

論文

[1055] 既設鉄筋コンクリート橋の剛性と耐荷力について

正会員 ○中沢 隆雄 (宮崎大学土木工学科)

正会員 今井富士夫 (宮崎大学土木工学科)

横田 漠 (宮崎大学土木工学科)

枝元 宏彰 (国土開発コンサルタント)

1. はじめに

既存橋梁の多くは、現行の設計荷重よりも小さな荷重で設計されており、加えて多年の供用によって様々な損傷を受けている。最近、既存橋梁の供用に対する安全性評価基準を開発するために、種々の研究が行われている [1~6]。しかしながら、橋梁の耐用性には交通量、車両重量、形式、環境など、多様な条件が影響していることを考えれば、現在得られている実橋のデータはいまだ不十分なように思われる。

今回、橋令53年の鉄筋コンクリート橋の現場実験をする機会を得、材料試験、静的載荷試験ならびに起振機による振動試験を行ったので、その結果を報告する。

なお、一般に付帯設備とみなされている高欄も橋梁の剛性に寄与することは知られており、ここでは高欄の剛性寄与を検討するため、高欄を撤去した場合についても静的および動的試験を実施した。

2. 実験橋の概要

実験の対象となった「鶴の木橋」は、昭和13年1月竣工 (橋令53年) の主桁3本を有する8径間鉄筋コンクリートゲルバーT桁橋であり、本橋の概要は図-1と図-2および表-1に示すとおりである。これまでの補修の主なものとしては、昭和47年に行われた主桁のFRP接着補強とヒンジ部側面の鋼板接着補強、昭和55年のA<sub>1</sub>~P<sub>1</sub>間の床版下面の鋼板接着補強が挙げられる。

3. ひびわれ調査

各径間の主桁および床版のひびわれ調査を目的により行った。図-3および図-4は第3径間 (P<sub>2</sub>~P<sub>3</sub>) の主桁および床版のひびわれ発

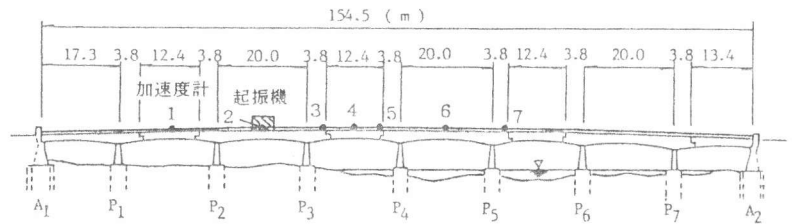


図-1 鶴の木橋の平面図

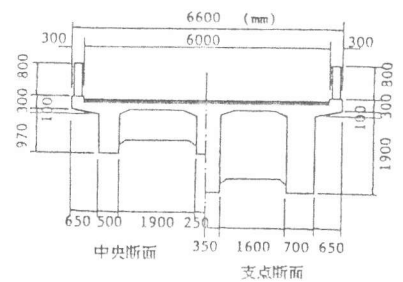


図-2 鶴の木橋の断面図

表-1 「鶴の木橋」の概要

橋梁名	鶴の木橋	
所在地	宮崎県宮崎市加江田 (加江田川)	
路線名	一般国道220号線	
橋長	154.5 m (支間割17.2+6@20.0+17.2) 8径間	
架設年月	昭和13年1月	
適用示方書	大正15年版 (設計荷重 T-12)	
橋梁形式	上部工	主桁 RCゲルバーT桁
		床版 RCスラブ、厚さ15 cm
	下部工	橋台 半重力式ケーソン
		橋脚 半重力式ケーソン
構造概要	主桁	本数 3本、間隔 2.4 m
	床版	形式 一方版、厚さ 15 cm
	横桁	本数 3本、間隔 5 m
	舗装	コンクリート (5 cm) アスファルト (5 cm、オーバーレイ)
	高欄	コンクリート製

生状況を示したものである。

図-3から明らかなように、3本の主桁のひびわれ発生状況にはほとんど相違はみられず、ひびわれは曲げひびわれがほとんどである。また、部分的に引張鉄筋に沿ったひびわれも生じている。これらのひびわれの間隔は密な部分で20~30cmであり、ひびわれ幅の大部分は0.20mm~0.25mmで、局部的に最大0.4mmが生じていた。

図-4の床版についてみれば、主鉄筋および配力鉄筋方向の2方向に格子状にひびわれが生じている。ひびわれ幅は平均0.2mm、最大0.4mmで、ひびわれ間隔は平均的には30cm程度である。主桁と横桁で区切られた各パネルでのひびわれ密度は4.5~7.5m/m<sup>2</sup>である。

本橋のひびわれに基づく損傷度を土木研究所資料[1]によるランクで評価すると、主桁、床版ともにランク3~4に相当すると判断できる。

#### 4. 材料試験

本橋は河口から約200mの感潮領域に位置している。また、ひびわれ調査で明らかなように、主鉄筋に沿ったひびわれも認められている。これらの状況から、コンクリートの中性化ならびに塩害が予測されたので、通常の方法の強度や弾性係数の測定に加えて、コンクリートの中性化試験や含有塩分量の分析ならびに配合推定試験を行った。

まず、コンクリートおよび鉄筋の強度と弾性係数は、それぞれ圧縮試験や引張試験によって求めたが、コンクリートの圧縮強度については、超音波法と打撃法を組み合わせた複合法[7]による非破壊試験からも推定した。これらの試験結果を示せば、以下のようになる。

コンクリートコアの圧縮試験から得られた強度は203kgf/cm<sup>2</sup>、弾性係数( $E_{1.3}$ )は $2.16 \times 10^5$ kgf/cm<sup>2</sup>であり、複合法からの推定圧縮強度は225kgf/cm<sup>2</sup>であった。圧縮強度に対応する弾性係数を土木学会のコンクリート標準示方書[8]に規定された値( $2.3 \times 10^5$ kgf/cm<sup>2</sup>)と比較すればやや小さめではあるが、通常値であると考えられる。

また、主鉄筋(10φ32)の引張試験からは、弾性係数 $E_s = 1.99 \times 10^6$ kgf/cm<sup>2</sup>、降伏強度は2552kgf/cm<sup>2</sup>の値が得られた。この結果から、主鉄筋はSR24に相当する材質を有しているものと判断できる。

中性化試験では、抜取りコアの割裂面にフェノールフタレイン溶液を噴霧し、無着色部分の深さを測定した。その結果、中性化深さは平均的には2.2cmであったが、最大5.6cmに達するものもあり、主鉄筋のかぶり5cmであることを考えると、局部的には主鉄筋位置まで中性化が進行していることになる。

コンクリート中の塩分量の分析は、主鉄筋のかぶりコンクリートをはつりとした試料を用い

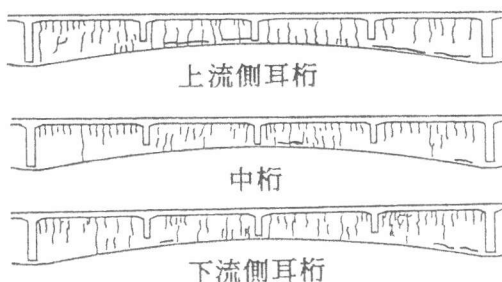


図-3 主桁のひびわれ発生状況

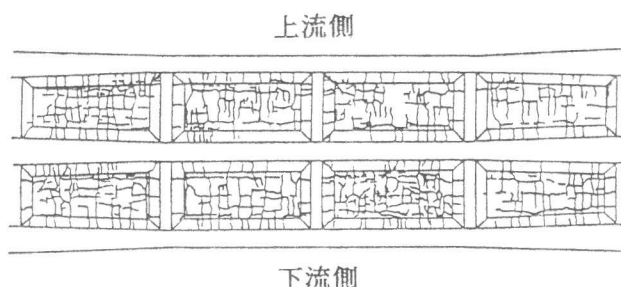


図-4 床版のひびわれ発生状況

て行った。分析結果は、全塩分量が平均0.335%、可溶性塩分が平均0.350%と、かなり高い塩分量が検出された。このような過大な塩分量によって、かぶりの小さなスターラップには部分的にかなりの腐食が進行し、断面が半減しているものも見受けられたが、主鉄筋では錆による断面欠損はさほど認められなかった。

コンクリートの配合推定試験からは、単位セメント量  $252\text{kg}/\text{m}^3$ 、単位骨材量  $1893\text{kg}/\text{m}^3$ 、単位水量  $163\text{kg}/\text{m}^3$  という通常の配合結果が得られている。

## 5. 静的および動的実験の結果

### 5.1 静的載荷試験

本実験では第3径間を測定区間とし、試験車を用いて、高欄撤去前と撤去後の2つの場合について静的載荷試験を行った。以後、高欄撤去前を「高欄有り」、高欄撤去後を「高欄無し」と称することにす。試験車は、高欄有りではA1車（前輪：6.31tf、後輪：14.34tf）とA2車（前輪荷重：4.27tf、後輪：15.62tf）の2台を使用し、片側偏載荷にはA1車を用いた。高欄無しではB1車（前輪：6.36tf、後輪：13.26tf）とB2車（前輪7.26tf、後輪：19.56tf）の2台で、片側偏載荷にはB1車を用い、中央単載荷にはB2車を用いた。これらを本径間の4等分点の各位置に載荷した。

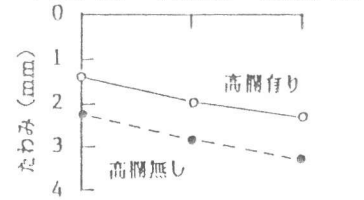
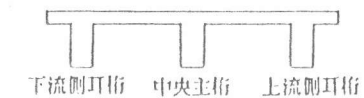
図-5は試験車による3主桁の径間中央点のたわみを示したものであり、図中、(a)は上流側偏載荷、(b)は下流側偏載荷、および(c)は中央並列載荷（高欄有りのみ）と(a)、(b)の合成された場合を示している。なお、高欄無しでは並列載荷は危険なため行わなかった。

高欄有りについてみると、上・下流の偏載荷によるたわみはほぼ対称となっており、これらを合成した値と中央並列載荷のものを比較すれば、よい一致がみられる。また、並列載荷における各主桁のたわみはほぼ同一となることから、本橋の各桁への荷重分配はほぼ均等になされていると思われる。また、高欄無しの2つの偏載荷によるたわみも対称となっていることから、この場合も荷重分配は均等であるものと思われ、2つの偏載荷の合成値は中央並列載荷の結果とみなせる。そこで、高欄無しの合成値と高欄有りとの比較により、高欄無しの剛性を求めれば、高欄有りの70%程度となっている。

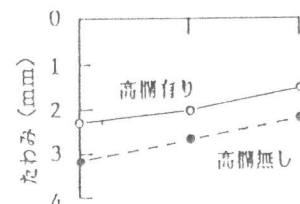
### 5.2 起振機による振動実験

動的実験としてここでは起振機による鉛直振動試験を行い、図-1に示す測点での加速度や既存の曲げひびわれの開きを測定した。

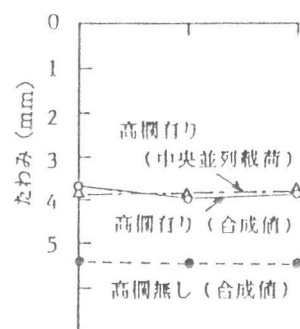
3次固有振動数までの共振曲線を図-6に示す。図中



(a) 上流側偏載荷



(b) 下流側偏載荷



(c) 偏載荷の合成値と中央並列載荷

図-5 各主桁の中央点たわみ

の (a)、(b) は高欄無しと高欄有りのものであり、両図とも加振力  $P$  は  $180 f^2$  (kgf、 $f$  : 加振周波数) を原則としたが、図 (b) の測点 6 に関しては精度が良くなかったので、 $P = 250 f^2$  のカウンターウェイトを用いた場合の結果を示している。両図より表-2 に示すような固有振動数が得られた。同表中の (2)、(4) の解析解は後述するように、静的載荷実験とコンクリートコアの圧縮試験により本橋の剛性低下を推定し、これを用いて得られたものである。解析解は実測値 (1)、(3) とよく一致している。

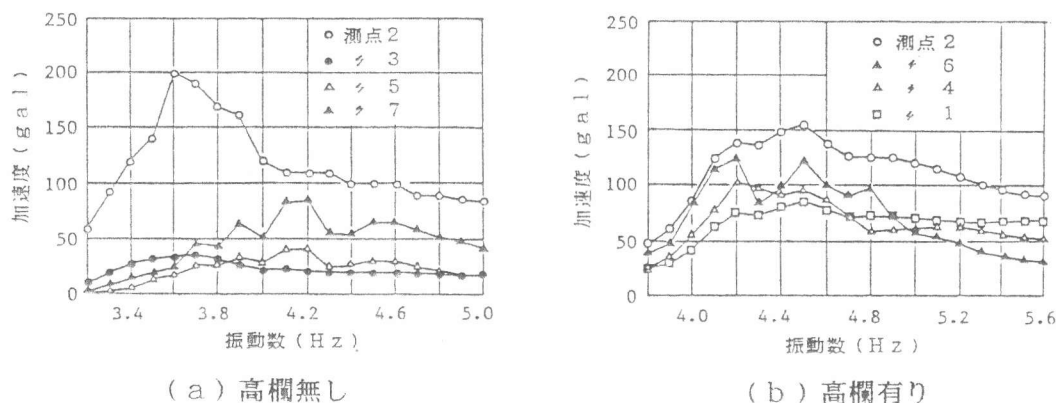


図-6 共振曲線

これらの図および表から明らかなように、高欄撤去による橋の剛性低下がみられる。高欄の有無の固有振動数を比較すると、高欄撤去により15%程度の振動数の低下となっている。この低下は、高欄撤去による前述の剛性低下70%に対応するものであり、これについては6. で考察する。なお、剛性が低下すれば減衰定数  $h$  は増大するが [4]、本実験でも高欄有りで  $h = 2.5\%$ 、高欄無しで  $h = 5\%$  が得られており、高欄の影響は大きいものとなっている。

また、第3径間中央部の主桁底部の既存曲げひびわれ幅の開きは、1次固有振動時で最大で0.06mm程度であった。

## 6. 本橋の剛性および耐荷力

### 6.1 剛性の評価

近來の研究では S I 法による剛性推定法 [2~4] が多く採用されているが、ゲルバー橋の各桁剛性を算定するには全桁のたわみ測定が必要であり、今回のように1つの径間の測定では構造系全体の剛性評価は困難となる。また、静的載荷試験の結果に示されるように、本橋の各主桁間の荷重分配はほぼ均等となっているので、本橋の剛性の解明には3主桁を一体化した単一はりモデルが使用できるものと思われる。そこで解析では、本橋をはりに理想化し、橋全体を64分割(各径間を8分割)した棒要素によるマトリックス解析法を使用した。この分割数は固有値解析で解が収束したときのものである。

図-7 (a) は静的試験における第3径間の中央単載荷(高欄無し)による橋軸方向のたわ

表-2 固有振動数および減衰定数

		固有振動数 (Hz)			減衰定数
		1次	2次	3次	1次
(1)	実測値 (高欄有り)	4.2	4.5	4.8	2.5%
(2)	解析解 (高欄有り)	4.3	4.5	4.7	-
(3)	実測値 (高欄無し)	3.6	3.9	4.2	5.0%
(4)	解析解 (高欄無し)	3.6	3.8	3.9	-
(5)	(1) × 85%	3.6	3.8	4.2	-

み変化を示したものである。中央点のたわみは3.83mm (○印) となっており、これに対して解析解 (実線) は3.48mmである。解析に際しては、はり幅および高さが増える変断面を考慮し、全断面を有効とした。コンクリートの弾性係数はコアの圧縮試験から得られた  $2.16 \times 10^5$  kgf/cm<sup>2</sup> の値を使用した。各要素の剛性を低下させて解析したが、同低下が10%のときに解析解 (点線) と実測値が一致した。このとき、固有振動数も表-2の(3)、(4)にみるように、解析解と実測値がよく一致している。このことは、剛性が10%低下しているという評価の妥当性を示すものである。

次に、高欄無しでは前述のように本橋の剛性は70%に低下するので、高欄の剛性への寄与率は30%とみなすことができる。また、固有振動数は剛性の平方根に比例するため、高欄撤去により固有振動数は約85% ( $0.7^{1/2}$ ) に低下することとなる。これは前述の固有振動数15%の低下と一致する。ちなみに、表-2の(1)の85%の値を(5)に示すが、(3)の値とよく一致している。図-7(b)は静的試験における第3径間の中央並列載荷 (高欄有り) によるたわみを示したものである。中央点のたわみは3.83mm (○印) となっており、これに対して全断面有効とした解析解 (実線) は4.70mmである。そこで先の剛性低下率10%と高欄寄与率30%を用いて各要素の剛性を修正して解析したところ、中央点のたわみは3.82mmとなり、ほぼ実測値と一致した。このときの固有振動数も表-2の(1)、(2)のように1~3次まで実測値とよく一致した。これらのことを併せ考えれば、桁の剛性低下率と高欄の剛性への寄与率はほぼ妥当に評価されたといえる。

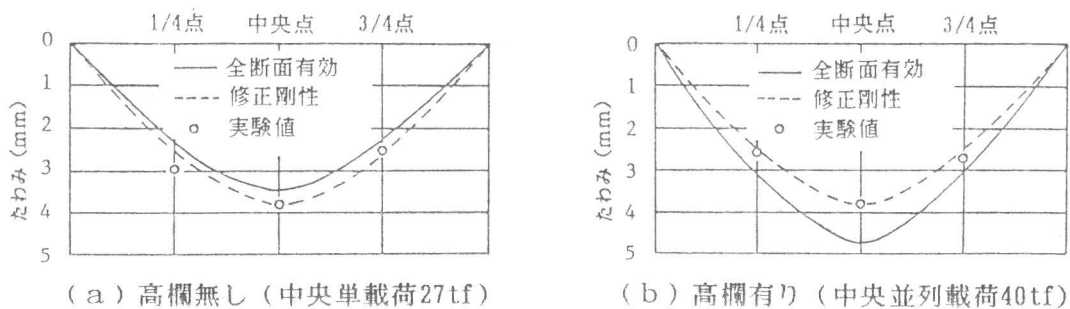


図-7 第3径間のたわみ

## 6.2 耐荷力

文献[1]には、4種類の曲げ耐荷力算定方法が提示されているが、本橋は静的載荷試験から荷重分配効果が高いことが明らかになったことから、荷重分配効果を考慮して死荷重および活荷重による曲げモーメントを求め、L-20に対する曲げ破壊安全率  $\gamma_m$  を算定した。その結果を簡易計算法による算定結果と比較して表-3に示す。橋に必要なL-20の破壊安全率  $\beta = 2.5$  として、活荷重の破壊安全度に着目した耐荷率  $\alpha_m (= \gamma_m / \beta)$  が1.0以上となるのは簡易計算法による耳桁だけであり、荷重分配を考慮した場合、耐荷率は耳桁、中桁とも大差なく約0.8程度であり、L-20に対して曲げ耐荷力がやや不足

表-3 曲げ破壊安全率

		$M_u$ (tfm)	$M_D$ (tfm)	$M_L$ (tfm)	$\gamma_m$
簡易計算法	耳桁	235.0	65.5	79.7	2.86
	中桁	234.3	67.7	102.0	2.19
荷重分配考慮	耳桁	235.0	55.2	87.0	2.00
	中桁	234.3	58.1	81.7	2.09

注)  $M_u$ : 破壊曲げモーメント、 $M_D$ : 死荷重による曲げモーメント  
 $M_L$ : L-20による曲げモーメント、 $\gamma_m$ : 曲げ破壊安全率

しているものと思われる。また、せん断破壊安全率  $\gamma_s$  について検討した結果を表-4に示す。なお、せん断耐荷力は、文献[8]に規定された棒部材の設計せん断耐力とし、死荷重および活荷重によるせん断力は、荷重分配を考慮して算出している。

表-4 せん断破壊安全率

		$S_u$ (tf)	$S_D$ (tf)	$S_L$ (tf)	$\gamma_s$
耳 桁	支 点	114.9	36.4	17.4	4.30
	1/4 点	80.1	18.5	15.7	3.81
中 桁	支 点	114.9	37.3	16.3	4.53
	1/4 点	80.1	19.2	14.8	3.99

注)  $S_u$ : 破壊せん断力、 $S_D$ : 死荷重によるせん断力  
 $S_L$ : L-20によるせん断力、 $\gamma_s$ : せん断破壊安全率

$\gamma_s$ の値は $\gamma_m$ に比べて大きく、せん断に対しては十分安全であると思われる。

## 7. まとめ

本論文では、橋令53年のRCゲルバー橋のひびわれ調査、材料試験、静的および動的載荷試験を行い、本橋の剛性と耐荷力について検討した結果、以下のような事が認められた。

- (1) 主桁や床版のひびわれ幅は最大0.4mm程度であり、床版のひびわれ密度も4.5~7.5m/m<sup>2</sup>にも達しているなど、損傷度は主桁、床版ともランク3~4に相当する。
- (2) 中性化深さは最大5.6cmに達し、また塩分量も0.3%以上であった。引張鉄筋には錆による断面欠損はさほど認められなかったが、スターラップでは部分的にかなり腐食が進行し、断面が半減しているものもみられた。
- (3) 主桁の剛性低下率は約10%であった。ひびわれ発生状況、中性化深さおよび塩分量の状況からみればこの剛性低下率は小さめの感があるが、静的および動的載荷試験により妥当なものであると評価された。
- (4) 高欄の本橋剛性への寄与率は30%であることが静的および動的載荷試験により確認された。
- (5) L-20に対する耐荷力を推定した結果、本橋はせん断に対しては安全であるが、曲げ耐荷力がやや不足すると思われる。

## 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究、土木研究所資料、第1228号、1977.2
- 2) 西村 昭ほか：橋梁診断ケーススタディー、橋梁と基礎、Vol.19, No.4, pp.18~24, 1985.4
- 3) 西村 昭ほか：既存橋梁の耐荷力評価とその検証に関する研究(上、下)、橋梁と基礎、Vol.21, No.2, pp.8~15, 1987.2とVol.21, No.3, pp.34~39, 1987.3
- 4) 宮本 文穂ほか：既存橋梁の耐用性診断とその検証法、建設工学研究所報告、第29号、pp.73~108, 1987.12
- 5) 白川 義和ほか：新青柳橋の床版補強計画、橋梁と基礎、Vol.7, No.6, pp.29~34, 1983.6
- 6) 秋元 泰輔ほか：ひびわれの生じている鉄筋コンクリート部材の耐久性に関する研究、コンクリート工学、Vol.27, No.2, pp.31~39, 1989.2
- 7) 日本建築学会：コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル、1983
- 8) 土木学会：昭和61年制定コンクリート標準示方書・設計編、1986