

9号矢井原橋床版補強工事の計画と施工報告

— 新設アーチリブで中央ヒンジ部を支持することによる走行性改善とB活荷重対応 —

三井住友建設(株)大阪支店 正会員 工修 ○椎名 教之
 同 上 小西 純哉
 同 上 小林 睦
 新日本技研(株) 西部支社 高 龍

1. はじめに

矢井原橋は兵庫県養父市の山中に位置し、ループ橋の一部を成す3径間有ヒンジラーメン箱桁橋である。国道9号上に存在するため交通量が多く、本橋は1966年のしゅん工後約40年間、重交通下で共用されたため中央ヒンジ部ゲレンク杓が磨耗し、走行時に振動・衝撃音を生ずることが問題視されていた。また、冬期積雪時の走行性を確保するための床版拡幅やB活荷重への対応、耐震補強も必要とされていた。

そこで、本橋では主桁下方に場所打ちコンクリートによるアーチを構築し、アーチ頂部(クラウン部)から主桁中央ヒンジ部を支持することにより、走行性の改善とB活荷重対応を目的とした補強を行った。また構造系変更に伴い主桁応力状態が変化するため、主桁の連続繊維シート補強もあわせて行なった。本稿は補強工事の計画と施工について報告するものである。

2. 工事概要

工事概要を表-1に、橋梁位置図を図-1に、構造一般図を図-2に示す。

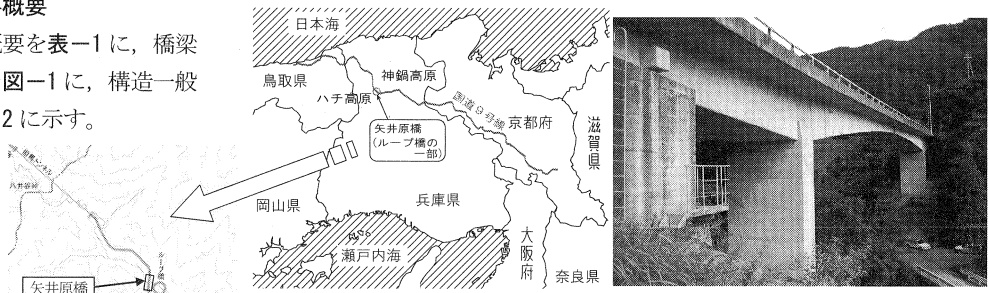


図-1 矢井原橋位置図

写真-1 矢井原橋アーチ補強前全景

表-1 工事概要

工 事 名	9号矢井原橋床版補強工事	工事箇所	兵庫県養父市八木谷地先
構造形式	PC 3径間有ヒンジラーメン箱桁橋(ドルックバンド) ⇒ RC固定アーチ橋 に変更		
発注者	国土交通省 近畿地方整備局 豊岡河川国道事務所	活荷重	TL-20 → B活荷重
橋 長	95.7m (中央支間: 61.7m) アーチ支間: 55.7m	主 要 工 事 内 容	<ul style="list-style-type: none"> ・アーチリブ構築と橋脚基礎拡幅 ・中央ヒンジ部支承設置とジャッキアップ ・炭素繊維シート貼付による主桁補強
幅 員	7.7m(全幅) [3.5+3.5m] (有効) ※別工事で全幅 8.87m に拡幅予定		

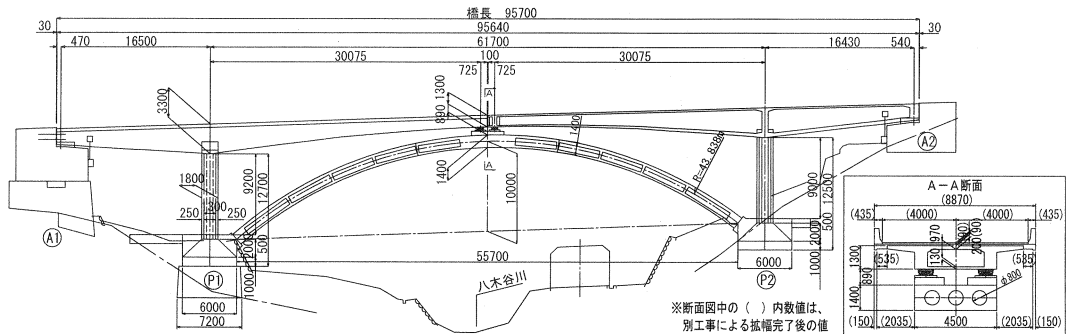


図-2 構造一般図

3. 施工概要

本工事および9号矢井原橋の補強工事全体のフローを図-3に示す。計画全体としては、床版拡幅や耐震補強も含まれるが、橋脚のコンクリート巻立ては本工事の着手前に完了しており、床版拡幅は本工事完了後に計画されている。

工事は昼間施工であり、国道9号は本工事を含むループ橋一連の工事で片側交互通行の規制はされたが全面通行止めではないため、資機材搬入・搬出等は橋梁側方のヤードから行なった。また、路面交通を通したままでの工事であったため、コンクリート打設時やジャッキアップ時には後述する計測工等により通行車両の安全面に最大の注意を払いながら作業を進めた。

アーチ構築は支保工施工で行ったが、橋梁下の交差条件として町道と河川が存在するため、梁式およびトラス式支保工を設置した上に太径支柱式支保工を組立てた。RCアーチ補強工の施工フローを図-4に示す。

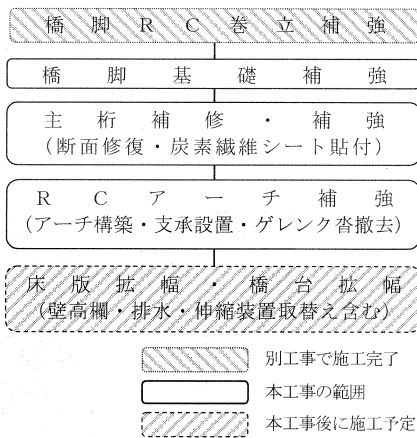


図-3 計画全体のフロー

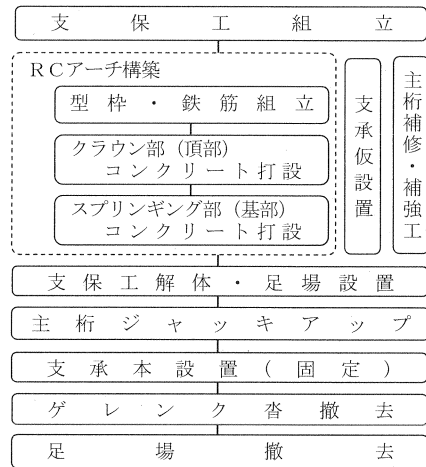


図-4 RCアーチ補強施工フロー

4. 橋脚基礎補強

補強前の基礎は主として鉛直荷重を支持するものであるが、アーチ構築によりアーチ軸線方向の軸力や曲げモーメントを負担する構造となるため、図-5に示すような拡幅補強を行った。

アーチ効果により増大した外向き(側径間向き)の水平力は、橋脚背面の控梁により支持岩盤へ伝達する構造となっているため、施工においては掘削後にロックシュミットハンマーにより支持岩盤を確認した上で控梁の打設を行った。

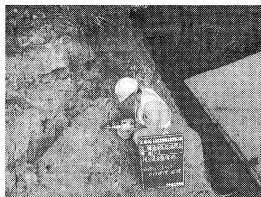


写真-2 岩盤確認

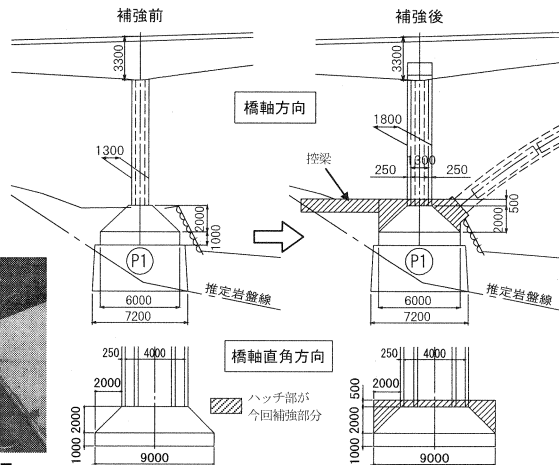


図-5 P1橋脚基礎補強図

5. アーチリブ構築工

アーチリブは、自重を軽減するためφ800mmの円筒型枠3条を内包する中空断面となっており、クラウン部沓座を含めて約310m³の場所打ちコンクリートである。発注時には1.アーチ基部、2.アーチクラウン部の順で打設する計画となっていたが、クラウン部の後打設によりアーチ基部に施工荷重による曲げモーメントが作用することが懸念されたため、本工事では図-6に示すように1.アーチクラウン部(約160m³)、

2.アーチ基部 (左右とも約 80 m³), の順で打設を行った。

アーチリブ基部付近はアーチリブの傾斜が大きいいため上面型枠が必要となり, エア溜りなどが懸念されたため透水性シートを貼付けた型枠を採用した。

また, コンクリート打設時にはトータルステーションにより支保工や既設部材の挙動を観測することで, 安全を重視した施工管理を行った。計測結果については「7.」に後述する。

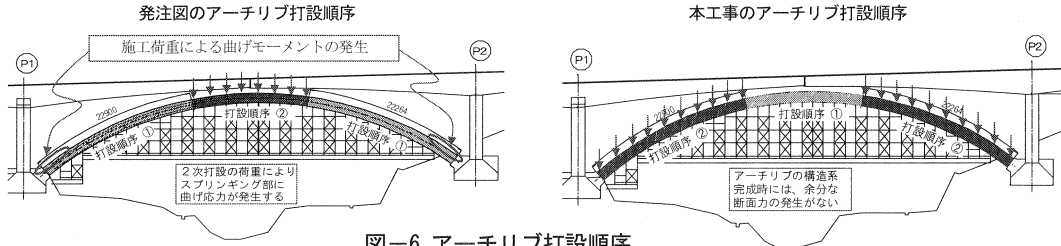


図-6 アーチリブ打設順序

6. ジャッキアップ工

6-1. ジャッキアップ反力の管理目標について

設計では, 全ての補強工事完了後, クリープ・乾燥収縮を考慮した温度変化 (低下) 時にアーチ頂部支承に負反力が生じないよう片側あたり 400kN のジャッキアップ反力が設定され, 主桁についてはジャッキアップ後の設計荷重時, 温度時に合成応力が許容値を越える部分について炭素繊維補強を行っている。よって実施工にあたり, ジャッキアップ反力の最大値を以下のように設定した。

- ・ジャッキアップの反力上限は, 補強後の RC 断面計算結果が最も厳しい部分において, 発生応力が許容値を超えないことを目標として設定した。(表-2 の 18 節点)
- ・計算より炭素繊維シートの引張が許容値に達する断面力は 4990kN・m であるが, 安全を考え設計値からの増分 200kN・m を上限と考えた。
(200 kN・m < 280kN・m = 4990 kN・m - 4710kN・m)

節点	荷重ケース	断面力		コンクリート (N/mm ²)				鉄筋 (N/mm ²)				必要シート枚数
		M (kNm)	N (kN)	σ _c	σ _{ca}	σ _s	σ _{sa}	σ _{cf}	σ _{ca}			
17	温度時	4930	5157	5.4	16.1	184.3	207	545.7	640	3		
	設計荷重時	4443	5636	4.8	14.0	100.7	180	336.8	640			
18	温度時	4701	1291	4.6	16.1	181.1	207	602.7	640	6		
	設計荷重時	2919	2839	3.5	14.0	89.1	180	298.4	640			
19	温度時	2389	-1493	1.8	16.1	135.7	207	451.6	640	6		

表-2 補強後の主桁 RC 断面計算 (抜粋)

- ・ジャッキアップ反力 400kN に対する節点 18 の断面

力は, M=2350 kN・m であるため, 増分 200kN・m を考慮したジャッキアップ反力は 434kN。片側あたり 2 個使用するジャッキの受圧面積は A_j=143.1cm² であるためジャッキ圧の上限値を 15MPa とした。

6-2. ジャッキアップ作業

車両通過時は振動が激しく, 万一中央ヒンジ部伸縮装置に段差が生じる等の障害が発生するのは非常に危険であるが, 全面通行止めを行えなかったため, ジャッキアップは国道 9 号の片側交互通行の切替間合い (1 回あたり約 5 分) を利用して行い, ジャッキアップ中は橋面上に監視員を配置して異常のないことを確認しながら作業を進めた。ジャッキアップの要領図を図-7 に, 状況写真を写真-3, 4 に, ダイアルゲージによる計測状況を写真-5 に示す。

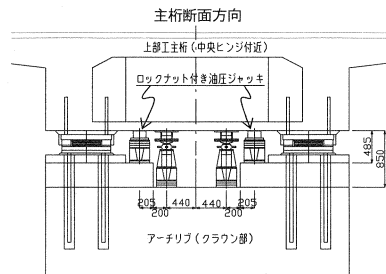


図-7 ジャッキアップ要領図

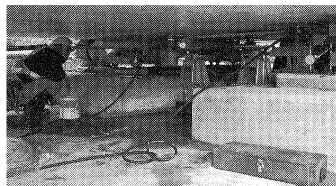
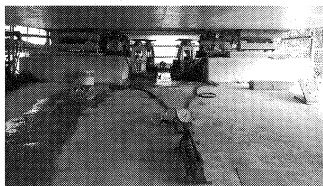


写真-3, 4 ジャッキアップ状況

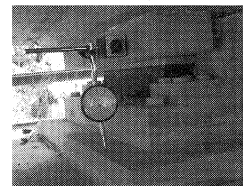


写真-5 計測状況

ダイヤルゲージでの上部工変位計測はジャッキ圧 $\sigma_m = 2.0 \text{MPa}$ を初期値とし、 1.0MPa 毎に記録した。ジャッキ圧が前出の上限値に達するか、もしくは設計上の上部工変位 29mm を目標値として作業を進め、ジャッキ圧が上限の 15MPa に達したため作業を終了した。変位計測値は約 15mm であった。初期セットまでの変位等を考慮するとジャッキアップによる上部工変位は 20mm 程度と考えられ、設計上の変位に対して若干低い結果となった。これは、「既設上部工コンクリートの実強度が高く、ヤング係数が高いこと」や「設計計算上は高欄・地覆等の剛性は無視されるが、実際には上部工剛性に寄与すること」等が原因と考えられる。

作業完了後はジャッキをロックナットで固定し、反力が変化しないようにして沓座モルタルを施工した。

6-3. ジャッキアップ後の影響

ジャッキアップ前後にダイヤルゲージにて大型車両通過時の主桁たわみ（アーチリブに対する相対変位）を計測した結果、ジャッキアップ前は最大 8mm 程度たわみを生じたものが、ジャッキアップ後には最大 0.8mm 程度となり、大型車両通過時の衝撃音と振動は著しく軽減された。

6-4. ジャッキダウン（支承に反力移行）後の影響

ジャッキダウンにより主桁とアーチリブ間の相対変位を測定した結果は 1mm 程度であり、想定した値に近いものだった。ジャッキダウン後も、大型車両通過時の主桁たわみや衝撃音の改善効果の低下は認められなかった。

7. 動態観測工

支保工基礎が河川付近にあるためコンクリート打設時の支保工沈下が懸念されたことや、アーチ自重の作用時やジャッキアップ時には橋脚基礎に水平力がかかることなどから、異常な変位を早期に発見する目的で工程の要所でトータルステーションによる動態観測を行なった。図-8 に計測位置を、写真-6 に観測状況を示す。

代表的な部分の結果として、下図の測点9：アーチクラウン部では支保工撤去で 2mm 、ジャッキアップで 2mm 程度の変位（沈下）が計測された。懸念された橋脚基礎の水平変位は、工程を通じて $\pm 3 \text{mm}$ 程度の計測結果であったが、計測誤差の範囲と考えられる程度であり、異常なレベルの変位は認められなかった。

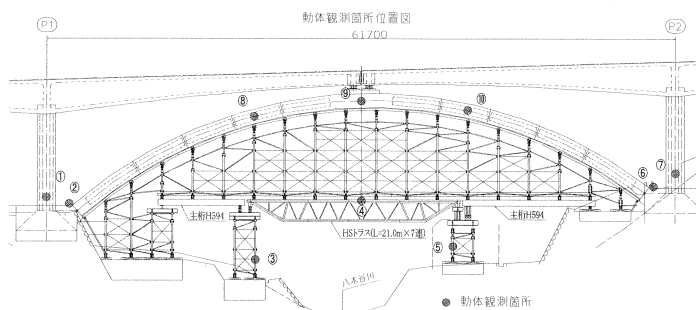


図-8 動態観測位置



写真-6 動態観測状況

6. おわりに

本工事は兵庫県北部の但馬地域に位置し、冬期は例年降雪の多い地域であるため、当初は施工中の降積雪が懸念されたが、暖冬の影響により施工途中は比較的気候に恵まれ、平成19年3月に無事しゅん工することが出来た。また、本工事はPC有ヒンジラーメン橋のリニューアル工法としては初めての対策工法であり、本報告が今後の同種工事の計画の参考になれば幸いである。

最後に、本工事の関係各位に心からお礼を申し上げます。

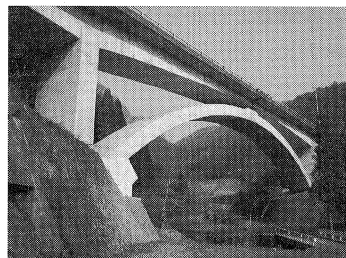


写真-7 完成写真