

## I-70

## 開口部および横構斜材の剛性の影響を

## 考慮したアーチの側方座屈特性

○電源開発(株) 正員 渋谷洋一

東北大学工学部 正員 倉西 茂

1. まえがき: アーチの開口部に配置される橋門構は、横構と共に並列するアーチリブを横方向に連結し、地震や風などの横荷重に対する耐荷性能を高める機能を有する。しかし、これら開口部または横構の剛性が不足している場合には、アーチが側方へ変形しアーチ本来の鉛直荷重に対する強度特性をも低下させることが考えられる。そこで、本研究では、有限要素法による数値解析をもとに、開口部および横構斜材の剛性を考慮した下路式立体アーチの耐荷性状を明らかにした。そして、その座屈強度算定式を導出することにより、立体アーチの設計法に関する提案を行った。

2. モデル化: 本研究では、まず、図-1に示す立体アーチをその支点を通る平面的に展開したモデル、すなわち、組立柱(図-2)を弾性数値解析することにより、アーチ橋の開口部と横構斜材の剛度とが全体系へ与える影響を検討した。このモデルでは、中央部のアーチ一体化部分と開口部の間にヒンジを挿入し、両構造を独立させている。さらに、アーチ一体化部分の強度および開口部強度とアーチ全体の強度との相関関係を明確にするため、図-3(a),(b)のように、アーチ全体が横構斜材で一体化されているモデルと開口部ラーメン部分を取り出したモデルとに分け、それぞれの座屈強度も照査した。また、比較をする目的で図-2の組立柱でヒンジを考慮しないモデルについても解析を行った。尚、アーチリブおよび橋門構横梁は正方形断面とし、アーチリブは全断面均一として、軸方向に要素を20分割し解析を行った。横構斜材については、リブ間に斜めに取り付けられた線形バネとしてモデル化を行い、そのバネ定数:  $K_s$ は、

$$K_s = \mu_s \frac{1}{2} \frac{E A_a}{c} \left( \frac{d}{L_s} \right)^2 \quad (1)$$

で示される。ここで、 $E$ : ヤング率、 $A_a$ : アーチリブ断面積、 $c$ : 格間長、 $d$ : 横構1パネル対角線長である。 $\mu_s$ は、アーチリブ一体断面としての面外曲げ剛性とその間の斜材で発揮されるせん断剛性との比を表すパラメーターで次式で示される。

$$\mu_s = \frac{G A_{sq}}{2.4 E A_a} \left( \frac{L_s}{b} \right) \quad (2)$$

ここで、 $G$ : せん断弾性係数、 $b$ : アーチリブ間隔、 $A_{sq}$ : 斜材と等価なせん断剛性を有する腹板の断面積である。また、開口部(ラーメン部分)は、アーチリブ端部と橋門構横梁の剛比  $\mu_p$ を次のように定義した。

$$\mu_p = \frac{I_p \frac{1}{b}}{I_r \frac{1}{b}} \quad (3)$$

ここで、 $I_p$ : 橋門構横梁断面2次モーメント、 $I_r$ : アーチリブY軸まわり断面2次モーメント、 $l_{b1}$ : アーチリブ端部格間長である。これらパラメーターの範囲として、アーチリブ細長比:  $\lambda_r (= L_s / \sqrt{I_r / A_a})$ を300とし、組立柱の細長比:  $\lambda_c (= L_s / \sqrt{(b/2)^2 + I_r / A_a})$ を20~60、リブと斜材が一体化されている部分の長さ( $l_{b1}$ )とアーチリブ軸線長( $L_s$ )との比:  $l_{b1} / L_s$ を0.7~0.9、 $\mu_s = 0.01 \sim 0.75$ 、 $\mu_p = 0.5 \sim 5.0$ の範囲で弾性座屈解析を行った。さらに、この解析結果が、初期たわみおよび残留応力を考慮した平面モデルおよび立体モデルの弾塑性解析についての妥当性を調べるため、これらのモデルについても検討を行った。

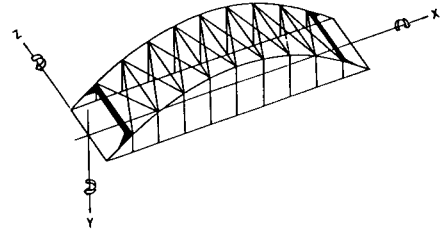


図-1 立体アーチモデルの座標系

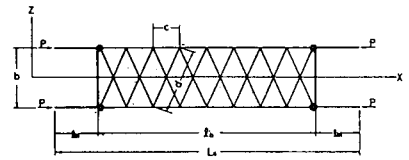
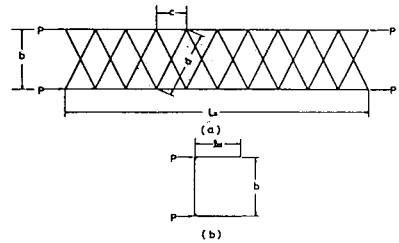


図-2 平面モデル(組立柱)の座標系

図-3 平面モデル  
(a) 全体に斜材を配置したモデル  
(b) 開口部ラーメンを取り出したモデル

3. 解析結果: 図-4に、代表的な例としてヒンジを挿入した組立柱の弾性解析結果を示す。一般的な傾向として、組立柱の座屈強度 $P_{max}$ は、 $\mu s$ が小さい場合、斜材で一体化されている部分の強度に支配され、同じ $\mu s$ の斜材を全体に配置して一体化したモデルの座屈強度 $P_s$ よりも高い。また、 $\mu s$ が大きい場合、組立柱の座屈強度 $P_{max}$ は、開口部ラーメンの強度に支配され、その座屈強度 $P_r$ よりも小さい値でほぼ一定となる。また、この $P_{max}$ の $P_r$ に対する減少率は、 $\mu p$ が大きい( $P_r$ が大きい)ほど大きい。さらに、ヒンジを考慮しないモデルにおいても、同様の傾向がみられたが、一般的にこの組立柱の座屈強度 $P_{max}$ は、ヒンジを挿入した組立柱の座屈強度 $P_{max}$ よりも大きい。これらの知見をもとに行った平面弾塑性解析および立体弾塑性解析(図-5)においても同様の傾向が得られた。

4. 組立柱の座屈強度算定式の導出: このような基本的強度特性をもとに、この組立柱の座屈強度 $P_{max}$ を評価する照査式の導出を行う。

I)  $\mu s$ の小さい範囲: 組立柱の座屈強度 $P_{max}$ は、斜材で一体化されている部分の強度に支配され、同じ $\mu s$ の斜材を全体に配置して一体化したモデルの座屈強度 $P_s$ よりも高いことに着目し、安全側の評価として、この $P_s$ を組立柱の座屈強度とみなすことができる。すなわち、

$$P_{max} \geq P_s = \frac{P_E}{1 + 1/G A_{eq} \cdot P_E} \quad (4)$$

(ここで、 $P_E = \pi^2 E I / L_s^2$ ;  $I = 2 I_r + A_a \cdot b^2 / 2$ )

II)  $\mu s$ の大きい範囲: 組立柱の座屈強度 $P_{max}$ は、開口部ラーメンの強度に支配され、その座屈強度 $P_r$ よりも小さい値でほぼ一定となることに着目し、この値を $P_{max}^*$ として示す(図-6)。この $P_{max}^*$ の $P_r$ に対する比:  $P_{max}^* / P_r$ と $2 P_r / P_E$ の関係を、本研究で数値解析を行ったすべての組立柱についてプロットしたのが図-7である。(白ヌキ印はヒンジ付き、黒印はヒンジなしの場合である。)よって、ヒンジを考慮した場合としない場合について、組立柱の座屈強度式を次の式で表した。

・ヒンジを考慮した場合

$$P_{max}^* / P_r = -0.05(\log_{10}(2 P_r / P_E) + 2.0)^3 + 1.0 \quad (5-a)$$

・ヒンジを考慮しない場合

$$P_{max}^* / P_r = -0.02(\log_{10}(2 P_r / P_E) + 2.0)^4 + 1.0 \quad (5-b)$$

5. 結論: 本研究で、鉛直等分布荷重が載荷されるアーチを想定し、これを平面的に展開した組立柱について弾性座屈解析を行った結果、 $\mu s$ の小さい範囲では(4)式、 $\mu s$ の大きい範囲では(5-a)または(5-b)式により、この組立柱の側方座屈強度を評価することができる。尚、図-5にこの提案式によって算定される値も併せて示している。この提案式は、より実際の立体モデルにおいても安全側に評価していた。

参考文献: 倉西, 矢吹: 鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす構造的剛性の影響について, 土木学会論文集, No. 305, 1981.

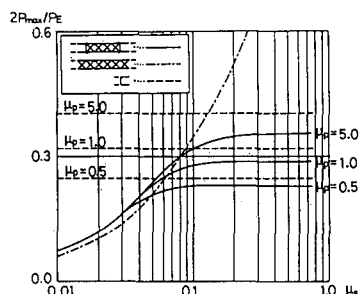


図-4 平面モデルの座屈荷重と $\mu s$ の関係 ( $\lambda r = 300$ ,  $\lambda c = 40$ ,  $l_{a1}/L_s = 0.8$ )

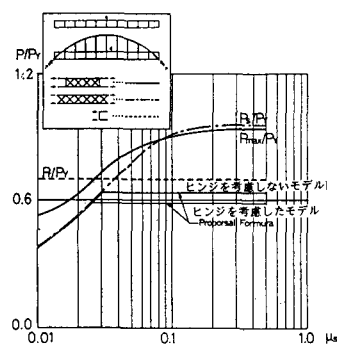


図-5 立体モデルの極限荷重と $\mu s$ の関係 ( $\lambda r = 300$ ,  $\lambda c = 40$ ,  $l_{a1}/L_s = 0.8$ )

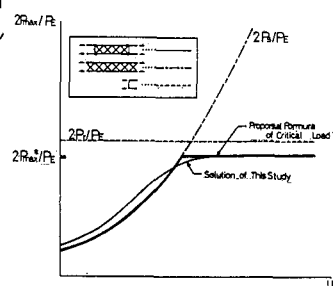


図-6 提案式の導出

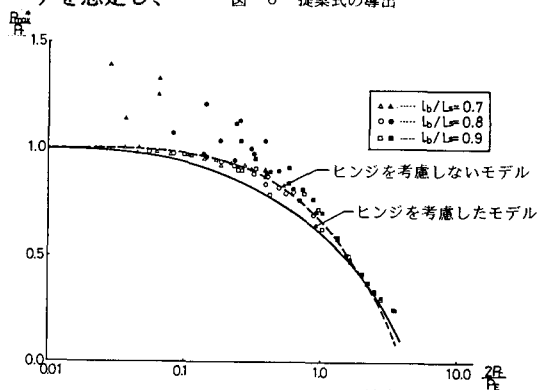


図-7  $P_{max}/P_r - 2P_r/P_E$ の関係