

神戸大学工学部 学生員 ○小島 大祐
神戸大学工学部 正会員 森川 英典
神戸大学大学院 学生員 森田 祐介

1. はじめに

構造物の性能を維持するためには、設計段階の劣化予測だけではなく、実際に点検することで得られるデータを最大限に活用することで劣化予測の精度を向上する必要がある。本研究では、点検データを用いて劣化曲線の補正を行い、モンテカルロシミュレーションによる劣化予測とそれに基づく安全性評価を行った。

2. 対象橋梁の概要

本研究で対象とする劣化現象は塩害の影響による主鉄筋の腐食のみとする。対象橋梁の概略と初期条件を図-1、表-1 にそれぞれ示す。

3. 劣化の評価手法および劣化予測の補正

供用開始時からの劣化予測をモンテカルロシミュレーション法を用いて評価した。以下の各区分の劣化評価は時間的に連続であることから、変動を考慮するパラメータについてはすべての期間にわたって同期化することとした。図-2 に劣化曲線の概略を示す。また、変動条件は既往の文献や実験等を参考に、表-2 に示すように設定した。

(1) 潜伏期：潜伏期の予測は Fick の拡散方程式を用いてコンクリート中の塩分量が鋼材位置における塩化物イオンの鉄筋腐食発生限界濃度 $C_{lim}=1.2(kg/m^3)$ に至る時点として評価を行う。また、供用開始時の曲げひび割れによる影響を考慮している。曲げひび割れ幅の算出には断面力解析から得られる発生曲げモーメントをもとに算出している。

(2) 進展期：進展期は鉄筋に腐食が開始してからひび割れが発生するまでの期間であるが、本研究で

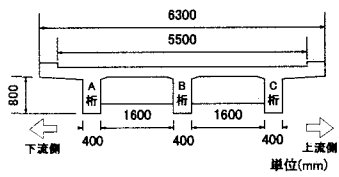


図-1 概略図

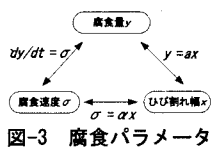


図-3 腐食パラメータ

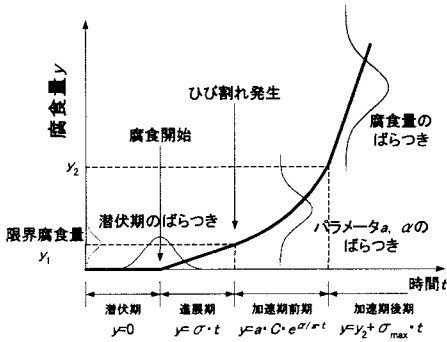


図-2 劣化曲線の概略

は潜伏期が終了してから加速期の初期腐食速度に達するまでの期間を進展期に設定した。

(3) 加速期および劣化期：腐食が加速的に進行し、それに伴う耐力の低下が性能上問題となる段階である。腐食量は図-3 に示す関係を用いて以下の式で表すことができる。

$$y = a \cdot C \cdot \exp\left(\frac{\alpha}{a} \cdot t\right) \tag{1}$$

$$a = 0.141 \cdot \exp(1.078 \cdot d/\phi), \quad \alpha = 54.82 \cdot d^{-1.17}$$

C ：初期腐食ひび割れ幅， d ：かぶり， ϕ ：鉄筋径(すべて mm)

(4) 腐食減量率：算出された腐食量を RC 部材の性能評価に適用するために、鉄筋表面で一様に腐食が進行するという仮定のもと、次式に示す腐食減量率を用いる。

$$\Delta w = \frac{y \pi \phi}{\frac{1}{4} \pi \phi^2 \gamma} = \frac{4y}{\phi \gamma} \tag{2}$$

γ ：鉄筋の単位体積重量(mg/mm^3)

(5) 実橋の劣化状況：対象橋梁の各主桁の腐食ひび割れ図を図-4 に示す。鉄筋の腐食量はコンクリートのひび割れと関係があることから、ここではひび割れの分布から腐食分布を推定した。鉄筋の分極抵

表-1 初期条件	
橋梁形式	3主桁T桁橋
架橋年	1959年
設計荷重	TL-14
側面かぶり	50mm
底面かぶり	80mm
コンクリートの圧縮強度	35.7N/mm ²
引張鉄筋の径	φ28
圧縮鉄筋の径	φ13
W/C	40.3%
スパン長	11.6m
海岸からの距離	約50m

表-2 変動条件		A桁	B桁	C桁
かぶり(mm)	平均値	83		
	標準偏差σ	7.9		
表面塩化物イオン濃度(kg/m ³)	平均値	6.5	5.5	4.5
	標準偏差σ	0.18*		
設計拡散係数(cm ² /s)	平均値	2.23×10 ⁻⁹		
	標準偏差σ	0.35*		
限界腐食量(mg/mm ²)	算出式	y ₁ =2.5×10 ⁻³ ・d ²		
	標準偏差	d：かぶりに従う		
限界腐食速度(mg/mm ² /year)	平均値	1.92		
	標準偏差	0.54		

*対数正規分布に従う

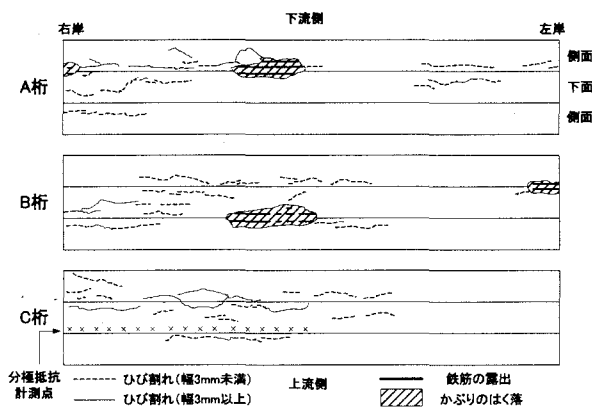


図-4 腐食ひび割れ図

抗値から腐食速度を算出する方法（以下、分極抵抗法）を用いて鉄筋の腐食量を推定できるが、分極抵抗法は計測に非常に時間を有することから、すべての箇所に行うのは現実的ではない。そこで、一部分の腐食量を推定した後、残りの箇所についてはひび割れ図から算出したひび割れ密度（単位面積当たりのひび割れ長さの総和）を用いて腐食量を推定することにした。

（6）劣化予測曲線の補正：本来は、信頼性の低い劣化評価パラメータに対して直接補正を行うべきであるが、今回、不確定性を考慮したパラメータが非常に多く、補正すべきものの特定が困難である。そこで、加速期パラメータにおける α/a に対して補正係数 η を乗ずることにより、最終的に得られる劣化曲線そのものに対して幾何的に補正を行うこととした。補正の概略図を図-5に示す。

（7）劣化予測のモンテカルロシミュレーション：以上より、点検データによる補正を含めた橋齢ごとの腐食量の頻度分布を得ることができる。結果を図-6に示す。

4. 安全性評価

（1）耐荷力解析：FEM解析を用いて主桁断面の曲げに対する終局曲げモーメント（耐荷力 R ）を算出した。載荷荷重は道路橋示方書に示されるB活荷重 L 載荷に基づいた等分布荷重とした。腐食後の鉄筋

の力学的特性は既往の文献²⁾より次式で示される。

$$E' = (1 - 1.13 \cdot \Delta w) \cdot E \quad (3)$$

$$f' = (1 - 1.98 \cdot \Delta w) \cdot f \quad (4)$$

E' ：腐食後の鉄筋弾性係数、 f' ：腐食後の鉄筋降伏強度

（2）断面力解析：格子分割モデルを用いて断面に発生する曲げモーメント（断面力 S ）を算出した。載荷荷重はB活荷重 L 載荷とし、実データに基づいた変動を考慮している。鉄筋腐食による断面剛性の低下式はFEM解析をもとに算出され、次式で示される。

$$K' = K(0.474 + 0.526 \cdot n) \quad (5)$$

$$n = 1 - 1.13 \cdot \Delta w \quad (6)$$

K' ：腐食後の断面剛性、 n ：弾性係数比

（3）安全性評価：劣化予測のモンテカルロシミュレーションにより試行回数分の腐食減量率が算出されたが、それらをFEM解析、断面力解析にそれぞれ逐一入力することによって $M=R/S$ で定義される安全余裕度 M の分布が得られる。 M の分布状態により安全性指標 β を求めた。 β の経年の変化（図-7参照）を見ると、安全性に対する限界値とされている $\beta=2.08$ ³⁾に達するのは橋齢約46年となった。この橋梁の現況から判断しても妥当な結果である。

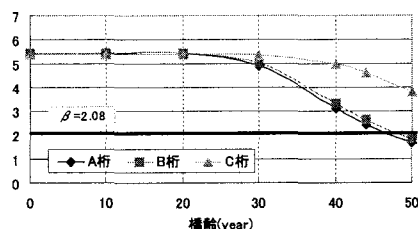


図-7 β の経年変化

5. まとめ

今回、実橋の点検データを用いた安全性評価予測の更新手法を述べた。その結果、妥当な安全性の評価結果を得た。今後は劣化評価に関わるパラメータを見直し、一般の橋梁にも対応できるような劣化予測の構築と簡易法との対応関係について研究を進めていきたい。

参考文献

- 1) 森川ら、アップグレードシンポジウム論文報告集、第3巻、pp.377-384、2003.10.
- 2) 李ら、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19, No.1, pp.1147-1152、1997.6.
- 3) 森川ら、土木学会論文集、No.502/V-25、pp.53-62、1994.11.

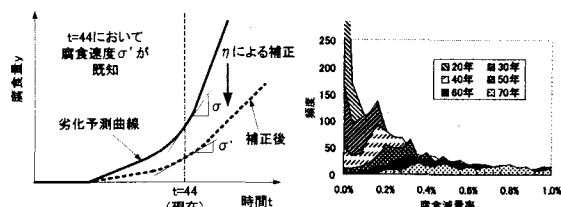


図-5 劣化曲線の補正

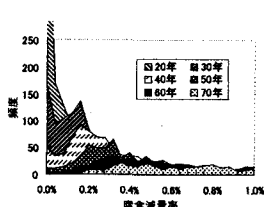


図-6 腐食減量率の分布