかった。そこで本研究では上述の  $C_{lim}$ 、 $C_0$ 、 $D_{ap}$  の実態を、実構造物調査および試験体による暴露試験を基に把握することとした。そして、その調査結果を基に、各パラメータの設定手法の提案を行うこととした。また本研究において、耐久性能照査の対象として、上述の塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食(塩害劣化)に加えて、海水中のイオンの侵入に伴うコンクリートの劣化(硫酸塩劣化)も含めた。

以下、主な研究成果について述べる。

- 1) 塩害劣化に関する上記3つのパラメータのうち、 $C_{lim}$ については、実海洋環境下における長期暴露試験結果を基に  $2 \text{ kg/m}^3$  という設定値を提案した。また、コンクリート構造物の耐久性を高めることを目的とし、ステンレス鉄筋を用いた場合の  $C_{lim}$  について、長期暴露試験を基に、今回使用したステンレス(3種類)については、少なくとも  $12 \text{ kg/m}^3$  以上であることを示した。 $C_0$ については、実構造物調査結果を多数収集し、環境を表わすパラメータとの相関を検討した結果、「H.W.L.(さく望平均満潮面)からコンクリート部材表面までの距離( $X$ )」を抽出し、 $C_0$ を  $X$ とともに直線的に低減させる式( $C_0 = -6.0X + 15.1$ )を提案した。 $D_{ap}$ については、実環境下における多数の長期の暴露試験結果および実構造物調査結果を収集し、水セメント比  $W/C$  との相関を整理した。その結果、セメント種類が普通ポルトランドセメントの場合については、土木学会「コンクリート標準示方書」に提示されている回帰式に補正係数(0.65)を乗じる手法を提案した。
- 2) 硫酸塩劣化に関して、実環境に長期間暴露した多数の試験体および実構造物より採取した多数のコアに対して、化学的および力学的な両面から調査検討を行った結果を基に、海洋環境下でのコンクリートの劣化手法の提案を行った。

キーワード：海洋環境，コンクリート構造物，鉄筋腐食，塩化物イオン，劣化

---

\* 地盤・構造部 構造研究領域 材料研究チームリーダー

# 1. 序論

## 1.1 背景

図-1.1 は、文献1)で試算された、港湾整備事業における維持補修費，更新比率の将来推計結果である。なお、凡例の「伸び率」とは社会資本建設費の伸び率を表している。現在の社会状況を考えると、伸び率は0%ではなく、-2%の方が近いと考えられる。-2%の場合、更新および維持補修費が全体に占める割合は2025年で70%、2030年には80%に到達する試算結果となっている。このような状況を踏まえると、今後の新規建設時には耐久性（耐用年数）を極力向上させておき、維持管理費を削減する必要がある（ただし、極力経済的な手法で）。また、維持管理時においても、現在の劣化状況および今後の劣化の進行状況を出来るだけ正確に把握・予測し、適切な対処を行う必要がある。よって、新規に構造物を建設する際だけでなく、維持管理を行う際においても、精度の高い劣化予測手法の確立が望まれる。本論文では、海洋に位置するコンクリート構造物に関する劣化予測手法、言い換えると「耐久性能照査手法」に関する検討を行い、手法を提案することを最大の目的としている。

海洋環境下に位置するコンクリート構造物には、しばしば塩害による劣化（鉄筋腐食）が生じる。現在では、このような鉄筋腐食が海洋に位置するコンクリート構造物における主要な劣化現象として認識されている。一方、港湾工事にコンクリートが使われ始めた頃（約100年前頃）においては、コンクリートが海水にさらされることにより、コンクリート自体が劣化する現象が最大の懸念事項であった。このとき、コンクリートに求められる性能としては、「耐海水性（＝海水によって引き起こされる劣化に対する抵抗性）」が重要視されていた。

現在の海洋コンクリート構造物における主要な劣化現象として認識されている「鉄筋腐食」は、海水中の塩化物イオン(Cl-)がコンクリート中を浸透して、鉄筋表面に到達し、鉄筋表面においてある濃度に達した時点で開始するとされている。この現象は一般的に「塩害」とよばれる。この塩害による鉄筋腐食は構造物周囲の環境（海水の供給状況等）やコンクリートの品質の影響を大きく受ける。このとき、コンクリートに求められる性能としては「塩化物イオンの侵入に対する抵抗性」が主に挙げられる。

この塩害の際に最終的に問題になるのはコンクリートではなく「鉄筋」である。鉄筋自体の腐食に対する抵抗性を高めることは、塩害に対しての直接の対策となり、非常に効果的である。新規設計時において、「維持管理費を低減させるため、長期間にわたって鉄筋腐食を生じさせない」ということに重点を置いたとすると、例えば「ステンレス製の鉄筋」のように、高価ではあるが耐食性に優れる材料を使用することも考えられる。

以下では、上述した「海水が作用するコンクリートの劣化」「海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食」「ステンレス鉄筋」の3項目をキーワードとして抽出し、各々についての研究の現状及び課題を述べる。

### 1.1.1 海水が作用するコンクリートの劣化

海洋環境下におけるコンクリート自体の劣化の主要因は「硫酸塩劣化」であると想定されている。港湾工事にコンクリートが使われ始めた頃はこの劣化現象を重要視していた。しかし、その後セメントなどの材料開発が進歩し、また研究成果が蓄積されていく中で、その劣化の進行速度は緩やかであることが明らかになってきている。ただし、長期間にわたって海洋環境下でコンクリート構造物を使用するためには、たとえその劣化の進行が緩や

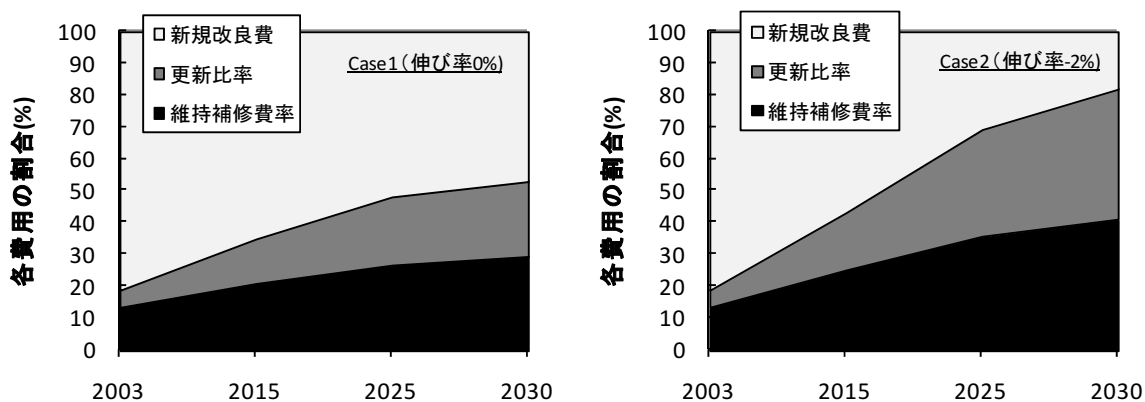


図-1.1 港湾整備事業における維持補修費，更新比率の将来推計結果（文献1）を参考）  
（凡例「伸び率」：社会資本建設費の伸び率）

かであっても、その進行速度を定量的かつ出来るだけ簡便に把握し、将来の予測を行う手法が必要であると考えられる。

海水が作用するコンクリートにおける劣化メカニズムについては、メカニズムそのものについてはある程度明確になってきている。また前述のように、劣化進行速度はさほど速くないことも定性的には分かっている。その一方で、その劣化の進行速度を評価する手法については確立されていないのが現状である。結果として予測手法も確立されていない。劣化を予測するためには、何らかの劣化を表す指標が必要である。理想としては、実際のメカニズムを正確に再現した指標が必要であるが、工学的には、劣化現象と相関性の高い指標が存在すれば、それを指標として使用することも可能であるとする。

#### 1.1.2 海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食

1.1 で述べたように、海洋コンクリート構造物には**写真-1.1**のような塩害が生じやすい。特に、**写真-1.2**参照)の**写真-1.1**のような塩害が生じやすい。特に、**写真-1.2**参照)の場合、海上に位置していることから、塩化物イオンが多量に供給され、かつ腐食反応に必要な酸素も十分に供給されるため、非常に厳しい塩害環境にある。港湾RC構造物の設計供用年数は50年であることが多いが、早いものだと30年程度で写真のような状態に至ることもある。供用期間中にこのような状態となることを避けるためには、設計時において、使用される環境を踏まえコンクリートの性能や鉄筋かぶりを適切に設定することが必要である。

土木学会「コンクリート標準示方書」(以下、JSCE示方書と呼ぶ)においては、2000年度版以降、塩化物イオンの侵入に起因する鉄筋腐食照査を行う手法を示し、設計時に照査を行うことを推奨している(2.3.2参照)。この照査は、設計耐用期間内において、鉄筋腐食による劣化により構造物の所要の性能が損なわれないことを確認するために行われる。具体的には、設計耐用期間内において、鉄筋腐食が生じないような設計条件(コンクリート配合、かぶりなど)が選定される。この照査の際に用いられる主要なパラメータは、腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$ 、コンクリート表面での塩化物イオン濃度  $C_0$  および見かけの塩化物イオン拡散係数  $D_{ap}$  である。 $C_{lim}$  はコンクリート中で鉄筋腐食が開始する塩化物イオン濃度のことであり、 $C_0$  および  $D_{ap}$  はコンクリート中における塩化物イオンの拡散予測に用いられるパラメータである。これらの値の設定に際して、JSCE示方書では以下のように記述されている。

$C_{lim}$  : 類似の構造物の実測結果や試験結果を参考に定



写真-1.1 栈橋上部工(スラブ)における塩害劣化事例(建設後約30年経過)

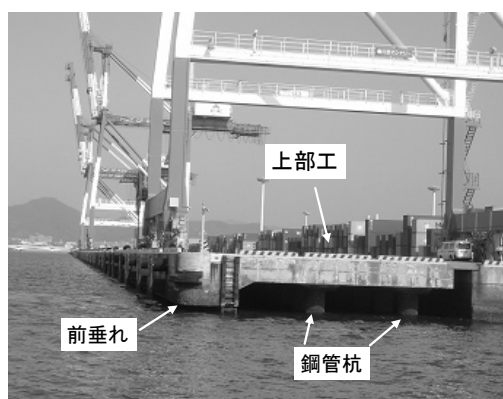


写真-1.2 栈橋式構造物(標準的な形式)

めてよい。

$C_0$  : 過去の類似の構造物の実績や実測データに基づき、対象とする構造物の環境条件をよく表すコンクリート表面における塩化物イオン濃度の値を用いることが望ましい。

$D_{ap}$  : 実験あるいは既往のデータに基づいて定めることを原則とする。

すなわち、いずれのパラメータも、類似の構造物の実績あるいは試験体を用いた実験によって定めることが望ましいということが明記されている。

港湾RC構造物においても、仕様規定型から性能照査型に移行していく流れを受け、港湾構造物の設計基準に相当する「港湾の施設の技術上の基準・同解説」が2007年度に改訂された。ここで初めて、栈橋上部工(写真-1.2)においては鉄筋腐食に関する照査を行うことが義務付けられた。この改訂作業の際、上述したパラメータ( $C_{lim}$ 、 $C_0$  および  $D_{ap}$ )を適切に設定することが求められていた。JSCE示方書の考え方を参考にすると、港湾RC構造物におけるこれらのパラメータの設定の際には、同様の海洋環境に位置する構造物あるいは試験体のデータを用いて

定めることが望ましいということとなる。

この照査の際に必要なパラメータ  $C_{lim}$ 、 $C_0$  および  $D_{ap}$  は、それぞれへの影響度の程度の違いこそあれ、暴露環境やコンクリートの含水状況の影響を受ける。栈橋上部工の下面は、干満帯から飛沫帯に位置する場合がほとんどである。また、杭や鉄筋コンクリート部材に囲まれた閉鎖的な空間であり、常時日陰であることから、干満帯に位置している場合だけでなく、飛沫帯に位置している場合でも、コンクリート自体は比較的湿潤した状態にある。

すなわち、栈橋上部工の場合の各種パラメータの実態は、陸上に位置する構造物（鉄道・道路構造物、建築構造物など）における値と異なる独自の傾向を示す可能性が高い。精度の高い照査を行うためには、栈橋上部工あるいは同様の環境におけるパラメータの実態を把握する必要がある。そのためには、対象となる実構造物の調査や、栈橋上部工が位置する環境に近い実環境での暴露試験を基に検討を行う必要がある。

#### 1.1.3 ステンレス鉄筋の耐食性

代表的な港湾コンクリート構造物である栈橋上部工においては、海上に位置していることから、塩化物イオンが多量に供給され、腐食反応に必要な酸素も十分に供給されるため、非常に厳しい塩害環境にある（写真-1.1参照）。このような特に厳しい塩害環境においては、コンクリートの性能を向上させるよりも、鉄筋自体の耐食性を高め、耐食性に優れるエポキシ樹脂塗装鉄筋やステンレス鉄筋などを用いた方が得策であると考えられる。なお、ステンレス鉄筋はエポキシ樹脂塗装鉄筋に比べて高価である。しかし、エポキシ樹脂塗装鉄筋の場合、普通鉄筋の周囲のみをエポキシ樹脂で覆っているため、運搬中あるいは施工中においてエポキシ樹脂被覆部が損傷する可能性があり、コンクリート打設前にエポキシ樹脂被覆部に対して補修が必要となる場合がある。一方、ステンレス鉄筋の場合は、鋼材そのものの耐食性が優れているため、運搬中あるいは施工中において普通鉄筋と同様に扱うことができる。

コンクリート中においてステンレス鉄筋を使用する際には、ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  を把握することが重要である。ステンレス鉄筋の  $C_{lim}$  に関する研究は、海外においては比較的研究事例も多い。一方、国内では研究事例は少ない。ステンレス鉄筋の  $C_{lim}$  について検討する際、ステンレス鉄筋の耐食性が優れるがゆえに、何らかの手法で試験期間を短縮させる手法を取ることが多い。例えば、コンクリートの練混ぜ時に多量の塩化物イオンを混入させる方法、模擬溶液

やコンクリート試験体を用いて電気化学的手法により評価する方法などがある。一方、実際の環境に対応するものは、自然環境に暴露し、塩化物イオンを外部から侵入させた場合のものである。この検討については検討事例が少ない。これは試験の実施に長期間を要するためと推測される。しかしながら、最も信頼性が高いものは実環境での暴露試験であり、この実施が必要であると考えられる。

## 1.2 目的

1.1 で大別した3つの項目ごとに述べる。

### 1.2.1 海水が作用するコンクリートの劣化

1.1.1 で述べたように、海水が作用するコンクリートの劣化に関する定量的な評価手法についてはいまだ確立されていない。この理由としては、硫酸塩劣化の要因として考えられている海水中の  $SO_4^{2-}$  や  $Mg^{2+}$  の濃度がさほど高くなく、劣化の進行速度が遅いため、劣化の実態が把握しにくいことが考えられる。そこで、海水が作用するコンクリートの劣化予測手法を確立させることを最終目標とし、まずは劣化の実態を把握することを試みる。

海水が作用するコンクリートにおける劣化の進行は、表面から徐々に進行すると推測される。このような場合における劣化を表す指標としては、圧縮強度のような平均的な指標よりもむしろ、ピッカース硬さ（3.2.2(5)参照）のようにコンクリート表面からの劣化状況の分布が捉えられる指標の方が適していると考えられる。また、ピッカース硬さといった物理的特性の変化を調べるだけでは、劣化の原因を把握できない。そのためピッカース硬さ測定と同時に、 $SO_4^{2-}$  や  $Mg^{2+}$  といった劣化因子の侵入状況も把握しておく必要があると考える。このように、強度が劣化している範囲を示すピッカース硬さの分布状況と、劣化因子である  $SO_4^{2-}$  や  $Mg^{2+}$  等の侵入状況を比較することで、コンクリートの劣化と相関性の高い影響因子を見つけ出せれば、その影響因子が劣化指標になりうると考えられる。

そこで本論文では、試料として実海洋環境下で長期間供用された港湾 RC 構造物から採取されたコンクリートにおけるコアおよび自然海水中に長期間暴露された試験体を用い、その劣化状況を把握することとした。この際、ピッカース硬さ測定を行い、劣化が生じている範囲（劣化深さ、3.1参照）を求めた。また、この劣化深さと相関の高い劣化因子を探し出すため、中性化深さ、塩化物イオン濃度分布、EPMA（Electron Probe Micro Analyzer、3.2.2(4)参照）による各種元素濃度分布の測定を行った。そして、劣化深さと劣化因子の比較を行い、劣化指標の



抽出を行った。そしてこの劣化指標を用いた劣化予測手法に関する試験を行った。

### 1.2.2 海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食

1.1.2 で、海洋コンクリート構造物において精度の高い鉄筋腐食照査を行うためには、適切なパラメータ ( $C_{lim}$ ,  $C_0$  および  $D_{ap}$ ) の設定が必要であり、そのためには実構造物調査および実環境における暴露試験が必要であることを述べた。本論文では、このパラメータ  $C_{lim}$ ,  $C_0$  および  $D_{ap}$  の実態および影響要因を明確にするため、実構造物 (港湾 RC 構造物) での調査および試験体による長期暴露試験を行った。そして、この調査結果を基に、照査時に用いる設定値についての提案を行った。また、これらの検討を行う前に、塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択に関する検証を行った。以下、各パラメータ毎に検討内容を説明する。

$C_{lim}$  については長期暴露試験を基に検討を行った。この検討においては、海洋環境下 (干満帯環境) に 15 年間暴露された試験体を用い、鉄筋位置の塩化物イオン濃度および鉄筋腐食状況 (腐食面積率) の測定を行った。鉄筋位置の塩化物イオン濃度と鉄筋の腐食状況を比較することで、 $C_{lim}$  に関する評価を行った。なお、実構造物における調査を行わなかった理由は、実構造物において、鉄筋位置の塩化物イオン濃度および鉄筋腐食状況 (腐食面積率) の両方を把握し、さらにそのデータを多数揃えることは困難であったためである。

$C_0$  については実構造物での調査を基に検討を行った。この検討においては、実環境下 (飛沫帯および干満帯) で長期間供用された実構造物からコンクリートコアを採取し、塩化物イオン濃度分布を測定したデータの収集を行った。このデータから得られた  $C_0$  の値と外部環境を表す因子との相関性を調べることで、 $C_0$  の評価手法に関する検討を行った。なお、実構造物調査のみを選択した理由は、 $C_0$  は外部環境の影響を直接受けるため、実構造物で調査することが最も確実なためである。複数の実環境に試験体を暴露することが可能であればそちらの方が理想的ではあるが、それには時間も費用もかかるため合理的とは言えない。

$D_{ap}$  については実構造物での調査および長期暴露試験を基に検討を行った。実構造物の調査においては、 $C_0$  の場合同様、実環境下 (飛沫帯および干満帯) で長期間供用された実構造物からコンクリートコアを採取し、塩化物イオン濃度分布を測定したデータの収集を行った。長期暴露試験においては、海洋環境下 (干満帯および海中部を模擬した環境) に長期間暴露された試験体を用い、塩化物イオン濃度分布を測定したデータの収集を行った。

これらのデータから得られた  $D_{ap}$  の値とコンクリート性能を表す因子との相関性を調べることで、 $D_{ap}$  の評価手法に関する検討を行った。

そして、各々の検討から得られたデータを基に、栈橋上部工を主対象とし、塩化物イオンの侵入に起因する鉄筋腐食に対する照査を行う際のこれら 3 つのパラメータ  $C_{lim}$ ,  $C_0$  および  $D_{ap}$  の設定値の提案を行った。

### 1.2.3 ステンレス鉄筋の耐食性

1.1.3 で述べたように、ステンレス鉄筋の耐食性、すなわち腐食発生限界塩化物イオン濃度に関しての明確な評価はなされていない。これは実環境における検討事例が少ないことが影響していると考えられる。本研究では、コンクリート試験体を用いた海洋環境暴露試験を基に、ステンレス鉄筋における  $C_{lim}$  の検討を行った。そして、実験結果を基にステンレス鉄筋を用いた際の耐久性能照査を行い、その際の LCC (ライフサイクルコスト) の比較を試みた。

## 1.3 本研究の構成

本論文の構成を図-1.2 に示す。本論文は 10 章から構成されており、その概要を以下に示す。

**第 1 章「序論」**においては、本研究の背景および目的について述べ、本研究の位置付けを行った。

**第 2 章「既往の研究」**においては、海水が作用するコンクリートの劣化、その調査および予測手法に関する既往の研究を整理した。次に、海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食照査手法および各パラメータに関する既往の研究を整理した。また、ステンレス鉄筋の耐食性に関する既往の研究を整理した。

**第 3 章「海洋環境下におけるコンクリートの劣化性状および劣化指標に関する検討」**においては、海水が作用する環境下におけるコンクリートの劣化現象について、実環境で供用された構造物あるいは試験体を用いて、調査を行った。その結果を用い、劣化指標および劣化予測手法について提案を行った。

**第 4 章「塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択」**においては、塩化物イオン拡散予測に用いる拡散方程式を実環境に適用する際に、どのような評価式が適切なのかについて、実構造物調査および実環境での暴露試験結果を用いて検証を行った。

**第 5 章「鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 ( $C_{lim}$ ) に関する検討」**においては、海洋環境に長期間暴露されたコンクリート試験体を用い、鉄筋腐食と鉄筋位置まで浸透した塩化物イオン濃度の関係を整理し、腐食発生限界塩化物イオン濃度について検討を行った。

第6章「コンクリート最表面における塩化物イオン濃度( $C_0$ )の設計用値に関する検討」においては、海洋環境に長期間暴露された実構造物における塩化物イオン濃度分布結果を収集し、 $C_0$ と環境条件(主に海面から構造物までの距離)の関係を整理した。その結果を踏まえ、港湾コンクリート構造物における $C_0$ 設定値の提案を行った。

第7章「コンクリートの見掛けの塩化物イオン拡散係数( $D_{ap}$ )の設計用値に関する検討」においては、海洋環境

に長期間暴露された実構造物あるいは試験体における塩化物イオン濃度分布結果を収集し、 $D_{ap}$ と水セメント比 $W/C$ との関係を整理した。その結果を踏まえ、港湾コンクリート構造物における $D_{ap}$ (設計時に用いる値(特性値)は $D_k$ と表記)の設定値の提案を行った。

第8章「本研究で提案した鉄筋腐食照査手法による試設計」においては、第5章から第7章で提案されたパラメータを用いて、海洋環境におけるRC構造物に関する試設計を行った。

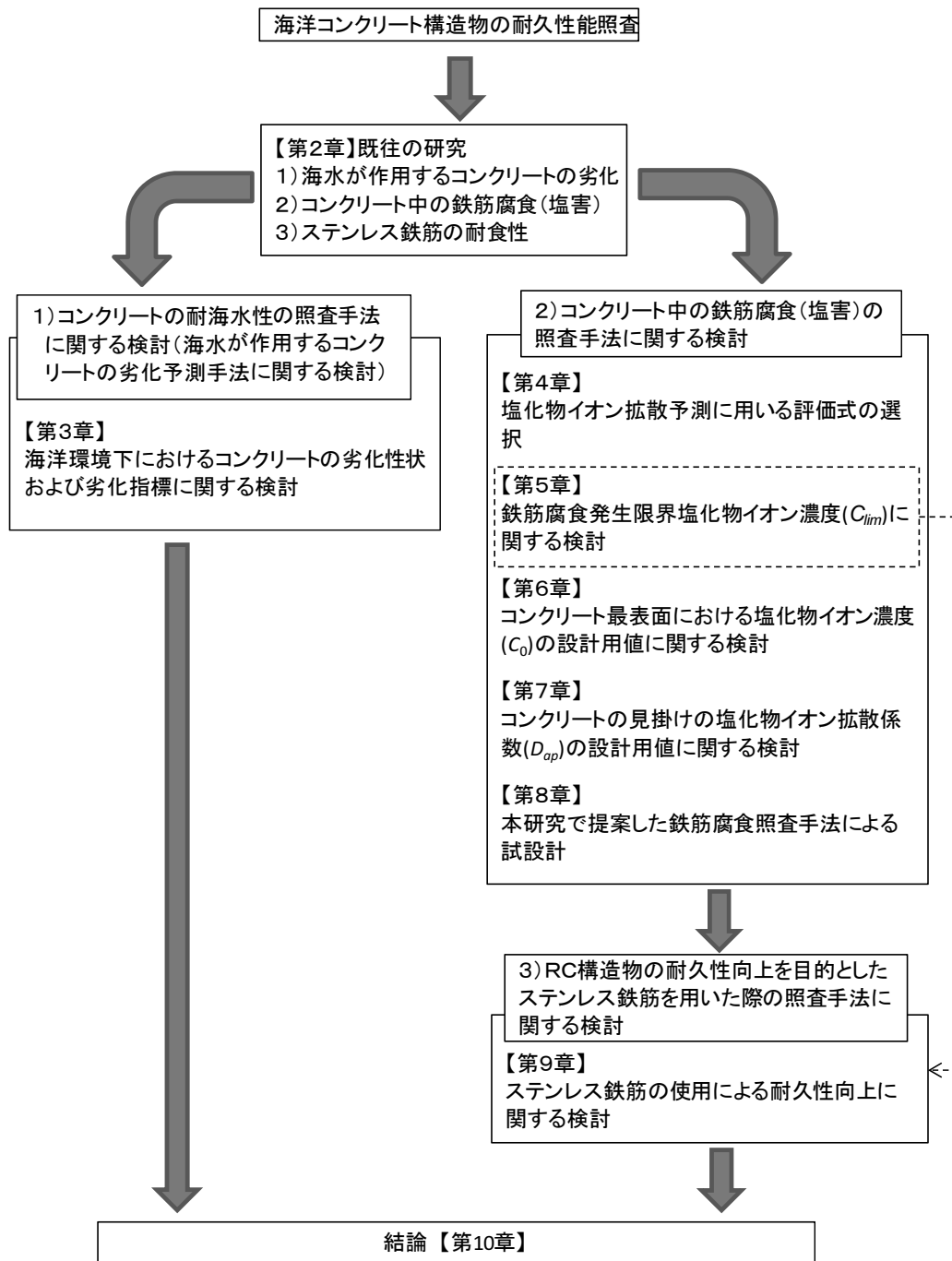


図-1.2 本論文の研究フロー

第9章「ステンレス鉄筋の使用による耐久性向上に関する検討」においては、第8章の試設計結果より、海洋環境におけるRC構造物の設計の際には耐食性に優れる鉄筋（例えばステンレス鉄筋）を選定した方が得策である事例が示されたことを踏まえ、ステンレス鉄筋の耐食性すなわち腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  の把握を主目的として検討を行った。ここでは海洋環境での暴露試験を行い、外部から塩化物イオンを侵入させることにより、 $C_{lim}$  の検討を行った。また、ステンレス鉄筋を用いた際のライフサイクルコストの試算を行い、どのような場合にステンレス鉄筋の使用が得策となるのかを検討した。

第10章「結論」においては、本研究で得られた知見をまとめた。

#### 参考文献

- 1) 高橋宏直・横田弘・岩波光保：港湾施設のアセットマネジメントに関する研究－構造性能の低下予測とアセットマネジメントの試行例－，国土技術政策総合研究所研究報告，No. 29，2006. 9

## 2. 既往の研究

### 2.1 序説

既往の研究の整理を行うに当たって、図-2.1のように要因を分類した。まず、1章で述べた、1) 海水が作用するコンクリートの劣化(耐海水性)、2) 海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食(塩害)、3) ステンレス鉄筋の耐食性、の3つに大別した。さらに1)については「劣化の調査方法」「予測方法」という観点で分類し、既往の研究を整理・紹介する。2)については、塩化物イオン拡散現象の評価方法、腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  の評価手法、表面塩化物イオン濃度  $C_0$  の影響要因、見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  の影響要因という観点で分類し、既往の研究を整理・紹介する。3)については、ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  の評価手法という観点で分類し、既往の研究を整理・紹介する。

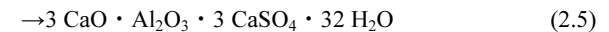
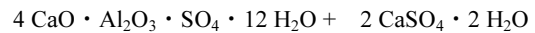
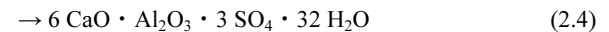
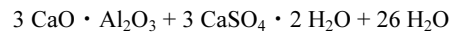
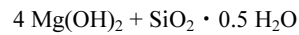
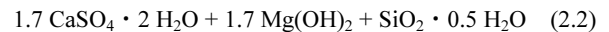
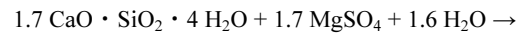
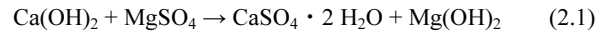
### 2.2 海水が作用するコンクリートの劣化

#### 2.2.1 劣化メカニズム(硫酸塩劣化)

海洋環境でのコンクリートの劣化は硫酸塩劣化が主である。これは、硫酸イオン( $SO_4^{2-}$ )とセメント水和物が反応してエトリンガイト( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ )が生じ、膨張破壊を起こすとされている。「コンクリートの耐海水性」という際は、この劣化に対する抵抗性と言

い換えられる。

この硫酸塩劣化については多くの検討がなされている。 $SO_4^{2-}$ だけでなく、マグネシウムイオン( $Mg^{2+}$ )も寄与するという考え方をしているものとして、文献1)~3)がある。文献1),2)によれば硫酸塩劣化は以下の4段階で進むとしている。硫酸塩劣化のメカニズムの一例を図-2.2に示す。また、その際に生じる化学反応式を以下にまとめて示す。



まず初期に、 $Mg^{2+}$ と $SO_4^{2-}$ が水酸化カルシウム( $Ca(OH)_2$ )と反応して、コンクリート表層に水酸化マグネシウム( $Mg(OH)_2$ :brucite)と硫酸カルシウム( $CaSO_4 \cdot$

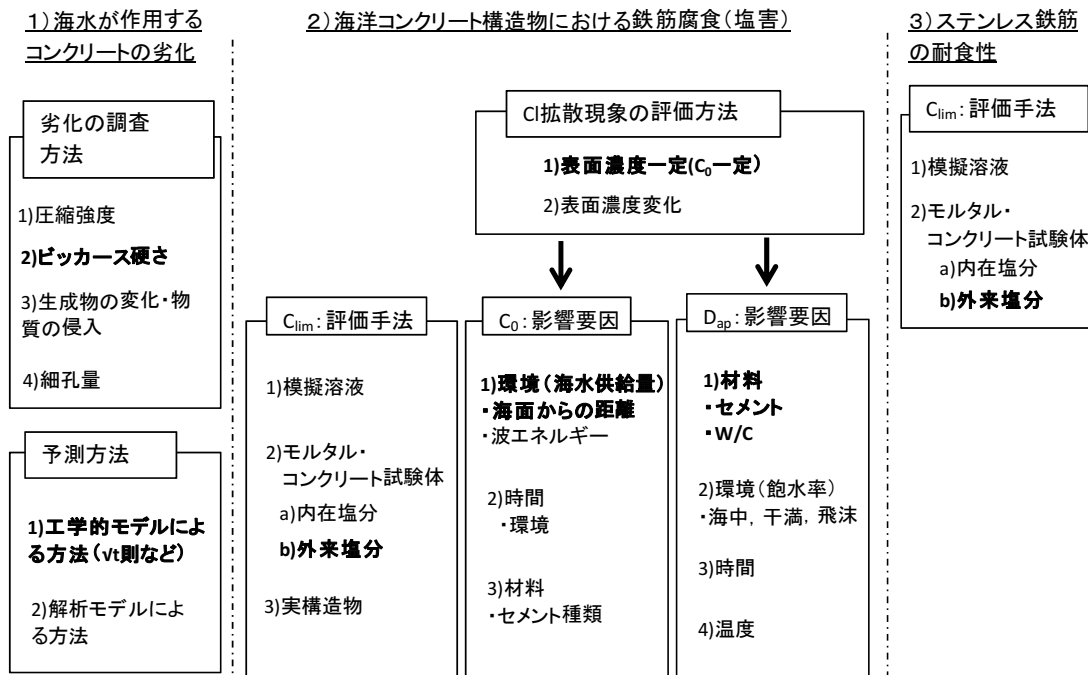


図-2.1 既往の研究の整理における要因の分類

$2\text{H}_2\text{O}:\text{gypsum}$ の2つの層が生成される(STEP1, 式(2.1)).  
 そして、その後は  $\text{SO}_4^{2-}$ の方が  $\text{Mg}^{2+}$ より先に内部に侵入して、brucite と gypsum の層の内部でエトリンガイト ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) が生成する (STEP2, 式(2.4)と(2.5)). このエトリンガイトの膨張圧で内部に微細なひび割れが生じる (STEP2). また、この時点になると  $\text{Mg}^{2+}$ と C-S-H が反応して M-S-H ( $4\text{MgO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 8.5\text{H}_2\text{O}$ ) が生じ (STEP3, 式 (2.3)), この M-S-H の強度が低いいため、エトリンガイトの膨張圧による劣化をさらに促進させる。そして、最後には表面の  $\text{CaSO}_4$  および  $\text{Mg}(\text{OH})_2$  の2層も内部からの膨張圧で破壊され、劣化が進行するとしている (STEP4). すなわち、 $\text{Mg}^{2+}$ と  $\text{SO}_4^{2-}$ が共存する環境下においては、 $\text{SO}_4^{2-}$ だけでなく  $\text{Mg}^{2+}$ も硫酸塩劣化に寄与する。

以上のメカニズムを踏まえると、硫酸塩劣化には  $\text{SO}_4^{2-}$ だけでなく  $\text{Mg}^{2+}$ も関与すると考えた方がよいと考える。

### 2.2.2 劣化に関する調査方法

ここでは、硫酸塩劣化による劣化の程度を調査する方法を挙げ、その特徴について触れる。

#### (1) 圧縮強度

最も一般的であり、実構造物における調査の際にも、採取したコアによる試験が広く実施されている<sup>4)</sup>。ただし、平均的な値であるため、どの範囲が劣化しているのかが分からない。また、実構造物から採取したコアの場合、圧縮試験用の試料成形時に最も劣化している表層部のコンクリートを切除して試験を行うことになってしま

う場合が多い。

#### (2) ビッカース硬さ

ダイヤモンド製である四角錐状の圧子を試料表面に押し当て、その際に生じたくぼみの大きさから、硬さを求める方法である。圧子の大きさは 1mm 以下と小さく、狭い範囲での連続的な測定が可能である。そのため、コンクリート表層からどの程度の範囲が劣化しているかを評価することが可能である<sup>5)</sup>。ただし、コンクリートは複合材料かつ多孔質な材料のため、測定結果にばらつきが生じやすい。そのため、例えばコンクリート表面からのビッカース硬さの分布を測定する際には、1 深度あたり 20 点程度計測している事例が多い。なお、海洋環境に暴露されたコンクリートにおける調査事例<sup>6)</sup>は非常に少ない。

#### (3) 生成物の変化・物質の侵入

##### a) EPMA (Electron Probe Micro Analyzer)

EPMA (Electron Probe Micro Analyzer)法は、電子プローブを固体表面に照射し、発生した特性X線を分析することで、電子プローブが照射された位置における元素の種類だけでなく、量も評価可能な分析手法である。これにより、コンクリート外部から侵入した元素の分布や、コンクリート内に存在していた物質の移動状況を連続的に把握することが可能である。

近年、土木学会基準「EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方法 (案) (JSCE-G574-2005)」が制定された。それに伴い、コンクリート中の元素の分布を数値

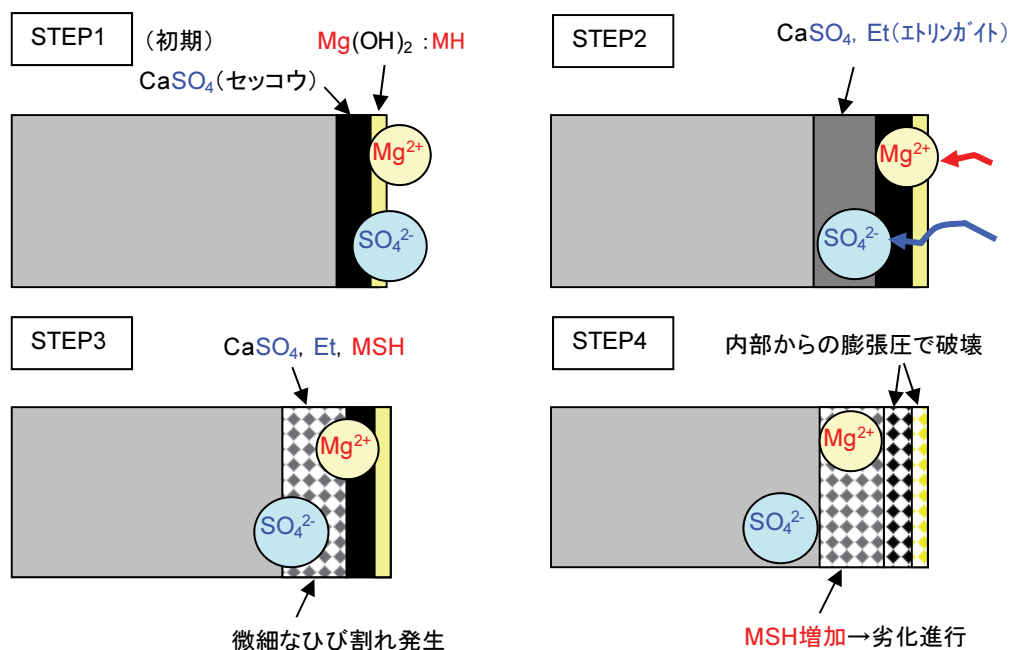


図-2.2 硫酸塩劣化のメカニズムの一例 (文献1) 2)を参考)

として計測した事例は近年になって増加している<sup>7) 8)</sup>。

#### b) 粉末 X 線回折試験

試料を粉末にして X 線を照射し、その回折現象から、試料に含まれている結晶性物質を同定する試験である。コンクリート中の生成物（エトリンガイトなど）を同定するために実施されている<sup>9)</sup>。ただ、1 試料の分析に数万円の費用を要するため、連続的な範囲の検討には適さない。

#### (4) コンクリート中の細孔量

コンクリート中の細孔量およびその分布を測定する際には、水銀を圧入する方法が採用されることが多い。この測定により、例えば、表層部および内部の細孔量を比較することで、セメント水和物等の溶出現象を明らかにできる<sup>6)</sup>。ただし、試料の採取は 10mm 程度の範囲で行うのが通常であるため、例えばコンクリート表面から 10mm 程度のごく狭い範囲内での細孔量の連続的な変化を検討する際には適さない。

#### 2.2.3 劣化予測方法

コンクリートの力学的特性に関する劣化予測方法については、硫酸環境のような酸性環境における劣化に関する場合の検討事例が比較的多い。それと比較すると海洋環境における硫酸塩劣化の予測手法を検討した事例は少ない。これは海水中の  $SO_4^{2-}$  や  $Mg^{2+}$  の濃度が低くなく、劣化の進行が比較的穏やかであるためと考える。

ここでは、海洋環境下における硫酸塩劣化の予測手法を検討した事例のみを紹介する。

#### (1) 工学的モデルによる予測手法

硫酸塩劣化の進行が、時間  $t$  の 1/2 乗に比例するとした検討<sup>10)</sup>、時間  $t$  に比例するとした検討<sup>3)</sup>がある。ただし文献 10) は比例定数を劣化の実態から求めていないため信頼性に乏しい。文献 3) では以下の式を提案している。

$$X_s = 0.84 \cdot \left( \frac{C_A}{8} \right) \cdot \left( \frac{Mg + SO_4}{0.19} \right) \cdot t \quad (2.6)$$

ここで、 $X_s$ : 硫酸イオンによる劣化深さ (depth of attack by sulphate ions)、 $C_A$ : セメント重量に対するカルシウムアルミネート ( $C_3A$ ) 量、 $Mg$ ,  $SO_4$ : イオン濃度 (mol/L)、 $t$ : 時間 (年) である。

これらの手法は非常に簡便である。また、コンクリートの中性化深さに関する進行予測は、時間  $t$  の 1/2 乗に比例するとした検討が広く行われている。硫酸塩劣化についても、中性化深さのように簡便かつある程度の精度で予測可能な手法の確立が望まれる。その際、ここで述べたような工学的モデルによる予測手法が参考になると考える。

#### (2) 解析モデルによる予測手法

海水中に存在する複数イオンの挙動を考慮し、劣化の進行を予測する検討が行われている<sup>例えば 6) 8)</sup>。ただし、複数のイオンに対してのパラメータの設定が必要となるため、そのパラメータの設定方法が課題のようである。

#### 2.2.4 まとめ

ここでは、海洋環境下における硫酸塩劣化のメカニズム、その調査方法および予測手法について述べた。本文中で述べたように、海洋環境における硫酸塩劣化に関する劣化予測手法は確立されていない。この理由としては、劣化の進行速度が比較的穏やかであるため、劣化の実態が明確になっていないことが考えられる。劣化の進行が遅いということは、劣化予測手法の必要性が必ずしも高くないという言い方もできる。しかし、新しいコンクリート系材料を海洋環境に適用する際には、コンクリートの耐海水性（海水に対する抵抗性）を確認する必要がある。この確認の際、試験体による長期暴露試験を実施することが多いが、劣化が生じるのに時間がかかるという難点がある。そのため、比較的短期間の実験データから、長期間経過後の劣化を予測する手法の必要性はある。また、進行速度が遅くても、劣化が生じるのであれば、その劣化進行を把握することは必要である。

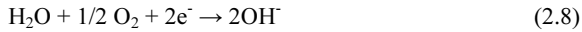
そこで第 3 章では、海洋環境下における硫酸塩劣化の実態をまず把握し、劣化を表す指標およびそれを用いた予測手法に関する検討を行う。

## 2.3 海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食

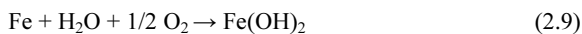
### 2.3.1 塩害劣化のメカニズム

#### (1) 鉄の腐食反応

酸素が存在する環境下で鉄(Fe)が腐食する際は、以下の2つの反応が同時に起こる。



(2.7)式は鉄の溶解反応(酸化反応)であり、アノード反応と呼ばれる。(2.8)式は酸素の還元反応であり、カソード反応と呼ばれる。両者を合わせると下式となる。



(2.9)式で生じた  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  がさらに酸素と反応して  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  や  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  といった酸化鉄を形成する。これが「錆」と呼ばれる。これらの式は、鉄の腐食には酸素と水が必要であることを示している。すなわち、酸素や水が少ない箇所では鉄の腐食の進行速度は遅くなる。

#### (2) コンクリート中での鉄筋腐食

コンクリート中はアルカリ環境である。このアルカリ環境下では鉄筋表面に不動態膜(鉄の酸化被膜)が形成されることにより腐食が生じにくくなる。一方、この不動態膜は塩化物イオンの存在に伴い消失し、鉄筋近傍の塩化物イオン濃度が「ある限界値」を超えると腐食が開

始するとされている(図-2.3 参照)。この腐食が開始する濃度は、一般的に「鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$ 」と呼ばれる。そのため、ある時期までは腐食は生じず、ある時期から腐食が開始することになる(図-2.4 参照)。なお、コンクリート中に二酸化炭素が侵入してコンクリートが中性化し、コンクリート中(正確には細孔溶液中)のpHが低下することによっても不動態膜は消失し、腐食が開始する。本論文ではこの中性化による鉄筋腐食は対象としていない。

この塩化物イオンは、海洋環境下では海水から供給される。コンクリート表面から徐々にコンクリート内部へ侵入し、鉄筋近傍に到達する。この塩化物イオンの侵入は、「濃度拡散」が主な駆動力である。塩害劣化予測を行うためには、この塩化物イオンの移動を予測し、鉄筋表面の塩化物イオン濃度がどのように変化するかを把握する必要がある(図-2.5 参照)。土木学会「コンクリート標準示方書[設計編], 2007年制定(以下, JSCE 示方書)」における鉄筋腐食照査方法では、この鉄筋腐食が、設計供用期間内に生じないことを確認するようにしている。

以下、まず照査の基本的な流れをつかむために、JSCE 示方書に示されている鉄筋腐食照査方法を紹介する。次に、腐食発生限界塩化物イオン濃度に関する既往の研究について述べる。次にその原因となる塩化物イオンの拡散に関する既往の研究について述べる。

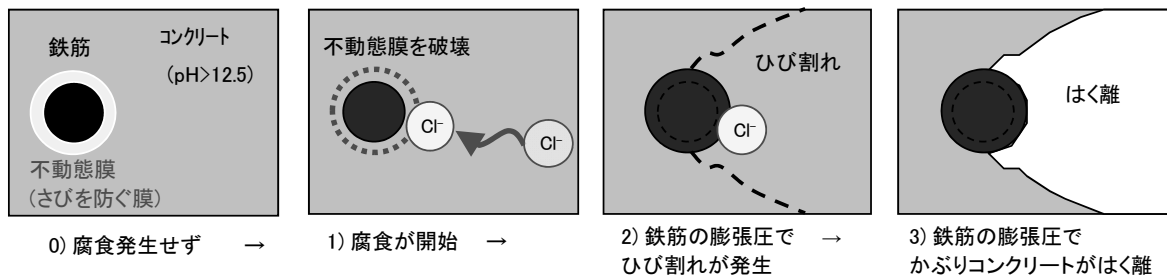


図-2.3 コンクリート中での鉄筋腐食の進行(イメージ)

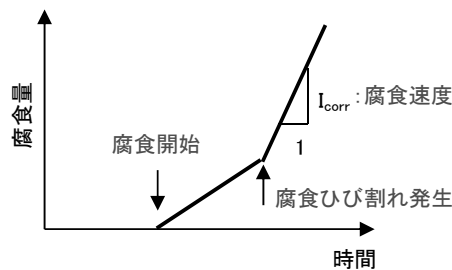


図-2.4 コンクリート中での鉄筋腐食の時間変化(イメージ)

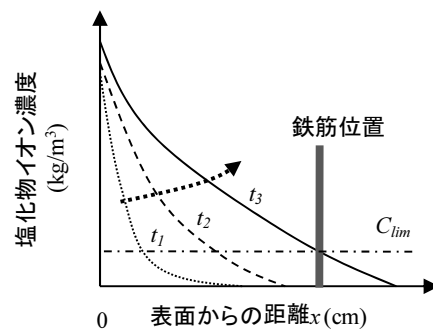


図-2.5 コンクリート中での塩化物イオン濃度の時間変化(イメージ)

なお、本章での対象は「腐食発生時」までとした。塩害劣化の進行を把握する際には、腐食開始後の腐食速度、腐食ひび割れが生じる限界腐食量（腐食が進展した際の膨張圧でコンクリートにひび割れを生じさせる量）についても重要であるが、本章および本論文では触れないこととした。

### 2.3.2 「コンクリート標準示方書」における鉄筋腐食照査方法

JSCE 示方書における鉄筋腐食照査方法を紹介する。なお、ここで示されている  $C_{lim}$ ,  $C_0$ ,  $D_d$  に関する設定値は、既往の研究成果などを踏まえて設定されているものである。しかし、JSCE 示方書においては、設計時には実構造物等での実績を踏まえることが望ましいと示されており、どのような構造物に対しても精度良く適用できるものではない。

#### (1) 照査の基本的な考え方

JSCE 示方書において、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査は、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計用値  $C_d$  が供用年数の間に鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  を上回らないようにコンクリートの品質等を定めるという簡便な手法を採用している。

$$\gamma_i \frac{C_d}{C_{lim}} \leq 1.0 \quad (2.10)$$

ここに、 $\gamma_i$ ：構造物係数。一般に 1.0 としてよいが、重要構造物に対しては 1.1 とするのがよい。

#### (2) $C_{lim}$ の設定値

$C_{lim}$  の値として  $1.2\text{kg/m}^3$  ( $\text{kg/m}^3$ ：コンクリート  $1\text{m}^3$  あたりに含まれる塩化物イオンの質量) を用いてよいとしている。なお、諸条件によって異なるのが実状であるので、「個別の構造物の照査にあたっては、使用材料、環境などの条件が対象構造物と近い条件下での実測結果や試験結果を参考にすることが望ましい」と記述されている。この「 $1.2\text{kg/m}^3$ 」という値は、既往の研究における平均値というよりも、下限値のようである。そのため、この値を用いて照査を行うと安全側の結果が得られることになる。なお、 $C_{lim}$  に関する既往の研究については、2.3.3 で述べる。

#### (3) 鉄筋位置における塩化物イオン濃度 $C_d$ の将来予測

鉄筋位置における塩化物イオン濃度  $C_d$  の将来予測は、「拡散に関する Fick の第二法則」の解である次式を用いて行う。

$$C_d = \gamma_d C_0 \left( 1 - \text{erf} \left( \frac{0.1c_d}{2\sqrt{D_d t}} \right) \right) \quad (2.11)$$

ここで、 $\gamma_d$ ：鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値  $C_d$  のばらつきを考慮した安全係数。一般に 1.3 としてよい。ただし、高流動コンクリートを用いる場合には 1.1 としてよい。

$C_0$ ：コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$c_d$ ：耐久性照査に関する照査に用いるかぶりの設計値 (mm)

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

$t$ ：塩化物イオンの侵入に対する耐用年数(年)

$\text{erf}(s)$ ：誤差関数、である。

なお、「拡散に関する Fick の第二法則」は 1 次元の現象ではないが、式(2.11)では 1 次元の問題として取り扱っている。この理由については 2.3.4(1) で述べる。

#### (4) $C_0$ の設定値

環境条件やコンクリートの品質によって大きく異なるため、「個別の構造物の照査にあたっては、過去の類似の構造物の実績や実測データに基づき、対象とする構造物の環境条件をよく表す  $C_0$  の値を用いることが望ましい」とされている。なお、過去の類似の構造物の実績や実測データによらない場合、構造物の立地する地域区分と海岸からの距離に応じて、表-2.1 の値を用いてもよいとしている。なお、 $C_0$  に関する既往の研究については 2.3.5 で述べる。

#### (5) $D_d$ の設定値

塩化物イオンに対する設計拡散係数  $D_d$  は式(2.12)により求められる。なお、式(2.12)中の拡散係数の特性値  $D_k$  (式(2.13))については、「実験あるいは既往のデータに基づいて定めることを原則とする」と記述されている。

表-2.1 コンクリート標準示方書に記載された  $C_0$  値

		飛沫帯	海岸からの距離(km)				
			汀線付近	0.1	0.25	0.5	1
飛来塩分が多い地域	北海道, 東北, 北陸, 沖縄	13	9	4.5	3	2	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	1.5	1

\*海岸付近からの高さ方向については、高さ1mが汀線からの距離25mに相当すると考えて  $C_0$  を求めてよい。



それができない場合のために、既往データの回帰式の一例として、式(2.14)および(2.15)が示されている。なお、2.3.6で触れるが、この回帰式は非常に多くのデータから回帰しているため、やや安全側の値を示す傾向がある。

$$D_d = \gamma_c D_k + \left( \frac{w}{l} \right) \left( \frac{w}{w_a} \right)^2 D_o \quad (2.12)$$

ここで、

$\gamma_c$  : コンクリートの材料係数。一般に 1.0 としてよい。

$D_k$  : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm<sup>2</sup>/年)。

$D_o$  : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数。一般に 200 cm<sup>2</sup>/年としてよい。

$w$  : ひび割れ幅 (mm)

$w_a$  : ひび割れ幅の限界値 (mm)

$w/l$  : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

$$w/l = 3 (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd})$$

$\sigma_{se}$  : 鉄筋応力度の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon'_{csd}$  : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値。

コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値  $D_k$  は、式 (2.13) により求められる。

$$D_k = \gamma_p D_p \quad (2.13)$$

普通ポルトランドセメントを使用する場合

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (2.14)$$

高炉セメントやシリカフェームを使用する場合

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (2.15)$$

ここで、

$\gamma_p$  :  $D_p$  の精度に関する安全係数。一般に 1.0~1.3 としてよい。

$D_p$  : 拡散係数の予測値 (cm<sup>2</sup>/年)。

なお、拡散係数に関する既往の研究については 2.3.6 で述べる。

### 2.3.3 鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 $C_{lim}$

$C_{lim}$  の値は試験方法によって様々な値を示すことがよく知られている。以下、試験方法ごとに代表的な事例を述べる。

#### (1) コンクリート細孔溶液を模擬した溶液を用いた試験

コンクリート中には細孔が多く存在し、その細孔中の

塩化物イオン濃度と水酸化イオン濃度の比 (Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup>) を求め、腐食が開始する Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup> の下限値を求めた事例は数多い。Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup> に下限値が存在する意味は、2.3.1(2) で述べたように、鉄筋表面の Cl<sup>-</sup> 濃度がある値を超えるまでは鉄筋表面に不動態膜が存在するため腐食が生じにくい、ある値を超えると不動態膜が消失して腐食が生じることを示している。Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup> の下限値に関する研究の中で、Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup>=0.6 程度を超えると腐食が開始するとした Hausman の研究<sup>11)</sup> が引用されることが多い。しかしながら、この 0.6 という値はコンクリート中における実態よりもかなり厳しい条件 (安全側の設定値) である。多くの文献<sup>(例えば 12)</sup> で、模擬溶液の場合にはコンクリート中の実態よりも値が比較的小さくなるとしている。

#### (2) モルタルあるいはコンクリート試験体を用いた試験

モルタルあるいはコンクリート中に鉄筋等を埋設し、腐食が開始する条件を求めた事例も数多い。この理由としては、模擬溶液による評価がコンクリート中の実態よりもかなり厳しい条件であるらしいこと、モルタルあるいはコンクリート中に鉄筋を埋設した方がより実現象に近いということ等が挙げられる。

この試験方法に関して、a) 事前に Cl を混入させる方法、b) 外部から Cl を侵入させる方法の 2 つがある。以下、2 つに分けて述べる。

##### a) 事前に Cl を混入させる方法

北後らの研究<sup>13)</sup> では、モルタル中に数種類の濃度で NaCl を混入し、Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup>=1.5 程度 (1.4kg/m<sup>3</sup> : コンクリート 1m<sup>3</sup> あたりの Cl<sup>-</sup> 濃度) 程度を超えると腐食が確認された。これは、2.3.3(1) で示した模擬溶液の場合<sup>11)</sup> に比べて大きい。 $C_{lim}$  の検討を行う際には、模擬溶液を用いた試験よりも実際の状態に近いモルタルやコンクリートを用いた試験により実施する必要があると言える。

##### b) 外部から Cl を侵入させる方法

米澤らの研究<sup>14)</sup> では、鉄筋を埋設したモルタルを、NaCl 濃度を変えた飽和 Ca(OH)<sub>2</sub> 溶液内に浸漬し、外部から Cl を浸透させた。Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup>=5 程度を超えると腐食が確認された。これは 2.3.3(1) で示した模擬溶液の場合<sup>11)</sup> に比べて大きい。

堀口ら<sup>15)</sup> は、NaCl 溶液を試験体表面に部分的に貯留し、そこから浸透させ、鉄筋位置の塩化物イオンを増加させている。この際、鉄筋の自然電位を連続モニタリングすることにより、腐食開始時期を推定した。それによれば、0.9~3.5kg/m<sup>3</sup> と推測された。鉄筋の腐食開始時期はかなりばらつくことが分かる。このばらつきの原因として、コンクリートと鉄筋界面に生じる空隙のばらつき

の影響が考えられている。

Thomas<sup>16)</sup>は、実環境(干満帯)に試験体を暴露し、 $C_{lim}=0.7\%$ (vs コンクリート)と報告している。 $C=300\text{kg/m}^3$ とすると、 $2.1\text{kg/m}^3$ となる。これはClを初期混入した北後らの研究<sup>13)</sup>よりやや大きめである。外部からClを侵入させた場合、事前に混入させた場合に比べて $C_{lim}$ は大きくなる傾向があるようである<sup>17)</sup>。

### (3) 実構造物による調査

武田ら<sup>18)</sup>は実構造物における鉄筋の腐食状況と塩化物イオン濃度の関係を調査し、かぶりの増加とともに腐食が生じにくくなっていることを示した。この原因として、かぶりが大きくなるほど、鉄の腐食反応(式(2.9))に必要な酸素の供給が抑制されるためとしている。

守分ら<sup>4)</sup>は、70年以上が経過した鉄筋コンクリート構造物の解体調査を行い、コンクリート内部の鉄筋の腐食状況を確認した。干満帯では部分的に腐食が見られたが、海中部では全く腐食が見られなかった。この原因としては、酸素が供給されなかったためとしている。

### (4) まとめ

腐食発生限界塩化物イオン濃度 $C_{lim}$ の値は、模擬溶液による方法より、セメントペーストやモルタル試験体による方法の方が大きくなるようである。また、モルタル中などに塩化物イオンを事前に混入させた場合より、塩化物イオンを外から侵入させた場合の方が $C_{lim}$ は大きくなる傾向があるようである。よって、試験体としてはモルタルあるいはコンクリートを用い、塩化物イオンを外から侵入させる方法が最も信頼性が高いと考えられる。

また、鉄筋腐食開始時期は暴露環境の影響も受ける。

酸素供給の少ない海中部の場合、塩分が侵入して不動態膜が消失しても、腐食の進行速度が遅いため、見掛け上腐食が生じていない状態が続くことになる。また、コンクリートの飽水率(飽和の程度、4.4.2参照)はコンクリート中の酸素拡散性に影響を及ぼすことが分かっている。実環境での $C_{lim}$ の検討・評価を行うためには、コンクリートの飽水率も実環境程度の状態にしておく必要がある。

以上のことをふまえ、第5章で $C_{lim}$ の検討を行う際には、試験体としてコンクリートを用い、実環境に暴露する方法を採用している。

### 2.3.4 塩化物イオン拡散現象の評価方法

#### (1) 塩化物イオン拡散方程式に関する解の事例

コンクリート中における塩化物イオンの拡散現象は、以下の「拡散に関するFickの第二法則」を適用して考えることが一般的である。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left( \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) \quad (2.16)$$

ここで、 $C(x, t)$ : 時間 $t$ 、表面からの距離 $x$ における塩化物イオン濃度、 $D$ : 塩化物イオン拡散係数である。なお、拡散現象は1次元で捉えるべき問題ではないが、コンクリート構造物を対象とする場合、1次元方向の問題(式(2.16)では $x$ 方向のみ)として取り扱うことが多い。その理由を以下に述べる。図-2.5は、コンクリート試験体表面からの塩化物イオンの侵入状況をEPMA(2.2.2参照)により測定したものである。塩化物イオンが侵入できない骨材部分を無視すると、塩化物イオンは表面からほぼ

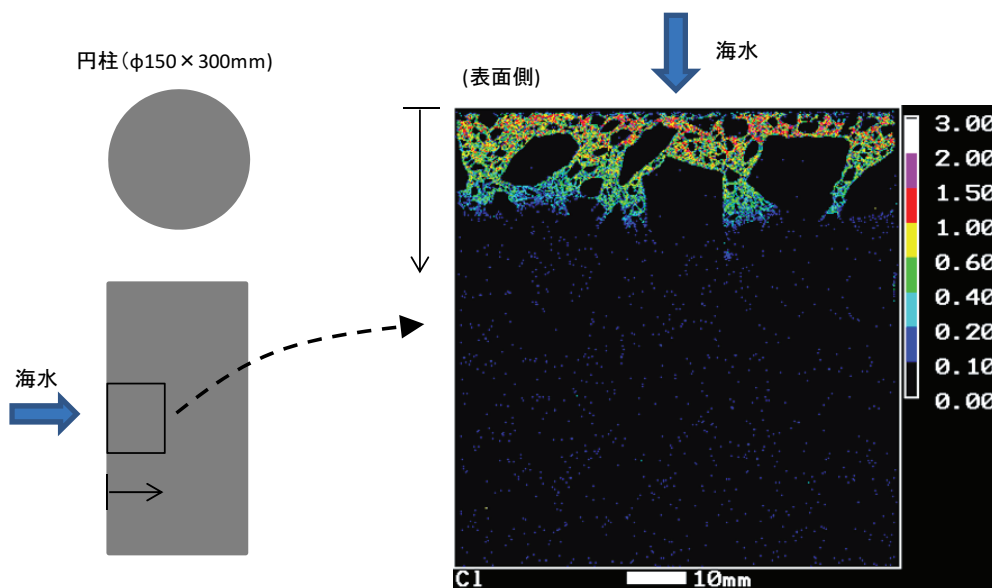


図-2.5 コンクリート中への塩化物イオンの侵入状況測定事例(EPMAによる)  
(海中部に5年間浸漬後、塩化物イオンの侵入状況をEPMAにより測定)

一様に浸透している。すなわち、対象となる箇所に塩化物イオンが均等に供給されている場合においては、1次元問題とみなしてよいと考えられる。

以下、式(2.16)を解く際の条件として、a)  $D$ 一定・境界条件一定( $x=0$ で $C=C_0$ )、b)  $D$ 一定・境界条件変化、c)  $D$ 変化・境界条件一定、の3通りの例を紹介する。なお、「 $D$ 変化・境界条件変化」の場合については、複雑となるためここでは扱わない。

a)  $D$ 一定・境界条件一定( $x=0$ で $C=C_0$ )

式(2.16)を「コンクリート表面での塩化物イオン濃度が一定」として解くと式(2.17)が得られる。これは、2.3.2で述べた土木学会「コンクリート標準示方書<sup>19)</sup>」の考え方と同様である。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (2.17)$$

ここで、 $C(x,t)$ : 時間(経過年数) $t$ (年)、表面からの距離 $x$ (cm)における塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)、 $C_0$ : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)、 $D_{ap}$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数(cm<sup>2</sup>/年)、 $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数、である。なお、拡散係数に「見かけの～」という言葉が付いている理由は、コンクリート内への塩化物イオンの拡散現象を取り扱う際に、コンクリート中に存在している全塩化物イオン(「細孔溶液中の塩化物イオン」と「セメント水和物に固定されている塩素」の両者)を対象としているためである。細孔溶液中の塩化物イオンのみを対象とする場合には「見かけの～」という言葉は不要である。ただし、コンクリート中からこの塩化物イオンのみを抽出することは容易ではない。そのため、実用上、「全塩化物イオン」を対象とし、「見かけの拡散係数」が用いられることが多い。

(2.17)式が成立するのは、コンクリート表面での塩化物イオン濃度が一定、すなわち $C_0$ が時間とともに変化しない場合である。このことに関しては、港湾RC構造物が位置する海中部や干満帯では、海水すなわち塩化物イオンの供給がほぼ常時行われていると考えられるため、 $C_0$ を一定とみなす式(2.17)が成り立つとしている報告が多い<sup>20)</sup>。一方、飛沫帯や海岸付近では、飛沫や海塩粒子として飛来することによって塩化物イオンが供給されるため、コンクリート表面での塩化物イオン濃度は時間とともに増加するとしている報告も多い<sup>20)21)22)</sup>。この場合は次のb)に相当する。

b)  $D$ 一定・境界条件変化

代表的なものが、コンクリート表面に付着する塩分が時間に比例して増加すると考えたものである。 $C(0,t) = At$ として(2.16)式を解くと下式が得られる。

$$C(x,t) = 2A \left[ \sqrt{\frac{t}{\pi D}} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{4Dt}\right) - \frac{x}{2D} \left\{ 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}}\right) \right\} \right] \quad (2.18)$$

ここで、 $A$ : 単位時間あたりにコンクリート表面に付着する塩化物イオン濃度(kg/m<sup>2</sup>/年)である。文献20),22)では飛沫帯や海岸付近においてこの式を適用している。

その他にも時間の1/2乗に比例するとして解いた場合<sup>21)</sup>、 $C(0,t) = C_0(1 - e^{-\alpha t})$ ( $\alpha$ : 実験から得られた係数)の形で増加するとして解いた場合<sup>23)</sup>もある。なお、文献23)は凍結防止剤を散布する環境について検討した事例であるため、本研究とは対象が異なる。

c)  $D$ 変化・境界条件一定

$D$ を以下の形で変化させているものがある<sup>24)</sup>。ただし、この実験の根拠となったデータは5年間の暴露実験によるものである。

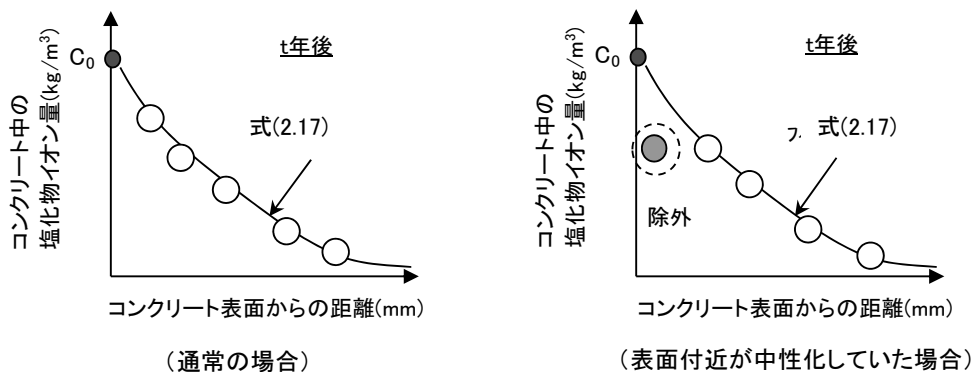


図-2.6  $C_0$ および $D_{ap}$ の算出方法

(○: 実測値, 曲線: 式(2.17)による回帰式)

$$D = D_i t^{-m} \quad (2.19)$$

ここで、 $D_i$  :  $t=1$ (s)における実効拡散係数、 $t$  : 時間、 $m$  : 実験から得られた係数である。これを式(2.16)に代入して解くと下式が得られる。

$$C(x,t) = C_0 \left[ 1 - \operatorname{erf} \left\{ \frac{x}{2 \sqrt{\frac{D_i}{1-m} \cdot t^{1-m}}} \right\} \right] \quad (2.20)$$

その他にも、 $D = a t^n$  ( $a, n$  : 実験から得られた係数)として解いた場合<sup>25)</sup>などがある。

### (2) $C_0$ と $D_{ap}$ の算出方法

ここで、式(2.17)における $C_0$ および $D_{ap}$ の算出方法(定義)について述べておく。 $C_0$ および $D_{ap}$ は、**図-2.6**のように、コンクリート中に侵入した塩化物イオン量の実測値の分布を式(2.17)で回帰することで得られるものである。すなわち直接測定したものではない。また、 $C_0$ に関しては、式(2.17)において $x=0$ の場合の値であり、実際のコンクリート表面の値と一致しない場合もあり得る。 $D_{ap}$ に関しては、塩化物イオン量の実測値の分布から得られた“平均的な”拡散係数ということになる。実際は、コンクリート中の水和の進行状況などによって、拡散係数が表面からの深度方向で分布している可能性もあるが、**図-2.6**のように全体の分布傾向から拡散係数を算出する手法では、深度方向での拡散係数の変化は平均化され、1つの拡散係数として表わされることになる。

### (3) まとめ

塩化物イオン拡散方程式に関する解はいくつかの例がある。最もシンプルなのは、「 $D$ 一定・境界条件一定」として解いた(2.17)式の形である。海中部や干満帯においては、この式が適用可能としている報告が多い。一方、飛沫帯については(2.18)式のように、表面の濃度を变化させた場合の式が適しているという報告がある。しかし、飛沫帯の対象範囲は広く、海洋構造物、特に栈橋上部工のように海面から0~2m程度しか離れていない場合においても(2.18式)が妥当なのか、あるいは式(2.17)が妥当なのかは明らかになっていない。この点については、**2.3.5**および**2.3.6**でも触れる。また、**第4章**では、「式(2.17)が飛沫帯環境でも適用可能である」という仮説を立て、その検証を行っている。

#### 2.3.5 表面塩化物イオン濃度 $C_0$

コンクリートが位置する環境によって決まるパラメータであり、拡散方程式を解く際の重要なパラメータである。ここでは、塩化物イオン濃度分布を式(2.17)で回帰した際に得られる $x=0$ の値を $C_0$ とし、この $C_0$ に及ぼす環

境による影響を調べた既往の研究をまず紹介する。

$C_0$ の値は、式(2.17)の定義からすると時間一定のはずであるが、時間による変化が生じる場合がある。これが事実であるならば、前節で述べたように、拡散方程式を解く際に時間の変化を考慮する場合がある。本項では $C_0$ の時間変化を調べた事例も紹介する。

また、コンクリート材料(特にセメント種類)によって $C_0$ の値が異なるという事例も多い。 $C_0$ に及ぼす材料の影響について検討した事例についても紹介する。

#### (1) 環境の影響

塩分が供給される環境は、大きく分けてa)飛来塩分として供給される環境(例:海上大気中に位置する道路・鉄道橋など)、b)海水が直接供給される環境(例:防波堤、栈橋上部工など)、の2つが考えられる。以下、この2つの環境について調べた事例を紹介する。また、環境の影響について、室内試験で検討した事例も紹介する。

##### a) 飛来塩分として供給される環境

前田ら<sup>20)</sup>は文献調査により、コンクリート表面の塩化物イオン濃度と海岸線からの距離の関係についての検討を行っている。この際、時間とともに表面の塩分が増加する式(2.18)を用いて評価を行っている。また、道路、鉄道構造物での事例を調査した文献(21)(22)においても、海岸線から離れた箇所での事例が多い。そのため、文献(20)同様、時間とともに表面塩分が増加する考え方で評価を行っている。これらの対象環境は、本研究対象とは対象が異なる。

文献(26)では、飛沫帯において式(2.18)を用い、実構造物で測定された塩化物イオン濃度の変化を予測しようとしている。

##### b) 海水が直接供給される環境

守分らは栈橋で調査を実施し、以下の式を提案している<sup>27)</sup>。なお、用いた式は(2.17)である。

$$C_0 = 23 (1.84 - 0.279 H) \quad (2.21)$$

ここで、 $C_0$  : 表面塩化物イオン量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$  : コンクリートの単位容積質量を  $2300\text{kg}/\text{m}^3$  とした場合)、 $H$  : 海面(L.W.L. : さく望平均干潮面)からの距離である。これは $C_0$ には海面からの距離が影響しているというものである。しかしながらばらつきがかなり大きい。また、データも少ない。ただ、非常に簡便であり、用いやすいと言える。

海外でも同様な調査はなされている。Lauらは実構造物の橋脚で調査を行い、A.H.T. (Average High Tide : 平均満潮面)からの距離によって $C_0$ が低減する傾向を示している<sup>28)</sup>。文献(28)中のグラフを読み取ったものを**図-2.7**

に示す。なお、 $C_0$ を求める際に用いた式は(2.17)である。ばらつきはあるが、高さが離れるにつれて $C_0$ が小さくなる傾向が見受けられる。Mccarterらは柱状の試験体を飛沫帯に設置し、高さ方向の影響を調べている<sup>29)</sup>。文献29)に示された塩化物イオン濃度分布を読み取り、式(2.17)を用いて $C_0$ を求めた結果を図-2.8に示す。先と同様にA.H.T.からの距離によって $C_0$ が低減する傾向を示している。

小牟禮らは、海面(H.W.L.:さく望平均満潮面)からの距離からの距離と構造物(栈橋上部工)の劣化度(目視により判定)の間にはよい相関があり、海面から離れるにつれて劣化の進行が遅くなるという調査結果を示している<sup>30)</sup>。これは、 $C_0$ が海面から離れるにつれて減少することを示唆しているものと考えられる。

大即らは塩分の浸透量(表面から0~20.5mmの範囲について検討)には波エネルギーが影響しているとしている<sup>31)</sup>。これはコンクリートの位置する高さ(海面からの距離)が同じでも、波のエネルギーが大きい方が海水の供給量が増えるためと考えられる。これが事実であるならば、厳密に言うと高さだけでなく、波浪の影響も考慮する必要がある。図-2.7でばらつきが大きいのは、波浪の違いが表れているのではないかと考える。

#### c)室内試験による検討事例

丸屋らは、NaCl溶液を用いた室内試験結果を基に解析的な検討を行い、乾湿繰り返し環境のような特殊環境下における表面部の塩化物イオンの挙動を評価する手法を提案している<sup>32)</sup>。これは、対象RC構造物における乾燥時間と湿潤時間の割合を定めれば、その環境における表面部の塩化物イオンの濃度の変化を知ることができるも

のである。この手法の課題としては、乾燥時間と湿潤時間の定め方が挙げられる。

なお、上記研究<sup>32)</sup>では試験時にNaCl溶液を用いている。Buenfeld<sup>33)</sup>、岩波ら<sup>34)</sup>は、コンクリートが自然海水と接触すると、海水中の $Mg^{2+}$ などとセメント水和物が反応し、コンクリートの表面に水酸化マネシウムや炭酸カルシウムが析出して膜を形成することにより、塩化物イオンの浸透を抑制すると述べている。そのため室内試験でNaCl溶液を用いた実験から $C_0$ を評価した結果と、実環境における調査から $C_0$ を評価した結果では、現象が異なる可能性も考えられる。

#### (2)時間の影響

ここでは式(2.17)で回帰した際に得られる $x=0$ の値を $C_0$ とし、この $C_0$ を異なる材齢毎に調査した事例を中心に紹介する。これらの結果は、拡散方程式を解く際に境界条件を一定とみなすか否かの判断材料の1つとなり得る。

#### a)実環境における調査結果

竹田ら<sup>35)</sup>は現地暴露試験体による調査を行い、 $C_0$ はある時間が経過すると一定となる結果を示している。実験結果を回帰した式を図-2.9に示す。環境は海上大気中、干満帯、海中部の3つで、使用したセメントは普通ポルトランドセメント(N)、高炉セメント(BB)、耐硫酸塩セメント(SR)の3種類である。干満帯と海中部では大きな差がないが、海上大気中だと値が1/3程度に小さい。ただし、時間変化の傾向は同様で、5年程度経過すると一定値に収束している。セメント種類の違いについては、(3)で述べる。

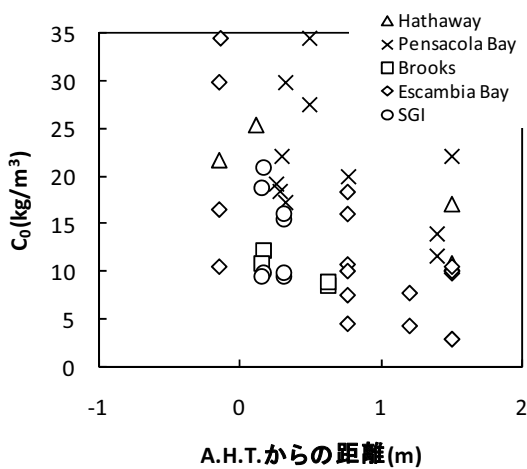


図-2.7 実構造物橋脚での調査結果  
(アメリカ・フロリダ)

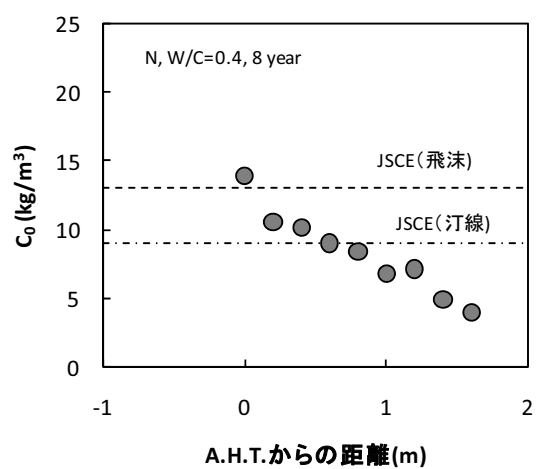
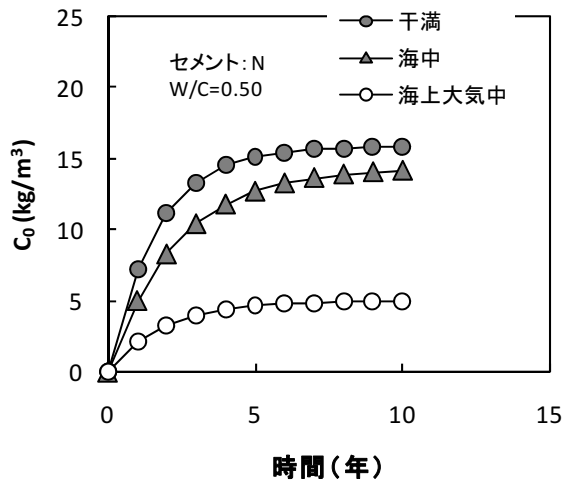
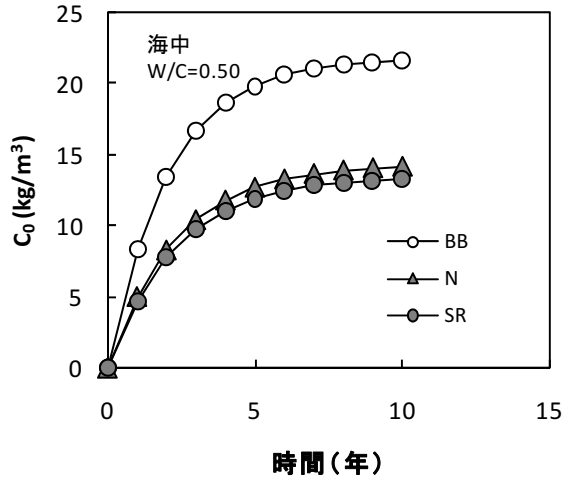


図-2.8 実環境に暴露した試験体の調査結果 (イギリス)



(環境が異なる場合)



(セメント種類が異なる場合)

図-2.9  $C_0$ の時間変化<sup>35)</sup>

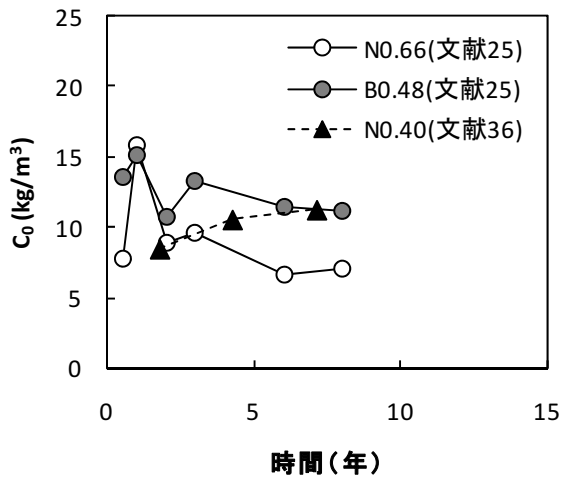


図-2.10  $C_0$ の時間変化<sup>25),36)</sup>

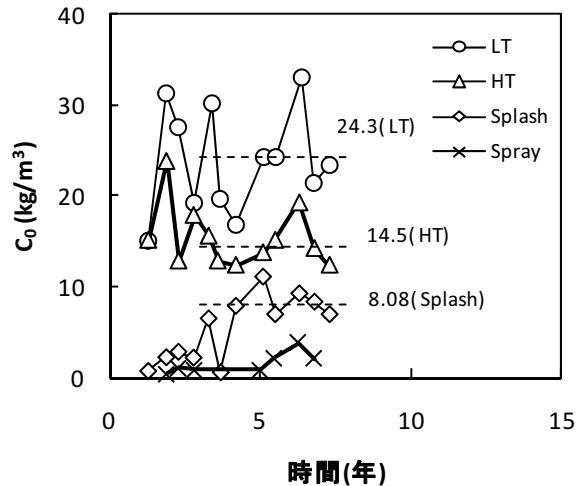


図-2.11  $C_0$ の時間変化<sup>31)</sup>

Bamforth<sup>25)</sup>がイギリス沿岸の飛沫帯での現地暴露試験で得た結果を図-2.10に示す。3年以降はほぼ一定となっている。同じ図中にCollinsらが香港の栈橋での現地調査で得た結果も図中に示した<sup>36)</sup>。これも同様に、時間とともに収束する傾向を示した。

McCarter<sup>31)</sup>らが、イギリス沿岸で鉛直方向の位置を4種類変化させ、暴露試験を行った結果を図-2.11に示す。L.T.(Low Tide:干潮面)付近, H.T. (High Tide:満潮面付近)にかけては、ばらつきはあるものの、2~3年経過した頃には値が収束している傾向が見られる。Splash(飛沫帯:H.W.L.から1.6m離れた箇所)では上記2つとは若干異なるが、それでも5年程度経過した頃には収束しているように見える。少なくとも増加傾向にはなさそうである。海上大気中では、値が小さいため判断が難しいが、

どちらかと言えば、8年経過した時点でも増加傾向にあるように見える。

以上の既往の事例から、極端に海面から離れない限りは、 $C_0$ の値は数年程度経過した段階で落ち着く事例の方が多いようである。

#### b) 室内浸漬試験を基にした解析的検討結果

丸屋らの検討<sup>32)</sup>では、海中部、干満帯では数年でほぼ一定、飛沫帯では10年程度で80%程度まで落ち付き、その後漸増する傾向を示している。

#### (3) 材料の影響

ここではセメント種類が $C_0$ の値に及ぼす影響について述べる。なお、いずれも試験体による結果である。海洋に位置するコンクリート構造物において、同じ環境で異なる材料が用いられることは稀であるため、実態は把

握できていない。

#### a) 実環境による調査結果

Tarek ら<sup>37)</sup>はセメントの違いを検討している。普通ポルトランドセメントに比べて、高炉セメント B 種の方が表層での塩化物イオン濃度は大きくなる傾向が示されている。竹田ら<sup>35)</sup>、BAMFORTH<sup>25)</sup>の研究でも同様に、普通ポルトランドセメント(N)に比べて高炉セメント B 種(B)の方が  $C_0$  が大きくなる傾向が見られる (図-2.9 および図-2.10)。

#### b) 室内浸漬試験による調査結果

丸屋らは、供試体を塩水に浸漬し、コンクリート表面部での塩化物イオンの挙動に及ぼすセメント種類の影響を検討している<sup>32)</sup>。これにおいては、時間による変化があり、長期間経過した際に普通ポルトランドセメントの場合より高炉セメント B 種の方が表層付近の塩化物イオン濃度は大きくなっている。

普通ポルトランドセメントより高炉セメントの場合に  $C_0$  が大きくなる理由については、未だ統一された見解はない。考えられる要因の 1 つとしては、高炉セメントの方が塩化物イオンの拡散速度が遅いことが挙げられる

(2.3.6(1)参照)。拡散速度が遅いことで、表面付近に塩化物イオンが滞留しやすくなり、表面の濃度だけが増加しやすくなると推測される。

#### (4) まとめ

$C_0$  の値に及ぼす環境の影響については、飛沫帯においては海面からの距離とともに小さくなるようである。第 6 章では、この点に着目して  $C_0$  の評価に関する検討を行うことにする。

時間の影響については、干満帯だけでなく飛沫帯においても、数年程度経過すれば一定値に収束している場合が多いようである。だとすれば、飛沫帯においても式(2.17)が適用可能と判断しても差し支えないと考えられる。第 4 章では、本節での調査結果も踏まえ、飛沫帯環境における式(2.17)の妥当性の検証を行う。

材料の影響については、普通ポルトランドセメントに比べて高炉セメントの場合に  $C_0$  は大きくなるようである。しかし、実際の港湾 RC 構造物において、同一環境で比較した事例を収集できていない。そのため本研究では検討を行わなかった。

#### 2.3.6 見かけの塩化物イオン拡散係数 $D_{ap}$

コンクリート品質に大きく依存するパラメータであり、拡散方程式を解く際の重要なパラメータである。ここでは、塩化物イオン濃度分布を式(2.17)で回帰した際に得られる「見かけの拡散係数  $D_{ap}$ 」に及ぼす材料の影響を調べた既往の研究をまず紹介する。また、飛沫帯、干満帯

といった暴露環境の影響を検討した事例も紹介する。

ここで  $D_{ap}$  値は、式(2.17)を導く仮定条件上においては時間によらない一定の値のはずであるが、時間によって変化が生じる事例が多く報告されている。この調査結果を踏まえ、拡散方程式を解く際に時間の変化を考慮している事例がある。これらの  $D_{ap}$  の時間変化を調べた事例を紹介する。

また、 $D_{ap}$  に及ぼす温度の影響について検討した事例についても紹介する。

#### (1) 材料の影響

a) 室内実験により評価した事例 (例: NaCl 溶液に浸漬して  $D_{ap}$  を評価)、b) 実環境により調査した事例、の 2 つがある。以下、この 2 事例を紹介する。

#### a) 室内実験による評価事例

一般的に水セメント比  $W/C$  が小さくなると拡散係数は小さくなる。この原因として、コンクリート中の空隙量が少なくなる影響が大きいようである。後藤ら<sup>38)</sup>、Page ら<sup>39)</sup>は「拡散セル試験 (試料の両側に溶液を配置し、溶液中の塩化物イオン濃度の移動度により拡散係数を評価)」により、 $W/C$  の減少とともに拡散係数が小さくなることを確認している。ただし、 $W/C$  が同じであっても養生条件などによって拡散係数の値が大きく変わる<sup>40)</sup>。

一方、拡散係数はセメントの種類によって異なる。高炉セメントの場合に普通ポルトランドセメントよりも拡散係数が小さくなることはよく知られた現象である。しかしながら、異なる原因については未だに統一された見解はない。Page ら<sup>39)</sup>は空隙の違いによるものではないとしている。細川ら<sup>8)</sup>は空隙の違いに加えて、セメント水和物と Cl の相互作用の影響が大きいとしている。後藤ら<sup>38)</sup>、吉田<sup>41)</sup>らは物質の浸透にはコンクリート細孔表面の電荷が影響しているとしている。

いずれにせよ、拡散係数と  $W/C$  の間には相関があり、 $W/C$  の低減とともに  $D_{ap}$  が低下することは明白な事実である。

#### b) 実構造物あるいは実環境暴露試験による評価事例

前田らは実構造物あるいは実環境暴露試験体における調査結果を多数収集し、 $W/C$  との相関を評価している<sup>20)</sup>。なお、 $D_{ap}$  を求める際には、海中・干満帯では式(2.17)、飛沫帯・海岸地域では式(2.18)を用いている。しかしながら、収集された  $D_{ap}$  の値は非常にばらついている。暴露環境、経過年数が大きく異なるものを一括して整理している影響が表れているのではないかと考える。

BAMFORTH は上記と同様の整理を行っている<sup>25)</sup>。なお、 $D_{ap}$  を求める際には式(2.17)を用いている。その結果を図-2.12 に示す。明確な  $W/C$  依存性が見られた。また、

全データが土木学会「コンクリート標準示方書（図中にJSCEと表記）」における拡散係数の予測値よりも小さな値であった。

藤田らは、道路構造物における調査を行い、多数の塩分分布データを収集した<sup>21)</sup>。C<sub>0</sub>一定として(2.17)を用いてD<sub>ap</sub>を求めた結果、土木学会「コンクリート標準示方書」の予測式に比べて小さい値がほとんどであった。

以上の結果より、土木学会「コンクリート標準示方書」に回帰式の一例として示された式は安全側の値を示す場合が多いようである。

(2) 暴露環境の影響

ここではD<sub>ap</sub>に及ぼす環境の影響について述べる。まず海洋環境である飛沫帯、干満帯、海中部などの違いについて述べる。そして、室内環境と自然環境の違いについても触れる。

a) 海洋環境下における違い（飛沫帯、干満帯、海中部の違い）

竹田らは海中部、干満帯および海上大気中の違いを調べている<sup>35)</sup>。式(2.17)を用いてD<sub>ap</sub>を求めた結果を図-2.13に示す。干満帯と海中部がほぼ同じで、海上大気中がやや小さめとなっている。

MccarterらはSpray(海上大気中)、Splash(飛沫)、H.T.(High Tide：満潮面付近)、L.T.(Low Tide：干潮面)付近で調べている<sup>29)</sup>。式(2.17)を用いてD<sub>ap</sub>を求めた結果を図-2.14に示す。HT、LTに比べてSplash(飛沫)、Spray(海上大気中)における値の方が小さい。

式(2.17)を用いてD<sub>ap</sub>を求めた場合の結果において、海面から離れるにつれて、すなわち乾燥するにつれて値が小さくなる傾向が見られる。このことは、飛沫帯における拡散係数の設計用値を設定する際には、海面付近の値

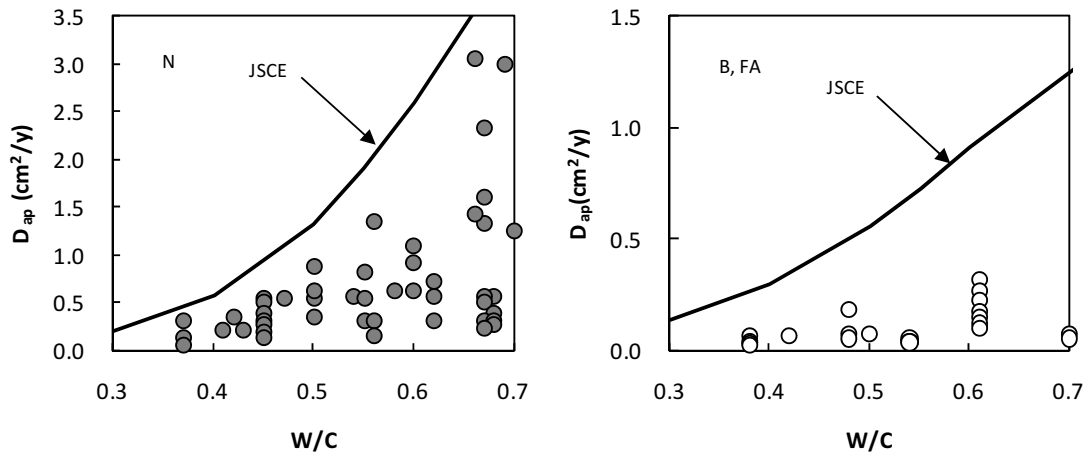
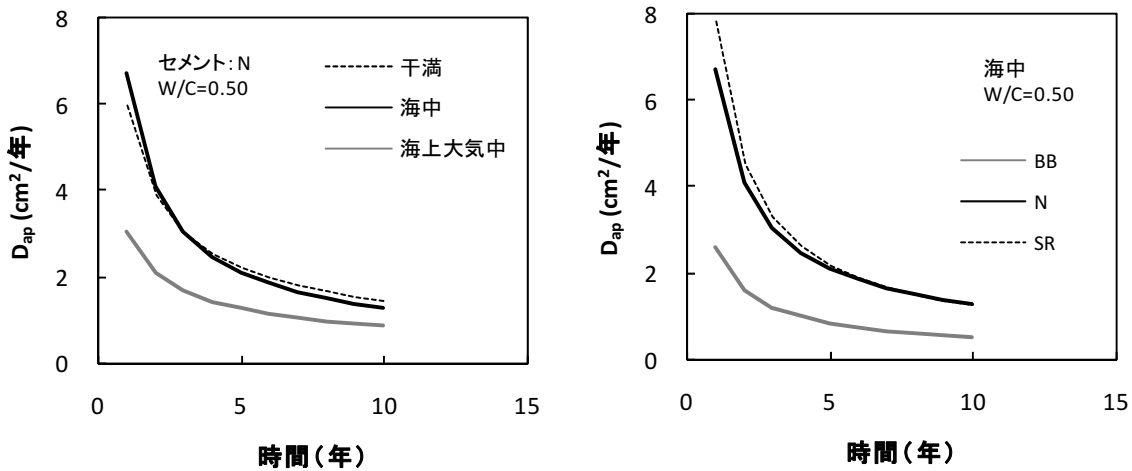


図-2.12 W/CとDの関係<sup>25)</sup>



(環境が異なる場合)

(セメント種類が異なる場合)

図-2.13 D<sub>ap</sub>の時間変化<sup>35)</sup>



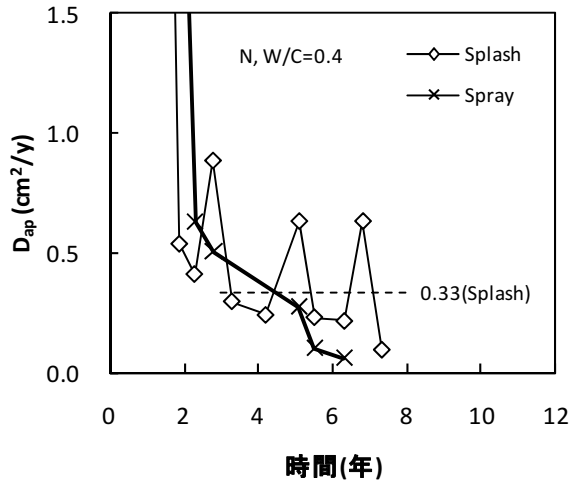
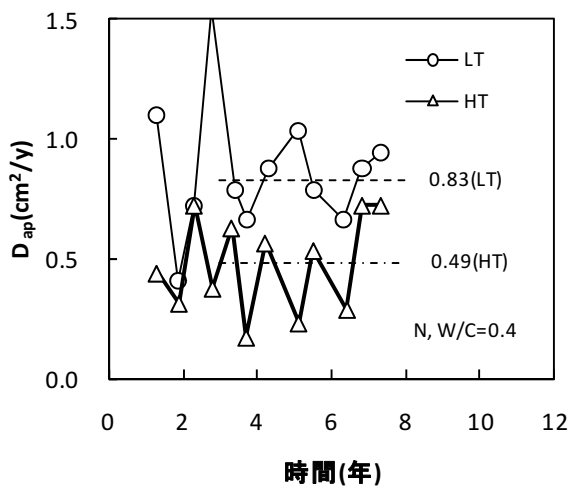


図-2.14  $D_{ap}$  の時間変化<sup>29)</sup>

を用いていれば安全側の値であることを意味している。イオンの拡散には水が必要であり、コンクリートの飽水率 (4.4.2 参照) が小さくなるにつれてイオンが移動しにくくなり、 $D_{ap}$  が低下していると考えられる。Lau ら<sup>28)</sup> も同様の指摘をしている。

b) NaCl 溶液と自然海水の違い

前述のように、Buenfeld<sup>33)</sup>、岩波ら<sup>34)</sup>は、コンクリートが海水と接触すると、コンクリートの表面に水酸化マグネシウムや炭酸カルシウムが析出し、塩化物イオンの浸透を抑制すると述べている。すなわち、室内試験で NaCl 溶液を用いた実験から  $D_{ap}$  を評価した結果と、実環境における調査から  $D_{ap}$  を評価した結果では、結果が異なる可能性がある。

(3) 時間の影響

竹田らは海中部、干満帯、海上大気中における時間変化を調べている<sup>35)</sup>。式(2.17)を用いて  $D_{ap}$  を求めた結果を図-2.13 に示す。時間とともに減少し、収束する傾向がみられる。

Mccarter らは Spray(海上大気中)、Splash(飛沫)、HT、LT 付近で調べている<sup>29)</sup>。式(2.17)を用いて  $D_{ap}$  を求めた結果を図-2.14 に示す。いずれもばらつきは多いが、HT、LT、飛沫の場合は時間とともに一定値に収束している傾向がみられる。Spray(海上大気中)の場合は、減少傾向が続いているように見える。

実環境から採取したデータに対し、式(2.17)を用いて  $D_{ap}$  を求めた場合の結果において、海面から離れている場合すなわちコンクリートの飽水率が低下している場合に、時間とともに低減する傾向が顕著なようである。

次に室内試験結果を紹介する。Khitab らが室内での電気泳動試験により実効拡散係数  $D_e$  (自由塩化物イオンに関するものであり、水和物等による Cl の固定による影響

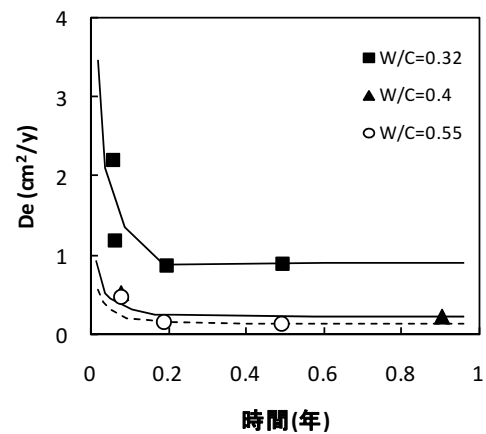


図-2.15 実効拡散係数  $D_e$  の時間変化

がない値。  $D_e \neq D_{ap}$  ) を求めた結果を図-2.15 に示す。実効拡散係数の値は数十日で一定に落ち着いている<sup>42)</sup>。この結果は、拡散係数において時間変化の影響が現れる現象には、水和物等による Cl の固定が影響していることを示唆していると考えられる。

(4) 温度の影響

イオンの拡散現象は温度に依存し、温度が上がるほど拡散係数は大きくなる。松村らは、実験的な検討により、温度と拡散係数の関係を調べている<sup>43)</sup>。以下の式で温度が変化した際の拡散係数が求められる。

$$\log Y = -A \cdot X + B \quad (2.21)$$

$$X = \frac{1}{T} \cdot 1000 \quad (2.22)$$

ここに、Y : 拡散係数( $\text{cm}^2/\text{s}$ )、T : 絶対温度(K)、A : 定数 (W/C=40%の場合 2.27, W/C=50%の場合 1.90, W/C=60%の場合 1.90)、B : 定数 (W/C=40%の場合 0.05, W/C=50%の場合 0.05)

の場合-0.79,  $W/C=60\%$ の場合-0.28), である。

#### (5) まとめ

見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  の値に及ぼす材料の影響については, 水セメント比  $W/C$  が大きく影響している。また, セメントの種類も大きく影響し, 普通ポルトランドセメントに比べて高炉セメントの場合の方が小さくなる。第7章では,  $W/C$  およびセメントの種類に着目し, 拡散係数の評価に関する検討を行う。

暴露環境の影響については, 海中部と干満帯に比べて飛沫帯の方が  $D_{ap}$  は小さくなる事例が多いようである。すなわち海面からの距離も影響しているようである。イオンの拡散には水が影響するのでコンクリートの飽水率が影響していると推測される。第4章では拡散係数に及ぼす飽水率の影響について検討を行う。また第7章では, 同一のコンクリートを異なる環境に暴露した際に得られた拡散係数の比較を行い, 拡散係数に及ぼす環境条件の影響について検討を行う。

時間の影響については, 干満帯だけでなく飛沫帯においても, 数年程度経過すれば一定値に収束する傾向があるようである。だとすれば, 飛沫帯においても式(2.17)が適用可能と判断しても差し支えないと考えられる。第4章では, 本節での調査結果も踏まえ, 飛沫帯環境における式(2.17)の妥当性の検証を行う。

また, 拡散係数には温度も影響しているようである。今回, 平均気温の異なる全国各地の実際の港湾 RC 構造物における拡散係数の調査を行うことで, 温度の影響については間接的に含ませることにした。ただし, 上記の調査では厳密には使用材料は同じではない。厳密には同一材料で温度の違いを検討する必要があるが, 本論文ではその検討は行っていない。また, 長期暴露試験による拡散係数の調査については, 日本国内において平均的な気候(気温)を示す太平洋側の関東地方(神奈川県横浜賀市)に位置する(独)港湾空港技術研究所の暴露施設で行うことにした。これにより, 日本国内における平均的な調査結果が得られることになる。

#### 2.3.7 まとめ

本節では, まず鉄筋腐食のメカニズムを概説し, 一般的な鉄筋腐食照査方法(土木学会「コンクリート標準示方書」)を紹介した後, 腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$ , 照査に用いられる塩化物イオン予測の評価式, 評価式におけるパラメータ  $C_0$  および  $D_{ap}$  に関する既往の知見を整理した。

土木学会「コンクリート標準示方書[設計編]」において, 上述のいずれのパラメータも, 類似の構造物の実績あるいは試験体を用いた実験によって定めることが望ま

しいということを述べている。海洋に位置するコンクリート構造物における鉄筋腐食照査手法を一般的な手法として確立させるためには, 照査の際に用いる設計用値を提示することが望ましい。そのためには実態(データ)の把握が必要不可欠である。しかし, そのデータの蓄積は十分とは言えないのが現状である。実構造物調査や, 実環境暴露試験を行い, データを蓄積させる必要がある。

## 2.4 ステンレス鉄筋の耐食性

### 2.4.1 ステンレス鉄筋の耐食性

ステンレス鋼は, クロムを質量比で 10.5%以上含有した合金鋼である。鋼材表面に酸化したクロムの薄い被膜(不動態被膜)が強固に形成されることにより, 普通鋼より優れた耐食性を有する。

溶液中あるいは大気中での耐食性については, 多くの知見が蓄積されている。しかしながら, コンクリート中においては実構造物における適用事例も少なく, 必ずしも明確になっていない。また, コンクリート中の鉄筋として使用する場合, 腐食が開始する「腐食発生限界塩化物イオン濃度」の設定が求められる。本節では, ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度の検討を行った既往の検討事例を紹介する。

### 2.4.2 ステンレス鉄筋における腐食発生限界塩化物イオン濃度

2.3.3 における通常の鉄筋の場合と同様に, 試験方法により違いが見られる。試験法ごとに既往の研究を紹介する。

#### (1) コンクリート細孔溶液を模擬した溶液を用いた試験

Pedefferri らはコンクリート中の細孔溶液を模擬した溶液(以下, 模擬溶液)を用いて電気化学的手法に基づく評価を行っている<sup>44)</sup>。一般的なステンレス鋼である SUS304 の場合で  $C_{lim}=4$  (%:セメント質量比, 単位セメント量を  $300 \text{ kg/m}^3$  とすると  $300 \times 4 \% = 12 \text{ kg/m}^3$  に換算)程度と報告している。

Sorensen らも同様の試験を実施している<sup>45)</sup>。SUS304 の場合で  $C_{lim}=3.5 \sim 5$  (%:セメント質量比, 単位セメント量を  $300 \text{ kg/m}^3$  とすると  $10.5 \sim 15 \text{ kg/m}^3$  に換算)程度, SUS316 の場合で 8%以上(単位セメント量を  $300 \text{ kg/m}^3$  とすると  $24 \text{ kg/m}^3$  に換算)と報告している。

#### (2) モルタルあるいはコンクリート試験体を用いた試験

##### a) 事前に Cl を混入させる方法

太らはコンクリートを練り混ぜる際に塩化物イオンを混入させた試験体において, SUS304 で  $24 \text{ kg/m}^3$  程度で

も腐食が見られなかったと報告している<sup>46)</sup>。

小林も同様の試験を実施し、SUS304で20 kg/m<sup>3</sup>程度でも腐食が見られなかったと報告している<sup>47)</sup>。

通常の鉄筋の場合と同様に、模擬溶液の結果よりも $C_{lim}$ は大きくなっているようである。

#### b) 外部からClを混入させる方法

a) に比べて事例は非常に少ない。Zoobらは15%NaCl溶液を用い、外部から塩化物イオンを侵入させることにより検討を行っている<sup>48)</sup>。48週経過後に5.5kg/m<sup>3</sup>の塩化物イオンがSUS304の鉄筋位置まで侵入したが、腐食は生じていない。

#### 2.4.3 まとめ

2.3.3において、通常の鉄筋の $C_{lim}$ を評価する際には、塩化物イオンをコンクリート外部から侵入させる方法が、時間はかかるが確実であると判断された。それはステンレス鉄筋においても同様と考える。しかしながら既往の研究事例が少ない。よって第9章では、コンクリート外部から塩分を侵入させる方法を主として検討を進めることにする。この際、実際の環境に近づけるため、コンクリート試験体を実環境に暴露する方法を採用した。

### 2.5 残されている課題および本研究での方針

既往の研究を整理した結果、明確となった課題をまとめる。そして本研究での取り組みの概要を述べる。

#### 2.5.1 海水が作用するコンクリートの劣化

海水が作用するコンクリートの劣化(硫酸塩劣化)に関して、その進行速度が遅いため、劣化の実態が明確となっておらず、結果として確立された予測手法がない。本研究では、海洋環境下における硫酸塩劣化の実態をまず把握し、劣化を表す指標およびそれを用いた予測手法に関する検討を行う(第3章)。

#### 2.5.2 海洋コンクリート構造物における鉄筋腐食

##### (1) 塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択

塩化物イオン拡散予測に用いる評価式は、境界条件(表面塩化物イオン濃度 $C_0$ )を時間一定とみなすか否かによって大きく異なる。海中部・干満帯では境界条件( $C_0$ )一定とした事例が多いが、飛沫帯では一定としない事例の方が多し。しかしながら、栈橋上部工のように満潮面付近あるいは満潮面から1~2mしか離れていない環境においては、大気中というよりもむしろ海中部・干満帯に近いと推測される。

本研究では、まず栈橋上部工近傍における飛沫帯環境がどの程度の湿潤状態であるかを確認するため、栈橋上部工近傍に暴露されたコンクリートの湿潤状態(飽水率)を調べることにする。また、そのような環境での $C_0$ の時

間変化を調べる。これらの結果から、飛沫帯(栈橋上部工近傍)の場合における、塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の妥当性の検証を行う(第4章)。

##### (2) 腐食発生限界塩化物イオン濃度 $C_{lim}$

腐食を促進させる目的で、模擬溶液中で実施した試験や、コンクリート中に塩化物イオンを初期混入させた試験結果の信頼性は高いとは言い難い。一方、実環境、すなわち外部から塩化物イオンを侵入させることによる調査事例は十分とは言い難い。

そこで本研究では、実環境に近い環境での暴露試験を行い、外部から塩分を侵入させることにより $C_{lim}$ の評価を行う(第5章)。

##### (3) 表面塩化物イオン濃度 $C_0$

$C_0$ は環境条件から決まるため、室内試験、解析的検討による評価は難しい。また、わずかな環境の差で値が大きく変わり、ばらつきも多いようである。

そこで、まずは実構造物(特に栈橋上部工)での事例を出来るだけ多く収集する。その収集された結果を基に、 $C_0$ の評価手法の提案を行う(第6章)。

##### (4) 塩化物イオン拡散係数 $D_{ap}$

拡散係数は、コンクリート品質(例:水セメント比)のほか、暴露環境や暴露期間の影響も受けるようである。暴露期間の影響については、数年間経過すると一定値に収束する傾向があるようである。暴露環境の影響については、自然海水に浸漬させた場合と、NaCl溶液に浸漬させた場合とでは、塩化物イオンの拡散メカニズムが異なるようである(特にコンクリート表面付近)。

そこで、まずは長期間が経過した実環境での暴露試験結果および長期間供用された実構造物(栈橋上部工)での調査結果を収集する。その収集された結果を基に、 $D_{ap}$ の評価手法の提案を行う(第7章)。

#### 2.5.3 ステンレス鉄筋の耐食性

通常の鉄筋の場合において、塩化物イオンを外部から侵入させる方法が、時間はかかるが確実であると判断された。それはステンレス鉄筋においても同様と考える。しかしながら既往の研究事例が少ない。

そこで本研究では、実環境に近い環境での暴露試験を行い、外部から塩化物イオンを侵入させることにより $C_{lim}$ の評価を行う(第9章)。

## 参考文献

- 1)Sudjono,A.S., 関博：セメントペースト中の硫酸イオン拡散シミュレーションについて,第 57 回セメント技術大会講演要旨, pp.164-165, 2003
- 2)Santhaman,M., Cohen,M.D., Olek,J. : Mechanism of Sulfate Attack: A Fresh Look: Part 1. Summary of experimental results, Cement and Concrete Research, Vol.32, pp.915-921, 2002
- 3)Atkinson,A and Hearne, J.A. : An assessment of Long term Durability of concrete in Radioactive Waste Respositories, AERE Harwell, AERE-R11465, 1984
- 4)例えば, 守分敦郎, 井坂健二, 福手勤, 羽瀧貴士 : 70 年以上経過した鉄筋コンクリート構造物の干満帯および海中部における耐久性, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.1, pp.829-834, 1997..
- 5)大脇英司, 宇治公隆, 坂井悦郎, 大門正機 : コンクリート構造物の耐久性評価へのピッカース硬さ測定法の応用, セメント・コンクリート, No.638, pp.36-41, 2000.4
- 6)例えば, 取違剛, 渡辺賢三, 横関康祐, 大即信明 : 長期間暴露されたコンクリートの化学的浸食に関するマルチイオン解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.813-818, 2007
- 7)佐藤道生, 細川佳史, 森大介, Johannesson, B., 山田一夫: 海洋コンクリート構造物中を移動する各種イオンの挙動解析とモデル化の提案, コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム 委員会報告・論文集, JCI-C64, pp.293-300, 2004
- 8)細川佳史, 山田一夫, Johannesson, B., Nilsson, L. : 熱力学的相平衡を考慮した Multi-species 物質移動モデルの構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.957-962, 2007
- 9)例えば, 福手勤, 濱田秀則, 山本邦夫 : 海洋環境に 20 年間暴露されたコンクリートの耐久性に関する研究, 土木学会論文集 No.442/V-16, pp.43~52, 1992.2
- 10)広永道彦, 名倉健二, 遠藤孝夫, 小野定, 辻村捷太郎 : 劣化作用を考慮したコンクリート構造物の長期止水性能評価手法の提案, 土木学会論文集 No.502/V-25, pp.63~72, 1994.11
- 11)Hausman,D.A. : Steel corrosion in concrete – How does it occur?-, Materials Protection, Vol.6, No.11, pp.19-23, 1967
- 12)Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M. and Castro, P.: Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar, Cement and Concrete Research, Vol.30, pp. 1047-1055, 2000
- 13)北後征雄, 芦田公伸, 菊田憲弘, 宮川豊章 : 電気化学的手法によるコンクリートの改質と補修効果に関する実証的研究, 土木学会論文集, No.641, V-46, pp101-115, 2000.2
- 14)米澤敏男, Ashworth, V. and Procter, R. P. M. : コンクリート中の鋼材腐食における塩素イオンの限界量について, 第 8 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.141-144, 1986
- 15)堀口賢一, 丸屋剛, 武若耕司 : 自然電位連続モニタリングによる発錆時期推定手法の検討と腐食発生限界塩化物イオン濃度の測定, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp1007-1012, 2006
- 16)Thomas, M. : Chloride threshold in Marine concrete, Cement and Concrete research, Vol.26, No.4, pp513-519
- 17)Lambert, P., Page, C. L. and Vassie, P. R. W. : Investigation of reinforcement corrosion. 2. Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete, Materials and Structures, 1991, Vol. 24, No. 143, pp.351-358
- 18)武田均, 丸屋剛 : ニューラルネットワークを用いたコンクリート構造物中の鉄筋の腐食進行予測, コンクリート工学論文集, 第 9 巻第 1 号, pp133-141, 1998.1
- 19)土木学会コンクリート標準示方書[設計編],pp.110-122, 2007
- 20)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, 2004.5.
- 21)藤田弘昭, 上原子晶久, 津村幸三, 石澤徹 : 青森県日本海沿岸における RC 橋梁の塩害に関する調査, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.2, pp.330-340, 2006.5.
- 22)川村力, 谷村幸裕, 曾我部正道, 鳥取誠一, 長谷川雅志, 東川孝治 : 鉄道構造物の調査に基づくコンクリート中への塩化物イオン浸透に関する研究, 土木学会論文集, No.781/V-663, pp.193-204, 2005.2.
- 23)Kassir, M.K. and Ghosn, M. : Chloride-induced corrosion of reinforced concrete bridge decks, Cement and concrete research, 2002, Vol.32, No.1, pp.139-143
- 24)Mangat, P. S., and Malloy, B. T.: Prediction of long-term chloride concentration in concrete, Materials and Structures, 1994, Vol.27, No.170, pp.338-348
- 25)Bamforth, P B : The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials, Magazine of Concrete Research, Vol.51, No.2, pp.87-96, 1999.04.
- 26)田中邦保, 中川裕之, 横田優 : 外部塩害を受ける海岸部鉄筋コンクリート構造物の腐食劣化進行予測の高度化, 電力土木, No.329, pp.1-5, 2007.5

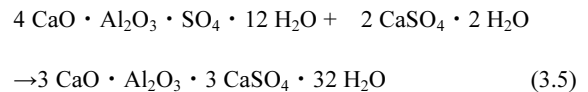
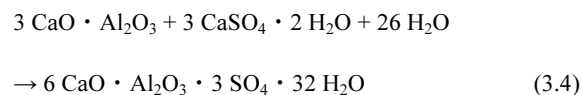
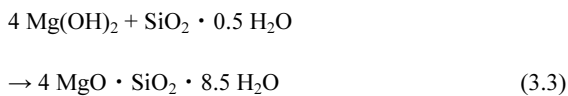
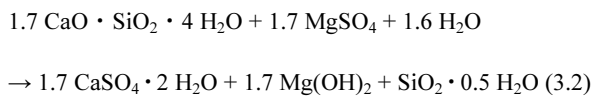
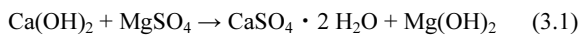
- 27)守分敦郎, 羽瀨貴士, 村松道雄, 北澤真: 棧橋上部工の耐久性照査に用いる表面塩化物イオン量について, 第44回日本学術会議材料連合講演会講演論文集, Vol.22, No.1, pp.11-14, 2000.9.
- 28)Lau, K., Saguess, A.A., Yao, L.: Corrosion Performance of Concrete Cylinder Piles, *Corrosion*, Vol.63, No.4, pp.366-378, 2007.04
- 29)Mccarter, W. J., Linfoot, B. T., Chrisp, T. M., Starrs, G.: Performance of concrete in XS1, XS2 and XS3 environments, *Magazine of Concrete Research*, Vol.60, No.4, pp.261-270, 2008.05
- 30)小牟禮建一, 濱田秀則, 横田弘, 山路徹: RC 棧橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発, 港湾空港技術研究所報告, 第41巻, 第4号, pp.3-37, 2002.12.
- 31)大即信明, 長滝重義, 福手勤, 中下兼次: 港湾での鉄筋コンクリートの塩害に及ぼす海洋環境の影響に関する基礎的検討, 土木学会論文集, No.472, V-20, pp.59-68, 1993.8
- 32)丸屋剛, Tangtermsirikul, S., 松岡康訓: コンクリートの表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化, 土木学会論文集, No.585/V-38, pp.79-95, 1998.2
- 33)Buenfeld, N.R. and Newman, J.B.: The development and stability of surface layers on concrete exposed to sea-water, *Cement and Concrete Research*, Vol.16, No.5, pp.721-732, 1986
- 34)岩波光保・横田弘, Buenfeld, N.: ひび割れを含むコンクリート中の塩分移動に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.917-922, 2006
- 35)竹田宣典, 十河茂幸, 迫田恵三, 出光隆: 種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.599, V-40, pp.91-104, 1998.8
- 36)Collins, F. G., and Grace, W. R.: Specification and testing for corrosion durability of marine concrete: the Austrian perspective, *Proceedings of Fourth CANMET/ACI International conference*, Sydney, Australia, 1997, pp.757-776
- 37)Mohammed, T. U. and Hamada, H. : Durability of concrete made with different water-reducing chemical admixture in tidal environment, *ACI materials Journal*, pp.194-202, May-June 2003
- 38)後藤誠史, 茂啓二郎, 高木達雄, 大門正機: セメント硬化体の細孔径分布とイオンの拡散, セメント技術年報, Vol.36, 49-52, 昭和57年
- 39)Page, C. L., Short, N. A. and Tarras, A. : Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes, *Cement and Concrete Research*, Vol. 11, pp. 395-406, 1981.
- 40)例えば, 山本 明雄, 本橋 賢一, ミスラ スディール, 堤 知明: コンクリートの塩化物浸透性に及ぼす施工条件の影響, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集第5部, 312-313頁, 1991
- 41)吉田行, 田口史雄, 名和豊春, 渡辺宏: 高炉スラグ微粉末を用いた改質ビーライト系セメントコンクリートの塩分浸透に及ぼす諸要因の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, 2004
- 42)Khitab, A., Lorente, S., Ollivier, J. P. : Predictive model for chloride penetration through concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol.57, No.9, pp.511-520, 2005.11
- 43)松村卓郎, 白井孝治, 三枝利有: コンクリート中の塩化物イオン拡散係数に与える温度の影響, *材料*, Vol.52, No.12, 2003.12.
- 44)Pedefferri, P., Bertolini, L., Bolzoni, F., Pastore, T. : Behavior of stainless steel in concrete, *Repair and rehabilitation of reinforced concrete structures: The state of art*, American Society of Civil Engineers, 1998.
- 45)Sorensen, B., Jensen, P.B. and Maahn, E. : The corrosion properties of stainless steel reinforcement, *Corrosion of reinforcement in concrete*, Elsevier, pp.601-610, 1990
- 46)太星鎬, 野口貴文, 兼松学, 宇城工: 塩化物イオンを含んだコンクリート中の各種 Cr 鋼防食鉄筋の腐食抵抗性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.803-808, 2003
- 47)小林孝一: ステンレス筋で断面補修した塩害 RC 部材内のマクロセル腐食に関する基礎的研究, 土木学会第59回年次学術講演会, pp.513-514, 2004.9
- 48)Zoob, A.B., Le Claire, P.J. and Pfeifer, D.W.: Corrosion protection tests on reinforced concrete with solid stainless steel reinforcing bars for Joslyn stainless steels, *Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. Report*, 1985

### 3. 海洋環境下におけるコンクリートの劣化性状 および劣化指標に関する検討

#### 3.1 序論

海洋環境下におけるコンクリート自体の劣化の主要因は硫酸塩劣化であると想定されるが、その劣化の進行速度は緩やかであることが知られている。しかしながら、長期間にわたって海洋環境下でコンクリート構造物を使用するためには、たとえその劣化の進行が緩やかであっても、その進行速度を定量的に把握し、将来の予測を行う手法が必要である。

上述の硫酸塩劣化のメカニズムについては、ある程度明確になりつつある。文献 1)2)では、硫酸塩劣化は4段階で進むとしている。また、その際に生じる化学反応式を以下にまとめて示す。また、イメージ図を図-3.1に示す。



まず初期に、 $\text{Mg}^{2+}$ と $\text{SO}_4^{2-}$ が水酸化カルシウム( $\text{Ca(OH)}_2$ )と反応して、コンクリート表層に水酸化マグネシウム( $\text{Mg(OH)}_2$ :brucite)と硫酸カルシウム( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ :gypsum)の2つの層が生成される(STEP1, 式(3.1))。そして、その後は $\text{SO}_4^{2-}$ の方が $\text{Mg}^{2+}$ より先に内部に侵入して、bruciteとgypsumの層の内部でettringite( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ )が生成する(STEP2, 式(3.4)と(3.5))。このettringiteの膨張圧で内部に微細なひび割れが生じる(STEP2)。また、この時点になると $\text{Mg}^{2+}$ とC-S-Hが反応してM-S-H( $4\text{MgO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 8.5\text{H}_2\text{O}$ )が生じ(STEP3, 式(3.3))、このM-S-Hの強度が低いため、ettringiteの膨張圧による劣化をさらに促進させる。そして、最後には表面の $\text{CaSO}_4$ および $\text{Mg(OH)}_2$ の2層も内部からの膨張圧で破壊され、劣化が進行するとしている(STEP4)。すなわち、 $\text{Mg}^{2+}$ と $\text{SO}_4^{2-}$ が共存する環境下においては、 $\text{SO}_4^{2-}$ だけでなく $\text{Mg}^{2+}$ も硫酸塩劣化に寄与する。

また、海洋環境下における劣化の要因として、硫酸塩劣化のほかに、海水が接することによる水和物の溶脱も考えられる。この溶脱が生じるコンクリート部分ではCaやSiの濃度減少が生じる。この溶脱についての既往の研究は多く行われている。

これまで述べたように、海洋環境下における劣化メカニズムはある程度明確になってきている。劣化の進行速

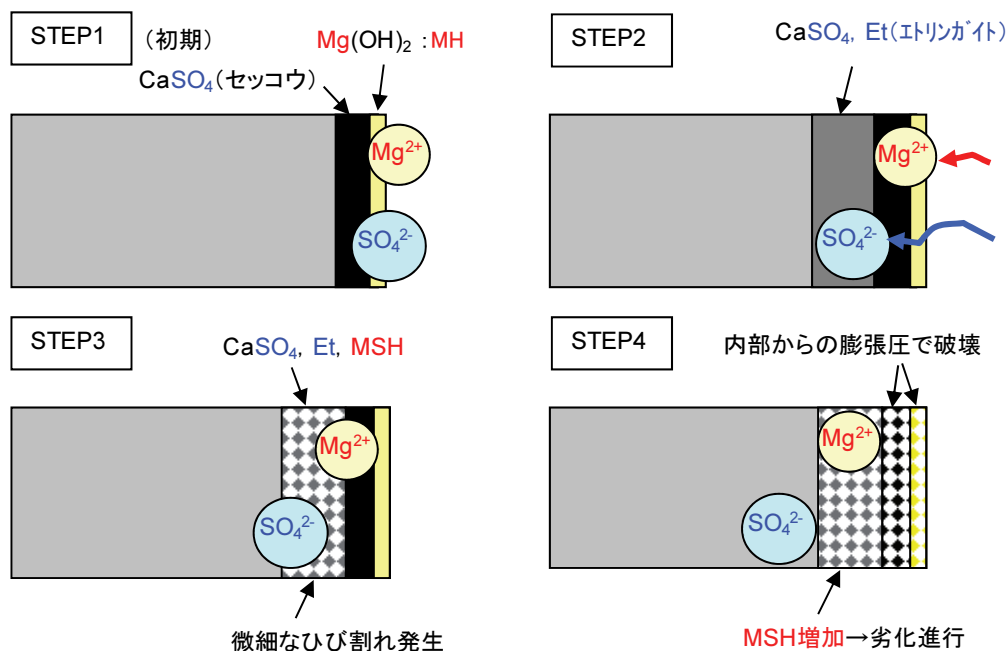


図-3.1 劣化メカニズム (文献 1) 2)を参考)

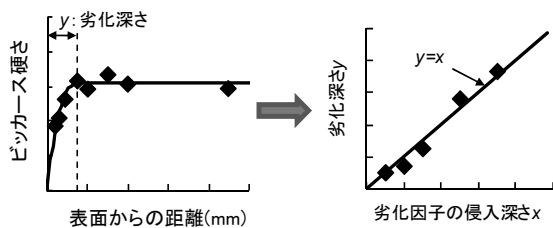


図-3.2 劣化深さおよび劣化指標の求め方のイメージ

度を予測する手法については、解析的モデルを設定した予測手法<sup>例え ば 3)</sup>や、硫酸塩による劣化深さが時間に比例するという工学的なモデル<sup>4)</sup>による手法等が提案されている。しかし、一般的な手法として確立されていないのが現状である。この理由として、海洋環境下における劣化進行に関するデータが少ないことが考えられる。そこで本論文では、海洋環境下で長期間暴露された多数の試料に対して、劣化進行の状態を把握することとした。

劣化の進行を予測する際に、理想としては、実際のメカニズムを正確に再現したモデルあるいは劣化の進行を表す指標が必要である。しかし、工学的には、多少厳密性に欠けたとしても、劣化の進行状況と相関性の高い指標が存在すればそれを指標として使用することも可能であると考えられる。そこで本論文では、劣化の進行状況と相関の高い劣化指標を探し出すこととした。ここで本論文では、海水が作用するコンクリートにおける劣化が以下の2条件を満たすと仮定している。1)劣化は表面から徐々に進行する。2)その劣化の深さ(進行範囲)と相関の高い因子が存在する(図-3.2参照)。

劣化が表面から徐々に進行する場合、劣化を表す指標

としては、圧縮強度のような平均的な指標よりもむしろ、分布として強度をとらえることのできるピッカース硬さ<sup>5)</sup>がよく用いられる。図-3.2はピッカース硬さ分布の例である。表面付近で値が低下し、内部で一定となっている。このような結果において、表面に向かって強度が低下し始める点までの距離(図-3.2中のy)はコンクリートが劣化している範囲(劣化深さと呼ぶ)を表していると考えられる。なお、海水が作用するコンクリートにおいて、このような劣化が生じる原因としては、前述したように、 $SO_4^{2-}$ による ettringite の生成に伴う膨張、 $Mg^{2+}$ によるC-S-HのM-S-Hへの変化による強度低下、 $Ca(OH)_2$ の溶脱等を考えている。

この劣化深さと相関の高い因子(劣化因子)を見つけ出せば、それが劣化指標となり得る(図-3.2右図参照)。劣化因子としては、前述の $SO_4^{2-}$ 、 $Mg^{2+}$ あるいはClといった元素の侵入深さやCaやSiの溶出深さ(濃度が低下している範囲)などが挙げられる。これらの元素の侵入・分布状況の測定には、EPMA(Electron Probe Micro Analyzer)が非常に適しており、本章でも採用した。

また、劣化因子としては、コンクリートにおける非常に簡易な劣化指標である中性化深さも挙げられる。中性化には、二酸化炭素(炭酸イオン)と反応する炭酸化、水和物の溶脱などが含まれる。以下、海洋環境の区分を高湿潤環境である「海中部・干満帯」と、比較的乾燥環境である「飛沫帯」に分け、中性化の要因を整理する。炭酸化による中性化は、海中部・干満帯においては進みやすく、飛沫帯においては比較的進みやすいと考えられる。一方、溶脱に起因する中性化においては、常時は水に接していない飛沫帯では進みやすく、海中部・干満帯

### 3章 海洋環境下におけるコンクリートの劣化性状および劣化指標に関する検討

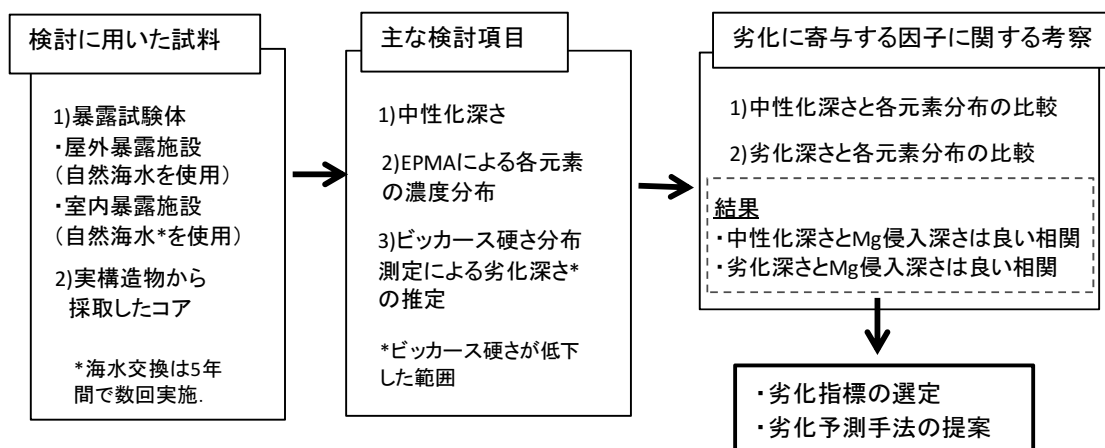


図-3.3 第3章の検討フロー

表-3.1 コア一覧<sup>6)</sup>

( - : 未測定)

港名 (構造形式)	部材	経過年数 (年)	暴露環境	H.W.L. からの 距離(m)	主な調査結果											
					圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	中性化 深さ (mm)	C <sub>0</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /年)	空隙率 (mL/mL)	各元素濃度の侵入深さ, 最大深さ, 低下範囲(mm)						
										Cl(y <sub>cl</sub> )	Mg	S(最大)	S	Ca	Si	C
A港 (栈橋)	スラブ	39	飛沫	1.15	-	0.0	9.5	1.12	0.184	-	-	-	-	-	-	-
				1.15	-	9.6	16.4	0.63	0.160	-	-	-	-	-	-	
	はり			0.68	41.2	3.9	16.7	1.13	0.169	-	-	-	-	-	-	
				0.89	-	2.1	25.1	0.52	-	-	-	-	-	-	-	
				0.30	-	1.1	10.9	0.72	-	-	-	-	-	-	-	
				0.69	-	0.0	11.6	0.96	0.187	-	-	-	-	-	-	
B港 (栈橋)	スラブ	35	飛沫	1.35	-	3.5	5.0	0.35	0.143	5.5	-	2.0	5.9	5.5	5.1	-
				1.35	-	2.5	12.3	0.18	0.157	-	-	-	-	-	-	
	はり			0.76	31.8	4.0	8.6	0.33	0.152	-	-	-	-	-	-	
				0.65	-	2.0	8.7	0.19	0.157	19.9	3.8	5.9	14.2	26.4	8.9	6.1
C港 (栈橋)	スラブ	40	飛沫	0.90	-	5.0	16.2	0.07	0.124	6.0	4.5	1.1	7.8	16.4	5.9	8.8
				はり	0.17	42.8	-	15.8	0.10	0.107	8.4	-	4.4	9.8	7.6	5.4
D港 (栈橋)	スラブ	19	飛沫	1.00	-	2.5	10.1	0.54	0.144	11.4	-	1.4	7.3	1.3	1.4	-
				1.00	-	3.5	15.2	0.38	0.167	-	-	-	-	-	-	
	はり			0.39	41	3.0	13.9	0.76	0.177	6.0	4.5	1.2	7.6	16.4	5.8	8.5
				0.39	-	-	13.4	0.82	0.165	5.3	-	2.1	10.2	5.6	5.1	-
E港 (栈橋)	スラブ	21	飛沫	0.51	-	6.8	3.7	0.31	0.161	-	-	-	-	-	-	
				0.51	-	6.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	はり			0.16	-	10.0	2.7	1.16	0.188	-	-	-	-	-	-	
				0.16	-	10.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	干満		-0.14	38.4	6.1	15.8	0.41	0.152	-	-	-	-	-	-		
			-0.14	-	10.2	11.6	0.23	0.165	-	-	-	-	-	-		
F港 (防波堤)	側壁	29	飛沫	0.25	-	2.5	20.0	2.90	0.201	26.2	3.4	1.6	12.8	21.8	2.5	2.0
				干満	-0.05	-	1.6	16.2	1.33	0.198	16.3	1.9	2.0	12.1	21.8	1.9
G港 (栈橋)	はり	39	飛沫	0.55	-	6.5	6.2	1.49	0.147	23.7	5.1	10.4	25.5	10.5	6.9	12.0
				0.55	-	7.4	9.6	1.38	0.118	32.5	7.0	10.4	31.0	17.4	7.9	7.5
				0.55	-	4.8	6.6	0.82	0.159	-	-	-	-	-	-	-
				0.55	-	6.6	8.4	0.50	0.143	21.3	-	11.6	24.8	12.9	9.1	-

では比較的進みやすいと想像される。しかしながら、実海洋環境における中性化の調査報告は少なく、海洋環境下における劣化と中性化の関係は明確になっていない。

以上のことを踏まえ、本論文では、試料として実海洋環境下で長期間供用された港湾RC構造物から採取されたコンクリートにおけるコアおよび自然海水中に長期間暴露された試験体を用い、その劣化状況を把握することとした。この際、ビッカース硬さ測定を行い、劣化深さを求めた。また、この劣化深さと相関の高い劣化因子を探し出すため、中性化深さ、塩化物イオン濃度分布、EPMAによる各種元素濃度分布の測定を行った。そして、劣化深さと劣化因子の比較を行い、劣化指標の抽出を行った。そしてこの劣化指標を用いた劣化予測手法に関する試験を行った。検討フロー図を図-3.3に示す。

## 3.2 実験概要

### 3.2.1 検討に用いた試料

実海洋環境下で長期間供用された港湾コンクリート構造物から採取したコアおよび自然海水を貯留した水槽に長期間暴露した試験体を試料として用いた。以下、それぞれの概要を述べる。

### (1) 実構造物から採取したコンクリートコア<sup>6)</sup>

表-3.1のA~Gの7構造物からコンクリートコア(φ50mmあるいはφ100mm)を採取した。栈橋上部工のはり場合は側面から、スラブの場合は底面から採取した。防波堤(ケーソン)の場合は側壁から採取した。採取位置については、H.W.L.(朔望平均満潮面)よりやや上、すなわち飛沫帯から採取したものがほとんどである。なお、コンクリート配合および使用材料は全て不明である。なお、全データは文献6)からの引用である。

### (2) 試験体

使用したセメントの一覧を表-3.2に、使用材料および配合一覧を表-3.3に示す。大別すると5ケースに分かれる。セメントは普通ポルトランドセメント(N)、高炉セメ

表-3.2 セメント種類一覧

記号	セメント種類	特徴
N	普通ポルトランドセメント	-
BA	高炉セメントA種	高炉スラグ量:5~30%
BB	高炉セメントB種	高炉スラグ量:30~60%
BC	高炉セメントC種	高炉スラグ量:60~70%
FB	フライアッシュセメントB種	フライアッシュ量:10~20%
AI	アルミナセメント	主成分:アルミン酸カルシウム
E	エコセメント	主原料:都市ごみ焼却灰



表-3.3 試験体における使用材料および配合<sup>8)~14)</sup>

ケース	暴露環境	暴露期間(年)	セメント*	骨材 (表乾密度(g/cm <sup>3</sup> , 吸水率(%))		名称	W/C	単用量(kg/m <sup>3</sup> )				試験体形状(mm)
				細骨材	粗骨材			W	C	S	G	
1 <sup>7)</sup>	干満	15	N1 BA BB1 BC FB	酒匂川産川砂 (2.64, 1.82)	酒匂川産川砂利 (2.76, 1.10)	N1-45	0.45	162	360	738	1110	φ150×300
						BA-45	0.45	158	351	758	1094	
						BB1-45	0.45	160	355	736	1108	
						BC-45	0.45	162	360	714	1120	
						FB-45	0.45	158	351	738	1110	
2 <sup>8)</sup>	干満	12	N2	福岡県産砕砂(2.69, 1.64)	福岡県産砕石(2.82, 0.44)	N2-50	0.50	178	356	786	1048	φ100×200
						N2-55	0.55	178	324	798	1064	
				N2-60	0.60	178	293	810	1080			
				再生細骨材(R1) (2.31, 9.02)	再生粗骨材(R1) (2.60, 2.66)	N2R1-60	0.60	157	262	661	1116	
3 <sup>9)~11)</sup>	海中	30	N3 N3' H BB3 BB3' A1	神奈川県相模川産川砂(2.61, 2.52)	神奈川県相模川産川砂利(2.65, 1.05)	N3-53	0.53	153	290	740	1261	φ150×300
						N3'-55	0.55	158	290	734	1251	
						H-53	0.53	154	290	738	1258	
						BB3-52	0.52	152	290	738	1258	
						BB3'-55	0.55	159	290	729	1242	
						A1-52	0.52	151	290	737	1256	
4 <sup>12)</sup>	海中	5	N4 BB4 E EBB E' E'	静岡県産陸砂 (2.60, 1.56)	茨城県産砕石 (2.64, 0.98)	N4-50	0.50	160	320	798	1027	φ150×300
						BB4-50		154	308	800	1038	
						E-50		158	316	780	1050	
						EBB-50		158	316	774	1041	
	干満			E'-50	158	316		780	1050			
				E'-50								
				E'-50								
				E'-50								
5 <sup>11)13)14)</sup>	室内水道水	5	N5	千葉県木更津産山砂(2.64, 1.82)	北海道上磯産砕石(2.70, 0.33)	N5-55	0.55	158	288	786	1094	φ100×200
	再生細骨材(R2) (2.25, 12.3)					再生粗骨材(R2) (2.50, 4.86)						

N: 普通ポルトランドセメント, BB: 高炉セメントB種. 後の数字はケース番号-W/C

BA・BC: 高炉セメントA種・C種, FB: フライアッシュセメントB種, A1: アルミナセメント, E: エコセメント

N3', BB3': N3およびBB3にセッコウ添加, EBB: Eの50%を高炉スラグ微粉末で置換, E': Eと同種(打設時期が異なる)

ントA種(BA), B種(BB), C種(BC), フライアッシュセメントB種(FB), 早強ポルトランドセメント(H), アルミナセメント(A1), エコセメント(E)の計8種類を用いた. なお, ケース2ではNおよびBBで石こうを増量(SO<sub>3</sub>で2mass%)させている. 骨材は天然細・粗骨材および再生細・粗骨材を用いた. 混和剤はAE減水剤を用いた. なお, ケース1については既報7)の残試料を用いて空隙率測定を追加で行った(その他のデータは既報を引用). ケース2については既報8)の試料(材齢1年まで報告済)に対して材齢12年後の試験を行った. ケース3については既報9~11)のデータの引用である. ケース4については既報12)の残試料に対して, ビッカース硬さ測定を行った(その他のデータは引用). ケース5については既報11), 13), 14)のデータの引用である.

以下, 試験体の暴露環境について述べる. ケース1~4の試験体は(独)港湾空港技術研究所内の海水循環水槽の干満部(干満)および海中部(海中)に試験体を暴露した. 神奈川県久里浜湾の自然海水を貯留させ, 強制的に水位変動(2回/日)を生じさせることが可能な施設である. 自然海水の水質を表-3.4および水槽内の水位変動を図-3.4に示す.

ケース5の試験体は, 恒温室(20°C)内に設置した水槽に設置した. この水槽には上述の自然海水および水道水を貯留させた. なお, 水の交換は浸漬期間(5年間)中に数回行った. 試験体取り出し時の水質は, pHは水道水が8.4, 海水が9.1, 海水中の塩化物イオン濃度が

表-3.4 自然海水水質

pH	化学成分(g/L)						
	Na	K	Ca	Mg	Cl	SO <sub>4</sub>	CO <sub>3</sub>
8.03	10.1	0.39	0.38	1.18	17.1	2.41	0.07

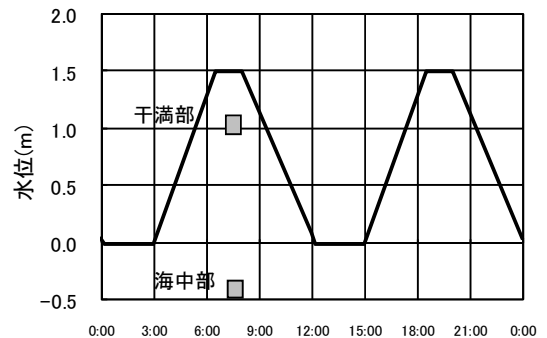


図-3.4 海水循環水槽における水位変動

表-3.5 試験体における主な調査結果

ケース	名称	経過年数(年)	環境	主な調査結果												
				圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		中性化深さ(mm)	C <sub>0</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /年)	空隙率(mL/mL)	各元素濃度の侵入深さ、最大深さ、低下範囲(mm)					劣化深さ(mm)	
				28日	調査時					Cl(y <sub>cl</sub> )	Mg	S(最大)	S	Ca		Si
1	N1-45	15	干満	37.5	45.7	0	10.60	0.43	0.143	1.0	0.0	不明確	1.4	1.0	-	-
	BA-45			38.1	41.9	0	12.90	0.20	0.165	5.0	2.2	1.8	4.0	5.0	-	-
	BB1-45			33.5	41.4	0	16.10	0.10	0.173	4.6	0.0	1.6	不明確	1.8	-	-
	BC-45			29.5	37.1	0	8.20	0.08	0.140	9.2	1.8	5.2	不明確	5.4	-	-
	FB-45			46.0	37.0	0	24.00	0.11	0.150	6.4	0.0	不明確	不明確	6.4	-	-
2	N2-50	12	干満	37.5	-	0	-	-	-	3.9	1.0	0.8	3.4	3.8	1.1	1.0
	N2-55			38.1	-	0	-	-	-	3.3	0.9	0.8	2.5	3.1	1.2	0.8
	N2-60			33.5	-	0	-	-	-	1.8	1.0	不明確	2.3	0.9	0.9	0.8
	N2R1-60			29.5	-	0	-	-	-	2.8	1.1	不明確	2.3	3.0	不明確	0.9
3	N3-53	30	海中	35.9	47***	5	-	-	0.119	12.8	2.6	2.4	12.0	13.6	-	0.9
	N3-55			-	-	-	-	-	0.125	20.0	6.0	3.2	21.8	14.0	-	5.7
	H-53			41.7*	46***	5	-	-	0.121	11.2	5.0	5.0	11.0	11.2	-	4.7
	BB3-52			37.2	46***	2	-	-	0.116	7.0	3.8	3.2	8.4	5.6	-	5.1
	BB3'-55			35.6	-	-	-	-	0.125	6.4	4.4	2.4	5.4	3.2	-	2.9
	AI-52			41.9**	35***	2	-	-	0.095	4.8	0.0	0.8	5.2	1.4	-	1.0
4	N4-50	5	海中	44.9	63.9	0	6.14	0.39	-	2.2	0.0	0.8	不明確	不明確	1.2	1.2
	BB4-50			43.2	70.2	0	8.38	0.12	-	3.0	0.0	0.8	不明確	不明確	1.2	1.9
	E-50			40.7	44.6	0	9.56	0.42	-	2.8	0.0	1.2	不明確	不明確	1.0	1.5
	EBB-50			36.2	74.3	0	7.63	0.33	-	1.2	0.0	0.8	不明確	不明確	2.2	-
	E'-50			35.6	40.4	0	7.76	1.33	-	3.6	0.0	1.4	不明確	不明確	1.2	-
	E''-50		35.6	41.9	0	16.09	1.47	-	3.8	0.0	2.0	不明確	不明確	1.2	-	
5	N5-55	5	室内水道水	50.4	57.7	-	-	-	0.148	0.0	0.0	不明確	不明確	不明確	不明確	0.5
	N5-55		室内海水	47.2	39.2	-	-	-	0.144	13.7	2.6	2.4	11.7	2.4	2.4	0.9
	N5R2-55		33.7	27.4	-	-	-	0.252	9.7	2.3	1.9	9.3	9.1	1.8	0.8	

\*7日, \*\*1日, \*\*\*60×60×60mm角柱を切り出して実施<sup>(1)</sup>

-:未測定

23.3g/Lであり、海水中のpHおよびCl濃度が自然海水に比べて若干高めであった。

### 3.2.2 調査項目

以下に調査項目一覧を示す。なお、前述の表-3.1および表-3.5には調査結果一覧も掲載した。

#### (1) 圧縮強度・静弾性係数

コアおよび試験体の圧縮強度についてはJIS A 1107、静弾性係数についてはJIS A 1149に準拠して測定した。試験体形状はφ100mm、長さ200mmを標準とした。なお、3.2.1(1)で採取したコアにおいて、直接海水に接する最表面から数cmの箇所を除去したものをを用いた。そのため、コアの圧縮強度試験に関しては、海水による作用を受けた部分の大半は除去されていることになる。

#### (2) 中性化深さ

JIS A 1152に準拠して測定した。コアの側面あるいは試験体の割裂面にフェノールフタレイン溶液を噴霧し、変色した部分までの距離を各コアで数点測定し、その平均値を中性化深さとした。

#### (3) 塩化物イオン濃度

JIS A 1154に準拠して測定した。採取したコアを10mm

程度の厚さで切断し、粗・微粉碎後、硝酸で溶解させ、電位差滴定法によりコンクリート中の全塩化物イオン濃度を測定した。

#### (4) EPMAによる各種元素濃度分布測定

EPMAを用い、JSCE G574-2005に従い、数種の元素濃度分布を測定した。コアの場合は表面から深さ80mm程度まで、試験体の場合は深さ40mmまでを試料として用いた。なお、今回試料の表面に骨材の露出は見られなかった。分析条件は、加速電圧15kV、照射電流10nA、プローブ径50μm、ピクセルサイズ100μm、計測時間40msec/pixelである。Ca(CaO)、Si(SiO<sub>2</sub>)、Cl、S(SO<sub>3</sub>)、Mg(MgO)、Na(Na<sub>2</sub>O)、C(CO<sub>2</sub>)の7元素の質量濃度分布を測定した。また、質量濃度は採取試料幅(コア:45mmあるいは75mm、試験体:40mm程度)の範囲の平均値を求め、骨材部分の数値は除去した。EPMAによるCl侵入状況測定結果の例を図-3.5に示す。骨材部分でClが浸透していないことが分かる。3.3.4で示す図-3.10および3.11は、この骨材部分を除去したデータを用い、測定に用いた試料の全幅で平均したものである。

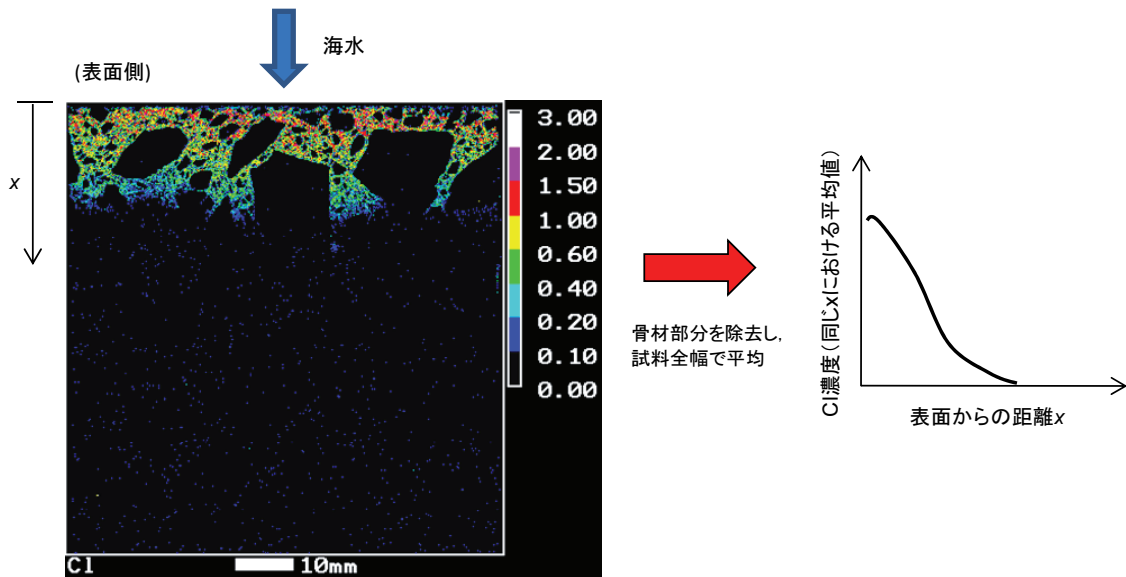


図-3.5 EPMAによるCl侵入状況の測定事例

(5) ビッカース硬さ

試料を切り出した後、切断面に対して研磨紙などを用いて研磨を行った後、ビッカース硬さの測定を行った。なお、ビッカース硬さは下式により求めた。

$$HV = k \frac{2F}{d^2} \sin\left(\frac{a}{2}\right) \quad (3.6)$$

ここで、 $HV$ : ビッカース硬さ、 $k$ : 定数( $1/g=1/9.806\dots$ )、 $F$ : 試験力(N)、 $d$ : くぼみの2方向の対角線長さの平均(mm)、 $a$ : 圧子の対面角( $136^\circ$ )、である。

試験条件一覧を表-3.6に示す。試験に用いた試料サイズは $20 \times 20$ mm程度である。試験体によって測定深度や1深度における測定点数が異なっている。ケース5では1深度における測定点数を5点としたが、ビッカース硬さの測定値にはばらつきが大きいため、他のケースでは10点、20点に増加させた。

(6) 空隙率

コアおよび試験体1,3においては、試験体内部(表面から40mm以深)から約10mm厚さで試料(30~40g程度)を切り出し、コンクリートの飽和質量 $W_s$ (g)、乾燥質量 $W_d$ (g)および飽和時の容積 $V_s$ ( $\text{cm}^3$ )を測定し、次式で空隙率 $P$ を求めた<sup>15)</sup>。

$$P = \frac{W_s - W_d}{V_s \cdot \rho_w} \cdot 1 \quad (3.7)$$

ここで、 $\rho_w$ : 水の密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )である。なお、 $W_s$ は水道水中に7日間以上浸せきさせた後に測定し、 $W_d$ は $105^\circ\text{C}$ の環境に7日間以上放置した後に測定した。

ケース5においては、試験体内部(表面から40mm以深)から5~10mm程度に粉砕した小片を20~30g程度採取し、上記と同様の方法で空隙率 $P$ を求めた。全測定結果を表-3.1および表-3.5に示す。

### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 圧縮強度・静弾性係数

図-3.6に、飛沫帯に位置する実構造物から採取したコアの圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。なお、図中の曲線は「コンクリート標準示方書[構造成能照査編]<sup>16)</sup>」の値である。また、 $24 \text{ N}/\text{mm}^2$ は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の初版<sup>17)</sup>に示された、RC構造物の設計基準強度の値である。全てのコアが $24 \text{ N}/\text{mm}^2$ を上回っていた。しかしながら、E港の静弾性係数の値は、他のコアの値や、文献16)の値と比べて1/2程度の値を示した。アルカリ骨材反応(ASR)の可能性を疑い、コンクリートの薄片試料による観察を行った結果、ASRゲルが確認された。なお、粗骨材は隠微晶石英を含む片岩であった。

試験体の暴露前および調査時の圧縮強度を図-3.7に示す。材齢(5, 15および30年)に関係なく、ほとんどの試験体において、調査時の圧縮強度が暴露前の強度を上回っている。ただし、暴露前と調査時の間の強度変化が分からないため、調査時において強度が増加あるいは減少しているのかは判断できない。

表-3.6 ビッカース硬さ試験条件

ケース	負荷荷重(N)	測定深度(mm):計8深度	1深度当りの測定点数
2	2.942	0.4, 0.6, 0.9, 2, 3, 5, 10, 15	20
3	2.942	0.4, 0.6, 0.9, 2, 4, 5, 9	10
4	2.942	0.4, 0.6, 0.9, 1.5, 2, 3, 4, 9	20
5	0.098	0.4, 0.6, 0.9, 2, 3, 5, 10, 15	5

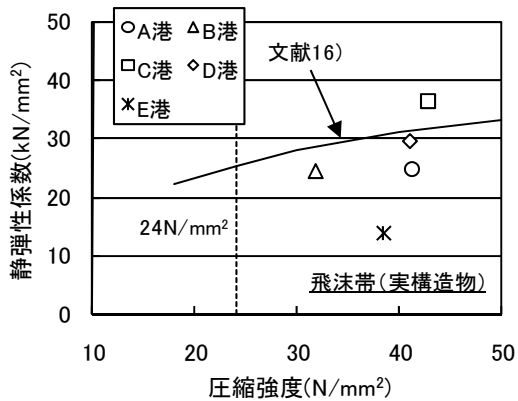


図-3.6 圧縮強度と静弾性係数の関係  
(飛沫帯：実構造物)

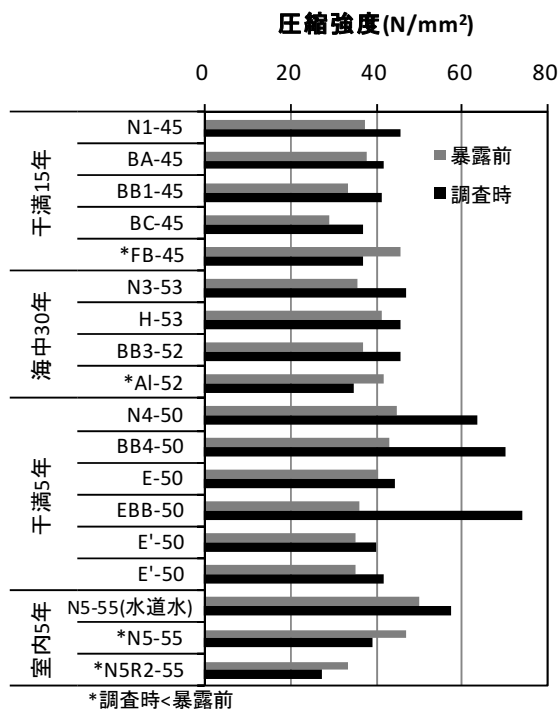


図-3.7 暴露前後の圧縮強度（試験体）

今回、調査時の強度が下回ったのは、FB-45、AI-52、N5-55、N5R2-55 の 4 ケースであった。以下、値が低下した理由について考察する。AI-52（アルミナセメント）の場合は、水和生成物の相変化により強度低下が生じるとされており、その影響が表れたものと推測される。FB-45（フライアッシュセメント B 種）の場合については理由は不明である。試験体製作時に締固め不良などの不具合が生じていたのかもしれない。N5-55、N5R2-55 については、自然海水を貯留した室内水槽に暴露されていた。今回、屋外環境に暴露した試験体において強度低下が見られたものは非常に少ないため、自然海水を貯留した室内水槽に暴露したことで、屋外暴露の場合よりも

強度劣化を促進させてしまった可能性がある。この点については、3.3.6(3)でも触れる。

### 3.3.2 中性化深さ

実構造物から採取したコア及び試験体における経過年数と中性化深さの関係を図-3.8 に示す。環境毎（飛沫、干満・海中）別に区分して示した。図中の曲線（実線）は「コンクリート標準示方書[施工編]<sup>18)</sup>」における中性化深さの予測式に、水セメント比  $W/C=0.55$  を代入して求めたものである。 $W/C=0.55$  を用いたのは、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の初版<sup>17)</sup>に、港湾 RC 構造物における  $W/C$  の最大値として示されているためである。なお、N は普通ポルトランドセメント、B は高炉セメント B 種（高炉スラグ置換率 0.45 と仮定）を表している。

飛沫帯（実構造物）の場合、セメントが N で  $W/C=0.55$  の場合の予測式の値と同等あるいはそれ以下の値を示した。また、図中の点線は文献 9) における中性化深さの予測結果である。これは、試験体ケース 3 と同じ配合（6 種類）の試験体を海水循環水槽の干満部に 20 年暴露後に中性化深さを測定し、中性化速度係数（6 種類の配合の平均値）を求めたものである。文献 18) の予測式の 6 割程度の値を示している。大半がこの値と同等あるいは以下であった。一般的に言われているように、海洋環境においては中性化が比較的進行しにくいことがわかる。

干満帯・海中部の場合については、5～15 年の中性化深さがゼロであった。この結果を見る限り、中性化の進行は飛沫帯の結果に比べて遅いようである。ただし、E 港の場合に他の傾向が大きく異なった。高炉セメント等の混合セメント使用の可能性も考えられたが、電子顕微鏡観察により未水和高炉スラグは確認されなかった。E 港のコアは、前述のように ASR 反応が生じていた。微細なひび割れなどが生じ、中性化の進行が促進されたのかもしれない。

今回最大の値（経過年数 21 年で 10.2mm）から、一般的な港湾コンクリート構造物の設計供用年数である 50 年後の中性化深さを予測すると、15mm 程度となる。港湾コンクリート構造物における標準的なかぶりの値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の初版<sup>17)</sup>以降、70mm と設定されているため、港湾コンクリート構造物における鉄筋腐食に及ぼす中性化の影響はほとんど無いと考えられる。

### 3.3.3 塩化物イオン濃度分布

実構造物から採取したコア及び試験体ケース 1 で測定した塩化物イオン濃度分布の代表例を図-3.9 に示す。実構造物の場合、H.W.L. からコア採取高さまでの距離（表-3.1 参照）は、-0.14～1.15m と 1m 程度しか異なってい

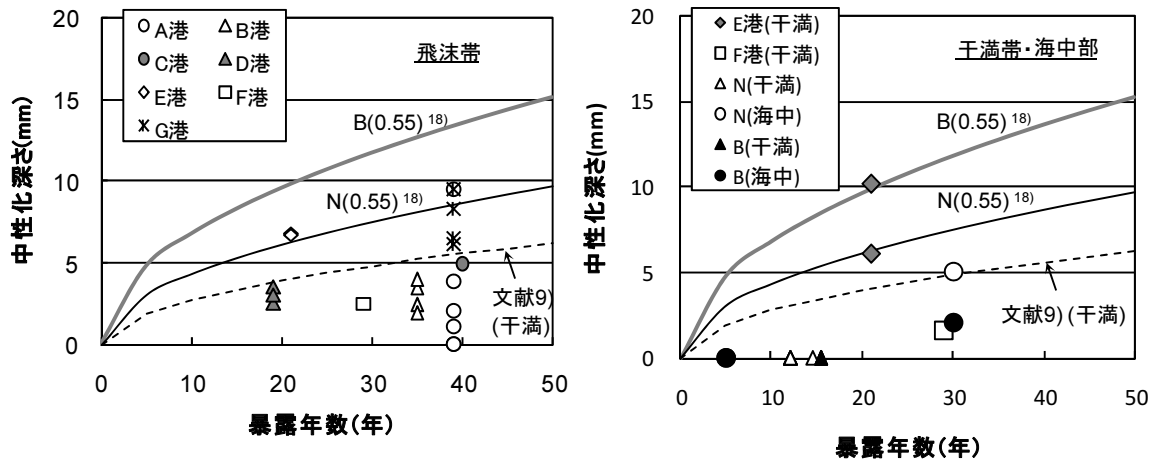


図-3.8 暴露年数と中性化深さの関係

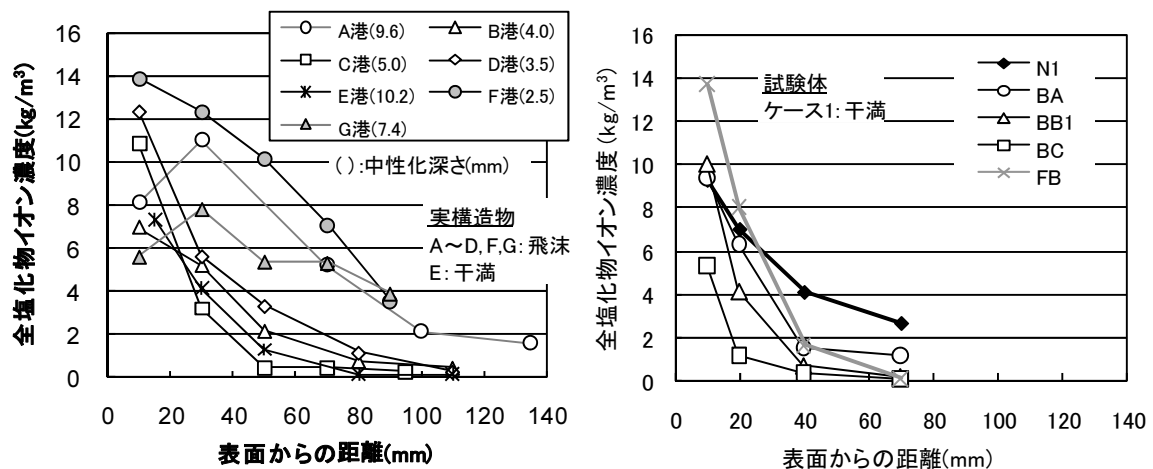


図-3.9 塩化物イオン濃度分布の代表例

ないが、塩化物イオン濃度の分布は大きく異なっている。コア表面部で明確な濃度減少が見られるのは、比較的中性化深さの大きなA港（中性化深さ9.6mm）とG港（中性化深さ7.4mm）であった。今回の結果で中性化深さが最大のE港（10.2mm）の場合、中性化部分を避け、表面から15mm以深しか測定を行っていない。そのため濃度減少が生じている部分が測定されておらず、図-3.9における表面部での濃度減少が表れていないと考えられる。

試験体ケース1においては、セメント種類の影響が明確であり、高炉セメント各種の場合に内部への侵入量が少なくなっている。なお、各試験体において表面での低下は見られなかった。中性化深さは全て0であった。

### 3.3.4 EPMAによる濃度分布

#### (1) 測定結果

コアおよび試験体におけるEPMAによる各元素濃度分布測定結果を図-3.10および図-3.11に示す。なお、実測値のばらつきを少なくするため、実測値を10点の移動平均として再計算した値を示した。各元素の分布に関して、

以下の傾向が明確に現れている。傾向のイメージを図-3.12に示す。同様な測定を行っている既報<sup>3),6),19)</sup>においても、類似した傾向が確認されている。なお、高炉セメントの場合、内在するMg量は普通ポルトランドセメントより多いため、外部から侵入したMgの影響を受けない内部のMg濃度は大きくなっている。しかし、外部からの侵入によるMg濃度の増加量は内部の濃度よりも明らかに大きいため、結果の分析の際には問題はない。

- i) 表面付近でCaやSiが減少している。しかしながら、顕著な減少傾向が確認できるものは少ない。
- ii) 外部からCl, S, Mg, Cが侵入している。これらのうち、最も侵入速度が早いのはClであり、最も遅いのはMgのようである。
- iii) S濃度が高い箇所ではCl濃度が減少している。
- iv) Mg濃度が高い箇所ではS濃度が減少している。

なお、SやMgの侵入は飛沫帯（実構造物のみ）で顕著であり、試験体（干満帯あるいは海中部）では侵入が見られない傾向がある。この原因については3.3.6(3)で考

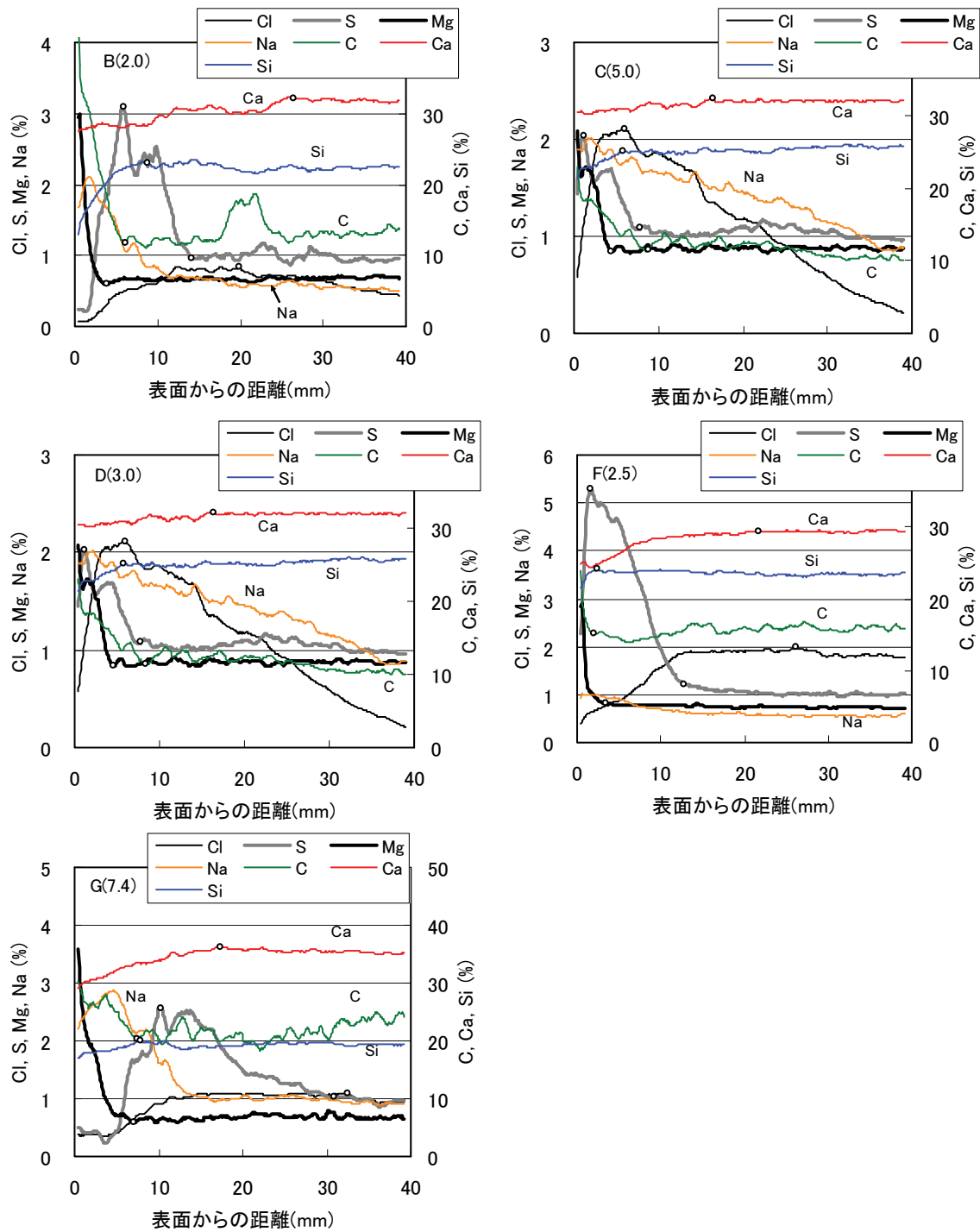


図-3.10 EPMAによる濃度分布測定結果 (図中括弧内の数字は中性化深さ)

察を行う。

(2) 中性化深さとの相関

コンクリートの劣化を表す最も簡易な指標の1つである中性化深さと、各元素濃度が変化する深さとの相関をここでは調べる。中性化の主要因を炭酸化と考えるとCの侵入深さと相関性が高いと推測される。一方、主要因

をセメント水和物の変質や溶脱と考えると、CaやSiが減少している深さと相関性が高いと推測される。また、3.1で述べたように、SやMgはセメント水和物と反応するため、これらの侵入深さとの相関も考えられる。

表-3.7は、中性化深さと各種因子との回帰線( $Y=X$ と仮定)のまわりの標準誤差 $S_e$ を式(3.8)により算出した

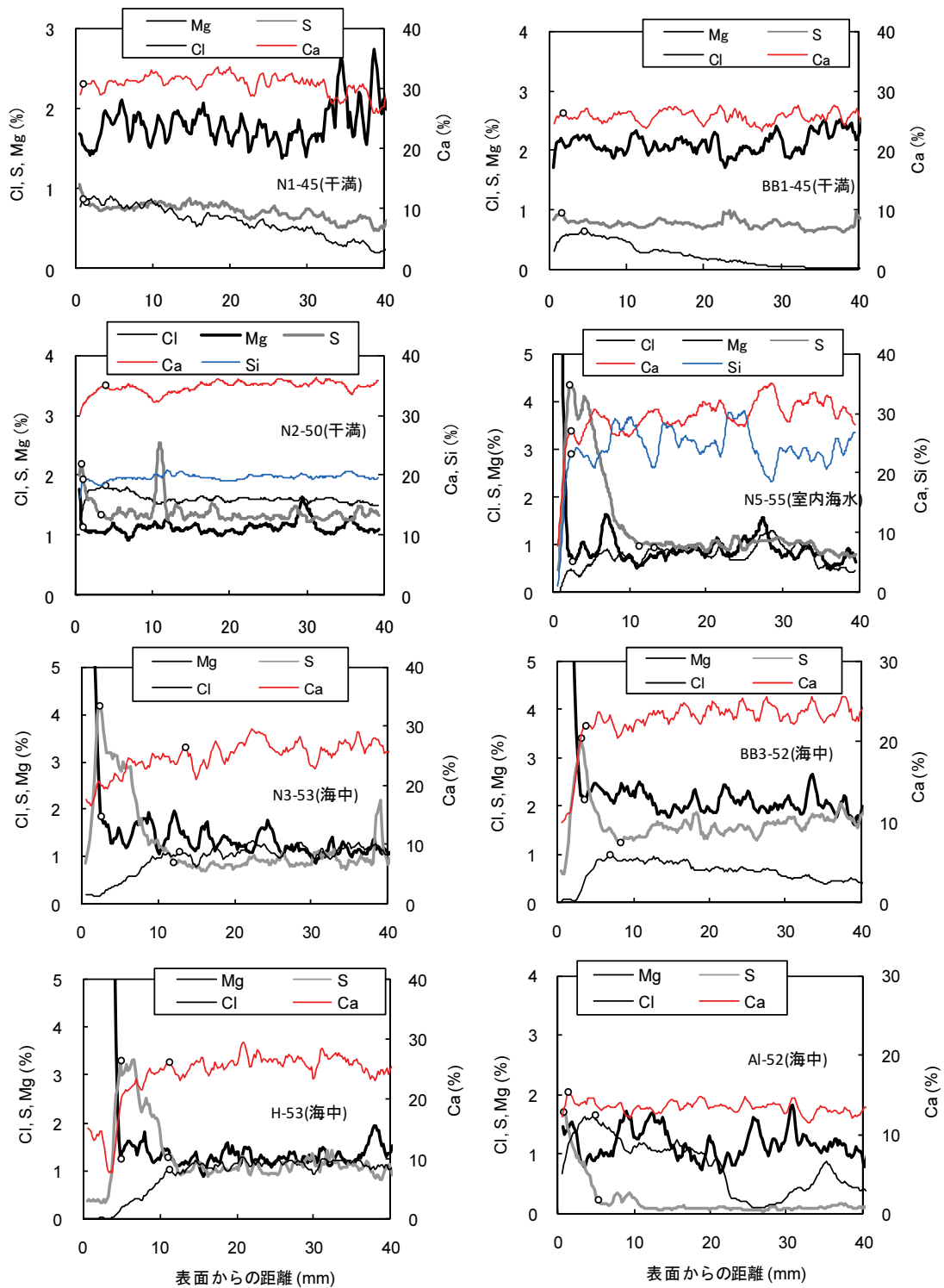


図-3.11 EPMAによる濃度分布測定結果 (括弧内の数字は中性化深さ)

ものである。

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X - Y)^2}{n - 2}} \quad (3.8)$$

ここで、 $X$ : 各種因子 (mm),  $Y$ : 中性化深さ (mm),  $n$ : デ

ータ数である。なお、各種因子の読み取りは、試験体内部での濃度を一定と考え、以下のように行った (図-3.12 参照)。読み取った点は図-3.10 および図-3.11 中に○で示した。

1) Mg (Mg 侵入深さ): 表面に向かい、濃度増加が開始す

る点.

- 2) S 最大 (S 最大深さ) : S が極大値を示す点.
- 3) S (S 侵入深さ) : 内部から極大に向かい, 濃度増加が開始する点.
- 4) C (C 侵入深さ) : 表面に向かい, 濃度増加が開始する点.
- 5) Ca (Ca 低下範囲) : 表面に向かい, 濃度減少が開始する点.
- 6) Si (Si 低下範囲) : 同上

$S_e$  の値は Mg が最も小さく, 次いで Si, S 最大となった. 中性化深さと C や Ca との相関性は必ずしも高くはないことが分かる.  $S_e$  が最小であった中性化深さと Mg 侵入深さの関係を図-3.13 に, 中性化深さと C 侵入深さの関係を図-3.14 に示す. 図-3.12 において中性化深さと Mg 侵入深さはほぼ近い値を示している. Mg の侵入は  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  との交換反応が主体であり,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  の消失と対応している. したがって, 中性化深さ (フェノールフタレインと  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  による発色反応が消失した部分) と対応したものと考えられる. 一方, 図-3.14 においては, C 侵入深さの方が中性化深さより数 mm 程度深くなっているものが多い. この現象は, 中性化深さは  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  が消失した箇所を示しているのに対し, EPMA による C 侵入深さは C が増加している箇所を表していることに起因している. C (主に炭酸イオンに由来) は中性化深さ ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$  消失部) よりも深部に侵入して一定量の  $\text{CaCO}_3$  やモノカーボネート相を生成し得るため, EPMA による C 侵入深さの方が深くなったものと考えられる.

(3) Cl 濃度低下位置との相関

塩害を受ける RC 構造物の維持管理の際, 測定した Cl 濃度分布を Fick の拡散方程式の解で回帰計算し, 表面塩化物イオン濃度  $C_0$  や見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  を算出する. コンクリート表面付近で Cl 濃度が減少していた場合, 減少した箇所の値は回帰計算の際に除外されるのが一般的である. すなわち, Cl 濃度が低下している範囲をできるだけ正確に把握しておいた方がよいこととなる. そこで, Cl 濃度が低下している範囲 ( $y_{cl}$ , 図-3.12 参照) と各種因子の相関を調べる.

表-3.7 中に,  $y_{cl}$  と各種因子との回帰線 ( $Y=X$  と仮定) のまわりの標準誤差  $S_e$  を式 (3) により算出したものを示している. なお, 式 (3.8) 中の  $Y$  は  $y_{cl}$  である.  $S_e$  の値は, S が最も小さく, 次いで Ca となった. 中性化深さとの相関性は必ずしも高くはないことが分かる.  $S_e$  が最小であった  $y_{cl}$  と S 侵入深さの関係を図-3.15 に,  $y_{cl}$  と中性化深さの関係を図-3.16 に示す. 図-3.15 において,  $y_{cl}$  と S 侵入深さの値は近い値を示しているものが多い. S ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) の

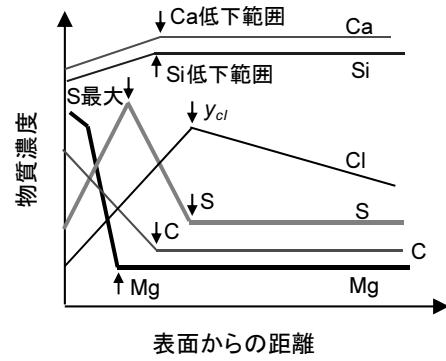


図-3.12 物質侵入イメージ

表-3.7 回帰線 ( $Y=X$ ) まわりの標準誤差  $S_e$

a) 飛沫帯 (実構造物のみ)

Y \ X	Mg	S最大	S	C	Ca	Si	中性化
中性化	1.5	3.5	14.9	5.6	14.3	3.1	
$y_{cl}$	17.2	13.9	5.6	19.7	9.7	14.3	17.4

b) 干満帯・海中部 (室内海中も含む)

Y \ X	Mg	S最大	S	Ca	Si	中性化
中性化	1.1	1.9	5.9	7.5	1.4	
$y_{cl}$	6.6	7.2	1.6	3.9	6.6	5.9

侵入がある環境下では, Cl 濃度の低下は, 主に Friedel 氏塩 ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ) が分解され, ettringite ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) が生成されることによって引き起こされる. このため,  $y_{cl}$  と S 侵入深さの間に相関性があると考えられる.

一方, 図-3.16 においては, 飛沫帯 (実構造物) の場合に  $y_{cl}$  の方が中性化深さより 10mm 以上深くなっているものが多い. 一方, 海中部の場合は全て 10mm 以下となっている. 干満帯の場合は 1 例 (実構造物) を除き, 10mm 以下となっている. この環境による違いは, 飛沫帯の場合に S の侵入深さが大きく, 海中部・干満帯の場合に小さかったことが影響していると考えられる.

JSCE-G573-2003 「実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法 (案)」において, 「中性化深さ+10mm の範囲の値は回帰計算の際に用いない方が良い」と記載されている. これは Cl 分布に対して炭酸化反応が影響する現象を想定しているものである. 一方, 今回の飛沫帯 (実構造物) の結果においては中性化深さ+10mm の範囲内では Cl 濃度が最大値を示さないものが多かった. これは S の侵入深さが深く, Cl 分布に対して S の侵入の影響の方が卓越したためである. よって, S の侵入が Cl 分布に影響すると想定される場合の回帰計算においては, S が侵入した範囲の値を用いない, あるいは実測す



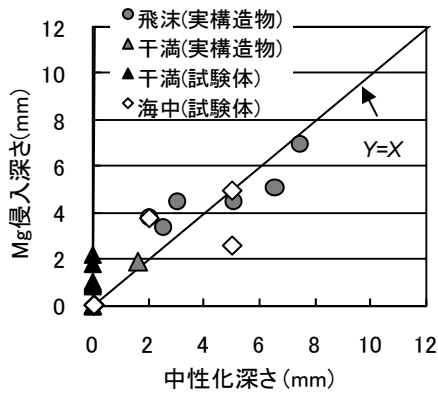


図-3.13 中性化深さと Mg 侵入深さの比較

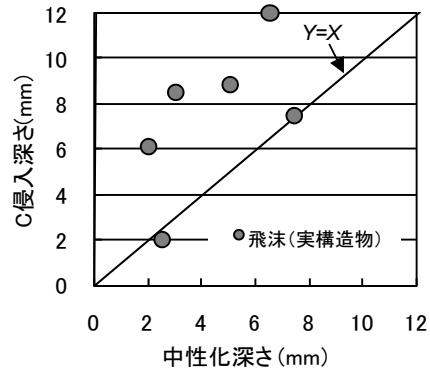


図-3.14 中性化深さと C 侵入深さの比較

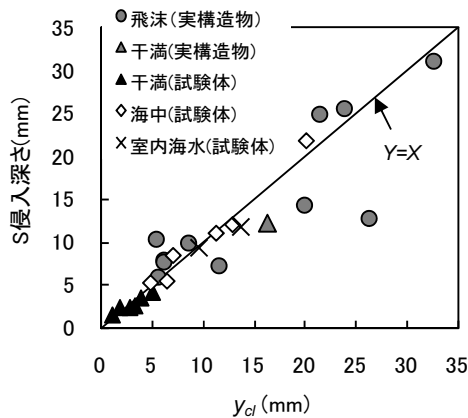


図-3.15  $y_{cl}$  と S 侵入深さの比較

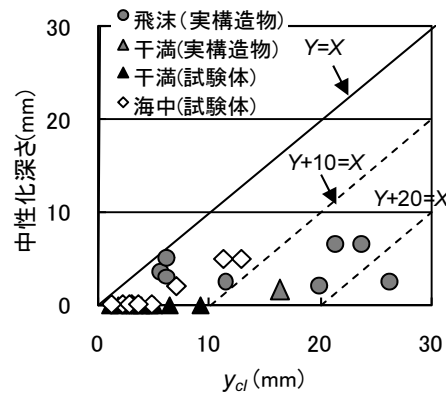


図-3.16  $y_{cl}$  と中性化深さの比較

る塩化物イオン濃度の点数を多めに設定し、Cl 濃度分布から回帰計算に用いない範囲を判断する、といった対応をとる必要があると考えられる。

Cl 濃度分布から  $C_0$  や  $D_{ap}$  を高精度に評価する必要がある場合、表面付近における Cl の濃度分布を密に測定するだけでなく、その他の各種物質（例えば S）の濃度も同時に把握する方が望ましいと考えられる。この際、EPMA のように、各種物質の濃度分布を同時に、かつ密に測定可能な手法は非常に有効となる<sup>3),19)</sup>。

### 3.3.5 ビッカース硬さ

#### (1) 試験結果

図-3.17 にビッカース硬さの分布例を示す。なお、図中の黒点は各測定箇所の平均値を示している。全試料において、表面付近で値が低下し、内部では一定値を示す傾向が見られる。以下、試験ケース毎に結果をまとめる。

#### ・試験体ケース 2（干満部、12 年間）

N2-50 において、表面から 1mm 程度の範囲でしか明確な値の低下が見られなかった。なお、中性化深さは 0 であり、EPMA においては Mg や S の侵入が見られなかった。ケース 2 の他の試験体（N2-55, N2-60, N2R1-60）に

ついても同様であった。

#### ・試験体ケース 3（海中部、30 年）<sup>11)</sup>

普通ポルトランドセメント(N3-53)では表層付近から 1~2mm の範囲で値が低下する傾向が見られた。高炉セメント B 種(BB3-52)および早強ポルトランドセメント(H-53)では表層付近から 5mm 程度の範囲で値が低下する傾向が見られた。アルミナセメント(AI-52)では、表層から 0~1mm 付近の範囲にしか値が低下する傾向が見られなかった。なお、中性化深さは N3-53, H-53 で 5mm, BB3-52, AI-52 で 2mm 程度であった。EPMA においては、AI-52 では Mg の侵入が明確には確認されなかった。それ以外のケースについては表面から 2~6mm 程度の範囲で確認された。

#### ・試験体ケース 4（海中部、5 年）

表面から 1~2mm 程度の範囲で値の低下が見られた。なお、N4-50 と BB4-50 で若干傾向が異なり、BB4-50 の方が低下範囲が若干大きいように見える。なお、中性化深さは 0 であり、EPMA においては Mg や S の侵入が見られなかった。ケース 4 の他の試験体（E-50, EBB-50, E'-50）についても同様であった。

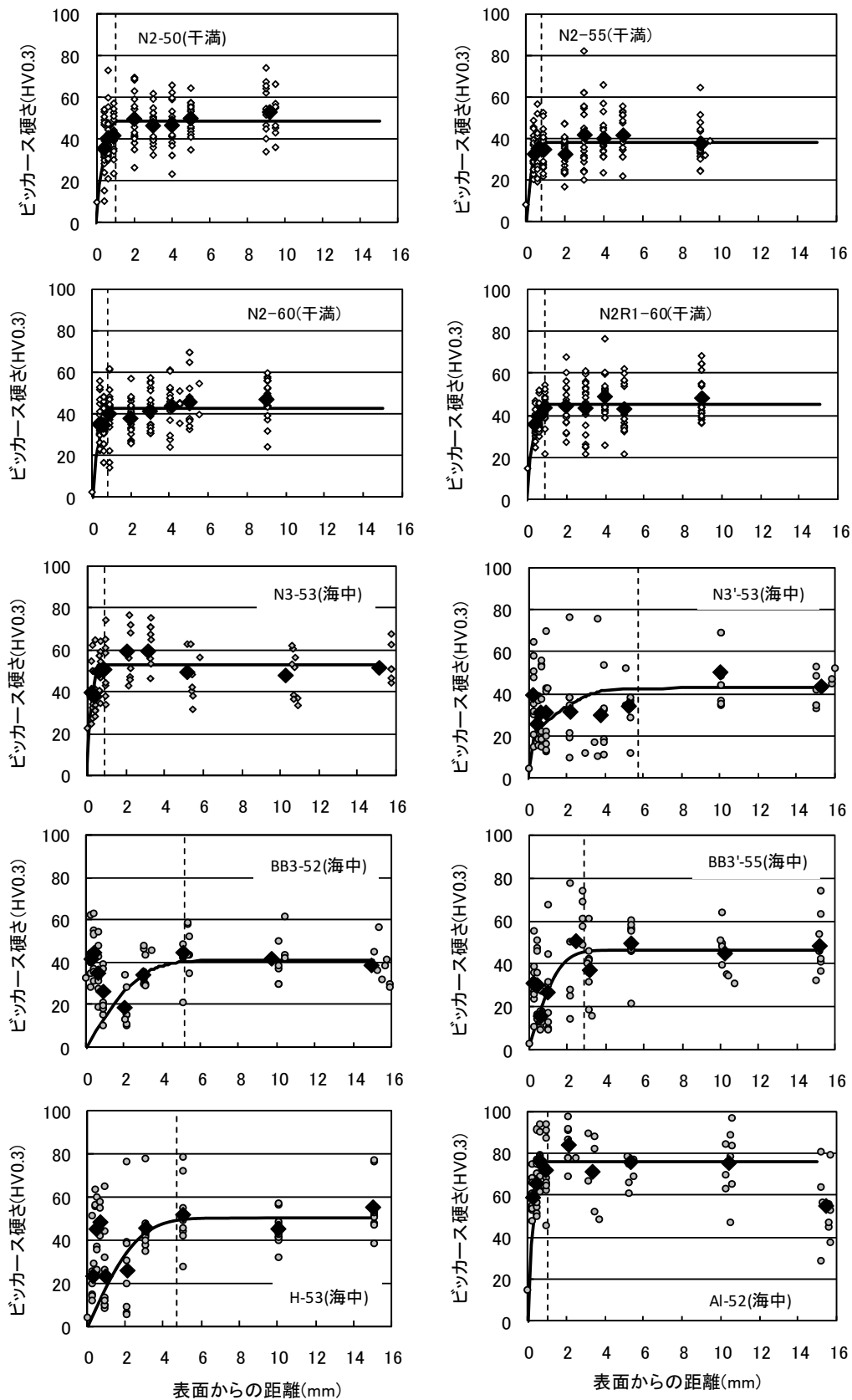


図-3.17(1) ビッカース硬さ分布 (黒塗：平均値, 太線：(3.9)式, 点線：劣化深さ)

・試験体ケース5 (室内海中, 5年)<sup>11)</sup>

海水浸漬した普通コンクリート N5-55(室内海水)において, 表面から1mm付近で値の低下が見られた. 海水浸

漬した再生コンクリート N5R2-55 についてもほぼ同様の傾向であった. なお, 水道水浸漬した普通コンクリート N5-55(室内水道水)は値の低下がほとんど見られなかつ

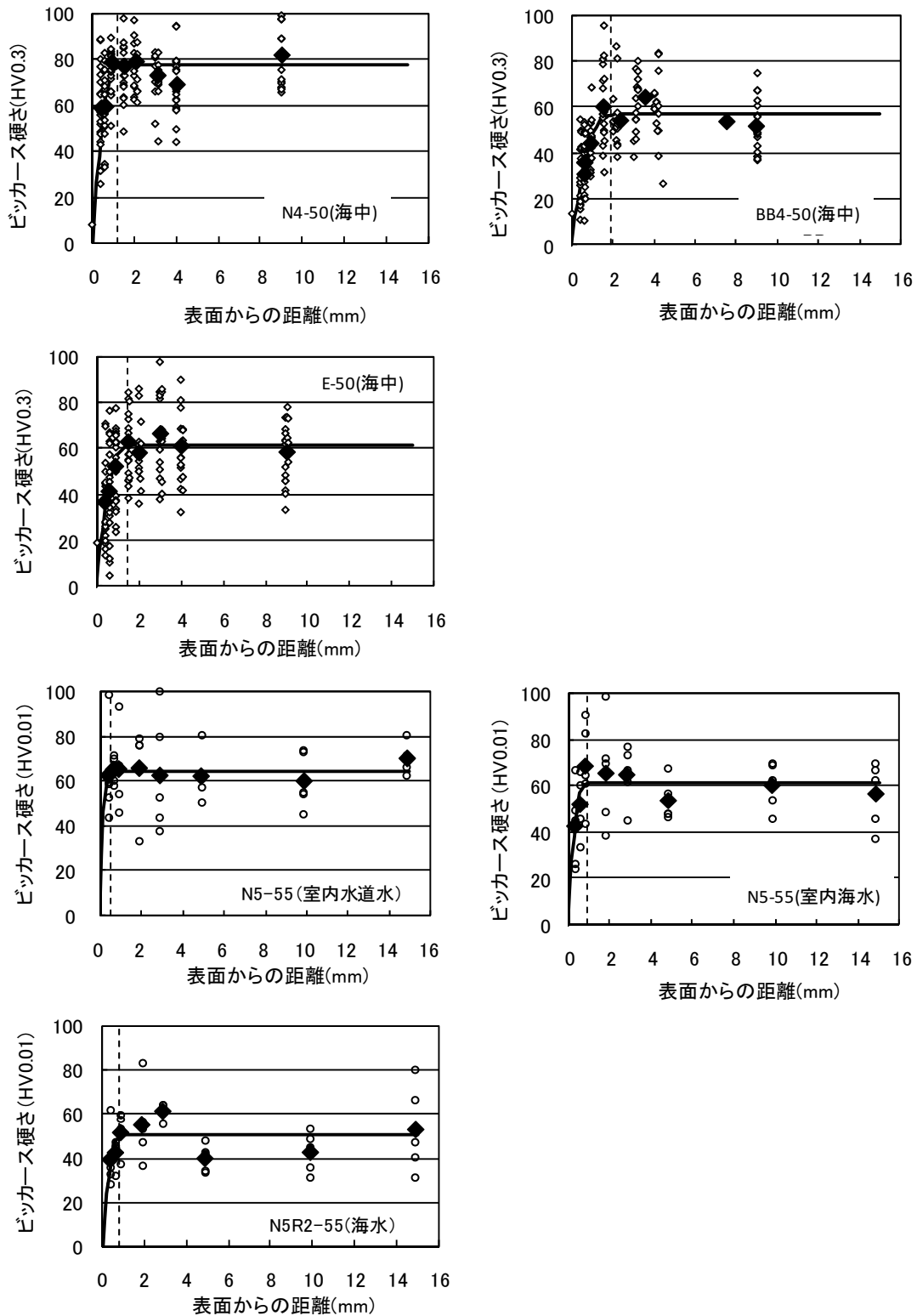


図-3.17(2) ビッカース硬度分布 (黒塗：平均値, 太線：(3.9)式, 点線：劣化深さ)

た. なお, 中性化深さは測定していない. EPMA においては, 室内海水の場合のみ Mg や S の侵入が見られた. 本ケースは 1 深度につき 5 点しか測定していないため若干信頼性に欠けるものの, 全体的な傾向としては他と同様であった.

(2) 劣化深さの評価

ビッカース硬度が低下している範囲は, 劣化因子の影響を受け, 劣化が進行している範囲と考えられる. この範囲を「劣化深さ」と表記する. この劣化深さを厳密に求めようとすれば, ビッカース硬度を連続的に測定する

必要がある。しかしながらそれには多大な時間を必要とする。また、コンクリート中ではビッカース硬さがばらつきを含むため評価も難しい。そのため、以下の i)~iii) の仮定を設け、劣化深さを求めた。

i) ビッカース硬さ分布は下式で表わされると仮定した。

$$H(x,t) = H_0 \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_H t}}\right) \quad (3.9)$$

ここで、 $H(x, t)$ : 時間 (年)  $t$ , 表面からの距離  $x$ (mm) におけるビッカース硬さ,  $H_0$ : コンクリート内部におけるビッカース硬さ (=ビッカース硬さの初期値),  $D_H$ : 劣化の進行を表す係数(mm<sup>2</sup>/年),  $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数である。

(3.9)式は、時間  $t=0$  の際は  $H(x,t)=H_0$  であり、その後は時間の経過とともに表面から徐々に値が低下する傾向を表すことができる。この式を用いた理由は、内部への劣化の進展が物質濃度拡散と関係が強く、物質濃度拡散と同様に進行すると考えたことによる (図-3.18 参照)。

ii) 値にばらつきがある場合は、(3.9)式での回帰計算が発散する。その場合は、傾向が大きく外れる点を除き、回帰計算を行った。

iii) 得られた回帰式において、表面に向かい、値の減少が開始する点を劣化深さとした。

上記の仮定の下で求めた回帰曲線が図-3.17 中の太線である。また、劣化深さが縦の点線である。劣化深さの値は表-3.5 に示した。また、劣化深さを  $Y$ , 他の要因を  $X$  として標準誤差  $S_e$  を求めた結果を表-3.8 に示す。劣化深さと Mg 侵入深さの相関が最も大きいことが分かる。

図-3.19 は Mg 侵入深さと劣化深さを比較したものである。両者には概ね良い相関が見られた。Mg の侵入は、Ca(OH)<sub>2</sub> が Mg(OH)<sub>2</sub> に変化した後、C-S-H が結合力の弱い M-S-H に変化する事と関係していると考えられる。一方、S の侵入は ettringite 生成に結びついているが、一定量の生成では劣化には結びつかないと考えられる。よって、Mg が侵入した範囲では、機械的な劣化がより確実に生じやすかったものと解釈できる。

今回の結果より、Mg 侵入深さが海水が作用するコンクリートにおける劣化を表す指標となりうる可能性が示された。ただし、現状では劣化深さに関するデータが少ないため、今後データを蓄積する必要がある。なお、今回の劣化深さのデータは干満帯と海中部のみで、飛沫帯のデータはないため、特に飛沫帯のデータの蓄積が必要である。しかし、各元素の侵入状況・分布状況の相関を見ると、環境が異なっても相関は同じで、侵入速度が異なる

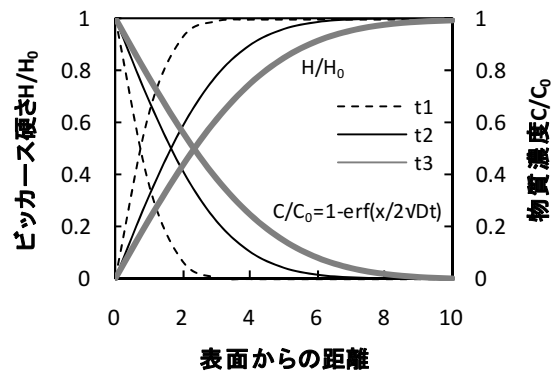


図-3.18 劣化進行を表す式(3.9)のイメージ

表-3.8 回帰線 (Y=X) まわりの標準誤差  $S_e$  (干満帯・海中部のみ)

Y \ X	Mg	S最大	S	Ca	$y_{cl}$	中性化
劣化深さ	1.2	1.3	8.1	6.0	7.0	2.1

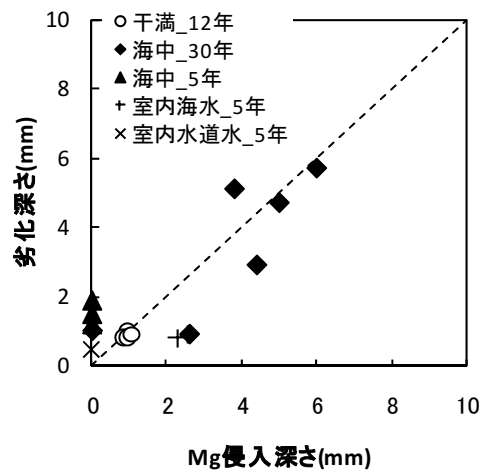


図-3.19 Mg 侵入深さと劣化深さの比較 (干満帯・海中部のみ)

ように見える。そのため、飛沫帯においても Mg 侵入深さと劣化深さの相関性は高いと推測する。

### 3.3.6 簡易な劣化指標を用いた劣化予測の試み

ビッカース硬さは強度劣化を示すため、材料の劣化を直接的に示す指標であるが、その変化点を正確にとらえるためには、連続的な測定を要し、その実施には多大な労力を必要とする。また、測定値に人為的な誤差やばらつきを含むこともある。一方、EPMA は濃度の連続的測定が可能のため、濃度の変化点をとらえやすく、かつ多点同時の測定が可能のため、ばらつきも比較的生じにくい。

一方、コンクリート中へのイオンの移動予測は、i) セ

表-3.9 回帰線 (Y=X) まわりの標準誤差  $S_e$

Y \ X	S最大	S	Ca	$y_{cl}$	中性化
Mg(飛沫)	4.2	17.4	17.8	21.1	1.5
Mg(干満・海中) (*室内含む)	1.2	7.8	7.9	6.8	1.3

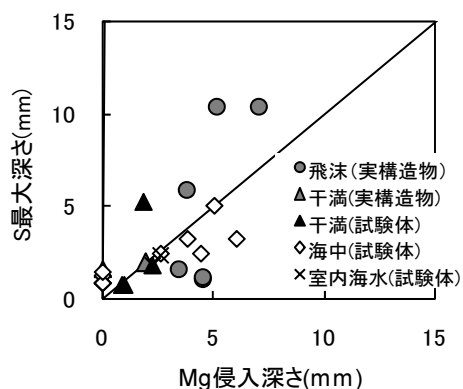


図-3.20 Mg 侵入深さと S 最大深さの比較

メント硬化体の組成が時間的に変化する, ii) 多様な化学的因子が存在する, といった理由により非常に複雑である<sup>3)</sup>. 将来的には熱力学計算等による予測が実現すると考えるが, ここでは極力簡易に劣化の進行を予測することを目指し, 海水中のコンクリートの劣化予測手法について検討する. 以下, まず劣化指標の選定を行い, 劣化指標として用いた場合の劣化予測を試みる.

#### (1) 劣化指標の選定

3.3.5において, Mg 侵入深さと劣化深さには良い相関が確認された. また, Mg 侵入深さは中性化深さや S 最大深さなど他の因子とも良い相関がみられた. 表-3.9 は Mg の侵入深さを Y, 他の要因を X として標準誤差  $S_e$  を求めたものである. Mg 侵入深さは S 最大深さについても相関が高いことが分かる. 図-3.20 は Mg 侵入深さと S 最大深さを比較したものである. 両者には概ね良い相関が見られた. すなわち, Mg が存在する箇所には  $Mg^{2+}$  と  $SO_4^{2-}$  の両者が存在し, Mg が内部に侵入するほど S 最大深さが内部に進行することを意味している (実際は S が先に侵入しているため, Mg が S の侵入を追いかけけていることになる).

Mg はコンクリート中には比較的少量しか存在しない外来の因子であることと, 図-3.10 および図-3.11 の傾向を見る限り, 侵入速度が他の因子よりも遅いことから, EPMA 測定結果における変化点の読み取り (侵入深さの判定) がしやすく, 定量的な評価がしやすいという利点もある. これに対し, C-S-H 等のセメント水和物の変質を直接的に示す Ca や Si や, 石こうに起因する S は元々

コンクリート中に多量に含まれていることと, 図-3.9 および図-3.10 の傾向を見る限り, Mg に比べて変化点の読み取りがしにくい. 侵入深さの判定という面でも Mg 侵入深さの方が優れていると考える.

一方, 中性化深さと劣化深さとの相関も比較的高い (表-3.8 参照). 中性化深さは,  $Ca(OH)_2$  や C-S-H 等のセメント水和物の変質を表しており, 今回のような海洋環境下に位置する港湾コンクリート構造物において, 中性化深さが劣化深さを表している可能性がある. この中性化深さの測定は非常に簡便であるが, 深さ測定は定規等を用い, 最小単位を 0.5~1mm として目視で数点測定し, その測定値を平均して採用することがほとんどであり, 評価が 1mm 程度ぶれる可能性も高い. そのため, 中性化の進行が遅い時は評価しにくい場合がある. しかし, 1mm 未満の高精度の評価は難しいとしても, 表面部分における劣化の傾向を簡便に把握する際には非常に有効であると考えられる.

以上のことから, 劣化深さとの相関が最も高かった「Mg 侵入深さ」が測定精度が高く評価も行きやすく, 劣化を表す指標として最も適していると考えられた.

(2) Mg 侵入深さを劣化指標とした劣化予測手法の検討  
極力簡易に劣化進行を予測することを目指し, 「Mg 侵入深さ」を劣化指標とした, 海水中のコンクリートの劣化予測手法について検討する.

コンクリート中の物質の侵入深さは一般的に時間の 1/2 乗に比例する (式(3.10)参照). 侵入深さの予測は, 式(3.10)中の比例定数 A を設定することで可能となる.

$$y = A \sqrt{t} \quad (3.10)$$

ここで,  $y$ : 物質の侵入深さ(mm),  $A$ : 比例定数(mm/年<sup>0.5</sup>),  $t$ : 時間(年), である.

図-3.21 に暴露期間と Mg 侵入深さの関係をセメントの種類 (普通ポルトランドセメントおよび高炉セメント) ごとに示す. なお, 実構造物についてはセメントの種類が不明であるが, 文献 20)によれば, 建設時期が 1970~1980 年代前半における高炉セメントの使用率は非常に低いため, 全て普通ポルトランドセメントが使用されたものと仮定した.

式(3.10)のように, 時間の 1/2 乗と侵入深さが比例するとして求めた比例定数 A (平均値) の一覧を表-3.10 に示す. なお, 5 年以下の結果で値がゼロのものは平均値を求める際に含めなかった. そのため, セメントが E および EBB の値は示していない. なお, A の値に水セメント比  $W/C$  が影響すると考えられるが, 実構造物については  $W/C=0.55$  周辺である可能性が高いこと, 試験体につ

いては  $W/C=0.45\sim 0.55$  のものがほとんどであることから、ここでは  $W/C$  の区別をせず、一括して平均値を求めた。A の値にはセメントの違いや環境の違いが表れている。以下、考察を行う。

(3)劣化予測結果におけるセメント種類および環境の影響

セメントが N の場合、飛沫帯（実構造物のみ）の結果においては  $A=0.82$  となった。干満帯・海中部の結果に

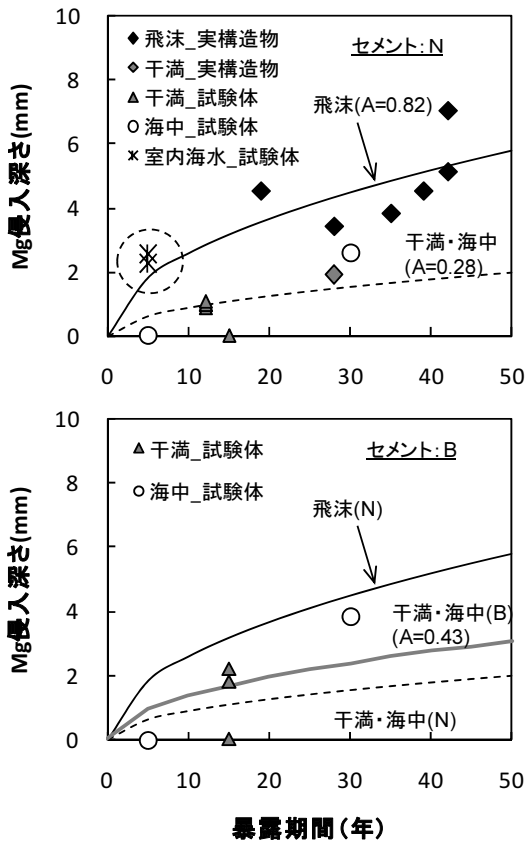


図-3.21 時間と Mg 侵入深さの関係

表-3.10 比例定数 A 一覧

		セメント種類						
		N	B	N'	B'	F	H	AI
飛沫 (実構造物)	A	0.82	-	-	-	-	-	-
	n	6	-	-	-	-	-	-
	W/C	不明	-	-	-	-	-	-
干満・海中	A	0.28	0.43	1.10	0.69	0	0.91	0
	n	7	4	1	1	1	1	1
	W/C	0.45 ~ 0.60	0.45 ~ 0.52	0.55	0.55	0.45	0.53	0.52
室内海水	A	1.07	-	-	-	-	-	-
	n	2	-	-	-	-	-	-
	W/C	0.55	-	-	-	-	-	-

A: 比例定数(平均値), n: データ数

おいては、 $A=0.28$  となった。実構造物の場合の  $W/C$  は不明ではあるが、干満帯・海中部よりも飛沫帯の方が侵入速度はかなり大きいようである。この傾向は中性化深さの場合と同様である。また、Mg 侵入深さは S の侵入深さとも相関が高いため、S の侵入速度も飛沫帯の方が大きいことになる。

Mg の侵入速度には、空隙構造だけでなく、水和物との相互作用（例： $Mg^{2+} + OH^- \rightarrow Mg(OH)_2$ ）が強く影響していると考えられている<sup>3)</sup>。水和物との相互作用が強く影響していると仮定した場合、中性化等によって  $Ca(OH)_2$  や C-S-H 等の水和物が消失・減少していれば、Mg と反応する物質が減少しているため、Mg は中性化深さ位置までは侵入しやすいということになる。言い換えると、Mg 侵入速度は中性化しやすい飛沫帯で早く、中性化しにくい干満帯・海中部で遅いという今回の傾向と一致する。ただし、上記は推測の域を出ないため、今後データを蓄積し、確認を行う必要がある。

また、自然海水中の Mg はセメント水和物中の  $Ca(OH)_2$  から溶出した  $OH^-$  と反応し、コンクリート表面に  $Mg(OH)_2$  の沈殿物（膜）が生じる<sup>21)</sup>。この膜は物質の侵入を抑制するとされている。飛沫帯と干満帯・海中部における Mg 侵入速度の違いには、この膜の生成状況の違いが影響している可能性も考えられる。ただし、今回は確認できていないため、今後確認を行う必要がある。

一方、室内海水の結果については、干満・海中に比べて値が大きく、飛沫帯の値と同程度であった。図-3.22 は暴露期間が同じ（5 年間）で、同様のコンクリート配合である N4-50（海中）および N5-55（室内海水）における Mg および Ca の濃度分布である。海中（屋外の自然海水中）と室内海水中で大きく異なる。Mg については室内海水中では明確な侵入が見られるが、海中ではごく表面でしか見られない。Ca については室内海水中で値の減少が激しく、溶脱が起こっているが、海中では見られない。図-3.22 のような違いが現われる原因は明確でないが、今回の室内環境（5 年間で数回しか水の交換を行わなかった環境）と屋外環境（実海洋環境）では Mg 侵入や Ca 溶出において違いがあることを示唆するものである。この違いの原因については今後確認したい。なお室内海水の場合には中性化深さを測定していないため、中性化との関係については考察できない。

セメントが B（高炉セメント各種）の場合（干満帯・海中部のみ）、 $A=0.43$  となった。データ数が少ないことや、若干の  $W/C$  の違いはあるものの、N の場合より侵入速度は大きい。この傾向は中性化深さの場合と同様である。前述のように Mg 侵入速度に水和物との相互作用が強

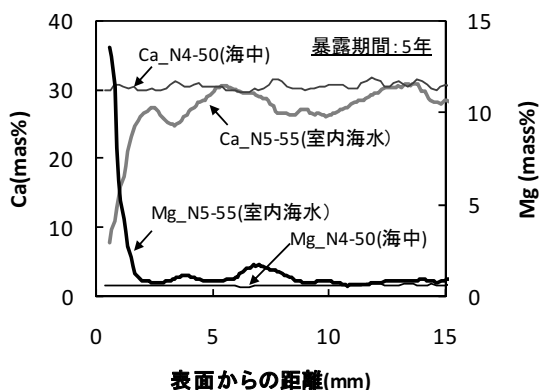


図-3.22 暴露環境による Mg および Ca 濃度分布の違い

く影響していると仮定すると、N より中性化しやすく、また  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  量が少ない B の場合には、N より Mg 侵入速度が大きくなると推測される。

なお、Cl 侵入速度（拡散係数）に関しては B の方が N より小さいことがよく知られている。この原因としては、前述の Mg の場合と同様、空隙構造や水和物との相互作用が考えられる。Cl の場合、水和物との相互作用の影響が Mg に比べて小さく、Mg より早く内部に侵入するため、内部における Cl 浸透に関しては表層での中性化の影響を受けにくい。したがって Mg 侵入に関して B の方が N より早いということは、Cl 侵入に関して B の方が遅いことと矛盾しないと考えられる。

セメントが早強ポルトランドセメントの場合、 $A=0.91$  と比較的大きかった（ただしデータ数は 1 個）。早強ポルトランドセメントと普通ポルトランドセメントの Cl 浸透速度は同程度という報告が多い（例えば<sup>22)</sup>。今回、早強ポルトランドセメントの A の値が極端に大きくなった原因としては、何らかの誤差（コンクリート表面付近の品質のばらつき等）を含んでいる可能性が考えられる。

セメントがアルミナセメントの場合（海中のみ）については  $A=0$  であった（ただしデータ数は 1 個）。一般的にアルミナセメントは耐塩分浸透性、耐硫酸塩性は高いと言われており、今回も同様の結果となった。しかし、図-3.6 で圧縮強度の低下がみられており、表層からの劣化は無くても、相変化による全体的な強度低下が生じていた可能性がある。

セメントに石こうを添加した N' および B' の場合には、いずれも平均値より高くなった（ただしデータ数は 1 個）。石こうを添加すると、ettringite 生成量が増えることで空隙が減少するとされている。そのため A 値は小さくなると考えられる。しかし今回の結果（A 値および表-3.5 の空隙率）は逆の傾向を示した。今回のデ

ータ数は 1 個のみであり、何らかの誤差（コンクリート表面付近の品質のばらつき等）を含んでいる可能性が高い。

エコセメントの場合については、材齢 5 年と比較的短く、Mg 侵入深さがゼロの結果しかなく、他との比較が難しいため、考察は行わないことにする。

#### (4) 海洋環境下における劣化予測の必要性

表-3.10 の比例定数 A を用いて、50 年後の劣化深さを予測すると、 $A=0.82$  の場合は 6mm 程度、 $A=0.28$  の場合は 2mm 程度となった。なお、劣化が生じた表面付近が途中ではく離する可能性もあるが、ここでは考えていない。この結果から、海水が作用する環境下において、コンクリート品質がかなり劣る場合で無い限り、劣化予測を行う必要性はあまり高くないと考えられる（ただし、供用年数が数十年レベルの場合）。しかしながら、長期間海洋環境下に置かれたコンクリートの劣化状況の把握が求められるケースは多々存在する（例：長期間経過した構造物の調査時など）。あるいは海洋環境下で使用実績の少ない材料を現場へ適用しようとする際に、コンクリートの耐久性、言い換えると海水による劣化の進行速度がどの程度かを簡便に把握する必要が生じる場合もある。この際に、ここで提案した劣化指標および予測手法を用いることで、材料の劣化進行を比較的短期間の現地暴露試験結果から評価することも可能となる。

上記のような場合において、本研究で提案した劣化指標および予測手法は有効であると考えられる。そのため、本報告で示したようなデータの蓄積を今後継続して行う予定である。

### 3.4 まとめ

海水が作用するコンクリートの劣化性状および劣化指標について検討を行うため、港湾 RC 構造物から採取したコンクリートコアおよび自然海水中に長期間暴露した試験体を用い、各種調査を行った。まず劣化性状を把握するために、コンクリート表面部におけるピッカース硬さの分布状況を測定した。そして、海水中における劣化因子（硫酸イオン（以下 S）、マグネシウムイオン（以下 Mg）など）の侵入状況を EPMA（Electron Probe Micro Analyzer）により行った。そして、強度劣化状況と劣化因子の侵入状況の比較を行い、劣化指標に関する検討を行った。その結果、得られた知見を以下に示す。

(1) 中性化深さと各種因子の侵入深さ等の相関を調べた結果、Mg 侵入深さとの相関が最も高かった。一方、相関が高いと考えられた炭素(C)の侵入深さとの相関は高くなかった。

(2)塩化物イオン濃度が低下している範囲と中性化深さと各種因子の侵入深さ等の相関を調べた結果、S の侵入深さととの相関が最も高かった。一方、相関が高いと考えられた中性化深さととの相関は必ずしも高くはなかった。

(3)S, Mg の侵入状況およびコンクリートの強度の支配要因である Ca, Si の濃度分布を調べた結果、S 最大深さと Mg 侵入深さには良い相関が確認された。また、Mg 侵入範囲において、Ca や Si が減少していることも確認された。

(4)ピッカース硬さの低下が見られた範囲（「劣化深さ」とみなす）と Mg 侵入深さの間には、データ数は少ないが良い相関が確認された。このことは、Mg 侵入深さが、海水が作用するコンクリートに関しての比較的簡易な劣化指標となりうる可能性を示すものとする。

(5)(4)で示した劣化指標（Mg 侵入深さ）を用いた簡易な劣化予測手法を提案した。提案式を以下に示す。

$$y = A \sqrt{t}$$

ここで、 $y$ ：物質の侵入深さ(mm)、 $A$ ：比例定数(mm/年<sup>0.5</sup>)、 $t$ ：時間(年)、である。なお、比例定数  $A$  については、今後のデータの蓄積を踏まえた評価が必要である。

ピッカース硬さから劣化深さを定める方法にはばらつき、測定深度の設定などの問題がある。また、EPMA による Mg 侵入深さの定義についてもあいまいな点は残る。さらに Mg 深さや比例定数  $A$  が環境で異なる原因、セメント種類で異なる原因についても明確ではない。

今後は、さらにデータを蓄積させつつ、上記原因について詳細に検討する予定である。そうすることでコンクリートの耐海水性に関する理解は深まり、劣化予測の精度は向上すると考えられる。

## 参考文献

- 1) Agus Santosa Sudjono, 関博：セメントペースト中の硫酸イオン拡散シミュレーションについて、第 57 回セメント技術大会講演要旨, pp.164-165, 2003
- 2) Santhaman, M., Cohen, M.D., Olek, J.: Mechanism of Sulfate Attack: A Fresh Look: Part 1. Summary of experimental results, Cement and Concrete Research, Vol.32, pp.915-921, 2002
- 3) 細川佳史, 山田一夫, Bjorn Johannesson, Lars-Olof Nilsson: 熱力学的相平衡を考慮した Multi-species 物質移動モデルの構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.957-962, 2007
- 4) 例えば, Atkinson, A. and Hearne, J.A.: An assessment of

Long term Durability of concrete in Radioactive Waste Repositories, AERE Harwell, AERE-R11465, 1984

- 5) 大脇英司, 宇治公隆, 坂井悦郎, 大門正機: コンクリート構造物の耐久性評価へのピッカース硬さ測定法の応用, セメント・コンクリート, No.638, pp.36-41, 2000.4
- 6) 山路徹, 中野松二, 浜田秀則, 山田一夫: 実海洋環境下に長期間暴露されたコンクリートの諸性能に関する調査結果, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.609-614, 2008.7
- 7) Mohammed, T. U., Yamaji, T., Aoyama, T. and Hamada, H.: Marine durability of 15-years old uncracked and precracked concrete made with different cements, J. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE, No.697/V-54, pp.201-204, 2002
- 8) 田中順, 福手勤, 濱田秀則, 堂園昭人: 再生骨材を使用したコンクリートの材料特性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 36 巻, 第 3 号, 1997.9
- 9) 福手勤, 濱田秀則, 山本邦夫: 海洋環境に 20 年間暴露されたコンクリートの耐久性に関する研究, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.43-52, 1992.2
- 10) Mohammed, T. U., Hamada, H. and Yamaji, T.: Concrete After 30 exposure – Part I: Mineralogy, Microstructures and Interfaces, ACI Materials Journal, Vol.101, No.1, pp. 3-12, 2004
- 11) 山路徹, Tarek Uddin Mohammed, 濱田秀則: 長期間海水中に浸漬されたコンクリートの劣化状況および簡易な劣化指標に関する検討, 港湾空港技術研究所資料, No.1150, 2007.5
- 12) 長塩靖祐, 鶴澤正美, 山路徹, 審良善和: 5 年間海洋環境下に暴露したエコセメントコンクリートの性状, コンクリート工学論文集, Vol.21, No.1, pp.35-48, 2010.1
- 13) 早川健司, 山路徹, 濱田秀則: 海洋環境下に暴露した再生コンクリートの強度特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.265-270, 2001
- 14) 山路徹, 早川健司, 濱田秀則: 海水中に 5 年間浸漬されたコンクリートの劣化状況, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 4 巻, pp.149-154, 2004.10
- 15) 久田真, 大井才生, 尾口本一, 長滝重義: モルタルからのカルシウムの溶出に伴うセメント水和物の組成と硬化体物性の変化, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.223-228, 2000
- 16) 土木学会: コンクリート標準示方書[構造性能照査編], p.28, 2002
- 17) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説,



p.3-25, 1979.3

18)土木学会：コンクリート標準示方書[施工編], pp.79-80, 2002

19)佐藤道生, 細川佳史, 森大介, Bjorn Johannesson, 山田一夫: 海洋コンクリート構造物中を移動する各種イオンの挙動解析とモデル化の提案, コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム 委員会報告・論文集, JCI-C64, pp.293-300, 2004

20)鉄鋼スラグ協会, 鉄鋼スラグの高炉セメントへの利用 (平成16年度版), p.8, 2004

21)例えば, 岩波光保, 横田弘, Buenfeld, N.: ひび割れを含むコンクリート中の塩分移動に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol,28, No.1, pp.917-922, 2006

22)上村祐一郎, 小川彰一, 山田一夫, 小早川真: 鉱物組成の異なるセメントを用いたコンクリートの塩分浸透に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol,24, No.1, pp.825-830, 2002

## 4. 塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択

### 4.1 序論

塩化物イオンの拡散現象は、以下の「拡散に関する Fick の第二法則」を適用して考えることが多い。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left( \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) \quad (4.1)$$

ここで、 $C(x, t)$ ：時間（経過年数） $t$ 、表面からの距離  $x$  における塩化物イオン濃度、 $D$ ：塩化物イオン拡散係数、である。なお、拡散現象は 1 次元で捉えるべき問題ではないが、コンクリート構造物を対象とする場合、1 次元の問題として取り扱うことが多い。その理由は、2.2.4 で述べたように、対象となる箇所に塩化物イオンが均等に供給されている場合においては、一次元方向に一樣に拡散するため、1 次元の問題とみなしてよいと考えられる。そのため、以下、(4.1)式を基に話を進める。

一般的に、 $D$  を一定として考え、かつ「コンクリート表面での塩化物イオン濃度( $C_0$ )が一定」として解く方法が取られる。この方法によると式(4.2)が得られる。これは土木学会「コンクリート標準示方書[設計編]」に示された式と同様である。

$$C(x, t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (4.2)$$

ここで、 $C(x, t)$ ：時間（経過年数） $t$ 、表面からの距離  $x$  における塩化物イオン濃度、 $C_0$ ：コンクリート表面における塩化物イオン濃度、 $D_{ap}$ ：見かけの塩化物イオン拡散係数、 $\operatorname{erf}(s)$ ：誤差関数、である。なお、材料などから混入する塩化物イオンはここでは考慮していない。

(4.2)式が成立するのは、 $C_0$ が時間によらず一定の場合である。海洋コンクリート構造物が位置する海中部や干満帯では、海水すなわち塩化物イオンの供給がほぼ常時行われていると考えられるため、 $C_0$  を一定とみなす式(4.2)が成り立つとしている報告が多い<sup>1)</sup>。一方、飛沫帯や海岸付近では、飛沫や海塩粒子として飛来することによって塩化物イオンが供給されるため、コンクリート表面での塩化物イオン濃度は時間とともに増加するとしている報告も多い<sup>1)2)3)</sup>。ここで、コンクリート表面に付着する塩化物イオンが時間とともに比例増加するとした場合、以下の式が導かれる。

$$C(x, t) = 2A \left[ \sqrt{\frac{t}{\pi D}} \cdot \exp \left( -\frac{x^2}{4Dt} \right) - \frac{x}{2D} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right\} \right] \quad (4.3)$$

ここで、 $A$ ：単位時間あたりにコンクリート表面に付着する塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^2/\text{年}$ ) である。

第2章で紹介した既往の研究を参考にすると、海中部や干満帯の場合では式(4.2)で、海上大気中の場合は式(4.3)の方が適切なようである。海面直近の飛沫帯については両者の遷移領域であると考えられる。また、写真-4.1のような栈橋式構造物の上部工（以下、栈橋上部工）の場合、常に日陰であり、かつ閉鎖された空間に位置するため、かなり湿潤した環境であると想定される。このような環境の場合、飛沫帯といっても、海上大気中よりもむしろ干満帯の環境に近いと推測される。すなわち、塩化物イオン拡散予測に用いる評価式についても、干満帯で適用されている式(4.2)の方が適切である可能性がある。

よって、本章では、本研究で主対象としている「栈橋上部工」のうち、その大部分の部材が位置する環境である「飛沫帯」に特に着目し、その環境がどのような環境か、言い換えるとコンクリートの湿潤状況（飽水率  $w$ 、4.4.2 参照）がどの程度なのかをまず確認する。また、上記の対象環境において、塩化物イオン拡散方程式におけるパラメータ  $C_0$  および  $D_{ap}$  の時間依存性の確認を行い、塩化物イオンの予測を行う際に、 $C_0$  一定とみなした式(4.2)が適切であるかを検証する。この検証手法の概要については次節 4.2 で説明する。

なお、対象環境におけるコンクリートの湿潤状況（飽水率）は、塩化物イオンの拡散現象だけでなく、コンクリート中の鉄筋の腐食環境にも密接に関連する。そのため、本章の検討内容は、第5章の腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  の検討の際の条件設定にも密接に関連する。

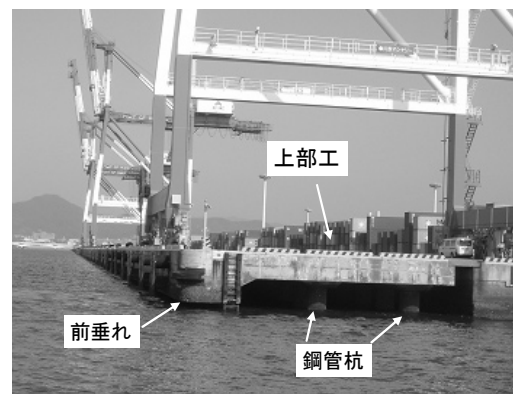


写真-4.1 栈橋式構造物（標準的な形式）

## 4.2 評価式の選択方法

海洋コンクリート構造物の中で最も厳しい塩害環境は飛沫帯である。棧橋上部工はここに位置している。飛沫帯に位置する棧橋上部工において、**図-4.1**中のグラフのように  $C_0$  が時間とともに一定値となる関係が得られれば、式(4.2)が適用可能であると判断される。一方、時間とともに増加し続ける関係が得られれば、式(4.3)のように表面濃度が変化する式の方が妥当であると判断される(本章での検証事項①、**図-4.1**参照)。

また、飛沫帯と干満帯・海中部における違いとして考えられるのは、海水の供給量、そしてそれに起因したコンクリートの飽水率である。すなわち、コンクリートの飽水率によって、式の適用範囲が異なると考えられる。対象としている棧橋上部工は、**写真-4.1**に示すように、

比較的海面に近い箇所に位置している。また、塩害を受ける上部工の下面は常に日陰に存在しており、また閉鎖的空間であるため、比較的乾燥しにくい環境にある。さらには、通常、前垂れと呼ばれる、漂流物が侵入するのを防ぐためのコンクリート部材が設けられていることが多い(**写真-4.1**参照)。すなわち、この棧橋上部工のような構造物の場合、位置する環境が飛沫帯であっても、海上大気中のような乾燥しやすい環境よりもむしろ、干満帯のような乾燥しにくい環境に近いと推測される。対象環境である棧橋上部工内の飛沫帯におけるコンクリートの飽水率を確認し、それが干満帯における飽水率と同程度という結果が得られれば、対象環境においても式(4.2)を適用できると言える根拠の1つになると考える(本章での検証事項②、**図-4.1**参照)。

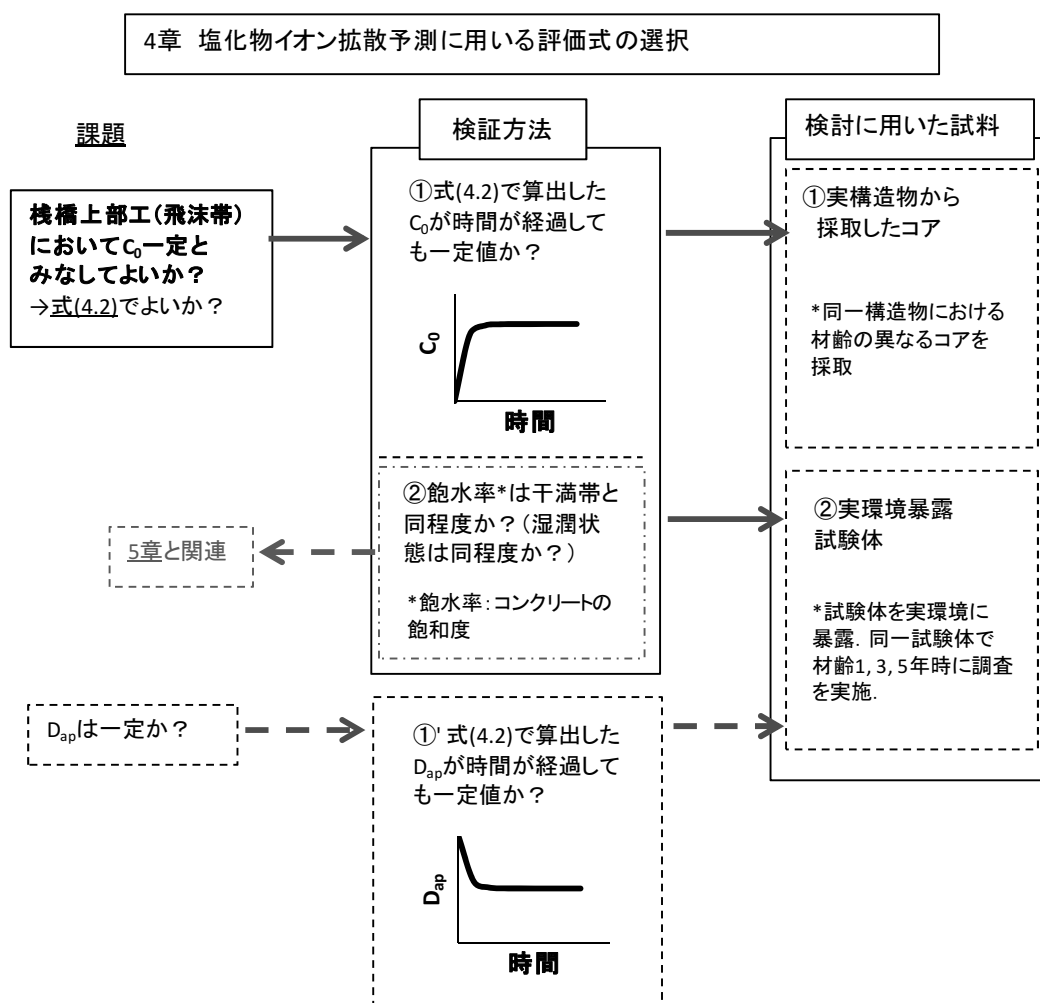


図-4.1 4章検討フロー (課題の検証方法)

本章では、上述した検証事項①②を明らかにするため、以下の2つの調査を行った。①については、飛沫帯に位置する実構造物のうち、品質が同程度で材齢が異なる構造物を選定し、そのコンクリートにおける $C_0$ の時間変化（最長24年）を調査した。②については、栈橋上部工内の飛沫帯と干満帯に試験体を長期間設置（ただし5年まで）し、コンクリートの飽水率を調査した。この際、 $C_0$ の時間変化も調査した。

なお、拡散係数 $D_{ap}$ についても図-4.1のように収束する関係が見られるかを確認する。

### 4.3 実構造物における調査

#### 4.3.1 概要

飛沫帯に位置する実構造物のうち、品質が同程度で材齢が異なる構造物を選定し、そのコンクリートにおける $C_0$ の時間変化（最長24年）を調査した。

#### 4.3.2 調査に用いた試料

調査対象一覧を表-4.1に示す。5港の防波堤（ケーソン式構造物）で、材齢の異なるケーソンから同時期にコア（1回につき2本）を採取している。なお、使用材料は不明である。そのため、同一の防波堤でも経過年数によってコンクリート配合は若干異なる可能性がある。ただし、同一の防波堤の場合、通常、特に問題がない限りは同じ仕様が継続して採用されるため、少なくとも「コンクリートの呼び強度」は一定のはずである。すなわち、コンクリートの品質はほぼ同程度で、見掛けの拡散係数 $D_{ap}$ も同程度である可能性は高い。

#### 4.3.3 調査内容

##### (1) 塩化物イオン濃度

日本コンクリート工学協会規準 JCI-SC4「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に準拠して測定を行った。まず、採取したコアにおける測定対象位置から厚さ10mm程度で試料を切り出す。今回、1つのコアから3試料以上採取した。この試料を粗・微粉碎し、コン

表-4.1 調査対象一覧（防波堤）

港名	竣工年	経過年数(年)	H.W.L(m)	コア採取高さ(m)	$C_0$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$D_{ap}$ ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )
I	1980	5	0.50	0.97	11.8	1.39
	1975	10	0.50	0.95	8.5	1.84
	1970	15	0.50	0.86	12.8	1.09
II	1978	8	0.50	0.88	9.9	1.84
	1972	14	0.50	0.53	12.0	1.40
III	1975	11	0.50	1.30	9.1	1.10
	1966	20	0.50	0.80	13.1	1.33
	1962	24	0.50	0.80	6.6	1.31
IV	1980	5	0.50	0.80	6.9	1.88
	1975	10	0.50	0.43	16.6	2.64
	1970	15	0.50	0.60	16.7	2.73
	1965	20	0.50	0.76	10.5	1.96
V	1978	8	0.50	1.26	5.3	1.40
	1974	12	0.50	1.26	8.5	1.75

クリート中に含まれている塩化物イオン量を測定した。単位は $\text{kg}/\text{m}^3$ （コンクリート $1\text{m}^3$ 当りに含まれる量）とした。

(2) 表面塩化物イオン濃度 $C_0$ および見掛けの拡散係数 $D_{ap}$ の算出

(1)で得られた塩化物イオン濃度分布に対して、 $C_0$ 一定の場合の解である式(4.2)を用いて回帰分析を行って求めた。図-4.2にそのイメージを示す。なお、表面部で塩化物イオン濃度値が低下した場合は除外して算定するのが一般的である。表-4.1中に $C_0$ および $D_{ap}$ の値を示した。なお、表中の値は、コア2本の値の平均値である。

#### 4.3.4 調査結果

##### (1) 塩化物イオン濃度分布

図-4.3にIII港およびIV港の塩化物イオン濃度分布の例を示す。III港においては、11, 20年の表面部の値はほぼ同じであり、24年になると若干減少した。IV港においては、5年のみが極端に低く、その他はほぼ同じ値を示した。

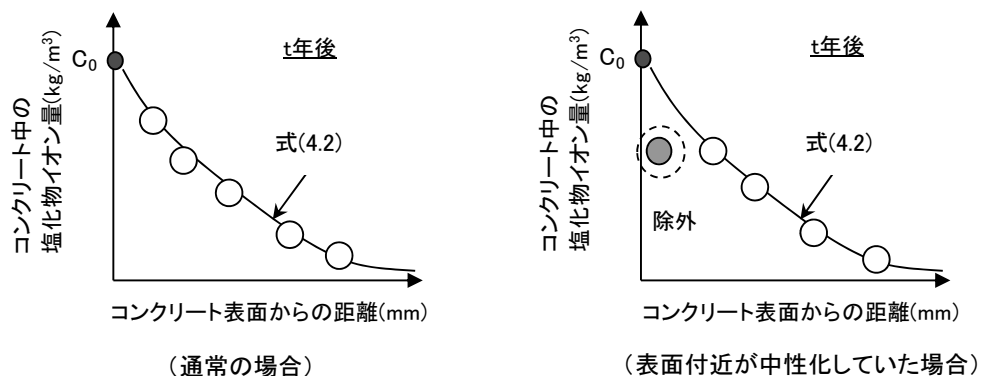


図-4.2 式(4.2)を用いた回帰計算の方法

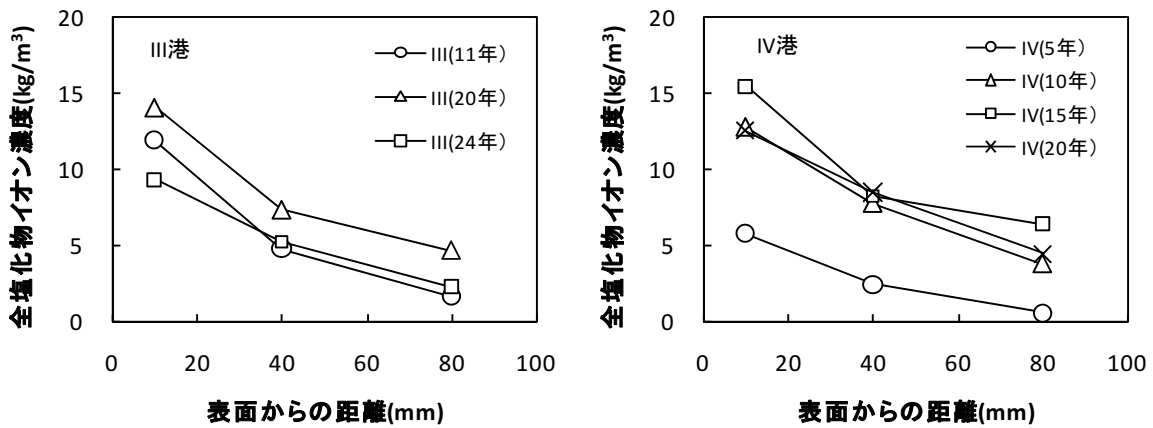


図-4.3 塩化物イオン濃度分布の例

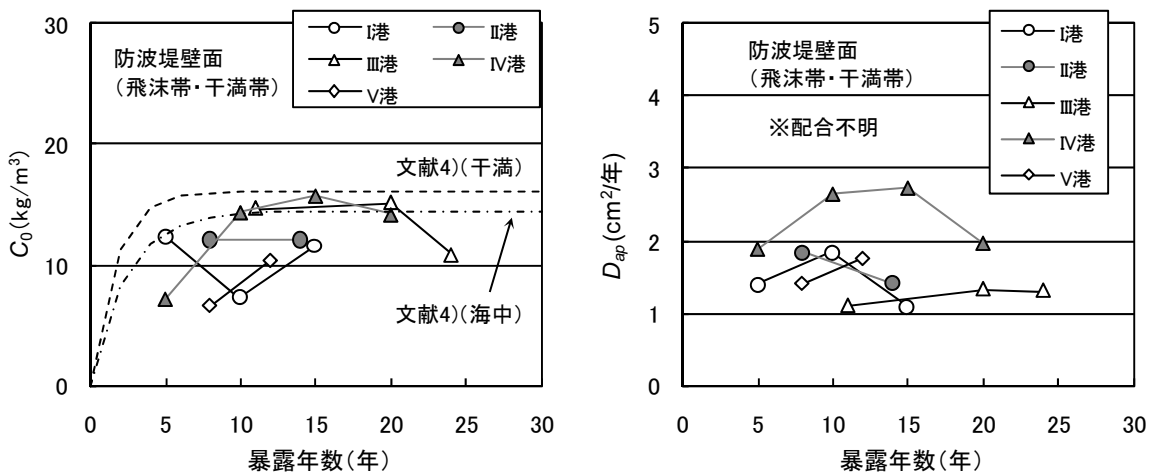


図-4.4 飛沫帯における  $C_0$  および  $D_{ap}$  の時間変化例

(2)  $C_0$  および  $D_{ap}$  時間変化

図-4.4 は、防波堤ケーソンの壁面の飛沫帯および干満帯から採取したコンクリートコアにより求めた  $C_0$  および  $D_{ap}$  の時間変化を示したものである。前述のように、経過年数が異なるものについては、同一の防波堤であっても経過年数によってコンクリート配合は若干異なる可能性がある。しかしながら、 $C_0$  に関しては環境条件の影響の方が卓越するため、 $C_0$  の時間変化を検討する際には、コンクリート配合が若干異なっても大きな問題は生じないと考える。図-4.4 において、 $C_0$  は時間とともに増加するという傾向は見られず、むしろ若材齢時は増加するが程度時間が経つと一定値となるという傾向が見られた。この結果は、同様の実験（普通ポルトランドセメント・W/C=0.5 の試験体を干満帯および海中部に暴露）を行っている文献4)（図中点線）の傾向と同様である。すなわち、海面直近の飛沫帯においては式(4.2)の方が適している可能性がある。

$D_{ap}$  の場合、時間とともに漸減あるいは一定値に収束

すると言われている。今回の結果も同様の傾向が見られた。

4.4 試験体暴露による調査

4.4.1 概要

栈橋上部工内における飛沫帯と干満帯に試験体を長期間設置（ただし5年まで）し、コンクリートの飽水率を調査した。この際、 $C_0$  の時間変化も調査した。なお、本調査は今後も継続して調査予定である。

4.4.2 調査概要

(1) 試験体

使用材料を表-4.2 に、配合を表-4.3 に示す。なお、防錆剤（主成分は亜硝酸カルシウム）が添加されている。試験体は  $\phi 150 \times 300$  mm の円柱であり、D10 の鉄筋が中心（かぶり 70mm）の位置に埋設されている。この試験体を X, Y, Z の3港に暴露した。防錆剤添加量は X 港については防錆剤添加量を 0, 5, 10, 20L/m<sup>3</sup> の4種類変化させており、Y および Z 港については 10L/m<sup>3</sup> の1種類の

表-4.2 使用材料

材料	港	種類など
セメント	X, Y, Z	高炉セメントB種
細骨材	X	海砂(表乾密度2.75g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.24%)
	Y	海砂(表乾密度2.57g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.26%)
	Z	海砂(表乾密度2.58g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.53%) 砕砂(表乾密度2.63g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.34%)
粗骨材	X	砕石(表乾密度2.75g/cm <sup>3</sup> , 吸水率0.40%)
	Y	砕石(表乾密度2.72g/cm <sup>3</sup> , 吸水率0.62%)
	Z	砕石(表乾密度2.85g/cm <sup>3</sup> , 吸水率0.39%)
混和剤	X, Y, Z	AE減水剤
防錆剤	X, Y, Z	主成分:亜硝酸カルシウム

表-4.3 配合

	W/C	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					防錆剤 量(L/m <sup>3</sup> )	記号
		W	C	S	G	混和剤		
X港	0.535	165	308	758	1084	0.77	0	X0
							5	X5
							10	X10
							20	X20
Y港	0.514	169	329	766	1034	0.82	10	Y10
Z港	0.540	169	313	809	1060	0.83	10	Y10

みである。

(2) 暴露環境

各港の環境条件および試験体位置を表-4.4に示す。各港ともH.W.L.(さく望平均満潮面)およびM.S.L.(平均潮位)付近の2カ所に試験体を設置した。以下,それぞれH(飛沫),M(干滴)と表記する。H(飛沫)については,全てH.W.L.の上に設置されており,飛沫帯に位置していることが分かる。なお,表中には浸漬率(海水中に浸漬している時間の割合で1年間の平均値)および平均気温(5年間)も示した。

YおよびZ港においては,栈橋上部工の下に試験体を設置した。そのため,試験体上部はコンクリート床版,周囲は鋼管杭で囲まれており,雨や波浪の影響を直接受け

にくい環境にある。一方,X港は防波堤の港内側に試験体を設置した。そのため,上部や周囲には何もなく,雨あるいは波浪の影響を直接受けやすい環境にある。

(3) 調査内容

a) 全塩化物イオン濃度

測定方法は4.3.3(1)と同様である。C<sub>0</sub>およびD<sub>ap</sub>の算出も4.3.3(2)と同様で,塩化物イオン濃度分布を式(4.2)で回帰することにより行った。

b) EPMAによる各種元素濃度分布測定

Electron Probe Micro Analyzer(EPMA)を用い,JSCE G574-2005に従い,4種の元素濃度分布を測定した。試験体暴露面から深さ40mm程度までを試料として用いた。測定を実施した試料は5年時のYおよびZ港の試験体である。分析条件は,加速電圧15kV,照射電流10nA,プローブ径50μm,ピクセルサイズ100μm,計測時間40msec/pixelである。Ca(CaO),Cl,S(SO<sub>3</sub>),Nの4元素の質量濃度分布を測定した。また,質量濃度は幅20mmの範囲の平均値を求め,骨材部分の数値は除去した(手法は3.2.2(4)と同様)。

c) コンクリートの飽水率

解体直後のコンクリートの質量,飽和質量W<sub>s</sub>,乾燥質量W<sub>d</sub>を測定し,以下の式により,コンクリートの飽水率を求めた。

$$w = \frac{W - W_d}{W_s - W_d} \times 100 \quad (4.4)$$

ここで,W:採取(解体)直後の質量,W<sub>s</sub>:飽水質量(水道水中に浸漬して十分吸水させた状態の質量),W<sub>d</sub>:絶乾質量(一定質量になるまで105℃で乾燥させた状態の質量)である。なお,採取量はX~Z港の場合25~43g程度である。採取箇所は深さ0~20mm付近(表面付近),深さ50~70mm付近(鉄筋周囲)の2カ所である(Yお

表-4.4 環境条件

		X港	Y港	Z港
暴露箇所周辺の状況		防波堤 (湾内側)	栈橋 (前垂れあり)	栈橋 (前垂れなし)
環境情報	H.W.L.(m)	2.16	4.04	2.86
	L.W.L.(m)	0.07	-0.08	0.00
	平均気温(°C)	17.3	20.3	17.1
試験体位置	H.W.L.付近(H)(m)	2.31	4.15	3.01
	M.S.L.付近(M)(m)	1.65	2.10	1.45
浸漬率 (H.W.L.付近)	1)実測(1年間)	0.01	0.02	0.00
	2)sin曲線*から推測	0.00	0.00	0.00
浸漬率 (M.S.L.付近)	1)実測(1年間)	0.24	0.69	0.60
	2)sin曲線*から推測	0.33	0.48	0.50

\*振幅が(H.W.L.-L.W.L.)/2のsin曲線

よびZ港は鉄筋周囲のみ).

また、比較として、室内20℃・湿度80~90%の環境に試験体(5.2.1(1)参照)を設置し、40週経過後に飽水率を測定した。試料採取位置は表面から20~40mmの位置で、採取量は12g程度である。

#### 4.4.3 調査結果

##### (1) コンクリートの飽水率(対象環境の湿潤状況)

図-4.5は、3港の構造物近傍に試験体を設置し、5年経過時にコンクリートの飽水率 $w$ を測定した結果である。なお、YおよびZ港の表面付近の飽水率(推定値)は、鉄筋近傍での飽水率に、X港における表面付近の値と鉄筋近傍の比(平均値)を乗じることにより推定したものである。また、図中の「20℃室内」の値は、室内20℃・湿度80~90%の環境に試験体(5.2.1(1)参照)を設置した場合のものである。

防波堤(X港)と栈橋(YおよびZ港)を比較すると、栈橋

の方が若干飽水率は高くなる傾向にあった。これは、栈橋は閉鎖的な空間であるため、コンクリートが乾燥しにくい影響が表れていると推測される。また、栈橋の場合、特に前垂れありの場合では、飛沫帯と干満帯の差はほとんどみられなかった。一方、湿度80~90%環境の室内における測定値は70%程度と比較的低い値を示した。これは、湿度は高くても外部からの水の供給がないためであると考えられる。

図-4.6は浸漬率と飽水率の関係を示したものである。図中の点線は、浸漬率が1の時に飽水率が100%となる直線で回帰したものである。浸漬率の増加に伴い、飽水率が高くなる傾向が見られる。なお、この回帰式は、第5章において浸漬率から飽水率を推定する際に用いる。

データ数は少ないが、これらの測定結果は、一般的な栈橋上部工が位置する環境の場合、飛沫帯環境であったとしてもコンクリート内部における飽水率はかなり高い

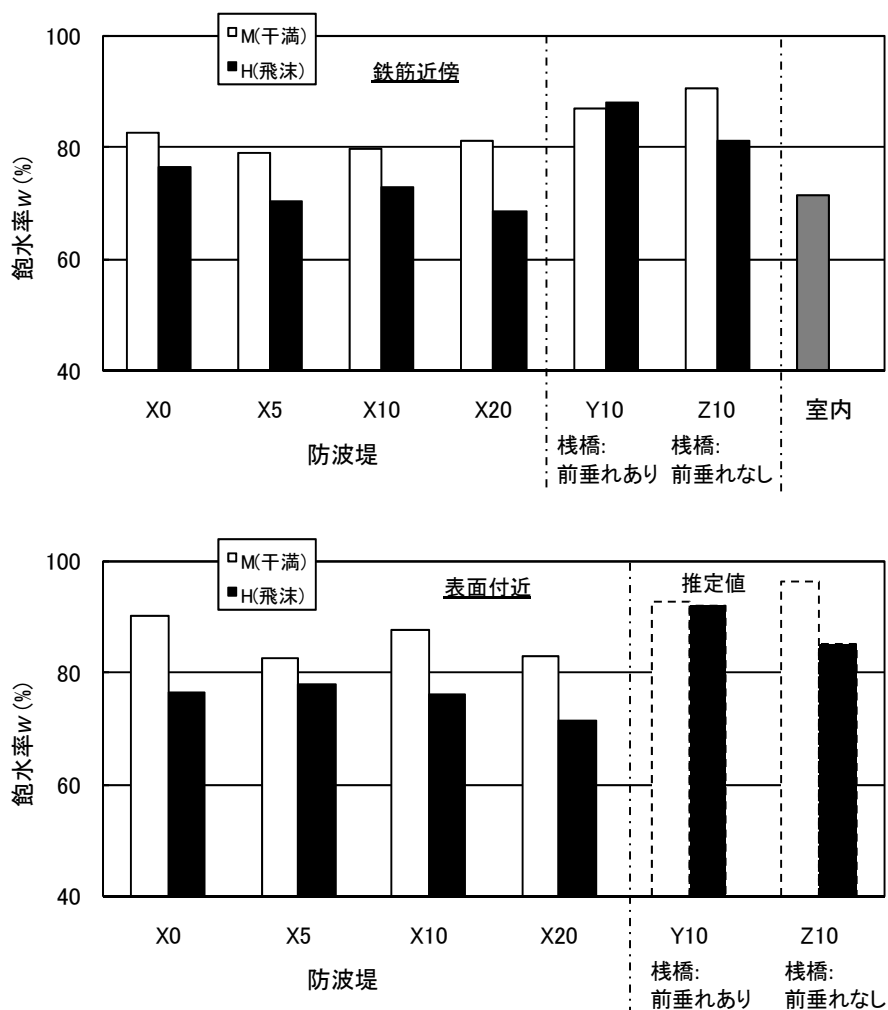


図-4.5 実環境に暴露した試験体における飽水率  $w$   
(上：鉄筋近傍，下：表面付近)

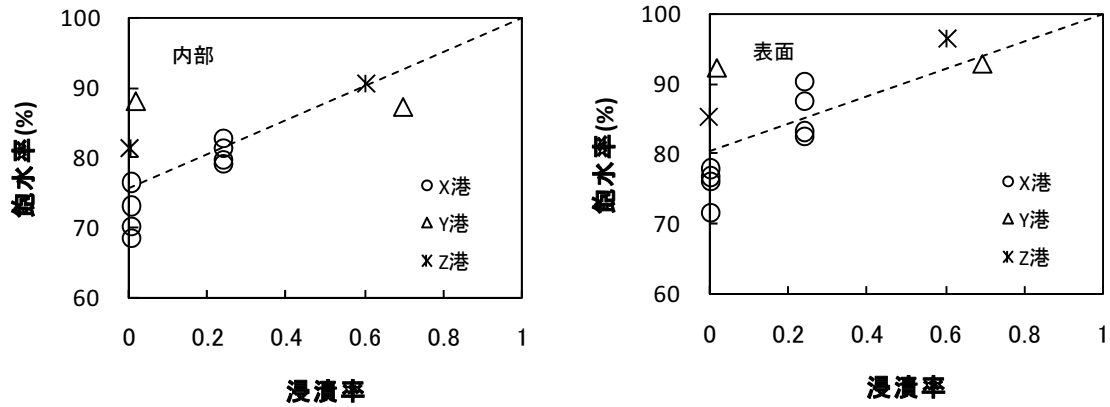


図-4.6 浸漬率と飽水率  $w$  の関係 (左：鉄筋近傍, 右：表面付近)

ことを示唆するものである。よって、栈橋上部工直下の飛沫帯環境下では式(4.2)の方が適している可能性が高いと考える。

(2) 塩化物イオン濃度分布

図-4.7 に全塩化物イオン濃度分布の一例を示す。なお、Y10-H(5年), Z10-H(5年)の深さ 20mm の 2 点については、全体の傾向を大きく逸脱した値が得られた。そのため、EPMA 測定結果から換算した値を図中に示した(点の外枠が点線)。また、図中の 5 年(EPMA)の値(単位:  $\text{kg}/\text{m}^3$ )は、EPMA による測定値(mass(%))と JIS A 1154 による測定値( $\text{kg}/\text{m}^3$ )の両者の相関式を求め、その式を用いて単位を換算した。

深さ 20mm 付近の値はどの試験体についても概ね時間とともに増加している。しかしながら、深さ 10mm の値は、5 年時の方が 3 年時よりも低い場合が多く見られる。表-4.5 は深さ 10mm での全塩化物イオン濃度比(= 5 年/3 年)を示したものである。H(飛沫)の方は 6 ケース中 5 ケースが 1 を下回っており、5 年の方が値が低下する傾向がうかがえる。一方、M(干満)の方は 6 ケース中 4 ケースが 1 より大きく、その他の 2 ケースもほぼ 1 に近い。この違いの原因については(3)で考察する。

(3) EPMA による S, Ca および Cl 濃度分布

図-4.8 は EPMA により測定した S, Ca および Cl の濃度分布である。なお、値のばらつきを少なくするため、実測値を 10 点の移動平均として再計算した値を示した。どのケースも S が侵入している箇所では Cl, Ca が低下し

ている。また、S の侵入範囲は H(飛沫)の方が M(干満)よりも深い。表-4.6 は Cl および S が最大となる深さ(Cl 最大深さ, S 最大深さと表記), S の侵入深さ(内部から極大に向かい、濃度増加が開始する点), Ca 低下範囲(表面に向かい、濃度減少が開始する点)をまとめたものである。第 3 章の図-3.15 において、S 侵入深さと Cl 最大深さ( $y_{Cl}$ )が同程度であったが、今回も同様の傾向が見られた。一方、中性化した範囲でも Cl 濃度が低下することが知られている。しかし、第 3 章の図-3.16 では、中性化深さと  $y_{Cl}$  の間には良い相関がみられなかった。すなわち、S の侵入が卓越する場合、塩分濃度の低下には中性化深さよりも S の影響が強くなる。

以上の結果より、図-4.7 の Cl 濃度分布測定結果において表面部で濃度が低下し、その傾向は H(飛沫)の方が顕著であった理由は、M(干満)と比較すると S が侵入しやすかったためと考えられる。ただし、干満帯より飛沫帯の場合に S が侵入しやすい理由については不明確である。

このように、暴露環境によって表面近傍の各種イオンの挙動は異なり、結果として塩化物イオンの拡散性状も異なる。厳密に言えば、塩化物イオン濃度の拡散予測時にはこれらを考慮する必要がある。

(4)  $C_0$  および  $D_{ap}$  算定結果

図-4.7 における 5 年時の塩化物イオン濃度分布測定値(JIS A 1154 により測定した 3~4 点)を式(4.2)で回帰し、 $C_0$  および  $D_{ap}$  を算定した結果を図-4.9 に示す。なお、Y10-H(5年), Z10-H(5年)は深さ 10mm の値が実際より小さな値を測定している可能性が高く、この 2 ケースについては EPMA による測定値を用いて回帰を行った。以下、防錆剤、暴露環境、時間変化の影響について考察する。

a) 防錆剤添加量の影響

$D_{ap}$  に関しては、X0, X5, X10, X20 の間で顕著な違

表-4.5 深さ 10mm での塩化物イオン濃度比 (=5 年/3 年)

	X0	X5	X10	X20	Y10	Z10
H(飛沫)	0.92	0.79	1.56	0.78	0.74	0.83
M(干満)	0.93	1.18	1.17	0.98	1.12	1.31

(斜体: 1 以上)



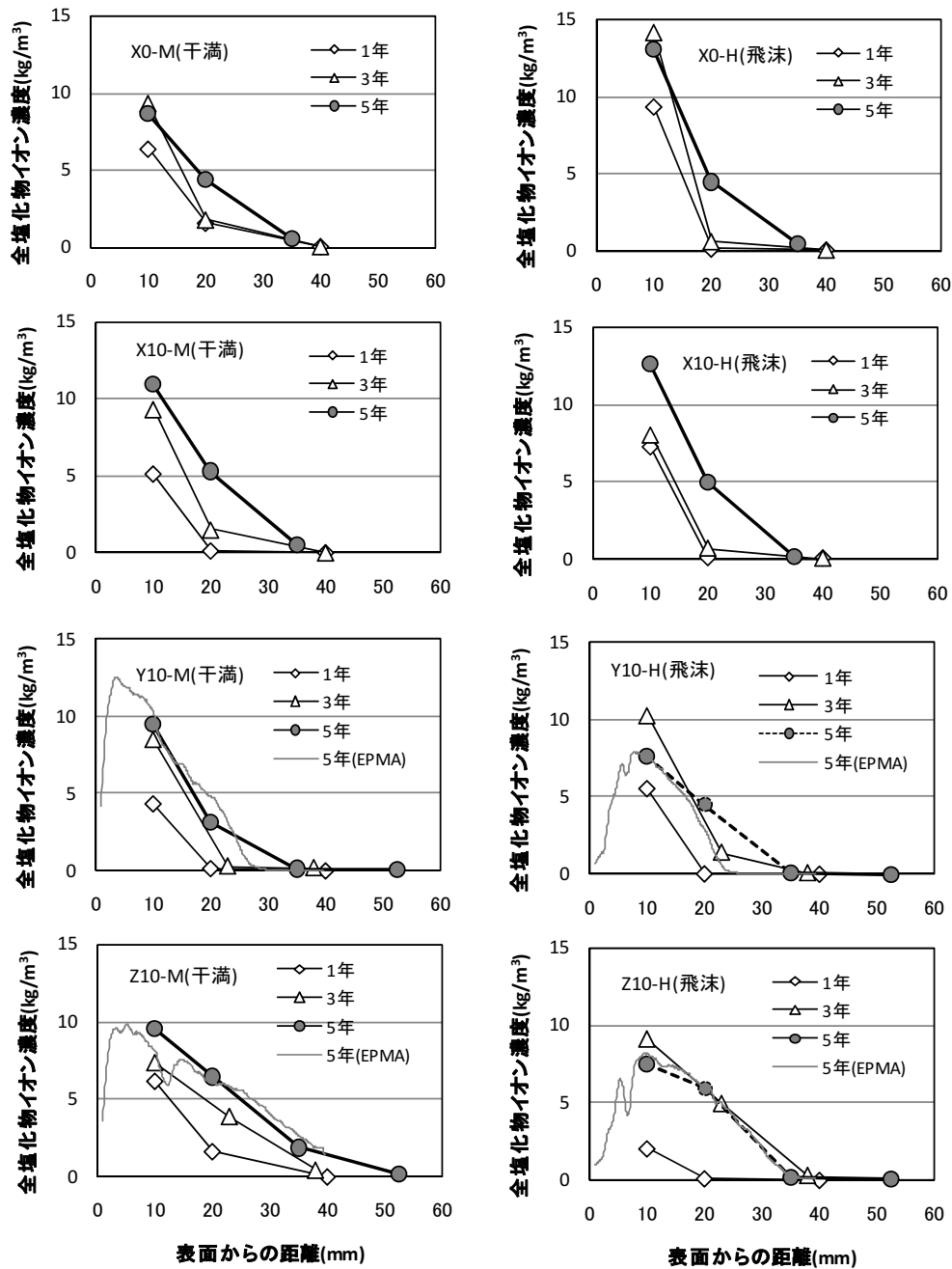


図-4.7 塩化物イオン濃度分布

いは見られず、防錆剤添加が  $D_{ap}$  に及ぼす影響は特に無いようである。  $C_0$  についても、防錆剤添加による影響は明確でない。 よって、塩化物イオン拡散性状に及ぼす防錆剤添加の影響はないと考えて以下の考察を進める。 なお本検討は  $C_0$  や  $D_{ap}$  の絶対値が問題ではなく、時間の経過による相対変化が問題であるため、防錆剤により著しく劣化が進行しない限り、あるいは著しく性能が向上しない限りは防錆剤の添加の影響は特にないと考えた。

b) 暴露環境の影響

$D_{ap}$  に関しては、H(飛沫)よりも M(干満)の方が若干大

きくなる傾向が見られた。 既往の研究 (2.3.6(2)参照) においても、同様な傾向を示す報告があった。 干満帯より飛沫帯の場合に  $D_{ap}$  が小さくなる理由の1つとして、イオンの拡散時に必要なコンクリート細孔溶液中の水量、言い換えるとコンクリートの飽水率が低下したことが考えられる<sup>5)</sup>。 “飽水率が  $D_{ap}$  の値に強く影響を及ぼす” と仮定すると、飛沫帯と干満帯でコンクリートの飽水率が同程度であるならば、飛沫帯と干満帯において  $D_{ap}$  は同程度になると推測される (ただしコンクリート品質が同程度の場合)。 そこで、飛沫帯と干満帯における飽水率の

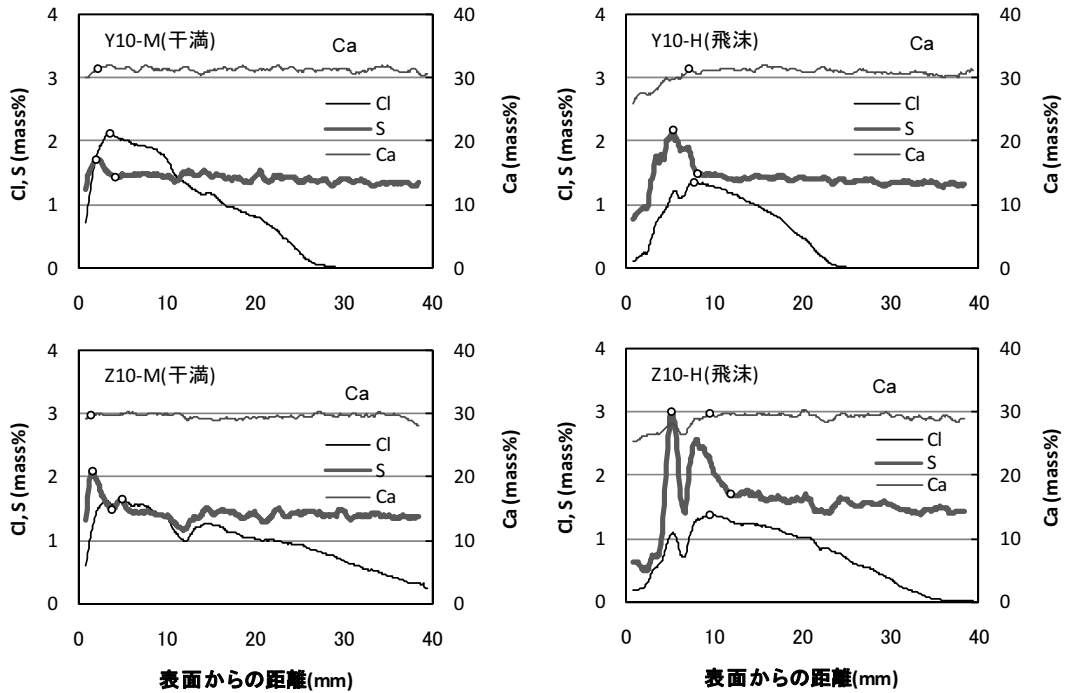


図-4.8 EPMAによるS, Ca, Cl濃度分布 (○:表-4.6の値の読み取り箇所)

表-4.6 各物質の分布特性一覧 (図-4.7の○)

	Y10		Z10	
	M(干満)	H(飛沫)	M(干満)	H(飛沫)
Cl最大深さ	3.6	7.9	5.0	9.6
S最大深さ	2.1	5.4	1.6	5.2
S侵入深さ	4.1	8.2	3.9	11.9
Ca低下範囲	2.2	7.3	1.4	9.7

(単位: mm)

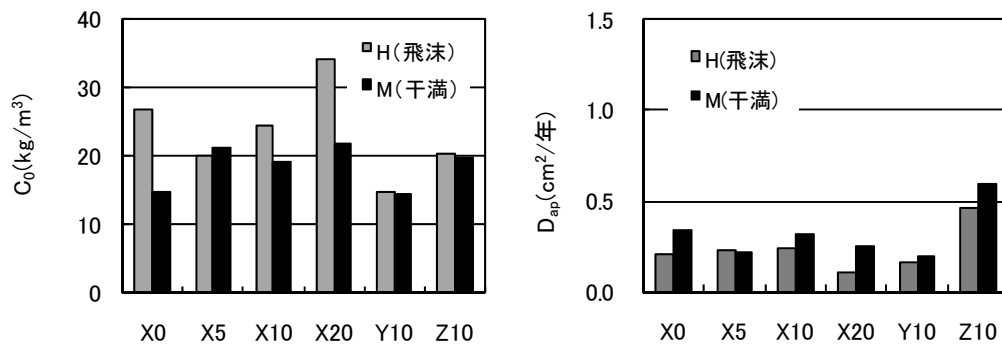


図-4.9  $C_0$ および $D_{ap}$ 算定結果 (材齢5年時)

比と、飛沫帯と干満帯における $D_{ap}$ の比を比較したものが図-4.10である。ばらつきはあるが、飽水率の比が1に近づくにつれて、 $D_{ap}$ の比も1に近づいているように見える。すなわち、飛沫帯と干満帯の飽水率が同程度になるにつれて、飛沫帯と干満帯の $D_{ap}$ の値が近づいてい

るように見える。しかし、データ数は十分ではない。今後データを蓄積しつつ、暴露環境すなわち飽水率と $D_{ap}$ の相関関係を確認する必要がある。なお、 $D_{ap}$ に及ぼす暴露環境の影響については、第7章でも検討している。

$C_0$ に関しては、YおよびZ港試験体ではH(飛沫)とM

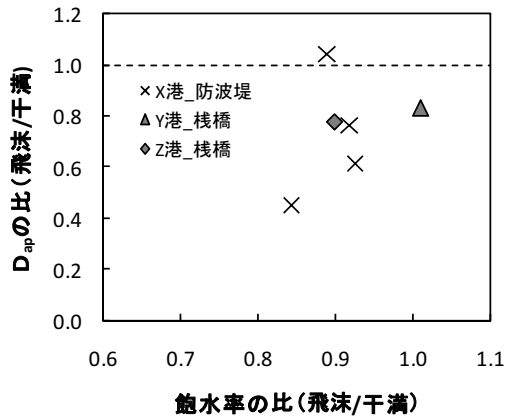


図-4.10 飛沫帯と干満帯における飽水率比と  $D_{ap}$  比の関係 (材齢 5 年時)

(干満)の環境の違いは見られない。X 港試験体では、M (干満)に比べて H (飛沫)の方が  $C_0$  は大きく、ばらつきも大きい。また、防波堤にある X 港試験体が、棧橋下にある Y および Z 港試験体と比べて  $C_0$  が大きい。文献 6)によれば、波のエネルギーが大きいと  $C_0$  が大きくなるという報告がある。実際に波浪の程度を観察・測定していない

が、防波堤の方が棧橋下よりも波浪の影響は大きいと推測される。この環境の違いが  $C_0$  の値に影響を及ぼした可能性がある。

(5)  $C_0$  および  $D_{ap}$  の時間変化

図-4.11 および図-4.12 に  $C_0$  および  $D_{ap}$  の時間変化を示す。なお、1 年時においては回帰計算時に有効なデータは実質 1 点しかなく信頼性が低いため、他と区別するため点線で点を結んだ。また、比較として、同様の材料、配合および環境 (高炉セメント B 種, W/C=0.5, 海中)での測定値から回帰した文献 4)の式を示した。

$C_0$  はほぼ文献 4)の式に近い値を示した。ただし、3 年と 5 年では増加傾向が見られないものが多い。なお、X 港の H (飛沫)では増加傾向がみられた。この理由の 1 つとして、試験体設置位置が防波堤付近であり、波浪の影響を受けやすいことが考えられる。また、飽水率の違いが影響している可能性もある。図-4.13 は、飽水率と 3 年と 5 年における  $C_0$  の変化率 (=5 年/3 年)を示したものである。飽水率が小さい X 港の H (飛沫)の場合に変化率が大きく、飽水率が大きい他の環境の場合には変化率が小さくなる傾向が見られる。 $C_0$  の時間変化を示した第 2 章図-2.11 においても、海上大気中のように乾燥しや

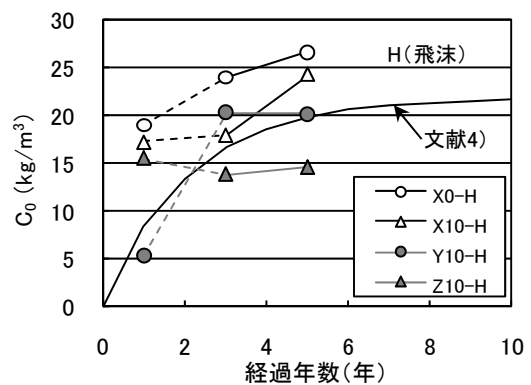
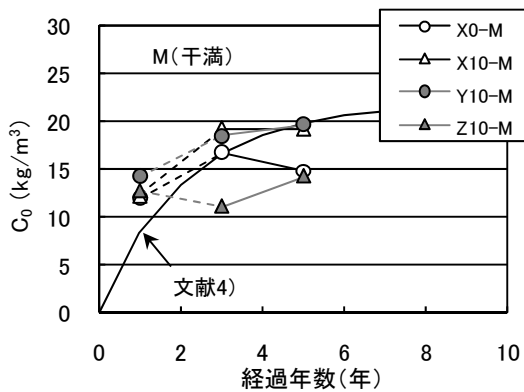


図-4.11  $C_0$  の時間変化

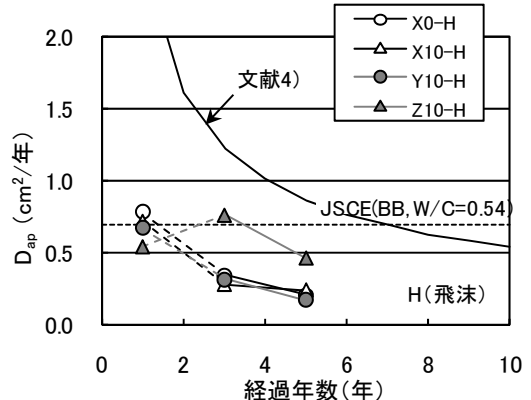
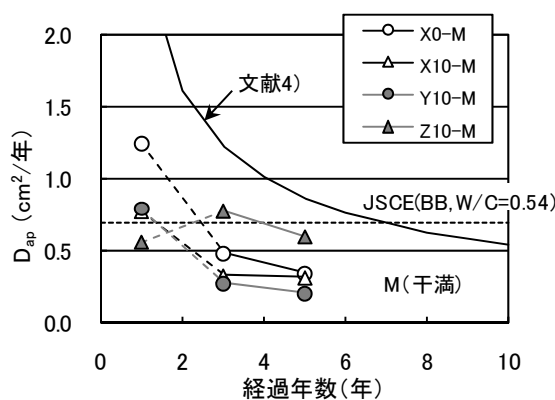


図-4.12  $D_{ap}$  の時間変化

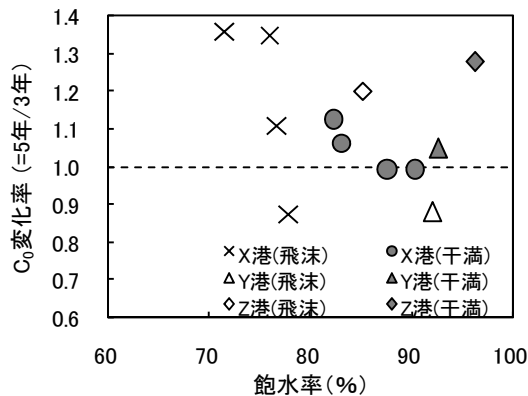


図-4.13 飽水率と  $C_0$  変化率 (=5年/3年) の関係

すい環境だと  $C_0$  が収束しにくく、海中部や干満帯のような湿潤環境だと比較的早い段階で  $C_0$  が収束しやすくなる傾向が見られた<sup>9)</sup>。すなわち、図-4.13 および図-2.11 は、飽水率によって  $C_0$  値の収束傾向が変わることを示唆するものである。よって、データ数は少ないものの、図-4.13 の結果は、対象環境に位置するコンクリートの飽水率により塩化物イオン拡散予測に用いる評価式（拡散方程式の解）の適用範囲が決定される可能性を示唆するものとする。評価式の適用範囲およびその設定の根拠は明確になっておらず、図-4.13 のような定量的な判定方法が確立されることが望まれる。

$D_{ap}$  に関しては、文献4)の式と比較して値は下回るが、3年と5年の間では同様な傾向を示した。

#### (6) $C_0$ および $D_{ap}$ 評価時の課題

$C_0$  および  $D_{ap}$  を評価する場合、厳密には塩化物イオン濃度分布を連続的に把握する必要がある。特に今回のように塩化物イオン浸透量が少ない若材齢の試験体や、 $D_{ap}$  が小さい高炉セメントの場合はその必要性が高い。また、S の侵入あるいは中性化の影響が顕著な場合、表面で濃度低下が起これば、その影響が  $C_0$  や  $D_{ap}$  の値の算定に影響する。

上記のような表面付近の濃度低下に関して、現状では濃度低下している箇所のデータを無視する対応を取ることが多い。しかし、この手法が、 $C_0$  および  $D_{ap}$  の評価時にどの程度影響するかについてはよく分かっていない。

$C_0$  および  $D_{ap}$  の時間変化を詳細に検討する際には、表面付近の塩化物イオン濃度低下に加え、上記のように表面付近の各種イオンの挙動の把握を考慮する必要がある。これについては今後の課題としたい。

## 4.5 まとめ

本章では、塩化物イオン拡散予測に一般的に用いられ

る式(4.2)が、本研究で主対象としている栈橋上部工内の飛沫帯環境でも適用可能であることを検証するため、①飛沫帯環境での  $C_0$  の時間依存性、②飛沫帯環境（特に栈橋上部工近傍）におけるコンクリートの湿潤状況（飽水率）について、実構造物調査および実環境暴露試験を行った。式(4.2)を以下に示す。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (4.2)$$

ここで、 $C(x,t)$ ：時間（経過年数） $t$ （年）、表面からの距離  $x$ （cm）における塩化物イオン濃度（ $\text{kg}/\text{m}^3$ ）、 $C_0$ ：コンクリート表面における塩化物イオン濃度（ $\text{kg}/\text{m}^3$ ）、 $D_{ap}$ ：見かけの塩化物イオン拡散係数（ $\text{cm}^2/\text{年}$ ）、 $\operatorname{erf}(s)$ ：誤差関数、である。

検証結果を以下にまとめる。

(1) 飛沫帯に位置する実構造物のうち、品質が同程度で材齢が異なる構造物（防波堤側壁で、H.W.L.付近～+0.8m程度の位置）を選定し、そのコンクリートにおける  $C_0$  の時間変化（最長 24 年）を調査した結果、 $C_0$  は時間とともに増加するという傾向は見られず、むしろ若材齢時は増加するがある程度時間が経つと一定値となるという傾向が見られた。すなわち、海面近傍の飛沫帯であれば、式(4.2)が適用可能と考えられる。

(2) 栈橋上部工内における飛沫帯と干満帯に試験体を長期間設置（5 年まで）し、コンクリートの湿潤状況（飽水率）を調査した結果、防波堤(X 港)と栈橋(Y および Z 港)を比較すると、栈橋の方が若干飽水率は高くなる傾向にあった。これは、栈橋は閉鎖的な空間であるため、コンクリートが乾燥しにくい影響が表れていると推測される。また、栈橋の場合、飛沫帯と干満帯の飽水率は同程度であった。

これらの測定結果は、一般的な栈橋上部工が位置する飛沫帯環境の場合、コンクリート内部における飽水率はかなり高く、干満帯の環境に近いことを示唆するものである。よって、栈橋上部工近傍の飛沫環境下は干満帯の環境に近く、干満帯で適用されている式(4.2)が適用可能と考える。

以上のことを踏まえ、供用年数が 50 年程度と比較的長く、かつ比較的湿潤した環境に位置している栈橋上部工を主対象とした本研究では、 $C_0$  を一定とみなし、塩化物イオン拡散予測の際、あるいは回帰計算により  $C_0$  および  $D_{ap}$  を算出する際には式(4.2)を用いることとした。

工学的な観点から考えると、予測計算は極力シンプル

なものが望ましい。よって、長期間経過したデータにおいて、 $C_0$ および $D_{ap}$ がほぼ時間一定とみなせるのであるならば、本章で提案しているように、 $C_0$ および $D_{ap}$ を時間一定とみなして差し支えないと考える。ただし、長期にわたる $C_0$ および $D_{ap}$ の時間変化のデータが少ないのも事実である。今後データを蓄積することで引き続き検討を行う予定である。また、後半で少し触れたが、コンクリート表面部での塩化物イオンの挙動はまだ不明確な点が多い。上述の課題の検討の際にこの点も併せて検討したいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 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, 2004.5.
- 2) 藤田弘昭, 上原子晶久, 津村幸三, 石澤徹: 青森県日本海沿岸における RC 橋梁の塩害に関する調査, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.2, pp.330-340, 2006.5.
- 3) 川村力, 谷村幸裕, 曾我部正道, 鳥取誠一, 長谷川雅志, 東川孝治: 鉄道構造物の調査に基づくコンクリート中への塩化物イオン浸透に関する研究, 土木学会論文集, No.781/V-663, pp.193-204, 2005.2.
- 4) 竹田宣典, 十河茂幸, 迫田恵三, 出光隆: 種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.599, V-40, pp.91-104, 1998.8
- 5) Lau, K., Saguess, A.A., Yao, L.: Corrosion Performance of Concrete Cylinder Piles, Corrosion, Vol.63, No.4, pp.366-378, 2007.04
- 6) 大即信明, 長滝重義, 福手勤, 中下兼次: 港湾での鉄筋コンクリートの塩害に及ぼす海洋環境の影響に関する基礎的検討, 土木学会論文集, No.472, V-20, pp.59-68, 1993.8
- 7) Mccarter, W. J., Linfoot, B. T., Chrisp, T. M., Starrs, G.: Performance of concrete in XS1, XS2 and XS3 environments, Magazine of Concrete Research, Vol.60, No.4, pp.261-270, 2008.05

## 5. 鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 ( $C_{lim}$ ) に関する検討

### 5.1 序論

腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  は鉄筋腐食発生時期に関連する非常に重要な要因である。この値については諸説あり、一般的には  $1.2 \sim 2.4 \text{ kg/m}^3$  程度であると考えられているが、試験方法や試験環境によって大きく異なる。 $C_{lim}$  の試験方法に関しては、2.3.3 で述べたように、塩化物イオンを試験体の外から侵入させる方法が最も信頼性が高いと考えられる。試験環境の影響に関しては、2.3.3 で述べたように、コンクリートの飽水率 (4.4.2 参照) が影響するようである。実環境での  $C_{lim}$  を評価するためにはコンクリートの飽水率も実環境程度の状態にしておく必要がある。

以上のことから本章では、試験体としてコンクリートを用い、実環境相当の環境に暴露する方法を主として採用し、(独) 港湾空港技術研究所内の暴露施設 (海水循環水槽) に 15 年間暴露された試験体に関する調査結果を用いて、 $C_{lim}$  について評価を行った。また、比較として、コンクリート中に事前に NaCl を混入し、高湿度の室内環境に暴露する方法でも検討を行った。

また、腐食の発生に関しては、打設後のコンクリートの収縮や荷重によって生じたひび割れ箇所での問題も極

めて重要である。ここでは、腐食に及ぼすひび割れの影響について、(独) 港湾空港技術研究所内の暴露施設 (海水循環水槽) に 15 年間暴露された試験体に関する調査結果を用いて、鉄筋腐食に及ぼすひび割れの影響についても検討を行う。また、この調査結果を用い、照査時に必要となる「ひび割れ幅の限界値  $w_a$ 」についても考察を行った。

本章の検討フローを図-5.1 に示す。

### 5.2 実験概要

#### 5.2.1 検討に用いた試料

(1) 塩分を事前に混入させた場合

#### a) 使用材料および試験体

試験体概略を図-5.2、配合および試験体一覧を表-5.1 に示す。使用したセメントは普通ポルトランドセメント (密度  $3.15 \text{ g/cm}^3$ ) および高炉セメント B 種 (密度  $3.04 \text{ g/cm}^3$ )、細骨材は静岡県上内田産 (表乾密度  $2.58 \text{ g/cm}^3$ )、粗骨材は茨城県岩瀬産 (表乾密度  $2.65 \text{ g/cm}^3$ ) を用いた。また、鉄筋の腐食を促進させるため、練混ぜ時に塩化ナトリウム (NaCl) を混入させた。この際、コンクリート  $1 \text{ m}^3$  あたりの塩化物イオン量が  $0, 1.2, 2.0, 3.1 \text{ kg/m}^3$  となるように混入量を設定した。

試験体形状は  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$  であり、 $\phi 10 \text{ mm}$  異型鉄筋 (SD295A, 黒皮付) をかぶり  $20$  および  $40 \text{ mm}$  で 2 本ず

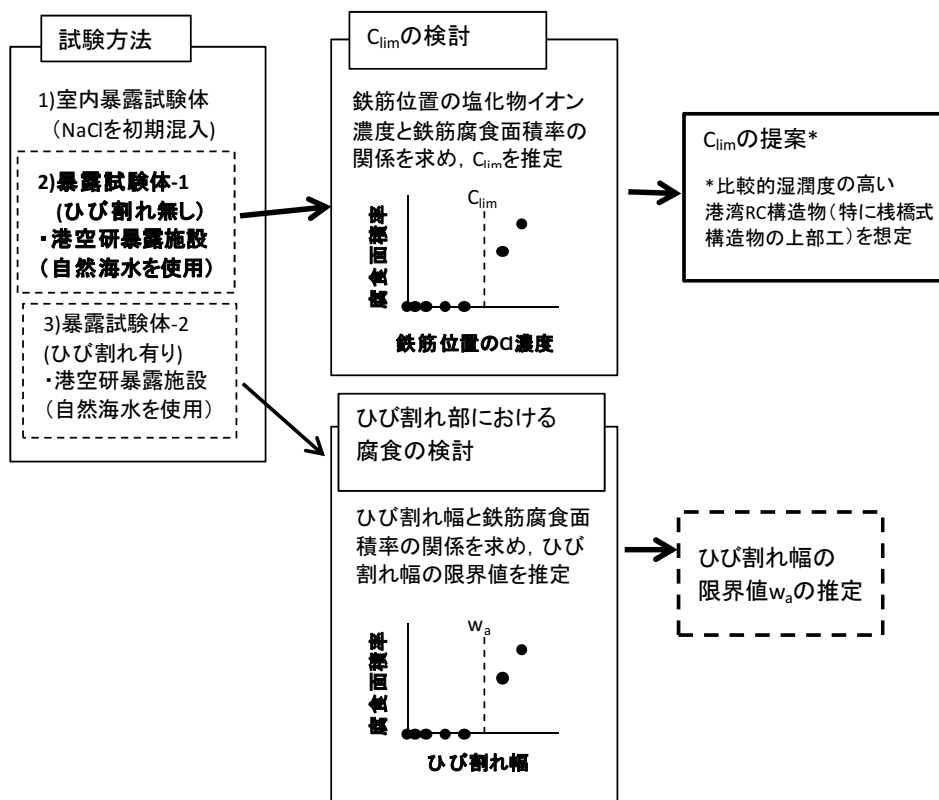
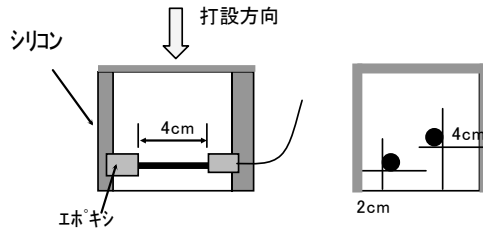


図-5.1 5章検討フロー



(底面以外全面シリコン被覆)

図-5.2 試験体

表-5.1 配合

セメント	名称	W/C	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						混和剤 AE 減水剤 (C×%)	飽水率	
			W	C	S	G	NaCl	(Cl)		20°C40週	40°C20週
普通 ポルト ランド セメント	N-0	55	175	318	789	988	0.00	0.00	0.25	0.71	-
	N-2.0						2.03	1.23		-	0.59
	N-3.4						3.38	2.05		-	-
	N-5.1						5.06	3.07		-	0.66
高炉 セメント B種	B-0	55	175	318	779	988	0.00	0.00	0.25	-	-
	B-2.0						2.03	1.23		-	0.66
	B-3.4						3.38	2.05		-	-
	B-5.1						5.06	3.07		-	0.73

つ埋設した。なお、鉄筋先端に電気化学的測定用のリード線を接続している。試験体底面以外はシリコンで被覆し、酸素等の物質移動面を底面のみとした。

b) 暴露環境

以下の2つの環境で暴露を行った。

i) 温度 20°C・湿度 80-90%程度

温度 20°C、湿度 80-90%程度に保たれている部屋の中に試験体を暴露した。試験体の割裂は約 10 週後 (70 日後) および約 40 週後 (280 日後) に行った。その後、約 300 日後まで暴露を行った。

ii) 温度 40°C・湿度 90%程度

暴露環境 i) の試験が終了後、温度 40°C、湿度 90%程度に保たれているチャンバーの中に試験体を移設した。試験体の割裂は移設後約 40 週時 (280 日) に行った。

(2) 塩分を外部から侵入させた場合 (ひび割れ無し)

a) 使用材料および試験体

セメントは、普通ポルトランドセメント (表-5.2 中では N)、高炉セメント A 種 (B-A)・B 種 (B-B)・C 種 (B-C)、フライアッシュセメント B 種 (F-B) の計 5 種類を用いた。骨材は、細骨材として神奈川県産の川砂 (表乾密度 2.64g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 1.82%), 粗骨材として神奈川県産の川砂利 (表乾密度 2.76g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 1.10%) を用いた。また、練混ぜ水として水道水・海水 (久里浜湾から採取。塩化物イオン濃度は 17g/L) の 2 種類を用いた。コンクリートの配合を表-5.2 に示す。水セメント比は 0.45,

0.55 の 2 種類である。なお、本配合は、目標スランプ 8 ± 1cm, 目標空気量 4 ± 1% として定められたものである。

製造した試験体の形状は φ150 × 300mm の円柱で、内部に鉄筋 (φ9mm 丸鋼) がかぶり 20, 40 および 70mm で埋設されている。図-5.4 に試験体概略を示す。

b) 暴露環境

(独) 港湾空港技術研究所内の暴露施設における干満帯および海中部に暴露を行った。図-5.5 に干満サイクル

表-5.2 コンクリート配合

セメント	W/C	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
		W	C	S	G	
N	0.45	水道水	162	360	738	1110
			166	302	826	1056
	0.55	海水	165	367	732	1102
			168	305	823	1051
B-A	0.45	水道水	158	351	758	1094
			158	287	820	1092
	0.55	海水	160	356	756	1091
			162	295	812	1081
B-B	0.45	水道水	160	355	736	1108
			162	295	793	1099
	0.55	海水	162	360	733	1103
			164	298	789	1094
B-C	0.45	水道水	162	360	714	1120
			164	298	770	1112
	0.55	海水	164	364	710	1114
			166	302	767	1107
F-B	0.45	水道水	158	351	738	1110
			160	291	792	1097
	0.55	海水	160	356	733	1103
			162	295	790	1096

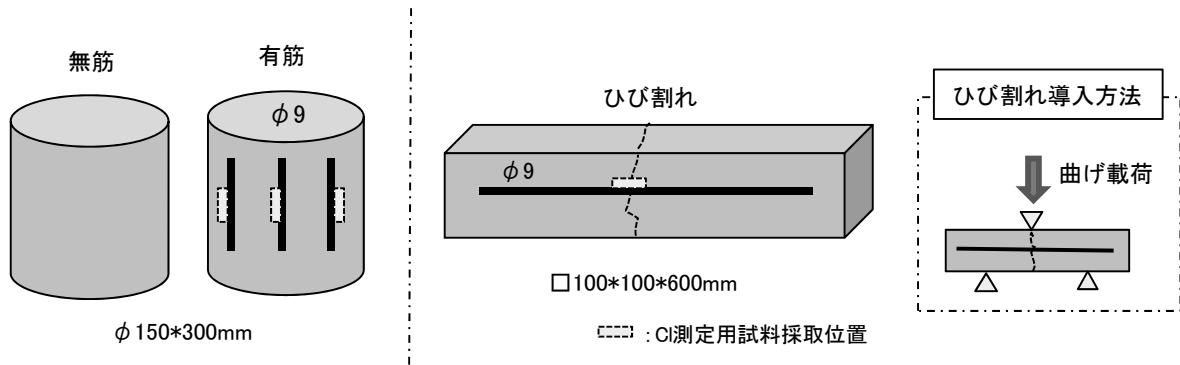


図-5.4 試験体概略

および暴露位置を示す。干満帯における浸漬率（＝浸漬している時間の割合）を図から読み取ると0.458となる。

(3) 塩分を外部から侵入させた場合（ひび割れあり）

a) 使用材料および試験体

セメントは普通ポルトランドセメント(N)，高炉セメントA・B・C種(S-A，S-B，S-C)，フライアッシュセメントB種(F-B)の計5種類を用いた。骨材は川砂および川砂利，混和剤はAE減水剤および空気量調整剤，練混ぜ水は水道水および久里浜湾より採取した海水（塩化物イオン(Cl)濃度 17g/l)を用いた。試験に用いたコンクリートの配合を表-5.2に示す。目標スランプは $8 \pm 1$ cm，目標空気量は $4 \pm 1\%$ とした。水セメント比を0.45および0.55，練混ぜ水を水道水および海水とした。

供試体は角柱供試体(100×100×600mm)で，中心に1本鉄筋が埋設されている。打設後，曲げ載荷によりひび割れを導入した。ひび割れ幅はクラックスケールを用いて計測した。計測されたひび割れ幅の最大値は，後述の表-5.3および表-5.4に示した。

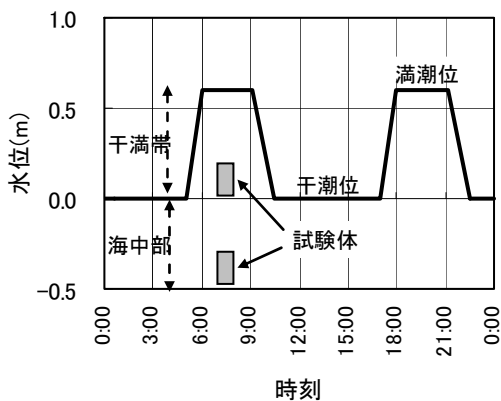


図-5.5 干満サイクルおよび暴露位置

b) 暴露環境

前述の(独)港湾空港技術研究所内の暴露施設中における干満帯および海中部に約15年間浸漬させた。

5.2.2 調査項目

所定の期間が経過した時点で試験体を解体後，鉄筋に生じた腐食面積率および鉄筋位置における全塩化物イオン濃度あるいは可溶性塩化物イオン濃度を測定した。前者は鉄筋における腐食部分（目視で明確に判別できる部分）を透明フィルムに写し取り，鉄筋表面積に対する割合として求めた。後者はJCI-SC4「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に準拠して求めた。

(1) 塩化物イオン濃度分布測定（※5.2.1(1)の試験体については未実施）

円柱供試体側面から深さ方向に15～25，35～45，65～75mmの範囲で試料を採取し，JCI-SC4に準拠し，全塩化物イオン濃度および可溶性塩化物イオン濃度を測定した。角柱試験体については，ひび割れ部の可溶性塩化物イオン濃度を測定した。

(2) 鉄筋腐食量測定

供試体を割裂して鉄筋を取り出し，鉄筋腐食面積率と，孔食が観察された箇所における最大腐食深さおよび最大腐食径を測定した。鉄筋腐食面積率は，腐食部分を透明フィルムに写し取って，その面積を求めた。孔食箇所の最大腐食深さおよび最大腐食径はノギスで計測した（後述の写真-5.1参照）。

(3) コンクリートの飽水率測定（※5.2.1(2)の試験体については未実施）

解体直後のコンクリートの質量，飽和質量 $W_s$ ，乾燥質量 $W_d$ を測定することにより，コンクリートの飽水率を求めた（4.4.2と同様）。その結果を表-5.1に示す。採取箇所は深さ20～40mm付近（鉄筋周囲）である。全体として，0.6～0.7程度の値を示した。

(4) コンクリート抵抗（※5.2.1(2)の試験体については未実施）



四国総合研究所製鉄筋腐食診断器を用いて測定した。これは交流インピーダンス法によるものである。高低二種類（10Hz・20MHz）の周波数の交流電圧を10mVの電圧で印加し、応答電流が測定され、抵抗が求められる。この際の低周波（10Hz）時に計測される抵抗がコンクリート抵抗である。

### 5.3 実験結果

#### 5.3.1 塩分を事前に混入させた場合（ひび割れ無し・室内試験）

図-5.6に全塩化物イオン濃度と鉄筋腐食面積率を示す。普通ポルトランドセメント(N)の場合、塩化物イオン濃度の増加と共に腐食量が増加する傾向が認められる。腐食が開始する塩化物イオン濃度について、今回のNの結果では $1.2\text{ kg/m}^3$ （=JSCE示方書における $C_{lim}$ ）の場合はほとんど腐食がなく、 $2.0\text{ kg/m}^3$ の場合は明確な腐食が確認された。既往の知見では $1.2\sim 2.4\text{ kg/m}^3$ とされているが、今回も同様であった。なお、今回、高炉セメントB種(B)の場合に明確な腐食が見られなかった。この原因

の1つとして、コンクリート抵抗（電気抵抗）が大きいために電気化学的反応である鉄の腐食反応が生じにくかった（コンクリート中をイオンが移動しにくかった）ことが考えられる。図-5.7はコンクリート抵抗の時間変化である。初期の段階でBBの方がNよりも大きく、さらには材齢とともに増加している。材齢とともに増加しているのは、コンクリートが乾燥したためと考えられる。このように、Bの方がコンクリート抵抗が大きかったことで、図-5.6のような差異が現われたものと考えられる。

なお、図-5.6のようにBで腐食が生じなかった現象は今回の試験環境における問題であり、栈橋上部工が位置するような実環境においてはこの結果と異なる可能性が高い。

#### 5.3.2 塩分を外部から侵入させた場合（ひび割れ無し・海洋環境暴露試験）

図-5.8は、鉄筋位置での塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係をかぶり深さ別に整理したものである。また、図中の $1.2\text{ kg/m}^3$ はJSCE示方書における $C_{lim}$ の値である。干満帯の場合、全塩化物イオン濃度が $2.0\text{ kg/m}^3$ 付近から

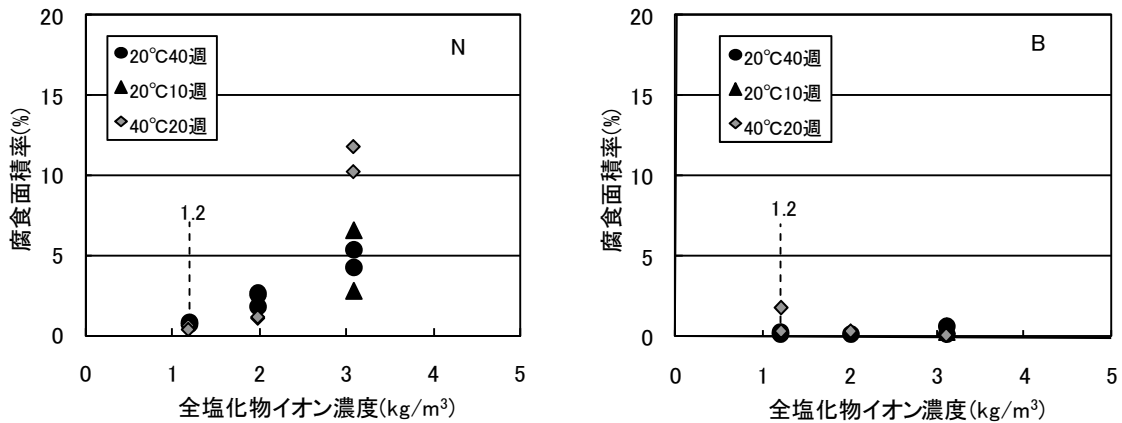


図-5.6 鉄筋位置の塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係

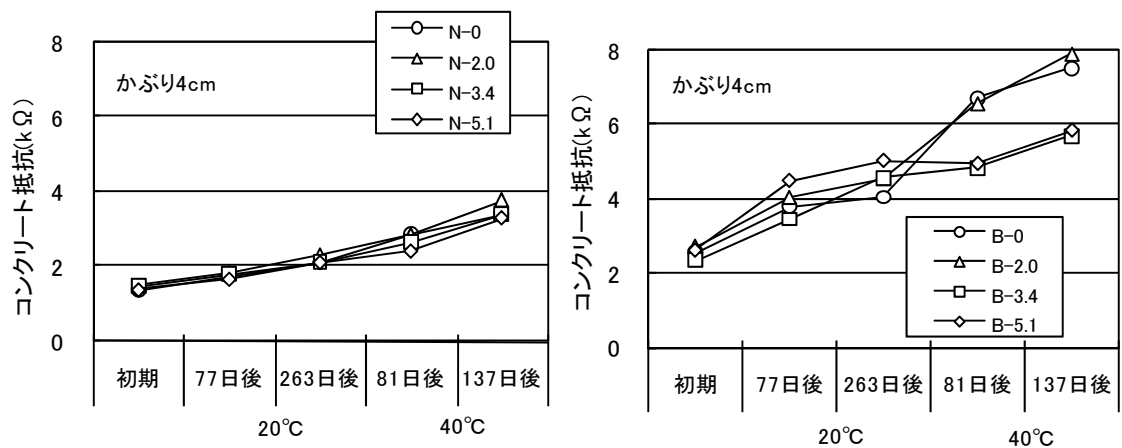
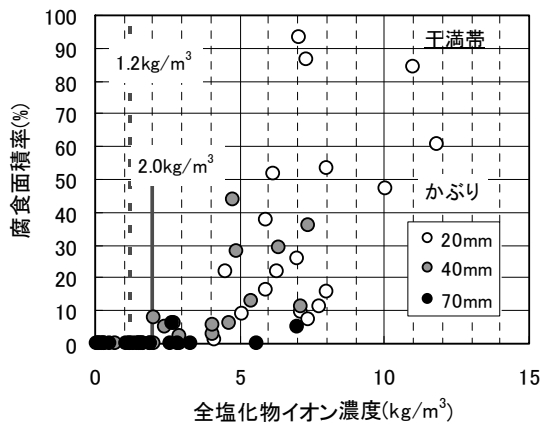
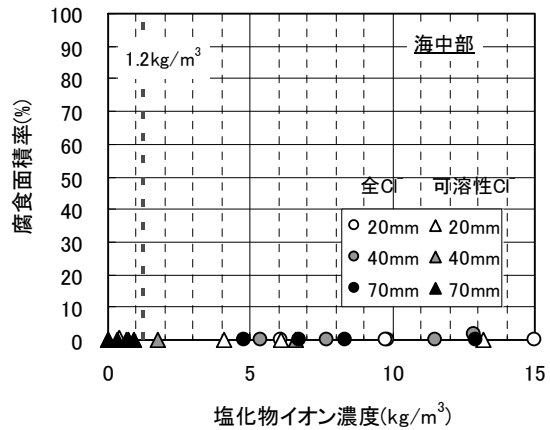


図-5.7 コンクリート抵抗の変化



(干満帯)



(海中部)

図-5.8 鉄筋位置の塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係

腐食の傾向が見られ始め、さらに濃度が大きくなると明確な腐食傾向が見られる。また、かぶりの影響も見られ、かぶりが比較的大きな70mmの場合は鉄筋位置の全塩化物イオン濃度が大きくても腐食が生じていないものが見立つ。このことは他の文献<sup>1)</sup>でも報告されており、原因としてはかぶりが大きいことで鉄筋表面への酸素供給量が減少していることが考えられる。

一方、海中部の場合、鉄筋位置における塩化物イオン濃度が干満帯と同等もしくは多いにもかかわらず、ほとんど腐食が生じていなかった。これは設置環境が海中部のため、外部からの酸素の供給量およびコンクリート内部を透過する量が少なかったためと考えられる。

今回の干満帯および海中部の結果において、 $C_{lim}$ は $1.2\text{kg/m}^3$ よりも大きくなっているようである。これは、腐食の要因である酸素の拡散性状はコンクリートの飽水率の増加とともに小さくなるため<sup>2)</sup>、鉄筋の腐食反応速度が緩やかとなり、仮に鉄筋表面の塩化物イオン濃度が高濃度となって鉄筋表面の不動態皮膜が破壊されていたとしても腐食が顕在化しておらず、“見かけ上” $C_{lim}$ が大きくなっている可能性が考えられる。図-5.9は、本実験結果を基に、飽水率と $C_{lim}$ の関係のイメージ図を作成したものである。なお、干満帯試験体における飽水率は、第4章図-4.6中の浸漬率と飽水率の関係を用いて推定した値である。また、室内試験(5.3.1参照)の $C_{lim}$ は $1.2\text{kg/m}^3$ と仮定し、干満帯の $C_{lim}$ は $2.0\text{kg/m}^3$ と仮定した。なお、データが非常に少なく、仮定や推定も多いため、“イメージ図”として表記している。この図のように飽水率の増加とともに $C_{lim}$ は見かけ上増加すると考える。また、図-5.9は最小かぶりが20mmの場合であるが、かぶりが大きくなると値が増加する可能性がある(図-5.8参照)。

飽水率により $C_{lim}$ が変化する理由を考察する。腐食反応はアノード反応とカソード反応の2つに分けられる。アノード反応は鉄の溶解(酸化)、カソード反応は酸素の還元が主な反応となる(第2章2.3.1参照)。鉄筋表面に

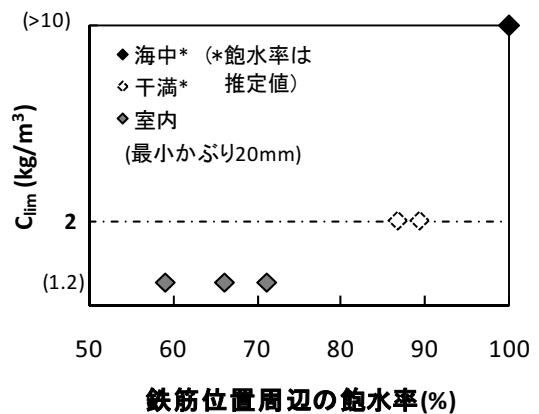


図-5.9 飽水率と $C_{lim}$ の関係のイメージ図  
(本実験を参考)

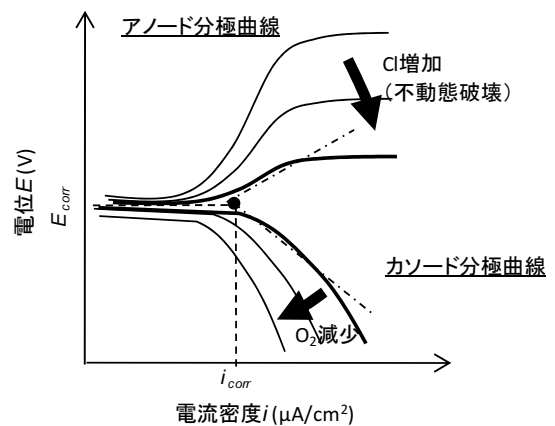


図-5.10 分極曲線イメージ図

おける塩化物イオン濃度が増加して不動態被膜が消失すると、同じ電位の際のアノード電流量は大きくなる。一方、鉄筋表面への酸素の供給が減ると、同じ電位の際のカソード電流量は小さくなる。そのイメージを図-5.10にまとめた。 $E_{corr}$  (腐食電位) 付近のカソード分極曲線の勾配 (図中点線) とアノード分極曲線の勾配 (図中点線) の交点が  $i_{corr}$  (腐食速度) となる。よって、飽水率が増加して酸素供給量が減少した結果、腐食速度は減少することになる。なお、文献3)でも飽水率の増加とともに腐食電流 (腐食速度) が低減している結果が示されている。この腐食速度の減少が、見かけ上の  $C_{lim}$  の増加を引き起こしていると考えられる。

今回は、飽水率と  $C_{lim}$  の関係の定量的評価までは至らず、図-5.9のようなイメージ図の提示にとどまった。飽水率と  $C_{lim}$  の関係の定量的評価が可能となれば、より合理的な鉄筋腐食照査が可能となる。この点については今後引き続き検討を行う必要がある。

### 5.3.3 塩分を外部から侵入させた場合 (ひび割れあり・海洋環境暴露試験)

表-5.3および表-5.4に結果の一覧を示す。ひび割れ幅が大きい場合、海中部においても写真-5.1に示すような激しい集中腐食が見られた (表中●)。なお、これは干満帯・海中部にかかわらず観察された。以下、ひび割れ部の腐食性状に及ぼす影響因子として、(1)暴露環境、(2)セメント種類に分けて説明する。

#### (1) ひび割れ部の腐食性状に及ぼす暴露環境の影響

図-5.11に初期ひび割れ幅と鉄筋腐食面積率の関係を示す。干満帯において、特にNの場合にひび割れ幅が小さくても腐食面積が多いが、海中部においてはひび割れ幅が広くてもあまり増加していない。これは酸素供給量が少ないためと考えられる。

図-5.12に初期ひび割れ幅と最大腐食径の関係を、図-5.13に初期ひび割れ幅と最大腐食深さの関係を示す。干満帯・海中部のいずれも、ひび割れ幅が増加するほど最大腐食径および深さは増加した。これは、酸素の供給の少ない海中部においても、写真-5.1のような集中腐食が進行することを意味している。この原因として、文献4)では以下のように述べている。かぶりコンクリートが存在しないひび割れ部がアノードとなり、ひび割れの無

い箇所はカソードとなる。海中部ではコンクリートの電気抵抗が小さいため、カソードとなる箇所の範囲が広がる。各々のカソード部での酸素供給量がたとえ少なくても、全体のマクロセル腐食電流としては大きくなる。その結果として、海中部においても集中腐食が進行したものと推測される。この集中腐食は、干満帯において鉄筋腐食面積率が比較的少なかったスラグ系のセメントの場合においても生じていた。セメントの種類 (塩化物イオン浸透性の違い) によらず起こり得ることになる。

また、文献4)5)では、海中部のように海水供給が多い箇所において、ひび割れ幅が小さい場合は、 $Mg(OH)_2$  や  $CaCO_3$  などの生成物がひび割れ部に析出し、ひび割れ部での腐食の進行を抑制すると述べている。同様の現象が、今回の干満帯の試験体においても確認された<sup>6)</sup>。その結果の一覧を表-5.3中に示す。初期ひび割れ幅が0.2mm以下の場合に、ひび割れ部に析出物が確認されたものが多い。なお、海中部においては析出物に関する観察を行っておらず、同様の現象が起こっていたかは不明である。しかしながら、同様の現象が起こっていた可能性は十分に考えられる。

#### (2) ひび割れ部の腐食性状に及ぼすセメント種類の影響

図-5.14および図-5.15は、初期ひび割れ幅と腐食状況 (面積率、最大腐食深さ) の関係を、ひび割れ幅1mm以下の範囲を拡大して示したものである。なお、見やすくするために、普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント、スラグ系の2つに分けて示した。また、同様の環境にひび割れ無しの試験体を暴露した5.3.2の結果 (かぶり40mmの場合) も併記した (凡例: UC)。普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメントの場合よりもスラグ系の場合にひび割れ部での腐食が少なくなっている。この違いの原因を以下考察する。

干満帯試験体における初期ひび割れ幅とひび割れ近傍の可溶性塩化物イオン濃度の関係を図-5.16に示す。なお、同様の環境にひび割れ無しの試験体を暴露した5.3.2の結果 (かぶり40mmの場合) も併記した (凡例: UC)。ひび割れ幅が1mm以上の場合においてはひび割れ幅とともに増加する傾向がみられる。一方、ひび割れ幅が0.5mm以下の小さな場合、ひび割れ幅とともに増加している傾向は顕著でない。なお文献6)ではひび割れの影響が顕著でないのはひび割れ部への析出物の影響と考察している。また、スラグ系セメントに比べて普通ポルトランドセメントの方が塩化物イオン濃度の値が大きくなっていた。これはコンクリート自体の塩分浸透性が影

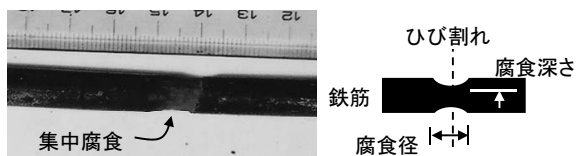


写真-5.1 ひび割れ部での集中腐食

表-5.3 結果一覧（干満帯）

セメント	配合番号	通し番号	最大ひび割れ幅(mm)	初期ひび割れ幅(mm)	全腐食面積率(%)	ひび割れ位置の孔食状況	最大腐食径(mm)	最大腐食深さ(mm)	ひび割れ部への析出物の有無	ひび割れ部の可溶性Cl量(kg/m <sup>3</sup> )	
N	1	1	0.20	0.20	36.2		7.0	0.5	有り	4.61	
		2	0.10	0.10	39.9		4.0	0.0	有り	4.10	
		3	0.05	0.10	45.0		5.0	0.5	有り	4.97	
	2	1	0.05	0.10	24.8	△	3.0	0.5	不明	-	
		2	0.10	0.20	26.4	△	22.0	1.0	不明	-	
		3	0.10	0.08	36.3		15.0	1.0	不明	-	
	3	2	2.00	1.50	16.6	△	8.0	1.0	不明	-	
	S-A	5	1	0.10	0.10	1.1		0.0	0.0	有り	1.17
			2	0.30	0.30	-	-	-	0.5	-	2.78
3			0.20	0.25	-	-	-	0.0	-	1.74	
S-B	9	1	0.30	0.50	-	-	-	0.5	-	1.60	
		2	0.10	0.20	3.9		0.0	0.0	有り	1.46	
		3	5.00	4.00	16.3	●	15.0	3.5	無し	11.36	
S-C	13	1	1.50	1.70	9.1	●	12.0	1.0	無し	6.01	
		2	0.10	0.15	2.8		0.0	0.0	有り	1.33	
		3	5.00	2.70	16.3	●	15.0	3.5	無し	6.62	
F-B	17	1	0.10	0.10	4.6	△	2.0	0.5	有り	3.20	
		2	0.30	0.20	-	-	-	1.0	-	2.92	
		3	0.50	1.50	4.8		10.0	1.5	有り	5.06	

△: ひび割れ部で腐食が見られるが、孔食深さがさほど深くないもの  
 ●: 写真-5.1のような集中腐食が見られたもの、-: 記録が消失or未取得

表-5.4 結果一覧（海中部）

セメント	配合番号	通し番号	最大ひび割れ幅(mm)	初期ひび割れ幅(mm)	腐食面積率(%)	ひび割れ位置の孔食状況	最大腐食径(mm)	最大腐食深さ(mm)	ひび割れ部の可溶性Cl量(kg/m <sup>3</sup> )*
N	1	1	0.10	0.06	11.6	-	4.8	0.6	
		2	0.1以下	0.15	2.0	△	6.8	0.6	
	3	1	0.1以下	0.15	0.0	-	0.0	0.0	
		2	0.10	0.20	0.0	-	0.0	0.0	
		3	0.10	0.12	2.1	-	0.0	0.0	
	4	2	0.1以下	0.10	4.7	-	4.2	0.7	
	S-A	5	2	0.1以下	0.03	0.0	-	0.0	0.0
6			2	0.1以下	0.36	6.2	-	1.0	0.5
8		2	0.05	0.50	2.9	-	0.0	0.0	2.19
S-B	9	2	0.1以下	0.20	1.0	-	0.0	0.0	1.61
		3	0.1以下	0.10	0.3	-	0.0	0.0	1.42
	10	1	0.1以下	0.60	4.3	-	0.0	0.0	2.39
		2	0.1以下	0.05	3.6	-	0.0	0.0	1.33
		3	0.80	2.50	7.3	●	12.0	0.5	6.83
	11	1	0.05	0.35	5.8	-	0.0	0.0	1.89
		2	0.05	0.25	2.0	-	0.0	0.0	1.70
	12	1	1.50	1.55	1.5	△	9.4	0.1	4.46
		2	0.60	0.80	2.6	△	0.0	0.0	2.80
3		0.90	0.80	4.2	△	9.6	0.4	2.80	
S-C	13	1	1.50	3.40	2.9	●	12.0	1.0	9.35
		2	1.50	2.00	3.0	●	15.0	1.0	5.55
	14	1	0.30	0.50	1.1	△	0.0	0.0	2.19
		2	0.1以下	0.07	0.0	-	0.0	0.0	1.36
		3	1.00	1.00	2.1	-	2.0	0.5	3.23
	16	3	0.1以下	0.40	10.5	-	1.5	0.5	1.99
F-B	18	1	0.05	0.20	7.9	-	0.0	0.0	
		2	2.00	0.30	1.8	●	11.4	0.8	
	19	1	0.20	0.30	6.3	-	0.0	0.0	
		2	0.20	0.10	2.6	-	0.0	0.0	
	20	2	0.05	1.00	6.8	-	0.0	0.0	
		3	0.1以下	0.27	6.2	-	2.0	1.0	

△: ひび割れ部で腐食が見られるが、孔食深さがさほど深くないもの  
 ●: 写真-5.1のような集中腐食が見られたもの  
 \*図-5.17の関係を用了推定値

響したものと考えられる。すなわち、普通ポルトランドセメントの場合、析出物によるひび割れ閉塞効果が発揮されたとしても、他の部分における塩分浸透が速いため、

ひび割れ閉塞効果だけでは抑制しきれないと考えられる。図-5.16においてひび割れなしの場合とひび割れありの値がほとんど同じ場合があることがそれを裏付けている。

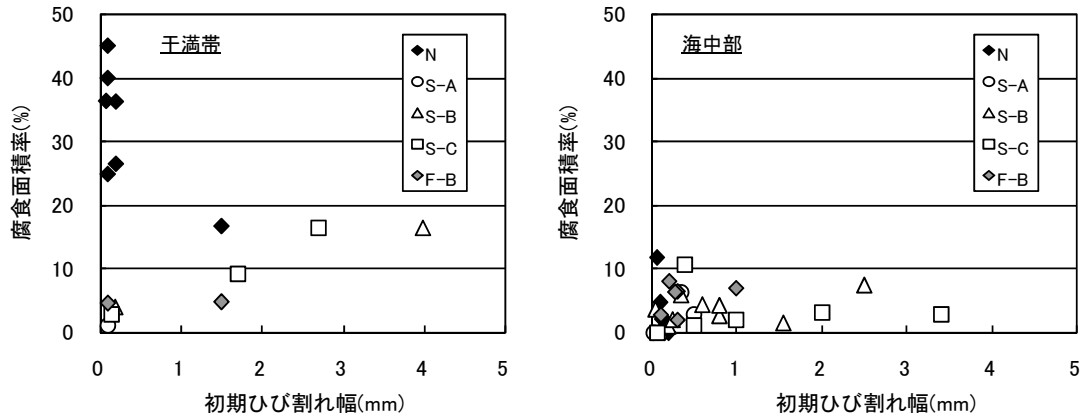


図-5.11 初期ひび割れ幅と腐食面積率の関係

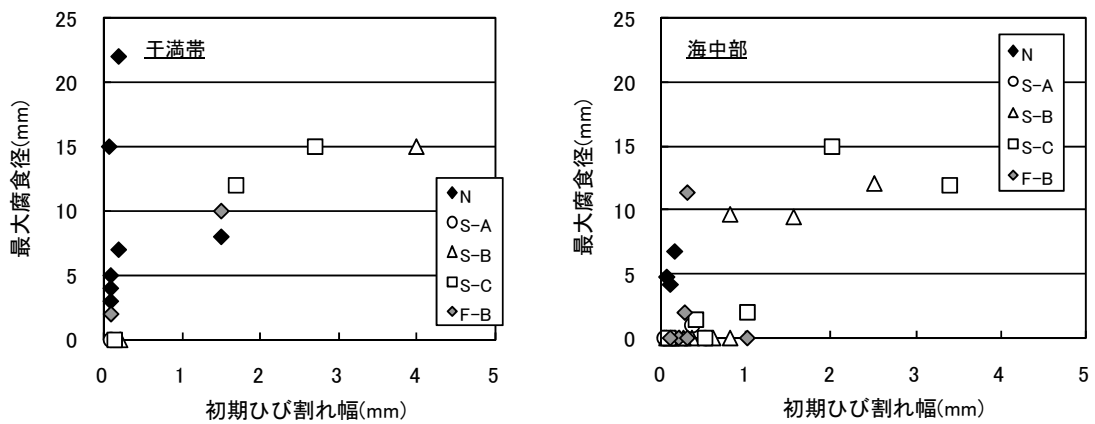


図-5.12 初期ひび割れ幅と最大腐食径の関係

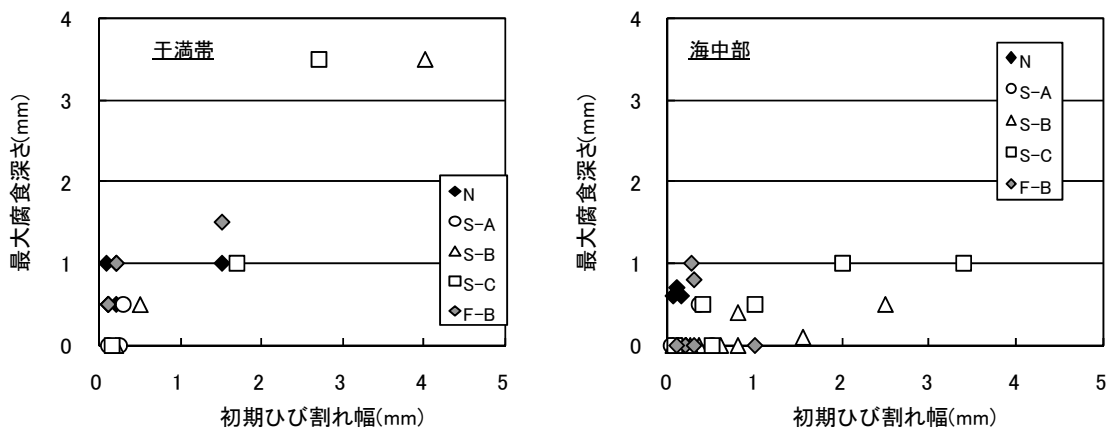


図-5.13 初期ひび割れ幅と最大腐食深さの関係

結果として、普通ポルトランドセメントの場合に、図-5.14の干満帯の腐食面積率の値において、ひび割れあり・無しの影響が現れにくくなっていると考えられる。

図-5.17はひび割れ近傍の可溶性塩化物イオン濃度と最大腐食深さの関係をまとめたものである。なお、海中

部の場合のひび割れ近傍の可溶性塩化物イオン濃度は、図-5.16の回帰曲線(干満帯)を用いて推定した(スラグ系セメントのみ)。塩化物イオン濃度の増加とともに最大腐食深さは増加する傾向がみられる。この結果からも、ひび割れ部での腐食を抑制する際においても、ひび割れ

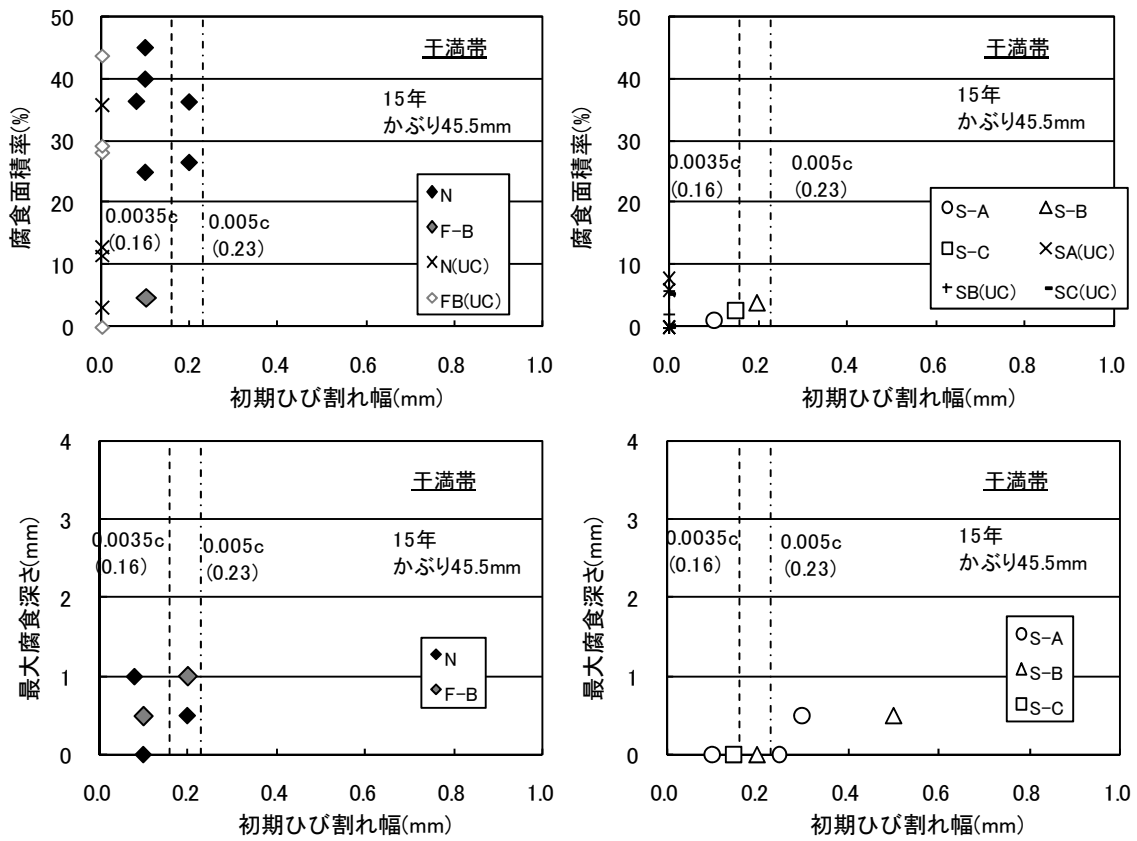


図-5.14 初期ひび割れ幅と腐食状況の関係（干満帯）

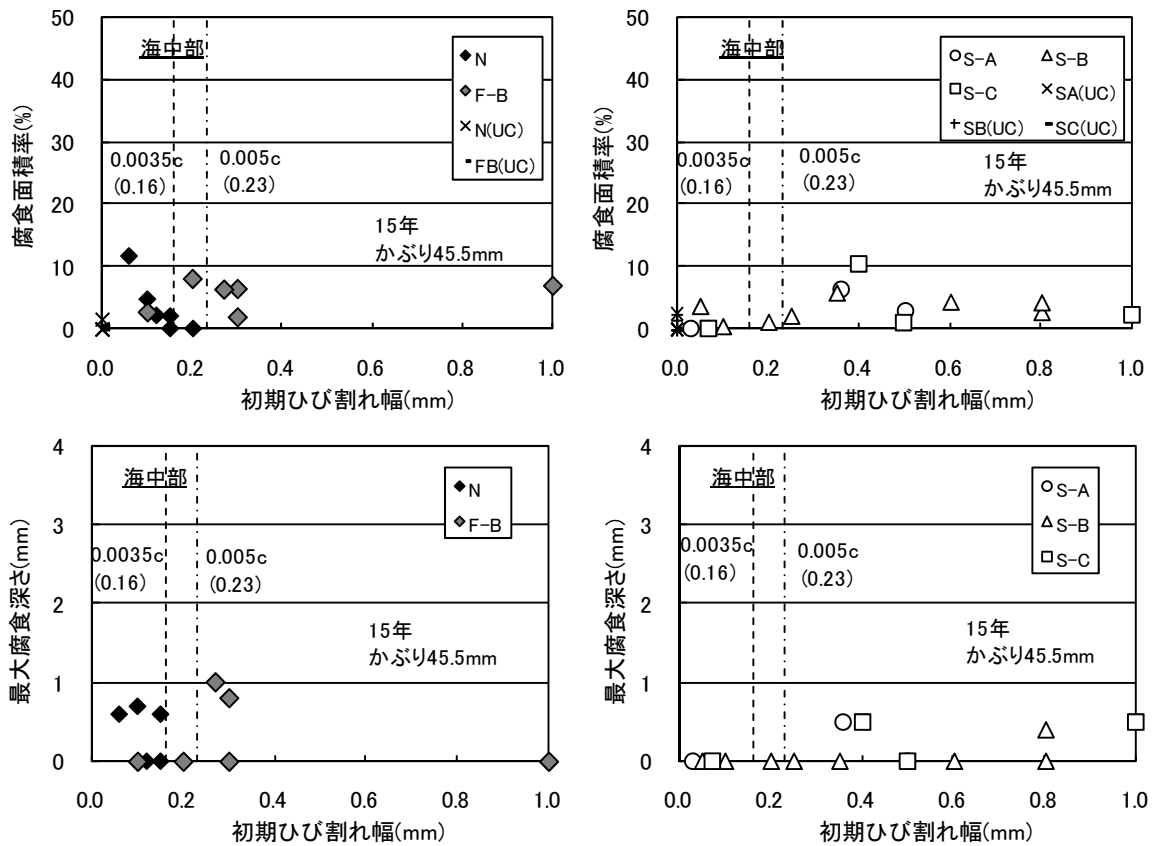


図-5.15 初期ひび割れ幅と腐食状況の関係（海中部）

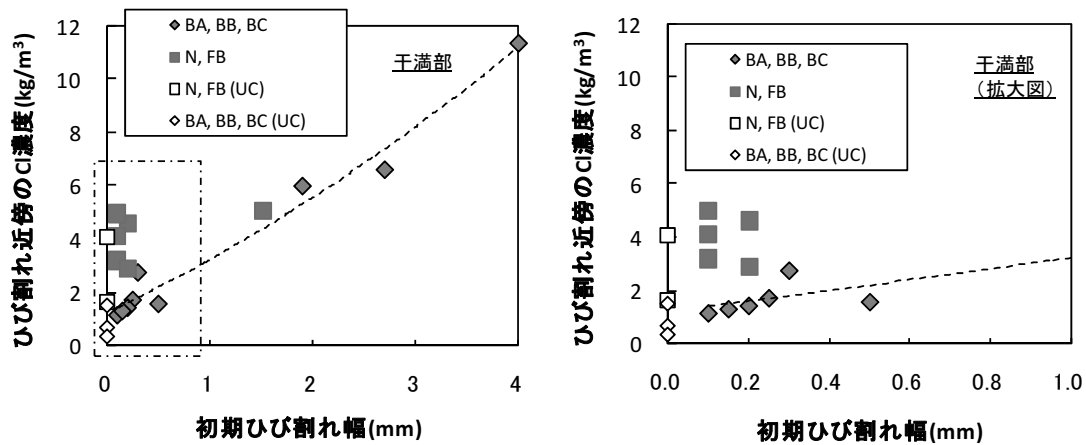


図-5.16 初期ひび割れ幅とひび割れ近傍の可溶性塩化物イオン濃度の関係（干満帯）

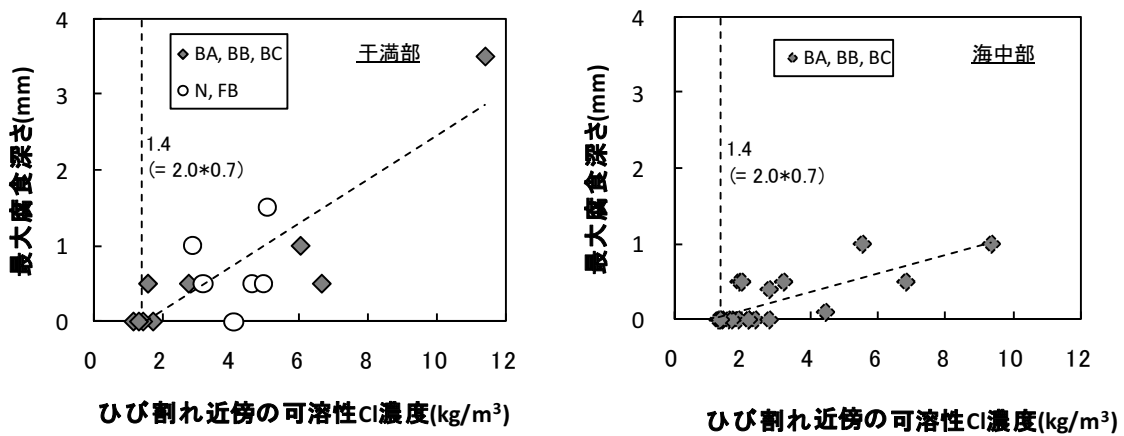


図-5.17 ひび割れ近傍の可溶性塩化物イオン濃度と最大腐食深さの関係

がない部分と同様に、コンクリート自体の塩分浸透性を抑制することが重要であることを示している。よって、スラグ系セメントのように塩分浸透性が低いものは、ひび割れ近傍での腐食抑制効果が高いと言える（補足：図-5.17の結果は、ひび割れ幅が大きくて塩分が多量に供給される環境は水や酸素も供給されやすいため、腐食が進行しやすい環境であるということも示していると考えられる。塩分濃度の増加のみがひび割れ部の腐食を促進させているということを述べているのではない）。一方で、スラグ系セメントあるいは低 W/C のコンクリートのように塩分浸透性が低い場合、塩分浸透がひび割れ近傍に限られ、アノード部が限定される結果、かえってひび割れ部の集中腐食（マクロセル腐食）が進行しやすいとする報告もある<sup>7)</sup>。今回の結果において、海中部のスラグ系セメントの場合においても集中腐食が進行していた事例があったことは、そのことを示唆しているとも考えられる。

普通ポルトランドセメントでひび割れ幅が小さい場合にでも腐食があり、スラグ系セメントでは腐食が少な

かった理由を整理すると、スラグ系セメントの場合はひび割れ部の周辺コンクリートの塩分浸透性が低いために、ひび割れ部近傍の鉄筋が腐食しにくい環境を、今回の試験体暴露期間である15年の間にわたって保ち続けていたためと推測される。この際、析出物によるひび割れ閉塞効果も影響していた可能性は高い。

### (3) 鉄筋腐食に対するひび割れ幅の限界値に関する考察

初期ひび割れ幅と腐食状況（面積率、腐食径）の関係から、鉄筋腐食に対するひび割れ幅の限界値に関する考察が可能である。図-5.14および図-5.15中にJSCE示方書のひび割れ幅の限界値 $w_a$ を示しているが、この値よりもひび割れ幅が大きい場合に顕著な腐食が生じていなければ、現状の限界値は安全側であると言える。

今回のかぶり44.5mmの場合の $w_a$ は、一般の環境では0.23mm(=0.005c, c:かぶり(mm))、特に厳しい腐食性環境では0.16mm(=0.0035c)となる。今回の条件（暴露年数15年、干満帯・海中部、丸鋼、かぶり45.5mm）において、スラグ系の場合には、ひび割れ幅が0.005c（一

般の環境)の値(0.23mm)より大きい0.3mm程度まで顕著な腐食は見られなかった。一方、普通ポルトランドセメントの場合、特に干満帯の結果において、0.0035c(特に厳しい腐食性環境)以下でもひび割れ部で明確な腐食が確認された。しかしながら、ひび割れ無しの試験体でも同程度の腐食が確認されているため、長期的に見ればひび割れがあっても無くとも腐食の進行には影響がないことになる。同様の結果が文献8)でも報告されている。

海中部の場合は、普通ポルトランドセメントでもスラグ系セメントの場合においても、初期ひび割れ幅が一般の環境での $w_a=0.23\text{mm}$ を上回っても、0.3mm程度までであれば顕著な腐食(写真-5.1のような集中腐食)は生じていない。それはスラグ系セメントの場合に顕著である。JSCE示方書では、海中部の場合の対象環境を「腐食性環境(=0.004c)」に限界値の値を緩和しているが、それは妥当なようである。高炉セメントのように塩分浸透性が低い場合に、海水による作用でひび割れ部への析出物(充填物)が確実になされるのであれば、「一般の環境」あるいはそれ以上の値まで緩和し得る可能性もあると考えられる。

#### 5.4 $C_{lim}$ の設定値に関する提案

##### (1) $C_{lim}$ の設定値に関する提案

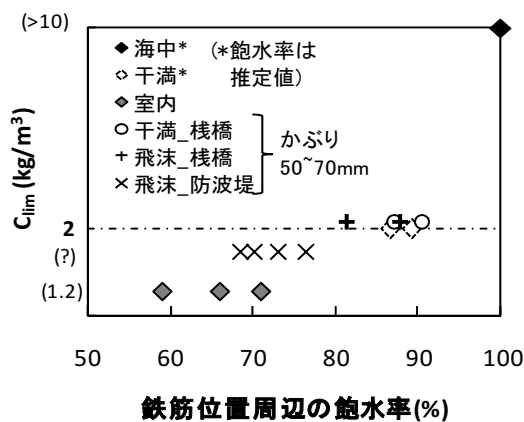
ここではひび割れ無しの場合の $C_{lim}$ についての提案を行う。なお、ひび割れ近傍での腐食に関する「ひび割れ幅の限界値」に関しては、今回の検討対象が鉄筋が丸鋼の場合のみであり、実際に用いられる異型鉄筋の結果がない。そのため提案は行わないこととした。

5.3.2の検討より、干満帯と海中部を再現した暴露施設において15年間の暴露試験を行った結果、この干満帯

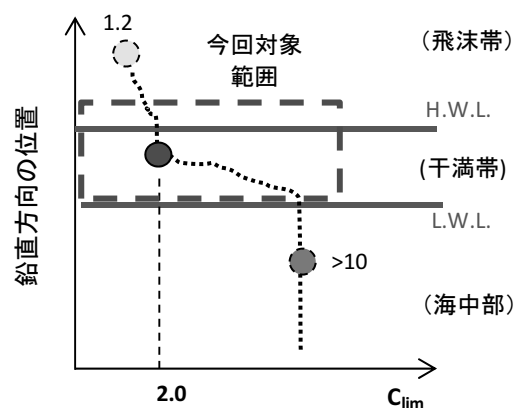
において、 $C_{lim}$ の下限値は $2.0\text{kg/m}^3$ 程度であると推測された。また、 $C_{lim}$ がかぶりの影響を受けていることも確認された。一方、海中部においては、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が高くなってほとんど腐食は生じていなかった。

本研究で主対象としている栈橋上部工が位置する環境は飛沫帯である場合が多い。一方、今回の試験結果は飛沫帯でなく、干満帯におけるものである。しかし、第4章図-4.5で示しているように、一般的な栈橋上部工の場合、飛沫帯であっても、コンクリートの飽水率 $w$ の値は比較的大きく、干満帯における値と同程度のようなものである。図-5.9の飽水率と $C_{lim}$ の関係(イメージ図)に、栈橋上部工および防波堤周辺に設置されたコンクリート試験体の飽水率(図-4.5参照)を追記したものが図-5.18の左図である。5.3.2の干満帯における飽水率の範囲と栈橋(飛沫帯)、栈橋(干満帯)における飽水率の値は同程度である。一方、防波堤(飛沫帯)の飽水率は低く、室内での結果に近い。よって、栈橋上部工(飛沫)の環境については、本章の実験における干満帯の環境に近いと推測される。

以上より、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際の $C_{lim}$ の設定値として、比較的湿潤した環境に位置している港湾コンクリート構造物(特に栈橋上部工)においては、干満帯において実施された本試験結果を参考に $2.0\text{kg/m}^3$ とすることを提案する。なお、この値には、コンクリートの飽水率が大いことにより、鉄筋腐食の開始が見かけ上遅くなった影響も含まれていると推測される。また、この値の適用範囲については、干満帯に位置する構造物および飛沫帯に位置する栈橋上部工を提案する。ただし、適用範囲の根拠に関するデー



(飽水率と  $C_{lim}$  の関係)



(鉛直方向の位置と  $C_{lim}$  の関係)

図-5.18 今回提案値の適用範囲



タは、現状では図-5.18の程度であり、適用範囲には若干のあいまいさが残る。実際においては、飽水率の値によって  $C_{lim}$  が変化すると予想される。飽水率と  $C_{lim}$  の関係の定量的評価が可能となれば、より合理的な鉄筋腐食照査が可能となる。この点については今後引き続き検討を行う必要がある。

## (2) $C_{lim}$ に及ぼす温度の影響

鉄筋腐食は温度の影響を受け、温度が高い方が腐食速度は早くなる。文献9)では、温度が  $20^{\circ}\text{C}$  から  $30^{\circ}\text{C}$  に  $10^{\circ}\text{C}$  上昇すると腐食速度が約2倍に増加すると報告している。ただし、腐食速度と  $C_{lim}$  の関係は明確にはなっていない。

今回実験における  $C_{lim}$  は、平均水温  $19^{\circ}\text{C}$  (海水循環水槽での実測値)、平均気温  $16^{\circ}\text{C}$  (神奈川県三浦市)での値となる。この環境は日本の平均的な環境に相当する。よって、今回環境の結果は、日本国内における平均的な結果を表わしていることになる。上述の環境より温度が高くと、腐食反応が激しくなり、結果として  $C_{lim}$  が小さくなる可能性がある。しかし、日本の大半の地域は今回環境と同程度の環境あるいはより気温が低い環境(腐食反応が穏やかな環境)にある。

日本国内で気温が高い方に類する沖縄県那覇市での平均気温は  $23^{\circ}\text{C}$  程度である。上記の関係をあてはめると、腐食速度は今回環境の約1.7倍 ( $=1+1\times(23-16)/10^{\circ}\text{C}$ ) に増大する。一方、文献10)では、今回条件よりも温度の高い、温度  $40^{\circ}\text{C}$ ・かぶり  $42\text{mm}$  の条件下での下で干満環境を再現し、 $C_{lim}=3\text{kg}/\text{m}^3$  という今回の実験の下限值 ( $2\text{kg}/\text{m}^3$ ) より大きな値を提示している。

また、本実験ではかぶりの影響が見られ、かぶりが  $70\text{mm}$  の場合は  $C_{lim}$  の下限値が  $2\text{kg}/\text{m}^3$  より大きくなる傾向が見られた。

以上のことから、 $C_{lim}$  に及ぼす温度の影響は現時点では明確にはなっていないものの、かぶりを  $70\text{mm}$  程度(「港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>11)</sup>」に示された標準的な値)確保していれば、今回環境より温度が高くても(ただし日本国内の範囲で)、 $C_{lim}$  が  $2\text{kg}/\text{m}^3$  を上回らない可能性は高いと考える。ただし、推測の域を超えないため、 $C_{lim}$  に及ぼす温度の影響については今後確認する必要がある。

## 5.5 まとめ

本章で得られた結論を以下の2つに分けて述べる。

(1)  $C_{lim}$  の設定値に関する提案(ひび割れ無しの場合)  
塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際の  $C_{lim}$  の設定値を評価することを目的として、ひび割れの無い試験体に鉄筋を  $20,40,70\text{mm}$  の3種類のかぶ

りで埋設し、干満帯に15年間暴露を行った後、解体し、鉄筋の腐食量および鉄筋位置の塩化物イオン濃度を測定した。その結果、比較的湿潤した環境に位置している港湾コンクリート構造物(特に栈橋上部工)においては、干満帯において実施された本試験結果を参考に  $2.0\text{kg}/\text{m}^3$  とすることを提案する。なお、この値には、コンクリートの飽水率が大きいことにより、鉄筋腐食の開始が見かけ上遅くなった影響も含まれていると推測される。また、この値の適用範囲については、干満帯に位置する構造物および飛沫帯に位置する栈橋上部工とした。飛沫帯に位置する栈橋上部工を含めた理由は、本研究において、一般的な栈橋上部工の場合には、飛沫帯であってもコンクリートの飽水率の値は比較的大きく、干満帯における値と同程度であったためである。

## (2) 腐食に及ぼすひび割れの影響：ひび割れ幅の限界値

ひび割れ部の鉄筋腐食に及ぼす暴露環境およびセメントの種類の影響に関して検討を行った。曲げ載荷によりひび割れを導入した試験体(かぶり  $44.5\text{mm}$ )を干満帯および海中部に15年間暴露後、解体し、鉄筋の腐食量および鉄筋位置の塩化物イオン濃度を測定した。その結果、今回の条件(暴露年数15年、干満帯・海中部、かぶり  $44.5\text{mm}$ )において、スラグ系の場合には、土木学会「コンクリート標準示方書[設計編]」に示されたひび割れ幅の限界値のうち、「一般の環境」における限界値 ( $0.005c$  (mm,  $c$ :かぶり(mm))を上回っても顕著な腐食は見られなかった。一方、普通ポルトランドセメントの場合、特に干満帯の結果において、「特に厳しい腐食性環境」における限界値  $0.0035c$ ) 以下でもひび割れ部で明確な腐食が確認された。しかし、ひび割れ無しの試験体でも同程度の腐食が確認されているため、長期的に見ればひび割れがあっても無くても腐食の進行には影響がないことになる。

海中部の場合には、普通ポルトランドセメントでもスラグ系セメントの場合においても、初期ひび割れ幅が「一般の環境」での限界値  $w_a=0.23\text{mm}$  を上回っても、 $0.3\text{mm}$  程度までであれば顕著な腐食は生じていない。土木学会「コンクリート標準示方書」では、海中部の場合の対象環境を「腐食性環境」に緩和しているが、それは妥当なようである。また、高炉セメントのように塩分浸透性が低い場合に、ひび割れ部においてセメント水和物と海水中のイオンの反応により生じる析出物が確実に生成されるのであれば、「一般の環境」あるいはそれ以上の値まで緩和し得る可能性もあると考えられる。

以下、今後の課題を(1)ひび割れ無しの場合、(2)ひび割れありの場合、に分けて述べる。

#### (1)ひび割れ無しの場合

今回、干満帯での暴露試験から、比較的湿潤したコンクリート（飽水率 80%程度以上）における  $C_{lim}$  の下限値は  $2.0\text{kg/m}^3$  程度であることを提案した。なお、これはあくまで下限値であり、実際はこの値よりも大きな可能性がある。今回の実験は、長期暴露試験結果から得られた「鉄筋位置の塩化物イオン濃度と鉄筋腐食の関係」から間接的に  $C_{lim}$  を求めたものである。そのため、 $C_{lim}$  の下限値しか求められない。今後、腐食が開始した時点の塩化物イオン濃度が直接的に求められれば、下限値ではなく平均値の採用、あるいは  $C_{lim}$  のばらつきを考慮した値の設定も可能となる。

また、今回示したコンクリートの飽水率やかぶりの影響だけでなく、温度、鉄筋界面の状態の影響も想定される。これらを検討する際には、各因子を変化させ、各々について  $C_{lim}$  を直接的に評価する必要がある。相当な実験数が必要ではあるが、 $C_{lim}$  は鉄筋腐食照査において非常に重要なパラメータであるため、今後のデータの蓄積が望まれる。

#### (2)ひび割れありの場合

ひび割れ幅の限界値  $w_a$  については、かぶりと環境だけでなく、コンクリートの塩分浸透性（拡散係数）も影響する。理想を言えば、コンクリートの塩分浸透性も加味したひび割れ幅の限界値の設定が望まれる。また、海中部や干満帯のように海水が多量に供給される環境の場合には、ひび割れ部においてセメント水和物と海水中のイオンの反応により生じる析出物によるひび割れ閉塞効果が影響し、ひび割れ幅の限界値  $w_a$  が緩和される可能性もある。なお、今回の実験結果は鉄筋が丸鋼の場合である。異型鉄筋の場合はひび割れの入り方が異なり、塩分の浸透、腐食の進展が異なる可能性もある。

#### 参考文献

- 1) 例えば、武田均，丸屋剛：鉄筋腐食による劣化を考慮した補修後のかぶり，土木学会第 55 回年次学術講演会，pp.670-671，2000.9.
- 2) 例えば、福手勤，山本邦夫，濱田秀則：海水を練り混ぜ水とした海洋コンクリートの耐久性に関する研究，港湾技術研究所報告，第 29 巻，第 3 号，pp.57-93，1990.9.
- 3) Gonzalez, J. A. , Lopez, W. and Rodriguez, P. : Effects of Moisture Availability on Corrosion Kinetics of Steel Embedded in Concrete. , Corrosion, Vol.49, No.12, pp.1004-1010, 1993.12
- 4) A.P. Crane 編: Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, pp.119-141, 1983
- 5) 蛭川友司，見坊東光，森芳徳，伊藤洋：海水が浸透するひび割れ中の鉄筋腐食に関する基礎研究，土木学会論文集，No.466, V-19, pp.31-39, 1993.5
- 6) T.U.Mohammed, et.al.: Marine Durability of 15-year Old Uncracked Concrete and Pre-cracked Concrete Made with Different Cements, Concrete Library International of JSCE, No.40, pp.295-309, 2002.12
- 7) 宮里心一：鉄筋コンクリートの欠陥部に生じる塩害および中性化によるマクロセル腐食に関する研究，東京工業大学博士論文，2001.4
- 8) 竹田宣典，十河茂幸，迫田恵三，出光隆：種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に関する実験的研究，土木学会論文集，No.599, V-40, pp.91-104, 1998.8
- 9) 西田孝弘，大即信明，浜本純平，Baccay, M., 陳旭：材料分離の影響を受けたコンクリート中鉄筋の腐食速度の温度依存性，土木学会論文集，No.781, V-66, pp.75-87, 2005.2
- 10) 松村卓郎，宮川義範，玉田潤一郎，岩森暁如：干満環境下における鉄筋コンクリートの鉄筋腐食実験，土木学会第 63 回年次学術講演会，5-224, pp.447-448, 2008.9
- 11) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，p.336, 1999

## 6. コンクリート最表面における塩化物イオン濃度 ( $C_0$ ) の設計用値に関する検討

### 6.1 序論

過去の調査などから、栈橋上部工の塩害による劣化の進行状況は、海水面からの距離の影響を大きく受けていることが明らかになっている<sup>1)</sup>。例えば、図-6.1 に示すような2種類の栈橋上部工で、経過年数が同じであった場合、海面から上部工までの距離が近い場合は劣化が激しく、遠い場合は少なくなる傾向にある。これは、距離が近い方が海水の供給が多くなり、その結果、 $C_0$ が大きくなるのが主要因と考えられる。

この表面塩化物イオン濃度  $C_0$  に関して、JSCE 示方書においては、飛沫帯で  $13\text{kg/m}^3$ 、汀線で  $9\text{kg/m}^3$  と、2種類の値が参考値として提示されている。ただし、「個別の構造物の照査にあたっては、過去の類似の構造物の実績や実測データに基づき、対象とする構造物の環境条件をよく表す  $C_0$  の値を用いることが望ましい」という記述が

されている。実際の  $C_0$  値は多種多様であり、暴露環境をより詳細に考慮した  $C_0$  の定量的評価手法が必要である。

また、文献2)ではL.W.L. (朔望平均干潮面) からコンクリート表面までの距離をパラメータとして  $C_0$  の値を評価しようと試みている。しかしながら、サンプル数は十分であるとは言い難く、また、測定された  $C_0$  の値のばらつきも非常に大きい。

そこで本章では、全国各地の実構造物での  $C_0$  の調査結果を多数収集し、まず暴露環境と  $C_0$  値の相関性を検討した。そして、その検討結果を基に、暴露環境から  $C_0$  値を定量的に評価する手法の提案を行った。検討フローを図-6.2に示す。

### 6.2 実構造物調査内容

#### 6.2.1 概要

港湾コンクリート構造物に対してコンクリートコアを採取して塩化物イオン濃度分布を調査した結果を収集した。なお、一部の港については、著者らがコンクリート

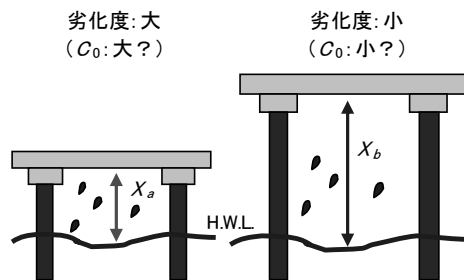


図-6.1 実構造物（栈橋上部工）の劣化度と海水面からの距離の関係

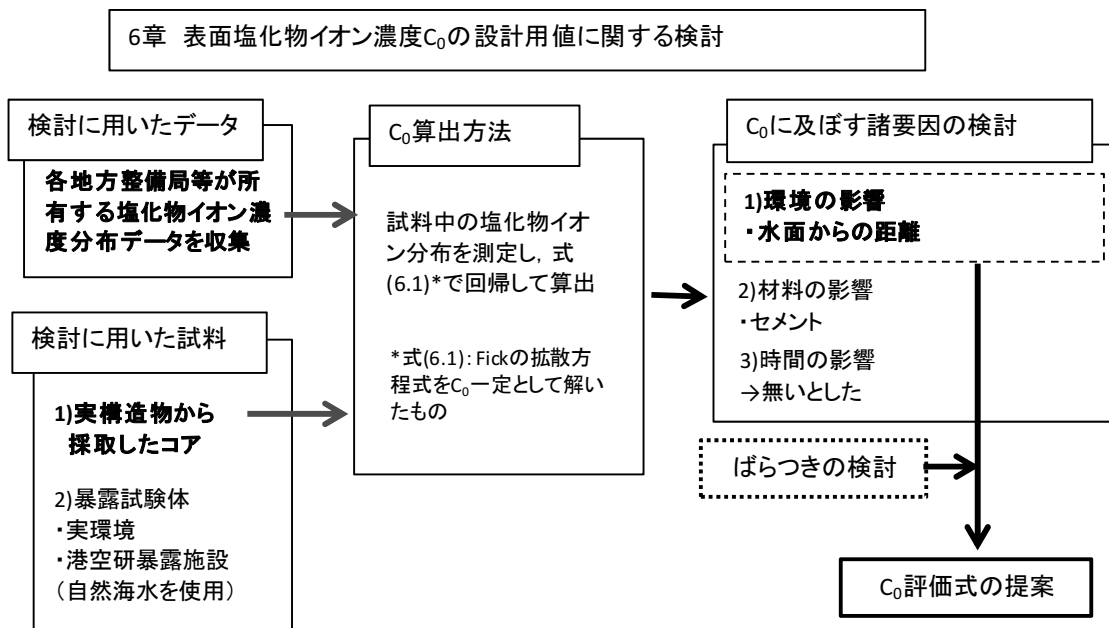


図-6.2 6章検討フロー

コアを採取し、塩化物イオン濃度分布を調査した。

この結果を物質の濃度拡散に関する「Fickの第二法則の解(式(6.1), 後述)」で回帰計算を行って  $C_0$  を求め、**図-6.1** に示すような海面(H.W.L.およびL.W.L.)からの距離との関連性を検討した。

### 6.2.2 各地方整備局等で過去に実施された調査結果の収集方法

#### (1) 収集方法

以下の3通りの方法で塩化物イオン濃度分布の調査結果を収集した。

#### ① 港湾構造物の補修実績調査事例からの収集

平成14～16年度に国土交通省港湾局が行った「ライフサイクル評価に基づく施設整備・補修技術WG」の活動の中で、全国の港湾構造物の補修実績調査事例が収集された。補修を行う前にはコンクリート中の塩化物イオン量を測定されることが多いため、この補修が実施された構造物が位置している地方整備局の上記WG参加者に測定実施の有無を確認し、測定結果が存在している場合にデータの提供を依頼した。

#### ② 地方整備局および港湾管理者が行った調査結果の収集

補修や点検を目的として各地方整備局および港湾管理者が独自に行った調査結果を収集した。なお、情報提供の打診は、平成14～16年度に行われた「ライフサイクル評価に基づく施設整備・補修技術WG」参加者を中心に行った。

また、平成11年度に旧運輸省港湾局技術課が行った「港湾技術高度化調査」においては、当時の各地方建設局等で港湾構造物の劣化調査が実施されている。調査結果の収集の際、上記調査結果も参考にした。

#### ③ 現地で解体された構造物からのデータの収集

①②のデータを収集する中で、N港(**図-6.3**参照)で栈橋上部工コンクリートを撤去するという情報の提供を受け、解体された部材からコアを採取し、データを収集した。

#### (2) 収集した項目

**表-6.1**に主要な収集項目を示す。構造物に関しては、地域、構造形式、H.W.L.・L.W.L.の位置、経過年数であり、調査結果に関しては、コアの採取位置、コア径、塩化物イオン量測定結果である。なお、使用材料および配合に関するデータは得られていない。

### 6.2.3 追加で行った現地調査の実施方法

#### (1) 概要

**6.2.2**で採取した調査結果の中で、データが不足していると判断された地域・構造形式に対して、新規に現地構造物からコアを採取し、データの収集を行った。

表-6.1 収集項目一覧

構造物に関する情報		
①	港名・地区名	A港B地区
②	構造形式	栈橋式係船岸(-12m)
③	HWL・LWL	HWL+3.0m, LWL0.0m
④	供用開始時期	1972年に上部工コンクリート打設
⑤	調査年時	2004年
⑥	経過年数	32年
調査結果に関する情報		
①	コアの採取位置(中心)	+1.5m
②	コア径	φ10cm
③	全塩化物イオン量分布	図-5.1参照

#### (2) 新規調査箇所を選定

東北地方(太平洋側)・栈橋式構造物(A港)、北陸地方(日本海側)・栈橋式構造物(B港)、中部地方(太平洋側)・栈橋式構造物(H港)、中国地方(瀬戸内海側)・栈橋式構造物(M港)の計4港で平成16年度に調査を実施した(港の位置は**図-6.3**に記載)。

#### (3) 調査項目

調査項目は**表-6.1**と同様である。

#### (4) コア採取

4港の栈橋式構造物からのコアの採取は、全て現地に足場を設置することにより行った。作業期間の選定においては、1日当りの調査時間を極力長くするため、満潮と干潮の潮位差の大きい大潮の日周辺を選定した。大体の日程を選定した後、管理者および海上保安庁に作業許可の申請を実施した。調査においては、まず、小型船で栈橋下に入り、目視および一部打音検査で構造物の劣化状況などを確認した後、足場が設置可能と推測される、比較的劣化の少ない箇所を調査対象に選定し、足場を設置した。コアの採取は、足場上からコアドリル固定用の穴を開け、コアドリルを設置後、コアを採取した。コア採取後は、コア孔を無収縮モルタルで補修し、その後足場を撤去した。コア採取位置は、栈橋内の最も海側および陸側のスラブおよびはり部材を選定し、はりの側面から2～3本、スラブ底面から1本程度、塩化物イオン分布測定用のコアを採取した。

### 6.2.4 測定項目

#### (1) 塩化物イオン濃度

日本コンクリート工学協会規準JCI-SC4「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に準拠して測定を行った。まず、コンクリートカッターを用いて、採取したコアにおける測定対象位置から厚さ10mm程度で試料を切り出す。今回、1つのコアから5試料以上採取した。この試料をまず約5mm以下に粗粉碎し、その後さらに粉の径が150μm以下になるまで微粉碎する。この粉を2mol/Lの硝

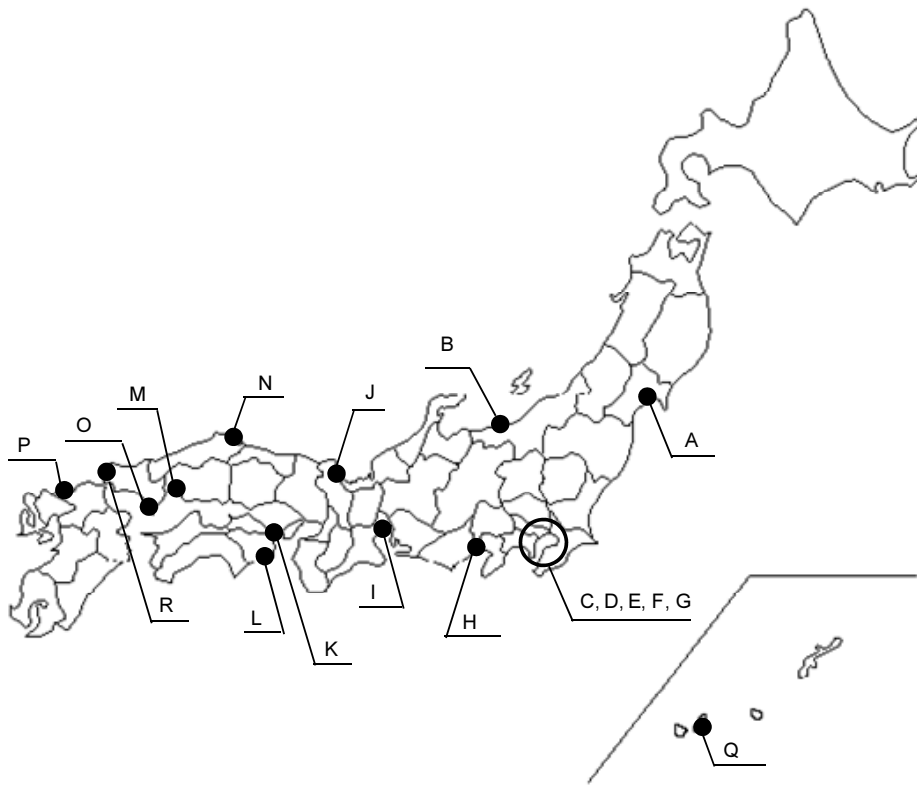


図-6.3 調査港位置

酸で溶解させ、煮沸し、コンクリート中に含まれている塩化物イオンを硝酸溶液中に抽出させる。この溶液中の塩化物イオン濃度を電位差測定装置を用いて測定し、この濃度からコンクリート1m<sup>3</sup>当りに含まれる量(kg/m<sup>3</sup>)に換算した。

(2) 表面塩化物イオン量 $C_0$

第4章において、比較的湿潤した環境に位置している栈橋上部工を主対象とした本研究では、 $C_0$ を一定とみなし、塩化物イオンの浸透予測の際、あるいは回帰計算により $C_0$ および $D_{ap}$ を算出する際には式(6.1)を用いることとした。算出方法は既に4.3.3で述べられているため省略する。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (6.1)$$

ここで、 $C(x,t)$ : 時間(経過年数) $t$ 、表面からの距離 $x$ における塩化物イオン濃度、 $C_0$ : コンクリート表面における塩化物イオン濃度、 $D_{ap}$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数、 $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数、である。なお、材料などから混入する塩化物イオンはここでは考慮していない。

コンクリート内部での塩化物イオン量の分布を測定した結果を、物質の濃度拡散に関する「Fickの第二法則の

解(式6.1)」で回帰させることにより、表面塩化物イオン量 $C_0$ が計算される(図-4.2参照)。

### 6.3 実構造物調査結果

#### 6.3.1 概要

6.2で収集した表面塩化物イオン量 $C_0$ と暴露環境との関連性について調査し、 $C_0$ の定量的評価手法を検討する。

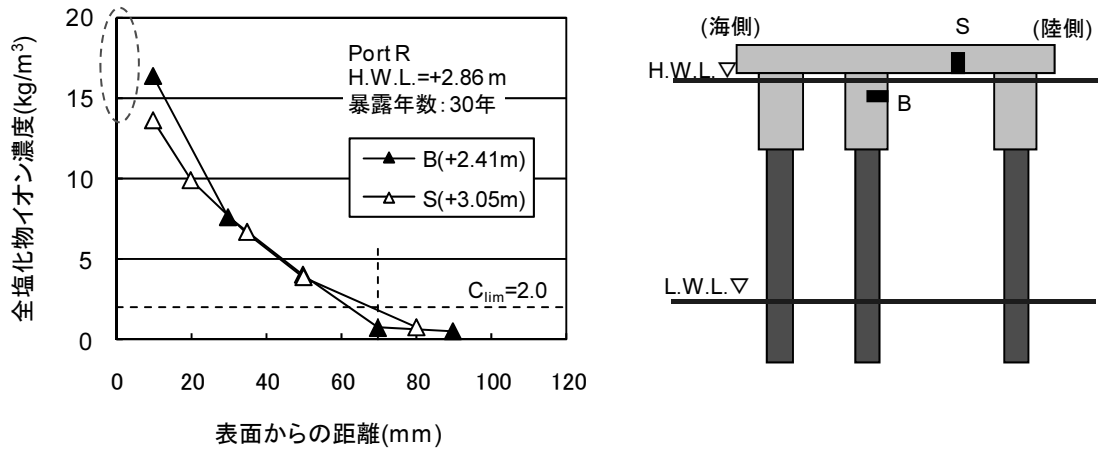
#### 6.3.2 データ整理方針

##### (1) 使用データの絞り込み

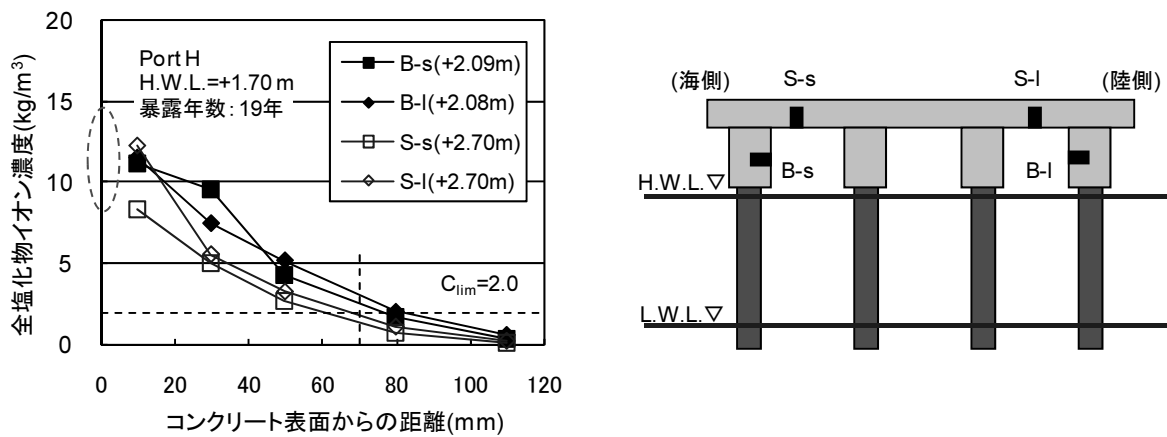
収集されたデータの中には、情報が不十分といった理由などにより活用が困難なデータもある。ここでは、以下の条件に適合するもののみを採用した。

- i) 栈橋上部工のみを対象とした(防波堤、重力式係船岸は対象から除いた)。
- ii) 経過年数が特定できるもの。
- iii) コンクリートコアの採取位置(高さ)が特定できるもの。
- iv) 健全な箇所からコアを採取したと推測されるもの(例えば、「コア採取箇所付近にはひび割れなどが確認された」といった記録が残されている場合は対象から除いた)。
- v) 式(6.1)を用いた回帰計算に使用可能な塩化物イオン濃度の測定結果が3点以上存在しているもの。

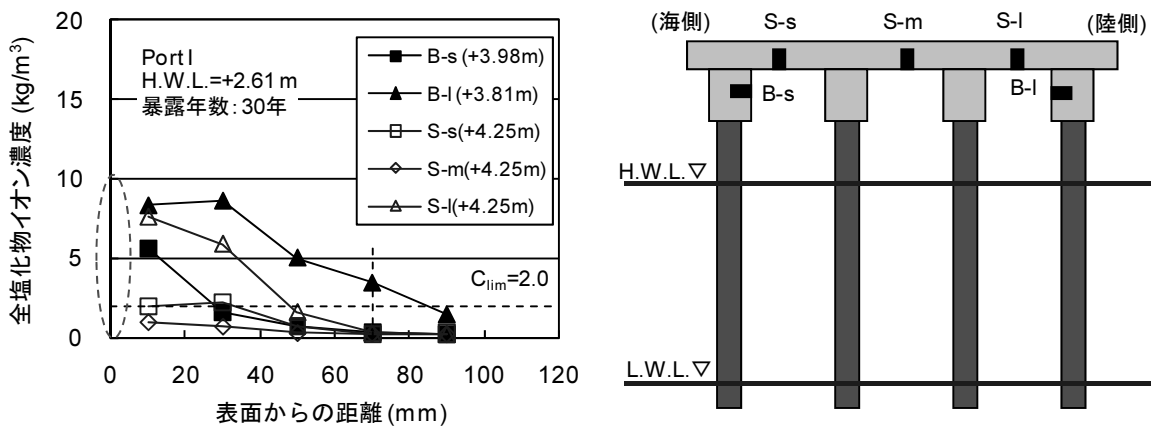




(a) コア採取位置が H.W.L.に近い場合 (R 港)



(b) 中間の場合 (H 港)



(c) コア採取位置が H.W.L.から比較的遠い場合 (I 港)

図-6.5 塩化物イオン濃度分布

全構造物において、使用材料および配合は不明である。

(2) 時間の影響

第2章で示したように、 $C_0$ は若材齢の場合に小さな値を示し、数年経過すると一定値に収束する傾向がある。

今回調査結果は、全て10年程度経過した後のものであるため、 $C_0$ は時間の影響は無いとして、 $C_0$ を算出した。

(3) 材料の影響

$C_0$ はセメント種類の影響を受けることが知られてい

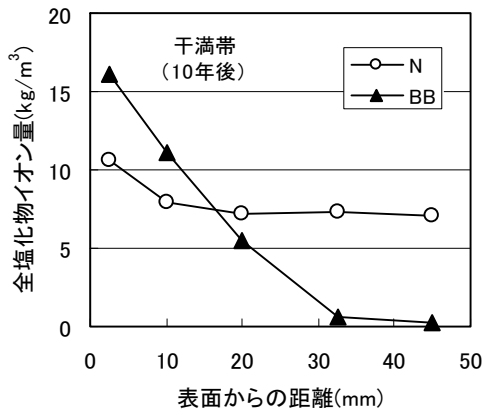


図-6.4 表面塩化物イオン量に及ぼすセメント種類の影響  
(N：普通ポルトランドセメント，BB：高炉セメント B種)

る。セメントが高炉セメントの場合、普通ポルトランドセメントの場合と比べて、 $C_0$ が大きくなる傾向がある。図-6.4は、港湾空港技術研究所内の海水循環水槽（干満帯）における実験結果である（7.3.1参照）。セメントが高炉セメントの場合、普通ポルトランドセメントの場合よりも表面付近の塩化物イオン量が大きくなっている（ただし、内部での拡散は遅くなっている）。本対象の実構造物において、使用したセメントに関する資料は全く残っておらず、セメントの種類を特定することは出来ない。しかしながら、高炉セメントの使用量は、1970年代後半までは全セメント使用量の5%に満たない<sup>3)</sup>。一方、

本研究でデータを採取したほとんどの構造物が1970年代以前に建造されたものである（表-6.2参照）。以上のことから、ここでは使用されたセメントはすべて普通ポルトランドセメントと仮定することにする。

### 6.3.3 塩化物イオン濃度分布

塩化物イオン濃度分布の測定例を図-6.5に示す。(a)コア採取位置がH.W.L.に近い場合(R港)，(b)中間の場合(H港)，(c)コア採取位置がH.W.L.から比較的遠い場合(I港)，の3通りの例を示した。(b)H港と(c)I港の場合は、栈橋上部工のほりおよびスラブの両部材からコアを採取し、さらに陸側、海側で採取している（I港の場合は中間部からも採取）。H.W.L.に近い場合の方が表面付近の塩化物イオン濃度が高くなる傾向がみられる。また、スラブとはりを比較すると、同じ場所で比較した場合、常にはりの方が表面付近の塩化物イオン濃度は高くなっている。これらの現象は、はりの方が海面からの距離が近いためと推測される。

一方、(c)I港の結果において、海側、陸側、中間部の結果を比較すると、海側や中間部よりも、陸側から採取したコアの場合に表面付近の塩化物イオン濃度が高くなっている。これは、波が土留め壁で反射し、コンクリート表面への海水の供給量が多くなっているためと推測される。この現象はよく知られている現象である。このように、同一栈橋内でも塩化物イオンの浸透現象は大きくばらつくのが実状である。これは同一栈橋内でも波浪状況が場所によってばらつくためである。

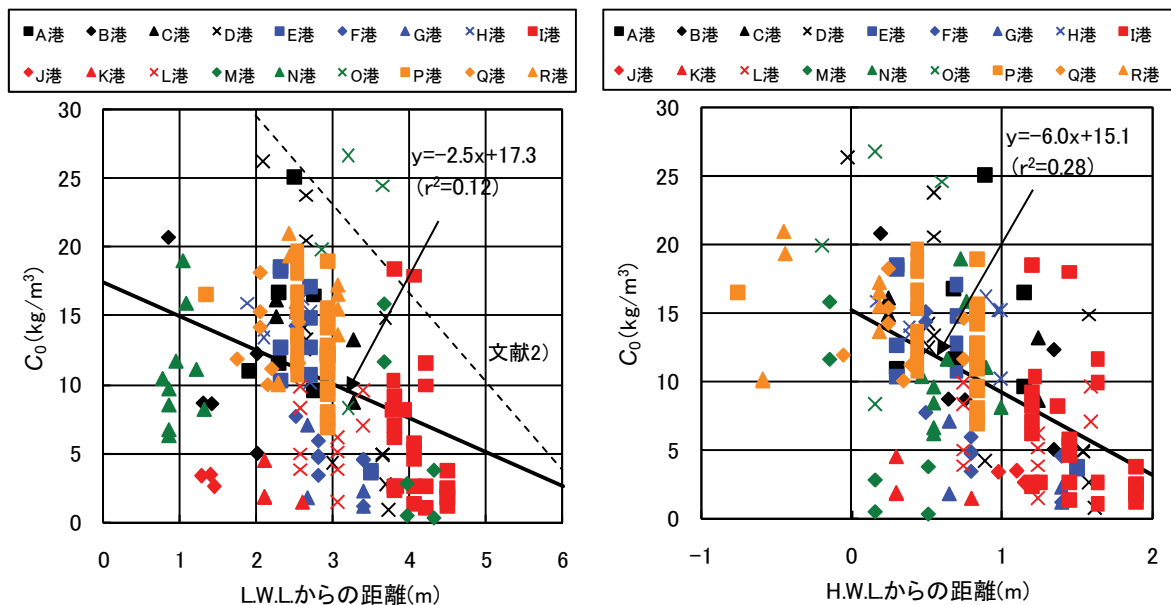


図-6.6 海水面からコア底面までの距離（左図：L.W.L.，右図：H.W.L.）



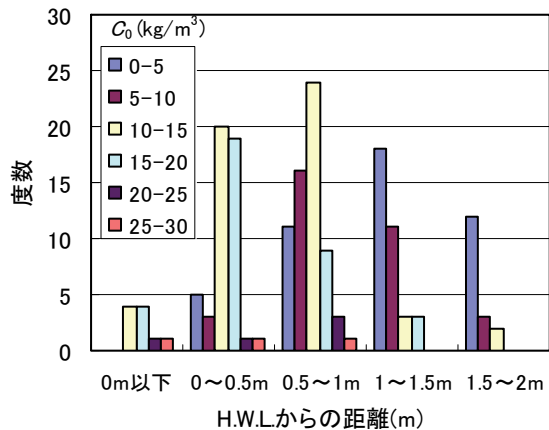


図-6.7 H.W.L.からの距離別の  $C_0$  度数分布

#### 6.3.4 海水面からの距離の関係

図-6.6は、海水面からコア底面（コンクリート表面）までの距離と  $C_0$  の関係についてまとめたものである。なお、海水面をL.W.L.とH.W.L.（朔望平均満潮面）の2種類設定した。いずれもばらつきをもちながら、海水面から離れるにつれて  $C_0$  が低下する傾向が見られる。また、相関係数（図-6.6中の  $r$ ）で比較すると、H.W.L.の場合の方が比較的相関が高くなっているため、以後、H.W.L.の場合に着目して検討を進める。なお、図-6.6中に文献2)の提案式を示した。この式は、文献2)での最大値を基に提案した安全側の提案式であるため、今回の最大値付近をつないだ値に近い。

#### 6.3.5 $C_0$ のばらつきに関する考察

##### (1) ばらつきの評価

$C_0$  の度数分布を調べ、ばらつきについて考察する。図-6.7は、各H.W.L.からの距離別に  $C_0$  の度数分布をまとめたものである。H.W.L.からの距離が比較的遠い1~1.5mや1.5~2.0mの場合は  $C_0$  が0~5kg/m<sup>3</sup>と値の小さいデータが多いが、0.5~1.0mになると10~15kg/m<sup>3</sup>のデータが増え、0~0.5mの場合はさらに大きい15~20kg/m<sup>3</sup>のデータが増えていることがわかる。すなわち、H.W.L.から遠ざかるにつれて、 $C_0$ はある最頻値と分布を持ちながら小さくなっている傾向が分かる。さらにこの分布は正規分布に従っているようにも見える。以下、正規分布に従っているかを確認する。

図-6.8は、 $C_0$ 度数分布が正規分布に従っているとした際の、確率密度分布曲線を示す。なお、計算に用いた平均値  $\mu$  および標準偏差  $\sigma$  は、図-6.7のデータより算出しており、その値を図中に示した。

$C_0$ 度数分布が正規分布に従っている場合、実際の測定値から求めた累積確率と、実際の測定値から求めた平均

	H.W.L.からの距離				
	0m以下	0~0.5m	0.5~1m	1~1.5m	1.5~2m
平均値 $\mu$	16.21	13.37	11.05	6.28	4.86
標準偏差 $\sigma$	5.12	5.05	5.41	4.62	4.08

単位: kg/m<sup>3</sup>

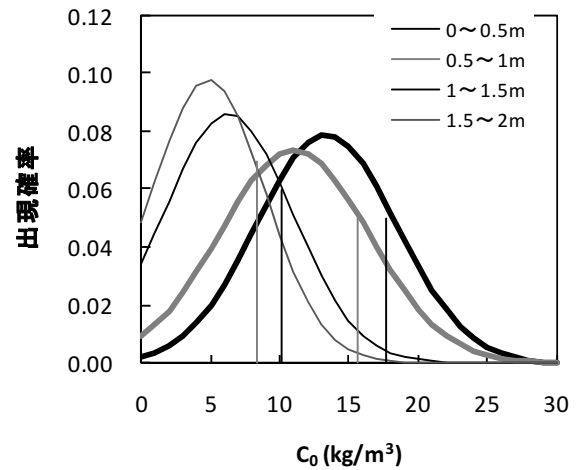


図-6.8  $C_0$  の確率密度分布（縦線：出現確率0.8の場合）

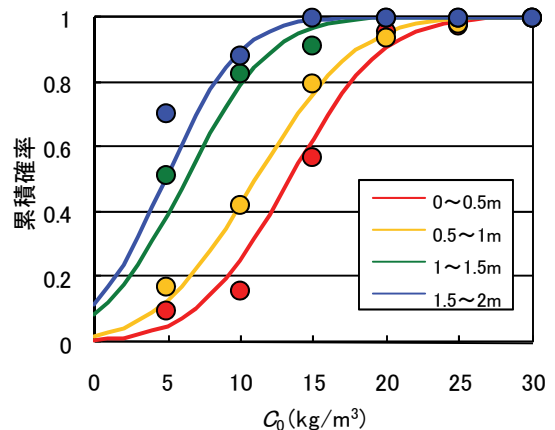


図-6.9 実際の累積確率分布と正規分布に基づく累積確率分布の比較  
（点：実際の値、曲線：計算値）

値と標準偏差から計算した累積確率が等しくなる。そこで、両者の比較をしたものが図-6.9である。概ね計算値と実測値は一致する傾向が見られる。よって以下では、「 $C_0$ 度数分布は正規分布に従っている」とみなし、考察を進める。ここで、 $C_0$ の度数分布が正規分布に従う原因としては、H.W.L.からの距離が同程度であっても、波浪状況が適当にばらついて、そのばらつきの状態が正規分布に近い状態となっていたためと推測される。

##### (2) 累積確率を考慮した $C_0$ の評価

$C_0$ のばらつきが正規分布とみなせた場合、そのばらつき、すなわち前述の累積確率  $P_r$  を考慮した  $C_0$  の算定が

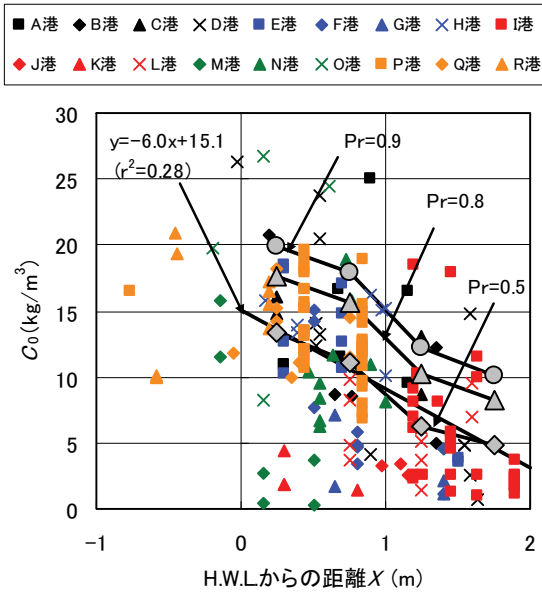


図-6.10 累積確率を考慮した  $C_0$  の算定例

可能となる。性能照査時に平均的な  $C_0$  を設定する場合は、平均値すなわち累積確率  $Pr=0.5$  の値を用いればよい。また、対象構造物が位置する波浪条件が通常よりも厳しい場合や構造物の重要度が高い場合など、より大きな  $C_0$  を設定する方が合理的と考えられる場合には、 $Pr=0.8$  あるいは  $0.9$  といったより高い  $Pr$  を設定して  $C_0$  を算定することも可能である。このように  $Pr$  を設定して  $C_0$  を求めた例を図-6.10 中に折れ線として示した。なお、 $C_0$  算定の際は図-6.8 中に併記した  $\mu$  と  $\sigma$  を用いた。 $Pr=0.5$  の場合は図-6.6 の近似直線とほぼ一致していることがわかる。すなわち、図中の近似曲線(式(6.2))を用いて各位置における平均的な  $C_0$  を算出することが可能となる。

$$C_0 = -6.0X + 15.1 \quad (6.2)$$

ここで、 $X$ : H.W.L.からコンクリート部材位置までの鉛直距離(m)である。なお、 $X$  の適用範囲については、今回調査で多くのデータが得られた  $0 \leq X \leq 2$  m の範囲のみとする。他の範囲については今後のデータの蓄積が必要である。

一方、図-6.10 中の  $Pr=0.8$  と  $0.9$  の場合は近似直線とほぼ同じ傾きを有しており、また、 $Pr$  が増すとともに近似直線から離れている。

以上のように、各位置での  $C_0$  のばらつきが正規分布とみなせる場合、 $C_0$  のばらつき、すなわち累積確率を考慮した  $C_0$  の算定も可能となる。ただし、ばらつきの根拠が不明確な現時点において、必ずしもデータ数は十分であるとは言えない。累積確率を用いて  $C_0$  のばらつきを評価

する手法の信頼性をより高めるためには、さらなるデータの蓄積およびばらつきの要因の解明が必要である。

## 6.4 $C_0$ の設定値に関する提案

### 6.4.1 $C_0$ の設定値に関する提案

#### (1) 提案式

塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際の  $C_0$  の設定値として、図-6.11 に示す値を提案する。図中には JSCE 示方書に示されている飛沫帯および汀線位置の値と、汀線位置からの高さ変化も示した。なお、ここでは汀線位置を H.W.L. ( $X=0$  m) と仮定した。凡例の「文献4)試験体(干満)」とは、前述の海水循環水槽(干満帯)における試験体(セメントは普通ポルトランドセメント)での調査結果である<sup>4)</sup>。「調査結果平均値( $1 \leq X \leq 2$ )」とは、今回調査結果における  $1 \leq X \leq 2$  m の範囲の平均値である。「文献5)平均値(海中/干満)」は、本研究と同様に  $C_0$  に関する調査を行っている文献5)における  $C_0$  の平均値である。なお、位置  $X$  は不明であるため、便宜上  $X=-1$  m とした。

$0 \leq X \leq 2$  m 程度の範囲については、本調査結果から得られた平均的な値である式(6.2)を提案する。ただし、その下限値としては、 $6 \text{ kg/m}^3$  を提案する。下限値を設定した理由は以下の2つである。(i)  $C_0$  を過小に評価することは危険側の設計となる。(ii) 図-6.11 の「調査結果平均値( $1 \leq X \leq 2$ )」における  $C_0$  が  $6 \text{ kg/m}^3$  程度(5.57)であった。以上の理由から、式(6.2)で得られる  $C_0$  値に下限値( $6 \text{ kg/m}^3$ )を設けることとした。ここで、式(6.2)という平均値を採用し、安全側の値である最大値を設定しなかったのは、最大値は平均値の2倍程度となっており、過剰な設計となる事例が頻発することを避けたためである。また、ばらつきを考慮する手法を採用しなかったのは、現状ではばらつきの原因も不明確であること、また上述したように、過剰な設計となることを避けたためである(補足: 鉄筋腐食に関する照査において、限界状態を鉄筋腐食開始時としているため、照査全体として「安全側」の結果となる傾向にある。そのため、ばらつきが非常に大きい  $C_0$  に関しては過度に安全側の評価としなかった)。

なお、鉄道あるいは道路構造物においては、 $X$  が今回の範囲より大きくても、かなり大きな  $C_0$  値を示すことがある<sup>6),7)</sup>。鉄道あるいは道路構造物の場合、栈橋上部工と異なり風や飛沫を遮るものは無い場合が多く、乾湿の繰り返しが生じやすい環境であると推測される。文献8)では、乾湿の繰り返しが大きい環境では塩分の浸透は加速され、表層部の塩分濃度は大きくなると結論付けてい

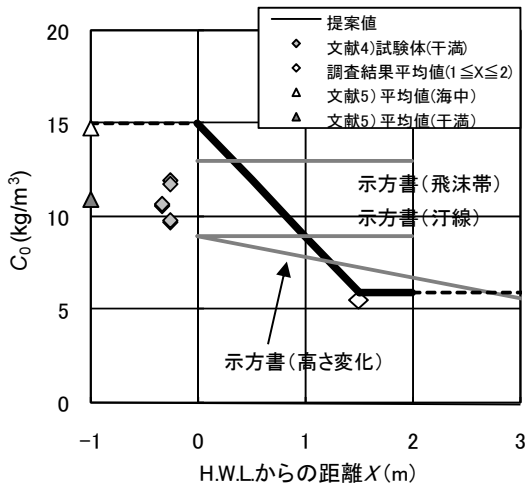


図-6.11 今回提案する  $C_0$  の設定値

る。このため、鉄道あるいは道路構造物においては、 $X$  が今回の範囲より大きくても、かなり大きな  $C_0$  値を示すことがあると推測される。一方、栈橋上部工の場合、船を係留して荷役を行うための構造物であるために、波浪条件は比較的穏やかな場所に位置し、さらには杭や前垂れ(写真-6.1 参照)に囲まれた閉鎖的な環境に位置している。そのため、コンクリートに乾湿の繰り返しが生じにくい環境であると推測される。以上のことから、本研究で提案している対象範囲は、比較的湿潤した環境に位置する栈橋上部工に限定されると考える。

$X < 0$  m の範囲については、さらにデータが少なく、現状では値は設定し難いが、ここでは  $X=0$  m の  $C_0$  値を採用することを提案する。この理由は以下の通りである。(i)図-6.11中の「文献4」試験体(干満)および「文献5」調査結果

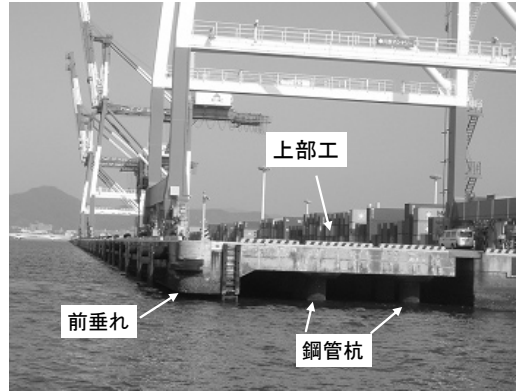


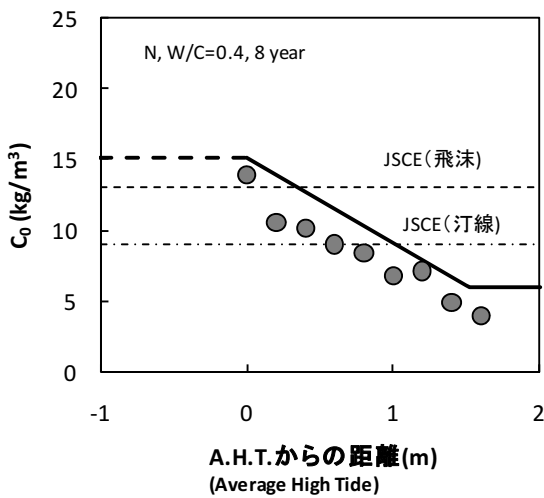
写真-6.1 栈橋式構造物(標準的な形式)

における  $C_0$  は  $10 \sim 15 \text{ kg/m}^3$  程度の値であった。(ii)多数の  $C_0$  データについて整理を行っている文献(9)における調査結果においても、飛沫帯に比べて干満帯や海中の方が  $C_0$  は小さくなる傾向にあった。飛沫帯で  $C_0$  が大きくなる原因としては、コンクリートが乾燥と湿潤の繰り返し作用を受けることによって塩化物イオンの浸透が促進されることなどが考えられる。しかしながら、具体的にどのような環境の場合にどの程度  $C_0$  が増加あるいは減少するのかは現時点では明確ではない。よって、 $X < 0$  m の場合は、 $X=0$  m の  $C_0$  値を採用することをここでは提案する。

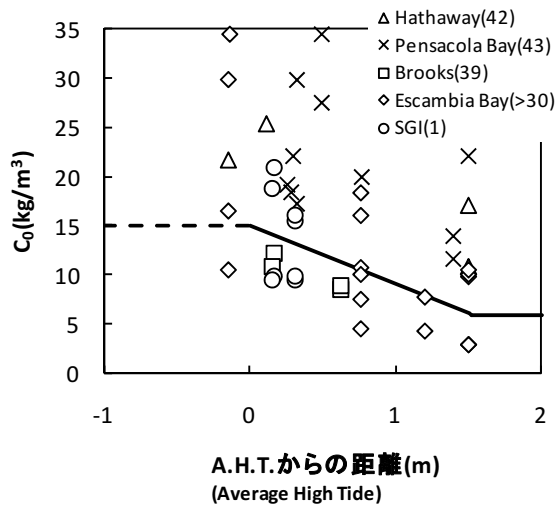
なお、 $C_0$  に及ぼす温度の影響は定かではないが、今回の調査結果は、全国各地で行われたものであるため、温度の影響もばらつきの中に含まれていることになる。ただし、その影響程度は不明である。

(2)他の文献との比較

図-6.12は他の文献(海外)と結果を比較したものである。(a)はイギリス沿岸で行われた暴露試験結果で、同一



(a)イギリス沿岸域：試験体<sup>10)</sup>



(b)フロリダ沿岸域：橋脚<sup>11)</sup>

(凡例 ( ) : 経過年数)

図-6.12 本提案値と他文献との比較

地点におけるA. H. T. (Average High Tide)からの $C_0$ の高さ方向の変化を調べている<sup>10)</sup>。今回提案値と非常に傾向が似ている。

(b)はアメリカ・フロリダ州にある橋脚におけるA. H. T.からの距離と $C_0$ の関係を示したものである<sup>11)</sup>。今回の値よりも大きい。調査構造物が橋脚であることから、日本における道路・鉄道構造物の場合と同じく、開放的な環境であったために乾湿繰り返しによる作用が生じていた可能性も考えられる。また、波浪が厳しかった可能性も考えられる。ただし、距離が離れるにつれて $C_0$ が小さくなる傾向は一致している。

#### 6.4.2 今後の課題

以下に今後の課題をまとめる。

##### (1) データの蓄積

前節でも述べたが、 $C_0$ はばらつきが非常に大きいので、より合理的な $C_0$ の評価を行うためには、更なるデータの蓄積が必要である。

##### (2) 波浪の影響

$C_0$ は海水の供給量に大きく依存するため、 $C_0$ はそもそも干満や波浪作用の影響を強く受ける。これらの影響を考慮することで、より精度の良い、経験的な評価式の提案が可能になると考えられる。

また、干満や波浪作用の影響を考慮して、コンクリートに供給される海水の供給量を設定することで、文献8)のような方法による、 $C_0$ の解析的アプローチによる評価も可能になると考えられる。この際、干満作用に関しては、日時および年間変動、地域性の影響を考慮する必要がある。波浪状況に関しては、季節変動および地域性のほか、近隣の航跡波の程度、前垂れの有無、岸壁での跳ね返りの影響などを考慮する必要がある。しかしながら、これらの干満および波浪状況に及ぼす影響要因に関するデータを全構造物から取得し、さらに同一構造物内での波浪の変動状況を計測することは多大な労力を必要とする。

上述の同一構造物内での波浪の変動状況に関するデータを得る手法として、構造物模型（例えば栈橋）を作成し、室内での水理実験を行うこと等により、構造物近傍の波浪あるいは飛沫状況を調べ、数値解析計算などに反映させることは可能である。そして、その結果を踏まえて、現地での構造物近傍の波浪あるいは飛沫状況を調べ、さらに数値解析計算に反映させることも考えられる。ただし、前述のように、影響要因が多いため、かなりのケースの実験および解析を実施する必要があり、ある程度簡略化したモデル上での検討の方が実用であると考えられる。

##### (3) 海水中の塩化物イオン濃度の影響

厳密には、海水中の塩化物イオン濃度の影響もあるはずである。今回に関しては、構造物近傍でのデータが存在しないことと、全て日本国内の港湾コンクリート構造物であったため、海水の塩化物イオン濃度は一定と仮定し、考慮しなかった。今後、より厳密な評価手法の向上を検討する際には、可能な範囲で海水中の塩化物イオン濃度に関するデータを追加で採取し、今回得た $C_0$ データに及ぼす濃度の影響についても検討する必要がある。

##### (4) セメント種類の影響

6.3.2で述べているが、 $C_0$ はセメントの種類の影響を受け、特に高炉セメントを用いた場合、普通ポルトランドセメントの場合よりも $C_0$ が大きくなる傾向がある。一方、高炉セメントは、普通ポルトランドセメントを使用する際と比べて環境負荷低減効果を有しているために、近年高炉セメントの使用量は増加してきている。また、塩害環境下での高炉セメントの有効性は高く、港湾コンクリート構造物への使用は今後増えていくと予想される。高炉セメントの影響を考慮する方法としては、長期暴露試験あるいは現地調査における普通ポルトランドセメントと高炉セメントの場合の $C_0$ の値の比率を求め、その比率を割増係数として式(6.2)で得られる $C_0$ に乗じる方法等が考えられる。(独)港湾空港技術研究所内では、普通ポルトランドセメントおよび高炉セメントを用いた試験体の長期暴露試験を実施中である。この結果を参考に高炉セメントの場合の補正方法について検討を行うことも可能である。

##### (5) 時間変化の影響

他文献の結果や第4章の調査結果を見る限り、長期間経過すれば一定に落ち着くようである。しかしながら、まだデータは十分であるとは言えず、今後データの蓄積を行う中で、確認は続ける必要があると考える。

##### (6) 温度の影響

既往の検討事例がなく、その影響程度は不明である。また、実構造物での検討は難しいと考える。よって、室内試験等で、温度以外の条件を統一した条件下で温度のみを変化させ、 $C_0$ に及ぼす温度の影響を確認する必要がある。

## 6.5 まとめ

本章では全国各地の実構造物での $C_0$ の調査結果を多数収集し、まず暴露環境と $C_0$ 値の相関性を検討した。そして、その検討結果を基に、暴露環境から $C_0$ 値を定量的に評価する手法を検討した。

塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行

う際の  $C_0$  の設定値に関して、H.W.L.からコンクリート表面までの距離  $X$  とともに、直線的に変化させる算定式を提案した。

$$C_0 = -6.0X + 15.1 \quad (6.2)$$

ここで、 $X$  : H.W.L.からコンクリート部材位置までの鉛直距離(m)である。 $X$  の適用範囲としては、 $0 \leq X \leq 2$  m 程度の範囲とする。また、 $C_0$  の下限値として  $6.0\text{kg/m}^3$  を提案した。なお、この式が適用可能な構造物は、栈橋上部工のように、波浪条件が比較的穏やかな場所に位置し、さらには杭や前垂れに囲まれた閉鎖的な環境に位置している構造物に限定されると考える。

### 参考文献

- 1) 小牟禮建一，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，港湾空港技術研究所報告，第 41 巻，第 4 号，pp.3-37，2002.12.
- 2) 守分敦郎，羽瀧貴士，村松道雄，北澤真：栈橋上部工の耐久性照査に用いる表面塩化物イオン量について，第 44 回日本学会材料連合講演会講演論文集，Vol.22，No.1，pp.11-14，2000.9.
- 3) 鐵鋼スラグ協会，鐵鋼スラグの高炉セメントへの利用（平成 16 年度版），p.8，2004
- 4) 審良善和，濱田秀則，大即信明，T. U. Mohammed：円柱供試体側面から浸透した塩化物イオンの拡散係数の算出方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.613-618，2005.
- 5) 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.109-120，2004.5.
- 6) 藤田弘昭，上原子晶久，津村幸三，石澤徹：青森県日本海沿岸における RC 橋梁の塩害に関する調査，土木学会論文集 E，Vol.62，No.2，pp.330-340，2006.5.
- 7) 川村力，谷村幸裕，曾我部正道，鳥取誠一，長谷川雅志，東川孝治：鉄道構造物の調査に基づくコンクリート中への塩化物イオン浸透に関する研究，土木学会論文集，No.781/V-663，pp.193-204，2005.2.
- 8) 丸屋剛，Somnuk Tangtermsirikul，松岡康訓：コンクリートの表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化，土木学会論文集，No.585/V-38，pp.79-95，1998.2
- 9) 濱田秀則：RC 港湾構造物の塩害に係わる環境要因の定量的評価に関する研究，港湾技術研究所報告，第 38 巻第 2 号，pp.299-393，1999.6
- 10) McCarter, W. J., Linfoot, B. T., Chrisp, T. M., Starrs, G.: Performance of concrete in XS1, XS2 and XS3 environments, Magazine of Concrete Research, Vol.60, No.4, pp.261-270, 2008.05
- 11) Lau, K., Saguees, A.A., Yao, L.: Corrosion Performance of Concrete Cylinder Piles, Corrosion, Vol.63, No.4, pp.366-378, 2007.04

## 7. コンクリートの見掛けの塩化物イオン拡散係数 ( $D_{ap}$ ) の設計用値に関する検討

### 7.1 序論

本章の検討フローを図-7.1に示す。拡散係数の影響要因としては、1)材料、2)暴露環境、3)時間などがある。本章では、試験体および実構造物における塩化物イオン拡散係数  $D_{ap}$  に関する調査結果を基に、まず最も重要である1)材料（コンクリート品質）が拡散係数に及ぼす影響について検討を行った。そして、水セメント比  $W/C$  から拡散係数を設定する手法について、土木学会コンクリート標準示方書「施工編」<sup>1)</sup>（現在は「設計編」）に提示されている評価式を基に検討を行った。

2)暴露環境の影響については、第2章および第4章によれば、海洋環境下においても、海中部、干満帯、飛沫帯で多少差が現れるようである。例えば図-2.13や図-2.14において、海中部と干満帯における  $D_{ap}$  の値に比べて、飛沫帯や海上大気中の値は若干小さくなっている。しかし、実態はよく分かっていない。そこで、拡散係数に及ぼす暴露環境の影響についても検討を行った。

3)時間の影響については検討を行わなかった。これは、第2章既往の研究や第4章の検討結果より、本研究の対象環境である栈橋上部工直下の環境においては、拡散係数の時間変化は長期的にはほぼ一定値に収束すると考えたためである。

### 7.2 実験概要

#### 7.2.1 試験体における調査

(1) (独)港湾空港技術研究所内の暴露施設に試験体を暴露したケース、(2)実海洋環境に試験体を暴露したケース、の2つに分けて述べる。

(1) 試験体における調査（港湾空港技術研究所内の暴露施設に暴露）

港湾空港技術研究所内の暴露施設である海水循環水槽および海水シャワー暴露場に試験体を暴露した。なお、海水シャワー暴露場とは、自然海水を1日2回（1回約3時間）散布可能な施設である。海水循環水槽は干満帯と海中部、海水シャワー場は飛沫帯を模擬していると想定している。以下に試験体概要を示す。試験体概略を表-7.1に、配合を表-7.2に示す。

#### ・試験体1

5種類のセメント（普通ポルトランドセメント、高炉セメントA種・B種・C種、フライアッシュセメントB種）を用いて、 $\phi 150 \times 300\text{mm}$ のコンクリート円柱試験体を作製した。なお、 $W/C$ は0.45と0.55の2種類である。第5章5.2.1(2)の試験体と同じである。なお、練混ぜ水として海水を使用した結果は対象外とした。

#### ・試験体2

普通ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種を用いて、 $150 \times 150 \times 150\text{mm}$ のコンクリート試験体を作成した。 $W/C$ は0.40および0.55の2種類である。暴露環境は海水循環水槽（干満帯）および海水シャワー暴露場

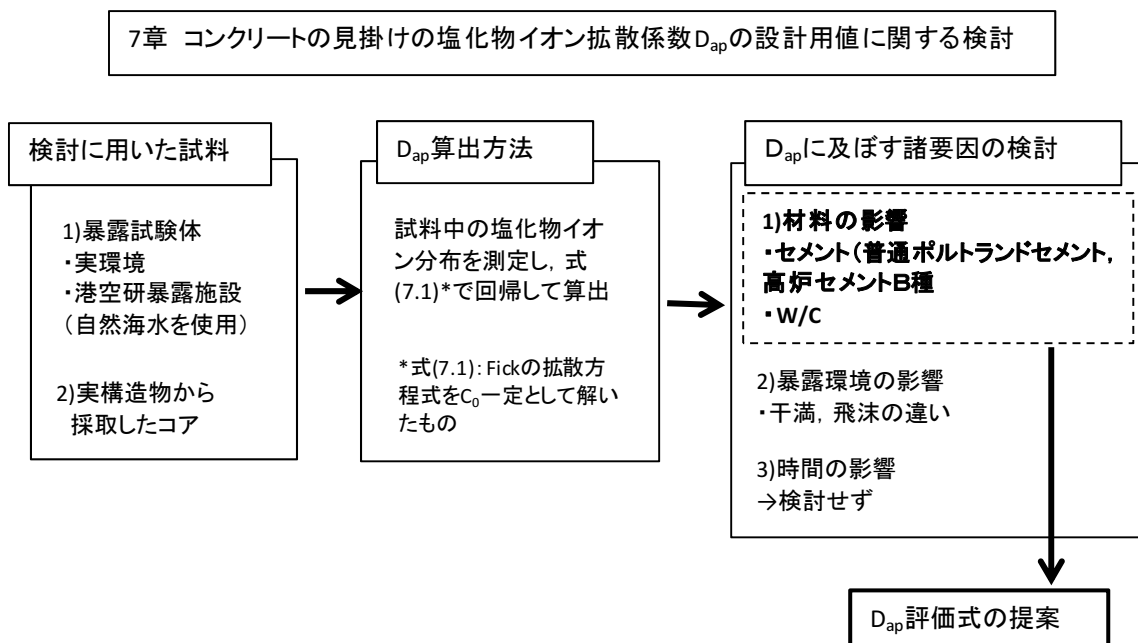


図-7.1 7章検討フロー

であり、暴露期間は約2.5年である。

・試験体3

普通ポルトランドセメントを用い、600×900×600mmの  
コンクリートブロックを作成した。W/Cは0.55であり、

表-7.1 試験体一覧

No.	暴露場所	暴露期間(年)	セメント*	骨材 (表乾密度(g/cm <sup>3</sup> ), 吸水率(%))		試験体形状	
				細骨材	粗骨材	暴露時	採取コア
1	海水循環水槽 (干満帯)	15	N	酒匂川産 川砂 (2.64, 1.82)	酒匂川産 川砂利 (2.76, 1.10)	φ15×30cm	-
			BA				
			BB				
			BC				
			F				
2	海水循環水槽 (干満帯・海中部)・ 海水シャワー場	2.5	N	栃木県 鬼怒川産 (2.59, -)	茨城県 岩間産 (2.65, -)	□15×15×15cm	-
			BB				
3	海水シャワー場	5.4	N	千葉県木更津産 山砂(2.61, 1.74)	北海道上磯町産 砕石(2.70, 0.33)	□60×90×60cm	φ100mm
				再生骨材 (2.25, 12.3)	再生骨材 (2.50, 4.86)		
4	海水循環水槽 (干満帯)	10	N	川砂 (2.63, 1.63)	砕石 (2.64, 0.6)	φ10×20cm	-
			BB				
5	沖縄県那覇港(海上部)	15	N	台湾産川砂 (2.66, 1.17)	酒匂川産砕石 (2.76, 1.06)	□15×15×80cm	φ68mm

\*N: 普通ポルトランドセメント

BA・BB・BC: 高炉セメントA種・B種・C種

F: フライアッシュセメントB種

表-7.2 配合および主な試験結果

試験体	名前	W/C	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				暴露環境	拡散係数 (cm <sup>2</sup> /年)	空隙率(mL/mL)					圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			W	C	S	G			①水銀圧入法			②質量測定		暴露前	調査時
									全細孔量	毛細管 空隙量**	試料採取 位置 (mm)	空隙量	試料採取 位置 (mm)		
1	N1	0.45	162	360	738	1110	干満	0.43	0.168	0.072	65-75	0.143	50以深	37.5	45.7
		0.55	166	302	826	1056		0.49	-	-	-	0.139	50以深	33.1	39.3
	BA1	0.45	158	351	758	1094		0.20	0.134	0.062	65-75	0.165	50以深	38.1	41.9
		0.55	158	287	820	1092		0.21	-	-	-	0.144	50以深	32.6	32.8
	BB1	0.45	160	355	736	1108		0.10	0.141	0.078	65-75	0.173	50以深	33.5	41.4
		0.55	162	295	793	1099		0.22	-	-	-	0.139	50以深	26.9	30.8
	BC1	0.45	162	360	714	1120		0.08	0.137	0.070	65-75	0.140	50以深	29.5	37.1
		0.55	164	298	770	1112		0.09	-	-	-	0.160	50以深	25.3	38.8
	F1	0.45	158	351	738	1110		0.11	0.158	0.078	65-75	0.150	50以深	46.0	37.0
		0.55	160	291	792	1097		0.52	-	-	-	0.197	50以深	27.9	28.0
2	N2	0.55	172	313	767	1041	シャワー	0.58	-	-	-	0.131	50以深	41.2	-
		0.40	172	313	764	1041	シャワー	0.19	-	-	-	0.154	50以深	-	-
	BB2	0.55	172	313	764	1041	干満	0.12	-	-	-	0.158	50以深	36.9	-
		0.40	172	430	658	1041	海中	0.10	-	-	-	0.144	50以深	-	-
	N3	0.55	172	430	658	1041	シャワー	0.07	-	-	-	0.128	50以深	52.5	-
3	NR3	0.55	158	288	786	1094	シャワー	0.33	0.189	0.082	内部	0.144	40-50	-	37.4
		0.55	168	305	675	975		1.26	0.276	0.137	内部	0.252	40-50	-	25.0
4	N4	0.52	170	330	831	977	干満	0.74	-	-	-	-	-	-	-
		0.50	165	330	836	985		0.69	-	-	-	-	-	-	-
		0.47	155	330	847	1001		0.50	-	-	-	-	-	-	-
		0.52	170	330	923	964		0.63	-	-	-	-	-	-	-
	BB4	0.53	170	330	831	977		0.09	-	-	-	-	-	-	-
		0.50	165	330	836	985		0.12	-	-	-	-	-	-	-
		0.47	155	330	847	1001		0.07	-	-	-	-	-	-	-
		0.52	170	330	923	964		0.07	-	-	-	-	-	-	-
5	N5	0.37	178	481	609	1080	海上大 気中	0.12	0.162	0.116	50-60	0.122	内部	-	51.2
		0.50	165	330	804	1061	海上大 気中*	0.53	0.162	0.124	50-60	0.152	内部	-	26.5
		0.50	165	330	804	1061	海上大 気中*	0.72	0.183	0.132	50-60	0.155	内部	-	31.9

\*初期に15ヶ月間干満帯に暴露

\*\*空隙径の対象範囲: 試験体1および3(0.016~15.2μm), 試験体5(0.0165~15μm)

表-7.3 調査構造物一覧 (栈橋)

港名	竣工年	経過年数(年)	H.W.L(m)	コア採取位置(m)	コアNo.	港名	竣工年	経過年数(年)	H.W.L(m)	コア採取位置(m)	コアNo.	港名	竣工年	経過年数(年)	H.W.L(m)	コア採取位置(m)	コアNo.
A	1966	39	1.60	2.75	A-1	I	1983	19	2.61	3.98	I-1	O	1972	31	3.04	2.85	G-1
	1966	39	1.60	2.75	A-2		1983	19	2.61	3.87	I-2		1972	31	3.04	3.65	G-2
	1966	39	1.60	2.28	A-3		1983	19	2.61	3.83	I-3		1972	31	3.04	3.20	G-3
	1966	39	1.60	2.49	A-4		1983	19	2.61	3.81	I-4		1972	31	3.04	3.20	G-4
	1966	39	1.60	1.90	A-5		1983	19	2.61	4.25	I-5	P	1986	16	2.16	1.40	P-1
	1966	39	1.60	2.29	A-6		1983	19	2.61	4.25	I-7		Q	1988	13	1.90	2.25
B	1969	33	0.65	0.85	B-1		1983	19	2.61	4.25	I-8	1988		14	1.90	1.85	Q-5
	1969	35	0.65	2.00	B-2		1973	30	2.60	3.80	I-9	1988		14	1.90	2.65	Q-6
	1969	35	0.65	2.00	B-3		1973	30	2.60	3.80	I-10	1988		14	1.90	2.65	Q-7
	1969	35	0.65	1.41	B-4		1973	30	2.60	3.80	I-11	1991	10	1.90	2.30	Q-8	
	1969	35	0.65	1.30	B-5		1973	30	2.60	3.80	I-12	R	1971	30	2.86	3.05	R-1
C	1970	25	2.00	2.25	C-1		1973	30	2.60	3.80	I-13		1971	30	2.86	3.05	R-2
	1970	25	2.00	2.25	C-2		1973	30	2.60	3.80	I-14		1971	31	2.86	3.05	R-3
	1970	25	2.00	3.25	C-3		1973	30	2.60	4.05	I-15		1971	31	2.86	3.05	R-4
	1970	25	2.00	3.25	C-4		1973	30	2.60	4.05	I-16		1971	30	2.86	2.41	R-5
D	1996	8	2.10	2.62	D-1		1973	30	2.60	4.05	I-17		1971	30	2.86	2.42	R-6
	1996	8	2.10	3.65	D-2		1973	30	2.60	4.05	I-18		1971	31	2.86	2.27	R-8
	1996	8	2.10	2.65	D-3		1973	30	2.60	4.05	I-19		1971	30	2.86	2.05	R-9
	1996	8	2.10	2.62	D-4		1973	30	2.60	4.05	I-20		1971	30	2.86	2.05	R-10
	1996	8	2.10	3.65	D-5		1973	30	2.60	4.50	I-21		1971	31	2.86	2.05	R-12
	1996	8	2.10	2.65	D-6		1973	30	2.60	4.50	I-22						
	1971	33	2.10	3.69	D-7	1973	30	2.60	4.50	I-23							
	1971	33	2.10	2.99	D-8	1973	30	2.60	4.50	I-24							
	1971	33	2.10	2.65	D-9	1973	30	2.60	4.50	I-25							
	1971	33	2.10	3.69	D-10	1973	30	2.60	4.50	I-26							
	1971	33	2.10	2.07	D-11												
E	1955	48	2.00	3.50	E-1	J	1975	27	0.30	1.28	J-1						
	1955	48	2.00	3.50	E-2		1966	36	0.30	1.40	J-2						
	1955	48	2.00	3.50	E-3		1966	36	0.30	1.45	J-3						
	1937	61	2.00	2.30	E-4	K	1972	29	1.80	2.10	K-1						
	1937	61	2.00	2.30	E-5		1972	29	1.80	2.10	K-3						
	1937	61	2.00	2.30	E-6		1972	29	1.80	2.10	K-4						
	1937	61	2.00	2.30	E-7	L	1971	30	1.80	3.05	L-1						
	1937	61	2.00	2.70	E-8		1971	30	1.80	3.05	L-2						
	1937	61	2.00	2.70	E-9		1971	30	1.80	3.40	L-3						
	1937	61	2.00	2.70	E-10		1971	30	1.80	2.55	L-4						
1968	36	2.00	2.80	F-1	1971		30	1.80	2.55	L-5							
1968	36	2.00	2.80	F-2	1971		30	1.80	3.05	L-6							
1968	36	2.00	2.80	F-3	1971		30	1.80	3.40	L-7							
1968	36	2.00	2.80	F-4	1971	30	1.80	2.55	L-8								
1962	40	2.00	2.50	F-5	1971	30	1.80	2.55	L-9								
1962	40	2.00	2.50	F-6	1971	30	1.80	2.55	L-10								
F	1962	40	2.00	2.50	F-7	M	1983	21	3.79	4.30	M-1						
	1962	40	2.00	2.50	F-8		1983	21	3.79	3.65	M-3						
	1962	40	2.00	3.40	F-9		1983	21	3.79	3.95	M-4						
	1962	40	2.00	3.40	F-10		1983	21	3.79	3.65	M-5						
	1962	40	2.00	3.40	F-10												
G	1965	37	2.00	2.65	G-1	N	1967	32	0.30	1.03	N-1						
	1965	37	2.00	2.65	G-2		1965	39	0.30	0.85	N-2						
	1965	37	2.00	3.40	G-3		1965	39	0.30	0.85	N-3						
	1965	37	2.00	3.40	G-4		1965	39	0.30	0.85	N-4						
H	1964	40	1.70	2.60	H-1		1965	39	0.30	0.85	N-5						
	1964	40	1.70	1.87	H-2		1965	39	0.30	1.30	N-6						
	1985	19	1.70	2.70	H-3		1965	39	0.30	0.77	N-7						
	1985	19	1.70	2.70	H-4		1965	39	0.30	0.94	N-8						
	1985	19	1.70	2.09	H-5		1965	39	0.30	1.07	N-9						
	1985	19	1.70	2.09	H-6		1965	39	0.30	1.20	N-10						
	1967	25	1.82	2.80	H-7												

※灰色は著者らがコアを採取したもの。



暴露環境は海水シャワー暴露場であり、暴露期間は約 5 年である。

#### ・試験体 4<sup>2)</sup>

普通ポルトランドセメントおよび高炉セメント B 種 (相当) を用いて、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$  の円柱試験体を作成した。W/C は 0.47~0.52 程度である。暴露環境は、海水循環水槽 (干満帯) である。暴露期間は約 10 年である。

$D_{ap}$  算出の際には、コンクリート中の塩化物イオン濃度を 3~5 点測定し、後述する式(7.1)を用いて回帰分析して求めた。なお、試験体が円柱の場合、浸透面が円であることを考慮し、座標系を円柱座標系として計算を行った<sup>2)</sup>。

#### (2) 試験体における調査 (実環境暴露)

#### ・試験体 5

普通ポルトランドセメントを用いて、 $150 \times 150 \times 800 \text{mm}$  の角柱試験体を作成した。W/C は 0.37 と 0.50 である。暴露環境は沖縄県那覇港の海上大気中(D.L.+6~7m)であり、暴露期間は約 15 年である。

#### 7.2.2 実構造物における調査

第 6 章の実構造物における  $C_0$  調査時には同時に  $D_{ap}$  も得られている。なお、第 6 章で得られた  $D_{ap}$  データのうち、以下の i)~iv) に該当する場合は、本章では採用しなかった。その結果、採用されたデータ数は計 132 個である。その一覧を表-7.3 に示す。表中の港名などは第 6 章と同じである。

i)  $C_0 < 1 \text{ kg/m}^3$  の場合 (回帰計算の精度が十分で無いと考えられるため)

ii) コア採取箇所周辺にひび割れなどの変状がある場合 (記録が残されていた場合)。

iii) 同一構造物内での他のコアの調査結果と比較して、塩化物イオン濃度分布形状が著しく異なる場合。

iv) 塩化物イオン濃度分布形状が異常な場合 (表面から内部まで値が同様な場合など)。

また、(2) の調査対象港 18 港のうち 6 港の 7 つの栈橋式構造物では、著者らが実構造物からコンクリートコアを計 43 本採取し、コンクリート中の塩化物イオン濃度分布から  $D_{ap}$  を求めている。この際、一部のコア採取は、現地で解体した部材を (独) 港湾空港技術研究所内に搬入した後で実施した。なお、浮きやひび割れなどの変状が見られる箇所からコアを採取することは極力避け、変状が見られる箇所から採取したコアや、採取後のコアに変状が確認された場合は採用しなかった。その結果、本章で採用されたデータ数は計 35 個である。

#### 7.2.3 調査項目

#### (1) 全塩化物イオン濃度

JIS A 1154 に準拠した。試験体から 10mm 程度の厚さで切りだした小片を粗・微粉砕し、電位差滴定法により測定した。 $C_0$  および  $D_{ap}$  の算出は、コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定として Fick の拡散方程式から導かれる以下の式で回帰することにより行った。この式を使う理由は第 2 章および第 4 章で述べたため、ここでは省略する。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (7.1)$$

ここで、 $C(x,t)$ : 時間 (経過年数)  $t$  (年)、表面からの距離  $x$  (cm) における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $C_0$ : 表面塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $D_{ap}$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )、 $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数である。

#### (2) コンクリート中の空隙量

試験体 1~3 および 5 に対して、水道水で飽和させた後の質量 (飽和質量  $W_s$ ) および容積 (飽和容積  $V_s$ )、 $105^\circ\text{C}$  で乾燥させた後の質量 (乾燥質量  $W_d$ ) を測定し、次式で空隙量  $P$  を求めた。

$$P = \frac{W_s - W_d}{V_s} \cdot \frac{1}{\rho_w} \quad (7.2)$$

ここで、 $\rho_w$ : 水の密度である。なお、 $W_s$  の測定は水道水中に 7 日間以上浸漬させた後に、 $W_d$  の測定は  $105^\circ\text{C}$  の環境に 7 日間以上放置させた後に行った。試料採取箇所は深さ 50~70mm 付近 (鉄筋周囲) である。

試験体 1、試験体 3、試験体 5 の一部の試験体に対しては、水銀圧入法によりコンクリートの細孔径分布測定を行った。空隙径の範囲は 3nm~374.5 $\mu\text{m}$  である。試料は表面から 35~45mm の箇所 (かぶり 70mm の 1/2 付近) から採取した。

#### (3) 圧縮強度

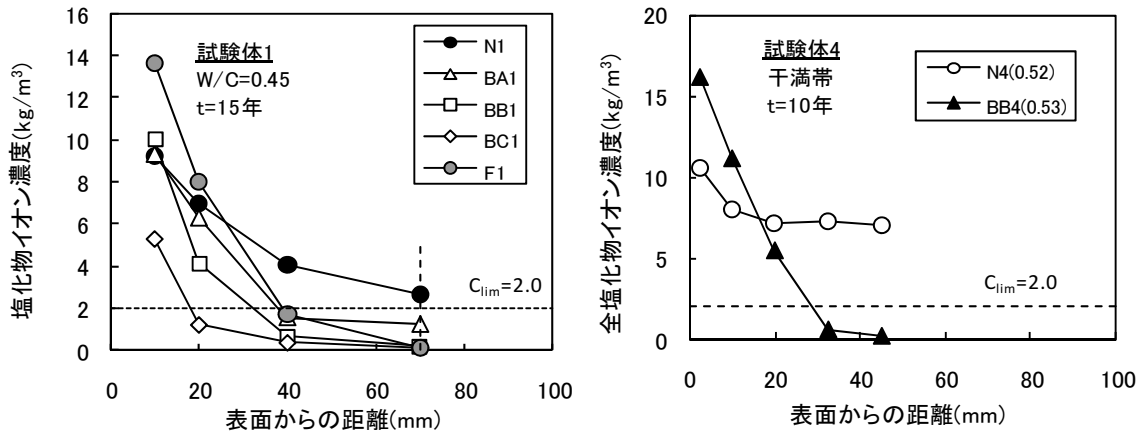
円柱試験体および採取したコアに対して、JIS A 1108 に準拠して行った。

## 7.3 拡散係数に及ぼす品質の影響

### 7.3.1 試験体における調査結果

#### (1) 塩化物イオン濃度分布

図-7.2 に塩化物イオン濃度分布の測定結果の一例を示す。コンクリート中に浸透した塩化物イオン濃度はセメント種類の影響を大きく受け、高炉セメント (BA, BB, BC) の場合に少なくなっていることが分かる。一方、表面部の塩化物イオン濃度については、高炉セメントの場合に大きくなっている。これらはよく知られた現



(試験体 1)

(試験体 4)

図-7.2 塩化物イオン濃度分布の例

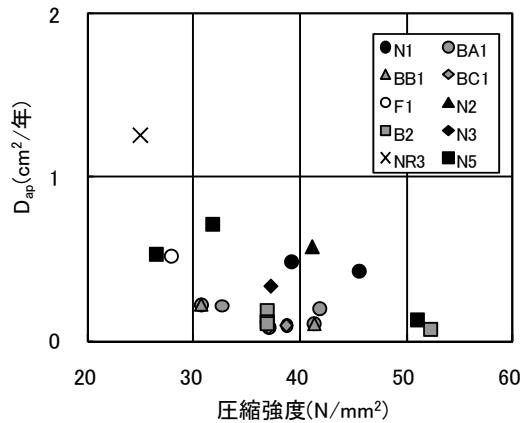


図-7.3 圧縮強度と拡散係数の関係

象である (2.3.5, 2.3.6 参照).

(2) 圧縮強度との相関

図-7.3 に圧縮強度と見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  の関係を示す. 一般的に知られているように, 圧縮強度が増加するにつれて  $D_{ap}$  は減少する傾向にある. また, 普通ポルトランドセメント(N)の場合と高炉セメント(B)の場合で比較すると, 圧縮強度が同程度でも B の方が N よりも  $D_{ap}$  が小さくなる.

(3) 空隙量との相関

ここでは, 空隙量の測定方法毎に  $D_{ap}$  との相関性を検討する.

図-7.4 に質量測定により求めた空隙率と  $D_{ap}$  の関係を示す. セメントが N の場合, 一般的に知られているように, 空隙率の増加とともに  $D_{ap}$  は増加する傾向にある. セメントが B の場合も若干の増加傾向が見られる. しかしながら, N の場合と傾向が大きく異なり, 同じ空隙率でも  $D_{ap}$  が大幅に小さくなっている. なお, セメントが

N と B で傾向が異なる事例は, 多くの既往の研究で確認されている現象である. この理由としては, 第 2 章でも触れたが未だに統一された見解はない. 影響因子としては, i)空隙の屈曲度 (連続性の違い), ii)セメント水和物と Cl の相互作用, iii)コンクリート細孔表面の電荷等が考えられている. すなわち, 高炉セメントの方が, i)空隙の連続性が低い, ii)セメント水和物と Cl の相互作用が生じやすい, iii)正に帯電するため陰イオンを反発する, というような現象が生じ, その結果, 拡散係数が減少していると考えられている.

図-7.5 に水銀圧入法により求めた全細孔量と  $D_{ap}$  の関係を示す. 図-7.4 同様に, セメントが N の場合については全細孔量の増加とともに  $D_{ap}$  は増加する傾向にある. しかしながら, 回帰直線の相関係数 (図-7.4~図-7.6 中に記載) で比較すると, 質量測定により求めた空隙率の場合に比べて相関係数は小さくなっていた.

図-7.6 に毛細管空隙量と  $D_{ap}$  の関係を示す. ここで,

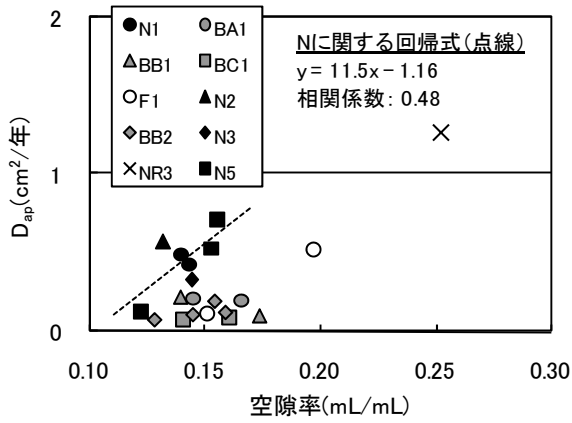


図-7.4 空隙率と  $D_{ap}$  の関係

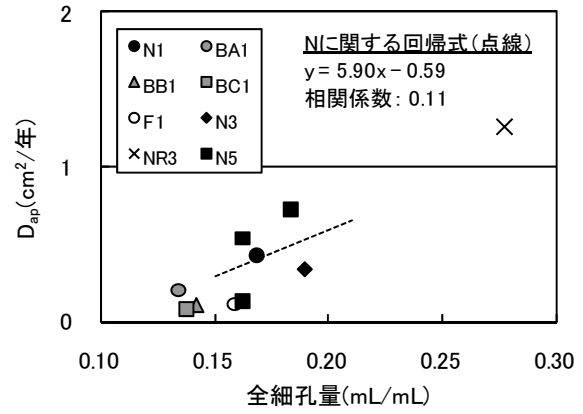


図-7.5 全細孔量と  $D_{ap}$  の関係

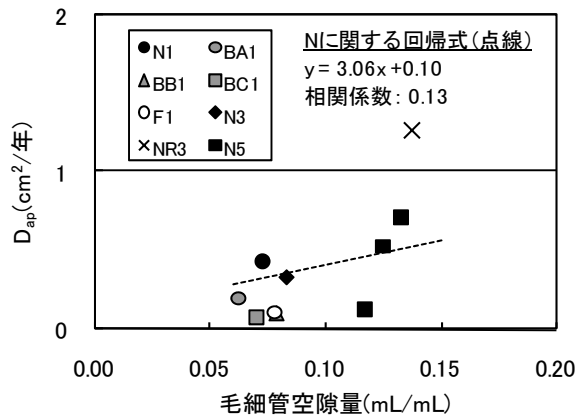


図-7.6 毛細管空隙量と  $D_{ap}$  の関係

毛細管空隙量とは、一般的に空隙径が  $0.015 \sim 15 \mu\text{m}$  の範囲のものを指し、コンクリートの物質拡散性状には密接な関係があるといわれている<sup>3)</sup>。しかしながら、図-7.5の場合と同様に、セメントがNの場合について回帰直線の相関係数と比較すると、質量測定により求めた空隙率の場合に比べて相関係数は小さくなっていった。

以上のことから、コンクリート中の空隙量と  $D_{ap}$  については、同じセメント種類の場合においては概ね良い相関がみられるようである。しかし、セメント種類が異なった場合、傾向が大きく異なるようである。

#### (4) $W/C$ との相関

図-7.7は  $W/C$  と  $D_{ap}$  の関係を示したものである。なお、図中の曲線は JSCE 示方書<sup>1)</sup>に回帰式の一例として示された、拡散係数の予測値  $D_p$  の値である。

普通ポルトランドセメント(N)の場合：

$$\log_{10} D_p = -3.9 (W/C)^2 + 7.2 (W/C) - 2.5 \quad (7.3)$$

高炉セメント(B)の場合：

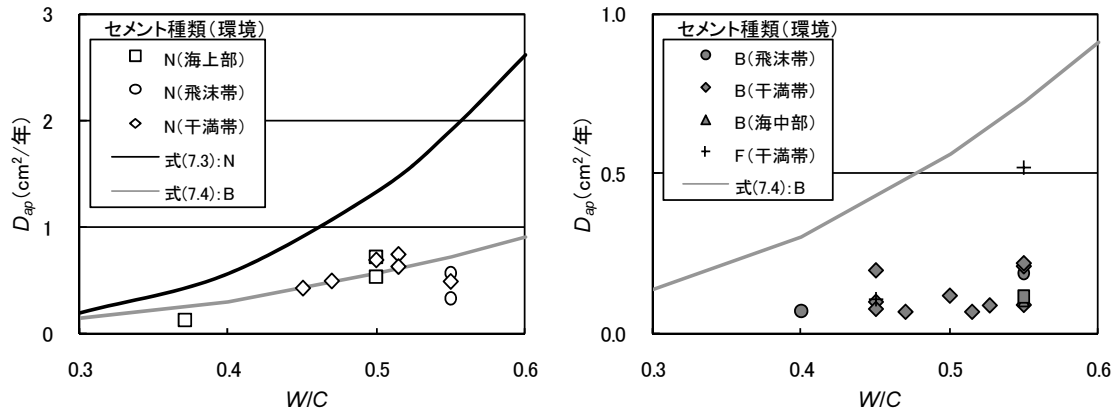
$$\log_{10} D_p = -3.0 (W/C)^2 + 5.4 (W/C) - 2.2 \quad (7.4)$$

今回得られた結果は、各種暴露環境にかかわらず、セメントがN、Bいずれの場合も、式(7.3)(7.4)と比べて約半分程度の小さな値を示した。

#### 7.3.2 実構造物における調査結果

##### (1) 塩化物イオン濃度分布例

図-7.8に塩化物イオン濃度分布の例(材齢約40年)を示す(凡例のアルファベットは港名、数字は通し番号)。なお、a)  $C_0 = 7 \sim 9 \text{kg/m}^3$  程度、b)  $C_0 = 15 \sim 17 \text{kg/m}^3$  と、 $C_0$  の値が大きく異なる2つの場合に分けてまとめた。いずれの場合においても、拡散係数の違いが分布に明確に表れている。図中に  $C_{lim}$  の提案値(第5章)を横点線、かぶり70mmの位置を縦点線で示しているが、拡散係数の値が小さい場合は、40年程度が経過した時点でもかぶり位置の塩化物イオン濃度が  $C_{lim}$  に到達していない。RC構造物の耐久性向上にとって、拡散係数の低減が効果的であ



(a) 普通ポルトランドセメント(N)

(b) 高炉セメント, フライアッシュセメント

図-7.7 W/C と  $D_{ap}$  の関係 (試験体)

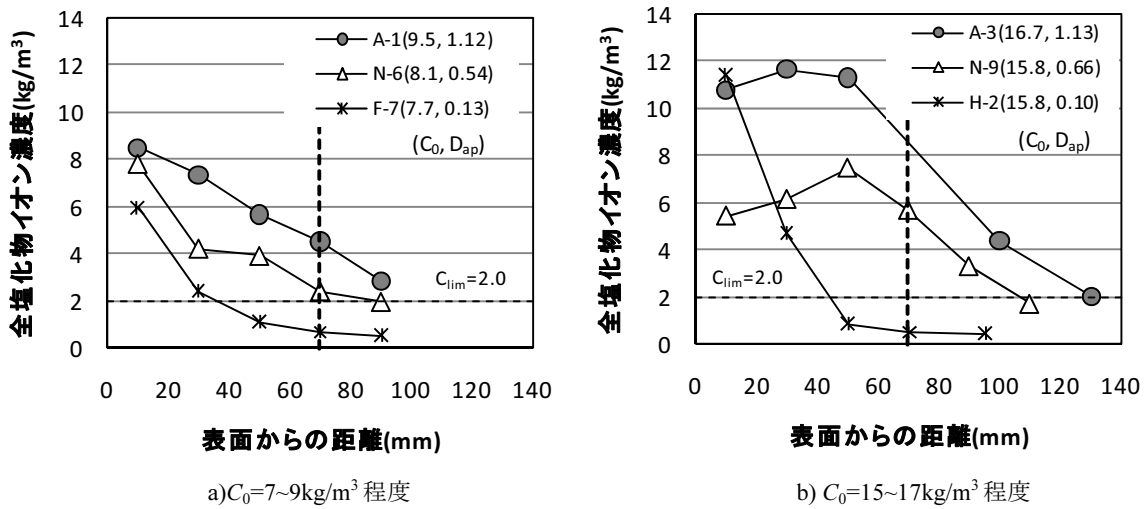


図-7.8 塩化物イオン濃度分布の例 (材齢約 40 年)

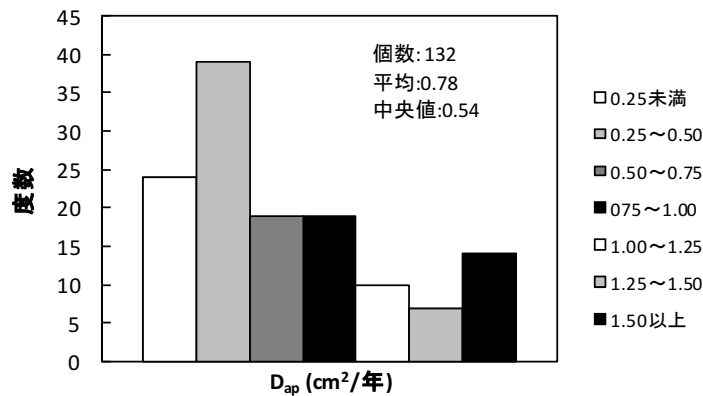


図-7.9  $D_{ap}$  の度数分布

ることが分かる。

(2)  $D_{ap}$  の度数分布

図-7.9 に  $D_{ap}$  の度数分布を示す。ピークを有する分布となっている。平均値は  $0.78 \text{ cm}^2/\text{年}$ , 中央値は  $0.54 \text{ cm}^2/\text{年}$

年であった。

(3) 空隙率との相関

図-7.10 に質量測定より求めた空隙率と  $D_{ap}$  の関係を示す。なお, 7.3.1 における試験体の結果も掲載した。

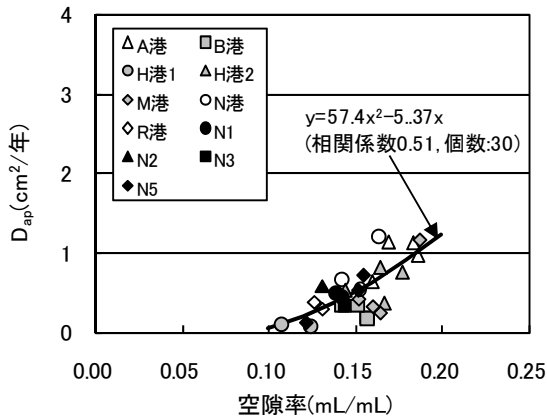


図-7.10 空隙率と  $D_{ap}$  の関係

ここで、実構造物から採取したデータに関しては、著者が直接採取したコアに対する結果のみを用いた。この際、コア採取箇所周辺にひび割れや浮きが多く見られた場合については対象外とした。これは、ひび割れ部からの塩化物イオンの浸透が生じることで  $D_{ap}$  の正確な評価が困難となるためである。また、試験体のデータに関しては、普通ポルトランドセメントの場合のみを用い、骨材が再生骨材の場合は対象外とした。図-7.10において、空隙率と  $D_{ap}$  の間には、2次関数の関係で概ね良い相関がみられた。

(4)  $W/C$  との相関

図-7.11 は  $W/C$  と  $D_{ap}$  の関係を示したものであり、図-7.7 の暴露試験体の値に加えて、実構造物での調査結果も追記したものである。なお、図中に掲載したのは、著者が直接採取したコアにおける調査結果（計 35 個、表-7.3 参照）のみとした。この理由は以下の通りである。 $D_{ap}$  は、 $C_0$  の場合と比べて、コンクリート内部に生じたひび割れなどの変状（アルカリ骨材反応に起因するもの

も含む）の影響を受けやすい。しかしながら、著者が直接採取していないものは、コアの状態を実際に目視等で確認できておらず、不確定な要因が多いため、図中には掲載しなかった。なお、上記のデータ 35 個のうち、飛沫帯のデータは 27 個、干満帯のデータは 8 個である。

また、図中に掲載した実構造物のデータについても、セメントの種類および  $W/C$  が不明である。ここでは、セメント種類については普通ポルトランドセメント、 $W/C$  については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の初版<sup>4)</sup>に示された、鉄筋コンクリート構造物における  $W/C$  の最大値 (0.55) と仮定した。この仮定条件を基に整理した結果、実構造物におけるデータは飛沫帯、干満帯のいずれも、全て式 (7.3) を下回っていた。

7.4 拡散係数に及ぼす暴露環境の影響

7.3.2 実構造物における調査結果の中で、同一のコンクリート構造物において、干満帯と飛沫帯の両方から得られた  $D_{ap}$  が存在する場合がある。また、第 4 章においても、コンクリート試験体を実構造物周辺の飛沫帯と干満帯に暴露し、それぞれ  $D_{ap}$  を求めている (4.4 参照)。ここでは、同一コンクリートにおいて得られた干満帯と飛沫帯の  $D_{ap}$  の比較を行い、拡散係数に及ぼす暴露環境の影響を検討する。

図-7.12 は飛沫帯および干満帯における  $D_{ap}$  を比較したものである。飛沫帯の方が小さくなる場合もあれば大きくなる場合もある。ただし、M 港の 1 例を除いては概ね同程度の値となっている。第 2 章や第 4 章において、「干満帯に比べて飛沫帯ではコンクリートの飽水率が小さくなり、イオンが移動しにくくなるため拡散係数は低下する」という考察を行っていたが、図-7.12 の結果では必ずしもそのようになっていない。

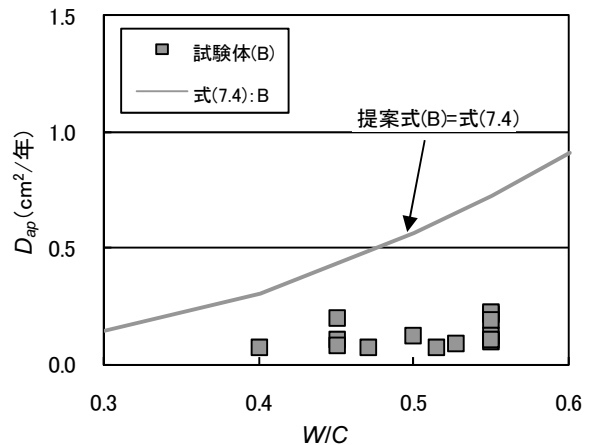
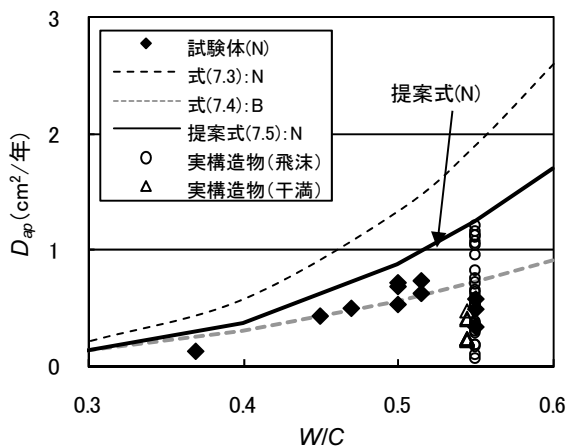


図-7.11  $W/C$  と  $D_{ap}$  の関係

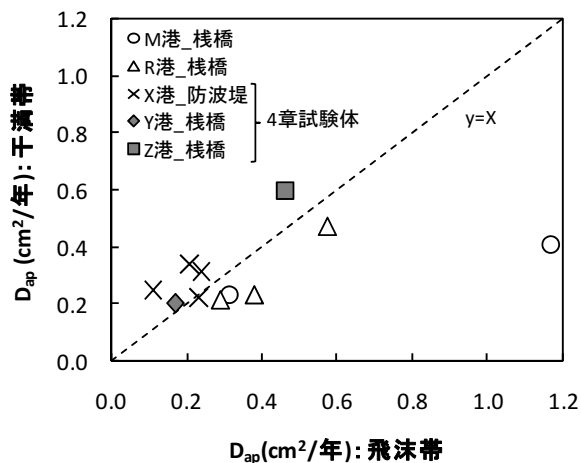


図-7.12 飛沫帯および干満帯における  $D_{ap}$  の比較

よって、次節 7.5 で拡散係数の設計用値の提案を行う際には、干満帯と飛沫帯において区別をしないこととする。ただし、データは少なく、飽水率等を測定し、環境条件と拡散係数との関連を調べた事例も少ない。今後データを蓄積し、確認を行う必要がある。

## 7.5 塩化物イオン拡散係数の設定値に関する提案

### (1) 提案式

港湾 RC 構造物において、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際に用いる見かけの塩化物イオン拡散係数の特性値  $D_k$  の値として、以下に示す式 (図-7.11 参照) を提案する。

$$D_k = \alpha D_p \quad (7.5)$$

ここで、 $\alpha$  : 換算係数で、普通ポルトランドセメントを使用する場合には一般に 0.65、高炉セメントの場合には一般に 1.0 を用いることとする。 $D_p$  : 見かけの塩化物イオン拡散係数の予測値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ , 式(7.3)(7.4))である。なお、本式が適用可能な構造物は、栈橋上部工のように、波浪環境が比較的穏やかな場所に位置し、さらには杭や前垂れで囲まれた閉鎖的な環境に位置している構造物が主対象である。また、栈橋上部工が対象構造物の場合、飛沫帯と干満帯において区別をしないこととした。この理由は、7.4 において飛沫帯と干満帯の間では拡散係数の値に明確な違いは見られず、むしろ同程度の値を示していたことによる。

以下、普通ポルトランドセメントの場合と高炉セメント B 種の場合について、式(7.5)の説明を行う。

セメントが普通ポルトランドセメントの場合については、JSCE 示方書における式(7.3)で得られる  $D_p$  の値に 0.65

を乗じた値を用いることを提案している。この理由は、今回得られた試験体および実構造物に関する調査結果の上限値と概ね一致すると推測されるためである。なお、文献 5) においても、0.65 を乗じることで概ね実構造物における調査結果と一致することが示されている。

一方、高炉セメントの場合については、式 (7.3) をそのまま用いることを提案している。この理由は以下の 2 つである。(i)現時点では実構造物におけるデータ数が非常に少ない。(ii)高炉セメントの場合、一般的に  $C_0$  が普通ポルトランドセメントの場合より増大する傾向にある (図-7.2 参照)。しかしながら、現状では具体的にどの程度大きくなるかは明確でない。そのため、拡散係数の値を過小に設定しないこととした。

ここで、第 6 章の  $C_0$  の評価時においては、 $C_0$  値の「平均値」を基に提案していた。一方、上記の普通ポルトランドセメントの場合において、実験値の「上限値」を基に提案を行っている。その理由を以下に述べる。JSCE 示方書においては、第 6 章の  $C_0$  同様、多数のデータの平均値から回帰式を提示している。しかし、今回実験で得られたデータ数は少なく、「多数データの平均値を求めた土木学会の式」を「今回データの平均値」まで下げるのは危険が伴う。よって「今回データの上限値」にとどめるのが適当と考えた (結果として、後述する「温度」によるばらつきも含められることになる)。なお、今後同様な環境での拡散係数のデータが増えることで、第 6 章の  $C_0$  と同様に「実測データの平均値」まで下げることは可能と考える。ただし、今回は室内で製作した試験体の結果が多いためか、ばらつきは小さい。実構造物のデータが増えてくると、ばらつきが増え、平均値が増加し、結果として今回の上限値に近づく可能性もある。

また、拡散係数には温度が影響する (2.3.6(4) 参照)。文献 6) によれば、 $W/C=0.5$  の場合、 $5^\circ\text{C}$  の増加で約 1.3 倍、 $7^\circ\text{C}$  の増加で約 1.4 倍に増加する。温度の増加とともに拡散係数は増加するため、温度の影響も考慮する必要がある。しかし、今回の提案式の設定の際には、データの値の上限値を採用しており、温度の影響によるばらつきも含んだ安全側の評価がなされていると考える。

### (2) 他の文献との比較

図-7.13 は、式 (7.3) に  $W/C=0.45, 0.50, 0.55$  を代入し、 $\alpha=0.65$  を乗じた場合の  $D_{ap}(0.58, 0.87, 1.24 \text{ cm}^2/\text{年})$  と、全実構造物の  $D_{ap}$  (7.2.1 (3)、計 132 個) を比較し、 $D_{ap}$  が 1.24 以下の場合の度数と累積確率を示したものである。変状などが生じている可能性も十分に考えられる不確定なデータを多数含んでいるにもかかわらず、84% のデータが提案式で求めた値を下回っていた。

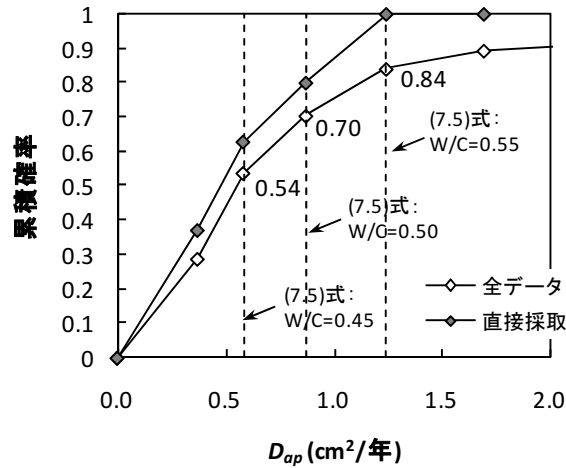
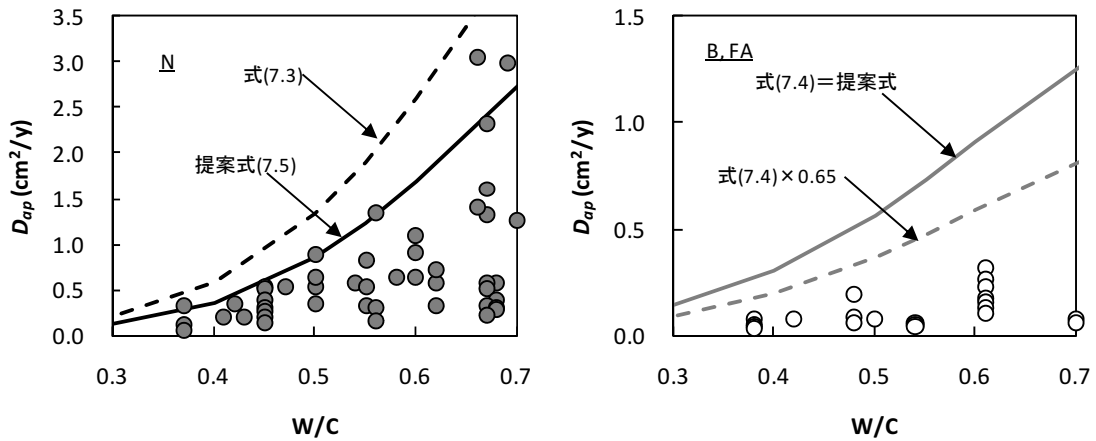
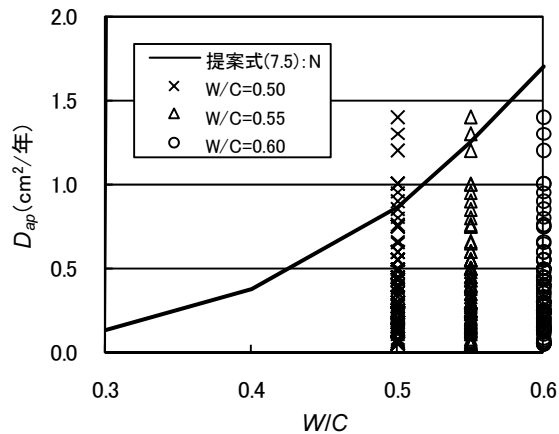


図-7.13 実構造物（栈橋）における  $D_{ap}$  の累積確率と提案式(7.5)による予測値の比較



(a) Bamforth<sup>7)</sup>: 多くの文献データを収集



(b) 青森県・沿岸域（道路橋）<sup>8)</sup>

図-7.14 他の文献データとの比較

図-7.14 は他の文献データと式(7.5)を比較したものである。(a)Bamforth<sup>7)</sup>は、多くの文献データを収集し、W/C

との関係を整理している。セメントが N（普通ポルトランドセメント）の場合、今回提案した値（式(7.5)）が最

大値周辺を通っている。セメントが B (高炉セメント) の場合は、今回提案値よりもかなり下の方の値が多い。(b) 青森県・沿岸域 (道路橋) の結果<sup>8)</sup>は、青森県の日本海側に位置する道路構造物での調査結果をまとめたものである。なお、水セメント比は 0.5~0.6 の範囲と記述されていたため、0.50, 0.55, 0.60 と仮定して値を掲載した。0.60 の場合は全て提案式を下回り、0.50 および 0.55 の場合もほとんどの値が下回っている。なお、文献 8) の対象構造物が位置する環境は、本研究で主対象としている干満帯・飛沫帯ではなく、海上大気中の方がむしろ近い。そのため厳密な比較とはなり得ない。しかしながら、この比較の結果は、本提案式が、海上大気中のような環境下においても適用できる可能性を示している。

## 7.6 まとめ

本章では、実構造物および試験体を用いた  $D_{ap}$  に関する調査結果を基に、水セメント比  $W/C$  から塩化物イオン拡散係数を設定する手法について検討を行った。

港湾 RC 構造物において、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際に用いる見かけの塩化物イオン拡散係数の特性値  $D_k$  の算定式として、土木学会「コンクリート標準示方書」における拡散係数の予測値  $D_p$  に換算係数  $\alpha$  を乗じた式を提案した。また、 $\alpha$  の値としては、普通ポルトランドセメントを使用する場合には 0.65、高炉セメントの場合は 1.0 を用いることを提案した。なお、本式が適用可能な構造物は、栈橋上部工のように、波浪環境が比較的穏やかな場所に位置し、さらには杭や前垂れで囲まれた閉鎖的な環境に位置している構造物が主対象である。また、栈橋上部工が対象構造物の場合、飛沫帯と干満帯において区別をしないこととした。

今回、実構造物調査では使用材料が不明であった。今後実環境で、かつ材料が既知な調査結果が望まれる。拡散係数に及ぼす環境条件の違いや温度の影響についても検討の余地が残されている。また、実構造物に高炉セメントが適用された場合のデータや、環境による変化、時間変化に関するデータも少ない。今後の更なるデータ蓄積が望まれる。

## 参考文献

- 1)土木学会：コンクリート標準示方書[施工編]，2002。
- 2)審良善和，濱田秀則，大即信明，T. U. Mohammed：円柱供試体側面から浸透した塩化物イオンの拡散係数の算出方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.613-618，2005。

- 3)例えば，佐々木謙二・品田健太・佐伯竜彦：セメント系硬化体の細孔構造と塩化物イオン拡散係数の関係に関する検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第5巻，pp.275-280，2005.10
- 4)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.3-25，1979.3。
- 5)古玉悟，田邊俊郎，横田弘，濱田秀則，岩波光保，日比智也：栈橋の維持補修マネジメントシステムの開発，港湾技研資料，No.1001，2001.6。
- 6)松村卓郎，白井孝治，三枝利有：コンクリート中の塩化物イオン拡散係数に与える温度の影響，材料，Vol.52，No.12，2003.12。
- 7)Bamforth, P. B. : The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials, Magazine of Concrete Research, Vol.51, No.2, pp.87-96, 1999.04
- 8)藤田弘昭，上原子晶久，津村幸三，石澤徹：青森県日本海沿岸における RC 橋梁の塩害に関する調査，土木学会論文集 E，Vol.62，No.2，pp.330-340，2006.5



## 8. 本研究で提案した鉄筋腐食照査手法による試設計

### 8.1 概要

ここまでの第5章では腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$ 、第6章ではコンクリート表面での塩化物イオン濃度  $C_0$ 、第7章では見かけの塩化物イオン拡散係数  $D_{ap}$  において、照査時に用いる設定値の提案を行ってきた。本章では、これらの手法を用いて、海洋コンクリート構造物における、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査の試算を行う。なお、照査手法については、土木学会「コンクリート標準示方書[設計編]<sup>1)</sup>」に準拠したものである。コンクリート標準示方書と本提案が異なる点を比較したものを表-8.1 に示す。また、図-8.1 に本章の検討フローを示す。

### 8.2 本研究で提案した鉄筋腐食照査手法

#### (1) 照査の基本的な考え方

土木学会「コンクリート標準示方書」において、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査は、第2章

2.3.2 で示したように、鉄筋位置の塩化物イオン濃度の設計用値  $C_d$  が供用年数の間に鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  を上回らないように、コンクリートの品質等を定めるといった簡便な手法を採用している。

$$\gamma_i \frac{C_d}{C_{lim}} \leq 1.0 \quad (8.1)$$

ここに、 $\gamma_i$ : 構造物係数である。

#### (2) $C_{lim}$ の設定値

$C_{lim}$  の設定値として、第5章において、比較的湿潤した環境に位置している海洋コンクリート構造物（特に栈橋上部工）においては、干満帯において実施された本試験結果を参考に  $2.0\text{kg/m}^3$  とすることを提案した。なお、この値には、コンクリートの飽水率が大きいことにより、鉄筋腐食の開始が見かけ上遅くなった影響も含まれていると推測される。

#### (3) 鉄筋位置における塩化物イオン濃度 $C_d$ の将来予測

鉄筋位置における塩化物イオン濃度  $C_d$  の将来予測は、Fick の拡散方程式の解である式(8.2)を用いて行う。

表-8.1 コンクリート標準示方書と本提案の比較

	コンクリート標準示方書	本研究
腐食発生限界塩化物イオン濃度 $C_{lim}$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.2	2.0
表面塩化物イオン濃度 $C_0$ (kg/m <sup>3</sup> )	飛沫帯: 13 汀線: 9	$C_0 = -6.0X + 15.1$ $X$ : H.W.L.からの距離(m)
拡散係数の特性値 $D_k$ (cm <sup>2</sup> /年)	$D_k = f(W/C)$	$D_k = \alpha \cdot f(W/C)$ $\alpha$ : 補正係数(N: 0.65, BB: 1.0)

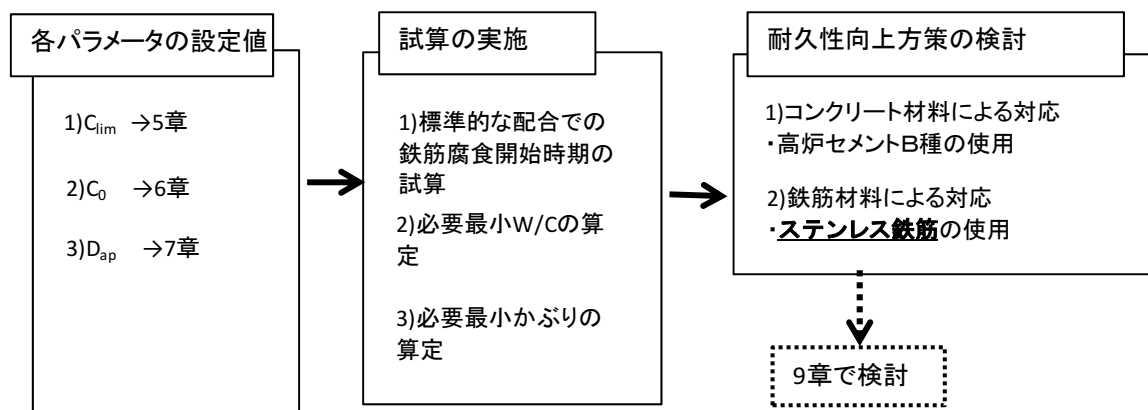


図-8.1 8章検討フロー

$$C_d = \gamma_{cl} C_o \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}} \right) \right) \quad (8.2)$$

ここで、

$\gamma_{cl}$ : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値  $C_d$  のばらつきを考慮した部分係数(ここでは、1.0 とする),  $C_o$ : コンクリート表面における想定 Cl 濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $c$ : かぶり (コンクリート表面から鉄筋表面までの距離) の期待値 (mm),  $D_d$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数の設計値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ ),  $t$ : 設計供用年数,  $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数, である。

(4)  $C_o$  の設定値

$C_o$  の設定値に関しては、第 6 章の検討結果を基に、H.W.L. からコンクリート表面までの距離  $X$  とともに、直線的に変化させる算定式を提案した。

$$C_o = -6.0X + 15.1 \quad (8.3)$$

ここで、 $X$ : H.W.L. からコンクリート部材位置までの鉛直距離 (m) である。  $X$  の適用範囲としては、 $0 \leq X \leq 2$  m 程度の範囲とする。また、 $C_o$  の下限値として  $6.0 \text{kg}/\text{m}^3$  を提案した。

(5)  $D_d$  の設定値

塩化物イオンに対する設計拡散係数  $D_d$  は、式 (8.4) により求められる。なお、基本的な考え方は土木学会コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>のものであり、本研究の成果(第 7 章)が反映されているのは、式(8.5)式に換算係数  $\alpha$  を

導入した点である。

$$D_d = \gamma_c D_k + \left( \frac{w}{l} \right) \left( \frac{w}{w_a} \right)^2 D_o \quad (8.4)$$

ここで、

$\gamma_c$ : コンクリートの材料係数. 一般に 1.0 としてよい.  
 $D_k$ : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ ). 式 (8.5) により求められる.

$D_o$ : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数. 一般に  $200 \text{cm}^2/\text{年}$  としてよい.

$w$ : ひび割れ幅 (mm)

$w_a$ : ひび割れ幅の限界値 (mm). 「特に厳しい腐食性環境」の場合、 $w_a = 0.0035c$  ( $c$ : かぶり) となる.

$w/l$ : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

$$w/l = 3 (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{csd})$$

$\sigma_{se}$ : 鉄筋応力度の増加量 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$ : 鉄筋のヤング係数 (=200  $\text{kN}/\text{mm}^2$ )

$\epsilon'_{csd}$ : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値(ここでは  $150 \times 10^{-6}$  を用いた).

コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値  $D_k$  は、式 (8.9) を用いて定めることができる。

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \quad (8.5)$$

表-8.2 計算条件一覧

検討目的		a) 腐食開始時期の試算		b) W/Cの上限値の試算				b) かぶりの下限値の試算		
設計供用期間(年)		(腐食開始時期を算定)		50				50		
材料	コンクリート	セメント	N	BB	N	BB	N	BB		
		W/C	0.55	上限値を算定				0.45		
構造	かぶりc(mm)	70	70	100	70	100	下限値を算定			
環境	$C_o$	X=0m	15.1	15.1				15.1		
		X=0.85m	10.0	10.0				10.0		
		X=2m	6.0	6.0				6.0		
拡散係数(計算に用いられた値)	$D_k^*$	ひび割れ考慮	1.24	0.73	-	0.18	-	-	0.58	0.42
					-	0.35	-	0.29		
		0.21			0.73	0.21	0.75			
		0.22			0.44	0.22	0.44			
	ひび割れなし	0.30	0.61	0.30	0.61					
		0.52	1.07	0.52	1.07					
		-	0.44	-	-					
		-	0.61	-	0.61					
$D_d^*$	ひび割れ考慮	1.56	1.04	0.52	1.07	0.52	1.07	0.90	0.74	
				0.22	0.44	0.22	0.44			
	0.30			0.61	0.30	0.61				
	0.52			1.07	0.52	1.07				
ひび割れなし	1.24	1.04	0.22	0.44	0.22	0.44	0.58	0.42		
	0.30	0.61	0.30	0.61						

\*上段: X=0.35m, 中段: X=1.0m, 下段: X=1.5mの場合

普通ポルトランドセメントを使用する場合

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (8.6)$$

高炉セメントやシリカフェームを使用する場合

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (8.7)$$

ここで、

$\alpha$ : 換算係数で、普通ポルトランドセメントを使用する場合は一般に 0.65、高炉セメントやシリカフェームを使用する場合は一般に 1.0 としてよい。

$\gamma_p$ :  $D_p$  の精度に関する安全係数で、一般に 1.0 としてよい。

$D_p$ : コンクリートの拡散係数の予測値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )。

### 8.3 試設計条件

ここでは以下の 3 種類の試算および試設計を行った。計算条件をまとめたものを表-8.2 に示す。

a) 標準的な材料の場合の鉄筋腐食開始時期

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」旧版<sup>2)</sup>(以下、旧港湾基準)において、 $W/C=0.55$ 、かぶり 70mm が標準的であった。この場合に、鉄筋腐食開始時期がどの程度であるかを確認する。

b) 設計供用期間中、腐食が生じない水セメント比の上限値

8.2 の考え方に基づいて算出する。なお、設計供用期間は 50 年、かぶりは 70mm と 100mm の 2 種類とした。

c) 設計供用期間中、腐食が生じないかぶりの下限値

8.2 の考え方に基づいて算出する。なお、設計供用期間は 50 年、 $W/C$  を 0.45 の 1 種類とした。

以下は a)~c) 共通の計算条件を示す。

①  $C_0$

H.W.L. から部材位置までの距離  $X$  を以下の 3 通り (上限, 中間値, 下限) に設定して算出した。

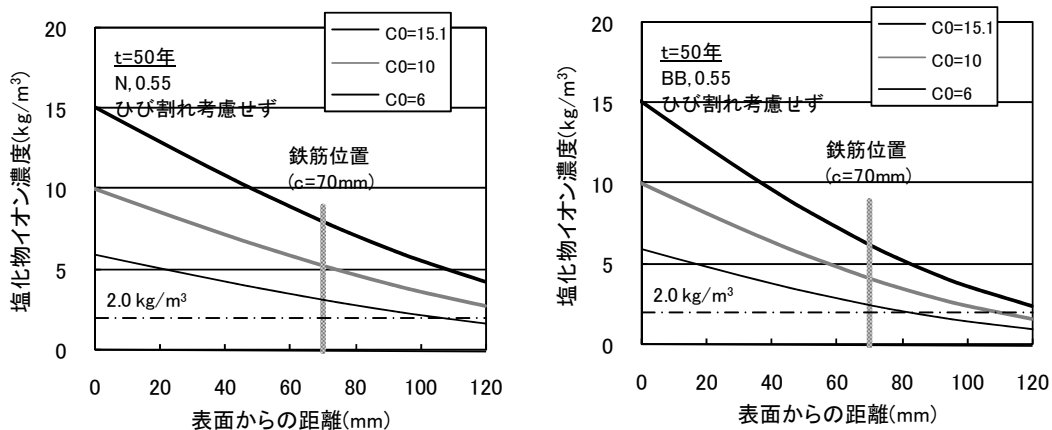


図-8.2 50年後の塩化物イオン濃度分布  
(ひび割れを考慮しない場合)

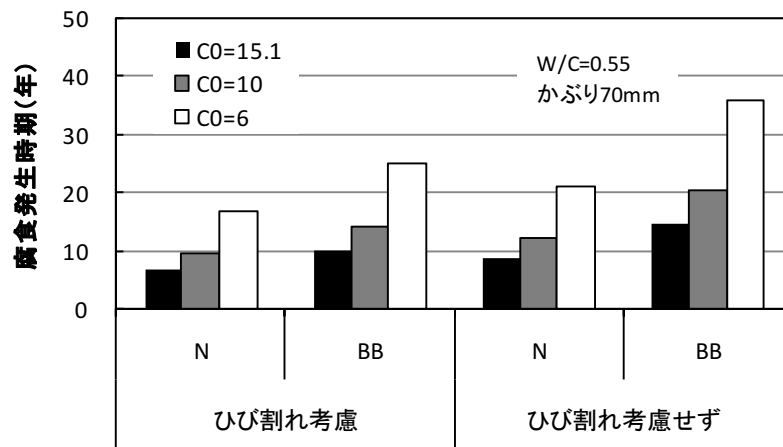
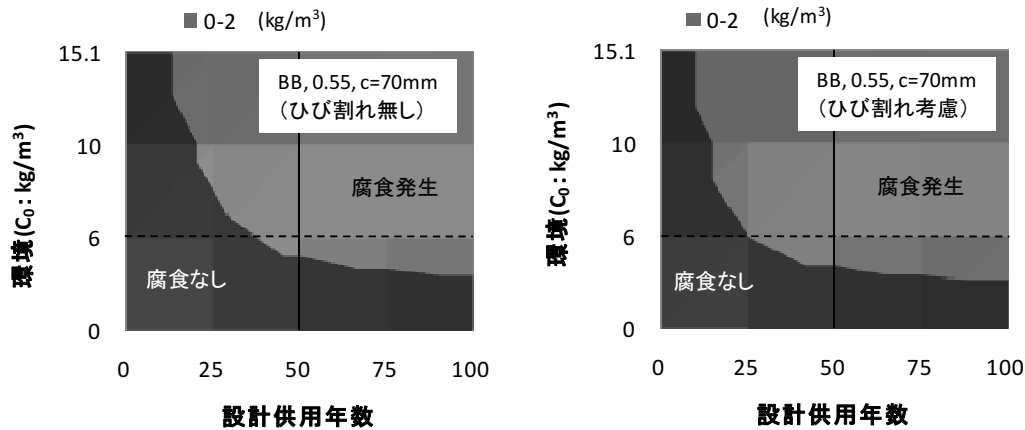


図-8.3 標準仕様 (旧港湾基準) の場合の鉄筋腐食発生時期



(ひび割れ無視)

(ひび割れ考慮)

図-8.4 標準仕様（旧港湾基準）における設計供用年数時の鉄筋位置の塩化物イオン濃度

i)  $X=0\text{m}$  ( $C_0=15.1\text{kg/m}^3$ )

ii)  $X=0.85\text{m}$  ( $C_0=10.0\text{kg/m}^3$ )

iii)  $X=2.0\text{m}$  ( $C_0=6.0\text{kg/m}^3$ )

#### ②セメント種類

セメントは普通ポルトランドセメント(N)および高炉セメントB種(BB)の2種類とした。

#### ③ひび割れの影響

8.2で述べたように、土木学会コンクリート標準示方書では、作用荷重によりコンクリートに生じたひび割れの影響を考慮し、 $D_{ap}$ を平均的に大きく設定する手法がとられる。ここでは、i)考慮した場合、ii)考慮しなかった場合、の2種類について試算を行った。なお、ひび割れに関するパラメータは、文献3)を参考に $w/l = 0.00158$  ( $\sigma_{SE} = 75.42\text{N/mm}^2$ の場合)、 $w/w_a = 1.0$  (ひび割れ幅=ひび割れ幅の限界値、となる安全側の設定)とした。

### 8.4 計算結果

#### a) 標準的な材料の場合の鉄筋腐食開始時期

式(8.2)を用いて50年後における塩化物イオン濃度分布を予測した結果を図-8.2に示す。なお、ひび割れを考慮しなかった場合の結果である。50年後において、全ての場合に $C_{lim}=2\text{kg/m}^3$ を上回っている。すなわち、供用期間中に腐食が開始することになる。なお、腐食が開始したからといって、ただちに補修が必要となるということではない。

図-8.3は同じ条件下で、鉄筋腐食発生時期を求めたものである。 $C_0$ が大きい場合は10年程度で腐食が開始している。また、NとBBの差が明確に表れている。同条件で比較すると、BBの方が1.5倍程度長くなっている。これには拡散係数の差がそのまま表れている。

図-8.4は、図-8.2および図-8.3の結果より得られている、設計供用年数時の鉄筋位置の塩化物イオン濃度をコンター図として再整理したものである。なお、横軸を設計供用年数、縦軸を環境( $C_0$ )とした。濃い色の部分(凡例：腐食なし)は設計供用年数時の鉄筋位置の塩化物イオンが $C_{lim}=2\text{kg/m}^3$ 以下であるため、設計供用期間内において腐食が発生していないことになる。一方、灰色の部分(凡例：腐食発生)については、設計供用期間内に鉄筋位置の塩化物イオンが $C_{lim}=2\text{kg/m}^3$ を上回っているため、腐食が生じていることになる。この図からも、旧港湾基準の標準的な仕様を遵守することは、港湾RC構造物の耐久性の観点からすると得策とは言い難いことが改めて分かる。

#### b) 設計供用期間中、腐食が生じない水セメント比の上限値

設計供用期間中に鉄筋腐食を生じさせないために必要な最大 $W/C$ を図-8.5および図-8.6に示す。なお、図中には、旧港湾基準<sup>2)</sup>における水セメント比の上限値(0.55)を示した。また、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が $2.0\text{kg/m}^3$ となった場合の塩化物イオン濃度分布を図-8.7に示す。

かぶり70mmでひび割れを考慮した場合、供用期間中に腐食が発生することを防ぐのはかなり厳しい試算結果となった。かぶり70mmでひび割れを考慮しない場合だと、セメントが普通ポルトランドセメント(N)では、最大 $W/C$ を0.35~0.42程度、セメントが高炉セメント(BB)では、最大 $W/C$ を0.36~0.49程まで低減させればよい結果となる。

かぶり100mmでひび割れを考慮した場合だと、 $C_0=9\text{kg/m}^3$ であればセメントが普通ポルトランドセメント(N)では、最大 $W/C$ を0.40程度、セメントが高炉セ

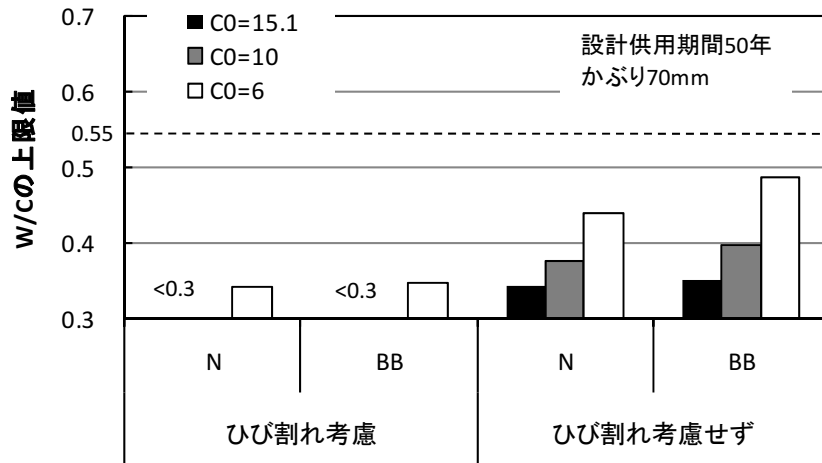


図-8.5 かぶり 70mm の場合の W/C の上限値

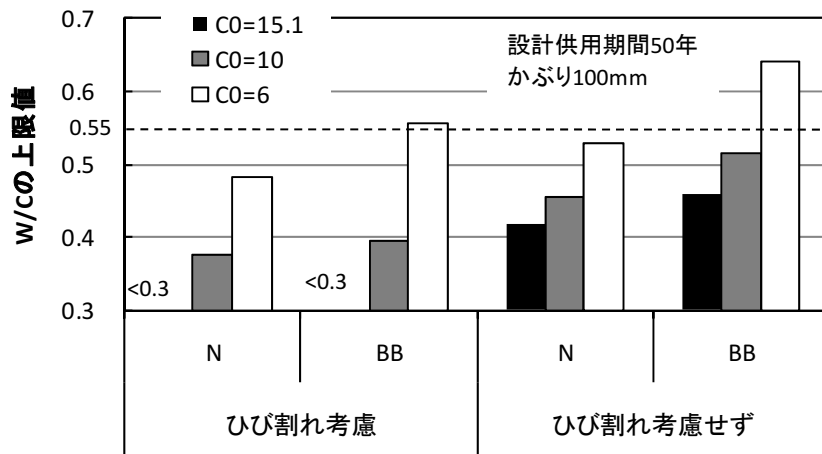


図-8.6 かぶり 100mm の場合の W/C の上限値

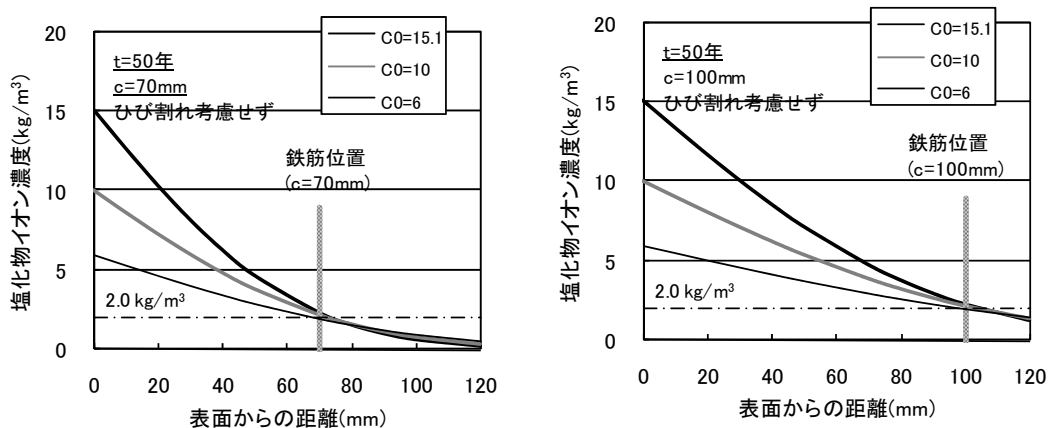


図-8.7 腐食開始時点の塩化物イオン濃度分布（ひび割れを考慮しない場合）

（注：N と BB で拡散係数が同じため、分布はいずれも同じとなる）

メント（BB）では最大  $W/C$  を 0.42 程まで低減させればよい結果となる。ひび割れを考慮しない場合だと、セメントが普通ポルトランドセメント（N）では、最大  $W/C$

を 0.42～0.52 程度、セメントが高炉セメント（BB）では、最大  $W/C$  を 0.48～0.63 程まで低減させればよい結果となる。この試算結果においても、a) の場合同様、高炉セメ

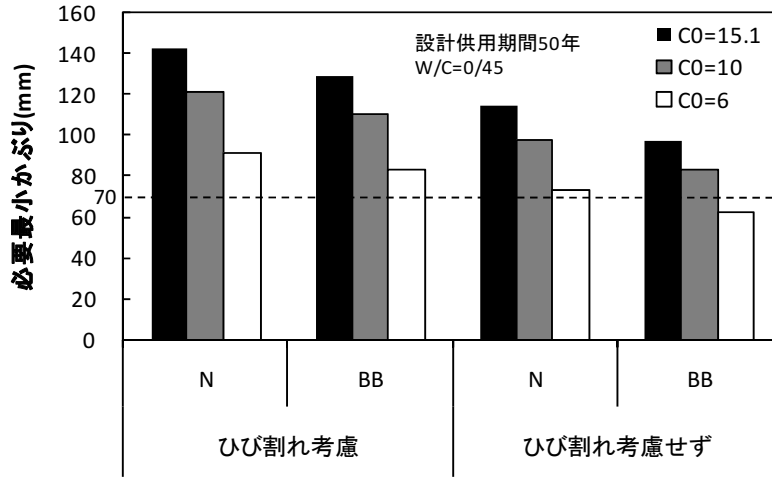


図-8.8 W/C=0.45 の場合の必要最小かぶり

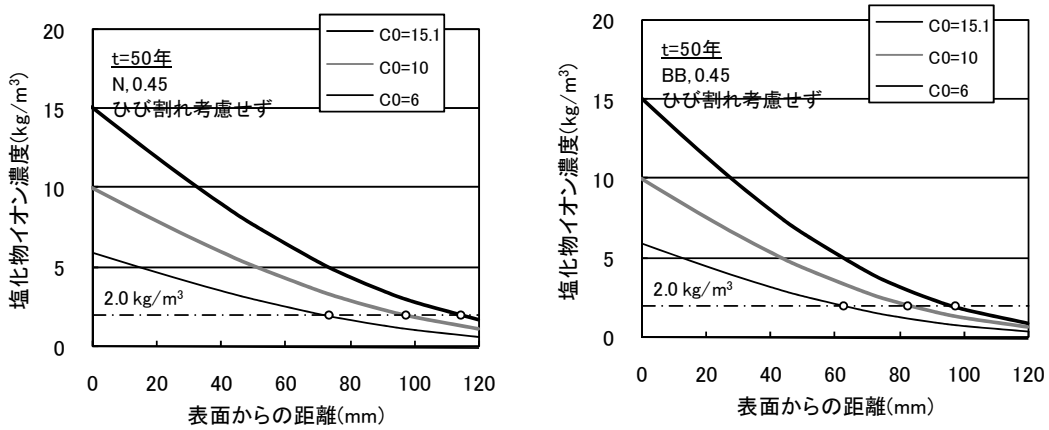


図-8.9 腐食開始時点の塩化物イオン濃度分布（ひび割れを考慮しない場合）  
 (図中○：2.0kg/m<sup>3</sup>となる位置)

ントの優位性が改めて確認された。

全体として、旧港湾基準<sup>2)</sup>における水セメント比の上限値 W/C=0.55 では、十分な耐久性が確保されない場合が多いことが分かる（補足：現在の港湾基準（2007年度版）では、水セメント比の上限値は W/C=0.50 に引き下げられている）。

c) 設計供用期間中、腐食が生じないかぶりの下限値

設計供用期間中に鉄筋腐食を生じさせないために必要なかぶりの下限値を図-8.8に示す。なお、図中には、旧港湾基準<sup>2)</sup>におけるかぶりの最小値（70mm）を示した。また、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が 2.0kg/m<sup>3</sup> となった場合の塩化物イオン濃度分布を図-8.9に示す。

ひび割れを考慮した場合、セメントが普通ポルトランドセメント（N）では、かぶりの下限値を 90～130mm 程度、セメントが高炉セメント（B）では 80～120mm 程度確保する必要がある結果となる。ひび割れを考慮しない

場合だと、セメントが普通ポルトランドセメント（N）では、かぶりの下限値を 70～105mm 程度、セメントが高炉セメント（B）では 60～90mm 程度確保する必要がある結果となる。この結果においても a) および b) の場合同様、高炉セメントの優位性が改めて確認された。

全体として、旧港湾基準<sup>2)</sup>におけるかぶりの最小値 70mm では、十分な耐久性が確保されない場合が多いことが分かる。なお、「道路橋示方書<sup>4)</sup>」では、橋梁の上部工において耐用年数 100 年を確保するために、「海上部」のような厳しい塩害環境の場合（環境区分 S と表記）、かぶりを 70mm 確保し、かつ塗装鉄筋あるいはコンクリート塗装を行う必要がある、と記述されている。

### 8.5 まとめ（耐久性向上方策に関する考察）

各種試算結果より、港湾コンクリート構造物の耐久性向上における高炉セメントの優位性が改めて確認された。

しかし、構造物が非常に厳しい塩害環境下に位置し、「設計供用期間 50 年間にわたって鉄筋腐食を生じさせない」という設計条件を設定した場合には、高炉セメントでも 100mm 以上のかぶりあるいは W/C<0.4 の低水セメント比のコンクリートが必要となる試算結果となった。このような構造および施工は効率的であるとは言い難い。よって、構造物が非常に厳しい塩害環境に位置する場合において、長期の耐久性を望む場合は、鉄筋を高耐久性の鉄筋（例えばエポキシ樹脂塗装鉄筋、ステンレス鉄筋など）を用いることも考えられる。このことを踏まえ、**第9章**ではステンレス鉄筋の耐食性に関する検討（腐食発生限界塩化物イオン濃度の評価）を行う。

#### 参考文献

- 1)土木学会：コンクリート標準示方書[設計編：本編]，p.110-122，2007.
- 2)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，p.336，1999
- 3)土木学会：土木学会コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[栈橋上部工編]，コンクリートライブラリー 116，pp.81-115，2005.
- 4)(社)日本道路協会，道路橋示方書・同解説，III コンクリート橋編，pp.171-175，2002.3

## 9. ステンレス鉄筋の使用による耐久性向上に関する検討

### 9.1 序論

代表的な港湾コンクリート構造物である栈橋上部工においては、海上に位置していることから、塩化物イオンが多量に供給され、腐食反応に必要な酸素も十分に供給されるため、非常に厳しい塩害環境にある。第8章での試算結果もそれを裏付けている。このような特に厳しい塩害環境においては、耐食性に優れたエポキシ樹脂塗装鉄筋やステンレス鉄筋などを用いた方が得策であると考えられる。なお、エポキシ樹脂塗装鉄筋はステンレス鉄筋に比べて安価である。しかしながら、エポキシ樹脂塗装鉄筋の場合、普通鉄筋の周囲のみをエポキシ樹脂で覆っているため、運搬中あるいは施工中においてエポキシ樹脂被覆部が損傷する可能性があり、場合によってはコンクリート打設前にエポキシ樹脂被覆部に対して補修が必要となるケースが生じる。一方、ステンレス鉄筋の場合は、鋼材そのものの耐食性が優れているため、運搬

中あるいは施工中において普通鉄筋と同様に扱うことができる。

ステンレス鉄筋の使用時においても、通常の鉄筋の場合と同様に鉄筋腐食照査を行い、設計耐用期間中に鋼材腐食によって構造物が所要の性能を損なわないことを確認する必要がある。この照査の際、ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  および鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$  を適切に設定することが重要である。

ステンレス鉄筋の  $C_{lim}$  に関する研究は、海外においては比較的研究事例<sup>1),2)</sup>も多い。Pedferriらはコンクリート中の細孔溶液を模擬した溶液（以下、模擬溶液）を用いて電気化学的手法に基づく評価を行っており、一般的なステンレス鋼である SUS304 の場合で、 $C_{lim}=4$ （%：セメント質量比）程度と報告している（単位セメント量を  $300 \text{ kg/m}^3$  とすると  $300 \times 4\% = 12 \text{ kg/m}^3$  に換算<sup>2)</sup>）。一方、国内では研究事例は少ない。その中で、太らはコンクリートを練り混ぜる際に塩化物イオンを混入させた試験体において SUS304 で  $24 \text{ kg/m}^3$  程度でも腐食が見ら

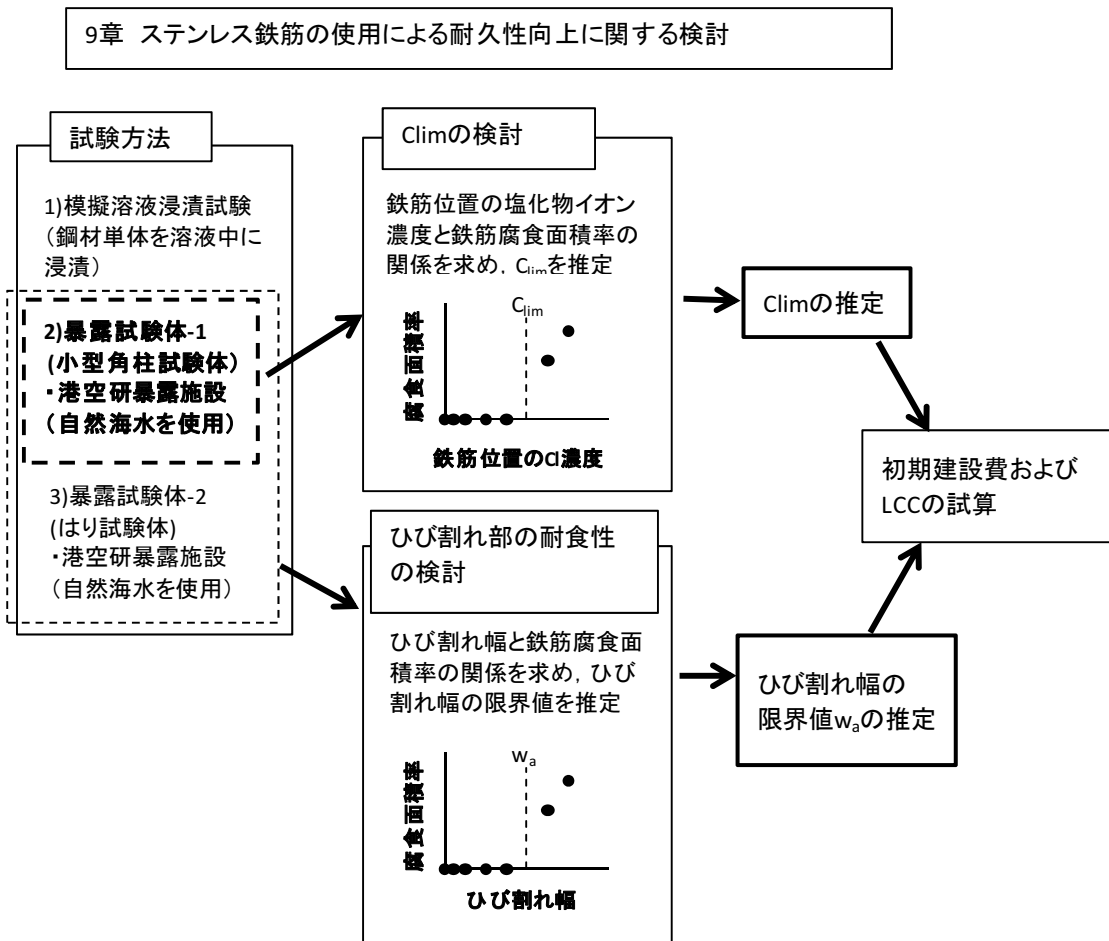


図-9.1 9章検討フロー



れなかったと報告している<sup>3)</sup>。これらの研究の多くは、練混ぜ時に多量の塩化物イオンを混入させた場合や、模擬溶液やコンクリート試験体を用いて電気化学的手法により評価した場合のものであり、実際の環境に対応する、塩化物イオンを外部から侵入させた場合についての検討は少ない。

一方、ステンレス鉄筋の  $w_a$  に関する研究については、 $C_{lim}$  の場合に比べて検討事例が非常に少ない。

本研究では、まず模擬溶液による試験（模擬溶液浸漬試験）を行い、ステンレスの耐食性の把握を行った。次に、コンクリート試験体を用いた海洋環境暴露試験（小型角柱試験体<sup>4),5)</sup>、はり試験体<sup>6)</sup>）を行い、コンクリート外部から塩化物イオンを侵入させ、鉄筋位置の塩化物イオン濃度と腐食の状況を比較することにより、ステンレス鉄筋における  $C_{lim}$  に関する検討を行った。また、上記の暴露試験の際に、ひび割れ部での腐食性状の確認も併せて行い、ステンレス鉄筋の  $w_a$  に関する検討も行った。そして、上記の実験結果を基にステンレス鉄筋を用いた際の鉄筋腐食照査を行い、その際の LCC（ライフサイクルコスト）の比較を試みた。

## 9.2 使用したステンレス鉄筋の諸特性

### 9.2.1 ステンレス鋼の組成

ステンレス鋼は、炭素鋼の耐食性を向上させる目的で 10.5%以上の Cr（クロム）を含有する鋼と定義されている。本試験では、SUS430、SUS304、SUS316 の 3 種類のステンレス鋼を用いた。ステンレス鋼の組成を表-9.1 に示す。Cr や Mo（モリブデン）等の添加量が増えると耐食性は向上する。表中に耐孔食性指標<sup>7)</sup>（=

表-9.1 ステンレス鋼の組成の一例

鋼種名称	ステンレス鋼種類	成分(質量%)			耐孔食性指標*
		Ni	Cr	Mo	
SD295(炭素鋼)		-	-	-	-
SUS430	フェライト系	-	16.3	-	16.3
SUS304	オーステナイト系	8.1	18.7	-	18.7
SUS316		10.1	16.8	2.0	23.9

\*=Cr+3.5Mo+16N(%)

表-9.2 ステンレス鋼の力学的特性

鋼種	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	伸び(%)	弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )	熱膨張係数(×10 <sup>-6</sup> )
炭素鋼(SD295)	568	386	24.3	204	11.0
SUS430	468	244*	30.3	169	10.4
SUS304	672	364*	42.7	162	16.4
SUS316	627	331*	43.8	187	-

\*0.2%ひずみ時

Cr+3.5Mo+16N、N：窒素）の値を示している。この値が高いほど腐食が生じにくい。そのため、一般的な耐食性としては、SUS316 が最も優れ、次に SUS304、SUS430 となる。なお、SUS304、SUS430 に関しては、耐食性に優れるとはいっても、ステンレス鋼単体で海洋環境下に使用すると、腐食が生じる。そのため、海水が鋼材表面に直接接するような環境においては、SUS304 や SUS430 単体では一般的に使用されない。

### 9.2.2 力学的特性

力学的特性を表-9.2 に示す。SUS304、SUS316 においては、伸びが大きいことを除いて、炭素鋼とほぼ同等の性質を有している。

## 9.3 模擬溶液浸漬試験

### 9.3.1 概要

アルカリ環境下および中性環境下における腐食性状を把握するため、コンクリート細孔溶液の模擬溶液中においてアノード分極試験および自然電位の測定を行った。

### 9.3.2 試験概要

#### (1) 試料

試験に用いた鋼種は表-9.1 に示した SUS430、SUS304、および SUS316 の 3 種類である。試料形状は 2×2×0.2 mm であり、試験前に試料表面を脱脂・洗浄したのみで研磨は実施していない。

#### (2) 試験方法

試験に用いた模擬溶液の組成と測定項目の一覧を表-9.3 に示す。所定の濃度に調整した NaCl および Ca(OH)<sub>2</sub> の混合溶液に吸水性高分子を添加し、ゲル状にしたものを模擬溶液とし、この模擬溶液に試料を挿入して試験を実施した<sup>8)</sup>。なお、模擬溶液の Cl 濃度は 1.9、5.0、8.3、12.7 %（質量比）の 4 水準である。また、Ca(OH)<sub>2</sub> を無添加の場合（pH=7.2）は中性化したコンクリート中あるいはひび割れ箇所近傍を、Ca(OH)<sub>2</sub> を添加した場合（pH=12.5）は健全なコンクリート中を想定したものである。

アノード分極試験では、照合電極に飽和 KCl-Ag/AgCl 電極（以下、SSE）、対極にチタンを用い、20 mV/min. の走査速度でアノード方向へ分極し、100 μA/cm<sup>2</sup> の電流が流れた電位を測定した。試験方法の概略図を図-9.2 に示す。この電位は、鋼材の耐食性の指標となる孔食発生電位として定義されるものである。

自然電位測定では、模擬溶液中に試料および照合電極（SSE）を挿入し、約 10 日間連続で計測を行った。試験方法は図-9.2 から対極を除いたものと同様である。その後、腐食の有無を確認した。なお、模擬溶液の Cl 濃度は

表-9.3 模擬溶液組成および測定項目

		Cl(%:質量比)			
		1.9	5.0	8.3	12.7
pH	7.2	○	○	◎	◎
	12.5	○	○	◎	◎

○:アノード分極, ◎:アノード分極+自然電位変化

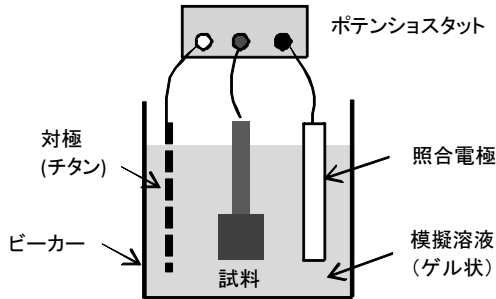


図-9.2 試験方法概略図

8.3, 12.7%の2水準, pHは7.2と12.5の2水準である。

### 9.3.3 試験結果

#### (1) アノード分極特性および孔食発生電位

図-9.3にCl濃度12.7%, pH=12.5の時のアノード分極曲線を示す。各鋼種の差が明確であり, SUS430, SUS304, SUS316の順に孔食発生電位が貴であることが分かる。図-9.3から得られる孔食発生電位とCl濃度の関係を図-9.4に示す。Cl濃度が高いほど孔食発生電位は卑になっており, また, Ca(OH)<sub>2</sub>を添加した場合(pH=12.5)の方が貴になっている。

#### (2) 自然電位変化と腐食の関係

図-9.5に模擬溶液中における各ステンレス鋼の自然

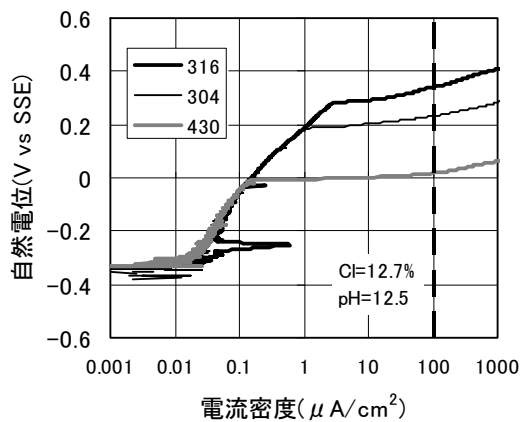


図-9.3 アノード分極曲線

電位の経時変化を示す。浸漬後の自然電位が孔食発生電位付近もしくはそれより貴な電位を示した場合にのみ腐食が生じた。SUS316は, 全ての試験において腐食は観察されず, SUS304はCl濃度12.7%, pH=7.2の場合にのみ腐食が観察された。SUS430については, pH=12.5の模擬溶液中では腐食が観察されなかったが, pH=7.2の場合ではCl濃度8.3%および12.7%のいずれの場合にも腐食が観察された。

以上の結果から, pH=12.5の場合には, SUS316, SUS304, SUS430において腐食が開始するCl濃度はいずれも12.7%以上であり, pH=7.2の場合にはSUS316では12.7%以上, SUS304では8.3~12.7%の範囲内, SUS430では8.3%より低濃度であると推測される。

#### (3) コンクリート中の濃度への換算

模擬溶液中のCl濃度から, コンクリート中における塩化物イオン濃度を下記の方法で換算する。なお, 換算方法には確立されたものが無いため, ある一例として文献9)で示された手法に基づき算定を行った。

##### 1) 細孔溶液量の算定

コンクリート中の体積あたりの細孔溶液量  $p$ (%:容積比)は, 水量  $W(\text{kg}/\text{m}^3)$ , セメント量  $C(\text{kg}/\text{m}^3)$ およびセメントの水和率  $h$ (%)から式(9.1)で算定される。

$$p = \frac{W - C \times h / 100}{1000} \times 100 \quad (9.1)$$

ここで, セメントの水和率  $h=20\%$ とした。  $W=150\text{kg}/\text{m}^3$ ,  $C=300\text{kg}/\text{m}^3$  ( $W/C=0.50$ )として  $p$ を計算すると, 9.0%と算定された。

##### 2) 自由塩化物イオン濃度の算定

コンクリート中の自由塩化物イオン濃度  $C_f(\text{kg}/\text{m}^3)$ は,

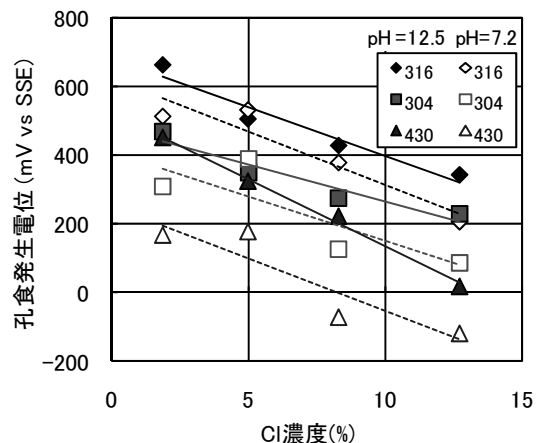
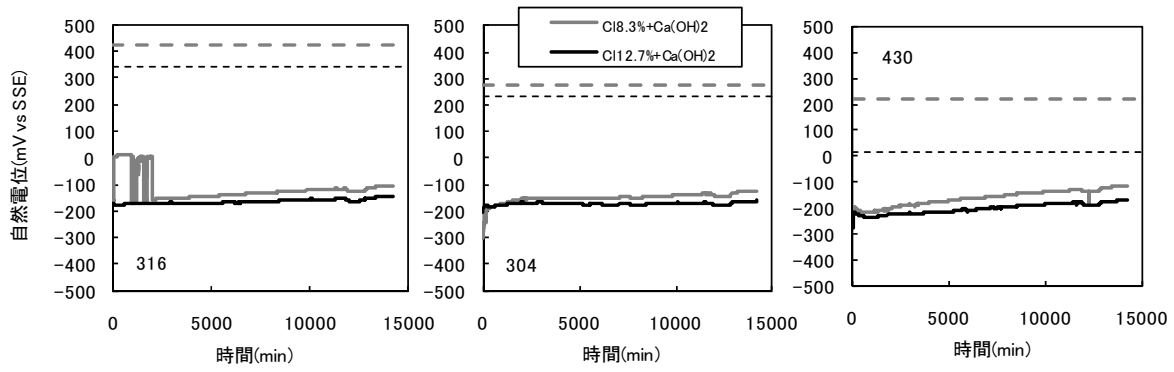
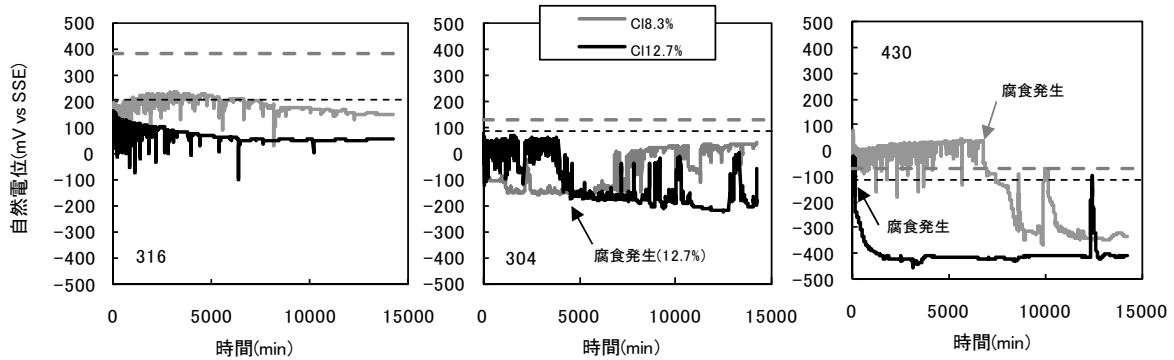


図-9.4 Cl濃度と孔食発生電位の関係

(実線: pH=12.6の回帰直線, 点線: pH=7.2の回帰直線)



(pH=12.5 : Ca(OH)<sub>2</sub> 添加)



(pH=7.2 : Ca(OH)<sub>2</sub> 無添加)

図-9.5 各ステンレス鋼の自然電位変化 (実線：自然電位，横点線：孔食発生電位)

体積あたりの細孔溶液量  $p$ (% : 容積比)および模擬溶液中の Cl 濃度  $a$ (% : 質量比)から式(9.2)で算定される。

$$C_v = 1000 \times \frac{a}{100 - a} \times \frac{p}{100} \quad (9.2)$$

### 3) 固定化塩素濃度の算定

固定化塩素濃度  $a_{fix}$ (% : セメント質量比)は，石田らの研究<sup>10)</sup>で得られた塩化物イオン量と固定化塩素量の関係を二直線に近似した式(9.3)で算定した。

$$\begin{aligned} a_{mob} < 0.358 \text{ のとき } & a_{fix} = 4.74 \times a_{mob} \\ a_{mob} \geq 0.358 \text{ のとき } & a_{fix} = 0.240 \times a_{mob} + 1.615 \end{aligned} \quad (9.3)$$

ここで， $a_{mob}$ (% : セメント質量比)は，模擬溶液中の塩化物イオン濃度をセメント質量比に換算したものであり，下式で計算される。

$$a_{mob} = a \times \frac{W}{C} \quad (9.4)$$

### 4) 固定化塩化物イオン濃度の算定

コンクリート中における固定化塩化物イオン濃度  $C_{fix}$ (kg/m<sup>3</sup>)は，固定化塩素濃度  $a_{fix}$  およびセメント量  $C$  から式(5)で算定される。

$$C_{fix} = C \times \frac{a_{fix}}{100} \quad (9.5)$$

### 5) 全塩化物イオン濃度の算定

全塩化物イオン濃度は自由塩化物イオン濃度と固定化塩化物イオン濃度の和となる。そのため，コンクリート中の全塩化物イオン濃度  $C_{tot}$  (kg/m<sup>3</sup>)は式(9.6)で求められる。

$$C_{tot} = C_v + C_{fix} \quad (9.6)$$

上記のようにして求めたコンクリート中の塩化物イオン濃度の値を表-9.4に示す。模擬溶液の試験結果で Cl 濃度  $a=12.7\%$  の場合は 22.5kg/m<sup>3</sup> の値となった。各ステンレス鋼は 12.7%で腐食が生じていなかったため，コンクリート中における腐食発生限界濃度は 20 kg/m<sup>3</sup>程度以上である可能性がある。なお，コンクリート中に塩化物イオンを混入させた文献 3)の試験結果においても，SUS304 は 20kg/m<sup>3</sup>以上程度でも腐食が生じていない。

以上より，ステンレス鉄筋がアルカリ環境下で高い耐食性を有すること，また鋼種による差があることが確認された。以降では，コンクリート外部から塩化物イオン

表-9.4 コンクリート中への濃度への換算結果

a(%)	$C_v$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$a_{\text{mob}}(\%)$	$a_{\text{fix}}(\%)$	$C_{\text{fix}}$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$C_{\text{tot}}$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
12.7	13.1	6.4	3.1	9.4	22.5
8.3	8.1	4.2	2.6	7.8	16.0
5.0	4.7	2.5	2.2	6.6	11.4
3.0	2.8	1.5	2.0	5.9	8.8

を侵入させることにより、高塩化物イオン濃度環境下でのステンレス鉄筋の腐食の有無を確認し、実環境下における腐食発生限界塩化物イオン濃度について検討を行う。

## 9.4 海洋環境暴露試験

### 9.4.1 概要

実際の海洋環境下と同様に、コンクリート外部から塩化物イオンが浸透する場合を想定し、自然海水の散布が1日2回(1回約3時間)繰り返される屋外環境に、鉄筋を埋設した小型角柱試験体を5.7年、はり試験体を5.1年間暴露した。暴露後、鉄筋の腐食状況および鉄筋位置の塩化物イオン濃度などの各種調査を実施した。

### 9.4.2 実験概要

#### (1) 試験体

a) 小型角柱試験体, b) はり試験体, の2種類を用いた。

#### a) 小型角柱試験体

試験体形状を図-9.6に、試験体配合を表-9.5に示す。使用したセメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は静岡県小笠産山砂(密度 $2.61 \text{ g}/\text{cm}^3$ , 粗粒率2.65), 粗骨材は茨城県岩瀬産碎石(最大粒径 $20 \text{ mm}$ , 密度 $2.64 \text{ g}/\text{cm}^3$ , 粗粒率6.71), 練混ぜ水は水道水である。用いた鋼種は表-1に示した普通鉄筋(炭素鋼), SUS430, SUS304およびSUS316の4種類である。試験体は $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の角柱であり、 $\phi 13 \text{ mm}$ の丸鋼がかぶり $20, 43.5 \text{ mm}$ の2箇所に埋設されている。なお、丸鋼のステンレス鉄筋は、異形棒鋼を切削することにより作製した。試験体一覧を表-9.6に示す。暴露後約1, 2.5, 3.8および5.7年時に各1体ずつ試験に供した。なお、一部、暴露前に曲げ荷重によりひび割れを導入した。試験体側面から測定した鉄筋位置におけるひび割れ幅(以下、かぶり位置のひび割れ幅と呼ぶ)を表-9.6中に示した。これは暴露前あるいは解体時にコンクリート表面で測定したものである。なお、解体時の方が $0.15 \sim 0.55 \text{ mm}$ (比率とすれば約2倍)程度大きくなっている。この原因の1つとして、本試験体は護岸背後に設置されていたため、暴露期間中に何度か越波による衝撃を受けたことがあり、その際にひび割れ幅が増加したことが考えられる。また、表中には参考としてコンクリート表面のひび割れ幅の推測

値(図-9.6中の $w_0$ )も示した(2種類ある場合は大きい方のみ)。この $w_0$ は既知の2箇所のひび割れ幅(図-9.6中の $w_{20}, w_{43.5}$ )から比例計算により求めた。

#### b) はり試験体

試験体概略を図-9.7および表-9.7に、コンクリート配合を表-9.5に示す。使用したセメントは普通ポルトランドセメントである。また、28日圧縮強度は $24.4 \text{ N}/\text{mm}^2$ である。暴露後1.0, 3.0および5.1年時に各1体ずつ試験に供した。試験体寸法は $180 \times 300 \times 1750 \text{ mm}$ であり、曲げ降伏が先行する試験体とした(計6体)。主筋はD22, せん断補強筋はD10である。試験体に対して2点荷重を行い、ひび割れを生じさせた。暴露前あるいは解体前に測定したかぶり位置のひび割れ幅を表-7中に示した。荷重状況は、主筋のみを降伏させた場合(表-7中:-S), 主筋およびせん断補強筋の両方を降伏させた場合(表-9.7中:-L)の2種類である。試験体304-S, 304-L, 304-L-CIに対してステンレス鉄筋(SUS304)を用い、試験体N-S,

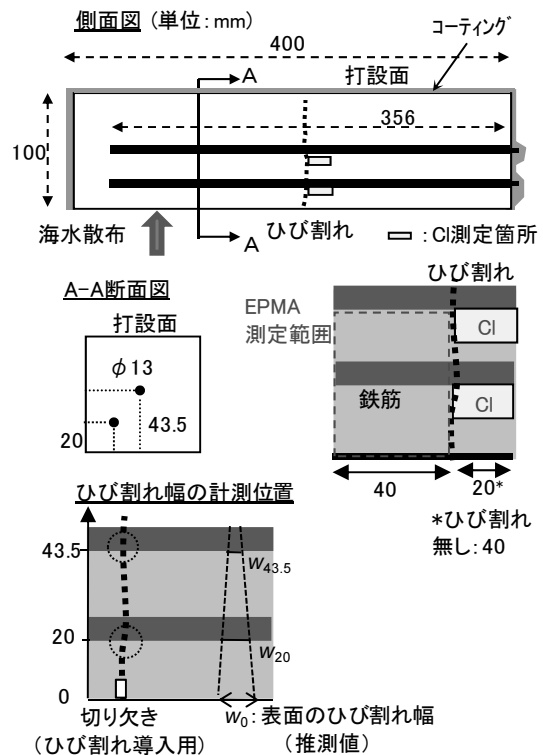


図-9.6 小型角柱試験体形状

表-9.5 コンクリート配合

種類	W/C	単位量( $\text{kg}/\text{m}^3$ )			
		W	C	S	G
小型	0.60	159	265	814	1036
はり	0.61	178	292	832	987

表-9.6 小型角柱試験体一覧

1) ひび割れ無し: N

試験体名称	鋼種	かぶり (mm)	腐食の有無 (○:有, -:無)			
			1年	2.5年	3.8年	5.7年
N-N	N	20	○	○	○	○
		43.5	-	○軽微	○	○
430-N	430	20	/	-	-	-
		43.5	/	-	-	-
304-N	304	20	/	-	-	-
		43.5	/	-	-	-
316-N	316	20	-	-	-	-
		43.5	-	-	-	-

2) ひび割れあり: C

試験体名称	鋼種	かぶり (mm)	かぶり位置のひび割れ幅(mm)			
			1年	2.5年	3.8年	5.7年
N-C	N	(0)*	0.47	0.27	0.32	0.38
		20	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.25</b>	<b>0.20</b>
			0.40	-	-	0.35
		43.5	<b>0.10</b>	<b>0.10</b>	<b>0.15</b>	<b>0.10</b>
		0.30	-	-	0.30	
430-C	430	(0)*	/	0.27	0.72	0.42
		20	/	0.20	0.65	0.25
			/	-	-	0.45
		43.5	/	0.10	0.55	0.15
		/	-	-	0.50	
304-C	304	(0)*	/	0.38	0.75	0.50
		20	/	0.35	<b>0.75</b>	0.20
			/	-	-	0.50
		43.5	/	0.30	<b>0.75</b>	0.15
		/	-	-	0.50	
316-C	316	(0)*	0.90	0.45	0.45	0.83
		20	0.35	0.35	0.35	0.25
			0.70	-	-	0.80
		43.5	0.20	0.20	0.20	0.20
		0.40	-	-	0.75	

上段: 暴露前の値, 下段: 解体時の値  
 \*0mmの値は推測値  
 -: ひび割れ幅未測定, **太字**: 腐食発生

N-L, N-L-Cl に対して普通鉄筋 (SD295) を用いた。また, 304-L-Cl および N-L-Cl については, 腐食環境をより厳しくするため, 塩化物イオンをコンクリート中に 3.0kg/m<sup>3</sup> 混入した。

(2) 試験環境

実際の海洋環境下と同様に, コンクリート外部から塩化物イオンが浸透する場合を想定し, 自然海水の散布が 1日2回 (1回約3時間) 繰り返される屋外環境 (独) 港湾空港技術研究所内の海水シャワー暴露場) に, 小型角柱試験体を 5.7年, はり試験体を 5.1年間暴露した。この際, 海水が散布される面 (上側となる面) が, 前者は図-9.6 の下側, 後者は図-9.7 の上側となるように設置した。なお, 海水シャワー暴露場の改良工事のために海水散布が停止される期間が生じている (小型角柱試験体は 100

表-9.7 はり試験体一覧

No	初期Cl量 (kg/m <sup>3</sup> )	事前の載荷状況		最大ひび割れ幅(mm)	解体時期 (年)	腐食の有無
		主筋	せん断補強筋			
304-S	0	降伏	弾性	0.7	5.1	無
304-L	0	降伏	降伏	2.0	3.0	無
304-L-Cl	3.0	降伏	降伏	2.0	1.0	無
N-S	0	降伏	弾性	1.5*	5.1	有
N-L	0	降伏	降伏	2.5*	3.0	有
N-L-Cl	3.0	降伏	降伏	2.0	1.0	有

\*暴露前の値

日間, はり試験体は 292 日間。

(3) 試験項目

a) 小型角柱試験体

試験体解体時に, コンクリート中の塩化物イオン濃度および鉄筋腐食面積率を測定した。

塩化物イオン濃度の測定は, JCI-SC4 に準拠して行った。鉄筋位置の塩化物イオン濃度は, 図-9.6 に示す場所から試料を採取し, 粗・微粉砕後, 電位差滴定法によりコンクリート中の塩化物イオン濃度を測定した。また, 材齢 1年時のみ, 鉄筋を埋設していない試験体 (150×150×150mm) を用いて, 塩化物イオン濃度分布を測定した。材齢 3.8 および 5.7 年時においては, ひび割れ近傍の物質濃度分布を把握するために, EPMA (Electron probe micro analyzer) を実施した。測定対象とした元素のうち, Ca (CaO), Cl の 2 元素の結果を今回用いた (図-9.13 参照)。この際, 鉄筋表面から 5mm の範囲の測定値の平均値を採用した。

鉄筋腐食面積率の測定は, 腐食部分を透明フィルムに写し取るにより行った。なお, 鉄筋全長 (356mm) に対して腐食面積を測定し, 鉄筋全長の表面積で除すことにより求めた。

材齢 5.7 年時には, コンクリートの飽水率  $w$  を測定した。試験体 N-C の表面から 20~40mm 付近から試料を 30g 程度採取し,  $w=0.93$  が得られた。

b) はり試験体

塩化物イオン濃度の測定は, 小型角柱試験体同様の方法で実施した。鉄筋位置の塩化物イオン濃度は, 図-9.6 同様にひび割れ近傍から試料を採取して測定した。濃度分布ははり底面のひび割れなしの部分から試料を採取して測定した。

材齢 3 および 5.1 年時においては, ひび割れ近傍の物質濃度分布を把握するために EPMA を実施した。小型角柱試験体の場合と同様に, 測定対象とした元素のうち Ca (CaO), Cl の 2 元素の結果を今回用いた (図-9.17 参照)。この際, 鉄筋表面から 5mm の範囲の測定値の平均

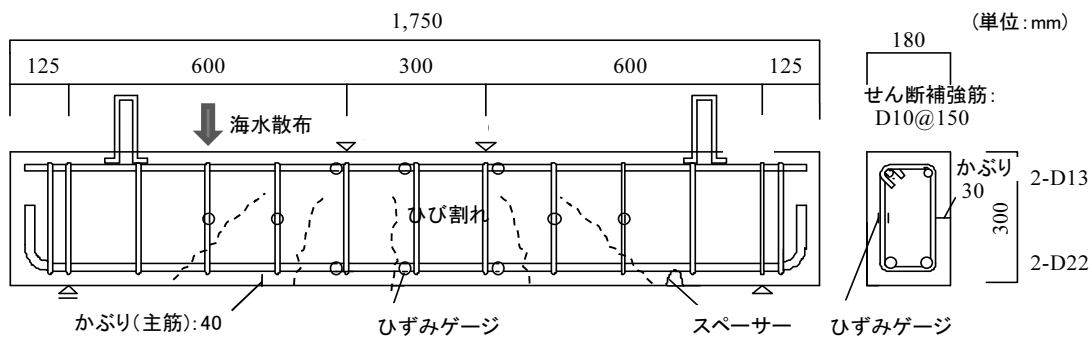


図-9.7 はり試験体形状

値を採用した。

腐食面積率の測定は、主鉄筋を 150mm 程度に切断した後、小型試験体同様の方法で行った（せん断補強筋では未測定）。そのため、ここで得られる腐食面積率は各鉄筋長（150mm 程度）における腐食面積の割合となる。

#### 9.4.3 小型角柱試験体における試験結果

##### (1) 腐食面積率

図-9.8 にひび割れ無しの場合の腐食面積率の時間変化を示す。なお、腐食の有無については表-9.6 中にも示している。普通鉄筋の場合、腐食が徐々に進行していることが分かる。一方、ステンレス鉄筋にはいずれも腐食が認められなかった。

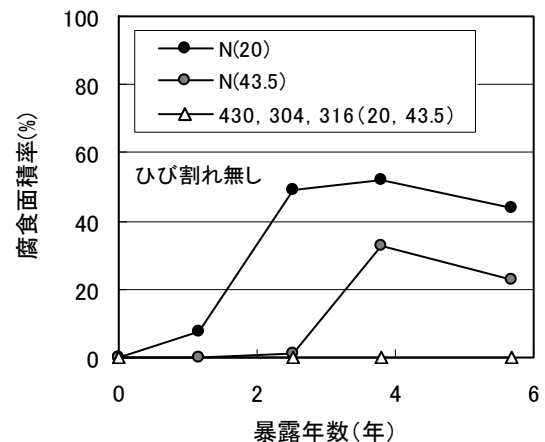


図-9.8 腐食面積率の変化  
(ひび割れ無し、( )内数字はかぶり)

図-9.9 にひび割れ有りの場合の腐食面積率の時間変化を示す。なお、腐食の有無については表-9.6 中にも示している。普通鉄筋の場合、かぶりの違いにかかわらず、暴露 1 年の時点で腐食が開始していることが分かる。一方、SUS430 と SUS316 はいずれも腐食が観察されなかった。SUS304 については、暴露 3.8 年時にのみ、海水が直接接触していたと推測されるひび割れ部で腐食が観察された。なお、腐食の形態は指で拭けば取れるような液状のものであった。ステンレス鉄筋の含有成分上における耐食性の順序 SUS430 < SUS304 < SUS316 と異なり、SUS304 のみで腐食が観察された理由については (3) で述べる。

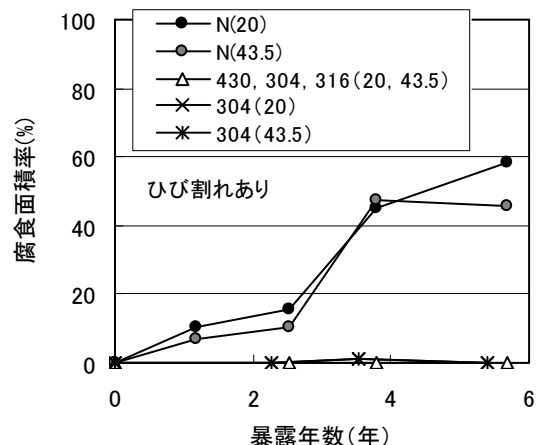


図-9.9 腐食面積率の変化  
(ひび割れあり、( )内数字はかぶり)

##### (2) 鉄筋位置における塩化物イオン濃度

暴露 1 年時に測定した、ひび割れのないコンクリート部における塩化物イオン濃度分布を図-9.10 に示す。大量の塩化物イオンが外部から侵入している。また、Fick の拡散方程式の解を用いて、最表面の塩化物イオン濃度  $C_0$  を算出すると  $12.1 \text{ kg/m}^3$  であった。 $C_0$  の値は、暴露環境が湿潤した環境の場合、時間が経過しても漸増あるいは一定値であることが多いため、この値 (12.1) が本暴露環境において到達し得る塩化物イオン濃度の最大値である可能性もある。

図-9.11 は、各鉄筋位置の塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係を示す。なお、暴露 3.8 年時の結果は、塩化物イオン濃度の測定値が存在しないため掲載していな

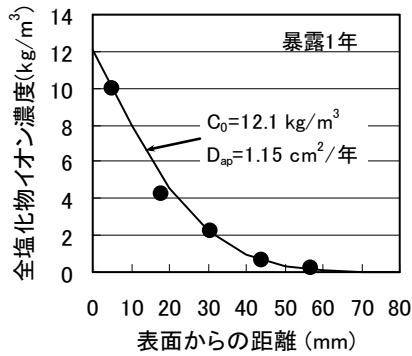


図-9.10 塩化物イオン濃度分布（健全部）

い。普通鉄筋の場合、第5章で提案した腐食発生限界塩化物イオン濃度  $2.0 \text{ kg/m}^3$  を超えると明確な腐食が見られた。各ステンレス鉄筋の場合、高濃度となっても腐食が生じておらず、 $C_{lim}$  が  $2.0 \text{ kg/m}^3$  よりもかなり大きいことが分かる。図-9.11 中に各試験体において、測定された最大値を記入している。SUS430 で  $14.5 \text{ kg/m}^3$ 、SUS304 で  $12.0 \text{ kg/m}^3$ 、SUS316 で  $14.2 \text{ kg/m}^3$  であった。すなわち、腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  は少なくともこれらの値以上であると言える。なお、9.3 の模擬溶液浸漬試験結果や既往の知見<sup>2), 3), 11)</sup>等から推測すると、これらの値以上の値となる可能性が高く、その際の  $C_{lim}$  の値の序列は、ステンレス鉄筋の含有成分上における耐食性の順

序と同様に  $\text{SUS430} < \text{SUS304} < \text{SUS316}$  となると考えられる。

### (3) ひび割れ近傍での腐食に関する考察

図-9.12 は、かぶり位置のひび割れ幅と腐食面積率の関係を示す。なお、ひび割れ幅は暴露前と解体時の測定値のうち大きい方を採用した。腐食が見られた SUS304（暴露 3.8 年）の場合、ひび割れ幅が比較的大きく、暴露前で  $0.75 \text{ mm}$  であった。ひび割れ幅が大きいことで、海水が直接接触し、腐食が生じやすい状況であったと考えられる。また、この結果は、ステンレス鉄筋の耐食性が SUS304 や SUS430 程度の場合、ある程度ひび割れ幅を制御し、海水が直接接するのを防ぐ必要があることを示唆するものである。写真-9.1 は、腐食が見られた SUS304 と腐食が見られなかった SUS430 におけるひび割れ面の状況を示す。腐食が見られていない SUS430 のひび割れ面は変色していないが、腐食が確認された SUS304 のひび割れ面は全面にわたって茶色に変色している。これは、ひび割れの内部まで海水が直接供給され、海水が鉄筋に直接接していたことを意味している。

図-9.13 は、暴露 3.8 および 5.7 年時において、ひび割れ近傍の物質濃度分布を EPMA により測定したものである。ひび割れ面が変色していた暴露 3.8 年の SUS304 の場合、ひび割れ付近で Ca の低下傾向が最も顕著であ

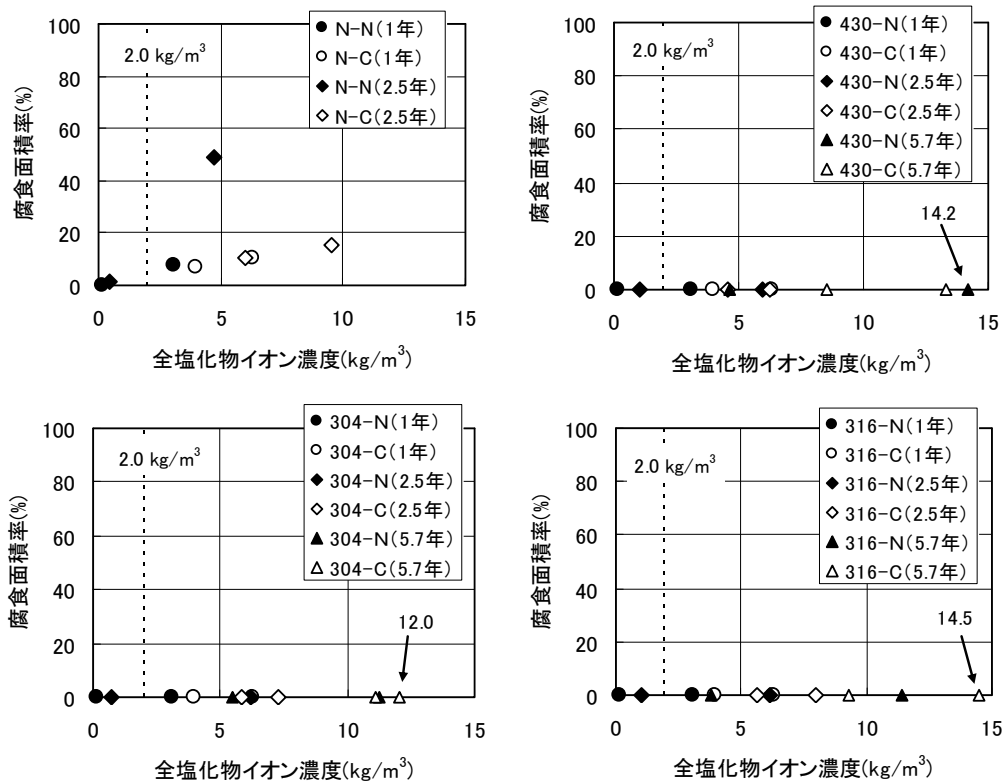


図-9.11 鉄筋位置の塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係

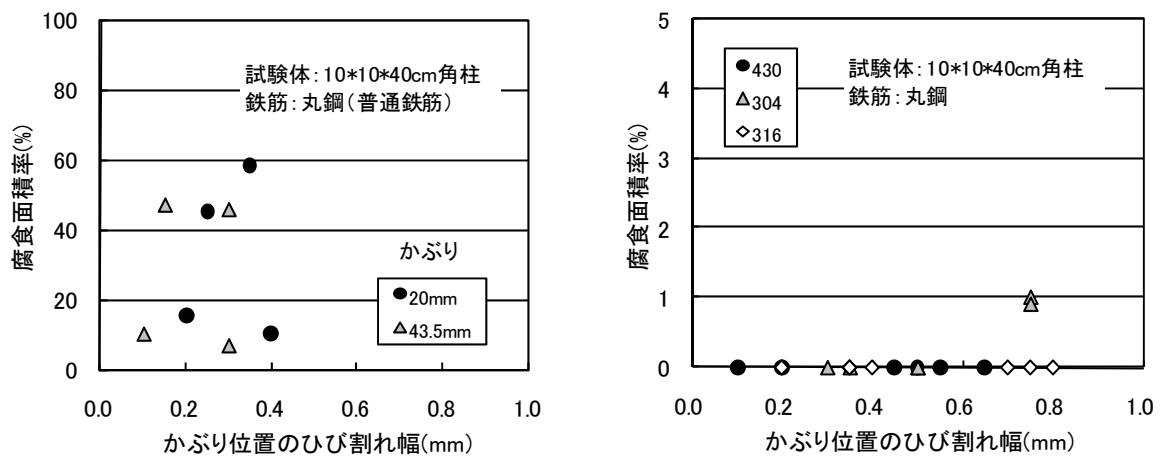


図-9.12 かぶり位置のひび割れ幅と腐食面積率の関係

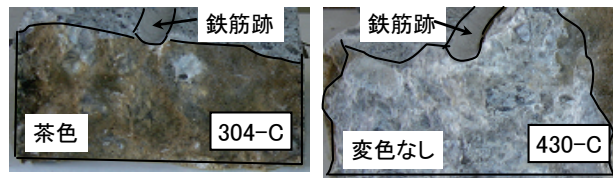


写真-9.1 ひび割れ面の変色状況（暴露3.8年）

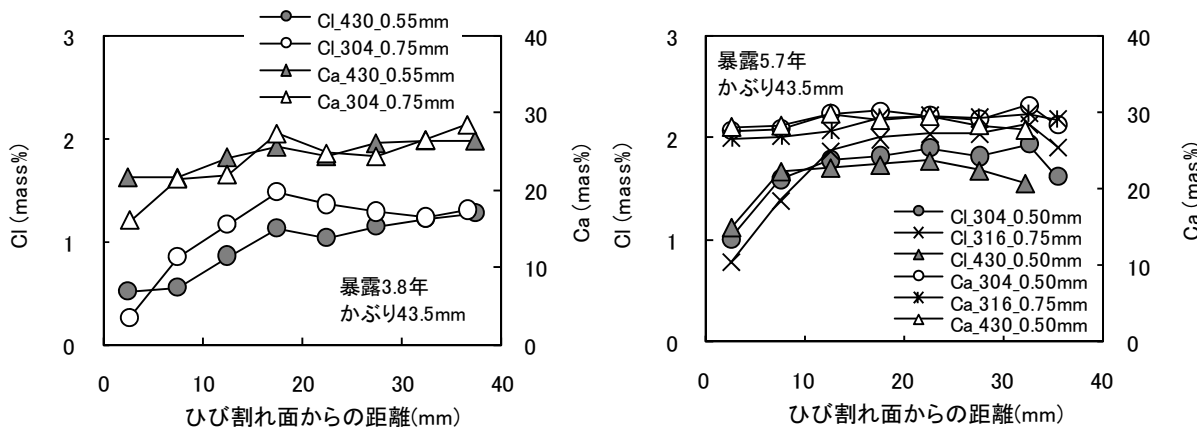


図-9.13 ひび割れ近傍のClおよびCa濃度分布（暴露3.8および5.7年）

（凡例：元素-ステンレス鋼種-かぶり位置でのひび割れ幅）

る。これはセメント水和物の溶出が多く生じていたことを示唆するものである。言い換えると海水と多く接触したことを意味する。また、Clの濃度もひび割れ近傍で顕著に減少している。ひび割れ面が変色していなかった暴露3.8年のSUS430の場合にもCaおよびClの減少傾向は確認されたが、SUS304の場合に比べて緩やかであった。一方、暴露5.7年の場合、Clについてはいずれもひび割れ近傍10mm程度の範囲で減少傾向が見られたが、Caについてはいずれも顕著な溶出傾向は見られていな

かった。このように暴露3.8年時でCaの溶出傾向が顕著であった理由は、実際のかぶり位置のひび割れ幅が、暴露5.7年の値と比べて大きかったためと推測される。

以上より、暴露3.8年時のSUS304で腐食が見られた理由は、かぶり位置のひび割れ幅が大きく、海水が直接接していたためと考えられる。一方、SUS304より耐食性に劣るSUS430で腐食が見られなかった理由は、かぶりにおけるひび割れ幅が小さいなどの理由により、海水が直接接していなかったためと考えられる。なお、暴露



前のかぶり位置 20mm でのひび割れ幅で SUS304 : 0.75mm, SUS430 : 0.65mm, 43.5mm の位置で SUS304 : 0.75mm, SUS430 : 0.55mm と, SUS304 と SUS430 で 0.1 ~ 0.2mm しか差がないが, 前述したように, 解体時のひび割れ幅はより大きな値であった可能性が高い. よって実際の差はより大きかったものと考ええる.

また, 今回の結果は鉄筋が丸鋼の場合のものである. 丸鋼であるために, 通常使用される異形鉄筋の場合と比べて鉄筋とコンクリートの付着が十分でないことが, より腐食しやすい環境を作り出した可能性も考えられる. 異形鉄筋の場合の結果については, 9.4.4 で述べる.

一方, 普通鉄筋の場合には, かぶりが 20 あるいは 43.5mm と非常に小さいこともあり, かぶり位置のひび割れ幅が 0.1~0.2mm 程度でも暴露後 1 年には腐食が生じていた. それに対してステンレス鉄筋の場合は, かぶり位置のひび割れ幅が 0.5mm 程度では腐食が確認されなかった. この結果は, ステンレス鉄筋における鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_g$  が, 普通鉄筋の場合と比べて大幅に緩和可能であることを示すものである.

#### 9.4.4 はり試験体における試験結果

##### (1) 腐食面積率

図-9.14 に鉄筋腐食面積率の分布を示す. なお, 位置 0 cm は試験体の中心位置である. 普通鉄筋の場合, 明確な腐食が観察されており, 特にはり中心位置などひび割れが存在している位置で腐食量が多くなっていた. 一方, ステンレス鉄筋 (SUS304) の場合, どの試験体においても目視により腐食は観察されなかった.

##### (2) 鉄筋位置における塩化物イオン濃度

図-9.15 はひび割れがないコンクリート部での塩化物

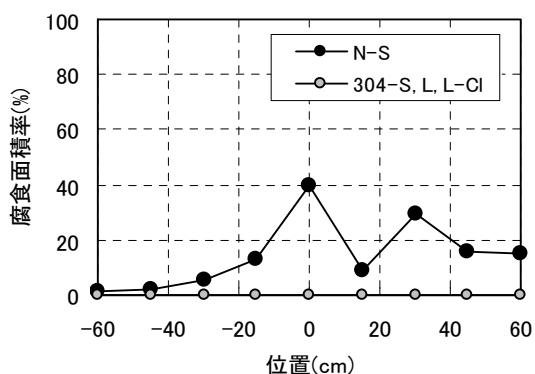


図-9.14 腐食面積率の分布 (主筋)

イオン濃度分布である. 暴露 5.1 年時において, 主筋位置では  $5 \text{ kg/m}^3$  程度, せん断補強筋位置では  $7 \text{ kg/m}^3$  程度の塩化物イオンが浸透していた. しかし, SUS304 においては腐食は観察されていないため, 限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  はこれらの値以上であると言える.

図-9.16 は, ひび割れ付近の鉄筋表面における塩化物イオン濃度を, ひび割れ幅との関係で整理したものである.  $10 \text{ kg/m}^3$  程度の値を示すものが多く, 最大の濃度は  $12 \text{ kg/m}^3$  程度であった. しかし, どの鉄筋に腐食は見られていない. この結果から, 図-9.11 同様に, SUS304 の  $C_{lim}$  は少なくとも  $12 \text{ kg/m}^3$  以上であるといえる.

図-9.17 は EPMA により測定したひび割れ近傍の Cl および Ca 濃度分布である. Cl についてはかぶり位置でのひび割れ幅が 0.70mm の場合に顕著な減少が確認されたが, Ca については顕著な溶出傾向は見られなかった. よって, はり試験体の場合, 小型角柱試験体の場合よりも, ひび割れ近傍への海水供給量は少なかったものと推測される. この理由としては, 9.4.2(2) で述べたように, 小型角柱試験体とは海水が散布される面が異なり, はり試験体の場合はひび割れ幅の大きい面 (図-9.7 の下側) に海水が直接供給されにくかったことが考えられる.

##### (3) 鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値に関する考察

図-9.18 は SUS304 の場合の, かぶり位置のひび割れ幅と腐食面積率の関係である. 最大で 2 mm 程度のひび割れ幅の場合でも腐食が観察されなかった. 前述のように, 海水が散布される面が異なるため, はり試験体の場合は小型角柱試験体場合よりもひび割れ近傍の鉄筋表面に海水が供給されにくい. そのため, 腐食が生じていた小型

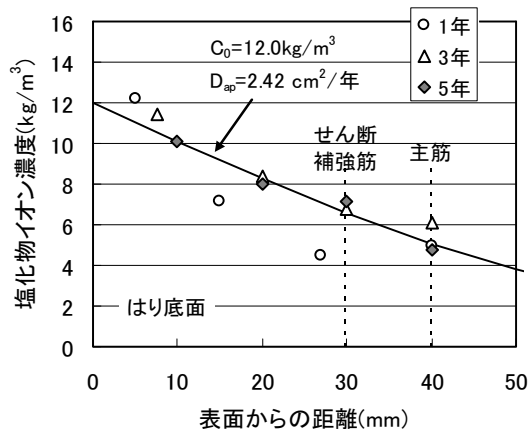


図-9.15 塩化物イオン濃度分布 (ひび割れなしの部分)

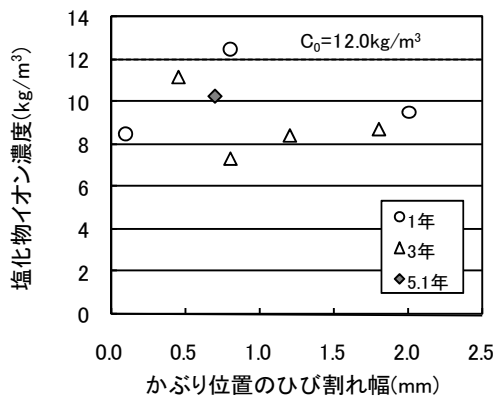


図-9.16 ひび割れ近傍の鉄筋位置における塩化物イオン濃度

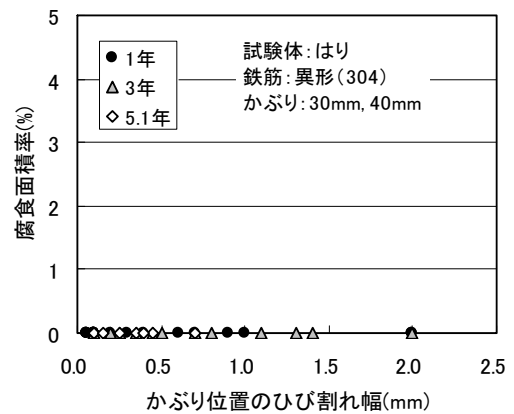


図-9.18 ひび割れ幅と腐食面積率の関係 (SUS304 の場合)

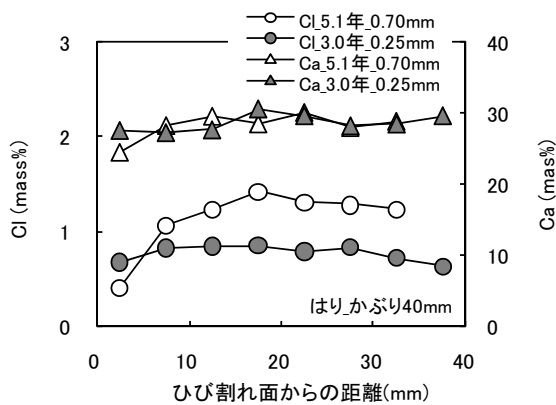


図-9.17 ひび割れ近傍の Cl および Ca 濃度分布 (暴露 3.0 および 5.1 年)  
(凡例：元素-暴露期間-かぶり位置でのひび割れ幅)

角柱試験体(SUS304, 暴露 3.8 年)よりひび割れ幅が大きくても腐食が観察されなかったものとする。仮にはり試験体の底面側を上向きに設置していた場合や、試験体が海中部あるいは干満帯に設置されていた場合は、鉄筋表面に海水が直接供給されやすく、ひび割れ幅が大きい場合においては腐食が開始・進行していたかもしれない。

「土木学会コンクリート標準示方書[設計編]<sup>12)</sup>」では、鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$  を表-9.8 中の式で求めてよいとしている。ここで、 $c$ ：かぶりである。表中には、はり試験体における  $c=30\text{mm}$  および  $40\text{mm}$ 、港湾 RC 構造物における標準的な値である  $70\text{mm}$ 、それよりも大きい  $100\text{mm}$  の値を代入した  $w_a$  の値を示した。今回のはり試験体の結果 (SUS304 製の異形鉄筋) において、測定されたかぶり位置のひび割れ幅が上述の  $w_a=0.20\text{mm}$  を大きく上回っているにもかかわらず、腐食は観察されな

表-9.8 鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$ <sup>12)</sup> (普通鉄筋の場合)

		一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
		$w_a$	0.005c	0.004c
c (mm)	30	0.15	0.12	0.11
	40	0.20	0.16	0.14
	70	0.35	0.28	0.25
	100	0.50	0.40	0.35

かった。すなわち、9.4.3 (3) でも述べているように、ステンレス鉄筋を使用する際は、普通鉄筋の場合と比較して、鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$  を緩和できることが分かる。なお、一般に  $w_a$  はコンクリート表面における値であるが、今回測定したひび割れ幅はかぶり位置における値である。かぶり位置の方がコンクリート表面よりも値は小さくなるため、かぶり位置のひび割れ幅で整理している今回の結果は安全側の評価となる。

#### 9.4.5 まとめ

今回行った海洋暴露実験から得られた知見を以下にまとめる。

(1) ステンレス鉄筋の腐食発生限界塩化物イオン濃度  
コンクリート中における SUS430, SUS304 および SUS316 の耐食性は非常に優れており、腐食発生限界塩化物イオン濃度の値は普通鉄筋の場合よりかなり大きな値を示すことが確認された。小型角柱試験体における鉄筋位置の塩化物イオン濃度と鉄筋腐食面積率の関係 (図-9.11) より、各  $C_{lim}$  の値は、SUS430 の場合で  $14.2 \text{ kg/m}^3$  以上、SUS304 の場合で  $12.0 \text{ kg/m}^3$  以上、SUS316 の場合で  $14.5 \text{ kg/m}^3$  以上であると考えられた。なお、9.3 の模擬溶液浸

漬試験結果や既往の知見<sup>3)</sup>等から推測すると、これらの値以上の値となる可能性が高く、その際の  $C_{lim}$  の値の序列は、ステンレス鉄筋の含有成分上における耐食性の順序と同様に SUS430 < SUS304 < SUS316 となると考えられる。

小型角柱試験体に関しては、暴露試験を継続中であり、暴露期間が 10~15 年程度となった際に本検討と同様の調査を実施し、腐食発生限界塩化物イオン濃度に関する検討を行う予定である。

(2) ステンレス鉄筋使用時における鋼材腐食に対するひび割れの限界値

小型角柱試験体の試験結果において、ステンレス鉄筋 SUS430, SUS304 および SUS316 を使用した場合、かぶり位置（今回は 20 および 43.5mm）のひび割れ幅が 0.5mm 程度であっても、腐食が確認されなかった。一方、普通鉄筋の場合は、かぶり位置（今回は 20 および 43.5mm）のひび割れ幅が 0.1~0.2mm 程度で腐食が発生していた。はり試験体の結果においては、鉄筋（異形）が SUS304 の場合、最大で 2 mm 程度のひび割れ幅の場合でも腐食が観察されなかった。以上の結果は、ステンレス鉄筋 SUS430, SUS304 および SUS316 を使用した場合、普通鉄筋の場合と比較して、鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_d$  を緩和できることを示すものである。

9.5 ステンレス鉄筋を用いた港湾コンクリート構造物の初期建設費用およびライフサイクルコストの試算例

9.5.1 概要

港湾コンクリート構造物の中で最も厳しい塩害環境下に位置している栈橋上部工について、第 8 章で提案された手法に基づき、鉄筋腐食に関する照査を行う。なお、部分係数については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>13)</sup>」に記載されている値を用いた。そして初期建設費用および LCC（ライフサイクルコスト）計算を試みる。なお、初期建設費用および LCC 計算方法については文献 14) を参考にした。

9.5.2 ステンレス鉄筋を用いた際の鉄筋腐食に関する照査

設計対象の栈橋の断面を図-9.19 に、鉄筋腐食照査の際の主要な条件一覧を表-9.9 に示す。なお、ここで採用する照査手法は、第 8 章で示したように、鉄筋位置の塩化物イオン濃度  $C_d$  が供用年数の間に  $C_{lim}$  を上回らないように、コンクリートの品質等を定めるといった簡便な手法に基づいている。この際、鉄筋位置における塩化物イオン濃度  $C_d$  の将来予測は、Fick の拡散方程式の解である式 (9.7) を用いて行う。

$$C_d = \gamma_{cl} C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}} \right) \right) \quad (9.7)$$

ここで、

$\gamma_{cl}$ : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値  $C_d$  のばらつきを考慮した部分係数で、一般に 1.0 とすることができる。

$C_0$ : コンクリート表面における想定 Cl 濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$c$ : かぶり（コンクリート表面から鉄筋表面までの距離）の期待値 (mm)

$D_d$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数の設計値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )

$t$ : 設計供用年数

$\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数、である。

今回の試算において、 $W/C$  については「港湾の施設の技術上の基準・同解説」旧版<sup>15)</sup>における上限値である 0.55 と設定した。既設港湾構造物の大半の配合がこの値に近いと推測される。かぶり  $c$  については、「港湾の技術上の基準・同解説<sup>13)</sup>」における一般環境での最小値である 50 mm と設定した。 $C_0$  については、第 6 章および第 8 章で示された手法における最大値である  $15.1 \text{ kg}/\text{m}^3$  と設定した。 $D_d$  については、第 7 章および第 8 章に示されている以下の方法により求めた。

塩化物イオンに対する設計拡散係数  $D_d$  は、式 (9.8) により求められる。

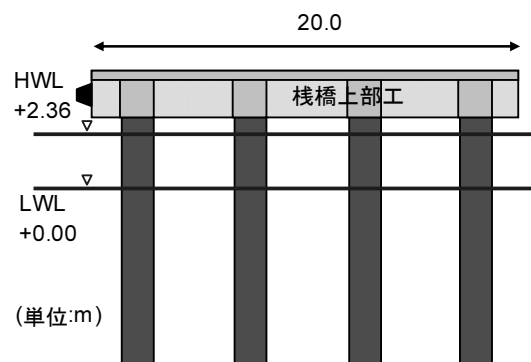


図-9.19 設計断面

表-9.9 計算条件

材料	セメント	N	BB
	W/C	0.55	
パラメータ	$D_d (\text{cm}^2/\text{年})$	1.56	1.04
	$C_0 (\text{kg}/\text{m}^3)$	15.1	
	$c (\text{mm})$	50	
	$t (\text{年})$	100	

$$D_d = \gamma_c D_k + \left( \frac{w}{l} \right) \left( \frac{w}{w_a} \right)^2 D_o \quad (9.8)$$

ここで、

- $\gamma_c$ : コンクリートの材料係数. 一般に 1.0 としてよい.
- $D_k$ : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm<sup>2</sup>/年). 式 (9.9) により求められる.
- $D_o$ : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数. 一般に 200 cm<sup>2</sup>/年としてよい.
- $w$ : ひび割れ幅 (mm)
- $w_a$ : ひび割れ幅の限界値 (mm)
- $w/l$ : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

$$w/l = 3 (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{csd})$$

$\sigma_{se}$ : 鉄筋応力度の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$ : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon'_{csd}$ : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値.

コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値  $D_k$  は, 式 (9.9) を用いて定めることができる.

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \quad (9.9)$$

普通ポルトランドセメントを使用する場合

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (9.10)$$

高炉セメントやシリカフェームを使用する場合

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (9.11)$$

ここで、

$\alpha$ : 換算係数で, 普通ポルトランドセメントを使用する場合は一般に 0.65, 高炉セメントやシリカフェームを使用する場合は一般に 1.0 としてよい.

$\gamma_p$ :  $D_p$  の精度に関する安全係数で, 一般に 1.0 としてよい.

$D_p$ : コンクリートの拡散係数の予測値 (cm<sup>2</sup>/年).

設計拡散係数  $D_d$  算出の際は, セメントを普通ポルトランドセメント (N) および高炉セメント B 種 (BB) とし, W/C=0.55 とした. また, ひび割れに関するパラメータは, 文献 14) を参考に  $w/l=0.00158$ ,  $w_a/w=1.0$  とした (詳細は第 8 章参照). これらの値を代入して算出した  $D_d$  は表-9.9 中に示されている.

これらの値を用い, 式 (9.7) を用いて 100 年後における塩化物イオン濃度分布を予測した結果を図-9.20 に示す. かぶり 50 mm の場合, 鉄筋位置の塩化物イオン濃度は 12 kg/m<sup>3</sup> 程度まで増加した. 一方, 9.3 で実施された海洋環境暴露実験の結果において, どのステンレス鉄筋も

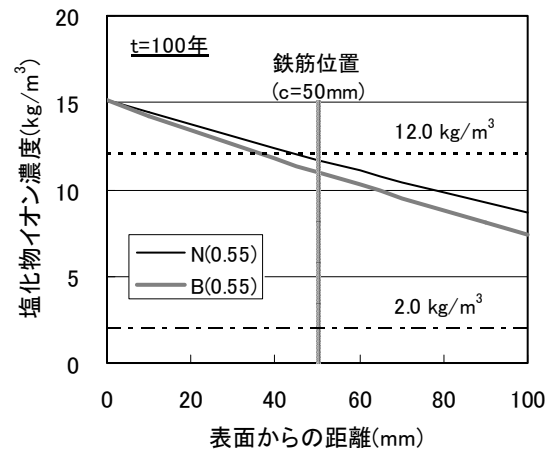


図-9.20 100 年後の塩化物イオン濃度分布

12 kg/m<sup>3</sup> では腐食は発生していなかった. すなわち, 今回使用したステンレス鉄筋であれば, 計算上は 100 年間腐食しないこととなる. すなわち, 供用期間中において, コンクリート構造物に対する補修は不要となる.

一方, 普通鉄筋の場合において, 腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  を, 第 5 章および第 8 章で示した  $C_{lim}=2.0$  kg/m<sup>3</sup> と設定し, この条件以外は表-9.9 の計算条件として鉄筋腐食が開始する時期 ( $C_d = C_{lim}$  となる時期) を計算すると, セメントが N (W/C=0.55) でかぶり 50mm の場合は 3.5 年, セメントが BB (W/C=0.55) でかぶり 50mm の場合は 5.3 年で腐食が開始する結果となる. なお, この結果は設定した環境条件 ( $C_0$ ) が厳しく, かぶりおよび W/C の値が不十分であることに起因するものである.

### 9.5.3 初期建設費用およびライフサイクルコストの試算

初期建設費用および LCC を試算する際において, ステンレス鉄筋の種類は特に定めず, 材料単価が普通鉄筋と比べて 5 倍, 10 倍の場合について計算を行った.

文献 14) において, 図-9.19 の設計断面に対して, 普通鉄筋をかぶり 70mm, コンクリートの水セメント比 W/C=0.45 (セメントは普通ポルトランドセメント) とした場合における上部工の初期建設費用の試算が行われている. この試算結果を基にしてステンレス鉄筋の場合の初期建設費用および LCC の試算を行う. ステンレス鉄筋の場合については, 文献 14) の試算結果において, かぶりや W/C は普通鉄筋の場合と同じとして, 鉄筋の単価のみを変化させることにより算出した. なお, 9.5.2 の試算条件 (表-9.9) と比べてかぶりは大きく, W/C は小さい. よって, ステンレス鉄筋の性能を考慮して初期コス

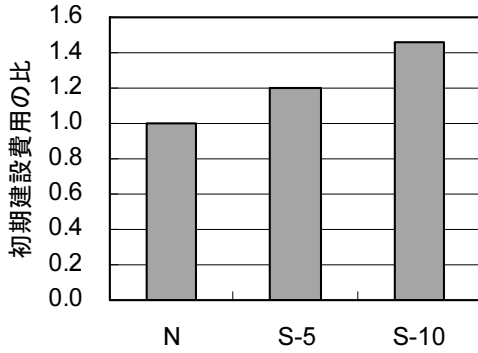


図-9.21 初期建設費用の比

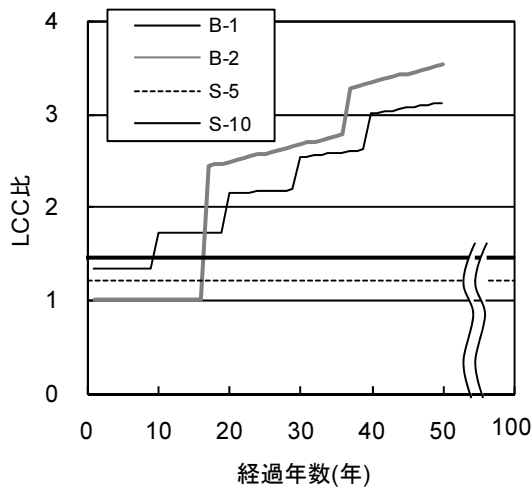


図-9.22 LCC比の時間変化

表-9.10 劣化予測における計算条件

B-1	条件: 初期から被覆. 10年ごとに塗替 <sup>14)</sup>		
	パラメータ	設定値	参考文献・式
B-2	条件: 腐食ひび割れ発生後に電気防食 <sup>14)</sup>		
	$D_d$	0.9	文献13), 14)
	$C_0$	14.3	文献13), 14)
	$C_{lim}$	2.0	文献13)
	$c$ (mm)	70	文献14)
	鉄筋腐食開始時期(年)	12.6	式(9.7)
	$\phi$ (mm)	29	文献14)
	腐食ひび割れが発生する腐食量( $mg/cm^2$ )	24.1	文献16)
	腐食速度( $mg/cm^2/年$ )	6.0	文献16)
	腐食開始～腐食ひび割れまでの期間(年)	4.0	
腐食ひび割れ発生時期(年)	16.6		

トを算出すると文献 14)の結果よりも安くなる。厳密にはこれらも考慮すべきだが、今回は概算の比較が主目的であるため、ステンレス鉄筋にとっては安全側の評価

(より高価な評価)である文献 14)の結果をそのまま引用することとした。また、ステンレス鉄筋の使用によりひび割れ幅の限界値  $w_a$  が緩和されることを考慮すると初期コストはさらに安くなるが、ここでは考慮していない。

初期建設費用の試算結果の例を図-9.21に示す。なお、普通鉄筋の場合の費用を 1.0 として、それに対する比で示している。ここで、N は普通鉄筋、S-5 は単価が普通鉄筋の 5 倍、S-10 は 10 倍を意味している。初期建設費用は、S-5 で普通鉄筋の約 1.2 倍、S-10 で約 1.4 倍となった。単価が 10 倍となっても総工費としては 1.5 倍に満たないこととなる。今回、かぶりや W/C を普通鉄筋と同じとしたため、これらを変化させた場合、さらに価格が安くなると予想される。

LCC の計算結果は仮定条件によって大きく異なる。ここでは、文献 14)における LCC 試算結果の一部を、第 8 章における計算手法に基づき、再計算したものを参考にして比較を行う。図-9.22 は、図-9.21 での普通鉄筋における初期建設費用を基に、LCC の時間変化を試算した例である。なお、普通鉄筋の場合の初期建設費用を 1.0 として、それに対する比で示している。ここで、B-1 は供用前にコンクリート表面に塗料などによる被覆を行い、随時塗り替えを行った場合、B-2 は供用前には何も行わず、劣化が進行し始めた時期に鉄筋に電気防食を行った場合である。計算条件を一覧を表-9.10 にまとめた。詳細については、文献 14)に示されているので概略のみを以下説明する。

i) B-1 の場合

供用前にコンクリート表面に塗料などによる被覆を行っているため、鉄筋腐食に関する照査は行っていない。ただし、表面を被覆した材料が 10 年で劣化すると想定し、10 年ごとに塗り替えを行うとした。

ii) B-2 の場合

塩化物イオンがコンクリート中に侵入し、鉄筋腐食が開始・進行すると、腐食による膨張圧でコンクリートに鉄筋腐食ひび割れが生じる。この時点で、電気防食による補修を実施することとした。なお、腐食ひび割れが発生する腐食量および鉄筋の腐食速度の値は、文献 16)の値を参考に設定した(表-9.10 中に掲載)。

ステンレス鉄筋を用いた場合(S-5, S-10)、初期建設費用は普通鉄筋を用いた場合に比べて確かに高い。しかしながら、普通鉄筋の場合、B-1 の試算結果が示すように、初期に被覆を行った時点でほぼ同等の費用がかかり、1 回でも塗り替えを行うとステンレス鉄筋を用いた場合より高くなるのが分かる。一方、電気防食(B-2)に

よる補修を実施する場合、1回でも対策を実施するとその時点でステンレス鉄筋の初期建設費用よりはるかに高くなる事が分かる。すなわち、ステンレス鉄筋(S-5, S-10)を使用した場合、栈橋上部工の初期建設費用は普通鉄筋の場合よりも1~1.5倍程度高くなるが、供用期間中に各種補修が必要となるような厳しい環境下においては、LCCで比較すると安くなる場合があることが分かる。

なお、初期建設費用 LCC 試算結果は、構造物の条件、環境条件など各種条件によって大きく変化するため、ここで示した試算結果はある一例にしか過ぎないことを明記しておく。

### 9.6 ステンレス鉄筋を適用するケースに関する考察

図-9.23 は設計供用年数が経過した後の、鉄筋位置の塩化物イオン濃度をコンター図として示したものである。縦軸は塩害環境の厳しさを表す  $C_0$  とした。なお、計算条件は、セメント:BB, W/C=0.5, かぶり 90mm とした(鉄筋位置の塩化物イオン濃度の求め方は 9.5.2 と同じため省略)。ひび割れ無し・考慮は、拡散係数算定の際にひび割れを無視した場合・考慮した場合の違いである(式(9.8)参照)。着色した範囲は、設計供用期間内に、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が  $C_{lim}=2 \text{ kg/m}^3$  を超えない範囲、すなわち、普通鉄筋を用いても、その期間内に腐食が生じないと推定される範囲である。一方、白色の範囲は、普通鉄筋の場合に設計供用期間中に腐食が生じると推定される範囲となる。

「設計供用期間中に全く腐食を生じさせない」という

設計思想の場合、白色の範囲の設計供用期間および対象環境では、ステンレス鉄筋あるいはエポキシ樹脂塗装鉄筋などの高耐食性鉄筋の使用、あるいは表面被覆の適用といった対策が必要となる。この際の対策の手法の選択は、9.5.2 で示したような LCC の比較により実施されることが望ましい。

一方、「設計供用期間中に多少の腐食を許容するが、設計供用期間中には補修工事を行わない」という設計思想の場合、着色した範囲よりも広い範囲で普通鉄筋の適用が可能となる。図中の着色した範囲の右端から一点破線までの距離は、腐食ひび割れが生じるまでの時間 ( $\Delta t_{cr}$ ) をイメージしている(なお、この一点破線はイメージとして引いたものであり、値に根拠はない)。仮に、設計供用期間内に腐食ひび割れの発生までを許容した場合、一点破線よりも右側の範囲において、ステンレス鉄筋あるいはエポキシ樹脂塗装鉄筋などの高耐食性鉄筋を当初から使用した方が得策となる可能性が高い。これは、図-9.22 が示すように、何らかの全面的な補修が行われた場合には LCC が上回ってしまうためである。なお、 $\Delta t_{cr}$  の評価方法については、一般的に確立された手法は存在しない。また、本研究でも対象としていない。この  $\Delta t_{cr}$  の評価が精度よく行われるようになれば、設計時に多少の腐食を考慮しやすくなる。あるいは構造物の維持管理時に、構造物の補修のタイミングを検討する際においても非常に有益である。例えば、「ひび割れ発生時に補修を行う」という方針が定められた場合、補修時期の設定が可能となる。このように  $\Delta t_{cr}$  の評価は非常に重要な

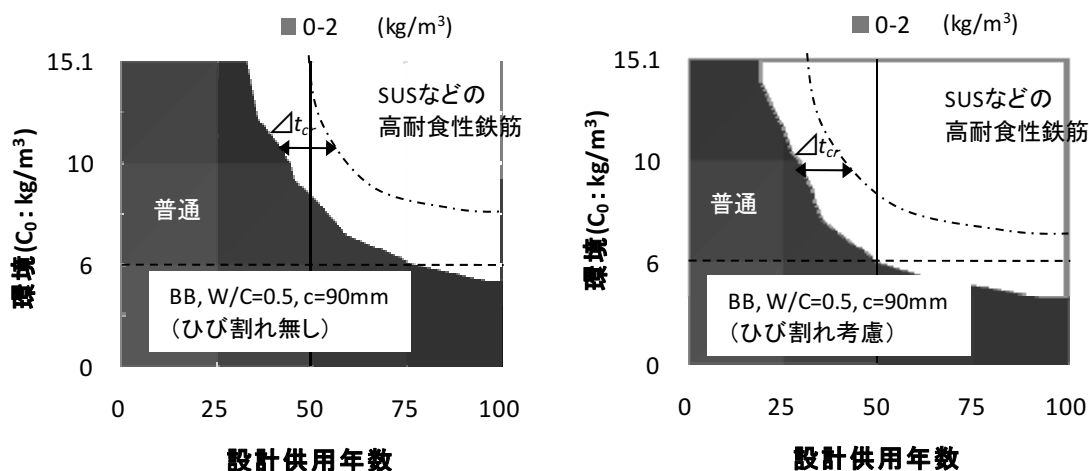


図-9.23 普通鉄筋と高耐食性鉄筋の使い分けのイメージ  
(設計供用年数時における鉄筋位置の塩化物イオン濃度)

問題であるため、今後検討を行う必要がある。

## 9.7 まとめ

海洋環境下におけるコンクリート中のステンレス鉄筋 SUS304, SUS316, SUS430 の耐食性、すなわち腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  および鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$  について検討するため、ステンレス鉄筋を埋設したコンクリート試験体（小型角柱試験体およびはり試験体）を、自然海水が供給される環境下（海洋環境下）に長期間暴露し、各種試験を実施した。この際、腐食に及ぼすひび割れの影響を確認するため、一部の試験体には暴露前にひび割れを導入した。得られた知見を以下に示す。

(1) コンクリート中における  $C_{lim}$  は普通鉄筋（炭素鋼）の場合よりかなり大きな値を示すことが確認された。SUS430 の場合で  $14.2 \text{ kg/m}^3$  以上、SUS304 の場合で  $12.0 \text{ kg/m}^3$  以上、SUS316 の場合で  $14.5 \text{ kg/m}^3$  以上であると考えられた。なお、これらの値は今回実験で測定された塩化物イオン濃度の最大値であり、各ステンレス鉄筋の  $C_{lim}$  はこれらの値よりも大きくなる可能性が高い。その際、 $C_{lim}$  の値の序列はステンレス鉄筋の含有成分上における耐食性の順序と同様に  $\text{SUS430} < \text{SUS304} < \text{SUS316}$  となると考えられる。

(2) 小型角柱試験体の結果において、ステンレス鉄筋 SUS430, SUS304 および SUS316 を使用した場合、今回実験におけるかぶり 20 あるいは 43.5mm の範囲では、かぶり位置のひび割れ幅が 0.5mm 程度であっても、腐食が確認されなかった。一方、普通鉄筋の場合は、今回実験におけるかぶり 20 あるいは 43.5mm の範囲では、かぶり位置のひび割れ幅が 0.1~0.2mm 程度で腐食が発生していた。はり試験体の結果においては、鉄筋（異形）が SUS304 の場合、今回実験におけるかぶり 30mm の範囲では、かぶり位置のひび割れ幅が最大で 2 mm 程度の場合でも腐食が観察されなかった。以上の結果は、ステンレス鉄筋 SUS430, SUS304 および SUS316 を使用した場合、普通鉄筋の場合と比較して、鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$  を大幅に緩和できることを示すものである。なお、一般に  $w_a$  はコンクリート表面における値であるが、今回測定したひび割れ幅はかぶり位置における値である。かぶり位置の方がコンクリート表面よりも値は小さくなるため、かぶり位置のひび割れ幅で整理している今回の結果は安全側の評価となる。

そして最後に、海洋環境暴露試験で得られた結果から、ステンレス鉄筋の  $C_{lim}$  を仮定し、海洋環境に位置する栈

橋上部工におけるライフサイクルコストの試算を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

(3) ステンレス鉄筋を用いて建設した場合、供用期間中のライフサイクルコストで比較すれば、普通鉄筋を用いて建設し、供用期間中に補修を行う場合より安くなる可能性が示された。

## 参考文献

- 1) The concrete society : Guidance on the use of stainless steel reinforcement, Technical report No.51.
- 2) Pedefferri.P, et. al : Behavior of stainless steel in concrete, Repair and rehabilitation of reinforced concrete structures: The state of art, American Society of Civil Engineers, 1998.
- 3) 太星鎬, 野口貴文, 兼松学, 宇城工 : 塩化物イオンを含んだコンクリート中の各種 Cr 鋼防食鉄筋の腐食抵抗性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.803-808, 2003.
- 4) 山路徹, 水間誠治, 平崎敏史, 濱田秀則 : 海洋環境下におけるステンレス鉄筋の耐食性に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.937-942, 2005.
- 5) 山路徹, 青山敏幸, 山川正克, 清水哲也 : コンクリート中におけるステンレス鉄筋の腐食性状, 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.1, pp.69-74, 2001.10.
- 6) 例えば, 山本俊彦, 山路徹, 水間誠治 : ステンレス鉄筋コンクリート部材の塩分耐食性実験, セメント・コンクリート論文集, No.62, pp.311-317, 2009.2.
- 7) ステンレス協会編 : ステンレス鋼便覧, 日刊工業新聞社, p.1362, 1994.
- 8) 望月紀保 : コンクリート中の鉄筋の腐食・防食評価技術に関する研究, 秋田大学博士論文, 1998.
- 9) 佃有射, 加藤碩, 丸屋剛, 山路徹 : ステンレス鋼材の腐食発生限界塩化物イオン濃度に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1119-1124, 2008.
- 10) 石田哲也, 宮原茂禎, 丸屋 剛 : ポルトランドセメントおよび混和材を使用したモルタルの塩素固定化特性, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.14-26, 2007.1
- 11) 田所 裕, 佃 有射, 山路 徹, 丸屋 剛, 二羽 淳一郎 : ステンレス鉄筋のコンクリート中における腐食発生塩化物イオン濃度に関する実験的研究, 土木学会論文集 E, Vol.65, No.4, pp.522-529, 2009.11.
- 12) 土木学会 : コンクリート標準示方書[設計編 : 本編], pp.113-114, 2007.
- 13) (社) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・

同解説（下）， pp.486-491， 2007.

14)土木学会：土木学会コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[栈橋上部工編]， コンクリートライブラリー 116， pp.81-115， 2005.

15)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説， p.336, 1999.

16)（財）沿岸技術研究センター：港湾の施設の維持管理技術マニュアル， pp.201-208， 2007.10.



## 10. 結論

### 10.1 まとめ

以下、各章で得られた知見をまとめる。また、得られた成果が実務に及ぼす影響についても示した。

第2章では、既往の研究をまとめ、本研究で取り組むべき課題および方向性を明確にした。

第3章では、海水が作用するコンクリートの劣化性状および劣化指標について検討を行うため、港湾RC構造物から採取したコンクリートコアおよび自然海水中に長期間暴露した試験体を用い、各種調査を行った。まず劣化性状を把握するために、コンクリート表面部におけるピッカース硬さの分布状況を測定した。そして、海水中における劣化因子（硫酸イオン（以下S）、マグネシウムイオン（以下Mg）など）の侵入状況をEPMA (Electron Probe Micro Analyzer) により行った。そして、強度劣化状況と劣化因子の侵入状況の比較を行い、劣化指標に関する検討を行った。その結果、得られた知見を以下に示す。

(1) 中性化深さと各種因子の侵入深さ等の相関を調べた結果、Mg 侵入深さととの相関が最も高かった。

(2) S, Mg の侵入状況およびコンクリートの強度の支配要因であるカルシウム Ca, ケイ素 Si の濃度分布を調べた結果、S 最大深さと Mg 侵入深さには良い相関が確認された。また、Mg 侵入範囲において、Ca や Si が減少していることも確認された。

(3) コンクリート強度が劣化している範囲とみなせるピッカース硬さの低下が見られた範囲と Mg 侵入深さの間には、良い相関が確認された。このことは、Mg 侵入深さが、海水が作用するコンクリートに関しての簡易な劣化指標となりうる可能性を示すものと考えられる。

(4) (3)で示した劣化指標（Mg 侵入深さ）を用いた簡易な劣化予測手法を提案した。提案式を以下に示す。

$$y = A \sqrt{t} \quad (10.1)$$

ここで、 $y$ : Mg 侵入深さ、 $A$ : 比例定数、 $t$ : 時間、である。なお、比例定数  $A$  については、今後のデータの蓄積を踏まえた評価が必要である。

#### 【実務に及ぼす影響】

ここで提示された劣化指標および予測手法は、新材料を用いたコンクリートの耐久性や、既存構造物の劣化状況を評価する際に役立つと考えられる。

第4章では、海中部や干満帯における塩化物イオン拡

散予測に一般的に用いられる式(10.2)が、本研究で主対象としている栈橋上部工内の飛沫帯環境でも適用可能であることを検証するため、①飛沫帯環境での  $C_0$  の時間依存性、②飛沫帯環境（特に栈橋上部工近傍）におけるコンクリートの湿潤状況（飽水率）について、実構造物調査および実環境暴露試験を行った。式(10.2)を以下に示す。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right) \quad (10.2)$$

ここで、 $C(x,t)$ : 時間（経過年数） $t$ （年）、表面からの距離  $x$ （cm）における塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)、 $C_0$ : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)、 $D_{ap}$ : 見かけの塩化物イオン拡散係数(cm<sup>2</sup>/年)、 $\operatorname{erf}(s)$ : 誤差関数、である。

検証結果を以下にまとめる。

(1) 飛沫帯に位置する実構造物のうち、品質が同程度で材齢が異なる構造物（防波堤側壁で、H.W.L.付近～+0.8m 程度の位置）を選定し、そのコンクリートにおける  $C_0$  の時間変化（最長 24 年）を調査した結果、 $C_0$  は時間とともに増加するという傾向は見られず、むしろ若材齢時は増加するがある程度時間が経つと一定値となるという傾向が見られた。すなわち、海面近傍の飛沫帯であれば、式(10.2)が適用可能と考えられる。

(2) 栈橋上部工内における飛沫帯と干満帯に試験体を長期間設置（5 年まで）し、コンクリートの湿潤状況（飽水率）を調査した結果、防波堤(X 港)と栈橋(Y および Z 港)を比較すると、栈橋の方が若干飽水率は高くなる傾向にあった。これは、栈橋上部工内は閉鎖的な空間であるため、コンクリートが乾燥しにくい影響が表れていると推測される。また、栈橋の場合、飛沫帯と干満帯の飽水率は同程度であった。

これらの測定結果は、一般的な栈橋上部工が位置する飛沫帯環境の場合、コンクリート内部における飽水率はかなり高く、干満帯の環境に近いことを示唆するものである。よって、栈橋上部工近傍の飛沫環境下は干満帯の環境に近く、干満帯で適用されている式(10.2)が適用可能と考える。

以上のことを踏まえ、供用年数が 50 年程度と比較的長く、かつ比較的湿潤した環境に位置している栈橋上部工を主対象とした本研究では、 $C_0$  を一定とみなし、塩化物イオンの浸透予測の際、あるいは回帰計算により  $C_0$  および  $D_{ap}$  を算出する際には式(10.2)を用いることとした。

第5章では、海洋環境に長期間暴露されたコンクリー

ト試験体を用い、鉄筋腐食と鉄筋位置まで浸透した塩化物イオン濃度の関係を整理し、腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  について検討を行った。

干満帯環境での暴露試験結果において、 $C_{lim}$  の値は  $2.0\text{kg/m}^3$  程度であると推測された。また、 $C_{lim}$  がかぶりの影響を受けていることも確認された。一方、海中部においては、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が高くなってもほとんど腐食は生じていなかった。

本研究で主対象としている栈橋上部工が位置する環境は飛沫帯である場合が多い。一方、今回の試験結果は飛沫帯でなく、干満帯におけるものである。しかしながら、第4章で示しているように、一般的な栈橋上部工の場合、飛沫帯であっても、コンクリートの飽水率  $w$  の値は比較的大きく、干満帯における値と同程度のものである。

以上より、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際の  $C_{lim}$  の設定値として、比較的湿潤した環境に位置している栈橋上部工においては、干満帯において実施された本試験結果を参考に  $2.0\text{kg/m}^3$  とすることを提案する。なお、この値には、コンクリートの飽水率が大きいことにより、鉄筋腐食の開始が見かけ上遅くなった影響も含まれていると推測される。また、この値の適用範囲については、干満帯に位置する構造物および飛沫帯に位置する栈橋上部工とした。飛沫帯に位置する栈橋上部工を含めた理由は、本研究において、一般的な栈橋上部工の場合には、飛沫帯であってもコンクリートの飽水率の値は比較的大きく、干満帯における値と同程度であったためである。

第6章では、海洋環境下に長期間暴露された実構造物における塩化物イオン濃度分布結果を収集し、コンクリート表面の塩化物イオン濃度  $C_0$  と環境条件の関係を整理した。その結果を踏まえ、港湾 RC 構造物における  $C_0$  の設計用値の提案を行った。

塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際の  $C_0$  の設計用値に関して、H.W.L.からコンクリート表面までの距離  $X$  とともに、直線的に変化させる算定式を提案した。

$$C_0 = -6.0X + 15.1 \quad (10.3)$$

ここで、 $X$ : H.W.L.からコンクリート部材位置までの鉛直距離(m)である。 $X$  の適用範囲としては、 $0 \leq X \leq 2$  m 程度の範囲とする。また、 $C_0$  の下限値として  $6.0\text{kg/m}^3$  を提案した。なお、この式が適用可能な構造物は、栈橋上部工のように、波浪条件が比較的穏やかな場所に位置し、さらには杭や前垂れに囲まれた閉鎖的な環境に位置して

いる構造物に限定されると考える。

第7章では、海洋環境に長期間暴露された実構造物あるいは試験体における塩化物イオン濃度分布結果を収集し、塩化物イオン拡散係数と水セメント比  $W/C$  との関係を整理した。その結果を踏まえ、港湾コンクリート構造物における拡散係数の設計用値の提案を行った。

港湾 RC 構造物の場合において、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査を行う際に用いる、見かけの塩化物イオン拡散係数の特性値  $D_k$  の算定式として、土木学会示方書における拡散係数の予測値  $D_p$  に換算係数  $\alpha$  を乗じた式を提案した。

$$D_k = \alpha D_p \quad (10.4)$$

普通ポルトランドセメント(N)の場合：

$$\log_{10} D_p = -3.9 (W/C)^2 + 7.2 (W/C) - 2.5 \quad (10.5)$$

高炉セメント(B)の場合：

$$\log_{10} D_p = -3.0 (W/C)^2 + 5.4 (W/C) - 2.2 \quad (10.6)$$

ここで、 $\alpha$  : 換算係数で、普通ポルトランドセメントを使用する場合には一般に 0.65、高炉セメントの場合一般に 1.0 を用いることとする。 $D_p$  : 見かけの塩化物イオン拡散係数の予測値( $\text{cm}^2/\text{年}$ )である。なお、本式が適用可能な構造物は、栈橋上部工のように、波浪環境が比較的穏やかな場所に位置し、さらには杭や前垂れで囲まれた閉鎖的な環境に位置している構造物が主対象である。また、栈橋上部工が対象構造物の場合、飛沫帯と干満帯において区別をしないこととした。

#### 【実務に及ぼす影響】

第5章～第7章の成果は、港湾構造物に関する設計基準（「港湾の施設の技術上の基準・同解説」）における港湾 RC 構造物の性能照査（鉄筋腐食照査）を実施する際の照査手法に関して提案したもので、実際に採用されている。この手法を基に、構造物の耐久性を踏まえた RC 構造物の設計が可能となる。また、港湾 RC 構造物の維持管理にも反映されており、「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」にも第5章～第7章で提案した手法が示されている。

第8章では、第5章～第7章で提案されたパラメータを用いて、海洋環境における RC 構造物に関する試設計を行った。その結果、構造物が厳しい塩害環境に位置し、「設計供用期間 50 年間にわたって鉄筋腐食を生じさせ

ない」という設計条件を設定した場合には、多大なかぶりが必要、あるいは過大なコンクリート性能が必要となるケースがあることが示された。このような場合、鉄筋を耐食性に優れた鉄筋（エポキシ樹脂塗装鉄筋、ステンレス鉄筋等）を用いた方が得策となると考えられた。

第9章では、第8章の試算の結果、コンクリート構造物を50年以上の長期にわたって、維持管理費を極力抑えながら供用し続ける場合、耐食性に優れた鉄筋（エポキシ樹脂鉄筋、ステンレス鉄筋等）を用いた方が得策となると考えられた。ここでは、ステンレス鉄筋に着目し、ステンレス鉄筋を埋設したコンクリート試験体の海洋環境での暴露試験を行い、外部から塩化物イオンを侵入させることにより、ステンレス鉄筋における腐食発生限界塩化物イオン濃度  $C_{lim}$  の検討を行った。得られた知見を以下に示す。

(1) コンクリート中における  $C_{lim}$  は普通鉄筋（炭素鋼）の場合よりかなり大きな値を示すことが確認された。SUS430の場合で  $14.2 \text{ kg/m}^3$  以上、SUS304の場合で  $12.0 \text{ kg/m}^3$  以上、SUS316の場合で  $14.5 \text{ kg/m}^3$  以上であると考えられた。なお、これらの値は今回実験で測定された塩化物イオン濃度の最大値であり、各ステンレス鉄筋の  $C_{lim}$  はこれらの値よりも大きくなる可能性が高い。その際、 $C_{lim}$  の値の序列はステンレス鉄筋の含有成分上における耐食性の順序と同様に  $\text{SUS430} < \text{SUS304} < \text{SUS316}$  となると考えられる。

(2) 小型角柱試験体の結果において、ステンレス鉄筋 SUS430、SUS304 および SUS316 を使用した場合、今回実験におけるかぶり 20 あるいは 43.5mm の範囲では、かぶり位置のひび割れ幅が 0.5mm 程度であっても、腐食が確認されなかった。一方、普通鉄筋の場合は、今回実験におけるかぶり 20 あるいは 43.5mm の範囲では、かぶり位置のひび割れ幅が 0.1~0.2mm 程度で腐食が発生していた。はり試験体の結果においては、鉄筋（異形）が SUS304 の場合、今回実験におけるかぶり 30mm の範囲では、かぶり位置のひび割れ幅が最大で 2 mm 程度の場合でも腐食が観察されなかった。以上の結果は、ステンレス鉄筋 SUS430、SUS304 および SUS316 を使用した場合、普通鉄筋の場合と比較して、鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値  $w_a$  を大幅に緩和できることを示すものである。なお、一般に  $w_a$  はコンクリート表面における値であるが、今回測定したひび割れ幅はかぶり位置における値である。かぶり位置の方がコンクリート表面よりも値は小さくなるため、かぶり位置のひび割れ幅で整理している今回の結果は安全側の評価となる。

そして、海洋環境暴露試験で得られた結果から、コンクリート中における腐食発生限界塩化物イオン濃度を仮定し、海洋環境に位置する栈橋上部工におけるライフサイクルコストの試算を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

(3) ステンレス鉄筋を用いて建設した場合、供用年数期間のライフサイクルコストと比較すれば、普通鉄筋を用いて建設し、供用期間中に補修を行う場合より安くなる可能性が示された。

#### 【実務に及ぼす影響】

第9章の成果は、第5章~第7章の手法で照査した第8章の結果が示すように、通常の鉄筋では長期の耐久性が望めない場合に、その代替としてステンレス鉄筋を使用する方法を提案したものである。第9章の成果は、土木学会「ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物設計施工指針（案）」の一部に反映されている。

## 10.2 今後の課題

残された課題を以下に述べる。また、表-10.1 にまとめた。

### 第3章 「海洋環境下におけるコンクリートの劣化性状および劣化指標に関する検討」

ビッカース硬さから劣化深さを定める方法にはばらつき、測定深度の設定などの問題がある。また、Mg 侵入深さや式(10.1)における比例定数Aの値が環境で異なる原因、セメント種類で異なる原因についても明確ではない。

今後は、さらにデータを蓄積させつつ、上記原因について詳細に検討する予定である。そうすることで、今回提案した劣化予測手法の精度は向上すると考える。

### 第4章 「塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択」

塩化物イオン拡散予測に用いる評価式の選択は拡散予測の根幹をなす。飛沫帯のどの範囲まで(10.2)式が適用可能かは現状では若干のあいまいさが残る。式の適用範囲については、「コンクリートの湿潤状況（飽水率）」を基に区分が可能であると考えられる。今後、実環境におけるコンクリートの飽水率や、境界条件である  $C_0$  の時間変化に関するデータを蓄積し、(10.2)式の適用範囲を明確にする必要がある。実環境におけるコンクリートの飽水率のデータを蓄積することは、第5章の鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度に関する評価の際においても非常に有効である。

表-10.1 課題整理表

	材料	環境	ひび割れ	時間	その他
3章:劣化	使用材料別の比例定数Aの推定(特に高炉セメント)	環境毎の比例定数Aの推定(特に飛沫)			表面での離れの影響
4章:評価式の選択(港湾構造物の湿潤状況)		対象構造物の湿潤状況		境界条件の時間変化	
5章: $C_{lim}$ , ひび割れ幅の限界値		環境(湿潤状況)による違い	海中部・干満帯でひび割れがある場合		
6章: $C_0$	使用材料の影響(特に高炉セメント)	波浪の影響		(時間変化:4章)	
7章:拡散係数	使用材料の影響(特に高炉セメント)	実構造物(飛沫)の表面部での拡散性状	ひび割れ部での拡散性状	(時間変化:4章)	
8章:設計手法			拡散係数評価の際のひび割れの考慮方法		
9章:ステンレス鉄筋の耐食性	精度の高い $C_{lim}$ 算出		海中部・干満帯で過大なひび割れがある場合		

本研究で対象としなかった内容

腐食速度		環境別の値			かぶり大きい場合の値
腐食ひび割れが発生する腐食量					栈橋上部工の場合

灰色:特に重要と考える事項

第5章 「鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 ( $C_{lim}$ ) に関する検討」

$C_{lim}$  の値は、コンクリートの飽水率によって見かけ上変化するようである。また、本研究では検討を行っていないが、単位セメント量やセメント種類によっても変化するとされている。 $C_{lim}$  に及ぼす各要因の影響を定量的に評価することができれば、更に合理的な、対象環境を考慮した鉄筋腐食照査手法が可能になると考えられる。

また、本研究で少し触れた「ひび割れ幅の限界値」については、海中のような環境だけでなく、干満帯のように比較的海水が多く供給される環境においても緩和される可能性がある。さらにはひび割れ部での腐食挙動には、かぶり環境だけでなく、コンクリートの塩分浸透性(拡散係数)も影響しているようである。高炉セメントのように塩分浸透性が低いものは、ひび割れ幅の限界値を緩和し得る可能性がある。

第6章 「コンクリート最表面における塩化物イオン濃度 ( $C_0$ ) の設計用値に関する評価」

(1) 波浪の影響

$C_0$  は海水の供給量に大きく依存するため、 $C_0$  はそもそも干満や波浪作用の影響を強く受ける。これらの影響を考慮することで、より精度の良い経験的な評価式の提案が可能になると考えられる。ただし、影響要因が増え、評価は非常に複雑となる。この場合、現地調査のみではなく、解析的手法を組み合わせたと想像される。

(2) 海水中の塩化物イオン濃度の影響

厳密には、海水中の塩化物イオン濃度の影響もあるはずである。今回に関しては、構造物近傍でのデータが存在しないことと、全て日本国内の港湾コンクリート構造物であったため、海水の塩化物イオン濃度は一定と仮定し、考慮しなかった。今後、より厳密な評価手法の向上を検討する際には、可能な範囲で海水中の塩化物イオン濃度に関するデータを追加で採取し、今回得た  $C_0$  データ

に及ぼす濃度の影響についても検討する必要がある。

### (3) セメント種類の影響

$C_0$ はセメントの種類の影響を受け、特に高炉セメントを用いた場合、普通ポルトランドセメントの場合よりも $C_0$ が大きくなる傾向がある。一方、高炉セメントは、普通ポルトランドセメントを使用する際と比べて環境負荷低減効果を有しているために、近年使用量は増加してきている。また、本研究でも示しているように、塩害対策としての高炉セメントの有効性は高く、港湾コンクリート構造物への使用は今後増えていくと予想される。高炉セメントの影響を考慮する方法としては、長期暴露試験あるいは現地調査における普通ポルトランドセメントと高炉セメントの場合の $C_0$ の値の比率を求め、その比率を割増係数として式(10.3)で得られる $C_0$ に乗じる方法等が考えられる。

### (4) 時間変化の影響

今回調査結果を見る限り、栈橋上部工のような環境では、長期間経過すれば一定に落ち着くようである。しかしながら、まだデータは十分であるとは言えず、今後データの蓄積を行う中で、確認を続ける必要があると考える。その際、コンクリートの飽水率の把握も必要である。

## 第7章 「コンクリートの見掛けの塩化物イオン拡散係数( $D_{ap}$ )の設計用値に関する検討」

今回、実構造物調査では使用材料が不明であった。今後実環境で、かつ材料が既知な調査結果が望まれる。また、実構造物に高炉セメントが適用された場合のデータは少なく、結果として、拡散係数の評価については現時点では安全側の評価に留まっている。今後のデータ蓄積が望まれる。

また、式(10.2)を用いた回帰計算により算出される $C_0$ および $D_{ap}$ は、独立しておらず、相互に影響しているという見解がある。仮に影響し合っている場合、特に拡散係数の評価を行う際、環境が異なる場合毎に拡散係数を設定する必要が生じる。ただ、複数の環境に対して調査を同時に実施するのは相当の労力を要する。その課題に取り組む前に、まずは一定環境下において、どの程度拡散係数が変動するのかを把握する必要があると考える。

(独) 港湾空港技術研究所では、第7章でも説明しているが、一定環境下に多数の品質の異なるコンクリート試験体を暴露し、どの程度 $D_{ap}$ が変動するのかを確認中である。この調査結果は、拡散係数の評価精度の向上や、式(10.2)を前提とした拡散係数の評価手法に関する考え方の整理に寄与するものと考えている。

## 第8章 「本研究で提案した鉄筋腐食照査手法による試設計」

今回用いた塩化物イオンの拡散予測手法においては、ひび割れ部の影響を平均化させた予測手法が取られている(土木学会「コンクリート標準示方書」と同じ)。しかし実際にはひび割れ部での腐食の方が、より早い時期に顕在化する可能性が高い。特に、塩化物イオンの浸透性が低い場合や、高耐食性を有する鉄筋の場合は、ひび割れ部での腐食開始が先に進行する。ひび割れ部に着目した検討手法が確立されても良いのではないかと考える(特に重要構造物の場合において)。

## 第9章 「ステンレス鉄筋の使用による耐久性向上に関する検討」

今回の実験で用いたステンレス鉄筋に関しては、過大なひび割れが生じない限り、腐食を懸念する必要はなさそうである。しかし、このひび割れ幅の限界値がどの程度かのデータは少ない。特に耐食性がさほど高くないステンレス鋼種を使用する場合において、この検討が重要と考える。また、ひび割れ幅が過大となった場合に、海水が鉄筋周辺まで直接侵入する可能性のある干満帯、海中部についてもさらなる検討が必要と考える。

本論文においては、コンクリート中の鉄筋腐食が開始するまでを検討した。また、主にひび割れが生じていない状態に重きを置いていた。しかし、最近、施工時あるいは若材齢時に生じるひび割れに対して過剰な反応が取られる場合が多いようである。このことは、ひび割れが生じ際の腐食挙動について、まだ不明な点が多いことを示唆するものである。今後、ひび割れが生じた際の腐食挙動について、細部を詰める必要があると考えている。

また、最近利用が増えている高炉セメントについては、塩化物イオンの浸透性が低く、海洋コンクリート構造物に適した材料と言える。ただし、実構造物に高炉セメントが適用された場合の、各パラメータ( $C_{im}$ 、 $C_0$ 、拡散係数)に関するデータは少なく、結果として、特に拡散係数の評価については現時点では安全側の評価に留まっている。今後、さらにデータを蓄積し、合理的な評価が行えるようにする必要があると考えている。

本研究では、実務への影響を念頭に置いたため、メカニズムの追及というよりも、論文の表題にもなっている「耐久性照査手法」を提案することを最大の目的とした。そのため、メカニズムの追及については検討が十分ではない。今後は、今回十分でなかったメカニズムの追

及も行いつつ、本章で挙げた課題を解決していきたいと考えている。

(2011年1月27日受付)

## 謝 辞

本論文は、九州大学大学院 瀧田秀則教授を主査とし、同大学大学院 園田佳巨教授、安福規之教授、貝沼重信准教授を副査として、これらの先生方のご指導のもとにまとめた学位論文（工博乙第1567号、取得日：平成22年2月2日）を港湾空港技術研究所資料として再編したものである。ここに、4名の先生方には深甚の感謝の意を表します。

本研究の第4章の現地暴露試験は、国土交通省九州地方整備局の皆様にご協力いただきました。第3、4、6、7章の実構造物調査は、国土交通省港湾局ならびに各地方整備局の皆様にご協力いただきました。ここに記してお礼申し上げます。

また、本研究の実施、とりまとめにおいては、前述の九州大学瀧田秀則教授（元材料研究室長）にご指導を賜りました。本研究が実施できたのも、このようにまとめることができたのも、瀧田教授のおかげです。ここに記してお礼申し上げます。

元 LCM 研究センター長横田弘氏（現北海道大学教授）につきましては、第5、6、7章のとりまとめの際（特に提案値の設定時）にご指導ならびに貴重なご助言を頂きました。ここに記してお礼申し上げます。

また、材料研究チーム審良善和氏、構造研究チームリーダー岩波光保氏、構造研究チーム加藤絵万氏、それから材料研究室（当時）の元職員である福手勤氏（元構造部長、元材料研究室長、現東洋大学教授）、阿部正美氏、Tarek Uddin Mohammed 氏、高橋良輔氏、宮田義一氏、元客員研究員渡辺弘子氏、元特別研究員平崎敏史氏、元研修生伊藤正憲氏、早川健司氏、青山敏幸氏、小菊史男氏、原田佳幸氏、小牟禮建一氏、兼坂薫氏、若林徹氏、中野松二氏、堀井秀之氏、元非常勤職員の野村年世氏、中込みどり氏、五十嵐麻子氏、築地円氏、小山愛子氏、長谷川真紀氏、岩澤百合香氏には、本研究の実施・とりまとめにあたり、大変お世話になりました。皆様のおかげでこの研究を実施することができました。ここに記してお礼申し上げます。



港湾空港技術研究所資料 No.1232

2011.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 大應

Copyright © (2011) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。