

統計解析に基づく既存コンクリート橋の 安全性および寿命評価

森川英典*・宮本文穂**・竹内和美***

コンクリート橋の安全性評価の一手法として著者らは現場試験に基づく手法を検討し、実橋に適用してきた。本研究では、これまでに蓄積された評価データに対して影響因子を考慮した統計解析を行うことにより、簡易な材料試験と最適な時期に行う載荷試験のみにより安全性の経年変化を推定する手法を検討した。また本手法による評価結果を橋梁技術者の診断結果と対応づけることにより、現行の維持管理基準に基づく余寿命評価法を検討した。

Key Words: concrete bridge, safety evaluation, remaining life, carbonation, statistical analysis

1. まえがき

近年、コンクリート橋の損傷・劣化が問題化し、その対策にかなりの労力を要するようになってきている。このような状況に対応して、土木学会コンクリート標準示方書にも維持管理編を取り入れるべく検討が行われつつあり、その構想、試案が公表されている¹⁾。この中では、維持管理の区分として、A種(予防保全)、B種(事後保全)、C種(点検観察)、D種(保全不可能)の4つを設定し、各区分毎に必要なとされる基本技術(劣化予測、点検、モニタリング、評価・判定、補修・補強)とそれらに関する今後の研究開発の必要性を示している。この内、重要項目としてリストアップされているものの中に、目視に代わる簡便な非破壊診断技術、劣化予測技術がある。つまり、目視点検は非常に簡便ではあるが、客観的評価としては問題があり、今後急増すると予想される劣化橋梁に対して合理的に対応していけるとは言い難い。これに対して客観的な点検方法として各種非破壊試験や載荷試験等があるが、目視点検に比べてかなりの労力を要する場合が多くなっており、普遍的に利用されるまでには至っていない。例えば、著者ら^{2),3)}はこれまでに、動的載荷試験、材料試験を用いた橋梁全体系の安全性評価法の検討を行ってきたが、現場試験が大がかりなものとなるため、目視検査等の定期試験(点検)的な形で実施することは困難である。つまり、一つの橋梁に対して詳細な試験を行う回数は限定されるため、定期点検とするためには、このような手法よりもさらに簡便な手法の確立が必要となる。また詳細な試験を限定して(できれば1回だけ)行う場合にも、安全性の経年変化における最適な

実施時期の設定が重要な問題となる。一方、劣化予測技術に関しては、例えばコンクリートの中性化について、中性化のメカニズムの解明に関する研究⁴⁾、中性化がコンクリート諸特性に及ぼす影響に関する研究^{5)~7)}、中性化速度に及ぼす諸要因の影響に関する研究^{7)~9)}等が行われているが、実構造物における現象^{10),11)}を完全に説明できる状況には至っていない。また、コンクリートの中性化進行に基づいて鉄筋のかぶり厚さを決定することにより、鉄筋腐食に対する耐久性設計を行おうとする研究^{12),13)}が行われているが、コンクリートそのものの品質評価や材質変化¹⁴⁾の評価・予測とそれに対する維持管理上の基準値の設定に基づく寿命評価に関する研究についてはあまり行われていないのが現状である。また、現実的には、既存コンクリート橋のほとんどにおいて、架設当初のデータ(設計図、計算書、品質データ等)の入手が不可能であるため、検査時点のみの評価からいかに経年変化特性を予測するかが最大の課題となる。

以上のことを考慮して、対象橋梁に対して、現時点での安全性をできる限り簡易的に、高精度で評価し、また現時点からの安全性の経年変化の予測と安全性限界値との照査に基づく寿命評価へと結び付けていくために、本研究では、同一形式の橋梁数橋に対して行った実橋試験に基づく安全性評価結果の統計解析を行うことが最も有効であると考えた。また、安全性の統計解析の際には、橋梁毎に異なる施工の状態、環境条件、荷重条件等を考慮するため、これらの影響を表す因子としてコンクリートの中性化速度を取り上げ、影響因子の変動を考慮した解析手法を検討した。コンクリートの中性化については、数橋の実橋において測定されたデータを統計処理することにより、中性化速度と圧縮強度、弾性係数等の材料特性との相関を評価して、安全性への影響を検討することとした。ただし、コンクリートの材料劣化と中性化進行との関係については、現状では完全に解明されてい

*正会員 工博 神戸大学助手 工学部建設学科
(〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

**正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科

***正会員 兵庫県土木部

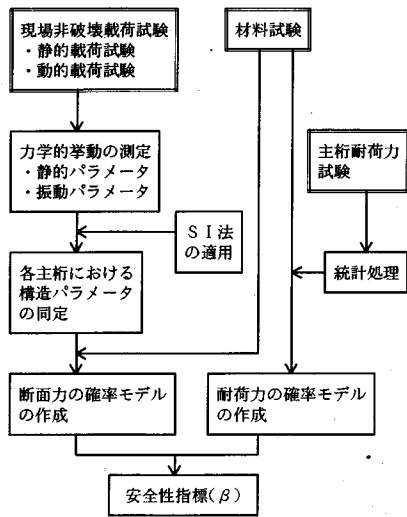


図-1 現場試験に基づく安全性評価の流れ

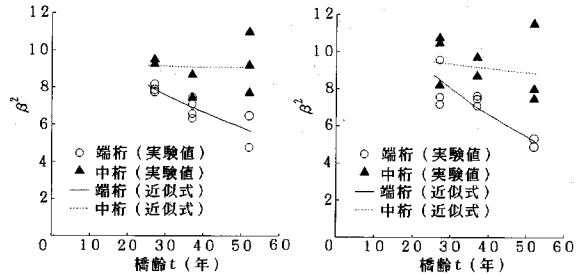
るとはいい難い状況にあるため、中性化の進行を評価する場合、一つの方法に限定せず、材料特性の劣化を有する場合と有さない場合の双方に対応させることとした。以上より、実橋における載荷試験を行わずに、簡単な材料試験のみによって、対象橋梁固有の安全性の経年変化予測式を作成する手法を示した。また、この安全性の経年変化予測手法を利用して、現場載荷試験による詳細評価を行う最適な時期の決定とその評価結果による予測式の修正法について検討し、より精度が高く、合理的、実用的な適用方法として提案した。一方、安全性の経年変化に対する補修・補強や架け替え等の維持管理上の判断基準については、現行基準とレベルを合わせることが現段階における本評価法の実用化のための必要条件であると考え、複数の管理技術者へのアンケート調査により耐用性に関する判断基準を抽出し、本評価法による結果と対応づけることを検討した。

最後に本評価法を実橋に適用し、その適用性、有効性を検討するとともに、本手法による評価結果を目視検査に基づく橋梁管理技術者の評価結果と比較することにより、寿命評価基準のレベルを照査した。

2. 統計解析に基づく安全性の経年変化の評価法

(1) 実橋試験に基づく安全性評価の流れ

図-1に本研究で行った現場試験に基づく安全性評価の流れを示す³⁾。まず、対象橋梁に対して実施した現場非破壊(静的および動的)載荷試験により得られた力学的挙動に対して、主桁各部の損傷に対する感度解析に基づいた System Identification (構造同定, SI) 法を適用することによって主桁の曲げ剛性を同定し、橋梁の現況のモデル化を行う²⁾。次に、本モデルを用いて設計荷重によ



(a) 曲げ破壊安全性 (b) せん断破壊安全性

図-2 安全性指標と橋齢との関係

表-1 対象橋梁の概要

橋梁名	旧桜	旧前野	旧対田	旧中井	旧大安
スパン長	10.9m	9.2m	9.8m	10.8m	4.7m
架設年度	S.8年	S.6年	S.25年	S.3年	S.37年
試験時橋齢	52年	55年	37年	60年	27年
主桁本数	5	4	3	3	4
横桁有無	有り	無し	有り	無し	有り

る断面力解析を行い、荷重効果モデルを作成するとともに、対象橋梁に対する主桁構成材料試験と過去の主桁耐力試験結果の統計量を利用して耐力力の確率モデルを作成し、安全性指標 β により安全性評価を行う³⁾。ここで、安全性指標は、耐力力と断面力の差(破壊基準関数)がそれらのばらつきに対してどの程度大きいかを表す指標であるが、本研究では、種々の因子のばらつきが破壊基準関数へ及ぼす影響の非線形性を考慮して、Hasofer & Lindの安全性指標 $\beta^{3),15)}$ を用いた。

(2) 実橋への適用と統計的考察

以上の安全性評価法を実橋へ適用した³⁾。対象橋梁は表-1に示すRC単純T桁橋5橋で、試験時橋齢27~60年、河川改修工事や道路線形変更工事により架替えが決定していた。通行車両重量 W の分布については、阪神高速道路公団・設計荷重(HDL)委員会による大型3軸車の値¹⁶⁾、

$$(\mu_w, \sigma_w) = (20.3, 3.37) \text{ tf} \dots \dots \dots (1)$$

を用いた。図-2に、横桁を有する「旧桜橋」、「旧対田橋」、「旧大安橋」の3橋について、端桁、中桁毎に安全性と橋齢の関係を整理した結果を示す。これらの結果から、曲げ、せん断ともに端桁の値が中桁よりも小さくなっていることがわかる。これは、断面力が端桁に集中していることによるものと考えられる。また橋齢が高くなるにしたがって、せん断の方の曲げよりも安全性が低くなっているが、この主要因としては、橋齢の高い橋梁において測定されたコンクリート強度の低下が曲げ耐力よりもせん断耐力に対して大きな影響を及ぼしていることが挙げられる。また、これらの結果において、端桁に関しては橋齢との相関が認められるので、以下に示

す回帰式を求めた。

$$\beta^2 = 11.88 \cdot \exp(-1.47 \times 10^{-2}t) \quad \text{: 曲げ破壊, 端桁} \quad (2)$$

$$\beta^2 = 14.62 \cdot \exp(-1.98 \times 10^{-2}t) \quad \text{: せん断破壊, 端桁} \quad (3)$$

(3) 影響因子による変動を考慮した安全性の経年変化の予測法

(2)節で示したように、類似の形式で異なる端齡の橋梁の安全性評価結果を統計的に処理することにより、ばらつきは大きいものの、安全性の経年変化の定性的な傾向を把握することが可能であることが明らかとなった。

いま、安全性 $F = \beta^2$ の経年変化の基準値 $\bar{F}(t)$ を式(2)、式(3)と同様な次式で定義することとする。

$$\bar{F}(t) = a \cdot \exp(-bt) \quad (4)$$

ここで、 a, b : 定数、 t : 橋齡(年)。

式(2)、式(3)は、図-2に示すようにほぼ線形に近い曲線であるが、一般に材料劣化等と安全性指標 β との関係は非線形性を有すること、また、橋齡52年以降については、非線形性が高くなる可能性も考慮して、ここでは、基準式として式(4)の形式を採用することとした。

ただし、(2)節で示したように標本に用いた各橋梁に対する回帰式からのかなりのばらつきが認められた。このようなばらつきは物理的、統計的な誤差および橋梁の安全性に直接影響を与える要因としての施工状態、荷重状態、環境条件等が挙げられる。このうち前者については、標本データの蓄積により軽減可能であるが、後者については、安全性との相関を明確にした上で、その影響を考慮する必要がある。また、後者の影響因子のうち、施工状態(品質)、環境条件等と相関を有するコンクリートの中酸化速度はこれらの状態を客観的、定量的に表す指標となり得^{7,8)}、また中酸化速度はコンクリートの弾性係数、圧縮強度と相関を有するため、せん断耐力の変化や主桁の剛性低下による断面力の変化を通じて安全性に影響を及ぼす因子として取り扱うことが可能である。また、本研究では対象としないが、厳密な評価に対しては、その他の因子として主桁間の剛性バランス等が考えられ、以下の統計解析式は一般形として誘導する。

影響因子による安全性の変動 δF を次式のように、時間と影響因子の変動量に関する非線形関数として定義する。

$$\delta F = \sum_{i=1}^n \int_0^{\delta_i} \rho_i(t, x_i) dx_i \quad (5)$$

ここで、 n : 影響因子数、 x_i : 影響因子、

δ_i : 影響因子の変動量

いま、

$$\rho_i(t, x_i) = p_i \cdot \exp(q_i t + r_i x_i) \quad (6)$$

ここで、 p_i, q_i, r_i : 定数

と仮定すると式(5)は次のように変形される。

$$\delta F = \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} [\exp(q_i t + r_i \delta_i) - \exp(q_i t)] \quad (7)$$

また、ある橋齡 t_1 での影響因子の変動 δ_i のばらつきが、

$$f(\delta_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_{\delta_i}} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln \delta_i - \lambda_{\delta_i}}{\zeta_{\delta_i}}\right)^2\right] \quad (8)$$

ここで、 $\lambda_{\delta_i} = E[\ln \delta_i]$ 、 $\zeta_{\delta_i}^2 = \sigma^2[\ln \delta_i]$ に従うものと仮定すると、安全性の変動量 δF の分散は、

$$\begin{aligned} \sigma_{\delta F}^2 &= \sum_{i=1}^n \int_0^{\infty} \left\{ \frac{\partial \delta F_i}{\partial \delta_i} \delta \delta_i \right\}^2 f(\delta_i) d\delta_i \\ &= \sum_{i=1}^n \int_0^{\infty} \{ p_i \cdot \exp(q_i t + r_i \delta_i) \delta \delta_i \}^2 f(\delta_i) d\delta_i \quad (9) \end{aligned}$$

で求められる。

以上の結果より、ある対象橋梁に対する安全性は影響因子による変動を考慮して、次式で評価できる。

$$\begin{aligned} F(t_1) &= \bar{F}(t_1) + \delta F(t_1) \\ &= a \cdot \exp(-bt_1) + \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} [\exp(q_i t_1 + r_i \delta_i) - \exp(q_i t_1)] \quad (10) \end{aligned}$$

ある対象橋梁において、ある時点(橋齡 t_1) で検査等により影響因子の測定値が得られれば、式(10)により安全性の推定が行える。

次に、対象橋梁の安全性の現時点からの経年変化の予測が必要となる。そこで、まず安全性評価値 $\bar{F}(t)$ を正規化するため、

$$\bar{R}(t) = \frac{\bar{F}(t)}{a} = \exp(-bt) \quad (11)$$

と定義し、式(10)で表される安全性評価値 $F(t)$ を新たに式(11)で再近似すると、次式が得られる。

$$\bar{R}(t) = \frac{F(t)}{A} = \exp\{-B(t-t_0)\} \quad (12)$$

ただし、 $t > t_1 > t_0$ 、

$$\begin{aligned} A &= a \cdot \exp(-bt_0) + \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} [\exp(q_i t_0 + r_i \delta_i^0) \\ &\quad - \exp(q_i t_0)] \quad (13) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= \frac{-1}{t_1 - t_0} \ln \left[\frac{a}{A} \exp(-bt_1) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} \{ \exp(q_i t_1 + r_i \delta_i^1) - \exp(q_i t_1) \} \right] \quad (14) \end{aligned}$$

ここで、 δ_i^0, δ_i^1 : t_0, t_1 時における影響因子の変動量、つまり、 t_0 時における影響因子の変動量が求められると、式(12)により対象橋梁固有の安全性の経年変化予測式が作成できる。この関係を模式的に表すと、図-3に示すように、基準式(4)とそこからの変動(非線形関数式(7))により t_1 時の安全性を評価し、さらに t_0 時

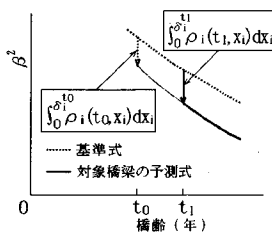


図-3 安全性の予測式の作成

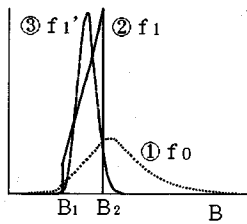


図-4 予測式の更新

の変動量を推定して、最終的な予測式 (12) を作成する手順となる。

(4) 検証試験による安全性の経年変化予測式の更新

ある対象橋梁に対して安全性の経年変化の評価式(12)に基づいて維持管理を行い、その後、安全性の管理限界値に達するまでの時点で検証試験を行い、その時点での安全性を正確に評価した場合、その評価値によりそれ以後の安全性の経年変化の予測を修正する必要がある。

式 (14) で表される B は影響因子の測定結果と過去に行った複数の実橋に対する安全性の評価結果の統計データにより求められるが、測定値のばらつきや統計データの不足等により不確定性を含むことになる。いま、 B の分布として、

$$f_0(B) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_B B} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{\ln B - \lambda_B}{\zeta_B} \right\}^2\right] \dots\dots\dots (15)$$

ただし、 $\lambda_B = E[\ln B]$ 、 $\zeta_B^2 = \sigma^2[\ln B]$ を仮定すると、安全度 R の分散は、

$$\sigma_R^2 = \int_0^\infty [\exp\{-B(t-t_0)\}]^2 f_0(B) dB \dots\dots\dots (16)$$

で表される。

また、 ζ_B は次のように影響因子の変動量で表される。

$$\zeta_B^2 = \ln(1 + \sigma_B^2 / \bar{B}^2) \dots\dots\dots (17)$$

ただし、 $\sigma_B^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial B}{\partial \delta_i} \delta \delta_i \right)^2$

また、安全度 R の維持管理上の限界値を R_{limit} とし、ある経過年数 t 時に R_{limit} に達するものとする、対象橋梁に対する安全度 R が $R \geq R_{limit}$ であることの確からしさは次式により表される。

$$P_r[R \geq R_{limit}] = \int_0^{B'} f_0(B) dB \dots\dots\dots (18)$$

ただし、

$$B' = -\ln R_{limit} / (t - t_0) \dots\dots\dots (19)$$

いま、対象橋梁に対して経過年数 t_2 時に行った検証試験に基づいて評価された安全度 R が $R \geq R_{limit}$ を満足し、その事象を G とすると、 $f_0(B)$ はベイズの定理^{(15), (17)}により次のように変化する。

$$f_1(B) = f[b=B | G] = \frac{P_r[G | b=B] f_0(B)}{\int_0^\infty P_r[G | b=B] f_0(B) dB}$$

$$= \frac{f_0(B)}{\int_{B_1}^{B_2} f_0(B) dB} \dots\dots\dots (20)$$

ただし、 $B = -\ln R / (t_2 - t_0)$ 、 $B_2 > B > B_1$ は検証試験結果であり、また、 $B_1 \sim B_2$ の範囲で $P_r[G | b=B] = \text{const.}$ とする。

よって、 t_2 時の安全度は、

$$R(t_2) = \int_{B_1}^{B_2} \exp\{-B(t_2 - t_0)\} f_1(B) dB \dots\dots\dots (21)$$

で表され、安全度のばらつきは、

$$\sigma_R^2 = \int_{B_1}^{B_2} [\exp\{-B(t_2 - t_0)\} - R(t_2)]^2 f_1(B) dB \dots\dots\dots (22)$$

で表される。次に、 t_2 時以降の安全度およびそのばらつきは次式で表される。

$$\bar{R}(t) = \exp\{-B_1(t - t_0)\} \dots\dots\dots (23)$$

$$B_1 = \int_{B_1}^{B_2} f_1(B) dB \dots\dots\dots (24)$$

$$\sigma_{B_1}^2 = \int_{B_1}^{B_2} (B - B_1)^2 f_1(B) dB \dots\dots\dots (25)$$

以上の手順を図-4に模式的に表す。まず、① $f_0(B)$ に対して、検証試験の結果 $B_2 > B > B_1$ が得られた場合、ベイズの定理 (式 (20)) を適用することにより② $f_1(B)$ に更新される。また、実用上の観点から、②と平均値、標準偏差が等価な対数正規分布③ $f_1'(B)$ に置換する。

一方、検証試験を行う時期については、ある基準を設けて各橋梁で同一レベルの状態の時期となるよう決定することが望まれる。ここで、 $R < R_{limit}$ となる危険度 p は、 $p = 1 - P_r[R \geq R_{limit}] \dots\dots\dots (26)$ となる。いま、この p に対する検証基準値を p_{limit} とすると、それに達する橋齢 t_{limit} は式 (26) と式 (19)、式 (18) から算定できる。したがって、この場合、橋齢 t_{limit} で検証試験に基づく安全性評価を行えばよいことがわかる。ただし、検証基準値 p_{limit} については、各管理機関毎に実績データを利用しながら決定していく必要がある。

(5) コンクリートの中性化速度に関する考察

コンクリート構造物の維持管理を合理的に行うためには、種々の品質検査法によりコンクリートの現況を把握するとともに、劣化メカニズムを解明してコンクリートの品質の経年変化を評価することが必要であると考えられる。ここでは、このうち後者の課題に対する基礎的なデータを得るために、架設後数十年を経た既存橋梁に対してコンクリートの品質検査を行った結果をとりまとめるとともに、統計的考察による特性評価を行った。

対象橋梁は表-1に示したRC-T桁橋5橋と橋齢41年のRC-T桁橋「旧櫻谷橋」とした。検査対象箇所は図-5に示すように各主桁のウェブコンクリート上部のひびわれ、ジャンカ等が無い箇所、ウェブを貫通するようにコア採取を行った。試験は採取コアの弾性係数、圧

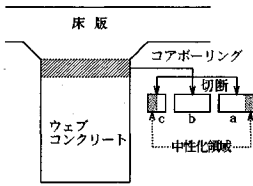


図-5 コアボーリングの概要

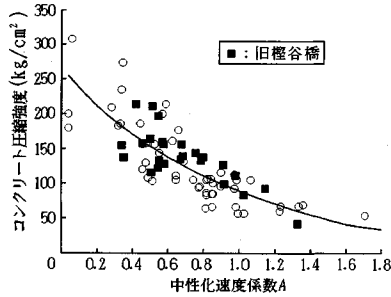


図-6 コンクリートの中性化速度と圧縮強度との関係

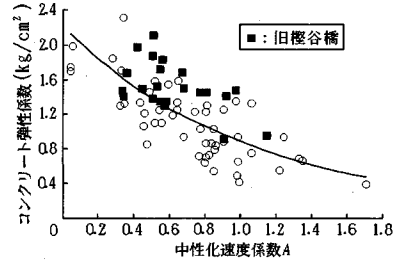


図-7 コンクリートの中性化速度と弾性係数との関係

表-2 コンクリートの品質検査の結果

採取位置	圧縮強度 kgf/cm ²	弾性係数 ×10 ³ kgf/cm ²	中性化 深さ cm	単位体	単位セ
				積重量 kgf/m ³	メント量 kgf/m ³
ス	135.3	1.10	4.15	2196	288
	178.7	1.35	—	—	—
	112.4	—	3.17	—	—
パ	216.1	1.98	2.72	2274	235
	190.2	2.10	—	—	—
	150.2	—	6.50	—	—
1	219.1	2.12	3.33	2266	239
	211.5	—	3.42	—	—
	170.5	—	—	—	—
ス	83.6	—	6.83	2160	170
	86.1	1.07	—	—	—
	—	—	5.85	—	—
パ	131.2	1.43	5.06	2230	224
	138.4	1.45	—	—	—
	—	—	3.83	—	—
2	99.1	0.87	5.85	2174	221
	88.0	—	—	—	—
	88.4	—	6.20	—	—

縮強度の測定の後、フェノールフタレイン溶液の呈色反応により中性化深さの測定を行った。特に、橋齢41年の「旧桜谷橋」については、図-5に示すようにウェブを貫通したコンクリートコアを3つに切断し、各々に対する圧縮強度、弾性係数と両側の供試体の中性化深さを測定した。この橋梁は全長で3スパンの単純桁橋であったが、この内2スパンにおいて、各主桁毎に3~6個ずつコア採取を行った。

表-2に「旧桜谷橋」¹⁰⁾に対して行った品質検査の結果と化学分析に基づく配合推定結果を示す。この内、中性化部分を含んだ供試体の圧縮強度試験においては、中性化部分が載荷板による拘束範囲内にあるため、破壊は中性化していない部分で生じた。この結果から、採取された同一のコアに属する供試体については、圧縮強度、中性化深さともにほぼ同程度の値を示している。中性化部分を破壊面に含むような試験を行った場合、中性化に伴う組織の緻密化(細孔量の減少)により強度の増加が報告されているが^{5),6)}、一方では、実構造物の炭酸化領域においてケイ酸カルシウム水和物の崩壊による組織の脆弱化が報告されており¹⁴⁾、炭酸化のコンクリート特性に及ぼす影響については、完全に説明されているとは言い難い。本供試体の場合でも中性化部分自身の強度は本実験結果と異なる可能性が考えられる。また、同一橋梁内でも、コンクリート強度、中性化速度がかなりばらついて

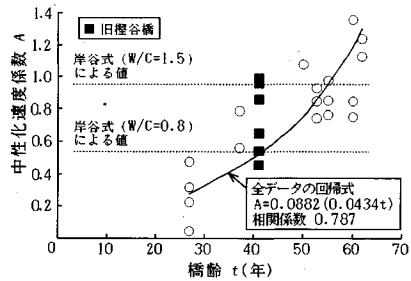


図-8 コンクリートの中性化速度と橋齢との関係

おり、各主桁間で比較すると、中性化速度が大きいものほど圧縮強度が小さくなっていることがわかる。また全体的に圧縮強度がかなり小さいものも多く、中性化深さもかなり大きくなっており、しかも単位体積重量が通常のコンクリートよりもかなり小さく、配合推定による単位セメント量が非常に少なくなっている。

図-6、図-7に、実橋において測定されたコンクリートの中性化速度係数(A=中性化深さ/√経過年数)と圧縮強度および弾性係数との関係を示す。これらの間には従来より言われている^{7),8),11)}ように負の相関が認められ、回帰式は次式で表される。

$$f_c = 260.6 \cdot \exp(-1.072A) \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(相関係数 $\rho = -0.788$) (27)

$$E_c = 2.198 \cdot \exp(-0.915A) \text{ (10}^3\text{kgf/cm}^2\text{)}$$

($\rho = -0.742$) (28)

次に、図-8は各橋梁の橋齢と中性化速度係数との関係を示したものである。また、図中には、岸谷式によって求められた水セメント比80%の場合の中性化速度係数も併記している。この結果から、橋齢が大きい橋梁ほど中性化速度が大きくなっており、橋齢約40年以上では岸谷式による値を上回っている。また、中性化速度の大幅な経年変化がないものと仮定すると、本研究における対象橋梁間で環境条件、荷重条件等がそれほど相違ないことから、施工の品質(コンクリートの配合管理を含む)がかなり低かったものと考えられる。例えば、中性化速度の経年変化を考慮せず、岸谷式を仮に測定結果に

当てはめて、対応する水セメント比を算定すると、橋齢41年の橋梁で157%と異常なものとなるが、これは表-2の単位セメント量170kgf/m³をもとに標準的な仮定を設けて推定される水セメント比151%とほぼ一致する。また、鄭ら⁷⁾は、同一の水セメント比であっても、単位セメント量が少ないものほど、水酸化カルシウム量が少ないために中性化速度が大きくなることを示しており、仮にこのような粗悪な施工が行われた場合、既往の中性化予測を直接適用することが困難となる。また、コンクリートのひびわれ等による劣化に伴う中性化速度の経年変化の可能性も考えられる。松井ら¹⁹⁾は、床版の疲労試験により、水を含んだ圧縮側コンクリートにおいて繰返し載荷によって損傷劣化(コンクリートの骨材化)が発生することを明らかにしているが、主桁コンクリートについても繰返し載荷による劣化(マイクロクラック等)がある程度発生し得る²⁰⁾と考えると、これによる中性化速度の経年による増加が生じることになる。またケイ酸カルシウム水和物の崩壊の可能性も考慮すると、中性化速度の経年変化特性はさらに複雑なものとなる。

(6) 中性化速度を影響因子とした安全性評価

以上の結果より、コンクリートの中性化速度は圧縮強度および弾性係数といったコンクリートの品質と相関があり、これらの品質は安全性に影響を及ぼすことから、中性化速度は安全性の変動を評価するための指標になり得ることがわかる。一方、この中性化速度は施工の状態、環境条件、荷重条件等により左右されるが、前述のように、実橋における測定結果より水セメント比との相関が認められていることから、主として施工の状態によるコンクリートの品質を表す指標として捉えることができる。また、前述のように中性化速度は、コンクリートが(疲労等により)劣化した場合、影響を受けることになると考えられ、この場合には、中性化速度が経年変化することになる。ただし、コンクリートの劣化と中性化速度との関係については完全に解明されているとは言い難い状況にあるため、材料劣化(圧縮強度および弾性係数の低下)と中性化進行との関係について、仮定を設けて場合分けを行うこととした。ここで、前述したように中性化速度は非中性化部コンクリート強度と相関があるために、中性化および非中性化領域における強度の相連を無視するものとし、次の2通りのケースを考えた。つまり、①材料劣化を考慮しない場合、と②材料劣化を考慮する場合、の2ケースであり、各ケースにおいて、以下の方法により安全性の経年変化を算定することとした。

①材料劣化を考慮しない場合：コンクリートの材料特性は中性化速度と相関があることが認められているため、材料劣化を認めない場合、環境条件等が変化しない限り、中性化速度が経年変化することはない。今、このような環境条件等の変化を無視するものとする、式

表-3 中性化速度係数の変動量δAの設定

橋齢(年)	δA		
	27	37	52
STEP(-3)	-0.235	-0.377	-0.770
STEP(-2)	-0.157	-0.252	-0.513
STEP(-1)	-0.078	-0.126	-0.257
STEP(0)	0.0	0.0	0.0
STEP(1)	0.312	0.312	0.312
STEP(2)	0.623	0.623	0.623
STEP(3)	0.935	0.935	0.935

(21)により、安全性の経年変化を評価する場合、t_i時の影響因子変動量(この場合、中性化速度係数)はt₀時の測定結果と等しいとして算定する。

②材料劣化を考慮する場合：コンクリート材料が(例えば疲労クラックの発生等により)劣化すると仮定すると、それに対応して中性化速度が増大し、さらに中性化進行を早めることが考えられる。このような橋梁に対して、前述の①の仮定に基づく方法では、危険側の評価となる。一方、前述のように、現状においては、この材料劣化を伴う中性化現象のメカニズムが解明されていないために、このことを寿命評価に考慮するためには、中性化速度あるいは材料特性の経年変化を測定することが必要となる。しかし、既に劣化した橋梁に対して、このような経年変化を測定した例はほとんどなく、推定も困難であると考えられる。そこで、本研究では、同一形式の複数の橋梁における測定により得られた橋齢に対応する中性化速度の変化の特性と対象橋梁の現時点での中性化速度の測定結果を利用して、できるだけ安全側の評価を行い、①の仮定に基づく方法と合わせて、上限、下限の幅を持った評価を行うこととした。

3. 安全性および余寿命評価式の作成

(1) 安全性評価式の作成

2.で検討した影響因子による変動を考慮した安全性の経年変化予測式を、実橋のデータを用いて具体的に作成する。まず、式(10)第1項で表される安全性の基準式を作成する場合、影響因子である中性化速度係数の基準値を設定する必要がある。ここでは、図-8に示した実橋において測定された橋齢に対応した中性化速度係数の標準的な値を用いることとした。つまり、図-8のデータを回帰した次式で評価される値を基準として考えた。

$$A = 6.51 \times 10^{-2} \cdot \exp(4.75 \times 10^{-2}t) \quad (\text{相関係数: } -0.85) \dots\dots\dots (29)$$

次に、中性化速度係数の変動が安全性に及ぼす影響を調べるために、中性化速度係数を表-3に示すように基準値から一定の幅で正負方向に3ステップで変動させ、式(27)、式(28)を用いて材料特性に置き換え、強度低下による耐荷力、主桁の剛性低下による断面力の変化に基づいて、曲げおよびせん断破壊安全性を算定した。ここで、正方向の変動幅最大値は、最も中性化が進行して

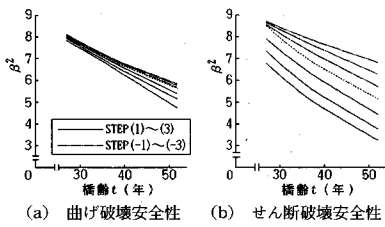


図-9 中性化速度の変動による安全性の変化

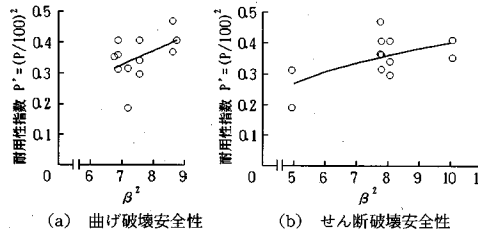


図-10 安全性指標とアンケート調査における耐用性との関係

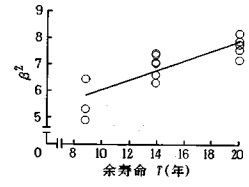


図-11 安全性指標とアンケート調査による余寿命との関係

いた「旧中井橋」において測定された最大値をさらに上回るように設定した。図-9に安全性の計算結果をまとめて示す。これらの結果から、曲げ破壊安全性に関しては橋齢とともに変動量が大きくなっているが、中性化の正方向への変動によるせん断破壊安全性の変化については橋齢に関わらずほぼ一定となっていることがわかる。また、曲げよりもせん断の変動量が大きくなっているが、中性化の進行と関係のあるコンクリート強度の低下の影響は曲げよりもせん断に大きく作用するためと考えられる。これらの結果を用いることにより、中性化速度係数の変動 δA に対する安全性評価式を以下のように作成した。

$$\beta^2 = 11.91 \cdot \exp(-1.46 \times 10^{-2}t) + 12.5 \cdot \exp(6.00 \times 10^{-2}t) \cdot \{\exp(-2.51 \times 10^{-3}\delta A) - 1\} : \delta A > 0 \text{ の場合の曲げ破壊安全性} \quad (30)$$

$$\beta^2 = 11.91 \cdot \exp(-1.46 \times 10^{-2}t) + 15.2 \cdot \exp(4.08 \times 10^{-2}t) \cdot \{\exp(-2.64 \times 10^{-3}\delta A) - 1\} : \delta A < 0 \text{ の場合の曲げ破壊安全性} \quad (31)$$

$$\beta^2 = 14.70 \cdot \exp(-2.02 \times 10^{-2}t) + 8.43 \cdot \exp(2.20 \times 10^{-3}t) \cdot \{\exp(-2.22 \times 10^{-1}\delta A) - 1\} : \delta A > 0 \text{ の場合のせん断破壊安全性} \quad (32)$$

$$\beta^2 = 14.70 \cdot \exp(-2.02 \times 10^{-2}t) + 12.4 \cdot \exp(6.38 \times 10^{-2}t) \cdot \{\exp(-1.22 \times 10^{-1}\delta A) - 1\} : \delta A < 0 \text{ の場合のせん断破壊安全性} \quad (33)$$

(2) アンケート調査を利用した余寿命評価法

以上の手法により、橋梁の安全性の経年変化の予測を行うことが可能となるが、維持管理上最も重要な点は補修・補強あるいは架け替え等の処置に対する判断基準を明確化することであると考えられる。本研究で用いた安全性指標は主桁耐荷力の設計断面力に対する安全性を表すものであり、補修・補強あるいは架け替えといった判断のためには、この値に対して管理基準値を設定することが必要となる。従来、各管理機関は目視検査等の結果に基づく独自の基準により、専門技術者がこれらの処置判断を行ってきたが、本研究で取り上げたような安全性指標を導入・実用化する場合、判断基準を従来のものと合わせることが重要となる。そこで、本研究で対象とした各橋梁に対して、現地で複数の管理技術者に目視検査

をしてもらった上で、耐用性に関する判断をアンケート調査¹⁸⁾により抽出し、本研究で評価された安全性指標と対応づけることにより、現状での維持管理基準に基づく余寿命を評価する方法を検討した。ここで、耐用性とは、耐久性、耐荷性の両方を考慮した総合的な橋梁性能を表す指標として定義した。アンケート項目は主桁の耐用性を0~100点で判断するものと橋梁の余寿命(年数)に関するものである。ただし、耐用性 P の点数には以下のような基準を設けた。

- 100: 設計・施工ともに問題のない場合の架設直後の状態
- 75: 僅かに劣化しているが、何等憂慮もなく健全な状態
- 50: 供用年数から判断すると、良くも悪くもない状態
- 25: 補修・補強が不可欠になる状態
- 0: 供用すべきでない限界の状態

図-10に3橋の実橋に関するアンケート調査により得られた耐用性指数 $P^2 = (P/100)^2$ と実橋試験により評価された安全性指標 β の関係を示す。両者の間には相関関係が認められる。次に、図-11に3橋の実橋に関するアンケート調査により得られた余寿命 T と実橋試験により評価された安全性指標 β の関係を示す。回帰式は次式で表される。

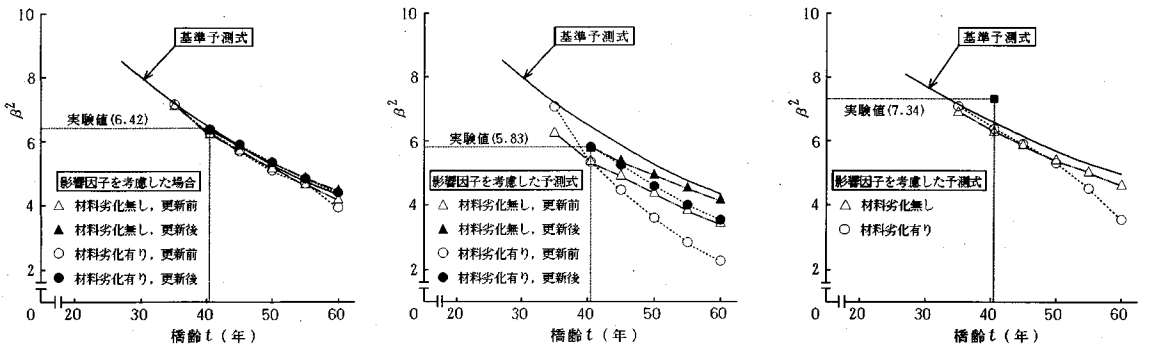
$$F = \beta^2 = 0.177T + 4.33 \text{ (相関係数 } \rho : 0.839) \quad (34)$$

式(34)から、余寿命0年時の安全性限界値は次式となる。

$$F_{\text{limit}} = 4.33 \text{ (} \beta = 2.08) \quad (35)$$

4. 実橋における安全性および余寿命評価とその有効性

3.において、試験時橋齢の異なる3橋「旧桜橋」(橋齢52年)、「旧対田橋」(橋齢37年)、「旧大安橋」(橋齢27年)を標本データとした場合の安全性の経年変化評価式を作成した。ここでは、これらとは別の橋齢41年の「旧樫谷橋」に本手法を適用し、安全性および余寿命の評価を行うとともに、別途本橋に対して実施した専門技術者に対するアンケート調査による結果と比較することにより、その有効性を検討した。



(a) スパン1のC桁のせん断破壊安全性 (b) スパン2のC桁のせん断破壊安全性 (c) スパン2のC桁の曲げ破壊安全性
 図一12 「旧榎谷橋」についての安全性予測と検証試験による更新

表一4 「旧榎谷橋」の中性化速度 表一5 検証試験の実施時期

スパン	主桁	中性化速度係数
1	A	0.476
	C	0.542
	A	0.865
2	C	0.961

スパン	1		2	
	主桁			
t_{limit} (年)	曲げ①	62.7	59.9	
	曲げ②	61.7	58.4	
	せん断①	54.8	47.9	
	せん断②	53.2	45.5	

ただし、①、②は材料劣化に関する仮定

(1) 「旧榎谷橋」の概要¹⁸⁾

「旧榎谷橋」は橋齢41年、3径間（左岸側からスパン1, 2, 3と称する）、3主桁（上流側からA, B, C桁と称する）で横桁を有するRC単純T桁橋である。橋梁の損傷状態は、主桁については、全体的にかなり多くの曲げひびわれがみられ、そのひびわれ幅はおよそ0.8mm程度（最大1.2mm）であった。また排水管が詰まっていたため、両端桁の外側面に広範囲に漏水跡が見られた。床版については、ひびわれの方向性が2方向で、ひびわれ幅は0.3mm以下のものであった。特に、スパン1の床版についてはコンクリートの欠落が多発しており、部分的な補修が施されていた。

(2) 安全性の経年変化評価式の作成とその有効性

表一4に「旧榎谷橋」における中性化速度係数の測定結果を示す。ここで、スパン1, 2の端桁のうち、中性化速度の大きいC桁を対象に、式(21)により安全性の経年変化予測式を評価する。まず、「①材料劣化（品質の経年変化）を考慮しない場合」については、次式のようになる。

$$\beta^2 = 7.63 \cdot \exp\{-1.49 \times 10^{-2} (t-30)\}$$

：(曲げ, スパン1-C桁) …… (36)

$$\beta^2 = 7.85 \cdot \exp\{-2.07 \times 10^{-2} (t-30)\}$$

：(せん断, スパン1-C桁) … (37)

$$\beta^2 = 7.55 \cdot \exp\{-1.61 \times 10^{-2} (t-30)\}$$

：(曲げ, スパン2-C桁) …… (38)

$$\beta^2 = 7.07 \cdot \exp\{-2.36 \times 10^{-2} (t-30)\}$$

：(せん断, スパン2-C桁) … (39)

ただし、式(12)中の t_0 は、式(30)～式(33)の作成に用いた標本データが橋齢27～52年の範囲であること

から、 $t_0=30$ 年とした。

次に、「②材料劣化を考慮する場合」については、まず、中性化速度係数の測定結果と中性化速度基準値の経年変化曲線式(29)を利用して、「旧榎谷橋」の特性を次式のように仮定し、各橋齢時に対する安全性を式(12)～式(14)において $t_0 \Rightarrow t$ として算定した。

$$A = 7.73 \times 10^{-2} \cdot \exp(4.75 \times 10^{-2} t)$$

：(スパン1-C桁) …………… (40)

$$A = 1.37 \times 10^{-1} \cdot \exp(4.75 \times 10^{-2} t)$$

：(スパン2-C桁) …………… (41)

図一12に、①、②の両手法による安全性指標 β の経年変化の予測結果と実橋試験による評価結果を比較して示す。本橋の場合、評価計算の結果、曲げ破壊安全性はせん断破壊安全性よりもかなり高くなったため、基本的には後者で管理すれば良いものと考え、前者については、安全性の低いスパン2のC桁のみ図一12に例示している。これらの結果から、曲げに関しては、推定値（更新前）と実験値との間にやや相違が見られるが、せん断に関しては、両者はほぼ一致していることがわかる。いずれの場合でも、予測結果はやや安全側の評価を示している。

(3) 検証試験による予測式の更新と寿命評価

次に、検証試験を行うことにより予測式の更新を行う。まず、検証試験を行う時期 t_{limit} の算定を行う。ここで、式(35)で示される安全性の限界値 F_{limit} を用い、式(26)における p_{limit} の設定については種々検討を要するが、ここでは0.2と仮定し、係数 B の変動係数を0.2とすると、 t_{limit} は表一5のように求められる。この結果の内、安全性低下の大きいせん断破壊に着目し、安全側評価である②の仮定に基づく値を採用し、スパン1のC桁で橋齢53年、スパン2のC桁で橋齢45年でそれぞれ検証試験を行うことを想定する。ここで、検証試験の結果、得られた安全度 R に基づく係数 B の値が、[1] $1.1\bar{B} < B < 1.2\bar{B}$, [2] $0.7\bar{B} < B < 0.9\bar{B}$, (\bar{B} : 予測式における平均値)の範囲にある場合の2通りを考え、式(20)～式(25)

表一6 (a) 検証試験による安全性の更新結果 ($t=53$ 年における検証試験によるスパン1のC桁の安全性)

		$\mu(B) (\times 10^{-2})$		$\sigma(B) (\times 10^{-3})$		$\mu(R) (\times 10^{-1})$		$\sigma(R) (\times 10^{-2})$		β	余寿命 (年)	
		更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後			
せん断 [1]	①	2.07	2.37	3.89	0.59	6.21	5.80	5.40	0.79	2.21	2.13	2.1
	②	2.23	2.56	4.16	0.64	5.99	5.56	5.56	0.82	2.18	2.10	0.6
せん断 [2]	①	2.07	1.70	3.89	1.10	6.21	6.76	5.40	1.70	2.21	2.30	10.4
	②	2.23	1.83	4.16	1.18	5.99	6.57	5.56	1.80	2.18	2.28	10.0

表一6 (b) 検証試験による安全性の更新結果 ($t=45$ 年における検証試験によるスパン2のC桁の安全性)

		$\mu(B) (\times 10^{-2})$		$\sigma(B) (\times 10^{-3})$		$\mu(R) (\times 10^{-1})$		$\sigma(R) (\times 10^{-2})$		β	余寿命 (年)	
		更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後			
せん断 [1]	①	2.37	2.71	4.31	0.68	7.02	6.67	4.44	0.68	2.23	2.17	3.1
	②	3.26	3.74	6.08	0.93	6.13	5.71	5.43	0.80	2.19	2.11	0.7
せん断 [2]	①	2.37	1.94	4.31	1.24	7.02	7.47	4.44	1.40	2.23	2.30	10.2
	②	3.26	2.68	6.08	1.73	6.13	6.69	5.43	1.75	2.19	2.28	6.9

ただし、[1],[2]は検証試験値の範囲に関する仮定、①、②は材料劣化に関する仮定。

表一7 $t=41$ 年の実橋試験による安全性(せん断)の更新結果

		β		余寿命(年)	
		更新前	更新後	予測値	アンケート
スパン1 C桁	①	2.50	2.53	21.1	13.0
	②	2.49	2.53	20.0	
スパン2 C桁	①	2.33	2.41	17.0	15.0
	②	2.33	2.41	11.2	

ただし、①、②は材料劣化に関する仮定。

に従って、予測結果の更新を行うと、表一6に示す結果が得られる。また、 F の平均値が限界値 F_{limit} に達する時点までを余寿命として算定した結果も併記している。これらの結果から、安全性の予測結果が検証試験値により変化し、そのばらつきが減少していることがわかる。また、材料劣化に関する①、②の仮定の相違による影響は、劣化(中性化)速度の大きいスパン2のC桁の方が大きくなっている。また、係数 B の変動係数を0.1、0.3と変化させた場合でも、同様の傾向が見られることを確認した。

次に、「旧壱谷橋」において、橋齢41年時に実際に行った実橋試験結果を利用して、予測式の更新を行った結果を図一12、表一7に示す。これらの結果から、スパン1、2ともに、安全性の予測結果は実験値よりもやや低く、更新により安全度がやや増加していることがわかる。またその程度は、劣化程度の大きいスパン2のC桁の方が顕著であり、検証試験の重要性が示されている。また、更新後の予測式による余寿命算定結果を、「旧壱谷橋」について橋梁管理技術者に対して行ったアンケート調査による余寿命と比較した結果を表一7に併記した。この結果から、スパン2のC桁の予測値はアンケート調査結果と同程度で、アンケート調査結果は、①、②の仮定に基づく予測結果の間に位置していることがわかり、この両方の仮定に基づいて幅を持った予測を行うことにより、現行の基準に沿うような維持管理が可能であるといえる。また、スパン1とスパン2で比較すると、予測値の場合、スパン2の方が余寿命が小さくなっているの

に対し、アンケート調査結果によると、スパン2のC桁の方が逆に余寿命が大きくなっている。表一4に示した中性化速度の測定結果から見ても、明らかにスパン2の方が状態が悪く、アンケート調査結果に反している。これは、スパン1のC桁付近の床版の損傷状態が主桁に比べて非常に大きいという状況¹⁸⁾によるもので、橋梁全体系としての安全性に及ぼす影響は床版よりも主桁の方がかなり大きいにもかかわらず、橋梁技術者の余寿命の判断基準への影響度としては、必ずしもそうではないことを示している。つまり、本研究による手法はあくまでも、橋梁全体系としての安全性の面からの評価を妥当に行うことを目的としたものであり、床版の状態といった部材レベルでの評価については、別途行い、照査する必要があるといえる。

5. 結論

本研究は、過去に蓄積された安全性評価データに対して、影響因子を考慮した統計解析を行うことにより、簡易な材料試験と最適な時期に行う載荷試験に基づいて安全性の経年変化を推定する手法を検討したものである。得られた結論を以下にまとめる。

(1) 安全性指標 β の統計量に影響を及ぼす因子としてコンクリートの品質(強度、弾性係数)を取り上げ、これと相関性が認められる中性化速度を間接的な影響因子として考慮し、その感度特性を調べた上で、安全性経年変化予測式への導入を試みた。また、材料試験等によりコンクリート材料の経年劣化の状況を評価することは困難であるため、材料の(経年)劣化を有する場合と有さない場合の両方を考慮し、後者については、数橋の実橋において測定された中性化速度の測定結果から平均的な基準値の経年変化特性を評価し、対象橋梁の現時点での中性化速度の測定結果とあわせて材料特性の経年変化特性を推定した。以上の検討により、載荷試験を行わず、コンクリートの材料特性の測定・評価のみに基づいて安全性経年変化の予測を行うことを可能とした。

(2) 安全性の経年変化の予測に対して、維持管理上の安全性限界値を設定するため、数橋の実橋について橋梁管理技術者に対して行ったアンケート調査によって得られた耐用性および余寿命との相関性を検討し、回帰による評価式を作成した。これにより、現行の維持管理基準に対応した余寿命評価を行うことを可能とした。

(3) コンクリートの中性化の測定により作成された安全性の経年変化予測式の精度を高めるために、ある適切な時期に検証のための載荷試験を行い、予測式を更新することを検討した。また安全性の限界値との関係を考慮して、検証試験の実施時期を決定する手法を検討した。これにより、基本的に、対象橋梁に対して載荷試験を1回だけ行うことによる維持管理の可能性を示した。

(4) 本手法を実橋に適用した例を示し、その簡便性、合理性を示した。また実際に行った実橋試験結果を利用して、安全性経年変化予測および余寿命評価を行い、別途行った橋梁管理技術者に対するアンケート調査結果との比較により、寿命評価基準が現行のレベルにほぼ一致することを確認した。また本手法による評価は、橋梁全体系としての安全性の面から行われるものであり、部材レベルでの寿命評価は別途行う必要があることを示した。

最後に、本研究を行うにあたり貴重なご助言を頂きました神戸大学高田至郎教授、実験および解析を行うにあたりご協力を頂きました神戸大学小林秀恵技官、神戸大学大学院生北村敦彦君、大山慎一君、(株)栗本鐵工所の串田守可氏、(株)ニチゾウテックの白倉篤志氏、またコンクリート成分分析についてご協力を頂きました日本セメント(株)岡本享久氏、綾田隆史氏に深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書(平成3年版)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70, 1991.7.
- 2) 宮本文穂・森川英典・山本昌孝：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用、土木学会論文集, No. 442/V-16, pp. 61~70,

- 1992.2.
- 3) 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.
- 4) 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, Vol. 1, No. 1, 1990.1.
- 5) 尼崎省二：コンクリートの諸特性に及ぼす炭酸化の影響に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 6, 1984.
- 6) 佐伯彦彦・米山紘一・長滝重義：中性化によるモルタルの強度変化、土木学会論文集, No. 451/V-17, pp. 69~78, 1992.8.
- 7) 鄭載東・平井和喜・三橋博三：中性化速度に及ぼすコンクリートの調合及び細孔構造の影響に関する実験的研究、コンクリート工学論文集, Vol. 1, No. 1, 1990.1.
- 8) 和泉意登志・嵩英雄・押田文雄・西原邦明：コンクリートの中性化に及ぼすセメントの種類、調合および養生条件について、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 7, 1985.
- 9) 魚本建人・高田良章：コンクリートの中性化に及ぼす要因、土木学会論文集, No. 451/V-17, pp. 119~128, 1992.8.
- 10) 宮本文穂・前田敏也・熊谷稔・前田強：コンクリート橋の安全性評価と補修・補強法の検討、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 2, 1989.
- 11) 今井富士夫・中沢隆雄・枝元宏彰・赤木正見：既存鉄筋コンクリート橋の劣化・損傷について、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 1, 1992.
- 12) 小山健・土屋宏信・矢野勲：耐用年数を考慮したコンクリート床版の信頼性に基づいた最適かぶり厚さ、第2回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム(JCOSSAR'91)講演論文集, 1991.11.
- 13) 中山隆弘・松原多孝：信頼性設計法によるRC構造物のかぶり厚さの算定、構造工学論文集, Vol. 38A, 1992.3.
- 14) (社)日本コンクリート工学協会：炭酸化委員会報告書「コンクリートの炭酸化に関する研究の現状」、1993.
- 15) Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J. (室津義定監訳)：構造信頼性 理論と応用, Springer-Verlag, 1986.
- 16) 阪神高速道路公団：設計荷重(HDL)委員会報告書「阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究」、1986.
- 17) 板垣浩：実証試験のベイズ的解釈, 第11回材料・構造信頼性シンポジウム前刷集, 1992.12.
- 18) (財)建設工学研究所：県道411号「旧堰谷橋」耐用性診断報告書, 1993.3.
- 19) 松井繁之・武藤和好・竹内修二：重交通路線におけるRC床版損傷に対する疲労寿命評価と耐久性向上の一考察、橋梁と基礎, 92-11, 1992.11.
- 20) (社)土木学会関西支部：共同研究グループ報告書「橋の疲労設計に関する研究」、1993.5.

(1993.7.27 受付)

STRUCTURAL SAFETY EVALUATION AND REMAINING LIFE PREDICTION OF CONCRETE BRIDGES BASED ON STATISTICAL ANALYSIS

Hidenori MORIKAWA, Ayaho MIYAMOTO and Kazuyoshi TAKEUCHI

This paper describes a practical evaluation method of structural safety and its change in service of concrete bridges based on only brief material tests, using statistical factor analysis of structural safety for actual bridges evaluated by non-destructive loading tests and material tests. Furthermore, the remaining life based on current maintenance criteria for repair, rehabilitation and renewal, is discussed by linking predicted results by presented method and the diagnosis by the bridge engineers through visual inspection. Finally, application example to an actual bridge is presented so as to demonstrate the suitability of the presented method.