

I-118

弾性固有値解を用いたアーチ系橋梁
の面外座屈強度の算定

熊本大学 正 員 坂田 力 熊本大学 正 員 崎元達郎
T. S. M Lee Chin Hong

1. はじめに： 著者らの研究によれば、現行の道路橋示方書（以下、道示と略す。）によるアーチ系橋梁の面外座屈照査規定では、単材アーチに対する弾性固有値解を基本に、アーチ橋の有効座屈長さを求めているため、橋門開口部や道路桁を有するアーチ系橋梁に対しては危険側の強度評価となる¹⁾。しかし、単材アーチによらず、アーチ橋の全体構造に対する固有値解より得られた有効座屈長さを道示の手法に適用することによって良好な強度評価を与えることが明かとなった²⁾。そこで、本研究では構造系全体の弾性座屈に対する固有値解を用いた有効長さ手法による強度評価の適用範囲を検討するために、下路式ランガー桁橋およびローゼ橋、あるいは橋門部のアーチリブ断面が変化した場合、補剛形式が異なる場合について有限変位弾塑性解析結果と比較検討を行った。

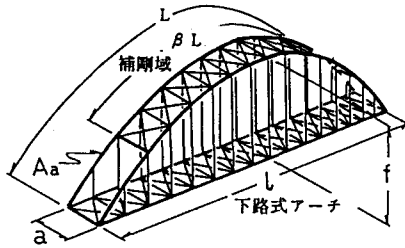


図-1 解析モデル

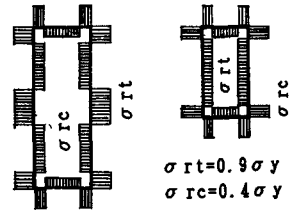


図-2 溶接残留応力分布

2. 面外座屈強度の算定法： マトリックス構造解析により有限変位問題を考える場合、その固有方程式は $|K_0 + \alpha K_g| = 0$ となる。ここで、 K_0 ：微小変位剛性マトリックス、 K_g ：幾何学的剛性マトリックス、 α は固有値である。構造物に基準荷重 P_0 を作用させたときの軸力を N_0 とし、分岐座屈までの挙動を線形と仮定すると、弾性座屈時の軸力 N_{cr} は基準荷重時の軸力 N_0 により次式で求められる。

$$N_{cr} = \alpha N_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

一方、対象構造物の代表断面と同一断面を有する両端ヒンジ柱の弾性座屈荷重 N_{crE} は Euler の式より次のように求められる。

$$N_{crE} = \pi^2 EI / (le)^2 \quad \dots\dots (2)$$

(EI ：曲げ剛性、 le ：両端ヒンジ柱の長さ) 式(1)と式(2)を等置することにより、対象構造物の有効長さ le が次式により得られる。

$$le = \pi \sqrt{EI / \alpha N_0} \quad \dots\dots (3)$$

よって、有効細長比パラメータ λ_y は式(3)を用いて次式により求められる。

$$\lambda_y = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{le}{r_y} \\ = \sqrt{A \sigma_y / \alpha N_0} \quad \dots\dots (4)$$

ここで、基準軸力 N_0 を降伏軸力 $N_y (= A \cdot \sigma_y)$ とすれば、有効細長比パラメータ λ_y は $\lambda_y = \sqrt{1 / \alpha}$ と表すことができる。この λ_y を道路橋示方書で規定される直柱の基準強度式³⁾に代入することにより終局時の構造物の代表軸力 $N_u = A \cdot \sigma_u$ が求められる。ここで、この基準強度曲線は溶接残留応力および初期たわみを有する両端ヒンジ柱の弾塑性座屈を考慮しているため、このようにして得られた算定強度は結果的に弾塑性座屈挙動を考慮した構造物の終局強度の近似値を算定しているといえる。

表-1 アーチ橋モデルの構造諸元

支間長 l	ライズ f	f/l	a	β
150(m)	22.5(m)	0.15	5~20(m)	0.48~0.86

表-2 アーチリブ・道路桁の断面寸法 (単位: cm)

形式	部 材	h	b	t_w	t_f
ローゼ	アーチリブ	288.0	48.0	0.60	1.20
	道路桁	67.0	38.0	0.46	0.92
ランガー	アーチリブ	57.0	57.0	3.00	3.00
	道路桁	274.0	50.0	0.75	3.50

表-3 橋門部アーチリブ断面寸法 (単位: cm)

橋門部 Aa'	橋門部 Ia'	h	b	t_w	t_f
2 Aa	1 Ia	288.0	35.0	1.20	3.20
3 Aa	1 Ia	288.0	29.0	1.80	6.70
4 Aa	1 Ia	288.0	25.5	2.40	11.30
Aa	2 Ia	288.0	70.0	0.60	0.80
Aa	3 Ia	288.0	85.0	0.60	0.67
Aa	4 Ia	288.0	100.0	0.60	0.57

3. 解析モデル: 解析モデルは図-1に示すような下路式アーチ橋で、形式はランガー桁橋とローゼ橋とした。その構造諸元と断面寸法は表-1および表-2に示すとおりで、支間長 l 、ライズー支間比 f/l 、アーチリブ断面面積 Aa は一定とし、アーチリブ間隔 a および補剛率 β を変化させた(表-1参照)。ここで、補剛率 β はアーチリブ長 L と横構によって補剛されたアーチリブ部分の長さ L_1 の比($\beta=L_1/L$)である。また、橋門部アーチリブ変断面モデルの断面寸法は面外曲げ剛性 EIa を変化させた場合と、断面面積 Aa を変化させた場合を表-3に示した。荷重条件は等分布鉛直荷重満載とした。なお、有効長さ手法の妥当性を確認するために、座屈強度は有限変位弾塑性解析により別途計算した。その際、初期面外たわみとしてアーチリブに $l/1000$ のSIN曲線を与え、各部材には図3に示すような溶接残留応力を考慮した。

4. 結果と考察:

図3～6は横軸に弾性固有値解より求めた細長比パラメータ λy をとり、縦軸には有限変位弾塑性解析によって得られた面外座屈強度 σ_u を降伏応力 σ_y で無次元化した値をとった。図中の実線は直柱の基準強度曲線であり、 λy に対して得られる面外座屈算定強度を表している。図-3では等断面アーチリブの下路式ランガー桁橋の補剛率 β を0.48～0.86、アーチリブ間隔 a を5m～20mまで変化させたときの結

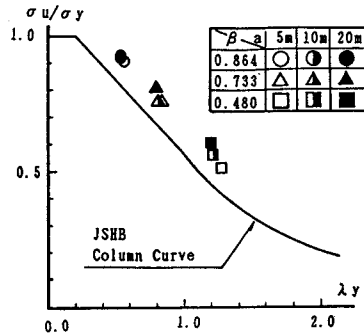


図-3 弾性固有値解による整理
(下路式ランガー橋)

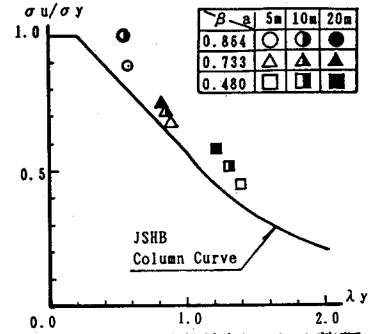


図-4 弾性固有値解による整理
(下路式ローゼ橋)

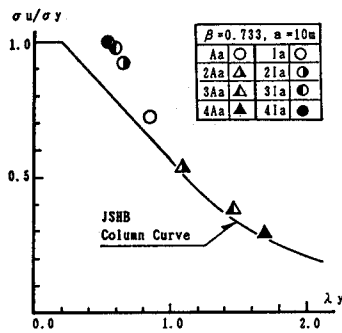


図-5 弾性固有値解による整理
(変断面アーチリブ)

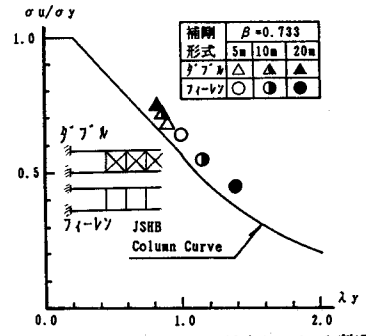


図-6 弾性固有値解による整理
(補剛形式が異なる場合)

果を示したものであり、図-4は下路式ローゼ橋の場合について同様に示したものである。これらの図より、ランガー桁橋およびローゼ橋のいずれの場合も基準強度曲線に沿った安全側のよい強度評価を示していることがわかる。また、図-5は $\beta=0.733$ 、 $a=10m$ の場合について橋門部アーチリブの断面面積のみを補剛域部分の2～4倍(△印)、およびアーチリブの面外曲げ剛性のみを2～4倍(○印)としたときの結果を示したものである。この図より、橋門構部分のアーチリブ断面が補強されるようなアーチ橋に対しても精度よく座屈強度を評価できると考えられる。図-6は下路式ローゼ橋($\beta=0.733$ 、 $a=5\sim 20m$)の補剛形式をダブルワールン形式とフィーレンディール形式としたときの結果を示したものである。この図よりいずれの形式に対しても、比較的精度よく座屈強度を評価ができることがわかる。

5. まとめ: 以上の結果より、アーチ橋の構造系全体に対する固有値解を用いた有効長さ手法によれば、ランガー桁橋やローゼ橋タイプの下路式アーチ橋、あるいは変断面アーチリブや補剛形式の異なる下路式アーチ橋についても面外座屈強度を精度よく安全側に評価できるものと考えられる。

参考文献: 1) 崎元達郎他「下路および中路式アーチ橋…」構造工学論文集 1988.3. 2) 崎元達郎他「弾性固有値解を……」構造工学論文集 1991.3. 3) (社)日本道路協会「道路橋示方書・同解説」昭和55年2月