

鋼アーチ橋に曲がりリブ部材を適用した効果と挙動特性

Static Characteristics of Steel Deck-Type Arch Bridges with Curved Pair Ribs

山尾敏孝*・高治修作**・スジャリポン, アタビ***

Toshitaka YAMAO, Shusaku TAKAJI, Sujaritpon. Atavit

*会員 熊本大学教授 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

**工修 大分県佐伯土木事務所 (〒876-0813 大分県佐伯市長島町 1-2-1)

*熊本大学 大学院自然科学研究科 博士後期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

This paper presents the characteristic of ultimate strength and behavior of steel deck-type arch bridges which are composed of curved pair ribs with lateral and truss members. Numerical analyses of steel arch bridge were carried out by changing the distance between both arch springings, arch span-to-rise ratio and span-to-curved rise ratio. The ultimate strength of arch bridges which were composed of curved pair ribs subjected to horizontal load increased in comparison with that of ordinary deck-type arch bridges which are composed of parallel twin ribs and the out-of-plane bending moment of curved arch rib at arch springing was smaller than that of parallel ones. It was shown that the effect of the distance between both arch springings on the out-of-plane bending moment and the ultimate strength of arch bridge was large.

Key Words: deck-type arch bridge, curved pair ribs, nonlinear static analysis, ultimate strength

1. 序 論

我が国におけるアーチ橋は、石造アーチ橋として 17 世紀に中国から長崎に伝来し、後に我が国特有の自然条件に合うよう改良され各地に広まっていったとされている¹⁾。また、その形状は優美であり、景観的に優れているとともに、力学的にも理にかなった構造である。現代においては材料に鋼やコンクリートを用い、構造形式や力学的な研究がより進んだことによって、長大アーチ橋や扁平なアーチ橋の作成も可能となってきた。このような時代背景を持つアーチ橋において耐荷力という観点に立ってみると、面内方向の荷重についてはアーチ効果を考慮してアーチライズや断面形状を変化させて強度を保っているのに対して、面外方向の荷重については横構や対傾構で対処しているだけであり、この点に関して改善の余地があると考えられる。

一方、アーチ効果に着目して開発されてきた構造体に曲がり部材がある。これは真直ぐな部材とは異なり、内側又は外側に対称に曲線を描く一対の構造体である。既往の研究結果によると、曲がり部材を用いた構造体が軸圧縮力を受ける場合、真直ぐな部材を用いた構造体と比較して、最大強度が上昇し、部材軸と直角方向の変形量を抑えられることが明らかとなっている²⁾。これは、主として軸圧縮力で外力に抵抗するアーチ橋に適していると考えられ、曲がり部材をアーチリブに適用させたアーチ橋梁の研究・開発が行われてきた。

しかし、アーチリブがクラウン部で面外方向(外側に)膨らむ形式の上路式アーチ橋においては、ある程度

曲がり効果は期待できたが、面外耐荷力が低下し、橋が横倒れ崩壊を起こすという研究結果が報告されており、曲がり部材としての効果が十分発揮できない結果となった³⁾。逆にアーチクラウン部が狭まったリブ形式の上路式アーチ橋においては、面外耐荷力が上昇するとの結果が得られているものの、適切なアーチ形状に関する点が未解明であった。

本研究では、アーチスパンが 150m 程度の上路式で、鋼アーチのリブ部材として内側に曲がった部材を有するアーチ橋を対象にした。従来の平行なリブ部材を有するアーチ橋との比較により、曲がり部材をアーチ橋に適用した場合の効果と挙動特性について検討を行った。パラメトリック解析により両者の面外及び面内方向の最大強度や終局挙動の比較を通して、曲がり部材を有するアーチ橋の特徴と、曲がり部材の効果及び適した形状を明らかにした。更に、建設コスト削減を念頭に置き、曲がり部材の効果をより発揮できると考えられるアーチ橋形式についても検討した。

2. 解析モデルとパラメータの決定

2.1 解析モデルの選定

解析モデルを選定するため、まず一般的な上路式アーチ橋の橋梁形式やアーチ形状についての調査を文献 4) より行った。調査対象は、昭和 59 年から平成 14 年までに完工された上路式アーチ橋のうち、153 橋について行ない、その結果を図-1 に示した。

図-1(a)より、上路式アーチ橋においてはローゼ桁

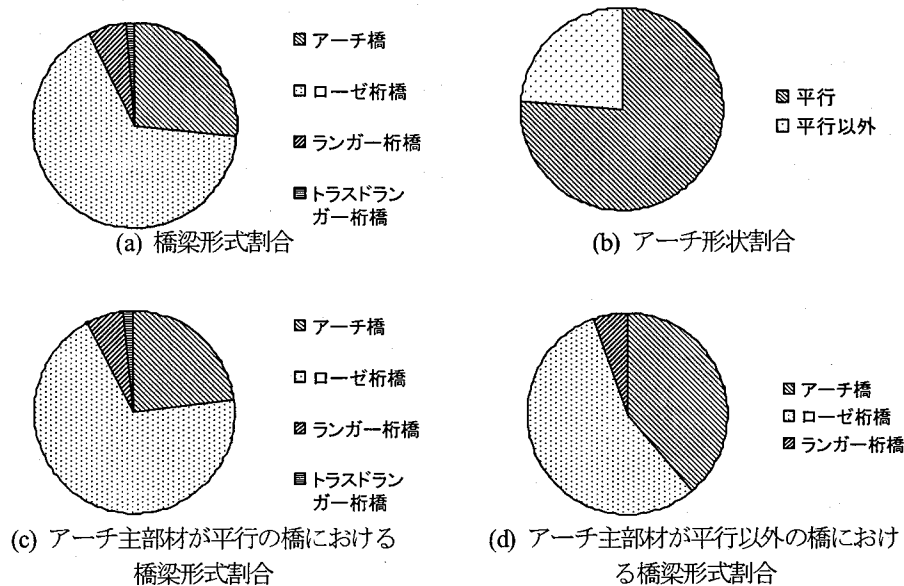


図-1 橋梁調査結果

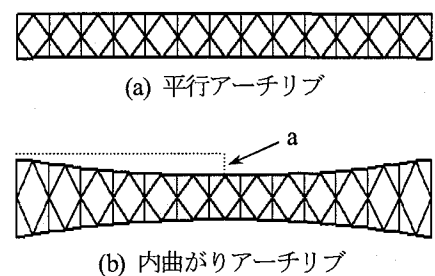
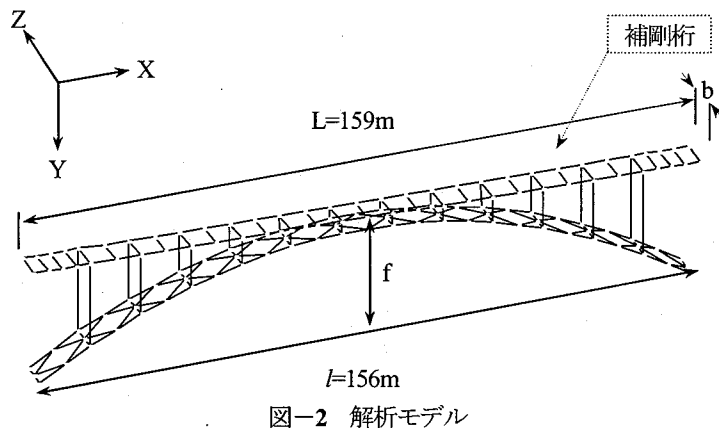
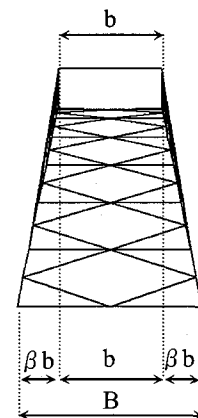


図-3 アーチリブ形状図



橋を採用しているものが多い。ここでいうローゼ桁橋とは、一般にアーチリブと桁の両方に曲げ剛性を持たせた形式のことである⁹⁾。図-1 (b)より、アーチ形状が平行ではなく、アーチ基部が内側に突出した形状や、外側に突出した形状（一般的にバスケットハンドル形式と呼ばれる）も1/4程度あることが分かる。図-1 (c), (d)は、アーチ主部材が平行な場合かそれ以外の場合の各アーチ主部材の橋梁形式割合である。以上の結果より、本研究ではアーチ基部が外側に突出し、アーチクラウン部にかけて狭まる「内曲がりアーチ」を研究対象とすることから、図-1 (d)に示す主部材が平行でないアーチの中で最も割合の高いローゼ桁橋を解析モデルとして採用することにした。

そこで、実橋の上路式鋼アーチ橋（ローゼ桁橋）の設計図面⁹⁾を参考にして、図-2に示すような橋長 $L=159\text{m}$ 、アーチスパン $l=156\text{m}$ 、補剛桁幅 $b=7.9\text{m}$ のアーチ解析モデルを作成した。鋼種はアーチリブ、補剛桁端部はSM490Y、これ以外の部材はSS400である。

また、このモデルを基準として、鋼アーチリブとして、図-3に示すような、平行な場合とリブが内側に曲がる場合を比較することにした。なお、図-2の f はアーチライズで図-3の a は曲がりライズであり、図-2に示す座標軸で、面外方向はZ方向を、面内方向はY方向を、橋軸方向はX方向である。

2.2 解析パラメータの設定

解析パラメータには、曲がり部材の曲がりの程度を示すスパンと曲がりライズの比（以下スパン曲がりライズ比） a/l 、スパンライズ比 l/l 、アーチ基部突出幅係数 β を選んだ。スパン曲がりライズ比 a/l に関しては、文献3)及び文献7)の研究結果より、座屈モードが逆対称一次モードとなる時が面外の最低次数のとなる0.02以上とし、0.03、0.04、0.05までとした。スパンライズ比 l/l は実橋における値の0.18を基準値とし、それより小さくした値0.1、0.08も用いた。これはアーチ部材のアーチライズを小さくすることで軸力の卓越する構造となり、また平面にするほど曲がり部材の効果が発揮されたと考えたためである。

アーチ基部突出幅係数 β を決定するにあたっては、既存の実橋を調査したデータを基に決定した。図-4は補剛桁幅を b とした場合のアーチ基部の突出幅 βb の取り方を示したものである。図よりアーチ基部の突出幅が βb よりアーチ基部の全幅 B は $B=b+2\beta b$ となる。図-5は実橋のデータを調べた場合の β とアーチスパンの関係を示したものであるが、アーチスパンとの相関は見られず一様ばらついている。なお、図中に $\beta=-0.5$ となっているものが一つだけ存在するが、これはアーチ基部が閉じてアーチクラウン部に進むにつれ外側に曲がる橋梁が一例あったためである。表-1は実橋がどの程度の β を用いているかをまとめた結果で、 β の範囲と橋梁数の関係を示している。この表より β の値が0.3~0.6の間に基部幅を設定している橋梁が比較的に多いことが分かる。以上の結果より、本研究ではパラメータ β として0.3、0.4、0.5、0.6を用いた。また、本研究においては、アーチクラウン部のアーチ

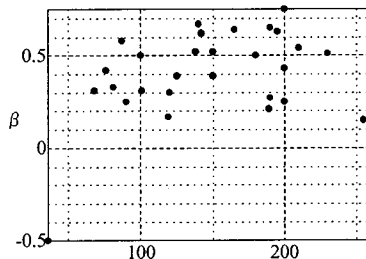


図-5 β の分布状況

表-1 β の範囲と橋梁数

β	β の範囲	橋梁数
0.1	0.05~0.14	0
0.2	0.15~0.24	3
0.3	0.25~0.34	7
0.4	0.35~0.44	4
0.5	0.45~0.54	6
0.6	0.55~0.64	4
0.7	0.65~0.74	2
0.8	0.75~0.84	1

リブ幅については特に制約を設けないものとした。更に、 a/l と β の組み合わせによってはアーチリブが交差することも可能だが、本研究では考慮していない。

2.3 荷重条件の設定

道路橋示方書⁹⁾を参考に次のような荷重条件を設定し、これを組み合わせて用いた。

(1) 死荷重(D)

各節点に設計死荷重を等価節点力に換算し載荷させる。

(2) 活荷重(L)

設計荷重を等価節点力に換算した値とする。道路橋示方書をもとに車道部には L 荷重、歩道部には群集荷重を考慮して、図-6(a)、(b)に示す載荷状態を考慮している。

(3) 衝撃荷重(I)

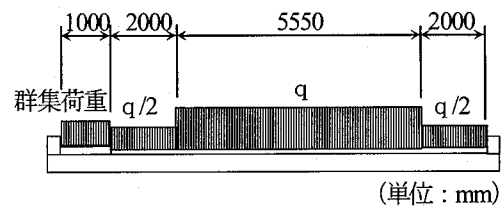
アーチ部材及び補剛桁に着目して、衝撃荷重係数を i とすると衝撃荷重 I は L （：活荷重）を用いて次式の値となる。（表-2参照）

$$I = i \cdot L \quad (1)$$

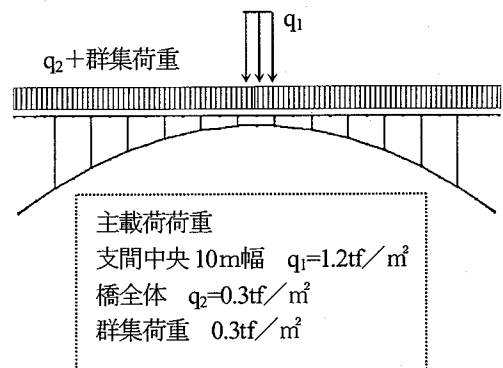
$$i = \frac{20}{50 + l} \quad (2)$$

(4) 地震荷重(EQ)

設計地震荷重 EQ は、設計死荷重 D に水平震度 K_h をかけた荷重強度を等価節点力に換算した値とし、面外方向より作用させる。また参考とした実橋の架設地域を考慮して、地域別補正係数 $C_2=0.85$ とし、 K_h をII種地盤として安全側で考慮して $K_h=0.25$ とした。



(a) 床板横断面図



(b) 側面図と各荷重

図-6 活荷重載荷状態

$$EQ = K_h \cdot D \quad (3)$$

$$K_h = C_z \cdot K_{h0} \quad (4)$$

(K_{h0} : 設計震度の標準値)

荷重条件は道路橋示方書を参照し、表-3 に示すような面外方向 (①)、面内方向 (②) の2 ケースと設定した。各々許容応力度設計法における安全率 1.7 を各ケースの割り増し係数で除することによって荷重係数とした。これは部材レベルで強度を照査する許容応力度設計法の設計結果と構造系全体の耐荷力とのバランスを比較し、許容応力度設計法の問題点を検討するためである。各荷重条件の第一項を載荷後、第二項を漸増載荷し、崩壊荷重 (変位が急増、発散する荷重) を求め、その時の荷重係数 α を最大荷重係数 α_u として求めた。また保証すべき荷重係数 α_{req} は、荷重条件①の場合 1.13、荷重条件②の場合 1.7 である。

表-2 衝撃荷重計算値

l	i	I
156	0.0971	$0.0971 \cdot L$

表-3 荷重条件

	荷重条件
①	$1.13(D+L) + \alpha EQ$
②	$1.7D + \alpha(L+I)$

2.4 解析プログラムの概要

静的解析には三次元骨組要素弾塑性有限変位解析プログラム⁹⁾を使用した。この解析法は骨組み要素において直応力度とせん断応力度の組み合わせ応力に対して断面内及び部材軸方向の降伏を判定し塑性域を追及しつつ、三次元挙動を解析することかできる。また、このプログラムは次の仮定を設けている。

- (1) 骨組部材は閉断面であり、完全弾塑性材料で作られている。
- (2) von Mises の降伏条件が成立し、降伏域では Prandtl-Reuss の増分形の応力-ひずみ関係⁹⁾が成立する。
- (3) 微小ひずみであり、降伏後も曲げに関しては平面保持の法則が成立する。
- (4) 断面が部分的に降伏した後も、せん断中心の位置は不変である。
- (5) 単純ねじりのみを考慮し、そり拘束ねじりの影響は無視する。
- (6) 断面変形及び局部座屈は生じないものとする。

なお、今回の解析において残留応力は考慮するが、局部座屈は考慮しないものとした。また、モデル化を行う際には主に次の諸点を考慮した。

- (1) アーチ節点間を連ねる各部材は直線の骨組み要素とした。
- (2) 面外方向の解析を行う場合、モデルのアーチリブに面外方向に $l/1000$ (l : スパン) の最大値を持つ正弦半波形の初期たわみを与えた。
- (3) 部材の交点を節点とし、支配方程式の剛性マトリクスの帯幅を最小とするように節点番号を付けた。
- (4) 断面のモデル化においては、断面諸定数が実橋の部材とほぼ等価な断面を想定し、解析プログラムで解析可能な長方形断面とした。
- (5) 使用鋼材の材料定数はヤング率 $E=206\text{GPa}$ (SS400 と SM490Y)、降伏応力 $\sigma_y=240\text{ N/mm}^2$ (SS400) $\sigma_y=360\text{ N/mm}^2$ (SM490Y) とした。
- (6) 境界条件は全モデルで補剛桁端部をローラー支承、アーチリブ基部を面内ヒンジ支承とした。
- (7) 床板の自重を考慮し、補剛桁部節点の自重として加える。

3. 解析結果及び考察

3.1 スパン曲がりライズ比の影響

(1) 面外方向の荷重条件①の場合

図-7 は、スパンライズ比 $f/l=0.18$ のモデルに曲がり部材を用いたアーチ橋について、異なったスパン曲がりライズ比 a/l によるアーチクラウン部の面外荷重一面外変位曲線をアーチ基部突出幅係数 β 毎に示した。ここに面外変位を w 、面内変位を v とした。

図からわかるように、スパンライズ比を $f/l=0.18$ とした場合、スパン曲がりライズ比 a/l を小さくしたアーチの方が、大きいアーチに比べ変位途中における面外変位を抑えられる結果となった。また、最大強度はスパン曲がりライズ比 a/l に関係なくほぼ同じであり、アーチ基部突出幅係数 β が大きいほど、最大強度が上昇していることがわかる。

図-8 は、スパンライズ比 $f/l=0.1, 0.08$ のモデルの解析結果の一例 ($\beta=0.4$) を示したものである。 $f/l=0.18$ モデルと同様に小さいスパン曲がりライズ比 a/l のモデルの方が、変位途中における面外変位を抑制する効果が確認できるが大きな差はなく、耐荷力の点からも f/l を小さくする利点がないと思われる。他の β の値についても同様の傾向が確認できた。

図-9 は $f/l=0.18$ のモデルで、異なるスパン曲がりライズ比 a/l によるアーチクラウン部の面外荷重一面内変位挙動を示している。この場合、スパン曲がりライズ比 a/l の値が大きいアーチの方が、小さい場合よりも変位途中における面内変位が抑制される結果となり、面外変位とは逆の傾向を示した。

なお、全てのモデルにおいてアーチクラウン部には橋軸方向の変位がほとんど生じなかった。

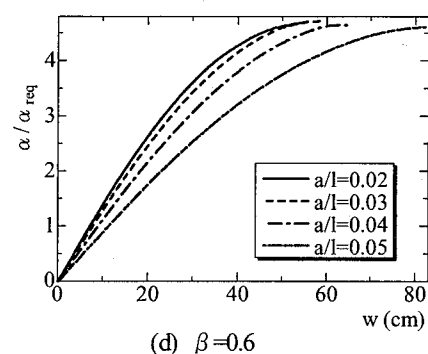
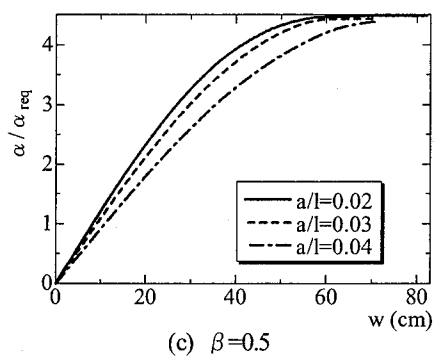
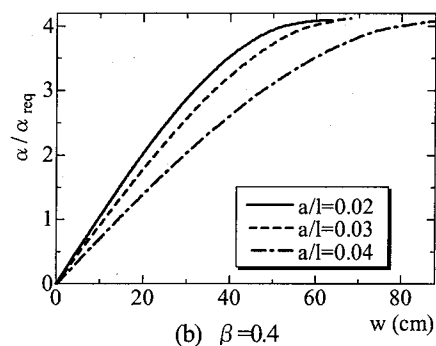
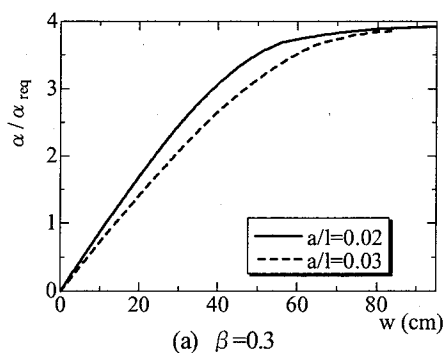


図-7 アーチクラウン部における面外荷重—面外変位曲線 ($f/l=0.18$)

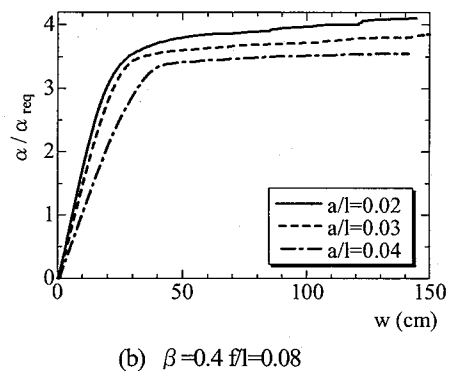
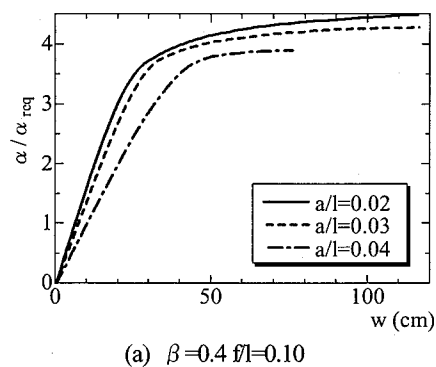


図-8 アーチクラウン部における面外荷重—面外変位曲線

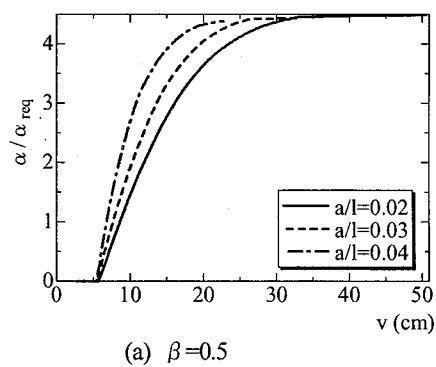
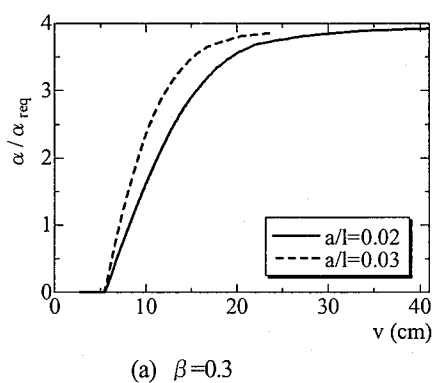


図-9 アーチクラウン部における面外荷重—面内変位曲線 ($f/l=0.18$)

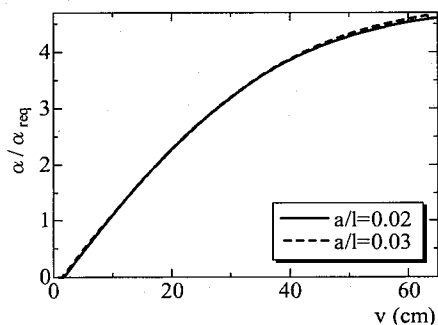
以上より、曲がり部材を用いたアーチ橋のアーチクラウン部における変位挙動において、 $f/l=0.18$ モデルでは、スパン曲がりライズ比 a/l の大きさが面外変位量の抑制に効果があることがわかった。しかし、 β が大きくなっても、 a/l の大きさの影響はあまり出ていなかった。また、同じ a/l の場合、 f/l の小さいアーチの方で面外抑制効果が見られた。一方、面内変位挙動は、曲がりライズ比 a/l の大きいアーチが有効であることがわかった。

(2) 面内方向の荷重条件②の場合

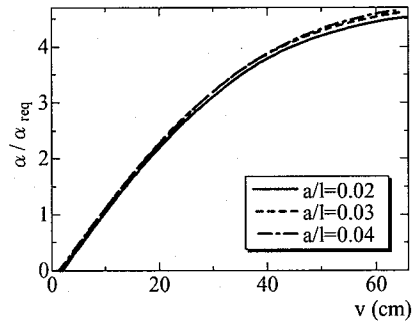
図-10(a), (b)は、 $f/l=0.18$ モデルのアーチクラウン部の面内荷重-面内変位曲線をまとめて示したものである。図より各結果ともスパン曲がりライズ比 a/l による差はほとんどないことがわかる。これより、面内荷重に対する耐力力にはスパン曲がりライズ比 a/l は影響を及ぼさず、また変位途中の面内変位にも差がないことがわかった。

図-10(c), (d)は、 $\beta=0.4$ で $f/l=0.10, 0.08$ のモデルの結果の一例を示したものである。この場合もスパン曲がりライズ比 a/l による大きな差は見られなかった。また、(a)や(b)と比較すると、(c), (d)では死荷重が与えた時の初期変位が示されており、アーチライズを小さくした影響が表れていることがわかる。

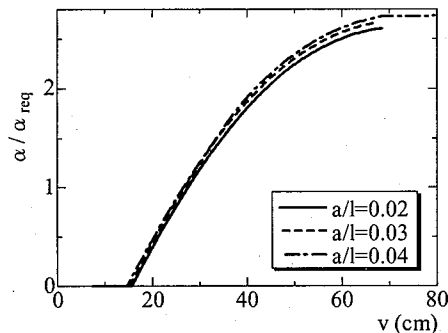
なお、 β を変化させたモデルに関しても同様の結果だった。また、面外方向、橋軸方向に荷重を作用させてもアーチクラウン部における変位はほとんど生じていなかったため、ここでは省略した。



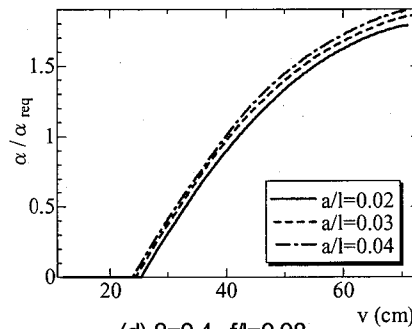
(a) $\beta=0.3, f/l=0.18$



(b) $\beta=0.5, f/l=0.18$



(c) $\beta=0.4, f/l=0.10$



(d) $\beta=0.4, f/l=0.08$

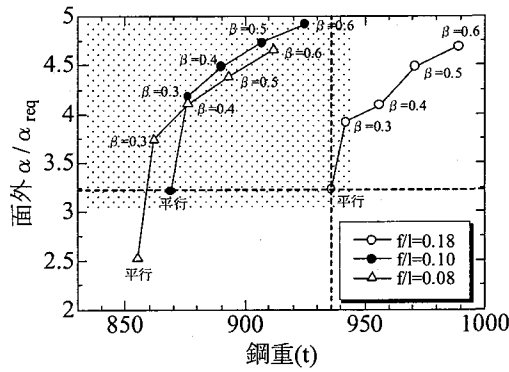
図-10 アーチクラウン部における面内荷重-面内変位曲線

以上の2つの荷重条件において、パラメータを変化させて面外・面内解析を行った結果、曲がり部材の影響が現れた荷重条件①において、変位途中の変位抑制量が面内方向より面外方向の方が約2倍大きいことがわかった。そこで、以後の解析では面外変位が最も抑制されたスパン曲がりライズ比 $a/l=0.02$ を使用した。

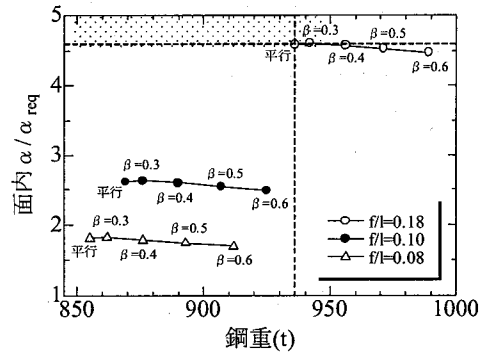
3.2 耐力力と鋼重の関係

図-11(a), (b)はスパン曲がりライズ比 $a/l=0.02$ 、スパンライズ比 $f/l=0.18, 0.1, 0.08$ の各モデルで、基部幅を $\beta=0.3\sim0.6$ と変化させた時の面外・面内耐力力と鋼重の関係を示したものである。ここでいう鋼重とは、モデル全部材の鋼重量の総和であり、床板の重量は含まれていない。まず、鋼重に着目すると、コスト削減という観点より鋼重は小さい方が良く、また耐力力に関しては大きい方が望ましいと考えられる。そこで、現行で用いられている平行リブアーチ橋を比較の基準として考えた場合、両方の図とも点線で区切られた第四象限の領域（斑点部）に入ることが、鋼重・耐力力の観点からして望ましい目標範囲と考え設定した。

図-11(a)において、スパンライズ比 f/l を小さくしアーチリブに曲がり部材を用いたモデルについては、全モデルがこの領域に入っており、鋼重と面外耐力力の観点からは望ましいといえる。また、基部幅係数 β を大きくするに比例して面外耐力力が上昇していることが分かる。つまり、これは β を大きくすると、アーチ基部幅が広がって、面外方向の剛性が大きな構造となり、耐力力が上昇したと考えられる。

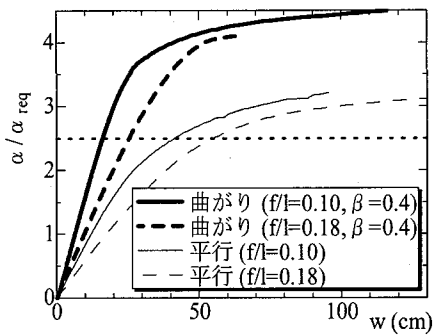


(a) 面外耐力

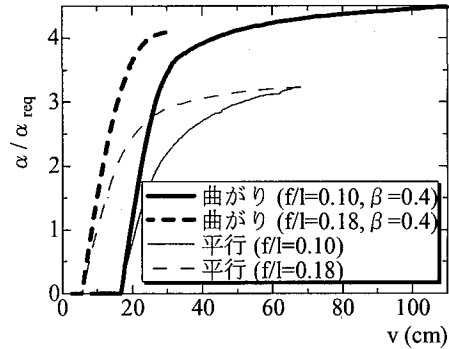


(b) 面内耐力

図-11 耐力と鋼重の関係



(a) 面外方向挙動



(b) 面内方向挙動

図-12 面外荷重-変位曲線

反対に、図-11(b)の面内耐力の方に着目すると、スパンライズ比 f/l を小さくするに従い面内耐力は大きく低下し、望ましい領域に入るモデルがなかったことがわかる。これは、アーチライズを小さく扁平にすることによって桁橋に近づいたことや扁平な形状に適した断面を用いていないことが原因だと考えられる。また、アーチ基部幅による面内耐力の変化はほとんど見られなかった。これより曲がり部材を用いることで面内方向に対する効果は、アーチライズを小さくした扁平なモデルとしてもほとんどないと考えられる。

スパンライズ比 $f/l=0.08$ のモデルは、 $f/l=0.1$ のモデルに対して、鋼重量よりも面内耐力の方が著しく低下しており、鋼重量減少率と面内耐力の低下率の釣合いが取れていないと思われる。つまり、むやみにスパンライズ比 f/l を小さくすることは面内耐力の観点から望ましくない結果となった。しかし、実際にどの程度の耐力を有することが妥当なのかが不明であり、今後この点に関して検討する必要があると思われる。この結果次第ではコストの大幅な削減につながる可能性があると思われる。

3.3 面外挙動の比較

3.2 より、曲がり部材アーチのスパンライズ比 f/l を

小さくすると面内耐力が大きく下がることが分かった。またこの場合、スパンライズ比 f/l が 0.1 と 0.08 のモデルを比較すると、鋼重量の減少以上に面内耐力が大きく低下していることから、平行モデルとの比較に関してはスパンライズ比 $f/l=0.18, 0.1$ を用い、アーチ基部幅は曲がりアーチのアーチクラウン部におけるアーチリブ幅が補剛桁幅と等しく、実構造に近い $\beta=0.4$ のモデルに関して行うものとした。また、曲がり部材を用いたアーチ橋は特に面外荷重に対して効果を発揮するので、荷重条件①を用いて面外荷重載荷時について比較検討することにした。

(1) 面外荷重-変位曲線

図-12(a), (b)は荷重と面外及び面内変位の関係を示したものである。図-12(a)より、アーチに曲がり部材を用いたモデルは、平行モデルに比べ最大強度の上昇が見られた。この最大強度の上昇は β の大きさと $a/l=0.02$ と選定した効果と考えられる。また、スパンライズ比 f/l を小さくした方が、面外変位は抑制されるが、これは橋自体の高さが低いことから面外変位が高さに比例して小さくなっているものと考えられる。平行モデルに関しては、スパンライズ比 f/l を小さくしても最大強度に変化はなかった。

図-12(b)に示す面内変位に関しても、平行モデルに

比べ曲がり部材を導入したモデルの方が、変位途中の面内変位は抑制されている。これは橋自体の傾きに大きく影響し、同一荷重載荷時において面内変位が小さい方が橋としての機能を維持できやすいため、曲がり部材を用いたアーチの方が良いと考えられる。

以上より、アーチ基部幅を大きくし、 $a/l=0.02$ と選定した曲がり部材リブを用いたアーチ橋は、面外剛性の上昇により面外耐荷力が大きくなった。スパンライズ比を小さくした場合、面外耐荷力に差はなく、同一荷重係数における面外変位の抑制に多少影響が表れた。

(2) 変形図

図-13(a)~(d)は荷重が $\alpha/\alpha_{\text{req}}=2.5$ の時の各モデルの変形状況を示したものであるが、各モデルとも右側から面外荷重を受け左側に変形していることがわかる。平行モデルは曲がり部材を用いたモデルより大きく変位しており、桁の傾きも大きい。スパンライズ比 $fl=0.1$ のモデルにおいて桁部が面内方向に変位しているのは、アーチライズを低下させたことによって自重による初期変形が大きくなった影響だと考えられる。これより曲がり部材を用いたアーチ橋では作用する面外荷重が比較的小さい場合は平行アーチよりも優れているが、作用する面外荷重が非常に大きくなった場合には桁の傾きこそ抑えられるが、同時に振れが発生するためこれを予め防止する対策が必要である。なお、変形を分かりやすくするために、変位は10倍して表示した。

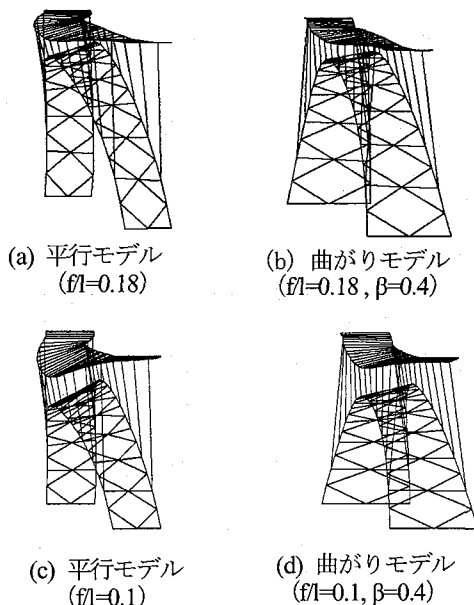


図-13 $\alpha/\alpha_{\text{req}}=2.5$ 時の変形図

(3) 断面力の分布

図-14, 15 は、荷重が $\alpha/\alpha_{\text{req}}=2.5$ の時の補剛桁及びアーチリブにおける軸力及び面外曲げモーメント力分布図を示したものである。

図-14 (a)~(d)は、 $fl=0.1, 0.18$ における軸力分布図である。図よりスパンライズ比 fl に関わらず、曲がりモデルは軸力が中央部に進むにつれて抑えられている。また、アーチリブでは、平行モデルは基部の軸力が降伏軸力に達しているが、曲がりモデルにおいては若干の余裕が見られる。更にアーチリブ $l/4$ 部を境に、クラウン部は軸力が平行モデルに比べて多少大きくなっていることがわかる。スパンライズ比 $fl=0.1$ においても、軸力分布は0.18のものとはほとんど変化がない。以上より曲がり部材を用いたアーチでは、スパンライズ比 fl を小さくしても軸力には影響がないと思われる。

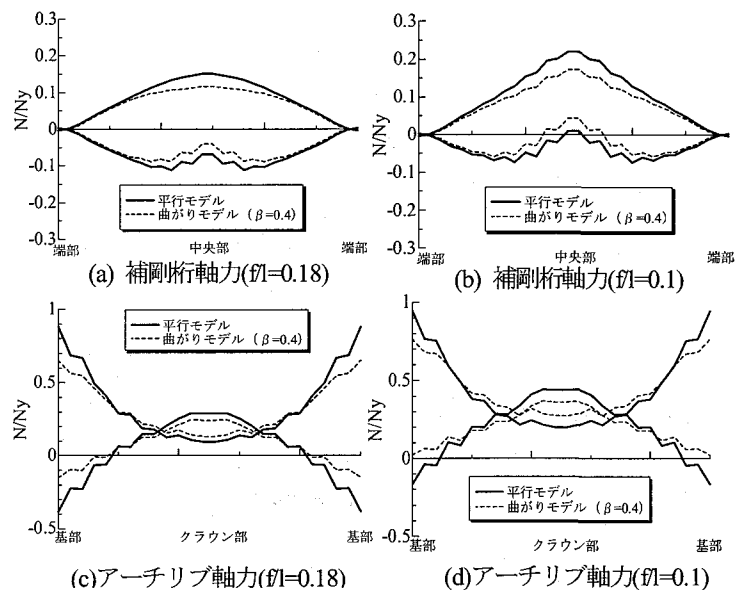


図-14 軸力分布図

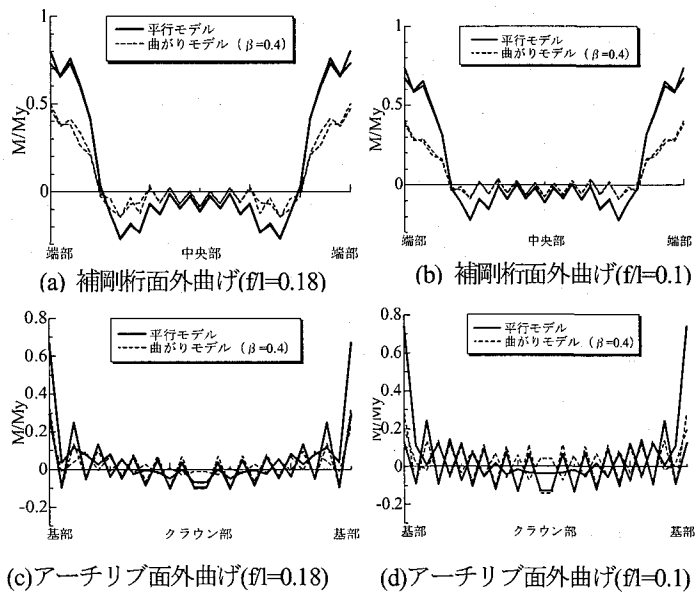


図-15 面外曲げ分布図

図-15 (a)~(d)は、 $f/l=0.1, 0.18$ の面外曲げモーメント分布図である。図からわかるように、補剛材・アーチリブともに端部・基部において両者に大きな差が生じている。これは面外方向に荷重が作用する場合、曲がり部材のアーチ効果により面外変位が抑制されたためだと考えられる。スパンライズ比 $f/l=0.1$ のモデルは、平行モデルとの差がより大きくなっており、スパンライズ比 f/l を小さくするにつれ、アーチリブ基部における平行モデルとの面外曲げの差が大きくなったものだと考えられる。

3.4 断面形状の変化が耐力に及ぼす影響

アーチ基部を広げた曲がり部材を用いることで余剰な面外耐力が生じたことから、面内耐力は維持しつつ、所定の面外耐力を確保するように断面形状を変化させ、鋼重を少なくする場合についての検討を試みた。断面形状の変化は、断面二次モーメントに着目して、フランジ幅を一定の割合で削減することにより行った。フランジ幅は元の幅の最大70%まで削減を行い、面外方向の断面二次モーメントを減少させた。この結果を表-4に示す。この時、フランジ・ウェブの補剛材剛比 γ/γ^* を一定に保ち、図-16(a)に示すアーチリブ断面の補剛材の本数を変更しなかったため、フランジ幅を削減したにもかかわらず、逆にフランジ厚が増加して断面積が増加する断面が生じてしまった。図-16 (b)には本解析モデルのアーチリブの断面種類による配置を示した。このAR1~AR3までの箇所に、表-4で作成した断面をそれぞれ等しいフランジ幅同士で組み合わせて使用した。

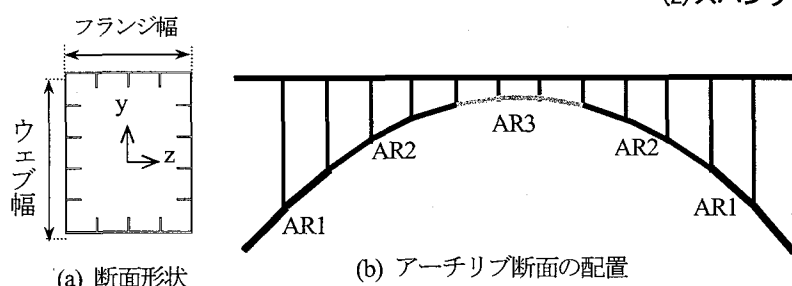


図-16 アーチリブ概略図

図-17は、最大耐力力と各モデルの鋼重 W を平行モデル ($f/l=0.18$) の鋼重 W_0 で除したものである。ここでの鋼重はアーチ橋全体の鋼重を計算して表示した。フランジ幅を縮小した解析モデルは、スパン曲がりライズ比 $a/l=0.02$ 、基部幅が $\beta=0.4$ で、スパンライズ比 $f/l=0.18, 0.1$ の2つのケースとした。図中の基準値とは、2つのケースのスパンライズ比における平行モデルと、2つのケースのスパンライズ比・スパン曲がりライズ比・基部幅における曲がりモデルの計4つのモデルについて、断面形状を変化させていない時の鋼重と最大耐力力である。また、表-5は図-17の各増加率を数値化したものである。

(1) スパンライズ比 $f/l=0.18$ の場合

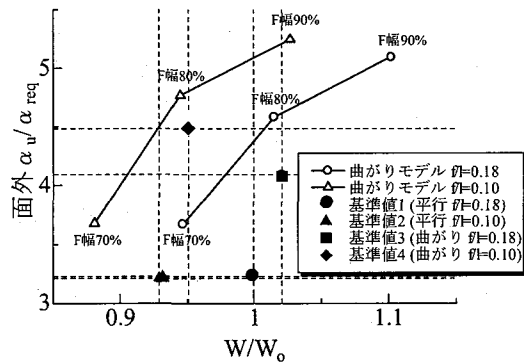
図より、フランジ幅が90%のモデルは基準値1より鋼重が1割増しになり、80%のモデルでは基準値1と差がなくなった。また、フランジ幅を減少させても面外耐力が増加していることから、面外断面二次モーメントは面外耐力に大きな影響を与えていないことがわかる。逆に面外耐力に影響を与えているのは、フランジ幅減少に伴って増加したフランジ厚と断面積だと考えられる。表より、フランジ幅が70%のモデルでは基準値1よりも5%程度鋼重を削減でき、かつ面外耐力は14%程度上回っている結果が得られた。しかし面内耐力は面内曲げモーメント M_x の値と鋼重に比例して変化しており、フランジ幅を3割減少した場合、基準値を18%程度下回っていることがわかる。これらのことより耐力に最も影響を及ぼすのは断面積であると考えられる。

(2) スパンライズ比 $f/l=0.10$ の場合

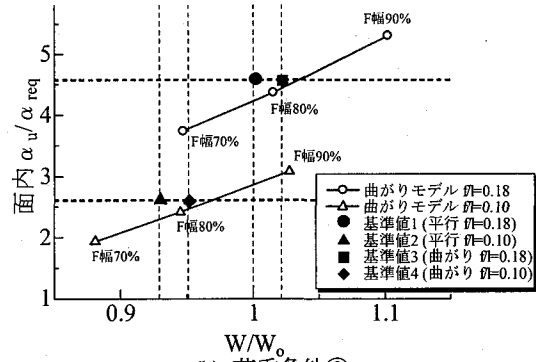
図より、フランジ幅が70%のモデル以外は基準値2よりも鋼重が小さくない。フランジ幅が70%のモデルに関しては基準値1よりも鋼重を1割強削減できているが、スパンライズ比 f/l を小さくすると面内耐力が大幅に低下し、フランジ幅減少によりさらに低下していることが問題である。

表-4 アーチリブ断面緒元(mm)

場所・鋼種	フランジ幅	フランジ		ウェブ		補剛材		A/A ₀	I/I _y	I/I _z	フランジ	ウェブ
		幅	厚	幅	厚	高	厚				γ/γ^*	
AR1 SM490Y	100%	1350	19	1693	15	155	15	1.000	1.000	1.000	2.276	2.659
	90%	1215	38.15	1693	15	155	15	1.308	0.941	1.525	2.277	2.659
	80%	1080	34.2	1685	14	145	15	1.125	0.657	1.253	2.275	2.658
	70%	945	26.1	1690	13.3	140	14	0.904	0.430	0.929	2.277	2.660
AR2 SM490Y	100%	1355	27	1700	15	160	16	1.000	1.000	1.000	1.872	2.593
	90%	1215	36.16	1700	14.3	155	15	1.058	0.817	1.130	1.886	2.593
	80%	1084	29.3	1700	13.51	149	14	0.867	0.556	0.868	1.873	2.593
	70%	948.5	25	1697	12.5	138	14	0.731	0.371	0.692	1.872	2.594
AR3 SM490Y	100%	1348	17	1695	15	154	15	1.000	1.000	1.000	1.447	1.583
	90%	1213.2	38.89	1695	15	154	15	1.376	0.968	1.659	1.447	1.583
	80%	1078.4	26.8	1692	14.5	149	15	1.071	0.646	1.146	1.447	1.583
	70%	943.6	24.45	1694	13.3	139	14	0.918	0.434	0.956	1.447	1.583



(a) 荷重条件①



(b) 荷重条件②

図-17 最大耐力と鋼重の関係

表-5 フランジ幅減少による各増加率

f/l	フランジ幅	基準値に対する鋼重の増加率(%)		基準値に対する面外耐力の増加率(%)		基準値に対する面内耐力の増加率(%)	
		平行	曲がり	平行	曲がり	平行	曲がり
0.18	90%	10.2	7.9	57.8	24.4	15.6	16.1
	80%	1.5	-0.6	41.9	11.9	-4.7	-4.4
	70%	-5.3	-7.2	13.7	-10.4	-18.5	-18.1
0.1	90%	10.6	8.0	64.7	17.9	17.8	18.6
	80%	1.7	-0.7	48.5	6.3	-7.6	-7.0
	70%	-5.2	-7.4	14.6	-17.9	-26.1	-25.6

※数値の符号が負のものは基準値に対して減少したことを示す。

全体として、基準値3、 $f/l=0.18$ でフランジ幅80%、 $f/l=0.10$ でフランジ幅70%の3組のモデルと、基準値4、 $f/l=0.18$ でフランジ幅80%、 $f/l=0.10$ でフランジ幅70%の3組のモデルはそれぞれほぼ同じ鋼重だと思われるため、面内・面外耐力、アーチライズ等着眼する項目により橋梁としての形状の選択肢を広げる可能性があると考えられる。しかし、特に面内耐力をどの程度有すればよいのかが明らかになっていないことがここでも問題であるが、 $f/l=0.18$ でフランジ幅70%のモデルが、建設コスト削減という目的に対して最も達成しており有効であると考えられる。

4. まとめ

本研究では上路式鋼アーチ橋を対象とし、アーチリブに曲がり部材を用いたモデルについて静的パラメトリック解析を行った。曲がり部材の適切な形状について、スパンライズ比やアーチライズ比を変化させて求め、曲がり部材を有するアーチ橋の強度特性や終局挙動の特徴を明らかにした。以下、本研究から得られた結論を述べる。

- (1) 上路式アーチ橋に曲がり部材を用いた場合、スパン曲がりライズ比 a/l を小さくした方が変位途中における面外変位が抑制され、面外耐力の向上が見られた。
- (2) 面外荷重を載荷させた場合、アーチ基部を広げた曲がり部材を用いることで、アーチ基部と補剛桁端部の面外曲げモーメントを抑えることができた。
- (3) 曲がり部材の特性を利用して扁平なモデルを作成し解析を行ったが、大きなメリットはなく、曲がり部

材自体の効果を上手く発揮できていないと考えられる。また扁平にすることにより鋼重は減少できるが、面内耐力が大幅に低下した。

参考文献

- 1) 山本宏：アーチ橋の起源と伝播 一 架橋技術の生い立ち一、橋梁と基礎 アーチ橋特集、Vol25, No8, pp.8-12, 1991.
- 2) 山尾敏孝, 石原完, 平井一男：タイで結合した2本の曲がり部材の座屈強度と挙動について、構造工学論文集、Vol41A, pp.229-234, 1995.
- 3) 永田涼二：曲がり部材で構成されたアーチ橋梁の耐震挙動に関する研究、熊本大学提出、平成10年度修士論文、1999.2.
- 4) 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑、昭和60年版～平成16年版
- 5) 島田静雄：アーチ橋の基本、橋梁と基礎 アーチ橋特集、Vol25, No8, pp.48-52, 1991.
- 6) 日本道路公団 新潟建設局上越工事事務所：上信越自動車道 太田切川橋(鋼上部工)工事設計書、1995.3.
- 7) 石原完, 山尾敏孝, 平井一男：タイで結合した一対の曲がり部材の圧縮力に対する挙動と一解析法、土木学会論文集、No.647/I-51, pp.143-154, 2000.4.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I 共通編, II 鋼橋編)、2002.3.
- 9) 小松定夫, 崎元達郎：Nonlinear analysis of spatial frames consisting of members with closed cross sections, 土木学会論文報告集, No.252, pp.143-157, 1967.

(2006年4月13日 受付)