

○東北大学工学部 学生員 柴谷 幸一
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、橋構ととも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。しかしながら、場合によっては、この開口部の剛度不足と横荷重の作用により、アーチ本来の耐荷力を低下させることも考えられる。そこで、本研究は、下路式立体アーチを真上から投影した平面モデルについて数値解析を行なった。そして、開口部および橋構斜材の剛度を考慮したアーチの耐荷性能を整理し、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なった。

2. モデル化

本研究では、Fig.1に示す立体アーチを平面的に展開したモデルFig.2を数値解析することにより、アーチ橋の開口部と橋構斜材の剛度が全体系へ与える影響を検討した。数値解析法としては有限要素法を用いた。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、両構造を独立させた。さらにアーチとその一体化部分の強度と開口部の強度の相関関係を明確にするため Fig.3(a)(b)のように、アーチ全体が橋構斜材で一体化されている柱と開口部にけり取り出したラーメン部分とに分けそれぞれの強度についても調査した。尚、アーチリブ、橋門構梁については正方形断面として、アーチリブは軸線方向に要素を20分割し全断面均一とした。橋構斜材については、Fig.4のようにリブ間に斜めに配置した線形バネとしてモデル化を行なった。バネ定数 K_s は、

$$K_s = \mu_s \cdot \frac{12EA_s}{c} \left(\frac{d}{L_s} \right)^2 \quad \text{----- (1)}$$

と示され、ここで、 E :ヤング率、 A_s :アーチリブ断面積、 c :格間長、 d :橋構パネル対角線長、 L_s :アーチリブ軸線長である。 μ_s は、アーチリブ一体化断面としての面外曲げ剛性に対する、その間の斜材で受け持たれるせん断剛性を表すパラメーターで次式で示される。

$$\mu_s = \frac{GA_{eq}}{24EA_a} \left(\frac{L_s}{b} \right)^2 \quad \text{----- (2)}$$

ここで、 G :せん断弾性係数、 b :アーチリブ間隔、 A_{eq} :斜材の断面積およびその組み方を図解するため、その斜材と等価なせん断剛度を有する薄板としたときのその断面積である。また、開口部(ラーメン部分)は、アーチリブ端部と橋門構梁の剛比 M_p を次のように定義し、これを变化させた座屈強度 P_c を变化させた。

$$M_p = \frac{I_p \cdot b}{I_r \cdot c} \quad \text{----- (3)}$$

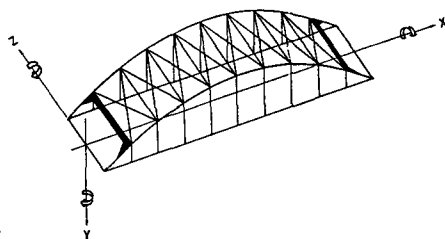


Fig.1 Coordinate System of Two Hinged Arch

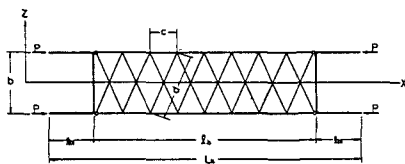


Fig.2 Coordinate System of Plane Frame Model of Arch Ribs

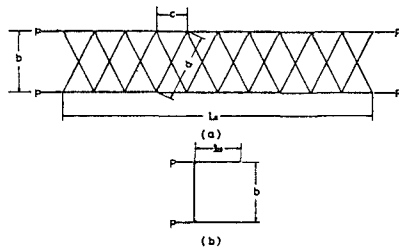


Fig.3 Coordinate System of Plane Frame Model of Arch Ribs
(a) Braced Portion of Arch Ribs (b) Portal Frame

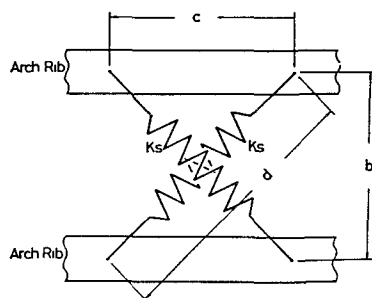


Fig.4 Shear Spring Model of Diagonal
(K_s : Shear Spring Coefficient)

ここで、 I_p : 橋門構橋梁断面二次モーメント、 I_r : アーチリブ
軸回り断面二次モーメント、 l_{el} : アーチリブ端部格間長である。
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_b)とアーチ
リブ軸線長(L_s)との比 (l_b/L_s) を0.7~0.9、 $\mu_s = 0.01 \sim 0.75$ 、
 $\mu_p = 0.5 \sim 5.0$ の範囲で検討を行なった。

3. 解析結果

Fig.5 に今回行ったパラメーターの範囲内での代表的な結果
を示す。この傾向として、組立柱の座屈強度 P_{max} は、 μ_s の小さい
場合、せん断バネで一体化された部分の強度に支配され、同じ μ_s
のせん断バネを全体に配置して一体化した柱の座屈強度よりも大
きい。また、 μ_s の大きい場合、組立柱の座屈強度 P_{max} は、ラーメン
の強度に支配され、そのラーメンのみの座屈強度 P よりも小さく
 μ_s の値にかかわらずほぼ一定となる。また、この P_{max} の P に対す
る裁小率は、 μ_p が大きいほど (P が大きいほど) 大きいことが
わかった。

4. 組立柱の座屈強度算定式の導出

このような基本的関係をもとに、この組立柱の弾性座
屈強度を安全側に評価する照査式の導出を行なう。

Ⅰ) μ_s の大きい領域: 組立柱の座屈強度 P_{max} が、ラーメン
の座屈強度 P に支配され、 μ_s の値にかかわらず一定
値を示すことに着目する。そこで、せん断バネを全
体に配置して一体化した柱の $2P_{max}/P_e - \mu_s$ 曲線 (一点
鎖線) と、組立柱の $2P_{max}/P_e - \mu_s$ 曲線 (実線) との
交点と考え、この点の組立柱の強度を P_{max}^* とする。
(Fig-6) この点 (P_{max}^*) は、 μ_s が大きい値をとる領域
での安全側に評価した組立柱の座屈強度となる。さ
ら、この P_{max}^* の P に対する比 P_{max}^*/P と $2P/P_e$ の相関関係を、本
研究で数値解析を行ない、たすべての組立柱
についてプロットしたのが Fig-7 である。図より、この相関曲線は、放物線形状を示す傾向が見られる。こ
れを考慮して、ここでは、組立柱の弾性座屈強度式を次の形式で表現する。

$$P_{max}/P \geq P_{max}^*/P = -0.12 \cdot (\log_{10} (P/P_e) + 2.0)^2 + 0.93 \quad \dots\dots (4)$$

Ⅱ) μ_s の小さい領域: 組立柱の座屈強度は、一点鎖線を示されるせん断バネを全体に配置して一体化した柱の
 $2P_{max}/P_e - \mu_s$ 曲線が安全側に評価される。すなわち、

$$P_{max} \geq P_3 = \frac{1}{1 + 1/G \cdot A_g \cdot \mu_p} \cdot P_e \quad \dots\dots (5) \quad (P_e: 2本の柱を一体化した柱と考えた場合のオイラー座屈荷重
= $\frac{\pi^2 EI}{L^2}$; $I = 2I_r + A_a \cdot \frac{b^2}{2}$)$$

以上、Ⅰ、Ⅱより、組立柱、すなわち、開口部強度に着目したアーチの弾性座屈強度を (4)、(5) 式により、
照査することができる。

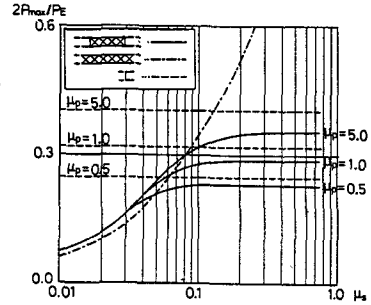


Fig.5 Relationship between Critical Load and Shear Rigidity Factor, μ_s
($\lambda_r=300, \lambda_c=40, l_b/L_s=0.8$)

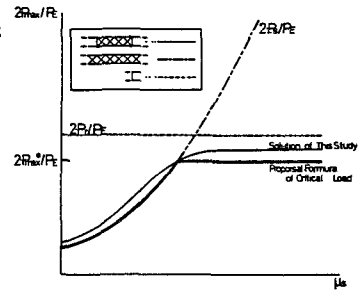


Fig.6 Proposal Formula of Critical Load

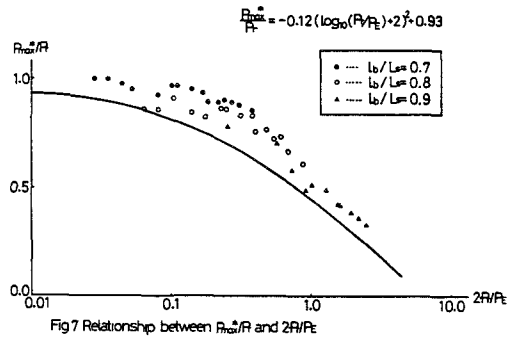


Fig.7 Relationship between P_{max}^*/P and $2P/P_e$