

## 論文 塩害劣化を受ける RC 構造物の劣化予測

中川貴之\*1・堤 知明\*2・松島 学\*3

**要旨:** 本研究は、コンクリート構造物の表面塩化物イオン量が得られている場合に、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を求める。その後、鉄筋の腐食膨張圧によりコンクリート表面にひび割れが発生し、鉄筋の腐食速度が促進されるとして、RC 構造物の劣化モデルを構築した。さらに、実構造物に本劣化モデルを適用し、妥当性を検証した。

**キーワード:** 塩害劣化, 鉄筋腐食, 劣化モデル, 腐食速度, 現場調査

## 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<sup>1)</sup>。

塩害を受けたコンクリート構造物の補修・補強を評価するため、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、劣化が進展する。

一般に、コンクリート構造物の補修の要否の境界は、ひび割れが発生するまでとしている場合があり、ひび割れが発生した時点で補修を行っている場合も多い<sup>2)</sup>。この理由として、公共的に使用されている構造物では、第三者障害による問題が考えられ、これを未然に防ぐためと思われる。しかし、構造物によっては、管理区域内に一般住民が立ち入る可能性は少なく、第三者障害が起こることは少ない構造物もある。したがって、ひび割れ等の劣化が進んでも構造

物の耐荷力が維持できるならば補修の時期を遅らせてもよいと考えられる<sup>3)</sup>。これを可能にするためには、まず耐荷力の予測方法の確立が必要である。しかしながら、これらの手法は、ひび割れ発生までを推定するもので<sup>4),5)</sup>、ひび割れ発生後の評価を行ったものは少ない。

本研究は、コンクリート構造物の表面塩化物イオン量が得られている場合、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を求める。その後、鉄筋の腐食膨張圧によりコンクリート表面にひび割れが発生し、鉄筋の腐食速度が促進されるとし、RC 構造物の劣化モデルを構築した。さらに、実構造物に本劣化モデルを適用し、妥当性を検証した。

## 2. 塩害劣化モデルの提案

## 2.1 塩害による劣化過程

塩害による RC 構造物の劣化モデルを図-1に示す<sup>6)</sup>。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、鉄筋の不動態皮膜を破壊し、腐食が開始するまでの潜伏期、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進展期、その後、直接鉄筋が外部の水や外気と接触する

\*1 東電設計(株)技術開発本部土木技術部 (正会員)

\*2 東京電力(株)電力技術研究所土木グループ主管研究員 工博 (正会員)

\*3 香川大学教授 工学部安全システム建設工学科 工博 (正会員)

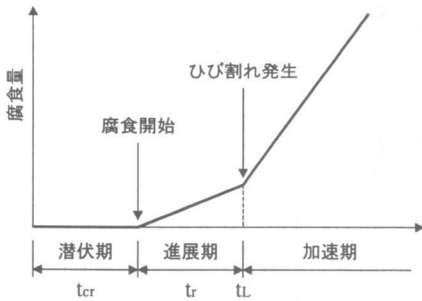


図-1 塩害劣化モデル<sup>6)</sup>

ことができ、鉄筋の腐食速度が加速度的に速くなる加速期をモデル化した。耐荷力が問題となる鉄筋の腐食量は、加速期以降である。

## 2.2 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る。本研究では、マクロ的に適用されてきた式(1)の Fick の一次元拡散式で表されるものと仮定する<sup>7)</sup>。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial X^2} \quad (1)$$

この一次元拡散方程式の解は、式(2)で求められる。

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

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。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、腐食開始時期  $t_{cr}$ は、式(3)のように表される。

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

ここで、 $C_{Limit}$ は塩化物イオン量の限界値である。 $C_c(X_t, t) = C_{Limit}$ になるときが、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。本研究では、コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>を参考に  $1.2\text{kg/m}^3$ とした。本値は、数多くの研究成果によれば、平均的あるいは若干安全側の値であると考えられる。

## 2.3 進展期のモデル

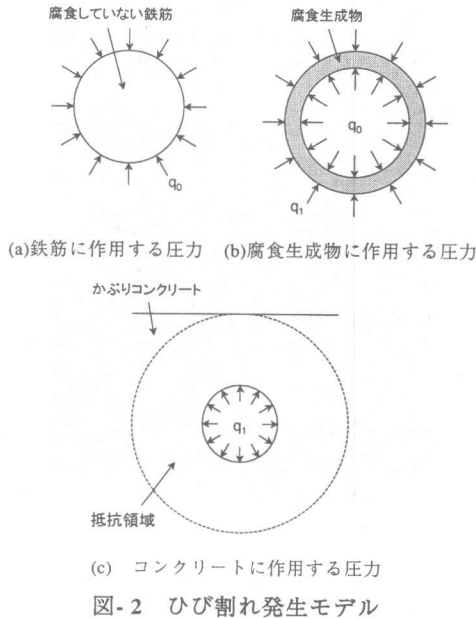
酸素の拡散により鉄筋腐食が進行し、その鉄筋腐食の膨張圧によりひび割れが生じる。その力学モデルを図-2に示す。図に見られるように、膨張した腐食生成物により腐食していない鉄筋に生じる膨張圧  $q_0$  とかぶり部に生じる圧力  $q_1$  が発生する。この圧力  $q_1$  によりコンクリート表面にひび割れが生じると仮定した<sup>9)</sup>。腐食膨張圧によるひび割れ発生モデルとして厚肉円筒モデルを採用し(図-2(c)参照)、コンクリート表面のひび割れ発生条件として、平均応力説に基づいて、かぶり部のコンクリートの平均引張応力  $\sigma_t$  を計算し、この応力がコンクリー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。腐食生成物の体積膨張率は、一般に  $2.0 \sim 3.0$  とされており<sup>10)</sup>、本研究では、平均的な値である  $2.5$  を採用した。ひび割れ発生前の腐食速度  $\Delta_1$  は、電気化学に基づく理論式<sup>9)</sup>により鉄筋のカソード・アノード面積比  $C/A$  等のばらつきを考慮し、試算を行い決定した。その結果から平均的な値とし、 $0.1\%/yr.(D25)$  で換算すると  $5.0\text{mg/cm}^2/\text{yr.}$  と仮定した。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  $\sigma_t$  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(4)のような性能関数  $J_r(t)$  が設定される。

$$t_L = t \quad \text{when} \quad J_r(t) = f_{tu} - \sigma_t = 0 \quad (4)$$

性能関数  $J_r(t)$  がゼロになるときが、ひび割れ発生時間  $t_L$  と仮定できる。

## 2.4 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<sup>11)</sup>。ひび割れ発生後の鉄筋の腐食速度は、式(5)で定義される鉄筋の断面減少



率を経過年数で除した平均腐食速度で評価した。

$$\Delta_2 = \frac{\Delta_r}{t} = \frac{(I - A_d/A_s) \times 100}{t} \quad (5)$$

ここで、 $\Delta_r$  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( $\text{cm}^2$ ),  $A_s$  は鉄筋の公称断面積( $\text{cm}^2$ ),  $t$  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。かぶり2.5~7.5cmで腐食開始時期が10年程度、7.5~15cmで20年程度となりかぶりが大きいほど腐食開始時期が遅くなる傾向にある。腐食速度は、かぶり2.5~7.5cmで0.31%/yr程度(相関係数 $r=0.60$ )、7.5~15cmで0.42%/yr程度(相関係数 $r=0.64$ )となるが、データのばらつきを考えるとかぶりに関係なくほぼ同程度の値と判断される。このため、本研究におけるひび割れ発生後の腐食速度は、これらの平均的な値である0.35%/yr。(D25で換算すると17.5mg/ $\text{cm}^2$ /yr.)とした。

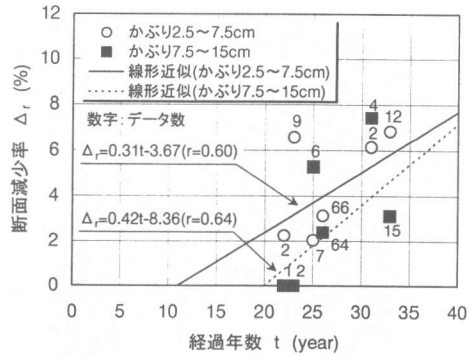


図-3 経過年数と断面減少率の関係

### 3. 塩害劣化モデルの適用

#### 3.1 調査構造物

調査対象は、塩害環境下にあるRC構造物の柱部材と壁部材である。供用年数は11年である。供用期間中の補修経歴はない。柱部材は、常時海水飛沫を被るとともに湿気がこもりやすい場所であり、過酷な塩害環境下にあると言える。ひび割れが目視で明瞭に認められるほど劣化が進んでいた。壁部材は、絶えず海水を被る環境に位置する。塩害劣化による腐食ひび割れ等は、認められなかった。柱部材の劣化状況を写真-1および図-4に、壁部材の劣化状況を写真-2および図-5に示す。

同構造物に対し、腐食ひび割れ幅の調査、鉄筋かぶり、鉄筋腐食量の調査を行った。調査は、ひび割れのトレースを行った後、クラックスケールを用い、10cm間隔でひび割れ幅を調査した。その後、かぶりコンクリートをはつり、鉄筋のかぶりを測定した。最後に鉄筋を切り出し、鉄筋の錆を10%クエン酸二アンモニウム溶液に浸して錆を除去した後、1本の鉄筋を20cm程度の長さに切り分け、それぞれの鉄筋の重量および長さを測定し、単位面積当たりの腐食量を計算した。

#### 3.2 調査結果

ひび割れ幅の分布を図-6に示す。柱部材のひび割れは、主筋に沿って発生していた。ひび割れ幅は、0.04~1.8mmの範囲であり、保守管理規定に記載されている基準値を超えるひび割

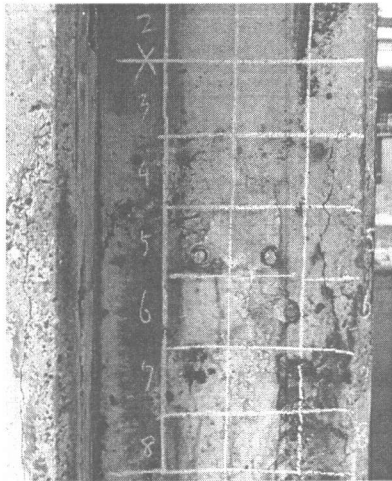


写真-1 柱部材の劣化状況

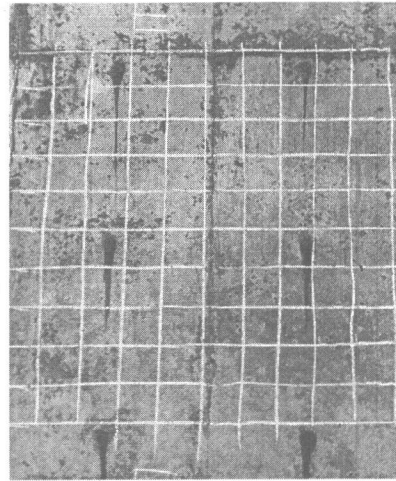


写真-2 壁部材の劣化状況

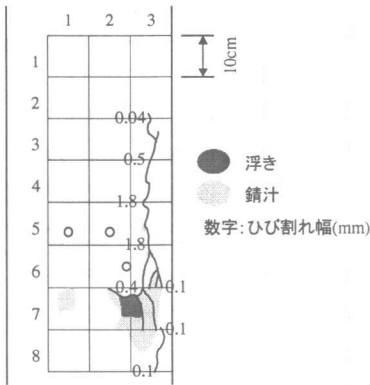


図-4 柱部材の劣化状況

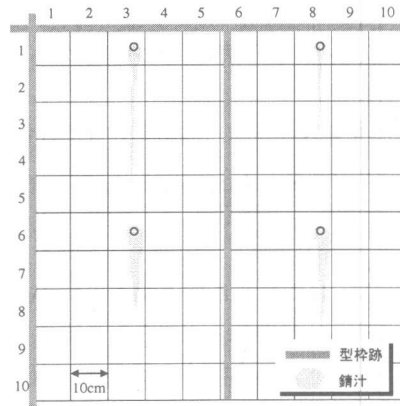


図-5 壁部材の劣化状況

れ幅も含まれている。壁部材は、ひび割れが認められなかった。かぶりの分布を図-7に示す。かぶりは、柱部材で4cm程度、壁部材で7cm程度である。柱部材のかぶりは、現行のコンクリート標準示方書に規定されている腐食性環境下の構造物のかぶり厚さと比較すると小さい値である。使用されている鉄筋は、柱部材の主筋がD25、壁部材の主筋がD13であった。柱部材の主筋は、全面にわたり腐食し、局所的に著しい断面欠損が認められた。壁部材の主筋は、腐食による断面欠損が全く認められず、局所的に赤錆が認められる程度であった。壁部材は、かぶり大きいことや絶えず海水を被る環境に

位置し、酸素の供給が困難であることから、腐食の程度が軽微であったと考えられる。鉄筋の腐食量の分布を図-8に示す。測定した鉄筋の腐食量は、柱部材で $-6.5 \sim 262.7 \text{ mg/cm}^2$ 、壁部材で $-3.0 \sim 6.0 \text{ mg/cm}^2$ であった。マイナスの値は、現実には有り得ないが、健全な鉄筋断面の公称値から求めたことや測定誤差等により生じたものである。柱部材は、孔食等の局所的な腐食の影響により、ばらつきが大きく、壁部材は、腐食の程度が軽微であり、局所的な断面欠損が認められないことから、ばらつきが小さいものと考えられる。柱部材のひび割れ幅と腐食量の関係を図-9に示す。同図の腐食量は、ひび割れ

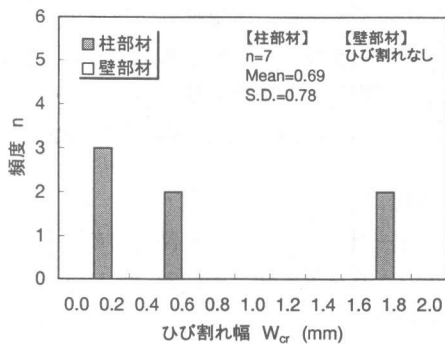


図-6 ひび割れ幅の分布

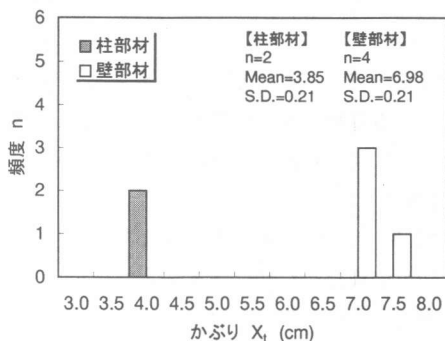


図-7 かぶりの分布

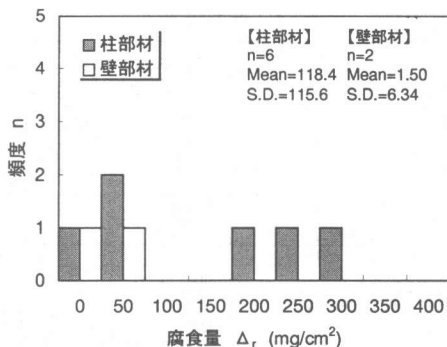


図-8 腐食量の分布

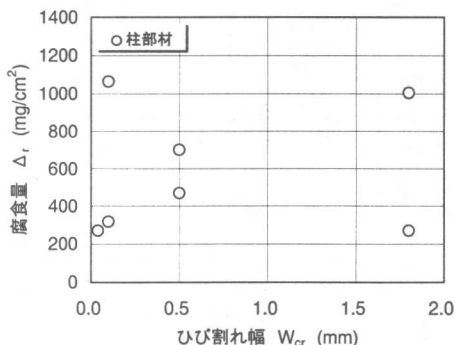


図-9 ひび割れ幅と腐食量の関係

測定位置の鉄筋径の減少量から求めたものである。ひび割れ幅と腐食量の間には、相関が認められない。この理由として、本調査で対象とした面が海水を被ることから、ひび割れ幅の大きいものは、腐食生成物が洗い流され、ひび割れが増大しなかったことなどが考えられる。

コンクリートコアを採取し、かぶり深さ方向の全塩分量を電位差適定法により調べた。表面塩化物イオン量は柱部材で  $8.97\text{kg/m}^3$ 、壁部材で  $5.57\text{kg/m}^3$  であった。等価拡散係数は柱部材で  $3.56 \times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$ 、壁部材で  $6.16 \times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$  であった。既往の東京湾内の海洋構造物の調査結果<sup>11)</sup>によると、塩化物イオン量および等価拡散係数の平均値は、それぞれ  $8.84\text{kg/m}^3$ 、 $1.73 \times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$  であり、ばらつきを考慮すると、本調査データは、いずれも平均的な値であると考えられる。柱部材から採取したコンクリートコアを用い、圧縮強度を調べた。圧縮強度は、 $39.0\text{N/mm}^2$  であった。

### 3.3 劣化モデルの適用

調査した構造物に RC 構造物の劣化モデルを適用した。劣化モデルの計算条件を表-1に示す。表面塩化物イオン量  $C_0$ 、等価拡散係数  $D_e$ 、かぶり  $X_c$ 、鉄筋径  $\Phi$  およびコンクリートの引張強度  $f_{tu}$  は、本調査から得られたデータを用いた。コンクリートの引張強度は、圧縮強度を基にコンクリート標準示方書<sup>12)</sup>の実験式から求めた。本劣化モデルにより求めた腐食量と経過時間の関係を図-10および図-11に示す。図中に実測値を○で、平均値を●で示した。表面塩化物イオン量、等価拡散係数および鉄筋の腐食速度のばらつきを考慮すると、得られた腐食量は実現象を概ね良く説明している。

### 4. まとめ

RC 構造物の劣化モデルを構築した。さらに、実構造物に本劣化モデルを適用し、妥当性を検証した。本研究で得られた知見を以下に示す。

表-1 解析条件

入力因子		柱	壁
表面塩化物イオン量 $C_0$	kg/m <sup>3</sup>	8.97	5.57
かぶり $X_c$	cm	3.9	8.3
鉄筋径 $\phi$	cm	2.54	1.27
初期塩化物イオン量 $C_1$	kg/m <sup>3</sup>		0.0
等価拡散係数 $D_e$	$\times 10^{-8}$ cm <sup>2</sup> /sec	3.56	6.16
限界塩化物イオン量 $C_{limit}$	kg/m <sup>3</sup>		1.2
コンクリートの引張強度 $f_{tu}$	N/mm <sup>2</sup>		2.65
ひび割れ発生前の腐食速度	%/yr.		0.10
$\Delta_1$	mg/cm <sup>2</sup> /yr.	5.0	2.5
ひび割れ発生後の腐食速度	%/yr.		0.35
$\Delta_2$	mg/cm <sup>2</sup> /yr.	17.5	8.7

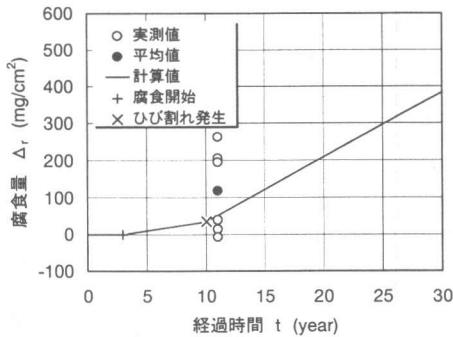


図-10 解析結果 (柱部材)

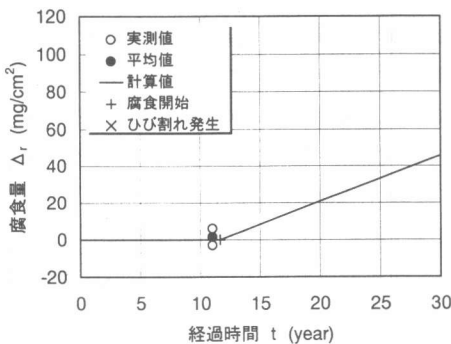


図-11 解析結果 (壁部材)

- 塩害劣化過程を潜伏期、進展期および加速期の3つの区分の劣化モデルを構築した。潜伏期は塩化物浸透のモデルとしてFickの一次元拡散式を考え、進展期は厚肉円筒の力学モデルによる鉄筋の腐食膨張を考えた。加速期はひび割れ発生により鉄筋の腐食速度は加速されるものと考えた。
- 11年経過したRC構造物に本劣化モデルを適用し、鉄筋腐食量の推定を行った。表面

塩化物イオン量、等価拡散係数および鉄筋の腐食速度のばらつきを考慮すると、得られた腐食量は実現象を概ね良く捉えていると言え、モデルの妥当性が明らかとなった。

参考文献

- 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
- 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
- 出頭圭三, 米澤敏男, 小林豊次：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ3 鉄筋腐食の診断, 森北出版株式会社, pp.155~156, 1993.3
- 関 博：鉄筋の腐食による膨張ひびわれの発生機構について, セメントコンクリート, No.458, pp.20~27, Apr.1985.
- 丸山久一, 田森清美, 小田川晶史, 橋本親典：鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.2, pp.505~510, 1988
- 宮川豊章：Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学博士論文, 1985.2
- John Crank: The Mathematics of Diffusion, Oxford Univ. Press, 1956
- 土木学会：平成11年度版 コンクリート標準示方書 [施工編] - 耐久性照査型 -
- 関 博, 松井邦人, 松島 学, 金子雄一, 田畑 裕：コンクリート構造物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
- 国立天文台, 理科年表, 丸善, 1990
- 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
- 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]