

VI-25 橋梁の健全度評価に関する一考察

東京都 高木 千太郎
 パシフィック・C 森 康晴
 同上 安本 尚和

§ 1. まえがき

急速な社会資本の整備に伴って増加してきた橋梁も、数の増加は頭打ちとなり、現在では、それらの維持管理が供用年数の延びと車両の重量化傾向が合いまって大きくクローズアップしてきている。このような状況のもとで、既設橋梁を合理的に評価しようという試みが、各機関で行われており、ファジ理論をとり入れたものや、極値理論を適用した荷重係数法によるもの等がある。また、佐藤らは国鉄のコンクリート部材を対象として、材料強度のバラツキ、部材寸法の誤差、耐力算定式の精度、荷重のバラツキ等を考慮した2次モーメント法による安全性指標 β を計算した結果が4.8～6.0程度であったとしている^{注1)}。本報告は、東京都が進めている維持管理基準の見直し作業の一環として行ったものであり、架設後ある年数を経た橋梁の健全度を、応力測定より得られたデータをもとに、安全性指標 β 値も含め、いくつかの指標を計算し、評価することを試みたものである。

§ 2. 応力測定

1. 測定方法

表-1に示す道路橋（鋼単純桁橋）10橋を対象として、つぎの測定を行った。

(1) 試験車による測定

図-1に示す様に主桁のスパン中央部の下フランジにひずみゲージを設置し、荷重が既知である試験車（20tダンプ）を、各車線ごと数回走行させて、主桁のひずみを測定した。

(2) 応力頻度測定（実際の供用荷重による。）

7日間の連続測定を実際の供用状態で行う。測定システムを図-2に示す。

表-1 測定橋梁の概要

No.	架設年次 適用示方書	橋長（スパン）	巾 員	主桁本数	路線名
①	昭和40年 昭和31年	173.3m 側径間 23.0m	13.0m	5本	主地方道 318 環状7号線
②	昭和7年 大正15年	187.2m 9径間 20.35m	7.5m	2本	特例都道 468
③	昭和36年 昭和31年	387.0m 側径間 15.6m	25.0m	9本	主地方道 315
④	昭和38年 昭和31年	37.2m (38.4m)	(上下) 9.75m×2	5本	特例都道 479 (三ツ目通り)
⑤	昭和38年 昭和31年	938.4m 側径間 39.8m	15.0m	5本	特例都道 475 (放射29号)
⑥	昭和39年 昭和31年	85.05m 側径間 25.50m	13.0m	鋼箱桁 2主桁	主地方道 318 環状7号線
⑦	昭和39年 昭和31年	152.10m 側径間 14.95m	13.0m	7本	特例都道 318 環状7号線
⑧	昭和44年 昭和39年	68.0m 側径間 21.5m	14.0m	10本	特例都道 479
⑨	昭和49年 昭和47年	204.8m 側径間 25.0m	13.5m	8本	特例都道 476 環状4号線
⑩	昭和59年 昭和55年	216.8m 側径間 27.0m	14.0m	7本	主地方道 318 環状7号線

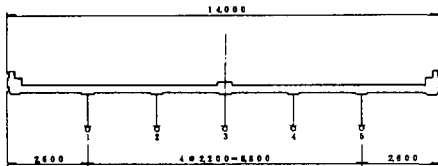
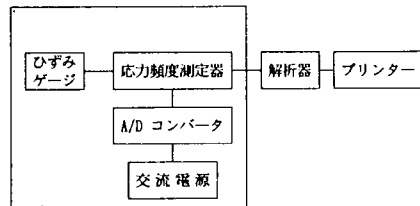


図-1 ゲージ取付位置



枠内は現場での機器構成を示す。

図-2 測定システム（応力頻度測定）

2. 測定結果

試験車による測定では、測定値は計算値（1-0法による）に比べて、0.42～0.78倍となっており、7日間連続測定データでは、0.43～0.90となっている。測定値が計算値に比べて小さくなっているのは、設計上無視されている部材や施工誤差等によるものと考えられる。また、試験車による測定に比べ7日間の連続測定データの方が測定応力は大きく、交通実態が厳しいことを反映しているものと考えられる。

§ 3. 健全度（安全性）評価方法

橋梁の健全度は、本来、安全性・耐久性・使用性の3つの尺度により評価されるべきであろうが、ここでは安全性についてのみ着目し、つぎの3つの方法でそれぞれ評価した。

1. 鋼道路橋供用荷重算定指針（案）〔昭和48年版〕による方法（以降A案と称す。）
2. 実測応力頻度測定の最大値による方法（以降B案と称す。）
3. 安全性指標 β による方法（以降C案と称す。）

測定した応力頻度に極値理論を適用し、将来の供用期間で応力の確率分布を再現させて安全性指標 β を算出する。なお、安全性指標の計算には、関数形が定まらず分布関数値（ヒストグラム）だけ与えられた場合でも取り扱い可能な方法（信州大学の長尚教授作成のプログラム^{注2}）を使用した。

表-2に、各々の評価方法一覧を示す。

表-2 健全度（安全性）評価方法一覧

評価の種類	A案による評価	B案による評価	C案による評価																				
評価方法	$F = K_s \cdot K_r \cdot K_t \cdot K_o \cdot \frac{(\sigma_a - \sigma_d)}{\sigma_{20}}$ ここに、 K_s : 応力度に関する係数 (=1.2) K_r : 路面状況に関する係数 (=1.0) K_t : 交通状況による係数 (=1.0) K_o : その他条件による係数 (=1.0) σ_a : 材料の許容応力度 σ_d : 死荷重応力度 σ_{20} : 鋼道路橋設計示方書（昭和39年版）に規定された1等橋の活荷重並びに衝撃によって生じる応力度	$F = \frac{(\sigma_a - \sigma_d)}{\mu \cdot \sigma_{Lmax}}$ ここに、 σ_a : 材料の許容応力度 σ_d : 死荷重応力度 μ : 応力頻度測定期間に関する補正係数 (=1.0) σ_{Lmax} : 応力頻度測定によって得られた最大応力度	破壊基準関数 $G(x)$ を以下の様に考える。 $G(x) = \sigma_y - \sigma_L - K \cdot \sigma_d$ ここに、 <table border="1"> <tr> <th>変数名</th><th>内 容</th><th>確 率 分 布 形</th><th>変数の平均値と標準偏差の背景</th></tr> <tr> <td>σ_y</td><td>桁の降伏応力</td><td>対数正規</td><td>設計値</td></tr> <tr> <td>σ_L</td><td>桁の活荷重による発生曲げ応力度</td><td>ヒストグラムデータをもとに極値理論適用</td><td>L荷重の実測データ</td></tr> <tr> <td>σ_d</td><td>桁の死荷重による発生曲げ応力度</td><td>対数正規</td><td>設計値</td></tr> <tr> <td>K</td><td>断面の補正係数</td><td>対数正規</td><td>実橋による応力測定結果</td></tr> </table>	変数名	内 容	確 率 分 布 形	変数の平均値と標準偏差の背景	σ_y	桁の降伏応力	対数正規	設計値	σ_L	桁の活荷重による発生曲げ応力度	ヒストグラムデータをもとに極値理論適用	L荷重の実測データ	σ_d	桁の死荷重による発生曲げ応力度	対数正規	設計値	K	断面の補正係数	対数正規	実橋による応力測定結果
変数名	内 容	確 率 分 布 形	変数の平均値と標準偏差の背景																				
σ_y	桁の降伏応力	対数正規	設計値																				
σ_L	桁の活荷重による発生曲げ応力度	ヒストグラムデータをもとに極値理論適用	L荷重の実測データ																				
σ_d	桁の死荷重による発生曲げ応力度	対数正規	設計値																				
K	断面の補正係数	対数正規	実橋による応力測定結果																				

§ 4. 計算結果と考察

上記3方法の計算結果を表-3に示す。これから以下のことが言える。

表-3 方法A～Cによる計算結果

No.	測定 日数	A案による評価 $F = 1.2 \frac{(\sigma_a - \sigma_d)}{\sigma_{20}}$	B案による評価 $F = \frac{(\sigma_a - \sigma_d)}{1.0 \sigma_{Lmax}}$	C案による評価（安全性指標 β ）							
				ヒストグラム 生データ による β	各 供 用 年 数 に 応 じ た β						
					1年	5年	10年	20年	30年	40年	50年
①	6	0.42	0.63	6.27	5.71	5.44	5.32	5.20	5.12	5.07	5.03
②	1	*	*	4.56	3.50	3.19	3.05	2.92	2.84	2.78	2.73
③	7	2.05	1.89	—	—	7.22	7.13	7.03	6.98	6.94	6.91
④	7	0.58	0.61	5.56	5.14	4.91	4.81	4.72	4.66	4.62	4.58
⑤	7	1.66	2.48	—	—	—	—	—	—	—	7.78
⑥	7	0.98	1.41	7.13	6.71	6.49	6.40	6.30	6.24	6.20	6.17
⑦	7	0.80	1.41	—	5.94	5.67	5.55	5.43	5.36	5.31	5.27
⑧	7	1.98	2.26	—	8.27	8.01	7.92	7.84	7.79	7.75	7.72
⑨	7	0.72	0.60	5.71	5.28	5.06	4.96	4.87	4.81	4.77	4.74
⑩	7	0.78	1.33	—	7.61	7.36	7.27	7.18	7.12	7.08	7.05
⑪	7	1.55	2.47	—	—	—	—	—	—	—	—

- ① B案はA案に比べて安全率が全体として大きめに出るが、これは実測応力（ σ_{Lmax} ）が設計応力（ σ_{20} ）に比べ大部分の橋梁で小さくなっているためである。
- ② 実橋の安全性指標は、供用年数50年でも通常考えられている数値（ $\beta = 3.0 \sim 4.0$ ）よりは大きなものであった。しかし橋梁②では桁に大きな損傷を受けており（ケーブル破断）、10年後には対策が必要（ $\beta < 3.0$ ）という結果となった。
- ③ A案に比べB案はより実状にあった評価が可能であり、さらにC案は将来の供用年数を考慮できる点で合理的手法と言える。今後はB案を現状評価の指標とし、安全性指標を将来評価の指標とすることを検討していく予定である。

末尾ながら、応力頻度測定に関して御指導いただいた建設省土木研究所西川主任ならびに安全性指標の計算で御指導いただいた長尚教授に深く感謝いたします。

注1 “二次モーメント法による安全係数の検討に関する一考察” 佐藤，林 構造物設計資料No.85'86.3

注2 “安全性指標に関する若干の考察” 長 尚 土木学会論文報告集第 324号 1982年 8月