

新形式の連続アーチ橋の提案・検討

東海大学 フェロー会員 中村 俊一
 (株) 建設技術研究所 正会員 ○薄井 正幸
 (株) サクラダ 正会員 清水 織恵
 J F Eエンジニアリング (株) 正会員 樋口 耕平
 (株) 駒井ハルテック 正会員 松井 勲

1. はじめに

近年の国内における鋼製橋梁は、本州四国連絡橋に代表される長大橋の建設が一段落し、画一的な形式の橋梁が多数を占めている。さらに、道路建設事業は建設コスト縮減が求められ、橋梁形式選定の過程においては、経済性評価が大きな決定要因となることから、魅力的な新形式橋梁あるいは新技術が誕生しにくい状況にある。一方、国内外を問わず既存の橋梁には斬新なデザインが数多く存在する。特にアーチ橋は、さまざまな造形美を作り出しており、多くの可能性を秘めた形式である。本稿では新形式の連続アーチ橋を既存橋梁から考案し、その実現の可能性を解析的に検討する。

2. 新形式アーチ橋の提案

本論文では、①連続下路アーチ、②上下Sアーチ、③ダブルアーチの3形式を提案し、検討した(表-1)。連続下路アーチは、一般にタイドアーチとして用いられる下路式アーチ橋を連続形式とする事例が少ないことに着目した。上下Sアーチは、ドバイで建設計画のあった連続中路アーチを参考に、アーチリブの曲線が滑らかに連なり軽快で優美な印象を与える形式である。ダブルアーチは現存するレンズトラス橋を基に、アーチ橋と吊床版橋を複合させた中路式アーチ橋である。なお、レンズトラスはライズ比が小さくスレンダーな形状が特徴的な形式で、19世紀に欧米で流行し日本でも建設された形式である。

表-1 既存橋梁と新形式の比較

	連続下路アーチ：天間川橋梁	連続中路アーチ：ドバイコンペ作品	レンズトラス：南河内橋
既存橋梁			
新形式	連続下路アーチ 	上下Sアーチ 	ダブルアーチ 

3. 解析モデル

解析は図-1の横断構成を有する立体骨組みによる弾性解析(微小変位解析)とした。支間割りは80m+100m+80mとし、橋長を260mとした。アーチライズは支間の1/6で統一し、死荷重および活荷重を複数パターン载荷した。支点条件は片側端支点のみ水平方向固定とし、その他の支点は水平方向可動とした。また、アーチリブと補剛桁は剛結とした。

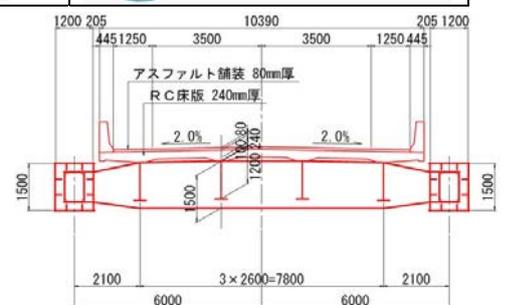


図-1 主桁およびアーチリブ断面

キーワード アーチ橋, 新形式, デザイン, 連続桁

連絡先 〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町3-21-1 (株) 建設技術研究所 東京本社 構造部 TEL: 03(3668)0416

4. 検討結果

4.1 死荷重載荷時の断面力およびたわみ

3つのモデルに対する死荷重載荷時の断面力およびたわみの計算結果を表-2に示す。

軸力に関しては、連続下路アーチはアーチリブに圧縮軸力が生じ、補剛桁に引張軸力が生じる一般的なタイドアーチとして挙動する。しかし、支点条件を全支点固定または両端固定の場合では、補剛桁の引張軸力は支点反力に置き換わった。上下Sアーチの側径間は連続下路アーチとは逆に、アーチリブが引張部材、補剛桁が圧縮部材となる。ダブルアーチは上下弦材で同値正負逆転の軸力が発生する。上下弦材それぞれのアーチ作用が相殺するため、補剛桁に軸力が生じず、支点の水平反力も生じない。

曲げモーメントおよびたわみに関しては、連続下路アーチに比べ上下Sアーチは5%程度の増加傾向となった。これは、連続下路アーチの側径間と中央径間のアーチ作用が相殺するのに対し、上下Sアーチは相乗するためと考えられる。ダブルアーチは曲げモーメント、たわみの両方で連続下路アーチおよび上下Sアーチの半分程度の値となった。

表-2 死荷重載荷時の断面力およびたわみ

	N図(kN)	M図(kN・m)	たわみ
Model 1			78mm
Model 2			83mm
Model 3			32mm

4.2 活荷重載荷時の断面力およびたわみ

表-3の通り活荷重を4パターン載荷した。上下Sアーチの支点水平変位は、③第2径間載荷時のみ連続下路アーチと同方向となり、それ以外の載荷ケースでは逆方向となった。ダブルアーチはいずれの載荷パターンでも支点水平変位は生じない。軸力は載荷径間に限定されるが、曲げモーメントは載荷径間の隣接径間まで影響する。

表-3 活荷重載荷ケース

載荷パターン	載荷図
①全径間載荷	
②第1径間載荷	
③第2径間載荷	
④第1・3径間載荷	

4.3 部材照査

アーチリブ断面計算結果を表-4に示す。断面照査はアーチ面外への全体座屈照査および軸力と曲げを受ける部材としての照査を行った。全体座屈照査における有効座屈長は、線形固有値解析を行い面外座屈に対する固有値を算出して求めた。材質はSM490Yとした。3形式の断面は軸力と曲げを受ける部材としての許容応力度照査ではなく、全体座屈照査を満足する断面で決定した。決定断面は圧縮応力度が全体座屈照査の制限値の90%以上に到達する断面とした。連続下路アーチ、上下Sアーチは同程度の軸力であるため同断面となるが、ダブルアーチは他と比べ同じライズであれば1/2程度の断面とすることができる。

表-4 アーチリブ断面計算結果

形式	最大軸力(kN)	断面(mm)			材質
		桁幅	桁高	板厚	
連続下路アーチ	-8652.1	1200	1500	16	SM490Y
上下Sアーチ	-8627.3	1200	1500	16	SM490Y
ダブルアーチ	-4784.1	600	800	14	SM490Y

5. まとめ

本検討では、連続アーチ橋に関する3つの新形式について、弾性範囲での基本的な構造特性を把握した。今後は、引張側アーチリブへのケーブルの適用など形式の応用的発展と、有限変位解析および弾塑性解析への展開、さらに3形式および既存形式との概略の経済性比較を行う予定である。なお、本研究は鋼橋技術研究会・新橋梁形式研究部会のWG活動の一環として行ったものである。ここに、関係各位に謝意を表す。

新形式の連続アーチ橋の構造特性に関する研究

宮地 一裕^{*1} 中村 俊一^{*2} 薄井 正幸^{*3}

A Study on Structural Characteristics of New Continuous Arch Bridges

by

Kazuhiro MIYACHI^{*1}, Shunichi NAKAMURA^{*2} and Masayuki USUI^{*3}

(Received on Sep. 00, 0000 and accepted on Nov. 00, 0000)

Abstract

Three new types of continuous arch bridges, the continuous steel arch bridge, the bridge with S-shaped arch ribs, and that with double arch ribs are proposed. First, the member cross sections are determined by the allowable stress method, and then the structural characteristics are studied considering dead and design live loads. The S-shaped arch bridge has a larger vertical displacement than the other bridges. The vertical displacement and bending moment of the arch ribs and the girder of the double arch bridge are smaller than the others. Next, elastic plastic large deformation analysis is conducted, showing that the lateral buckling is critical in all the models. The initial imperfection is considered by inclining the arch planes. The non-linear analysis shows that the proposed bridges have ample safety factors for the design loads.

Keywords: Continuous Arch Bridges, S-shaped Arch Bridges, Double Arch Bridges, Global Buckling

1. はじめに

我が国においては、鋼製橋梁に関しては画一的な橋梁が多数を占めている。さらに、道路建設事業は建設コストの縮減が求められ、橋梁形式の選定においては経済性評価が大きな決定要因となる。したがって、魅力的な新形式橋梁あるいは新技術が誕生しにくい状況にある。一方、国内外を問わず既存の橋梁には斬新なデザインが数多く存在する。特にアーチ橋は、古来よりさまざまな造形美を作り出しており、多くの可能性を秘めた形式である。

アーチ橋は単独橋として建設される場合が多い。複数のアーチが連続する場合でも、単純アーチの組み合わせとなっており、それぞれのアーチ橋は両端で単純支持される。本研究では、数少ない既存の連続アーチ橋梁を参考に、連続下路アーチ、上下 S アーチ、ダブルアーチの 3つの新形式の連続アーチ橋梁を提案し、その構造特性を研究する¹⁾ (Table. 1)。連続アーチ橋では、主桁が連続しており、中間支点位置では各主桁はひとつの支査で支持されている。したがって、地震時に落橋する危険性が減るため耐震的に好ましい。また、中間支点位置で伸縮装置が不要なため走行性に優れる。また、これらの付属物が減るため経済的にも有利である。したがって、連続アーチ橋は将来的には有望な橋梁形式である。

第一の連続下路アーチ橋は、一般に下路式アーチ橋は

タイドアーチとして用いられる場合が多いが、これを連続形式とした形式である。近年、天間川橋梁²⁾ や太田川放水路橋梁⁴⁾ など PC 橋での実用化は進められているが、鋼製橋梁での実績はない。第二の上下 S アーチはドバイで建設計画のあった連続中路アーチ⁵⁾を参考に、下路式アーチ橋と吊床版橋を交互に配置した形式である。アーチ・リブの曲線が滑らかに連なり、軽快で優美な印象を与える形式である。第三のダブルアーチは現存するレンズトラス橋を基に、下路式アーチ橋と吊床版橋を上下に配置した中路式アーチ橋である。レンズトラスはライズ比が小さくスレンダーな形状が特徴的で、19 世紀に英国のロイヤルアルバート橋⁶⁾ に代表されるように欧米で流行し、日本でも南河内橋⁷⁾ が現存している。しかし、これらの連続アーチ橋の構造特性に関する研究は極めて少ない。

アーチ橋は、荷重载荷により骨組線の形状変化の影響を受けやすく、支間が大きい場合には面外方向への全体座屈が生ずる可能性がある。したがって、幾何学的非線形性および材料弾塑性を考慮した複合非線形構造解析により終局強度を検討することが不可欠である。

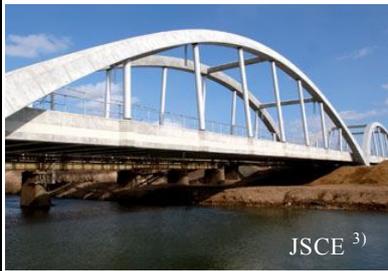
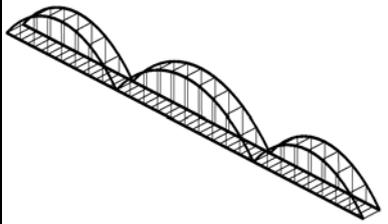
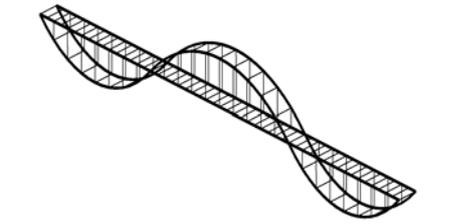
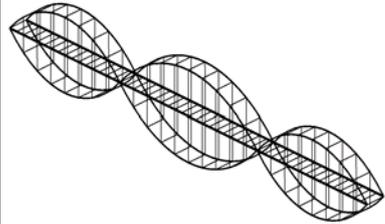
本研究の第 1 段階では、設計荷重レベルにおける 3つの新形式連続アーチ橋の断面力および変位を比較する。第 2 段階では、載荷荷重を漸増させ、対象橋梁の崩壊過程および終局強度あるいは全体座屈強度を把握する。さらに、概略の鋼重比較により経済性についても概略検討する。また、本論文では、連続下路アーチをモデル A、

*1 東海大学大学院工学研究科土木工学専攻

*2 東海大学工学部土木工学科教授

*3 株式会社建設技術研究所、東京本社構造部

Table.1 Example bridge and analytical model

	Lower girder arch : Tenmagawa bridge ²⁾	S-shaped arch : Sheikh Rashid bin Saeed Crossing ⁵⁾	Double arch : Minamikawachi bridge ⁷⁾
Example bridge	 JSCE ³⁾	 FXFOWLE ⁵⁾	 Photographed by Masaaki Tsuji
Analytical model	Model A : Lower girder arch 	Model B : S-shaped arch 	Model C : Double arch 

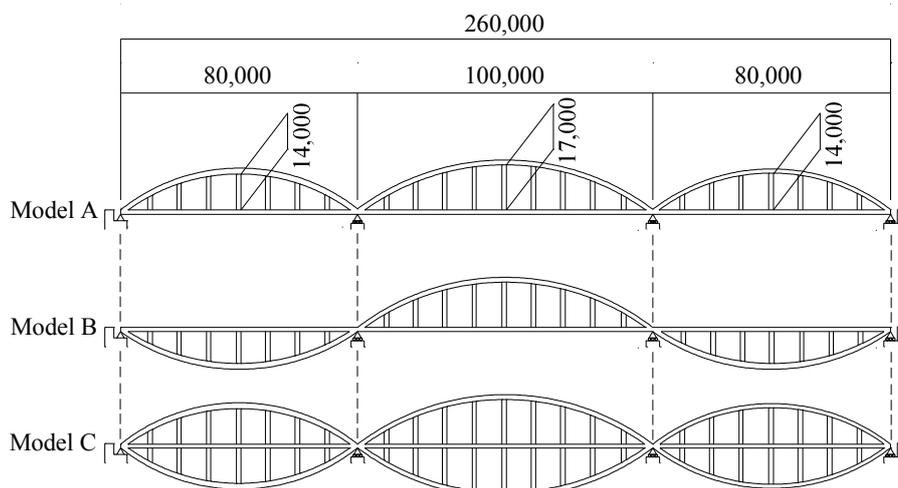


Fig.1 Side view of the three bridges (unit : mm)

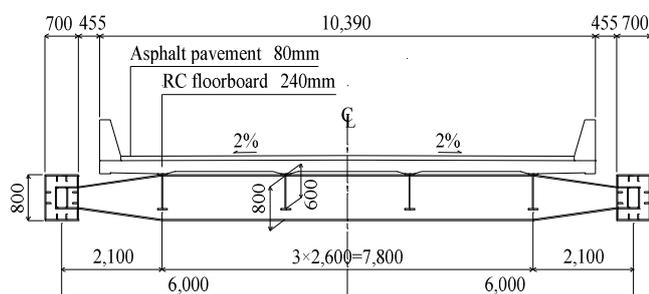


Fig.2 Cross section of Model A and Model B (unit : mm)

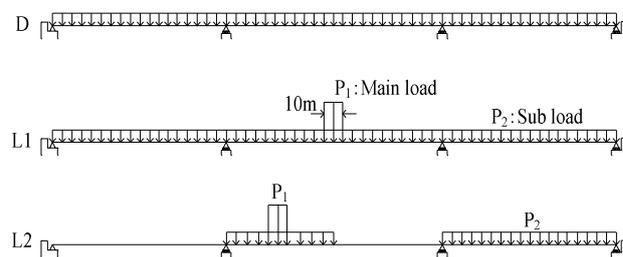


Fig.3 Dead and live load cases

上下 S アーチをモデル B, ダブルアーチをモデル C と呼ぶ (Table.1). なお, 本研究の方針決定は著者 3 人が共同で, 計算の実施および結果の整理は第一筆者が, 全体のまとめおよび評価は著者 3 人が共同で実施した.

2. 検討橋梁

2.1 構造諸元

検討対象である新形式橋梁の一般図を Fig.1 および Fig.2 に示す. 支間割りは 80m+100m+80m とし, 橋長は 260m とした. アーチライズは支間の 1/6 で統一し, 側径間は 14m, 中央径間は 17m とした. アーチ形状は放物線とした. 道路橋を想定し, 横断構成は片側 1 車線ずつ, 合計 2 車線として全幅員 10.39m とした (Fig.2). 床

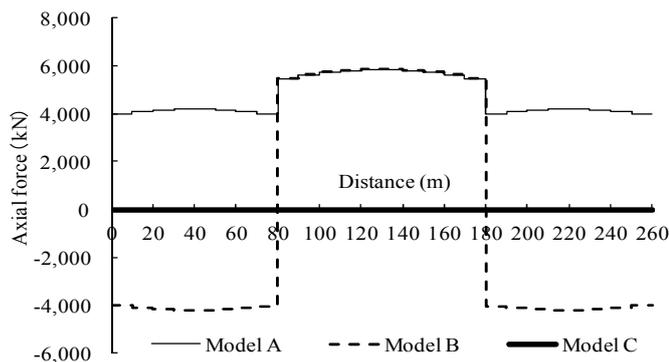


Fig.4 Axial force of girder (D+L1)

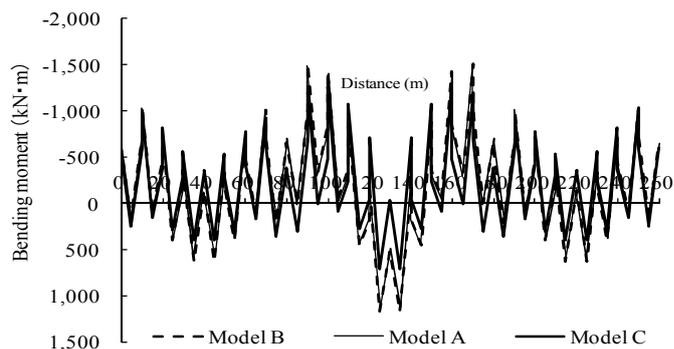


Fig.5 Bending moment of girder (D+L1)

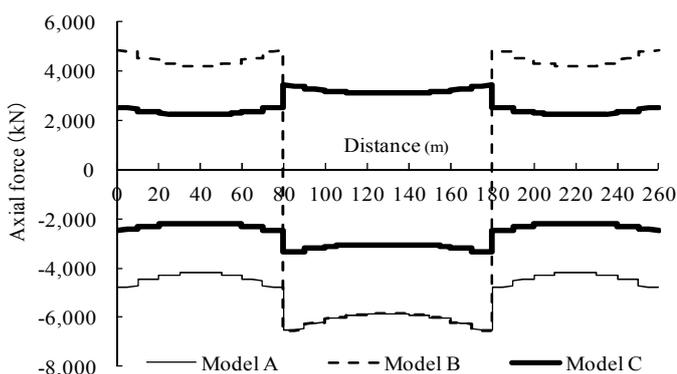


Fig.6 Axial force of arch rib (D+L1)

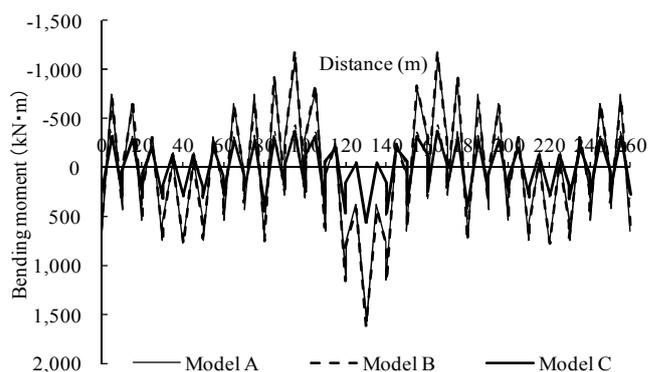


Fig.7 Bending moment of arch rib (D+L1)

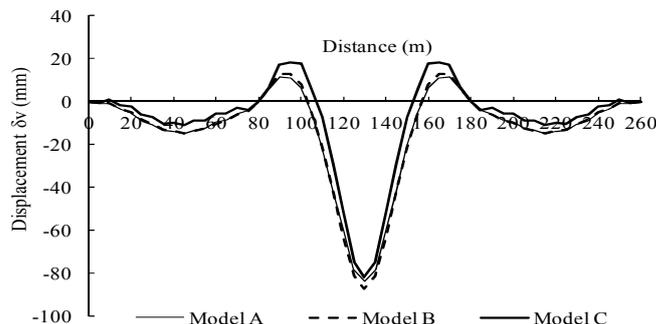


Fig.8 Displacement of girder (L1)

版は RC，主桁およびアーチ・リブは鋼製箱断面，縦桁および横桁は鋼製 I 桁を用いた．また，Fig.2 はモデル A と B の断面を示しているが，モデル C のアーチ・リブの断面はこれより小さく，アーチ・リブおよび主桁ともに幅 400mm × 高さ 800mm とした．

2.2 部材の断面設計

最初に，3 形式の橋梁ごとに部材断面を設計する．すなわち，それぞれの形式ごとに適切な断面を設定し，その上で 3 形式の橋梁の構造特性を比較検討する．具体的には，死荷重と活荷重の合計設計荷重に対して許容応力度以内になるよう部材断面を設定した．実際の橋梁設計での実績を考慮して，3 橋梁とも主桁およびアーチ・リブにおいて許容応力の 80% から 90% に収まる設計で統一した．

アーチ・リブおよび主桁は鋼製箱断面とし，モデル A およびモデル B はアーチ・リブ，主桁ともに幅 700mm × 高さ 800mm とし，モデル C は幅 400mm × 高さ

800mm とした．また，アーチ・リブと主桁は剛結した．床組みには縦桁 4 本と横桁を配置し，縦桁の桁高は 600mm，横桁の桁高は 800mm とし 6.0m ごとに配置した．2 面のアーチ・リブ間には 400mm × 500mm の鋼製箱断面を有する横繋ぎ材を配置し，両アーチ・リブを結合した．アーチ・リブと主桁間には 400mm × 400mm の箱断面を有する鉛直材を配置し，アーチ・リブと主桁を剛結した．これら断面の部材厚は 20 mm とし，静的解析結果により部材の応力照査を行い，許容応力度以内になるように設計した．

設計荷重は，死荷重強度 (D) および活荷重強度とした．活荷重強度は道路橋示方書の B 活荷重を用い，全橋面に固定載荷したケース (L1) および中央径間の左半分と右側側径間のみに固定載荷したケース (L2) を想定した (Fig.3)．

主桁の支点条件は，片側端支点のみ水平方向固定とし，その他の支点は水平方向可動とした．想定した鋼板の材質は SM490Y で統一した．

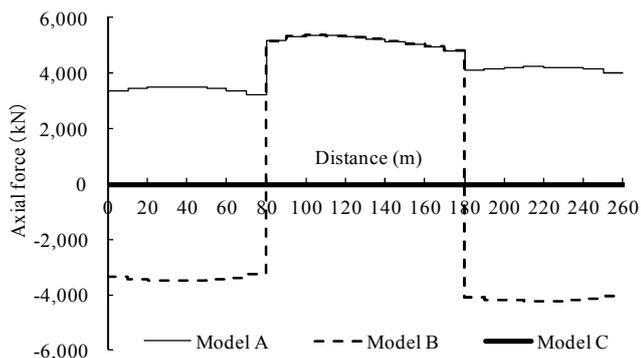


Fig.9 Axial force of girder (D+L2)

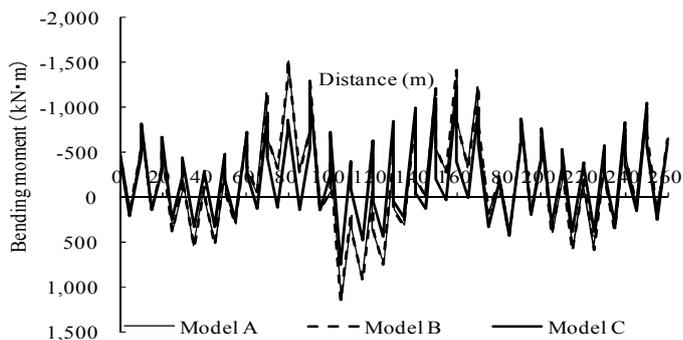


Fig.10 Bending moment of girder (D+L2)

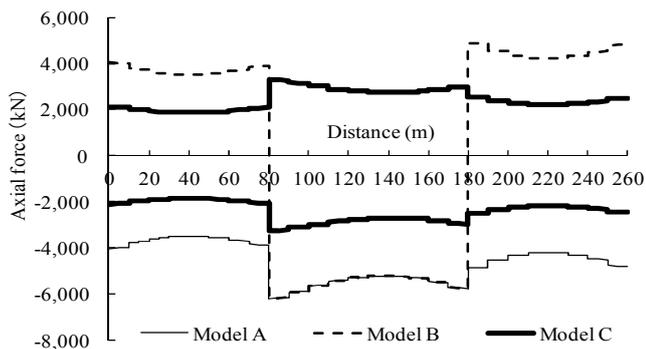


Fig.11 Axial force of arch rib (D+L2)

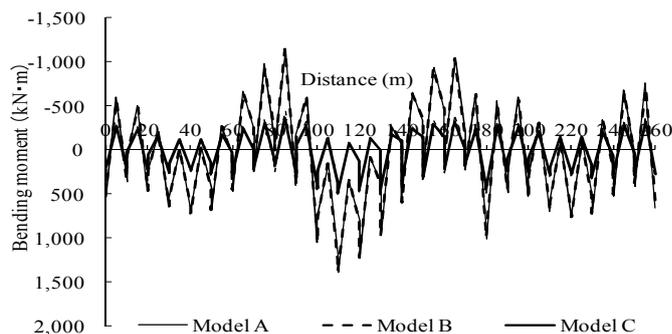


Fig.12 Bending moment of arch rib (D+L2)

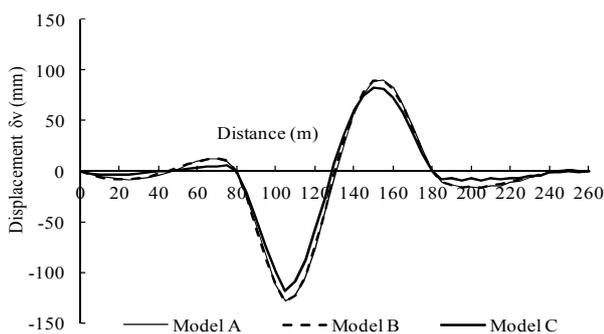


Fig.13 Displacement of girder (L2)

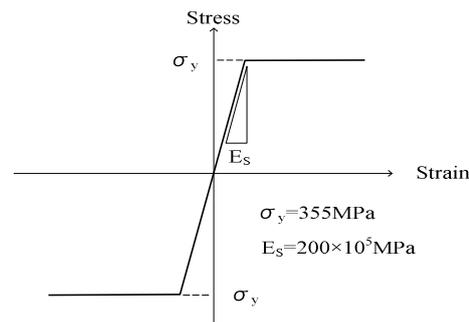


Fig.14 Stress vs. Strain of steel

3. 設計荷重レベルにおける検討

本章では、第 1 段階の設計荷重レベルでの検討を述べる。すなわち、D+L に対して静的解析により設計断面力および変位を求め、3 形式橋梁の結果を比較する。

3.1 活荷重全載ケース (L1)

本節では、第 1 段階の設計荷重レベル D+L1 の結果を述べる。設計荷重により 3 種類の橋に生じる部材断面力を Fig.4 から Fig.8 に示す。

Fig.4 は、主桁軸力を示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の引張軸力となる。側径間はモデル A では引張軸力、モデル B が圧縮軸力となるが、その絶対値は両者でほぼ同じである。一方、モデル C は上下アーチ・リブのアーチ作用が相殺するため主桁に軸力は生じない。Fig.5 は主桁の曲げモーメントを示す。中央径間では、モデル C の主桁の曲げモーメントがモデル A およびモデル B よりも小さい。

アーチ・リブに作用する軸力を Fig.6 に示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の圧縮軸力となる。しかし、側径間はモデル A では圧縮軸力、モデル B が引張軸力となるが、その絶対値は両者でほぼ同じである。一方、モデル C はモデル A およびモデル B のおよそ半分となっている。Fig.7 にアーチ・リブの曲げモーメントを示すが、中央径間において、モデル C がモデル A およびモデル B よりも小さい。

Fig.8 に主桁の活荷重 L1 によるたわみを示す。モデル A とモデル B のたわみはほぼ同じであるものの、支間中央部ではモデル B の方が 3mm 程度大きな値となっている。いずれのモデルにおいても主桁およびアーチ・リブは中間支点上で剛結されており、両部材は一体的に挙動する。モデル A では側径間と中央径間ともにアーチ・リブには圧縮軸力が、主桁には引張軸力が作用する (Fig.4, Fig.6)。一方、モデル B では側径間のアーチ・リブには引張軸力、中央径間のアーチ・リブには圧縮軸力が作用する。逆に、側径間の主桁には圧縮軸力、中央

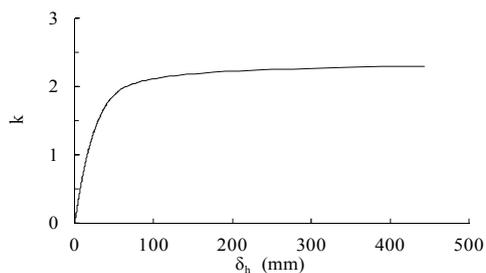


Fig.15 Lateral displacement of Model A k (D+L1)

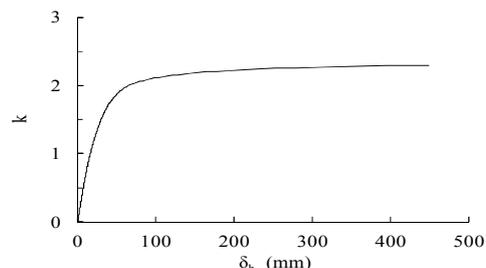


Fig.16 Lateral displacement of Model B k (D+L1)

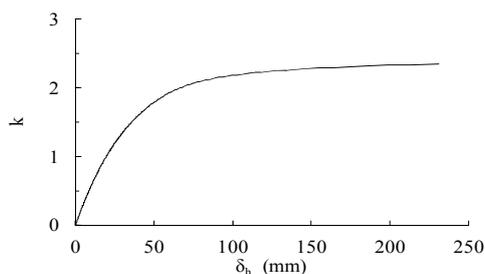


Fig.17 Lateral displacement of Model C k (D+L1)

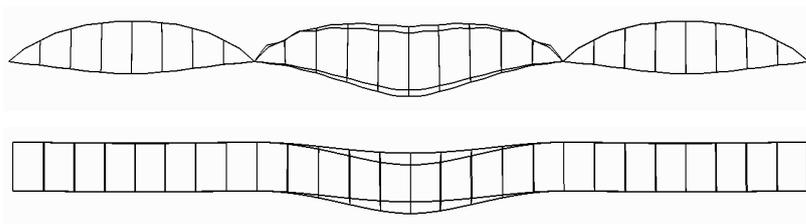


Fig.18 Side and top view of final deformation of Model A, 2.50 (D+L1)

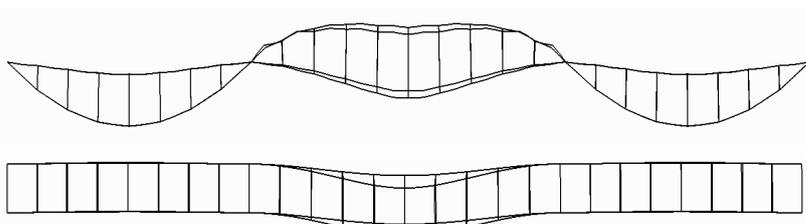


Fig.19 Side and top view of final deformation of Model B, 2.50 (D+L1)

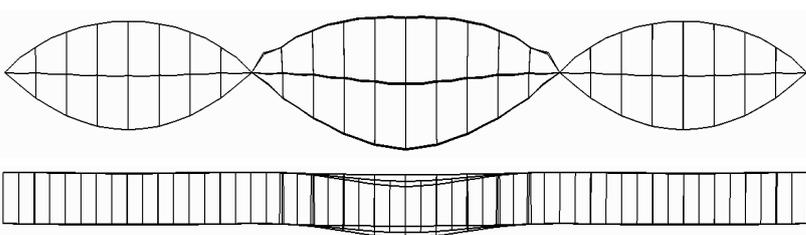


Fig.20 Side and top view of final deformation of Model C, 2.40 (D+L1)

径間の主桁には引張軸力が作用する (Fig.4, Fig.6) . したがって、モデル A ではアーチ・リブの圧縮軸力が中間支点で相殺し、よりアーチ効果が発揮され主桁のたわみが抑えられる。モデル B では、アーチ・リブ軸力が中間支点で相乗する方向に作用する。そのため、アーチ効果が発揮されにくく、主桁が若干たわみやすい構造であると言える。また、モデル C の主桁たわみはモデル A およびモデル B よりも小さく、ダブルアーチの補剛効果が明らかである。

また、活荷重による最大鉛直変位は 84mm であり、活荷重たわみ許容値 500mm ($L^2/20,000$, L:スパン長) 以内である。したがって、使用性においては十分安全である。

3.2 活荷重半載ケース (L2)

本節では、活荷重半載した設計荷重レベル D+L2 の結果を述べる。この設計荷重により 3 種類の橋に生じる部材断面力を Fig.9 から Fig.13 に示す。

Fig.9 は主桁軸力を示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の引張軸力となる。その値は D+L1 の約 7 割程度である。側径間ではモデル A と B では正負が反転するものの、絶対値比較ではほぼ同一の値

となった。なお、モデル C は上下アーチ・リブのアーチ作用が相殺するため主桁に軸力は生じない。Fig.10 は主桁の曲げモーメントを示すが、中央径間においてモデル C の主桁の曲げモーメントがモデル A およびモデル B のおよそ 30% であることが分かる。

アーチ・リブに作用する軸力を Fig.11 に示す。モデル A およびモデル B の中央径間はほぼ同一の圧縮軸力となる。その値は D+L1 の約 7 割程度である。側径間ではモデル A と B では正負が反転するものの、絶対値比較ではほぼ同一の値となった。一方、モデル C はモデル A およびモデル B のおよそ半分となっていることが分かる。Fig.12 はアーチ・リブの曲げモーメントを示すが、中央径間においてモデル C のアーチ・リブの曲げモーメントがモデル A およびモデル B よりも小さいことが分かる。

活荷重 L2 による主桁たわみを Fig.13 に示す。中央径間の左右で逆方向にたわむ。モデル A およびモデル B のたわみはほぼ同じであり、最大値は D+L1 の約 1.5 倍である。また、モデル C の主桁たわみはモデル A およびモデル B よりも最大で 10 mm 程度小さい値となっていて、ダブルアーチの補剛効果が明らかである。

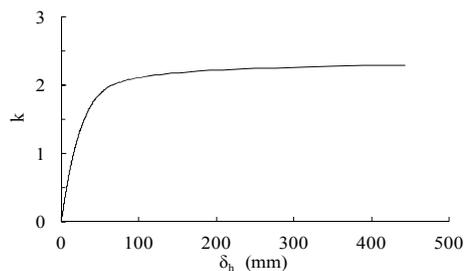


Fig.21 Lateral displacement of Model A
k (D+L2)

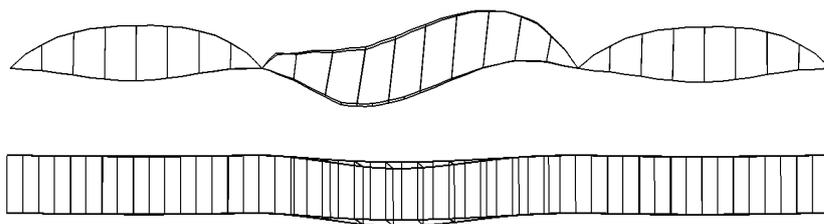


Fig.24 Side and top view of final deformation of Model A, 2.55 (D+L2)

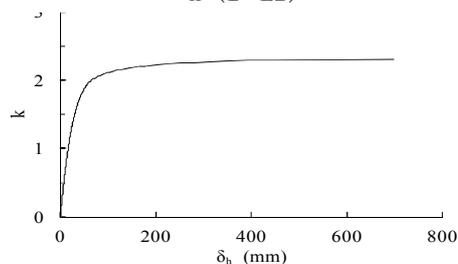


Fig.22 Lateral displacement of Model B
k (D+L2)

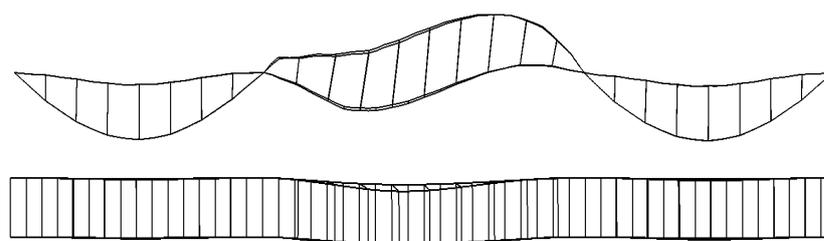


Fig.25 Side and top view of final deformation of Model B, 2.54 (D+L2)

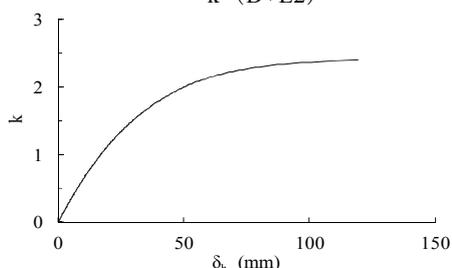


Fig.23 Lateral displacement of Model C
k (D+L2)

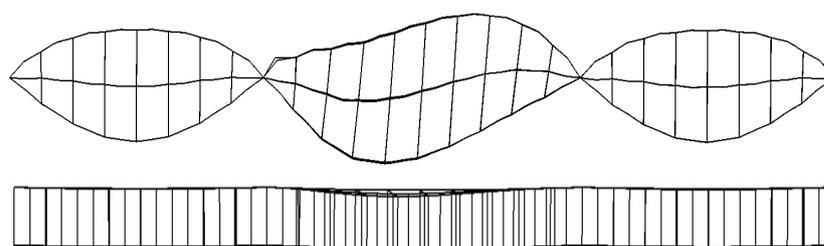


Fig.26 Side and top view of final deformation of Model C, 2.44 (D+L2)

4. 弾塑性大変形解析

4.1 解析手法

本節では、第 2 段階の崩壊解析結果を示す。すなわち、大変形弾塑性解析を用い、荷重を漸増させ、対象橋梁がどのように塑性化が進行し、最終的に崩壊するかを求める。部材断面は、ファイバー要素に分割したが、その分割数は、主桁およびアーチ・リブ共に 10 分割とした。また、鋼板の構成則はパイリニアとした (Fig.14)。なお、鋼箱断面には十分な補剛材を配置し、局部座屈は生じないと想定した。

解析の手順は、橋梁が崩壊するまで死荷重と活荷重を徐々に増加荷重する方法である。すなわち、載荷荷重は $P = k(D+L)$ と表すことができ、 k は活荷重載荷係数である。増分ピッチは、変形の増大に伴って変化させたが、最小ピッチは 0.01 である。各増分ステップで、大変形弾塑性解析を実施し、3 橋梁の崩壊過程や最終耐力および最終変形状態の比較をした。なお、使用した解析プログラムは、汎用構造解析プログラムの Engineer's Studio (FORUM8) である。

4.2 活荷重全載ケース (L1) の終局強度

本節では、活荷重全載ケース (L1) において 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す (Fig.15, 16, 17)。

なお、これらはアーチ面を鉛直面から $H/500$ (H : アーチライズ) だけ傾斜させた初期不整を考慮した結果である。初期不整に関しては後述する。

モデル A は、 $k = 2.50$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る (Fig.15)。すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を Fig.18 に示す。

モデル B は、 $k = 2.50$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る (Fig.16)。すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を Fig.19 に示す。

モデル C は、 $k = 2.40$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る (Fig.17)。すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を Fig.20 に示す。

4.3 活荷重全載ケース (L2) の終局強度

本節では、活荷重半載ケース (L2) において 3 種類の橋梁の弾塑性大変形解析結果を示す (Fig.21, 22, 23)。

モデル A は、 $k = 2.55$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る (Fig.21)。すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を Fig.24 に示す。

モデル B は、 $k = 2.54$ の時にアーチ・リブが発散的に増大し終局に至る (Fig.22)。すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を Fig.25 に示す。

モデル C は、 $k = 2.44$ の時にアーチ・リブが発散的に

Table.2 Initial imperfection of arch rib

Initial imperfection of arch rib
Case1 : H/500
Case2 : H/1,000
Case3 : H/2,000

H : Height of arch rise

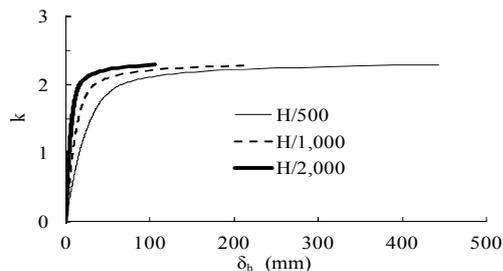


Fig.27 Lateral displacement of Model A

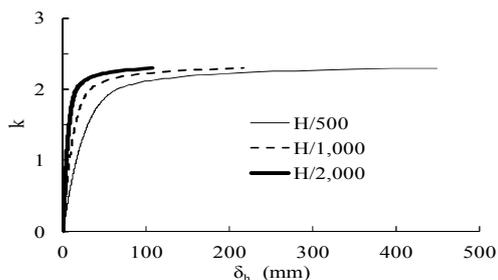


Fig.28 Lateral displacement of Model B

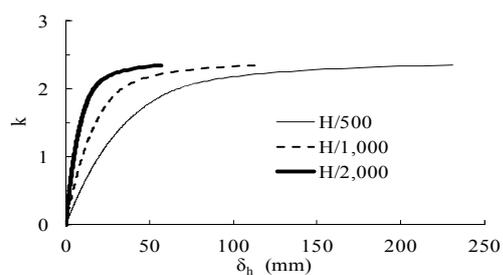


Fig.29 Lateral displacement of Model C

Table.3 Steel weight of three bridges

Bridge type	Model A			Model B			Model C		
	Girder	Arch rib	Others	Girder	Arch rib	Others	Girder	Arch rib	Others
Steel weight (kN)	2,402 (0.202)	2,589 (0.218)	3,543 (0.299)	2,402 (0.202)	2,589 (0.218)	3,543 (0.299)	1,762 (0.149)	3,798 (0.320)	6,302 (0.531)
Total (kN)	8,534 (0.719)			8,534 (0.719)			11,862 (1.000)		

Note1 : Value in () is the ratio, when the steel weight of Model C is set at 1.0.

増大し終局に至る (Fig.23). すなわち、面外座屈が崩壊の直接原因である。最終の変形図を Fig.26 に示す。

4.4 初期不整の影響の検討

本節では、初期不整の影響を検討する。前節までの検討結果により、本形式ではアーチ・リブの面外座屈が卓越することが明らかである。初期不整が座屈に影響を及ぼすことは知られているが、本橋の場合アーチ・リブ面が製作誤差により鉛直面から傾斜していると座屈しやすくなると推定される。そこで、L1 においてアーチ・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-1, 2, 3) を対象にした (Table.2)。すなわち、道路橋示方書⁸⁾に規定される最大の許容製作誤差を考慮し、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。

モデル A において、Case-1 は $k = 2.50$ の時に、Case-2 は $k = 2.50$ の時に、Case-3 は $k = 2.55$ の時に、アーチ・リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (Fig.27)。

モデル B において、Case-1 は $k = 2.50$ の時に、Case-2 は $k = 2.50$ の時に、Case-3 は $k = 2.53$ の時に、アーチ・

リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (Fig.28)。

モデル C において、Case-1 は $k = 2.40$ の時に、Case-2 は $k = 2.43$ の時に、Case-3 は $k = 2.45$ の時に、アーチ・リブが発散的に増大し面外座屈により終局に至る (Fig.29)。

以上より、H/2,000 (Case-3)、H/1,000 (Case-2)、H/500 (Case-1) と初期不整の傾斜角が大きくなるにつれて面外変位は大きくなり、終局強度そのものも若干小さくなった。

また、道路橋示方書では終局強度が $1.70 (D + L)$ を上回る事が規定されているが、3 ケースともこれを満足しており、本形式は全体座屈に対して安全である。

5. 鋼重の比較

検討した3橋梁の鋼重比較を表3に示す。モデル A、B の鋼重は同じであるが、いずれもモデル C よりも 15% 小さい。これは、モデル C では上下にアーチ・リブが付加されているためである。よって、全体コストに関しては、モデル C がモデル A、B よりも高くなると考えられる。しかし、モデル C の主桁およびアーチ・リブの断面

はモデル A, B よりも小さく, ひとつひとつの部材のハンドリングはし易く, 架設面では好ましいとも考えられる. また, 景観的にも個性的とも言える. したがって, 一概にモデル C がモデル A, B より劣っているとは言えない.

6. まとめ

本研究では, 新形式の 3 つの連続アーチ橋梁を提案し, 2 段階の荷重レベルにおいて検討した. 第 1 段階は, 設計荷重レベル (死荷重および活荷重) における 3 形式の橋梁の断面および変位を比較した. 第 2 段階は, 載荷する荷重を増加させ, 対象橋梁の崩壊過程および終局強度および全体座屈を把握した. 得られた主な知見を以下に示す.

- 1) モデル B はモデル A およびモデル C に比べると中央径間のアーチ効果が発揮されにくい構造であり, 全体的にたわみやすく, アーチ・リブおよび主桁の曲げモーメントも増加する傾向にある.
- 2) モデル C はダブルアーチの補剛効果によりモデル A, B よりもたわみにくい構造である.
- 3) モデル A, B, C ともにアーチ・リブの軸力は載荷径間および無載荷径間共に生じる. また, モデル C の主桁には軸力が生じない. アーチ・リブの曲げモーメントは一般的な連続梁と同様に中間支点で負の曲げモーメントが生じる.
- 4) 面外変位および主桁の変位に着目すると, 面外変位の大きさが主桁たわみの大きさに比例している. これは, アーチ・リブおよび主桁間を剛結している鉛直材が機能しているためである.
- 5) 大変形弾塑性解析による全体座屈強度を検討した結果, 3 形式ともに面外座屈により終局となるが, その耐力は十分に安全であることを見出した.
- 6) 製作誤差を考慮し, アーチ面を鉛直面から傾斜させた初期不整の影響を検討した. 初期不整の傾斜角が大きくなるにつれて面外変位は大きくなり, 終局強度そのものも若干小さい.

本研究により, 提案した新しい 3 つの連続アーチ橋は十分な耐力を有し, 実現可能性は高いことを明らかにした. 今後, 限界適用スパンの検討, 耐震性能の検討, 建設費用の把握などに取り組む予定である.

謝辞

本研究で得られた結果の妥当性の検証において, 鋼橋技術研究会, 新橋梁形式研究部会 (部会長: 中村俊一, 副部会長: 中村一史) の中村一史氏および部会員の諸氏, および技術委員会委員各位から貴重な意見をいただいた. ここに謝意を表す.

参考文献

- 1) 中村俊一, 薄井正幸, 清水織恵, 樋口耕平, 松井勲: 新形式の連続アーチ橋の提案・検討, 土木学会年次学術講演会, 2011.
- 2) 大庭光商, 松本浩一, 津吉毅, 東海林直人, 佐藤茂美, 石橋忠良: 3 径間連続アーチ橋 (天間川橋梁) の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol40, pp.5-14, 2006.
- 3) 土木学会デザイン賞 2008, 天間川橋梁, <http://www.jsce.or.jp/committee/lsc/prize/2008/works/2008n1.html>, 2013. 5. 23.
- 4) 椛木洋子, 渡邊康人: 広島南道路太田川放水路橋梁デザイン提案競技における報告, 土木学会年次学術講演会, 2010.
- 5) FXFOWLE, Sheikh Rashid bin Saeed Crossing, <http://www.fxowle.com/projects/35/sheikh-rashid-bin-saeed-crossing/>, 2013. 5. 23.
- 6) David J Brown, 加藤久人・綿引透 共訳: 世界の橋, pp.68-69
- 7) 北九州市, 南河内橋, <http://www.city.kitakyushu.lg.jp/shimin/02100287.html>, 2013. 5. 23.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 鋼橋編, 2002.