

京田辺高架橋の施工 (2) - 大型移動支保工の既設桁上の通過検討 -

川田建設(株)・(株)安部日鋼工業・(株)富士ピー・エスJV 正会員 ○ 鈴木 聡
 西日本高速道路(株)関西支社 新名神京都事務所 光田 剛史
 川田建設(株)・(株)安部日鋼工業・(株)富士ピー・エスJV 正会員 梅田 隆朗
 川田建設(株)・(株)安部日鋼工業・(株)富士ピー・エスJV 西野 史晃

キーワード：大型移動支保工，支承反力，仮支点，反力調整，変位計測

1. はじめに

京田辺高架橋は、新名神高速道路（近畿自動車道名古屋神戸線）の京都府京田辺市に架かる延長約1.6kmの橋梁である（図-1）。本橋のP35-P50径間橋梁（起点側橋梁）およびP50-A2径間橋梁（終点側橋梁）は、河川を跨ぐため不等支間となり、PRC箱桁とPRC2主版桁が結合した混合桁構造となっている¹⁾。この区間の箱桁部分は固定支保工にて、2主版桁部分は大型移動支保工にて施工を行った。固定支保工区間が移動支保工区間を分断するため、工期短縮や施工の効率化を図ることを目的に、移動支保工を解体せず、既設桁上を通過させる工法を採用した。

本稿では、既設桁上の移動支保工通過に関する各種検討と施工について報告する。

2. 工事概要

- 工事名：新名神高速道路 京田辺高架橋（PC上部工）工事
- 発注者：(株)西日本高速道路 関西支社
- 工事場所：京都府京田辺市大住池島～松井諏訪ヶ原
- 工期：平成25年2月～平成28年10月
- 橋長：320.6+296.5+487.5+485.5m=1590.1m
- 幅員：9.95m
- 構造型式：PRC10径間連続2主版桁橋，PC13径間連結プレテンション方式T桁橋，PRC（15+15）径間連続混合桁橋
- 架設工法：移動支保工，固定支保工，自走式門型クレーン架設

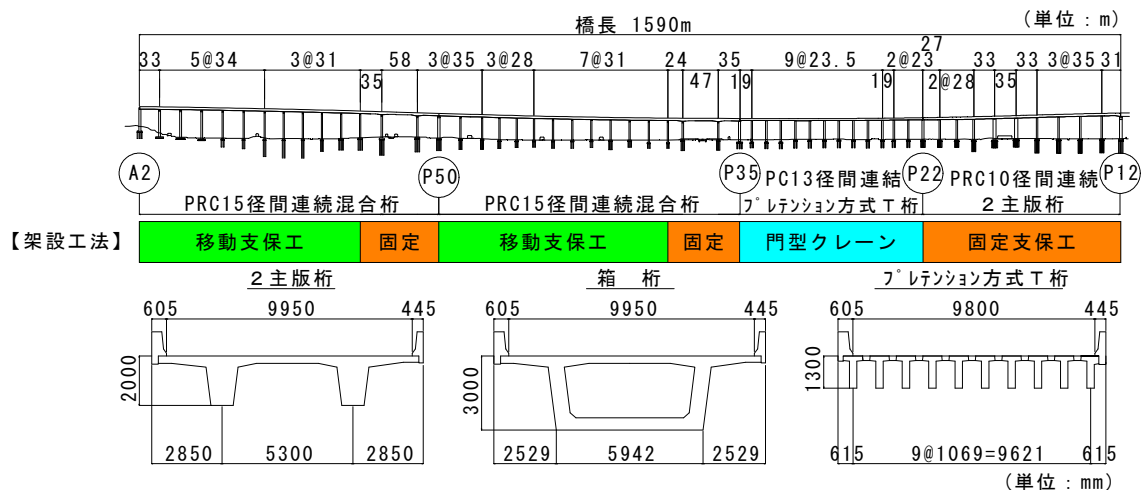


図-1 京田辺高架橋全体図

3. 施工概要

混合桁部の施工は、起点側橋梁の固定支保工区間、起点側橋梁の移動支保工区間、終点側橋梁の固定支保工区間、終点側橋梁の移動支保工区間の順に施工を開始した。起点側橋梁と終点側橋梁の移動支保工区間は、終点側橋梁の固定支保工区間により分断されているため、移動支保工を一度、解体・運搬し、再度、組立を行う必要が生じた。移動支保工を解体・再組立するには、100日程度の日数が必要となる。解体・再組立の工程と既設桁上通過の工程比較を表-1に示す。既設桁上を通過させる工法を採用することで、施工工程を95日程度短縮可能となった。よって、工期短縮や施工の効率化を図ることを目的に移動支保工を解体せず既設桁上を通過させる工法を採用した。移動支保工通過に伴う検討について以降に示す。

4. 移動支保工通過に伴う施工検討

4.1 施工手順

移動支保工の通過ステップ図を図-2に示す。終点側橋梁の固定支保工区間（既設桁）は、起点側橋梁の移動支保工区間の施工が完了する前に施工を開始し、既設桁は移動支保工区間と並行して施工する。

起点側橋梁の最終ブロックであるP49-P50径間は、終点側橋梁の既設桁上に移動支保工の支持台を設置し施工する。P49-P50径間施工時の移動支保工反力は、コンクリート打設時に最大で約6500kNとなる。P49-P50径間の施工完了後、移動支保工は、終点側橋梁の移動支保工区間を施工するために、既設桁上を通過させる。移動支保工は、2主版桁区間の最大スパン長35mに対応しているため、長スパンのP52-P53径間（箱桁区間）を通過する際は、P53側の偏向部直上に支持台を設置する必要がある。移動支保工反力の軽減対策として、移動支保工の重量低減のため型枠フレームを解体および、反力分散のため仮支持台をP53支点到設置した。移動支保工区間到達後は、型枠フレームを組み立てて、起点側橋梁と同様に施工した。

4.2 施工時反力の検討について

施工時反力の検討は、1) 支承に対する検討と、2) 横桁に対する検討を行った。1) 支承に対する検討は、設計時の橋面荷重および活荷重による反力（後荷重反力）を許容値として、移動支保工通過による施工時最大反力と比較することで行った。2) 横桁に対する検討は、横桁の設計時反力を許容値として、施工時最大反力に桁自重による反力を加えた反力と比較することで行った。支点反力の検討結果

表-1 解体・再組立と既設桁上通過の工程の比較表

目数 (日)	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	
P48-P49 径間施工	■										
P49-P50 径間施工		■									
移動支保工 解体・組立 (通過)			■	■	■	■	■	■	■	■	■
P54-P55 径間施工				■							
P55-P56 径間施工										■	

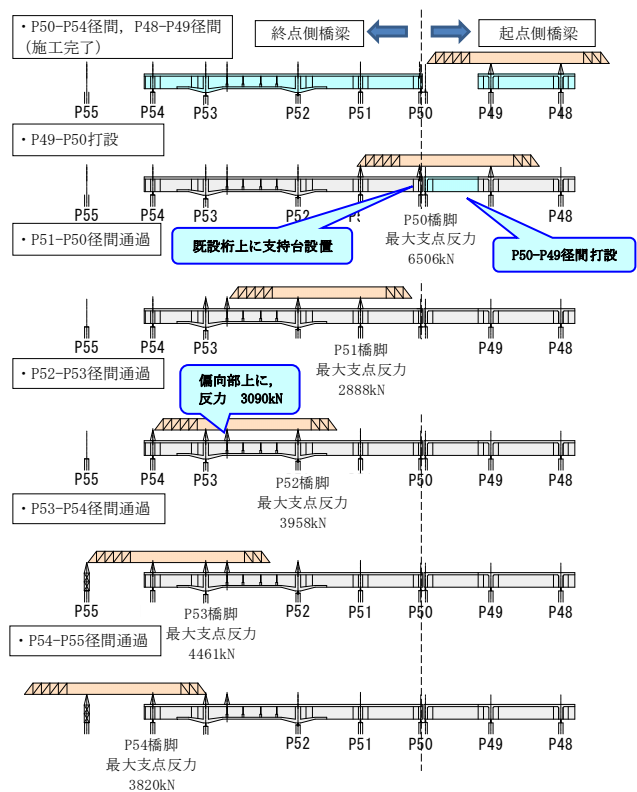


図-2 移動支保工の通過ステップ図

を表-2および表-3に示す。検討の結果、P51からP54の支点は、荷重として遮音壁や非常駐車帯を考慮していることにより、後荷重反力が大きく、許容値内となった。しかしながら、P50支点は、P49-P50径間のコンクリート打設時に最大となり、支承反力の検討で2.0倍程度、横桁の検討で1.9倍程度許容値を上回る結果となった。そのため、P50支点に仮支点を設け、本支承に作用する反力の低減、発生断面力の低減を図ることとした。

4. 3 P50横桁部の対策について

P49-P50径間の架設ステップごとの移動支保工反力を表-4に、仮支点的配置状況を写真-1に示す。P50支点の移動支保工反力は、P49-P50径間の施工の進捗に伴い増加する。特に、コンクリート打設時の移動支保工反力の増加が大きく、コンクリート打設により約3100kN増加する。また、事前検討により、本支承の鉛直バネを考慮すると、移動支保工反力の大部分を仮支点が受け持ち、仮支点上に大きな負の曲げモーメントが発生すること、本支承に作用する移動支保工反力の増分が後施工反力の増分よりも大きくなることを確認した。また、P50支点には地震時の桁落橋を制限する変位制限壁が配置されているため、仮支点的設置位置が変位制限壁位置に限られ、空間的余裕もない状態であった。それらに対応するため、仮支点到本支承と同程度の鉛直バネを有するような配慮を施し、機械高が低く軽量のジャッキにて仮支点的反力調整を行った。仮支点反力の上限値は横桁上縁に引張応力が生じないような反力とし、仮支点反力の下限値はコンクリート打設完了時の本支承反力が後荷重反力以内となるような反力とした。

横桁の断面力を算出したモデルおよび反力調整を行った解析結果を図-3に示す。いずれの架設ステップにおいても、P50支点の支承反力および横桁の曲げモーメントが制限値を満足する結果とした。なお、横桁の検討として、仮支点反力による横桁のせん断の検討や支圧に対する検討も行い許容値を満足することを確認した。

表-2 支承に対する検討結果

橋脚	移動支保工反力 ①	あと荷重反力 (橋面+活荷 許容値) ②	判定	
			①/②	
P50	6506	2930	2.22	OVER
P51	2888	5244	0.55	O.K.
P52	3958	7494	0.53	O.K.
P53	4461	8404	0.53	O.K.
P54	3738	5078	0.74	O.K.

表-3 横桁に対する検討結果

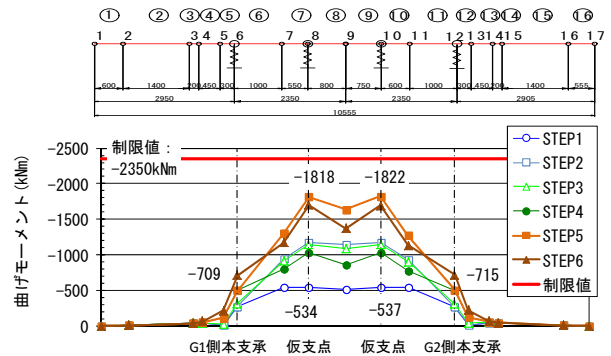
橋脚	持続荷重反力 ①	移動支保工反力 ②	施工時反力合計 ①+②=③	横桁設計反力 (許容値) ④	判定	
					①/②	
P50	2754	6506	9260	5000	1.85	OVER
P51	5810	2888	8698	9600	0.91	O.K.
P52	7977	3958	11935	12900	0.93	O.K.
P53	8057	4461	12518	12900	0.97	O.K.
P54	3289	3738	7027	9300	0.76	O.K.

表-4 架設ステップごとの移動支保工反力

	移動支保工反力 (kN)
①P50-P54径間施工完了時	2754
②支持台設置	3414
③移動支保工移動	6180
④P49-P50径間コンクリート打設完了時	9260
反力の増分	6506



写真-1 仮支点的配置状況



	反力(kN)				反力合計
	G1側本支承	仮支点	仮支点	G2側本支承	
STEP1 P50-P54施工完了時	1377	-	-	1377	2754
STEP2 ジャッキアップ1	977	400	400	977	2754
STEP3 支持台設置	1197	510	510	1197	3414
STEP4 移動支保工移動	2107	980	980	2117	6184
STEP5 ジャッキアップ2	1597	1480	1480	1627	6184
STEP6 コンクリート打設完了	2627	2000	2000	2657	9284
本支承反力の最大増分	1250	-	-	1280	2530
本支承反力の制限値	1465	-	-	1465	2930

※機材重量を10kNラウンド、コンクリート重量を100kNラウンドで計算。

図-3 解析モデルおよび解析結果

4. 4 箱桁部および床版部の対策について

既設桁のP52-P53径間箱桁部の移動支保工通過に伴い、主桁の曲げ応力度と斜引張応力度および主桁と床版に対する局部応力を算出した。主桁の曲げ応力度と斜引張応力度は、架設ステップを考慮したフレームモデルに移動支保工反力を載荷することで算出し、許容値内であることを確認した。主桁および床版の局部応力は、3次元FEM解析モデルにて算出した。その結果、移動支保工の支持台直下の下床版下縁に橋軸直角方向引張応力が発生することを確認した(図-4)。引張応力により有害なひび割れが発生しないように、鉄筋許容引張応力度は 120N/mm^2 とし、 1.0N/mm^2 以上の引張応力が発生する箇所に補強鉄筋を配置した。

5. 施工および計測について

P50横桁部の反力調整結果を図-5に示す。仮支点の反力は、ジャッキのマノメータ示度にて管理した。作用する反力は、支持台設置、移動支保工の移動、コンクリート打設時のいずれの段階でも限界値内となった。しかしながら、計測した反力は、管理限界の下限側となり、随時、ジャッキアップを行い制限値内とする必要があった。同時に計測した横桁の変位が想定よりも小さかったことより、本支承のバネ値が想定より大きく、仮支点に想定した反力が作用しなかったのではないかと推察される。

箱桁区間通過の際、主桁のたわみ測量およびひび割れの目視確認を行った。たわみは想定よりも小さく、ひび割れの発生も認められなかった。また、通過後には、たわみは元に戻り、復元性を示したことから弾性範囲内の挙動であったことを確認した。

6. おわりに

本橋は平成28年5月現在、約90%の進捗状況で平成28年度の完成を目指している。本報告では、既設桁上の移動支保工通過に関する各種検討と施工について報告した。本報告が、同種工法の参考になれば幸いである。

<参考文献>

1) 梅田, 野田, 大久保, 鈴木: 新名神高速道路 京田辺高架橋の設計(1) — 15径間連続混合桁橋 —, プレストレストコンクリート工学会第24回シンポジウム論文集, 2015. 10

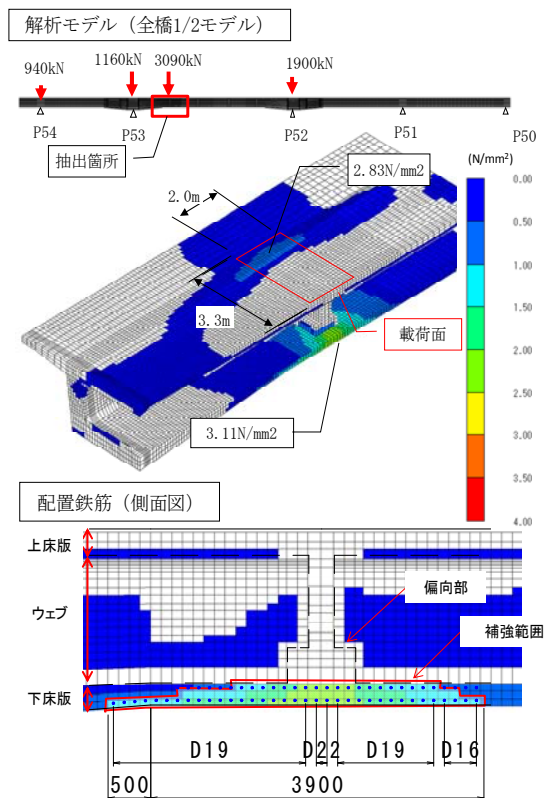
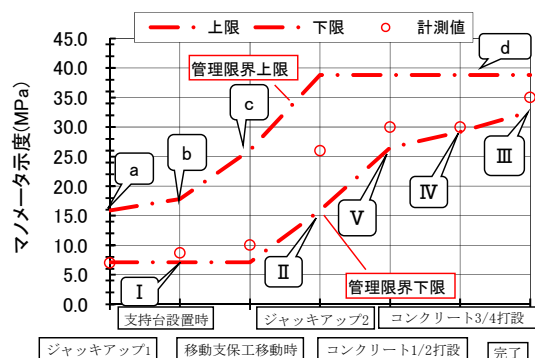


図-4 主桁のFEM解析結果



管理限界上限
 a ~ c: 設計値+500kN(ジャッキアップ2の反力)
 d : 横桁の応力度から決定
 管理限界下限
 I : ジャッキアップ1の反力
 II : ジャッキアップ1+ジャッキアップ2の反力
 III : 本支承反力の上限值から決定
 IV : III -200kN(反力の増分)
 V : IV -150kN(反力の増分)

図-5 仮支点反力の管理図