工 事 報 告

各務原大橋上部工の施工

― 木曽川を渡るフィンバック橋 ―

栃木　謙一*[1]・小野　秀平*[2]・長谷川　達也*[3]・森下　充史*[4]

各務原大橋は，各務原市上戸町と川島小網町を結ぶ那加小網線のうち，一級河川木曽川を渡る橋長 594 m の PC10 径間連続フィンバック橋である。本橋の主桁断面は，曲線を多用したフィンバックを有する特徴的な 2 室箱桁断面となっている。

本橋は，早期の開通を実現するため，出水期も施工可能な移動架設桁を用いた張出し架設工法が採用されるなど，短工期施工を意識した設計がなされていた。また，本工事においては，粘性が高いコンクリート（設計基準強度 50 N/mm² 早強ポルトランドセメントを使用）を長距離圧送する必要があった。本橋は，特徴的な主桁断面であり，圧送時に流動性の低下が生じた場合，充填性に大きな影響を与えることが懸念された。

本稿では，各務原大橋上部工工事における架設工法に対する事前検討やコンクリート打込み方法の選定，実施工の概要について報告する。

キーワード：フィンバック，曲線形状，移動架設桁，施工性能確認試験

1. はじめに

平成 16 年 11 月 1 日，旧各務原市と旧川島町とが合併し，現在の各務原市が誕生したのを契機に，両地域の市民交流の拡大や周辺道路の慢性的な渋滞緩和を目的にして，各務原大橋を含む那加小網線（各務原市上戸町と川島小網町を結ぶ総延長約 2.6 km）が各務原市を事業主体として，計画された。

橋梁形式を選定するにあたり，外部委員を含めた検討委員会が設置された。この委員会により提言された「木曽川という雄大なランドスケープを引き立て，それと調和し，融合するシンプルで素朴な橋。また，渡りゆく人々が水と緑を感じながら楽しくわたることができるような，歩いてみたくなる橋」のキーワードに基づき，公開プロポーザルが実施された結果，「対話する橋」をコンセプトとした PC10 径間連続フィンバック橋が選定された。

本橋は，曲線を多用したフィンバックを有する特徴的な 2 室箱桁断面となっている。また，移動架設桁を用いた張出し架設工法が採用されるなど，短工期施工を意識した設計がなされていた。

本稿では，各務原大橋上部工工事における架設工法に対する事前検討やコンクリート打込み方法の選定，実施工の概要について報告する。

2. 橋 梁 概 要

2.1　工 事 概 要

各務原大橋は，一級河川の木曽川を渡る橋長 594 m の PC10 径間連続フィンバック橋である。図 - 1 に全体一般

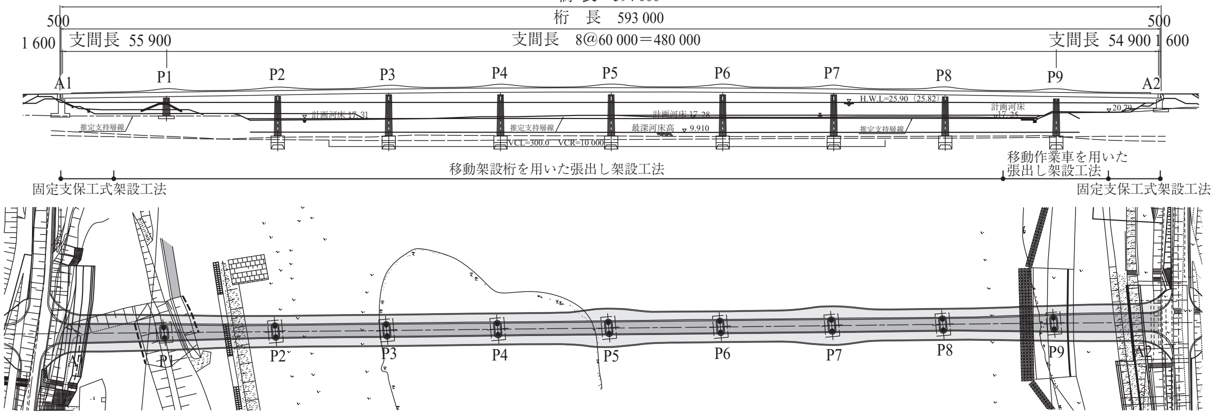

図 - 1　全体一般図

*[1] *Kenichi TOCHIGI*：清水建設㈱ 土木技術本部　設計第一部
*[2] *Shuhei ONO*：清水建設㈱ 土木技術本部　設計第一部
*[3] *Tatsuya HASEGAWA*：各務原市　都市建設部
*[4] *Atsushi MORISHITA*：各務原市　都市建設部

図，図 - 2 に主桁断面図，写真 - 1 に主桁断面を示す。また，工事概要を表 - 1 に示す。

2.2 本橋の特徴

(1) フィンバックを有する特徴的な主桁断面

本橋は，橋面に突き出したフィンバックの緩やかな曲線が，周囲の山並みに調和したデザインになっている。

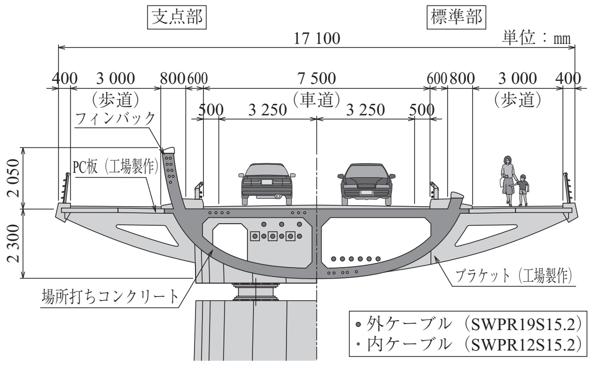

図 - 2　主桁断面図

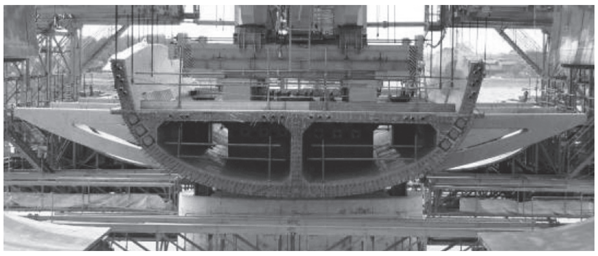

写真 - 1　主 桁 断 面

表 - 1　工 事 概 要

工　事　名	（仮称）各務原大橋上部工工事
工 事 場 所	岐阜県各務原市上中屋町～川島小網町　地内
発　注　者	各務原市
施　工　者	清水・前田特定建設工事共同企業体
工　　　期	平成 22 年 7 月 2 日～平成 25 年 3 月 25 日
橋　　　長	594.0 m
支　間　長	54.9 m ＋ 8 @ 60.0 m ＋ 55.9 m
幅 員 構 成	車道 7.5 ～ 10.5 m　歩道 3.0 ～ 5.0 m
構 造 形 式	PC10 径間連続フィンバック橋
架 設 工 法	移動架設桁を用いた張出し架設工法 移動作業車を用いた張出し架設工法 固定支保工式架設工法

主桁断面は，曲線を多用したフィンバックを有する特徴的な 2 室箱桁断面であり，車道部分は現場打ちコンクリート，歩道部分は工場製作のブラケット・PC 板により構成されている。

歩道部分は，張出し架設時に主桁と一体化されたブラケット上に，PC 板を敷設し，間詰めコンクリートにより PC 板とブラケットを一体化させる構造となっている。

(2) 短工期施工

本橋のように河川上に橋梁を架設する場合，非出水期に仮設桟橋を構築し，下部工および柱頭部の完成後，各柱頭部から移動作業車を用いて張出し架設を行うことが一般的であるが，本橋においては工期の短縮を図るため，出水期でも施工可能な移動架設桁を用いた張出し架設工法（図 - 3）が採用された。本工法は，移動架設桁から懸垂された型枠装置で橋体を構築するものであり，工事に必要な資機材の運搬や工事関係者の移動を，すでに完成した橋体と移動架設桁を経由して行うため，桁下からの作業を必要としないという特徴がある。さらに，所定の工期内に収めるため，P 9 張出し施工部においては，移動作業車を用いた張出し架設工法により，先行して施工を行った。

3. 架設工法に対する検討

架設工法は，工期を短縮するため，設計の段階から移動架設桁を用いた張出し架設工法が採用されていた。設計では，ボックスガーダー式の架設桁が計画されていたが，本工事ではトラス形式の架設桁（P ＆ Z 工法）を採用した。

また，本橋を路線供用開始日までに完成させるためには，移動架設桁での片押し架設だけでは工期的に厳しく，到着側の P 9 橋脚からの張出し架設を移動作業車により行う設計となっていた。

3.1 移動架設桁を用いた張出し架設工法

(1) 工期短縮に対する検討

移動架設桁を用いた張出し架設においては，一方の河岸から片押しで施工していくため，繰返し行われる張出し架設の基本サイクルを短縮することが課題であった。

本橋は，最大支間が 60 m の 10 径間連続フィンバック橋であり，従来の P ＆ Z 工法では，小型装置（架設桁長 80 m 程度）を用いて，張出し施工と柱頭部施工を交互に実施する方法が一般的であった（図 - 4）。しかしながら，この一般的な方法では所定の工期内に収まらないため，本工事では工期短縮を目的として，大型装置（架設桁長 133 m）を用いて，張出し施工と次径間の柱頭部施工を同時に行った。そのため，従来の P ＆ Z 工法で用いる張出し用型枠装置に加え，柱頭部専用の型枠装置 1 基を製作・使用した（図 - 3）。また，架設桁の能力（抵抗曲げモーメント）に余裕のある大型装置を採用することにより，架設桁の支持架台を橋脚（柱頭部）上に定置した状態で張出し架設を行うことを可能にした。

(2) 装置荷重に対する検討

架設桁は橋面上に設置された支持架台によって支持される。そのため，総重量約 1 000 t の装置荷重が，架台反力として桁高を抑えた 2 室箱桁断面の橋体に作用することになる。そこで，過大な応力度が橋体に発生しない施工手順や装置の支持方法が課題となった。

P ＆ Z 工法では，装置自体の重量に加え，張出しブロックのコンクリート重量が架台反力として橋体に作用する。(1) で述べた支持架台を柱頭部上に定置した状態のほかに，装置全体を次径間の施工位置まで移動する際（以下，径間移動時）のように，柱頭部以外の主桁に架設装置からの反力が作用する状態が生じる。この状態においても部材厚の薄いスレンダーな主桁に有害なひび割れを生じさせない対策が必要であった。

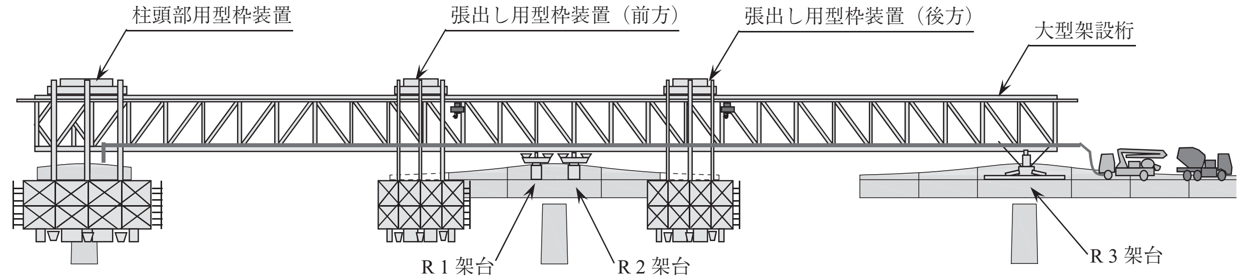

図 - 3　移動架設桁を用いた張出し架設工法

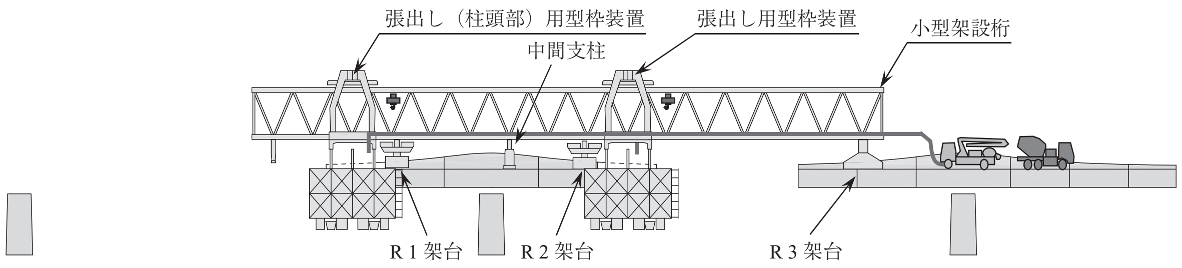

図 - 4　従来のＰ＆Ｚ工法

また，本橋の主桁断面は，半楕円形の 2 室箱桁（一部拡幅部は 3 室箱桁）でありフィンバックを有している。一般的な箱桁断面は，曲げモーメントに対しては床版が，せん断力に対してはウェブが主に抵抗し，耐荷機構が明確である。それに対し，本橋の断面は部材ごとの力の伝達や分担が複雑なことに加え，ねじれを含む 3 次元的な変形が予想された。

このため，骨組解析などの簡便な手法では発生応力および変形の把握が困難であると判断し，施工段階を考慮した 3 次元 FEM 解析を実施した。解析結果から各種作用荷重に対する変形および応力発生のメカニズムを明らかにし，架設手順や荷重の載荷位置の変更，補強鉄筋の追加などの対策を実施した。3 次元 FEM 解析に用いたモデルを図 - 5 に示す。架設桁の径間移動時には，支持架台である R 1・R 2 架台や中間支柱（径間移動時に一時的に架設桁を支持）の反力により，作用位置付近の断面において過大な応力度の発生が予測された。一方，径間移動時に推進装置となる R 3 架台においても，床板支間の中央付近に，設計荷重（T 荷重）を上回る荷重が作用することが予測された。そのため，ウェブに荷重を直接伝達させるための荷重分散梁を設置して対応した（図 - 6，7）。また，R 3 架台の荷重分散梁の設置間隔（500 ～ 1 250 mm）は，施工ステップごとに架台反力を算出し，決定した。

柱頭部横桁には外ウェブと並んでマンホールが配置されているため，上記の対策だけではマンホール付近に過大な引張応力度が発生した（図 - 8）。そこで，もっとも応力状態が厳しくなる架設ステップに対して，補強鉄筋量を算定し，配置することにより，ひび割れ幅の制御を行った。

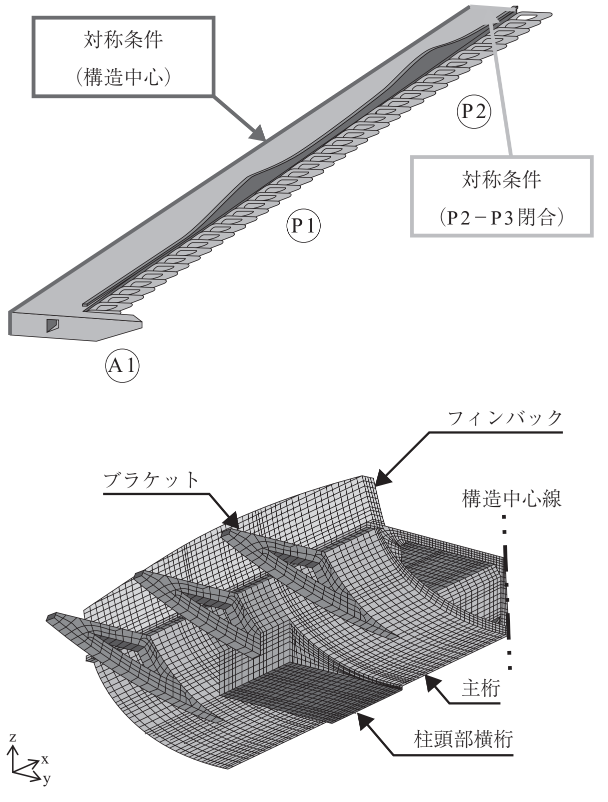

図 - 5　解析モデル

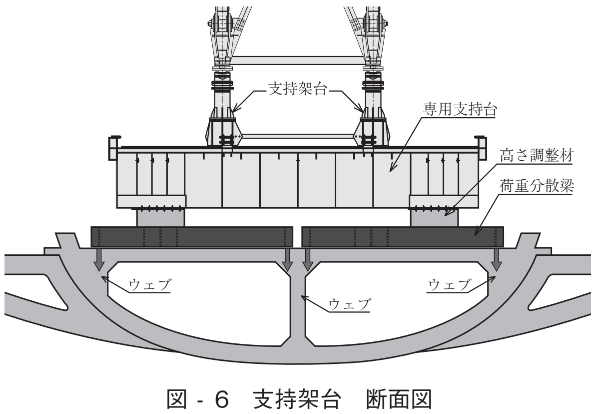

図 - 6　支持架台　断面図

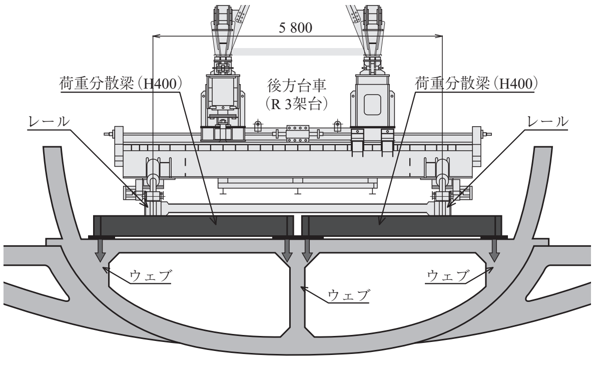

図 - 7　R 3 架台　断面図

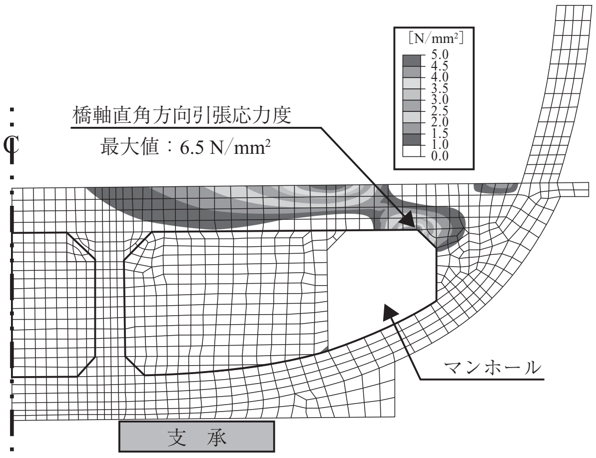

図 - 8　柱頭部横桁における応力度分布（径間移動時）

3.2　移動作業車を用いた張出し架設工法

移動作業車を用いて架設したのは，車道部分が拡幅する P 9 張出し施工部である。この区間には，一部 3 室箱桁が採用されており，拡幅量に応じて中央の内空幅が変化する構造であった。

一般的に，3 室箱桁（4 ウェブ）の張出し架設では，4 主構の移動作業車を用いる。しかしながら，本橋では以下の 2 つの理由から，2 主構の移動作業車を採用した（図 - 9）。① 外ウェブの直上にフィンバックがあるため，物理的に主構が設置できない。② 主桁は半楕円形状をしており，外ウェブは曲面かつ斜めであるため，大きな荷重を支持することができない。

そこで，内ウェブと外ウェブの間に支点横梁を設置し，バランスのとれる範囲でできるかぎり内ウェブに荷重が作用するように主構を配置した。また，作業車移動時に使用するレールの位置が床版支間部となるため，荷重分散梁を

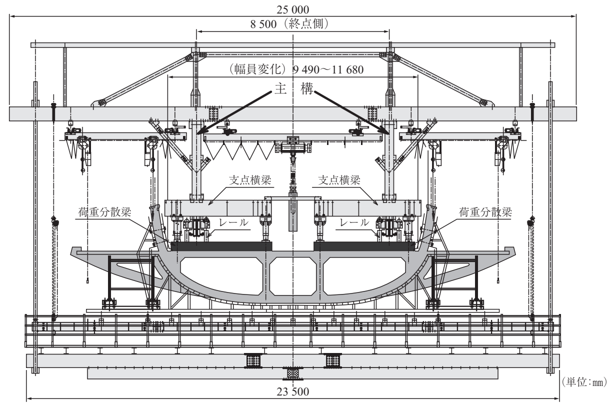

図 - 9　移動作業車　断面図

設置し，作業車荷重をウェブに分散させた。荷重分散梁は床版支間ごとに分割し，静定構造である単純梁とすることで，主桁の変形や梁の設置面の不陸などの影響を受けることなく，計画どおりの反力が橋体に作用するように配慮した。

4. コンクリート配合・打込み方法の選定

本工事の主桁コンクリートは，移動架設桁に設置した配管を使用し，長距離圧送（想定最大圧送距離：200 m）によって打ち込む。主桁コンクリートは，早強ポルトランドセメントを使用した設計基準強度 50 N/mm² の高強度コンクリートであり，セメント量が多い富配合となるため，非常に粘性が高くなることが予想された。このような高粘性コンクリートの長距離圧送では，圧送時の管内圧力が増大するとともに，圧送時に流動性が大きく低下することが懸念された。本橋は，曲線を多用したフィンバックを有する特徴的な 2 室箱桁断面であり，圧送による流動性の低下が生じた場合，充填性に大きな影響を与える。そこで，複数の暫定配合を選定したうえで，施工性能確認試験を実施することにより，最適な配合および打込み方法を決定した。

4.1　室内試験練り

セメント水比と強度との関係式から，設計基準強度を満足するための水セメント比（W/C）は 34.1 %（単位セメント量 499 kg/m³）となった。この W/C において，スランプ 18 cm，21 cm，24 cm，スランプフロー 50 cm の 4 種類の配合を対象として室内試験練りを実施した。表 - 2 に暫定配合および結果を示す。

スランプ 18 cm の配合は，非常に粘性が高く，所要のワーカビリティーを確保できないと判断された。スランプ 21 cm の配合も，同様の傾向が確認されたが，性状は比較

表 - 2　暫定配合および結果

No.	配合名	W/C (%)	s/a (%)	単位量（kg/m³）		高性能 AE 減水剤 C × %	スランプ スランプフロー (cm)	空気量 (%)	コンクリート性状		評価
				W	C				施工性	スランプの経時変化	
1	50-18-20H	34.1	44.4	170	499	0.80 %	20.5	5.4	不良×	大△	×
2	50-21-20H	34.1	46.3	170	499	0.85 %	21.5	4.7	良好○	中○	○
3	50-24-20H	34.1	46.3	170	499	0.95 %	23.0	5.2	良好◎	小◎	○
4	50-50-20H	34.1	48.2	170	499	1.00 %	51.0 × 48.0	5.2	良好◎	小◎	○

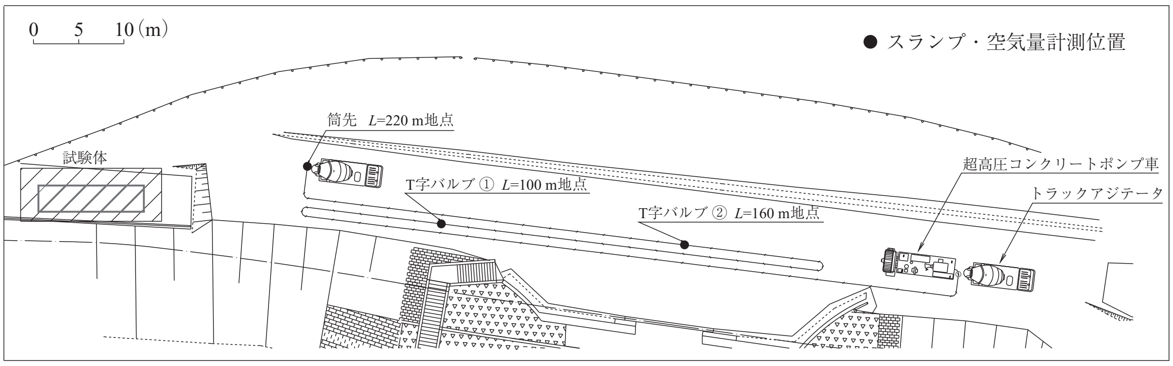

図 - 10　試験圧送　計画平面図

的良好であり，施工性能確認試験を実施したうえで，適用の可否を判断することとした。スランプ 24 cm，スランプフロー 50 cm の配合については，コンクリートの性状は良好であった。

4.2　施工性能確認試験

室内試験練りにおいて，良好な性状を示したスランプ 21 cm，24 cm，スランプフロー 50 cm の 3 種類の配合について，圧送試験および試験施工を実施し，適用の可否を確認した。

(1)　圧 送 試 験

室内試験練りで選定した 3 配合について，実施工の最大圧送距離を水平距離に換算した圧送試験を実施し，ポンプ圧送性能とスランプの圧送による低下および経時変化を確認した。図 - 10 に計画平面図を示す。本試験では，定常圧送時だけでなく，実施工時の段取替えなどによる圧送の中断を考慮して，圧送を途中停止し，再圧送時の圧送負荷増加量および再圧送後のコンクリートのスランプを確認した。圧送停止時間は 60 分としたが，60 分間完全に圧送を停止するのではなく，10 分ごとにポンプ車のピストン 2 ストローク分の圧送を繰り返し，シリンダー内のコンクリートを入れ替えるとともに配管壁との縁切を行った。

図 - 11 にポンプ車の主油圧の変化を示す。主油圧はスランプ 21 cm の配合でもっとも大きく，スランプフロー 50 cm の配合でもっとも小さくなっている。また，すべての配合で時間経過とともに主油圧が大きくなる傾向が認められる。一方で，スランプ 21 cm，24 cm の配合では継続的に増加しているのに対して，スランプフロー 50 cm の配合では 20 分経過時点から 50 分経過時点までは圧力の増加が認められず，圧送開始から 60 分経過後の増分も 2.8 MPa と，4.0 MPa 程度増加しているスランプ 21 cm，24 cm の配合に比べて小さい結果となった。また，スランプ 21 cm の配合は圧送負荷が大きく，16.0 MPa から 20.0 MPa に増加後に配管が閉塞する結果となった。

図 - 12 に筒先におけるスランプおよびスランプフローの経時変化を示す。定常圧送（約 5 分間の連続圧送）時においては，各配合ともに圧送前後で若干のスランプの変化が認められるものの，コンクリート性状は良好で，圧送性・施工性に問題はなかった。スランプ 24 cm，スランプフロー 50 cm の配合については，滞留時間が 30 分経過時点では，若干のスランプの低下は認められるものの，良好な性状を保持していたが，滞留時間が 60 分経過時点では，スランプが大きく低下し，コンクリート性状に大きな変化が確認された。

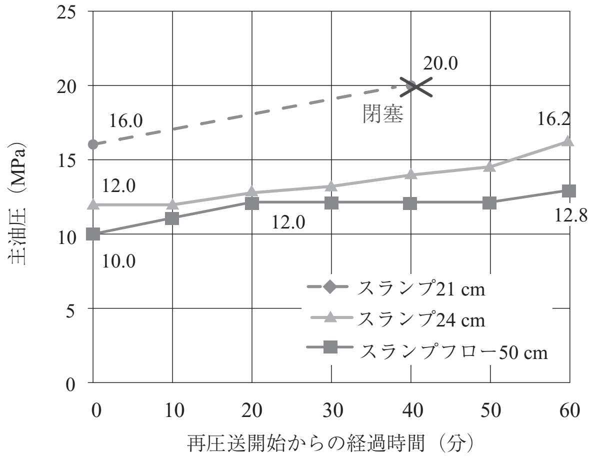

図 - 11　ポンプ車主油圧の経時変化

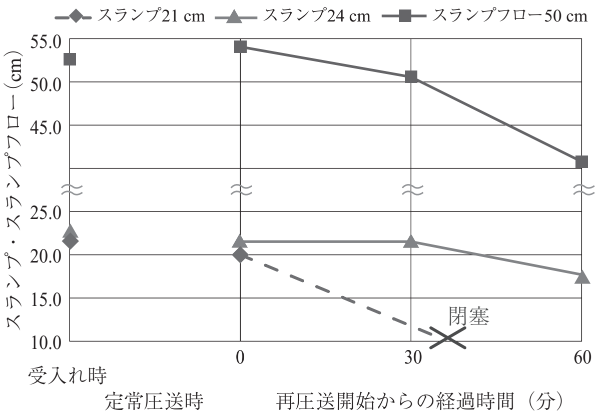

図 - 12　スランプ・スランプフローの経時変化（筒先）

(2)　試 験 施 工

各配合におけるコンクリート打込み時の施工性（充填性）を確認するため，主桁の断面を模擬した実物大試験体（図 - 13，写真 - 2）を製作し，試験施工を行った。

各配合について，トラックアジテータ 3 台分のコンクリ

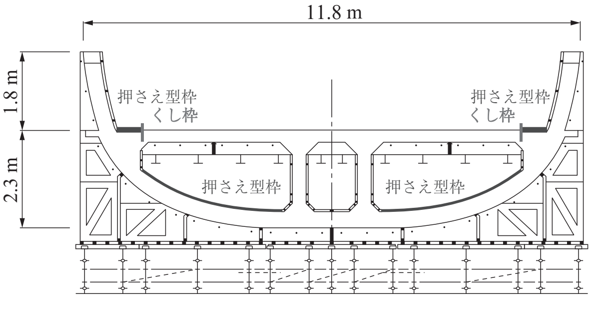

図 - 13　試験施工　計画断面図

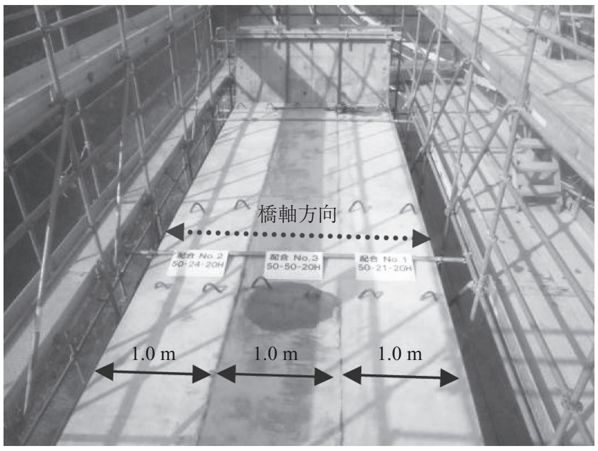

写真 - 2　試験体（脱型後）

ートを使用したため，各トラックにおいて，出荷時および現着時に品質管理試験を実施し，コンクリートの性状を確認した。スランプフロー 50 cm の配合では，比較的安定した性状を示していたが，スランプ 21 cm，24 cm の配合は不安定で，骨材の表面水率やコンクリート温度の変動によりコンクリートの性状が大きく変化することが確認された。

下床版型枠内へのコンクリートの打込みは中ウェブおよび外ウェブから行ったが，スランプ 21 cm の配合では，スランプの程度により充填が困難になること，スランプ 24 cm の配合ではスランプの程度により，スランプフロー 50 cm の配合では常に，全面に押さえ型枠を設置する必要があることが確認された。

4.3　本工事への適用

圧送試験および試験施工の結果（表 - 3）より，コンクリートの性状（ポンプ圧送性，充填性）がもっとも良好で安定していたスランプフロー 50 cm（許容誤差：± 7.5 cm）の配合を本工事に適用することとした。

5. 実　施　工

5.1　施 工 手 順

図 - 14 に移動架設桁を用いた張出し架設工法における径間ごとの標準的な施工手順を示す。柱頭部の施工と並行して張出し施工（1 ～ 3 BL）を行い，完了後，後方型枠装置を使用して閉合部の施工を行った。その後，径間移動を実施した。

表 - 3　試験施工結果

No.	配合名	品質のばらつき	コンクリートの施工性（充填性）	
			下床版	フィンバック
2	50-21-20H	大	充填が困難	充填が困難
3	50-24-20H	大	良好に充填 押え型枠が必要	良好に充填 上床版への吹き出し防止に押え型枠が必要
4	50-50-20H	小	良好に充填 押え型枠が必要	良好に充填 上床版への吹き出し防止に押え型枠が必要

施工開始直後は，下床版・ウェブ鉄筋の組立て後に上床版型枠の組立てを行い，その後，上床版鉄筋の組立てと並行して内枠の組立てを行っていた。しかしながら，本橋においては，内枠（下床版の押さえ型枠）が曲線形状であること，さらに桁高が低く，狭隘な箇所での施工となるため（写真 - 3），下床版・ウェブ鉄筋の組立て後に内枠の組立てを行い，その後，上床版型枠の組立てを行う施工手順に変更した。これにより，上床版鉄筋の組立てが遅れることになったが，内枠組立ての施工性が大きく向上し，結果として工程（サイクルタイム）を短縮できた。写真 - 4 ～ 6 に施工状況を示す。移動作業車を用いた張出し架設においても，同様の手順で施工を行った（写真 - 7）。

また，前述のように，橋体への影響が小さくなる施工手順や支持架台の設置方法を事前に計画したが，径間移動時には，架設桁の支持状態の変化に伴い，架設桁のたわみや橋体に作用する装置荷重が大きく変化する。そのため，架設桁のたわみや各架台の反力を逐次計測し，計画値との比較をしながら，慎重に作業を進めた。その結果，主桁に有害なひび割れは発生しなかった。

5.2　曲線形状・フィンバックへの対応

本橋は，曲線を多用したフィンバックを有する特徴的な 2 室箱桁断面であり，側径間支間の付近で車道部が拡幅し，一部 3 室箱桁断面となる。

曲線部分の外型枠（ステンレス製）は工場製作とし，すべての型枠について工場検査を実施し，断面形状の再現性を確認した。フィンバック部を除く外型枠は，張出し施工部で 4 分割，柱頭部で 6 分割の構造とし，拡幅部やブラケット周辺部，橋脚周辺部などは木製型枠で対応した。フィンバック部の内型枠（ステンレス製）は，高さ方向に分割できる構造とし，フィンバックの高さ変化に対応して，取り外しができる構造とした。曲線部分の内型枠は曲げ合板を使用し，下床版突起や隔壁などの複雑な形状に対応するため，詳細な製作図を作成したうえで，工場で製作し，現場で最終的な調整を行った。

曲線部分の鉄筋加工は 2 台の R 曲げ加工機を使用して行った。曲線部分の曲げ半径が一定でないことから，所定のかぶりを確保するためには，高い加工精度が必要となった。そのため原寸大の加工図を作成し，それに合せて加工機の調整を実施し，加工を行った。

5.3　コンクリートの打込み

移動架設桁を用いた張出し架設におけるコンクリートの打込みは，架設桁に設置した配管を使用し，長距離圧送することによって行った。

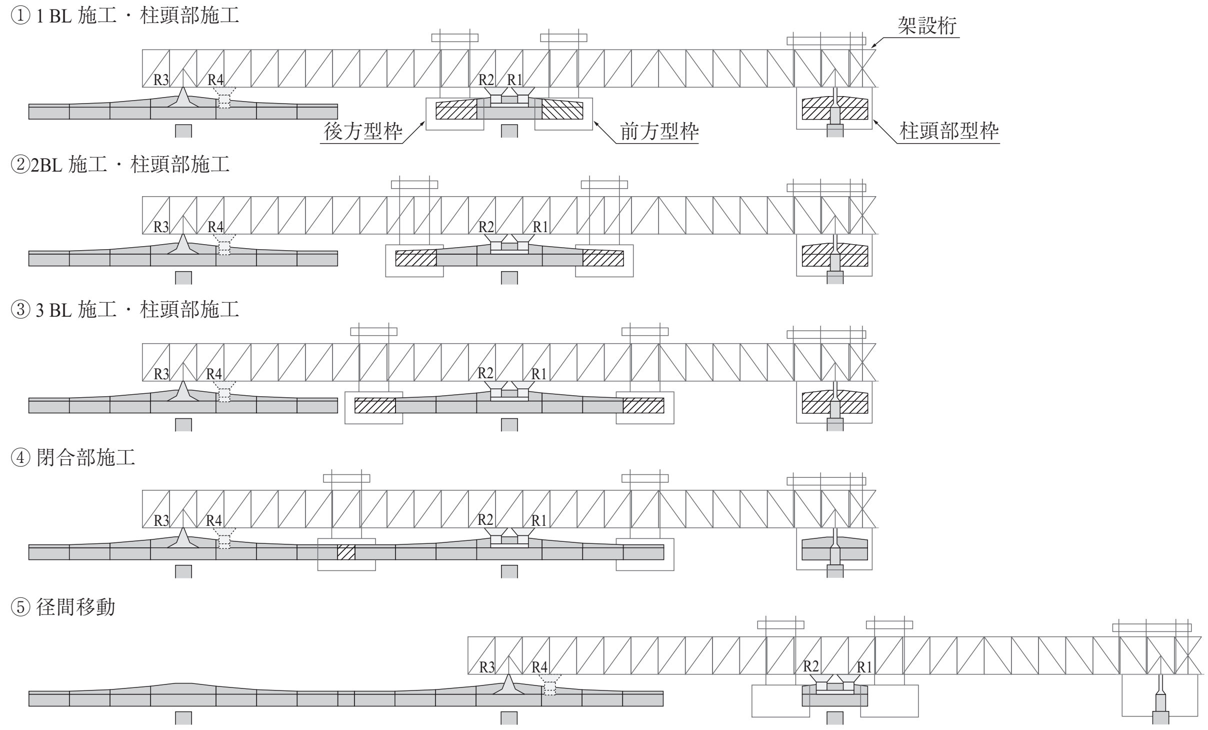

図 - 14　施 工 手 順

写真 - 3　桁 内 状 況

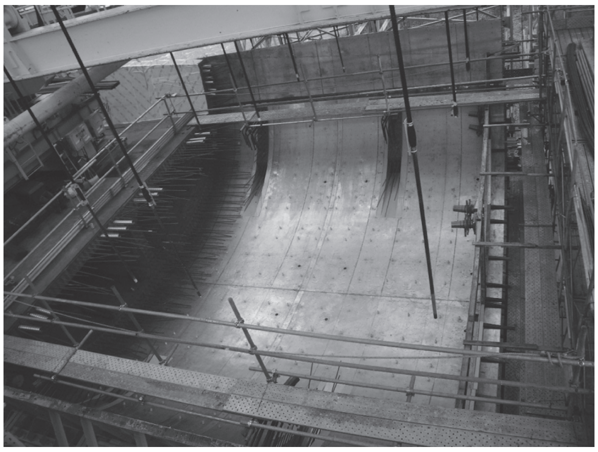

写真 - 4　施工状況（外枠組立て）

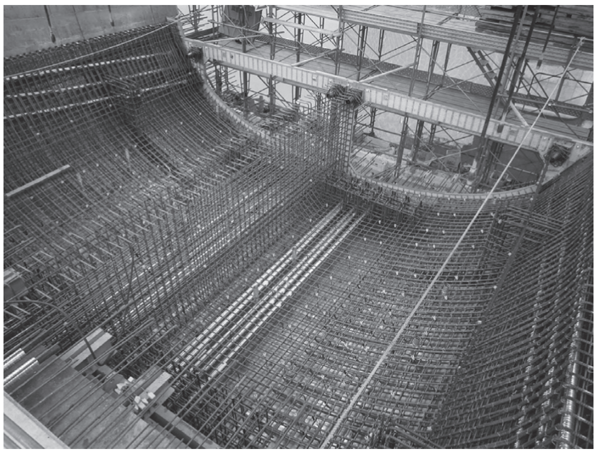

写真 - 5　施工状況（鉄筋組立て）

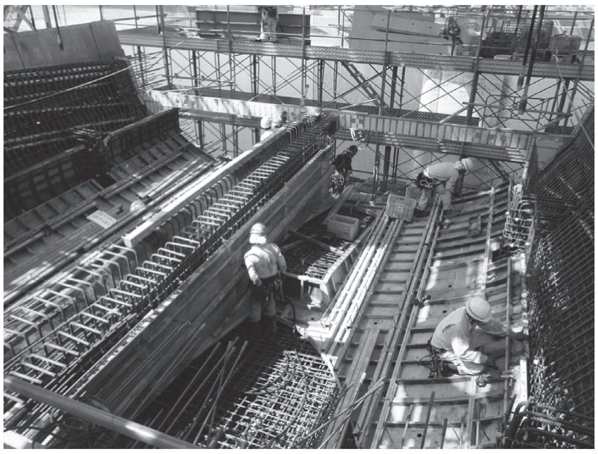

写真 - 6　施工状況（内枠組立て）

写真 - 7　移動作業車を用いた張出し架設状況（P９橋脚）

施工性能確認試験の結果より，下床版上面の全面に押さえ型枠を設置し，各型枠パネルにバイブレータ孔（φ50 mm，@600 mm × 900 mm）およびエア抜き孔（φ5 mm，@300 mm × 300 mm）を設置した。下床版およびウェブへのコンクリートの打込みは中ウェブおよび外ウェブから行い，下床版型枠内の充填状況はバイブレータ孔およびエア抜き孔より確認し，バイブレータや木槌により適宜振動を与えることにより充填を促し，健全なコンクリートが溢れ出したことを確認した後に，順次孔を塞いだ。

フィンバック型枠内へのコンクリートの打込みは，上床版への吹き出しを押さえるために，押さえ型枠（幅600 mm 程度）およびくし枠を設置して行った。また，フィンバックの内側は傾斜面となり，その形状から気泡が抜けにくいため，平面バイブレータを使用し，表面気泡の低減を図った。

本工事に適用した配合は，細骨材の表面水率やコンクリート温度の変動に大きく影響を受けるため，コンクリート性状の安定を重点管理項目として，プラント出荷時および現着時（運搬時間：約 15 分）に品質管理試験を実施し，高性能 AE 減水剤の添加量を調整することにより，配合の調整を行った。また，下床版型枠内に打込むコンクリートは充填性を高めるためにスランプフロー 50 ～ 55 cm を目標値として設定し，フィンバック型枠内に打込むコンクリートは上床版への吹き出しを抑えるためにスランプフロー45 ～ 50 cm を目標値として管理を行った。

6. おわりに

本橋は，平成 25 年 3 月に無事竣工し，3 月 24 日に供用を開始した（写真 - 8）。開通の当日は，事業主である各務原市や地元関係自治体の首長をはじめ，多くの地元住民が参加して，盛大な式典が行われた。また，工事期間中には延べ 2 500 名を超える見学者が訪れるなど，注目度の非常に高い工事でもあった。今後，木曽川の原風景に溶け込んだ各務原大橋が，各務原市の新たなシンボルとなることを願う次第である。また，本報告が今後の類似工事の参考になれば幸いである。

最後に，本橋を施工するにあたって御協力および御指導をいただいた各務原市ならびに地元関係各方面の方々をはじめ，協力していただいた全ての関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

1）栃木謙一，高島英一，長谷川達也，森下充史：各務原大橋の施工 －コンクリートの施工性能確認試験とその適用－，第 21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.477-480，2012.10
2）栃木謙一，小野秀平，長谷川達也，森下充史：移動架設桁を用いたフィンバック橋の施工 －各務原大橋上部工工事－，橋梁と基礎，vol.47，No.7，pp.5-10，2013.7

写真 - 8　完成した各務原大橋（夕暮れの伊吹山を背景に各務原大橋を望む）

【2013 年 6 月 21 日受付】