

上陸式鋼アーチ橋の面外座屈強度について

熊本大学 学生員 古賀一臣
 熊本大学 正 員 崎元達郎
 熊本大学 学生員 坂田 力

1. まえがき： 著者らは、図-1に示す解析モデルにおける面外座屈耐荷力性状について、有限変位弾塑性を考慮したパラメータ解析を行い数種の数値モデルにおいて基本的な耐荷力性状を明らかにした¹⁾。そして、横構斜材は部材として座屈しないという条件のもとに次項2.に示す面外座屈強度の簡易算定式を得た²⁾。ところで道路橋示方書³⁾によると、横構については「橋全体の立体的な機能を確保するのに十分な剛性及び配置としなければならない。」とされており、慣用的には道路橋示方書に規定された風荷重によるせん断力から計算される軸力と弦材(アーチ)の軸力の2%に相当する横力から計算される軸力の内大きい方の軸力に対して圧縮材として設計する方法が用いられている。すなわち、現行のアーチ橋の横構の設計は、アーチ橋全体の面外座屈強度と無関係になされており、このように設計された横構がアーチ橋全体の面外座屈強度(または、簡易算定式による算定強度)を保証し得るか検討する必要がある。そこで出来るだけ実橋に即したモデルにおいて、横構の設計方法の違いによる面外座屈強度の相違および簡易算定式の妥当性を検討する。

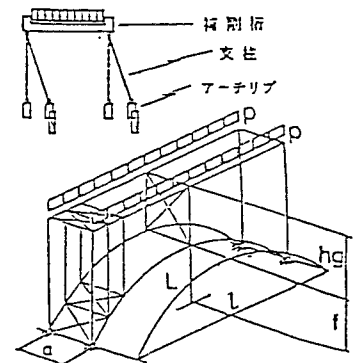


図-1 解析モデル一般図及び断面図

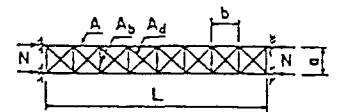


図-2 ダブルワレン補剛のラチス柱

2. 簡易算定式について： 道路橋示方書、あるいは著者らの従来の考え方に従い有効細長比係数を適切に評価し、それを直柱の基準強度式に代入してアーチ橋の面外座屈耐荷力を算定しようとするものである。そこで有効細長比 λ_y を次式で定義する。

$$\lambda_y = \sqrt{\sigma_y / E} \cdot K_e \cdot K_g \cdot K_l \cdot (L / r_y) / \pi$$

r_y ：複弦アーチ全断面の面外曲げに関する断面2次半径

a) K_e ：アーチリブ両端部の境界条件と横構のせん断剛性に関する有効長さ係数(図-2, 3参照)でアーチリブと横構を両端固定のラチス柱に置き換えて求める。ラチス材のせん断剛性が小さいと両端ヒンジのラチス柱の座屈強度に近づくのでこの点を考慮したせん断柔性パラメータ μ により有効長さ係数を評価することが出来る。

$$\mu = 1/2 (a/L)^2 (a/b) A / 2A_d [\{ 1 + (b/a)^2 \}^{1.5} + 2A_d / A_b]$$

$$K_e = 0.5 + 0.94 \sqrt{\mu}$$

b) K_l ：橋面の位置(荷重の作用方向)に関する有効長さ係数

$$K_l = 1.2 + \{ 1.5 - 2.5 (I_{gy} / I_{ay}) \} (h_g / f) \quad (I_{gy} / I_{ay} \leq 0.6)$$

$$K_l = 1.2 + \{ 0.05 (I_{gy} / I_{ay}) - 0.03 \} (h_g / f) \quad (I_{gy} / I_{ay} \geq 0.6)$$

I_{ay} ：複弦アーチリブ全断面の断面2次モーメント

I_{gy} ：複弦補剛桁全断面の断面2次モーメント

c) K_g ：補剛桁の面外剛性に関する有効長さ係数

$$K_g = \sqrt{(W_G + W_T) / (W_G + W_C + W_T)}$$

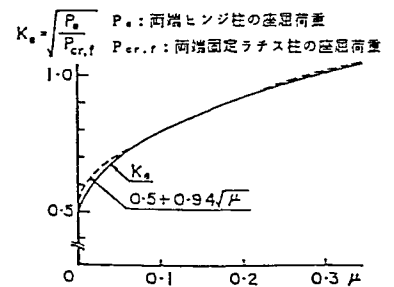
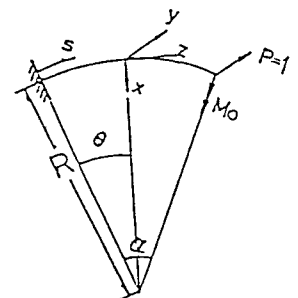
図-3 せん断柔性係数 μ と有効長さ係数 K_e 

図-4 面外単位集中荷重を受ける円弧アーチの簡易モデル図

W_A : 単位荷重を受ける円弧アーチの面外変位 (図-4 参照)

$$W_A = 1/2 P_E (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + P_G (\sin \alpha \cos \alpha - 2 \sin \alpha + \alpha) + 2 P_G M_0 \cos \alpha (1 - \cos \alpha) - M_0 P_E \sin^2 \alpha$$

$$P_E = 1/2 R^3 (1/EI_{ay} + 1/GJ), \quad P_G = R^3/2GJ \quad G: \text{せん断弾性係数} \quad J: \text{ねじり抵抗}$$

$$M_0 = \{2 P_G (\cos \alpha - 1) \cos \alpha + P_E \sin^2 \alpha\} / \{2 P_E (\alpha + \sin \alpha \cos \alpha) - 4 P_G \sin \alpha \cos \alpha\}$$

W_G : 単位荷重による補剛桁の面外変位

$$W_G = l^3 / 48 EI_{gy}$$

W_T : 単位荷重による対傾構部分のせん断変位

$$W_T = (h_g^2 + a^2)^{1/2} / 2 a^2 EA_d$$

3. 横構の設計方法の違いによる耐荷力の整理: アーチリブのクラウンが補剛桁と剛結されているアーチ橋 ($h_g = 0$) のモデルについて有限変位弾塑性解析⁴⁾によるアーチ橋全体の面外座屈強度と横構の設計法の関係を調べた。ここでは横構は主要部材と考え細長比120とした。また、日本のアーチ橋の実績⁵⁾によりアーチリブの断面積は最小のものを用いライズ・スパン比は0.2として解析を行った。

a) 風荷重による整理 風荷重は橋軸に直角方向で水平にふく一様風による風圧力 P を基本とする。

$$P = \rho v^2 A C_D \quad \rho: \text{空気密度} (=0.125 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4)$$

$$v: \text{設計風速} (=55 \text{ m/s}) \quad C_D: \text{抗力係数} (=1.6)$$

A : 橋軸方向単位長さ当りの上部構造の有効鉛直投影面積 (m^2/m)

この風圧力 P による横構軸力を計算しそれを安全率 (1.7) 倍した軸力に対して横構断面を決定した。結果は、図-5 に示すようにアーチリブと補剛桁の剛性比 ($T = I_{gy} / I_{ay}$) が小さい時はよく一致している。 T が大きくなって行くにつれて、基準強度曲線から離れて行き多少安全側になりすぎる事が分かる。これは、 T が大きくなるにつれてかなりの面外変位拘束効果が期待できることを示す。従ってこの T による評価を再検討する必要がある。

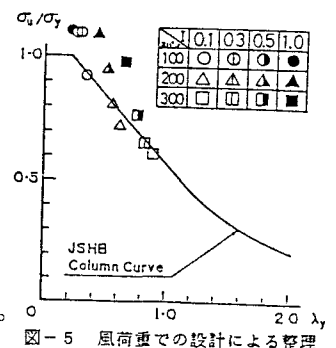


図-5 風荷重での設計による整理

b) 終局軸力の2%による整理 アーチ橋全体の終局軸力を前項2.で求め、その2%の横力から計算される軸力により横構断面を決定した。結果は図-6 に示すように、 T が1の場合を除いて基準強度曲線をかなり下回る。これは、計算上アーチリブだけで抵抗すべき軸圧縮力が、横構の斜材部分でも分担されるようになった為に横構にかなりの圧縮力がかかり、アーチが全体座屈を起こす前に横構が先に座屈を起こしたためと考えられる。そこで、アーチ端部の横構斜材が座屈軸力に達したときの強度をプロットしてみると図-7 のようになる。点線で示すのは、基準強度曲線を0.7倍したものである。従って、予想耐荷力の70%付近で横構の座屈が生じ始め、それが原因でアーチ橋全体の崩壊が早まったものと考えられる。

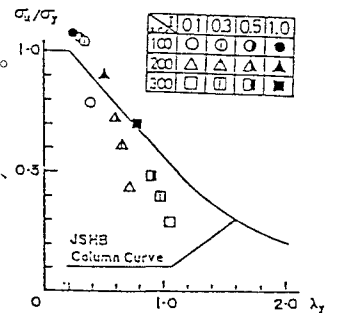


図-6 アーチ橋全体における終局軸力の2%での設計による整理

4. あとがき: ここて示している簡易算定式は、アーチ橋の全体座屈以前に横構などが座屈しないものと仮定している。従って横構などか部材として先に座屈する場合を考慮した上路鋼アーチ橋の面外座屈に関する簡易算定式を作成するか、2. 項に述べた算定式の算定強度を保証する斜材の設計軸力を主構軸力の何%にすれば良いか等の検討が必要である。これについては十分な資料を集めた剛性比の再検討も行い上路鋼アーチ橋についての一般的な簡易算定式が提案できるものと考えている。

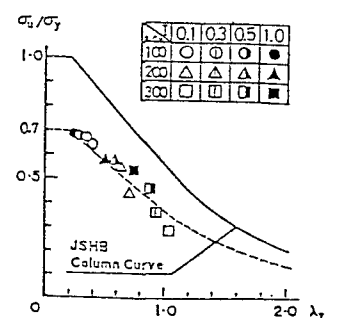


図-7 アーチ端部の横構斜材座屈時での整理

参考文献 1) 吉元、山尾他:土木構造・材料論文集、第1号、昭和61年1月、P61-67

2) 岡本剛治:「上路式7-チ……」熊本大学 修士論文、昭和61年2月

3) (社)日本道路協会「道路橋示方書・同解説」昭和55年2月

4) 小松他:「Non……」土木学会論文報告集、No. 252、1976、P143-157

5) (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部「7-チ橋の実績……」昭和60年6月