

CFT アーチリブで部分的に補剛された鋼箱桁橋の構造特性

Structural characteristics of steel box girder bridges partly stiffened with CFT arch ribs

田中 寛泰*, 中村 俊一**, 森屋 圭浩***

Hiroyasu Tanaka, Shun-ichi Nakamura, Yoshihiro Moriya

* 東海大学大学院 総合理工学研究科 総合理工学専攻 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 1117)

** Ph.D., 東海大学教授, 工学部土木工学科 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 1117)

*** 東海大学工学部土木工学科 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 1117)

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 strength. 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, compression and global buckling. This study shows the new bridge is feasible.

Key Words: Arch bridges, CFT, Performance based design method, Global buckling

キーワード: アーチ橋, コンクリート充填鋼管, 性能照査型設計法, 全体座屈

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 (図-1) 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 (図-2) 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^{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 (図-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, たわみの比較および性能照査型設計により提案形式の部材破壊に対する安全性を照査する. 具体的には, まず静的解析により設計断面力を求め, 限界状態設計法を用いて終局限界状態で耐力照査する. ここで, CFT はコンクリートの鋼管による拘束効果 (コンファインド効果) 等により, 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. したがって, 本形式の照査には, 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. 次に, アーチリブの全体座屈強度を弾性有限変位解析により検討する. さらに, 本形式の経済性について検討する.

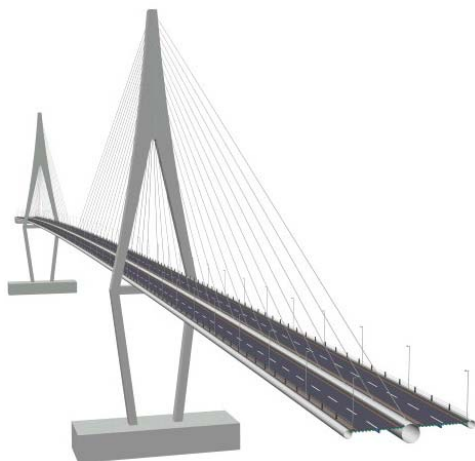


図-1 CFT を用いた鋼管斜張橋

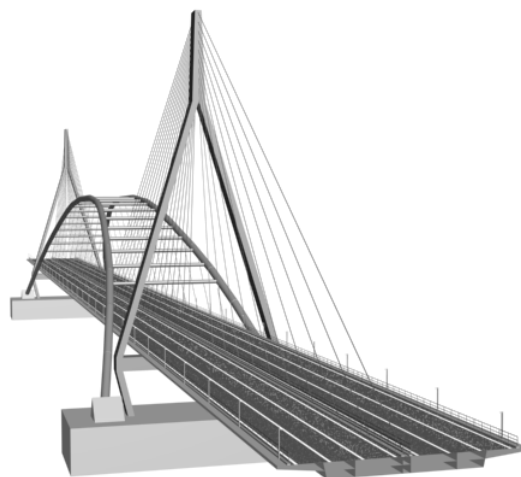


図-2 CFT を用いた斜吊りアーチ斜張橋

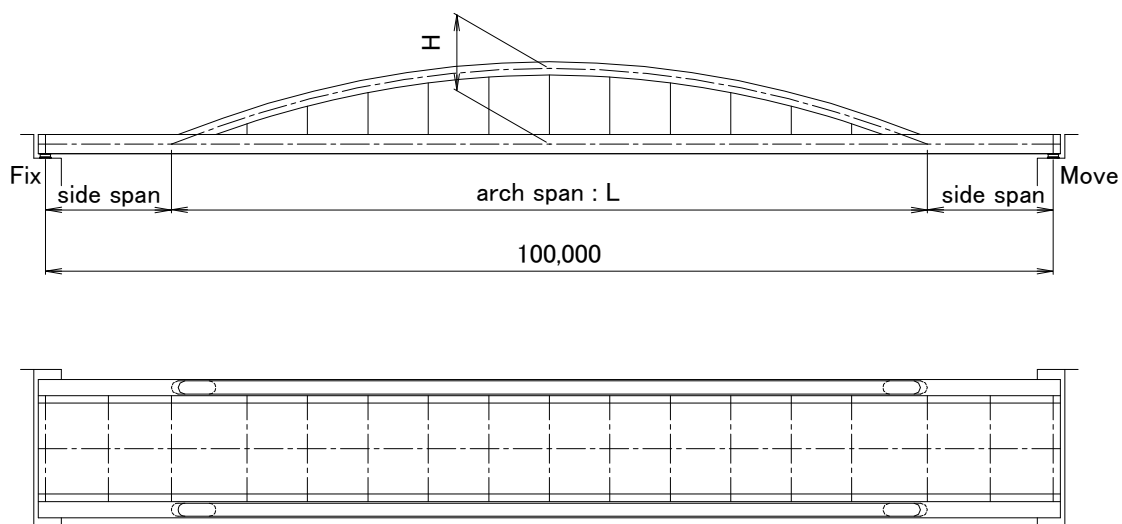


図-3 新形式橋梁の側面図および平面図（単位：mm）

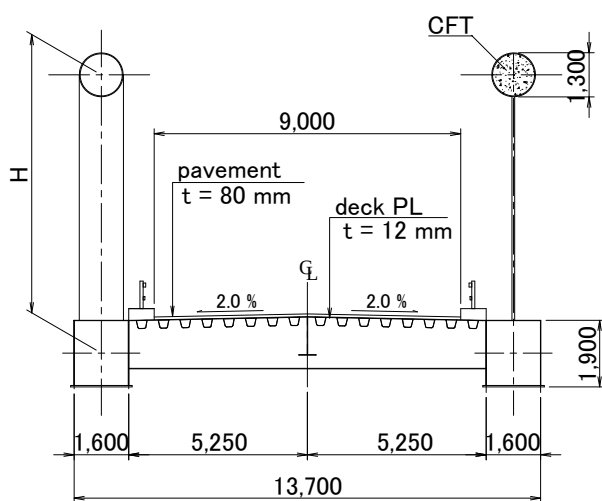


図-4 新形式橋梁の断面図（単位：mm）

表-1 検討ケース

	L (m)	H (m)	L/H	備考
Case 1	75.0	7.50	10.0	基本ケース
Case 2	100.0	10.00	10.0	純アーチ
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	コンクリート充填無し

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図-3および図-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13.7 mとした。桁支間は、過去の類似実用橋を参考にして、100 m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(表-1)。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の径間を、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 Case 1 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 1,900 mm 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 (表-3 参照)。

アーチリブは直径 1,300 mm、材質 SM490Y の鋼管とし、板厚は主桁と同様に、後述の式 (5) あるいは式 (6) 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 (表-4 参照)。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

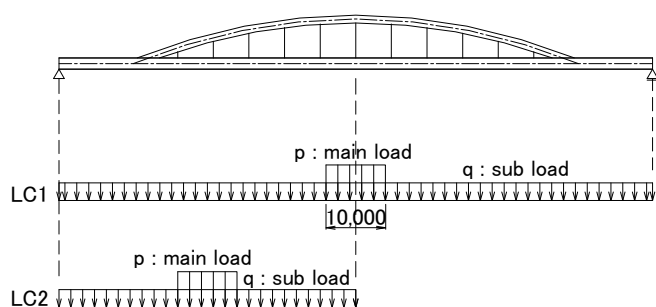


図-5 活荷重の載荷ケース

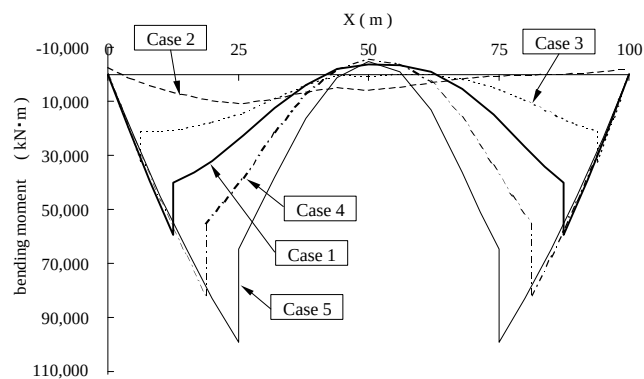


図-6 主桁設計曲げモーメント図 (Case 1~5)

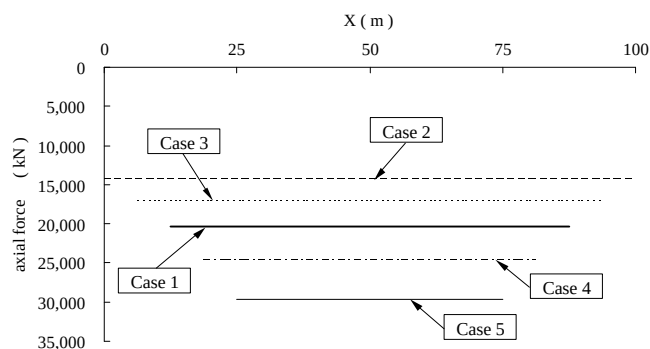


図-7 主桁設計軸力図 (Case 1~5)

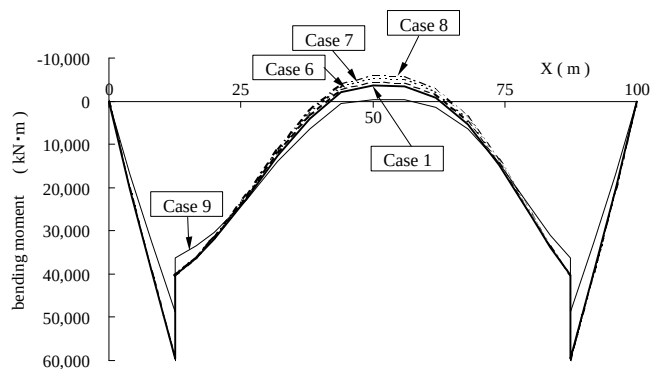


図-8 主桁設計曲げモーメント図 (Case 1,6~9)

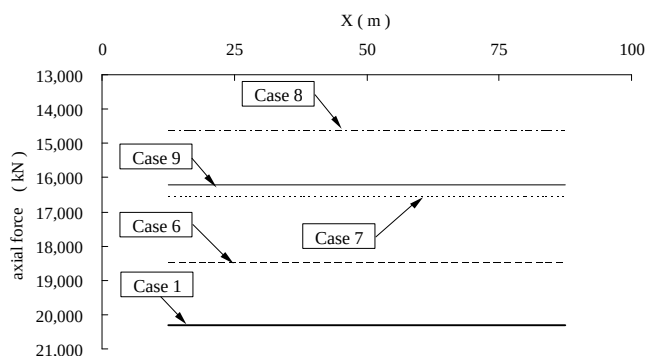


図-9 主桁設計軸力図 (Case 1,6~9)

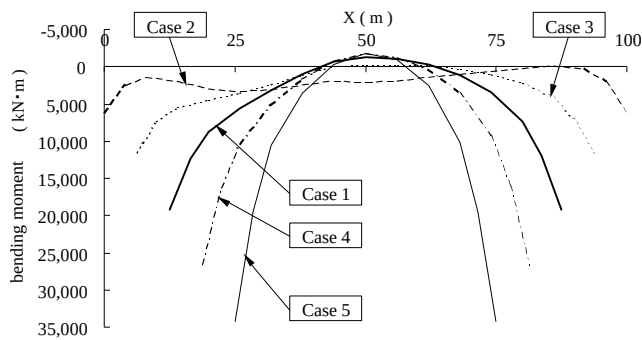


図-10 アーチリブ設計曲げモーメント図 (Case 1～5)

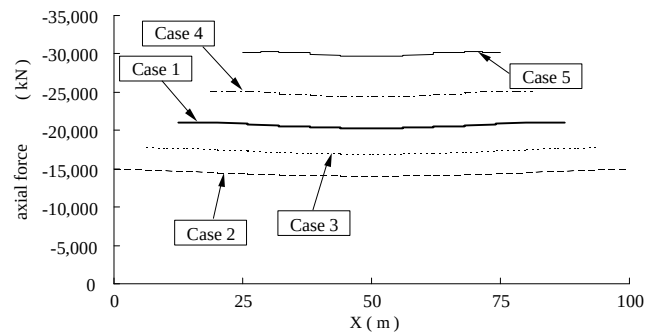


図-11 アーチリブ設計軸力図 (Case 1～5)

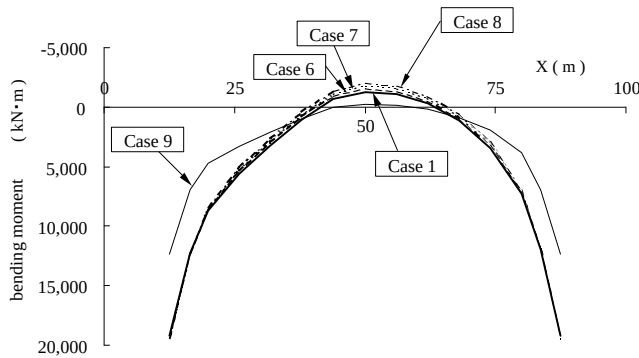


図-12 アーチリブ設計曲げモーメント図 (Case 1,6～9)

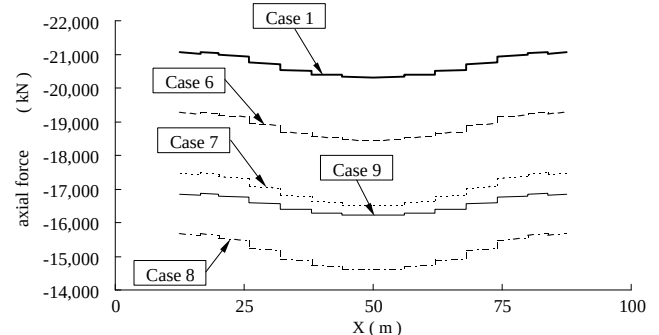


図-13 アーチリブ設計軸力図 (Case 1,6～9)

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。

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。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パターンの載荷タイプを固定載荷させた (図-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 (図-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図-6に、設計軸力を図-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ることが分かる。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

卓越することが分かる。また、基本ケース (Case 1) と、 $L=75\text{m}$ 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図-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ることが分かる。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図-10, 12 に、設計軸力を図-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することが分かる。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

表-2 活荷重たわみ (mm)

	L (m)	H (m)	LC1	LC2	$\delta_{\max}$	δ_a
Case 1	75.0	7.50	57.6	68.3	68.3	200.0
Case 2	100.0	10.00	26.9	42.3	42.3	200.0
Case 3	87.5	8.75	30.3	49.9	49.9	200.0
Case 4	62.5	6.25	114.4	99.1	114.4	200.0
Case 5	50.0	5.00	203.4	148.9	203.4	200.0
Case 6	75.0	8.33	53.2	66.3	66.3	200.0
Case 7	75.0	9.38	49.5	64.5	64.5	200.0
Case 8	75.0	10.71	46.7	63.1	63.1	200.0
Case 9	75.0	7.50	79.6	80.9	80.9	200.0

表-3 主桁断面構成および耐力照査結果

		断面板厚構成 (mm)			N _{sd} (kN)	N _{rd} (kN)	M _{sd} (kN・m)	M _{rd} (kN・m)	式(4)
		Deck PL	Web	L-Flg					
Case 1	側径間	12	16	32	0	83,466	39,409	45,875	0.94
	アーチ径間	12	16	37	20,316	86,340	31,879	50,524	0.95
Case 2	アーチ径間	12	9	12	14,146	62,978	10,766	23,127	0.76
Case 3	側径間	12	9	12	0	62,978	15,867	23,127	0.75
	アーチ径間	12	16	17	16,968	74,845	19,986	31,826	0.94
Case 4	側径間	12	32	59	0	121,326	67,396	78,326	0.95
	アーチ径間	12	16	51	24,424	94,387	38,374	63,428	0.95
Case 5	側径間	16	32	78	0	139,752	82,682	95,365	0.95
	アーチ径間	14	16	54	29,650	100,756	38,121	66,894	0.95
Case 6	側径間	12	16	32	0	83,466	39,467	45,875	0.95
	アーチ径間	12	16	35	18,455	85,191	31,682	48,666	0.95
Case 7	側径間	12	16	32	0	83,466	39,548	45,875	0.95
	アーチ径間	12	16	34	16,531	84,616	31,547	47,737	0.94
Case 8	側径間	12	16	32	0	83,466	39,660	45,875	0.95
	アーチ径間	12	16	32	14,600	83,466	31,495	45,875	0.95
Case 9	側径間	12	16	23	0	78,293	32,463	37,462	0.95
	アーチ径間	12	16	32	16,212	83,466	30,305	45,875	0.94

ここに、N_{sd}：設計軸方向力、N_{rd}：軸方向耐力、M_{sd}：橋軸直角回りの設計曲げモーメント、

M_{rd}：橋軸直角回りの設計曲げ耐力

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ることが分かる。Case 9 は主桁と同様に曲げは低減されているが、軸力は Case 7 と同等程度となっている。

次に、活荷重たわみを表-2 に示す。アーチ径間が短くなるほどたわみが大きくなっている。特に Case 5 は許容活荷重たわみを超過する結果となり、剛度の見直しが必要となる。すなわち、本形式の採用にあたっては、このあたりのアーチ径間・ライズ比が限界と考えられる。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 (Case 6~8) のみに着目すると、ライズが高くなるほどたわみにくくなる傾向にあるが、それほど顕著となっていないことが分かる。Case 9 は充填コンクリートが無く剛度が低いため、80 mm を超えるたわみが生じている。

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)}。

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

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)}。

$$S_d = \Sigma \gamma_a S (F_k \gamma_f \rho_f) \quad (2)$$

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_f 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、図-6 から図-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。

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

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

なお、照査は圧縮フランジ側および引張フランジ側の

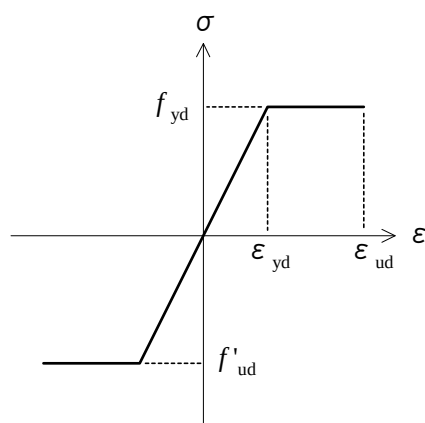


図-14 鋼材の構成則

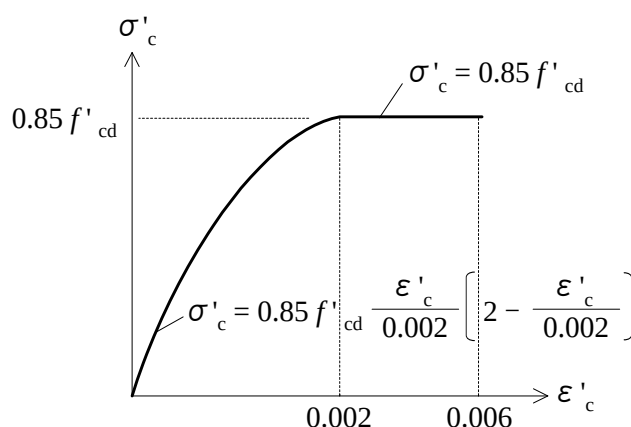


図-15 充填コンクリートの構成則

両者で実施しなくてはならない。ただし、本形式は鋼床版桁であり、中立軸が上フランジ側に寄っていること、また主桁には支間中央部付近を除いて正曲げが卓越することから、本論文では圧縮フランジ側の説明は省略し、引張フランジに着目した結果のみを記載する。算定した断面板厚構成および耐力照査結果を表-3に示す。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ている。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 と極厚となっている。この傾向は、活荷重たわみにも顕著に表れている (表-2)。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い。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分、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ている。

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。

$$\gamma_1 (M_d / M_{ud}) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\gamma_1 (N'_d / N'_{oud}) \leq 1.0 \quad (6)$$

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 (表-4.5)。

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、図-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} は硬化開始ひずみ、 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放物線とし、 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。
- 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。

なお、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) により照査を行わなければならない。

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。表-4.5 に照査結果を示す。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ている。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っていない。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ている。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っていない。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

表-4 アーチリブ断面構成および耐力照査結果 (Case 1～8)

		鋼管径 (mm)	板厚 (mm)	有効座屈長 (m)	N'_d (kN)	N'_{oud} (kN)	式(5)	M_d (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	式(6)
Case 1	隅角部	1,300	28	27.2	-21,076	-24,130	0.96	12,304	18,981	0.71
	$L_{arch}/4$	1,300	28	27.2	-20,548	-24,130	0.94	3,193	18,981	0.19
Case 2	隅角部	1,300	16	21.5	-14,931	-17,189	0.96	2,478	13,299	0.20
	$L_{arch}/4$	1,300	16	21.5	-14,462	-17,189	0.93	3,238	13,299	0.27
Case 3	隅角部	1,300	24	21.8	-17,743	-20,562	0.95	7,296	17,307	0.46
	$L_{arch}/4$	1,300	24	21.8	-17,410	-20,562	0.93	3,598	17,307	0.23
Case 4	隅角部	1,300	40	26.9	-25,154	-29,114	0.95	16,222	24,346	0.73
	$L_{arch}/4$	1,300	40	26.9	-25,016	-29,114	0.95	13,426	24,346	0.61
Case 5	隅角部	1,300	68	18.5	-30,308	-35,136	0.95	19,451	37,327	0.57
	$L_{arch}/4$	1,300	68	18.5	-30,172	-35,136	0.94	3,485	37,327	0.10
Case 6	隅角部	1,300	26	24.3	-19,301	-22,274	0.95	12,282	18,204	0.74
	$L_{arch}/4$	1,300	26	24.3	-18,900	-22,274	0.93	2,995	18,204	0.18
Case 7	隅角部	1,300	23	21.9	-17,485	-20,194	0.95	12,258	16,812	0.80
	$L_{arch}/4$	1,300	23	21.9	-17,036	-20,194	0.93	2,806	16,812	0.18
Case 8	隅角部	1,300	21	17.9	-15,687	-18,019	0.96	12,213	15,907	0.84
	$L_{arch}/4$	1,300	21	17.9	-15,178	-18,019	0.93	2,629	15,907	0.18

ここに、 M_d ：設計曲げモーメント、 M_{ud} ：設計曲げ耐力、 N'_d ：設計軸方向圧縮力、 N'_{oud} ：設計軸方向圧縮耐力

表-5 アーチリブ断面構成および耐力照査結果 (Case 9)

		鋼管径 (mm)	板厚 (mm)	有効座屈長 (m)	N_{sd} (kN)	N_{rd} (kN)	M_{sdy} (kN・m)	M_{rty} (kN・m)	式(4)
Case 9	隅角部	1,300	43	34.3	-16,862	-40,317	6,977	16,171	0.93
	$L_{arch}/4$	1,300	43	34.3	-16,404	-40,317	2,101	16,171	0.59

ここに、 N_{sd} ：設計軸方向力、 N_{rd} ：軸方向耐力、 M_{sdy} ：橋軸直角回りの設計曲げモーメント、 M_{rty} ：橋軸直角回りの設計曲げ耐力

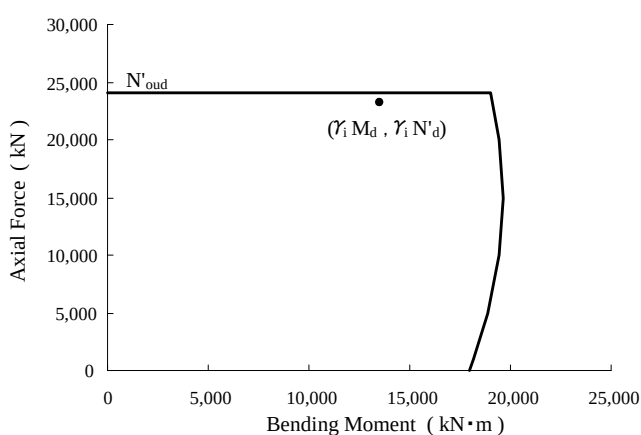


図-16 Case 1 の M_{ud} - N'_{ud} 相関曲線 (隅角部)

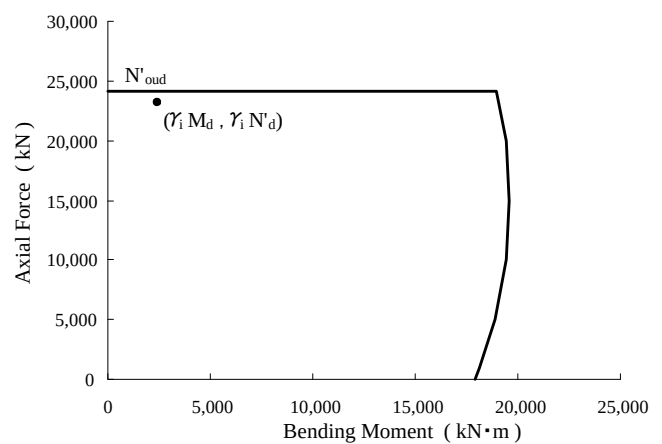


図-17 Case 1 の M_{ud} - N'_{ud} 相関曲線 ($L/4$ 点)

る。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分、設計曲げ耐力を低減することができるが、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 と厚くなっている。図-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。

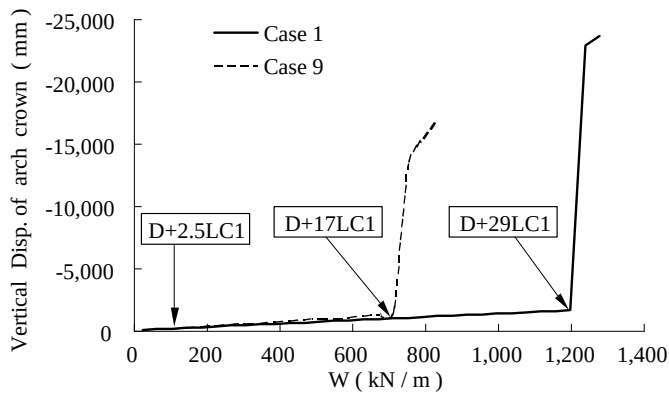


図-18 鉛直変位 - 荷重図

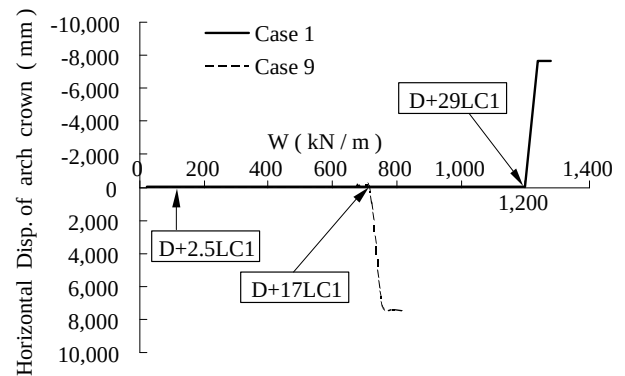


図-19 水平変位 - 荷重図

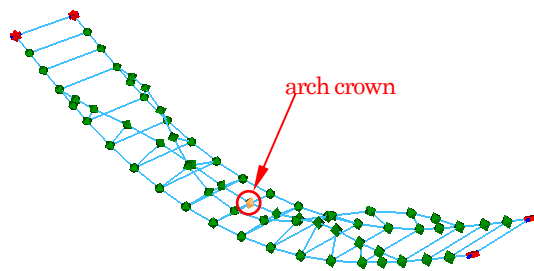


図-20 Case 1 変形図 (D+30LC1 時)

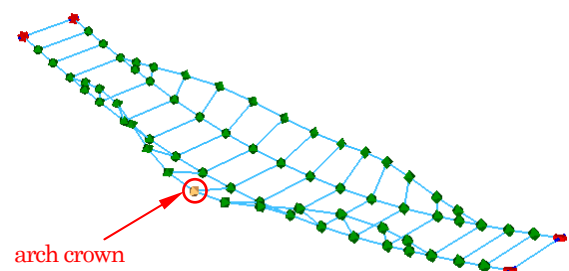


図-21 Case 9 変形図 (D+18LC1 時)

表-6 重量比較表

	鋼材重量				充填コンクリート (ton)
	主桁 (ton)	鋼管 (ton)	小計 (ton)	比率	
Case 1	230.3	67.6	297.8	1.00	143.0
Case 2	177.7	52.0	229.7	0.77	198.1
Case 3	197.4	67.8	265.2	0.89	169.0
Case 4	274.1	79.7	353.8	1.19	114.6
Case 5	310.7	106.0	416.6	1.40	83.4
Case 6	228.3	63.2	291.5	0.98	144.7
Case 7	227.3	56.5	283.8	0.95	147.3
Case 8	225.2	52.2	277.5	0.93	149.9
Case 9	222.2	102.6	324.8	1.09	0.0

5. 弾性有限変位解析による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対する安全性の照査を行う。解析は弾性有限変位解析により行った。また、本形式は2章で述べたとおり、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、本検討には3次元の立体モデルにて解析を行った。検討は基本ケースであるCase 1と、充填コンクリートが座屈耐力を向上させる効果を確認するため、コンクリート非充填のCase 9について行った。

荷重の載荷方法は、まず設計死荷重を載荷させ、続い

て設計活荷重を増加させる。本検討では、活荷重は載荷ケース LC1 のみに着目した(図-5)。載荷ステップは、Step1 : D, Step2 : LC1 を 1.0 (L+i) の刻みで増加させた。

解析で得られたアーチクラウン部の鉛直変位-活荷重載荷の関係を図-18に、水平変位-活荷重載荷の関係を図-19に、変形図を図-20および図-21に示す。Case 1では、鉛直変位は D+29LC1 までは線形増加するが、これ以降急激に変位が増大する。また、水平変位は D+29LC1 まではほぼ 0 であるが、これ以降急激に変位が増大する。D+30LC1 時点での変形図(図-20)を見ると、アーチリブが面外方向に大きく変形していることから、この変曲点でアーチリブに面外座屈が生じ、鉛直方向に大変形し

て終局状態に達すると考えられる。ただし、この結果は文献 10) に示されている、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。Case 9 においても同様な傾向であり、D+2.5 LC1 を上回るとなっているが、アーチリブの面外変形が生じる変曲点は D+18 LC1 と、Case 1 の 60% 程度となっている。すなわち、アーチリブに CFT を用いることにより、全体座屈に対しても耐力を向上させることを示している。特に本形式のように横つなぎ材を設けないアーチ構造に CFT を用いることは、本章の結果からも合理的であると考えられる。

なお、CFT は鋼管と充填コンクリートで構成されているが、両者間のずれ変位と作用力の関係、特に大変形領域における充填コンクリートの評価には未知の要素があるため、本論文では第一段階として弾性有限変位解析を実施し、弾塑性有限変位解析による検討は今後の課題とした。

6. 経済性の比較および施工性について

本形式の経済性を把握するため、各ケースの重量およびコストの比較を行う。各ケースの 1 主構あたりの重量を比較したものを表-6 に示す。なお、表-6 の比率は、基本ケースである Case 1 を 1.0 とした場合の比率を意味している。

まず、重量による比較を行う。表-6 によると、Case 2 は純アーチ形式であり、鋼材重量は Case 1 を 20% 程度下回っている。ただし、アーチ径間が長い分、充填コンクリート重量は最も大きくなっている。また、Case 3 も同様な結果となっている。Case 2 および 3 はアーチライズが高いため（表-1）、採用に際しては、景観面で架橋位置周辺に与える影響に対して、慎重に検討しなければならない。Case 4 および Case 5 はアーチ径間が短く、主桁および鋼管の板厚が厚い断面構成となり、特に Case 5 は鋼材重量が Case 1 よりも 40% 大きく、最も不経済な結果となっている。アーチ径間を Case 1 と同じとし、アーチライズのみを変化させた Case 6～8 は、アーチライズを高くすることにより鋼重を減少させることができるが、Case 1 と比較して顕著な結果とはなっていない。コンクリート非充填ケースである Case 9 は、アーチリブの板厚が厚い断面構成となるため（表-5）、Case 1 と比較して鋼材重量が 10% 大きくなっている。

つづいて、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う。材料費は材質による規格エキストラを加味した鋼材費と、充填コンクリート費用とした。製作費は、本来は大型・小型材片数等から算出するのが望ましいが、本論文では概算として、各ケースの鋼材重量から製作工数に換算して算出した。工場塗装費については、主桁は各ケース同面

積とし、アーチリブの外表面・内面塗装費のみを考慮した。充填コンクリート打設費用は、コンクリート体積から算出した。なお、本検討には輸送工、鋼橋架設工等は考慮していない。また、本検討では、上部構造形式の基本特性の解明を主たる目的とするため、上部工重量による下部工構造への影響についても、経済比較に考慮していない。はじめに、Case1（コンクリート充填）と Case9（コンクリート非充填）を比較し、鋼管アーチリブ内の充填コンクリートの有無が経済性に及ぼす影響を検討する。その結果、Case1 は 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が証明された。この結果の主な要因としては、Case9 はコンクリート非充填であり死荷重は軽減されるが、鋼管の板厚が 43mm と厚い断面構成となるため、鋼材費が高価となること、また鋼管内に内面塗装が別途必要となるため、充填コンクリートの材料費および打設費が不要であるとしても、Case1 よりも不経済な結果となることが挙げられる。さらに、Case9 には局部座屈防止の縦リブやダイアフラム等、追加で必要となる鋼材が生じるが、今回の試算には考慮していないことを付記しておく。

次に、Case1～8 の経済比較を行う。まず、異なるアーチ径間に着目した Case1～5 を比較すると、アーチ径間が長いほど経済的となる傾向となり、Case3 は Case1 より 15% 弱低コストとなった。また、この傾向に従うと純アーチである Case2 が最もコスト面で優れる結果となるが、アーチライズが高いため、景観性および建築限界について慎重に検討が必要である。逆に、アーチ径間が最も短い Case5 は Case1 の 1.5 倍のコストを要する。つづいて、アーチ径間長を 75m に固定し、アーチライズを変化させた Case6～8 を比較すると、アーチライズが高いほど経済的となる傾向となり、特に Case8 は Case1 よりも 8% 程度コストが低減する。以上より、本形式は CFT をアーチリブに適用することにより構造的に合理的であり、さらに、架橋地点の状況に応じてアーチ径間長やライズ高を変化させれば、コスト最小な構造を選択できることが理解できた。

施工性については、本形式を架設するために、特殊な工法は想定していない。アーチリブにコンクリートを充填しなければならないが、アーチリブの閉合後に鋼管内へコンクリートを充填すれば型枠は必要とならないため、一般的にアーチ橋の架設に採用される、一括台船ブロック架設工法やケーブル架設工法等にも特に問題なく対応が可能である。また、本形式の基本ケース (Case 1) は隅角部から支点側に主桁が伸びており、これを手延べ桁代わりとして送出し架設工法を採用することも、近年の同様な形式橋梁の施工実績からも可能と考えられる¹¹⁾。

アーチリブの現場溶接については、現場溶接および高力ボルト摩擦接合のいずれも可能である。景観面を考慮すると現場溶接が望ましいが、施工面を考えると高力ボルト摩擦接合が望ましい。ちなみに、鋼管径が 800 mm

以上であれば添接板と母材およびボルトの肌すきは無視されるほど小さいという既往の検討結果もあり¹²⁾、充填コンクリートの漏出防止等の対処が必要ではあるが、採用は可能である。

7. まとめ

本論文では、単純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。

- 1) 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。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 基本ケース (Case 1) および非充填ケース (Case 9) について弾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が、D+2.5LC1 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。また、Case 1 はコンクリート非充填の Case 9 と比較し、1.7 倍程度の全体座屈に対する耐力を有しており、本形式に CFT をアーチリブに用いる優位性を確認した。
- 5) 本形式の経済性を比較するため、重量比較を行った。その結果、基本ケース (Case 1) はコンクリート非充填ケースである Case 9 と比較して、鋼材重量を 10% 低減させることができた。次に、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。まず、Case1 (コンクリート充填) と Case9 (コンクリート非充填) を比較した結果、Case1 は 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。つづいて、Case1~8 の経済比較を行った結果、本形式は架橋地点の状況に応じてアーチ径間長やライズ高を変化させれば、コスト最小な構造を選択できることが理解できた。

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.
- 11) 田中寛泰, 上野哲也, 高桑正直, 秋谷由則, 大成隆: 新豊橋の製作と架設, 川田技報, Vol.27, pp.42-47, 2008.
- 12) 中村俊一, 沖本真之, 富永智徳, 竹田哲夫, 日柴喜剛啓: 鋼管を主桁とする長大合成斜張橋の構造特性, 鋼構造論文集, 第 5 巻 17 号, pp.1-11, 1998

(2008 年 9 月 18 日受付)