

平成22年度（財）港湾空港建設技術サービス センター研究開発助成報告書

助成番号：平成23年 1月28日付 第10— 1号

研究開発項目：（22指定）

「港湾・空港のアセットマネジメントに関する研究」に関するもの

非破壊評価を援用した港湾コンクリー ト構造物の塩害劣化予測手法の開発

平成24年4月30日

大阪大学大学院 工学研究科 社会基盤工学部門

鎌 田 敏 郎

【目次】

第 1 章 序論

- 1.1 背景
- 1.2 目的
- 1.3 本報告書の構成

第 2 章 既往の研究

- 2.1 はじめに
- 2.2 コンクリート内部の鉄筋の腐食状態を評価する非破壊試験
 - 2.2.1 自然電位法
 - 2.2.2 分極抵抗法
- 2.3 非破壊試験と FEM 解析の併用によるコンクリート部材の現有曲げ耐力の推定手法
- 2.4 まとめ

第 3 章 確率過程を含む数値モデルによる飛沫帯にある RC 部材の曲げ耐力に関する劣化予測手法とその有効性の検証

- 3.1 はじめに
- 3.2 対象とした RC 部材の概要
- 3.3 曲げ耐力に関する劣化曲線の導出手順
 - 3.3.1 導出手順の概要
 - 3.3.2 確率変数の確率分布および統計量の設定方法
 - 3.3.3 鉄筋腐食発生 of 判定と腐食開始時刻の算出
 - 3.3.4 腐食ひび割れ発生 of 判定とひび割れ発生時刻の算出
 - 3.3.5 鉄筋質量減少率の経時変化の算出
 - 3.3.6 曲げ耐力比と鉄筋質量減少率との関係
 - 3.3.7 曲げ耐力に関する劣化曲線の導出
- 3.4 導出した劣化曲線の検証
- 3.5 まとめ

第 4 章 実橋から切り出した RC 部材に対する非破壊試験の援用方法に関するケーススタディ

- 4.1 はじめに
- 4.2 切り出し RC 部材の概要
 - 4.2.1 RC 部材が設置されていた環境条件
 - 4.2.2 RC 部材の部材諸元
- 4.3 飛来塩分、内在塩分および両者の複合作用により塩害劣化した RC 部材の曲げ耐力

の劣化予測手法

- 4.3.1 導出手順の概要
- 4.3.2 確率変数の確率分布および統計量の設定方法
- 4.3.3 鉄筋腐食発生の判定と腐食開始時刻の算出
- 4.3.4 腐食ひび割れ発生の判定とひび割れ発生時刻の算出
- 4.3.5 鉄筋質量減少率の経時変化の算出
- 4.3.6 曲げ耐力比と鉄筋質量減少率との関係
- 4.3.7 導出した劣化曲線
- 4.4 切り出し RC 部材の調査
 - 4.4.1 調査概要
 - 4.4.2 調査結果
- 4.5 調査結果に基づく対象 RC 部材の劣化曲線の導出
 - 4.5.1 劣化曲線の導出方法
 - 4.5.2 劣化曲線の導出結果
- 4.6 非破壊試験と FEM 解析の併用による RC 部材の現有曲げ耐力の推定
 - 4.6.1 現有曲げ耐力の推定手順
 - 4.6.2 鉄筋腐食開始時刻の算出
 - 4.6.3 鉄筋腐食量の推定
 - 4.6.4 FEM 解析による現有曲げ耐力の推定
- 4.7 数値モデルにより求めた曲げ耐力と非破壊試験と FEM 解析の併用により算出した曲げ耐力との比較
- 4.8 まとめ

第 5 章 結論

参考文献

第1章 序論

1.1 背景

現在，日本では非常に多くのコンクリート構造物が建設されているが，これらの既存コンクリート構造物の劣化が問題となっており，特に，写真-1.1¹⁾に示すように栈橋などの港湾構造物など，塩害の影響を受けやすい地域での劣化が問題となっている。このような問題に対して，現状の方法としては，コンクリート標準示方書【維持管理編】²⁾において，劣化機構を塩害とした場合，鉄筋位置での塩化物イオン濃度の計算値から鉄筋の腐食開始時期や腐食ひび割れの発生時期を推定する方法などが示されている。しかしながらこの既往の方法では，コンクリート部材に要求される耐力などの力学的性能を定量的に把握あるいは予測することは困難である。また，近年，鉄筋の腐食状況の評価のための非破壊検査手法の研究も進められてはいるが，得られる結果は定性的なレベルにとどまっている。今後は建設後 50 年以上経過したコンクリート構造物が急激に増加するため，構造物の保有性能の変化を定量的に評価するための劣化予測手法の確立が急務とされている。

このような現状を踏まえ，コンクリート構造物の劣化予測手法として，電食試験により鉄筋を腐食させ，分極抵抗法により推定した鉄筋の腐食量と実際の腐食量との関係から分極抵抗に基づく鉄筋の腐食量を推定する方法や目視によるひび割れ幅の測定結果から終局強度理論に基づいて曲げ耐力を推定する方法が検討されている。また，自然電位および分極抵抗を定期的に測定することにより，進展期の長さや進展期における鉄筋の腐食速度を推定し腐食ひび割れ発生時期を推定する方法や，コンクリート中の鉄筋近傍にミニセンサを埋設し，自然電位および分極抵抗などを定期的に計測することで継続的に構造物の劣化状況を把握する方法など，塩害によるコンクリート構造物の劣化予測に関する研究が行われている。しかしながら，手法の汎用性や有効性についての検証が不足しており，劣化予測手法としての確立はされていない。



写真-1.1 建設後 20 年以上経過した栈橋上部工の塩害劣化事例 ¹⁾

1.2 目的

本研究では、既往の研究^{3),4)}を参考に、飛沫帯にある RC 部材を対象として、塩害による RC 部材の劣化進行過程を確率過程を含む数値モデルとして取り扱い、モンテカルロシミュレーションにより、RC 部材が設置されている環境条件および部材設計諸元から、コンクリート部材の将来の耐力を予測する手法について検討を行った。さらに、対象とした部材において載荷試験を行い曲げ耐力を実測した既往の研究成果⁵⁾を用いて、導出した劣化曲線の妥当性についての検証も併せて行った（3.2～3.4）。

続いて、飛来塩分、内在塩分あるいは両者の複合作用により劣化した場合の RC 部材の劣化曲線を導出する方法を開発した（4.3）。その後、ケーススタディとして、内在塩分により劣化した実橋から切り出した RC 部材を対象に劣化曲線の導出を行った。なお、導出にあたり、対象部材の環境条件および部材諸元の調査を一部実施した（4.4～4.5）。

最後に、劣化予測手法から推定した鉄筋腐食開始時刻、分極抵抗法による非破壊試験結果および FEM 解析から、切り出し RC 部材の現有曲げ耐力を推定する方法論を構築した（4.6）。

1.3 本報告書の構成

本報告書の構成を以下に示す。

第 1 章では、研究の背景、目的および本報告書の構成を述べた。

第 2 章では、コンクリート中の鉄筋の腐食状態を非破壊で評価する試験方法およびこれらの非破壊試験を用いて RC 部材の耐力を推定する方法についての既往の研究成果についてまとめた。

第 3 章では、塩害劣化した RC 部材の曲げ耐力に関する劣化予測手法とその有効性を検証した結果について述べた。

第 4 章では、飛来塩分、内在塩分あるいは両者の複合作用により劣化した場合の RC 部材の劣化曲線を導出する方法論、ケーススタディとして行った内在塩分により劣化した切り出した RC 部材での劣化曲線の導出、劣化予測手法、非破壊試験および FEM 解析の併用による部材の現有曲げ耐力を推定する方法についてまとめた。

第 5 章では、本研究の結論について述べた。

第2章 既往の研究

2.1 はじめに

本章では、研究を遂行するにあたり適用した非破壊試験に関連する既往の研究成果を述べる。

2.2 コンクリート内部の鉄筋の腐食状態を評価する非破壊試験

2.2.1 自然電位法

自然電位法とは、電位差計を介して照合電極と試料金属の電位差を計測し、試料金属の腐食状況の定性的な評価を行うための非破壊検査手法である。2000年に制定された自然電位の測定方法の土木学会規準（コンクリート構造物における自然電位測定方法 JSCE-E601-2000）を以下に示す。

- a. 測定対象とする鉄筋が互いに電氣的導通があるかどうか、抵抗測定器により確認する。導通が確認された範囲ごとに接続点を選定する。
- b. コンクリート表面は、測定前の30分間程度は水道水などの清浄な水を噴霧散水し、湿潤状態に保つ必要がある。ただし、表面に浮き水がないようにしておく。
- c. コンクリート中の鉄筋と照合電極との間に測定回路を構成する。すなわち、電位差計のプラスの端子に内部の鉄筋を接続し、マイナスの端子に照合電極を接続する。
- d. 照合電極の先端には含水させたスポンジや脱脂綿等を巻きつけて、コンクリート表面の測定点に押し当てて保持する。しばらくは指示値が連続的に変化する場合が多いので、ほぼ安定するまで待つて読み取り記録する。
- e. 測定は、開始から1時間以内に完了するのが望ましい。
- f. 面的に電位分布図（等価電位図）が描けるように、部材表面に格子状に測定点を設定する。測定間隔は構造物の種類や大きさ、環境条件を考慮して決定する必要があるが、一般的には10～30cm程度を目安にすると良い。

コンクリート表面から鉄筋の自然電位を測定する場合、電極と鉄筋表面の間にあるかぶりコンクリートの性状によって測定値が大きく影響を受けるなどの問題点がある。そのため、コンクリートのかぶり部分の性状による測定値の変動分を調べて、コンクリート表面で測定された自然電位測定値を補正したり、鉄筋近傍に鉄筋位置と同じ深さまでドリル穿孔し、穿孔先端から自然電位を測定するなどの工夫が行われている。また、1977年に制定された ASTM C 876 による自然電位の評価基準⁶⁾を表-2.1に示す。

表-2.1 ASTM C 876 による自然電位測定値の評価基準⁶⁾

自然電位測定値 E (VvsCSE)	評価
$-0.20 < E$	90%以上の確率で非腐食の状態
$-0.35 < E \leq -0.20$	腐食状態は不確定
$E \leq -0.35$	90%以上の確率で腐食している状態

2.2.2 分極抵抗法

分極抵抗法とは、鉄筋の分極抵抗を測定することで、鉄筋の腐食状況の定量的な評価を行う非破壊検査手法である。分極抵抗法の原理は、何らかの腐食状態にある試料金属に対して外部から強制的に電流を加えることで試料金属の電位の微小変化（過電圧）を計測し、過電圧が $\pm 10 \sim 20 \text{mV}$ 程度までの微弱電流の印加範囲において、印加電流と過電圧に直線関係が存在し、この勾配は腐食反応速度の逆数に比例するという原理に基づくものである。この原理は、Stern-Geary の式⁷⁾と呼ばれ、式(2.1)で表される。

$$I_{\text{corr}} = K \times 1 / R_p \quad (2.1)$$

ここで、 I_{corr} ：腐食電流密度(A/cm^2)、 R_p ：分極抵抗(Ωcm^2)、 K ：金属の種類や環境条件で決まる定数(V)である。分極抵抗は式(2.1)により算出される単位面積あたりの腐食電流密度で表現される事が多く、比例定数である K はコンクリート中の鋼材腐食の場合、 0.026V がよく用いられる^{7),8)}。また、腐食電流密度はファラデーの第2法則から、式(2.2)、(2.3)のように単位時間当たり、単位面積あたりの腐食による質量損失率（腐食度）や1年当たりの平均損失厚さ（侵食度）としての腐食速度に換算できる。

$$1 \mu \text{ A}/\text{cm}^2 = 2.5 \text{mg}/\text{dm}^2/\text{day} \quad (2.2)$$

$$1 \mu \text{ A}/\text{cm}^2 = 11.6 \times 10^{-3} \text{mm}/\text{年} \quad (2.3)$$

また、分極抵抗値および腐食電流密度についてのヨーロッパコンクリート委員会（CEB）の評価基準¹⁰⁾を表-2.2 に、国内での分極抵抗値と腐食速度とひび割れ発生年数の関係の評価の目安¹¹⁾を表-2.3 に示す。

分極抵抗法には、矩形波電流分極法や交流インピーダンス法、直線分極抵抗法などがあるが、日本では主に矩形波電流分極法と交流インピーダンス法が多く用いられている。交流矩形波電流分極法は測定時間が比較的短時間で良いことや試料金属の腐食状態を乱さずに計測できるなどの利点がある。また、交流インピーダンス法は分極抵抗に相当する腐食反応抵抗と液抵抗とを分離して同時に測定できるなどの利点がある。

表-2.2 CEBによる腐食速度の判定基準¹⁰⁾

腐食電流密度 ($\mu\text{ A/cm}^2$)	腐食速度の判定	分極抵抗 ($\text{k}\Omega\text{ cm}^2$)	侵食度 (mm/年)
0.1-0.2 未満	不動態状態(腐食なし)	130-260 より大	0.0011-0.0023 未満
0.2 以上 0.5 以下	低～中程度の腐食速度	52 以上 130 以下	0.0023 以上 0.0058 以下
0.5 以上 1 以下	中～高程度の腐食速度	26 以上 52 以下	0.0058 以上 0.0116 以下
1 より大	激しい, 高い腐食速度	26 未満	0.0116 より大

表-2.3 分極抵抗値と腐食速度とひび割れ発生年数の関係を評価した基準¹¹⁾

侵食度 V ($\mu\text{ m/year}$)	腐食電流密度 $I_{corr.}$ ($\mu\text{ A/cm}^2$)	分極抵抗の平均値 R_p ($\text{k}\Omega\text{ cm}^2$)	腐食速度の評 価	ひび割れ発生 年数の目安
$1.2 > V$	$0.10 > I_{corr.}$	$260 < R_p$	停止状態	40 年以上
$2.4 > V \geq 1.2$	$0.21 > I_{corr.} \geq 0.10$	$124 < R_p \leq 260$	低速～許容範 囲	20～40 年
$4.9 > V \geq 2.4$	$0.42 > I_{corr.} \geq 0.21$	$62 < R_p \leq 124$	中速	10～20 年
$16 > V \geq 4.9$	$1.4 > I_{corr.} \geq 0.42$	$19 < R_p \leq 62$	高速	3～10 年
$V \geq 16$	$I_{corr.} \geq 1.4$	$R_p \leq 19$	激しい速度	3 年未満

2.3 非破壊試験と FEM 解析の併用によるコンクリート部材の現有曲げ耐力の推定手法

峯澤らの研究¹²⁾では、電食試験により鉄筋を腐食させた RC はり供試体を対象として、鉄筋の腐食量および鉄筋とコンクリートの付着力を解析モデルに反映した FEM 解析によって、RC はりの曲げ耐力を推定している。図-2.1 に評価手法のフローを示す。鉄筋の腐食量および鉄筋とコンクリートの付着力を推定する非破壊試験は、分極抵抗法および超音波法をそれぞれ用いている。以下に各非破壊試験結果の解析モデルへの反映方法を述べる。

分極抵抗法の反映方法は、まず、永山らにより提案されている分極抵抗の逆数に比例する腐食電流密度からファラデーの第二法則に基づいて求められる腐食速度を用いて腐食量を推定する次式¹¹⁾により、測定した分極抵抗から腐食量を推定する。

$$W = \alpha A S T \quad (2.4)$$

ここに、 W ：腐食量(mg), A ：腐食速度(mdd), S ：計測範囲における鉄筋の表面積(dm^2), T ：電食期間(day), α ：電食での通電量の平均値を露出鋼材の実用上の限界腐食速度で除した定数である。なお、露出鋼材の限界腐食速度は、参考文献より $0.1(\text{mm/year})$ である。そ

して、推定した腐食量を鉄筋の断面積に換算し、その断面積から推定した鉄筋径を解析モデルの鉄筋径として、鉄筋の腐食量を解析モデルへ反映している。

超音波法の反映方法については、まず、鉄筋直上での電食前後における超音波伝播速度比の頻度分布における中央値および鉄筋直上での速度比を求める。続いて、求めた速度比より小さいものを付着が切れていると仮定し、鉄筋とコンクリートとの付着力をほぼ 0 とする。一方、あらかじめ求めた速度比よりも大きいものについては、付着が良好であるとして、健全なコンクリートの引張強度として解析モデルに反映している。

以上の反映方法を用いて、通電期間の異なる 2 つの供試体 A および B を対象として行った FEM 解析結果と載荷試験の結果を比較した荷重-変位曲線（図-2.2 および図-2.3 参照）において、両者における鉄筋の降伏荷重は良く一致している。しかし、FEM 解析による最大荷重は載荷試験により得られたそれよりも供試体 A では 15%程度、供試体 B では 37%程度小さくなっており、鉄筋降伏後の挙動が適切に再現されているとは言い難い。これは、電食試験により生じたコンクリート表面の腐食ひび割れが解析モデルに反映されていなかったことが原因と考えられる。

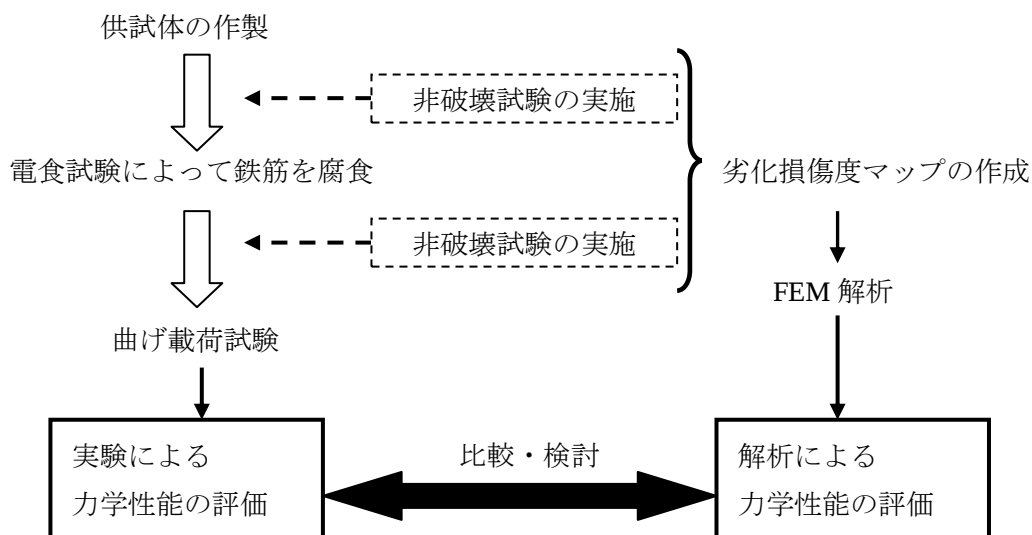


図-2.1 評価手法のフロー¹²⁾

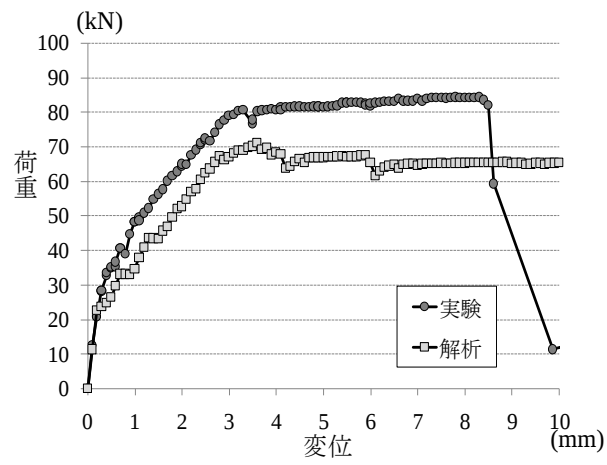


図-2.2 荷重-変位曲線（供試体 A）¹²⁾

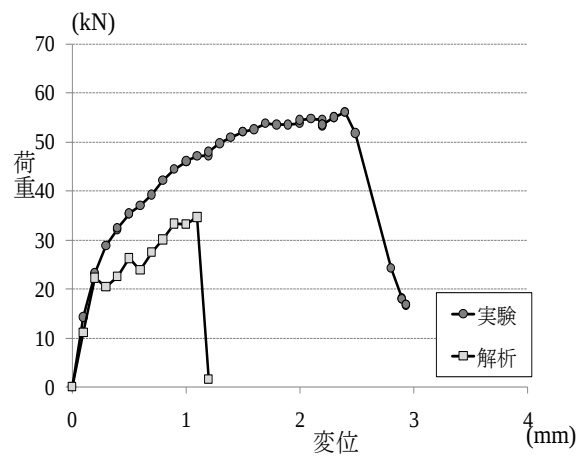


図-2.3 荷重-変位曲線（供試体 B）¹²⁾

そこで、木下らの研究¹³⁾では、電食試験によりコンクリート表面に腐食ひび割れが生じた RC はり供試体を対象に、目視によるひび割れ幅の測定結果から終局強度理論に準じて曲げ耐力を推定する手法（手法Ⅰ）と目視および分極抵抗法による非破壊試験結果から FEM 解析を用いて曲げ耐力を推定する手法（手法Ⅱ）をそれぞれ適用し、載荷試験結果とそれぞれ比較を行っている。図-2.4 に評価手法のフローを示す。また、以下に手法Ⅰおよび手法Ⅱの概要をそれぞれ述べる。

手法Ⅰでは、まず、測定した腐食ひび割れ幅の最大値および平均値から鉄筋の腐食量を式(2.5)によりそれぞれ推定し、その推定結果から式(2.6)によりそれぞれ鉄筋径を推定する。

$$W_c = \frac{\rho_s}{\pi(\gamma-1)} \left[\alpha_0 \beta_0 \frac{0.22 \{ (2c + \varphi)^2 + \varphi^2 \}}{E_c (c + \varphi)} (f'_c)^{\frac{2}{3}} + \alpha_1 \beta_1 \frac{(c + \varphi)}{(5c + 3\varphi)} w \right] \quad (2.5)$$

$$\varphi' = \left\{ \varphi^2 - (4\varphi W_c / \rho_s) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

ここに、 W_c ：鉄筋の腐食量(mg/mm²)、 ρ_s ：鉄の密度(7.85 mg/mm³)、 γ ：腐食生成物の体積膨張率、 c ：かぶり(mm)、 φ ：鉄筋直径(mm)、 φ' ：鉄筋の腐食量から推定した鉄筋径(mm)、 E_c ：コンクリートのヤング率(N/mm²)、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 w ：腐食ひび割れ幅(mm)、 α_0 ：腐食ひび割れ発生時点におけるかぶりと鉄筋直径に関する補正係数、 β_0 ：ひび割れ発生時点におけるコンクリートの圧縮強度に関する補正係数、 α_1 ：腐食ひび割れ発生後におけるかぶりと鉄筋直径に関する補正係数、 β_1 ：ひび割れ発生後におけるコンクリートの圧縮強度に関する補正係数である。各補正係数 $\alpha_0, \beta_0, \alpha_1$ および β_1 は次式にて定義される。

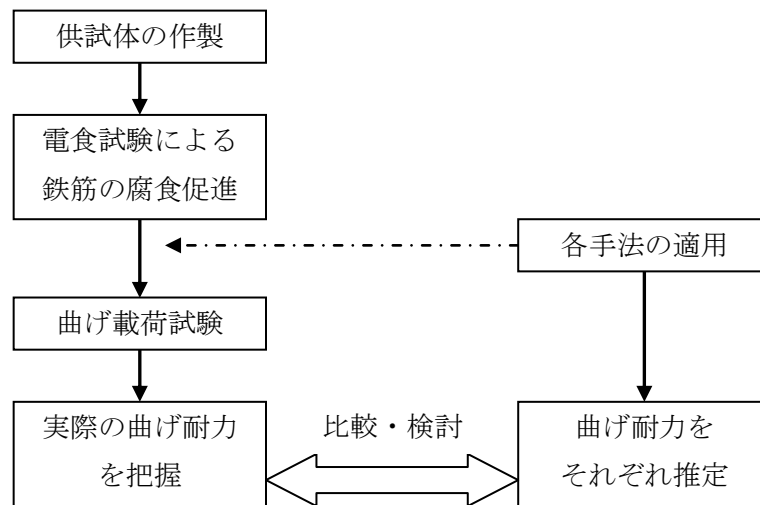


図-2.4 評価手法のフロー¹³⁾

$$\alpha_0 = (-0.0005\varphi + 0.028)c + (-0.0292\varphi + 1.27) \quad (2.7)$$

$$\beta_0 = (-0.0055f'_c + 1.07) \quad (2.8)$$

$$\alpha_1 = (0.0007\varphi - 0.04)c + (0.0663\varphi + 5.92) \quad (2.9)$$

$$\beta_1 = -0.0016f'_c + 1.04 \quad (2.10)$$

そして、推定したそれぞれの鉄筋径を使用し、終局強度理論により曲げ耐力をそれぞれ推定している。

手法Ⅱでは、腐食ひび割れ幅および分極抵抗法測定結果から鉄筋の腐食量をそれぞれ推定し、さらにその値から鉄筋径を求める。そして、鉄筋腐食の不均一性を FEM 解析において再現するため、腐食ひび割れが生じている箇所では腐食ひび割れ幅から推定した鉄筋径を、腐食ひび割れのない箇所では分極抵抗法により推定した鉄筋径を使用し、FEM 解析により曲げ耐力を推定している。

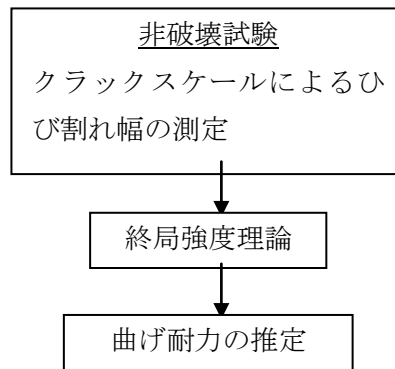


図-2.5 手法Ⅰの概要¹³⁾

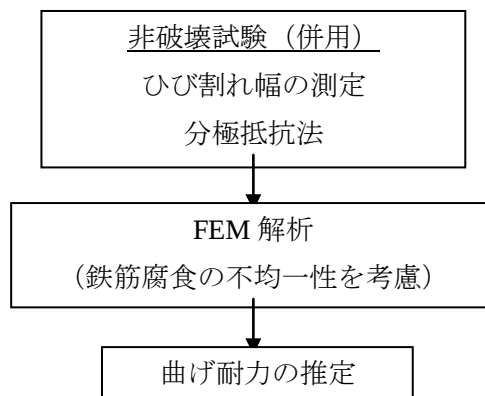


図-2.6 手法Ⅱの概要¹³⁾

ひび割れ幅の最大値を使用した手法Ⅰ，ひび割れ幅の平均値を使用した手法Ⅰ，手法Ⅱおよび載荷試験の結果を表-2.4に示す。表-2.4によると，手法Ⅰよりも手法Ⅱで推定した曲げ耐力の方が載荷試験で実測した曲げ耐力により近い値となっていることが分かる。このことから，鉄筋腐食の不均一性を解析モデルに反映する事により，実態に近い曲げ耐力を適確に推定できる可能性があることが明らかとなった。

表-2.4 各手法により求めた曲げ耐力¹³⁾

	手法Ⅰ		手法Ⅱ	曲げ載荷試験
	ひび割れ幅 最大値	ひび割れ幅 平均値		
曲げ耐力(kN)	20.8	21.3	28.6	25.2
推定値／実測値	0.82	0.84	1.13	-

2.4 まとめ

- (1) 自然電位法および分極抵抗法により，コンクリート内部の鉄筋の腐食状況を非破壊で評価することが可能であるが，コンクリート部材の塩害による劣化予測への適用を想定した場合は，それぞれの役割は異なることに注意が必要である。
- (2) 峯澤らや木下らの研究により，コンクリート部材の現有曲げ耐力の推定において，コンクリート表面に生じた腐食ひび割れおよび鉄筋腐食の不均一性を考慮することが重要であることが明らかとなった。

第3章 確率過程を含む数値モデルによる飛沫帯にある RC 部材の曲げ耐力に関する劣化予測手法とその有効性の検証

3.1 はじめに

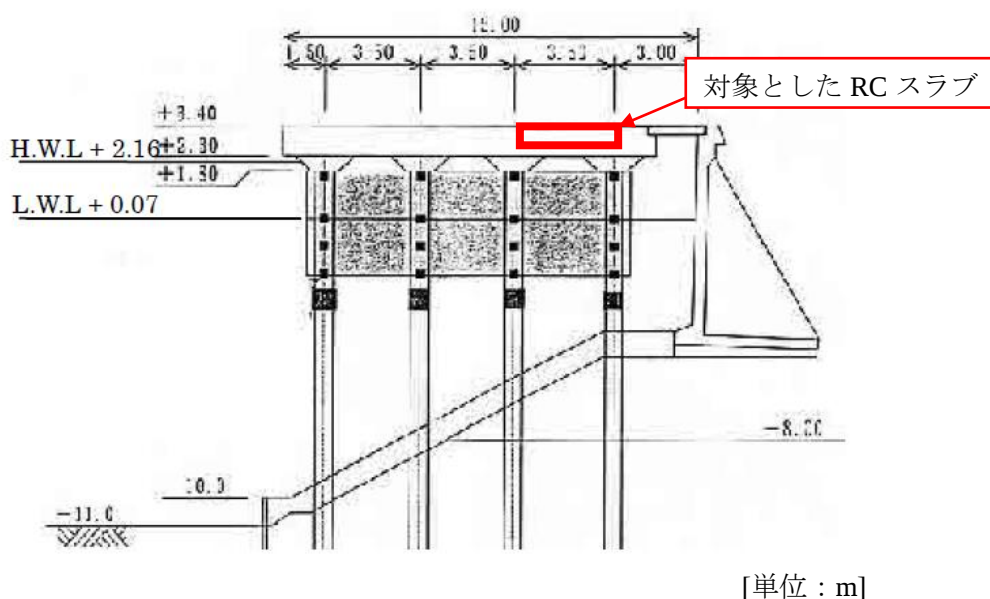
本章では、飛沫帯にある部材諸元の異なる RC 部材（栈橋上部工）¹⁴⁾に対して、曲げ耐力に関する劣化予測手法を適用し、導出した劣化曲線から推定した曲げ耐力と曲げ載荷試験により把握した実際の曲げ耐力とを比較することにより、本手法の有効性を検証した。

3.2 対象とした RC 部材の概要

本研究で対象とした RC 部材は、A 港、B 港および C 港にある栈橋上部工の RC スラブ¹⁴⁾である。これら栈橋の建設時期、撤去時期、供用年数を表-3.1 にそれぞれ示す。対象とした RC スラブはいずれも飛沫帯に位置しており、H.W.L.から部材下面までの距離： d は、表-3.1 に示すとおりである。港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁵⁾および既往の研究¹⁶⁾によれば、栈橋のコンクリート上部工における表面の塩化物イオン濃度： C_0 (kg/m^3)は、H.W.L.と部材下面までの距離が 0～2.0m 程度の場合、次式から推定できるとしている。

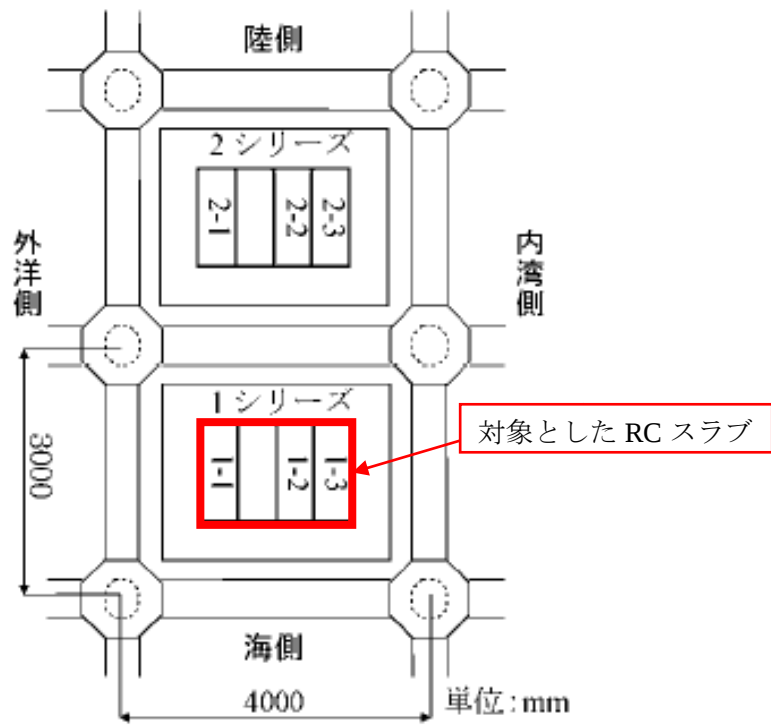
$$C_0 = -6.0d + 15.1 \quad (3.1)$$

算出した C_0 を表-3.1 にそれぞれ示す。表-3.2 に RC スラブの部材諸元を対象部材ごとにそれぞれ示す。スラブ厚さ、引張側主鉄筋（上・下段）、コンクリートの圧縮強度： f'_c (N/mm^2)および弾性係数： $E_c \times 10^3$ (N/mm^2)は、栈橋調査結果の値¹⁴⁾を採用した。水セメント比は同調査結果¹⁴⁾および既往の研究¹⁷⁾に基づいて算出した。

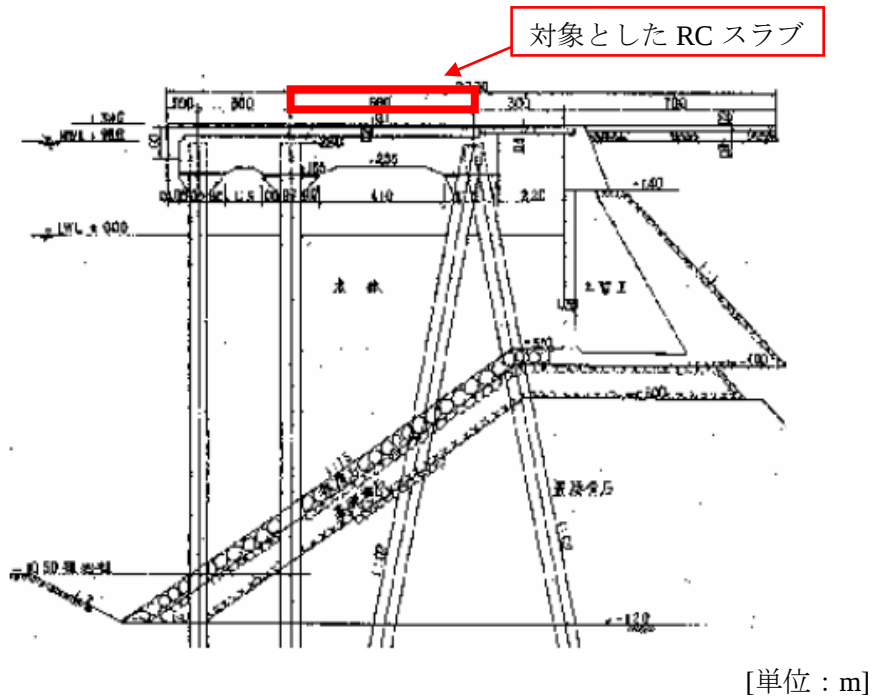


(a) A 港の栈橋

図-3.1 各港の栈橋断面（平面）図



(b) B 港の棧橋



(c) C 港の棧橋

図-3.1 各港の棧橋断面（平面）図

表-3.1 棧橋の概要

	A 港	B 港	C 港
建設時期	1964~1966 年	~1965 年	1968~1971 年
撤去時期	2004 年	2004 年	2004 年
供用年数	38~40 年	39 年	33~36 年
H.W.L.から部材下面までの距離 : $d(\text{m})$	0.14	0.9	0.19
表面塩化物イオン濃度 : $C_0(\text{kg/m}^3)$	14.3	9.70	14.0

表-3.2 各 RC スラブの部材諸元

		A 港	B 港	C 港
スラブ厚さ(mm)		270	300	350
上段鉄筋	径(mm)	13	13	16
	本数(本)	4	3	2
	有効高さ(mm)	92	140	225
	かぶり(mm)	171.5	153.5	117
	降伏強度(N/mm^2)	386	358	363
	弾性係数(kN/mm^2)	192	218	186
下段鉄筋	径(mm)	13	13	13
	本数(本)	8	6	5
	有効高さ(mm)	200	250	280
	かぶり(mm)	63.5	43.5	63.5
	降伏強度(N/mm^2)	386	358	380
	弾性係数(kN/mm^2)	192	218	183
コンクリートの圧縮強度 : $f'_c (\text{N/mm}^2)$		32.3	39.1	32.6
コンクリートの弾性係数 : $E_c \times 10^3 (\text{N/mm}^2)$		23.7	29.5	28.0
水セメント比(%)		49.8	44.4	47.5

3.3 曲げ耐力に関する劣化曲線の導出手順

3.3.1 導出手順の概要

3.2 で推定した表面塩化物イオン濃度（表-3.1）および RC スラブの部材諸元（表-3.2）から、曲げ耐力の劣化曲線を導出した。具体的には、まず、鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度や腐食ひび割れ発生前後の腐食速度などのバラツキを考慮するために、これらを確率変数として取り扱い、既往の研究および実構造物での調査結果から確率変数の確率分布および統計量を設定した（3.3.2 参照）。その後、「鉄筋の腐食開始時刻（3.3.3 参照）」および「腐食ひび割れ発生時刻（3.3.4 参照）」を、モンテカルロ法（以降、MCM）を用いて推定した。これらの推定結果を用いて、供用年数ごとに、同じく MCM により鉄筋の質量減少率の平均値を求め、「鉄筋の質量減少率の経時変化（3.3.5 参照）」を算出した。さらに、既往の研究成果に基づき、「曲げ耐力比と鉄筋の質量減少率との関係（3.3.6 参照）」を整理した。最後に、「鉄筋の質量減少率の経時変化」と「曲げ耐力比と鉄筋の質量減少率との関係」から「曲げ耐力に関する劣化曲線（3.3.7 参照）」を導出した。これらの詳細を次節以降にそれぞれ示す。

3.3.2 確率変数の確率分布および統計量の設定方法

本研究で設定した確率変数、その確率分布および統計量を表-3.3 に示す。表に示す対数正規分布および正規分布は、以降に示す既往の文献や実構造物でのデータの分布状況から判断して確率分布を決定した。なお、それ以外の確率分布はデータ数が少なく、分布を決定するための根拠が乏しいため、一様分布と仮定した。各確率変数の確率分布の決定方法は以下に示すとおりである。すなわち、鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度： C_{lim} (kg/m^3) は、既往の文献¹⁸⁾に基づき $1.2 \sim 2.5 \text{kg/m}^3$ と設定し、一様分布と仮定した。鉄筋位置での塩化物イオン濃度： X_1 および塩化物イオンの見かけの拡散係数： X_2 は、飛沫帯にある実構造物での調査結果^{14),19),20)}を参考に決定した。すなわち、まず、調査結果を Fick の拡散方程式の解で回帰することにより、表面塩化物イオン濃度および見かけの拡散係数をそれぞれ算出した。続いて、算出したそれぞれの値から任意の位置での塩化物イオン濃度を Fick の拡散方程式の解により推定した。調査結果を推定値で除したそれぞれの無次元量から平均値（表中の 1.1）および標準偏差（表中の 0.47）を求めた。また、確率分布は対数正規分布と仮定した。一方、 X_2 は、Fick の拡散方程式の解で回帰することにより算出した見かけの拡散係数を、次式で推定した見かけの拡散係数で除し、平均値：0.34 および標準偏差：0.24 をそれぞれ求めた。

$$\log_{10} D = -3.9 \left(\frac{W}{C} \right) + 7.2 \left(\frac{W}{C} \right) - 2.5 \quad (3.2)$$

ここで、 D ：塩化物イオンの見かけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)、 W/C ：水セメント比（表-3.2 参照）である。 C_0 については、飛沫帯にある実構造物での調査結果¹⁴⁾に基づき、確率分布を正規分布、H.W.L.から RC 部材下面までの鉛直距離が 0.0～0.5m のケースで標準偏差：

5.05kg/m³、鉛直距離が 0.5～1.0m で標準偏差：5.41kg/m³を採用した。平均値は式(1)より求めた値（表-3.1）をそれぞれ使用した。かぶりの施工誤差： c_{error} (mm)については、川村ら²¹⁾によって実測された鉄道高架橋の「中間スラブ下面」，「張出スラブ下面」および「スラブ桁主梁下面」における 5,318 点でのかぶりの調査結果から正規分布として設定し，平均値および標準偏差を新たに算出した。腐食ひび割れ発生時の腐食量： X_3 は，既往の研究²²⁾に基づいて，平均値：1.00，標準偏差：0.33 と設定した。 f'_c (N/mm²)は，徳富が実施した試験体 100 体での結果²³⁾から変動係数：0.0382 の正規分布とした。平均値は栈橋調査結果（表-3.2 参照）¹⁴⁾を採用した。標準偏差は表-3.3 に示す。腐食ひび割れ発生前の腐食速度： V_b (mg/cm²/年)および腐食ひび割れ発生後の腐食速度： V_a (mg/cm²/年)は，飛沫帯で暴露した供試体での実験結果^{24),25)}および腐食促進試験による実験結果²⁶⁾を，式(3)および(4)にそれぞれ代入して求めた。

$$V_b = W_c / (t_{cra.} - t_{corr.}) \quad (3.3)$$

$$V_a = (W - W_c) / (t - t_{cra.}) \quad (3.4)$$

ここに， W_c ：腐食ひび割れ発生時の腐食量(mg/cm²)， $t_{cra.}$ ：腐食ひび割れの発生時刻(年)， $t_{corr.}$ ：鉄筋の腐食開始時刻(年)， W ： $t_{cra.}$ 以降の任意の供用年数 t (年)における腐食量(mg/cm²)である。ただし， W_c が不明なものについては，Qi らが提案している腐食ひび割れ幅から鉄筋の腐食量を推定する式²⁷⁾により求めた。腐食ひび割れ発生時のひび割れ幅： w_{cr} は 0.1mm²⁸⁾と仮定した。その結果， V_b は 2.3～21.9mg/cm²/年， V_a は 21.9～64.9mg/cm²/年を得た。ただし， V_a の上限値は，露出の鋼材・管材などの実用上の限界腐食速度：78.7mg/cm²/年¹¹⁾に変更した。なお， V_b および V_a は一様分布と仮定した。

表-3.3 各パラメータのばらつきを表す確率変数の確率分布および統計量

確率変数		確率分布	平均値	標準偏差	変動係数
鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度(kg/m ³)	C_{lim}	一様	1.85	0.375	-
鉄筋位置での塩化物イオン濃度	X_1	対数正規	1.1	0.47	-
表面塩化物イオン濃度(kg/m ³): A 港	C_0	正規	14.3	5.05	-
表面塩化物イオン濃度(kg/m ³): B 港	C_0	正規	9.70	5.41	-
表面塩化物イオン濃度(kg/m ³): C 港	C_0	正規	14.0	5.05	-
かぶりの施工誤差(mm)	c_{error}	正規	-0.16	7.8	-
塩化物イオンの見かけの拡散係数	X_2	対数正規	0.34	0.24	-
腐食ひび割れ発生時の腐食量	X_3	対数正規	1.00	0.330	0.330
コンクリートの圧縮強度(N/mm ²): A 港	f'_c	正規	32.3	1.23	0.0382
コンクリートの圧縮強度(N/mm ²): B 港	f'_c	正規	39.1	1.49	0.0382
コンクリートの圧縮強度(N/mm ²): C 港	f'_c	正規	32.6	1.25	0.0382
腐食ひび割れ発生前の鉄筋の腐食速度(mg/cm ² /年)	V_b	一様	12.1	5.7	-
腐食ひび割れ発生後の鉄筋の腐食速度(mg/cm ² /年)	V_a	一様	50.3	16.4	-

3.3.3 鉄筋腐食発生の判定と腐食開始時刻の算出

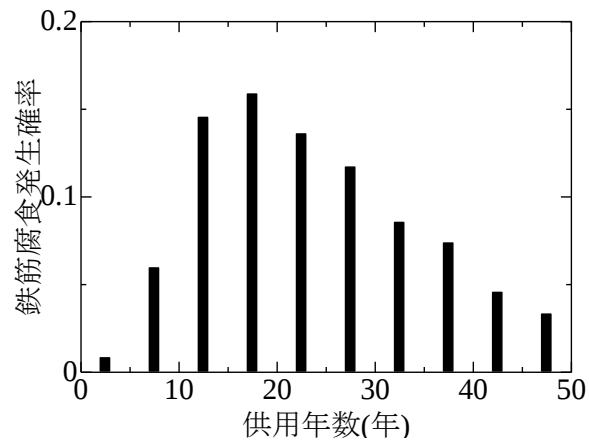
任意の供用年数： t (年)における鉄筋位置の塩化物イオン濃度： C (kg/m^3)が、 C_{lim} [$=1.2 \sim 2.5(\text{kg}/\text{m}^3)$]を超えた場合に、鉄筋腐食と判定した ($g_1 < 0$ で鉄筋腐食発生)。判定式： $g_1 = 0$ として t について解くと、 $t_{corr.}$ (年)が算出できる。以下に判定式³⁾および $t_{corr.}$ 算出式³⁾をそれぞれ示す。

$$g_1 = C_{lim} - C(c, C_0, D, t) \quad (3.5)$$

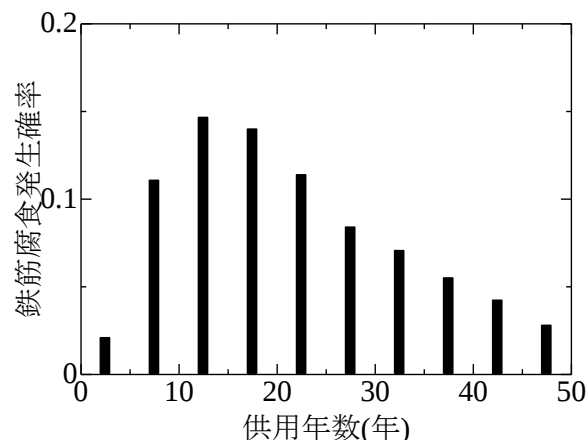
$$C = x_1 \left[C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \frac{0.1(c + c_{error})}{2\sqrt{x_2 D t}} \right\} \right] \quad (3.6)$$

$$t_{corr.} = \frac{1}{4x_2 D} \left\{ \frac{0.1(c + c_{error})}{\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{lim}}{x_1 C_0} \right)} \right\} \quad (3.7)$$

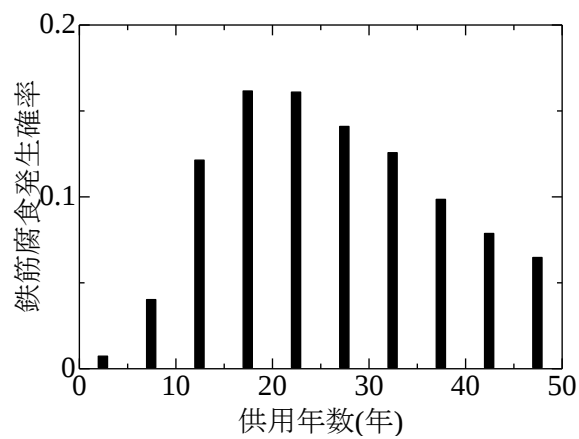
ここで、 c ：かぶり (表-3.2 参照) である。 D は、対象 RC スラブが普通ポルトランドセメントで表-3.2 に示す W/C で製作されたとして、式(3.2)によりそれぞれ求めた。式(3.5)～(3.7)の確率変数： $C_{lim}, x_1, C_0, c_{error}, x_2$ は、MCMにより表-3.3に示す確率分布および統計量に従って 10,000 回発生させ、 $t_{corr.}$ を 10,000 回算出した。図-3.2 に A 港、B 港および C 港の RC スラブの供用年数 5 年毎に腐食発生と判定した数をカウントし、供用年数 50 年までの腐食発生確率に関するヒストグラムをそれぞれ示す。



(a) A 港の RC スラブの鉄筋腐食発生確率



(b) B 港の RC スラブの鉄筋腐食発生確率



(c) C 港の RC スラブの鉄筋腐食発生確率

図-3.2 各 RC スラブの鉄筋腐食発生確率

3.3.4 腐食ひび割れ発生の判定とひび割れ発生時刻の算出

任意の供用年数： t (年)における鉄筋の腐食量： Q (mg/cm^2)³⁾が、 W_c (mg/cm^2)²⁷⁾を超えた場合に、腐食ひび割れ発生と判定した ($g_2 < 0$ で腐食ひび割れ発生)。判定式： $g_2 = 0$ として t について解くと、 $t_{cra.}$ (年)が算出できる。以下に判定式³⁾および $t_{cra.}$ の算出式³⁾をそれぞれ示す。

$$g_2 = x_3 \eta W_c - Q(V_b, t_{corr.}, t) \quad (3.8)$$

$$Q(V_b, t_{corr.}, t) = V_b(t - t_{corr.}) \quad (3.9)$$

$$t_{cra.} = t_{corr.} + \frac{x_3 \eta W_c}{V_b} \quad (3.10)$$

$$W_c = \frac{100 \rho_s}{\pi(\gamma - 1)} \left[\alpha_0 \beta_0 \frac{0.22 \left[\{2(c + c_{error}) + \phi\}^2 + \phi^2 \right]}{E_c(c + c_{error} + \phi)} (f'_c)^{\frac{2}{3}} + \alpha_1 \beta_1 \frac{c + c_{error} + \phi}{5(c + c_{error}) + 3\phi} w_{cr} \right] \quad (3.11)$$

ここで、 η ：腐食ひび割れ発生時の腐食量に関する補正係数[=3.68]²²⁾、 ρ_s ：鉄筋の密度[=7.85(mg/mm^3)]、 γ ：腐食生成物の体積膨張率[=3.0]、 ϕ ：鉄筋径[=13(mm)]、 $\alpha_0, \beta_0, \alpha_1, \beta_1$ ：かぶり、鉄筋径およびコンクリートの圧縮強度に関する補正係数である。この補正係数は、以下の式²⁷⁾により求めることができる。

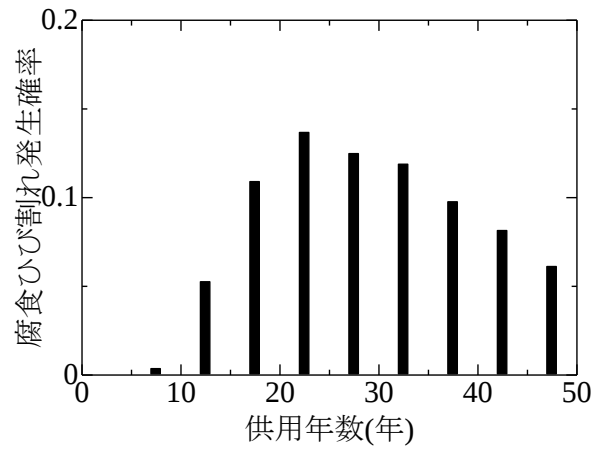
$$\alpha_0 = (-0.0005\phi + 0.028)(c + c_{error}) + (-0.0292\phi + 1.27) \quad (3.12)$$

$$\beta_0 = -0.0055f'_c + 1.07 \quad (3.13)$$

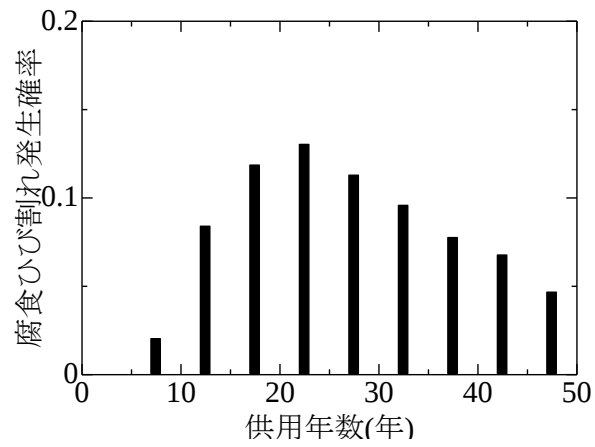
$$\alpha_1 = (0.0007\phi - 0.04)(c + c_{error}) + (0.0663\phi + 5.92) \quad (3.14)$$

$$\beta_1 = -0.0016f'_c + 1.04 \quad (3.15)$$

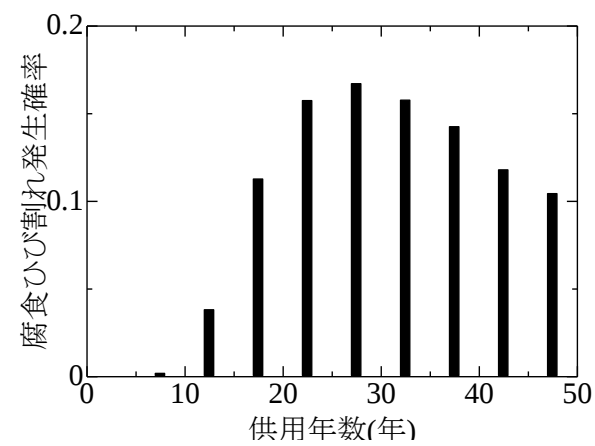
式(3.8)～(3.15)の確率変数： x_3, V_b, f'_c は、表-3.3に示す統計量に従って試行回数 10,000 回の MCM によりそれぞれ発生させ、 $t_{cra.}$ を 10,000 回算出した。図-3.3に A 港、B 港および C 港の RC スラブの供用年数 5 年毎に腐食ひび割れ発生と判定した数をカウントし、供用年数 50 年までの腐食ひび割れ発生確率に関するヒストグラムをそれぞれ示す。



(a) A 港の RC スラブの腐食ひび割れ発生確率



(b) B 港の RC スラブの腐食ひび割れ発生確率



(c) C 港の RC スラブの腐食ひび割れ発生確率

図-3.3 各 RC スラブの腐食ひび割れ発生確率

3.3.5 鉄筋質量減少率の経時変化の算出

3.3.3 および 3.3.4 で求めた 10,000 個の $t_{corr.}$ (年) と $t_{cra.}$ (年) のペアを用いて、供用年数 0 から 50 年までの鉄筋の質量減少率の平均値の経時変化を算出する方法について説明する。鉄筋の質量減少率を算出するためには、供用年数 1 年ごとに鉄筋の腐食量を求める必要がある。腐食量を求める具体的な手順としては、以下の 3 ケースを想定し、それぞれのケースごとに腐食量を算出した。すなわち、腐食量を算出する供用年数: t の時点において、腐食ひび割れが既に発生している場合 (ケース I: $t_{corr.} < t_{cra.} < t$)、鉄筋は腐食しているものの腐食ひび割れが発生していない場合 (ケース II: $t_{corr.} < t < t_{cra.}$) および鉄筋が腐食していない場合 (ケース III: $t < t_{corr.} < t_{cra.}$) である (図-3.4 参照)。ケース I における腐食量の算出式を式(3.16)に、ケース III でのそれを式(3.17)に示す。なお、ケース II については、式(3.9)と同じである。

$$Q(V_b, V_a, t_{corr.}, t_{cra.}, t) = V_b(t_{cra.} - t_{corr.}) + V_a(t - t_{cra.}) \quad (3.16)$$

$$Q = 0 \quad (3.17)$$

式(3.16)の確率変数: V_a は、表-3.3 に示す確率分布および統計量に基づき 10,000 回の MCM によりそれぞれ発生させた。腐食量を求めようとする供用年数: t と 3.3.3 および 3.3.4 で求めた 10,000 個の $t_{corr.}$ (年) と $t_{cra.}$ (年) のペアとを比較し、上記のケース I~III のどのケースに分類されるかを決定した。その後、ケースごとに式(3.9)、(3.16)および(3.17)を適宜使い分け、供用年数 1 年ごとに 10,000 個の腐食量を求めた。最後に、供用年数 1 年ごとに以下の式から鉄筋の質量減少率の平均値: $\omega_{ave.}$ を算出した。

$$\omega_{ave.} = \frac{1}{10000} \left[100 \sum_{i=1}^{10000} \left\{ \frac{Q_i}{(\varphi \rho_s / 4) \times 100} \right\} \right] \quad (3.18)$$

算出した A 港、B 港および C 港の鉄筋の質量減少率の平均値と供用年数との関係を図-3.5 に示す。

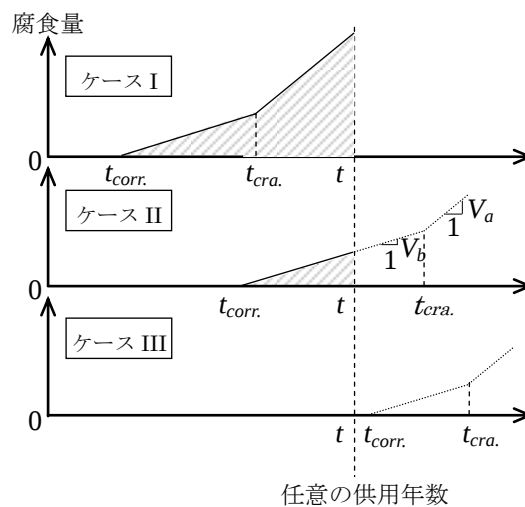
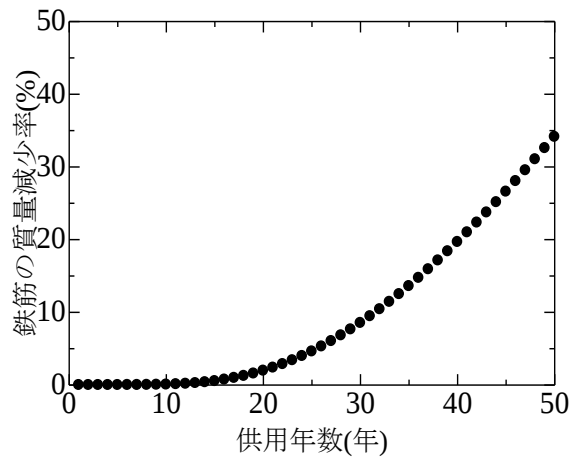
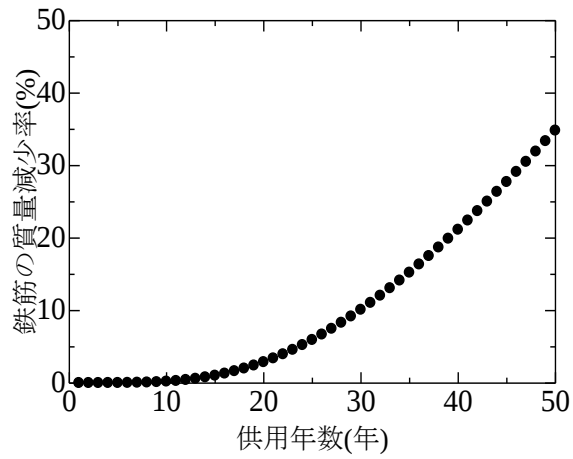


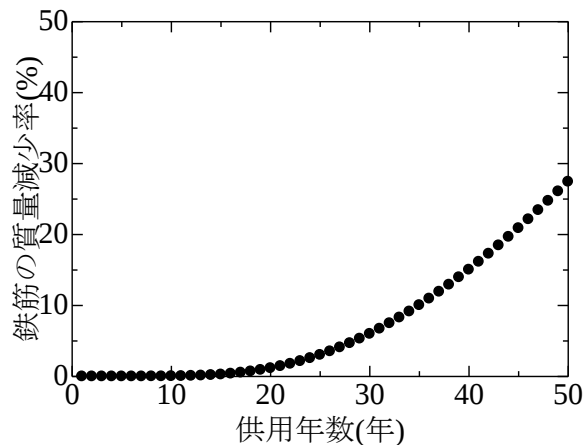
図-3.4 任意の供用年数における鉄筋の質量減少の算出方法の概念図



(a) A 港の RC スラブの鉄筋質量減少率の経時変化



(b) B 港の RC スラブの鉄筋質量減少率の経時変化



(c) C 港の RC スラブの鉄筋質量減少率の経時変化

図-3.5 各 RC スラブの鉄筋の質量減少率の平均値の経時変化

3.3.6 曲げ耐力比と鉄筋質量減少率との関係

RC はり供試体を対象に，電食試験以外の方法で鉄筋の腐食促進試験を行ない，その後，曲げ載荷試験を行なって得られた最大荷重とその供試体での鉄筋の質量減少率との関係を既往の研究^{29),30),31),32),33)}を参考にしてまとめたものを図-3.6 に示す。また，回帰式を以下に示す。

$$L = -2.01 \times 10^{-2} \times m + 1.00 \quad (3.19)$$

ここで， L ：曲げ耐力比， m ：鉄筋の質量減少率(%)である。

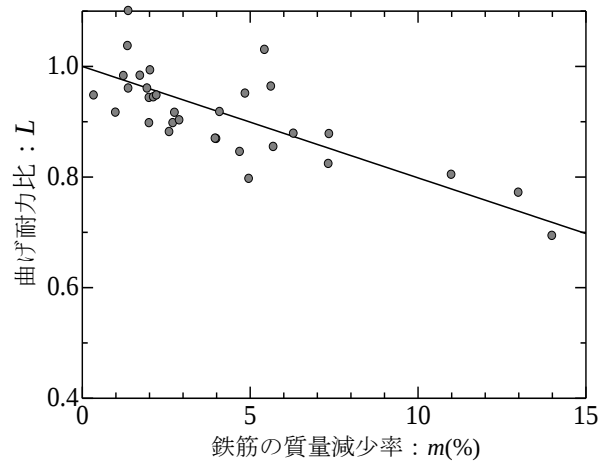
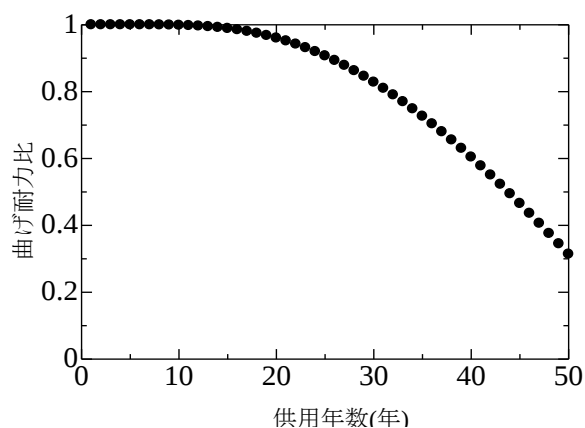


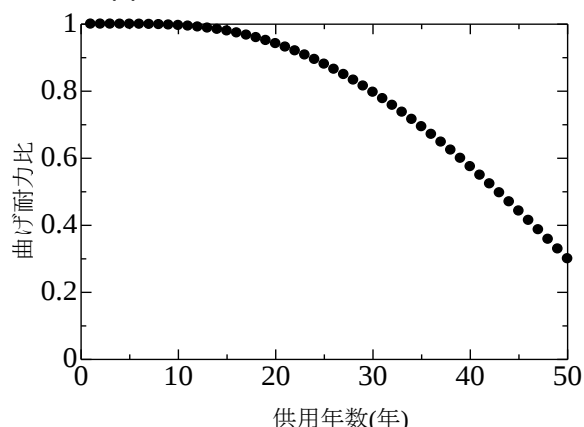
図-3.6 曲げ耐力と鉄筋の質量減少率との関係

3.3.7 曲げ耐力に関する劣化曲線の導出

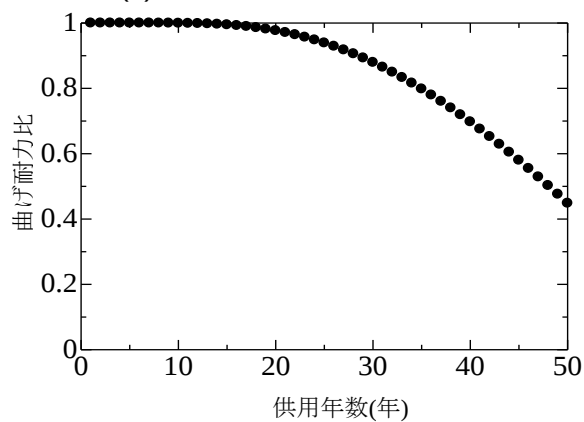
図-3.5 において供用年数 1 年ごとに質量減少率の平均値をそれぞれ判読し、これらの値を図-3.6 から算出した回帰式(3.19)にそれぞれ代入して、曲げ耐力比を求めた。この計算を供用年数 50 年となるまで繰り返し、供用年数と曲げ耐力の関係を算出した。A 港、B 港および C 港の RC スラブの劣化曲線を図-3.7 (図中の●) に示す。



(a) A 港の RC スラブの劣化曲線



(b) B 港の RC スラブの劣化曲線



(c) C 港の RC スラブの劣化曲線

図-3.7 各港の RC スラブの劣化曲線

3.4 導出した劣化曲線の検証

導出した劣化曲線の妥当性を検証するため、各港の栈橋から撤去したRCスラブをはり状に切り出したRC部材に対して、曲げ載荷試験を行った既往の研究成果¹⁴⁾と比較することとした。載荷試験の結果、A港のRCはり部材の最大荷重は745kN、B港のはり部材の最大荷重は196kN、C港のそれは139kNであった。ここで、建設当時の健全な状態でのRCはり部材の設計曲げ耐力を推定するため、有限要素法による解析を行った。各港のはり部材における解析モデルの概要を図-3.8に示す。コンクリートの要素寸法は、高さ10mm、長さ10mmとした。コンクリートの材料モデルについては、図-3.9に示す応力-ひずみ関係を適用した。圧縮応力下においては圧縮強度： f'_c に達するまで放物線とし、その後は終局ひずみ： ϵ'_{cu} となるまで線形で軟化するように設定した。 ϵ'_{cu} の値は、圧縮破壊エネルギー： G_{fc} (N/mm)を考慮して決定した。以下に圧縮破壊エネルギーの算出式を示す。

$$G_{fc} = 8.8(f'_c)^{1/2} \quad (3.20)$$

これに対して、引張応力下では引張強度： f_t に達するまで線形とし、その後は引張破壊エネルギー： $G_{ft} [=150(\text{N/mm})]$ ³⁴⁾で定義される終局ひずみ： ϵ_{tu} に達するまで指数曲線で軟化するようにした。解析で使用したコンクリートの物性値を表-3.2に示す。いずれの部材についても、コンクリートの引張強度およびポアソン比に関する対象栈橋での調査結果¹⁴⁾がないため、それぞれ 3.26N/mm^2 および0.20と仮定した。

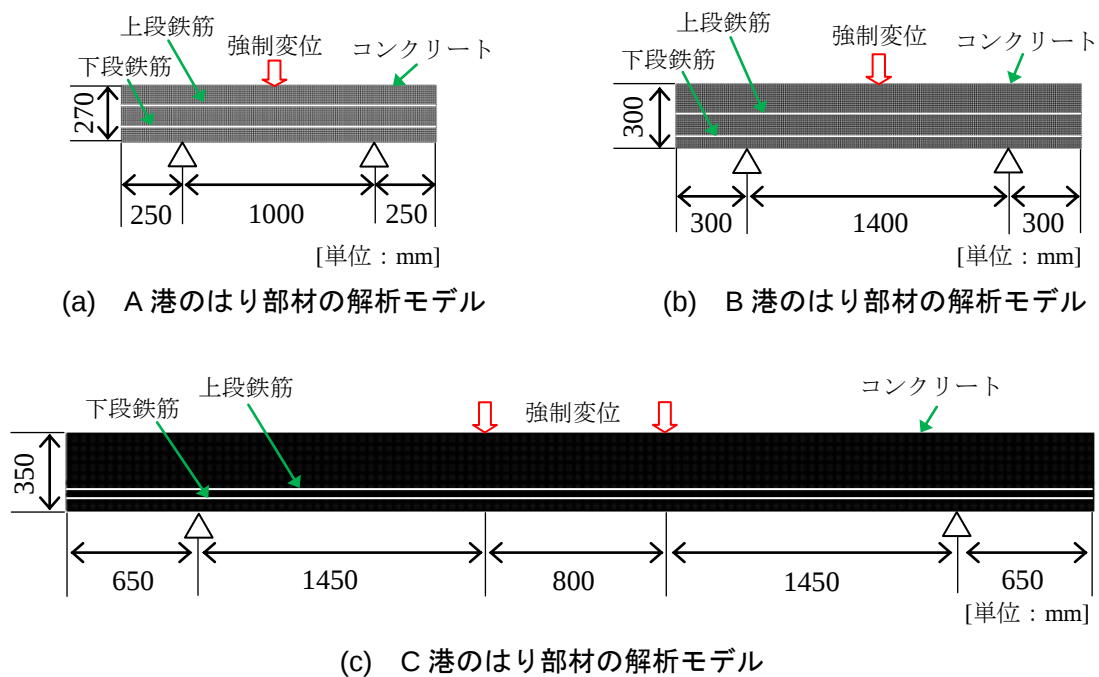


図-3.8 解析モデル

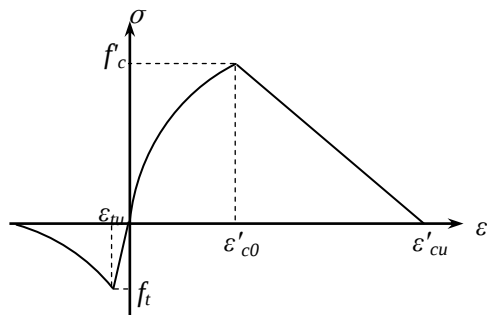


図-3.9 コンクリートの応力-ひずみ関係

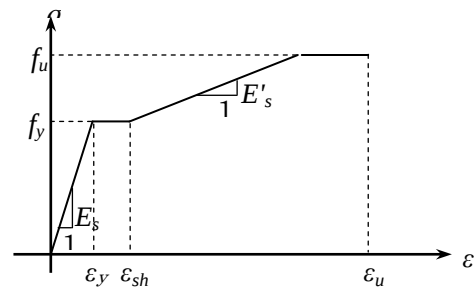
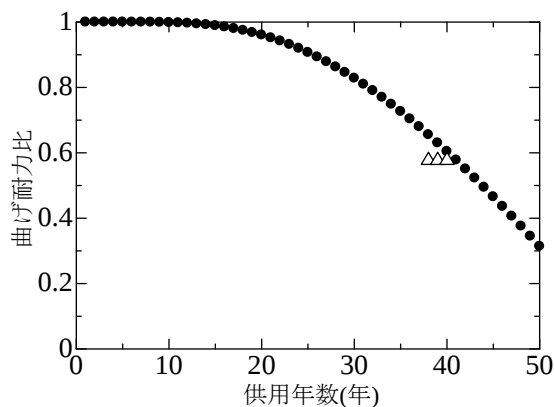


図-3.10 鉄筋の応力-ひずみ関係

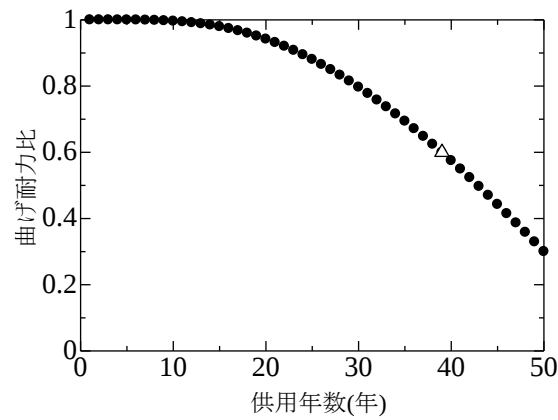
一方、鉄筋は離散鉄筋モデルとした。鉄筋の材料モデルには、図-3.10に示すトリリニア型である。図中の E_s は弾性係数、 $E'_s [=0.01E_s]$ ³⁵⁾ は硬化後の剛性、 f_y は降伏強度、 f_u は引張強度、 ε_y は降伏強度時のひずみ、 $\varepsilon_{sh} [=0.01]$ ³⁵⁾ は硬化開始時のひずみ、 $\varepsilon_u [=0.2]$ ³⁵⁾ は破断時のひずみである。表-3.2 に鉄筋の物性値を示す。

以上の条件で解析を行った結果、A 港の RC はり部材の最大荷重 1291kN、B 港のはり部材の最大荷重 318.2kN、C 港のそれは 170kN となった。これより、RC はり部材の曲げ耐力比は、実験によって測定した最大荷重を解析で求めた最大荷重で除し、A 港で 0.577、B 港で 0.600、C 港で 0.818 となる（図-3.11 中の△）。一方、本手法により導出した劣化曲線から推定した曲げ耐力比は、A 港で 0.600、B 港で 0.602、C 港で 0.814 であった（図-3.11 中の●）。以上のことから、導出した劣化曲線から推定した撤去時の曲げ耐力は、実際の曲げ耐力比と概ね良い対応関係を示す事が明らかとなった。

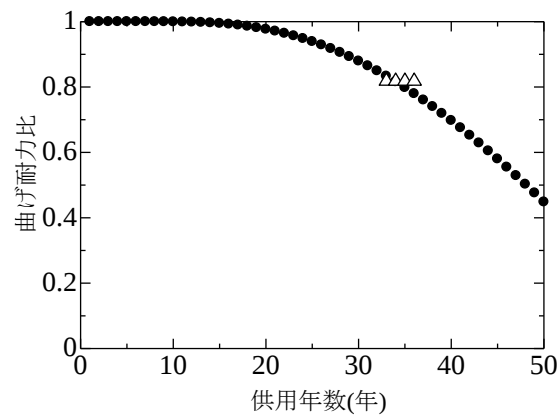


(a) A 港の RC スラブの劣化曲線

図-3.11 各港の劣化曲線および実際の曲げ耐力比



(b) B 港の RC スラブの劣化曲線



(c) C 港の RC スラブの劣化曲線

図-3.11 各港の劣化曲線および実際の曲げ耐力比

3.5 まとめ

本章では，飛沫帯にある設置環境条件および部材諸元の異なる複数の栈橋に対して，曲げ耐力に関する劣化予測手法を適用し，導出した劣化曲線より推定した曲げ耐力と栈橋から切り出した RC 部材を対象に載荷により把握した実際の曲げ耐力との比較を行った。その結果，本手法により導出した劣化曲線から推定した撤去時の曲げ耐力は載荷により確認した実際の曲げ耐力と比較的良好一致を示す事が分かった。したがって，本研究の範囲内では，塩害劣化した部材の曲げ耐力を予測する手法としての有効性を概ね把握する事ができた。

第4章 実橋から切り出した RC 部材に対する非破壊試験の援用方法に関する ケーススタディ

4.1 はじめに

本章では、実橋から切り出した RC 部材を対象として、まず、飛来塩分、内在塩分あるいは両者の複合作用により劣化した場合の部材の劣化曲線を導出する方法についての検討を行った。その後、対象部材の環境条件および部材諸元の調査を行い、調査結果に基づいた劣化曲線の導出を行った。さらに、劣化予測手法から推定した鉄筋腐食開始時刻、分極抵抗法による非破壊試験結果および FEM 解析から、切り出し RC 部材の現有曲げ耐力を推定する方法の検討も併せて実施した。

4.2 切り出した RC 部材の概要

4.2.1 RC 部材が設置されていた環境条件

対象 RC 部材は 1927 年に施工、2011 年に撤去された S 県 K 市を通る国道に架かる橋梁である K 橋の上部工の RC はり部材である。K 橋の環境条件を表-4.1 に示す。K 橋は海岸線から約 5km 離れており、既往の研究によれば、式(4.1)および(4.2)により飛来塩分量: C_{air} (mdd) および表面塩化物イオン濃度: C_0 (kg/m³)をそれぞれ推定できる。算出結果を表-4.1 に示す。

$$C_{air} = 1.29r \times u^{0.386} \times d^{-0.952} \quad (4.1)$$

$$C_0 = 0.988C_{air}^{0.379} \quad (4.2)$$

ここで、 r : 海風比率、 u : 平均風速(m/s)、 d : 海岸線からの距離[=5(km)]である。なお、海風比率は K 維持出張所における 1986 年の平均海風比率[=0.290]とし、平均風速は気象庁のデータを参考に、1977~2010 年の K 市の年平均風速の平均値[=2.0(m/s)]とした。

表-4.1 K 橋の概要

建設時期	1927 年
撤去時期	2011 年
供用年数	84 年
海岸線からの距離(km)	5.4
海風比率	0.290
平均風速(m/s)	2.0
飛来塩分量(mdd)	0.099
表面塩化物イオン濃度(kg/m ³)	0.411

4.2.2 RC 部材の部材諸元

K 橋から切り出した RC 部材の部材諸元を表-4.2 に示す。なお、部材寸法は、図面より把握した。鉄筋径およびかぶりについては、電磁波レーダ法と電磁誘導法により推定した値を採用した。水セメント比，コンクリートの弾性係数および圧縮強度は，一般的な数値を設定した。切り出した RC 部材を写真-4.1 および写真-4.2 に示す。

表-4.2 RC 部材の部材諸元

RC 部材の全長(mm)	4000	水セメント比：W/C(%)	50.0
フランジ厚さ(mm)	200	引張側主鉄筋のかぶり(mm)	44
ウェブ幅(mm)	370	鉄筋径(mm)	25
		コンクリートの弾性係数(kN/mm ²)	28.0
		コンクリートの圧縮強度(N/mm ²)	30.0



写真-4.1 K 橋から切り出した RC 部材



写真-4.2 K 橋から切り出した RC 部材

4.3 飛来塩分、内在塩分および両者の複合作用により塩害劣化した RC 部材の曲げ耐力の劣化予測手法

4.3.1 導出手順の概要

ここでは、飛来塩分により劣化が進行したケース、内在塩分により劣化したケースおよび両者の複合作用により劣化が進行したケースを想定して、部材の曲げ耐力に関する劣化曲線の導出をそれぞれ行った。なお、内在塩分は、0、1.0、1.5、2.0 および 2.5kg/m^3 の 5 つのパターンを想定した。

4.3.2 確率変数の確率分布および統計量の設定方法

劣化曲線を導出するために用いた確率変数、その確率分布および統計量を表-4.3 に示す。 $C_{air} - C_0$ 変換式： X' については、既往の研究から確率分布を対数正規分布、平均値：1.43 および標準偏差：1.544 とした。コンクリートの圧縮強度： f'_c は表-4.2 より、平均値： 30.0N/mm^2 を採用した。その他の確率変数の確率分布および統計量は第 3 章と同じとした。

表-4.3 各パラメータのバラツキを表す確率変数の確率分布および統計量

確率変数		確率分布	平均値	標準偏差	変動係数
鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度 (kg/m^3)	C_{lim}	一様	1.85	0.375	
鉄筋位置での塩化物イオン濃度	X_1	対数正規	1.1	0.47	
$C_{air} - C_0$ 変換式	X'	対数正規	1.43	1.544	1.080
かぶりの施工誤差(mm)	C_{error}	正規	-0.16	7.8	
塩化物イオンの見かけの拡散係数	X_2	対数正規	0.34	0.24	
腐食ひび割れ発生時の腐食量	X_3	対数正規	1.0	0.33	0.33
コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)	f'_c	正規	30.0	1.15	0.0382
腐食ひび割れ発生前の鉄筋の腐食速度($\text{mg/cm}^2/\text{年}$)	V_b	一様	12.1	5.70	
腐食ひび割れ発生後の鉄筋の腐食速度($\text{mg/cm}^2/\text{年}$)	V_a	一様	50.3	16.4	

4.3.3 鉄筋腐食発生の判定と腐食開始時刻の算出

(1) 内在塩分のみを考慮したケース

式(4.3)により，鉄筋腐食発生の有無を判定する（ $g_3 < 0$ で鉄筋腐食発生）。すなわち，この場合は経過年数に関係なく，供用年数 0 年における g_3 の正負により鉄筋腐食発生の有無を判定することになる。

$$g_3 = C_{lim} - C_a \quad (4.3)$$

ここで， C_a ：初期内在塩分量(kg/m^3)である。

(2) 飛来塩分と内在塩分の両方を考慮したケース

任意の供用年数： t 年における鉄筋位置での塩化物イオン濃度： C (kg/m^3)が， $C_{lim} [=1.2 \sim 2.5(\text{kg}/\text{m}^3)]$ を超えた場合に，鉄筋腐食と判定する（ $g_4 < 0$ で鉄筋腐食発生）。判定式： $g_4 = 0$ として t について解くと， $t_{corr.}$ (年)が算出できる。以下に判定式および $t_{corr.}$ 算出式をそれぞれ示す。

$$g_4 = C_{lim} - C_a - C(c, C_0, D, t) \quad (4.4)$$

$$C = x_1 \left[x' C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \frac{0.1(c + c_{error})}{2\sqrt{x_2 D t}} \right\} \right] \quad (4.5)$$

$$t_{corr.} = \frac{1}{4x_3 D} \left\{ \frac{0.1(c + c_{error})}{\operatorname{erf} \left(1 - \frac{C_{lim} - C_a}{x_1 x' C_0} \right)} \right\}^2 \quad (4.6)$$

ここで， C_0 ：表面塩化物イオン濃度[$=0.411(\text{kg}/\text{m}^3)$]である。なお，飛来塩分のみを考慮するケースでは， C_a を $0(\text{kg}/\text{m}^3)$ として $t_{corr.}$ を算出する。

4.3.4 腐食ひび割れ発生の判定とひび割れ発生時刻の算出

腐食ひび割れ発生の判定およびひび割れ発生時刻の算出方法については，3.2.4 と同様のため割愛する。

4.3.5 鉄筋質量減少率の経時変化の算出

鉄筋質量減少率の経時変化の算出方法については，3.2.5 と同様のため割愛する。

4.3.6 曲げ耐力比と鉄筋質量減少率との関係

曲げ耐力比と鉄筋質量減少率との関係は、3.2.6 と同様のため割愛する。

4.3.7 導出した劣化曲線

導出した劣化曲線を図-4.1 に示す。

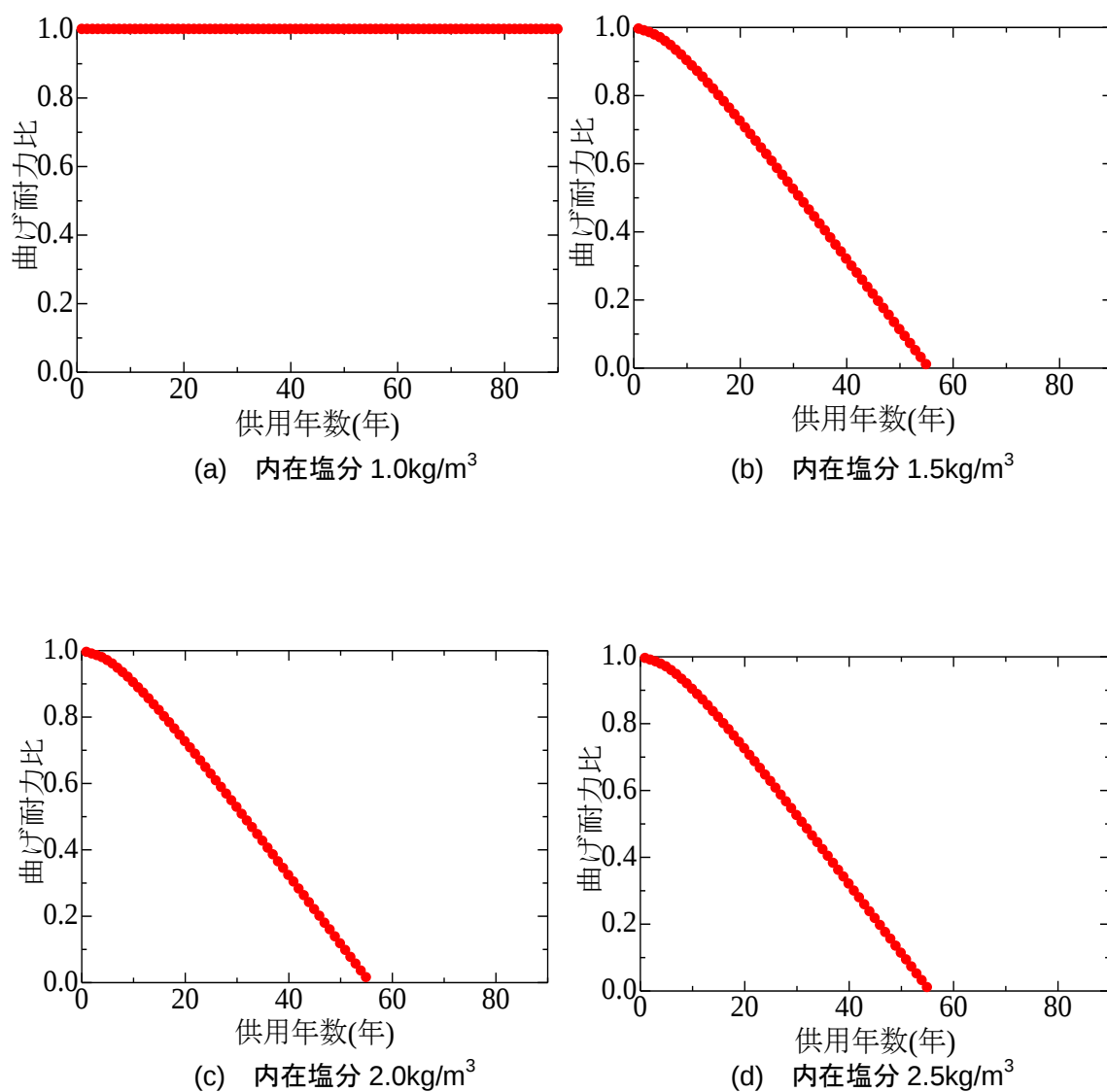
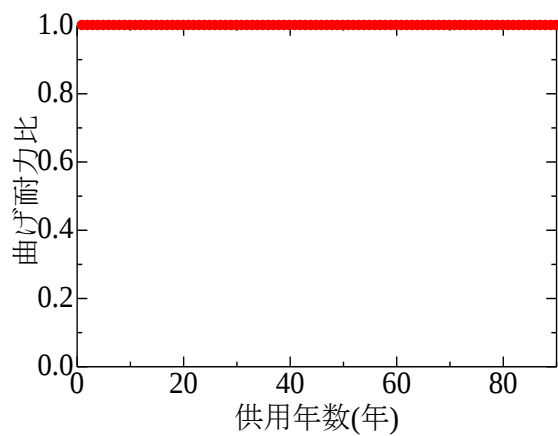
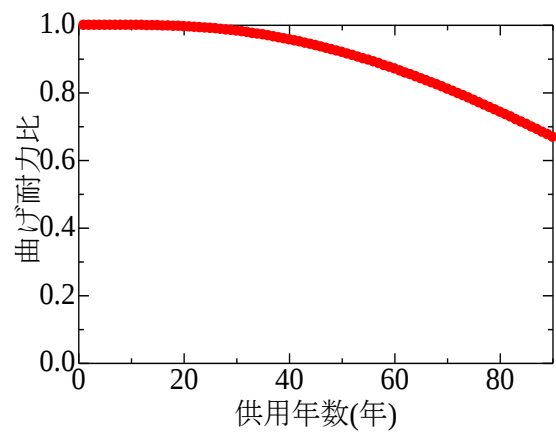


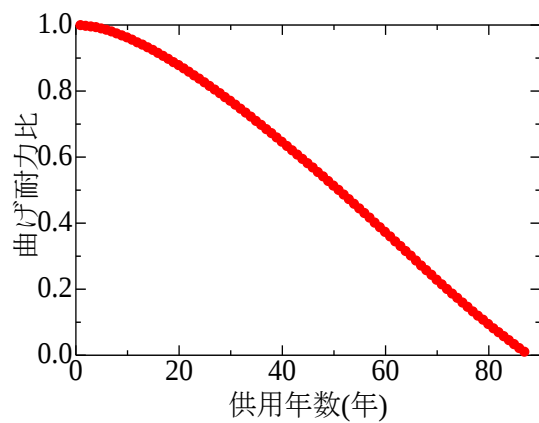
図-4.1 曲げ耐力の劣化曲線



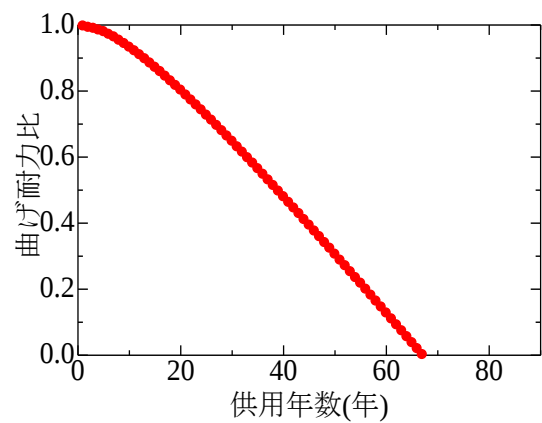
(e) 飛来塩分+内在塩分 0kg/m^3



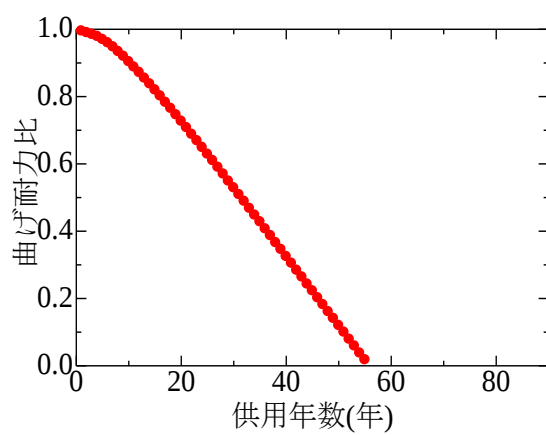
(f) 飛来塩分+内在塩分 1.0kg/m^3



(g) 飛来塩分+内在塩分 1.5kg/m^3



(h) 飛来塩分+内在塩分 2.0kg/m^3



(i) 飛来塩分+内在塩分 2.5kg/m^3

図-4.1 曲げ耐力の劣化曲線

4.4 切り出し RC 部材の調査

4.4.1 調査概要

本研究では，テストハンマーによるコンクリートの圧縮強度の推定，自然電位法による鉄筋の腐食可能性の判定，分極抵抗法による鉄筋の腐食量の推定および EPMA（電子線マイクロアナライザ：Electron Probe Micro Analyzer）による内在塩分量の調査を行った。以下に実施した 4 種類の試験の概要を示す。

(1) テストハンマー

コンクリートの強度を推定するため，土木学会規準（硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法 JSCE-G 504-2007）に基づき，テストハンマーによるコンクリートの反発硬度の計測を行った。計測位置は図-4.2 に示すとおり，フランジの片側側面および底面のそれぞれ 3 箇所である。計測位置は，いずれにおいても端部から 100mm，上部から 50mm 離し，計測点間は 50mm 間隔で計測を行った。なお，計測点は図-4.2 中の点線の交点であり，1 箇所 35 点である。そして，計測した反発硬度から式(4.7)により強度を推定した。

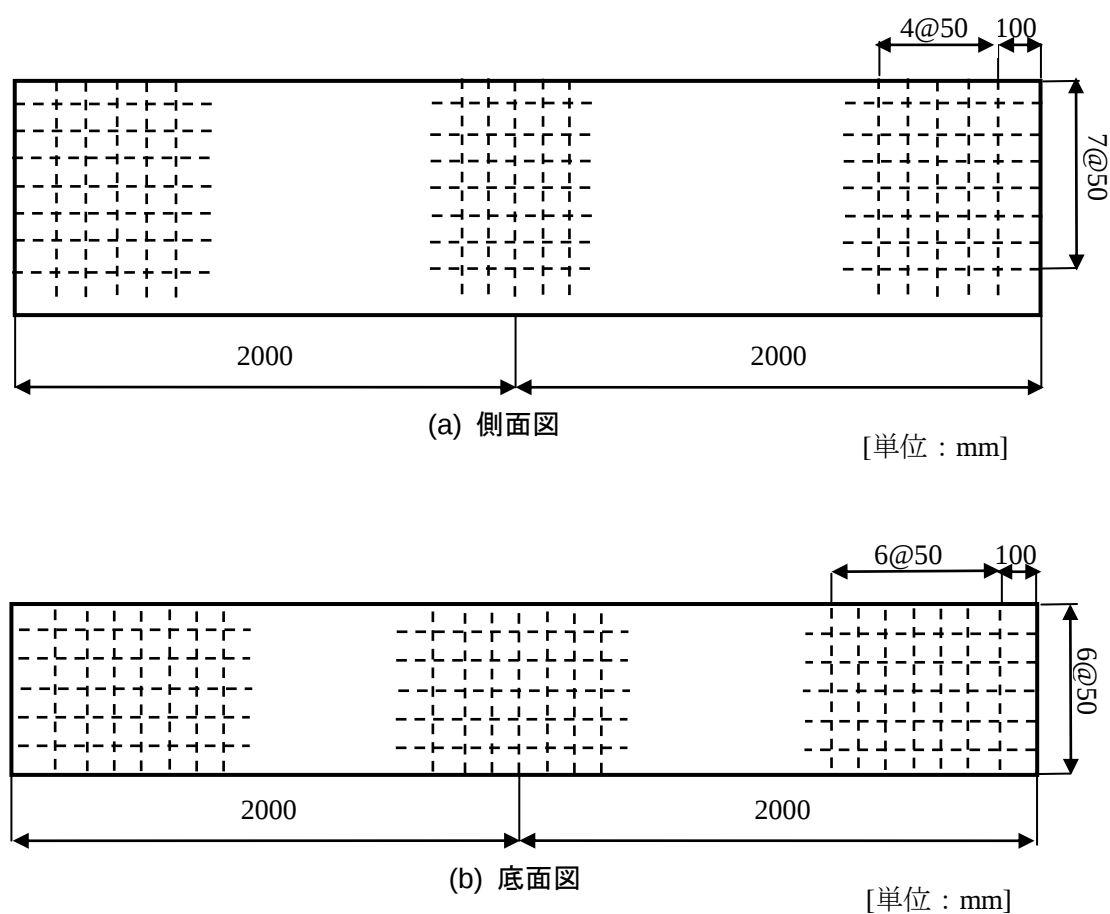


図-4.2 テストハンマーの計測位置

$$F = -18.0 + 1.27 \times R_0 \quad (4.7)$$

ここで、 F ：テストハンマー強度(N/mm^2)、 R_0 ：計測した反発硬度である。

(2) 自然電位法

鉄筋腐食の可能性を把握するため、自然電位の計測を行った。計測位置は図-4.3 に示すとおり、4本の引張側主鉄筋いずれにおいても鉄筋の直上とし、長手方向に100mm間隔とした(120点/試験体)。使用した照合電極は、飽和銀塩化銀電極である。鉄筋の腐食の可能性は、ASTM C 876⁶⁾の規準に従って判定した。そのため、電位差計で得られた電位は、自然電位計測時の温度を考慮して、式(4.8)により飽和硫酸銅電極を用いた場合の電位に換算した。

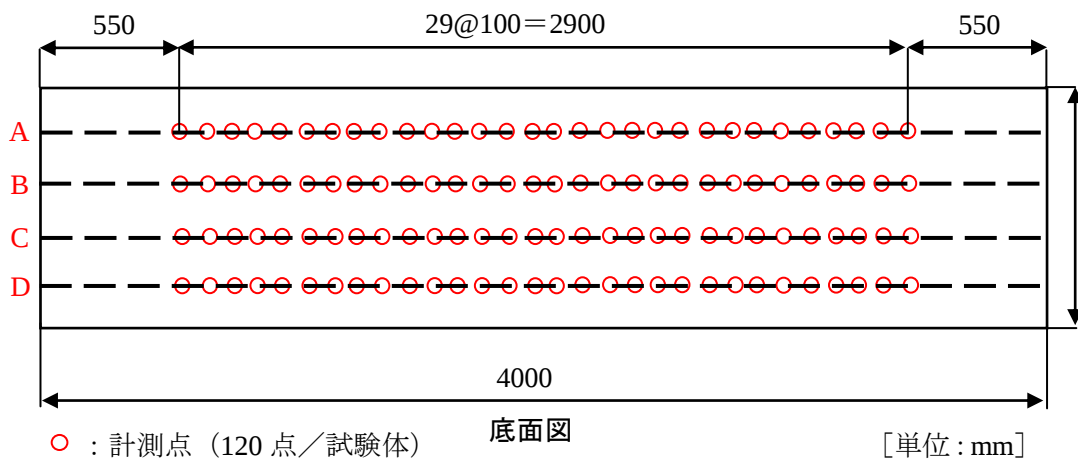


図-4.3 自然電位の計測位置

$$V = V_0 - 120 - 1.1(t - 25) \quad (4.8)$$

ここで、 V ：飽和硫酸銅電極を用いた場合の電位(mV)、 V_0 ：飽和銀塩化銀電極を用いた場合の電位(mV)、 t ：自然電位計測時の気温($^{\circ}\text{C}$)である。

(3) 分極抵抗法

鉄筋の腐食量を推定するために、交流インピーダンス法により分極抵抗の計測を実施した。計測周波数は、10Hz および 20mHz の2種類を用い、電圧10mVを印加した。分極抵抗法による鉄筋の腐食速度の評価は、ヨーロッパコンクリート委員会(CEB)の評価基準¹⁰⁾に従って行った。

なお、分極抵抗の計測位置および計測数は、自然電位と同じく図-4.3に示すとおりである。

(4) EPMA

コンクリート内部の塩分量を調べるため、EPMA分析を行った。分析面の状況は、図-4.4に示すとおりである。

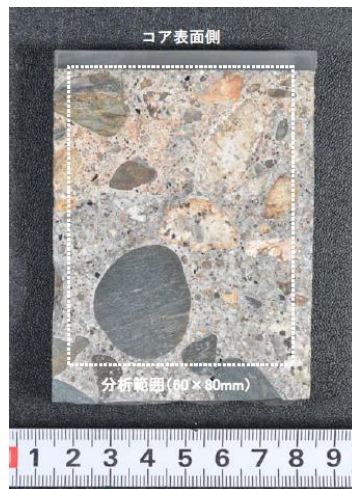


図-4.4 分析面の状況

4.4.2 調査結果

(1) テストハンマー

片側側面および底面において計測した反発硬度から推定したテストハンマー強度を表-4.4 および表-4.5 にそれぞれ示す。計測結果の平均値は、 39.2kN/mm^2 となった。表-4.4 および表-4.5 によると、両端部における強度のバラつきが大きいことが分かる。

表-4.4 側面のテストハンマー強度

テストハンマー強度(N/mm^2)														
左端部					中央部					右端部				
29.0	-	46.8	32.8	41.7	26.5	32.8	-	-	45.5	36.6	39.2	25.2	34.1	35.3
-	-	-	46.8	-	40.4	36.6	40.4	46.8	39.2	32.8	-	32.8	-	25.2
36.6	-	-	39.2	35.3	36.6	29.0	46.8	32.8	39.2	31.5	25.2	-	43.0	35.3
-	46.8	45.5	45.5	35.3	34.1	36.6	45.5	-	35.3	35.3	43.0	32.8	34.1	29.0
35.3	45.5	35.3	36.6	32.8	27.7	30.3	40.4	36.6	36.6	37.9	32.8	-	26.5	36.6
35.3	39.2	31.5	34.1	39.2	31.5	-	34.1	32.8	32.8	31.5	-	25.2	40.4	35.3
36.6	31.5	34.1	-	31.5	30.3	-	35.3	-	34.1	27.7	39.2	34.1	35.3	43.0

表-4.5 底面のテストハンマー強度

テストハンマー強度(N/mm ²)														
左端部					中央部					右端部				
32.8	25.2	35.3	-	25.2	46.8	50.6	46.8	48.0	51.9	48.0	48.0	39.2	41.7	49.3
29.0	22.6	22.6	-	30.3	54.4	54.4	40.4	51.9	50.6	41.7	45.5	41.7	45.5	45.5
32.8	35.3	39.2	32.8	37.9	55.7	48.0	50.6	56.9	54.4	45.5	40.4	36.6	49.3	46.8
36.6	25.2	37.9	37.9	32.8	49.3	44.2	53.1	55.7	54.4	41.7	36.6	40.4	43.0	43.0
-	30.3	-	-	40.4	46.8	45.5	58.2	48.0	53.1	34.1	43.0	39.2	36.6	40.4
29.0	37.9	30.3	-	35.3	45.5	58.2	45.5	51.9	56.9	43.0	40.4	36.6	40.4	44.2
35.3	27.7	-	40.4	27.7	49.3	49.3	53.1	53.1	48.0	51.9	48.0	40.4	41.7	41.7

(2) 自然電位法

各鉄筋における自然電位の計測結果を図-4.4 に示す。図-4.4 から、自然電位は、ほとんどの計測点で-350mVを下回る結果となり、90%以上の確率で腐食ありの判定となっている。また、計測位置ごとの電位にバラツキが存在することがわかった。以上の結果から、今回対象とした RC 部材では、いずれにしても鉄筋が腐食している可能性が示唆された。

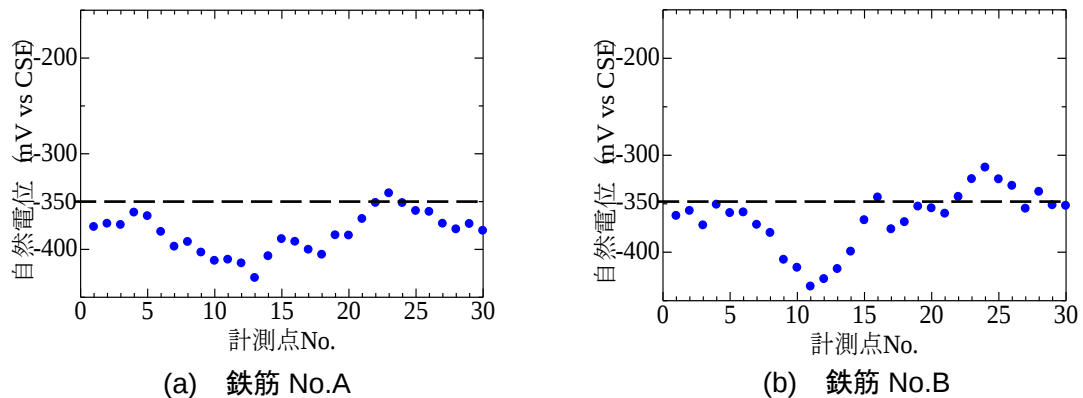
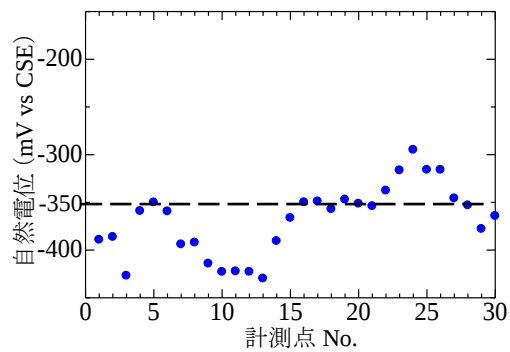
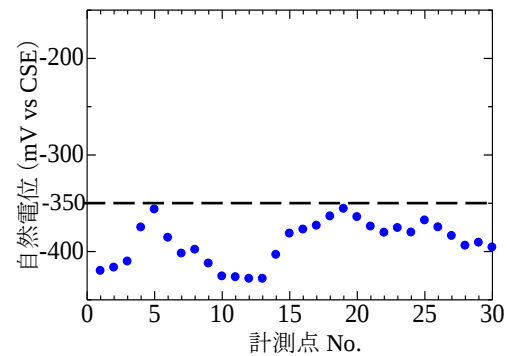


図-4.5 自然電位の計測結果



(c) 鉄筋 No.C

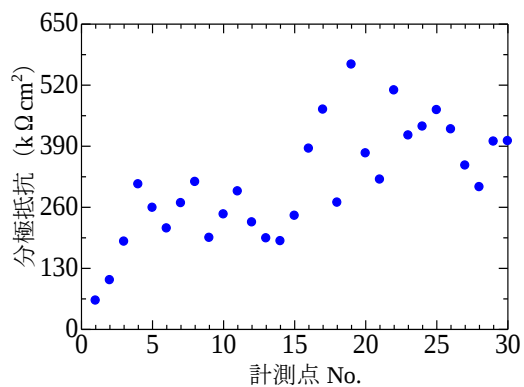


(d) 鉄筋 No.D

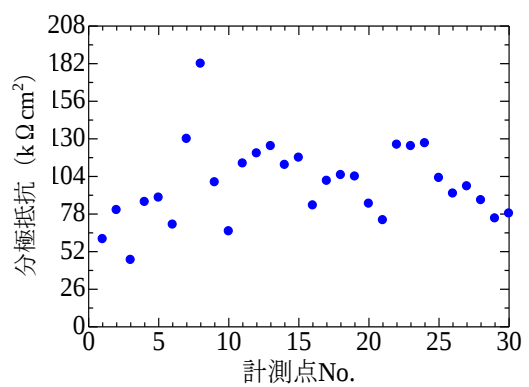
図-4.5 自然電位の計測結果

(3) 分極抵抗法

各鉄筋における分極抵抗の計測結果を図-4.5 に示す。ほとんどの計測結果が、低～中程度の腐食速度を示しており、現時点における腐食の活性度は、あまり高い状態ではないことがわかった。各鉄筋における分極抵抗の計測結果の平均値を表-4.6 に示す。



(a) 鉄筋 No.A



(b) 鉄筋 No.B

図-4.6 分極抵抗の計測結果

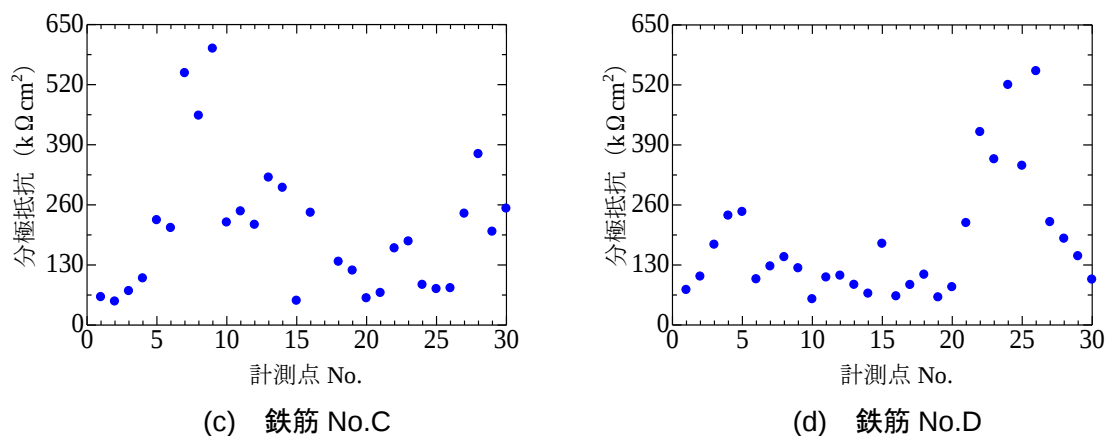


図-4.6 分極抵抗の計測結果

表-4.6 各鉄筋における分極抵抗の計測結果の平均値

鉄筋 No.	分極抵抗(kΩ cm ²)
A	312.9
B	98.8
C	179.6
D	180.0

(4) EPMA

EPMA 分析の結果を図-4.7 および 4.8 に示す。分析結果から、内在している塩化物イオン量の最大値が 1.2kg/m³ということがわかった。

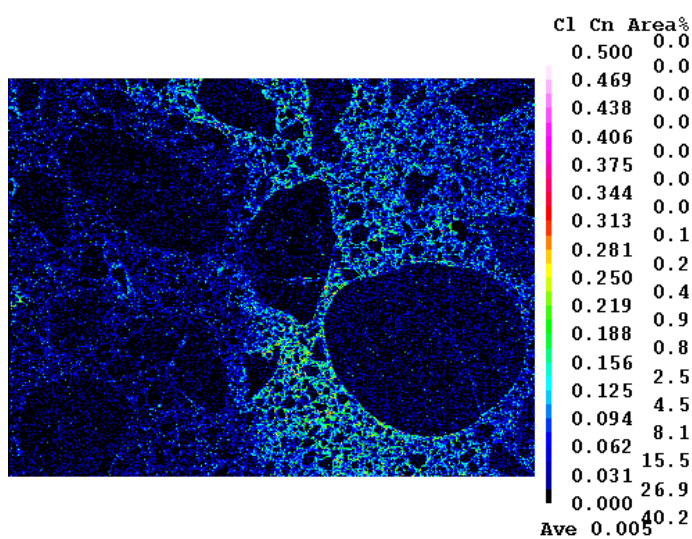


図-4.7 塩素の面分析データ (Cl 濃度で表示)

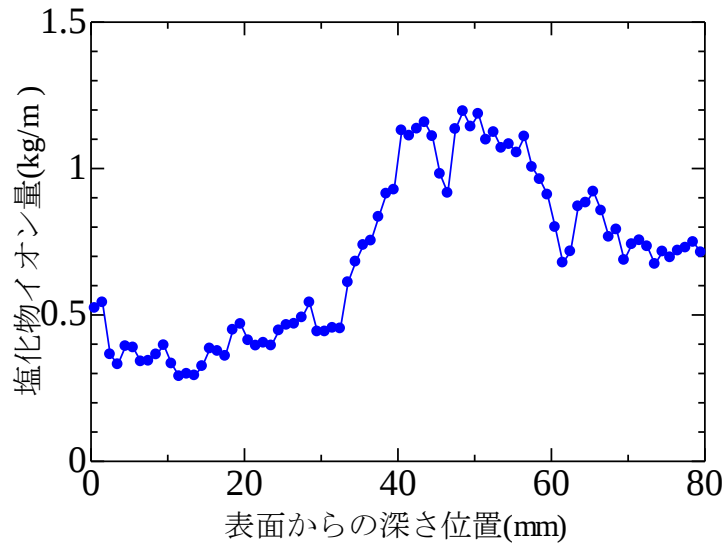


図-4.8 コンクリート中の塩化物イオン濃度分布

4.5 調査結果に基づく対象 RC 部材の劣化曲線の導出

4.5.1 劣化曲線の導出方法

4.4.2 のテストハンマーおよび EPMA による調査結果に基づき、対象 RC 部材のコンクリートの圧縮強度を 39.2N/mm^2 、内在塩分量を 1.2kg/m^3 と設定し、再度、劣化曲線の導出を行った。導出手順は、第 3 章および 4.3 と同様のため割愛する。

4.5.2 劣化曲線の導出結果

導出した劣化曲線を図-●に示す。撤去時（供用年数 84 年）の曲げ耐力比は 0.832 となった。

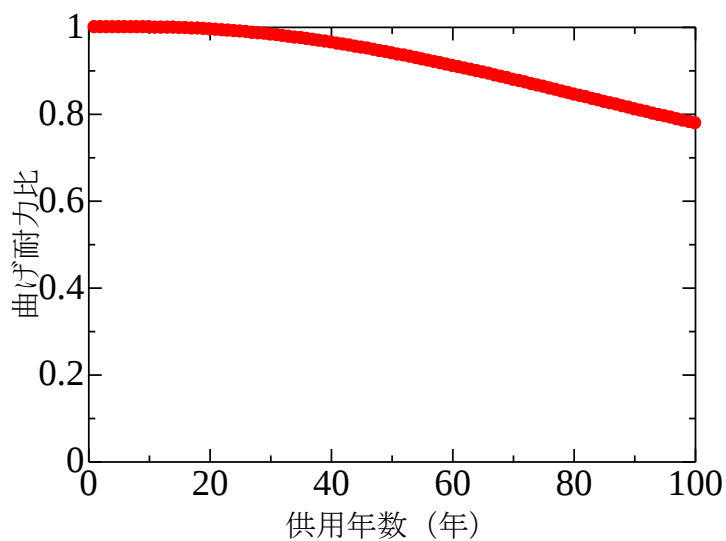


図-4.9 調査結果に基づき導出した劣化曲線

4.6 非破壊試験と FEM 解析の併用による RC 部材の現有曲げ耐力の推定

4.6.1 現有耐力の推定手順

劣化予測手法から推定した鉄筋腐食開始時刻，分極抵抗法による非破壊試験結果および FEM 解析から，切り出し RC 部材の現有曲げ耐力を推定する方法についての検討を行った。

4.6.2 鉄筋腐食開始時刻の算出

3.3.3 に示す方法により，鉄筋腐食開始時刻を算出した。具体的には，10,000 個の $t_{corr.}$ に対し，供用年数 5 年毎にカウントし，さらに総数 10,000 個で除すことにより，腐食発生する確率を算出した（図-4.10 参照）。この平均値を鉄筋腐食開始時刻（供用年数 35 年）とした。

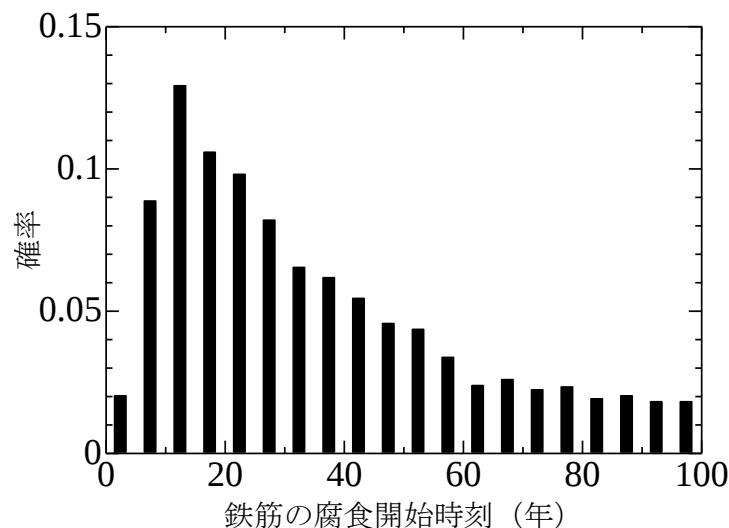


図-4.10 鉄筋の腐食発生確率

4.6.3 鉄筋腐食量の推定

4.4.2 の分極抵抗法の計測結果と 4.6.2 で算出した鉄筋腐食開始時刻から，以下の手順により，鉄筋の腐食量を推定した。すなわち，まず，計測された分極抵抗の逆数に定数 (0.026) を乗じることにより，腐食電流密度を算出した。この値から，4.6.2 で算出した鉄筋の腐食開始時刻を用いて，以下の式(4.9)に基づいて鉄筋の腐食量を推定した。

$$Q = 9.13 \times 10^3 \times \frac{K}{R_{ct}} \times (t - t_{corr.}) \quad (4.9)$$

ここで， Q ：鉄筋の腐食量(mg/cm^2)， R_{ct} ：分極抵抗($\text{k}\Omega\text{cm}^2$)， K ：金属の種類や環境条件によって決まる定数(V)， t ：非破壊試験適用時点での部材の供用年数(年)， $t_{corr.}$ ：鉄筋の腐食開始

時刻(年)である。

4.6.4 FEM 解析による現有曲げ耐力の推定

(1) 解析モデル

解析モデルを図-4.11 に示す。解析対象は、非破壊試験を適用した実橋から切り出した RC はり部材である。解析には汎用 FEM ソフト ATENA を用いた。コンクリートの要素寸法は、高さ 25mm，長さ 25mm とした。また，コンクリートおよび鉄筋の材料モデルについては，3.4 と同様であるため割愛する。解析に用いた物性値を表-4.6 に示す。

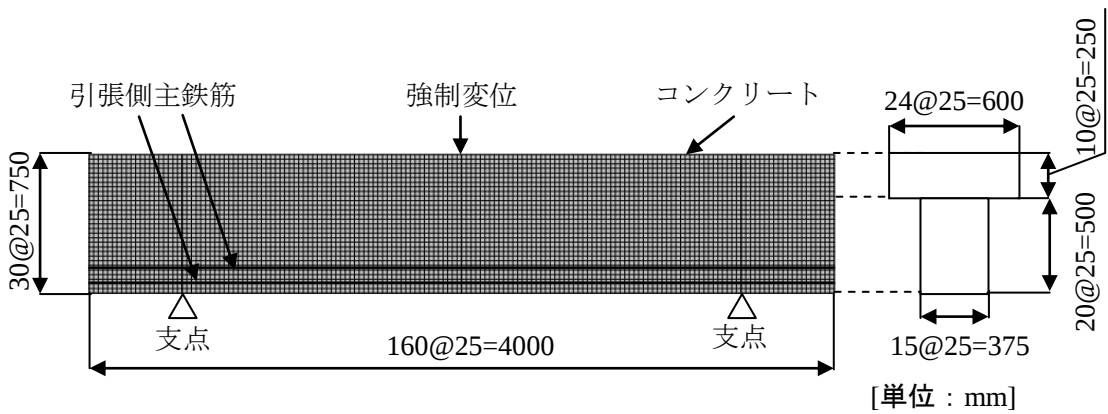


図-4.11 解析モデル

表-4.7 解析に用いた物性値

コンクリート	
弾性係数 (kN/mm ²)	31.0
圧縮強度 (N/mm ²)	39.2
引張強度 (N/mm ²)	3.26
鉄筋 (SR295)	
弾性係数 (kN/mm ²)	200
降伏強度 (N/mm ²)	347

(2) コンクリートの圧縮強度の反映方法

テストハンマーにより推定したコンクリートの圧縮強度を，解析対象のコンクリートの圧縮強度とした。

(3) 鉄筋の腐食量の反映方法

分極抵抗の計測により推定した鉄筋の腐食量を解析に反映させるため，鉄筋の断面積へと換算した。

4.7 数値モデルにより求めた曲げ耐力と非破壊試験と FEM 解析の併用により算出した曲げ耐力との比較

4.5 で導出した劣化曲線より求めた曲げ耐力と非破壊試験と FEM 解析の併用により算出した曲げ耐力の比較を図-4.12 に示す。各手法により求めた撤去時（供用年数 84 年）における曲げ耐力比は，劣化曲線により求めた曲げ耐力比は 0.832，非破壊試験と FEM 解析の併用により求めた曲げ耐力比は 0.780 となり，両者は比較的良い一致を示すことがわかった。

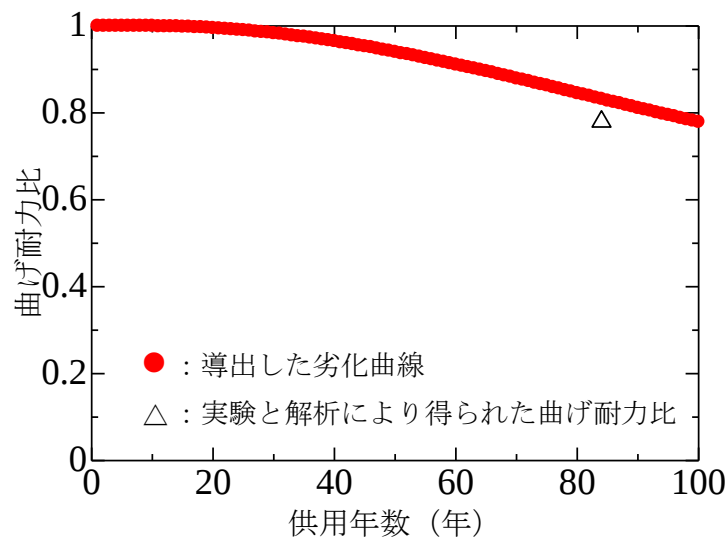


図-4.12 各手法により求めた曲げ耐力比の比較

4.8 まとめ

本章で得られた結論を以下に示す。

- (1) 実橋から切り出した RC 部材を対象として，飛来塩分，内在塩分および両者を考慮したそれぞれのケースについての曲げ耐力に関する劣化予測手法を提案した。
- (2) 劣化予測手法から鉄筋腐食開始時刻を，分極抵抗法から腐食速度をそれぞれ算出し，両者の関係から鉄筋の腐食量を推定し，これをインプットデータとした FEM 解析を行

い，対象切り出し部材の現有曲げ耐力を推定する手法を構築した。

- (3) 劣化予測手法により求めた曲げ耐力と，劣化予測手法，非破壊試験および FEM 解析の併用により推定した曲げ耐力は，比較的良い一致を示すことがわかった。

第5章 結論

本研究で明らかとなった結論を以下に示す。

- (1) 飛沫帯にある RC 部材を対象として、塩害による RC 部材の劣化進行過程を確率過程を含む数値モデルとして取り扱い、モンテカルロシミュレーションにより、RC 部材が設置されている環境条件および部材設計諸元から、部材の曲げ耐力に関する劣化曲線を導出した。導出した劣化曲線から供用年数 33 年から 36 年での曲げ耐力を推定し、載荷試験により得られた実際の曲げ耐力と比較した。その結果、本研究の範囲内では、両者は比較的良好な一致を示した。
- (2) したがって本研究の範囲内では、提案した飛沫帯にある RC 部材の曲げ耐力に関する劣化予測手法は、部材の曲げ耐力を予測する手法として有効であることが明らかとなった。
- (3) 上記(1)で提案した手法を参考に、塩害劣化として飛来塩分により劣化が進行したケース、内在塩分により劣化したケースおよび両者の複合作用により劣化が進行したケースそれぞれにおいて、RC 部材の曲げ耐力に関する劣化曲線を導出する方法をそれぞれ構築した。
- (4) ケーススタディとして実橋から切り出した RC 部材を対象に、テストハンマーにより推定したコンクリートの圧縮強度および EPMA による内在塩分量の調査結果に基づき上記(3)で構築した劣化予測手法から鉄筋腐食開始時刻を求め、分極抵抗法による非破壊試験から鉄筋腐食速度を測定し、両者の関係から鉄筋の腐食量を推定し、これをインプットデータした FEM 解析により、現有曲げ耐力を評価する方法を開発した。
- (5) 実橋から切り出した RC 部材に対して、非破壊試験などの調査結果に基づき上記(3)の手法により劣化曲線を導出し、これと上記(4)で開発した手法により把握した現有曲げ耐力を比較した結果、両者は比較的良好な対応を示すことがわかった。
- (6) 非破壊試験を援用した劣化予測手法は、既往の劣化予測手法と比較して劣化予測の精度が向上する可能性があることを明らかにした。

参考文献

- 1) 大即信明：既設栈橋上部工の定量的な塩害劣化予測手法および入力パラメータの設定方法に関する研究，平成 19 年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター研究開発助成報告書，2009.4
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書【維持管理編】，2007
- 3) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ 85，2009
- 4) 吉田郁政，秋山充良，鈴木修一，山上雅人：Sequential Monte Carlo Simulation を用いた維持管理のための信頼性評価手法，土木学会論文集 A，Vol.65，No.3，pp.758-775，2009.8
- 5) 加藤絵万，岩波光保，山路 徹，横田 弘：建設後 30 年以上経過した栈橋上部工から切り出した RC 部材の劣化性状と構造性能，港湾空港技術研究所資料，No.1140，2006
- 6) ASTM C876-91：Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing steel in Concrete.
- 7) M.Stern and A.L.Geary：Electrochemical Polarization I.A Theoretical Analysis of Shape of Polarization Curves，Journal of the Electrochemical Society，Vol.104，No.1，1957
- 8) コンクリート委員会腐食防食小委員会報告：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向，コンクリート技術シリーズ 26，土木学会，1997.12
- 9) 横田 優：技術資料〔157〕コンクリート中の鉄筋腐食速度評価における Stern-Geary 式中の比例定数 B 値について，第 51 回セメント技術大会講演要旨，pp.314-315，1997
- 10) CEB：Working Party V/4.1，Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion，BRI-CSTC-WTCB，1997
- 11) 永山 勝：コンクリート構造物における鉄筋腐食の非破壊試験モニタリングに関する研究，名古屋大学学位論文，1999
- 12) 峯澤博行，鎌田敏郎，宮里心一，黒田一郎，大西弘志：鉄筋腐食の生じた RC はりの力学性能における非破壊試験の活用，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 7 巻，pp.425-432，2007
- 13) 木下真一，鎌田敏郎，内田慎哉：鉄筋腐食によりひび割れが生じた RC はり部材の曲げ耐力の非破壊評価手法，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 10 巻，pp.215-220，2010
- 14) 加藤絵万，岩波光保，山路 徹，横田 弘：建設後 30 年以上経過した栈橋上部工から切り出した RC 部材の劣化性状と構造性能，港湾空港技術研究所資料，No.1140，2006
- 15) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下巻），p.488，2008.7
- 16) 山路 徹，横田 弘，中野松二，濱田秀則：実構造物調査および長期暴露試験結果に基づいた港湾 RC 構造物における鉄筋腐食照査手法に関する検討，土木学会論文集 E，Vol.64，No.2，pp.335-347，2008.5

- 17) 大即信明, 下沢 治: 港湾工事におけるコンクリートの品質調査報告, 港湾技研資料, No.429, 1982
- 18) 建設省東北地方建設局酒田工事事務所: 温海地区塩害橋対策技術報告書, p.6, 1998.3
- 19) 建設省土木研究所: 土木研究所資料 飛来塩分量全国調査 (III) - 調査結果およびデータ集 -, 土木研究所資料, 第 2687 号, 1988
- 20) 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-66, pp.193-204, 2005.2
- 21) 川村 力, 谷村幸裕, 曾我部正道, 佐藤 勉, 長谷川雅志: 実態調査に基づく鉄道高架橋におけるかぶりの施工誤差に関する研究, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.253-266, 2004.8
- 22) 例えば, 吉田郁政, 秋山充良, 鈴木修一, 山上雅人: Sequential Monte Carlo Simulation を用いた維持管理のための信頼性評価手法, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.758-775, 2009.8
- 23) 徳富久二: コンクリートの引張・圧縮強度分布について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.127-128, 1994
- 24) 松村卓郎, 西内達雄: 沖縄における 13 年間の暴露実験による鉄筋コンクリートの塩害劣化に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.795-800, 2008
- 25) 松村卓郎, 金津 努, 西村達雄: 7 年間海岸に暴露した鉄筋コンクリート試験体への交流インピーダンス法を用いた鉄筋腐食検査手法の適用, 材料, Vol.51, No.5, pp.581-586, 2002.5
- 26) 梶田佳寛ほか: 塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 435 号, pp.19-27, 1992.5
- 27) Qi, L, 関 博: 鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況及びひび割れ幅に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.161-171, 2001.2
- 28) 中川裕之, 田中大博, 横田 優, 松島 学: 塩水を用いた乾湿繰返し促進腐食実験によるひび割れモードとひび割れ発生時の腐食量, 土木学会論文集 E, Vol.64, No.1, pp.110-121, 2008.2
- 29) 大屋戸理明, 金久保利之, 山本泰彦, 佐藤 勉: 鉄筋の腐食性状が鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に与える影響, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.3, pp.542-554, 2006.8
- 30) 山住克巳, 宮本征夫, 佐藤 勉: 鉄筋を腐食させた RC はりの劣化状態と耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.557-562, 1990
- 31) 松田耕作, 横田 優, 萩山和樹, 松島 学: 塩害劣化を受ける鉄筋コンクリートはりの耐荷性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.807-812, 2008
- 32) 倉知星人, 佐藤孝史, 小林孝一, 六郷恵哲: 塩害による鉄筋の性能低下が RC はり部材

の耐荷性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.819-824, 2008

- 33) 小林孝一: 塩害劣化した RC はり部材の曲げ耐荷性能に関する実験的研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第 6 巻, pp.231-236, 2006
- 34) 井上寛規, 檜貝 勇, 中村 光: RC 部材におけるせん断補強鉄筋の効果: コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.463-468, 1999
- 35) 斉藤成彦, 高橋良輔, 檜貝 勇: 鉄筋の腐食分布が RC はり部材の曲げ耐荷性状に及ぼす影響, 土木学会論文集 E, Vol.64, No.4, pp.601-61