ＪＲ吾妻線・第三吾妻川橋りょうのポストテンション場所打ち下路桁（補剛桁）の施工

東日本旅客鉄道㈱　正会員　○白神　亮
東日本旅客鉄道㈱　正会員　鈴木　啓之
大成建設㈱　正会員　森井　慶行
大成建設㈱　正会員　長沼　清

１．はじめに

第三吾妻川橋りょうは,国土交通省関東地方整備局との協定により線路付替工事が行われている JR 吾妻線岩島駅～長野原草津口間約 10.4㎞ のうち，付替区間の終点方で吾妻川を渡河している，3 径間連続中路固定形式の鋼・コンクリート複合構造アーチ橋（橋長 203m，アーチスパン 180m）である．

本橋梁は，大きな圧縮力に耐えられるようアーチ基部を鉄筋コンクリート（以下， RC と呼ぶ）部材とし，高い剛性を確保した上でなるべく自重を減らすため，中間のアーチリブをコンクリート充填鋼管(以下，CFT と呼ぶ)とした鋼・コンクリート複合アーチ構造を採用しており，国内では非常に施工例の少ない形式となっている．本報告では，列車走行位置であるポストテンション場所打ち下路桁（以下補剛桁と称す）の施工方法並びに施工管理について報告する．

写真-1 第三吾妻川橋りょう全景写真

２．補剛桁施工概要

補剛桁はアーチ部材，斜材，鉛直材，吊ケーブルによって支持されている．補剛桁の施工は図-1，図-2 に示すような施工ブロック分割とし，Ａ１橋台側・Ａ２橋台側とも BL-1 から BL-4 については移動作業車による支間中央から張出し工法で施工した．１ブロックの最大延長は，13.335m である．

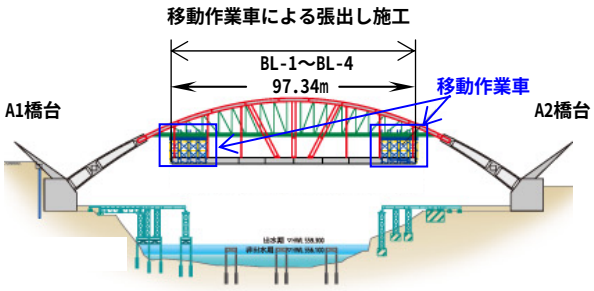

図-1 移動作業車による補剛桁の施工

側径間部の BL-5 および閉合ブロックについては，異常出水時においても水没の危険性がない河岸部であるため，仮設桟橋上に全支保工を設置し，補剛桁を施工した．全支保工部は，施工延長が最大で 53.930m と長いため，それぞれ 4 ブロックに分けて施工した．中央部の移動作業車を解体した後に全支保工部の補剛桁コンクリートの打設を行なった．打設後，ＰＣ鋼材の緊張を行ない，全支保工を撤去した．

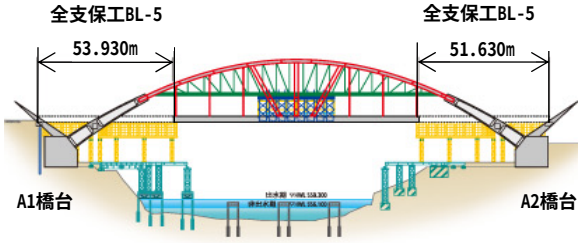

図-2 全支保工による補剛桁の施工

３．施工状況および管理状況

（１）移動作業車による補剛桁の構築

移動作業車は仮設桟橋上で組立て，4 台のリフトアップジャッキ（490kN）を用いてリフティングし，図-3 に示すようにアーチタイの主縦梁下に設置したモノレール梁に接続した．移動作業車の底版はアーチタイ上に配置した鋼棒受梁から 1BL 当り 32 本の PC 鋼棒（φ32㎜）で吊下げられる形で配置した．高さ調整などは 32 台のセンターホールジャッキ（490kN）を用いて行なった．補剛桁はＰＣ構造であるため，所定のＰＣ鋼材を緊張したのちに移動作業車を次ブロックへ移動させた．移動作業車の移動は，4 台の電動トロリーを用いて行なった．なお，今回の補剛桁の構築では仮設の PC 鋼材は用いずに施工を行なった．

キーワード　補剛桁，ポストテンション場所打下路桁式，移動作業車，全支保工
連絡先　〒377-1304　群馬県吾妻郡長野原町大字長野原 1339-1 東日本旅客鉄道㈱ 長野原工事区　TEL0279-82-3638

（2）コンクリート打込み

補剛桁のコンクリート配合は，断面形状が複雑でかつ高密度配筋であることから，スランプを 18cm としての充填性を確保した．セメントの種類は，ＰＣ緊張時の材齢から移動作業車部は，早強ポルトランドセメント，全支保工部は，普通ポルトランドセメントを使用し，設計基準強度はσ_{ck}=40N/mm^{2}とした．

図-4 に示すように，補剛桁はウェブ外側上部がハンチ形状をしており，上方からのバイブレーターだけでは直接締め固めることが困難である．そこで，取外し可能なハンチ型枠を設けた．

また，本橋梁のウェブは最小部材幅が 400mm とくびれた形状をしていること，鉄筋・PC 鋼材が密に配置されていること，ウェブ内側下面にハンチがあることが理由で，上方からのコンクリート投入およびバイブレーターの挿入が困難である．そこで図-4 に示すように，ウェブ内側型枠にコンクリートの投入孔を，外面型枠にバイブレーター挿入孔をそれぞれ設置することとした．孔の配置については，実物大の試験体により試験打設を行ない，位置を決定した．また，鉛直鋼棒や吊ケーブル，アーチ基部と干渉する施工ブロックでは打設前にバイブレーターの挿入確認を行ない，挿入孔の位置を調整して，施工を行なった．

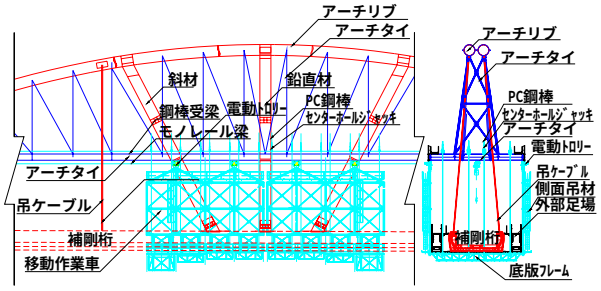

図-3　移動作業車設置概要

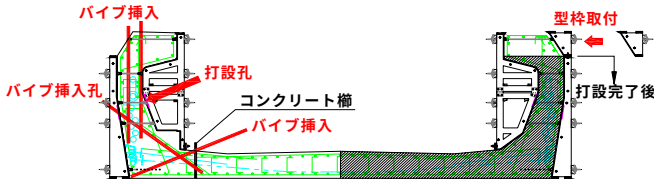

図-4 補剛桁断面
（コンクリート投入孔，バイブレータ挿入孔）

写真-2　補剛桁鉄筋・型枠組立状況

写真-3　バイブレーター挿入孔

写真-4　上部からの締固め状況

写真-5　ハンチ枠組立状況

（3）上げ越し管理

上げ越し量は，平面フレームモデルを用いて弾性骨組逐次解析を行なうことにより，施工ステップ毎の弾性変位量と，プレストレス，クリープ，乾燥収縮の影響による変位量を計画値として求めた．上げ越し管理をする上で，上記の計画値に景観上のキャンバー量（桁端部で 0mm，支間中央で 30mm となる 2 次曲線）を加算したものを施工時の上げ越し量とした．図-5 に閉合前の底版高の計画値と実測値との差を示す．

本橋梁は，アーチリブによる吊構造であり支間長が 159m と長いため温度変化により桁高が変化する特殊な構造である．したがって，温度変化による桁高変化分を予め計算した．管理値は，同時期に施工した第二吾妻川橋りょうの実測値を参考に設計値+30～-70mm とした．上げ越し量の実測値は，図-5 に示すように良好な結果となった．

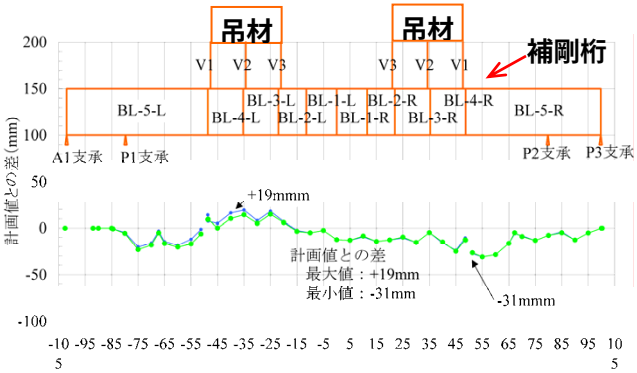

図-5 補剛桁　計画上げ越し量に対する差

4．おわりに

第三吾妻川橋りょうはすでにアーチリブの防錆処理のための塗装も終え，現在は付帯作業の施工を残すのみである．本橋梁の計画から施工に至るまで多くの方々のご指導を頂いたことに対して感謝する次第である．