

○東北大学工学部 学生員 奥寺 浩之
東北大学工学部 正 員 倉面 茂

1. まえがき: アーチ橋において横構は、並列するアーチ主桁で横方向に連結して地震や風などの側方荷重に抵抗する構造部材であるだけでなく、他の部材と有機的に協力することにより、橋全体として鉛直荷重に対する極限強度を向上させる役割を果たしている。しかし、この剛性が不足している場合には、側方荷重による面外不整合や面外崩壊の誘発原因となる可能性がある。そこで本研究では、有限変位弾塑性解析法を用いて、アーチ橋の鉛直荷重に対する極限強度が受ける側方荷重の影響を、横構の剛性をパラメータとして検討を行い、その耐荷性状を明らかにした。さらに、アーチ橋が面外崩壊しないために必要な横構の剛度算定式を提案を行った。

2. モデル化: 解析モデルは、図-1に示すように全パネルに横構を有する2ヒンジ放射線アーチ橋である。ただし、ここではアーチ構造単体の極限強度を求めたため、吊材や補剛桁は考慮しない。アーチ主桁断面は箱形長方形断面とし、残留応力を考慮している。また、アーチ主桁は全軸線長にわたって均一断面とし、橋軸方向に20%割して解析を行った。横構斜材は、アーチ主桁間に斜めに取り付けられた線形ばねでモデル化し、そのばね定数 K_s は

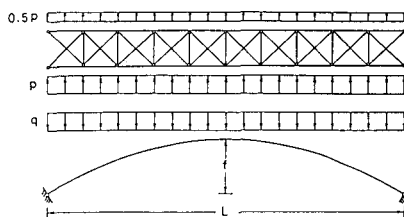


図-1 解析モデル

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

で与えられる。ここに、 E : ヤング率、 Aa : アーチ主桁断面積、 c : 格間長、 d : 横構1パネル対角線長である。 μ_s は、アーチ主桁一体構造としての面外曲げ剛性とそれ間の斜材で発揮されるせん断剛性の比を表すパラメータで、次式で定義される。

$$\mu_s \equiv \frac{GA_{eg}}{24EAa} \left(\frac{L_s}{b} \right)^2 \quad (2)$$

ここに、 G : せん断弾性係数、 b : アーチ主桁間隔、 A_{eg} : 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、横構はり材については、文献(I)の方法で主桁間に付加された回転ばねと併用してモデル化した。解析に用いたパラメータの範囲は、アーチ主桁内細長比 $\lambda_{in} (= L_s / \sqrt{I_r/Aa})$ は200~450、面外細長比 $\lambda_{out} (= L_s / \sqrt{(b/2)^2 + I_r/Aa})$ は20~60、斜材剛性パラメータ μ_s は0.01~1.00とした。また、はり材の剛性パラメータ μ_r は一定10とした。ライズ・スパン比 f/L は0.15~0.30とした。

3. 荷重パターン: 一定の側方荷重をかけた状態で鉛直荷重を増加させ、解析途中で変位が収束する最大荷重点を求めて極限強度とした。側方荷重強度 p として、基本風荷重 p_0 に対する比率 $\eta = p/p_0$ は0.0と0.5の2種類で考えた。基本風荷重は次式で表わされる。

$$p_0 = \frac{1}{2} \rho C_D V_w^2 h \quad (3)$$

ここに、 ρ : 空気密度 (0.125 kg/m^3)、 V_w : 風速 (55 m/s)、 C_D : アーチ主桁の抗力係数 (2.19)、 h : 主桁高さである。また、鉛直荷重強度 q はアーチ橋に等分布荷重を作用させた場合、アーチスプリング部が軸力により降伏を生じたとき、荷重強度 q_p により無次元化している。また、側方荷重に対しては遮蔽効果も考慮した。

4. 解析結果: 図-2に崩壊に至るまでの代表的な荷重-変位曲線と斜材の剛性も変化させて示した。図の変位はクラウチング部へも示している。斜材剛性が小さい場合 ($\mu_s = 0.01$)、鉛直荷重の増加に伴って変形は面内・面外とそれに増加し、面外の崩壊形式となる。また、斜材剛性の大きい場合 ($\mu_s = 1$)、変形は面内へみで増加し面内の崩壊形式となることがわかる。図-3には、代表的な斜材剛性と極限強度の関係を示した。図中には、主桁一本の平面解析による極限強度 $\bar{q}_{in}$ も破線として示してある。図より、一般的に極限強度は μ_s の大きな領域ではアーチの面内強度に支配される傾向となり、 μ_s の小さな領域では面外崩壊形式となるため、 μ_s の低下に伴い極限強度も急激に低下する。また、側方荷重を考慮した場合を考慮しない場合に比べ全体的に極限強度の低下が認められる。さらに、アーチ橋の崩壊が面内で起こるようにするために必要な μ_s の最小値 μ_s^* は、側方荷重の存在により増加させねばならない。

5. 最小斜材剛性パラメータ μ_s^* の導出: 上記の基本特性をもとに、アーチ橋の主体強度が面内強度で決定されるために必要な最小斜材剛性パラメータ μ_s^* の算定式の導出以下のように提案する。 μ_s の大きな領域では、アーチ橋の極限強度はアーチ主桁の面内座屈強度に支配される。一方、 μ_s の小さな領域では、二本の主桁が横構により一体構造となり斜材と等価なせん断剛性をもつ柱としての面外座屈強度に支配される。アーチ橋の面内座屈と面外座屈を起す境界となる μ_s をもつ場合、面内座屈軸力と面外座屈軸力が等しくなることから、最小斜材剛性パラメータ μ_s^* は次のように導出される。

$$\mu_s^* = \frac{\pi^2}{48} \frac{1}{(\lambda_{in} \lambda_{in} / \lambda_{out} \lambda_{out})^2 - 1} \quad (4)$$

こゝに、 λ_{in} は主桁軸線長に対する有効座屈長係数、細長比であり、 $\lambda_{in}, \lambda_{out}$ は面内、面外に対応する。図-4には、(4)式で算定した μ_s^* と側方荷重を受けない場合の解析値 $(\mu_s^*)_{F=0}$ の相関を示したもので両者はよく一致を示している。図-5は、側方荷重を受け2場合の相関を示しており、算定値の2倍で見積もる必要があることがわかる。

6. 結論: アーチ橋の鉛直荷重による崩壊は、側方荷重を受けない場合は(4)式で算定した μ_s^* 以上、側方荷重を受けると場合は $2\mu_s^*$ 以上であるが面内で起り、面内強度で極限強度を評価することができる。また、(4)式は横構斜材の剛性を媒介とした面外座屈照査式としても利用できる。

参考文献: ①倉面・矢吹: 鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす横構剛性の影響について、土木学会論文報告集, No. 305, 1981。

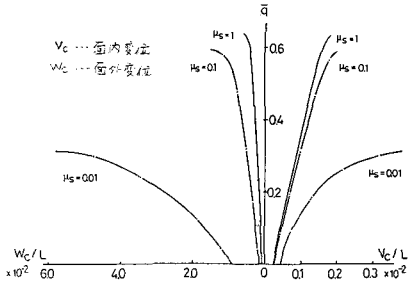


図-2 荷重-変位曲線
($\bar{p} = 0.5, \lambda_{in} = 200, \lambda_{out} = 40$)

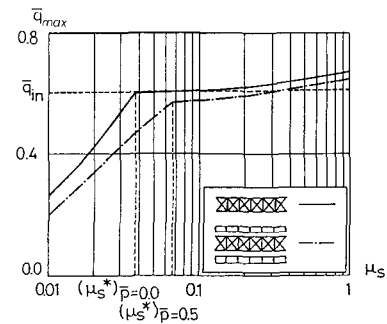


図-3 斜材剛性と極限強度の関係
($\lambda_{in} = 200, \lambda_{out} = 40$)

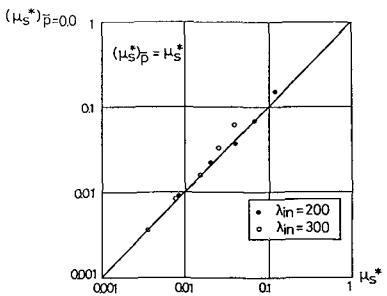


図-4 $\mu_s^* - (\mu_s^*)_{F=0}$ 関係

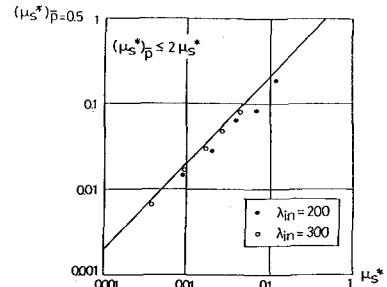


図-5 $\mu_s^* - (\mu_s^*)_{p=0.5}$ 関係