

4. アーチ構造物

4.1 はじめに

アーチ橋は、主にアーチリブの軸圧縮力によって外力に耐える構造であることから、従来の設計基準では、アーチ面内外への座屈に対する設計法に重点が置かれているが、構造解析法や構造各部位の設計法などについても、アーチ橋特有の注意点がよくある。特に構造解析法については、アーチリブの座屈設計法と密接な関係にあり、モデル化や解析理論の適切な選定が重要となる。最近の構造解析は、ほとんどがコンピュータを用いて変位法によって解析されているが、その解析技術の実態をふまえた上で設計法を規定する必要がある、本文ではこうした点に重点を置いた。

まず、4.2 では構造解析法について面内解析と面外解析とに分けて、モデル化の手法を中心に詳しく説明した。また、アーチ橋特有の活荷重による変位の影響については、線形化有限変位理論を用いた実用的な方法を示した。

次に4.3 では座屈設計法を示している。基本的な考え方は道路橋示方書に準拠しているが、終局強度と面外全体座屈の照査については、最近の構造解析法の発展を考慮して次のような提案を行っている。これらは、一部実務設計の中でも取り入れられている実用的なものである。

- (1) 1.7 倍した終局荷重時の照査については、線形化有限変位理論を用いて算出した断面力を用いて、断面決定時にこれを考慮して設計を行う。
- (2) 面外全体座屈に対しては、設計完了した断面に対して後から照査するのではなく、予め線形固有値解析によって面外の有効座屈長を求めて、断面決定時にこれを考慮して設計を行う。

4.4 では、アーチ橋特有の構造部位について設計上の要点を示した。特に、アーチリブの横構や横支材等の横つなぎ材については、アーチリブの面外座屈に対する補強材としての照査が出来るよう新たな設計法を示した。

4.2 構造解析

4.2.1 一般

アーチ橋の構造解析は、骨組部材でモデル化した構造を変位法で解析するのが一般的であり、4.2.4 に示す変位の影響を考慮しなければならない場合を除いて弾性微小変位理論による。

一般的なアーチ橋の設計において行われる構造解析の種類としては、静的応力解析、弾性座屈解析、固有振動解析、耐震設計における動的解析などがある。また、アーチ橋の設計においては、これらの解析内容に対してアーチ面内の挙動とアーチ面外の挙動とを別々に解析するケースが多く、解析モデルも使い分けられている。解析内容が違っても、変位法で解析する上ではモデル化の手法など共通点も多いので、ここでは面内解析と面外解析といった区分をしたときのそれぞれの留意点について述べる。

4.2.2 面内解析モデル

(1) 平面モデルと立体モデル

直線橋でアーチが2面ある一般的な2主構アーチ橋では、図4.1に示すように鉛直荷重を1-0分

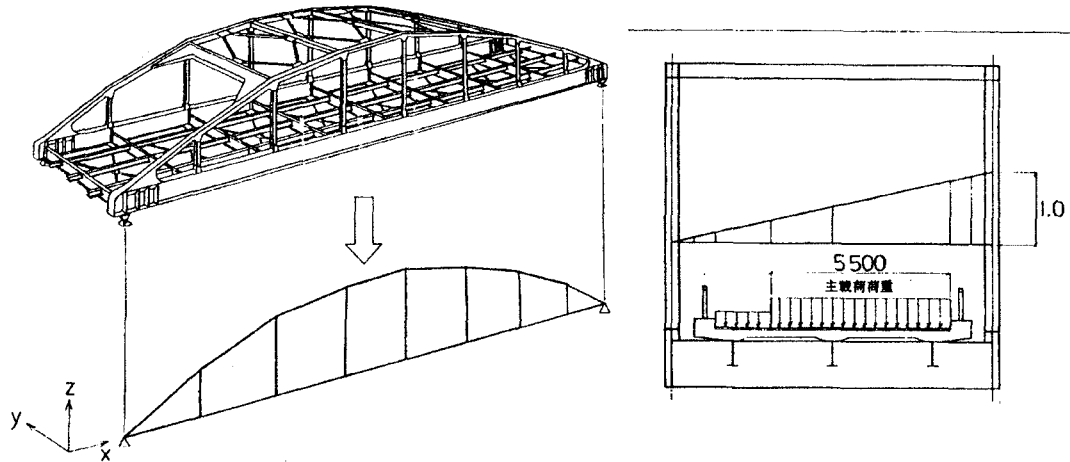


図 4.1 2主構アーチ橋の平面骨組構造へのモデル化

配法によって各アーチ面に分配させることによって、アーチ主構面のみを取り出した平面骨組構造として解析できる。しかし、道路の平面線形が曲線であったり単弦アーチのような特殊な場合は、立体骨組構造として解析するのがよい。

また、最近では解析技術が格段に進歩したことから、直線の2主構アーチ橋においても立体骨組構造として解析する場合もある。これによって、面内解析と面外解析とを同一モデルで行えることや、床組や横構の主構との協同作用の影響を考慮できるなどのメリットがある。特に、下路式アーチ橋においては、補剛桁の伸長に対して縦桁が抵抗し、縦桁に引張力が作用するとともに横桁は面外曲げモーメントを受けることになり、これによる損傷事例も報告されている。よって、このような傾向が顕著な場合は、予め床組を含めた立体解析によって、その影響を考慮しておくのが望ましい。

(2) クラウン部と短支柱

上路式アーチ橋のクラウン部では、補剛桁とアーチリブとを剛結する 경우가多いが、そのモデル化にあたっては、実構造の挙動を的確に評価できるように注意する必要がある。図 4.2 のように補剛桁とアーチリブとの間隔が保持されている場合は、両者を剛部材で剛結すればよいが、補剛桁とアーチリブとが融合して一体化した部材を形成するような場合は、クラウン部を1本の部材に置き換えることになる。

また、クラウン付近では、支柱の長さが短かつ水平変位が大きいことから、支柱には格点剛結の影響による二次応力が生じやすい。通常、支柱や吊材は両端

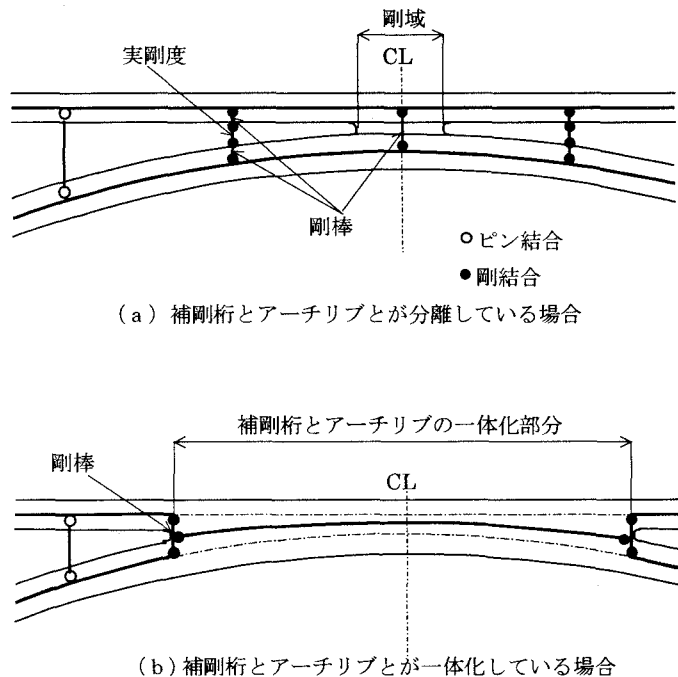


図 4.2 上路式アーチ橋クラウン部のモデル化

ピンとしてモデル化されるが、部材幅と部材長の比が 1/10 を超える短い部材では、両端剛結の曲げ部材として解析しなければならない。この時、支柱の長さに対して、補剛桁やアーチリブの軸心と支柱取り付け位置までの長さの割合が大きくなるので、図 4.2 のように補剛桁とアーチリブの部材幅を剛域として評価するのがよい。

(3) アーチリブの曲がりの影響

アーチリブを格点間で曲線として製作する場合、アーチリブには曲がりによる付加曲げモーメントが生じる。これを構造解析の中で考慮するためには格点間に曲線を近似する構造節点を設けて解析すればよい。通常は格点間を 4 等分する程度で十分である。解析モデルを格点間で直線部材としてモデル化して解析する場合は、解析結果に後から付加曲げモーメントを加算する必要がある。この付加曲げモーメントの性状を理解するために、その発生機構を次に示すが、実際の設計では前述のように解析モデルで考慮するのが便利である。

まず、曲率を持つアーチリブに軸力 N が作用すると、その曲率 $d\phi$ により法線方向の分力 $N \cdot d\phi$ が生じる。吊材や支柱のある格点位置でアーチリブの変形は拘束されるので、格点位置を支点とする連続桁に等分布荷重 $q = N \cdot d\phi$ が作用するのと同じ状態となる。これを図 4.3 のような等支間長 l の無限連続梁と仮定すると、中間支点上の曲げモーメント M_1 と格間中央の曲げモーメント M_2 はそれぞれ次式となる。

$$M_1 = -\frac{ql^2}{12} \quad (4.1)$$

$$M_2 = \frac{ql^2}{24} \quad (4.2)$$

また、等分布荷重 q は、

$$q = N \cdot d\phi = \frac{N}{R} \quad (4.3)$$

となる。ここで、曲率半径 R を格間長 l と部材軸心のへだたり e とで表すと、図 4.4 より次式となる。

$$R^2 = \left(\frac{l}{2}\right)^2 + (R - e)^2 \quad (4.4)$$

$$R = \frac{1}{2e} \left(\frac{l^2}{4} + e^2\right) \approx \frac{l^2}{8e} \quad (4.5)$$

式(4.1)、(4.2)に式(4.3)、(4.5)を代入すると、 M_1 、 M_2 は次のようになる。

$$M_1 = -\frac{2}{3} Ne \quad (4.6)$$

$$M_2 = \frac{1}{3} Ne \quad (4.7)$$

アーチリブの軸力は常に圧縮力（負）であるから、付加曲げモーメントの符号は格点位置で正、格間中央で負の値になる。よって、アーチリブの格点間を直線として解析した結果の最大曲げモーメント（正）に対しては式(4.6)を加え、最小曲げモーメント（負）に対しては式(4.7)を加えればよい。

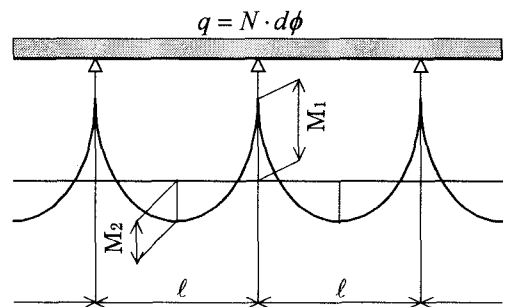


図 4.3 無限連続梁の曲げモーメント

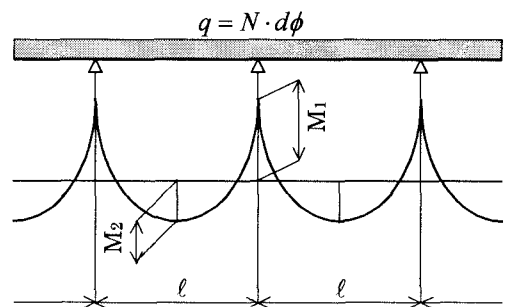


図 4.4 曲率半径 R とへだたり e の関係

(4) 床版のモデル化

RC床版の場合は補剛桁と合成させないのがほとんどであることから、面内解析ではRC床版の剛性は無視されるのが一般的である。一方、鋼床版の場合は、補剛桁と一体化させて主荷重に対して抵抗させるため、面内解析において考慮する必要がある。一般的には鋼床版の有効幅を考慮して補剛桁の剛性に付与されるが、この有効幅については補剛桁に作用する断面力の種類によって変化するので、厳密に扱おうとするとかなり面倒なものになる。また、下路式アーチ橋のアーチリブ起洪部などでは局所的なせん断遅れの影響で応力集中が起きるので、別途 FEM 解析を行って有効幅を仮定したりしている¹⁾。立体モデルを用いる場合の鋼床版の取り扱い方については、平面モデルの場合と同様に有効幅分の断面積と曲げ剛性だけを考慮する場合と、鋼床版のせん断剛性をも評価するためにトラス斜材を付加する場合²⁾とがある。しかし、いずれの場合も鋼床版の挙動を完全にモデル化できず、構造解析上の課題とされてきた。

一方、最近ではせん断場理論を適用して、鋼床版をせん断パネル要素でモデル化する方法³⁾が実用化されてきている。この方法のメリットは、離散的な梁部材と連続体である鋼床版とを組み合わせることで解析でき、結果として得られる梁部材の断面力には鋼床版のせん断遅れの影響が解析的に考慮される点にある。また、要素分割も FEM のように細かくする必要がなく、通常の骨組構造の分割程度で十分な精度が得られる。この方法によれば、設計者は鋼床版の有効幅に悩まされることなく断面設計が行えることになるので、こうした形式の解析法として有用である。

4.2.3 面外解析モデル

(1) モデル化の基本

下路式アーチ橋のように、アーチリブと補剛桁とが吊材のみで連結されている場合は、横荷重に対する相互の荷重伝達がほとんどないことから、図 4.5 のようにアーチリブ構面と補剛桁構面とをそれぞれ単独にモデル化して解析することが出来る。しかし、中路式アーチ橋や上路式アーチ橋のように支柱に対傾構が組まれて横荷重を伝達出来るような場合は、アーチリブ構面と補剛桁構面との間で横力の伝達が行われるので、そうした挙動を評価できるようなモデル化が必要である。

この時、補剛桁に床版の剛性を考慮するか否かで、補剛桁とアーチリブとの荷重分担率が変化する。床版の取り扱い方については、床版が補剛桁に直接載っている場合は考慮し、床組を介して間接的に支持されている場合は無視するといった判断基準もある。また、床版を考慮するケースとしないケースの両方を解析し、両者の断面力の大きいもので設計するなどの安全策が採られる場合⁴⁾もある。

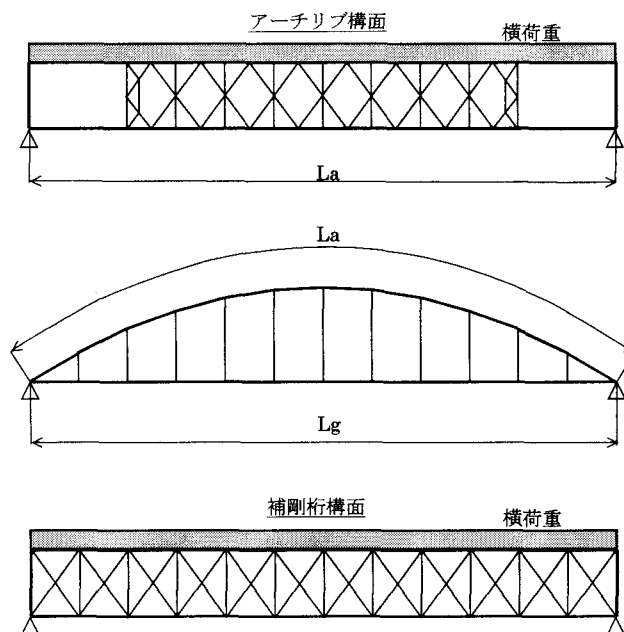


図 4.5 下路式アーチ橋の面外解析モデル

(2) 立体モデル

立体骨組構造としてモデル化するのが最も厳密であるが、この時床版のモデル化が問題となる。床版を考慮しない場合は補剛桁も含めて鋼部材をそのままモデル化できるが、床版のような版構造を骨組構造としてモデル化するのは非常に難しい。一つの方法として、補剛桁の断面積を床版の曲げ剛性分だけ大きくする方法もあるが、面外のせん断剛性の合わせ方や、解析結果を床版と鋼部材とにどのように分解するかなど問題もある。最近では、耐震設計において動的解析が頻繁に行われるが、このような場合は、床版と補剛桁を合わせて一本の梁部材としてモデル化するのが便利である。

(3) 面外格子モデル

立体骨組構造の代わりに、面外荷重に対して図 4.6 のような平面格子としてモデル化する場合もある。面外格子モデルの利点は、モデル化が簡単であること、床版を評価しやすいこと、立体解析と同等の精度が得られることなど多くあるが、適用上の制約や解析上の留意点も多い。以下に、面外格子モデルの留意点を示す。

①解析対象としては、支柱に対傾構が組まれた上路式アーチ橋に限られる。これは、支柱や吊材に対傾構が組まれていない形式のアーチ橋では、1本梁でモデル化したアーチリブに大きなねじり変形が生じて、通常の St.Venant のねじり剛性だけでは不安定になってしまうからである。アーチリブの梁にそりねじり剛性も考慮すれば解析可能であるが、実務レベルでの適用には限界がある。

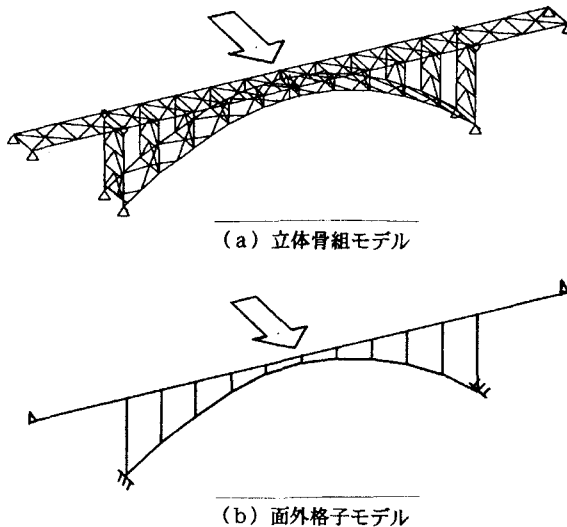


図 4.6 面外解析モデル

②横構や対傾構のせん断変形の影響を考慮しないと大きく異なる結果を与えることになるので、必ずせん断変形を考慮した解析を行わなければならない。具体的には、トラス組みされた横構や対傾構を等価なせん断剛性を持つ薄板に置き換えて、その断面積をせん断変形を考慮できる梁要素のせん断断面積とすればよい。トラス構造の換算板厚式⁸⁾は、表 4.1 のように与えられる。

表 4.1 トラス構造の換算板厚式

トラス構造	換算板厚式
	$\frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{d^3} \cdot A_d$
	$\frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{d^3} \cdot 2A_d$
	$\frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{2d^3} \cdot A_d$
	$\frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{d^3 + \frac{b}{A_v}} \cdot A_d$
	$\frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{2d^3 + \frac{b}{4A_v}} \cdot A_d$
	$\frac{E}{G} \cdot \frac{ab}{4d^3} \cdot A_d$

③面外格子モデルは、静的応力解析や振動解析には有効であるが、座屈解析への適用には限界がある。これは、面外格子モデルでは2本のアーチリブからなる構面を1本の梁に置き換えるため、アーチリブ全体の座屈は評価できるが、アーチリブ単独の格点間における座屈が評価できないためである。

4.2.4 幾何学的非線形性を考慮した解析法

(1) 活荷重による変位の影響

上路式アーチのように補剛桁に軸力が生じないアーチ橋では、活荷重による変位の影響により、微小変位理論によって求めた変位や断面力が増大する傾向がある。この幾何学的非線形性を考慮するには、有限変位理論によって解析しなければならないが、活荷重のような移動荷重に対して着目部材の断面力が最大となるような載荷状態を逐一考慮して解析することは実用上困難である。最近の研究^{4),5)}から、アーチ橋における幾何学的非線形性については、厳密な有限変位理論によらなくても、初期軸力による幾何剛性を考慮した線形化有限変位理論で精度的に十分であることが明らかにされている。初期軸力としては、死荷重と活荷重とによって生じる軸力を導入するが、この内、活荷重による軸力をどのように設定するかが問題となる。実際の活荷重の載荷状態に対応した発生軸力を導入するのが最も精度が高まるが、着目部材ごとに初期軸力を変えるのでは有限変位解析を行うよりも煩雑なことになってしまう。そこで、アーチ橋の特性を考慮し、精度上の問題のない値として活荷重によって生じる最大軸力の1/2を初期軸力とすればよい。これは、アーチ橋における幾何学的非線形性の影響はアーチリブや補剛桁の曲げモーメントに現れるが、この曲げモーメントを最大・最小とする活荷重の載荷状態は、アーチ径間部の橋軸方向に半載された状態、つまりアーチリブ軸力が最大軸力のほぼ1/2の状態であるためである。

具体的な解析手順は次のようになる。

①死荷重と活荷重によって生じる軸力（それぞれ N_D , N_L ）を微小変位理論によって求める。ここで、活荷重はアーチリブ軸力が最大となるように載荷するが、通常であれば図4.7に示すように、等分布活荷重 q_2 をアーチ支間部の全長に渡って載荷し、かつ等分布活荷重 q_1 をアーチ支間の中央に載荷すればよい。

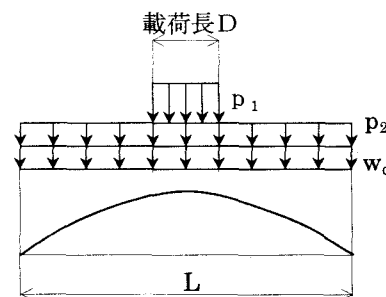


図4.7 活荷重の載荷状態

②アーチリブと吊材あるいは支材の初期軸力として、死荷重による軸力 N_D と活荷重による軸力 N_L の1/2、つまり $(N_D + N_L/2)$ を導入する。

③初期軸力を導入した構造系に対して、幾何剛性を考慮した線形化有限変位理論によって、影響線を算出し、活荷重に対する最大・最小断面力を求めればよい。

こうした方法は、吊橋の解析では一般的に行われている実績のある解析方法であり、通常解析手順をほとんど変えることなく幾何学的非線形性を考慮できる。しかし、吊橋の場合は、幾何学的非線形性が変位や断面力に対して安全側の結果を与えるのに対して、アーチ橋では逆に危険側の結果となるので注意しなければならない。つまり、上記の初期軸力の設定根拠が当てはまらないような特殊な形状のアーチ橋では、実際の曲げモーメント最大時の作用軸力を算出するなどして、慎重に初期軸力を設定する必要がある。

(2) 固有振動解析における初期軸力の影響

上路式アーチ橋の場合、固有振動数の解析にも初期軸力による幾何剛性が影響する。影響の度合いは、アーチ橋の諸元や振動モードによって異なるが、目安を付ける上では軸力を受ける梁の曲げ固有振動数の算出式が参考になる。両端ピン支持梁の固有振動数 f_{pin} は式(4.8)で表され、下線部が軸力の影響を示す項である。アーチリブの軸力 N_d は圧縮力で負となることから、軸力を考慮することによって固有振動数は小さくなり、固有周期は長くなる。

$$f_{pin} = \frac{n^2 \pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{EIg}{w}} \sqrt{1 + \frac{N_d \ell^2}{n^2 \pi^2 EI}} \quad (4.8)$$

ここで、 n : 振動次数

ℓ : 部材長 (アーチ支間長)

I : 断面2次モーメント

(補剛桁とアーチリブの合計)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

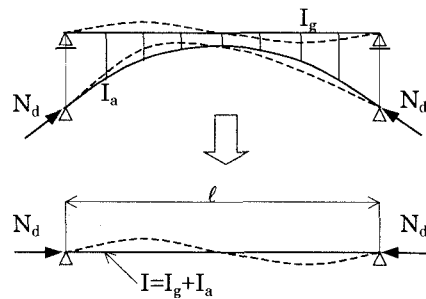
w : 単位長さ当たり質量

また、両端固定梁の固有振動数 f_{fx} は次式となる。

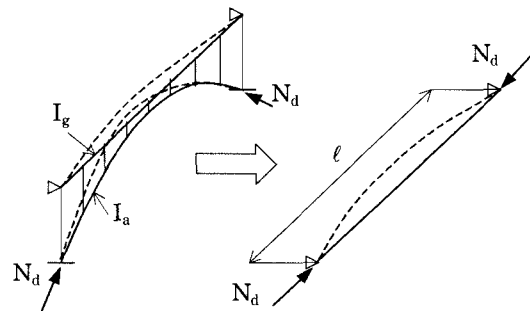
$$f_{fx} = f_{pm} \times \frac{4.73^2}{\pi^2} \quad (4.9)$$

アーチ橋を1本の梁にモデル化することは難しいが、最低次の振動モードについては大まかな見当をつけることが出来る。例えば、上路式アーチ橋において補剛桁の軸方向変位が拘束されていない場合の面内逆対称1次モードについては、補剛桁とアーチリブの断面2次モーメントを足して両端ピン支持梁と置き換えたものの2次モードとほぼ等しい。よって、この時の軸力の影響は、式(4.8)下線部の項を $n=2$ とすれば評価できる。また、アーチ橋の面外対称1次モードについては、補剛桁とアーチリブの支持条件を考慮すると、式(4.8)と式(4.9)の間と考えられるが、補剛桁の振動が支配的であることから両端ピン支持梁で近似できる。よって、面外振動に対する軸力の影響についても、式(4.8)下線部の項を $n=1$ とすれば評価できる。

式(4.8)による実橋の試算結果では、面内逆対称1次モードに対しては初期軸力の影響が大きく、固有振動数が10~30%小さくなる。これは支間長が大きくなるほど影響が大きくなる。一方、面外対称1次モードに対しては、面外の断面2次モーメントが大きくなることから、初期軸力の影響はほとんどないことがわかる。いずれにしても、死荷重による軸力を予め初期軸力として導入して解析すれば済むことであるので、耐震設計における動的解析においてもこうした幾何剛性を考慮した解析を行うのがよい。



(a)面内逆対称1次モード



(b)面外対称1次モード

図 4.8 上路式アーチ橋を軸力を受ける梁に置き換えたときの振動性状

4.3 座屈設計法

4.3.1 基本方針

アーチリブおよび圧縮軸力を受ける補剛桁は、面内座屈および面外座屈に対して 4.3.2 および 4.3.3 に示す有効座屈長を用いて、道示 4.3「軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」と同じ照査式(2.1)により設計する。式(2.1)における強軸および弱軸は、一般的なアーチ橋ではそれぞれ部材の水平軸および鉛直軸に相当する。つまり、強軸回りの諸定数は面内座屈に対するものであり、弱軸回りの諸定数は面外座屈に対するものである。

面内の曲げ応力度の算出に当たっては、4.2 で規定したアーチリブの曲がりの影響による付加曲げモーメントや幾何学的非線形性の影響を考慮した断面力を用いなければならない。

道路橋示方書においては、面外全体座屈や終局強度の照査を部材設計とは別に行うこととしていたが、これらについても式(2.1)を用いて同時に行うものとする。つまり、面外全体座屈については、4.3.3 に基づいて面外全体座屈の影響を考慮した有効座屈長を予め求めておいて部材設計を行う。また、終局強度の照査についても、終局時の断面力を用いて 4.3.2(2)に基づいて部材設計を行うことになるので、後戻りのない合理的な設計が可能となる。

4.3.2 面内座屈

(1) 有効座屈長

吊材あるいは支柱間隔を有効座屈長とする。この時、全体座屈については考慮しなくても良い。これは、下路式アーチ橋の場合は、補剛桁に生じる引張力がアーチの座屈に対して復元力を与えて弾性座屈荷重を非常に大きくするために全体座屈が生じないためである。一方、中路式や上路式アーチ橋で補剛桁に軸力が生じない形式では、アーチ軸力が最大となるように鉛直荷重を満載した時の「分岐座屈」よりも、曲げモーメントが最大となるように橋軸方向に偏載荷重を載荷した時の「屈服」現象の方が問題となる。よって、こうしたアーチ橋では、屈服による曲げモーメントの増加が面内の耐荷力を支配することから、4.2.4 で規定した幾何学的非線形性を考慮した断面力を用いて 4.3.1 に従って断面設計を行えばよい。

(2) 終局強度の照査

幾何学的非線形性を持つアーチ橋では、断面力と荷重との関係は線形とならないため、設計荷重時に 1.7 の安全率を持つということと、設計荷重の 1.7 倍の荷重に対して 1.0 の安全率を持つということは同じ意味にならない。よって、設計荷重の 1.7 倍の荷重に対する終局強度を確保しなければならない。

アーチ橋の終局強度を照査するためには、初期変形や残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析によらなければならないが、過大な労力がかかり実用的でない。そこで、これまでの研究^{9),10)}から、厳密な弾塑性有限変位解析による最高荷重と、弾性有限変位解析による応力が降伏点に達したときの荷重とがほぼ一致するという結果を基に、次の照査規定を適用する。つまり、設計荷重の 1.7 倍の荷重に対する幾何学的非線形性を考慮した作用応力度 σ_u が、安全率 1.0 の許容応力度以下であることを照査する。

1) 引張応力の場合

$$\sigma_{ut} + \sigma_{ubty} + \sigma_{ubtz} \leq 1.7\sigma_{ta} \quad (4.10)$$

2) 圧縮応力の場合

$$\sigma_{uc} + \sigma_{ubcy} + \sigma_{ubcz} \leq 1.7\sigma_{cal} \quad (4.11)$$

ここに、

σ_{ut} , σ_{uc} : それぞれ照査する断面に作用する軸力による引張および圧縮応力度

σ_{ubty} , σ_{ubtz} : それぞれ橋軸および弱軸回りに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度

σ_{ubcy} , σ_{ubcz} : それぞれ橋軸および弱軸回りに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度

σ_{ta} : 道示・表-3.2.1 に示す許容軸方向引張応力度

σ_{cal} : 道示表-4.2.2, 表-4.2.3 および表-4.2.5 に示す局部座屈に対する許容応力度

終局時の荷重としては、幾何学的非線形性が活荷重の偏半荷重の状態でも大きいことから、「死荷重+活荷重」の荷重ケースのみを考慮すればよい。また、終局時の作用断面力を求める方法としては、4.2.4 で示した線形化有限変位理論によればよい。この時、導入する初期軸力としては、設計荷重時の軸力の 1.7 倍したものとなる。

4.3.3 面外座屈

(1) 有効座屈長

アーチリブ軸線長 L とアーチリブ間隔 B との比率が $L/B < 15$ 程度の寸胴で、かつ十分な横構と横支材を備えたアーチ橋では、面外座屈に対する有効座屈長を横支材間隔として良い。道路橋示方書では、 L/B の目安を 20 としているが、この違いについては(2)d)にて説明する。 $L/B > 15$ の場合は、面外に全体座屈する可能性があるため、立体骨組モデルによる弾性固有値解析を行い、その座屈軸力 N_{cr} から有効座屈長 ℓ_e を求めるものとする¹⁾。

$$\ell_e = \pi \sqrt{EI/N_{cr}} \quad (4.12)$$

ここで、 E : ヤング係数

I : 着目断面の鉛直軸回りの断面二次モーメント

弾性固有値解析の荷重としては死荷重と活荷重を考慮し、活荷重はアーチリブ軸力が最大となるように載荷する。この時の活荷重は、着目断面ごとに変化させる必要はなく、通常であれば図 4.7 に示す載荷状態でよい。

アーチリブの面外座屈の形態としては、図 4.9 に示すような局部座屈と全体座屈が考えられる。 L/B が小さく十分な横構が配置されている場合は、アーチリブは横支材間で局部的に座屈するが、 L/B が大きくなると全体座屈が先行する可能性

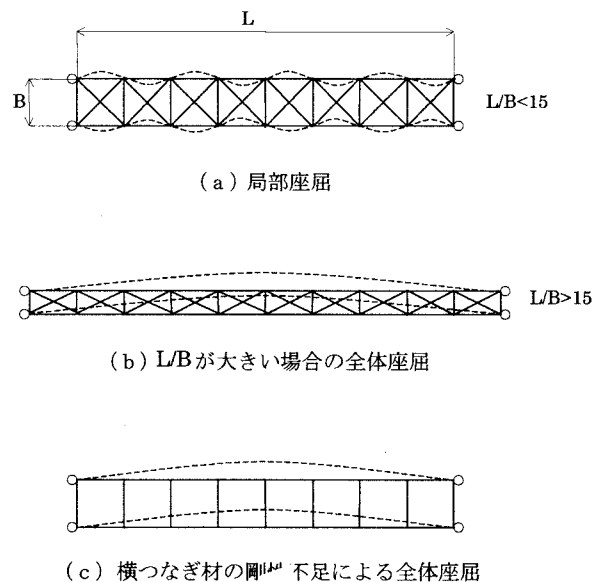


図 4.9 アーチリブの面外座屈の形態

がある。また、 L/B が小さくても横構の剛性が不十分であったり横支材のみのラーメン形式で剛性が不足している場合についても全体座屈が生じる可能性がある。

こうした局部座屈や全体座屈については、立体骨組モデルの弾性固有値解析を行うことによって、補剛桁や吊材あるいは支柱の影響も考慮して厳密に評価することができる。この弾性固有値解析から有効座屈長を求める方法によると、有効座屈長には全体座屈の影響も含まれているので、部材設計後に全体座屈の照査を行わなくてもよいというメリットがある。

しかし、下路式や中路式アーチのように橋門構がある形式では、面外座屈強度が橋門構部分で決まり、他の部材もこの時の座屈軸力から求めた有効座屈長を用いて設計しなければならないことになる。よって、橋門構部分も含めてアーチリブの横つなぎ材の剛性は全長に渡って出来るだけ均等になるようにするのがよい。具体的な横構や横支材などの横つなぎ材の必要剛性については、4.4 で記述する。

(2) 近似計算法

a) 組立柱としてのモデル化

面外座屈に対する座屈軸力を求める方法として、次のような近似計算法¹²⁾が適用できる。これは、図 4.10 に示すように 2 本のアーチリブと横構や横支材からなるアーチリブ構面を取り出して平面に展開して、これをせん断変形を考慮した組立柱に置き換えて座屈強度を算出するものである。両端の支持条件を固定としているので、せん断変形の影響がない場合の組立柱の有効座屈長は $L/2$ となるが、せん断変形を考慮することによりこれよりも長い値となる。アーチリブ構面のせん断剛性を GA_w とすると、組立柱の座屈荷重 P_{cr} は次のように求められる。

$$P_{cr} = P_{cr0} \frac{1}{1 + \frac{P_{cr0}}{GA_w}} \quad (4.13)$$

$$P_{cr0} = \frac{\pi^2 EI_g}{(L/2)^2} \quad (4.14)$$

$$I_g = 2I_0 + \frac{A_0 B^2}{2} \approx \frac{A_0 B^2}{2} \quad (4.15)$$

ここで、 P_{cr0} : せん断変形を考慮しない
 両端固定柱の座屈荷重
 I_g : 組立柱の断面二次モーメント
 I_0 : 片側アーチリブの鉛直軸回り
 の断面二次モーメント
 A_0 : 片側アーチリブの断面積

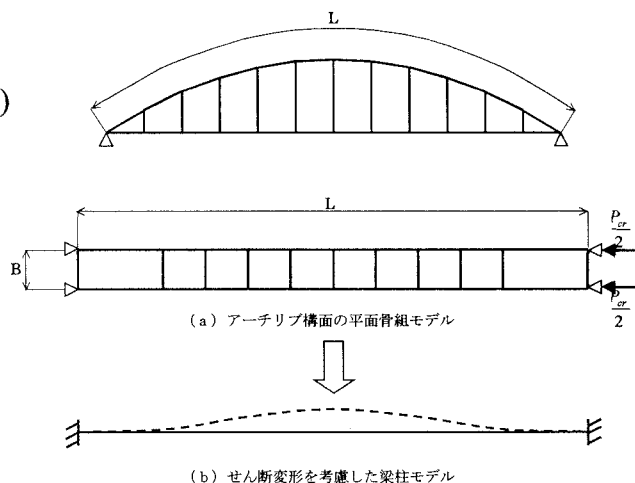


図 4.10 アーチリブ構面の面外座屈モデル

b) アーチリブ構面のせん断剛性

せん断断面積 A_w は、横構や横支材が持つせん断剛性と等価なせん断剛性を持つ薄板に換算した場合の薄板の断面積である。横構が設けられている場合は表 4.1 の換算板厚式からせん断断面積が求められるが、横構がない横支材のみのラーメン形式の場合についても、次のように求めることができる。

まず、図 4.11 のように組立柱の 1 パネルに着目してせん断断面積を求める。この矩形ラーメンに横力 P が作用したときの左側の門型ラーメンのたわみは次式となる。

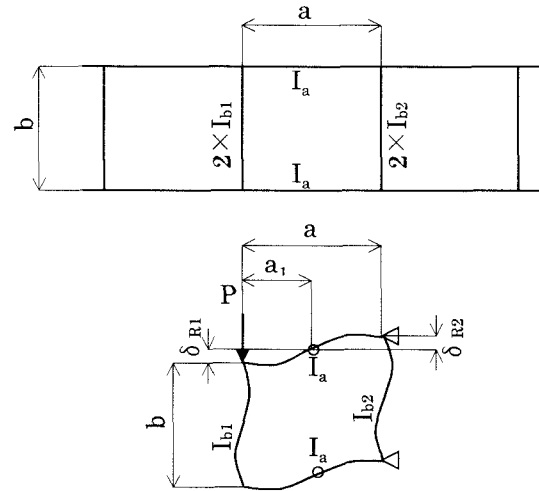


図 4.11 ラーメン形式組立柱のせん断変形

$$\delta_{R1} = \frac{P}{2} \left(\frac{a_1^3}{3EI_a} + \frac{a_1^2 b}{6EI_{b1}} \right) \quad (4.16)$$

これと片持ち梁のせん断変形によるたわみ

$$\delta_{B1} = \frac{Pa_1}{GA_{w1}} \quad (4.17)$$

とが等しいという条件より、せん断断面積が次のように求められる。

$$A_{w1} = \frac{12E}{G \left(\frac{a_1 b}{I_{b1}} + \frac{2a_1^2}{I_a} \right)} \quad (4.18)$$

a_1 は、せん断座屈時のヒンジ位置を示しており、左右の門型ラーメンの座屈荷重が等しくなるように求める必要がある。ここで、式(4.13)を基本に考えると、ラーメン形式の組立柱のせん断剛性は非常に小さく $GA_w \ll P_{\alpha 0}$ となるので、 $P_{\alpha} \doteq GA_w$ とする近似が成り立つ。この関係を利用して左右の門型ラーメンのせん断剛性 GA_{w1} と GA_{w2} とが等しいとする条件より、 a_1 が次のように求められる。

$$a_1 = \frac{abI_a I_{b1} + 2a^2 I_{b1} I_{b2}}{bI_a(I_{b1} + I_{b2}) + 4aI_{b1} I_{b2}} \quad (4.19)$$

特に $I_{b1} = I_{b2}$ のとき、式(4.19)は $a_1 = a/2$ となるので、式(4.18)は次のようになる。

$$A_w = \frac{12E}{G \left(\frac{ab}{2I_b} + \frac{a^2}{2I_a} \right)} \quad (4.20)$$

アーチリブ構面のせん断剛性が組立柱の座屈荷重に与える影響は、図 4.12 のように表せる。これは、式 (4.13) を P_{cr0} で割って無次元化したもので、横軸のパラメーターとしては $\alpha = P_{cr0}/GA_w$ をとっている。実橋における α の値は、横構形式で 0.8~3 程度、ラーメン形式では 10 以上となるので、せん断変形を考慮した座屈荷重 P_{cr} は、考慮しない座屈荷重 P_{cr0} に対して、横構形式では 0.5~0.3 程度、ラーメン形式では 0.1 以下まで減少することがわかる。

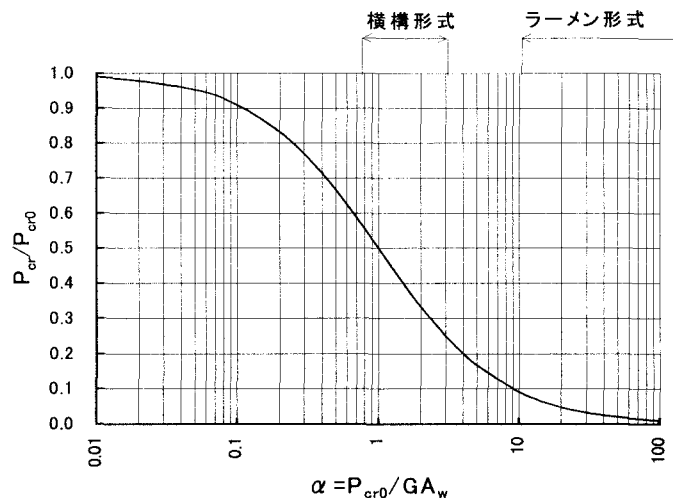


図 4.12 アーチリブ構面のせん断剛性が座屈荷重に与える影響

c) アーチ橋全体としての立体的挙動の補正

アーチリブ構面単独の座屈荷重は式(4.13)によりかなり正確に求められるが、アーチ橋全体の座屈荷重は補剛桁や吊材あるいは支柱などの影響を受けるので簡単に求めることは出来ない。道路橋示方書では、上路式、中路式、下路式など荷重作用位置の違いに対して表 4.2 に示す ϕ なる係数を有効座屈長に掛けることで補正しているが、これには補剛桁や吊材の面外剛性の影響は含まれていない。いくつかの実橋において、アーチリブ単独の座屈荷重とアーチ橋全体の座屈荷重との関係を、この係数 ϕ で表すと表 4.2 のようになる。道路橋示方書の値は実際よりも、下路式では危険側の場合があり、上路式では安全側すぎる傾向があるようである。

表 4.2 荷重作用位置の補正係数 ϕ

	道路橋示方書*	実橋の例	推奨値
下路式	0.65	0.6~0.85	0.8
上路式	1.45	1.0~1.05	1.1
中路式	1.0	0.6~0.7	1.0

* $k=1$ とした場合

ここで、アーチ橋の立体的挙動を係数 ϕ の推奨値で補正するものとする、組立柱としての有効座屈長は次のようになる。

$$l_{ge} = \phi \cdot l_{ge,2D} \quad (4.21)$$

$$l_{ge,2D} = \pi \sqrt{EI_g/P_{cr}} \quad (4.22)$$

また、アーチリブ単材に対する有効座屈長は、 $P_{cr} = 2N_{cr}$ の関係から次式で求められる。

$$l_{0e} = \phi \cdot l_{0e,2D} \quad (4.23)$$

$$l_{0e,2D} = \pi \sqrt{EI_0/N_{cr}} \quad (4.24)$$

組立柱の有効座屈長とアーチリブ単材の有効座屈長とは、異なるものとなるが、許容軸圧縮応力度を求めるために必要な細長比は、いずれの場合も次のようになり一致することがわかる。

$$\frac{l_{ge}}{r_g} = \frac{l_{0e}}{r_0} = \phi \cdot \pi \sqrt{\frac{EA_0}{N_{cr}}} \quad (4.25)$$

ここで、 r_g : 組立柱の断面二次半径

r_0 : アーチリブ単材の断面二次半径

d) 全体座屈と L/B との関係

全体座屈の一つの目安として用いている $L/B < 15$ であるが、上述の近似計算法をもとに、ある程度根拠付けすることができる。

まず、アーチリブ構面のせん断変形を無視すると組立柱の有効座屈長は、両端固定の条件より、

$$l_{ge} = L/2 \tag{4.26}$$

となる。組立柱の断面二次半径は、

$$r_g = \sqrt{\frac{I_g}{2A_0}} = \sqrt{\frac{A_0 B^2 / 2}{2A_0}} = \frac{B}{2} \tag{4.27}$$

となるので、組立柱の細長比は次のようになる。

$$\frac{l_{ge}}{r_g} = \frac{L/2}{B/2} = \frac{L}{B} \tag{4.28}$$

つまり、アーチリブ構面のせん断変形を無視した場合、細長比 l_{ge}/r_g と L/B とは等しくなることがわかる。一方、アーチリブ構面のせん断変形や、上路式アーチ橋における立体的挙動を考慮すると、座屈荷重は半分以下に減少するので、細長比は L/B の 1.5~2 倍程度の値となる。よって、 $L/B < 15$ の制限を設けておけば、細長比は 20~30 となる。この程度の細長比であれば、アーチリブ単材の格点間の細長比と大差ないので、面外の全体座屈が先行する恐れが少ないと言える。

4.4 構造設計

4.4.1 横構の設計

(1) 横構形式

アーチ橋の横構の組み方としては、主に図 4.13 のような形式があり、補剛桁とアーチリブ、主構間隔と格間長との関係などから使い分けている。ダブルワーレントラスは補剛桁によく用いられるが、圧縮部材は細長比の関係から不利となることから引張部材だけを有効として設計される場合が多い。ひし形トラスは、アーチリブに用いられることが多く斜材長が小さくできる利点がある。Kトラスは、格間長に比べて主構間隔が広い場合に用いられる。最近では、斜材を省略して横支材に曲げ剛性を与えたラーメン形式も増えている。しかし、ラーメン形式は、トラス形式に比べて横剛性を確保す

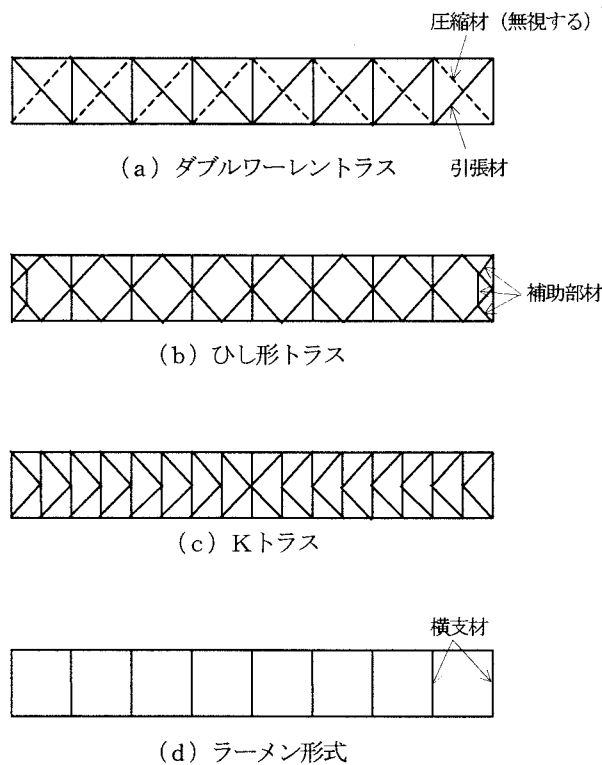


図 4.13 横構形式

るのが難しいので、下路式アーチ橋のアーチリブに限定して適用するのがよい。

(2) アーチリブ横構のアーチ面外座屈に対する設計

横構は、横荷重に対する強度を確保する以外に、対傾構や橋門構と協同して橋の立体的剛性や座屈強度を高める働きがある。この剛性を確保するための方策として、トラス橋では左右弦材に作用する最大圧縮力の合計の1%に相当する格間せん断力による部材力でも横構を設計している。これは、径間中央部で横荷重によって設計された横構断面が小さくなりすぎるのを防ぐ目的がある。アーチ橋でもこうした照査を行う場合もあるが、アーチリブの面外座屈を防ぐための必要剛性といった観点からは明確な指標とはなっていない。

そこで、アーチリブの面外座屈と横構の剛性との関係を、4.3.3で示した近似計算法をもとに整理する。これによると、横構断面積を大きくすれば、アーチリブ構面の組立柱としてのせん断剛性が増

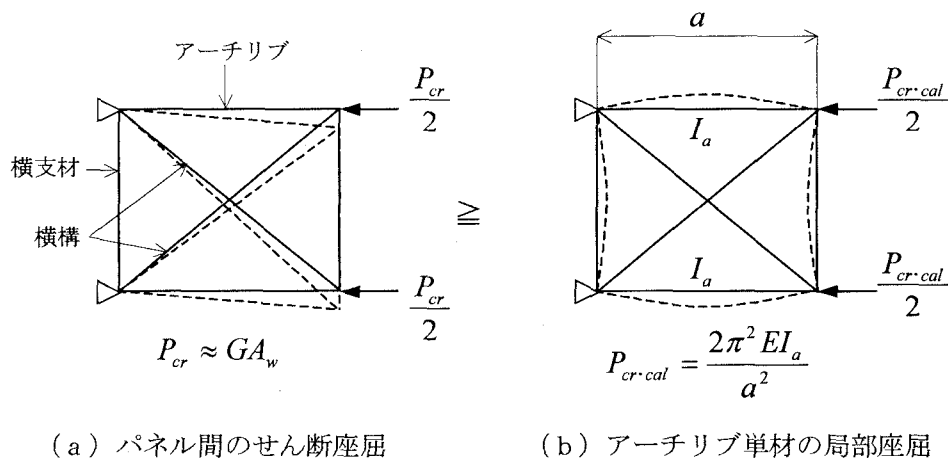


図 4.14 パネル間のせん断座屈とアーチリブ単材の局部座屈

大するので、式(4.13)や図 4.12 からわかるように組立柱の座屈荷重は増大する。目標としては、アーチリブが図 4.9 に示す全体座屈でなく局部座屈するようにし、アーチリブ単材の有効座屈長が格間長となるようにせん断剛性を確保することである。しかし、L/B が大きなアーチ橋では、せん断変形を考慮しない座屈荷重 P_{cr0} 自体が小さいので、いくら横構断面を大きくしても全体座屈が先行するのを避けることが出来ない。そこで、横構を設計する一つの指標として、各パネル間でのせん断座屈荷重が、アーチリブ単材の格間長を有効座屈長とする局部座屈荷重 $P_{cr.cal}$ を下回らないように横構断面を設計することを提案する。これは、全体座屈についてはアーチ橋の全体形状によって避けられない面があるが、少なくともパネル間のせん断座屈については、横構の補強によって防ぐことが出来るからである。

パネル間のせん断座屈荷重 P_{cr} については、 $P_{cr} \approx GA_w$ と近似できるので、図 4.14 に示すように、これがアーチリブ単材の局部座屈荷重 $P_{cr.cal}$ よりも大きければよい。つまり、

$$GA_w \geq P_{cr.cal} = \frac{2\pi^2 EI_a}{a^2} \quad (4.29)$$

となる。ここで、 I_a はアーチリブ単材の面外断面 2 次モーメントであり、 A_w はアーチリブ構面を等価なせん断剛性を持つ薄板に置き換えた場合の断面積で、表 4.1 の換算板厚に主構幅 b を掛ければよい。

例えば、アーチリブの横構として最も一般的なひし形形式 (図 4.15) の場合、横構の必要断面積は次式で与えられる。

$$A_{d.req} \geq \frac{8\pi^2 I_a d^3}{a^3 b^2} \quad (4.30)$$

この必要断面積は、通常の横力に対して設計された横構断面積でほぼ満足される程度のもとなっている。所で、図 4.15 のひし形形式の横構の場合、アーチリブの面外座屈に対する固定点として横構取り付け点も有効として有効座屈長を横支材間隔の半分とする場合がある。しかし、このためには式(4.29)の関係からもわかるように、横構断面積を式(4.30)の4倍としなければならない。こうした値は、通常のアーチ橋では満足されるものではなく、横構のみの取り付け点をアーチリブの面外座屈に対する固定点とするのは好ましくない。

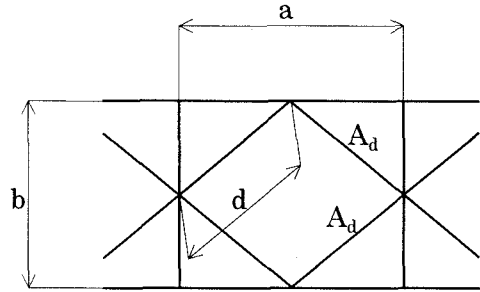


図 4.15 ひし形形式の横構

(3) ラーメン形式横支材のアーチ面外座屈に対する設計

トラス形式の横構の考え方をラーメン形式の横支材の設計にも適用できる。つまり、アーチリブのパネル間でのせん断座屈荷重が、アーチリブ単材の格間長を有効座屈長とする局部座屈荷重 $P_{cr.cal}$ を下回らないように横支材を設計することである。

$$GA_w = \frac{12E}{\left(\frac{ab}{2I_b} + \frac{a^2}{2I_a}\right)} \geq P_{cr.cal} = \frac{2\pi^2 EI_a}{a^2} \quad (4.31)$$

$$I_{b.req} \geq \frac{bI_a}{\left(\frac{12}{\pi^2} - 1\right)a} = 4.63 \frac{b}{a} I_a \quad (4.32)$$

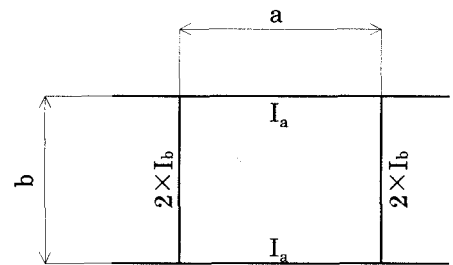


図 4.16 ラーメン形式

式(4.29)を図 4.16 のラーメン形式に当てはめると、横支材の必要断面 2 次モーメント $I_{b.req}$ は式(4.31)より式(4.32)で求められる。

ここで、 I_b は実際の横支材の断面 2 次モーメントの 1/2 であるから、本来はこの 2 倍の大きさが必要となる。仮にパネルの縦横寸法が等しいとすると、横支材の断面 2 次モーメントはアーチリブの 9 倍以上の大きさが必要ということになり、式(4.32)を満足させるのは現実的には難しいといえる。4.3.3 で示したように下路式アーチなどで吊材の復元力が期待できる場合は、アーチ橋全体としての座屈荷重が増加するので、横支材間隔をアーチリブの有効座屈長と出来る可能性もあるが、一般的には、有効座屈長を横支材間隔よりも長く設定するのがよいと思われる。そこで、式(4.31)のアーチリブ単材の有効座屈長を l_e として横支材の必要断面 2 次モーメントを求めると次式となる。

$$I_{b, req} \geq \frac{abI_a}{\frac{12}{\pi^2} \ell_e^2 - a^2} \quad (4.33)$$

これより、例えばアーチリブ単材の有効座屈長を $\ell_e = 1.5a$ とすると、式(4.32)の係数 4.63 は 0.58 までに急減するので、現実的な横構支材の設計が可能になる。

アーチリブの面外座屈に対する有効座屈長は、4.3.3 に示した弾性固有値解析や組立柱としての近似計算法によらなければならないが、ラーメン形式の横支材の間隔や剛性との関係を予めこのような方法で確認して設計するのがよいと思われる。

(4) 主構の軸方向変位にともなう横構の協同作用

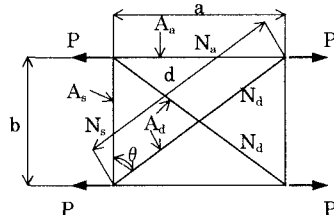
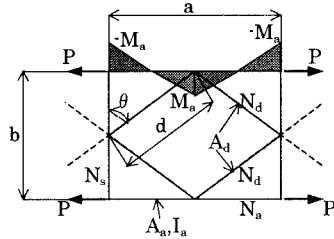
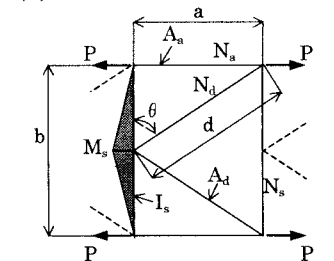
アーチ橋に限らず、主構部材の長さの変化にともなう、横構には付加的な軸力が生じる。この主構と横構との協同作用は、横構形式によって影響の度合いが異なり、主構や横構の断面設計に影響を与える場合もある。こうした協同作用の影響については、立体骨組解析において忠実なモデル化を行えば正確に評価できるが、一般的には主構と横構とは別々の平面モデルを用いて解析され、相互の部材相関については配慮されない場合が多い。

そこで、主構と横構との協同作用の影響を評価するために、表 4.3 に付加部材力算出式²²⁾を示す。この算出式は、代表的な3つの横構形式に対して、横構軸力だけでなく、主構軸力の減少量や付加曲げモーメント、支材軸力なども算出できるものとなっている。特に、支材や支間中央部の横構などは、横荷重による部材力も小さく、小さな断面になりがちであるので、こうした主構との協同作用による軸力を考慮して設計するのがよい。次に、それぞれの横構形式の特徴を簡単に述べる。

a) ダブルワーレントラス

最も横構による拘束度合いが強くなる形式であるが、主構や支材に付加曲げモーメントが生じないという利点もある。表 4.3 に示す式は、支材の弾性変形の影響も考慮できるものとなっているので、実際の使用に当たっては、横構パネルが前後に連続していることに注意しなければならない。つまり、

表 4.3 主構の軸方向変位にともなう付加部材力

横構形式	付加部材力
(a)ダブルワーレントラス 	$N_d = \frac{P}{\frac{A_a d^2}{A_d a^2} + \frac{A_a b^3}{A_d a^2 d} + \frac{a}{d}}$ $N_a = P - N_d \sin \theta$ $N_s = -N_d \cos \theta$
(b)ひし形トラス 	$N_d = \frac{P}{\frac{4A_a d^2}{A_d a^2} + \frac{A_a b^3}{96I_a d} + \frac{a}{2d}}$ $N_a = P - N_d \sin \theta$ $N_s = -N_d \cos \theta$ $M_a = \frac{aN_d \cos \theta}{4}$
(c)Kトラス 	$N_d = \frac{P}{\frac{A_a d^2}{A_d a^2} + \frac{A_a b^3}{24I_s d} + 1}$ $N_a = P - N_d \sin \theta$ $N_s = -N_d \cos \theta$ $M_s = \frac{bN_d \sin \theta}{2}$
<p>A_s, A_d, A_s : 主構、横構、支材の断面積 N_a, N_d, N_s : 主構、横構、支材の軸力 I_a, I_s : 主構、支材の断面2次モーメント M_a, M_s : 主構、支材の曲げモーメント</p>	

支材断面積を実際の1/2として計算し、支材軸力は前後のパネルでの算出結果を合計する必要がある。

b) ひし形トラス

アーチリブでの使用例が多く、一般的には横構による拘束度合いは少ない形式であるとされている。しかし、主構の面外曲げ剛性の大きさによってはダブルワーレン形式に近い付加応力度が生じる場合がある。ひし形形式では、横構に付加軸力が生じるとともに、主構に面外曲げモーメントが発生するので注意しなければならない。

c) Kトラス

Kトラスは、支材が曲げ変形することによって横構には付加軸力が生じにくい形式となっている。支材の曲げ剛性を考慮しても、通常の場合は、付加部材力は無視しうる程度のもとなる。しかし、Kトラスは支間中央に対して対称にK組みされるので、中央部にダブルワーレントラスが形成されると、この部分だけ付加軸力が増大する。また、中央部をひし形に組んだ場合は、端部の横構の付加軸力が増大することとなる¹³⁾。

4.4.2 主構と床組との協同作用

(1) 概要

下路式アーチ橋では、補剛桁の伸び変形に対して床組が抵抗するといった主構と床組との協同作用の影響が常に問題となる。具体的には図4.17に示すように、補剛桁の軸力が減少する一方で、縦桁には軸力が生じ、横桁は面外曲げを受けるといった現象で、実際に端横桁が補剛桁に取り付く箇所に亀裂が発生した事例も報告されている¹⁴⁾¹⁶⁾。最近の下路式アーチ橋の設計では、床組も含めた立体骨組解析を行ったり、補剛桁と床組を取り出した平面骨組構造を解析することによって、こうした協同作用の影響を考慮しているが、明確な設計方針を持った設計はなされていない。

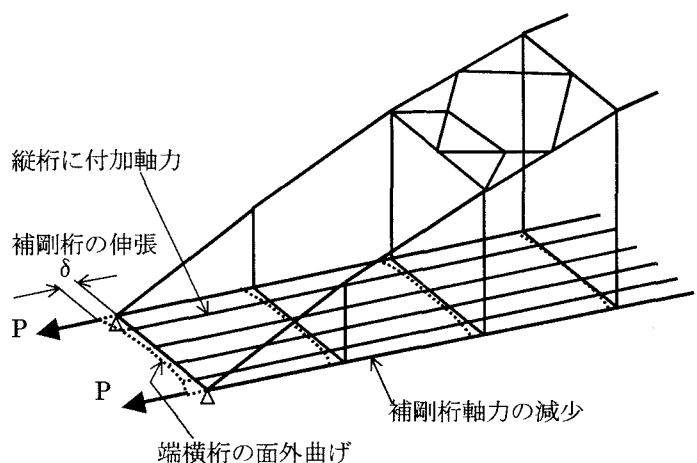


図 4.17 主構と床組との協同作用

主構と床組との協同作用については、以前からいくつかの研究がある。古くには Bleich¹⁷⁾が2主桁で床組を有する鉄道橋について、横桁に働く面外曲げ応力度の簡易算出方法を示している。これは、主桁フランジの直応力度を橋軸方向に一定とし、縦桁の伸び変形や床組の協同作用による主桁応力度の減少は無視するなどの簡略化を行ったものである。また、類似の計算式が鉄道橋の設計基準¹⁸⁾にも示されている。そこでは、トラス橋も対象とすることから、横桁間隔ごとに弦材応力度が変化することや、縦桁の伸び変形も考慮されている。しかし、いずれの場合も横桁と主構との結合条件はピン結合となっており、実際に損傷を受けているこの部分での曲げ応力度を評価できるものとはなっていない。

こうした協同作用の影響を解析的に検討した研究としては、文献 15,19,20,21)などが挙げられる。児嶋・成岡¹⁹⁾および荒井・深谷²⁰⁾は下路式トラス橋を対象とし、日比野・西村²¹⁾および大倉¹⁵⁾らは下路式のランガー桁橋を対象としている。いずれも、端横桁に降伏点に近い面外曲げ応力度が発生することや、縦桁にも無視しがたい軸方向応力度が生じることが報告されている。また、文献 20,21)には、次に示すような付加応力度の軽減策についても述べられている。

- ①支間部に伸縮装置を設けて縦桁を断続させる。
- ②架設時において、縦桁と横桁との連結時期を出来るだけ遅らせて、死荷重による付加応力度を軽減させる。
- ③主構と外縦桁との間隔を広げる。もしくは横桁のフランジ幅を小さく抑えることにより、水平面内の剛性を柔らかくする。

しかし、これらの対策の内、①については、走行性や防音の問題があるだけでなく、将来の維持管理上の弱点となりかねない。②についても、鋼重分の変位は逃がすことが出来るが、比率の大きい床版分については現場でのコンクリート打設時期とのかね合いから対応が難しい。また、③の床組による拘束を柔らかくする方法は、これまでに床組の剛性と付加応力度との関係についての研究が無く、その有効性に関する明確な根拠は示されておらず、検討の余地が残されている。

ここでは、床組の剛性、特に端横桁の面外曲げ剛性と付加応力度との関係を明らかにするために、Bleich の簡易計算式を改良した新たな計算式²²⁾を示す。また、文献 22)における検討結果の一部についても紹介する。

(2) 協同作用の簡易計算式

主構と床組との協同作用の影響を評価するための簡易計算式としては、Bleich の式がある。しかし、Bleich の式では、主構と横桁との結合条件をピン結合と仮定しているために、実際の端横桁の応力状態を評価できていない。そこで、下路式アーチ系橋梁の特徴も踏まえた上で、図 4.18 のような簡略化した条件で簡易計算式が考案されている。具体的には次のような仮定を設けている。

- 1) 中間横桁による荷重伝達は無視し、端横桁においてのみ主構からの荷重が縦桁に伝達されるものとする。この仮定は、端横桁の面外曲げ剛性が中間横桁の面外曲げ剛性に比べて格段に大きい場合に成り立つ。

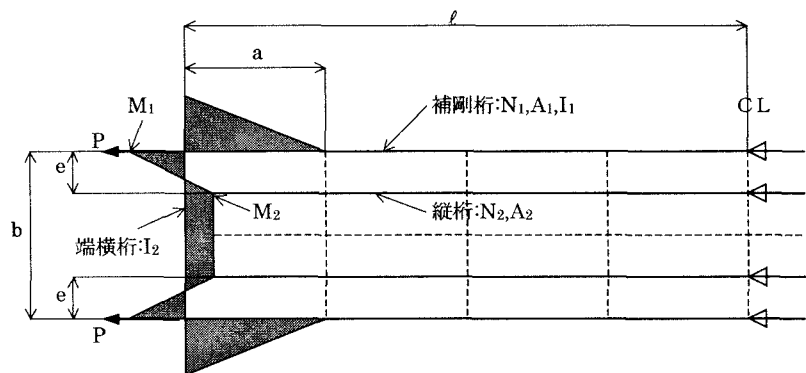


図 4.18 床組の協同作用の簡易計算モデル

- 2) 縦桁は外側の 2 本のみとし、中間の縦桁の存在は無視する。この仮定は、端横桁の曲げ剛性が小さい場合は成り立つが、端横桁の曲げ剛性が大きくなると中間縦桁も荷重を受け持つので、端横桁の曲げモーメントに着目した場合は危険側の仮定となっている。
- 3) 補剛桁と端横桁との結合条件は剛結合とし、補剛桁の曲げモーメントの分布形状は図 4.18 に示すように次の中間横桁位置で 0 となるように仮定する。この曲げモーメントの形状は実際とは多少異なるが、計算を簡略化するためのものである。

以上の仮定のもとに、縦桁の軸力 N_2 と端横桁の面外曲げモーメント M_1 , M_2 の算出式を導くと次式のようなになる。

$$N_2 = \frac{P}{1 + \frac{A_1}{A_2} + \frac{e^2(6eb - 9e^2 + 6kb^2 - 8keb)A_1}{6I_2bl(2k + 3)}} \quad (4.34)$$

$$M_1 = \frac{-3N_2e(b - e)}{b(2k + 3)} \quad (4.35)$$

$$M_2 = \frac{N_2e(3e + 2kb)}{b(2k + 3)} \quad (4.36)$$

ここで、

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{a}{b}$$

P : 床組との協同作用を考慮しない補剛桁の設計軸力

N_1 : 補剛桁の軸力 ($N_1 = P - N_2$)

A_1 , A_2 : 補剛桁および縦桁の断面積

I_1 : 補剛桁の鉛直軸回り断面二次モーメント (補剛桁とアーチリブの断面二次モーメントを合計する。)

I_2 : 端横桁の鉛直軸回り断面二次モーメント

ℓ : 補剛桁と縦桁の伸張長で、支間長の 1/2 とする。

a : 端部での横桁間隔

b : 主構間隔

e : 補剛桁と縦桁との間隔

式(4.34)の分母第2項は、縦桁の伸び剛性の影響を表し、分母第3項は、端横桁のたわみ剛性の影響を表している。この分母第3項は、補剛桁の剛性を評価するために複雑なものとなったが、この補剛桁による支持条件を理想化すると単純化されたものとなる。例えば、端横桁が両端固定の条件で支持されているとすると、 $k=0$ となるので縦桁軸力は次式となる。

$$N_2 = \frac{P}{1 + \frac{A_1}{A_2} + \frac{e^3(2b - 3e)A_1}{6I_2bl}} \quad (4.37)$$

また、端横桁が両端ピンの条件で支持されているとすると $k=\infty$ となり、縦桁軸力は次式となる。

$$N_2 = \frac{P}{1 + \frac{A_1}{A_2} + \frac{e^2(3b - 4e)A_1}{6I_2\ell}} \quad (4.38)$$

式(4.38)の分母第3項は Bleich の式と一致している。また、Bleich の式では、縦桁の伸びを無視しているので分母第2項はないものとなっている。

(3) 簡易計算式による考察

簡易計算式(4.34)～(4.36)を用いると、立体解析や床組平面モデルによる解析を行わなくとも、主構と床組との協同作用の影響を事前に推定することができる。特に、端横桁の面外剛性については、協

同作用によって生じる面外曲げモーメントによって決定しなければならないので、事前にその特性を評価できるメリットは大きい。ここでは、文献 22)において、ある下路式ローゼ桁橋を対象としてこの簡易計算式を用いて行った検討結果を要約して次に示す。

a) 縦桁軸力と付加応力度

端横桁の断面二次モーメントを変化させた場合の縦桁軸力は図 4.19 のように変化する。図中の縦軸には、縦桁と補剛桁の軸力比 (N_2/P) と、その応力度比 (σ_2/σ) をとっている。ここで、 $\sigma_2=N_2/A_2$ 、 $\sigma=P/A_1$ である。端横桁の断面二次モーメントが増大するにしたがって、補剛桁軸力(応力度)に対する縦桁軸力(応力度)比率は増加するが、それには上限があることがわかる。軸力比であれば $A_2/(A_1+A_2)=0.22$ 、応力比であれば $A_1/(A_1+A_2)=0.78$ が上限となり、十分に断面設計可能である。また、縦桁軸力の増大に対しては、断面積を大きくして応力度を下げよりも、材質アップして対処するほうが有効である。

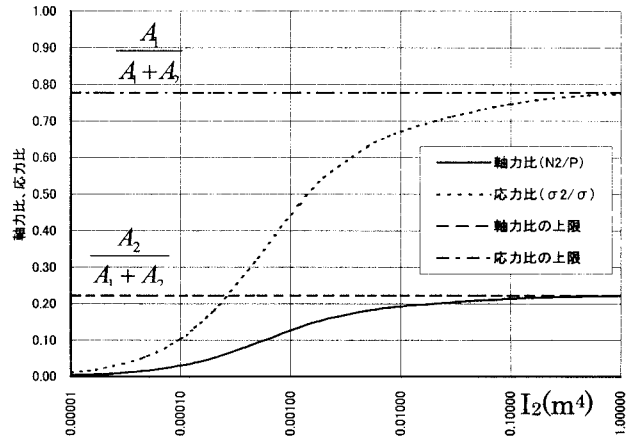


図 4.19 縦桁軸力と応力度の変化

b) 端横桁の面外曲げモーメントと曲げ応力度

端横桁の断面二次モーメントを変化させた場合の端横桁の面外曲げモーメントは、図 4.20 のように変化する。縦桁位置の曲げモーメント M_2 は単純に増加するが、補剛桁取り付け位置の曲げモーメント M_1 は、断面二次モーメントがある値の所で最大となり、それ以降は減少していく傾向がある。この理由は、端横桁の曲げモーメント分布形状は補剛桁と縦桁との剛度の比率 k によって決まるためである。つまり、端横桁の剛性が補剛桁の剛性に比べて格段に大きくなると、補剛桁による拘束効果が小さくなり、端横桁が両端ピン支持の状態に近くなるために、この位置での曲げモーメントが減少するものである。

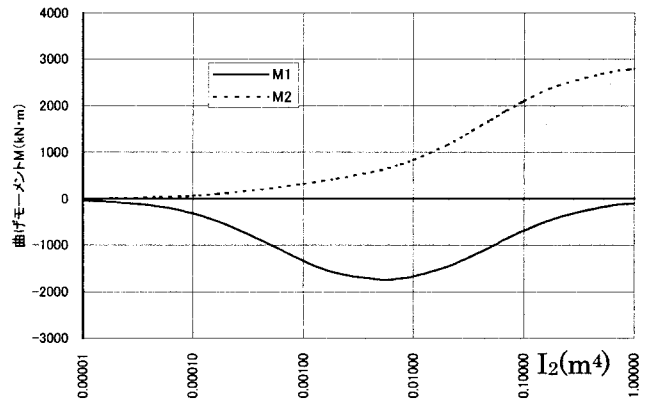


図 4.20 端横桁の面外曲げモーメントの変化

図 4.21 には、図 4.20 の端横桁の面外曲げモーメントに対応する応力度を示している。ここでは、I 断面のフランジ幅を 370mm、箱断面のフランジ幅を 1000mm と仮定した場合の断面二次モーメントが取りうる範囲に限定している。

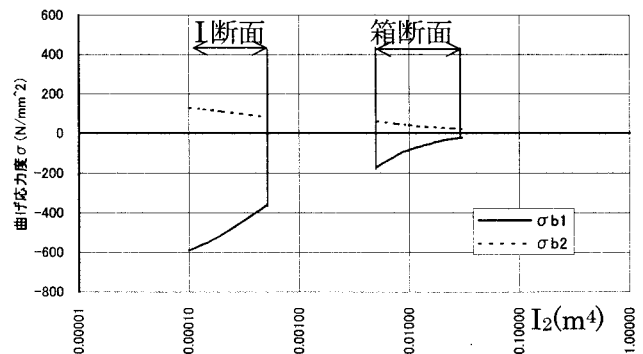


図 4.21 端横桁の面外曲げ応力度の変化

これより、端横桁が I 断面では曲げ応力度を許容応力度内に抑えることが不可能であることがわかる。一方、箱断面の場合は、取りうる断面二次モーメントの範囲で十分に設計可能であるし、断面二次モ

ーメントを大きくすることにより応力度が減少していくこともわかる。

c) 端横桁の設計方針

従来から言われている所の、端横桁の面外曲げ剛性を小さくして協同作用の影響を受けにくくする「柔設計法」は、端横桁の曲げ応力度に着目した場合は設計困難な方法となっている。下路式アーチ橋の床組の設計にあたっては、端横桁を箱断面桁とするなどして面外剛性を確保した上で、主構との協同作用の影響を適切に考慮して設計するのが良い。また、端横桁を箱断面とすると、アーチリブの橋門構部分のロ型フレームの剛性が高まるので、アーチリブの面外座屈に対する耐力を向上させることができるメリットもある。

参考文献

- 1) 吉川紀・杉山功・山内幸裕・袴田文雄：新浜寺大橋の設計概要，土木学会論文集，第 397 号/VI-9，pp.27-33，1988.9.
- 2) 岡田哲夫・高尾孝二・佐藤信秋：一般国道 51 号成田橋の計画，橋梁と基礎，pp.9-15，1979.9.
- 3) 尾下里治・江川定利：鋼床版合成形式橋梁の解析方法に関する一提案，土木学会論文集，No.516/VI-27，pp.197-206，1995.6.
- 4) 織田博孝・宇佐美勉：弾性 2 次理論を用いたアーチの面内座屈設計法，橋梁と基礎，pp.22-26，1995.10.
- 5) 尾下里治・大森邦雄：線形化有限変位理論によるアーチ橋の設計法の提案，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1163-1170，1998.3.
- 6) 木村秀夫・黒岩正・盛川勉・栢山廣：新皆瀬川橋上部工の設計，橋梁と基礎，pp.7-14，1990.11.
- 7) 熱田憲司・市川章夫・尾下里治：鋼上路橋の面外格子モデルについての検討，構造工学論文集，Vol.41A，pp.25-33，1995.3.
- 8) 小松定夫・西村宣男：薄肉ばり理論によるトラスの立体解析，土木学会論文報告集，第 238 号，pp.1-16，1975.6.
- 9) 倉西茂：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用，第 6 回，11 章アーチ〔研究の動向〕アーチ構造，橋梁と基礎，pp.14-17，1981.7.
- 10) 高森博之・大森邦雄：補剛桁が連続桁形式である上路式補剛アーチの耐荷力解析，鋼構造論文集，Vol.3, No.12，pp.13-20，1996.12.
- 11) 崎元達郎・坂田力・小堀俊之：弾性固有値解析を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性面外座屈強度の算定，構造工学論文集，Vol.37A，pp.191-198，1991.3.
- 12) 佐野泰如・北村明彦・尾下里治：下路式アーチ橋の面外座屈に対する設計法の一提案，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1325-1331，2000.3.
- 13) 荒井利男・深谷俊恒：下路トラス橋（主として道路橋）の部材の協力作用に関する 2,3 の考察，横河橋梁技報，No.6，pp.10-22，1976.11.
- 14) 明石重雄：溶接部疲労の現状と研究，土木学会論文集，第 350 号/I-2，pp.1-7，1984.10.
- 15) Okura, I., Shibaike, T. and Maeda, Y. : Fatigue of end floor beam connection plate of stiffened arch bridge, Proc. of JSCE No.374/I-6, 1986.10.
- 16) Fisher J.W. (阿部英彦・三木千壽訳) : 鋼橋の疲労と破壊—ケーススタディー—，建設図書，1987.9.
- 17) Bleich, F.R. : Theorie und Berechnung der Eisernen Brucken, p.373, 1924.
- 18) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—鋼・複合構造物—，pp.177-179，丸

善株式会社, 2000.7.

- 19) 児嶋弘行・成岡昌夫: 下路トラス橋における床組の主構との協力作用について, 土木学会論文集, 第 130 号, 1965.10.
- 20) 荒井利男・深谷俊恒: 下路トラス橋 (主として道路橋) の部材の協力作用に関する 2, 3 の考察, 横河橋梁技報, No.6, 1976.10.
- 21) 日比野福田・西村信男: 主構の変形によって床組構造に誘起される付加応力ー下路式トラスドラ
ンガー桁橋ー, 橋梁と基礎, 1981.4.
- 22) 尾下里治: 下路式補剛アーチ橋の主構と床組との協同作用と設計方法について, 土木学会論文集, 第 703 号, 2002.4.