

熊本大学 正会員 ○崎元達郎  
 山尾敏孝  
 学生員 中村健次

1) まえがき; 本報は、著者らが、既に報告した立体弾塑性解析の結果、に基づいて、鋼リブアーチの面外座屈耐荷力に関する実用算定式を提案し、その妥当性と実設計への適用を検討したものである。

2) 実用算定式導出の基礎となる、立体耐荷力解析の対象; a) 等分布荷重を満載する放物線2ヒンジ鋼リブアーチである。b) 下路橋を想定するが、リブの面外変位に伴い荷重方向は変化せず鉛直を保つ。c) 平行な二本のリブは、橋門部を残し、充分剛なダブルフレントラス等の上横構で連結されている。d) アーチリブは、高さ/巾 = 2 の溶接箱形断面で、長さ方向に等質・等断面である。e) 最大圧縮応力度 0.4 $\sigma_y$  で台形分布の残留応力度と、最大値  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y}$  で正弦一波の初期面外たわみを有する。f)  $t/d = 0.1$ ,  $\beta_d = 10, 15$ ,  $\beta = 0.6, 0.8$ , 鋼種 SS41 等。

3) 実用算定式の考え方; まず、現行の道路橋示方書のアーチの面外座屈照査では、支間 $l$ のアーチの弾性面外座屈時の限界水平力  $H_{cr}$  に基づいて、有効座屈長  $\bar{l} = \phi l$  とを定義する。ここに、 $\phi$  は橋面の位置(上中下路)による係数、 $\beta$  はライズスパン比 $\beta$ の関数、次に、二本のリブを一体として考えた断面二次半径  $\bar{Y} = \sqrt{I/A}$  と  $\bar{l}$  より計算される有効細長比係数  $\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{\sigma_y} \bar{l}}{\pi E \bar{Y}}$  に対して、以下に示す両端ヒンジの直柱の基準耐荷力式を用いて許容応力度  $\sigma_a$  を定める。ここに  $\bar{\lambda} \leq 1.0$  に対して  $\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1.000 - 0.136\bar{\lambda} - 0.300\bar{\lambda}^2$ 、 $\bar{\lambda} > 1.0$  に対して  $\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1.276 - 0.888\bar{\lambda} + 0.176\bar{\lambda}^2$  (1)

有効座屈長の概念は、本来、弾性座屈に対して導入されたものであるが、本実用算定式に於いても表現を簡便化する、現行規定との関連をつける、直柱の類似性に基づく理解し易い等の理由で、この概念を拡張・修正して用いる事とする。すなわち、アーチの面外耐荷力に及ぼす種々の要因を考慮して、有効座屈長を決定できれば、上記の直柱の基準耐荷力式により、アーチの面外耐荷力を算定することができる。

4) 有効細長比係数; 立体弾塑性耐荷力解析によ

り明らかに、欠性状を基に、複材アーチを構成する一本のリブの有効細長比係数を決定する。図-1(c)に示すように、補剛域 $\beta L$ 内では、ほとんど面外曲げ変形を生じないので、この部分の有効長さへの貢献度を係数 $C$ と表すと、有効座屈長を $K_0 L$ 、断面二次半径の長さに関する平均値を $\bar{Y}$ とて、有効細長比係数は、次式で与えられる。

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{K_0 L}{\bar{Y}} \quad (2)$$

ここに、 $K_0 = K_\beta K_Y$ ,  $K_\beta = (1-\beta) + C\beta$  (3)

$$K_Y = \begin{cases} 0.5: & \text{両端が面外曲げに対し固定,} \\ 1.0: & \text{自由.} \end{cases} \quad (4)$$

今、式(3)で、 $\beta=1$ とすると、 $K_\beta=C$ となる。すなわち、係数 $C$ は、アーチ全長にわたって補剛された特別な場合の複材アーチの有効長さ係数 $K_\beta$ とて求められる。 $\beta=1$ の時、式(2)は

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{K_Y C L}{\bar{Y}} \quad (4)$$

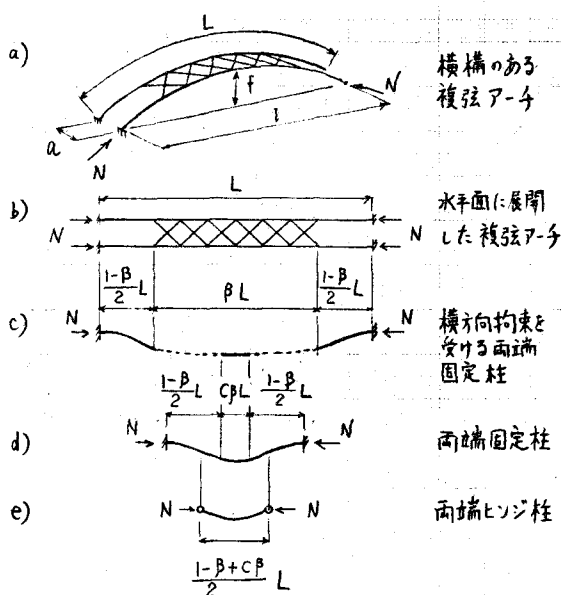


図-1 複弦アーチ(面外固定)の有効座屈長

ところで、このアーチを二本のリブが剛に結合された一本のアーチと考えた場合

$$\lambda_0 = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{K_{y0} L}{r_0} \quad (5)$$

ここに、

$$r_0 = \sqrt{\{I + A(\frac{a}{2})^2\} / A} \approx \frac{a}{2}$$

及び、 $K_{y0}$  は二本のリブを一体と考えた時の有効長さ係数で、立体解析の面外変位モードが両端ヒンジ柱の座屈モードに類似する事、安全側である事を考慮して  $K_{y0} = 1.0$  とする。

式(4)と式(5)を等置して、Cについて解くと次式を得る。

$$C = \frac{K_{y0} \bar{r}}{K_y r_0} = \frac{\bar{r}}{K_y (\frac{a}{2})} \quad (6)$$

ここで、式(2)を式(1)に代入して得られる  $\sigma_{cr}$  は、直反力  $N_{cr}$  に対する応力である事、算定式はすべてアーチリブ一本の諸量を用いる事に、注意する必要がある。

5) 理論解析結果との比較; 表-1に示す代表的立体解析モデルの耐荷力と算定値の比較を図-2,3に示す。

6) 現行示方書規定との比較; 支間100m, 車道中6.5m, 歩道中2mの一等橋を横用の許容応力度法によって設計した。これらのアーチ橋に対して面外座屈と面内座屈に対する安全率を検討した。面内耐荷力の算定値は、示方書の他に、新家<sup>4)</sup>の提案式によって、なお、上記の橋梁の死荷重比は  $w/w_0 = 0.27$  である。いずれの場合も、示方書の値は、提案式より、大きい安全率を示し、危険側の値を与える事が解る。

1) Komatsu, Sakimoto "Ultimate Load..."

Journal of ST. Div., Proc. of ASCE, No. ST12, Vol. 103, Dec., 1977

2) Sakimoto, Komatsu "Ultimate Load Carrying Capacity of..." Preli. Rep. of 2nd Int. Collog. on Stability of Steel Structure held at Liege, Belgium, April, 1977

3) 一宮・崎元・小松「面内荷重を受ける...」第32回年講概要集 S52-10

4) 小松・新家「アーチの面内耐荷力の实用算定式について」

土木学会論文報告集 No. 267, 1977-11

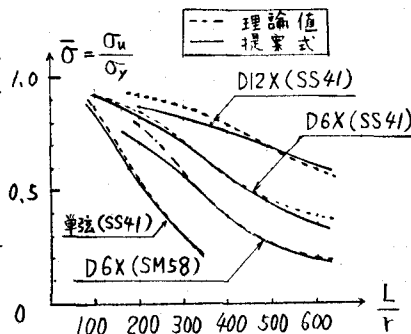


図-2 算定値と理論値の比較

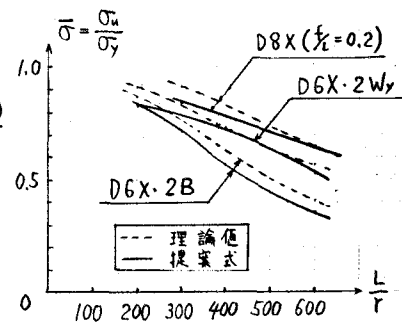


図-3 算定値と理論値の比較

表-1 立体解析モデルの要約

| 形式名    | 展開模式図 | l (m) | l/l | β    | 補剛形式                 |
|--------|-------|-------|-----|------|----------------------|
| 単弦     |       | 100   | 0.1 | 0    | なし                   |
| D6X    |       | 100   | 0.1 | 0.59 | 6組のダブルワレントス          |
| D6X-2B |       | 100   | 0.1 | 0.59 | D6X+ワフと同じ曲げ剛性を持つ補剛はり |
| D6X-2W |       | 100   | 0.1 | 0.59 | D6X+橋門部のリブの断面係数を2倍   |
| D8X    |       | 100   | 0.2 | 0.78 | 8組のダブルワレントス          |
| D12X   |       | 150   | 0.1 | 0.79 | 12組のダブルワレントス         |

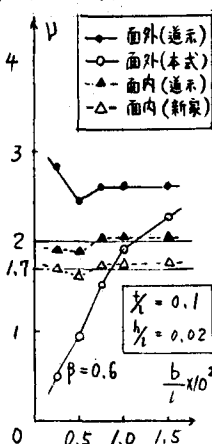


図-4 リブ高bと安全率V

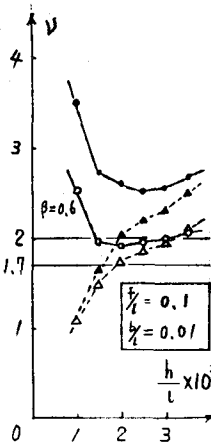


図-5 リブ高hと安全率V

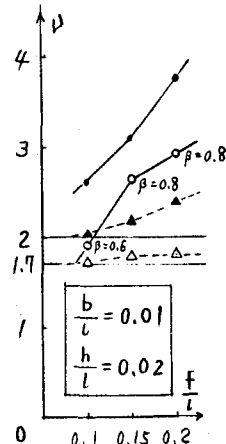


図-6 ライスパン比と安全率

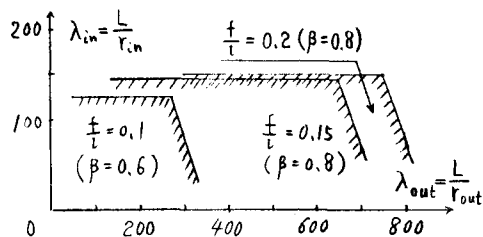


図-7 座屈安全率V>1.7の領域(提案式と新家式による)