

大阪大学工学部 正会員 前田 幸雄
大阪大学工学部 正会員 林 正
(株)酒井鉄工所 正会員 ○神谷 信彦

1. まえがき 本文では、補剛桁を有するアーチ橋の面内弾性座屈と、有限変形の影響を考慮した幾何学的非線形性状について報告する。¹⁾ 面内座屈については、アーチリブと補剛桁との剛比と、アーチリブの支持条件に着目し、これらの計算結果を現在の道路橋示方書(以下 道示)と対比させ、一つの提案式を示した。また、幾何学的非線形性状については、載荷条件、剛性、構造形式に着目し、これらの影響を調べた。

2. 構造形式と計算方法 (1)構造形式:図-1のように補剛桁の位置によつてA, B, Cの3つのタイプに分けた。アーチリブは二次放物線とし、補剛桁との交点は剛結とした。リブと補剛桁とはそれぞれ等断面とし、吊材については断面2次モーメントを無視した。アーチリブの支持条件としては、両端ヒンジと両端固定の2ケースを考え、補剛桁に関しては両端ローラーのみとした。

(2)載荷条件:載荷々重としては、等分布死荷重を補剛桁とアーチリブとで等分に受け持たせ、これを満載した。さらに補剛桁に等分布活荷重を半載した。

(3)計算方法:計算は文献²⁾に示されている計算式と計算手順を用いた。また計算結果に一般性を持たせるために、アーチのライズ比 n 、細長比 λ 、及び死荷重 w と活荷重 p に関する無次元パラメータを導入した。また基準荷重 w_0 は、座屈荷重 g_{cr} の $1/8$ に選び、 $w_0 = g_{cr}/8 = \alpha(f/L)(EI/L^3)$ とした。

$$n = f/L, \quad \lambda = \sqrt{A/I}L, \quad r = w/w_0, \quad \beta = p/w$$

表-1 無次元パラメータ

n	0.1	0.15	0.2	0.3					
λ	100	150	200	300	400				
r	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0			
β	0.0	0.01	0.05	0.1	0.2	0.4	0.6	1.0	

なお、断面積 A 及び断面2次モーメント I は、アーチリブと補剛桁との和($A=A_a+A_g, I=I_a+I_g$)である。無次元量を表-1のように選んだ。

3. 弾性座屈 座屈係数 $\alpha(H\alpha L^3/EI)$ は、アーチリブと補剛桁の断面積比(A_a/A)、補剛桁の位置による影響を余り受けない。また実橋の範囲内では、細長比の影響も受けない。しかし、ライズ比、アーチリブの支持条件と共に、アーチリブと補剛桁との剛比(I_a/I)の影響は大きい³⁾。補剛桁に軸力が生じない場合の剛性の換算式(道示(11.4.4)式)から座屈係数を補正すると、今回の計算結果とかなり違、た値を示す。従、て、計算結果により近付けるために以下の式を提案する。ただし、載荷条件 α 、 β は、変形の影響を考慮しない弾性座屈では全く関係しないので、ここでは $\mu=1$ とした。

$$\text{道示} \quad \bar{I} = I_a + \frac{4\pi^2}{\alpha} I_g \quad (1)$$

$$\text{提案式} \quad \bar{I} = I_a + K I_g \quad (2)$$

2ヒンジ式アーチ: $K=1$

$$\text{固定式アーチ: } K = \frac{\alpha_h}{\alpha_f} + (1 - \frac{\alpha_h}{\alpha_f}) \sqrt{\frac{I_a}{I_a + I_g}}$$

ここに、

α_h : 2ヒンジアーチの座屈係数

α_f : 固定アーチの座屈係数

ただし、剛比の影響を考慮した座屈係数 $\bar{\alpha}$ は、以下の式を用いて算出した。

$$\bar{\alpha} = \alpha \cdot \bar{I} / (I_a + I_g) \quad (3)$$

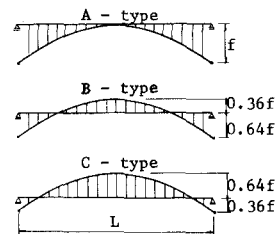


図-1 構造形式

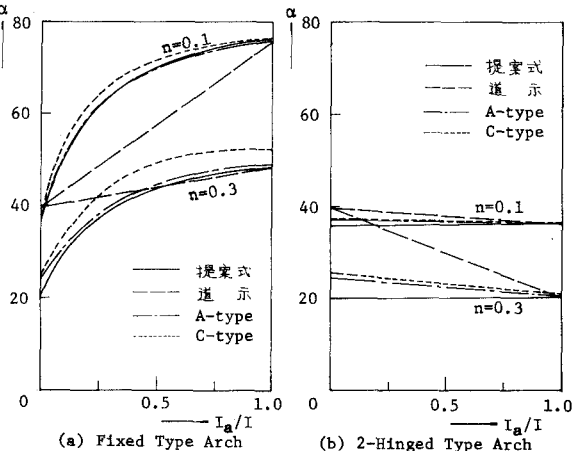


図-2 座屈係数に及ぼす剛比の影響

4. 非線形性状 表2,3は、 $n=0.1\sim0.3$, $\lambda=100\sim400$, および $\beta\leq 0.4$ の範囲の、線形解に対する非線形解の比の最大値を集計したものであり、また図-3は、上記の最大値をグラフに示したものである。表および図において、F、H-typeとはそれぞれ補剛桁のない固定アーチおよび2ヒンジアーチを意味している。またA*-typeとは、A-typeにおいてアーチリブの剛性を無視した逆ランガーアーチを意味している。

活荷重と死荷重の比 β が0.6以下であれば、補剛桁の位置を変えても大変形特性は大きく変わらない。図-3を見ると、道示11.3条に規定されている、有限変形の影響を考慮すべき限界の死荷重強度、すなわち $\gamma=1.0$ に対して、非線形解の値は線形解に比べて約20%程度大きくなることが分かる。

5. 崩壊荷重(弾性領域) 弾性座屈において座屈荷重は、活荷重と死荷重との比 β に全く影響されない。しかし、変形の影響を考慮すると、 β の影響は大きく、図-4に見られるようにA-typeにおいては、崩壊荷重は減少する。道示(11.4.3)式、また図-解11.4.2は、実験結果から得られたものであるから、変形の影響が含まれているものと思われる。A-typeに関しては、 β が無限大、すなわち半載荷重のみの場合、 P/P_{cr} が0.5付近で飛び移りが発生する。しかし、B、C-typeに関しては、飛び移りは発生せず、 P/P_{cr} が1.0以上の荷重に対しては耐え得る。これらのタイプのアーチは、変形が進むと下路式ローゼ桁のように、補剛桁に大きな軸力が発生し、タイ材としての効果が大きく現われる。なお、図-4において P_{cr} とは、弾性座屈時の総荷重強度を意味し、 P とは載荷重の総計を意味する。

6. 結 論 以上の計算結果から次のことを述べる事が出来る。

- 1) 弾性座屈および幾何学的非線形性については、タイプの違いによる影響は少ない。
- 2) アーチリブの両端がヒンジの場合、座屈係数に及ぼす剛比の影響は少ない。しかし、アーチリブの両端が固定の場合には、剛比の影響は大きい。
- 3) 従って、補剛桁に軸力の生じないアーチの面内座屈の照査に用いる換算断面2次モーメントの式としては、(2)式を用いることが望ましい。
- 4) 座屈係数の算出には、 β の影響は殆んど生じないが、変形の影響を考慮すると β の影響は大きい。
- 5) 道示11.3条で規定されている変形の影響を考慮すべき限界値に対して、約20%の非線形性が生じることがある。
- 6) 弾性領域での崩壊荷重を考えた場合、タイプおよび β による影響は大きく、B、C-typeにおいては、座屈荷重以上のものを載荷しても、飛び移りの現象は生じない。

表-2 2ヒンジ式アーチの最大増加率 ($\beta\leq 0.4$)

γ		H	A*	A	B	C
1.0	$M/M_0(L/4)$	1.176	1.168	1.169	1.201	1.176
	$\delta/\delta_0(L/4)$	1.177	1.154	1.158	1.165	1.162
2.0	$M/M_0(L/4)$	1.428	1.405	1.410	1.499	1.428
	$\delta/\delta_0(L/4)$	1.432	1.374	1.386	1.405	1.396

表-3 固定式アーチの最大増加率 ($\beta\leq 0.4$)

γ		F	A	B	C
1.0	$M/M_0(\text{End})$	1.130	1.157	1.161	1.158
	$M/M_0(3L/10)$	1.181	1.190	1.192	1.179
	$\delta/\delta_0(3L/10)$	1.173	1.182	1.181	1.167
2.0	$M/M_0(\text{End})$	1.312	1.391	1.406	1.395
	$M/M_0(3L/10)$	1.441	1.471	1.489	1.436
	$\delta/\delta_0(3L/10)$	1.423	1.454	1.451	1.408

$M/M_0(3L/10)$ ($\beta\leq 0.4$)

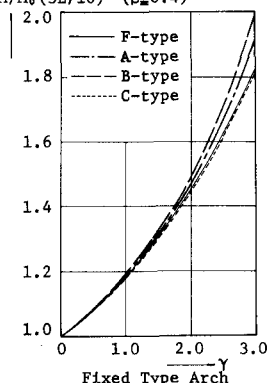


図-3 最大増加率

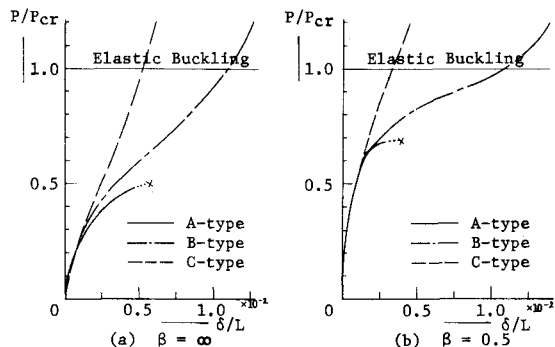


図-4 荷重-変位曲線

1) Y. Maeda, M. Hayashi & N. Kamiya : Structural Behaviour due to Large Deformation of Steel Arch Bridges, the 20th National Symposium on Bridge and Structural Eng., 1973.

2) 前田・林 : 固定及び2ヒンジアーチ橋の大変形計算法とその非線形性状, 本講演概要集 I-291.

3) 前田・林・神谷 : 補剛桁を有するアーチの面内座屈特性について, 関西支部講演概要集, 昭和49年5月.