

福岡3号陣原高架橋上部工 (P1~P4) 工事の施工報告

(株)安部日鋼工業 九州支店 正会員 ○川中 明
 (株)安部日鋼工業 九州支店 非会員 齊藤 貴之
 (株)安部日鋼工業 九州支店 正会員 中原 晋
 国土交通省 九州地方整備局 北九州国道事務所 建設監督官 伊藤 康弘

1. はじめに

陣原高架橋^{じんのはら}は一般国道3号黒崎バイパスに架設される、橋長95.0mの3径間連続PC中空床版橋である。黒崎バイパスとは、福岡県北九州市の八幡および黒崎周辺の交通混雑の解消を図る目的で計画された、八幡東区西本町から八幡西区陣原を結ぶ全長5.8kmの道路である。

本稿は、陣原高架橋の狭いヤードにおける支保工の施工で考慮したこと、特に上部工直下に道路があり、支保工の横梁H鋼が張出構造となっているため、主桁コンクリート打設時の変位の計測に関して報告する。

2. 工事概要

本橋の概要を以下に示す。(図-1, 図-2)

工 事 名：福岡3号陣原高架橋上部工 (P1~P4) 工事

発 注 者：国土交通省 九州地方整備局

北九州国道事務所

施 工 者：株式会社安部日鋼工業 九州支店

工事場所：福岡県北九州市八幡西区陣原 地先

工 期： 自)平成 20年 7月 25日

至)平成 21年 3月 31日

構造形式：PC3径間連続中空床版橋

橋 長：95.00 m

有効幅員：8.00 m ~ 9.75 m

支 間 長：30.75 m + 32.00 m + 30.75 m



写真-1 着工前

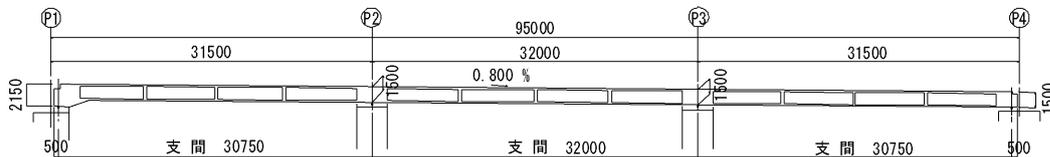


図-1 側面図

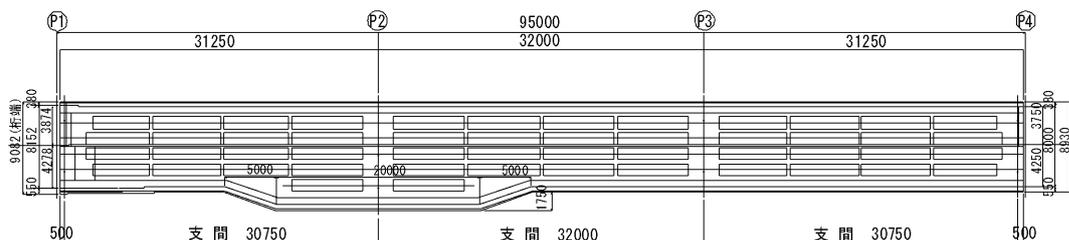


図-2 平面図

3. 支保工の施工

3.1 施工条件

本橋の周辺状況は、終点方向の左側に黒崎バイパスが供用中、右下側には市道陣原12号線があり、上部工の左右に作業ヤードを確保することができない。また中央径間付近の市道沿いには店舗があるため、全面通行止めを行っての作業が不可能である。よって、施工に際し効率の良い作業ヤードの活用と、現況に即した支保工の施工方法の検討が必要となった。

3.2 支柱式支保工の施工

支柱式支保工は交通規制の必要がない用地内で組み立てを行った。主梁H鋼上の板張り防護工まで終えた時点で、支柱ジャッキにローラー(写真-2 参照)を取り付け、ワイヤーとチルホールを使用して、所定の位置まで約4mほど引き出した(図-3 参照)。この方法により交通規制日数の大幅削減とともに、第三者への災害発生防止にもなった。組み立てはP3~P4→P1~P2→P2~P3の順序で行い、作業ヤードを確保しつつ、クレーンが組立箇所の直近に設置できるように注意した。

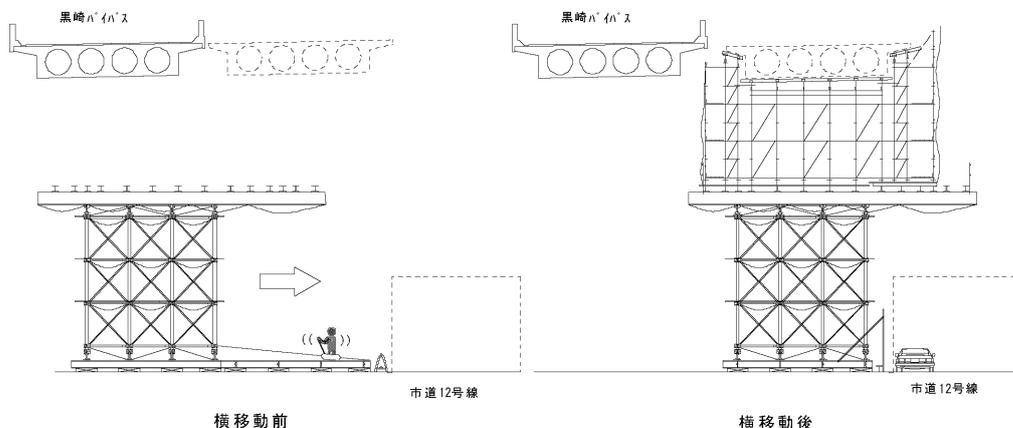


図-3 支保工横移動図

支保工は市道にも及ぶため、支柱式支保工を用地境界まで組み立て、横梁H鋼を道路上に張り出す形式にすることで、市道を常時規制することなく、地元への負担を低減させることができた。ただし、P2付近の非常駐車帯直下はH鋼の張り出しが長く、打設時のたわみも大きいため、主桁コンクリート打設前にP2付近の支柱を橋軸直角方向に、1スパン追加して組み立て、緊張力を導入後に解体するという形態を取った。その間の規制日数は17日であり、全面で組み立てた場合と比較して、約70日の短縮になった。



写真-2 支保工移動用ローラー

4. コンクリート打設時の支保工の変位

4.1 コンクリート打設順序

主桁コンクリートは、縦断方向ではポンプ車の配置場所の都合でP1 から P4 へ、また横断方向では横梁 H 鋼のバランスを考慮して、張り出していない側(L 側)から反対側 (R 側) へと向かって打設した(図-4 参照)。

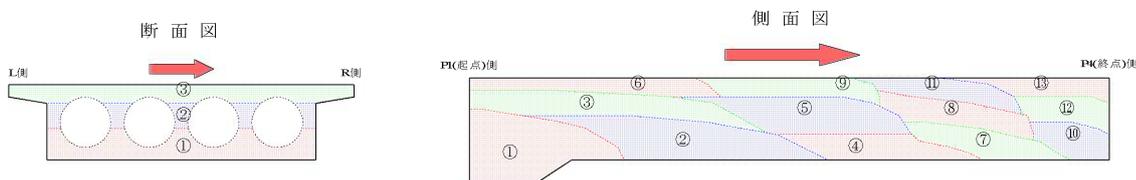


図-4 打設順序図

4.2 変位の測定

本橋は非常駐車帯があり、また主桁コンクリートが打設数量が約700m³あることから、リール式測定器や変位計を用いて、支保工の変位を測定した。測定箇所は各径間の支間中央部の3点(下床版L側, 中央, 下床版R側)の計9点で、期間は主桁コンクリート打設から緊張前までの5日間実施した(図-5 参照)。

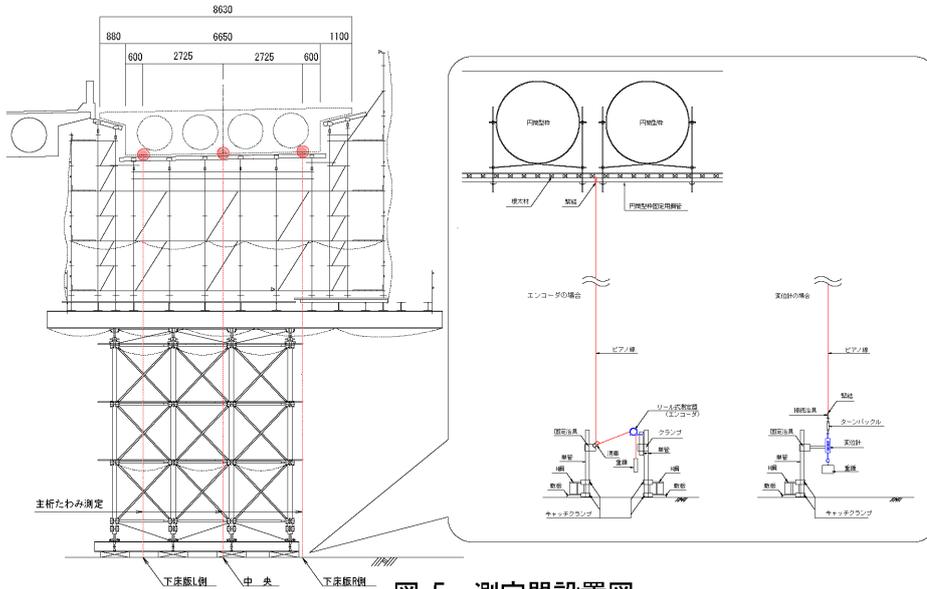


図-5 測定器設置図

測定は各径間に設置したエンコーダ, 変位計をスイッチボックス, データロガーに集約し, パソコンによる自動計測とした。自動計測値の監視は, 打設中は桁下空間に監視員を配置することが安全上好ましくないことから, 現場ヤード内に設置してある休憩所に遠隔操作用のパソコンを配置して行った。(図-6 参照)



写真-3 測定器(リール式測定器)

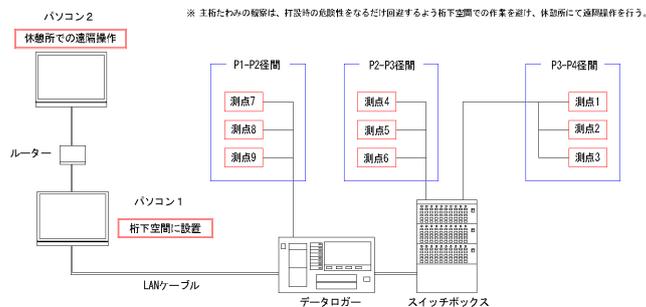


図-6 測定器配線図

計測頻度は, コンクリート打設中は10分間隔とし, 打設終了以降は30分間隔として行った。

支保工の変位量は, 支保工組立時と同様に, 平板載荷試験結果より, 地盤沈下を3.0mm, 支保工のたわみとなじみをそれぞれ10.7mm, 5.0mmとし, 合計で18.7mmに対して, 緊張までの地盤のなじみを想定して20mmとした。これに許容値として基準高の規格値±20mmの50%である10.0mmを加えた値, 30mmを支保工の変位を管理するための目安量として設定した。

4.3 測定結果

主桁コンクリート打設時の地盤沈下を含む支保工変位量は図-7に示すようにいずれの径間においても目安値以下となった。P1~P2打設時の変位量は, L側が先行して変位している。これは, 断面に対してL側からR側へと打設したことによるものと考えられる。P2~P3については, 合板や大引き材によって底板が連続した版として抵抗する上, P1~P2のR側にある片持ち支保工で支持された非常駐車帯のたわみの影響でP2~P3のR側のたわみの進展がゆっくりであったことから, P1~P2と異なる傾向を示したものと考えられる。なおP2~P3で変位が上向きに生じている部分は, P1~P2のたわみによって, 底板型枠が反るような状

態になったためと考えられる。P3～P4 の R 側の変位が他と比較して大きな傾向を示しているのは、P3～P4 の中央径間を打設時には P1～P3 の床版がほぼ完了しており、先行打設していた L 側の打設班とほぼ同時に追いついてきた R 側の打設班も円筒型枠の下側を打設を行っていたことから、断面方向に配置している横梁 H 鋼の張出部分が他径間に比べて早期に変位を始め、変位量が大きくなったのではないかと考えられる。17:00 の時点で P3～P4 は 2/3 径間程度の打設が完了している状態であり(図-7 参照)、その時点での L 側のたわみが 20mm 程度であった。継続して打設したとしても、以下の理由により目安値以上の大きな変化とならないものと判断し、打設を続行した。

- ①図-7 に示す区間 A と区間 B では、支柱式支保工の主梁と支柱が別となるため、区間 B に打設するコンクリート荷重による区間 A の支保工への影響は小さい。
- ②区間 A から区間 B にかけて底板下の同一の根太材が設置されていることから、支間中央側、支点側両方の主梁にコンクリート自重が作用するため、他径間のたわみと傾向は異なる。

全体として開始から計測終了までの支保工変位量は表-1 に示すように打設完了時点までにコンクリート自重による変位が大きいものの、打設完了以降では 1mm 程度しか変位しておらず、安定した結果であった。打設時の支保工変位量最終値は、地盤沈下、支保工たわみ支保工なじみ等を考慮した支保工変位の目安値以下となり、想定範囲内であった。

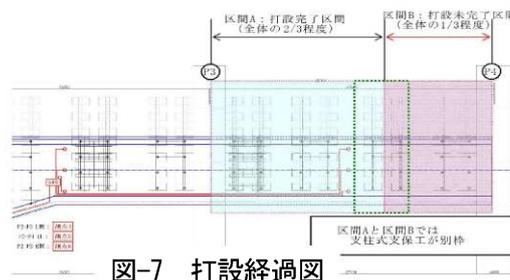


図-7 打設経過図

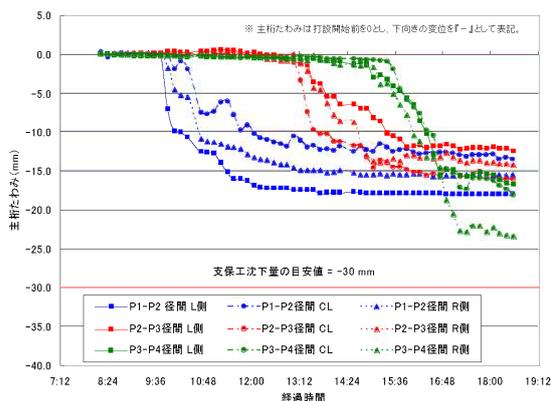


表-1 打設時支保工変位量結果

		打設開始前	打設完了	計測完了	支保工変位の目安値 (mm)	判定
		1/22 8時12分	1/22 18時33分	1/26 13時01分		
たわみ量 (mm)	P1-P2 L側 No.7	0.0	-18.0	-18.5	-30	OK
	CL No.8	0.0	-13.6	-13.6		OK
	R側 No.9	0.0	-15.5	-16.3		OK
P2-P3	L側 No.4	0.0	-12.5	-13.5		OK
	CL No.5	0.0	-16.1	-16.4		OK
	R側 No.6	0.0	-14.2	-14.3		OK
P3-P4	L側 No.1	0.0	-16.7	-17.2		OK
	CL No.2	0.0	-18.2	-19.1		OK
	R側 No.3	0.0	-23.4	-24.1		OK

図-8 支保工変位量経時変化

5. おわりに

支保工の変位の結果から、本橋で行った横梁 H 鋼を張出構造とし、支柱式支保工を横移動して設置するという工法は、今後、同条件での上部工の施工においても、非常に有効と考えられる。再考する点としては、変位が偏らない打設順序の選定ではないだろうか。

本工事は平成 20 年 10 月に着工し、翌平成 21 年 3 月に竣工を迎えた。施工中は常に施工ヤードの狭さに悩まされ、また周辺住民への対応に忙しかったが、何事もなく工事を終え、今は安堵している。

最後に本工事の施工において多大なるご指導、ご協力をいただいた皆様に感謝の意を表します。

