

# 塩害環境下におけるRC構造物の設計かぶり

松島 学\*・堤 知明\*\*・関 博\*\*\*・  
松井邦人\*\*\*\*

本研究は、コンクリート構造物の表面の塩化物イオン量  $C_F$  が得られている場合に、 $t$ 年後の鉄筋近傍の塩化物イオン量を求め、その塩化物イオン量と限界値の関係から腐食開始時間  $t_{cr}$  を求める。その後、鉄筋腐食膨張圧によりコンクリート表面にひび割れが発生する。このコンクリート表面のひび割れ発生を限界状態として仮定し、ひび割れ発生時間  $t_L$  を求める。本研究では、劣化に関する各パラメータが確率変数であるとして扱い、コンクリート構造物のひび割れ発生の時間  $t_L$  と供用期間  $T_d$  から劣化の発生確率を求め、期待費用最少の考え方に基づいて設計かぶりを求めるものとする。

**Key Words**: concrete cover, deterioration model, minimum expected cost, reliability theory

## 1. はじめに

近年、コンクリート構造物の劣化損傷例が数多く報告されてきた。特に、除塩不足の海砂の使用あるいは海洋環境で海中の塩類に起因した鋼材腐食による塩害損傷の報告が多くされている。

コンクリート構造物の有する種々の性能は長期的に低下するものであり、その低下の速度は、設計、施工、維持管理などの各要因の影響を受ける。これらの対応策として、耐久設計の適用が提案されているが、まだ一般的な方法が見られないのが現状である。

Bažant<sup>1),2)</sup>は、コンクリート中の鋼材の腐蝕現象に物理モデルを適用し、構造物の耐用期間を計算する方法を提案している。Browneら<sup>3),4)</sup>は、かぶり部のコンクリート中の塩分浸透に基づき、非破壊試験のデータから構造物の健全度の評価方法と耐用期間の推定方法を提案している。しかし、実構造物への適用に対しては問題も多く、精度のよい予測を行うには至っていない。「鉄筋コンクリート構造物の耐久性設計に関する考え方<sup>5)</sup>」でも鉄筋の腐食開始時間を限界状態とし、物理的モデルによる耐久性の評価式を提案しているが、その評価式の精度は大きくばらついている。この理由として、計算条件として与えたデータの不確実性に含まれる誤差、塩分浸透作用自身が持つばらつきなどの影響が考えられる。

一方、かぶりは、塩害に対して耐久性を確保するため

の重要な項目の一つである。土木学会コンクリート標準示方書<sup>6),7)</sup> (以降、示方書と呼称する)でも、鉄筋の応力により発生するひび割れ幅を小さくすることを考えて、環境、部材ごとに設計かぶりが提案されている。しかし、これらの規定は、耐用期間、腐食劣化の環境に基づいて定量的に求められたものではない。

ここでは、始めに、コンクリート構造物の表面の塩化物イオン量  $C_F$  が得られている場合に、 $t$ 年後の鉄筋近傍の塩化物イオン量を求め、その塩化物イオン量と限界値の関係から腐食開始時間  $t_{cr}$  を求める。次に、鉄筋腐食膨張圧によりコンクリート表面にひび割れが発生する。このコンクリート表面のひび割れ発生を限界状態と仮定し、ひび割れ発生時間  $t_L$  を求める。一般に、劣化に関する各パラメータは、大きなばらつきを有することが多く、確定量として取り扱うには無理がある。本研究では、劣化に関する各パラメータを確率変数として扱い、コンクリート構造物のひび割れ発生の時間  $t_L$  と供用期間  $T_d$  から劣化の発生確率を求め、期待費用最少の考え方に基づいて設計かぶりを求めるものとする<sup>8)</sup>。

## 2. 塩害による劣化モデル

### (1) 劣化過程

塩害による劣化モデルの概略を図-1に示す。塩害劣化過程は、表面の塩化物イオン量がコンクリート表面から浸透し、鉄筋の酸化皮膜を破壊し、腐食が開始するまでの時間  $t_{cr}$  と腐食開始後、鉄筋の腐食膨張圧によりかぶり部のコンクリートにひび割れが発生するまでの時間  $t_r$  とに区分できる。従って、ひび割れ発生までの経過時間  $t_L$  は、式(1)で表される。

$$t_L = t_{cr} + t_r \dots \dots \dots (1)$$

本研究では、ひび割れ発生時間  $t_L$  が与えられた供用期間  $T_d$  を越えた時を限界状態として取り扱い、劣化し

\* 正会員 工修 東電設計株式会社 技術開発本部 耐震技術部課長

(〒110 台東区東上野 3-3-3)

\*\* 正会員 工修 東京電力株式会社 技術研究所 構造研究室主任研究員

\*\*\* 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部 土木工学科

\*\*\*\* 正会員 Ph.D. 東京電機大学教授 理工学部 建設工学科

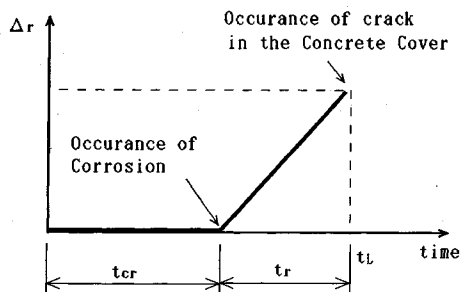
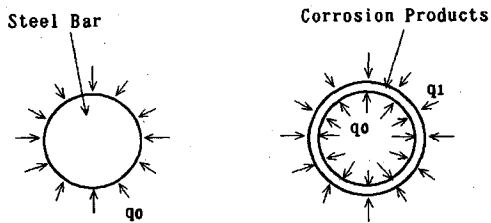
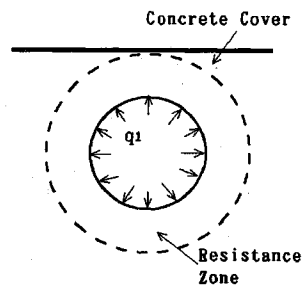


図-1 劣化の概略図



(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

たものと定義する。

(2) 鉄筋の腐食開始モデル

海水中には、塩化物イオンをはじめ数多くのイオンが存在しているが、コンクリート中に深く浸透するのは塩化物イオンのみと言われている<sup>9)</sup>。塩害環境下における鉄筋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る。コンクリート表面から浸透し、コンクリート中に浸透蓄積する塩化物イオンは、固体空隙溶液中のイオンの拡散、乾湿による移動、細孔中の毛管現象、塩化物イオンの一部のセメント水和物との反応による固定化、コンクリートの炭酸化による塩化物イオンの移動など総合した要因により生じる<sup>10), 11)</sup>。現在、この種の現象をすべて理論的に、解析的に表現するに至っておらず、本研究ではマクロ的に従来から適用されてきた式(2)に示す Fick<sup>12), 13)</sup>の一次元拡散方程式で表せるものと仮定する。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial X^2} \dots \dots \dots (2)$$

この一次元拡散方程式の解は、式(3)で求められる。

$$C_c(X_i, t) = (C_F - C_i) \left( 1.0 - \operatorname{erf} \left( \frac{X_i}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) \right) + C_i \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $C_c(X_i, t)$  はコンクリート表面からの深さ  $X_i$  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。 $D_c$  は拡散係数であり、 $\operatorname{erf}(\cdot)$  は誤差関数である。 $C_i$  は施工時のコンクリート内に含まれる初期塩化物イオン量である。 $C_F$  は塩化物イオンのコンクリート表面濃度であり、式(3)はこの塩化物イオン量が既知であるとして、竣工  $t$  年後の鉄筋近傍の塩化物イオン量を求めるものである。

この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、式(4)のような性能関数  $J_{cr}(t)$  が設定できる。

$$J_{cr}(t) = C_{Limit} - C_c(X_i, t) \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $C_{Limit}$  は塩化物イオン量の限界値である。性能関数  $J_{cr}(t)$  がゼロとなるときが鉄筋腐食開始を意味している。竣工後  $J_{cr}(t) = 0$  となるまでの時間を  $t_{cr}$  で

表す。

本研究では、腐食の発生モデルの各因子の中で、

- ① 見かけの拡散係数  $D_c$
- ② かぶり  $X_i$
- ③ 塩化物イオン量の限界値  $C_{Limit}$

を確率変数として取り扱うものとした。

一方、表面の塩化物イオン量は、自然環境に大きく左右され、各因子の中で一番ばらつきが大きな項目である。しかし、この表面の塩化物イオン量を特性値と考え、確定量として取り扱うことで、ここでは自然環境の各因子の複雑さを取り扱わずに済むようにした。

(3) ひび割れ発生モデル

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。その力学モデルを図-2(a), (b), (c)に示す。図に見られるように、膨張した腐食生成物によりまだ腐食していない鉄筋に生じる圧力  $q_0$  とかぶり部のコンクリートに生じる圧力  $q_1$  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発生すると仮定した<sup>14)</sup>。

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<sup>15)</sup>に基づいてかぶり部のコンクリートの引張応力を計算した。従って、かぶり部のコンクリートの平均引張応力  $f_i$  は式(5)で表される。

$$f_i = \frac{1}{\alpha_0(K_0 - 1)} \cdot q_1 \dots \dots \dots (5)$$

ここで、 $K_0 = (2X_1 + \phi) / \phi$ 、 $X_1$  : かぶり、 $\phi$  : 鉄筋径である。 $\alpha_0$  は平均応力説を用いたことによる修正係数である。

$q_1$  および  $q_0$  は、コンクリートの剛性、形状および鉄筋の腐食量により表され、次のような関係にある。

かぶり部のコンクリートは内圧のみを受ける厚肉円筒と仮定する。内圧  $q_1$  を受けるコンクリート内周半径方向変位  $u_c$  は式 (6) で表される。

$$u_c = \frac{(1 + \nu_c) \{ (1 - 2\nu_c) + K_0^2 \} \phi}{2E_c (K_0^2 - 1)} q_1 \dots\dots\dots (6)$$

腐食により元の径  $\phi$  が減少しており、腐食生成物が均一の厚さに鉄筋表面に生成されるものと仮定すると、腐食により減少した径  $\phi_1$  と腐食生成物により増加した外周径  $\phi_2$  は式 (7) で表される。

$$\phi_1^2 = \phi^2 - 4 \cdot A_w / \pi$$

$$\phi_2^2 = \phi^2 + 4(n-1) \cdot A_w / \pi \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $n$  : 腐食生成物の体積膨張率であり、生成される錆の種類により異なり、一般に 2.0~3.0 とされている。本研究では既往の文献 (16) から  $n=2.5$  を採用した。また、 $A_w$  は腐食減少部の断面積で式 (8) で表される。

$$A_w = \Delta_r / 100 \cdot A_r (t - t_{cr}) \quad \text{ただし、} t - t_{cr} > 0 \dots\dots (8)$$

ここで、 $A_r$  : 鉄筋の断面積 ( $\text{cm}^2$ )、 $\Delta_r$  : 鉄筋の腐食速度 (%/yr) で、鉄筋の断面積に比例するものとして仮定した。

腐食生成物は、内径  $\phi_1$ 、外径  $\phi_2$  の円筒であると仮定し (図-2 (b) 参照)、内圧  $q_0$ 、外圧  $q_1$  が生じているとすると、内周半径方向変位  $u_{r0}$ 、外周半径方向変位  $u_{r1}$  は、式 (9)、(10) で表される。

$$u_{r0} = \frac{(1 + \nu_r) \phi_1}{2E_r (K_1^2 - 1)} \{ (1 - 2\nu_r) (q_0 - q_1 \cdot K_1^2) + (q_0 - q_1) K_1^2 \} \dots\dots\dots (9)$$

$$u_{r1} = \frac{(1 + \nu_r) \phi_2}{2E_r (K_1^2 - 1)} \{ (1 - 2\nu_r) (q_0 - q_1 \cdot K_1^2) + (q_0 - q_1) \} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $K_1$  は  $\phi_2 / \phi_1$  で、 $\nu_r$  は腐食生成物のポアソン比、 $E_r$  は腐食生成物の弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ ) である。本研究では文献 (17) を参考に、 $E_r = 2.0 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\nu_r = 1/6$  と設定した。

まだ腐食していない鉄筋断面は、中実軸の円形断面が外圧  $q_0$  を受けるものとして (図-2 (a) 参照)、式 (11) のように半径方向変位  $u_s$  は求められる。

$$u_s = - \frac{(1 - \nu_s) \phi_1}{2E_s} \cdot q_0 \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 $\nu_s$  は鉄筋のポアソン比 (=1/6)、 $E_s$  は鉄筋の弾性係数 (=  $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ) である。

鉄筋と腐食生成物、腐食生成物とコンクリートの力の

釣合条件から、式 (12) の変位の境界条件が得られ、腐食生成物の量から  $q_1$  および  $q_0$  を求めることができる。

$$u_{r0} = u_s$$

$$u_c = \phi_2 / 2 - \phi / 2 - u_{r1} \dots\dots\dots (12)$$

従って、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  $f_t$  が、コンクリートの引張強度  $\sigma_{tu}$  を越えるとひび割れが生じる。すなわち、式 (13) のような性能関数  $J_r(t)$  が設定される。

$$J_r(t) = \sigma_{tu} - f_t \dots\dots\dots (13)$$

性能関数  $J_r(t)$  がゼロとなるときの、ひび割れ発生時間  $t_L$  と仮定できよう。

本研究では、ひび割れ発生モデルの各因子の中で、

- ① 鉄筋の腐食速度  $\Delta_r$
- ② ひび割れ発生モデルの修正係数  $\alpha_0$
- ③ コンクリートの引張強度  $\sigma_{tu}$

を確率変量として取り扱うものとした。

式 (13) から求められたひび割れが発生する時間  $t_L$  と供用期間  $T_d$  の関係から式 (14) が求められ、この条件を満足する確率が劣化の発生確率となる。

$$J_L(t_L) = T_d - t_L < 0 \dots\dots\dots (14)$$

ここで、 $t_L = t_{cr} + t_r$  である。 $t_r$  : 腐食開始からひび割れ発生までの時間。

### 3. 各因子のモデル

#### (1) 拡散則のモデル

実際の拡散は Fick の拡散則のように一次元で表されるものではなく、三次元的な複雑な挙動をする。一次元の拡散則がどの程度まで現実の理論と一致しているかを見るために、図-3 に見られるような栈橋床版中の全塩化物イオン量の実測値と計算値の比較を行った。実測値と計算値はその傾向を満たしており、塩化物イオンの浸透は拡散で説明されるようであるが、その値にはばらつきが含まれる。このように、ここで仮定した見かけの拡散係数は、本来の一次元の拡散則の意味とこのモデルの三次元的な挙動を簡単にすることによる誤差も含んだばらつきとなっている。

見かけの拡散係数を求めるために、東京湾岸の栈橋施設を対象に一次元拡散則が適用できるものとしてコンクリートの見かけの拡散係数を調査した。その結果を整理すると、図-4 に示すように平均  $0.68 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、標準偏差  $0.47 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{sec}$  の対数正規分布で表される。図に見られるように、実際の構造部材の見かけの拡散係数は、変動係数で  $\delta = 0.69$  となり、コンクリートの施工状況等により大きくばらついているのがわかる。また、これらの環境条件は栈橋の設置位置を考えると、飛沫部である。

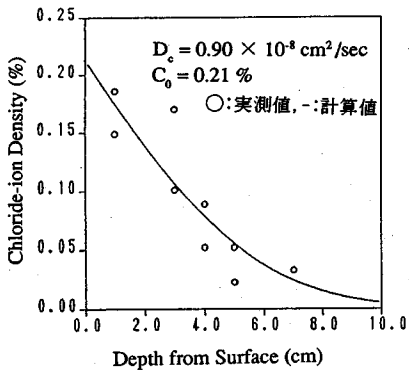


図-3 橋床板中の全塩化物イオン含有量の実測値と計算値

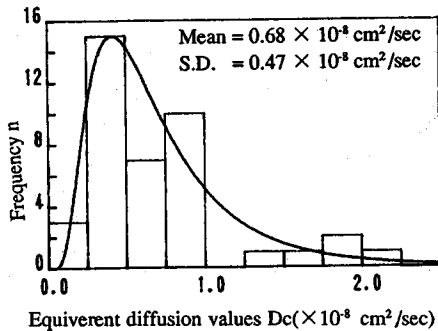


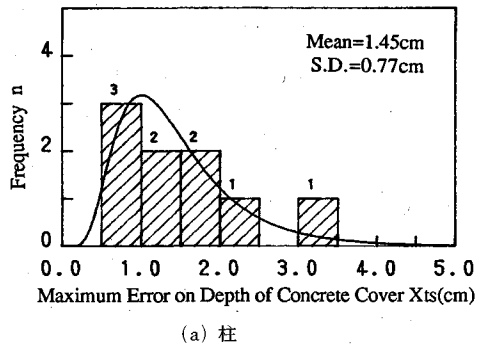
図-4 見かけの拡散係数の分布

(2) かぶりのモデル

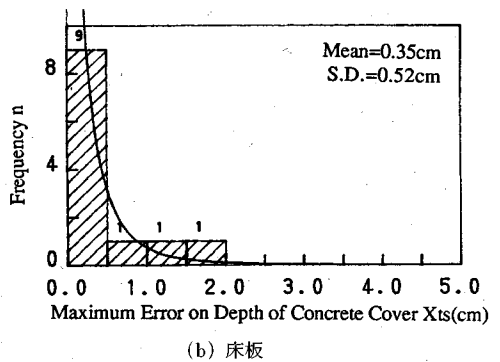
耐久性を確保する基本は、密実で均一なコンクリートを用いてかぶりを大きく取ることであり、これによりマイクロセルあるいは、より腐食速度の大きなマクロセルについても良好な防食効果がある。かぶりの大きさは、施工時の型枠・鉄筋の加工組立の誤差、鉄筋の寸法誤差や曲がり、コンクリートの打ち込み時の型枠・鉄筋の移動などによってばらつきが生じる。文献18)の調査結果によると、スペーサ使用量とかぶり不足量には明瞭な関係にあり、スペーサ使用量が1 m<sup>2</sup>当り2個程度使用すると、施工精度が向上する傾向にある。本研究では、その調査結果に基づき、かぶりの最大不足量分布を、図-5 (a), (b) のように整理した。図にみられるように、柱は床板よりもばらつきが大きい傾向にあり、本研究では床板と柱のばらつきの違いを考慮して取り扱っている。かぶり  $X_t$  は、式 (15) に示すように設計かぶり  $X_{td}$  に対して最大かぶりの不足量  $X_{ts}$  のばらつきを考えるものとして表される。

$$X_t = X_{td} - X_{ts} \dots \dots \dots (15)$$

最大かぶりの不足量  $X_{ts}$  は、図-5 より柱では平均値 1.45 cm、標準偏差 0.77 cm、床板では平均値 0.35 cm、標準偏差 0.52 cm の対数正規分布としてモデル化した。



(a) 柱



(b) 床板

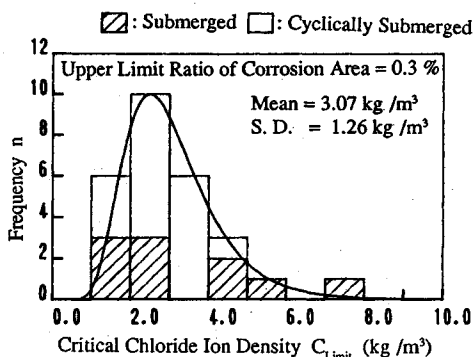
図-5 かぶりの最大不足量の分布

(3) 初期塩化物イオン量

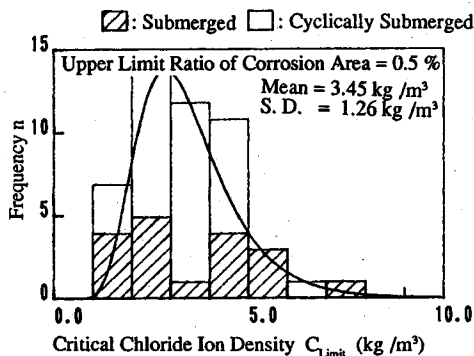
初期塩化物イオン量は、細骨材等の使用材料の地域特性が極めて高いと思われる。従って、本研究では示方書の規定値 0.30 kg/m<sup>3</sup> を特性値として与えることで、確率変量として取り扱わなかった。

(4) 塩化物イオン量の限界値

筆者の一人は、塩化物イオン量の限界値を求めることを目的として、普通ポルトランドセメントを用いて、一か月間の暴露試験<sup>19)</sup>を行っている。本実験では3種類の水セメント比  $W/C=40, 55, 70$  で作成した試験体を塩水に浸漬した場合とその乾湿繰り返しした場合の実験を行っている。その結果から鉄筋の腐食面積率 (= 腐食面積/鉄筋の全面積) と鉄筋近傍の全塩化物イオン量の関係を求めている。本来、鉄筋表面に腐食が発生した瞬間の塩化物イオン量を限界値と判断すべきであろうが、実験的にこのような瞬時の塩分値を求めることは困難である。本研究では鉄筋表面の腐食面積率がある設定した値に達した時を腐食開始と仮定し、その時の塩化物イオン量を限界値と定めることとした。しかしながら、上限となる鉄筋表面の腐食面積率の設定が問題となる。図-6 (a), (b) におのおの表面に腐食は発生しているが、0.5% 以下の腐食面積率となっている場合と 0.3% 以下の場合の鉄筋近傍の塩化物イオン量の分布を示す。ここで、0.5% の腐食面積率とは、実験での腐食鉄筋の目視観察



(a) 腐食面積率 0.3% 以下



(b) 腐食面積率 0.5% 以下

図-6 塩化物イオン量の限界値の分布

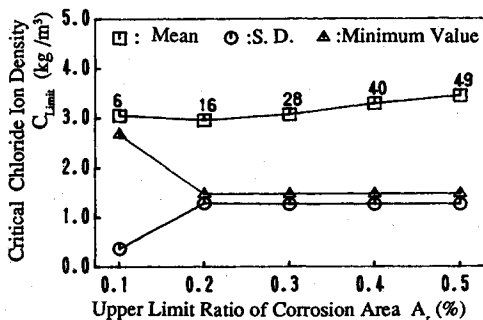


図-7 塩化物イオン量の限界値と上限とする腐食面積率の関係

から点錆が鉄筋表面に点在している程度のものである。また、同図には、塩水への侵漬とその繰り返しの試験条件の違いも示してあるが、その影響はほとんど見られない。上限の腐食面積率が小さくなると塩化物イオン量の限界値の分布が相対的に小さくなると思われたが、両図に見られるようにそれほど大きな変化は見られない。この比較を行うために図-7に、上限となる腐食面積率を0.1%~0.5%まで変化させたときの限界値の平均値、標準偏差、最小値および試験個数(図中の数字)を示す。平均値そのものは若干小さくなるが、標準偏差および最

少値は採取個数の少ない0.1%の場合をのぞきほとんどかわらない。この結果から、比較的個数が得られデータに信頼性がある0.3%以下の表面腐食率の鉄筋近傍の塩化物イオン量を限界値とした。従って、塩化物イオン量の限界値は平均値3.07 kg/m<sup>3</sup>、標準偏差1.26 kg/m<sup>3</sup>の対数正規分布としてモデル化した。

(5) 腐食速度

既往の劣化調査から腐食した鉄筋の断面減少と経過時間の関係から腐食速度を求める。東京湾内の33年経過した栈橋の腐食した鉄筋の断面減少率の分布の例を図-8に示す。かぶりは、主鉄筋を対象として7~13cmの範囲のものを選んだ。ただし、腐食による鉄筋の断面減少率  $F_r$  (%) は、式(16)のように定義した。

$$F_r = \frac{A_f}{A_s} \times 100 \dots\dots\dots(16)$$

ここで、 $A_f$ は測定された腐食した鉄筋の腐食断面積(cm<sup>2</sup>)で、鉄筋の公称断面積 $A_s$ (cm<sup>2</sup>)である。

図中には、平均値および標準偏差も示すが、変動係数は $\delta=1.05$ と大きな値を示す。さらに、分布の近似曲線も示すが、対数正規分布で近似できる。

鉄筋の腐食速度は、次のように求めた。東京湾内の栈橋の腐食した鉄筋の断面減少率について、経過年数が等しいものを一つの集団としてその平均値を図-9にプロットした。図中の数字は、各集団の個数である。ただし、かぶりの違いも考慮して、補強筋等を対象としてかぶり4~7cmと主筋等を対象としてかぶり7~13cmの2つに区分した。

図にみられるように、経過時間が経つに連れて断面減少率が大きくなる傾向にある。この傾向の勾配が、腐食速度になると仮定した。図中には、その勾配を求めるために行った回帰式も示す。その結果、かぶりが4~7cmの時の腐食速度は0.41%/yr、7~13cmの時は0.52%/yrとなり、かぶりに関係なくほぼ同程度の値を取る。腐食に及ぼす酸素及び水の拡散性の影響、塩分量の増加に伴うコンクリート比抵抗低下の影響などによりかぶりが腐食速度に大きく影響するという意見<sup>20)</sup>もあるが、本実測値では影響がなかったこと、筆者ら<sup>14)</sup>の理論計算でも影響がないことから、本研究ではこれらの平均的な値0.45%/yrを腐食速度の平均値として採用した。

経過年数と各集団の変動係数の関係を図-10に示す。同図の各数値は、各集団の個数である。図にみられるように、変動係数は $\delta_r=0.7\sim 2.52$ の範囲にある。本研究では、その平均値 $\delta_r=1.51$ を採用した。

(6) ひび割れ算定式の精度

原田ら<sup>21)</sup>は、コンクリートの解体に破碎剤を用いた試験を行い、その際に厚肉円筒式の有効性を検証している。その結果によると、 $K_0(=(2X_r+\phi)/\phi)$ が5.0以下の時は、ひび割れは瞬間的に表面に達することを明らかにし、

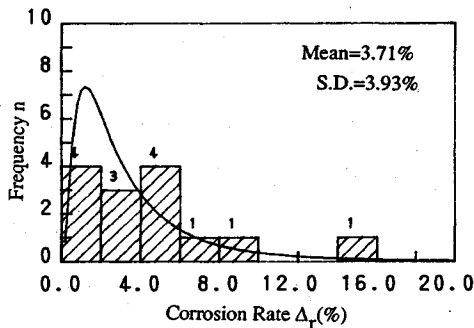


図-8 腐食した鉄筋の断面減少率の分布 (t=33年)

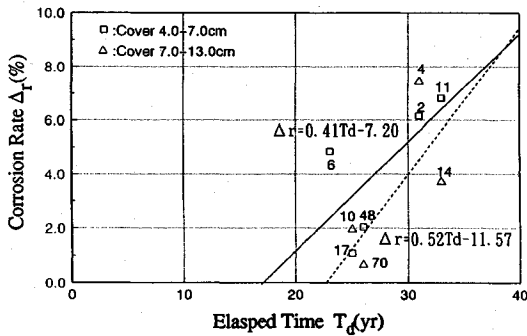


図-9 鉄筋の腐食速度の平均値

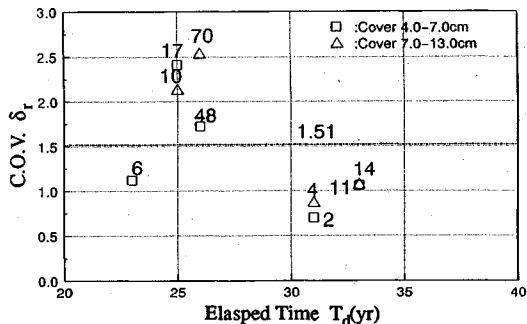


図-10 経過年数と腐食速度のばらつき

平均応力説による式の修正値は、0.5~0.8の間にあるとしている。本研究では、この実験結果からひび割れ発生モデルの修正係数に  $\alpha_0=0.5\sim0.8$  の軀形分布を採用した。

(7) コンクリートの引張強度

栈橋等の海洋構造物のコンクリート強度は、一般に単位セメント量  $350 \text{ kgf/m}^3$ 、水セメント比  $W/C=45\%$  の配合としており、圧縮強度  $\sigma_{ck}=350\sim450 \text{ kg/cm}^2$  である<sup>22)</sup>。また、コンクリートの圧縮強度の変動係数は一般的には10%程度であることが言われている<sup>23)</sup>。この圧縮強度を  $400 \text{ kgf/cm}^2$  とし、引張強度に変換して平均値および標準偏差を求めると<sup>6)</sup>、おのおの  $31.5 \text{ kgf/cm}^2$  および  $3.15 \text{ kgf/cm}^2$  となる。

4. 設計かぶりの決定方法

性能関数を前述した式 (4), (13) で表せることから、各因子を確率変量として取り扱うことができるならば、性能関数と限界状態の発生確率の関係は図-11のように表せる。

一般に、特性値として安全側に分布の95%の値、言い替えると5%の危険度を認めることが工学的に許されている。しかし、構造部材の破壊に関する許容危険確率と劣化のようにその状態になったとしても、早急に構造部材の破壊に結びつかない場合は、もう少し大きな危険確率が許容されるはずである。本研究でもこの考え方に従って考えるものとする。

発生確率の計算はモンテカルロ法を利用して、乱数の個数を10000とした(図-11参照)。表面の塩化物イオン量を  $C_F=5.0 \text{ kg/m}^3$  および  $20.0 \text{ kg/m}^3$  とし、鉄筋の設計かぶりが2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 および 7.0 cm の場合の経過年数と劣化の発生確率の関係を比較して図-12 (a), (b) に示す。全体に、経過年数が大きくなるにつれて、劣化の発生確率が大きくなるが見られ、設計かぶりが小さいと、その傾向は顕著である。

ここまでの解析は、経過年数による劣化の発生確率を統計学的手法を用いて定量的に評価したものである。塩害による設計かぶりは、ある設計かぶり  $X_{id}$  を選択した場合に、発生しないと判断した時の期待損失費用  $C_{f1}(X_{id})$  と逆に発生すると判断したときの期待損失費用  $C_{f2}(X_{id})$  が一致した時のかぶり  $X_{id}$  を設計かぶり  $X_{opt}$  と決定した<sup>24)</sup>。式 (17) にその関係を示す。

$$X_{opt} = X_{id} \text{ when } C_{f1}(X_{id}) = C_{f2}(X_{id}) \dots\dots\dots (17)$$

ここで、

$$C_{f1}(X_{id}) = P_f(X_{id}) \times L_2$$

$$C_{f2}(X_{id}) = (1 - P_f(X_{id})) \times L_1$$

$P_f(X_{id})$  は設計かぶり  $X_{id}$  の時の劣化の発生確率である。 $L_1$  は発生しないと判断した時に発生することによる損失費用で、 $L_2$  はその逆である。つまり、 $L_1$  の損失が発生する場合は判断が危険側に誤った場合であり、 $L_2$  の損失は安全側に発生する。どのように推定しても誤る可能性があるならば、安全側に誤った方が期待される損失は小さい。本手法で、 $L_2=1/2 \times L_1$  とし、2倍の重みを考え、この重みで、式 (17) を解くと  $P_f(X_{id})=33.3\%$  となる。

設計かぶりと供用期間50年とした場合の劣化の発生確率の関係を  $C_F=5.0, 20.0 \text{ kg/m}^3$  について図-13に示す。図にみられるように、かぶりが大きくなるにつれて、劣化の発生確率は指数的に小さくなっており、設計かぶりがある程度大きくなると、その減少傾向の感度は小さくなっていく。この結果から、式 (17) を用いて設

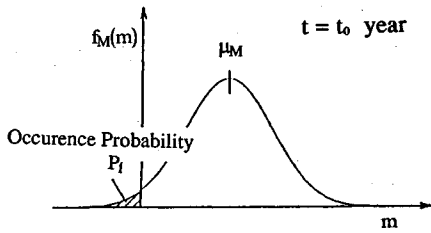


図-11 性能関数と劣化の発生確率の関係

### 5. 設計かぶり

設計かぶりを求めるために、表面の塩化物イオン量および供用期間を因子として試算を行った。

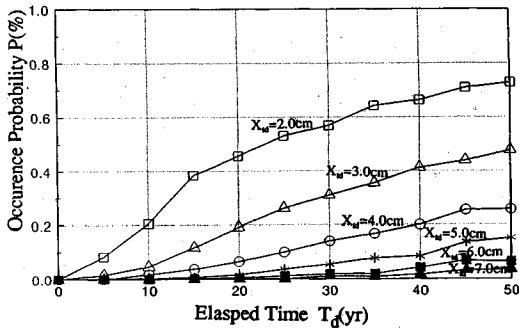
表面の塩化物イオン量の設定は次のように行った。図-14 (a), (b) に環境条件が緩やかな東京湾岸の栈橋と厳しい日本海側の栈橋<sup>25)</sup>の表面の塩化物イオン量の頻度分布を示す。ただし、この表面の塩化物イオン量とは、Fickの拡散式のあてはめを行った時に求められた表面の塩化物イオン量  $C_F$  の値である。環境条件の厳しい日本海側の栈橋の方が、表面の塩化物イオン量は大きな値をとる場合が多いが、小さな値もあり、採取部位の違い、風向等によりばらついているのがわかる。両図より、かなり大きな値をとることがあるが、表面の塩化物イオン量は、日本海側では  $40.0 \text{ kg/m}^3$  程度まで、東京湾岸では  $20.0 \text{ kg/m}^3$  程度までの範囲にあるのがわかる。本研究では、上記の結果から表面の塩化物イオン量を考慮して、 $C_F = 5.0, 10.0, 20.0$  および  $40.0 \text{ kg/m}^3$  とした。栈橋の置かれている環境として、飛沫帯を対象としている。供用期間として、最大50年を取り、5年刻みとした。また、損失費用の重みは  $L_2 = 1/2 \times L_1$  として、2倍の重みを考えた。この値の設定方法としては、対象構造物の重要度を考慮して設定する方法もあるが<sup>26)</sup>、本研究では対象構造物の重要度を設定していないことから、一つの例として上述の重みを設定した。最適値の選定は、設計かぶりが離散値で設定されていることから、式(17)を満足する最も近い設計かぶりを選んだ。

表面の塩化物イオン量をパラメータに設計かぶりと供用期間の関係を図-15に示す。図にみられるように、全体に供用期間が長くなるにつれて、設計かぶりが大きくなる。柱部の方が、床板部より設計かぶりは、ほとんどの場合、1 cm程度大きい。また、表面の塩化物イオン量が多くなると、設計かぶりは大きくなり、その傾向は顕著である。

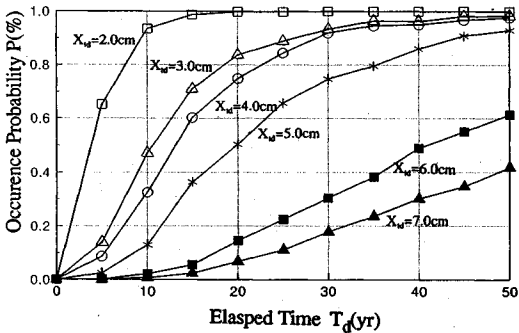
### 6. まとめ

本研究では、コンクリート構造部材の表面の塩化物イオン量が既知である場合に、限界状態を鉄筋の腐食膨張によるコンクリートのひび割れと仮定し、期待費用最小の考えを用いて設計かぶりを求めたものである。以下に得られた結果を要約する。

(1) 塩害による劣化モデルを確率論的な立場から、限界状態をコンクリート表面のひび割れ発生と定義し、定式化した。鉄筋の腐食開始モデルとして Fickの拡散方程式を用いた性能関数を定義した。この中で、①見かけの拡散係数  $D_c$ 、②かぶり  $X_i$  および③塩化物イオン量の限界値  $C_{Llimit}$  を確率変量として取り扱うものとした。ひび割れ発生モデルとして、鉄筋の腐食膨張によるひび割



(a)  $C_F = 5.0 \text{ kg/cm}^2$



(b)  $C_F = 20.0 \text{ kg/cm}^2$

図-12 経過年数と劣化の発生確率の関係

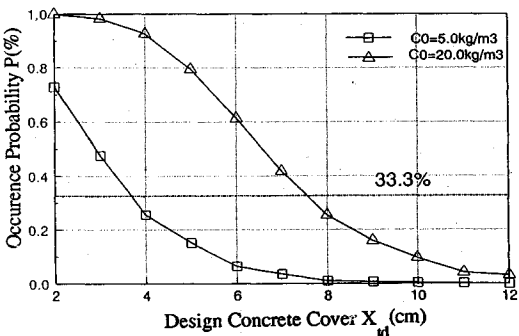


図-13 供用期間50年の設計かぶりと劣化の発生確率

計かぶりを求めると、表面の塩化物イオン量  $C_F = 5.0 \text{ kg/m}^3$  の場合、設計かぶり  $X_{idopt} = 4.0 \text{ cm}$  が選択され、表面の塩化物イオン量  $C_F = 20.0 \text{ kg/m}^3$  の場合、設計かぶり  $X_{idopt} = 8.0 \text{ cm}$  が選択される。

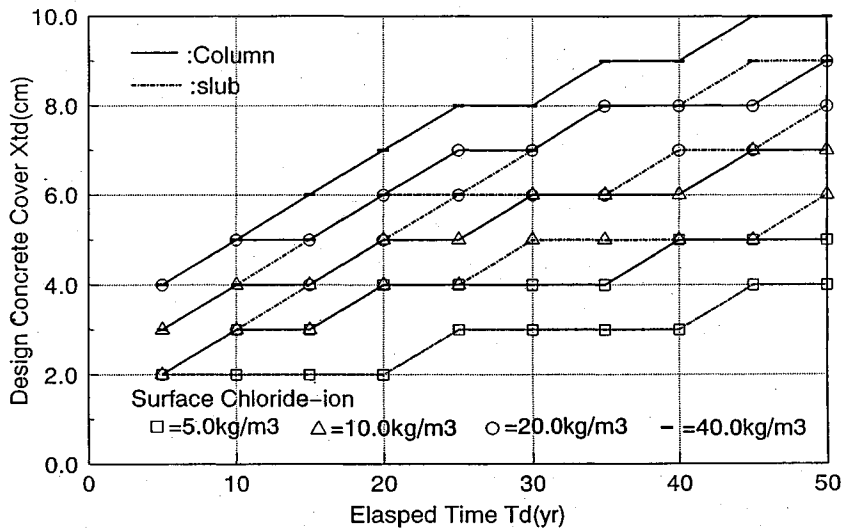
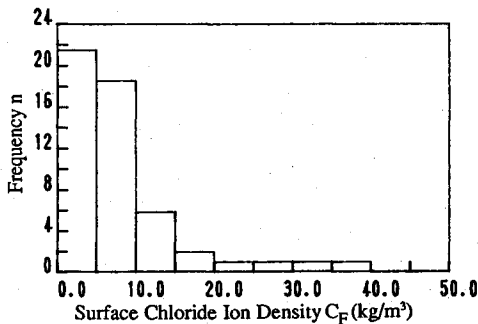
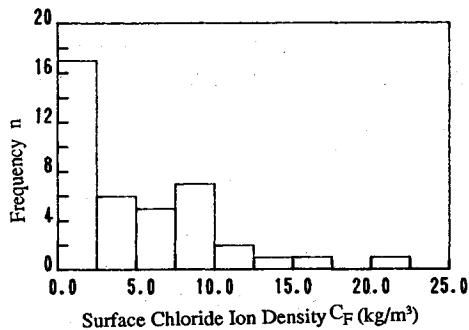


図-15 選択された設計かぶり



(a) 日本海沿岸の棧橋の調査<sup>25)</sup>



(b) 東京湾岸の棧橋の調査

図-14 表面の塩化物イオン量の分布

れを厚肉円筒モデルで表し、①鉄筋の腐食速度  $\Delta_r$ 、②ひび割れ発生モデルの修正係数  $\alpha_0$ 、③コンクリートの引張強度  $\sigma_{tu}$  を確率変量として取り扱うものとした。

(2) 塩害による劣化モデルと期待費用最小の考えから設計かぶりを求める手法を提案した。その結果、例えば、棧橋においては、供用期間を 50 年として、表面の塩化物イオン量  $C_F=5.0 \text{ kg/m}^3$  の場合、設計かぶり  $X_{tdopt}=4.0 \text{ cm}$  が選択され、表面の塩化物イオン量  $C_F=20.0$

$\text{kg/m}^3$  の場合、設計かぶり  $X_{tdopt}=8.0 \text{ cm}$  が選択される。  
(3) 本手法を用いて供用期間と表面の塩化物イオン量ごとの設計かぶりを求めた。この図から、定量的に設計かぶりを求めることができる(図-15)。

謝辞：本研究を行うにあたり、奥村敏恵 東京大学名誉教授から、常に適切な助言をいただきました。ここに深く感謝致します。

#### 参考文献

- 1) Bažant, Z. P. : Physical model for steel corrosion in concrete sea structure-Theory. J. of the Str. Div. Vol.105. No.ST6, pp.1137~1153, June 1979.
- 2) Bažant, Z. P. : Physical model for steel corrosion in concrete sea structure-Application. J. of the Str. Div. Vol.105. No.ST6, pp.1155~1166, June 1979.
- 3) Browne, R.D. : Design prediction of the life for reinforced concrete in marine and other chloride environments, Durability of Building Materials, Elsevier Scientific Publishing Company, pp.113~125, 1, 1982.
- 4) Browne, R.D., Geoghegan M.P., Baker A.F. : Analysis of structural condition from durability results, Corrosion of Reinforcement In Concrete Construction, pp.193~222, Ellis Horwood Limited, 1983.
- 5) 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.
- 6) コンクリート標準示方書 (平成 3 年制定), 土木学会, pp. 101~111, 平成 3 年 10 月.
- 7) コンクリート標準示方書 (平成 3 年制定) 改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向, コンクリート・ライブラリー第 70 号, 土木学会, pp. 259~262.
- 8) 松島学・堤知明・関博・松井邦人:信頼性理論に基づいた塩害に対する最適かぶり, コンクリート工学年次論文報告 14-1, pp. 825~835, 1992.
- 9) 森好生・野木孝次:コンクリートの耐海水性に関する研究—材令 10 年試験結果報告一, セメントコンクリート,



- No. 417, 1981.
- 10) 小林一輔・白木亮司・河合研司：炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物、硫黄塩化物及びアルカリ化合物の移動と濃縮，コンクリート工学論文集，第1巻第2号，pp. 69~82, 1990. 7.
  - 11) 小林一輔・宇野祐一：コンクリートの炭酸化のメカニズム，コンクリート工学論文集，第1巻第1号，pp. 37~49, 1990. 1.
  - 12) John Crank : The Mathematics of Diffusion, 1956, Oxford Univ. Press.
  - 13) 永野広雄：塩分汚染コンクリート構造物の診断手法の提案，大成建設技術研究所報，第18号，pp. 69~73.
  - 14) 関博・松井邦人・松島学・金子雄一・田畑裕：コンクリート構造の寿命予測に関する一考察，第12回コンクリート工学年次論文報告集，pp. 569~574, 1990.
  - 15) 佐藤和郎・茂村達也・永井文雄：ぜい性材料からなる円筒の内圧破壊に及ぼす延性の影響，日本機会学会論文集 (A編)，Vol. 45, No. 391, pp. 220~226, 1979. 3.
  - 16) 国立天文台，理科年表，丸善，1990.
  - 17) 吉岡保彦・米沢敏男：鉄筋の腐食生成物の力学的特性に関する基礎的な検討，土木学会第39回年次学術講演会第5部，pp. 271~272, 1984年11月.
  - 18) 建設省・国土開発技術センター，建設省総合技術開発プロジェクト，コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書，1988, 11.
  - 19) 堤知明・本橋賢一・ミスラスディール・山本明雄：逆材例で若材令で海水に接するコンクリート中の鉄筋腐食に関する一実験，コンクリート工学年次論文報告13-1, pp. 651~656, 1991.
  - 20) 小林一輔・小林豊治・米澤敏男・出頭圭三：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ3鉄筋腐食診断，森北出版株式会社，1995. 5.
  - 21) 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.
  - 22) 港湾コンクリート構造物の劣化防止・補修に関する技術調査一劣化防止・補修マニュアル (案)一，(財)沿岸開発技術センター，1987年9月.
  - 23) 豊副俊泰・中村修吾・鬼丸良雄：重回帰分析によるコンクリートの品質管理システムに関する研究，土木学会論文集，第408号/V-11, pp. 147~156, 1989年8月.
  - 24) Alfredo H.-S. Ang, Wilson H. Tang (伊藤学，亀田弘行訳)：土木建築のための確率・統計の応用，丸善株式会社，pp. 53~82, 1988年1月30日.
  - 25) 大即信昭・原茂雅光・浜田秀則：棧橋コンクリート上部工劣化実態詳細調査報告，港湾技術研究所報告，pp. 3~22.
  - 26) 洲鎌靖之・松島学・松井邦人・関博：一対比較による耐久性に関する構造物の重要度，第17回関東支部技術研究発表会，pp. 312~313, 1990年3月3日.

(1993. 2. 10 受付)

## DESIGN CONCRETE COVER OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES DUE TO CHLORIDE ATTACK

Manabu MATSUSIMA, Tomoaki TSUTSUMI, Hiroshi SEKI and Kunihito MATSUI

Deterioration of concrete structures has been drawing a greater social attention. Severe chloride-induced damages have been observed in seaside area. The deterioration is mainly caused by corrosion of reinforcements due to the action of chloride ion. This paper develops a procedure to determine design concrete cover for a deterioration due to chloride attack. Statistic method to seek design concrete cover is developed by using the stochastic parameters that contributes to structural damages. These stochastic parameters are obtained from data analysis conducted on the survey of actual structures and laboratory tests. This analysis is useful for durability design and rehabilitation planning during its service life.