

各務原大橋の施工－移動架設桁を用いた張出し架設－

清水建設(株) 正会員 工修 ○栃木 謙一
 清水建設(株) 正会員 小野 秀平
 各務原市 長谷川達也
 各務原市 森下 充史

1. はじめに

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、一級河川の木曾川を渡河する橋長594mのPC10径間連続フィンバック橋である。

本橋は、曲線を多用したフィンバックを有する2室箱桁断面やプレキャスト部材で構成された歩道部など特徴的な構造となっている。また、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を採用するなど、工期の短縮を図っている。

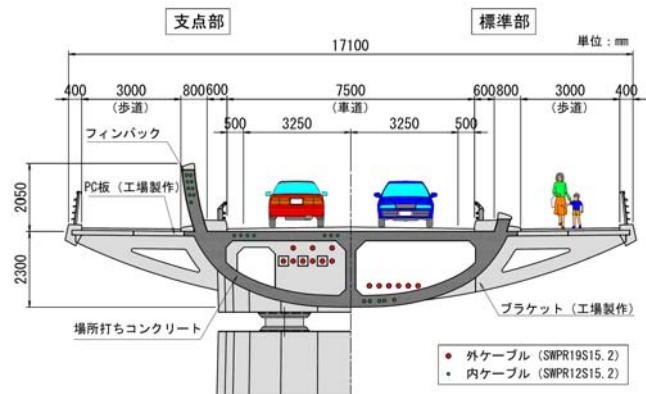
本稿では、その特徴に対応した各務原大橋の施工について報告する。

2. 工事概要

本橋の工事概要を表－1に、主桁断面図を図－1に示す。

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	594.0m
支間長	54.9m+8@60.0m+55.9m
幅員構成	車道7.5m～10.5m 歩道3.0m～5.0m
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



図－1 主桁断面図

3. 本工事の特徴

本橋のように河川上に橋梁を架設する場合、非出水期に仮設栈橋を構築し、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－2)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は、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。

4. 移動架設桁を用いた張出し架設

4.1 施工上の課題

架設工法は、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。

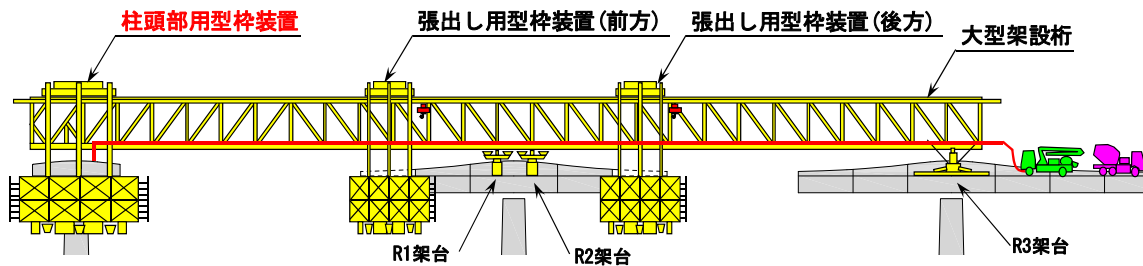


図-2 移動架設桁を用いた張出し架設

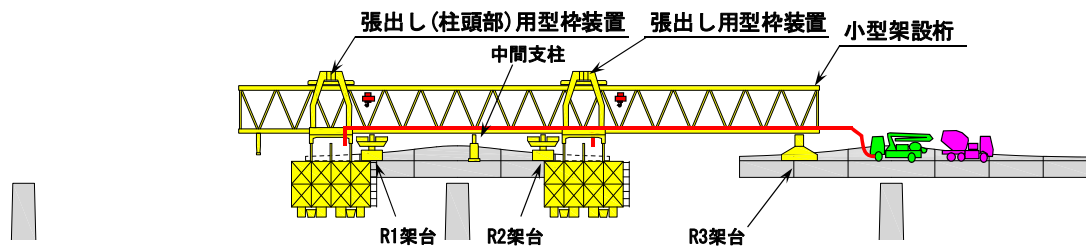


図-3 従来のP&Z工法

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、工期短縮上の課題であった。

また、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 1,000t 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。

4. 2 工期短縮に対する検討

本橋は、最大支間が 60m の 10 径間連続フィンバック橋である。従来の P&Z 工法では、小型装置（架設桁長 80m 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-3）。しかしながら、本工事では工期短縮を目的として、大型装置（架設桁長 133m）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、通常の 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を製作・使用した（図-2）。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。これらの工夫により、従来の P&Z 工法と比較して、約 11 カ月の工期短縮を実現した。

4. 3 装置荷重に対する検討

本橋の主桁断面は、半楕円形の 2 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。また、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。後者は、支持架台を柱頭部上に定置し、架設中に開断面となる主桁に大きな架台反力を作用させないことにより、解決を図った。一方、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）、橋体に作用する装置の荷重については、検討が必要であった。

これらの理由から、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-4 に示す。

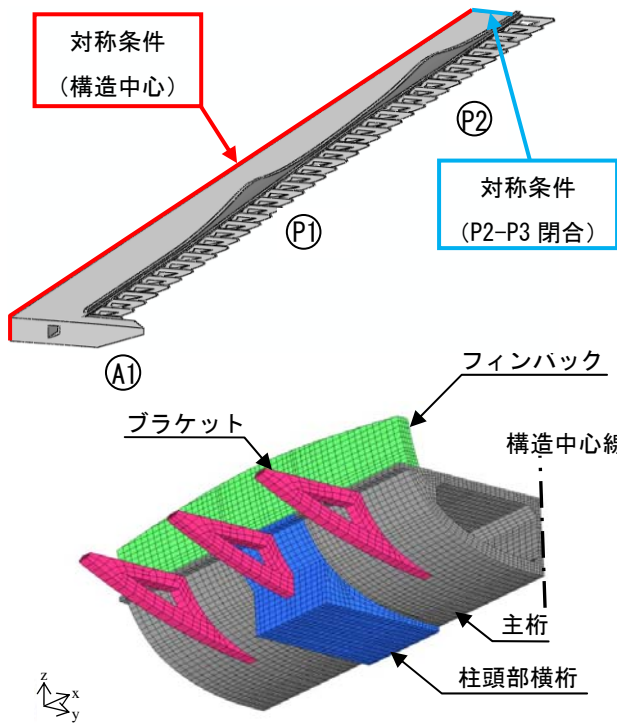


図-4 解析モデル

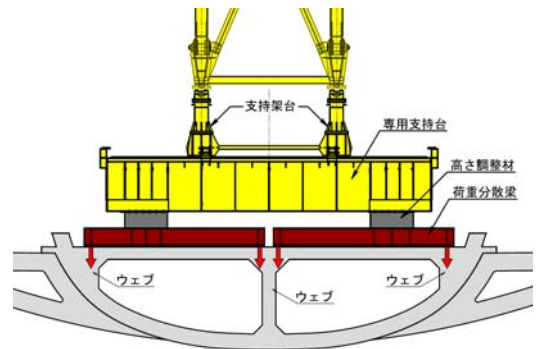


図-5 支持架台 断面図

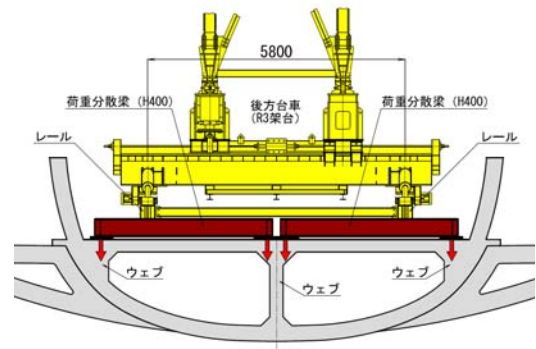


図-6 R3 架台 断面図

架設桁の径間移動時には、支持架台である R1・R2 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 R3 架台においても、床版支間の中央付近に、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-5, 6)。また、R3 架台の荷重分散梁の設置間隔は、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たため、上記の対策を施してもマンホール付近に過大な引張応力度が発生した (図-7)。そこで、最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。

4. 4 実施工

図-8 に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 (1~3BL) 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。

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¹⁾）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-1)、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

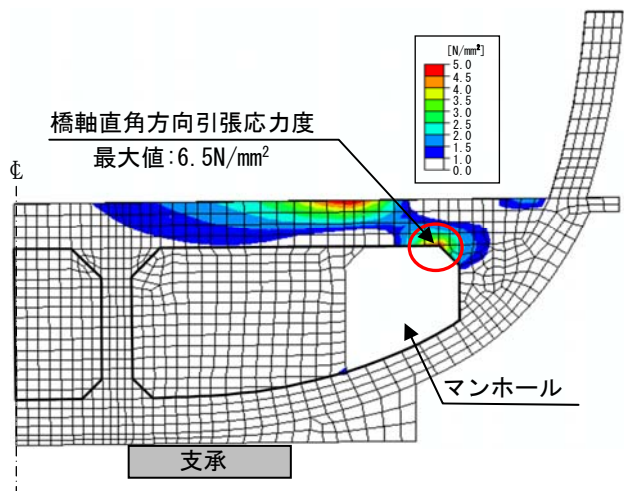
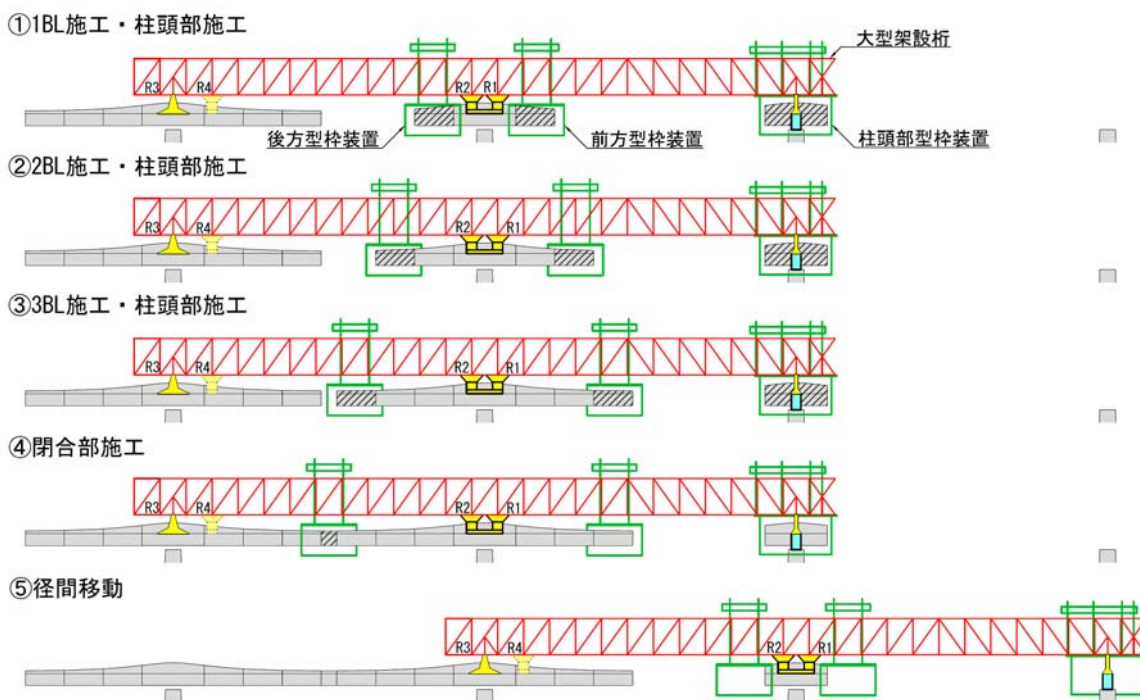
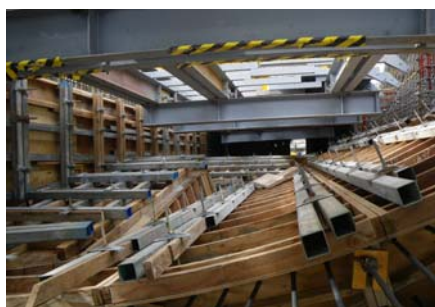


図-7 応力度分布 (柱頭部横桁)



図－8 施工手順



写真－1 桁内状況



写真－2 張出し架設状況



写真－3 完成全景

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、内型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。

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。写真－2に張出し架設状況、写真－3に完成全景を示す。

5. おわりに

本橋は、平成25年3月24日に供用を開始した。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。最後に本工事の施工に際し、多大なるご指導をいただいた関係各位に謝意を表します。

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