

多摩川スカイブリッジの設計と施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE TAMAGAWA SKY BRIDGE

本田 卓士* , 山本 晃久**

Takuji HONDA and Teruhisa YAMAMOTO

ABSTRACT The Tamagawa Sky Bridge is the first bridge of the Tamagawa River, and it connects the district of the former Haneda Airport (Haneda Global Wings) , which is a part of the Tokyo metropolitan area designated as a National Strategic Zone, with the Tonomachi district (King Sky Front) in Kawasaki City. This paper presents the design and construction of the Tamagawa Sky Bridge.

KEYWORDS : 鋼 3 径間連続鋼床版箱桁橋 (複合ラーメン)

Three-span continuous steel deck box girder bridge composite rigid-frame bridge

1. まえがき

本橋は、全国初の都道府県境を跨ぐ都市再生緊急整備地域に指定される「羽田空港南・川崎殿町・大師河原地域」のうち、川崎市殿町地区「キングスカイフロント」と羽田空港跡地地区「ハネダグローバルウイングズ」をつなぐ道路として多摩川を渡河する橋梁である (図-1)。

架橋位置は多摩川河口部に位置し、多摩川水系河川整備計画における機能空間区分のうち「生態系保持空間」に設定された河口干潟が広がり、豊かな自然環境が形成されている場所である。本橋の多摩川渡河部は、橋長約 602m の鋼 3 径間連続鋼床版箱桁橋(複合ラーメン)を採用しており、本稿では、その多摩川渡河部の橋梁に係る設計・施工について報告する。



図-1 位置図

2. 橋梁計画

本橋の計画は、以下の現地特性を踏まえて行った。

- ・生態系保持空間および航路部には施工時を含め構造物を配置しない
- ・地盤の上層 30m~40m は N 値 10 未満の軟弱な粘性土層が広がり、支持層は 40m~50m と深い
- ・航空法による高さ制限により AP+48.1m~52.5m を超える構造物の設置や作業はできない

これらの現地特性に対し、環境性、施工性、維持管理性、景観性および経済性など総合的な観点から橋梁形式は鋼 3 径間連続鋼床版箱桁橋を選定した。特に、多摩川の景観と自然環境への配慮や調和を考慮したうえで、河川内橋脚数を最小とし、かつ、桁高の抑制が可能な鋼上部工と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン構造を採用した。これにより、国内最大の中央支間長約 240m を有しながら、桁高を 7m にまで抑え、景観に溶け込んだスレンダーな形状を実現した。

*川崎市 まちづくり局交通政策室 係長 (〒210-8577 川崎市川崎区宮本町 1 番地)

**五洋建設 (株) 土木本部土木技術部 専門部長 (〒112-8576 東京都文京区後楽 2-2-8)

本橋の架設図を図-2に示す。はじめにP3, P4橋脚の柱頭部を起重機船にて架設し、次に中央径間部の台船一括・吊上げ架設を行い(①~③), 次にP4~P5間の台船一括架設(④, ⑤), およびP2~P3間の張出し架設を行い、最後にP4~P5間の張出し架設とP2~P3間の送出し架設を実施する計画とした。中央径間部の架設を先行したのち左右側径間を同時に架設することにより、施工時においても剛結部を有するP3・P4橋脚にかかる負担を最小限とした。

なお、渡河部橋梁は河川内作業となるが、異常気象時の退避経路の確保および、仮設構造物を含め河積阻害率5%以下とすることで通年施工を可能とした。

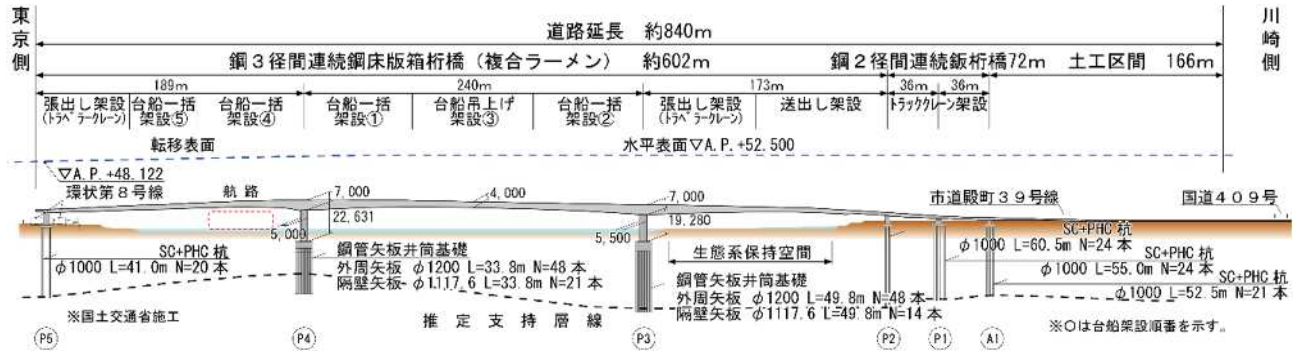


図-2 橋梁架設図

3. 下部工の設計

河川内に位置するP3, P4橋脚は、橋脚頭部を鋼上部工と剛結した壁式橋脚で、基礎は鋼管矢板井筒(φ1200)を採用している(図-3)。陸上部に位置するP2, P5橋脚は、鋼上部工を可動ゴム支承で支持し、P2橋脚はT形橋脚、P5橋脚はラーメン式橋脚で、基礎は両橋脚とも既製杭(SC+PHC杭)を採用している。

複合ラーメン橋は、地震時の挙動が複雑で損傷が複数個所で生じやすい特性を有している。本橋の耐震設計では、破壊シナリオを明確にしたキャパシティデザインを行い、地震による損傷を上部工には生じさせず、主たる塑性化はP3, P4橋脚基部とし、動的解析によりレベル2地震時における耐震性能2を有することを確認している。動的解析でP3, P4橋脚は、軸力変動の影響を適切に考慮するためファイバー要素でモデル化を行っており、応答値が耐震性能2におけるコンクリートの限界ひずみ ϵ_{cc1} および軸方向鉄筋の許容引張ひずみ ϵ_{st2} 以下であることを照査した。また、本橋は剛結構造であることから、施工時の架設ステップごとに橋脚に作用する断面力が変化する。そのため橋脚の設計では、図-2に示す架設ステップに加え、ベント撤去、橋面工までの全12ステップの架設系の重ね合わせ解析により算定された断面力を橋脚の初期断面力として考慮し、設計を行った(図-4, 図-5)。

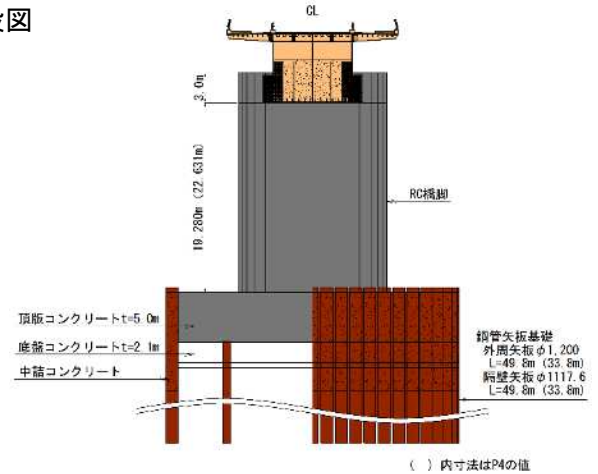


図-3 P3, P4橋脚断面図

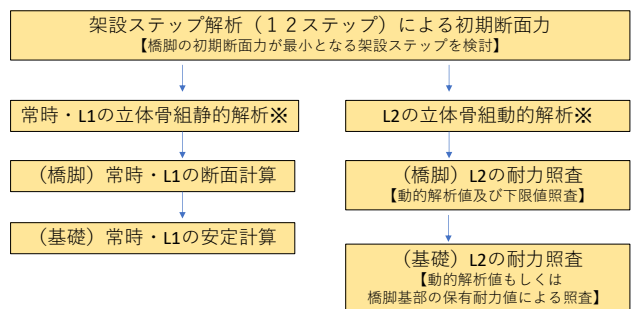


図-4 下部工設計フロー

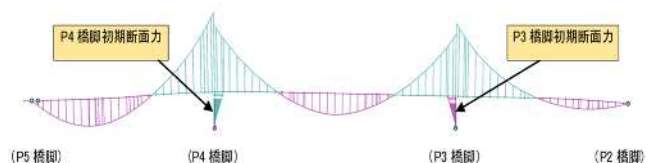


図-5 架設ステップ解析による橋脚の初期断面力算出結果

4. 上部工の設計

4.1 設計方針とFEM解析

上部工の設計フローを図-6に示す。本橋は、複合ラーメン構造を採用しているため、上下部一体モデルを用いた立体骨組解析により断面力を計算した。加えて、ずれ止め（孔あき鋼板ジベルとスタッド）による鋼桁とRC橋脚の断面力の伝達機構¹⁾を反映した剛結部のFEM解析を行い、剛結部に発生する応力を照査した。

4.2 剛結部の設計と荷重試験

剛結部は、箱桁内部にコンクリートを充填して橋脚と鉄筋を一体化させる鉄筋定着方式を採用した。また、本橋は複合ラーメン橋として長い支間長を有すること、鋼桁断面より橋脚断面が大きい等の特徴を有することから、鋼桁から剛結部を経た下部工への力の伝達機構と力の分担の把握、および設計手法の妥当性を検証するため、剛結部に着目した荷重試験を実施した。

(1) 試験体の設計

試験体の縮尺は既往の研究²⁾を参考に1/7とした。鋼桁の長さおよび橋脚高さは、試験体に与える断面力を実橋の断面力と縮尺から求めたのち、試験体剛結部に生じる橋脚および鋼桁の曲げモーメントに必要な値を決定した(表-1, 図-7)。

表-1 実橋と試験体の諸元

		単位	実橋	試験体	相似比
鋼桁	桁高	mm	7000	1000	7.0
	腹板間隔	mm	8000	1140	7.0
	上フランジ	-	1-17300×59	2-460×25	-
	ウェブ	-	3-6905×55	2-1000×16	-
橋脚	橋軸方向幅	mm	5000	700	7.1
	橋直方向幅	mm	15000	2200	6.8
	主鉄筋	-	D51	D19	-
	帯鉄筋	-	D22	D13	-
RC橋脚剛結部の断面力・作用力	死荷重時の鉛直軸力	kN	69345	1415	7.0
	死荷重時の水平力	kN	6076	124	7.0
	死荷重モーメント	kN・m	113253	338	6.9
	ひび割れモーメント	kN・m	197129	589	6.9
	実橋最大断面力	kN・m	846427	2469	7.0
	降伏モーメント	kN・m	837790	2665	6.8
終局モーメント	kN・m	968724	3039	6.8	

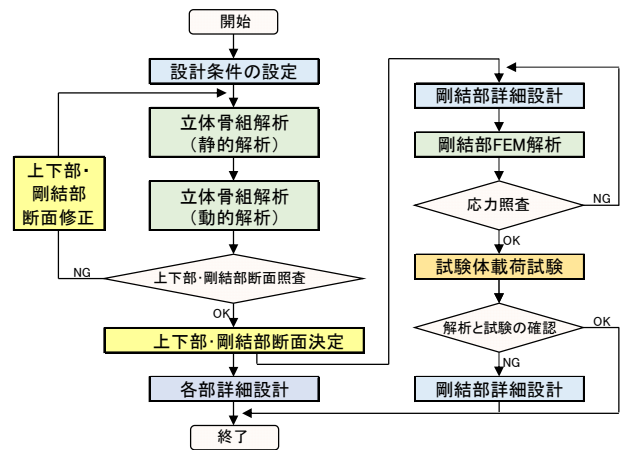


図-6 上部工設計フロー

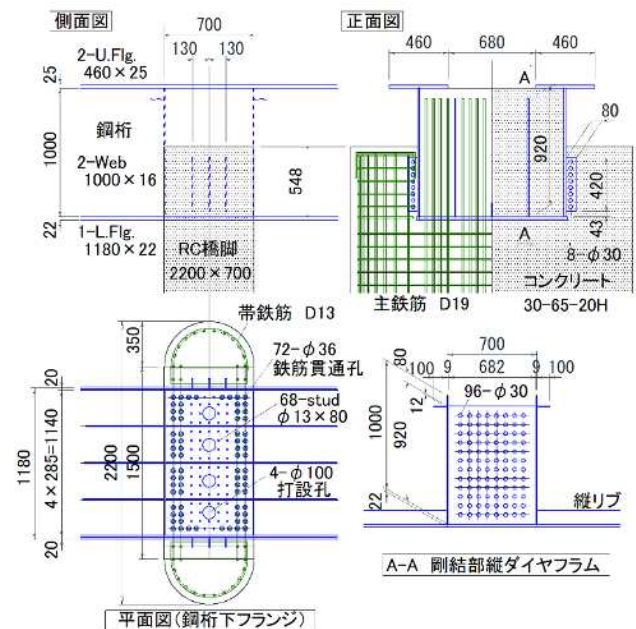


図-7 試験体の剛結部構造

(2) 弾性荷重試験

試験は図-8に示すように実構造と天地逆に設置して実施した。弾性荷重試験では、弾性域における橋脚断面の鉄筋の応力分布、コンクリートのひび割れ性状、鋼桁のひずみ、変形を計測し、FEM解析による解析値と比較した。試験体に死荷重相当の荷重(鉛直荷重 $P_v=1,415\text{kN}$ 、水平荷重 $P_h=124\text{kN}$)を荷重した時の鋼主桁の応力分布とRC橋脚剛結部仕口部の鉄筋応力を図-9に示す。鋼主桁の応力分布の傾向はFEM解析値と一致している。また、剛結部のRC橋脚の鉄筋は実測値、解析値とも箱桁外の鉄筋(断面⑤)よりも拘束の大きい箱桁内の鉄筋(断面④)の応力度が大きい傾向にあり、実測値とFEM解析値は概ね一致

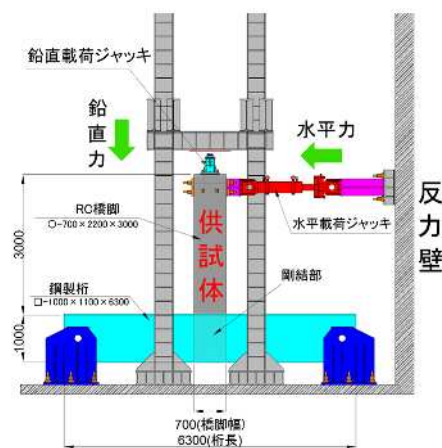


図-8 荷重試験要領

していることから、鋼桁からRC橋脚への応力伝達機構は設計で想定したとおりに円滑に行われているものと考えられる。

(3) 交番载荷試験

弾性载荷試験終了後、正負交番繰返载荷試験を実施した。正負交番繰返载荷試験では、引張側主鉄筋の初降伏時の水平変位を $1\delta y$ とし、水平力を増減させ $\pm 8\delta y$ まで载荷した。水平荷重-水平変位の履歴曲線を図-10に示す。

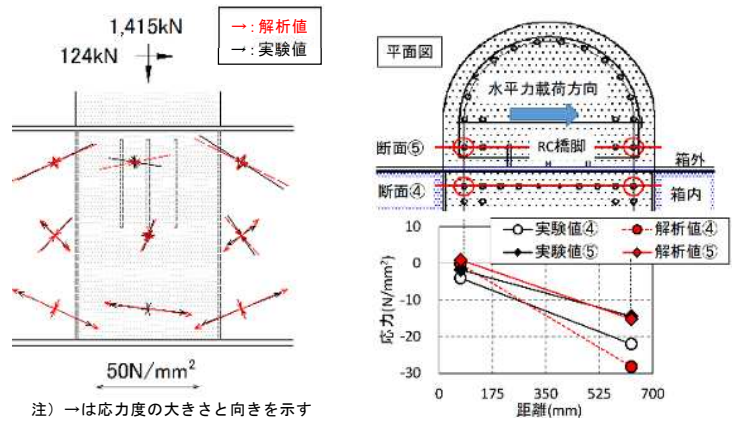


図-9 鋼桁とRC橋脚の応力分布(死荷重相当载荷時)

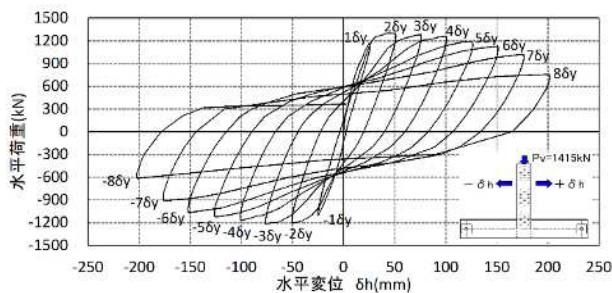


図-10 水平荷重-水平変位の履歴曲線



写真-1 試験体RC橋脚仕口部の破壊状況

$1\delta y$ 時の水平荷重は1171kNであり、実橋に作用する最大断面力相当時(L2地震時)の荷重(905kN)および、設計降伏荷重(977kN)を上回った。また、設計降伏荷重時にはRC橋脚仕口部に等間隔のひび割れが発生したが、ひび割れ幅は最大でも0.25mmであった。供試体は $+2\delta y$ で最大荷重に達した後、 $-2\delta y$ 载荷途中にRC橋脚仕口部でコンクリートと鋼桁下フランジの剥離が生じた。その後、载荷を繰り返すと、RC橋脚仕口部および、箱外コンクリートの破壊(写真-1)が進み、RC橋脚仕口部に塑性ヒンジが形成され終局に至った。

鋼桁および、剛結部内部コンクリートに塑性化は生じていなかった。

各载荷ケースの試験体、実橋の剛結部モーメント、設計、試験の水平荷重および、その比率を表-2に示す。ひび割れ発生荷重、降伏荷重、終局荷重については試験値が設計値を上回ること、実橋の最大断面力(橋軸方向L2地震時)相当荷重载荷時において、部材の降伏やコンクリートの剥落、過大なひび割れ等、不可逆的な損傷が発生しないことを確認した。

以上より、降伏荷重、破壊性状、変形性能が設計の想定どおりであることを確認し、剛結部構造における設計の妥当性が確認された。

表-2 载荷試験結果

	設計値		①設計水平荷重※ [kN]	②試験水平荷重 [kN]	比率 ②/①	備考
	剛結部モーメント [kN・m]	試験体 ($\approx 1/n^3$)				
ひび割れ発生時	197129	589	216	270	1.25	実験のひび割れ発生荷重が設計ひび割れ荷重を上回ることを確認
実橋最大断面力(L2地震) 载荷時	846427	2469	905	905	1.00	実橋最大断面力载荷時に降伏等不可逆的な事象が発生しないことを確認
橋脚降伏時	837790	2665	977	1171	1.20	実験の橋脚鉄筋降伏荷重が設計降伏荷重を上回ることを確認
橋脚終局時	968724	3039	1114	1301	1.17	実験の終局荷重が設計終局荷重を上回ることを確認

※設計水平荷重は設計モーメントを载荷点から剛結部仕口までの距離(2.728m)で除して算出

4.3 制振装置の設置

部分模型を用いた風洞試験の結果、車両通行が想定される風速25m/s以下において渦励振が発生し、たわみ渦励振の発現振幅が許容振幅(71mm)を上回ることが分かった。そこで渦励振の抑制策として、架橋地点周辺の鳥類の飛翔や景観性への配慮から、制振装置(TMD:同調質量ダンパー)を中央径

間に 20 基（総重量 7.0t/基）設置することとした(図-11)。

4.4 構造詳細

本橋の構造では、耐疲労性向上として鋼床版の車道部には耐疲労鋼(FCA 鋼)を採用した。縦リブには断面効率のよいUリブを採用し、Uリブと横リブ・ダイヤフラム交差部の溶接部は止端仕上げを行った。また、架設位置が河口に近いことから飛来塩分を考慮した防食性向上として、主桁下フランジには塗装周期延長鋼(CORSPACE)を採用した。塗装仕様は、重防食塗装であるC-5 塗装系を採用し、さらに主桁下フランジとウェブ立上り 100mm および桁端部には、下塗りに A1・Mg 合金溶射(C-5m)を追加した(図-12)。

現場継手についても、橋梁全体としては耐防食性に優れる溶接継手を極力採用し、河川上で現場継手を行う台船一括架設ブロックや、張出し架設ブロック等の継手については工程上、施工上の理由で高力ボルト継手を採用した。その高力ボルト継手部は、主桁ウェブ、下フランジおよび桁端部の側床版には溶射ボルト、側床版には防錆処理ボルトを使用し、防食性の向上を図った。

また、設計上鋼材の板厚が 100mm を超過する部位や、ブロック重量がクレーンの吊り能力を超過して、現場継手が増え不経済となる箇所には、降伏点の高い高降伏点鋼板 (SBHS500 鋼) を採用した。

支承は、P2, P5 とも大型すべり支承(最大反力 P2 橋脚:6,500kN, P5 橋脚:12,300kN)とし、防錆処理は A1・Mg 合金溶射とした。伸縮装置は、P2 側は鋼製フィンガージョイント、P5 側は橋梁どうしが直角に接続するため、2 方向に可動するモジュラー型ジョイントを採用した。

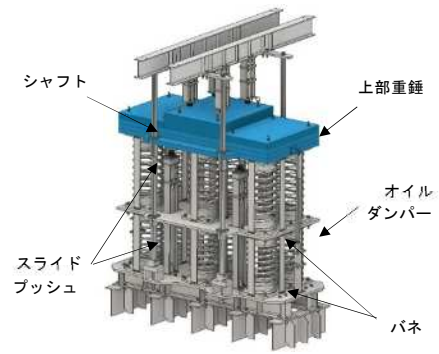


図-11 TMD 構造図

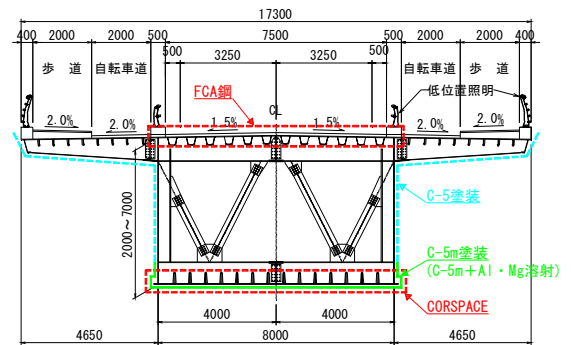


図-12 一般断面図(鋼材仕様, 塗装仕様)

5. 維持管理の計画

5.1 下部工

本橋は、レベル 2 地震相当の大規模地震時において、P3, P4 橋脚基部に主たる塑性化を許容している。橋脚基部は河川内の現地盤より深い不可視部に位置しており、あらかじめ塑性化が想定される範囲の鉄筋に光ファイバセンサーを設置し、鉄筋ひずみを計測できるものとした。

5.2 維持管理設備

維持管理の確実性、容易性のために、以下に示す付属設備を設置した(図-13, 写真-2)。

橋梁内部には全長にわたって LED 照明と検査路 1 条を設置し、さらに桁高 4.0m 以上の区間には上下車線の直下に幅 2.0m の上段検査路を 1 条ずつ設置した。また、橋梁全長にわたり主桁床面には維持補修作業の資機材運搬用に台車用レール(台車は各径間に 1 台ずつ設置)を、天井面にはトロリー用レールを設置し、荷揚げ用にトロリーを合計 9 基設置した。

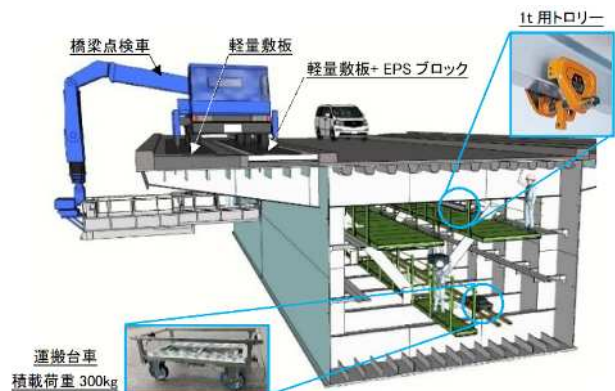


図-13 維持管理設備の概要

主桁内面には作業用のためにウェブに足場用ピースを設置し、足場用ブラケット 300 基を製作、桁内に分散保管した。主桁外面では防食性の向上を考慮して、側面および下面には足場用吊り金具は設置せず、その代わりにカーリング、アイナットを取付ける専用孔を設置した。アイナットは1000個桁内保管し、専用孔には採光型のシリコン栓を設置した。

橋面においては、全長にわたって清掃し易いオープンな鋼製排水溝を採用した。車道の雨水は車道・自転車道境界ブロックに設けられた通水孔を通じて歩道マウントアップ部を活用した鋼製排水溝に排水される。また、豪雨時には自転車道の一部を排水断面として考慮している。これらの排水計画

により、桁側面に設置される横引き管を省略することができ、維持管理性とともな景觀性の向上が図られた。また、道路照明には、川面の漏れ光がないように低位置照明を採用した。それにより、橋梁点検時にポール照明による作業阻害がなく点検の容易さを実現した。

点検では、橋梁点検車(BT-200 または BT-400)を歩道と自転車道(段差には EPS 発泡スチロールブロックを、路面保護用には軽量敷板を 20m 敷設)に配置して、主桁側面および、下面まで点検可能となる計画とした。これらの維持管理用の資材(足場用ブラケット、アイナット、軽量敷板、EPS 発泡スチロールブロック)は、アルミ高欄 20m の予備部材とともに P2 側の主桁内部に保管した。また、維持管理用データとして、橋台・橋脚コンクリート表面の 4K 高画質画像情報を登録した CIM モデルおよび、橋梁 3 次元 CIM モデルを作成し、モバイル端末上で点検場所の確認や点検部位の構造確認を可能とした。

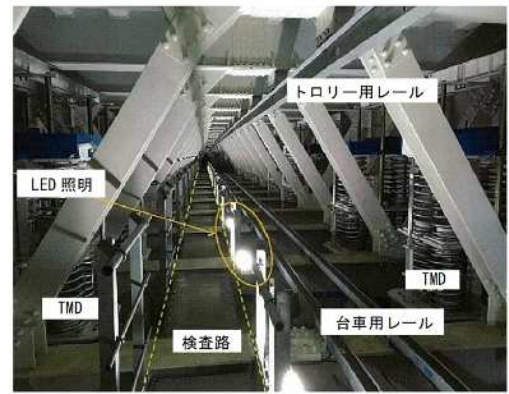


写真-2 桁内設備

6. 橋脚・基礎の施工

6.1 基礎工の施工

河川内橋脚は 2 基、形式は鋼管矢板井筒基礎とし、高耐力継手の採用により断面の縮小を図った(表-3)。

施工は、河積阻害率に影響の無いように鋼管矢板井筒基礎の投影線上に仮設構台を設置し、揺動に影響されない仮設構台上にクローラクレーンを配置して行った。打設には導材を設置し、設置位置の精度確保を図った。また、航空法による高さ制限と多摩川の水深が浅いことから杭打船が使用できないため、杭を 10~30m の長さ に 2~3 分割し、高出力バイブロハンマと国内最大級の油圧ハンマ(S-280)を使用して行った(写真-3、写真-4)。

地盤支持力は、先行施工した P4 橋脚にて衝撃載荷試験にて確認し、周面摩擦が作用した状態で急速載荷試験を行い、セットアップ率を求めた。P3 橋脚の支持力は衝撃載荷試験にて確認を行った。急速載荷試験の結果は、周面摩擦を含む全体の極限支持力として、設計値 17,756kN に対し、試験値 27,184kN と 1.6 倍程度の値が得られ、設計の前提条件を十分満足していることを確認した。

表-3 鋼管矢板諸元

	P3橋脚	P4橋脚
外周矢板	φ1200, L=49.8m, N=48本	φ1200, L=33.8m, N=48本
隔壁矢板	φ1117.6, L=49.8m, N=14本	φ1117.6, L=33.8m, N=21本



写真-3 鋼管矢板打設状況



写真-4 鋼管矢板井筒基礎打設完了全景

6.2 橋脚の施工

橋脚の構築は、基礎工と同様に仮設構台上にクローラークレーンを配置して作業を行い、鉄筋などの資機材の供給は台船や起重機船で行った。

主鉄筋には、塩害対策としてエポキシ樹脂を被覆した D51 (SD490) を使用した。RC 橋脚は、鋼桁との剛結構造であり、鉄筋定着方式を採用していることから、鋼桁下フランジに設けたφ100の孔に D51 の鉄筋を挿入する必要があった。そのため、主筋は基礎部からの配筋高さ約 20m に対し、剛結部位置での平面許容誤差 2cm と約 1/1000 の精度で鉄筋を配筋する必要があったことから、配筋用治具を用いて正確な配筋を行った。コンクリートの打設は、陸上からの材料供給が難しいことから、河川工事では珍しいコンクリートプラント船を使用した (写真-5)。



写真-5 コンクリート打設

6.3 剛結部の施工

P3, P4 橋脚の剛結部は、橋脚完成後に橋脚天端に架台を設置し、120t 吊固定式起重機船と 200 t クレーン付き台船 (スパッド付) で柱頭部の鋼桁を所定の位置に架設した。その後、鋼桁下フランジ下のφ100の孔に D51 の鉄筋 (P3 橋脚 N=256 本, P4 橋脚 N=244 本, 合計 500 本) を差し込み、柱頭部下で機械式継手を用いて橋脚の鉄筋と接続した (写真-6)。

鋼桁内のコンクリート充填は高流動コンクリートを使用した。



写真-6 柱頭部鋼桁設置完了

7. 上部工の施工

本橋施工の特徴として以下の3つが挙げられる。

① 前述の現地特性に伴う、複数架設工法の併用施工である (図-14)。

(架設工法) 大ブロック台船一括架設、大ブロック台船吊り上げ架設、200 t クラス起重機船 (FC Floating Crane) 架設、トラベラークレーン張出し架設、送出し架設

② 最大支間が中央径間で 240m (側径間 182m, 172m) と大きく、橋脚部で剛結構造となっている。

③ 施工順序は、前述現地特性と工程の観点から、橋脚柱頭部及び中央径間からの施工となる。

上記を踏まえ、以下に架設方法と精度管理について記す。

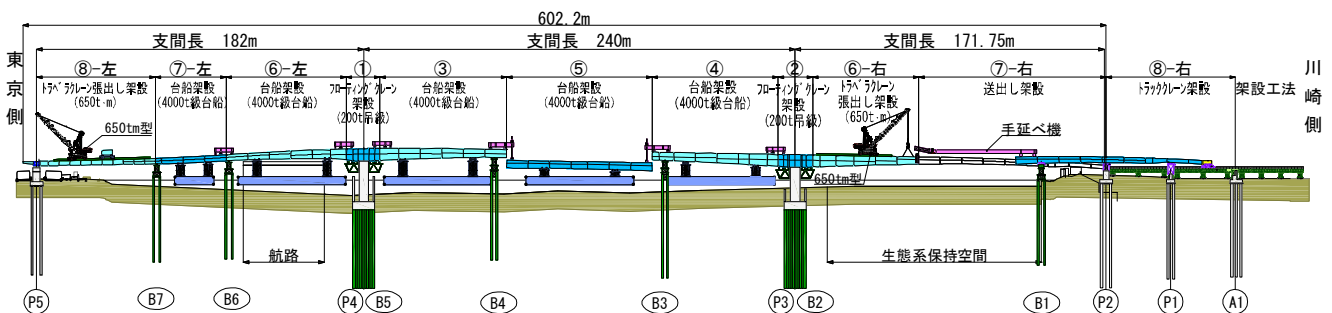


図-14 架設一般図

○番号は架設順序を示す

7.1 大ブロック地組立及び形状管理

台船架設用の大ブロックの地組立は、富津ふ頭公共岸壁にて 750 t 吊りクローラークレーンを使用して行った。地組立は、工場製作精度の再現に重点を置くとともに、現場溶接前後で 3 次元測距儀 (以後 3D-TS) を用い大ブロック出来形及び仕口形状の計測を実施し、精度を確保した (写真-7)。

7.2 台船架設

本橋の大ブロック架設は、現地特性により 3000 t 吊り級の大型起重機船による架設が困難であるため、ベントを併用した台船（一括・吊上げ）架設を採用している。架設するブロックは富津ふ頭公共岸壁で地組立し、3000t 吊の起重機船で浜出しを行った（写真-8）。



写真-7 地組状況 写真-8 富津公共岸壁浜出し状況

架設現場まで 4000t 級台船により運搬し、河川の潮位差を利用して架設する台船架設を採用した（写真-9）。台船架設は潮位と潮流の影響を大きく受けるため、架設日時の設定と予備日の確保を慎重に行った上で、台船固定のために 200 t クレーン付き台船（スパッド付）を使用し潮流対策とした。

台船架設ブロックは P3-P4 間で 3 つ、P4-P5 間で 2 つの計 5 ブロックを架設したが、内 P3-P4 間閉合部は 200 t 油圧ジャッキングホイスト 8 台を使用した吊上げ架設とした（写真-10）。

吊り上げブロックは、継手遊間が 20mm のため、仕口角度をハの字形状とし対応した。



写真-9 台船一括架設状況



写真-10 台船吊上げ架設状況

7.3 トラベラクレーン張出し架設

P4-P5 橋脚間の約 70m（東京側⑧-左）と生態系保持空間上を跨ぐ P2-P3 橋脚間の約 60m（川崎側⑥-右）はトラベラクレーンを用いた張出し架設を採用している。P5 橋脚付近は環状第 8 号線上に架設するため、夜間に交通規制を実施した上で架設を行っている（写真-11）。

P2-P3 橋脚間は、生態系保持空間の保全を考慮し、支間中央地点付近で送出し架設桁との締結を待った（写真-12）。



写真-11 環状第 8 号線上架設状況（東京側）



写真-12 張出し架設状況（川崎側）

7.4 送出し架設

P2-P3 橋脚間の約 102m（川崎側⑦-右）は送出し架設を採用し、鋼 2 径間連続鈹桁橋となる部分に送出し架設に必要な仮設構台を設置し、P1, P2 橋脚、A1 橋台部を架設桁の支点として計画した。

送出し長が長く、張出し桁に向かい架設するため、たわみの大きくなる手延べ機にたわみ処理装置（ジャッキによる角度調整機構）、到達側の桁上に SHL システム（Super Heavy Lift System 写真-13）を採用している。

本システムにより、たわみに追従して高さを油圧ジャッキで調整し、送出し時の架設桁の水平を維持しながら架設することで、降下設備の規模を縮小した（降下量は平均で0.5m）。また、長支間の送出しとなることから、送出し時の精度と安全性確保のために、横移動防止装置を配置し「送出し長・各支点反力・横ずれ量」を集中管理室にて一元管理した。

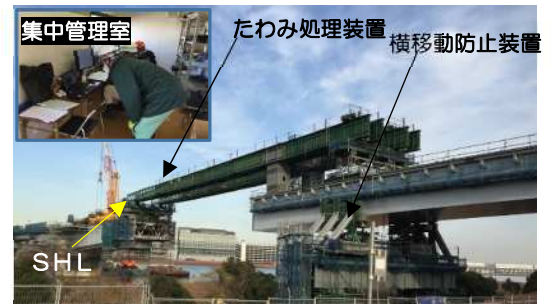


写真-13 送出し架設

7.5 精度管理

本工事の渡河部橋梁の出来形を確保するためには、製作時から架設時まで一貫した精度確保対策が重要となる。本橋では下部工施工中から鋼桁製作を進める必要があったことから、下部工施工・上部工製作・架設誤差を考慮して中央径間4箇所、側径間それぞれ2箇所ずつの調整ブロック（調整ジョイント機能を含む 図-15）を配置した。

調整ブロックの切断量及び調整ジョイントの連結ボルトピッチの決定には地組桁形状及び現地計測結果を用いた。現地での桁形状の計測は、通常的光波測距儀及びレベルに加え自動追尾型3D-TSを用いた「橋梁桁変位自動計測システム 3D-ブリッジ」を使用して架設ステップ毎に実施した。その際、P3、P4 橋脚側面部に計測やぐらを設置することで、施工に伴う振動による計測誤差を極力排除した。なお、本橋は支間長が大きい鋼床版箱桁のため、日照による桁温の変動が激しく、鋼桁の動きが大きくなり、計測時の桁温によって計測結果が左右されることから、鋼桁内に温度センサーを設置し桁温を正確に把握した。

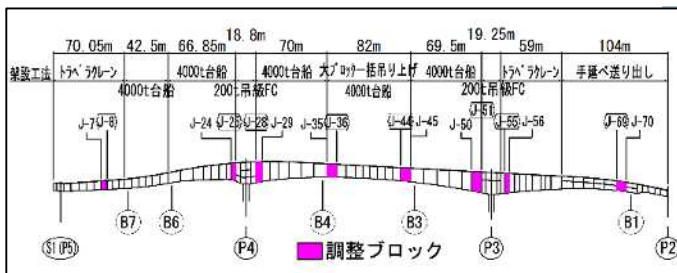


図-15 調整ブロック配置

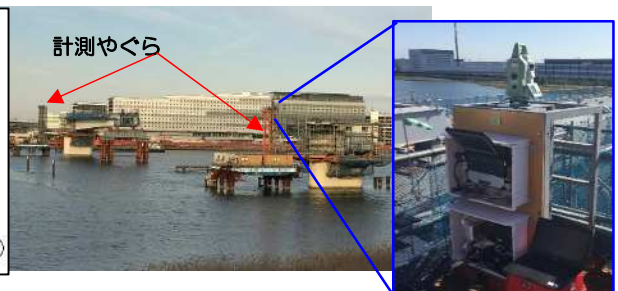


写真-14 計測設備配置

8. 景観への配慮と橋面工

8.1 景観検討会の実施

本橋は、多摩川の河口第1橋として、我が国の成長戦略拠点をつなぐ象徴的な橋となることから、詳細設計を進めるにあたり、事業者や関係機関及び景観、色彩の有識者で構成された「景観検討会」を設置し、鋼桁の色彩や歩道空間設計などの検討を行った。

本検討会にあたっては、橋梁形式選定で設定した景観の着目点を基本として、以下の検討を行った。

- ① 河川の広がりを感じる水平基調の景観と調和
- ② 自然環境との一体感を感じられる橋上の開放感
- ③ 河川空間への圧迫感の低減

8.2 鋼桁の色彩

鋼桁の色彩については、周辺の環境と調和し、先進性と落ち着きを感じさせるというコンセプトのもと、無彩色のパープルブルー系色（マンセル値5PB7.5/0.5）とした（写真-15）。



写真-15 色彩現地確認状況（塗装板、模型）

8.3 高欄

高欄形状は、広がりのある河川景観と調和し、橋の形としての水平基調との調和や橋上の解放感を表現するため、横棧形式とした。児童のよじ登りを防止するには、縦棧構造が望ましいとされる中で、横棧形式の採用にあたっては、現地実験を行い、以下の対策を講じることにより、よじ登りにくい形状とした（図-16、写真16）。

- ・トップレールは幅 220mm とし、つかみにくい楕円形状を採用
- ・支柱は歩道側に約 65° の傾斜を設けるとともに、横棧部材は支柱の外側に連続して配置
- ・高欄の高さは $H=1.2\text{m}$

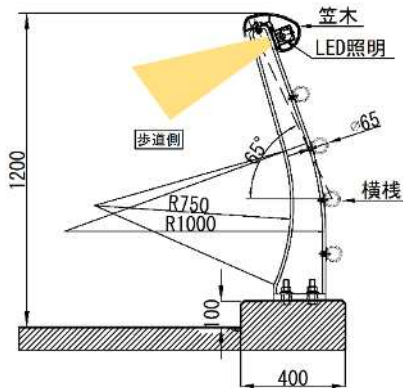


図-16 高欄構造図



写真-16 高欄設置状況

8.4 照明

照明は、河川内の生態系に影響を与えないように、川面に極力光が漏れない構造にするとともに、橋梁点検などの維持管理性への配慮から橋面に突出物を設けないように低位置照明を採用している。歩道はトップレール内蔵型とし、車道は車両衝突時を考慮して、単独の照明用横棧に配線するとともに、ドライバーの配慮として、グレア（眩しさ）対策を講じた照明計画としている（写真-17）。



写真-17 夜間の照明点灯状況

8.5 歩道空間

歩道舗装は、空や水面の色彩と調和しつつ、温かみを感じられるよう、赤味のないベージュを目指して、脱色アスファルト（補修時に再現性が高いさなげ石を使用）を採用している。また、歩行者に単調さを感じさせないため、約 30m 間隔でボーダー形状のアクセントを路面サインと小舗石で配置し、リズム感を感じられる歩行空間にするとともに、多摩川のいきもの図鑑や眺望案内など、歩いて楽しめる空間としている（写真-18）。



写真-18 歩道自転車道空間

9. 環境への配慮

9.1 環境モニタリング計画の策定と環境アドバイザー会議の設置

架橋位置は東京湾では貴重な干潟が存在し、その干潟に生息する生態系への配慮が重要な項目となっている。そこで、工事に先立ち「環境モニタリング計画」を策定し、計画に基づいた四季の環境調

査を実施して、工事による環境への影響把握を実施した。また、水環境や生態系の有識者による「河川河口の環境アドバイザー会議」を設置し、環境モニタリング調査方法や調査結果の内容について年3回の会議において指導・助言を頂きながら最大限環境に配慮して工事を進めた。

その結果、工事による環境への大きな影響を与えずに施工することができた。

9.2 干潟の保全・回復計画

川崎側の P3 橋脚の構築には干潟の一部を浚渫する必要があるので、「環境モニタリング計画」にあわせて「干潟の保全・回復計画」も策定した。保全・回復計画では、浚渫断面と生態系保持空間の間に緩衝帯を設けるとともに、仮設鋼矢板による土留めを設置することで、浚渫断面を最小限にするとともに、残存する干潟や生態系保持空間への浸食防止を図った。また、浚渫した干潟は河川内作業完了後に復元した。復元にあたって、干潟の土は底生動物の生息に適した土質組成であることから、浚渫した干潟の表土の 15cm 部分を陸上に仮置きした。陸上の仮置きは千葉港にて行い、環境アドバイザー会議の有識者の指導・助言に基づき適切に保管し、埋戻し時にその仮置き土を再利用した（写真-19）。



写真-19 干潟埋戻し完了全景

おわりに

本橋の完成にあたりましては、橋梁構造に係る検討会から最後までご指導頂いた土木研究所 西川前理事長、国土技術政策総合研究所 木村所長、景観検討会で御指導をいただいた法政大学 福井恒明教授、日本色彩研究所 赤木重文理事、河川河口の環境アドバイザー会議で御指導いただいた東邦大学 風呂田利夫名誉教授、横浜国立大学 中村由行元教授、港湾航空技術研究所 桑江 朝比呂グループ長には謝意を表します。

参考文献

- 1) 明橋克良, 永田淳, 木水隆夫, 西川孝一: コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, Vol. 8 No. 31, pp. 81-86, 2001. 9
- 2) 前田良文, 木水隆夫, 佐々木保隆, 明橋克良: 鋼 2 主桁複合ラーメン橋剛結部における設計法の提案と実挙動確認, 構造工学論文集, Vol. 48A, 1315-1326, 2002. 3