

福岡市 正員 一、宮静雄

熊本大学 正員 崎元達郎

山尾敏孝

まとめ：アーチ系橋梁の面内耐荷力は、補剛桁に軸力を生じる場合と生じない場合で、その性状が異なると考えられる。¹⁾ 軸力が生じない上路アーチ系橋梁の耐荷力については、支柱間での局部崩壊も含めて報告がなされている。²⁾ 軸力が生じる下路アーチ系橋梁については、弾性分岐座屈係数が非常に大きく、通常の応力問題として照査すれば充分であると考えられている。しかし、実橋では、種々の製作不整による早期降伏が不可避であり、極限強度を明らかにするためには、弾塑性有限変位問題として真の耐荷力性状を知ることが必要である。一般に、アーチ系橋梁の静的耐荷力は、面内及び面外の全体座屈、アーチリブの支柱（吊材）間での梁一般としての崩壊、構成板の局部座屈崩壊等によって支配されると考えられるが、既往の研究と本研究により、与えられた系に対して何が最も支配的な崩壊形式か、あるいは、各崩壊形式の相関はどうかという問題の検討が可能となる。

数値解析法：解析方法は、土木学会論文報告集 No. 2352 に発表した弾塑性有限変位理論による。

解析モデルは支間 100m の下路ローゼ桁橋で、アーチリブ、補剛桁共、断面積 800 cm² で等厚の正方形箱型断面とし、吊材は、H-400×400×21×13 の H 型鋼と等価

な箱型断面とした。各断面は、最大圧縮応力度 $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$ ($\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) の台形分布の残留応力を仮定し、アーチリブには、最大ねじり $\theta_0 = 0.001L$ の正弦波の初期ねじりを仮定した。部材交点のみを節点とし、全載死荷重 w はアーチリブと補剛桁に等分し、半載活荷重 P はすべて補剛桁に作用するものとして等価節点荷重を算出した。塑性域の追跡のために、アーチリブ及び補剛桁は 24 要素、吊材は 16 要素に断面を細分割した。パラメータ解析にあたり、耐荷力に影響を及ぼす要因は非常に多いが、本文では、解析対象を限定し、主要パラメータとして、桁とアーチの断面二次モーメント比（補剛比）： I_g/I_a 、細長比： $\lambda = \ell\sqrt{A_a/(I_g+I_a)}$ 、死活荷重比： P/w 、スパンライズ比： f/ℓ を変化させ、耐荷力性状に及ぼすこれらの影響を考察した。耐荷力は、一次理論によるアーチの $\ell/4$ 点の軸力 $N = \sqrt{1 + (f/\ell)^2} (w + \frac{1}{2}P)\ell / 8(f/\ell)$ を降伏軸力 $A_a\sigma_y$ で無次元化した値 $\bar{\sigma}_u$ で代表させた。解析対象を図-1 及び表-1 に示す。

解析結果：種々の弾塑性挙動・特性については省略し、以下、耐荷力についてのみ考察する。図-2 は、補剛比の変化が耐荷力に及ぼす影響を示しているが、さほど大きな変化はなく、細長比 λ により、うまく整理できることを示している。図-3 は、死活荷重比が変化した場合の耐荷力の変化を示しているが、リブアーチと同様に偏載荷重によって、耐荷力が大きく低下することが解る。図-4 は、スパンライズ比 f/ℓ の耐荷力に及

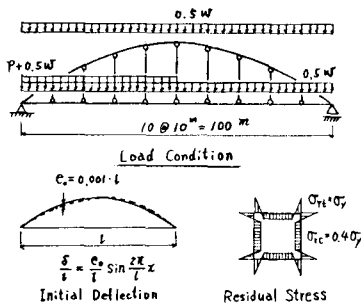
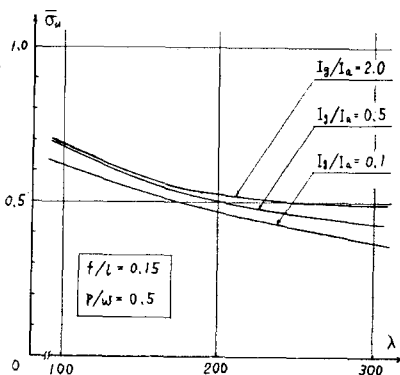


Fig. 1 Numerical Model

Table 1. Calculation data

items	given data
bridge type	Lohse girder
arch configuration	parabola
longitudinal variation of cross section and material	uniform and homogeneous
mode of initial deflection	sinusoidal
maximum initial deflection	$0.001 L$
grade of steel E/σ_y	875
shape of cross-section	welded box
distribution of residual stress	trapezoidal
max. comp. residual stress σ_{rc}	$0.4 \sigma_y$
rise-to-span ratio f/L	0.1, 0.15, 0.2
stiffness ratio I_g/I_a	0.1, 0.5, 2.0
slenderness ratio λ	95, 189, 288
live load-to-dead load ratio P/w	0, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0

Fig. 2 Influence of I_g/I_a

ばす影響を示している。

この図では、 $\bar{\sigma}_u$ が f/l の関数であるため、 f/l が大きいほど $\bar{\sigma}_u$ は小さいが、実荷重で比較すると f/l が大きいほど最高荷重は大きい点注意を要する。図-5-6 は種々の形式のアーチの耐荷力を比較したものであるが軸力の生じる下路補剛アーチは、細長比が大きくなっても、耐荷力の低下はゆるやかで、面内耐荷力に対して有利である。

耐荷力の簡易算定法:
小松・新家の提案になる実用算定式⁴⁾に於て、座屈係数 α として、文献²⁾の結果、または追示(解

11・4・10)式を用い、半載荷重による耐荷力の

減率率中の式 $K=1.7$ とする。以上を再記すると

$\bar{\sigma}_u = \phi \cdot \bar{\sigma}_T$

$$\begin{aligned} \text{ここに: } \begin{cases} \bar{\sigma}_T = 1 - 0.136\bar{\lambda} - 0.3\bar{\lambda}^2 & (\text{for } \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \bar{\sigma}_T = 1/(0.773 + \bar{\lambda}^2) & (\text{for } \bar{\lambda} > 1.0) \end{cases} \\ \phi = 1 - (C_1 + C_2) \sqrt{P/w} \\ C_1 = 2.2(f/l) + 0.018 \sqrt{E/\sigma_y} - 0.19 \\ C_2 = -4K(\lambda - 6K \sqrt{E/\sigma_y})^2 \times 10^{-6}, \quad K = 1.7 \\ \bar{\lambda} = \lambda / \sqrt{r \alpha (E/\sigma_y)}, \quad r = \sqrt{1 + 4(f/l)^2} \\ \alpha = \pi^2 / (4/3 + 2/\pi^2 \times (f/l)^2), \quad \lambda = l \sqrt{A_a / (I_g + I_a)} \end{aligned}$$

これらの式による算定値を上掲の解析値と比較したものを図-7, 8に示す。若干危険側に推定する場合もあるが、おおむね良好な推定値になることが解る。図-8には、現行示方書の規定による計算値も併記しているが、強度を過大評価し、危険側の算定値になっている。本研究は、昭和53年度科研費奨励Aを受けた。

- 1) 頭井新家・渡田補剛橋を有するアーチの耐荷力解析 第32回年講概要集 552-10
- 2) 佐藤名西「補剛アーチ橋の耐荷力特性について」 第33回年講概要集 553-9
- 3) 平井敦「鋼橋Ⅲ」 技報堂
- 4) 小松新家「アーチの面内耐荷力の実用算定式について」 論文報告集 No.267, 1977-11

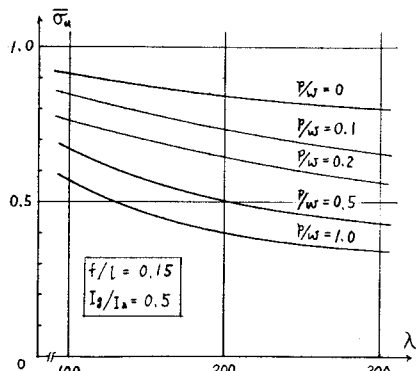


Fig. 3 Influence of P/w

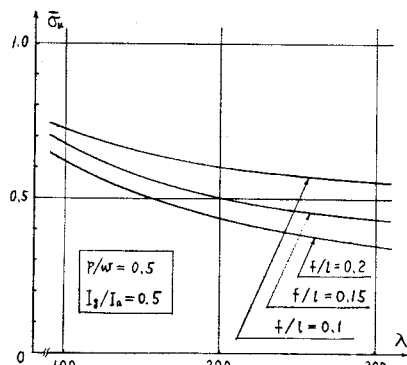


Fig. 4 Influence of f/l

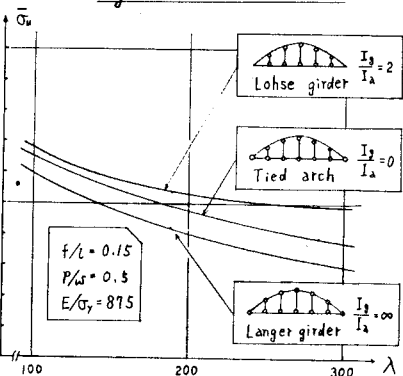


Fig. 5 Comparison with other systems

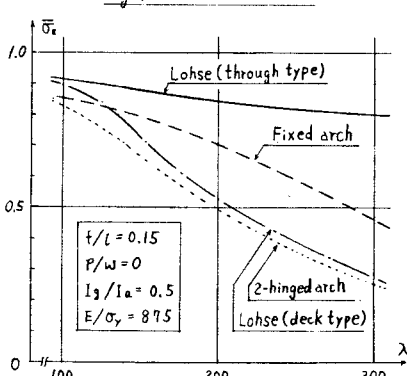


Fig. 6 Comparison with other systems

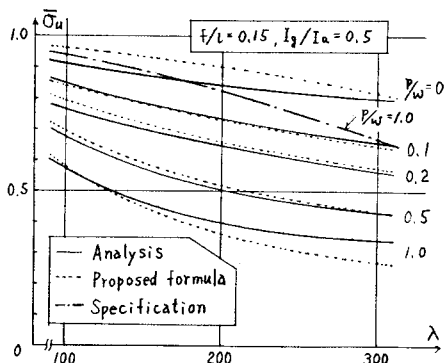


Fig. 7 Accuracy of proposed formula

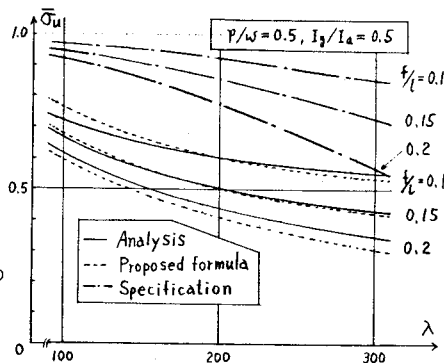


Fig. 8 Accuracy of proposed formula