

東北大学 正員 天 次 哲 哉
東北大学 正員 倉 西 茂

本論文は、設計荷重程度の側方荷重による初期歪歪を有する二主桁鋼アーチ橋を対象として種々の鉛直荷重に対する極限強度解析を行い、主に、横構剛性がこの極限強度に及ぼす影響について検討したものである。さらにここで得た解析結果に基づいて横構の必要剛度の検討を行った。ただし、ここでは基本的な横構剛性の影響を把握するため、図-1に示したようなアーチ主桁に沿って一様に配置された横構を持つ二主桁二中心放物線アーチ橋を対象にして検討を行った。アーチ橋の場合、その横構がアーチ橋の立体的耐荷機能に及ぼす支配的な影響として検討しなければならない問題は、横構剛性の不足により生じたアーチ主桁の面外変形が鉛直荷重による面外崩壊の誘発要因となる事であろう。このように観念から、本論文では横構の剛性の影響に重点を置いたパラメトリック解析が可能なように横構を2本のアーチ主桁間に取り付けられた劣断バネに、又、横桁をアーチ主桁に付加されたわじり回転バネにそれぞれ置き換えて立体極限強度解析を行い、横構剛性がアーチ橋の立体耐荷能力に及ぼす影響について検討を行った。劣断バネは、横構の断面慣性矩及ベトラス組み等相違等による直接的な影響を回避するために、横構と等価な劣断剛性を持つ腹板に置換して算出した。このバネ定数 k_s は図-2-aを参照して次式で与えられる。

$$k_s = \frac{3EA_a}{4\alpha\mu_s} \left(\frac{d}{c}\right)^3 \quad (1)$$

ここで、 EA_a はアーチ主桁の伸縮剛性、 α はバネの斜角線長、 c はバネの向隔長である。又、 μ_s は横構の剛性を表わすパラメータで、図-2-bを参照すれば次式で表わすことが出来る。

$$\mu_s = \frac{\gamma_{web}}{\gamma_{arch}} = \frac{3E}{2G} \frac{A_a}{A_{b,eq}} \left(\frac{h}{c}\right)^2 \quad (2)$$

ここで $A_{b,eq}$ は等価腹板としての換算断面慣性矩を表わす。又、付加わじりバネ定数 k_r は、アーチ主桁のわじり剛性を GI_T 、アーチ支間長を L とすれば次式で与えられる。

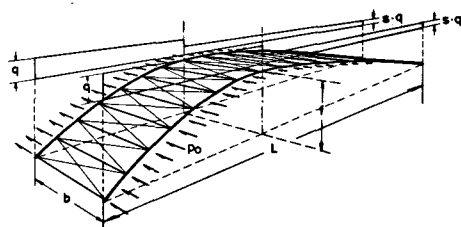


図-1 一般図

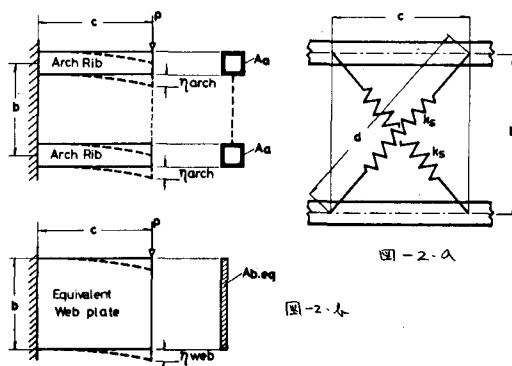


図-2-a

図-2-b

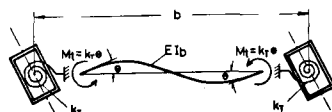
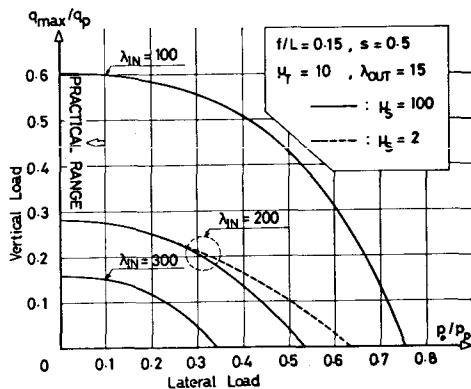


図-3

図-4 q_{max}/q_p 相関図線

$$k_T = \frac{6G I_T \cdot C \cdot \mu_T}{L^2} \quad (3)$$

ここに μ_T は横桁の持つ付加わりの剛性を表わすパラメーターで、次式で与えられる。

$$\mu_T = \frac{EI_b}{GI_T} \cdot \frac{L^2}{bc} \quad (4)$$

これらのパラメーターについて、支間長 $100^m \sim 300^m$ 程度の一般的な鋼アーケ橋、鋼橋、実橋について調べた結果、 μ_s については 100 程度の値を、さらに μ_T については約 10 程度の値をそれぞれ示した。

又、アーケ橋全断面としての断面細長比 $\lambda_{out} =$

$$L_s / \sqrt{\{A_n(b/2) + I_{n,out}\} / A_n}$$

は 200 程度の橋がほとんどであった。よって、最初にはこれらの平均的な構造諸元を持つアーケ橋について側方等分布荷重強度 p_0 と鉛直極限荷重 q_{max} との相関関係を検討した。図-2 にその結果を示す。ここでアーケ主桁断面は文献 1) で採用した標準薄肉箱形断面をここでも使用した。

又、解析時のアーケ主桁断面の分割数は計算量の関係上 10 及び 24 分割とし、たが、定性的な影響は十分把握できると考えられる。図中の p_0 はアーケ主桁のスプリング断面が 2 本のアーケ主桁に作用する側方荷重により生ずる抵抗力で全塑性状態に達する時の一次理論で算定したアーケ主桁側方荷重である。一般的な鋼アーケ橋の場合、示す方向に従って算定した側方設計荷重は $0.05p_0 \sim 0.07p_0$ 程度の値となる。従ってここでは側方設計荷重として $p_0 = 0.1p_0$ を考慮した。この $0.1p_0$ は側方初期荷重として載荷した場合の極限鉛直荷重強度と側方荷重を考慮した場合のそれとの比は $\lambda_{2N} = 200$ で 0.978 であり、標準的な構造諸元を持つアーケ橋ではこの側方不整合の影響は小さいと考える。さらに図中には鋼アーケ橋の平均的な細長比 $\lambda_{2N} = 200$ の場合について、横接剛性と実橋で一般的に採用している値 ($\mu_s = 100$) の 50 倍にした場合 ($\mu_s = 2$) の結果を示している。両者の差は、側方初期荷重が $\mu_s = 100$ のアーケ橋に対して側方荷重の 24 倍作用させた場合 (図中の $q_{max} = 0$ に対する p_0 の値) の極限荷重強度の約 $1/2$ 以上の場合に現れられるのであり、側方荷重の実用的な範囲ではほとんど差は認められなことを示す。

図-5 から図-7 に横接剛性と鉛直極限荷重強度に及ぼす影響のパラメトリック解析の結果の一部を示す。本論文で行った多くのパラメトリック解析結果を系統的に検討した結果、次の事項が明らかになった。即ち、横接剛性は少なくとも $\mu_s = 100$ の剛性が必要である。又、横接は $\mu_s = 10$ 程度の剛性を持つことが望ましい。

《参考文献》

- 1) 倉西、矢吹：土木学会論文報告集，No. 272，pp 1-12，1977
- 2) 矢吹、倉西：第 34 回年次学術講演要録集，I-140

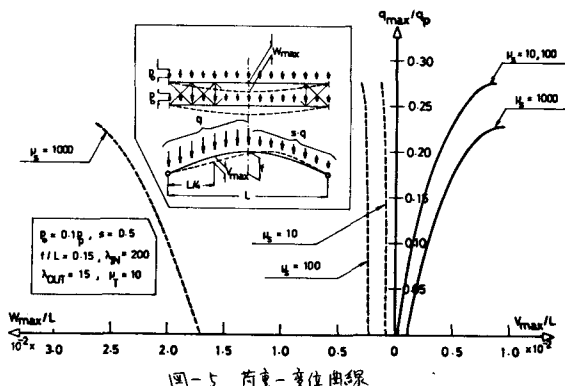


図-5 荷重-変位関係線

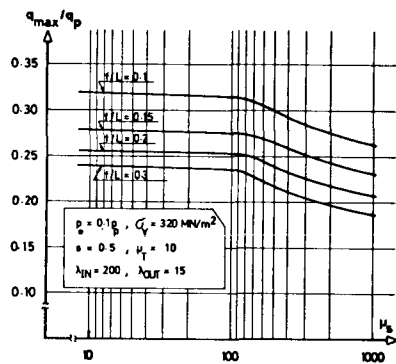


図-6 q_{max} - μ_s 相関関係線

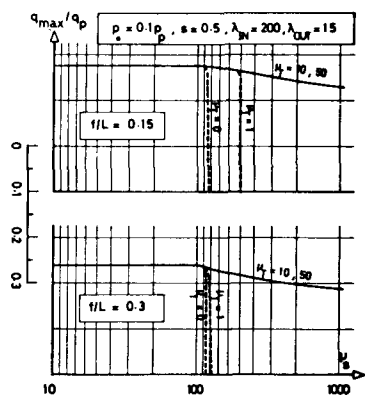


図-7 q_{max} - μ_s 相関関係線