

長大橋を対象とした合成アーチ工法の構造設計について

STRUCTURAL DESIGN OF COMPOSITE ARCH METHOD
FOR LONG SPAN CONCRETE ARCH BRIDGES

河村 哲男*, 池田 尚治**

Tetsuo KAWAMURA, Shoji IKEDA

* (株) ピー・エス 技術研究所 所長 (〒250-0875 小田原市南鴨宮 2-1-67)

**工博 横浜国立大学大学院教授 工学研究院 (〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)

A new design proposal of long span concrete arch bridges more than 200 m is introduced. In this proposal, no forestay, backstay, pylon, ground anchor, traveling scaffolding and form are needed for erecting the arch after completion of steel tube truss arches. Pretensioned precast concrete panels as soffit forms of arch box section and RC panels as side forms are utilized. Outlines of construction sequence of this proposal are as follows: Firstly, trussed steel tube arches are erected cantilevering with cable cranes. Secondly high performance concrete is poured into steel tubes. Thirdly, pretension precast concrete panels are installed as soffit forms and precast RC panels as side forms. Then soffit slab concrete is poured as long as span length in many divisions. Fourthly, movable inner forms of box arch are installed and concrete is cast into webs in many divisions. And finally, movable soffit shatterings of upper slab are installed and concrete is cast in many divisions and concrete arch is completed. A concrete arch bridge with 300 m span and erected by this method is designed and evaluated.

Key Words : composite arch, composite arch partially precast method, concrete arch, steel tube truss arch

キーワード : 合成アーチ, 合成アーチハーフプレキャスト工法, コンクリートアーチ, 鋼管トラスアーチ

1. まえがき

1989年1月に旭橋の完成以後、合成アーチ巻き立て工法 (CLCA 工法) により20橋のコンクリートアーチ橋が竣工している。この工法はアーチリブを3段階に剛性を上げながら順次完成する工法である。第1段階として、複数本の薄肉長方形断面の鋼管を2ヒンジアーチ構造でアーチアバット間に架設する。第2段階として、その鋼管内にコンクリートを充填し2ヒンジ合成アーチ構造とする。第3段階として、両端より移動作業車を使用してアーチリブのウェブ部分に合成アーチを巻き立てながらRCアーチリブコンクリートを打設してクラウンにて閉合する。以後の支柱および補剛桁の施工は従来と同様である。

このCLCA工法の特徴は、アーチリブ施工の初期にアーチ構造を形成するので架設中の耐風・耐震安定性に優れている。構造系の変化が少なく架設中アーチ構造のため、たわみは小さく、クリープにより発生する断面力も小さい。移動作業車は軽量となり、施工ブロック長を長くできる。メラン工法と比較し鋼管重量は軽くなる。鉄筋コンクリートアーチリブは充填被覆型の合成構造と

なるので靱性に優れる。

一方、CLCA工法の弱点として、鋼管をウェブに埋め込むため、アーチリブ断面積が増加し、支間が大きくなるにつれて死荷重の影響が顕著となる。2点目として、曲げおよび軸力から決まった鋼管の部材寸法を使用すると、通常アーチ支間が200m以上になると鋼管内にコンクリートを充填する時の座屈安定性が悪くなり、それを補強するための鋼材量が増加する¹⁾。

本論文で提案する合成アーチハーフプレキャスト工法 (Composite Arch Partially Precast Method 以下CAPPP工法と称す) はCLCA工法の弱点を解決し、より長大支間のコンクリートアーチ橋を施工するための工法である。この工法の特徴は①アーチリブを5段階に剛性を上げながら完成する工法で各段階においてアーチ橋を完成させている。②座屈安全係数を増すために、鋼管に充填するコンクリートの比率を小さくして、鋼管アーチをトラス構造とし、その上・下弦材のみを鋼管充填コンクリート部材とする。上・下弦材を上・下床版およびハンチ部分に配置すればウェブの厚さを必要以上に厚くする必要は無い。3番目の特徴として箱形断面アーチリブ

の下床版および外ウェブ外面にプレキャストコンクリート版を使用し、構造部材として一体化させると共に移動作業車を不要とし施工の合理化を図ることとした。

ここでは、アーチ支間 300m、ライズ 60m、有効幅員 16.5m の複合アーチ橋を対象に試設計を行いその有効性を確認すると共に、CAPP工法をより長大化に適した経済的な工法とするために種々の施工順序および施工区間に関する検討を行い評価した。

2. CAPP工法の構造上の特徴

CAPP工法によりアーチリブを施工する場合の断面形状の例を図-1に示した。その構造的特徴は以下のとおりである。

2. 1 鋼管トラスアーチ

多重箱形断面形状をしたアーチリブの上下床版とウェブの交点に鋼管トラスアーチの上下弦材を配置し、トラス部材は円形鋼管とし上下床版およびウェブ部分に配置した。上下弦材はプレキャストPC・RC版を固定するために矩形断面の鋼管とした。箱形断面の床版厚およびウェブ幅は鋼管トラスアーチを配置するために特に厚くする必要はなく、荷重による断面力から決まっている。鋼管トラスアーチの構造図を図-2に示した。

2. 2 鋼管トラスアーチの支承部構造

鋼管トラスアーチは架設後2ヒンジアーチ構造となるが、そのヒンジ支承部の詳細図を図-3に示した。合成トラスアーチの上下弦材はアーチリブの端横柵コンクリート打設直前にあらかじめアバットに埋め込まれた矩形断面鋼管と接合し固定端モーメントに抵抗する。

2. 3 合成トラスアーチ

2ヒンジトラスアーチの上下弦材に高強度・高流動コンクリート（アーチ支間 300m の場合で 60KN/mm^2 ）を1施工区間の下方よりポンプ車により注入する。全区間のコンクリート硬化後は2ヒンジ合成トラスアーチ構造となる。

2. 4 プレキャストPC・RC版

箱形断面の下床版下部にプレキャストPC版を合成トラスアーチの下弦材に取り付ける。プレキャストPC版は図-4の断面図に示したように試設計橋では全高 200mm、幅 1.7m、長さ 15.6m のリブ付き版で現場打ちコンクリートとの一体化を図ると共に急斜面でも昇降可能となっている。また、プレキャストPC版には、T12.4のPCストランドと場所打ちコンクリートとの取り合い鉄筋も配置されている。

箱形断面の外ウェブ外側にプレキャストRC版を合成アーチの上下弦材にボルト接合し設置する。プレキャストRC版の下端はプレキャストPC版端部に載っている。プレキャストRC版にはウェブコンクリート打設時のアンカー付きセパレーターを埋め込んでいる。

2. 5 5段階のアーチ橋を施工

3. 1で詳細に記すようにアーチリブを完成するために5段階のアーチ橋を剛性を上げながら順次完成させる。軸力が卓越し曲げモーメント・変形が小さいというアーチ橋の特徴が各施工段階で生かされている。

5段階のアーチ橋とは①2ヒンジ鋼トラスアーチ②2ヒンジ合成トラスアーチ、③固定下床版アーチ④固定ウェブアーチ、⑤固定RCアーチである。

3. CAPP工法の施工上の特徴

3. 1 施工順序

図-5にCAPP工法により複合アーチ橋を山間地で施工する場合の施工順序図を示した。

(1) 施工段階1

アーチ橋台および取り付け高架橋を主径間に先立って完成する。高架橋は資材置き場および組み立て作業場として利用する。この間に工場で鋼管トラスアーチの部材製作およびプレキャストPC・RC版の製作を行う。

(2) 施工段階2

2条以上のケーブルクレーンを使用して、幅員方向には全断面で、橋軸方向には数mの鋼管トラスアーチのブロック（重量は 10KN/m ）を運搬する。アーチ橋台上の橋脚または取り付け高架橋の先端に建てたピロンからPC鋼材の斜吊り材および後方のバックステイを張りながら鋼管トラスアーチを張り出し架設する。

鋼管トラスアーチの第1ブロックは既に橋台に設置されているピン支承にはめ込む。最終の閉合ブロックは両側の張出し鋼管トラスアーチの高さ調整を行った後、接合する。

海上橋または河口付近のアーチ橋の場合は、鋼管トラスアーチの大型ブロックを台船にて運搬し、フローティングクレーンにより一括架設が可能となる。

(3) 施工段階3

鋼管トラスアーチの上下弦材に両橋台よりクラウンに向かって数施工区間に分けて高強度・高流動コンクリートをポンプ車によって注入する。コンクリートの硬化後は2ヒンジ合成トラスアーチ構造となる。

工場より運搬したプレキャストPC版を橋台付近の合成トラスアーチ直下で架設用架台に載せる。2条のケーブルクレーンで架設用架台の両端を吊り、スプリング付近よりクラウンに向かって運搬し、合成トラスアーチの下弦材にボルトにて取り付ける。プレキャストPC版は 30cm の間隔を開けて設置し、施工段階4で場所打ち下床版コンクリートを打設する。

工場より運搬したプレキャストRC版を1条のケーブルクレーンにて運搬し、図-4に示したように、外側の合成トラスアーチの上下弦材にボルトにて取り付ける。

(4) 施工段階4

プレキャストPC版間 30cm 部分に型枠を設置した後、下床版コンクリートを左右対称に数区間に分割して打設

する。試設計橋では最初に①スプリング部付近の下床版を打設する前に橋台に埋め込まれた下弦材合成鋼管および鉄筋を接合する。②施工区間として5mの両岸の端横桁を打設する。この直前に橋台に埋め込まれた上弦

材合成鋼管および鉄筋を接合しておく。③施工区間として両側の4/16付近の下床版を④施工区間として両側の7/16付近の下床版を⑤施工区間として両側の2/16付近の下床版を⑥施工区間として両側の6/16付

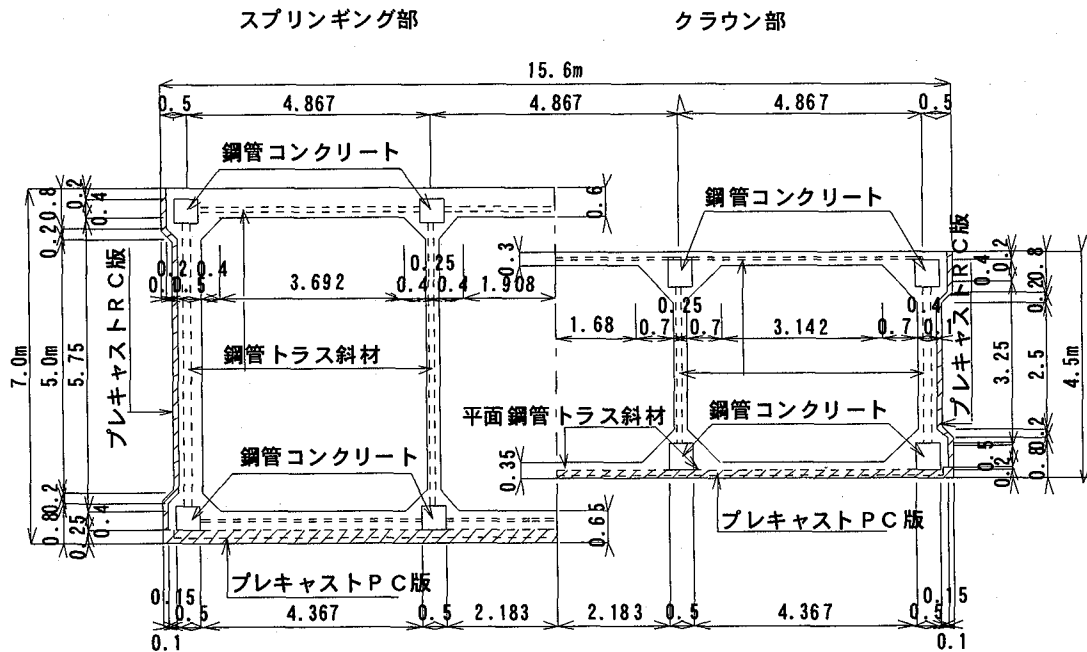


図-1 CAPP工法による試設計橋のアーチリブ断面図

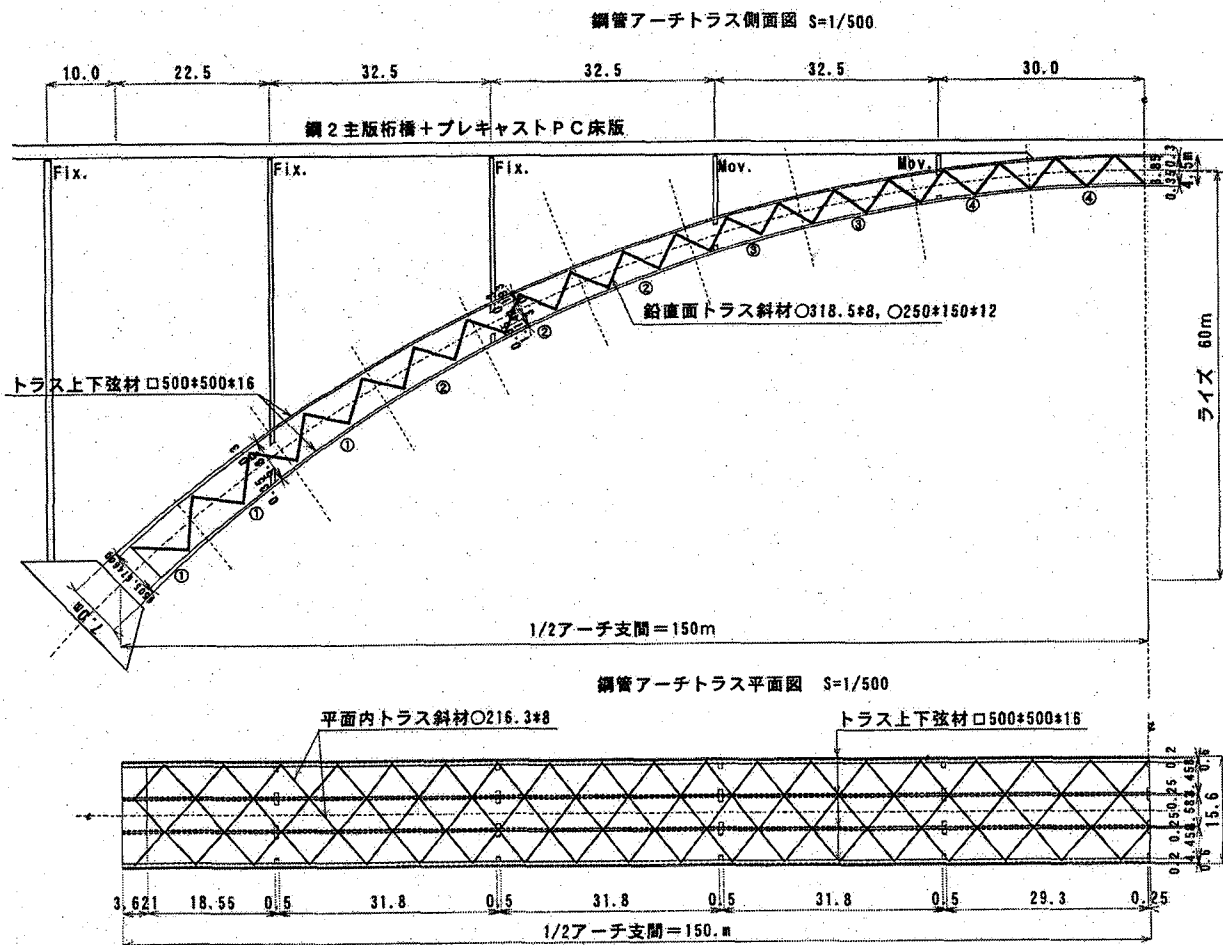
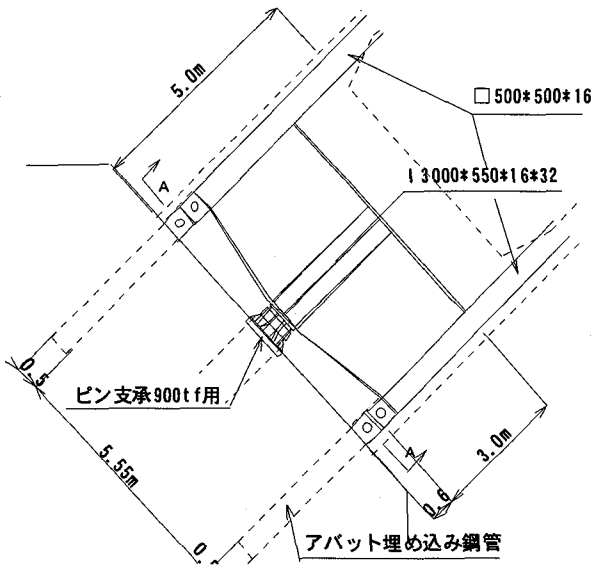


図-2 CAPP工法の鋼管トラスアーチの構造図

側面図



平面図

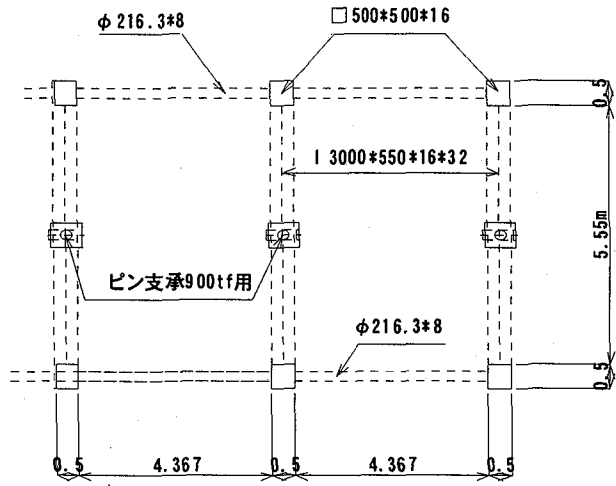
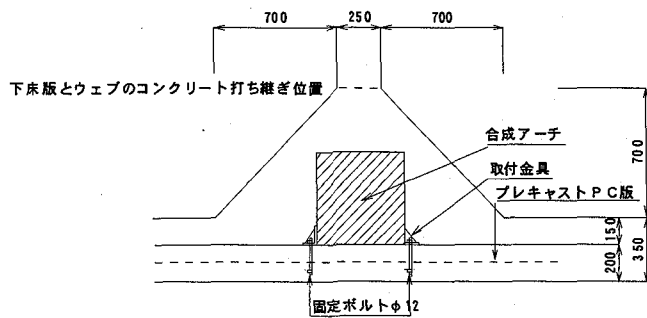
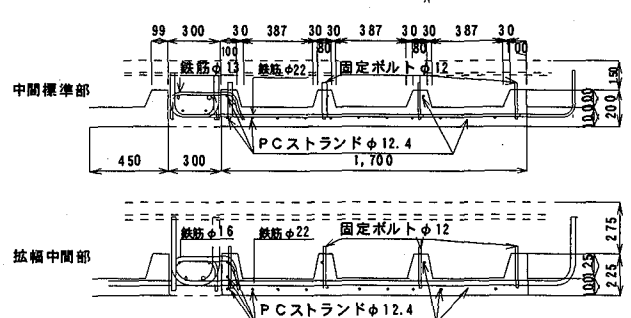


図-3 CAPP工法の鋼管トラスアーチのヒンジ支承部

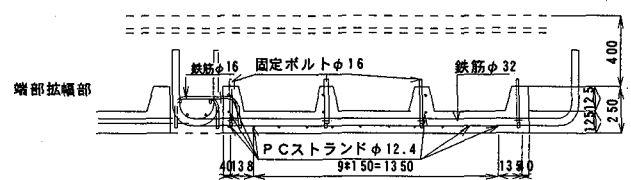
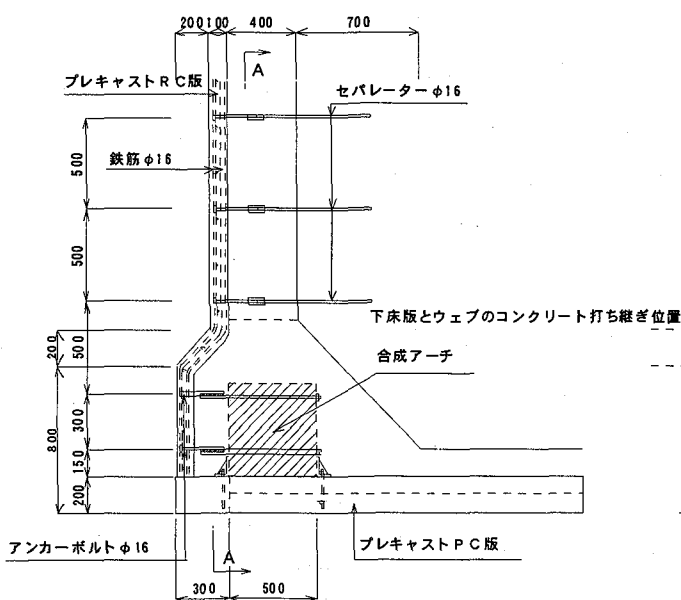
プレキャストPC下床版取付詳細図 S=1/20



プレキャストPC下床版断面図 S=1/20



側壁プレキャストRC版取付詳細図 S=1/20



A-A断面図

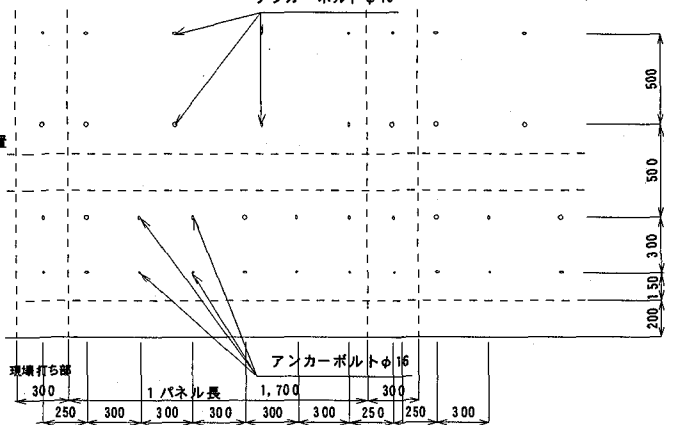


図-4 CAPP工法のプレキャストPC版・RC版

施工段階1：アーチ橋台、取付高架橋の施工

施工段階5：ウェブアーチの施工（番号順に7回コンクリート打設する）

施工段階2：鋼管トラスアーチの架設（ケーブルクレーンにより運搬・架設しP.C鋼材により斜張り 施工段階6：アーチリブの上床版コンクリートの施工（番号順に7回コンクリート打設する）
張出し架設する。海上橋の場合はフローティングクレーンによる一括架設する。）

施工段階3：鋼管トラスアーチの上下弦材に高流動コンクリートを4回に注入する。
下床版P.Cプレキャスト版および側壁R.C版をケーブルクレーンなどにて設置する。

施工段階7：アーチリブの中間横桁の施工後、支柱を施工する。

施工段階4：下床版アーチの施工（番号順に8回コンクリート打設する）

②は端部横桁の施工

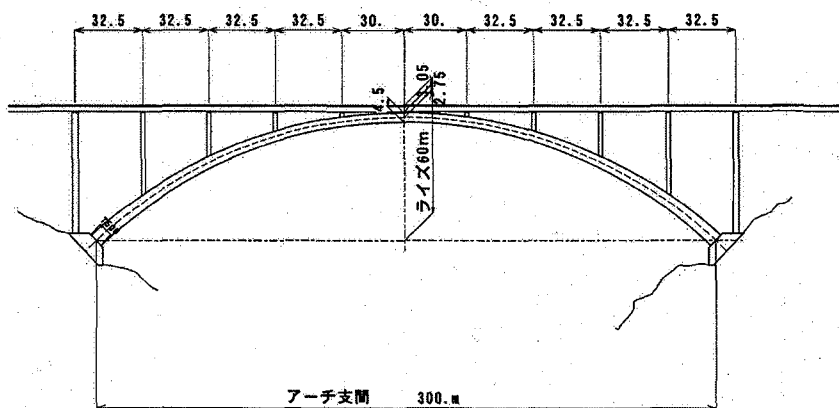
施工段階8：上路側橋脚の架設、P.Cプレキャスト床版の架設および橋面工の施工

図-5 CAPP工法による複合アーチ橋の施工順序図

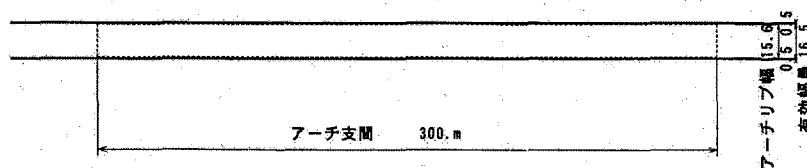
合成アーチハーフプレキャスト工法による複合アーチ橋案 一般図

試設計案

側面図 S=1/1500



平面図 S=1/1500



断面図 S=1/150

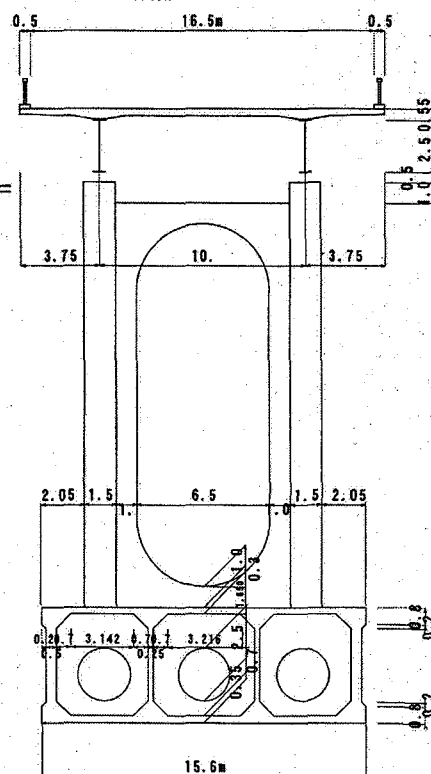


図-6 CAPP工法による試設計橋の一般図

近の下床版を⑦施工区間として両側の3/16付近の下床版を、最後に⑧施工区間として両側の5/16付近の下床版を打設して下床版固定アーチ構造が完成する。

(5) 施工段階5

両端のスプリング部よりクラウンに向かってウェブコンクリートを数施工区間に分けて移動開閉式の内型枠を下床版上に設置して左右対称に打設する。外ウェブはプレキャストRC版に埋め込まれたセパレーターを移動内型枠に止める。クラウン部まで全アーチ支間のウェブコンクリートを打設するとウェブ固定アーチ構造となる。

(6) 施工段階6

両端のスプリング部よりクラウンに向かって数施工区間に分けて上床版コンクリートを、下床版上を移動する移動型枠を使用して左右対称に打設する。クラウン部の上床版コンクリートを打設すると固定アーチリブが完成する。

(7) 施工段階7

アーチリブの中間横桁およびアーチリブ上の支柱を施工する。

(8) 施工段階8

上部補剛桁の架設を終了する。続いてPCプレキャスト床版の架設を行うが、片側から順番に施工する場合、両側から対称に施工する場合、両側からの施工途中でクラウン部にプレキャスト版を並べる場合などアーチリブの施工時応力度を照査する。橋面工を施工する。

3. 2 移動作業車の不使用

通常アーチリブを両岸より同時に張出し施工する場合は、スプリング部よりクラウンに向かって移動作業車を使用して数mの長さの箱桁全断面をセグメント施工している。CAPP工法ではプレキャストPC・RC版を使用するため、底型枠・外型枠は不要であるので移動作業車（例えばワーゲン）を使用しない。

ただし、ウェブコンクリートおよび上床版コンクリートを施工する場合には下床版上を移動する移動内型枠を使用する。この重量はワーゲンに比べ非常に小さいので架設機械による施工時断面力は非常に小さくなる。

移動作業車を使用しないのでアーチリブの施工は単純化され工期の短縮にも寄与する。

3. 3 作業足場の不使用

プレキャストPC版およびRC版を架設した後は、周りを取り囲まれた中での作業となるので作業足場は不要である。また、PC版にはリブがついているため急な勾配の昇降用はしごも不要である。

プレキャストPC版およびRC版をケーブルクレーンによってスプリング部よりクラウンに向かって架設する時には局所的に足場が必要となる。

ウェブコンクリートおよび上床版コンクリート打設時も箱桁断面内での作業となる。上記のように、危険作業は少なくなり工事の安全性は増加する。

4. CAPP工法の構造的検討と考察

図-6に示したアーチ支間300m、ライズ60m、有効幅員16.5mの複合アーチ橋を試設計橋と呼び種々の構造的比較検討を行い考察する。アーチの支間・ライズ比は5で桁高は7m～4.5mの変断面としている。

4. 1 充填コンクリートの施工段階数

2ヒンジ鋼管トラスアーチの上下弦材（ $\square 500 \times 16 \text{mm}$ ）にスプリング部からクラウンに向かって左右対称に高流動コンクリートを注入する時、3段階施工（ケース1）する場合と4段階施工（ケース2）を比較検討した。クラウンにおける鉛直変位はケース2の場合71mmとなりケース1の83%と小さくなった。打ち継ぎ位置における角折れは目視できないほど小さい。

また、上弦材上縁の鋼管応力度はケース2の方が架設途中でクリティカルになるクラウン付近において小さくなり、また、1/4点付近を除いて全体的に小さくなったため細かく分割した4段階施工を採用した。1日の最大打設数量は片側あたり 100m^3 以下である。

4. 2 プレキャストPC・RC版の設置時期

プレキャストPC・RC版を充填コンクリート硬化後に設置することにしたのは、下床版コンクリートを現場打ちするときには大型の移動作業車や型枠を不要とするためである。また、下床版コンクリートの打設区域を飛び飛びの離散型に出来るためである。従って、鋼管にコンクリートを注入後プレキャストPC・RC版を設置する。

4. 3 端横桁コンクリートの打設時期

端横桁コンクリートの打設を下床版コンクリート1（スプリング付近）の次に行うこととした。この理由は、鋼管トラスアーチのピン支承と厚さ65cmの下床版コンクリートの剛結合部との2ヶ所による支点拘束状態で下床版コンクリートを飛び飛びに打設してゆくと下床版コンクリート1の圧縮応力度が過大となるためである。

端横桁コンクリートの打設時期を充填コンクリート硬化直後にすると、鋼管トラスアーチのピン支承を1/2程度に小さくできる。しかし、端横桁上縁の引張り応力度が大きくなり多量の鉄筋を必要とする。

以上の検討結果により下記の施工順序が最適となった。鋼管アーチに充填コンクリートの注入→プレキャストPC・RC版の設置→下床版コンクリート1の打設→端横桁コンクリートの打設→下床版コンクリート2の打設→以下下床版コンクリートの施工を続ける。

4. 4 下床版コンクリートの打設順序

下床版コンクリートの打設順序を飛び飛びに打つ離散案（ケース1）とスプリング部よりクラウンに向かって順番に打設する連続案（ケース2）を線材アーチ構造で比較検討した。

クラウンにおける鉛直変位はケース1の方が151mmと1.34倍大きい。鋼管上縁応力度は架設途中でクリテ

ィカルになるクラウン付近においてケース1は 79.8KN/mm²と 0.87 倍となり、スプリング付近は 59.18KN/mm²となり 1.03 倍で同程度であった。ケース1は乾燥収縮の影響を少なくすることが出来ることも考慮し採用した。

4. 5 ウェブコンクリートの打設順序

ウェブコンクリートの打設順序を飛び飛びに打つ離散案(ケース1)とスプリングよりクラウンに向かって順番に打設する連続案(ケース2)をトラスアーチ構造で比較検討した。

クラウンでの鉛直変位はケース2が+38.5mm(上方)、ケース1が-37.2mm(下方)となり、鋼管上縁および下床版下縁のコンクリート応力度はケース2が小さくなりケース2を採用した。

4. 6 微少変形解析と幾何学的非線形解析の比較検討

長大アーチ橋であるので解析方法による計算精度を検証した。微少変形解析(ケース1)と幾何学的非線形解析(ケース2)の差が顕著に現れるのは、5段階アーチの内で剛度が最小の2ヒンジ鋼管トラスアーチ構造に鋼管自重と充填コンクリート1を載荷した時である。この施工段階の構造系を図-7に比較検討結果を表-1に示した。

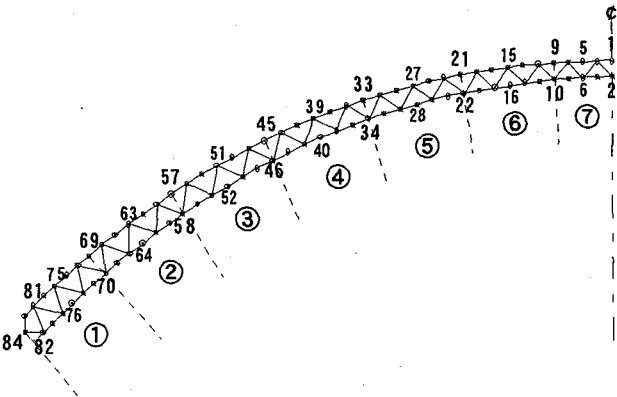


図-7 2ヒンジ鋼管トラスアーチの節点と7施工区域

表-1 微少変形と幾何学的非線形解析の比較

	位置	①微少変形	②非線形	②/①
変位 mm	1/8最大位置	-43.14	-43.88	1.017
	クラウン	5.72	6.91	1.21
応力度 MPa	1/8上弦材上縁	41.40	44.32	1.071
	最大下弦材下縁	6.19	4.05	0.654
	クラ上弦材上縁	14.55	14.82	0.934
	ウン下弦材下縁	28.72	28.53	0.965

最大変位を生ずる 1/8 点付近のケース2とケース1の比は 1.7%に過ぎないが、クラウンではその比は 21%になる。最大応力度を生ずる 1/8 点付近でケース2が約7%大きくなった。下弦材下縁の応力度は 65%の比となった

が絶対値の差は 2 MPa であり鋼管の降伏強度 240 MPa と比較すれば 0.8%となり、差は小さいと考えられる。これらの結果は軸力が卓越したアーチ橋の特徴を示したといえる。

その差異は小さいので、以後の設計検討は剛度もおおきくなることを考慮し微少変形理論によることとした。

4. 7 鋼管トラスアーチの座屈解析

2 ヒンジトラスアーチにコンクリートを注入する時に鋼管部材が座屈する危険が最も高い。そこで、図-2に示した 8 個のヒンジ支承を持つ 4 主構鋼管トラスアーチの 3 次元幾何学的非線形座屈解析を行った。

MSC/NASTRAN を使用して解析した結果、1 次モードは面内非対称モードで座屈荷重は自重の 15.02 倍の 34.76KN/m となった。アーチ支間を 1 度にコンクリートを注入した場合、(34.76/7.36)= 4.72 倍の安全係数となる。

2 次元幾何学的非線形座屈解析プログラムを使用した座屈荷重 154.8KN/m と実施工の充填コンクリート時の荷重 29.4 KN/m を比較すると座屈に対する安全係数は 5.26 倍となった。

2 ヒンジ鋼トラスアーチを MSC/NASTRAN を使用して 3 次元線形座屈解析した結果を表-2 に示した。

表-2 鋼トラスアーチの 3次元線形座屈解析結果

	1次モード	2次モード	3次モード	4次モード
座屈荷重	39.66 KN/m	(66.84)	(84.34)	(86.04)
座屈モード	面内非対称1次	面外対称1次	面内対称2次	面内1/8下弦材局部座屈
固有周期	9.54 sec	7.35	6.54	6.47
座屈安全係数	5.39	(9.08)	(11.46)	(11.69)

1 次モードの座屈は中間主構面の支間 1/4 点の下弦材に生じ、座屈安全率は 5.39 倍となった。2 次モードの座屈は外側主構面のクラウンの上弦材に生ずる。3 次元非線形座屈解析の場合と座屈安全係数を比較すると 14% 危険側となり、この規模の橋では座屈に対して幾何学的非線形解析の必要性を示した。

5. 試設計の結果と考察

アーチ支間 300mの試設計橋の設計結果とその考察について述べる。

5. 1 鉛直変位

試設計橋の施工段階毎のクラウンと 1/4 点における鉛直変位を表-3に示した。表-3ではクリープ、乾燥収縮および温度による変位は表されていないが、クラウンにおける供用時鉛直変位は下方へ 255mm であり、アーチ支間の 1/1176 と極めて小さい。変位が小さいのは施工段階毎にアーチ橋を完成していく CAPP 工法の特徴を示している。

表-3 施工段階毎の鉛直変位 (単位: mm)

荷重	クラウン	支間 1/4 点
充填コンクリート	-71	-56
下床版コンクリート	-151	-64
ウェブコンクリート	39	-37
上床版コンクリート	-30	-12
中間横桁・支柱	8	-9
補剛桁・橋面工	-36	-9
死荷重時	-241	-187
B活荷重最大値	-14	-18
供用時	-255	-205

5. 2 応力度

(1) 施工段階を考慮した断面力、応力度の集計

断面力はその施工段階・施工区域の構造系および部材剛度を用いて計算する。試設計橋の場合は概略設計とし、2次元弾性骨組み解析プログラムを使用した。

応力度はその施工段階・施工区域の条件で求めた断面力を用いて表-4に示したようなその時の断面部材に応じた応力度の計算を行う。同じ施工段階で2種類の部材があるのは施工前の区域と施工後の区域で部材断面が変化するためである。端横桁部は長さ5mのアーチリブ全断面を1度に打設する。また、応力度の累計の方法を各部材毎に表-4に示した。

(2) 架設時鋼管応力度

鋼管応力度が最もクリティカルになるのは施工段階6の上床版コンクリート打設直前にスプリング部上弦材上縁で186MPaとなった。冷間成形角形鋼管

STKC490を使用するので、その架設時許容値は204MPaであり満足する。

(3) 供用時アーチリブRC断面計算

全架設段階およびそれらを累計した供用時の断面力は2次元線形トラスアーチ構造および2次元線形線材アーチ構造にその段階の荷重を載荷して計算した。その累計断面力に応じてアーチリブRC断面計算を行った。その結果、いずれも架設時に比べ供用時の応力度の方が大きかった。コンクリートの圧縮応力度がアーチ支間の1/8付近の下縁で供用時17.5MPaと高い値となったが、設計基準強度60MPaのコンクリートを使用するので安全である。このとき、温度変化と乾燥収縮量は考慮しているが、アーチアバットの移動は地盤支持力により異なるので考慮していない。

また、アーチリブ上床版コンクリート打設以後の架設時および供用時のアーチリブRC断面計算には上下弦材の鋼管断面積は無視し、鉄筋として考慮しなかった。

5. 3 供用時ひび割れ幅

上床版コンクリートを打設し、総断面アーチとなった以降の荷重によるひび割れ幅の計算を土木学会コンクリート標準示方書「設計編」(平成8年制定)²⁾の式に従い行った。供用時最大ひび割れ幅はスプリング部上縁で0.134mmであり、かぶりより決定した許容値の0.2mm以下であった。このとき、上下弦材の鋼管断面積は無視し、鉄筋として考慮していない。

表-4 施工段階を考慮したアーチリブの部材応力度の集計方法

施工段階	充填コンクリート →	下床版コンクリート →	ウェブコンクリート →	上床版コンクリート →	上部死荷重
7-リブ'上弦材側	鋼管断面 合成7-リブ断面 ①鋼 ②合成	合成7-リブ断面 ③合成	合成7-リブ断面 ④合成	合成7-リブ断面 総断面 ⑤合成 ⑤RC	総断面 ⑥RC
7-リブ'下弦材側	鋼管断面 合成7-リブ断面 ①鋼 ②合成	合成7-リブ断面 下床版7-リブ ③合成 ①RC	下床版7-リブ ウェブ7-リブ ②RC ③RC	ウェブ7-リブ 総断面 ④RC ⑤RC	総断面 ⑥RC
端横桁部		上下床版 ①RC	上下床版 総断面 ②RC ③RC	総断面 ④RC	総断面 ⑤RC

部材断面毎の応力度の累計方法は以下のように行う。

上弦材鋼管応力度 : 鋼管断面 + 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面
①鋼 ②合成 ③合成 ④合成 ⑤合成

下弦材鋼管応力度 : 鋼管断面 + 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面
①鋼 ②合成 ③合成

上弦材充填コンクリート応力度 : 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面
②合成 ③合成 ④合成 ⑤合成

下弦材充填コンクリート応力度 : 合成7-リブ断面 + 合成7-リブ断面
②合成 ③合成

7-リブコンクリート上縁応力度 : 総断面 + 総断面
⑤RC ⑥RC

7-リブコンクリート下縁応力度 : 下床版7-リブ + 下床版7-リブ + ウェブ7-リブ + ウェブ7-リブ + 総断面 + 総断面
①RC ②RC ③RC ④RC ⑤RC ⑥RC

5. 4 終局荷重時

終局荷重は道路橋示方書に従い3ケースの死荷重と活荷重の組み合わせによる断面力を計算した。各断面の最大断面力を用いて土木学会コンクリート標準示方書「設計編」²⁾により破壊安全度の検討を行った。終局時には引張り側鉄筋は降伏し大きく延び、鋼管アーチの上下フランジも有効となるので鉄筋換算して抵抗部材に算入した。

終局荷重時の最大コンクリート応力度はスプリング部下縁で 35.0 MPa となり、設計基準強度 60MPa のコンクリートを使用するので 1.3 の材料係数で割った 46.1 MPa 以下となる。

その時の圧縮鉄筋応力度は 248MPa となり SD345 を使用するので降伏には達していないので条件を満足する。

5. 5 震度法による静的な耐震検討

支間 300m のアーチ橋の詳細設計に対しては、動的解析による耐震性の照査を行う必要があるが、本論文の主旨は架設工法および構造的な検討にあるので震度法による静的な耐震検討にとどめた。

試設計アーチ橋の鉛直材、補剛桁も考慮した完成系の固有値解析と道路橋示方書 V 耐震設計編³⁾に従い震度法により耐震設計するときの水平震度を計算し、その結果を I 種地盤に対する設計水平震度の標準値を用い表-5 に示した。

表-5 固有値解析と設計水平震度の標準値

	固有周期	モード	水平震度の標準値
1	3.67 sec	面外対称1次	0.095
2	2.18	面内対称1次	0.13
3	2.03	面内非対称2次	0.14
4	1.59	面外非対称2次	0.16

震度法の設計水平震度として 0.2 を用いて震度法による静的な耐震設計を行い橋軸および橋軸直角方向の鉄筋の引張り応力度を 267MPa 以下にして配置を行った。その時、アーチ上の支柱および上部工はアーチリブ上にその重量があると仮定して地震力による断面力を計算した。また、地震時の RC アーチリブ断面計算には鋼管の断面積は無視している。

面外方向の地震時のねじりモーメントと死荷重状態のせん断力および軸力による斜引張応力度は最大で 160MPa であった。地震時のねじりモーメントに対する横方向鉄筋の補強を行った。軸方向鉄筋は曲げに対して配置した鉄筋量で十分であった。表-2 の 2 ヒンジ鋼管トラスアーチ構造と 1 次モードを比較すると面内非対称が完成系では面外対称モードとなり異なっている。

5. 6 完成系アーチリブの座屈に対する照査

完成系でのアーチリブの座屈に対する照査を DIN1075 (1981.4) に従って行った。曲げモーメントを考慮した時の面内座屈の安全係数は 2.5 であった。完成系の面外座屈に対しては十分安全であった。表-5

の完成系での固有値解析によれば 1 次モードは面外対称であるので、座屈に対しても面外座屈が発生するはずであるが、DIN1075 に従った計算結果は面内座屈が発生しやすい結果となった。詳細な検討が必要であると言える。

5. 7 橋台地盤反力

アーチ橋台の寸法を 20m*20m*20m とした。供用時の反力は（施工段階を累計した死荷重反力+乾燥収縮）を用いた。地震時反力は 0.2 の水平震度を用いて計算した。

表-6 に反力の集計表を、表-7 に最大地盤反力度を示した。面外方向の地震時の最大地盤反力度は 1.95 MPa と大きな値となり、良質な岩地盤を必要とする。あるいは、橋台の幅を広げて地盤反力度を小さくすることも考えられる。

表-6 反力の集計表 (単位: kN, kN*m)

	Rx	Ry	Rz	Rxm	Rym
供用時	121700	296500		237200	
橋台		184400			
x 地震	90200	292500		845600	
z 地震		29650	31500	1302000	146000

表-7 最大地盤反力度 (単位: MPa)

供用時	0.43
x 方向地震時	1.37
z 方向地震時	1.95

5. 8 アーチリブの使用材料

図-6 の一般図に示したようにアーチ支間 300m、アーチリブ幅 15.6m、アーチリブ高さ 7m~4.5m のアーチリブのみの使用材料を表-8 に示した。参考としてアーチ支間 260m、アーチリブ幅 8.0m、アーチリブ高さ 6m~4m、有効幅員 10.25m の天翔大橋（高松大橋⁴⁾）の数量を載せた。

試設計橋の有効橋面積当たりのコンクリート量は天翔大橋の 62% である。天翔大橋のバックステイコンクリートを加えると 54% と少ない。試設計橋の鉄筋量も 1/2 以下となっている。試設計橋の鋼管アーチの重量を天翔大橋の架設時に必要な（ π 鋼材+水平鋼材）量と比較すると 17% 多くなった。試設計橋の PC 鋼材は T 橋の架設用 PC 鋼材（アーチリブ内外外ケーブル+バックステイ+斜吊り材）に比べると 5% と少ない。

スパン/ライズ比などの条件の違いはあるが、CAP 工法は使用材料が少ないといえることができる。

6. 結論

- (1) 従来の CLCA 工法はアーチ支間に限界がある。これに対して、鋼管トラスアーチの上下弦材にコンクリートを充填した CAP 工法は支間の長大化に適することが示された。
- (2) CAP 工法によって合理的にコンクリートアー

表－８ アーチリブの使用材料

種別	品質、規格	数量	単位当たり数量	摘要	T橋の数量
コンクリート	60MPa	6136 m ³	1.240 m ³ /m ²	プレキャスト版を含む	1.989 (5300 m ³)
鉄筋	SD345	6818 kN	1.111 kN/m ³		2.54 (13200 kN)
PC鋼材	T12.4, 150/175	137.5 kN	0.0224 kN/m ³	プレキャスト下床版	0.494 (2618 kN)
鋼管 STKC490	□500*16, ○318.5*8 □250*150*12	7405.8 kN	1.207 kN/m ³		1.034 (ラン鋼材+水平鋼材 : 5483 kN)
支承	FC250	138.5 kN	0.0226 kN/m ³	ピン支承、8個	0

チ橋または複合アーチ橋を建設するために、施工順序および施工区間について、架設段階を累計した比較検討を行い合理的な施工方法を提案することができた。ただし、対象橋梁のスパン・ライズ比や桁高および桁高変化などの条件が大きく変われば施工区間の打設順序は変わってくると思われる。CAPP工法は移動作業車を使用しないのでそのような施工区間の順序の変更にも対応することが容易である。

(3) アーチ支間 300mの道路橋の概略設計を行い、CAPP工法により架設可能であることが示された。CAPP工法は使用材料も少なく経済的で安全な工法であることが示された。

(4) 鋼管トラスアーチの座屈に対する検討の結果、断面寸法および鉄筋配置の余裕などを考慮すれば、アーチリブのコンクリート強度をアーチ支間に比例して大きくすることにより、さら長大支間のコンクリートアーチ橋をCAPP工法によって施工可能であることが示唆された。

参考文献

- 1) Ikeda,S, Kawamura,T, Wada,N : Concrete Arch Bridges Using Composite Techniques, A.S.C.E, Composite Construction in Steel and Concrete II, pp.600～606, Jun.1992
- 2) コンクリート標準示方書「設計編」, 土木学会 (平成8年制定), 7. 4または6. 2
- 3) 道路橋示方書 V耐震設計編, 日本道路協会 (平成8年12月制定), pp.52, 図－解 4.1.1
- 4) 松井有治ほか : トラス・メラン工法によるアーチ橋の計画と設計－高松大橋－, プレストレストコンクリート Vol.40, No.6, pp.22～28, 1998.11

(2001年9月14日受付)