

論文 性能評価パラメータの不確定性を考慮した塩害劣化PC橋の安全性評価

美濃 智広^{*1}・橋本 欣也^{*2}・狩野 裕之^{*3}・森川 英典^{*4}

要旨：塩害劣化を受けるPC橋を対象とし、劣化評価に関わるパラメータの不確定性およびPC鋼材の破断現象を考慮したモンテカルロシミュレーションにより、経時的な性能の変化を試算した。また、多主桁橋での桁剛性の変動に着目した検討を行い、各桁間の剛性の不確定性が部材の安全性に影響を及ぼすため、上部構造全体で評価する必要性のあることが明らかになった。

キーワード：塩害, 性能評価, 劣化予測, プレストレストコンクリート橋, 安全性

1. はじめに

これまでに構築されてきたコンクリート構造物の維持補修費は増大していく一方で、長期的な安全性や耐久性を把握、確保することが今後の設計・維持管理において非常に重要であることが認識されている。鉄筋コンクリート(以下RC)と比較し、プレストレストコンクリート(以下PC)に用いられているコンクリートは水セメント比が小さく、RC構造物に比べ、塩化物イオンの浸透に対する抵抗性は一般に高い。しかし現実には、内在塩分による塩害、日本海沿岸における塩害が問題となっており、グラウト不良に起因したPC鋼線の腐食等が懸念される。また、プレストレスを与えられた鋼材は応力腐食割れや水素脆性に起因すると考えられる破断現象を起こす可能性も懸念される。

そこで本論では、種々の不確定性を詳細に考慮できるモンテカルロシミュレーションを採用し、塩害によるPC鋼材の腐食、および破断現象をモデル化したPC桁の経時的な性能低下の評価を試みた。また、多主桁橋には剛性低下の変動による荷重再配分が起こりうることに着目し、上部構造物全体としての安全性の評価も試みた。

2. PC桁の塩害による劣化進行過程のモデル化と劣化予測

2.1 対象構造物と初期条件

対象構造物は既存の設計例¹⁾による支間長40mのPC単純ポステンT桁橋で汀線付近に位置すると仮定し、竣工時における初期点検結果より、表-1に示す条件が得られたと仮定した。図-1の概要図を示す。

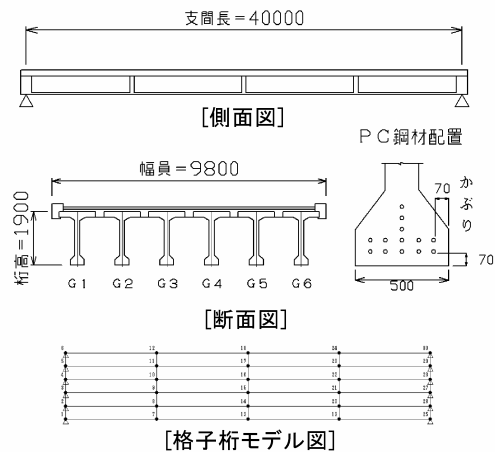


図-1 対象構造物の概要(単位:mm)

表-2 初期点検結果の仮定

項目	結果
かぶり	70mm
コンクリート強度	40N/mm ²
水セメント比	40%
PC鋼材強度	1570 N/mm ²

*1 (株)建設技術研究所 大阪支社道路交通部 (正会員)

*2 (株)ニュージェック 大阪本社交通道路部 (正会員)

*3 (株)鴻池組 大阪本店土木技術部 工修 (正会員)

*4 神戸大学 工学部建設学科助教授 工博 (正会員)

2.2 評価の概要

塩害による劣化進行は4つの劣化過程に分類されるが、本論では一連の劣化過程を図-2に示す3つの状態に分けて評価した。潜伏期はシー位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度に達するまでとした。その後、腐食ひび割れ発生までを進展期とした。そして、腐食ひび割れ発生以降を加速期・劣化期とした。各状態における劣化の進展の評価は、既往の研究成果等を参考にしてい、これを組み合わせて供用開始からの劣化予測とした。また、進展期の開始以降において、PC 構造物特有の劣化現象であるPC 鋼材の破断を考慮した。PC 鋼材の破断現象については経年的な劣化進行の中で確定論的に発生時期を定義することは困難なため、本論ではグラウト不良箇所でも偶発的に破断が発生するものとして確率論的に取り扱った。

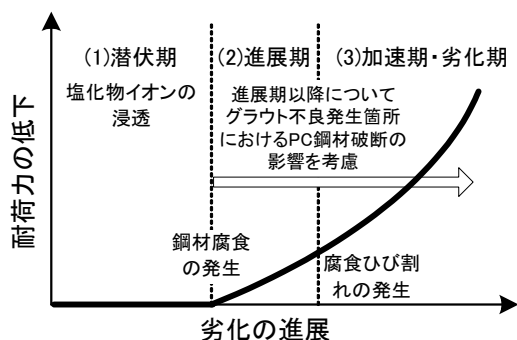


図-2 劣化の進展と劣化過程の概要

2.3 PC 鋼材の腐食劣化

(1) 潜伏期の劣化予測モデルと結果

潜伏期の期間は主に環境条件とコンクリートの品質に左右され、各々の要因について適切に条件を設定し、拡散理論を用いて潜伏期間を予測するのが一般的である。式(1)²⁾、式(2)³⁾では、表面塩化物イオン濃度や拡散係数の経時変化は考慮されていないが、比較的簡易に潜伏期の劣化予測が可能である。

$$C_c(x, t) = C_{c0} (1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}}) \quad (1)$$

$$\log D_{ap} = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (2)$$

ここに、 C_c :コンクリート中の塩分量(kg/m^3)、 C_{c0} :コンクリート表面の塩化物イオン濃度(kg/m^3)、

erf :誤差関数、 x :コンクリート表面からの距離(cm)、 D_{ap} :コンクリートの見かけの塩化物イオン拡散係数(cm^2/year)、 t :時間(year)、 W/C :水セメント比

また、対象構造物が汀線付近に位置する仮定より、表面塩化物イオン濃度 $C_{c0} = 9.0(\text{kg}/\text{m}^3)^{2)}$ 、鋼材腐食発生限界濃度 $C_{lim} = 1.2(\text{kg}/\text{m}^3)^{2)}$ とした。

式(1)中のかぶり、拡散係数および表面塩化物イオン濃度について表-2に示すような変動を考慮し、各変数を独立とした1万回の試行によるモンテカルロシミュレーションを行った。ただし、表-2中の表面塩化物イオン濃度の標準偏差は、土木学会示方書²⁾に示される安全係数1.3により95%の信頼性が確保される変動を仮定した。シミュレーションを行った各時間の変動の平均値および標準偏差 σ_l に対して $\pm 1\sigma_l$ および $+1.65\sigma_l$ の変動(信頼確率95%)を考慮した予測結果を図-3に示す。平均値の場合、腐食発生限界塩分濃度に達する期間は16年となった。一方、腐食発生限界塩分濃度に達する期間は最小5年~最大100年以上と非常に大きな幅を持つ結果となり、 $+1.65\sigma_l$ と平均値の間にも8年の幅がある。このことから、安全係数に基づく劣化予測を用いる場合、安全側の評価による潜伏期の期間の設定は可能であるが、進展期以降の劣化の状態と時期を精度良く推定することは困難であると考えられる。この検討結果はRC

表-2 データの変動条件 (潜伏期)

	平均値	標準偏差
かぶり(cm)	7.0	0.79 ⁴⁾
拡散係数(cm^2/year)	0.5702	0.35 ⁴⁾
表面塩化物イオン濃度(kg/m^3)	9.0	1.50

(拡散係数、表面塩化物イオン濃度は対数正規分布)

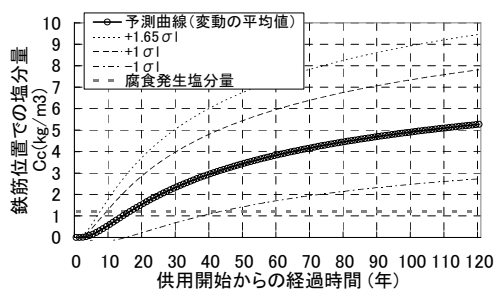


図-3 潜伏期の予測結果

について行われた同様の検討⁵⁾と同じく、信頼性評価に基づく劣化予測の重要性を示している。

(2) 進展期の劣化予測モデルと結果

シース位置で $C_{lim}=1.2\text{kg/m}^3$ となった時点で進展期が始まるものとした。RC については腐食ひび割れの発生と鋼材腐食量との関連性について既往の研究成果があるが、PC についてこれらを取り扱った事例は少ない。一般に鋼より線は、シースの中で偏在する形でシースに接触していること、通常の鋼製らせん巻シースは劣化因子を透過させやすいこと、グラウト不良部では劣化因子が存在しやすいことを考慮し、腐食モデルは RC と同様とした。このとき、一様腐食による進展期の期間は式(3)に示す腐食速度⁶⁾と腐食ひび割れ発生時腐食量⁷⁾の関係で表され、進展期の腐食速度は表-3 に示す中性化による一様腐食の場合⁶⁾の研究事例を引用した。

式(3)中の腐食ひび割れ発生限界腐食量について、表-4 に示す既往の研究事例および表-5 に示す限界腐食量の変動を考慮し、1 万回の試行によるモンテカルロシミュレーションを行った。進展期の予測結果を表-6 に示す。変動が平均値の場合、進展期の期間は 8 年となった。

$$t_{prog} = y_{lim} / v_{prog} \quad (3)$$

ここに、 t_{prog} :進展期期間(year) , y_{lim} :腐食ひび割れ発生時腐食量(mg/mm^2) , v_{prog} :進展期の腐食速度($\text{mg}/\text{mm}^2/\text{year}$)

表-3 進展期の腐食速度⁶⁾

	腐食速度	腐食量に換算
一般的な環境 (湿度 20%程度, 相対湿度 60 から 70%程度)	0.002mm/year	0.0156mg/mm ² /year

表-4 FEM 解析による腐食ひび割れ発生時の腐食量⁷⁾

かぶり(mm)	25	50	70	75	100
腐食量(mg/cm^2)	2.2	7.6	11.84	12.9	18.3

表-5 データの変動条件 (進展期)

	平均値	標準偏差
限界腐食量(mg/cm^2)	11.84	2.4 ⁸⁾

表-6 進展期の予測結果

	平均値	標準偏差
8 年		1.5

(3) 一様腐食による加速期以降の劣化予測モデルと結果

ひび割れ幅と腐食速度、ひび割れ幅と腐食量は図-4 に示すような線形関係を有し、ひび割れ幅、腐食量、腐食速度は時間の関数として式(4)~(6)で表される⁹⁾。この関係式より経時的な鋼材腐食量やひび割れ幅を求めれば、加速期以降の鋼材腐食による劣化予測が可能となる。

なお、腐食速度 v は汀線付近に対象構造物が位置する仮定条件より、海水中の腐食速度 $1.02(\text{mg}/\text{mm}^2/\text{year})$ ⁷⁾ を下側 95%確率と仮定し、文献 8)を参考に平均値、標準偏差を設定した。

また、パラメータ a 、 α は、既往の実験データより求めた以下の関係式により評価した¹⁰⁾。

劣化予測には初期ひび割れ幅 C を設定する必要があるが、腐食ひび割れ発生時に関しては C よりも限界腐食量についての研究例が多く報告されていることから、FEM 解析による腐食ひび割れ発生時の限界腐食量⁷⁾ (表-4 中かぶり 70mm) より、 C を逆算して求めた。

$$x = C \cdot e^{\frac{\alpha}{a} t} \quad (4)$$

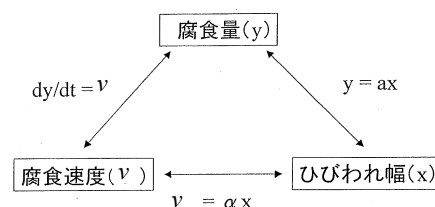
$$y = a \cdot C \cdot e^{\frac{\alpha}{a} t} \quad (5)$$

$$v = \alpha \cdot C \cdot e^{\frac{\alpha}{a} t} \quad (6)$$

$$a = 0.141e^{1.078d/\phi} \quad (7)$$

$$\alpha = 54.82d^{-1.17} \quad (8)$$

ここに、 x :ひび割れ幅(mm) , y :腐食量(mg/mm^2) , v :腐食速度($\text{mg}/\text{mm}^2/\text{year}$) , C :初期ひび割れ幅(mm) , d :かぶり(mm) , ϕ :鋼材径(mm)



注) 図中に示す式は三者の関係式の一例である
 a : 構造物の条件により決定される係数
 α : 環境条件により決定される係数

図-4 ひび割れ幅と腐食速度、腐食量の関係⁹⁾

表-7 データの変動条件 (加速期以降)

	平均値	標準偏差
かぶり(cm)	7.0	0.79 ⁴⁾
限界腐食量(mg/cm^2)	11.84	2.4 ⁸⁾
腐食速度上限値($\text{mg}/\text{cm}^2/\text{year}$)	1.86 ⁸⁾	0.51 ⁸⁾

加速期以降の腐食量を前述の手法により予測し、鋼材の体積減少率を算定した。腐食対象となる鋼材は、図-1中の最外縁に位置する7本とした。かぶり、腐食ひび割れ発生時の限界腐食量、腐食速度の上限値に表-7に示す変動を考慮し、各変数を独立とした1万回の試行によるモンテカルロシミュレーションを行った。各時間の変動の平均値および標準偏差 σ_a に対して $-1\sigma_a$ の変動を考慮した予測結果を図-5に示す(ただし、横軸は加速期の始点を0とした)。40年程度で腐食速度は上限値に達するため、体積減少率の傾きはほぼ一定となる。

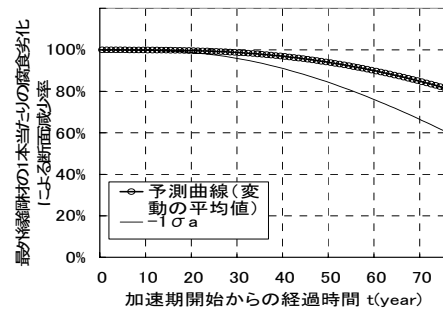


図-5 加速期の最外縁鋼材1本当たりの鋼材断面減少率

2.4 PC鋼材の破断現象の予測モデルと結果

近年、ポストテンション構造におけるグラウト充填の不十分なものの存在^{11),12)}が報告されている。これはPC鋼材の腐食を促進する要因となるばかりでなく、破断現象にも影響をおよぼすことが考えられる^{13),14)}。ここでは、グラウト不良発生箇所においてPC鋼材が破断を起こす可能性があるものと仮定して、その発生確率が機械部品の寿命(偶発故障期間の無故障動作回数)などの評価に用いられるワイブル分布¹⁵⁾(式(9))に従うものとし、破断現象による鋼材断面積の漸減をモデル化した。

$$F(x) = \{1 - \exp(-nx^m)\}p \quad (9)$$

ここに、 $F(x)$: PC鋼材破断発生確率、 n :平均寿命、 m :形状係数、 p :グラウト不良発生確率

式(9)中の $F(x)$ について、表-8に示す変動を考慮し、各変数を独立とした1万回の試行によるモンテカルロシミュレーションを行った。PC鋼線の平均寿命としては、橋梁の設計供用期間より100年に設定した。各時間の変動平均値および標準偏差 σ_w に対して $\pm 1\sigma_w$ の変動を考慮した予測結果を図-6に示す。

2.5 PC鋼材の一樣腐食・破断現象と部材性能の関係付け

PC構造物の耐荷力低下を評価するために、経過時間と部材の耐荷性能との関係を設定した。ここでは、曲げ耐力に着目して評価を行った。

表-8 データの変動条件

	平均値	変動率
平均寿命(year)	100	0.3
形状係数	3.0 ¹⁵⁾	-
グラウト不良発生確率	0.20 ¹¹⁾	-

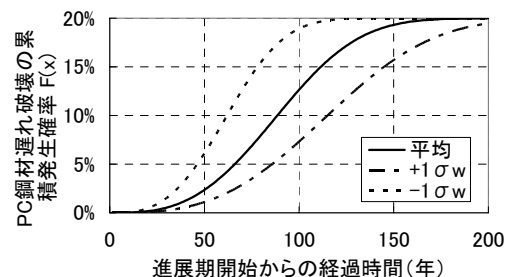


図-6 PC鋼材の破断現象の経年発生確率

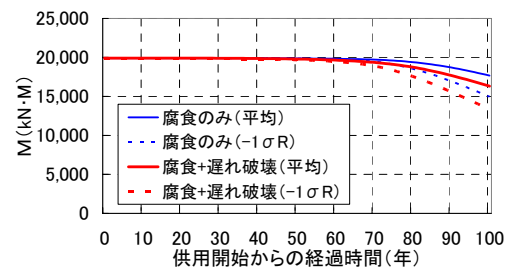


図-7 経過年数と部材曲げ耐力の関係

RC梁の腐食実験に関する研究成果¹⁶⁾より、腐食による鉄筋の体積減少率 Δw と鉄筋降伏点比の低下の関係は式(10)で評価できる。

$$\sigma_y' = (1 - 1.98(\Delta w/100))\sigma_{sy} \quad (10)$$

ここに、 σ_y' :腐食鉄筋の降伏点応力度(N/mm²)、 σ_{sy} :健全鉄筋の降伏点応力度(N/mm²)

PC鋼材配置図(図-1)に示す最外縁鉄筋については、鋼材の腐食劣化による降伏比の低下を考慮し、また遅れ破壊については、鋼材が腐食環境下におかれる進展期以降について全鋼材に対して式(9)により破断が生じるものとして考慮し、供用開始からの曲げ耐力変動の平均値お

よび標準偏差 σ_R に対して $-1\sigma_R$ の変動を考慮した予測結果を図-7 に示す。PC 鋼材の一樣腐食に加えて破断現象を考慮した場合、曲げ耐力低下の進行は 10%程度早くなる。

3. PC 桁橋の安全性評価

3.1 検討方法

今回対象とした多主桁橋のような構造物では、各桁の剛性は塩害による鋼材腐食や供用中の繰返し荷重などで経時的に低下し、変動が生じると考えられる。このとき荷重再配分のため、各桁の発生断面力にも変動が生じる。一般に桁の安全性を評価する際には桁毎に着目し、設計当初に算定された発生断面力と比較され、荷重再配分による発生断面力の変動が考慮されることは少ない。桁剛性の変動は鋼材の腐食や繰返し荷重の影響だけでなく、様々な要因が考えられるが、ここではその前段の検討としてコンクリートの弾性係数の変動にのみ着目し、図-1 に示した格子桁モデルによる各桁の弾性係数の変動を独立とした 1 万回の試行によるモンテカルロシミュレーションを行い、発生断面力の変動が部材の安全性に与える影響を評価した。

3.2 発生断面力の変動

個々の桁剛性は一樣と考え、G1~6 桁および横桁(図-1)の剛性を変動させて発生断面力を算定した。変動量は既設橋のコア試験により得られたコンクリート圧縮強度 $f_c(N/mm^2)$ による弾性係数の平均値 \bar{E} と標準偏差 σ_E の推定式(式(11))¹⁷⁾より設定した。解析条件を表-9 に示す。

$$\bar{E} = 2497.4 f_c^{0.78}, \sigma_E = 7832.2 f_c^{0.29} \quad (11)$$

検討結果を図-8 に示す。曲げモーメントの最大値は G1 桁で発生しているが、各桁の標準偏差 σ_{SG1-6} は、両端部より内側の桁が大きく、荷重再配分の影響を受けやすいことがわかる。

3.3 安全性の評価

(1) 曲げ耐力と発生断面力の関係

標準偏差の大きい G4 桁に着目し、曲げ耐力と発生断面力の関係を図-9 に示した。標準偏差

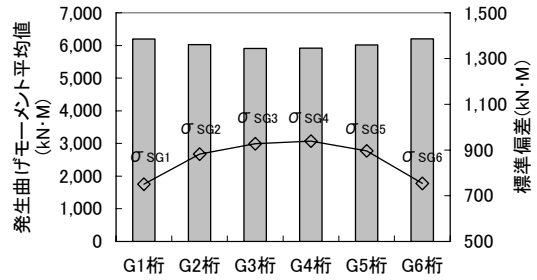


図-8 発生断面力の変動 (死+活荷重)

表-9 解析条件

死荷重	コンクリート	24.5 kN/m ³
	アスファルト舗装	22.5 kN/m ³
	高欄	0.588 kN/m
活荷重 (B 活荷重・L 荷重)	車道部	P1=10 kN/m ²
	主載荷荷重(5.5m)	P2=3.5 kN/m ²
断面 2 次モーメント	主桁	0.4188m ⁴
	横桁	0.3087m ⁴
コンクリートの弾性係数	平均値	2.67 × 10 ⁴ N/mm ²
	標準偏差	4.45 × 10 ³ N/mm ²

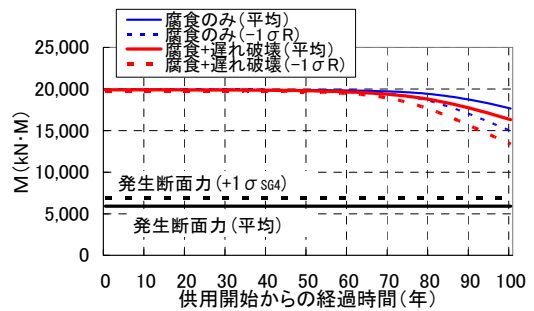


図-9 G4 桁の経過年数と曲げ耐力、発生断面力の関係

σ_R について設計上安全側に $1\sigma_R$ の変動を考慮した場合でも供用開始から 100 年経過後も曲げ耐力が発生断面力を下回らない結果となった。

(2) 安全性指標による評価

曲げ耐力および発生断面力の変動を考慮した部材の安全性の確認方法として、安全性指標 β (式(12))がある。

$$\beta = \frac{R - S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (12)$$

ここに、 β : 安全性指標、 R : 劣化による性能低下を考慮した耐力、 S : 発生荷重、 σ_R 、 σ_S : R, S の標準偏差

この指標は破壊確率を示し、目標レベルに合わせて許容値が設定される。図-10 に経過年数

と各桁の安全性指標 β との関係と、海外での設計において設定されている $\beta=2.0, 3.5$ (破壊確率 0.0227, 0.000233)¹⁸⁾を許容値の目安として示した。供用開始からの経過年数 99 年で $\beta=3.5$ を下回っている。また、G1 桁の発生断面力は、G2,4 桁に比べて大きい、変動が小さいため β は大きくなっている。つまり、設計時に最も発生断面力の大きい桁が必ずしも危険となっていない。このことから、剛性の変化による発生断面力の変動を考慮した評価も必要と考えられる。

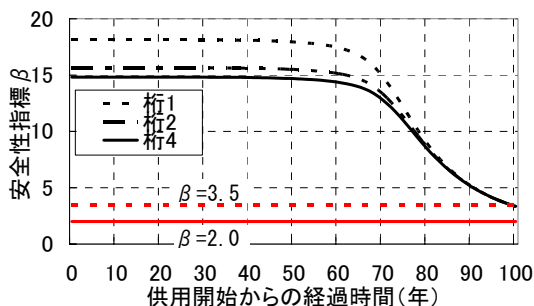


図-10 安全性指標 β (破断現象考慮)

4. まとめ

本論ではPC鋼材の一樣腐食およびPC鋼材の破断現象を含む、PC桁の塩害による経時的な性能低下についてのシミュレーション、および多主桁橋における桁剛性の変動が部材の安全性に及ぼす影響について検討し、以下の知見を得た。

- (1) 劣化評価に関わるパラメータの変動を考慮すると、予測結果に見られる変動は特に潜伏期の劣化予測で大きく、信頼性評価に基づく劣化予測の重要性が指摘される。
- (2) PC多主桁橋について、PC鋼材の一樣腐食および破断現象を考慮した、安全性指標 β による評価を試みたところ、剛性の変動による発生断面力の変動を考慮した評価も必要であることがわかった。

本論ではPC鋼材の腐食とひび割れの関係についてはRCにおける知見を準用し検討を行ったが、PC鋼材に関するこれらの関係やPC鋼材の破断現象等のメカニズムに関する知見が蓄積されるにつれ、より信頼性の高い劣化予測が可能になって行くものと思われる。

(謝辞)

本論は(社)建設コンサルタント協会近畿支部「コンクリート構造物の高性能化研究委員会」(委員長：大阪工業大学小林和夫教授)における検討成果によるものである。ここに、有益なご意見を頂いた委員の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省:土木構造物標準設計,PC単純T桁橋,1968.
- 2) 土木学会:2002年制定コンクリート標準示方書[施工編],2002.1.
- 3) 土木学会:コンクリートライブラリー99・平成11年版コンクリート標準示方書[施工編]改訂資料,2000.1.
- 4) 山口明伸,武若耕司:塩害を受けるコンクリート構造物の耐久設計手法に関する一考察,土木学会第54回年次学術講演会概要集V,pp.98-99,1999.
- 5) 澤田吉孝,狩野裕之,森川英典:鉄筋コンクリート橋の塩害劣化を考慮した性能評価に関する一考察,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.24, No.2, pp.1513-1518,2002.
- 6) 土木学会: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(その2),コンクリート技術シリーズNo.40,pp.209-212,2000.12.
- 7) 日本コンクリート工学協会:コンクリート構造物の構造・耐久設計境界問題研究委員会報告書,1997.7.
- 8) 伊庭孝充,松島学,関博:確率論的手法に基づいた塩害による鉄筋腐食量の変動係数推定に関する一考察,土木学会第54回年次学術講演会概要集V,pp.630-631,1999.
- 9) 日本コンクリート工学協会:コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書,1997.7.
- 10) 岸雅之,森川英典,大山慎一:鉄筋腐食劣化を考慮したRC部材の性能評価の評点化手法,コンクリート工学年次論文集,Vol.23, No.1, pp.1171-1176,2001.
- 11) 望月秀次,本間淳史,上東泰:PCグラウトの施工技術の現状と非破壊検査による点検,コンクリート工学,Vol.34, No.6, pp.4-13,1996.6.
- 12) 小林和夫,宮川豊章,杉江功,森拓也:PC構造物のグラウト不良とその補修のための後注入材料に関する実験,プレストレストコンクリート,Vol.36, No.3, pp.75-81,1994.3.
- 13) 肥田研一:PC橋の診断,プレストレストコンクリート,Vol.45, No.1, pp.59-63,2003.1.
- 14) 上東泰:PC橋の維持管理,プレストレストコンクリート,Vol.45, No.1, pp.64-71,2003.1.
- 15) Bloch, Heinz P. and Fred K. Geitner, Practical Machinery Management for Process Plants, Volume 2: Machinery Failure Analysis and Troubleshooting, 2nd Edition, Gulf Publishing Company, 1994.
- 16) 李翰承,友澤史紀,他:有限要素法による鉄筋の腐食したRC梁の耐力性能評価,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.19, No.1, pp.1147-1152,1997.
- 17) 宮本文穂,森川英典,石田宗弘:統計データに基づく不確定性を考慮した既存コンクリート橋の安全性評価,土木学会論文集, No.472/V-20, pp.49-58, 1993.8.
- 18) 星谷勝,石井清:構造物の信頼性設計法,鹿島出版会,1986.