

Bow String Arch の提案と実験概要

工 藤 浩*・塩 井 幸 武**・長谷川 明***

Development of Bow String Arch With RCFT and Introduction of Model Test

Hiroshi KUDO*, Yukitake SHIOI** and Akira HASEGAWA***

Abstract

RCFT (Reinforced concrete filled tube) is the CFT reinforced by rebar in confined concrete, is aimed improvement of ductility of CFT. RCFT structure has high ductility against compression force and is superior in rehabilitation against repeated bending moment load through the element test executed by The Hachinohe Institute of Technology. Concrete filled tube structure is better to apply in the condition working bending moment under high completion force.

In this paper, as the structure is made the best use of these characteristics, Advantage of bow string arch with RCFT is reported and introduce model test.

Key words: CFT, reinforced concrete filled tube, arch

はじめに

充填鋼管 (CFT) の充填コンクリートに鉄筋を配置した RCFT 構造 (Reinforced concrete filled tube) は、CFT の靱性を高めることを目的とした構造である。

本学で進めている RCFT 構造の実験¹⁾²⁾を通して、RCFT 構造は、軸圧縮力に対して靱性を高める効果があることが確認され、曲げモーメントに対しても、鉄筋の付着により、ひび割れが密に生じ、最大耐力付近の繰返し載荷に対して復元性に優れることが確認されている。

充填コンクリート構造は、鋼管によるコンクリートの拘束効果の特徴とした構造であるが、作用曲げモーメントに対する引張側の補強として鋼材を配置するという意味では、鉄筋コンクリートや SRC 構造の延長線上にある。このような複合構造は基本的に軸圧縮力が卓越する部材に適用することで、高い曲げ耐力を發揮する。このような性質から、高軸力下で曲げモーメントを生じる部材に適用が有効である。

本論文では、RCFT のこのような特徴を生かした構造形式としてライズの浅いアーチ形式 “Bow string Arch” への適用を検討する。

1. Bow string Arch の提案

1.1 RCFT を用いた Bow string Arch について

① 低ライズアーチの利点

支間 200 m クラスの橋梁の構造系形式としては、桁橋は適用範囲外であり、ゲルバートラス、アーチ、斜張橋、吊橋が一般的である。本提案は、より外観がシンプルで架橋の容易な形式として、桁橋に近いライズを持つスレンダーなアーチ構造を提案するものである。

本論文で浅い弓のようなアーチ “Bow string Arch” を提案する理由は、以下の通りである。

1) 地形上の制約への対応

地形上、基礎位置の制約を受ける場所へのアーチ形式適用が可能となる。既往の事例では、城ヶ倉大橋³⁾ (ライズ比 1/11) が地質条件などから浅いライズを選定している。また、パリのソルフェリーノ橋は、平地の河川上という構造高の取れない場所に上路式のアーチ形式を適用した事例である。また、増水時にアーチリブ本体が水につかることを避けられる利点がある。

2) 架設の利点

構造物高さが低いことで、組み立て、FC 架設、必要があれば、支保工の設置の点で有利である。

3) 航路の確保

航路上に架橋される場合、桁橋に準じた桁下空間が確保できるため、船舶の衝突の問題が回避できる。スウェーデンのチョルン島に架橋されていたパイプアーチ、アスケロフオルト橋 (Lc=278 m) は、支間中央部に、H41×B50 の航路を設けていたが、1980 年に端部を航行する 15,500 t の船舶の衝突により落橋するという事故が起こっており⁴⁾、航路外にも桁下空間が確保できることが

平成 18 年 1 月 6 日受理

* (株) 長大, 土木工学専攻博士後期課程

** 異分野融合科学研究所・教授

*** 環境建設工学科

望ましい。

4) デザインの可能性

構造全体の高さが低く、アーチリブ構造部材もスレンダーであり、威圧感を与えない新しいデザインの選択肢を提供することができる。

5) 経済性

Bow string Arch に限った特徴ではないが、充填鋼管を適用することで補剛が不要であり、溶接延長、塗装面積が小さいことから、製作性、経済性に優れる。

② Bow string Arch に充填鋼管構造を適用する利点

浅いライズのアーチ橋に適用する構造形式として、鋼構造、コンクリート構造、複合構造が挙げられる。この中で、鋼構造については、浅いライズのアーチでは、軸圧縮力が高く、鋼製アーチでは部材の剛性が低く全体座屈が懸念される。また、RCアーチでは軸力に抵抗するためのアーチリブ断面が大きく重量が増加するため、長支間化は困難である。

このような、それぞれの欠点を補う構造として、充填鋼管構造の適用が考えられる。充填鋼管構造はコンクリート構造に比べて、重量に対して圧縮強度が高く、また、純粋な鋼構造に比べて剛性が高く、安価であることから、他の材料では実現困難な構造への適用が期待できる。

施工性の面では、RCアーチでは、スリップフォーム工法など、施工の高速化が提案されているが、工期が長くなる傾向があり、鋼殻を型枠として使用できる充填鋼管形式は、工期短縮という点でも経済的なメリットがある。

200 m クラスのアーチ橋のアーチリブ高は、鋼製アーチで3 m 程度が一般的であるが、充填鋼管構造を用いた Bow string Arch では試設計によると2 m 程度であり、既往のコンクリートアーチ、鋼製アーチに比べアーチリブ高が低い。このため、基礎の取り合い、桁下空間の確保の点でも容易である。また、RCFT 構造とすることで、薄肉の充填鋼管構造では脆性的な破壊となる問題が改善されることが実験により確認されており、RCFT 構造を適用した Bow string Arch を提案するものである。

1.2 最適ライズ比の検討

1.2.1 検討条件

ライズ比 1/6~1/15 について試設計を行い最適ライズ比を検討する。

上部工形式は経済性を考慮して、PC床版を有する2主桁桁橋(図1)とする。車線数は2車線とし、幅員は12 mとする。使用材料は鋼管をSM490Yとし、充填コンクリートを $\sigma_{ck}=40$ MPaとした。

1.2.2 初期形状

載荷重量が水平長あたりに等分布載荷となる場合には、アーチリブ形状を放物線とした場合には、軸力のみが作用し、曲げモーメントの入らない構造となるが、コン

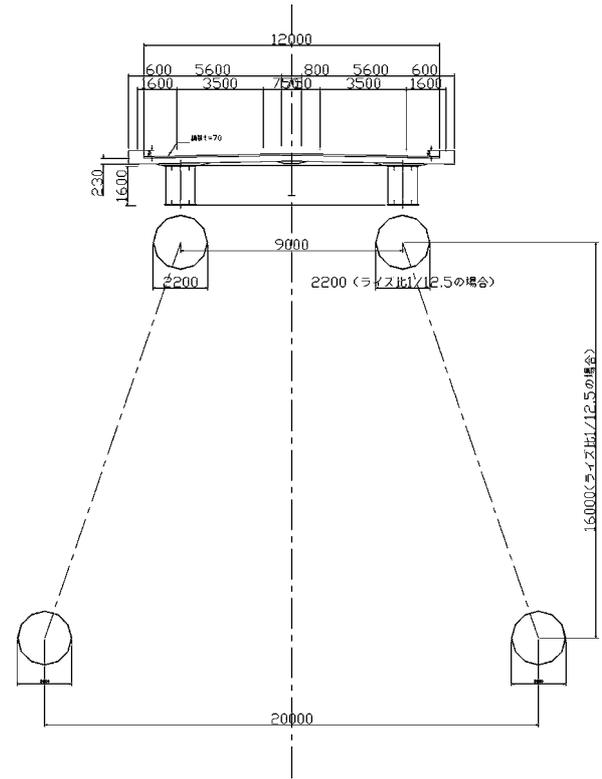


図1 Bow string Arch 検討形状

クリートアーチのようにアーチリブに沿って重量が分布する場合には、曲げモーメントが生じない線形はカタナリー曲線に近い形状となる。ここでは、アーチ曲線として hyperbolic 曲線の形状係数を変えて、死荷重時の曲げモーメント極小となる形状を決定する。着目する荷重組み合わせにより、初期形状の設定は無数に考えられるが、ここでは、基部の曲げモーメントが最小となる hyperbolic 曲線の形状係数 m を決定した。形状係数 m の値と曲げモーメント分布を図2に示す。図より、ライズの浅いアーチでは、単一の曲線では、構造全体の曲げモーメントを小さくすることは困難であることが分かる。

1.2.3 検討ケース

1) 板厚と鋼管径の設定

充填鋼管の形状は、板厚と鋼管径の取り方により無数の設計断面の選定が可能である。検討におけるパラメーターを限定するために、以下の条件を設ける。

- ① 最小板厚として、脆性的な破壊を防ぐために最小径厚比を鋼材の強度比0.3となる板厚に設定する(表-1)。道示によれば $D/t > 60$ では、補剛リブが必要となり、実橋への適用上1/60程度に抑えることも考えられるが、 D/t を1/60とすると鋼管径が大きい橋梁では相当な厚板となる。Eurocode, 建築学会⁹⁾のように、補剛リブが不要な板厚を最小板厚として定めている基準もあり、CFT構造の最小板厚については議論が必要であろう。
- ② 鋼管径は全橋にわたって一定とする。

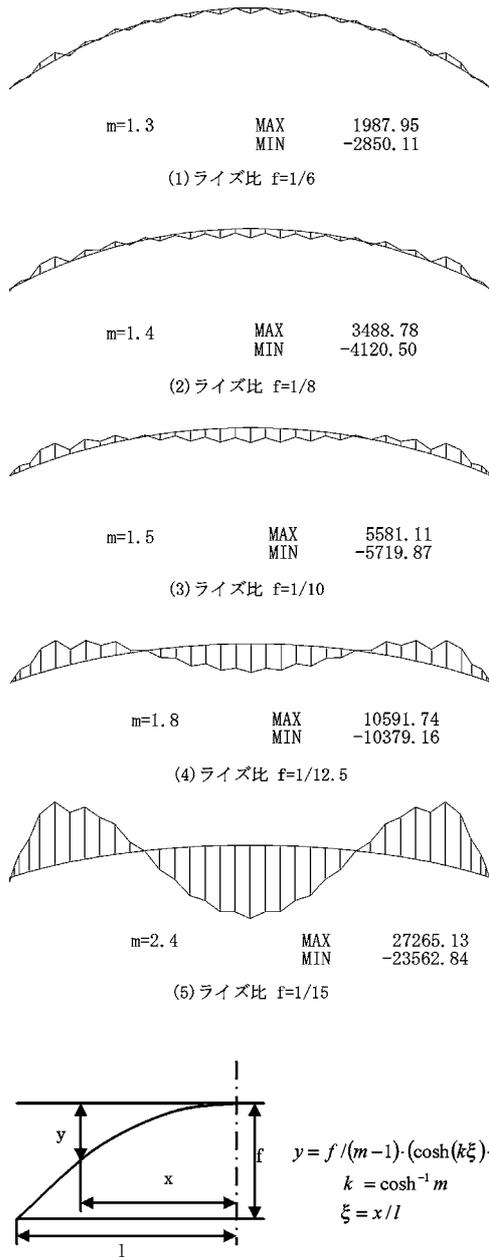


図2 形状係数 m と初期曲げモーメント

表-1 最小板厚

鋼管径 (mm)	1,800 以下	<2,200	<2,400	2,400 以上
最小板厚 (mm)	19	22	25	28
径厚比	~94	82~100	88~96	86~

- ③ 最大板厚を定義する。最小板厚位置で決定した鋼管径により、他の断面が最大板厚に達した場合は、鋼管径を変更する。
- ④ 最大板厚は 30 mm, 40 mm, 50 mm の 3 ケースとする。

最大板厚を定めた理由は、最小板厚位置（アーチクラウン部）で設計した断面は、比較的小さめの鋼管径となり、断面力の大きい基部断面で鋼管厚が厚くなるケースがあるためである。この場合、全ての断面でぎりぎりの設計断面となるために、最適設計であるように感じられるが、充填鋼管では、鋼材に比べてコンクリートが安価であるために、鋼管径をやや大きめにして鋼管厚を薄くする方が経済的となる傾向がある。このために、最大板厚を設定し、意図的に中間部の断面に余裕を持たせたものである。最大板厚の条件を変化させて検討した結果、表-2 に示すように、最大板厚を 30 mm として基部断面を決定し、設計断面力の小さいアーチクラウン部では耐力に余裕のある断面とした方が経済的であり、以下の検討は最大板厚 30 mm として行う。

2) 支点条件

アーチ橋の支点条件として、図 3(1)のように桁とアーチ構造の橋軸方向変位を独立と考える構造と、図 3(2)のように、偏載時に生じる支間中央部の橋軸変位を橋桁を介して固定し、アーチリブの曲げモーメントを低減する方法が考えられる。ここでは、構造条件として橋桁を橋軸にフリーとしたケースと、支間中央部の変位を固定したケースを比較する。なお、アーチリブは基部で剛結とした固定アーチとする。

1.2.4 軸力の比較

死荷重時軸力のライズ比による変化を図 4 に示す。図より、作用軸力はライズ比にほぼ比例するが、ライズ比が大きいケースでは、アーチリブ自重が増加する影響で軸力が比例関係より増加する傾向が見られる。

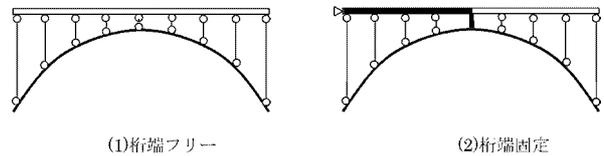


図3 アーチ橋の支点条件

表-2 検討条件による鋼重の変化 (桁端橋軸方向フリー, ライズ比 1/8)

最大板厚のおさえ	鋼管径 (mm)	t (mm) 基部	t (mm) 頂部	鋼重 (tf/片側リブ)	概算工費* (万円/片側リブ)
30 mm	1,900	30	22	245.5	22,302
40 mm	1,800	40	22	271.5	24,029
50 mm	1,740	50	19	285.2	24,235

*鋼材 80 万/tf, コンクリート 10 万/m³ として概算

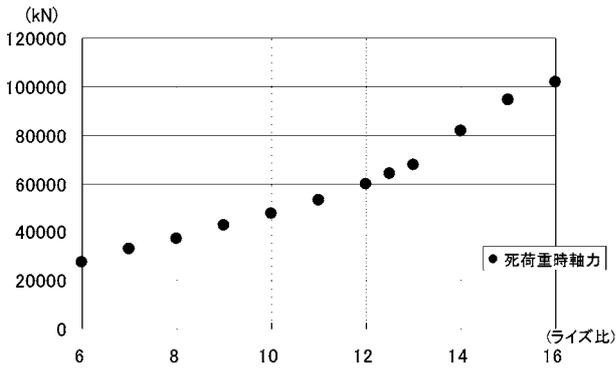


図4 ライズ比と軸力

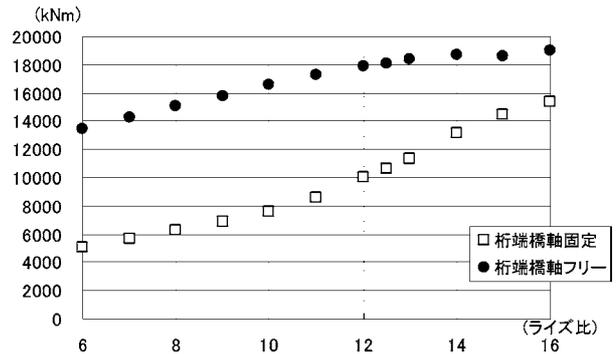


図5 ライズ比と活荷重曲げモーメント

表-3 RCFT Bow string Arch 試設計結果

		1/6	1/8	1/10	1/12.5	1/15
桁端 Free	鋼管径 D (mm)	1,750	1,900	2,040	2,220	2,680
	鋼管厚 t (mm)	30-19	30-22	30-22	30-25	30-28
	鋼平均断面積 (m ²)	0.130	0.150	0.161	0.187	0.240
桁端 Fix	鋼管径 D (mm)	1,550	1,800	1,940	2,200	2,680
	鋼管厚 t (mm)	25-19	25-22	25-22	25-25	30-28
	鋼平均断面積 (m ²)	0.104	0.130	0.140	0.171	0.240
桁端 Fix	鋼管径 D (mm)	—	—	—	2,100	—
円形 β	基部板厚 t (mm)	—	—	—	25-22	—
	鋼平均断面積 (m ²)	—	—	—	0.153	—

1.2.5 曲げモーメントの比較

活荷重による影響線載荷による最大曲げモーメントのライズ比による変化を図5に示す。桁端フリーとしたケースでは、曲げモーメントはほぼ一定となる。一方、アーチクラウン部の橋軸方向変位を固定したケースでは、いずれのケースでも曲げモーメントが低減されており、特に、鉛直変位に伴う水平変位の大きいライズの大きいケースで、この低減は顕著である。また、アーチライズ 1/12.5 のケースでも、活荷重による曲げモーメントを 60% 程度に軽減することができる。

1.2.6 経済性の比較

表-3 に試設計結果をまとめる。設計基準は土木学会指針⁶⁾による。土木学会指針では、曲げモーメントと軸力の相関係数 β は多数の矩形断面のパラメーター解析により算出されたものである⁷⁾。ここでは、参考に円形断面で求めた相関係数 β を用いたケースについて試算した結果を表中最下段に示す。設計に用いた相関係数 β の値は次式の通りである。

$$\beta = 9.17\delta^2 - 13.75\delta + 4.63 \quad \text{鋼構造設計指針 (5.11) 式}$$

$$\beta = 8.56\delta^2 - 13.20\delta + 5.45 \quad \text{円形充填鋼管の相関係数}$$

試設計結果を基に、ライズ比による鋼管重量の変化を図6に示す。また、ライズ比による概算工費を図7に示す。

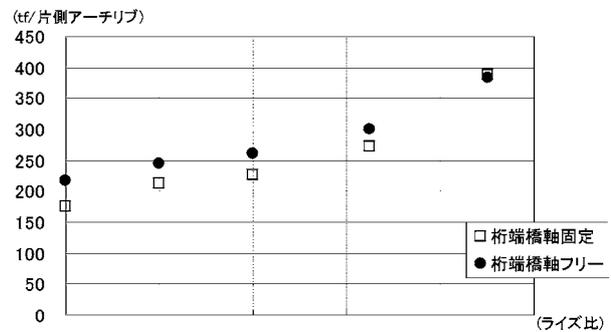
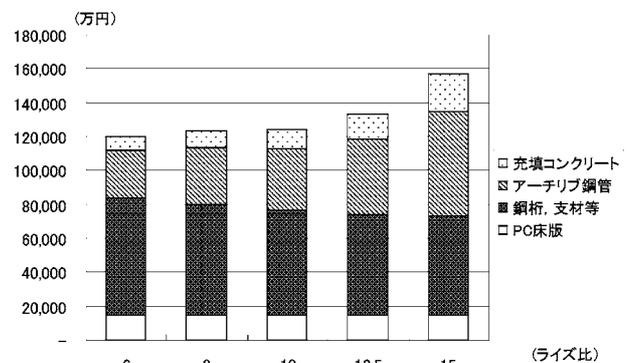


図6 ライズ比によるアーチリブ鋼重



* 鋼材 80 万/tf, コンクリート 10 万/m³, PC 床版 5.5 万円/m² として概算

図7 アーチライズによる工費の比較

1.2.7 架設工法

充填鋼管構造では、鋼管アーチを先に完成させて、充填コンクリート重量は鋼管に先行応力として負担させることが多い。架設工法として、コンクリートが十分養生され強度を発揮してからアーチ軸力を導入できるような工法が提案されれば、経済性を大幅に高めることが出来る。方法としては、

- ① ヤードにてコンクリートを充填し、台船、FC により水上一括架設を行う。
- ② オール支保工とし、充填完了後、支保工を撤去する。
- ③ ロアリング工法により、無応力状態で充填し、硬化後ロアリングにより閉合する⁸⁾。

アーチライズ比 1/12.5 でのアーチリブ重量は充填した場合約 2,000 tf (/片側リブ) である。このため、充填したアーチリブの FC 架設を行うためには、2,500~3,000 tf 級の FC2 基必要となる。

表-4 アーチ橋の平均鋼重

橋梁形式	データ数	主径間長 (平均)	平均鋼重 (総鋼重/桁全幅)
アーチ形式	10 橋	236 m	723 kg/m ² (1.00)
ローゼ形式	8 橋	207 m	733 kg/m ²
ニールセン形式	16 橋	196 m	698 kg/m ²
CFT 試設計 (1/6)*		200 m	416 kg/m ² (0.58)
CFT 試設計 (1/12.5)*		200 m	490 kg/m ² (0.68)

*桁端橋軸方向固定, B=13.2 m

1.3 鋼製アーチ橋との比較

表-4 に、一般の鋼製アーチと CFT アーチの鋼重を比較する。鋼アーチの平均鋼重は、日本橋梁建設協会発行の平成 5 年から平成 14 年の橋梁年鑑⁹⁾ から、主径間 170 m 以上事例の平均をとった。CFT アーチの鋼重は桁端橋軸方向固定の条件での試設計結果である。比較の結果、ライズ比 1/12.5 としても鋼アーチ橋の平均に比べて鋼重は 68% に低減され、経済性に優れることが分かる。

2. Bow string Arch 実験供試体の計画

2.1 実験概要

2.1.1 ライズ比

RCFT 構造を用いた Bow string Arch の特性を明らかにするために、実橋の縮尺モデルを作成し、載荷試験を実施する。1.2.6 (図 7) で行ったライズ比による経済性の比較より、ライズ比 1/12.5~1/15 の間の鋼重増加率が大きく、1/15 では、ライズ比 1/6 と比べて工費は 30% 程度増加する。このため、ライズ比 1/12.5 以上では不合理であると考え、ライズ比 1/12.5 を実験対象とする。試験体構造図を図 8 に示す。

2.1.2 縮尺

試験体の縮尺は 1/20 とする。表-5 に試設計結果と実験供試体の関係をまとめる。充填鋼管の性質は鋼材強度比=鋼材の圧縮耐力/充填鋼管柱の圧縮耐力に左右されるため、極力、鋼材強度比を一致させることが望ましい。試験では、鋼管に既製鋼管の最低板厚となる $\phi 101.6 \times 3.2$ mm の鋼管を用いる。鋼材強度比はやや高めとなるが、この試験体について、RCFT 部材の軸力一軸ひずみ

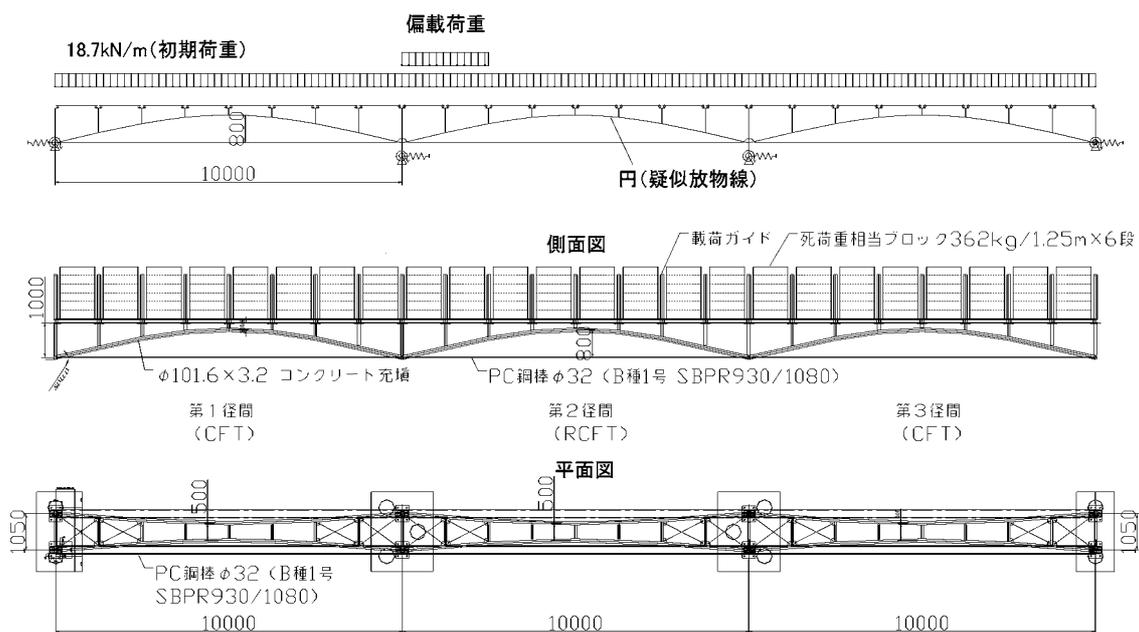


図 8 試験体構造図

表-5 実験供試体まとめ

	実橋試設計	供試体	
		第2 径間	第1, 3 径間
サグ比	1/12.5	1/12.5	1/12.5
ライズ	16.0 m	800 mm	800 mm
充填の有無	RCFT	RCFT	CFT
鉄筋の有無	有り	有り	有り
鋼管径	2,200 mm	101.6 mm	101.6 mm
板厚 (径厚比)	25-25 (88)	3.2 mm (32)	3.2 mm (32)
鋼材強度比*	0.29	0.58	0.58
支間径比 D/L	1 : 91	1 : 100	1 : 100

*鋼管耐力 p_s /全圧縮耐力 ($p_s + p_c$), p_c は低減係数 0.85 を乗じない値, 鉄筋強度は除く

関係を, 要素試験結果から推定すると, 図 12 のようになり, RCFT と CFT の違いは明確である。

2.1.3 試験体の特徴

1) 境界条件

本試験は八戸工業大学の屋外において実施する。基礎は軟弱な八戸ローム層状にあるため、基礎の変形は必ず生じるものと推測される。変形への対応として、基礎の変形を計測し影響を考慮するとともに、アーチ端部間をタイロッド (PC 鋼棒 $\phi 32 \times 4 / Br.$) で連結し、基礎の変形が大きい場合にも対処できる構造とした。3 径間連続アーチの中央部を主計測径間とし、中央の基礎位置では左右のアーチによる水平力がバランスする構造としたことも、基礎の移動への配慮である。

また、Bow string Arch は軸力が高いため、アーチリブの水平方向への座屈による急激な崩壊の防止として、バスケットハンドル形状とした。

3. RCFT 要素試験

3.1 要素試験概要

Bow string Arch の模型試験の実施と並行して、軸圧縮試験を実施した。要素試験供試体は $\phi 101.6 \times 3.2$ の鋼管にモルタルを充填した。RCFT と CFT の実験終了後に供試体を開いた状況を写真-1, 2 に示す。CFT では、充填コンクリートがせん断破壊を生じ完全に分離するが、鋼管の拘束効果により軸圧縮耐力を保持している。一方、RCFT 構造では、軸方向がせん断破壊に抵抗する形で変形し、充填コンクリート自身がせん断破壊に対する靱性を有することが推測される。また、帯鉄筋もせん断変形に抵抗しているが、本結果を見る限り、通常の RC 構造のような、軸方向鉄筋防止の効果はあまり期待されないようである。

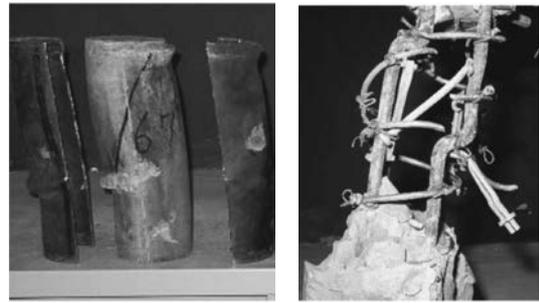


写真-1 RCFT 供試体終局状況



写真-2 CFT 供試体終局状況

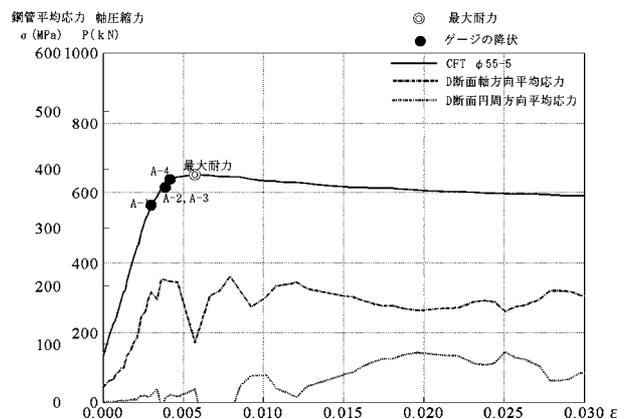


図9 CFT $\phi 101.6$ 鋼管の軸力ひずみ曲線

3.2 試験結果と応力ひずみ関係

3.2.1 試験結果

CFT, RCFT の要素試験の結果を、それぞれ、図 9, 図 10 に示す。図より、弾性域の終了点 (0.5% ひずみ付近) までの挙動、耐力に大きな違いはないが、鉄筋を配置することにより、CFT 柱の最大耐力以降の挙動が、軟化から硬化に転じていることが分かる。この傾向は地震時のエネルギー吸収の観点から歓迎すべき特性である。図中には軸方向、円周方向の応力を推定した結果を示す。鋼管の軸方向応力は、最大耐力より前に、最大応力に達し、最大耐力以降はほぼ一定の値であることが分かる。なお、

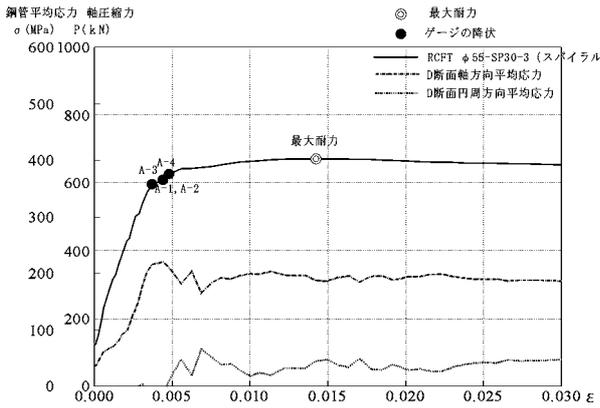


図10 RCFTφ101.6 鋼管の軸力ひずみ曲線

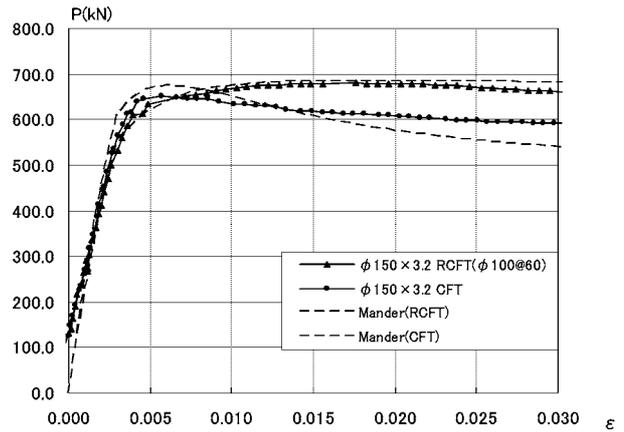
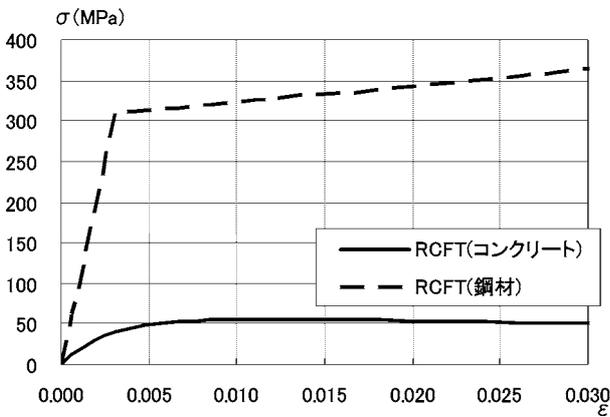


図12 実験値と推定式の $N-\epsilon$ 関係



コンファインドコンクリートと鋼材の応力ひずみ関係φ101.6×3.2

図11 拘束コンクリートと鋼管の $\sigma-\epsilon$ の推定

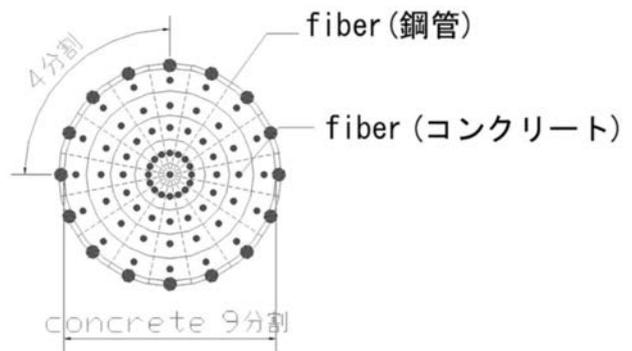
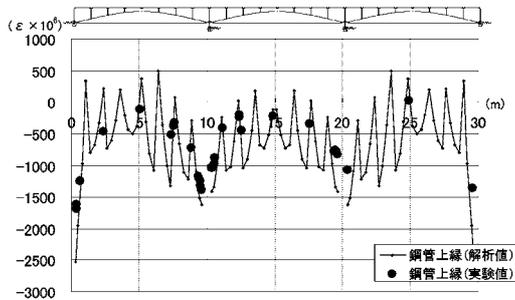
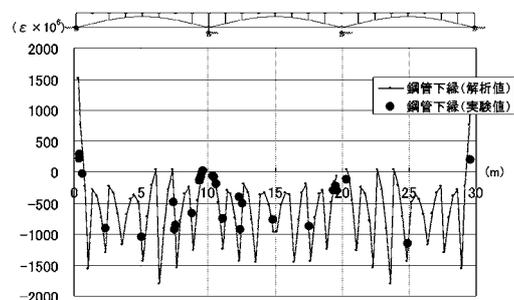


図13 ファイバーモデルの要素分割



(1)鋼管上縁部のひずみ



(2)鋼管下縁部のひずみ

図14 死荷重時の解析値と実験値の比較

推定にあたって、鋼管の加工硬化を考慮していないため、実際には最大耐力以降、鋼管応力は増加していると推測される。また、鋼管の応力変化は、CFT、RCFT に違いは見られず、構造物の特性の違いは、鉄筋を含む充填コンクリートの特性の違いが反映されるものと推測される。

3.2.2 応力ひずみ関係の推定

実験結果から推定した鋼管の応力ひずみ関係から、コンクリートの軸圧縮力の分担率を求め、コンファインドコンクリートの応力ひずみ関係を推定した。鋼材の応

力ひずみ関係は、初期降伏点、最大耐力点の軸方向応力を通り、1% ひずみ硬化を考慮した曲線である (図11)。コンファインドコンクリートは、Mander 式¹⁰⁾ に、実験から得られたパラメーターをあてはめたものがよく一致した (図12)。Mander 式は次式で表される。

文献では、 f_{cc} 、 ϵ_{cc} 、 E_c に実験から得られた推定式が定義されているが、ここでは、それぞれの値を実験値から推定した。

$$f_c = \frac{f_{cc} x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

ここに、 $f'_{cc} = f'_{c0} + k \cdot f_i$: 拘束コンクリートの圧縮強度、
 f_i : 拘束力、 k : 拘束に関する係数
 ϵ_{cc} : 最大応力時のひずみ

$$\chi = \epsilon_c / \epsilon_{cc}$$

$$r = E_c / (E_c - E_{sec})$$

$$E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon_{cc}$$

4. 解析による RCFT の特性について

4.1 ファイバーアナリシス

要素試験で確認された材料特性が実橋の縮尺モデルで同じ挙動を示すことを確認するために、材料非線形、幾何学的非線形を考慮したファイバーアナリシスにより検証する。

鋼材、コンファインドコンクリートの材料特性は3節で示した実験結果から推定した応力-ひずみ関係を仮定する。境界条件として、基礎のバネ値は、死荷重載荷試験より、水平、回転バネを推定し解析モデルに適用した。ファイバーモデルの要素分割を図13に示す。

コンクリートのひび割れモデルはスミアドクラックモデルを用い、単軸引張破壊応力は道示の値 $0.23\sigma_{ck}^{2/3}$ で定義する。使用ソフトは汎用 FEM コードの ABAQUS を用いた。

4.2 載荷試験と解析値の比較

死荷重載荷試験結果とファイバーモデル解析の結果を

比較する。鋼管の上縁(図14(1))と下縁(図14(2))のひずみの値を比較すると、非常によく一致している。変位の計測結果を図15に示す。本実験の計測区間である中央径間では解析値とよく一致している。側径間では、計測結果が大きい。この原因としては、変位計が基礎に近く、基礎の水平バネの算出根拠とした基礎の水平変位を測る変位計の固定点が地盤とともに移動したことが原因の一つと考えられる。

4.3 RCFT 構造の終局強度の推定

死荷重載荷後、活荷重に相当する偏載荷重を載荷したときの断面の応力を推定する。図16に、端部の3パネル(支間 L の $3/8$) に偏載荷重を漸増させたときのコンクリートと鋼管の応力分布を示す。図の左端が死荷重を載荷した状態であり、コンクリートの応力分布はほぼ線形である。そこから右側に約 7.85 kN/m の整数倍の荷重を載荷したときの応力分布をそれぞれ示す。ここに 7.85

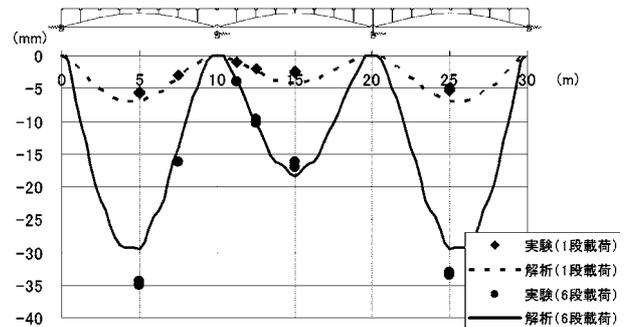


図15 死荷重時の変位の解析値と実験値の比較

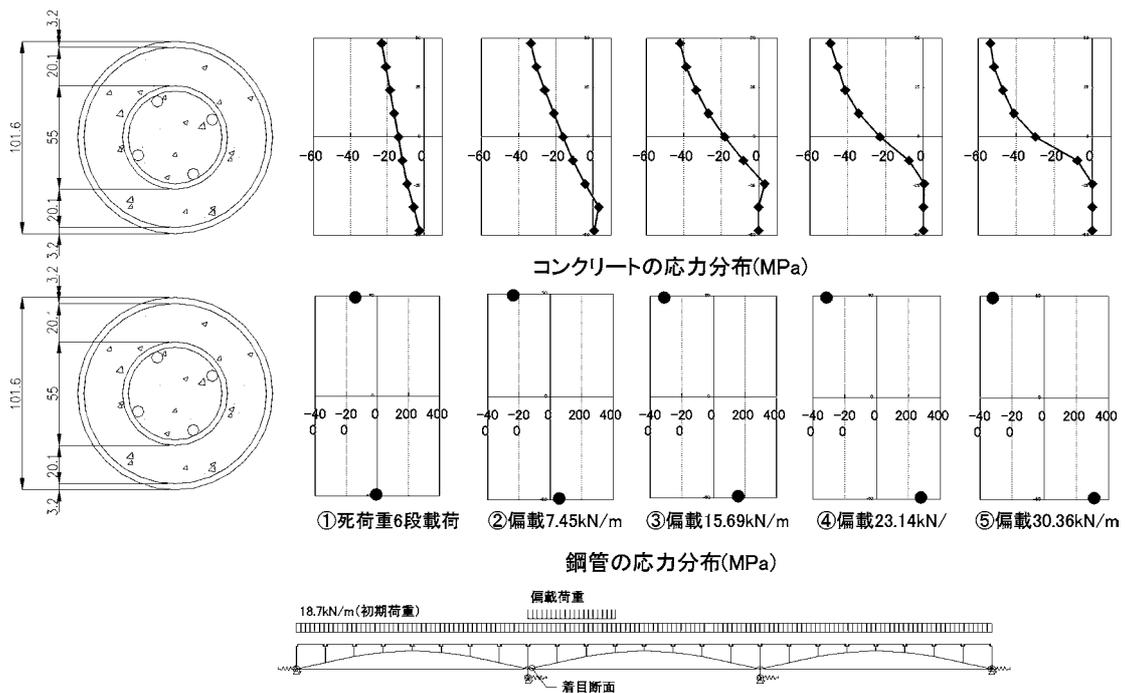


図16 偏載時の RCFT 断面の応力分布

kN は実験で砂利袋 20 kg を 1 パネルあたり 50 個載荷したときの重量であり、実橋に換算すると 156.9 kN/m となり、活荷重 p_1 荷重 87.5 kN/m ($B=12$ m) の 2 倍弱、 p_2 荷重 26.25 kN/m の約 6 倍という極めて大きな荷重に相当する。

解析の結果、5.1 kN/m 付近で充填コンクリート下縁にひび割れが生じ、30.3 kN/m (p_1 荷重の 6.9 倍相当) で、コンクリート上縁部がコンクリートの最大耐力に達している。

なお、根拠とした応力ひずみ関係は軸圧縮試験の結果であり、曲げが主体となる荷重状態を正確に表すものではない。今後、曲げ試験結果により、拘束効果の低下度合いを確認する予定である。

5. ま と め

本論文では、ライズの浅い Bow string Arch に RCFT 構造を適用する利点を述べ、縮尺 1/20 の実証実験により、RCFT 構造の要素試験との適合性を確認した。本研究により得られた結論は次の通りである。

- (1) ライズ比をパラメーターとした RCFT を用いた Bow string Arch の試設計により以下の点が明らかとなった。
 - ・ライズ比 1/12.5 以上では、急激に経済性が悪くなる。
 - ・ライズが浅いアーチでは、アーチ線形をアーチリブに軸力のみが作用するように設定することが難しく、死荷重による曲げモーメントの増加が大きい。
 - ・RCFT アーチ (ライズ比 1/12.5) は鋼製アーチ (ライズ比 1/6) に比べて橋梁全体の鋼重を 30% 低減できる。
- (2) RCFT 要素試験より、鉄筋を配置した RCFT 構造は、CFT の最大耐力以降の靱性を向上させることが分かった。
- (3) RCFT と CFT の最大耐力以降の挙動の違いは、

鋼管の応力ひずみ関係ではなく、鉄筋を含めたコンファインドコンクリートの特性に由来すると推測された。コンファインドコンクリートの応力ひずみ関係は、Mander 式にパラメーターを適合することで表現することができる。

- (4) 要素試験から得られた応力ひずみ関係を用いたファイバーアナリシスにより、Bow string Arch 試験結果を追跡できることを確認した。
- (5) 偏載荷重を漸増させた解析により、活荷重 p_1 荷重の 6.9 倍相当でコンファインドコンクリートが最大耐力に達しており、試験体は偏載荷重に対して非常に高い耐荷力を有することを確認した。

参考文献

- 1) Yukitake SHIOI, Akira Hasegawa, Hiroshi KUDO: Mechanical properties of a reinforced concrete filled tube, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2030
- 2) 魏 華, 岩崎正二, 長谷川明, 塩井幸武, 宮本 裕: 鉄筋コンクリート充填円形鋼管の力学的特性に関する実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 10, pp. 519-526, 2002.11
- 3) 田中日出興, 小野徳昭, 豊川昭夫, 桜井福雄, 熊谷弘史: 城ヶ倉大橋の計画と設計, 橋梁と基礎, pp. 2-10, 1995.8
- 4) 消えたパイプアーチ, 橋梁と基礎, pp. 181, 1991.8
- 5) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 丸善, 1997.10
- 6) 土木学会: 鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物, 丸善, 1997
- 7) 中井博編集代表: 合成橋脚とその設計例・解説, 現代理工学出版, 1992
- 8) 佐々木保隆, 大森邦雄, 田中忠夫, 中井 博: コンクリートを充填した鋼アーチリブを用いたアーチ橋の構造特性に関する検討, 構造工学論文集 Vol. 40A, pp. 1425, 1994. 3
- 9) 日本橋梁建設協会: 橋梁年鑑, 平成 5 年版~平成 14 年版
- 10) J.B. Mander, M.J.N. Priestley, and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 14, No. 8, PP. 1804-1826, Aug. 1988