

論文 ライフサイクルコストを考慮した最適な補修時期

松島 学*1・関 博*2・横田 優*3

要旨：本研究は、信頼性理論に基づき期待費用最少の理論から最適な補修時期を求めたものである。ばらつきを持つ因子は、①等価拡散係数、②限界塩化物イオン量、③かぶりのばらつき、④コンクリートの引張強度、⑤腐食速度の5因子である。これらのデータを用い、耐用期間内の補修時期と腐食量の関係から構造物の破壊確率を求め、期待費用最小の手法に基づき最適な補修時期を求めている。補修時期の判定は、鉄筋の腐食量とひび割れの間には線形の関係があることから、腐食ひび割れ幅を補修時期の判定の指標とした。

キーワード：塩害劣化、鉄筋腐食、劣化モデル、ライフサイクルコスト

1. はじめに

コンクリート構造物は、耐久性が優れているために、従来メンテナンスフリーと考えられていた。しかし、この10数年間にコンクリート構造物の劣化、特に早期劣化現象が指摘されはじめ、コンクリート構造物の維持管理業務の重要性が再認識されている^{1),2)}。コンクリート構造物の管理は、目視等の簡単な調査による保守点検に基づき劣化度を判定し、劣化度が補修を必要とする場合は詳細な補修点検を実施し、補修を実施している。しかし、補修時期は耐用期間、構造物の重要度、補修費用の大きさ等を考慮した定量的な補修戦略にはなっていないのが現状である。

塩害を受けたコンクリート構造物の補修時期を評価するために、劣化程度の評価が必要である。RC部材の塩害は、コンクリート中に塩化物イオンが浸透し、その塩化物イオンが鉄筋位置で限界塩化物イオン量に達し、鉄筋の腐食が開始する。その後、鉄筋の腐食膨張圧によりコンクリート表面の鉄筋に沿ったひび割れが発生し、劣化が進展し、構造物の耐荷力の低下へとつながる。

本研究では、塩害を受ける構造部材の劣化モデルを図-1に示すように提案している³⁾。提案したモデルは、①潜伏期、②進展期、③加速期の区分を考え、3直線でモデル化できるとした。つまり、コンクリート表面から塩化物イオンが浸透し、鉄筋の腐食を開始させ、鉄筋腐食膨張圧により鉄筋軸方向のひび割れを発生させ、ひび割れ後さらに鉄筋の腐食速度が加速されるモデルである。さらに、上述のモデルを利用し、耐用期間内の構造物の重要度、補修費用を考慮した最適な補修時期を求めることを後述する信頼性理論に基づいた期待費用最少の考え方で求めた。

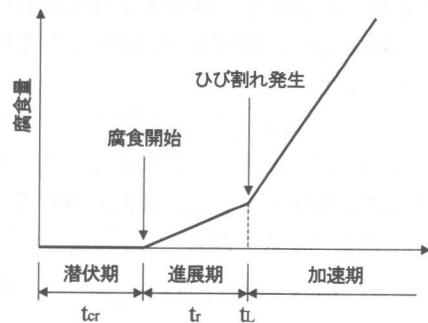


図-1 塩害劣化モデル

*1 香川大学教授 工学部安全システム工学科 工博(正会員)

*2 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 工博(正会員)

*3 榊四国総合研究所土木技術部首席研究員 工博(正会員)

2. 劣化モデル

2.1 潜伏期のモデル

塩害環境下でのコンクリート部材の劣化は、塩化物イオンの浸透による鉄筋の不動態皮膜の破壊が発端と考えられ、式(1)の Fick の一次元拡散式で表される。

$$C_c(X_t, t) = C_0 \left\{ 1.0 - \operatorname{erf} \left(\frac{X_t}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) \right\} \quad (1)$$

ここで、 $C_c(X_t, t)$ はコンクリート表面から深さ X_t における表面の塩化物イオンの浸透開始からの経過時間 t における塩化物イオン量である。 D_c は等価拡散係数であり、 $\operatorname{erf}(\cdot)$ は誤差関数である。 C_0 は表面塩化物イオン濃度である。等価拡散係数は、東京湾内で得られた実際のデータを整理することで求められており、平均値 $1.7 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}^2$ 、標準偏差 $1.59 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}^2$ の対数正規分布でモデル化した^{3),4)}。鉄筋のかぶりも式(2)に示すように、設計かぶり厚さ X_{dt} に対し、施工誤差によりかぶりが変動するとして、モデル化した。

$$X_t = X_{dt} - \Delta X_t \quad (2)$$

ここで、 X_{dt} : 設計かぶり厚さ、 ΔX_t : かぶり厚さの変動の最大値で、本研究では最大値の変動を平均 0.35cm、標準偏差 0.52cm の正規分布にモデル化した。

コンクリートに進入する塩化物イオン量が鉄筋の酸化皮膜を破壊する限界値を越えた時を鉄筋の腐食開始とすると、腐食開始時期 t_{cr} は、式(3)のように表される。

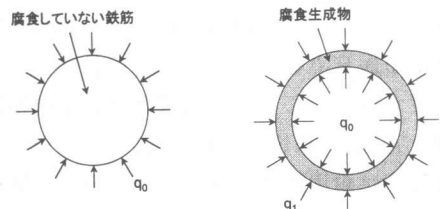
$$t_{cr} = t \text{ when } C_c(X_t, t) = C_{\text{Limit}} \quad (3)$$

ここで、 C_{Limit} は塩化物イオン量の限界値である。 $C_c(X_t, t) = C_{\text{Limit}}$ になる時が、鉄筋腐食開始を意味する。限界塩化物イオン量は不動態皮膜を破壊し、鉄筋腐食を開始させる塩化物

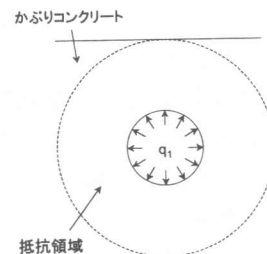
の限界値であり、構造物の設置環境条件等により異なるが、既往の研究⁵⁾を参考に $1.0 \sim 1.2 \text{ kg/m}^3$ の矩形分布と仮定した。

2.2 進展期のモデル

酸素の拡散により鉄筋腐食が進行し、その鉄筋腐食の膨張圧によりひび割れが生じる。その力学モデル⁴⁾を図-2に示す。図に見られるように、膨張した腐食生成物により腐食していない鉄筋に生じる膨張圧 q_0 とかぶり部に生じる圧力 q_1 が発生する。この圧力 q_1 によりコンクリート表面にひび割れが生じると仮定した。腐食膨張圧によるひび割れ発生モデルとして厚肉円筒モデルを採用し(図-2(c)参照)、コンクリート表面のひび割れ発生条件として、平均応力説に基づいて、かぶり部のコンクリートの平均引張応力 σ_m を計算し、この応力がコンクリートの引張強度を超えると、腐食ひび割れが発生するとした。従って、かぶり部のコンクリートに発生する引張応力 f_m は式(4)で表される。



(a) 鉄筋に作用する圧力 (b) 腐食生成物に作用する圧力



(c) コンクリートに作用する圧力

図-2 ひび割れ発生モデル

$$\sigma_{tu} = \frac{1}{\alpha_0 \{ (2X_t + \phi) / \phi - 1 \}} q_1 \quad (4)$$

ここで、 X_t : 鉄筋のかぶり(cm), ϕ : 鉄筋径(cm)で、 q_1 は上述した腐食鉄筋による膨張圧である。式(4)では平均応力説に基づいた内圧を受けるシリンダーとしたことによるモデル誤差が生じる。 α_0 はその誤差を修正するための係数で、既往の実験結果⁸⁾から 0.5~0.8 の矩形分布と仮定した。

ひび割れ発生前の腐食速度 Δ_1 の平均値は、既往の調査データはないが、ひび割れ後の腐食速度を参考に 0.17%/yr と仮定した。同様に変動係数は、ひび割れ後の腐食速度と同じ値の変動係数 $\delta = 0.5$ とした。同様に、コンクリート引張強度のばらつきを考え、分布を正規分布とし、変動係数を $\delta = 0.2$ とした。

腐食鉄筋周りのコンクリートが腐食生成物の膨張による内圧を受けることにより、発生する引張応力 σ_t が、コンクリートの引張強度 f_{tu} を超えるとひび割れが生じる。すなわち、ひび割れ発生時期 t_L は、式(5)のような性能関数 $J_r(t)$ が設定される。

$$t_L = t \text{ when } J_r(t) = f_{tu} - \sigma_t = 0 \quad (5)$$

ここで、 f_{tu} : コンクリートの引張強度(Pa), σ_{tu} : かぶり部に発生する引張応力(Pa)である。

2.3 加速期のモデル

ひび割れ発生後の腐食速度は、既往の調査結果から求めた。ひび割れ発生後の鉄筋の腐食速度は、式(6)で定義される鉄筋の断面減少率を経過年数で除した腐食速度で評価した。

$$\Delta_2 = \frac{\Delta_r}{t - t_{cr}} = \frac{(1 - A_d/A_s) \times 100}{t - t_{cr}} \quad (6)$$

ここで、 Δ_r は鉄筋の断面減少率(%), A_d はノギスで測定した鉄筋径から得られる腐食した鉄筋の断面積(cm^2), A_s は鉄筋の公称断面積(cm^2), t は経過年数である。経過年数と断面

減少率の関係を図-3 に示す。各経過年数のデータを一つのグループとして扱い、その平均値を求めた。図中の数字はデータ数である。同図に示す回帰直線と経過年数との交点を腐食開始時期とし、勾配を腐食速度と仮定した。その結果、ひび割れ発生後の腐食速度は、平均 0.35%/yr.(D25 で換算すると 17.5mg/cm²/yr.)、変動係数 $\delta = 0.5$ の対数正規分布とモデル化した⁶⁾。

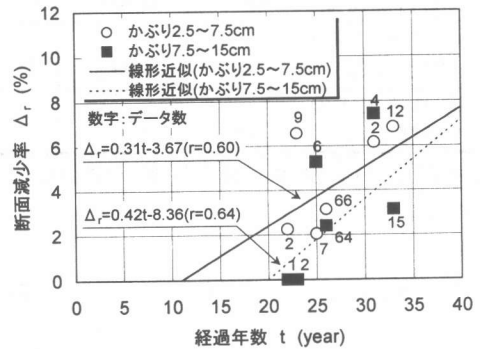


図-3 経過年数と断面減少率の関係

3. ライフサイクルコストを考慮した補修時期

3.1 解析手法

耐久性のように不確実性に支配される現象は確率論的に取り扱ったほうが有効である場合が多い。表-1 にばらつきを考慮した因子の一覧を示す。本研究では 2. で示した劣化モデルを用いて、耐用期間中のライフサイクルコストの計算し、最適な補修ひび割れ幅を求めた。

3.2 補修時期と腐食減量

補修をするべき腐食減量 Δ_r を定めると、耐用期間までの補修の繰り返しとの関係は図-4 のようになる。図に見られるように、補修をすることにより、断面積の減量以外は、はじめの状況に回復すると仮定した。従って、鉄筋を新たに挿入することによる補強を実施し、元の鉄筋断面に復元することは考えなかった。

耐用期間内の総期待費用 C_T は、式(7)で表されると仮定した。

表-1 ばらつきを考慮した因子

項目	平均値	標準偏差	
等価拡散係数 D_c (cm/sec ²)	1.7×10^{-8}	1.59×10^{-8}	LN
限界塩化物イオン 量 C_{cr} (kg/m ³)	1.2	0.09	R
かぶり厚さ (cm)	0.35	0.52	LN
鉄筋の腐食速度 Δ_1 (%/yr) (進展期)	0.0017	0.0009	LN
鉄筋の腐食速度 Δ_1 (%/yr) (加速期)	0.0035	0.0017	LN
コンクリートの引 張強度 σ_t (Pa)	\bar{f}_{tu}	$0.2 \bar{f}_{tu}$	N
ひび割れ発生式の 精度 ε	0.65	0.09	R

表中の記号は LN: 対数正規分布, N: 正規分布, R: 矩形分布である。

$$C_T = n_R \cdot C_m + P_f \cdot C_f \quad (7)$$

ここで、 n_R : 耐用期間内の補修の回数、 C_m : 補修費用、 C_f : 破壊時の損失費用、 P_f : 耐用期間内の破壊確率で、鉄筋の断面減少率が 10% を越える確率として定義した。10% とした理由は、この程度まで腐食すると異型鉄筋のリブ部が腐食により消滅し、付着性能が発揮できなくなり、鉄筋コンクリート構造物としての機能を持たなくなる値である。腐食した鉄筋の分布を $f_{\Delta r}(\cdot)$ で表すと、腐食した鉄筋の分布から求められる破壊確率 P_R は式(8)で表される。

$$P_R = \int_{\Delta_{cr}}^{+\infty} f_{\Delta r}(\Delta_r) d\Delta_r \quad (8)$$

ここで、 Δ_{cr} : 鉄筋の限界断面減少量 (=10%)、 $f_{\Delta r}(\Delta_r)$: 鉄筋の腐食減量の分布である。しかし、腐食した鉄筋の分布は、腐食が発生した部分のみであり、ある経過時間での鉄筋の状態は、「腐食した確率 $(1-P_0)$ 」と「腐食していない確率 P_0 」で表される。従って、破壊確率 P_f は、式(9)で表される。

$$P_f = (1-P_0) \cdot P_R \quad (9)$$

式(7)を無次元化するために、すべての費用が初期建費用 C_c の比率で表されると仮定すると、 $C_m = \alpha \cdot C_c$ 、 $C_f = \gamma \cdot C_c$ 、 $C_T = \beta_T \cdot C_c$ と変換でき、式(7)は、式(10)のように書きかえられる。

$$\beta_T = \alpha \cdot n_R + \gamma \cdot P_f \quad (10)$$

さらに、時間的価値を考慮する。つまり、すべての費用を建設時の時間 $p=0$ での費用に換算するために各費用を式(11)を用いて変換した。

$$C_{p=0} = \frac{(1+f)^t}{(1+k)^t} C_{p=t} \quad (11)$$

ここで、 $C_{p=t}$ は、建設後 t 年で発生する費用、 k は実質利子率で、 f は物価上昇率で、本研究では $k=0.04$ 、 $f=0.03$ とした。従って、 β_T の値が最小と

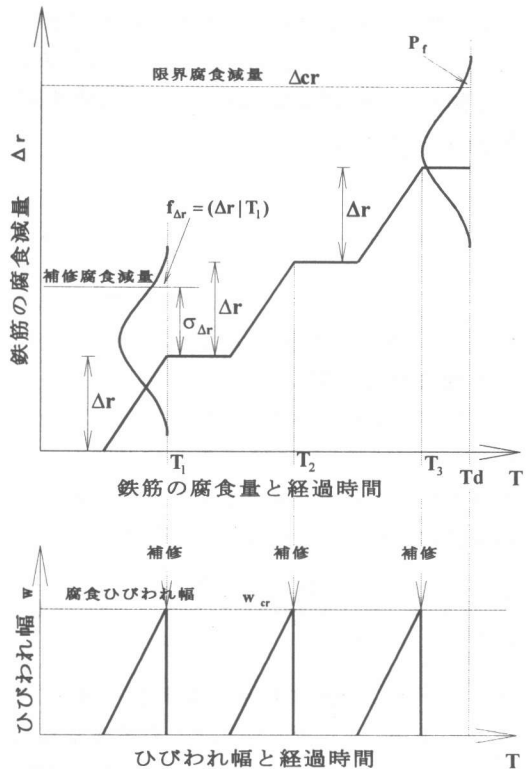


図-4 補修と耐用期間の関係

なる補修をすべき腐食減量が、最適な補修レベルとなる。

各係数 α 、 γ は、既往の文献等から定められる。 γ は破壊した後、取り壊して、再度建設するということで、最小が 2.0 である。本研究では、人的な被害が生じないと考え、 $\gamma=10.0$ とした。 α は、どこまでの補修費用を見こむのか難しい面があるが、0.03 という文献¹⁰⁾もある。また、建築物では α が 0.3 を超えると、補修ではなく新設するという意見もある。従って、0.03 が最小で、0.3 が最大とも言える。本研究では、 $\alpha=0.05$ と仮定した。

3.3 腐食ひびわれ幅と腐食減量

腐食減量は、腐食ひびわれ幅と密接な関係にあり、線形の関係にある。補修の良否の判断は、現場ではひびわれ幅から行われていることを考えると、腐食減量よりも腐食ひびわれ幅の方が指標としては有効である。このように、劣化の評価指標として腐食ひび割れ幅が大きな因子として考えられる。補修・補強指針⁷⁾に見られるように腐食ひび割れ幅が、0.4mm 以上であると補修することが示され、一般的である。電食実験と数値解析から得られた腐食ひびわれ幅と腐食減量の関係⁹⁾を式(12)に示す。本研究では、式(12)を使って、腐食減量ではなく腐食ひびわれ幅に置き換え、劣化レベルを評価した。

$$\Delta_m = 0.8\alpha_F \cdot W_c + 0.04 \quad (12)$$

ここで、 W_c :ひび割れ幅(mm)、 α_F :せん断補強筋による拘束効果によるひび割れ幅の減少で、既往の研究から 2.0 とした。

一般に点検調査では、ひびわれ幅は、最大ひびわれ幅が採用されている。従って、ひびわれ幅は、分布のばらつきを考慮して、平均値に標準偏差を加えた鉄筋腐食減量(85%信頼値)と一致すると判断した。

4. 試算例

耐用年数は、一般の海洋構造物を想定し 30 年と 50 年の 2 つとした。試算では、補修費用

の係数 $\alpha=0.05$ 、破壊時の損失費用を表す係数 $\gamma=10.0$ とした。求める補修ひびわれ幅は、0.1~1.0mm とした。計算条件は、表面塩化物イオン量を $C_0=20\text{kg/m}^3$ とし、比較的厳しい外洋環境(太平洋側の外洋に面した地域を想定)に設定した。鉄筋の設計かぶりは、 $X_t=8\text{cm}$ 、鉄筋径を $\phi=22\text{mm}$ とした。補修回数と腐食ひび割れ幅の関係、耐用期間 $T=30$ 年の場合を図-5(a)に、耐用期間 $T=50$ 年の場合を図-5(b)に示す。両図より補修ひび割れ幅が大きくなるに連れて補修回数は指数的に減少する。耐用期間 30 年の場合、0.6mm を超えると 1 回になってしまい、耐用期間 50 年の場合、0.8mm を超えると 2 回になり、耐用期間の違いが現れている。

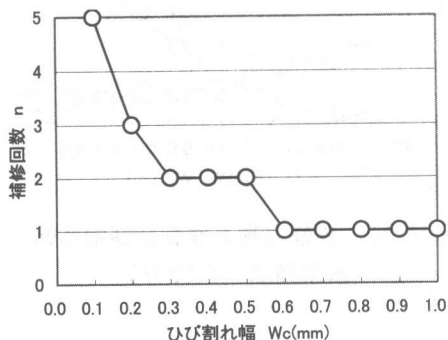


図-5(a) 補修回数と腐食ひび割れ幅
(耐用期間 $T=30$ 年)

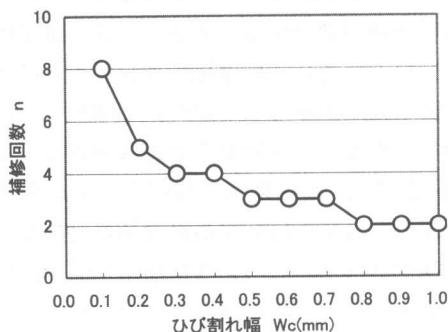


図-5(b) 補修回数と腐食ひび割れ幅
(耐用期間 $T=50$ 年)

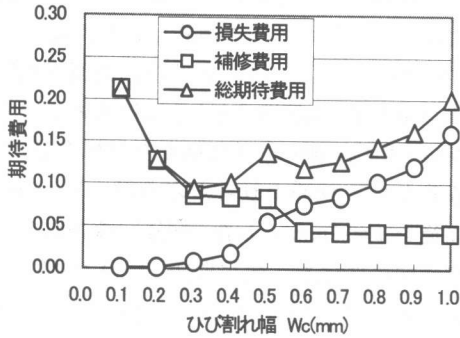


図-6(a) 期待費用と腐食ひび割れ幅
(耐用期間 T=30年)

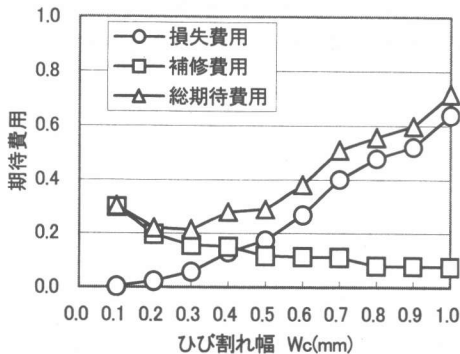


図-6(b) 補修回数と腐食ひび割れ幅
(耐用期間 T=50年)

補修ひび割れ幅と期待費用の関係を耐用期間 T=30 年の場合を図-6(a)に、耐用期間 T=50 年の場合を図-6(b)に示す。補修ひび割れ幅が大きくなるに連れて、言いかえると補修時の鉄筋腐食量が増大するに連れて、補修費用は小さくなる。逆に、破壊損失期待費用は補修ひび割れ幅が大きくなるにつれて増加する。総期待費用最小の原理から最適な補修ひび割れ幅を探ると、耐用期間 T=50 年も T=30 年の場合両方ともに 0.3mm が最適な補修ひび割れ幅と選択された。このように耐用期間の違いによる最適値の変化は見られなかった。

4. まとめ

本研究は、信頼性理論に基づき期待費用最

少の理論から耐用期間内の総期待費用を式(7)のように仮定し、最適な補修時期を求めた。試算の結果、耐用期間 T=30 年および T=50 年でも補修ひび割れ幅が 0.3mm と計算された。

参考文献

- 1) 小林一輔：コンクリート構造物の耐久性，コンクリート工学，Vol.23，No.2，pp.4～12，1985.2
- 2) 鉄筋コンクリート構造物の耐久性設計に関する考え方，日本コンクリート工学協会，1991.5
- 3) 堤 知明：海洋環境下における鉄筋コンクリート構造物の健全度診断に関する研究，東京都立大学博士論文，1997.2
- 4) 松島 学，堤 智明，関 博，松井邦人：塩害環境下における RC 構造物の設計かぶり，土木学会論文集 No.490/V-23，pp. 41～49，1994.5.
- 5) 宮川豊章：Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete，京都大学博士論文，1985.2
- 6) 堤 知明，白井伸一，安田 登，松島 学：塩害劣化に関する影響因子の実データに基づく定量評価，土木学会論文集，No.514/V-32，pp.55～64，1996年8月。
- 7) コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針，(社)日本コンクリート工学協会，昭和62年2月。
- 8) 原田哲夫，出光隆，渡辺明：静的破砕剤を用いたコンクリートの解体に関する基礎的研究，土木学会論文集，第360号/V-3，pp.61～70，1985年8月。
- 9) 元路寛，関博：鉄筋腐食によるひび割れ幅のモデルに関する研究，第25回セメントコンクリート研究討論会論文報告集，pp.127～132.1998.10.
- 10) 横田弘：港湾構造物のリハビリテーション，コンクリート工学，Vol.36，No.7，pp.19～20，1998.7.