

大井川水路橋の施工

(株)大林組 正会員 ○岩城 孝之
 (株)大林組・大豊建設(株)共同企業体 正会員 川東 修一
 (株)大林組・大豊建設(株)共同企業体 二本橋 優
 (株)大林組 正会員 加藤 敏明

1. はじめに

既設の大井川水路橋は、完成後 40 年以上経過しており、河床低下に伴う基礎部の露出や経年的な躯体の劣化が著しく、施設の機能低下や管理費の増大を生じている。そこで、農業用水の安定供給と管理費の軽減を図ることを目的として水路橋の架設替えが計画された。新設の水路橋は、現水路橋の下流約 100m に位置し、橋長 732.3m の PC11 径間連続フィンバック形式 2 室箱桁橋である。

架設方法は、出水期においても施工可能である大型移動式架設桁を利用した片持ち張出し架設工法を採用した。本報告では、施工概要および施工上の問題点と対策方法について報告する。

2. 橋梁概要

本橋の橋梁諸元及び主要材料を示す。橋梁一般図、断面図、側面図をそれぞれ図-1～3に示す。

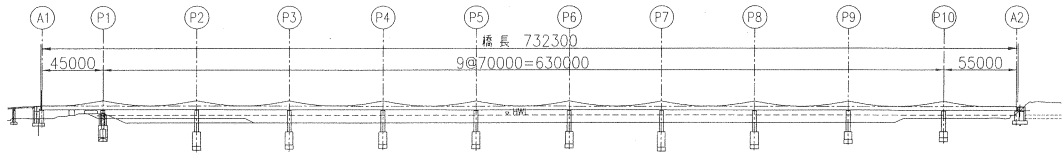


図-1 橋梁一般図

〔橋梁諸元〕

工事名 : 小笠幹線水路大井川水路橋建設工事
 構造形式 : PC11 径間連続フィンバック 2 室箱桁橋
 設計荷重 : T-10(連行なし)+群集荷重 3.0kN/m²,
 水路荷重
 橋 長 : 732.3m
 支間長 : 45.0+9@70.0+55.0m
 有効幅員 : 4.30m
 縦断勾配 : 1/800(水路勾配)
 横断勾配 : ← 1.5% → (舗装勾配)
 斜 角 : 90°00'00"

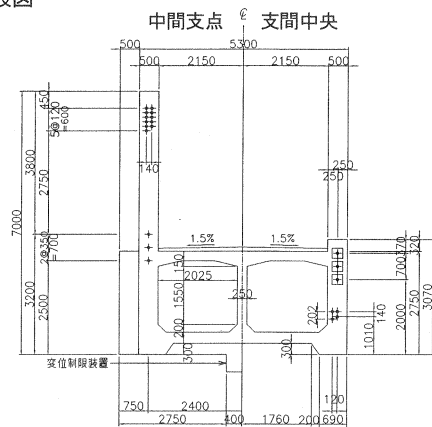


図-2 主桁断面図

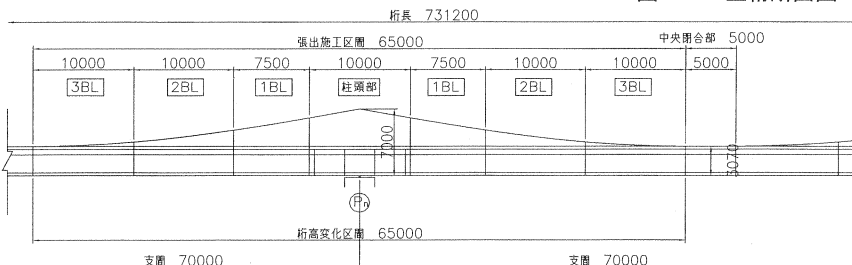


図-3 張出し施工区間 側面図

3. 上部工の施工

3-1 概要

上部工の施工には、大型移動式架設桁による張出し架設工法を採用した。本工法は、断面剛性の大きい大型移動式架設桁を3橋脚上で支持し、3基の型枠装置を架設桁上から懸垂し、先頭の1基は柱頭部の先行施工用とし、残りの2基は張出し施工用として張出し架設と柱頭部施工を平行して行うものである。この架設工法により、出水期における河川内での作業及び架設時に必要となる仮設PC鋼材が不要となり、合理的かつ経済的な施工が実現した。

3-2 大型移動式架設桁

本橋で使用した大型移動式架設桁(図-4, 全長212.7m, 総重量1,220

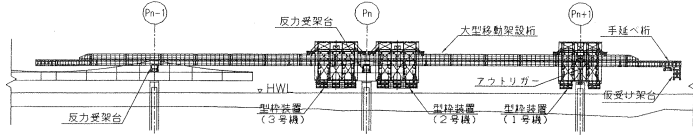


図-4 大型移動式架設桁断面図

t)は、以下の特徴を持つ。

- ① 架設桁本体は、反力を全て橋脚上で受け、張出し施工中の桁には負担させない構造となっている。したがって、床版補強等の仮設PC鋼材及び完成時の仮設PC鋼材定着突起撤去が不要となるため、水密性が最も重要となる本橋の品質向上に寄与する。
- ② 懸垂式型枠装置は3基装備し、1基を柱頭部施工専用とした。その結果、工程上クリティカルとなる柱頭部施工と張出し施工の平行施工が可能となり、工期の短縮に繋がった。
- ③ 移動式架設桁先端付近に設置したアウトリガーは、柱頭部施工時に支障しないような門形脚構造とし、箱抜き等の処置を必要としないため、施工性が向上した。
- ④ 出水期において河川内からの資材搬入が出来ないため、資材運搬には、移動式架設桁本体に懸垂した2.8t吊りトロリーホイストを使用した。

3-3 上部工の施工

上部工の施工に先立ち、架設桁の組立をA1橋台背面にて行った。また、解体については、A2橋台背面のヤードが狭いため、橋面上で小分割しながら解体した。A1及びA2側径間部は固定式支保工を、柱頭部及び張出し施工部は全て移動式架設桁を使用して施工した。張出し施工区間の施工ステップ図を図-5に示す。施工ブロック長は、経済性・施工性から柱頭部を10m、1BLを7.5m、

2~3BLを10m、中央閉合部を5mとした。各施工ブロックにおけるコンクリート打設のリフト割については、柱頭部、張出し1BL及び2BLは、箱桁部とフィンバック部の2リフトとした。これは、フィンバック部に多数のPC鋼材が配置されていることから、1回打設が困難であるためである。各ブロックの実施工日数は、柱頭部が50日前後、1BL及び2BLが15日前後、3BLが12日前後、中央閉合部は10日前後である。

コンクリート打設については、施工完了した橋面上と架設桁上を配管し、水平換算長で最大620mの圧送を行った。

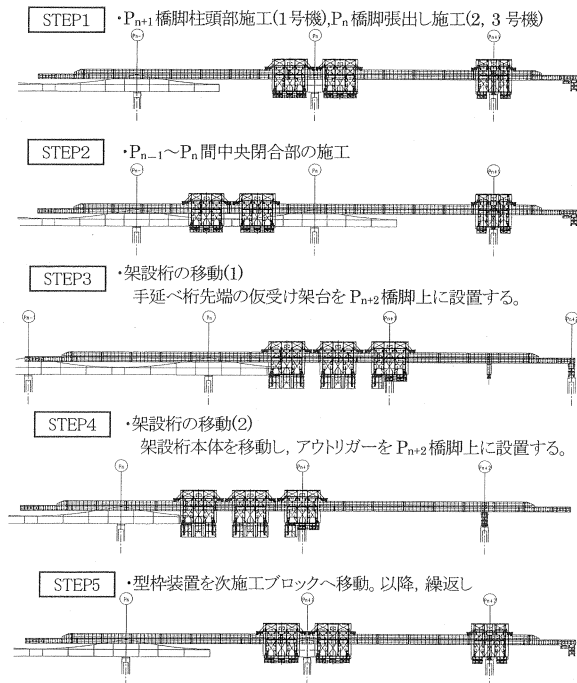


図-5 張出し施工ステップ図

3-4 施工上の問題点と対策

1) フィンバック部のひび割れ対策

前述したとおり、本水路橋は、箱桁部とフィンバック部を分けてコンクリートを打設している。

柱頭部～2BLのフィンバック部は、厚さ50cm、高さ4.25m～0.75m及び1回の打設長が7.5m～10.0mの壁状構造物であるために、外部拘束卓越による貫通ひび割れの発生が懸念された。そこで、表-1に示す条件にて3次元FEM温度応力解析を実施し、許容ひび割れ幅以下に抑えられるように図-6のフローに従い対策を行った。ひび割れ発生の制御方法は、温度応力解析結果より求めたひび割れ指数と最大ひび割れ幅の関係(土木学会「2002年制定コンクリート標準示方書」から算出されたひび割れ幅 w が、許容ひび割れ幅 $w_a=0.005C=0.175\text{mm}$ 以下となるようにした。柱頭部解析結果の一部を図-7に示す。

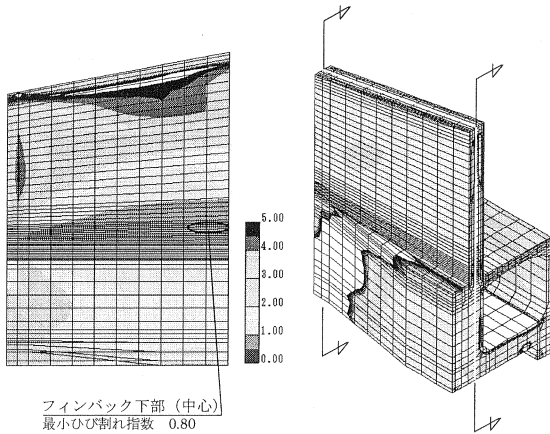


図-7 柱頭部解析結果図(Case1 発注時)

柱頭部、張出し1BL及び2BLのフィンバック部のひび割れ制御対策を行った結果、【対策1】の高性能AE減水剤を加え、単位セメント量を低減させたことで全体の発熱量を抑えることができ、温度応力を低減することができた。また、柱頭部及び張出し1BLについては、更に膨張材を添加することにより、ひび割れ幅の許容値を満足することができた(表-2)。

2) プレストレス導入時の床版の補強検討

本水路橋の断面形状は、1室箱桁断面とした場合、供用後のメンテナンスができないこと、かつ上床版に横筋PC鋼材が必要となり不経済であること等から2室箱桁断面となっている。

さらに、床版横方向はRC構造であり、支配荷重がT-10及び水荷重であるために、その鉄筋量は上床版D13@150、下床版D16@300と道路橋等と比べ、比較的少ない配筋量である。一方、主方向は、張出し2BL、3BL及び側径間施工部は、図-8に示すように12T15のPC鋼材が外ウェブに片側4本～8本配置される。

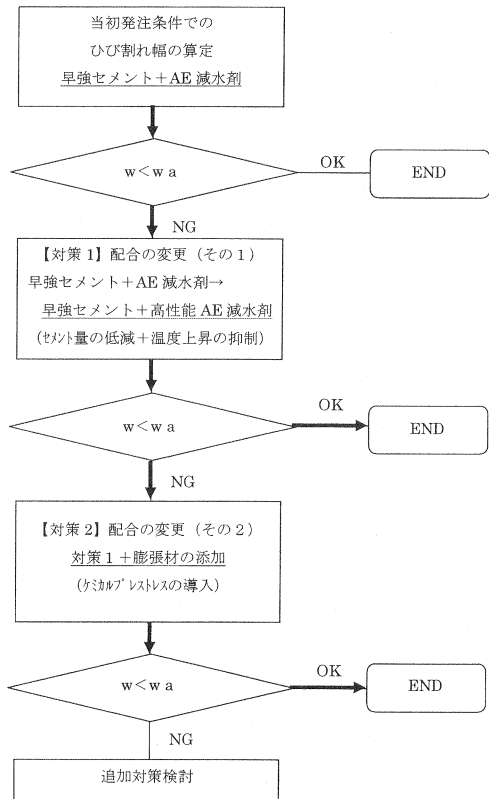


図-6 ひび割れ検討フロー

表-1 解析条件

解析ケース	Case1	Case2	Case3
	発注時	【対策1】	【対策2】
セメント	早強セメント	早強セメント	早強セメント
混和剤	AE減水剤	高性能AE減水剤	高性能AE減水剤
混和材	-	-	膨張材
単位セメント量C(kg/m³)	446	354	324+30(膨張材)
単位水量W(kg/m³)	165	147	147
水セメント比W/C(%)	37.0	41.5	41.5

表-2 ひび割れ幅検討結果

		①	②	③
		柱頭部	張出し1BL	張出し2BL
Case1 【発注時】	最小ひび割れ指数 Icr	0.80	0.93	1.18
	予想ひび割れ幅(mm)	0.290	0.250	0.185
	判定	NG	NG	NG
Case2 【対策1】	最小ひび割れ指数 Icr	1.03	1.16	1.51
	予想ひび割れ幅(mm)	0.230	0.190	0.10以下
	判定	NG	NG	OK
Case3 【対策2】	最小ひび割れ指数 Icr	1.37	1.60	-
	予想ひび割れ幅(mm)	0.120	0.10以下	-
	判定	OK	OK	-

このことより、PC鋼材緊張時にPC鋼材が配置されていない中ウェブが支点となり、図-9のような変形をおこし、曲げひび割れ及びせん断ひび割れの生じる可能性が考えられた。

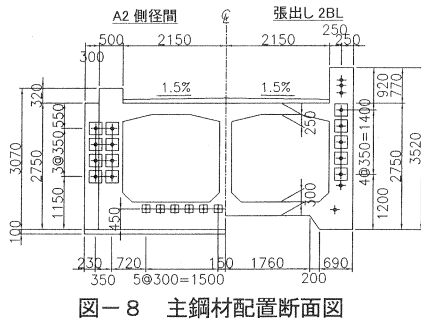


図-8 主鋼材配置断面図

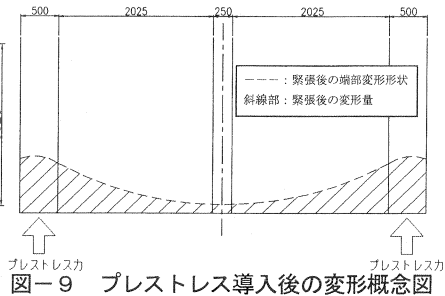


図-9 プレストレス導入後の変形概念図

そこで、上記仮説を検証するために、各施工ブロックに対し3次元FEM解析を行い、床版に対する安全性の検討及び対策を講じた。解析結果を図-10に示す。解析結果より、上・下床版の桁端部より2m程度の範囲において、プレストレス導入時に発生する引張応力によるひび割れが予測されたため、以下に示す補強対策を行った。

- ① ひび割れ制御鉄筋のみによる補強
 - ② 床版横締 PC 鋼材+ひび割れ制御鉄筋による補強
- まず、①による補強方法を検討する。ここで、鉄筋の許容応力度は、設計図書と同様に上床版 120N/mm²、下床版 100N/mm²とした。また、鉄筋径については、ひび割れ分散性を考慮して D22 以下とした。①における補強鉄筋量が過大となり配置不可能な場合は、②の方法によることとした。

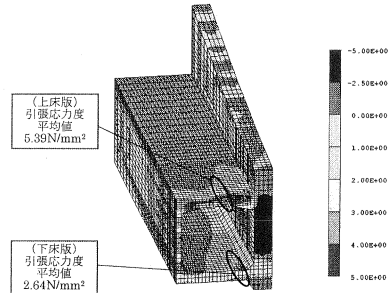


図-10 プレ導入後応力度分布図

表-3 補強検討結果

		対策①による制御			対策②による制御			
		必要鉄筋量 As(mm ² /m)	配筋量	結果	配置PC鋼材	必要鉄筋量 As(mm ² /m)	配筋量	結果
①張出し2BL	上床版	6,460	D32@100	NG	1S28.6×2本	2,887	D22@100	OK
	下床版	4,621	D25@100	NG		3,346	D22@100	OK
②張出し3BL	上床版	6,637	D32@100	NG	φ32×2本	2,595	D19@100	OK
	下床版	3,196	D22@100	OK		2,026	D19@100	OK
③A1側径間	上床版	5,689	D32@100	NG	φ32×2本	1,887	D16@100	OK
	下床版	3,976	D25@100	NG		2,041	D19@100	OK
④A2側径間	上床版	6,512	D32@100	NG	φ32×2本	2,731	D19@100	OK
	下床版	5,296	D29@100	NG	φ32×2本	2,541	D19@100	OK

補強検討結果を表-3に示す。張出し2,3BL及び

A1, A2 側径間は、①による補強方法では、鉄筋径が過大となるために、②による補強を行った。結果、床版横締 PC 鋼材を配置することにより、プレストレス導入時におけるひび割れの発生がないことを確認した。

3) 上越し管理について

本橋の上越し量の算出では、通常考慮する自重・橋面荷重、架設機械荷重、プレストレス力、クリープ・乾燥収縮荷重の他に、以下の影響を考慮した。

- ① 架設桁自体及び型枠装置吊り鋼材のコンクリート荷重による変位
- ② 架設桁自体の温度変化による変位

①については、計算上算出されるものであるが、計算上と実施工上の差を把握することが課題であった。そこで、打設中に生じる変位量をリアルタイムに計測し、生じた変位量をジャッキアップすることで解消した。また、②については、架設桁長が約 212m もあるため、日温度変化による架設桁の変位差が懸念されたが、実施工において、型枠セット時とコンクリート打設前の変位差が微量であったために、①と同様、打設中のジャッキアップで対処した。

4. おわりに

本橋は、橋長 732.3m とコンクリート水路橋としては、非常に規模が大きく、日本では数橋しか施工事例がないフィンバックを有する連続橋であり、完成後は地元のランドマークとしても期待される。また、現在稼働中の水路橋の老朽化が進行しているため、一日も早く供用開始が望まれている中、平成 19 年 3 月に竣工した。本工事を進めるにあたって、ご指導、ご協力をいただいた関係各位に深く感謝します。