

論文

[2040] コンクリート橋の安全性評価と補修・補強法の検討

正会員 宮本文穂（神戸大学工学部）

正会員○前田敏也（神戸大学大学院）

熊谷 稔（神戸大学大学院）

前田 強（兵庫県土木部）

1. はじめに

橋梁をはじめとする各種土木構造物は、その供用年数の経過とともに耐荷力、耐久性の低下等の劣化を生じる。このため、橋梁には経年による劣化に対して経済的で効率的な維持管理が望まれるようになってきている。このような維持管理の基本部分をなすのが、既存橋梁に対する安全性評価とそれに基づく適切な補修・補強法の策定である。

本研究は、特にコンクリート橋を対象とした安全性評価法の確立とともに種々の補修・補強を想定した試験結果から、その体系化についても検討を加えたものである。すなわち、本研究では、架設後数十年を経た鉄筋コンクリートT桁橋に対して各種現場試験を行うことによりその安全性を図1に示すフローに従って評価し、同時に、補修・補強を想定した種々の試験からそ

の効果を安全性評価によって明らかにすることにより、効果的な補修・補強方法について考察を行った。

2. 試験対象橋梁の概要

今回試験対象とした「中井橋」(兵庫県竜野土木事務所管轄)は、橋齢60年(昭和3年架設)の10径間RC単純T桁橋である。「中

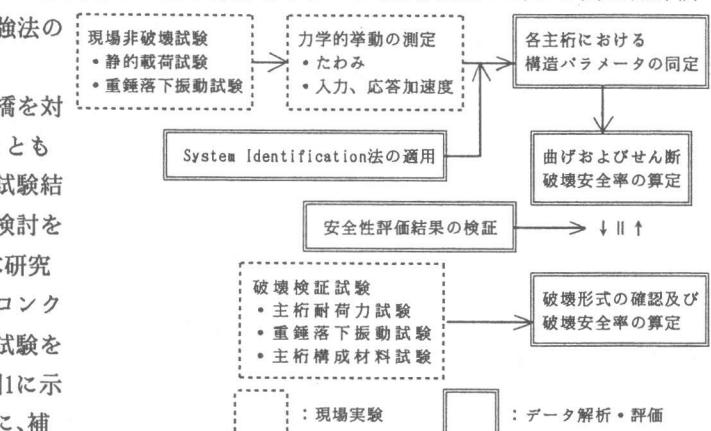


図1 研究のフロー

表1 「中井橋」橋梁諸元

| 橋梁名 | 中井(なかい)橋 | | 路線名 | 県道姫路上市郡線 |
|------|---------------------|--------------|-------|------------------|
| 橋梁形式 | RC単純T桁橋 | | 所在地 | 兵庫県竜野市竜野町 |
| 橋長 | 107.92m (10@10.79m) | | 架橋河川 | 揖保川支川林田川 |
| 幅員 | 5.00m | | 架設年度 | 昭和3年度 |
| 径間割 | 10径間 | | 適用示方書 | 大正15年版(TL-12) |
| 橋梁形式 | 上部構造 | 主桁 RC単純T桁 | 構造概要 | 本数:3, 間隔:2.01m@2 |
| | 床版 | RCスラブ | | 横桁なし |
| | 下部構造 | 橋台 重力式コンクリート | 舗装 | アスファルト舗装 |
| | | 橋脚 重力式コンクリート | 高欄 | ガードレール |

井橋」の橋梁諸元を表1に、また概略図を図2に示す。本橋は老朽化と河川改修による新橋の完成により取り壊されることが決定していた。架設後、中央部3スパンは洪水により流出し、H型鋼で全く新しい構造形式に作り直された。また、姫路側4スパンは主桁端部で横桁による補強がなされた。しかし、竜野側3

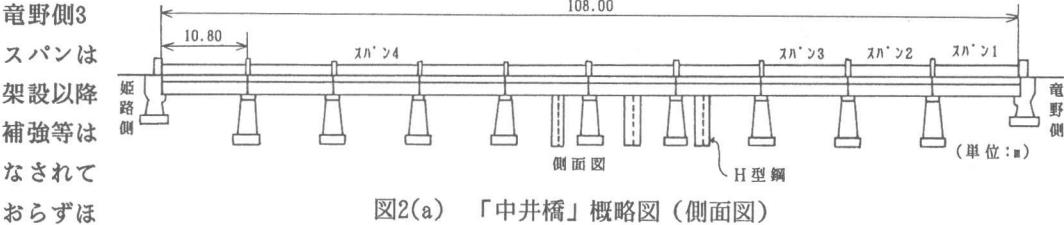


図2(a) 「中井橋」概略図(側面図)

ば架設当時の状態のまま供用されてきた。今回試験対象としたのは、補強のなされていない竜野側3スパンと、横桁による補強がなされた姫路側4スパンの内の1スパンの合計4スパンであり、試験対象スパンをそれぞれ竜野側から順に「スパン1」「スパン2」「スパン3」「スパン4」とし、各主桁を

上流側から「主桁A」(耳桁)「主桁B」(

中桁)「主桁C」(耳桁)、また床版を上流側から「床版A」「床版B」とした。目視試験によると、各スパンとも耳桁の損傷が他に比べて著しいことが予想され、また曲げひびわれに加えてせん断ひびわれも多くみられることから、せん断耐荷力の低下が予想され、ひびわれ幅も1.0mmを越えるものが多くあり、遊離石灰をともなった腐食ひびわれ、コンクリートの浮き、欠落等がみられた。また、全てのスパンで主桁の表面に骨材や鉄筋、針金等の露出、大量の砂目などの施工不良箇所が多くみられた。特にスパン4ではコンクリートの欠落による主鉄筋、スターラップの露出が多くみられた。また、スパン2及びスパン4の床版には橋軸方向ひびわれが多く発生しており、特にスパン2ではポップアウト、遊離石灰が、また、スパン4ではコンクリートの欠落が生じていたことから、配力筋の不足により床版でかなり損傷が進んでいると予想された。

3. 現場試験の概要

「中井橋」に対する現場試験では、橋梁の安全性評価のみにとどまらず、評価結果を補修・補強と関連づけることを試みるため、補修・補強を想定した種々の状態での試験を追加した。表2に試験状態の一覧を示す。すなわち、付帯構造である高欄の有無、劣化の進行が大きいと考えられた耳桁へのばねの設置による補強、中桁の主鉄筋を1本切断することによる人工的な劣化進行、そして主桁端部に横桁を増設したことによる補強をした状態であり、スパン1では高欄を除去した状態、耳桁をばねで補強した状態、また、スパン2では中桁の主鉄筋を一本切断した

状態についてもそれぞれ静的載荷及び重錘落下振動試験を行った。ここで、ばねの設置による補強は、耳桁のL/2点にばね定数既知(45.3kgf/mm)のばねを油圧ジャッキを用いて4.6tfの荷重を鉛直上向きに加えて設置することにより行った。また、主鉄筋を切断するにあたっては、付着の影響を考慮して中桁のかぶりコンクリートを全面に渡って除去した。図3、図4に高欄及びばね設置の状況をそれぞれ示す。以下、それぞれの状態に対して実施した試験¹⁾の概要を述べる。

3.1 現場非破壊試験：軸重既知の試験車(20tトラック)

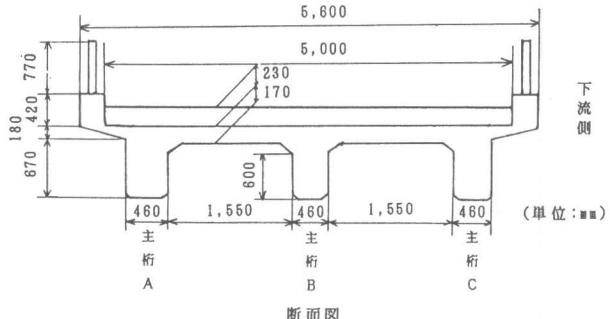


図2(b) 「中井橋」概略図(断面図)

| | 試験目的 | 試験状態と対象スパン | |
|-----------------------|---------------|-----------------|--------------|
| 非 破 壊 試 験 | 高欄の影響 | 高欄有ばね無 | スパン1 |
| | | 高欄無ばね無 | スパン1 |
| ばねの影響 | 高欄有ばね有 | スパン1 | |
| | 高欄有ばね無 | スパン1 | |
| 鉄筋切断の影響 | 高欄無ばね無鉄筋切断無 | スパン2 | |
| | 高欄無ばね無鉄筋切断 | スパン2 | |
| 端部補強の影響 | 高欄有ばね無 | スパン1 | |
| | 高欄有ばね無端部補強 | スパン4 | |
| 端部補強とばねの比較 | 高欄有ばね有 | スパン1 | |
| | 高欄有ばね無端部補強 | スパン4 | |
| 破 壊 試 験 | 鉄筋切断の耐荷力への影響 | 主鉄筋切断無 主鉄筋切断 | スパン1 スパン2 |
| | 舗装の剛性、耐荷力への影響 | 舗装有 舗装除去 | スパン1 スパン3 |

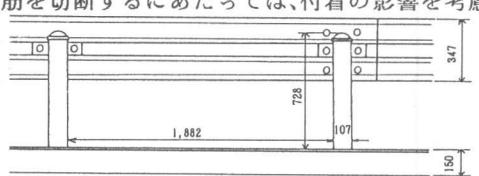


図3 高欄概略図

(単位:mm)

を各主桁に最も不利になるように、すなわち後輪軸の中心が各主桁中心線上にくるように載荷(静的載荷試験)し、各主桁のL/4、L/2、3L/4点(L:スパン長)の合計9測点のたわみを測定した。しかし、耳桁については幅員の関係でこのような載荷が不可能なため、一方の後輪が耳桁中心線上にくるように載荷した。載荷回数は3回とし、各測定値の平均を実測値とした。また、今回「中井橋」が約10度の斜橋であることを考慮し、後輪軸が主桁中心線に直角になるような載荷を行った。図5に載荷位置と測点を示す。次に、重量300kgfの重錐をクレーン車により約70cmの高さから落下させ(重錐落下振動試験)、重錐に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁のL/4、L/2、3L/4点に設置した加速度計から応答加速度を測定し、モーダル解析により固有振動数、減衰定数、振動モード、位相等の振動特性を同定した。ここでは、重錐落下位置を複数とすることにより、曲げ、ねじれ

振動、あるいは高次の振動特性を得、橋梁のすべての箇所を振動させ、損傷位置発見の手がかりとした。図5に重錐落下位置と応答加速度測定位置を併記する。

3.2 破壊検証試験

(1) 主桁耐荷力試験：破壊試験によって主桁の耐荷力及び破壊形式を明らかにし、非破壊試験による安全性評価結果の検証

を行った。試験に先立ち、中桁を床版部で耳桁と縁切りし、単純支持のRC-T桁として図6に示すような載荷桁を用いて中央載荷を行い破壊に至らせた。載荷には電動ジャッキを用い、両耳桁の自重で反力をとった。なお、X-Yレコーダに荷重～中央変位曲線を出力させ、適当な荷重段階ごとに載荷、除荷を繰り返し(以下ステップ)、そのステップごとに重錐落下振動試験(重錐:300kgf、落下高さ:30cm)を行い、破壊の進行過程における主桁の振動特性の変化を調べた。主桁断面、載荷及び重錐落下位置をそれぞれ図7、図8に示す。ただし、スパン3についてはアス

ファルト舗装の剛性及び耐荷力への影響を検討するため、無載荷の状態で重錐落下振動試験を行った後、アスファルト舗装(舗装厚:23cm)を除去した上で破壊試験を行った。

(2) 主桁構成材料試験：主桁耐荷力試験終了後、試験対象主桁からコンクリートコア及び主鉄筋、スターラップを採取し、コンクリートコアに対しては圧縮試験、中性化深さ試験を、また主鉄筋、スターラップに対しては引張試験を行ない、各材料の耐久性能、耐荷性能の低下を調査し、安全性評価結果を材料面から検証した。

4. 試験結果及び考察

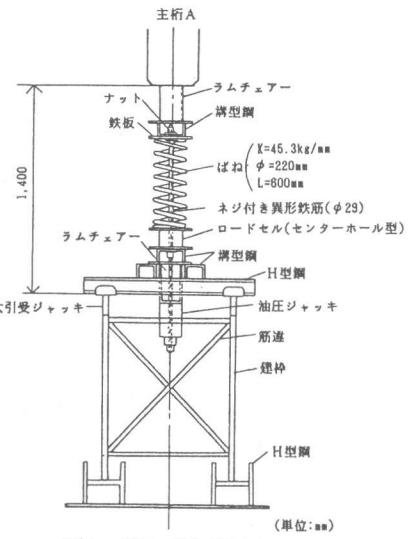


図4 ばね設置状況

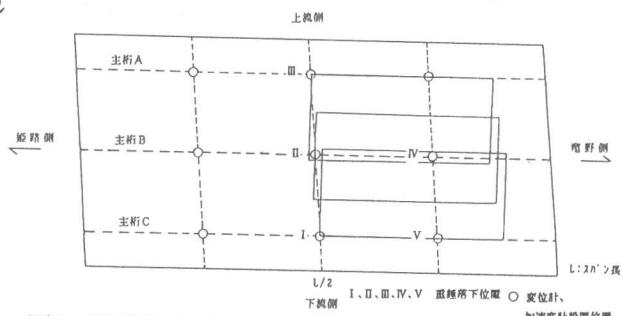


図5 載荷及び重錐落下位置

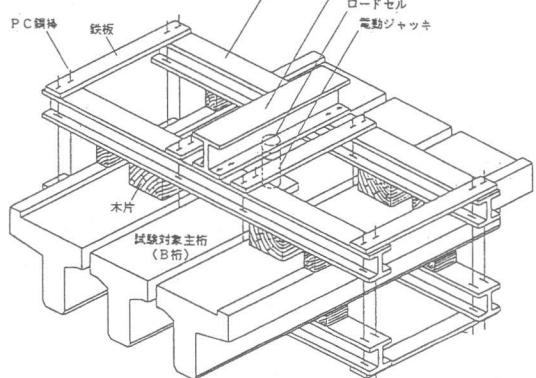


図6 主桁耐荷力試験

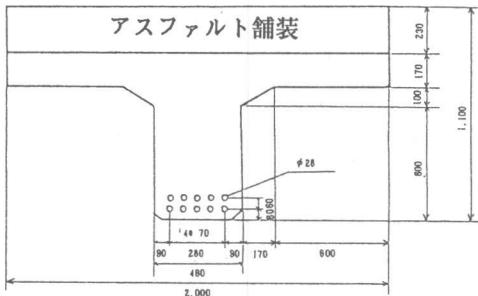


図7 主桁断面

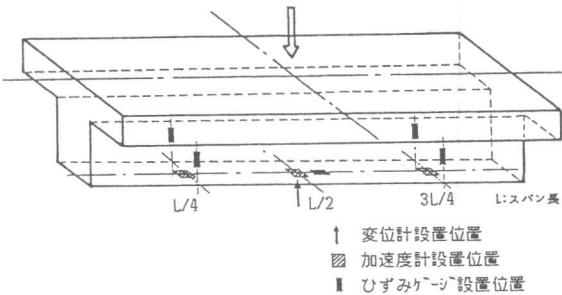


図8 載荷、重錘落下位置

4.1 現場非破壊試験による安全性評価：静的載荷試験より得られたたわみ分布に、System Identification Method(以下SI法)¹⁾を適用し、コンクリートのヤング係数、各主桁及び床版の断面二次モーメント(構造パラメータ)を推定した。本橋に対する構造モデルには、床版を4分割した3主桁5横桁の格子モデルを用いた。SI法による構造パラメータの推定値を表3に示す。

表3 SI法による推定結果

| スパン | 構造パラメータ | 理論値 | | | 推定値(静的) | | | 推定値(動的) | | | |
|-----|--|------|-------|-------|---------|-------|-------|---------|-------|-------|-------|
| | | 高欄有 | 高欄無 | 系変更 | 高欄有 | 高欄無 | 系変更 | 高欄有 | 高欄無 | 系変更 | |
| | | 主桁A | 10.79 | 10.14 | 10.79 | 10.64 | 10.80 | 10.89 | 10.14 | 8.57 | 10.94 |
| 1 | 断面2次モーメント ($\times 10^6 \text{cm}^4$) | 主桁B | 7.17 | 7.17 | 7.17 | 3.31 | 4.15 | 4.97 | 13.17 | 9.80 | 13.27 |
| | | 主桁C | 10.79 | 10.14 | 10.79 | 10.30 | 10.35 | 8.36 | 13.20 | 11.10 | 13.40 |
| | | 床版 | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 0.52 | 0.82 | 0.52 | 0.65 | 1.35 | 0.76 |
| | ヤング係数($\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$) | 2.40 | 2.40 | 2.40 | 1.90 | 1.90 | 1.90 | 0.70 | 0.70 | 0.70 | |
| | 誤差 ΣErr^2 | | | | 0.066 | 0.075 | 0.115 | 0.191 | 0.196 | 0.236 | |
| 2 | 断面2次モーメント ($\times 10^6 \text{cm}^4$) | 高欄無 | 主鉄筋切断 | 高欄無 | 主鉄筋切断 | 高欄無 | 主鉄筋切断 | 高欄無 | 主鉄筋切断 | 高欄無 | 主鉄筋切断 |
| | | 主桁A | 10.14 | 10.14 | 9.85 | 10.94 | 10.56 | 9.50 | | | |
| | | 主桁B | 7.17 | 5.95 | 3.93 | 3.69 | 9.00 | 5.67 | | | |
| | | 主桁C | 10.14 | 10.14 | 10.42 | 11.83 | 9.90 | 8.91 | | | |
| | | 床版 | 1.63 | 1.63 | 0.53 | 0.73 | 1.03 | 0.86 | | | |
| 4 | ヤング係数($\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$) | 2.40 | 2.40 | 1.90 | 1.90 | 1.90 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | | |
| | 誤差 ΣErr^2 | | | | 0.070 | 0.048 | 0.236 | 0.035 | | | |
| | 断面2次モーメント ($\times 10^6 \text{cm}^4$) | 主桁A | 10.72 | — | 10.39 | — | 7.80 | — | | | |
| | | 主桁B | 7.09 | — | 1.95 | — | 1.62 | — | | | |
| | | 主桁C | 10.72 | — | 11.02 | — | 8.64 | — | | | |
| | | 床版 | 1.28 | — | 0.58 | — | 3.42 | — | | | |
| | | 横桁 | 0.14 | — | 0.12 | — | 0.12 | — | | | |
| | ヤング係数($\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$) | 2.40 | — | 1.90 | — | 0.80 | — | | | | |
| | 誤差 ΣErr^2 | | | 0.100 | — | 0.442 | — | | | | |

表中の理論値は、コンクリートのヤング係数: $E_c = 2.4 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ 、鉄筋のヤング係数: $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ と仮定し、全断面有効として求めたものである。推定結果より高欄の有無についてみると、中桁で幾分剛性が大きくなっているものの、耳桁ではほとんど変化していないことから、本橋高欄は主桁の剛性にあまり寄与していないと考えられる。また、ばねの設置による構造系の変更については、ばねを設置した耳桁と中桁において剛性が大きくなっているが反対側の耳桁では逆に剛性が低下していることから、橋全体に対する効果的な補強とはいえない。さらに鉄筋切断の影響は、推定値をみると限りではありませんが現れていない。また、端部横桁の影響については、スパン4と他のスパンを比べる限りではありませんが現れていないが、スパン4における中桁の損傷が他のスパンに比べ若干大きいのではないかと思われる。一方、重錘落下振動試験結果にモードル解析¹⁾を適用して得られる各スパンの振動特性に基づいて静的と同様にSI法による構造パラメータの推定を行った。ここでの構造モデルには集中質点モデルを用い伝達マトリックス法により解析を行った。その結果を表3に併記する。高欄の有無については、高欄の除去により両耳桁で約15%、中桁で約25%の剛性の低下がみられることから、耳桁の剛性への寄与はあまり大きくなかったが中桁の剛性に多

少寄与すると考えられる。また、ばねによる構造系の変更については、ばねを設置した耳桁において7.9%の剛性の増加がみられるが他の桁においてはあまり変化がみられないことから橋全体の補強にはなっていないと考えられる。また、主鉄筋切断による人工的劣化については、中桁で37%、両耳桁で10%の剛性低下がみられ橋全体として劣化が進行したといえる。最後に、横桁による端部補強の影響に関しては、他のスパンに比べ床版の剛性が大きくなっている点、また、中桁の剛性低下が大きい点等があげられる。

表4 破壊安全率

| | 主桁 | γ_m | γ_m' | γ_s | |
|------|-----|------------|-------------|------------|-------|
| | | | | L/4 | 3L/4 |
| スパン1 | 高欄有 | A | 4.48 | 4.48 | 4.13 |
| | | B | 5.53 | 5.53 | 0.52 |
| | | C | 4.01 | 4.01 | 4.25 |
| | 高欄無 | A | 4.78 | 4.78 | 3.83 |
| | | B | 6.05 | 6.05 | 0.78 |
| | | C | 4.17 | 4.17 | 3.97 |
| | 系変更 | A | 5.32 | 5.32 | 5.03 |
| | | B | 5.49 | 5.49 | 0.41 |
| | | C | 4.06 | 4.06 | 4.23 |
| スパン2 | 高欄無 | A | 4.36 | 4.36 | 3.90 |
| | | B | 7.12 | 7.12 | 0.58 |
| | | C | 4.99 | 4.99 | 3.31 |
| | 鉄筋切 | A | 4.16 | 4.16 | 3.86 |
| | | B | 7.63 | 7.63 | 1.52 |
| | | C | 4.88 | 4.88 | 3.22 |
| スパン4 | 高欄有 | A | 5.55 | 5.55 | 0.55 |
| | | B | 27.15 | 23.12 | 10.80 |
| | | C | 2.96 | 2.96 | 2.73 |

次にSI法による構造パラメータの推定値から曲げ及びせん断破壊安全率(γ_m , γ_s)を求めた結果を表4に示す。表には損傷の程度に応じて有効幅を考慮した安全率(γ_m')も併記した。表より高欄除去による安全率の変化をみると、高欄自重の影響で耳桁L/4点におけるせん断破壊安全率を除き全体的に安全率が上がっているがその割合が小さいことから、安全率からみても本橋の高欄は橋の安全性にあまり大きくは影響していないといえる。また、ばね設置の影響については、ばねを設置した耳桁のみ安全率が大きくなっている。他の主桁ではほとんど変化していないことから、耳桁への局部的な補強は橋全体の安全性を高める結果にはならないと考える。次に、主鉄筋切断の影響

は、主鉄筋を切断した中桁において3L/4点におけるせん断破壊安全率を除き安全率が大きくなっている反面、両耳桁の安全率が小さくなっていることから、中桁のみの局部的な劣化が荷重分配に変化を生じさせたと考えられる。最後に、端部横桁の影響については、SI法により剛性が低く推定された中桁において安全率がかなり大きくなっていることから、横桁の増設によって剛性の低い主桁への分配荷重が小さくなり、結果的に安全率が大きくなったものと考える。また、ほとんどの試験ケースにおいてせん断破壊安全率が曲げ破壊安全率よりも小さくなっていることから、せん断に対する耐荷力が低下していたと考えられる。

表6 SI法による推定結果

| スパン | ステップ | I ₁ | I ₂ | I ₃ | E |
|-----|------|----------------|----------------|----------------|----|
| 1 | 1 | 5.63 | 5.69 | 6.25 | 10 |
| | 2 | 5.22 | 5.12 | 5.64 | ノル |
| | 3 | 6.10 | 5.58 | 5.20 | ノル |
| | 4 | 5.94 | 5.02 | 4.36 | ノル |
| 2 | 1 | 5.09 | 5.25 | 5.25 | 10 |
| | 2 | 4.67 | 5.04 | 5.20 | ノル |
| | 3 | 4.58 | 5.04 | 5.20 | ノル |
| | 4 | 5.06 | 5.04 | 4.74 | ノル |
| 3 | 0 | 5.53 | 5.71 | 6.08 | 10 |
| | 1 | 3.26 | 3.37 | 3.59 | ノル |
| | 2 | 2.88 | 3.31 | 3.74 | ノル |
| | 3 | 2.67 | 3.11 | 3.89 | ノル |
| | 4 | 2.38 | 2.77 | 3.60 | ノル |

4.2 破壊試験による検証：主桁耐荷力試験より得られた各主桁の中央たわみがスパンの1/500に達した時点(曲げ破壊)及びスタートアップ降伏時点(せん断破壊)での破壊荷重を求め、それに対する破壊安全率として算出したものを表5に示す。なお、スパン1では中央たわみがスパンの1/500に達した時点(曲げ破壊)及びスタートアップ降伏時点(せん断破壊)での破壊荷重を求め、それに対する破壊安全率として算出したものを表5に示す。

表5 破壊安全率(破壊試験)

| スパン | スタートアップ降伏時荷重(t _f) | 安全率 |
|-------------------|---------------------------------------|-------|
| 1では中央 | 33.3 | 1.820 |
| たわみが | 40.0 | 2.753 |
| 3 | 42.0 | 3.917 |
| スパンの1/500に達しなかった。 | $\delta = L/500$ 時荷重(t _f) | 安全率 |
| 1 | — | — |
| 2 | 52.7 | 4.388 |
| 3 | 56.0 | 5.406 |

これを非破壊試験による安全率と比較すると、非破壊試験においてかなり安全に評価していたことがわかる。しかし、破壊形式をせん断破壊と推定している点では一致しており、SI法による評価が相対的なものであることがわかる。表6には、各ステップごとに行われた重錘落下振動試験

注)表5のステップ0は舗装有の状態

I:主桁の断面2次モーメント($\times 10^6 \text{ cm}^4$)

E:ヤング係数($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

からSI法によって推定された構造パラメータの値を示す。この結果からも、せん断域における剛性の低下からせん断破壊に至ったことがわかる。また、アスファルト舗装は、舗装厚が23cmと厚かったことにもよるが、その剛性への寄与はスパン3のステップ0とステップ1における推定結果から約40%とかなり大きいものであった。また、破壊荷重からは、主鉄筋を切断したスパン2、舗装を除去したスパン3に比べスパン1の破壊荷重が小さくなっている、スパン1が車の進入路にあたるため損傷が激しかった¹⁾ことを示している。次に、主桁構成材料試験結果の一例として表7にコンクリートコア圧縮試験、中性化深さ試験結果(4体の平均値)をそれぞれ

れ示す。この結果をみても、スパン1でコンクリートの劣化がかなり進んでいたことがわかる。また、鉄筋についても、表面にかなりの錆がみられたが、引張試験の結果SR24としての材質の劣化はほとんどみられなかった。

5. 安全性評価に基づく補修・補強法の検討

各種補修・補強を想定した現場非破壊試験による安全性評価結果から既存橋梁に対する効果的な補修・補強法について考察を行なう。まず、片方の耳桁へのばね設置と高欄の有無による評価結果の比較から、片方の耳桁に対する局部的な補強では、補強した桁の剛性は大きくなるが橋全体としての剛性は上がらないのに対し、高欄による両耳桁の補強は中桁の剛性も増加させ橋全体に対する効果的な補強といえる。また、主鉄筋切断や過去に中桁にばねを設置した試験の評価結果¹⁾から、中桁に対する補強は、中桁の剛性を増加させるが両耳桁においてあまり剛性が増加していないことから橋全体に対する効果的な補強とはいえない。また、横桁増設による補強効果は、床版の剛性が増加することによって主桁間の荷重分配が良好となり、損傷の激しい桁の安全率が大きくなるという点から効果的な補強方法ではないかと考えられる。したがって、橋全体に対する効果的な補修・補強法として、両耳桁に対する補強、及び横桁の設置を挙げることができる。つまり、橋軸方向に対する局部的な補強よりも、橋軸直角方向に対する補強の方が橋全体に対して効果的ではないかと考える。

6. 結論

本研究で得られた主な結果を以下にまとめる：① 高欄の有無による安全性評価結果から、本研究で対象としたガードレールのような見た目にも簡単な高欄については、耳桁の剛性への寄与はあまり大きくなことが明らかとなった。② 人工的に劣化を進行させた試験から、主桁一本に損傷が生じただけでも、橋の荷重分配効果が変化し、橋全体として劣化が進行する。③ 横桁による補強は、床版の剛性を上昇させ、横桁が設置されていない場合は床版にかなりの損傷があると考えられる。

④ アスファルト舗装の剛性への寄与は、舗装厚が厚かった(23cm)ことにもよるが約40%とかなり大きいものであった。⑤ 主桁耐荷力試験、主桁構成材料試験から、車の進入路にあたるスパン1は、他のスパンに比べて損傷の程度が大きいと考えられる。⑥ SI法を適用することによって、橋梁の損傷状態や破壊形式及び破壊に対する安全率を推定することが可能であるが、その推定値は相対値にすぎず、非破壊試験による破壊安全率は破壊試験において検証されたものに比べかなり大きく推定された。⑦ 種々の補修・補強を想定した現場非破壊試験による安全性評価結果から、橋全体に対する効果的な補修・補強法として両耳桁に対する補強、及び横桁の設置を挙げることができ、橋軸方向に対する局部的な補強よりも、橋軸直角方向に対する補強の方が橋梁全体に対して効果的ではないかと思われる。

参考文献：1)宮本、西村、堀、山本：コンクリート橋の安全性評価とその検証法の開発、コンクリート工学年次論文報告集第10巻、1988

表7 コンクリートコア試験結果

| スパン | 圧縮試験 | | | 中性化深さ (cm) |
|------|------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------|
| | 直径 (cm) | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 弾性係数 (kgf/cm ²) | |
| 1 | 10.0 | 59.7 | 0.47×10^5 | 10.55 |
| 2 | 10.0 | 112.3 | 1.05×10^5 | 6.48 |
| 3 | 10.0 | 102.1 | 1.27×10^5 | 5.82 |
| 平均 | | 92.1 | 1.04×10^5 | 7.50 |
| 標準偏差 | | 28.3 | 0.33×10^5 | 2.60 |