

論文・報告

構造変更を伴う曲線鋼箱桁橋の支承取替

～負反力に配慮した狭小空間での支承取替～

Replacement of Bearings for a Curved Steel Box Girder Bridge involving Structural Modifications

榑 沙季 *1
KUNUGI Saki

亀谷 倫太郎 *2
KAMETANI Rintaro

大江 宏司 *3
OE Hiroshi

渡辺 智史 *4
WATANABE Satoshi

鈴木 拓也 *5
SUZUKI Takuya

柴崎 剛 *6
SHIBASAKI Tsuyoshi

本橋は、1967年竣工の3径間連続2主鋼箱桁ラーメン橋である。既設のタイプA支承は、2012年（平成24年）の道路橋示方書改定により、維持管理性と地震時の第三者被害への配慮の観点からタイプB支承への取替が必要であった。さらに、現状の1箱桁2沓構造では、活荷重偏載による負反力照査式を満足せず常時負反力が発生する結果となったことから、支承取替に伴い1箱桁1沓構造への構造変更を行い、負反力の根本的な解消を図った。施工箇所は、過年度の度重なる耐震補強工事によって設置された負反力対策構造をはじめとする耐震補強構造物により狭小空間となっていること、下部工配筋が密であること、施工中の負反力対策が求められること、既設構造物にゆがみが生じていること、など多くの課題があった。本稿では、これらの課題を解消するために実施した調査・設計について報告する。

キーワード：支承取替、曲線箱桁、負反力、支点数変更、狭小空間

1. はじめに（橋梁諸元）

本工事で支承取替を行った橋梁は、1967年竣工の3径間連続2主鋼箱桁ラーメン橋である。都道上空を横断する橋長139.0m（36.0m+63.0m+40.0m）、 $R=105.0$ mの曲線橋で、中央径間は鋼製橋脚と剛結のラーメン構造である（図1）。始点と終点の可動支承部は、2基の支承で1つの箱桁を支える1箱桁2沓構造である。また、過年度の耐震補強工事により、施工箇所周辺には落橋防止構造、縁端拡幅ブラケットおよび負反力対策構造（上部工と下部工を繋ぐPC

ケーブルが負反力を受け持つことで、上部工の浮き上がりを防止する構造）が設置されている（図2）。

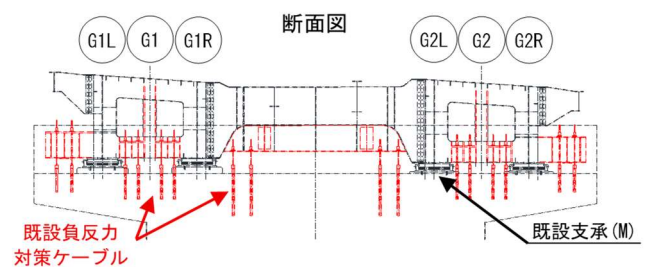


図2 負反力対策構造

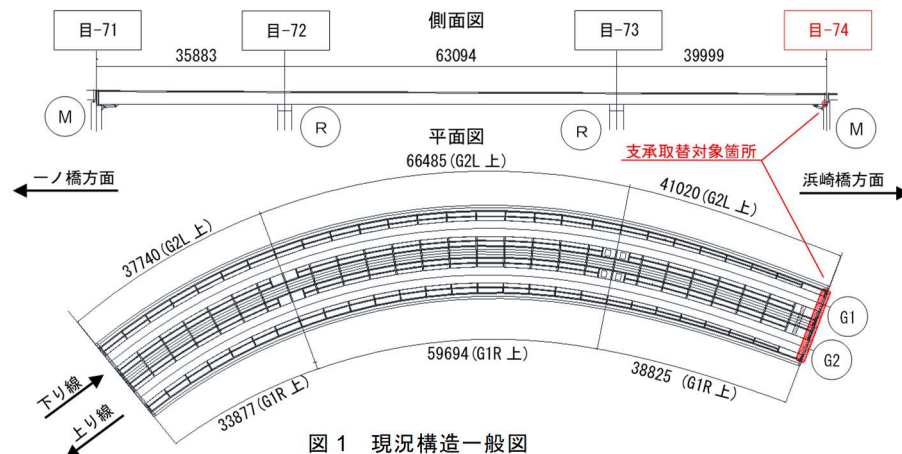


図1 現況構造一般図

*1 川田建設㈱東京支店技術部保全技術課
*2 川田建設㈱東京支店工事事務課
*3 川田建設㈱東京支店工事事務課 係長

*4 川田建設㈱東京支店工事事務 担当部長
*5 川田工業㈱橋梁事業部工事統轄部保全工事事務課 係長
*6 川田建設㈱東京支店技術部保全技術課 課長

2. 支承取替の経緯

今回支承取替を行うにあたり、2つの解決すべき課題があった。

(1) 道路橋示方書に則した支承への取替

2012年(平成24年)の道路橋示方書改定により、維持管理性と地震時の第三者被害への配慮の観点から、レベル2地震動対応支承(以下、タイプB支承)を標準とすることが規定された。本工事で支承取替を実施する支承は、レベル1地震動対応支承(以下、タイプA支承)であったため、道路橋示方書に則するタイプB支承に取り替える必要があった。

(2) 負反力の解消

本橋(現況の1箱桁2沓構造)において立体骨組解析を実施した結果、支承取替を実施する支承ラインでは道路橋示方書の活荷重偏載による負反力照査式¹⁾を満足せず、常時負反力が発生した(表1)。ここで発生する負反力に対しては既設の負反力対策構造が機能するものの、抜本的な対策²⁾としては負反力そのものを発生させない構造とすることが望ましかった。

以上2つの課題解決のため、本工事ではタイプB支承への取替えと、1箱桁1沓構造への構造変更を行うこととした。1箱桁1沓構造での立体骨組解析結果と、活荷重偏載による負反力照査結果を表2に示す。この結果から、構造変更(1箱桁2沓構造→1箱桁1沓構造)を伴う支承取替後は、負反力の発生がなくなることがわかる。

表1 1箱桁2沓構造での負反力照査

		G1L	G1R	G2L	G2R
死荷重 R_D (kN)	+	1821.2	1115.4	1245.4	1551
	-	-737.1	-631.2	-448.7	-896.8
	Σ	1084.1	484.2	796.7	654.2
活荷重 R_{L+I} (kN)	max	1008.5	799.8	884.2	886.1
	min	-385.7	-309.2	-223.3	-448.9
道路橋示方書による 負反力照査 R_U (kN)		312.7	-134.2	350.1	-243.6

$$\text{支点到に生じる負の力 } R_U = 2R_{L+I} + R_D$$

表2 1箱桁1沓構造での負反力照査

		G1	G2
死荷重 R_D (kN)	+	2007.6	1840.9
	-	-360.3	-470.5
	Σ	1647.3	1370.4
活荷重 R_{L+I} (kN)	max	1412.4	1348.5
	min	-166.2	-196.7
道路橋示方書による 負反力照査 R_U (kN)		1481.1	1173.7

$$\text{支点到に生じる負の力 } R_U = 2R_{L+I} + R_D$$

3. 施工課題と対策① 狭小空間

施工箇所は隣接するRCT桁橋との掛け違い部であり、上部工の桁高の差から下部工パラペットが立ち上がり対象橋梁の鋼箱桁端部に迫っている。現地調査の結果、下部工パラペットと箱桁の間には遊間がほとんど無いことが判明した(図3)。さらに、前述の過年度耐震補強工事で設置された負反力対策構造により、施工箇所は極端な狭小空間となっていることがわかった。

これに起因する施工上の課題に対し、以下の対策を検討して設計に反映した。

(1) 施工時の作業スペースの確保

狭小空間は、支承取替時だけでなく、今後の維持管理においても問題となる。狭小空間を解消し、本工事での施工スペースと今後の維持管理スペースを確保するため、支承取替後には不要となる負反力対策構造を支承取替に先行して撤去することとした。

しかしながら、負反力対策構造を先行撤去する場合、ジャッキアップ作業を伴う施工中は一時的に負反力対策の無い1箱桁2点支持構造となるため(図4)、安全性の確保が課題となる。施工中の安全対策については、後述する。



図3 桁端部状況

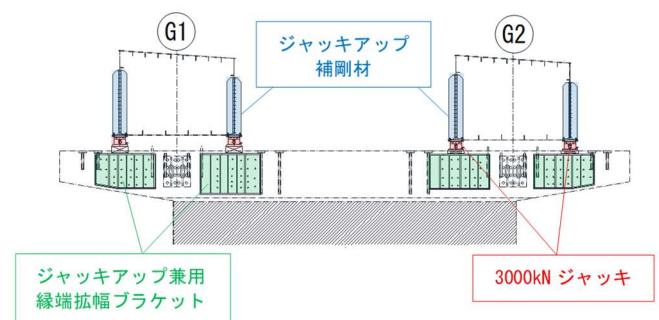


図4 ジャッキアップ状況図

(2) 狭小な桁端部への部材取り付けの配慮

既設支承は箱桁両側ウェブ直下の2点支持であったが、1箱桁1沓への構造変更により、新設支承は箱桁中心位置に据える1点支持となる。このため、新たに支承直上となる端ダイヤフラム中心には支点上補剛材を新設した。さらに、新設支承は既設支承よりも寸法が大きくなるため、箱桁内に追加の横リブ構造を増設することで反力を分散させることとした(写真1)。

支点上補剛材を新設する桁端側ダイヤフラム背面はスペースが無く、設置位置を目視できない状態であった。この解決策として、既設補剛材の一部を切り欠くことで(図5)作業できる動線を確保し、新設する支点上補剛材が施工可能となる設計とした。

また、箱桁内に増設する横リブは、幅約3mの箱桁全幅に渡る大型の構造であるのに対し、箱桁内に通じる既設マンホールの寸法は500mm×600mm程度である。そのため、増設する横リブはマンホールを通過できる寸法に分割製作して箱桁内に運び込み、組み立て設置することとした。



写真1 増設横リブ設置状況

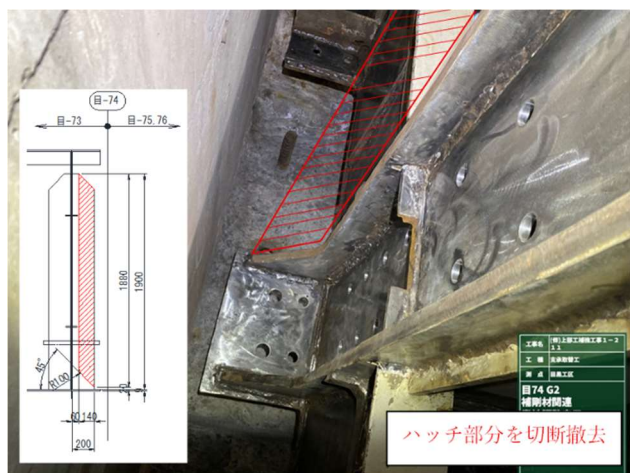


図5 既設補剛材切り欠き部

(3) 狭小な桁下空間への支承設置時の配慮

新たに支承を据える箱桁中央部の直下は、桁端寸法250mm程度、桁下高300~400mm程度の狭小空間であることから、負反力対策構造の撤去後も設計・施工上の配慮を必要とした。

新設支承は、従来2支承で受けていた荷重を1支承で受けることになるため、既設支承よりも一周り大きな寸法となっている。その大きさから、既設支承線位置へそのまま据え付けた場合に桁端寸法が不足する。そこで、新設支承線位置は橋脚前面側へ105mm移動させることとした(図6)。

また、新設支承のアンカー削孔においても、桁下高不足により困難を極めることが予想された。そこで、撤去した負反力対策ケーブルのアンカー(ゲビンデスターブφ36)の一部を支承アンカーとして転用することを検討した(図7)。これにより、狭小空間での無理な新規アンカー削孔を行うことなく新設支承の設置を可能にした。

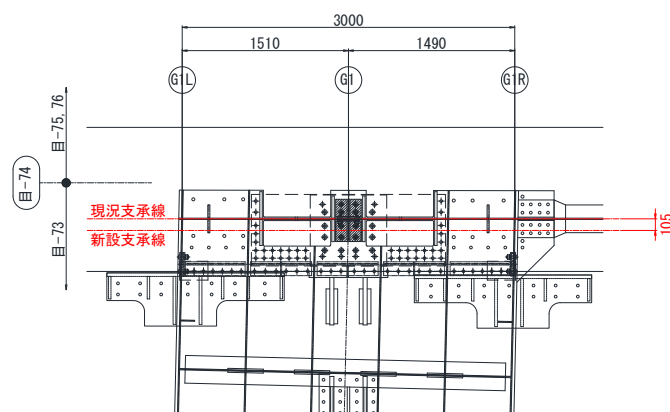


図6 支承部詳細図

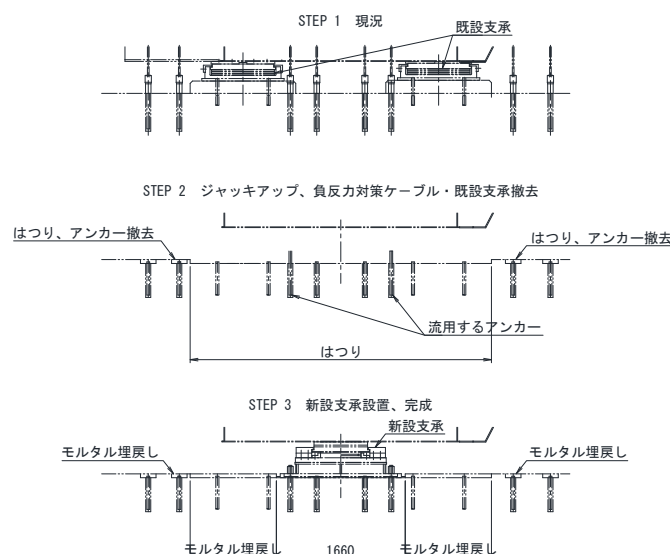


図7 橋座施工順序図

4. 施工課題と対策② 密な下部工配筋

施工箇所の下部工は RC 橋脚であり、過年度耐震補強工事にて縁端拡幅ブラケットが取り付けられている。本工事の支承取替では、既設縁端拡幅ブラケットを撤去し、撤去後の既設アンカー孔と新規に削孔する孔を用いて新たにブラケットを取り付け(図 8)、ジャッキアップを行う計画とした。なお、新設するジャッキアップブラケットは、縁端拡幅ブラケットを兼用する構造である。

T 型に大きく外へ張り出した横梁部を持つ既設下部工前面は、特に密な配筋となっている(図 9)。このことから、新規削孔の際は下部工鉄筋との干渉を避けるため、削孔径と削孔数を抑える必要があった。そこで、通常使用する異形鉄筋よりも耐力の高い PC 鋼棒を新設アンカーボルトとして採用した。これにより、細径かつ少ない本数で高い耐力を得ることができた(表 3)。

新設ジャッキアップブラケット幅は、縁端拡幅機能を兼用させるため、必要拡幅量を満足する幅以上としている。更にブラケット上には、橋脚天端との高さ調整を兼ねて、桁と離隔を 30mm 設けた位置に段差防止構造を設置した(写真 2)。

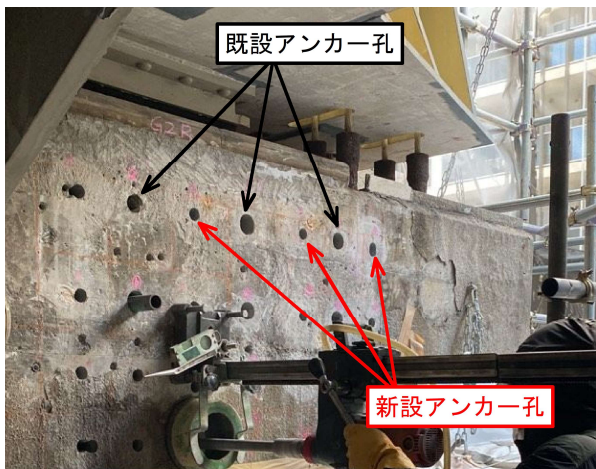


図 8 新設ブラケットアンカー削孔状況

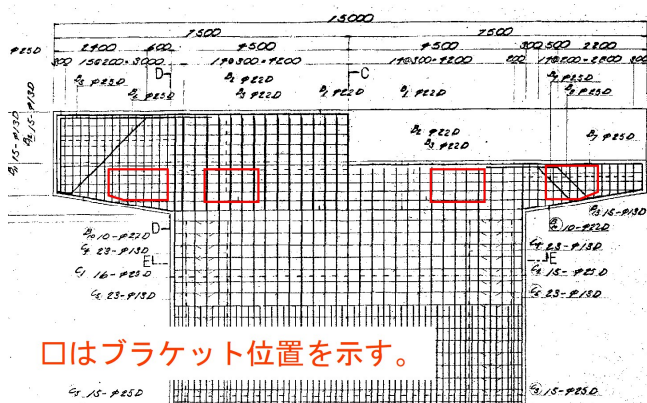


図 9 下部工配筋図

表 3 使用鋼材による耐力比較

	径(φに切)	有効断面積 (mm ²)	せん断降伏 (N/mm ²)	必要本数 (本)※
PC鋼棒 (B種1号 SBPR30/1080)	Φ23 (M24)	352.5	651	8
棒鋼 (SD345)			200	20

※鉛直せん断S1=1000kNあたりに対する必要本数の試算



写真 2 段差防止構造

5. 施工課題と対策③ 施工時の安全性

前述の通り、施工スペースを確保するため、支承取替施工に先行して負反力対策構造を撤去する計画としたが、撤去後の施工中の安全性が懸念された。そこで、事前にジャッキアップ時の実反力の動的計測を実施し、施工中の負反力発生状況を計測することとした。

(1) 計測準備

反力計測を行うにあたり、上部工と下部工を繋ぐ負反力対策ケーブルは、施工中の負反力発生時のフェールセーフとして必要な本数のみを残し計測前に撤去した。解析結果の活荷重偏載による負反力照査式より、撤去することができケーブル本数を検討した結果を表 4 に示す。また、フェールセーフとして残した 12 本のケーブルについては、ジャッキアップ反力の計測に影響を及ぼさないよう、ジャッキアップ前にケーブルの遊間量を大きくする作業を行った。

負反力対策ケーブルのナット部分は経年劣化により固着してしまっているものが多く、手作業で緩めることはほとんどできなかった。そこで、センターホールジャッキを使用してケーブルを引っ張り緩め、ナット内部のコーンを浮かせて取り出す方法を採用した(写真 3)。なお、既設ケーブル上端の突出長が大きく規格品ラムチェアが使用できないため、今回の作業専用にあつた高さのあるラムチェアを製作し使用し

表 4 ケーブル切断可能本数検討

	合計	G1L		G1R		G2L		G2R	
		L	R	L	R	L	R	L	R
既設本数	本	36	4	4	4	4	4	6	6
既設許容耐力	kN	12384	1376	1376	1376	1376	1376	2064	2064
			2752		2752		2752		4128
撤去本数	本	24	4	2	4	4	3	2	3
残本数	本	12	0	2	0	0	1	4	3
残許容耐力	kN	4128	0	688	688	0	344	1376	1032
			688		688		344		2408
負反力に対する安全性	kN	285	312.7	-134.2	350.1	-243.6			
		OK	OK	OK	OK	OK			

○：定着部緩めOK（36本中12本緩み）

×：定着部緩め不可

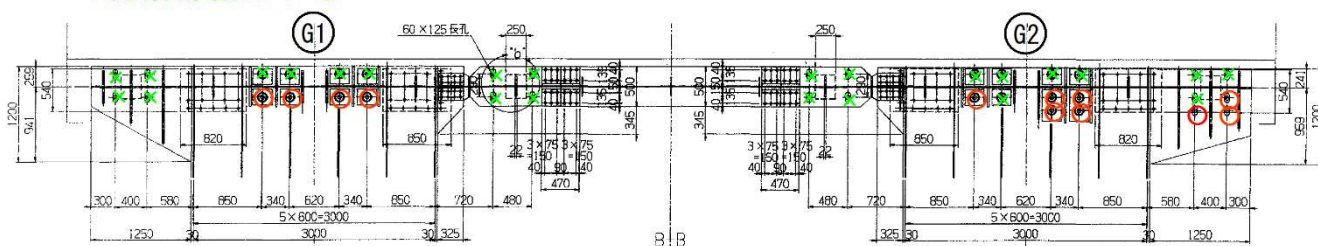


図 11 ケーブル緩め作業実施結果

た（図 10）。

負反力対策ケーブル全数に対し緩め作業を実施したが、一部狭隘部のためジャッキがセットできない箇所や、固着が酷くジャッキを使用しても緩まない箇所があった。これらの箇所は切断対象とし、その他でフェールセーフ要件を満たす 12 本のケーブルを緩めることができた（図 11）。



写真 3 ケーブル緩め作業状況

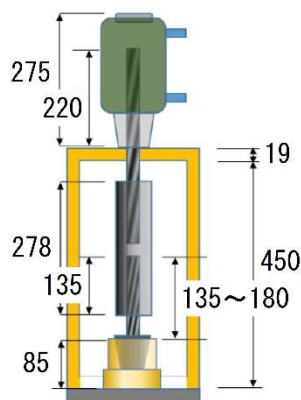


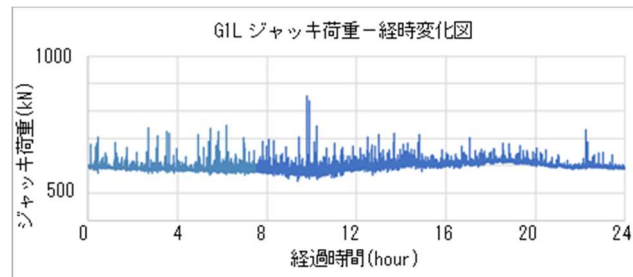
図 10 製作ラムチェア

(2) 反力計測

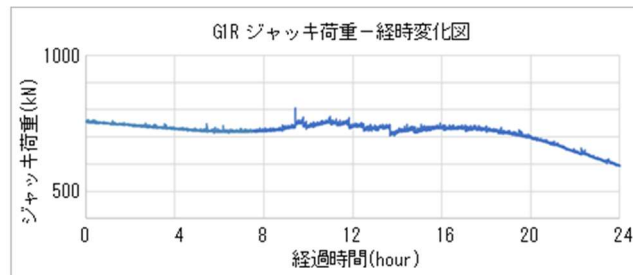
交通量が多いと予想される日の 0:00~24:00 の 24 時間に渡り、動的計測を行った。デジタル油圧計を取り付けたジャッキで 1 箱桁 2 点支持によるジャッキアップを行い、2 主桁計 4 箇所毎時反力を記録した（図 12）。

各計測位置 G1L, G1R, G2L, G2R 部の最大荷重はそれぞれ 893.9 kN, 806.8 kN, 975.3 kN, 766.9 kN で、最小荷重は 542.5 kN, 591.6 kN, 805.7 kN, 504.3 kN であった。24 時間の測定結果から、概ね上記の荷重値を繰り返しているものと推測される。

反力計測の結果、全計測箇所・全時刻において、負反力の発生（反力計測値が 0 を下回る値）がないことを確認することができた。この計測結果から、施工中の一時的な間は負反力対策の無い 1 箱桁 2 点支持状態にあっても安全性には問題ないと判断し、フェールセーフを含む全ての負反力対策のケーブルと定着ブラケットを支承取替前に撤去した。



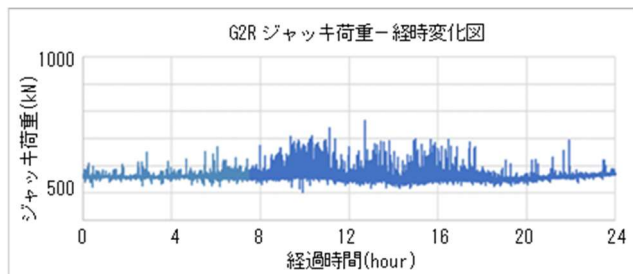
(a) 反力計測結果_G1L



(b) 反力計測結果_G1R



(c) 反力計測結果_G2L



(d) 反力計測結果_G2R

図 12 反力計測結果

6. 施工課題と対策④ 既設構造物のゆがみ

負反力対策構造撤去後の現場調査において、箱桁下フランジに波打つようなゆがみが確認された（写真 4）。これは、過年度工事にて負反力対策ケーブル

の定着ブラケットを箱桁内部に溶接した際の熱影響で生じたものと考えられる。同じく定着ブラケットが溶接されていた既設端ダイヤフラムにも同様の状況が見られた。

この解決策として、箱桁下フランジには熱矯正は避け、厚板補強部材を新たに設置した。締結には高力ボルトを使用して、下フランジのゆがみを矯正した（写真 5）。また、端ダイヤフラムにはゆがみ形状に合わせて新設部材にテーパ付きのフィラープレートを追加した。これらの工夫により、各機能に影響のないレベルまで既設部材のゆがみを抑えることができた。



写真 4 箱桁下フランジのゆがみ



写真 5 厚板補強部材設置完了

7. おわりに

多くの施工に関する課題を、設計面からのアプローチにより解消し、構造変更を伴うタイプ B 支承への取替を完了することができた（写真 6）。取替完了後の橋脚上は見渡しの良いシンプルな構造となり、今後の維持管理においても問題なく点検・補修を行うことが可能であると考えられる。

本工事では、通常想定される経年劣化に加え、過去の繰り返し補修に起因する多くの課題に対応しながら施工を行う必要があった。多様な課題に直面した分、多くの学びを得ることができたと感じている。本稿が若手技術者の新たな学びや気づきに、また、類似工種の参考になれば幸いである。

最後に、ご指導・ご鞭撻を賜りました全ての方々に厚くお礼を申し上げます。



写真 6 支承取替完了

参考文献

- 1) 一般社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，pp. I -91- I -93，2012.03.
- 2) 首都高速道路株式会社：橋梁構造物設計施工要領 I 共通編，pp. I -51- I -53，2015.06.