

論文

[1053] 現場試験によるコンクリート橋の安全性評価手法の実用化

正会員 宮本文穂 (神戸大学工学部)  
 正会員 森川英典 (神戸大学工学部)  
 正会員○前田敏也 (清水建設(株))  
 熊谷 稔 (神戸大学大学院)

1. はじめに

既存橋梁の安全性は、対象橋梁に対する診断結果から得られる耐用性(耐荷性、耐久性)に荷重効果を考慮して評価する必要がある。橋梁に作用する荷重効果は、種々の管理機関によって収集されたデータに基づきほぼ確率・統計的取扱いが可能な現状にあるが、耐用性診断の実状は、橋梁が他分野の製品と比べて大規模で単産品となること、その耐用期間が数十年に及ぶこと等のため、橋梁管理者が最も望んでいる耐荷力、耐久性を直接評価できず、維持管理の基本部分をなす安全性評価を困難にしている。

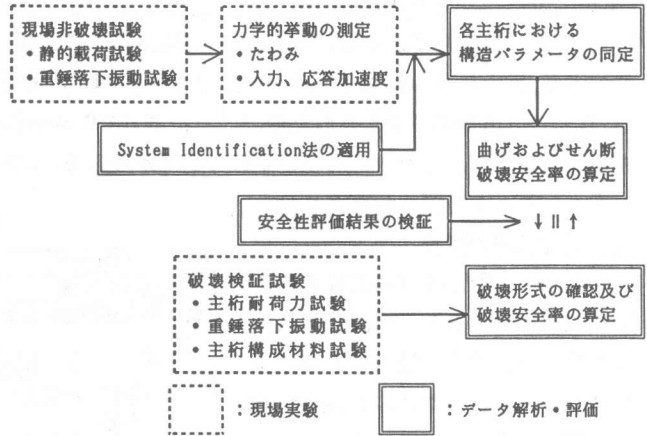


図1 安全性評価のフロー

本研究は、従来よりコンクリート橋を対象として実施している現場非破壊試験による安全性評価手法[1]の実用化を、各種現場試験結果を通じて検討するものである。すなわち、架設後数十年を経た数橋の鉄筋コンクリート(RC)T桁橋に対して各種現場非破壊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、その評価結果を破壊試験において検証し、これらの結果を基に非破壊試験による安全性評価手法の実用化について考察を行った。

2. 安全性評価手法の実用化

過去数橋(いずれもRCT桁橋)に対し、図1に示すフローに従って安全性評価を試みた結果、破壊形式の予測及び相対的な安全性評価という定性的な面ではほぼ妥当な結果が得られている[1]が、完全な定量的評価を行うまでにはなお多くの課題を残している。この原因としては、現場試験、データ解析及び安全性評価の各段階において生じる様々な問題が考えられるが、本研究ではこれらの内、安全性評価段階における耐荷力及び荷重効果の問題、すなわち、材料劣化や耐荷力のばらつき及び終局状態における挙動の変化といった面からの定量化についての検討を試みたものである。そこで、今回RC橋に対して新たに現場試験を行い、破壊試験において終局限界状態における挙動の変化について検討するとともに、過去数橋に対する主桁耐荷力試験及び材料試験結果から材料劣化、耐荷力のばらつきについても検討し、安全性評価手法の実用化について考察を行った。

3. 試験対象橋梁の概要

試験対象とした「大安橋」(兵庫県三田土木事務所管轄)は、橋齢27年(昭和37年架設)の4主桁を有する斜角約40度の3径間RC単純T桁橋である。「大安橋」の橋梁台帳を表1に示す。本橋は河川改修によ

る新橋の完成にともない取壊しが既に決定していた。試験対象スパンは3径間の内の「スパン1(篠山側)」及び「スパン3(三田側)」の2径間とし、各スパンの主桁を上流側から「主桁A(耳桁)」、「主桁B(中桁)」、「主桁C(中桁)」、「主桁D(耳桁)」とした。目視調査によると、主桁については全体的に0.10～0.40mm程度の曲げ及びせん断ひびわれが多く、最大ひびわれ幅は0.55mm程度であった。また、床版については施工不良によるコンクリートの剝離、鉄筋の露出等が多少みられた他、スパン1において0.30mm程度のひびわれがみられた以外は特に目立った損傷はなかった。また、ひびわれの状況からみると、スパン1が他のスパンに比べて損傷程度が多少大きいことが予想された。

表1 「大安橋」橋梁台帳

橋梁名	大安橋		路線名	国道176号福知山大阪線		
橋梁形式	RC単純T桁橋		所在地	兵庫県三田市藍本		
橋長	43.9m(14.6+14.7+14.6m)		架橋河川	武庫川		
幅員	7.3m		架設年度	昭和37年度		
径間割	3径間		適用示方書	昭和31年度版		
等級	1等橋		設計荷重	TL-20		
橋梁形式	上部工	主桁	RC単純T桁	構造	主桁 本数:4、間隔:1.95m	
		床版	RCスラブ	横桁	本数:3	
	下部工	橋台	重力式コンクリート	概	舗装	アスファルト舗装
		橋脚	重力式コンクリート	要	高欄	コンクリート製

#### 4. 現場試験の概要

「大安橋」に対する現場試験では、橋梁の現状における安全性評価に加え、荷重分配横桁の安全性への影響についても検討を行うため、スパン中央の横桁の剛性を低下(コンクリートブリーカによってコンクリート除去)させた状態についても同様の試験を行った。また、破壊試験では、破壊過程における支点拘束条件及び荷重分配の変化、アスファルト舗装の剛性及び耐荷力への寄与について検討を行った。表2に試験状態の一覧を示し、以下に現場試験[2]の概要について述べる。

表2 試験状態一覧

	試験目的	試験状態	試験内容	対象スパン
非破壊	現状の評価	現状(高欄有)	静・動	全スパン
	中央部横桁の影響	現状 中央部横桁除去	静・動	スパン3
破壊	アスファルト舗装の剛性・耐荷力への影響	アスファルト舗装有 アスファルト舗装除去	耐・動	スパン3-B桁 スパン3-C桁
	損傷の進行による荷重分配効果の変化	2本主桁連結 (C桁に載荷)	耐	スパン1-B、C桁
	破壊過程における支点拘束条件の変化	主桁単独	耐	全スパン中桁

注) 試験内容 静:静的載荷試験、動:重錘落下振動試験  
耐:主桁耐荷力試験、材:材料試験

##### 4.1 現場非破壊試験

軸重既知の試験車(20tトラック)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4等分点、合計12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前述のような載荷が不可能なため、試験車の後輪端が地覆に接するように載荷した。これとは別に、重量300kgfの重錘をクレーン車により約80cmの高さから落下させ(重錘落下振動試験)、重錘に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁4等分点に設置した加速度計から応答加速度を同時計測し、モデ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。

##### 4.2 破壊状態検証試験

(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、独立単純支持のRCT桁としてスパン中央載荷を行い破壊に至らせた。なお、載荷試験中X-Yログに荷重～中央変位曲線を出力させ、適当な荷重段階ごとに載荷、除荷を繰り返す(以下ステップ)、各ステップごとに重錘落下振動試験(重錘:300kgf、落下位置:スパン中央、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。ただし、スパン1については、B、C桁を床版及び横桁で連結した状態で主桁の損傷

進行と荷重分配の変化について検討を行った後、主桁を1本ずつに縁切りして破壊試験を行った。また、スパン3のC桁については、アスファルト舗装の剛性及び耐荷力への影響を明らかにするため、無載荷の状態では重錘落下振動試験を行った後、アスファルト舗装(舗装厚:10cm)を除去して破壊試験を行った。

(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、主鉄筋及びスタック筋を採取し、コンクリートに対して圧縮試験及び中性化深さ試験を、また主鉄筋及びスタック筋に対して引張試験を行い、各材料の耐久性能、耐荷性能の低下を調べ、安全性評価結果を材料面から検証した。

## 5. 試験結果及び考察

表3 「大安橋」主桁の破壊安全率一覧(評価結果)

### 5.1 現場非破壊試験による安全性評価結果

静的載荷試験より得られたたわみ分布及び重錘落下振動試験から得られた各振動特性にSystem Identification Method(以下S I法)を適用し、主桁及び横桁の断面2次元モード等の構造パラメータを同定し、曲げ及びせん断破壊安全率( $\gamma_n, \gamma_s$ )を求めた[1],[2]結果を表3に示す。表より、全体的に曲げ破壊安全率に比せん断破壊安全率が小さくなって

	主桁	$\gamma_n$ (静的)	$\gamma_s$ (静的)		$\gamma_n$ (動的)	$\gamma_s$ (動的)		
			L/4	3L/4		L/4	3L/4	
スパン1	高欄有	A	11.90	2.25	1.69	14.65	2.69	2.37
		B	38.56	9.97	16.0	18.78	5.33	5.21
		C	37.77	13.6	10.7	17.68	5.30	5.19
		D	14.23	1.28	3.07	16.24	2.17	2.67
スパン3	高欄有	A	13.23	3.94	3.24	17.44	3.98	3.83
		B	25.10	12.3	13.1	17.31	6.44	6.05
		C	30.19	25.2	11.8	44.66	34.7	14.5
		D	14.59	3.14	3.73	15.14	2.61	3.90
スパン3	横桁除去	A	13.07	3.91	3.55	16.63	3.85	3.92
		B	23.58	11.6	12.1	17.00	6.45	6.09
		C	28.57	20.9	12.4	40.97	31.4	13.3
		D	14.42	3.14	3.70	14.77	2.71	3.40

おり、せん断破壊に対する安全性の低下が考えられる。また、両耳桁の曲げ及びせん断破壊安全率が中桁に比べて小さくなっており、「大安橋」がかなり斜角の厳しい斜橋であるため両耳桁に対する分配荷重が大きかった[3]ものと考えられる。次に、スパン1とスパン3の安全率の比較から、せん断破壊に対してはスパン1の、また、曲げ破壊に対しては、耳桁についてはスパン1、中桁についてはスパン3(動的のスパン3-C桁を除く)のそれぞれの破壊に対する安全性の低下がみられる。また、スパン3における横桁の剛性低下による安全性の変化(表3「横桁除去」参照)をみると、横桁の剛性低下によって曲げ破壊安全率は全体的に低下しているが、特に安全率が大きかった中桁(動的の場合、特にC桁)における変化が大きいことや、せん断破壊安全率については各照査面によって傾向は異なるが、曲げ破壊安全率同様、中桁、特にC桁で大きく低下していることから、横桁の剛性低下によって荷重分配効果が小さくなり、安全率の大きかった中桁に対する作用荷重が大きくなったために安全率が小さく評価されたものと考えられる

表4 「大安橋」主桁の破壊荷重及び破壊安全率一覧(検証試験)

る。これより、横桁の剛性低下の影響は安全性が高く評価された主桁に特に大きく現れることが明らかとなった。

	曲げ破壊荷重(tf)	曲げ破壊安全率	せん断破壊荷重(tf)	せん断破壊安全率
スパン1 B	---	---	103	5.57
1 C	---	---	103	5.58
3 B	125	11.04	125	7.05
3 C	120	10.91	100	5.52

表5 アスファルト舗装の曲げ剛性への影響

	曲げ剛性( $\times 10^{12}$ kgfcm <sup>2</sup> )
舗装除去前	3.59
舗装除去後	3.36

### 5.2 破壊試験による検証結果

主桁耐荷力試験より得られた各主桁の曲げ破壊荷重(主鉄筋降伏時)及びせん断破壊荷重(スタック筋降伏時)を、それぞれの破壊に対する破壊安全率とともに表4に示す。なお、スパン1では主鉄筋が降伏しなかったため、破壊荷重は明らかとなっていない。これを非破壊試験による安全性評価結果(アスファルト舗装を

表6 主桁コンクリート試験結果

スパン	圧縮試験		中性化深さ試験
	圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	中性化深さ(cm)
1	172.4	$1.27 \times 10^5$	2.1
3	224.4	$1.92 \times 10^5$	0.7
平均	198.4	$1.59 \times 10^5$	1.4
標準偏差	48.0	$0.40 \times 10^5$	1.1

除去したスパン3-C桁を除く)と比較すると、せん断破壊安全率の値が小さくなっていることや、スパン1とスパン3に対する破壊安全率の大小関係の対応という点からは、非破壊試験による評価結果がほぼ妥当なものであったといえる。しかし、破壊安全率の値そのものについては、動的のせん断破壊安全率が検証値に比較的近い値となっている他は、非破壊試験による算定値が検証値に比べて大きくなる傾向を示しており、荷重分配効果の見積りや耐荷力の計算過程等に誤差が入ったものと考えられる。次に、アスファルト舗装(舗装厚:10cm)の耐荷力への影響については、スパン3において舗装を除去したC桁の耐荷力が舗装を除去しなかったB桁に比べ、せん断破壊荷重が25tf(20%)、曲げ破壊荷重が5tf(4%)小さくなっており、床版と舗装との付着等が十分でなかったために曲げよりもむしろせん断耐荷力に影響が現れたものと考えられる。また、アスファルト舗装除去前後の重錘落下振動試験結果にSI法を適用して求めた主桁曲げ剛性の評価結果を示した表5より、舗装の主桁曲げ剛性への寄与は(平均して)約7%であり、これは過去に行った「中井橋」におけるアスファルト舗装(舗装厚:約20cm)の寄与(約40%)<sup>[2]</sup>に比べ、かなり小さいものであるが、断面2次モーメントが換算厚さのほぼ3乗で影響することから、アスファルト舗装であっても厚さが厚くなれば主桁曲げ剛性への寄与は極端に大きくなると考えられる。最後に、主桁構成材料試験結果の一例として、表6にコンクリート圧縮試験及び中性化深さ試験結果(各スパン6本の平均)を示す。この結果から明らかなように、スパン1でコンクリートの劣化が比較的進んでいたことがわかる。

### 5.3 破壊過程における支点拘束条件の変化

破壊過程(各ステップ)における支点付近の荷重～コンクリートひずみ曲線の一例を図2に示す。これより、荷重の増加にともないコンクリートひずみは増加している。すなわち、この現象を支点の回転拘束による拘束モーメントの発生とみなせば、拘束モーメントは載荷荷重とともに大きくなる傾向にあるが、主桁が弾性領域を越えるあたりから曲線の勾配が小さくなり、終局状態ではひずみがほぼ一定状態となって拘束モーメントはそれ以上増加しないことがわかる。したがって、支点拘束条件を回転ばね定数で表そうとする場合、終局状態ではばねを降伏させないと支点拘束モーメントを大きく見積り、逆に、曲げ破壊照査面に作用する曲げモーメントを小さく見積ることによって、安全性を安全側に評価してしまう恐れがあると考えられる。

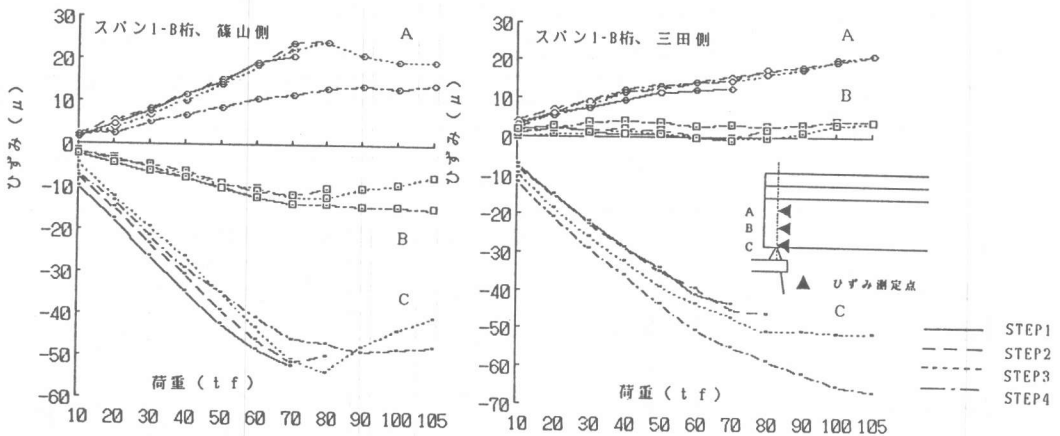


図2 荷重～桁端部各点のコンクリートひずみ曲線

### 5.4 損傷の進行と荷重分配効果の変化

スパン1において実施した2主桁を横桁及び床版で連結した状態で行った載荷試験における荷重～たわみ曲線を各主桁単独についての結果とあわせて図3に示す。図3中の2主桁連結でC桁に載荷した

場合の中央たわみ変化を各主桁単独の場合と比較すると明らかに荷重分配効果が認められる。これより、2主桁連結と各主桁単独との挙動を比較することにより、非載荷桁(B桁)への荷重分配率の変化を算出した結果を図4に示す。図4より、非載荷桁への荷重分配率は荷重の増加にもない大きくなる傾向にあることがわかる。したがって、主桁破壊の進行にもない非載荷桁への荷重分配率は変化させなければならないことが明らかとなった。

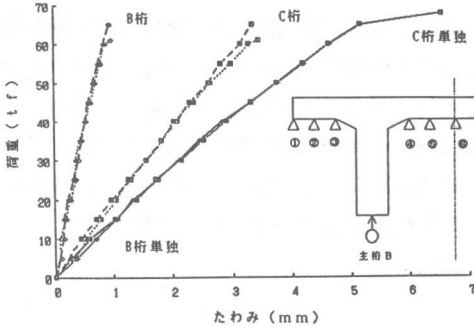


図3 荷重～主桁中央たわみ関係

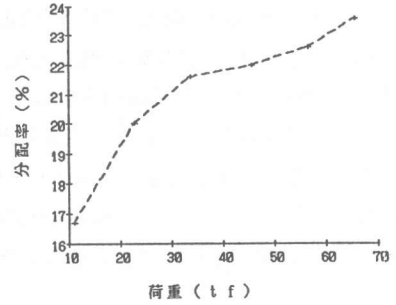


図4 荷重分配率の変化

6. 材料特性と耐荷力の関連

6.1 材料強度と耐荷力

過去数橋に対する現場試験結果[1]から、発生した破壊形式の多い曲げ破壊に対して、曲げ耐荷力の計算値と主桁耐荷力試験による実測値との関連

について検討を行う。曲げ耐荷力算定における鉄筋降伏応力度としては、2400kgf/cm<sup>2</sup>(SR24相当:設計値)、3000kgf/cm<sup>2</sup>(SR30相当)及び材料試験結果を、また、コンクリートの強度としては、210kgf/cm<sup>2</sup>(設計値)及び材料試験結果をそれぞれ用いた。このようにして求められた計算値と各試験での実測値を比較した結果を表7に示す。ここで、実測値としては死荷重によるものと活荷重によるものを合わせてM<sub>ut</sub>とした。これより、主鉄筋をSR24として計算した値よりもSR30として計算した値の方が材料試験結果に基づく値に近いことがわかる。これはSR24の降伏点強度が公称降伏点強度に比べかなり大きな値であったためと考えられる。したがって、主桁耐荷力試験より得られた実際の終局曲げモーメントは設計値の約1.7倍、実測結果より得られる材料強度を考慮しても約1.3倍程度に分布すると考えられる。

6.2 材料劣化と耐荷力

図5にコンクリートコアに対する試験結果から得られた中性化深さ～圧縮強度の関係を示す。これら両者の回帰式として以下の式が得られる。

表7 曲げ破壊耐荷力の計算値と実測値の比較

	M <sub>ut</sub> /M <sub>ca12400</sub>	M <sub>ut</sub> /M <sub>ca13000</sub>	M <sub>ut</sub> /M <sub>m</sub>
平均	1.674 (1.762)	1.347 (1.418)	1.291 (1.417)
標準偏差	0.263 (0.122)	0.212 (0.097)	0.274 (0.162)

注) ( ) 内の数値は荷重～変位曲線における勾配変点における値

M<sub>ca12400</sub> : σ<sub>sy</sub> = 2400kgf/cm<sup>2</sup>とした計算値  
 M<sub>ca13000</sub> : σ<sub>sy</sub> = 3000kgf/cm<sup>2</sup>とした計算値  
 M<sub>m</sub> : 材料試験結果に基づく計算値

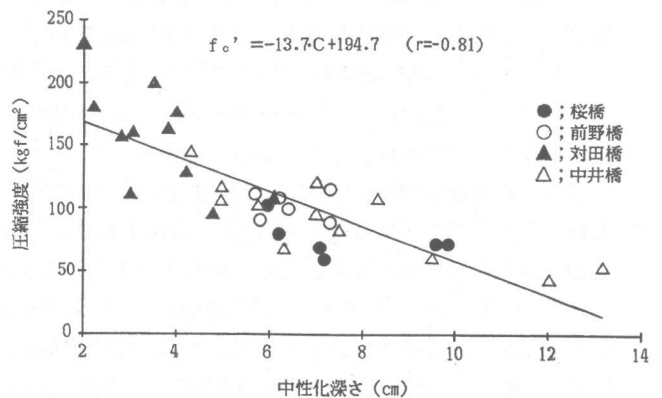


図5 中性化深さ～圧縮強度の関係

$$f_o' = -13.7 \cdot C + 194.7 \quad (1)$$

ここで、 $f_o'$  : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $C$  : 中性化深さ(cm)。

一般に、中性化深さの経時変化については、次式の関係が得られている[4]。

$$C = A \sqrt{t} \quad (2)$$

ここで、 $A = \overline{C_{T_1}} / \sqrt{T_1}$ 、ただし、 $\overline{C_{T_1}}$  :  $T_1$ 時の平均中性化深さ(cm)、 $T_1$  : 調査時の材齢(年)式(2)より、 $T_1$ 時の中性化深さを測定することにより $A$ が求められ、この $A$ を用いて任意の材齢におけるコンクリートの圧縮強度が推定可能となり、これらの関係式から、曲げ及びせん断耐力の経年変化の様子を時間0(架設時)に対する耐力の比で表したものが図6である。これより、コンクリートの劣化は、曲げ耐力に対しては初期の段階ではあまり影響しないが、供用年数が50年を過ぎるあたりから劣化による耐力の低下が急激に大きくなる傾向にある。一方、せん断耐力に対しては初期の段階から影響しているが、その後の変化もほぼ直線状態で曲げのように急激に低下する傾向はみられない。これらのことから、架設後50年程度ならば、材料劣化の耐力の低下への影響は曲げよりもむしろせん断に対して大きいものと考えることができる。

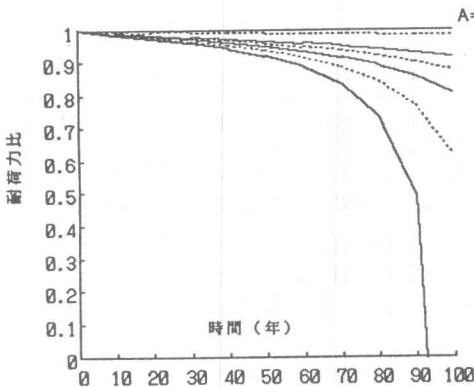


図6(a) 曲げ耐力の経年変化

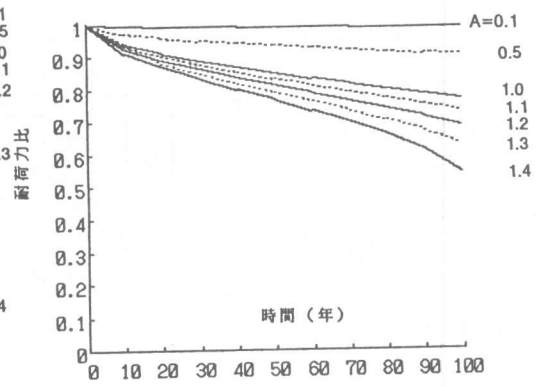


図6(b) せん断耐力の経年変化

## 7. 結論

本研究で得られた主な結果を以下にまとめる：①主桁破壊の進行にともない非載荷桁への荷重分配率は大きくなる。一方、横桁の剛性低下は荷重分配効果を小さくし、曲げ剛性の小さい主桁の安全性は特に大きく影響を受ける。②アスファルト舗装は本橋のように床版と舗装との付着が十分でない場合、曲げよりもむしろせん断耐力に影響を及ぼし、その厚さが厚くなれば主桁剛性への寄与はかなり大きくなり、安全性評価においては考慮すべき重要な要因の一つである。③終局状態では支点拘束モーメントはほぼ一定となるため、損傷と対応させた支点拘束条件を回転ばね定数で表そうとする場合、終局状態ではばねを降伏させないと支点拘束モーメントを大きく見積る恐れがある。④主桁破壊試験より得られた終局曲げモーメントの値は設計用値に基づいて算定したその約1.7倍、実測結果より得られる材料強度を考慮しても約1.3倍程度に分布することが明らかとなった。また、供用後の材料劣化は架設後50年程度であれば曲げよりもむしろせん断耐力の低下に影響することが明らかとなった。

なお、本研究の遂行にあたり、終始御助言を頂いた神戸大学工学部西村 昭教授、ならびに現場試験の実施にあたり多大な御協力を頂いた兵庫県土木部道路建設課の関係各位に深く感謝致します。

参考文献：[1]例えば、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[2]宮本、前田(敏)、熊谷、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第11巻、1989[3]高島：道路橋の横分配実用計算法 後編、現代社、1966 [4]和泉：耐久性診断事例 中性化、コンクリート工学、Vol. 28、No. 7、日本コンクリート工学協会、1988