

I-124 上路アーチ橋の面外座屈耐荷力について

熊本大学 学生員 植田 聖朗
 熊本大学 正 員 崎元 達郎
 熊本大学 正 員 山尾 敏孝
 熊本県 高橋 一彦

1) まえがき: 道路橋示方書によれば, 上路アーチ橋の場合, 傾斜した支柱の面外座屈を助長する効果のために, その座屈荷重は支柱のないものより25~40%低くなるとされている。DIN 4114及び道示では, このようなアーチリブに作用する荷重方向の変化を考慮するために, 有効長さ係数(φ)を上路橋の場合 $\varphi = 1 + 0.45\theta$ (ここに, θ は, 支柱が分担する荷重の全荷重に対する比で通常, 0.75~1.0の値になる) とするように規定している。しかしながら, これらの規定は以下の点で検討の余地がある。a) これらの規定は1960年以前の弾性分岐座屈解析をもとに定められたもので, 塑性耐荷力の観点での検討がなされていない。b) 有効長さは, 荷重方向の変化以外に, 支柱及び床組(補剛桁)のアーチの面外変形に及ぼす拘束効果に影響されていると考えられるが, この効果が考慮されていない。著者らは既に, 単材アーチを有する平面モデルで, 基礎的特性について発表した⁽¹⁾が, 複弦アーチを有する立体的数値モデルの有限変位弾塑性解析を行った。

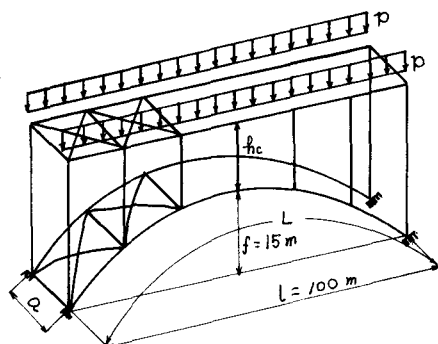


図-1 解析モデル一般図

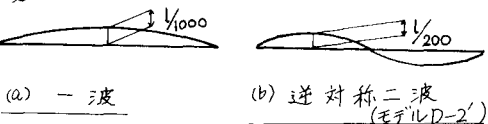


図-2 アーチリブの面外初期たわみ図

2) 解析モデルと数値解法: 図-1に示すように, 複弦の放物線2ヒンジ鋼リブアーチを考える。支柱の上下は面外にヒンジとする。また荷載分布荷重が最も支配的と考え, これを等価な13の節点集中荷重に置き換えた荷重を考えた。なお, 溶接残留応力は長方形分布とし, 引張残留応力度, $\sigma_{te} = 0.9\sigma_y$, 圧縮残留応力度, $\sigma_{tc} = 0.4\sigma_y$ (ここに σ_y は降伏応力度) と仮定した。鋼種は, SS41 ($\sigma_y = 249 \text{ N/mm}^2$) を想定した。図-4に数値解析モデルの種類と名称を示し, 各モデルの説明, 及び目的を表-1に示す。

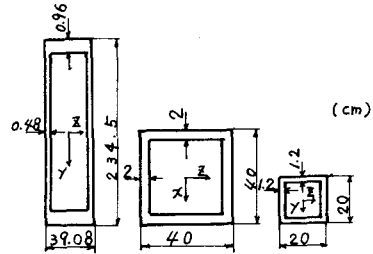


図-3 部材断面

耐荷力を規定するパラメーターを次に示す。アーチリブの断面二次半径: $I_y = \sqrt{\frac{2I_{a1} + 2A_a(\frac{9}{2})^2}{2A_a}}$, 細長比: $\lambda_y = L/I_y$, $\sigma_u = N_u/A_a = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{76} \left(\frac{L}{f}\right)^2 + 1} \cdot PL/A_a$, $\bar{\sigma} = \sigma_u/\sigma_y$ 。アーチリブ断面は, 変えず間隔 Q を変化させて必要な細長比 λ_y を得た。道路面桁は, $130 \times$ 断面とし, 道路面桁の面外曲げ剛性(I_{ay})のアーチリブ面外曲げ剛性(I_{ay})に対する比率 I_{ay}/I_{ay} を, 0.1, 1.0, 5.0 になるように寸法を決定した。なお実橋の I_{ay}/I_{ay} の値は1.0程度である。またモデルD-1は, $I_{ay} = \infty$ に相当する。既に発表した幾何学的及び材料的非線性を考慮した三次元有限要素法を用いた。

3) 解析結果: 図-5にモデルD-1の耐荷力を示す。(以下の図の破線は前記した道示規定で $\varphi = 1.45$ とした耐荷力曲線である。)図中のD-1は, 既に解析した下路アーチ橋の耐荷力であるが, 上路アーチ橋の耐

表-1 モデルの説明

モデル	説明
D-1	補剛桁の面外曲げ剛性を無限大と考えて, 補剛桁の面外変位を拘束し, 荷重方向の変化の影響を見る。
D-1'	モデルD-1に補剛桁を実際につけて, 補剛桁の面外曲げ剛性の影響を見る。
D-2	アーチクラウン部における桁とアーチの結合の効果を見るモデル。面外初期たわみ一波。
D-2'	D-2と同じモデルで, 面外初期たわみが対称二波に仮定したもの。

荷力がかなり低下することがわかる。 $h_c/f = 0.1$ の時は支柱が短く、アーチの面外変位が小さくても、荷重方向の変化が大きいので、耐荷力が低下し、 $\varphi = 1/45$ 曲線をも相当下まわる。 $h_c/f = 1.0$ の場合は、 $\varphi = 1/45$ 曲線にほぼ一致する。モデルD-1'で、桁とアーチの面外変位が図-6 のようになるため、アーチに荷重が伝達されずアーチそのものの耐荷力は増大する結果を得た。この形式は、面外変位

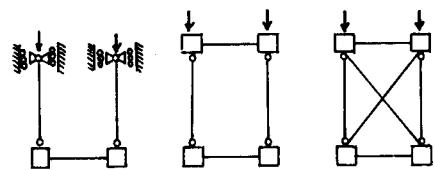


図-4 各モデルの断面

も大きく桁に強度を期待する構造となるので上落アーチ橋としては望ましくない。

図-7 に h_c/f の耐荷力に及ぼす影響をモデルD-2 について示す。耐荷力はモデルD-1 に比べ著しく増加する。これは、荷重方向(支柱)の傾斜による耐荷力の低下よりも、桁の面外曲げ剛性による耐荷力の増加の方が上まわることに由る。クラウン上の対傾構の剛度が大きい $h_c/f = 0.1$ の方が、この効果は当然大きい。同じモデルD-2 の耐荷力を I_{ay}/I_{ay} の変化で見ると(図-8)上記議論より I_{ay}/I_{ay} が大きくなるほど耐荷力が増加する。図-8 の Δ , $\square$ は、モデルD-2'の結果である。 $I_{ay}/I_{ay} = 1.0$ の時に両者の差が生じるが、D-2'の方が耐荷力は小さい。よって、この種の上落アーチの座屈モードは、対称一波を基準に考えて良いと思われる。図-9 は $h_c/f =$

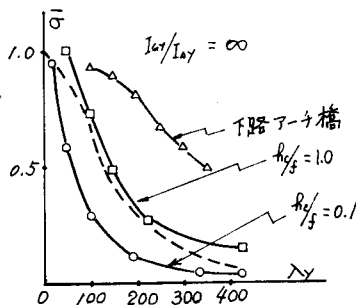


図-5 モデルD-1の h_c/f の影響

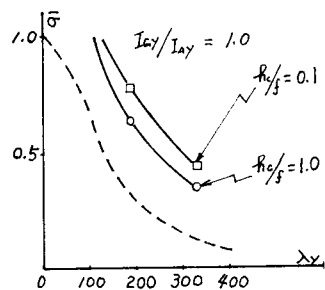


図-7 モデルD-2の h_c/f の影響

1.0の場合である。図に示すように、支柱が長くなると I_{ay}/I_{ay} がある程度大きくなっても耐荷力には、影響しないことがわかる。

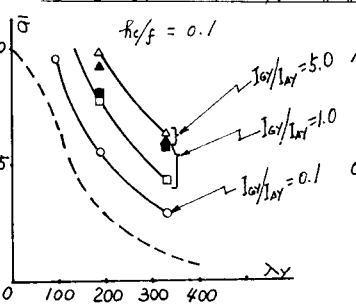


図-8 モデルD-2の I_{ay}/I_{ay} の影響

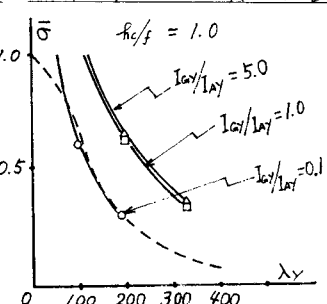


図-9 モデルD-2の I_{ay}/I_{ay} の影響

4) 結論: (1) 道示の $\varphi = 1/45$ の曲線はモデルD-1 に対してのみ危険側であるが、この構造は実構造として存在しないと考えるので問題にならない。(2) 道示の $\varphi = 1/45$ の曲線は、桁の曲げ剛性が小さく ($I_{ay}/I_{ay} = 0.1$) のかつ桁とアーチが上下にかなり



図-6 モデルD-1'の面外変位

離れている場合 ($h_c/f = 1.0$) の耐荷力に対応する。すなわち現行規定は最も安全側の規定と言える。(3) 計算したパラメータ及び条件の範囲で面外耐荷力の面からだけ言えば、モデルD-2 のようにクラウン上部に充分な剛度の対傾構を設ければ、必ずしも桁とアーチをクラウンで剛結する必要はないことを示唆している。(4) 道示解説にて、支間主構間隔比 ($1/a$) が、約20以下のアーチ橋では面外座屈の照査は不要であるとしている。 $1/a \approx 20$ という値は、 λ_y になおすと約40になるので上記計算の範囲では妥当である。しかし構造系によっては、照査不要の範囲は、もっと拡大の可能性があり、実用耐荷力算定式と共に今後検討する予定である

参考文献

- (1) 高橋, 植田, 崎元, 「上落アーチ橋の面外座屈耐荷力」 857年度西部支部講演概要集 1983, 2, p.8-9
- (2) 小松, 崎元, 「Nonlinear Analysis of Spatial Frames」 土木学会論文集, NO 252 Aug 1976, 8