

論文・報告

かみきょうし
上孝子高架橋の施工

～連結時期が異なる連結桁構造と斜角を有する架設～

Construction of KAMIKYOSHI Viaduct

黒田 英慎 *1
Hidenori KURODA堤竹 濟 *2
Wataru TSUTSUMITAKE井形 政美 *3
Masami IGATA児玉 良太 *4
Ryota KODAMA大久保 孝 *5
Takashi OKUBO

上孝子高架橋は、大阪と和歌山を結ぶ第二阪和国道に属する幹線道路で、和歌山岬道路の一環として計画された、橋長 216m を有するポストテンション方式 PC5 径間連結コンポ橋である。

本橋の特徴としては、一般的に各径間の連結時期は同一時期を想定して設計される連結桁に対して、本橋では A1-P4 (4 径間) の一次連結と、P4-A2 (1 径間) の二次連結の 2 回に分割して構造系が完成する工程となったこと、A2 橋台は斜角左 70° を有しており、門型架設機による主桁の横取りが不可能なため、最終径間の架設では、門型架設機とトラッククレーン併用による相吊り架設により施工したことが挙げられる。

本稿では、連結時期が異なる連結桁構造の影響検討および、本工事で実施した架設概要について報告する。

キーワード：コンポ橋、連結桁、構造系変化、斜橋、門型架設機クレーン併用架設

1. はじめに

第二阪和国道は、大阪府南部と和歌山県北部の連帯を図り、時間距離を大幅に短縮するとともに、県境近傍の山間地帯に存在する異常気象時通行規制区間の解消や関西国際空港へのアクセス向上を図ることを目的とした延長 20.6 km の地域高規格道路である。和歌山岬道路は第二阪和国道内の 7.2 km の区間であり、上孝子高架橋は和歌山岬道路の一環として計画された幹線道路である(図 1)。



図 1 上孝子高架橋位置図

上孝子高架橋は、橋長 216 m を有するポストテンション方式 PC5 径間連結コンポ橋(図 2, 図 3)であり、緩やかな単カーブとクロソイド区間を含む平面線形の終点は、斜角左 70° の A2 橋台となっている。施工工程としては、連結桁は一般的に、各径間の連結時期を同一時期と想定して設計されるが、本橋では A1-P4 (4 径間) の一次連結と、P4-A2 (1 径間) の二次連結の 2 回に分割して構造系が完成する工程となった。

2. 工事概要

工事名：和歌山岬道路上孝子高架橋 PC 上部工事

施工場所：大阪府泉南郡

発注者：国土交通省近畿地方整備局浪速国道事務所

工期：2014 年 9 月 20 日～2017 年 3 月 31 日

構造形式：ポストテンション方式

PC5 径間連結コンポ橋

橋長：216.000 m

桁長：42.850+3@43.000+42.850 m

支間長：41.700+3@42.000+41.700 m

幅員構成：0.445+10.310+0.445 m

設計荷重：B 活荷重

平面線形：R=856 m～A=400 m～R=2000 m

縦断線形：2.910 %

横断線形：4.000 %～-1.300 %

斜角：90° 00' 00" (A1), 左 70° 00' 00" (A2)

*1 川田建設(株)西日本統括支店事業推進部技術課

*2 川田建設(株)西日本統括支店事業推進部工事課 工事長

*3 川田建設(株)西日本統括支店事業推進部工事課 工事長

*4 川田建設(株)西日本統括支店事業推進部工事課

*5 川田建設(株)西日本統括支店事業推進部技術課 課長

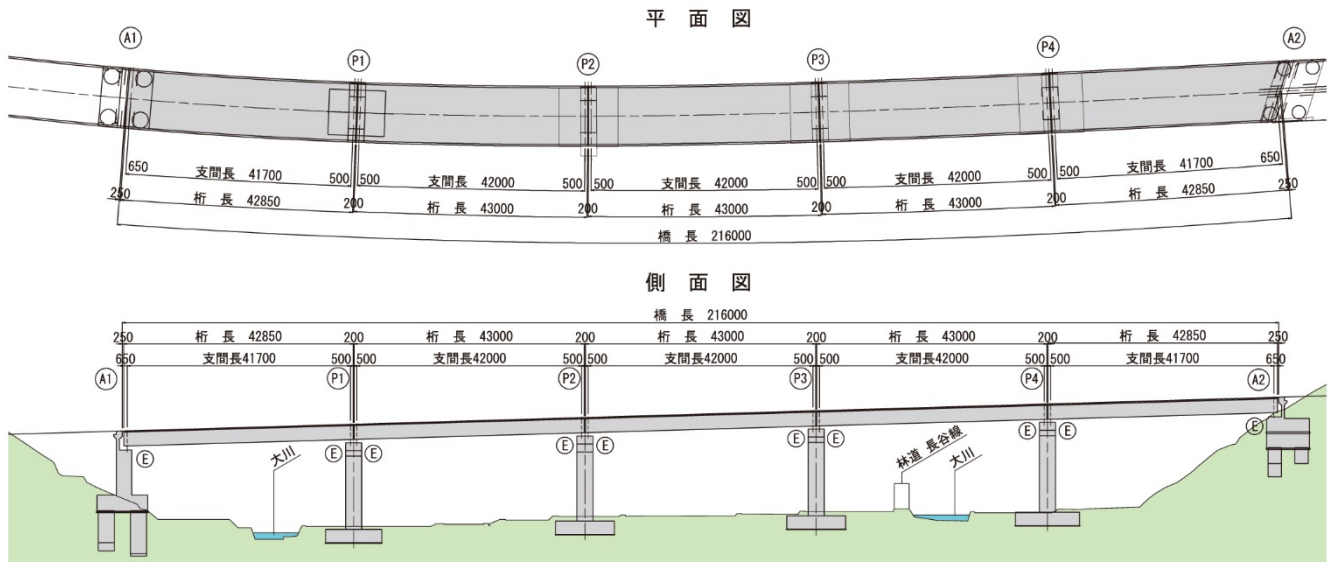


図2 全体一般図

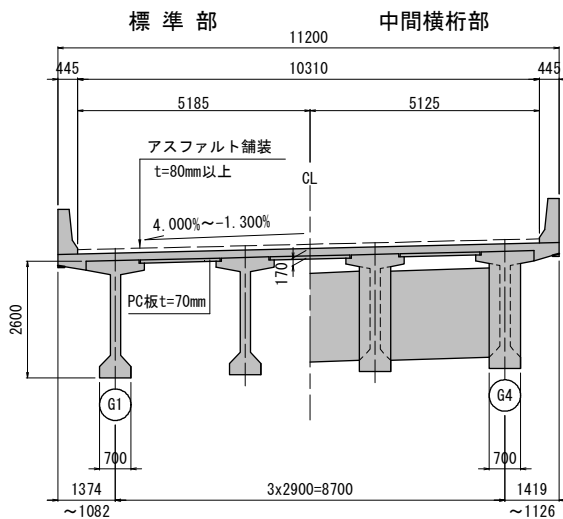


図3 主桁断面図

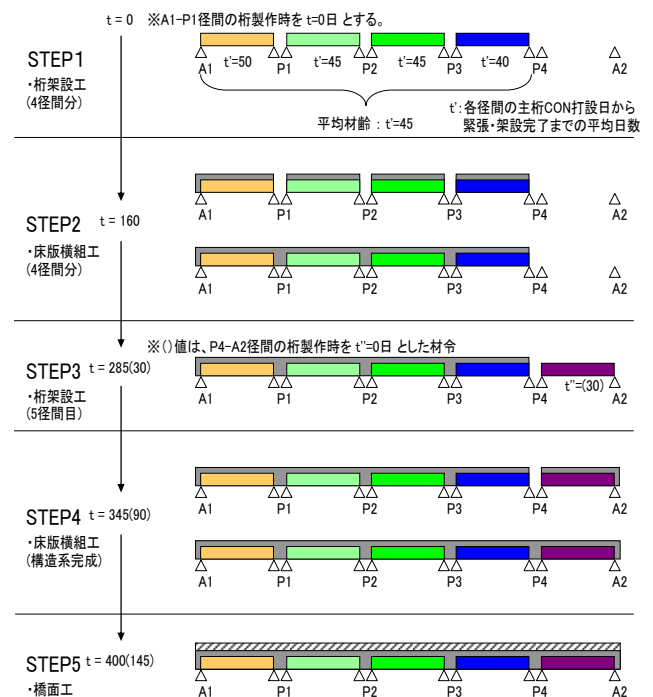


図4 施工ステップ図

3. 連結時期の差による影響検討

(1) 材齢の考え方

一般的に、連結桁の連結時期は同一時期を想定して設計されることが多い。しかし、実施工における持続荷重載荷時期となる緊張時、構造系が変化する連結時、橋面工載荷時の日数は、設計と実工程で差異が大きい場合がある。そこで、設計上想定されている材齢と本工事の実工程を考慮した材齢で、どの程度の差が生じるかの比較検討を行った。検討では、材齢を図4に示す施工ステップのとおり想定した。

はじめにA1-P4の4径間をそれぞれ単純桁として架設した後、床版・横桁を施工し、一次連結として4径間目までを施工した。その後、120日程度の間隔を空けてから最終径間であるP4-A2を架設し、床版・横桁施工後、

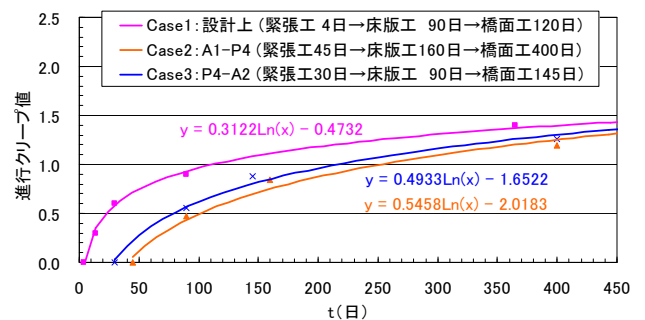


図5 クリープ係数

二次連結として橋梁全体の構造系を完成させた。

ここで、A1-P4 (4 径間) の一次連結と P4-A2 (1 径間) の二次連結では主桁コンクリートの材齢が異なるため、本検討では、全径間を最初の 4 径間の平均材齢で 5 径間を一度に連結した場合と、同様に最後の 5 径間目の材齢で 5 径間を一度に連結とした場合について計算し、実工程ではそれらの中間にあるものとして評価した。このため、材齢は下記の 3 ケースについて比較した。

Case1: 設計上の想定材齢

Case2: A1-P4 (4 径間) での平均材齢で一度に連結

Case3: P4-A2 (5 径間目) での材齢で一度に連結

これらのケースで算出したクリープ係数を用いて、以降の検討を行った。図 5 に算出したクリープ係数を示す。

(2) 連結時における不静定力の影響

不静定力の影響検討は、実工程を考慮した緊張時期と連結時期がそれぞれ異なる検討ケースを用いて、クリープ (自重クリープおよびプレ 2 次クリープ) による不静定曲げモーメントに着目して比較を行った。

クリープによる不静定曲げモーメントは、連結時の残クリープ係数に依存するため、連結時の残クリープ係数が設計上の想定 (Case1) よりも少ない実工程 (Case2,3) の方が、自重クリープによる負曲げモーメント、プレ 2 次クリープによる正曲げモーメントともに減少方向に変化した (図 6, 図 7)。

連結時の残クリープ係数の影響による各検討ケースの減少率は、自重クリープの負曲げモーメントでは Case1 に対して Case2 で 18 %, Case3 で 10 % であり、プレ 2 次クリープの正曲げモーメントでは Case1 に対して Case2 で 18 %, Case3 で 8 % であった。

これらの自重クリープとプレ 2 次クリープを足し合わせた構造系変化による不静定曲げモーメントを図 8 に示す。構造系変化による不静定曲げモーメントは正曲げモーメントが減少する結果となった。これは、自重クリープに比べ、プレ 2 次クリープの方が構造系変化後と構造系変化前の断面力の差が大きく、プレ 2 次クリープによる正曲げモーメントの減少が自重クリープによる負曲げモーメントの減少より大きくなったためである。

なお、不静定曲げモーメントの減少率は、Case1 に対して Case2 では 16 %, Case3 では 5 % であった。

支点上での不静定力による正曲げモーメントが減少したことから、連結時における支点上の負曲げモーメントは増加した。そのため、連結部での負曲げに対する鉄筋の引張応力度を確認した (図 9)。鉄筋の引張応力の増加率は、Case1 に対して Case2 では 29 %, Case3 では 10 % であったが、許容値に対して余裕があり、設計上問題ないことを確認した。

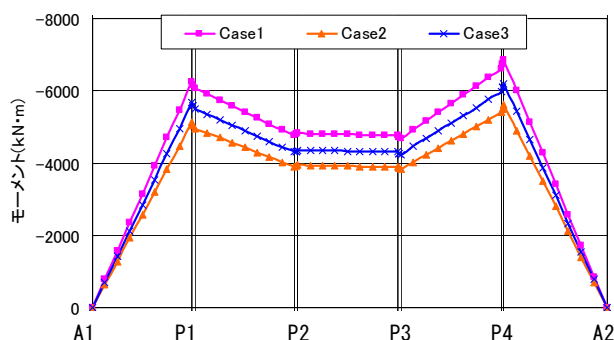


図 6 自重クリープ

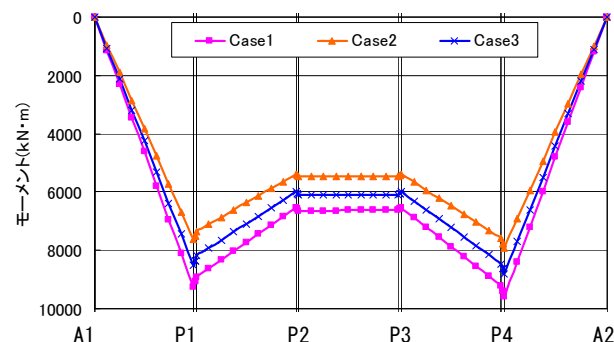


図 7 プレ 2 次クリープ

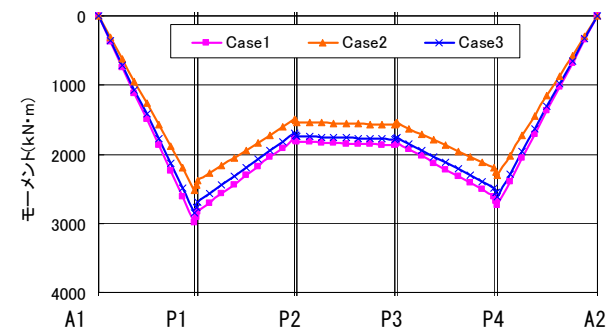


図 8 不静定曲げモーメント

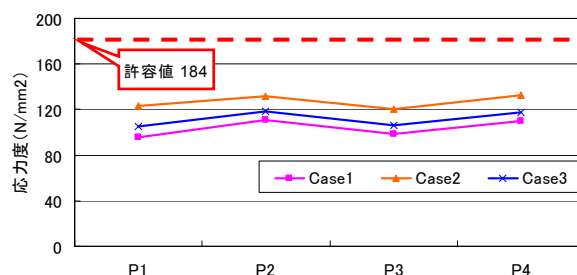
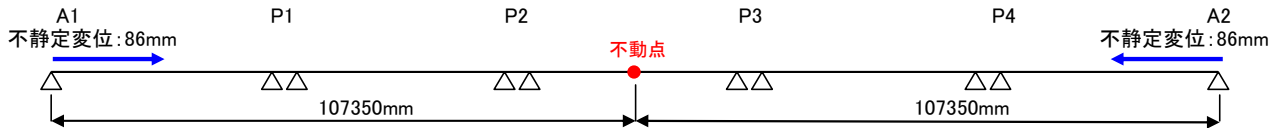


図 9 負曲げによる引張応力度

(3) 不動点位置の算出

不静定変位量を求めるに際しては、橋梁区間内から不動点位置を決定する必要がある。一般的に、すべての支承が免震支承で支持される橋梁の不動点位置は桁長の 1/2 点である。しかし本橋は、2 回に分割して施工したことにより不動点位置が異なる (図 10)。

<5径間一括連結時>



<本工事>

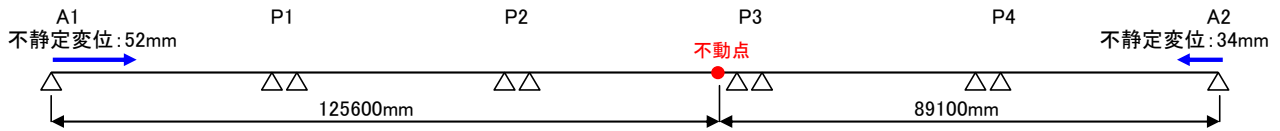


図 10 不動点位置

このため、本橋では、A1-P4 と P4-A2 で材齢差があることから、一次連結時と二次連結時以降とでこれらの材齢差を勘案したクリープ係数を別途算出し、5 径間連結以降の不静定変位量は、クリープ終了時までの進行クリープの平均値と各桁長を重み付けした加重平均を用いて決定した。

この結果、不静定変位の集計値は、設計上では桁片側当り 86 mm であったのに対し、本工事では、A1 端部 52 mm、A2 端部 34 mm となった。

4. 架設概要

(1) 門型架設機とトラッククレーンによる併用架設

コンポ橋の適用支間長は、一般的に 25~45 m とされている。適用可能最大級である最大支間長 42 m を有する本橋の架設工法は、A1 橋台から P4 橋脚までの 4 径間は、架設桁架設工法を選定した。作業手順としては、架設桁を架橋位置に架設し、工場製作された 7 つのプレキャストセグメント部材を架設桁上に取り降ろし、接着・緊張により一体化させた後、門型架設機による横取りを行い、所定位置に架設した。なお、架設は 1 径間あたり 6 日で完了した。

一方、A2 橋台は斜角左 70° を有しているため、最終径間 (P4-A2) では主桁長がそれぞれ異なることから、架設桁と耳桁で橋軸方向に約 1.5 m の差が生じ、先行の 4 径間で用いた門型架設機による主桁の横取りが不可能であった (図 11)。このため、最終径間の架設工法の選定には、施工性・安全性・経済性の観点から総合的に比較検討を行い、その結果、門型架設機とトラッククレーンの併用による相吊り架設工法を採用した (写真 1)。



写真 1 相吊り架設状況

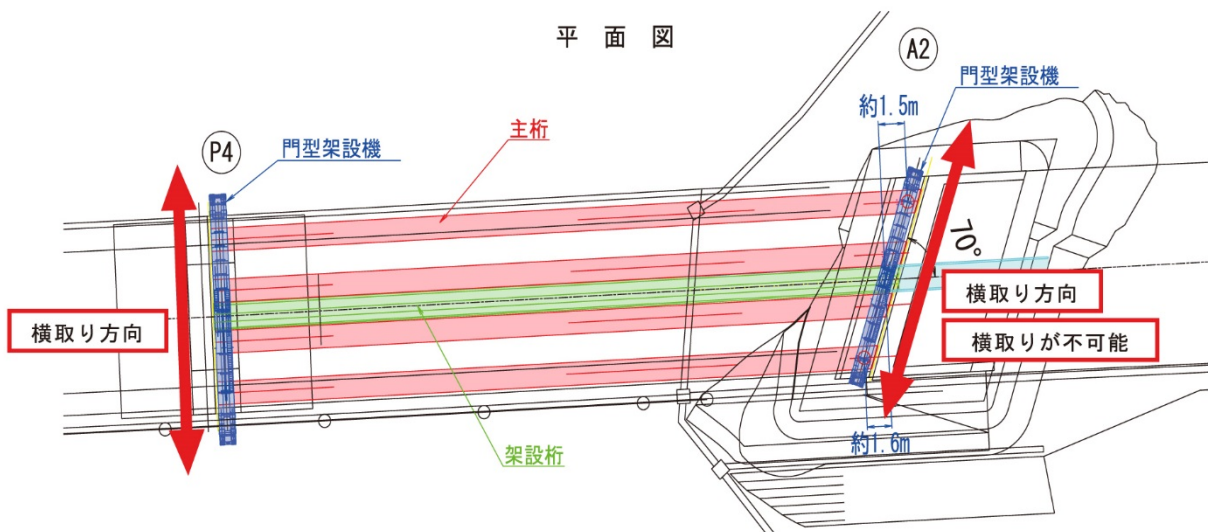


図 11 P4-A2 径間平面条件

(2) 架設の流れ

本架設工法の流れとタイムスケジュールを以下に示す。

【1日目】

①8:00~10:30 主桁セグメント取り降ろし

360t吊りオールテレーンクレーンを用いてA2橋台背面に停車させたトレーラから架設桁上の台車に主桁セグメントを取り降ろす(写真2)。



写真2 セグメント取り降ろし状況

②10:30~12:00 接着剤塗布・台車引き寄せ

接着剤を塗布した主桁セグメントを台車ごと引き寄せ接合する(写真3)。



写真3 セグメント接合状況

③13:00~14:00 PCケーブル挿入

接合した主桁セグメントにターンテーブルを用いてPCケーブルを挿入する(写真4)。



写真4 PCケーブル挿入状況

④14:00~16:00 主桁緊張

挿入したPCケーブルを油圧ジャッキで緊張し、プレストレスを導入することで1本の主桁が完成する。PCケーブルは7本より線が12本1組になっており、主桁1本につき5組の緊張作業となる。作業時間は主桁1本あたり2時間程度を要した(写真5)。



写真5 緊張状況

【2日目】

⑤8:00~12:00 主桁架設

門型架設機とトラッククレーンの併用による相吊り架設にて架設を完了した。作業時間としては、従来の門型架設機による架設と大きな差はなく、架設は主桁1本あたり1.5日で、1径間に6日を要した(写真6)。



写真6 架設状況

(3) 併用相吊り架設工法の工夫

門型架設機とトラッククレーン併用による相吊り架設に際しては、斜角によりA2橋台部での架設桁の落とし込みが不可能であったため、図12に示すように、架設桁を落とし込まずに施工することを計画した。これによる長所としては、手延べ機の解体が不要となることや、架設桁の降下作業が不要となること、架設桁が主桁据付け位置より高い位置にあるため、最終主桁の仮置きが不要となることなどが挙げられる。よって、解体・降下・仮置きといった危険作業が低減され、施工の安全性が向上すると考えた。

一方、短所としては、架設桁を従来よりも高所に設置することから、門型架設機の脚が長くなり、主桁の降下に時間を要することが懸念された。

以上を踏まえた結果、最終径間の架設工全体として安全かつ施工性も良い本工法を採用したが、懸念された降下時間の増加は特になかった。



写真8 水平器取り付け箇所

を監視・調整を行った。これにより、想定される水平力を抑えることが可能となり、安全に架設を終えることができた。

5. おわりに

本橋は、設計条件の変更や現場条件による架設工法の選定など様々な検討を要した工事ではあったが、2017年3月に竣工し、その翌月には開通を迎えることができた(写真9)。また、本工事は優良工事等施工者(局長表彰)としての国土交通行政関係功労者表彰を受賞することができ、第二阪和国道に寄せる地域住民の期待に応えることができた。今後、本報告が同種橋梁の施工の参考となれば幸いである。

最後に、本橋の施工に際し、多大なご指導、ご協力を賜った関係者各位に深く感謝の意を表して結びとする。



写真9 完成写真

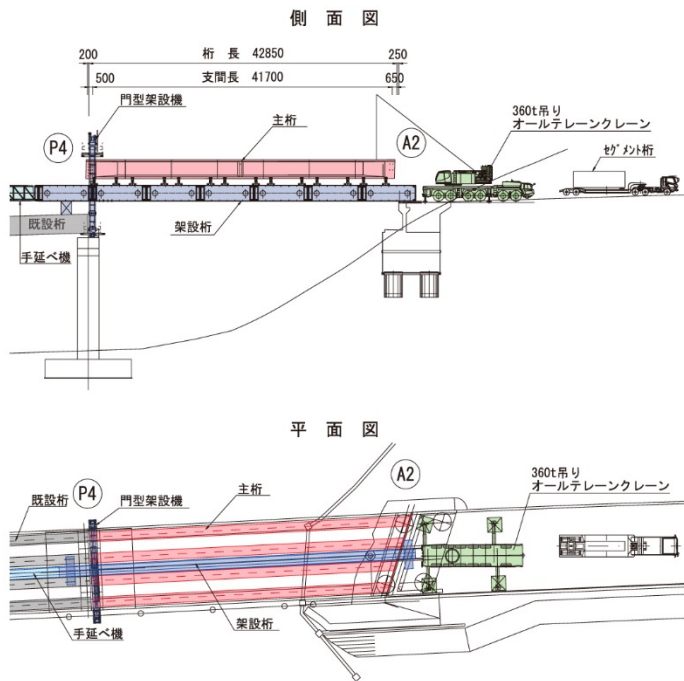


図12 P4-A2 径間架設要領

また、本工法では、機能・機構の異なる門型架設機とクレーンで相吊りすることから、安全を考慮して、クレーンの定格荷重が設計吊り荷重より1.5倍以上となるものを選定した¹⁾。門型架設機についても同様に1.5倍の水平力に耐える構造とした。

桁架設作業時の安全対策としては、門型架設機とクレーンの横取り速度が合わない、門型架設機を橋軸方向に引き込むような水平力の発生が懸念されたため、クレーンの吊りロープは下げ振りを介して(写真7)、門型架設機は水平器(写真8)を用いて、それぞれの鉛直度



写真7 下げ振りによる鉛直度確認状況

参考文献

- 1) 社団法人 日本橋梁建設協会：鋼橋 Q&A, 架設編, 2006.9.
- 2) 黒田, 堤竹, 井形, 大久保：上孝子高架橋の施工, プレストレストコンクリート工学会第26回シンポジウム論文集, 2017年10月.