

CFT アーチリブを有する鋼箱桁橋の大変形弾塑性解析

岡本 裕*¹ 森屋 圭浩*¹ 田中 寛泰*² 中村 俊一*³

Large Deformation Elastic Plastic Analysis of Steel Box Girder Bridges with CFT Arch Ribs

Yutaka OKAMOTO*¹, Yoshihiro MORIYA*¹, Hiroyasu TANAKA*² and Shunichi NAKAMURA*³

(Received on Sep. 27, 2010 and accepted on Nov. 17, 2010)

Abstract

A new type of arch girder bridge, steel box girders stiffened with arch ribs, is proposed and its structural characteristics are studied. Arch ribs are concrete filled steel tubes (CFT) which have high resistance against compression and bending, and therefore this bridge is expected to be rational and economical. A parametric study is carried out for different ratios of arch span length and arch rise using the performance based design method. It is found that the proposed structures have sufficient resistance against bending and compression. Global buckling strength is obtained by large deformation elastic plastic analysis. This study shows the new bridge is feasible.

Keywords: Arch bridges, CFT, Global bucking, Large deformation elastic plastic analysis

1. はじめに

近年、低コストかつ合理的な橋梁構造形式が求められており、新しい形式の橋梁の実用化が進んでいる。筆者らは、コンクリート充填鋼管（CFT）を用いた新しい橋梁形式を提案し研究開発している。これまで、主桁にCFTを用いた吊り形式橋梁や、主桁を斜ケーブルとCFTアーチリブの両方で吊った斜吊りアーチ斜張橋を提案しており、その静的な構造特性や耐風特性に関して研究を行った^{1) 2)}。その結果、これらの新形式橋梁は構造的に合理的であり、経済的にも優れることを見出している。

また、最近、桁橋の曲げモーメントが卓越する支間中央付近を部分的にアーチで補剛した新形式橋梁が実用化されている（Fig.1）^{3) 4)}。従来の箱桁橋と比べて桁高を低くすることができ、またアーチライズを比較的強く抑えることで、周辺へ圧迫感を与えることなく、景観にも優れる橋梁形式であると言える。ただし、主桁とアーチの交点である隅角部が支間中央側に配置されるため、アーチリブには軸力のみならず、従来のローゼ・アーチ橋よりも大きな曲げモーメントが生じることにより、必ずしも経済的な断面構成とはならないことが懸念される。

本論文では、この形式をさらに発展させ、単純箱桁橋の支間中央付近をCFTアーチリブで補剛した、新形式橋梁を提案する（Fig.2,3,4）。鋼管は製鉄会社で製作される

ため、橋梁部材にするための加工工数は極めて少ない。さらに、CFTは圧縮軸力および曲げの組合せ力に対する耐力が大きく、アーチリブ部材に適している。したがって、提案する橋梁形式は構造的に合理的であり、景観的かつ経済性にも優れると期待される。ただし、本形式は極端にアーチライズを低く、またはアーチ径間を短くすると、コストが増加する傾向となることが予想され、適切なアーチライズおよびアーチ径間の選定が重要な要素となる。

そこで、本研究では、異なる9種類のアーチ径間 / ライズ比に対して断面力を求め、限界状態設計法を用いて提案形式の部材破壊に対する安全性を照査する。CFTは充填コンクリートによる拘束効果（コンファインド効果）により、優れた終局耐力および荷重変形性能を発揮する複合構造であるため⁵⁾、照査には終局耐力に基づく限界状態設計法を用いるのが合理的である。

さらに、本形式は大スパン橋で可撓性に富むため、全体座屈が懸念される。そこで、構造部材をファイバー要素に分割したうえで、全体構造の大変形弾塑性解析を実施し、全体座屈強度を検討する。

2. 検討橋梁の諸元

本論文で検討する新形式橋梁の一般図を Fig.3 および Fig.4 に示す。特徴は、曲げが卓越する支間中央付近をアーチにて補剛する橋梁形式であり、アーチリブにCFTを

*1 工学研究科土木工学専攻修士課程

*2 総合理工学研究科総合理工学専攻博士課程

*3 工学部土木工学科教授



Fig.1 The Shin-Toyo Bridge
(Steel box girder bridge with CFT arch ribs)

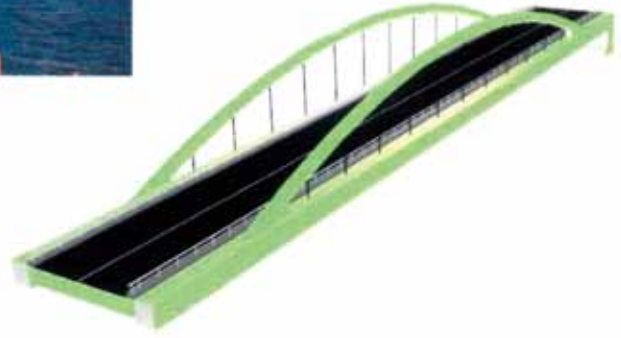


Fig.2 CFT arch girder bridge

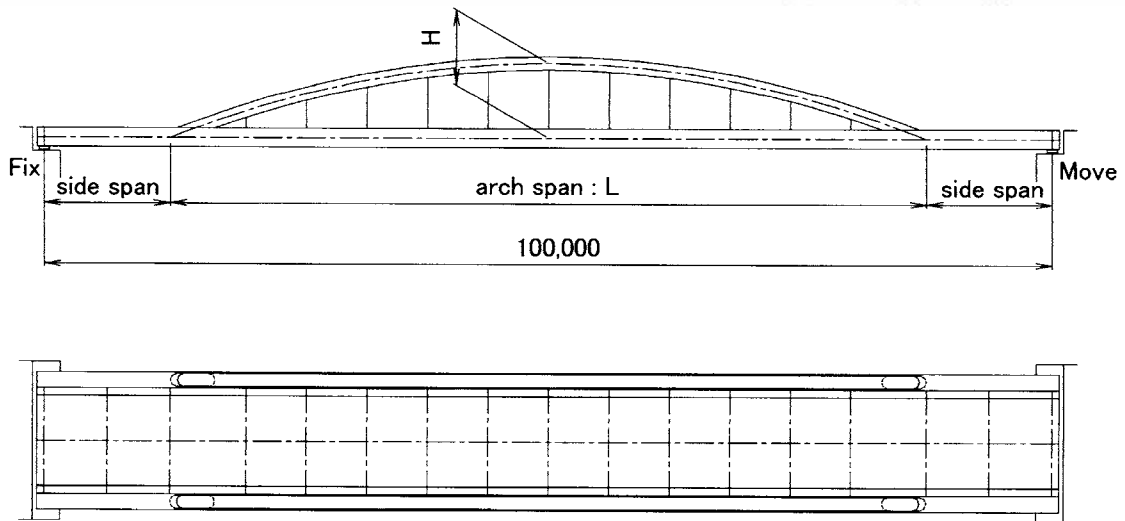


Fig.3 Side and plane of the CFT arch girder bridge (mm)

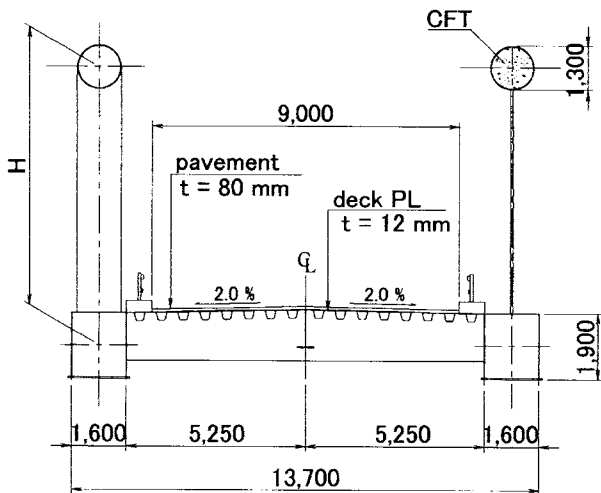


Fig.4 Cross section of the CFT arch girder bridge (mm)

Table1 Parametric study cases

	L (m)	H (m)	L/H	備考
Case -1	75.0	7.50	10.0	Basic case with CFT arch
Case -2	100.0	10.00	10.0	Pure CFT arch
Case -3	87.5	8.75	10.0	
Case -4	62.5	6.25	10.0	
Case -5	50.0	5.00	10.0	
Case -6	75.0	8.33	9.0	
Case -7	75.0	9.38	8.0	
Case -8	75.0	10.71	7.0	
Case -9	75.0	7.50	10.0	Concrete is not filled

用いた下路アーチ橋である。幅員は片側1車線ずつ、合計2車線を想定して、全幅員を13.7mとした。桁支間は、過去の類似実用橋を参考にして、100mとした。検討ケースは、アーチ径間(L)およびアーチライズ(H)をパラメータとした9ケースにて検討を行う (Table1)。なお、本形式では主桁とアーチの交点である隅角部から支点部を側径間と呼ぶ。

検討ケースは、L=75m および H=7.5m (L/H=10)としたものを基本ケース (Case-1) とし、断面力性状等の比較用として L/H=10, Lを全支間100mと一致させた純アーチのケース (Case-2) を設定した。その他ケースとしては、L/H=10を一定とし、LおよびHを変化させたケース (Case-3~5), また、L=75mを一定としてHを変化させたケース (Case-6~8), そして、CFTの耐力性能の比較用として、LとHはCase1の条件で、コンクリート非充填の鋼管をアーチリブとしたケース (Case-9) を設定した。

主桁は鋼床版箱桁とし、桁高は1,900mmで一定、また板厚構成は各ケースで後述の式(4)において5%程度の余裕を持たせることを基本条件として算定し、アーチ径間と側径間とで各々1種類の断面で構成した。なお、鋼材材質はSM490Yに統一した。

アーチリブは直径1,300mm, 材質SM490Yの鋼管とし、板厚は主桁と同様に、後述の式(5)において5%程度の余裕を持たせることを基本条件として算定した。鋼管内部には設計圧縮強度27 N/mm², 単位体積重量15 kN/m³の軽量骨材コンクリートを充填した。充填する軽量骨材コンクリートは鋼板の局部座屈を抑制し、曲げおよび軸圧縮耐力を向上させることは既往の研究により確かめられている⁵⁾。また、アーチの線形は放物線で設定した。

一般的に2主構のアーチ橋では、アーチリブどうしを連結する横つなぎ材が設置されるが、本形式ではCFTアーチリブが面外座屈に対して優れた耐力を有することが期待できること、またアーチライズが低く、横つなぎ材の存在が圧迫感を与えるという景観上の配慮から、横つなぎ材は設置していない。

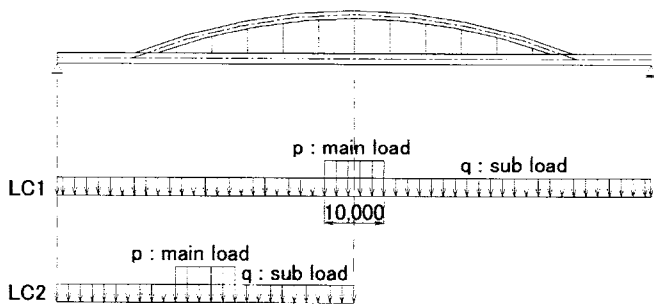


Fig.5 Live Load (LC1 and LC2)

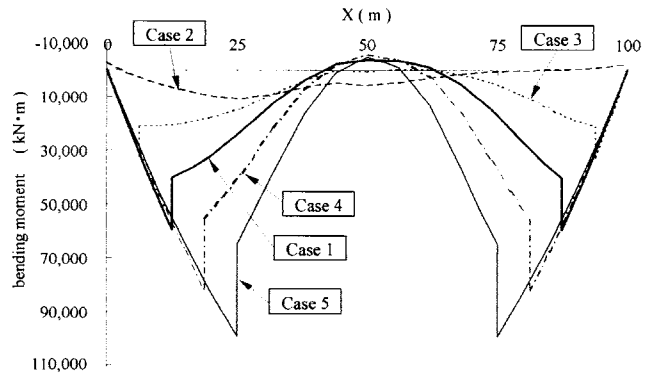


Fig.6 Bending moments of the girder in Cases 1 to 5

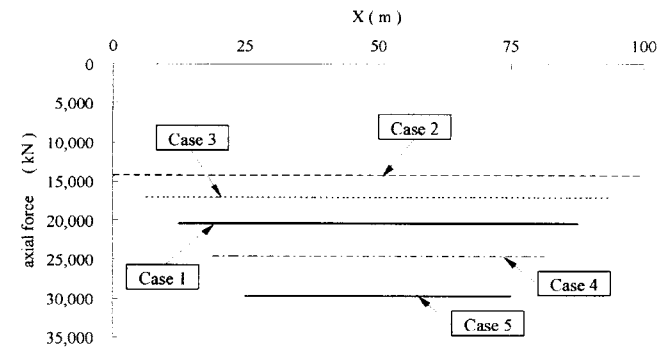


Fig.7 Axial forces of the girder in cases 1 to 5

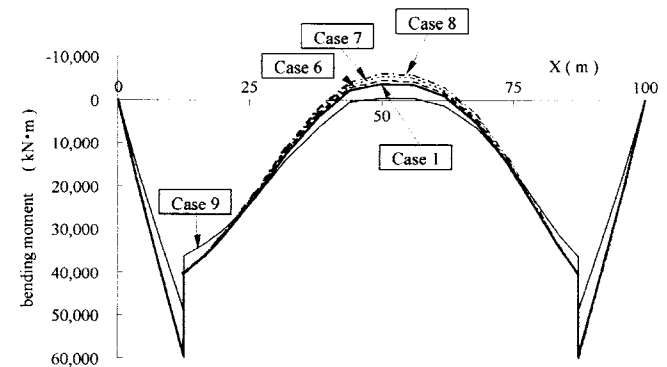


Fig.8 Bending moments of the girder in case-1 and cases 6 to 9

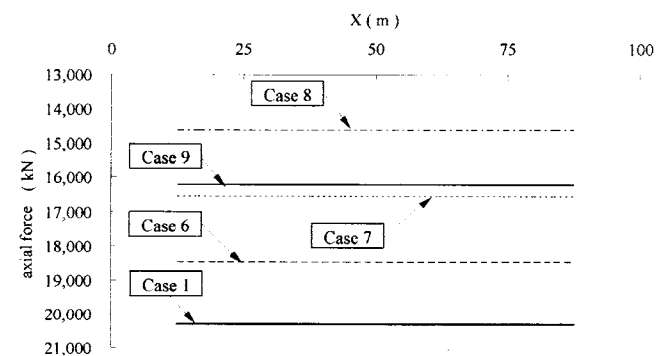


Fig.9 Axial forces of the girder in case-1 and cases 6 to 9

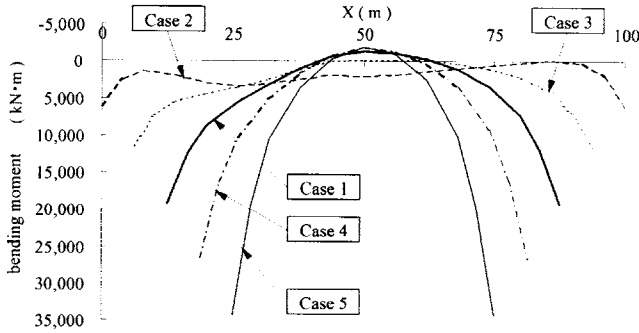


Fig.10 Bending moments of the arch rib in cases 1 to 5

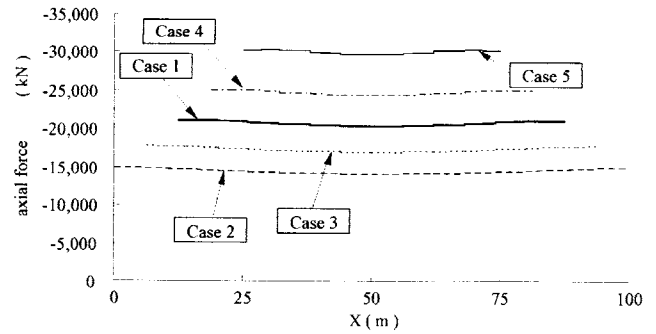


Fig.11 Axial forces of the arch rib in cases 1 to 5

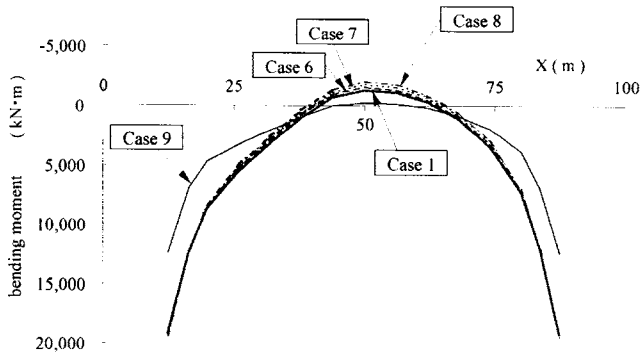


Fig.12 Bending moments of the arch rib in case-1 and cases 6 to 9

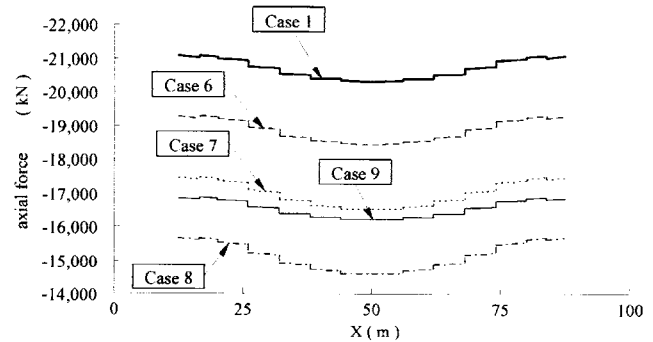


Fig.13 Axial forces of the arch rib in case-1 and cases 6 to 9

主桁とアーチリブはケーブルにて連結する。本形式ではアーチ径間とライズの比による影響を明確にするため、ケーブルを斜方向には張らず、鉛直に桁を吊る形式とした。それにより、ケーブルには常に引張力が生じるため、プレストレスは考慮していない。ケーブルはパラレルワイヤストランド (PWS-55) を用いた。

3. 静的解析による設計断面力の算定

構造解析は梁要素で構成した 2 次元平面骨組みモデルを用いた。ただし、ケーブル部材には圧縮力が発生しないことを前提とする。支点条件は、一方は橋軸方向固定、他方は可動とし、ともに橋軸直角回りは回転を自由とした。活荷重は 2 パターンの载荷タイプを固定载荷させた (Fig.5)。なお、活荷重強度および衝撃係数は、参考文献 6) に従い算出した。また、断面力図 (Fig.6~13) は部材破壊に関する安全性の照査のため、荷重係数を考慮した 1.1D+1.98L にて作図している。詳細は 4 章にて説明する。

主桁の設計曲げモーメントを Fig.6 に、設計軸力を Fig.7 に示す。純アーチである Case-2 を除き、支点側に曲げモーメントのピークが生じている。この位置は隅角部である。曲げモーメントはアーチ径間が短くなるほど隅角部の曲げが卓越する傾向にあった。軸力は側径間には生じず、アーチ径間に引張力が生じており、曲げモーメントと同じくアーチ径間が短くなるほど、軸力が卓越

した。また、基本ケース (Case-1) と、L=75m を一定とし、H を変化させたケースおよびコンクリート非充填のケース (Case-6~9) のみに着目した曲げモーメントと軸力を Fig.8,9 に示す。アーチライズの変化により曲げモーメントには顕著な影響は見られないが、軸力はアーチライズが高くなるほど減少する傾向にあった。Case-9 は充填コンクリート分の荷重が軽減されるため、曲げは Case-1 と比較して 20% 弱小さくなっているが、軸力は Case-3 と同程度となっている。

アーチリブの設計曲げモーメントを Fig.10,12 に、設計軸力を Fig.11,13 に示す。主桁と同様に、曲げモーメントはアーチ径間が短くなるほど隅角部の曲げが卓越する傾向にあり、また軸力もアーチ径間が短いほど圧縮力が卓越した。Case-6~8 も主桁と同様に、曲げモーメントにはアーチライズの変化による顕著な影響は見られないが、軸力はアーチライズが高くなるほど減少する傾向にあった。Case-9 は主桁と同様に曲げは低減されたが、軸力は Case-7 と同等程度となった。

4. 部材破壊に関する安全性の照査

4.1 照査基本式

本節では、限界状態設計法により、部材破壊に関する安全性の照査を行う。終局限界状態に対する照査基本式を式(1)に示す^{7),8)}。

$$Y_i (S_d / R_d) \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 S_d は照査用応答値、 R_d は照査用限界値、 γ_i は構造物係数 (=1.1) である。この係数値は、参考文献 8) にしたがった。また、 S_d は式(2)で表される^{7),8)}。

$$S_d = \sum \gamma_a S (F_k \gamma_r \rho_f) \quad (2)$$

ここに、 S は応答値、 γ_a は構造解析係数 (=1.0)、 F_k は荷重の特性値、 γ_r は荷重係数(死荷重:1.1, 活荷重:1.2)、 ρ_f は活荷重を対象とした荷重修正係数 (=1.65) である。これより、Fig.6 から Fig.13 に示した死荷重に対する荷重係数は 1.1 であり、活荷重に対しては $1.2 \times 1.65 = 1.98$ となる。また、 R_d は式(3)で表される^{7),8)}。

$$R_d = R (f_k / \gamma_m) / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、 R は限界値、 f_k は材料強度の特性値、 γ_m は材料係数(鋼:1.05, コンクリート:1.3)、 γ_b は部材係数(鋼:1.1, コンクリート:1.15) である。なお、これらの係数は文献 8) にしたがった。

4.2 主桁の照査

主桁は鋼製箱桁断面であるため、参考文献 9) により耐力照査を行った。部材には橋軸直角軸回りの曲げモーメントおよび引張軸力が作用し、これらは式(4)を満足しなければならない。

$$\gamma_i (N_{sd} / N_{rd} + M_{sdy} / M_{rdy}) \leq 1.0 \quad (4)$$

ここに、 N_{sd} は設計軸力、 N_{rd} は軸方向耐力、 M_{sdy} は橋軸直角回りの設計曲げモーメント、 M_{rdy} は橋軸直角回りの曲げ耐力である。

本式に基づいて鋼板厚を決定したが、基本ケースである Case-1 と比較し、純アーチである Case-2 が最も薄い板厚構成となった。アーチ径間が最も短い Case-5 においては、アーチによる補剛作用が効果的ではなく、フランジ厚が 78 mm と極厚となった。アーチ径間長を一定とし、アーチライズのみ変化させた Case-6~8 では、アーチライズが高いほど下フランジ厚が薄くなる傾向となるが、それほど顕著ではなかった。アーチリブのコンクリート非充填の Case-9 は、充填コンクリート分の重量が無いいため、側径間の曲げモーメントが若干低減されており、下フランジの板厚が薄くなる傾向となった。

4.3 CFT アーチリブの照査

コンクリート充填鋼管 (CFT) を用いたアーチリブの照査は参考文献 7) のコンクリート充填鋼管柱編にしたがった。すなわち、CFT は式(5)および式(6)を満足しなければならない。

$$\gamma_i (M_d / M_{ud}) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\gamma_i (N'_d / N'_{oud}) \leq 1.0 \quad (6)$$

ここで、 M_d は設計曲げモーメント、 M_{ud} は設計曲げ耐力、 N'_d は設計軸方向圧縮力、 N'_{oud} は設計軸方向圧縮耐力の上限値である。式(5)の設計曲げ耐力は、設計軸方向圧縮耐力の上限値を作用させた上での値であり、換言すれば本式は軸圧縮力と曲げモーメントの組合せに対する

照査式である。なお、設計軸方向圧縮耐力の上限値 N'_{oud} では全体座屈強度の低減が考慮されているが⁷⁾、この値は線形座屈解析により求めた有効座屈長を用いて算出した。

設計曲げ耐力は、以下の手順により算出した。なお、鋼管と充填コンクリートは平面保持の原則に従うと仮定する。

- ①断面を高さ方向に鋼管および充填コンクリートを含むファイバー要素に分割する。
- ②設計軸方向圧縮耐力の上限値 N'_{oud} が作用する条件下で曲率を与え、各ファイバー要素のひずみおよび応力度を計算する。鋼材および充填コンクリートの応力・ひずみ関係は、Fig.14,15 に示す構成則を仮定する。ここで、鋼材の構成則はバイリニアとし、 σ は応力、 ε はひずみ、 f_{yd} は設計引張降伏強度、 ε_{yd} は降伏ひずみ、 ε_{ud} は加工硬化開始ひずみ(終局ひずみとした)、 f'_{ud} は設計圧縮強度である。また、充填コンクリートの構成則は文献 7) に示される曲線とし、 σ'_c は圧縮応力、 ε'_c は圧縮ひずみ、 f'_{cd} は設計圧縮強度である。なお、コンクリートは引張力には抵抗しないとした。
- ③各ファイバー要素に作用する軸方向力を算定し、それらのつりあい条件により中立軸を決定する。
- ④各ファイバー要素の軸方向力より、断面内の曲げモーメント(設計曲げ耐力)を算定する。
- ⑤異なる軸方向圧縮耐力を与え、それぞれの曲げ耐力を計算する。求められた曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線を算定し、式(5)、(6)による結果がこの相関曲線内にあることを確認する。

Case-9 はコンクリート非充填鋼管であるため、主桁と同様に式(4)により照査を行った。

アーチリブの照査は、隅角部およびアーチ径間の L/4 点にて実施した。式 5),6) に基づいて鋼板厚を決定したが、基本ケースである Case-1 と比較し、純アーチである Case-2 が最も薄い板厚構成となった。ただし、設計軸方向圧縮力が大きく、鋼管径を小径にするまでには至らなかった。アーチ径間が最も短い Case-5 においては、鋼管厚が 68mm と極厚となり、主桁と同様の結果となった。Case-6~8 では、アーチライズが高いほど設計曲げ耐力が大きくなるが、断面を決定する要因にまでには至らなかった。一方、設計軸方向圧縮力に着目すると、アーチライズが高いほど低減されるため、鋼管厚を薄くすることができた。コンクリート非充填の Case-9 は、充填コンクリート分の荷重が無いいため、設計曲げ耐力を低減することができているが、Case-7,8 と同等の設計軸方向圧縮力が作用しており、板厚も 43mm と厚くなった。Fig.16,17 に本検討の一例として、Case-1 の曲げ耐力と軸方向圧縮耐力の相関曲線を示すが、設計断面力は相関曲線内にある。

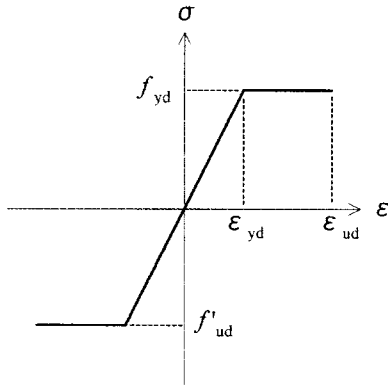


Fig.14 Stress vs. strain relation of steel

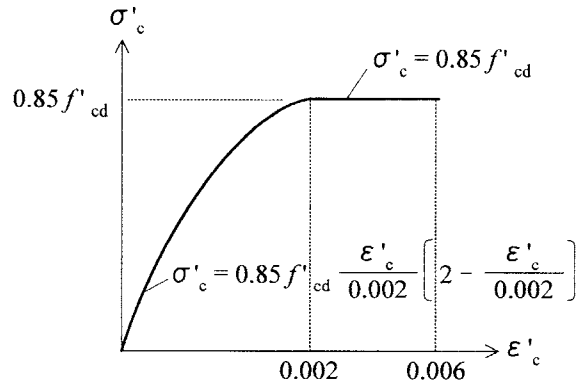


Fig.15 Stress vs. strain relation of concrete of compression

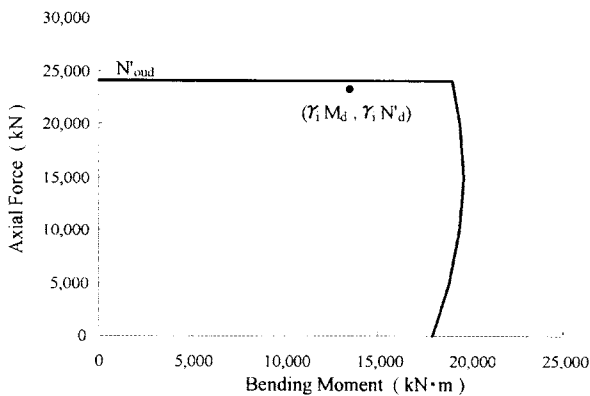


Fig.16 Safety verification of the arch rib at the arch end

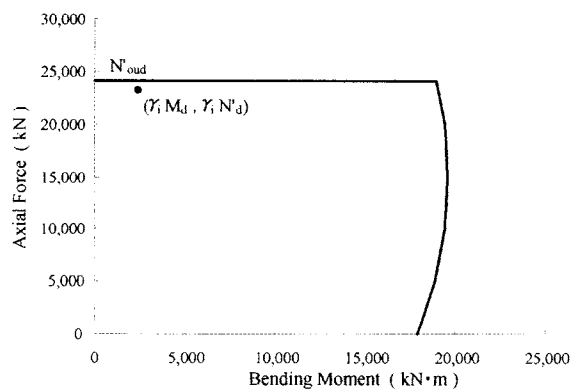


Fig.17 Safety verification of the arch rib at L/4

Table2 Cases of elastic plastic large deformation analysis

	Initial imperfection of arch rib
Case-1	No initial imperfection
Case-10	H/500
Case-11	H/1000
Case-12	H/2000

H : Height of arch rise

5. 全体座屈強度の検討

本章では、提案した新形式橋梁の全体座屈に関する検討を行う。解析は弾塑性大变形解析により行った。本形式は前述したとおり、アーチリブ間を連結する横つなぎ材を設けておらず、アーチリブが面外座屈するモードが卓越することが考えられるため、Case-1(基本モデル)および Case-1 において CFT アーチリブが H/500, H/1000, H/2000 (H:アーチライズ高)の3種類の初期不整を与えたケース (Case-10, 11, 12) を対象にした (Table2)。すなわち、施工誤差によりアーチリブが鉛直面から若干傾いている影響を把握することを意図した。なお、この値は道

路橋示方書¹⁰⁾に規定されている値を参考に設定した。

ファイバー要素に分割した主桁(側径間、アーチ径間)および CFT アーチリブの断面を Fig.18 に示す。主桁に関しては、フランジは板厚方向に4分割、板幅方向に4分割した。ウェブは、高さ方向に20分割した。箱桁内部のリブは、高さ方向に4分割した。コンクリート充填アーチリブは、鋼管およびコンクリートともに高さ方向に20分割した。そして、各ファイバーの鋼およびコンクリートは Fig.14 と Fig.15 の構成則にしたがうとした。なお、隅角部は剛性の高い線要素、2次部材であるハンガーおよび横桁も線要素とした。

荷重の載荷方法は、まず設計死荷重を載荷させ、続いて設計活荷重を漸増させる。本検討では、活荷重は LC1 のみに着目し、漸増活荷重は 0.1*LC1 とし、これを全体座屈が生ずるまで累加載荷し続けた。なお、今回使用したプログラムは、汎用 FEM プログラムの FORUM8 FRAME(3D)である。

変形図を Fig.19 および Fig.20 に、アーチクラウン部の鉛直変位-荷重の関係を Fig.21 に、水平変位-荷重の関係を Fig.22 に示す。

鉛直変位は各ケースともに D+3.0*LC1 までは線形増加するが、これ以降鉛直変位が増大している。これは主桁

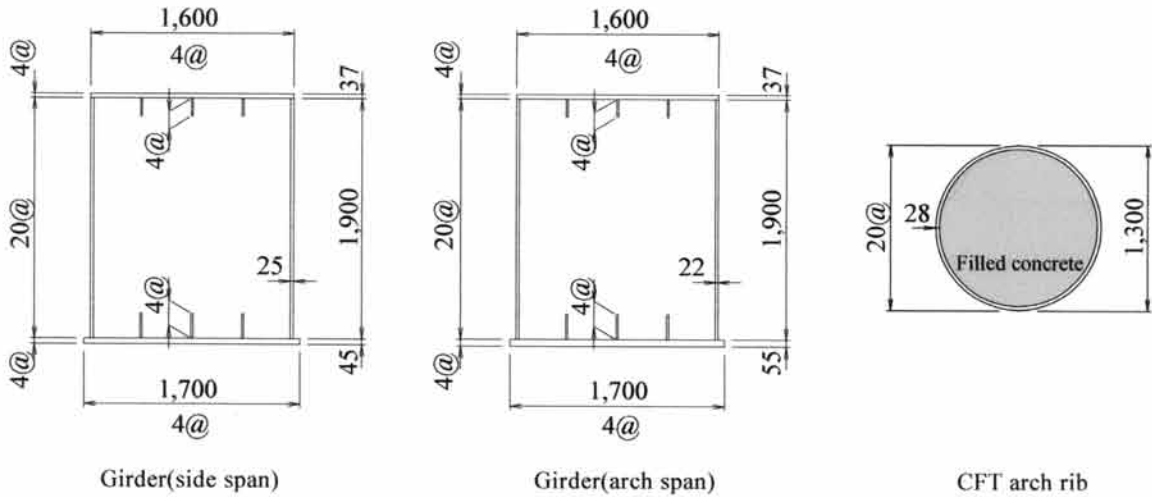


Fig.18 Cross section of the girder and the arch rib

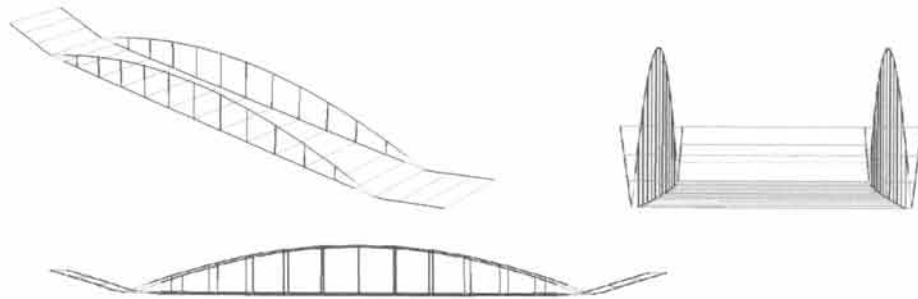


Fig.19 Deformation of case-10 at D+3.0*LC1

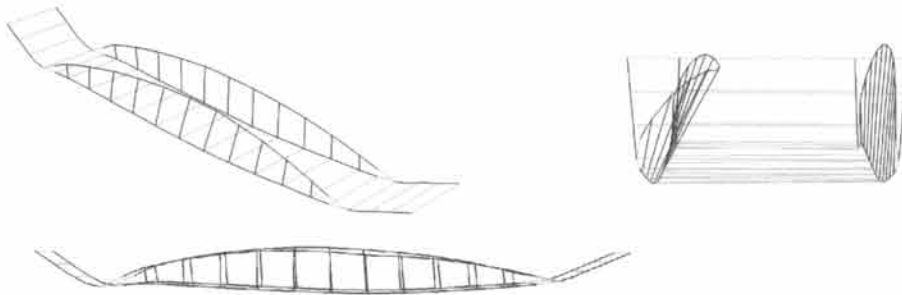


Fig.20 Deformation of case-10 at D+6.30*LC1

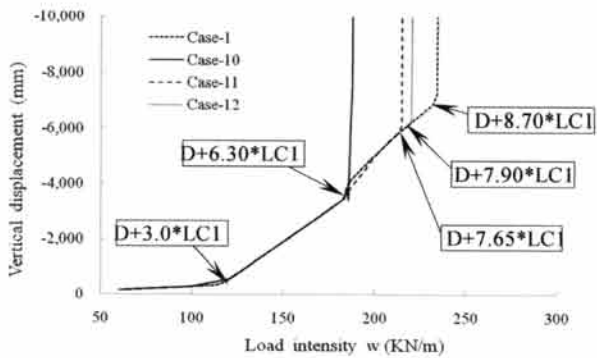


Fig.21 Vertical displacements vs. load intensity

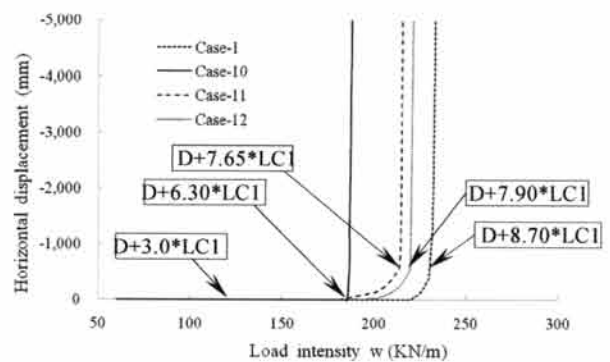


Fig.22 Horizontal displacements vs. load intensity

側径間の隅角部付近において塑性ヒンジが生じたためである。この現象は各ケースともに同時に発生した。よってアーチリブの初期変位に影響なく発生した。この時点での変形状況が Fig.19 に示されている。

次に、Case-10 においては $D+6.30*LC1$ にて急激に鉛直変位が増大した。同時に、水平変位も急激に増大した。この時の変形状況を Fig.20 に示すが、最終的には水平方向に全体座屈が生じていることが理解できる。また、水平変位は鉛直変位と異なり全体座屈が生じる前まで変位がほぼ 0 であった。

Case-10 においては、分岐点を越えた直後急激に変位が増加したが、Case-11 では $D+7.65*LC1$ 時に、Case-12 では $D+7.90*LC1$ 時に、Case1 では $D+8.70*LC1$ 時に、急激に鉛直変位が増大した。Case-10 においては、分岐点を越えた直後急激に変位が増加したが、他のケース Case-11, Case-12, Case-1 においては分岐点を過ぎてから徐々に変位が増大した後に急激に水平変位が増大する傾向であった。

以上より、アーチリブに初期不整がある場合は、ない場合より小さい荷重で全体座屈が生じることがわかった。ちなみに H/500 と比較的小さい初期不整を与えた Case-10 の全体座屈荷重は、基本ケースの Case-1 より 20% も小さくなった。

また、各ケースにおいて終局荷重作用時における荷重と係数の組合せである $D+2.5*LC1$ を大きく上回っており、本形式は全体座屈に対して安全であると言える。

6. まとめ

本論文では、単純箱桁橋の支間中央付近を CFT アーチリブで補剛した新形式橋梁を提案し、異なる 9 種類のアーチ径間/ライズ比について、性能照査型設計による部材破壊に対する安全性の照査を行った。また、弾性有限変位解析による全体座屈の検討、経済性の比較および施工性についても検討を行った。得られた知見を以下に示す。

アーチ径間 / ライズ比を一定とし、アーチ径間を変化させた解析結果より、アーチ径間が短いほどアーチリブに曲げが卓越し、桁のアーチリブによる補剛が効果的ではなく、桁に作用する曲げモーメントおよび軸力が大きいことを見出した。

アーチ径間を一定とし、アーチライズを変化させた解析結果より、アーチライズの変化により曲げモーメントにはほとんど影響は見られないが、軸力はアーチライズが高くなるほどアーチリブによる補剛効果が高くなり、最大で 30% 程度減少することを見出した。

終局限界時の設計断面力に対し、部材破壊の安全性の

照査を実施した結果、本形式は構造的および耐力的に実現可能であることを見出した。ただし、アーチ径間が短い Case-4, Case-5 は、大きな断面力が作用するため、主桁およびアーチ部材は板厚が厚い断面構成となった。

基本ケースおよび初期不整を有する 3 ケースについて弾塑性有限変位解析により全体座屈強度を検討した。その結果、両者ともにアーチリブが面外座屈することにより終局状態に達した。また、アーチリブに初期不整がある場合は、初期不整がない場合より小さい荷重で全体座屈が生じることがわかった。H/500 と道路橋示方書に規定されている初期変位を与えた Case-10 の全体座屈荷重は、基本ケースの Case-1 より 20% も小さくなった。しかし、 $D+2.5*LC1$ を大きく上回っており、本形式は全体座屈に対して十分に安全性を確保していることを見出した。

なお、本論文中には詳述しなかったが、材料費、製作費、工場塗装費および充填コンクリート打設費を考慮した経済性の比較を行った。その結果、Case-1 (コンクリート充填) は Case-9 (コンクリート非充填) より 10% 程度の低コスト化が可能であり、アーチリブに CFT を用いることの合理性を確認することができた。

なお、本論文では隅角部やケーブル定着部等の構造詳細の検討および、耐震設計については実施しておらず、今後の課題とした。

参考文献

- 1) 田中寛泰, 中村俊一, 井上浩男, 羽田大作: 鋼管桁を用いた吊り形式橋梁の構造と耐風特性, 土木学会論文集 No.805/VI-69, pp.91-103 (2005).
- 2) 田中寛泰, 中村俊一, 加藤一寿: 斜吊りアーチ橋の構造特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.617-625 (2008).
- 3) 栗原廣行, 田邊喜久夫, 宮脇崇泰, 徳山岩男, 山本信哉: 宇品大橋上部工の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.2, pp.8-16 (2000).
- 4) 北島治美, 長曾我部徹, 田村幸久, 高楊裕幸, 池田大樹, 高桑正直: 新豊橋のデザインと施工, 橋梁と基礎, Vol.41, No.5, pp.5-11 (2007).
- 5) 保坂鐵矢, 西海健二, 中村俊一: 圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1565-1573 (1998).
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 鋼橋編 (2002).
- 7) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針 (案) (2002).
- 8) 土木学会: 複合構造物の性能照査例 (2006).
- 9) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 (2007).
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編 (2002).