

## 巻頭言

### マネジメントに強くなれ

横浜国立大学 安心・安全の科学研究教育センター特任教員（教授）

東京大学 名誉教授

藤野 陽三



建設の時代から維持管理の時代と言われてかなりの時間が経過しているが、これまでなかなか世の中の動きがついて行ってなかったところがあった。しかし、この1、2年かなり見える動きが出てきている。昨年には首都高速道路が、今年になってネクスコ3社、阪神高速道路や本四高速がこの15年におこなうべき大規模修繕・更新の計画を発表した。その報告書には大規模修繕や更新の量が示されているだけであるが、首都高速、ネクスコ3社がそれに必要な金額としておののおの6300億円、3兆円余りという数字を示したのである。補修更新に費用がかかることは誰もがわかっていることであるが、具体的な金額が示されたのは初めてのことであり、このことの意味は非常に大きいと私は思っている。

篠子トンネルでの不幸な事故もあり、国土交通省は2013年をメインテナンス元年と称し、国交省の社会資本整備審議会が「最後の警告」として「保全に舵をとれ」との報告書をまとめ、橋などのインフラの点検の実質的な義務化を提言した。世の中の動きが大きく変りつつあると感じている方も多いであろう。

大規模修繕・更新関係の委員会に委員として取りまとめに参加したものから見れば、大規模補修や更新箇所は点検結果や年数、劣化速度などを考慮して概算的に出したものであり、細部にわたる入念な状態調査で内容が変ることは大いにありうるという感触をもっている。ネクスコでいえば3兆円という金額をいかに合理的に減らして次世代の負担を減らすかが土木界への期待であると理解すべきである。

大規模補修や更新をするとしたとき、どこまでは取り壊すか、どのような構造にするか、どのような工法にするかの判断が難しい上に、現地の交通状況などにより、工法だけでなく、設計も変ってくる可能性が大きい。かかる費用も大きく変わる。新設に比べ格段に難しく、さまざまな高度な判断が要求される。計画、設計、施工、架設、交通対策などあらゆることを総合的に考えられる力が必要になる。一つ一つは技術なのであるが、それを束ねて考える力、それがマネジメント力ではないだろうか？

話は少しそうなるが、ネクスコの3兆円の内訳を見ると、土構造物に5千億円、トンネル系に3.5千億円で、残りは橋梁で2兆円を超える。その中でRC床版が実に9割を占めるのである。橋梁の桁とか脚ではなく、床版の痛みがもっとも激しいということである。鋼床版も疲労亀裂で苦慮しているのはよく知られたことである。なぜ、床版がそれほど損傷を受けているのか？はりや柱などのように橋梁工学の主たる対象になっておらず、床版は研究的にあまり注目されてこなかったと言える。それとも関連するが、設計活荷重を大幅に超える過積載トラックが数多く日本中を走りまわり、床版を痛めつけている。いくら安全率が1.6とか1.7あるといつても、活荷重が主荷重である床版が痛むのは当然である。鉄道では、設計活荷重を上回る貨物車、列車はないといわれており、ここが大違いである。

私は若いころ、設計論を専門の一つとして信頼性設計や荷重係数設計などを研究していた。30年近く前になるが、日本道路協会で限界状態設計法委員会が立ち上がり、荷重班を担当した。宮田年耕さん（現首都高速株式会社専務）や岩崎泰彦さん（現国交省九州地方整備局長）が当時、土木研究所で橋梁計画官をしておられ、一緒に汗を書いて報告書をまとめた懐かしい思い出がある。私がまとめた報告書類の中でも力の入った労作といえるもので、今でも引用されることが多い。当時から過積載のトラックが多く、国道などで計測するとTL-20の3倍、すなわち60トンのトラックが検出された。このような実態を踏まえ、T荷重の荷重係数として3.1、すなわち60トンを超えるトラックで設計するというのを提案した（L荷重は分散効果があるので、提案した荷重係数は1.7）。もし、この案が道路橋示方書に採用されていれば、床版はもっと強度の高いものになったわけで、2兆円近い床版の修繕更新費は少なくなっていたことと思われる。実態とかけ離れた設計活荷重、特にT荷重を強引にでも変えさせるべきであったのだ。床版は痛めば取り替えればよいのだという意見が当時から橋梁界には強く、それに負けてしまった。床版を補修する、取り替えるためには交通を遮断する必要があり、幹線では社会的問題を引き起こし、工事費も新設の3倍、4倍もかかってしまう。そういう先のことを見抜けなかったのである。総合的に考える資質、マネジメント力に欠けていた我々の世代の責任だと思っている。

話を元に戻すが、インフラの維持管理・更新の問題は、これまであれば国土交通省が中心となっていろいろな施策を行うのであるが、今回は国家の問題として内閣府総合科学技術会議が取り上げたのである。同会議が進める戦略的イノベーション創造プログラム（通称SIP, Strategic Innovation Program）において次世代パワーエレクトロニクス、エネルギーキャリアや次世代構造材料などと並んで10課題のひとつに選定された。2014年度からスタートす

るが、この研究は省庁間をはじめ官学民も含めさまざまな連携を重要視し、センサー、情報技術やロボットの先端先進技術を取り入れて、インフラの点検なども含め維持管理、更新を進めようとするものである。正式な課題名称は「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」となっており、ここにもマネジメントという言葉が入っている。

私はこの課題のプログラムディレクター（PD）の役であるが、就任する前からこの課題名は決まっていたので、内閣府総合科学技術会議のどなたかが考えたのであろう。私は、「技術は世の中を変えるために欠かせないものであるが、優れた技術であっても社会のために役立っていないものも非常に多い。技術を社会に生かす、社会の中で回るようにするための方策がマネジメント技術なのだ。」ということでマネジメント技術という言葉が入ったと解釈している。

ニューヨーク市での体験、工夫、苦労をベースに「橋梁マネジメント」を著したB. ヤネフ博士によれば、工学・技術とマネジメントにはさまざまな違いがあるが、大きな違いは前者が「学」であり、積み上げ、ボトムアップであるのに対し、マネジメントは判断、決断が重視されるトップダウンにあると書いてある。工学・技術が「こつこつと」ならば、マネジメントは「えいや」とも言えるであろうか？

私の担当するSIPは「innovation」という名の入ったプロジェクトである。イノベーションとは、“物事の「新結合」「新機軸」「新しい切り口」「新しい捉え方」「新しい活用法」（を創造する行為）のこと。一般には新しい技術の発明と誤解されているが、それだけでなく「新しいアイデアから社会的意義のある新たな価値を創造し、社会的に大きな変化をもたらす自発的な人・組織・社会の幅広い変革を意味する。つまり、今までのモノ・仕組みなどに対して全く新しい技術や考え方を取り入れて新たな価値を生み出して社会的に大きな変化を起こすことを指す。」と記載がある（Wikipedia）。建設技術だけでなく、ICRT（Information, Communication, Robotics Technology）と呼ばれる先端先進技術をうまく取り入れてインフラの維持管理・更新などの運営がうまく回るようにすることであり、ここでも問われているのもマネジメントであり、PDとしての私の責任は重い。

橋梁はインフラの雄であり、極めて幅の広い技術から構成されており、マネジメントが必要な面が強い。皆さんとともに、その研鑽に努力したい。

# 技術の継承のために、今、なすべきこと -伊勢神宮遷御や、隅田川の橋梁計画に学ぶ-

代表取締役社長 青田 重利



平成25年10月2日、伊勢神宮で御神体を神殿にお遷しする「遷御の儀」が行われた。社殿だけではなく、衣服、装飾品、刀、弓、楽器など全て新調され、その数は実に約700種、約1500点にも及ぶといわれており、総勢25万人もの職人の技がこれを支えてきた。遷宮が20年に一度なのは、20年に一度であれば、次の世代に技術の継承が可能と考えた先人の知恵である。

明石海峡大橋が開通してから16年が経過し、着手から数えると25年以上も経過している。この事実は、当時の中心的技術者として活躍した技術陣が、会社にも、発注者にも皆無ということでもある。我々は伊勢神宮の遷宮から「橋」の技術者の育成、橋梁技術・技能の継承のために学ぶものはないだろうか。

戦後、我が国は、革新的ともいえる技術開発で多くの鋼橋を架橋してきた。200mスパンの西海橋は戦後10年が経った1955年、300mを超えたのは戦後17年の1962年、若戸大橋であり、日本の長大吊橋の歴史の始まりであった。残念ながら我が社はアプローチ部にしか参画できなかったが、以降、我が社はやがて来る長大橋時代に備えて、実験的意味合いをもつ下記の橋梁建設に携わり、全社を上げて橋梁技術の開発、研鑽に努めた。

1966年 金谷橋（日本初の平行線ケーブル使用、AS工法）

1967年 箱ヶ瀬橋（架設ヒンジの開発、AS工法）

1970年 上吉野川橋（AS工法とPS工法）（宮地・新日鉄他）

構造解析、溶接技術、架設工法などに関して飛躍的に進歩した橋梁技術が、箱ヶ瀬橋、上吉野川橋と培われ、これらの経験を踏まえ我が国の本格的長大橋である「関門橋（1973年完成）」を補剛桁工事の

JV代表（宮地・横河・三菱JV）として手掛けるに至った。その過程では当社の多くの先人達が業界の指導的立場で取組んでいた。そして大鳴門橋と続き、吊橋で1991mの明石海峡大橋、斜張橋で890mの多々羅大橋を生んだのである。我々はそこで培った橋梁技術をどのようにして次世代に繋いでいくのであろうか。

小泉政権誕生後は公共事業が長期的な国土計画の枠組みの中で議論されることがなくなり、更に民主党政権時代には公共事業が単年度で1.4兆円削減されるなど道路インフラに対する風圧は強烈を極めた。その結果、ミッシングリンク（未施工区間）の解消は実質不可能となり、技術・技能の継承、開発に必要なプロジェクトが凍結された。即ち、本四架橋で培われた先駆的橋梁技術・技能が実際に生かされることなく、工事記録誌に残っているだけの現状を生んでいる。更に、現在の機能重視、コスト重視の○△×方式での構造選定では、本四架橋で培われた先駆的橋梁技術・技能の継承は不可能であると危惧する。また現在、保全の重要性がいわれているが、「保全」だけでは先人が培ってきた橋梁技術・技能の継承は難しく、魅力的業界となりうる事もなく、近年の課題でもある若手技術者の橋梁業界へのインパクトにもなり得ないのではないだろうか。

橋梁技術の進歩は、他の技術同様に、経済の進歩とともに進化してきたことは明らかであるが、経済的に豊かでなくとも、コスト重視の経済比較だけでなく、架橋地点の住民の意向など多面的な要素で議論され、構造形式を決定してきた歴史もある。そこには橋梁技術の継承、開発に貢献しているコンセプトを見出すことができる。

例えば、隅田川に架かる多くの橋梁は関東大震災といった経済が逼迫していたであろう時期に架橋されたが、其々個性のある構造形式である、勝鬨橋から

千住大橋までの16橋の橋梁は、機能、コストだけでなく地域にふさわしい構造形式で架け替えられている。時代は少し異なるが、当社施工の「桜橋」も墨田区と江東区との連携をコンセプトに、両区民が互いに手を繋ぐイメージの構造形式となっている。技術的には、河川上での曲線箱桁の大ブロック全断面現場溶接の採用は当時では画期的な架設工法であり、製作においても高度な精度が要求された工法であった。結果として、製作、架設技術の開発と継承に役立った。勿論コスト的には合わない構造形式であった。

国総研資料より、もう少し隅田川橋群の歴史を紐解き、そこから我々は技術開発、技術者の養成・継承の為に学ぶべきことがないか考えてみよう。

隅田川には「千住大橋（1594年）」以外、軍事上の理由から架橋が避けられてきたが、1657年の「明暦の大火」以降、防災（生命）の観点から次々と架橋されてきた。それらの多くの橋梁は関東大震災で甚大な被害を受け、これ以降、耐震性、耐火性の高い橋梁を目指して帝都復興事業が始まったといわれている。復興事業として「復興の精神を市民に表明する」という明確な方針の下、具体的なコンセプトを持った構造形式が決定されてきたという。即ち、架橋された橋梁は、「機能性」「公共性」「耐震性」「耐火性」だけでなく、更に「風景としての美」「力学的な美」「機能的な美」等が考慮され、更に、橋台・橋脚のデザイン、親柱・高蘭に至るまで、具体的なコンセプトを持って構造形式が決定された結果、都民が誇れる橋梁として今に至っている。其々異なる構造形式でありながら、其々の持ち味を生かした存在感は圧倒的であり、かつ周辺の環境に溶け込んでいる。それは上述したように構造形式の決定の為のコンセプトが明確に提示されてきたからであり、予算の点からでも明確である。115橋の復興局橋梁予算の38%が6橋に、更にその半分が永代橋と清洲橋につぎ込まれたという。多くの若手技術者が外国に学び、日本の橋梁技術の飛躍的発展に貢献したといわれている。

そして今、重要なことは、ミッシングリンク（未施工区間）の解消が長期的な国土計画の枠組みの中

で議論され、技術・技能の開発と継承の視点から構造形式などが議論され、決定されることが望ましいということである。特にその議論には専門の技術者（産・官・学）以外の幅広い関係者（民、地元の人々、専門外の学識経験者、他）も関わった形での議論を踏まえた構造形式の決定が望まれる。そこには、多くの隅田川橋梁の架橋で学んだ「技術の開発、継承」の視点と、実用性だけではない「風景としての美」「力学的な美」「機能的な美」等のコンセプト重視の議論で生まれる橋梁（プロジェクト）もあることが大切である。この中で技術・技能がしっかりと継承され、世界的な橋梁技術の維持・開発をきちんと担保できるようなプロジェクトが出てくることを期待するのは時代錯誤であろうか。

予算がないから大プロジェクトは海外でやればいい、という声もある。アメリカで建設中の世界一の自定式吊橋「オークランドベイブリッジ」では、主要部材にメイドインUSAはゼロ。韓国、中国、日本（サドル、日本製鋼）等、世界中から価格と品質で最適なものを調達して、アメリカはマネジメントだけである。過去においても繊維、自動車、飛行機、今後は宇宙も確実にグローバル化し国際分業化が進んでいくであろうが、こういうグローバル化になっていくと、空洞化、ファブレスになり、橋梁の製作技術・技能、架設技術が消えてしまう危惧を持つのである。それでは日本に約70万橋ある橋梁の安心・安全が守れるか危惧するのは考えすぎであろうか。しかし、保全というものは、橋を作る・架けるの延長線上にあることを考えると、ミッシングリンク（未施工区間）の解消の中で、部分的でもよいから、橋梁技術の維持・開発をきちんと担保できるようなプロジェクトを創出し、そのプロジェクトに多くのファブリケーターが参画することで「技術の開発、技術と技能の継承」が担保されることを期待する。まさに「伊勢神宮の遷宮」に学び、20年のスパンでプロジェクトが創出されるためにも、道路インフラが国民にとって生命と財産を守るために必要であること、さらに経済の活性化のために必要であることを広く社会に、国民に理解を求めることが、今、我々橋梁に関わる関係者には求められている。

# 伊良部大橋における鋼桁大ブロックの海上輸送の報告

## Long-distance ocean shipping of steel box girder for Irabu Bridge



矢ヶ部 彰<sup>\*1</sup>  
Akira YAKABE



下里 哲弘<sup>\*2</sup>  
Tetsuhiro SHIMOZATO



田井政行<sup>\*3</sup>  
Masayuki TAI

### 要 旨

伊良部大橋では、外洋を航海する前例の無い長距離の鋼桁大ブロックの海上輸送を無事に完了している。本橋では、大ブロックの海上輸送による鋼桁の損傷を防止するため、品質管理方針を策定し、それに基づく「大ブロックの海上輸送の輸送限界条件」と品質管理項目を設定し管理を実施した。本稿では、動揺解析を用いた輸送限界条件の設定、たわみ量の変化と塗装割れおよび疲労に配慮した波浪応力頻度による品質管理について報告する。

キーワード：大ブロック、海上輸送、品質管理、動揺解析、疲労損傷

### 1. はじめに

伊良部大橋主航路部橋梁は、沖縄県宮古島と伊良部島を結ぶ伊良部大橋の主航路に架橋する、全長：420mの3径間連続鋼床版箱桁橋である（図-1）。

架橋位置は亜熱帯地域の高温多湿に加え、台風常襲地域の海上であるため、日本一厳しい塩害環境と風環境が想定された。これらの環境下で供用期間100年を目指すために、本橋は次の特徴を有している。

- ①扁平箱桁構造を採用して耐風性を向上させた。
- ②防食下地をアルミ・マグネシウム合金溶射とし、そ

の上からフッ素樹脂塗装を施工した。

- ③全断面溶接構造を採用して表面に凹凸のない構造を実現し、防錆性能の向上を図った。
- ④架設中の塩分影響を最小限とするために、工場で架設ブロックの地組み立てを行った。
- ⑤架設ブロックの大きさは、長さ140m、幅16m、重量1600tであり、宮古島まで最長2000kmの海上輸送を実施し、起重機船で一括架設を行った。

ここでは、弊社が施工を担当したNo.2ブロックの事例を用いて、伊良部大橋大ブロックの海上輸送を報告する。

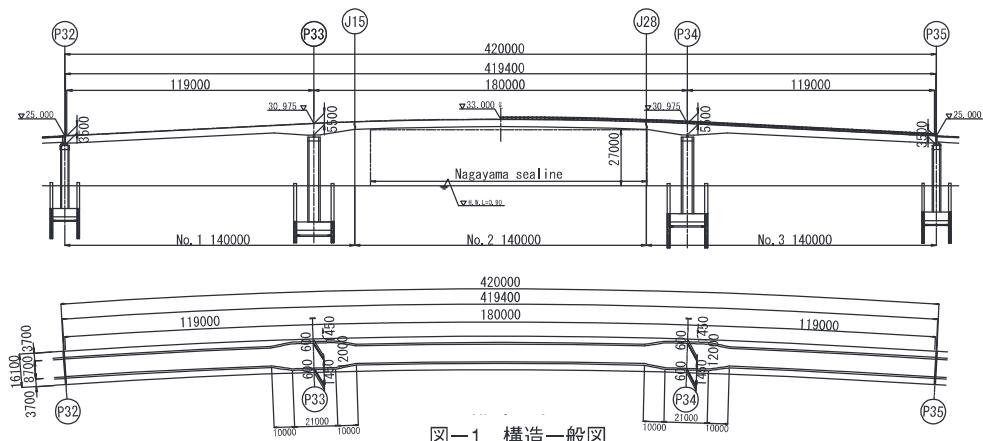


図-1 構造一般図

\*<sup>1</sup>橋梁事業本部 技術本部技術部 部長代理

\*<sup>2</sup>琉球大学 工学部環境建設工学科 准教授

\*<sup>3</sup>木更津工業高等専門学校 環境都市工学科 助教

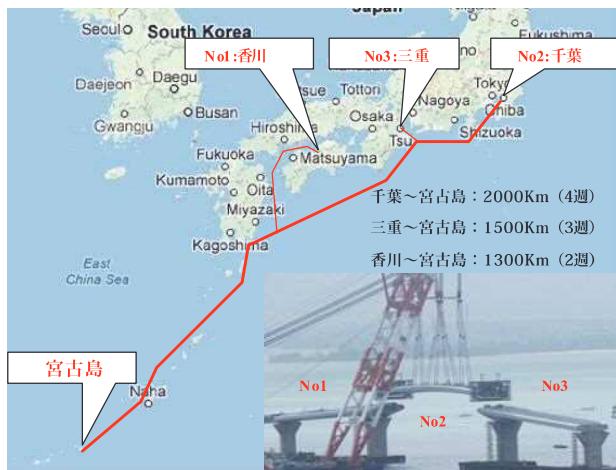


図-2 輸送経路図



写真-1 No2ブロック台船輸送状況

## 2. No.2大ブロックの海上輸送の概況

大ブロックの搭載一般図を図-3に、海上輸送に使用した台船の艤装状況を写真-2に、千葉県で実施した起重機船による大ブロックの積み込み状況を写真-3に示す。

台船上に前後方向と左右方向の移動を拘束するストッパーを設置して、輸送ブロックに作用する台船の動搖による加速度に対応した。なお、設計加速度は、海事検定値（通過海域の気象状況を踏まえて算出）とした。



写真-2 輸送台船艤装状況

No.2大ブロックの海上輸送概況を図-4に示す。曳航は主曳船が行い、入港等の補助が必要な際には補助曳船を加えた2隻で曳航を行った。航海状況は曳船より定期報告を受けると共に、動画撮影を1日1時間程度行って曳航状況を記録した。

更に、千葉県から宮古島への途中、鹿児島県の志布志港と沖縄県の那覇港に入港し、大ブロックに損傷等の問題がないことを確認したうえで、約1ヶ月間に及んだ曳航距離2000kmの海上輸送を完了した。



写真-3 大ブロックの積み込み状況

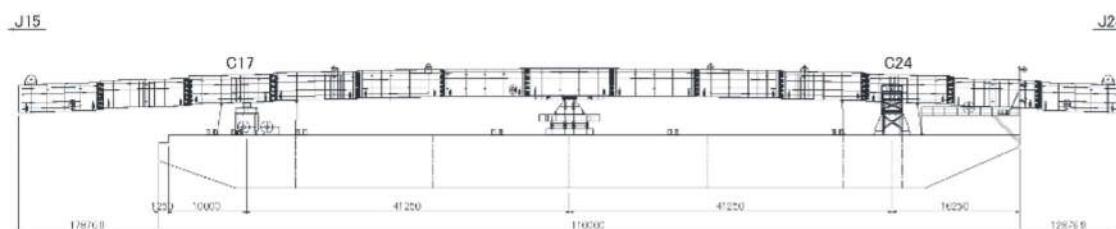


図-3 大ブロック搭載一般図



### 3. 大ブロック海上輸送品質管理

#### (1) 基本方針

東京ゲートブリッジにおいて、海上運搬中の波浪が原因と想定される部分的な損傷が発見され同部を再製作する事態に至った。

同損傷に関する技術検討委員会の発表では、「損傷原因としては、海上輸送中の波浪に伴う台船の動揺による振動、または海上輸送中の波浪による衝撃、もしくはその両者の合成が想定されるが、さらなる検証が必要である」とされている。

伊良部大橋主航路部では、同様の事態の発生を防止するため、東京ゲートブリッジでの損傷事例および同橋の技術検討委員会の発表を参考にして、大ブロック海上輸送の基本方針を次のように設定した。

- ①波浪による衝撃が原因で輸送ブロックに損傷が生じることを回避する。
- ②台船の動揺（ピッティング・ローリング）により輸送ブロックに生じる応力の疲労蓄積を最小限とする。
- ③海上輸送の前後で、損傷の有無を確認する。
- ④損傷の有無の確認は品質管理と疲労損傷に関する知識を有する技術者が実施する。
- ⑤品質管理計画は、海上輸送と疲労損傷に関する知識を有する技術者が策定する。

#### (2) 品質管理計画

基本方針に基づいて、海上輸送の品質管理計画を次のように策定した。

- 1) 海上輸送の限界条件を、輸送ブロックと波浪が接触しない条件（以降：輸送限界条件）とし、海上輸送の品質管理項目とする。  
輸送限界条件は、輸送台船の動揺解析（図-5）結果を踏まえて、「有義波高：2.5m以下で海上輸送を実施する」とする。

$$Z_o + Z(t) < h(t) \rightarrow Z_o < h(t) - Z(t)$$

となれば、接触が発生すると考える。

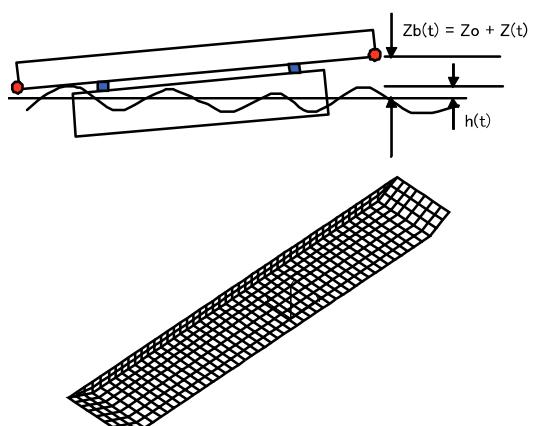


図-5 動揺解析のイメージ

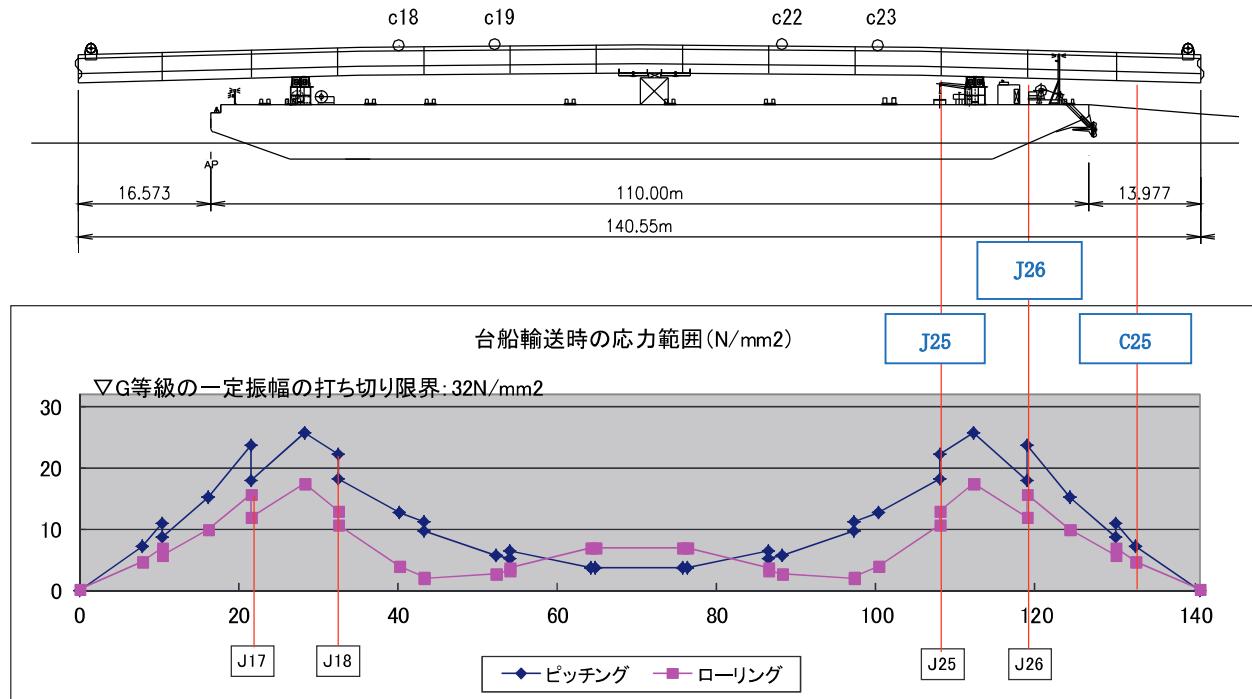


図-6 輸送中の繰り返し応力範囲

- 2) 海上輸送の可否判断は、通過海域の波高や風速の気象予報に基づいて行う。また、輸送限界条件の履行確認は、曳船からの通過海域の気象状況に関する定時報告と、次の公開情報を基に行う。
- ①気象庁発表をはじめとした、風速や波浪に関する各種の公開気象データ
  - ②リアルタイム・ナウファス（全国港湾海洋波浪情報網：NOWPHAS : Nationwide Ocean Wave information network for Ports and Harbours）の計測結果
- 3) 波浪による動揺で、輸送ブロックには加速度が作用し、これにより繰り返し応力が生じる。一方、鋼材の疲労強度は、応力範囲とその繰り返し回数に左右されるが、波浪は気象状況に左右されるため、繰り返し回数の想定は不可能である。このため、波浪によって生じる応力が一定振幅の打ち切り限界を超過しない輸送条件（支点条件）を求め、輸送荷姿に反映する（図-6）。
- 4) 輸送の前後で、①輸送ブロックのたわみ量、②疲労亀裂の発生に伴う塗膜割れの有無（図-7）、③

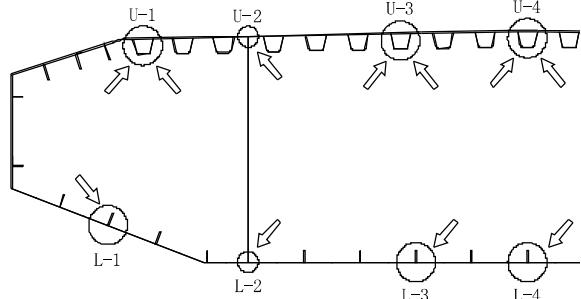


図-7 塗装割れの確認部位

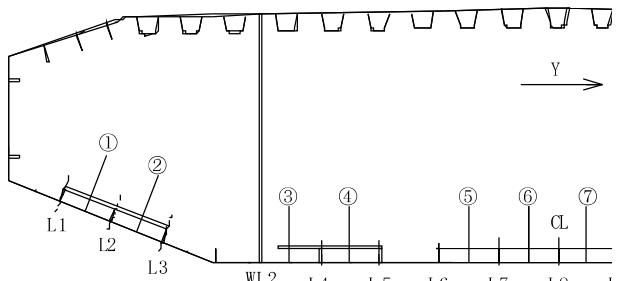


図-8 局部座屈による残留変異の確認部位

局部座屈が懸念される部位の残留変形の有無（図-8）を確認する。

- 5) 波浪応力の頻度計測（写真-4、図-9）を実施して、1) で設定した「有義波高：2.5m以下で海上

輸送を実施する」の妥当性を検証する。

計測海域は、弊社千葉工場から平良港の航海中、島影がなく比較的海象条件が厳しいと考えられる「沖縄本島の那覇港から宮古島の平良港までの間（計測時間：約24時間）」を選定した。

橋軸方向応力の計測位置は、応力範囲が最も大きく、波浪の接触も懸念されるJ25・J26（図-6）の「腹板継ぎ手のスカーラップ（図-9）」近傍とした。橋軸直角方向応力の計測は、波浪の接触が懸念されるC25付近の下フランジとした（図-6）。なお、計測は一軸の動ひずみ計で実施し、レインフロー法とピークバレー法によりひずみの頻度を記録した。また、安全性の余裕度を確保するためには、頻度計測は温度変化の影響を加味して実施した。

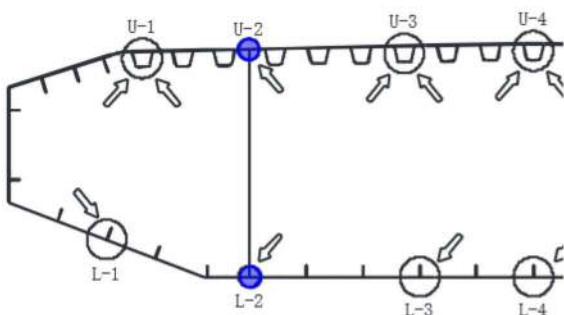


図-9 ひずみゲージ設置位置



写真-4 ひずみゲージ設置状況

#### 4. 大ブロック海上輸送の品質管理結果

##### (1) 大ブロック海上輸送計画の履行状況

海上輸送中における輸送限界条件「有義波高：2.5m以下で海上輸送を実施」の履行状況を図-10、11、12に示す。

通過海域の気象予報に基づいて可否判断を行うことで、あらかじめ設定した輸送限界条件を満足することができた。また、曳船の定時報告と、各種気象データおよびナウファスの計測結果は、良く整合していることを確認した。

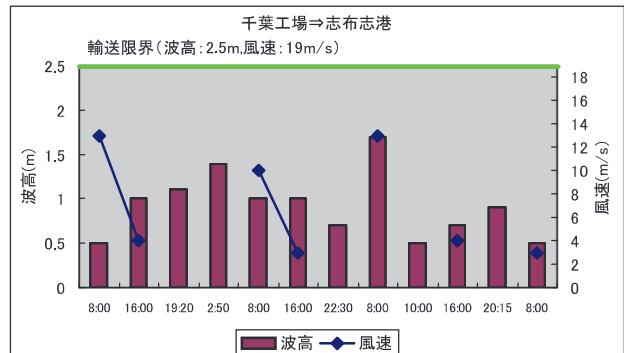


図-10 千葉工場⇒志布志港

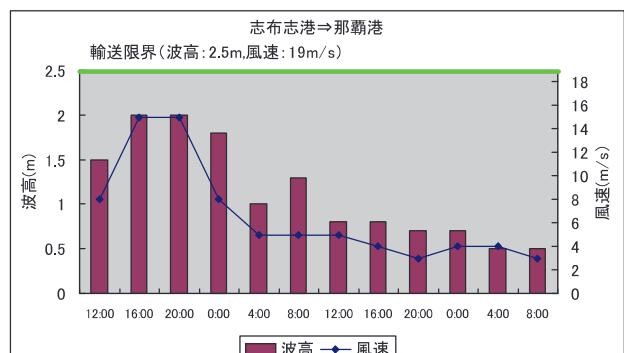


図-11 志布志港⇒那覇港

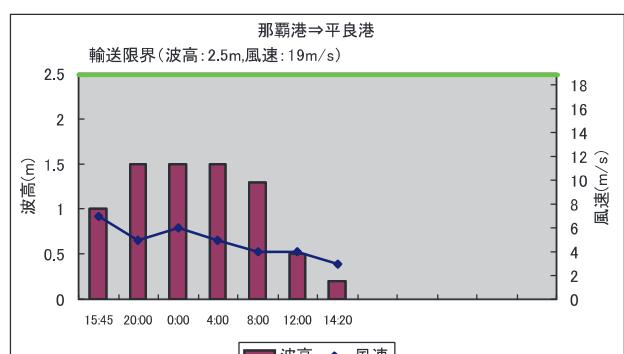


図-12 那覇港⇒宮古島（平良港）

##### (2) 海上輸送中の応力測定結果

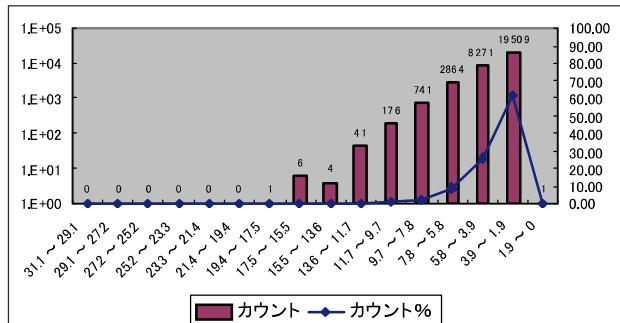
那覇港～宮古島の応力計測結果を表-1に、波浪応力の頻度の代表例としてJ25下フランジR側の計測結果を図-13に示す。なお、計測中の波高は概ね1.5mと推定される。

輸送ブロックには交番応力が生じ、橋軸方向応力の99.97%が変動振幅応力の打ち切り限界（G等級：15Mpa）以下で、残りの十数回は18Mpa以下の応力範囲であることを確認した。また、発生頻度は少ないが、橋軸直角方向応力の発生を確認した。（橋軸方向の約20%程度の大きさ）

なお、異なる計測点のうち、概ね半数が同時刻に最大最小応力値を記録していることから、この時間帯に最大の加速度が生じる何らかの事象が発生したと推定される。

表一 計測ポイントの最大最小値

	測定位置	最大値 ( $\times 10^{-6}$ )	最大値 (MPa)	最小値 ( $\times 10^{-6}$ )	最小値 (MPa)	最大値 発生時刻	最小値 発生時刻
橋軸直角 方向	C25-UL	5	1.0	-15	-3.1	2012/4/12 15:06:00	2012/4/12 9:20:00
	C25-LL	8	1.6	-8	-1.6	2012/4/11 16:24:00	2012/4/12 12:51:00
	C25-UC	2	0.5	-15	-3.0	2012/4/12 9:57:00	2012/4/12 12:25:00
	C25-LC	4	0.7	-14	-2.7	2012/4/11 16:24:00	2012/4/12 12:48:00
デッキ プレート	J26-UR	68	13.5	-31	-6.3	2012/4/12 12:33:00	2012/4/11 16:24:00
	J26-UL	79	15.8	-50	-10.1	2012/4/12 11:49:00	2012/4/11 16:24:00
	J25-UR	67	13.4	-41	-8.1	2012/4/12 12:35:00	2012/4/11 16:24:00
	J25-UL	90	18.1	-53	-10.5	2012/4/12 11:48:00	2012/4/11 16:24:00
下フランジ	J26-LR	45	9.0	-35	-7.0	2012/4/11 16:24:00	2012/4/12 11:07:00
	J26-LL	41	8.3	-44	-8.8	2012/4/11 16:48:00	2012/4/12 13:24:00
	J25-LR	44	8.8	-45	-9.0	2012/4/11 16:24:00	2012/4/11 16:24:00
	J25-LL	46	9.1	-40	-7.9	2012/4/11 16:24:00	2012/4/11 22:47:00



図一三 J25下フランジR側の応力範囲の頻度計測結果

### (3) 損傷確認

#### ①輸送ブロックのたわみ量

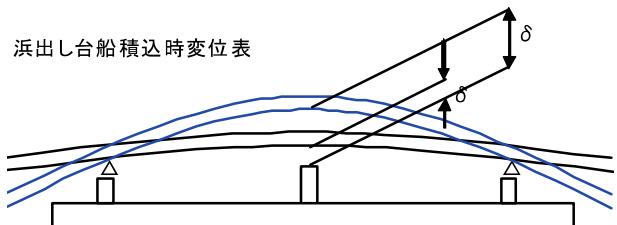
輸送ブロックのたわみ計測結果を図一四に示す。

千葉県での輸送ブロック搭載時と宮古島での陸揚げ時の計測結果は良く一致し、構造解析値とも良く一致している。

これより、海上輸送の前後で輸送ブロックの全体剛性に変化が生じていないことを確認した。また、台船の動揺に伴う加速度の大きさは、輸送ブロック

が弾性範囲内の変形に収まる（残留変位は生じない）程度であったと考察された。

千葉 計測値：130mm 宮古島 計測値：129mm  
解析値：129mm 解析値：129mm



図一四 輸送ブロックのたわみ量の計測結果

#### ②疲労損傷に起因する塗膜割れの有無と局部座屈の計測結果

海上輸送を実施する前の千葉において、また海上輸送を完了した宮古島において、輸送ブロックで疲労損傷が懸念される部位の塗膜割れの有無（写真一五）と、局部座屈が懸念される部位の鋼板の歪計測（写真一六）を実施し、変状がないことを確認した。



写真一五 塗膜割れの確認状況



写真一六 残留変位の確認状況

#### (4) 大ブロック海上輸送の品質管理結果のまとめ

品質管理計画として、①輸送限界条件の履行、②一定振幅の打ち切り限界超える波浪応力を発生させない輸送荷姿を採用、③海上輸送前後の損傷確認（輸送ブロックのたわみ量、塗膜割れの有無、残留変形の有無）を策定し、千葉から宮古島までの2000kmの大ブロック海上輸送を無事に完了した。

また、輸送限界条件として設定した「有義波高：2.5m以下で海上輸送を実施」は、輸送ブロックに有害な影響を及ぼさない妥当な輸送条件であったと評価する。

## 5. おわりに

東京ゲートブリッジの損傷事例を踏まえて設定した、伊良部大橋の大ブロック海上輸送の品質管理方針に基づき「大ブロック海上輸送の輸送限界条件」を設定し、品質管理項目を策定してこれを実施した。

これにより、これまでに例のない外洋を航海する長距離の鋼桁海上輸送を、無事に完了することができたと評価する。今後の同様の事例の参考となれば幸いである。

最後に、大ブロック海上輸送を実施するにあたって、ご指導、ご協力、ならびにご助言を頂いた、伊良部大橋設計施工委員会、沖縄県宮古土木事務所殿をはじめとした関係各位に厚く御礼を申し上げて、本稿を閉じることとする。

## <参考文献>

- 1) 国土交通省 関東地方整備局東京港湾事務所：記者発表資料 東京港臨海大橋（仮称）の損傷について（技術検討結果）中央径間トラス桁先端部：若洲側, 2010.8.
- 2) 合田良實：わかり易い土木講座17 二訂版 海岸・港湾，彰国社，1998.9.

2014.4.23 受付

## グラビア写真説明

### 竜の口橋りょう

仙台地下鉄東西線 竜の口橋りょうは、仙台市の八木山にある動物公園駅を起点とし、仙台駅を経由し荒井駅までの約13.9kmの東西を結ぶ路線のうち、竜の口渓谷に架設された、日本で3例目の鉄道・道路の併用ダブルデッキトラス橋である。現地施工では、環境保護区となっている急峻な渓谷を有する竜の口渓谷に、国内最大級の断面となる超重量級のトラス橋をトラベラクレーン張出し架設工法で施工した前例のない工事であった。施工中においては、東北地方太平洋沖地震が発生し、その後も余震が続く中、架設における安全対策に細心の注意を払い、様々な耐震対策を行ったうえで施工した難工事であった。  
(古谷 賢生)

### 裏高尾橋

裏高尾橋は圏央道のうち、高尾山トンネル坑口部から中央道跨道部間に架る橋梁です。形式は4径間連続PC・鋼混合ラーメン橋で、P2～P3間の接合部でPC橋と鋼桁とが接合されています。架設は地上の中央道と上空2本の既設のランプ桁との間に桁を架設するとしても難易度の高い工事となりました。上下線・ランプ合計4回の架設時に中央道の通行止めを行い、上空のランプはいずれも迂回路として供用した状態で架設が行われました。  
(熱海 晋)

### 当別川橋

本橋は、千歳市を起点とし小樽市に至る地域高規格道路である道央圏連絡道路当別バイパスの当別川に架かる、最大スパン134m、桁高が3.4m～6.8mに変化する変断面の形状を有する長大橋です。平成15年に暫定2車線にて供用し今回4車線化のセパレート橋として完成しました。  
(斎木 敦)

# 新幹線上の送出し・回転横取り —六番町Bo架設工事報告—

## Launching Erection and Revolving Slide Erection Methods above Shinkansen Tracks – Report on the Erection of Rokubancho Bo –



藤本 貴介<sup>\*1</sup>  
Takayuki FUJIMOTO



赤祖父 秀樹<sup>\*2</sup>  
Hideki AKASOFU



麓 貴行<sup>\*3</sup>  
Takayuki FUMOTO

### 要旨

六番町Boは、名古屋高速4号線のうち、国道1号と市道江川線の交差点上を斜めに横断する東海道新幹線のローゼ橋（第2六番町架道橋）上を跨ぐ跨線橋の架設工事である。本稿では、新幹線及び主要道路上の架設工事に関する施工について報告する。

キーワード：新幹線、送出し、回転横取り

### 1. はじめに

六番町Boは、名古屋高速4号東海線（延長12km）のうち、国道1号と市道江川線が交差する名古屋市熱田区六



図-1 位置図

番一丁目交差点上を東海道新幹線のローゼ橋（第二六番町架道橋）が斜めに横断し、その上空に跨線橋を架設する工事であった（図-1）。

本工事は、東海道新幹線と主要道路が交差する交通の要所であり、施工ヤードとなる市道江川線の地下には、地下鉄名港線が通っており、施工条件が限られた場所での工事であった。

本稿では、東海道新幹線及び国道1号という主要交通上の架設工事に関する施工について報告する。

### 2. 工事概要

工事名：新幹線336K670付近六番町Bo新設

場 所：名古屋市熱田区六番一丁目

工 期：平成21年11月13日～平成25年11月20日

元請者：清水建設・ジェイアール東海建設共同企業体

（発注者：東海旅客鉄道株式会社 建設工事部）

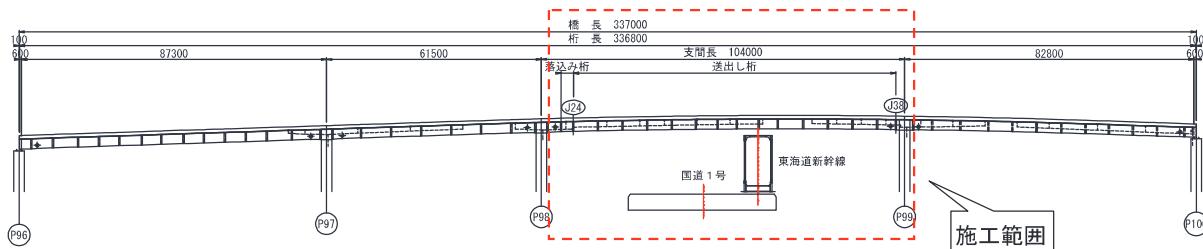


図-2 上部工一般図

\*<sup>1</sup>建設事業本部 関西事業部工事・計画部工事・工務グループ

\*<sup>2</sup>建設事業本部 関西事業部関西営業部 専門部長

\*<sup>3</sup>建設事業本部 関西事業部工事・計画部計画グループ主任

形 式：4径間連続立体ラーメン鋼床版箱桁

橋 長：337.0m (P96～P100径間)

施工範囲 104m (P98～P99径間)

幅 員：20.758m～19.450m

鋼 重：965.177t (P98～P99径間)

### 3. 施工方法

#### (1) 工法の概要

桁架設位置が国道1号という主要道路上で自動車交通量も極めて多く、交差点内にペントを設置してのクレーン架設が不可能なため、送出し工法を採用した。施工区間が曲線区間であり、発進側の主桁地組ヤードが既設の主桁上に限定され、到達側ペントの設置箇所も限られていたため、送出し後所定の位置に桁を収めるには、回転横取りを行う必要があった。

架設条件として、送出し・降下・回転などの桁移動時には国道1号、市道江川線の通行止めが義務付けられた(図-3)。

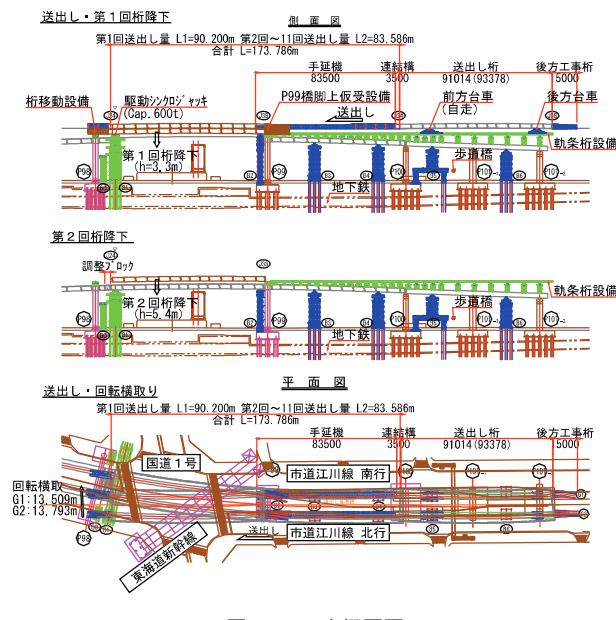


図-3 工事概要

#### (2) 送出し

送出し前（主桁地組）～送出し終了までの間、送出し時および地震による水平力に対して安全な設備が必要となる。安全設備として、ラッシング用の金具が取り付けられるように桁製作時に主桁下フランジに短冊型金具を設置した(図-4)。

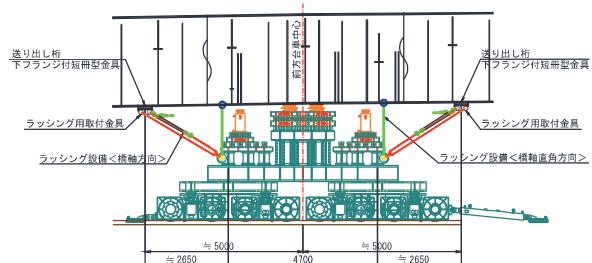


図-4 台車ラッシング設備

第1回送出しは、送出し長 $L=90.2\text{m}$ を3時間35分間で「送出し総合管理システム」を使用して行った。非常事態に備え送出し中止基準を作成し、桁移動をリアルタイムにモニター表示し、送出し時間を管理した(写真-1, 2, 図-5)。



写真-1 第1回主桁送出し状況

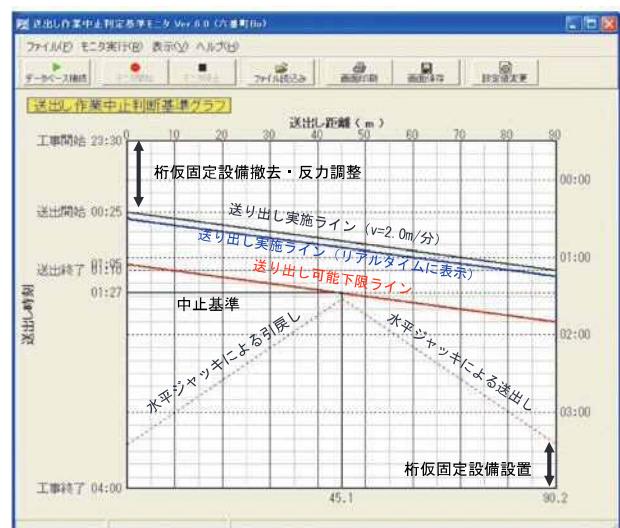


図-5 送出し作業中止判断基準グラフ



写真-2 第1回送出し完了

一般的に、手延べ機先端到達後は台車に取り付けた水平ジャッキで軌条から反力を取りながら送出しを行うが、水平ジャッキのストロークが1.7mであり、盛替えが必要となる。第2回以降の10m/1夜間の送出しには、1.7m/回×6回の通行止めが必要となる。通行止めを1回とするため盛替えなしの自走台車を使用することとした。

しかし、第2回送出し以降、徐々に自走台車反力が減少するため、台車車輪と軌条の摩擦力不足により台車が空転し、必要な駆動力を得ることが出来なくなる。対策として、到達側に駆動力を備えたシンクロジャッキを設置し、自走台車と同調させることにより、所定の駆動力を確保することにした（写真-3）。



写真-3 駆動シンクロジャッキ

駆動シンクロジャッキと自走台車の速度の同調を確認するため、事前にJR東海職員立会による公開実験を行った。実験の目的を下記に示す。

- ①駆動シンクロジャッキが負圧（圧力が0の状態）になると回転が停止する。負圧が発生する要因とし

て、駆動シンクロジャッキの送出し速度が自走台車より遅い状態で発生する。今回の実験では、自走台車の送出し速度V=2.0（m/分）を水平ジャッキでH形鋼を移動させることにより発生させ、駆動シンクロジャッキが同調することを確認した（図-6）。



図-6 駆動シンクロジャッキ同調実験

②両送出し設備の同調には、駆動シンクロのクローラープレート上で桁が滑ることを防止しなければならない。桁反力が小さい状態で駆動力を大きくした場合、滑りが発生することが懸念される。送出しステップ4まではポンプ吐出口にストップ弁を設置して最大駆動圧力の1/2程度の吐出圧力に設定し、ステップ5からはストップ弁を閉じポンプ本体のリリーフ弁の設定圧力で実験を行った（図-7）。

送出しステップ	B1ペント	前方台車	後方台車	台車合計
2	174	1001	352	1353
3	234	1035	245	1280
4	283	1095	115	1210
5	350	1109		1109
6	466	972		972
7	553	839		839
8	625	712		712
9	666	640		640
10	729	577		577
11	765	540		540

図-7 ステップ桁反力

それぞれの試験結果を下記に示す（図一8）。

### 【同調試験】

- ・駆動シンクロジャッキと水平シリンダーが同調すること。
- ・水平ジャッキの速度 V=2.0(m/min)
- ・駆動シンクロジャッキの速度 V=2.0(m/min)以上
- ・ポンプ吐出量（モーター用） Q=27(L/min)～28(L/min)

試験1 ・・・ 外部リリーフ弁を作動させた場合（設定圧力=11.2MPa）

積載荷重 (TON)	同調の可否	備考
43（第2回送り出し）	可	174／4
70（第4回送り出し）	可	283／4

試験2 ・・・ ポンプ本体のリリーフ弁を作動させた場合（設定圧力=22.4MPa）

積載荷重 (TON)	同調の可否	備考
115（第6回送り出し）	可	466／4
156（第8回送り出し）	可	625／4
192（第11回送り出し）	可	765／4

### 【駆動シンクロと桁の停止確認試験】

- ・駆動シンクロが積載荷重に対して滑らない事を確認する
- ・桁とクローラープレートの摩擦係数を雨等での軽減を考慮して0.2とした。
- ・ポンプ吐出量（モーター用） Q=27(L/min)～28(L/min)
- ・ポンプ圧力（外部リリーフ） P1=11.2 (MPa) 駆動力 6.7t
- ・ポンプ圧力（内部リリーフ） P2=22.4 (MPa) 駆動力 13.4t

試験1 ・・・ 外部リリーフ弁を作動させた場合（設定圧力=11.2MPa）

積載荷重 (t)	停止の可否	備考
43（第2回送り出し）	停止	174／4×0.2=8.7t > 6.7t

試験2 ・・・ 内部リリーフ弁を作動させた場合（設定圧力=22.4MPa）

積載荷重 (t)	停止の可否	備考
88（第5回送り出し）	停止	350／4×0.2=17.5t > 13.4t

図一8 駆動シンクロジャッキ試験結果

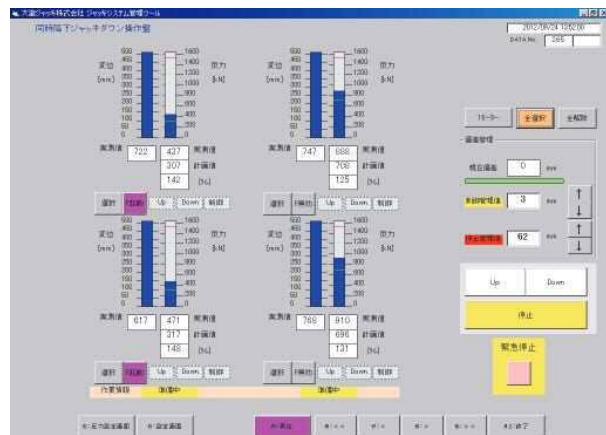
### (3) 桁降下

今回は400mmストロークの油圧ジャッキを使用し、降下量を300mm/回とすることにより桁下道路の通行止め回数を削減した。高ストロークジャッキを使用する安全性を確保するため、桁降下管理システムを開発し、各々のジャッキ間のストローク差を自動制御することとした（写真一4、図一9）。管理項目を以下に示す。

- ① ジャッキ反力の集中管理
- ② 桁降下時ジャッキストローク管理
- ③ ジャッキストロークに差がついた場合の自動制御
- ④ 適正反力と実測値の比較表示
- ⑤ 管理室からの鉛直ジャッキの遠隔操作・自動制御



写真一4 桁降下状況



図一9 桁降下管理システム画面

桁降下管理システムを使用した結果、各々のジャッキストローク差30mmを制御開始値とした自動制御を行うことにより安定した降下量および反力で、桁降下作業を行うことが出来た。

### (4) 回転横取り

第一回降下後、P99橋脚G1側を回転中心にして、13.8m (G2側) 橋軸直角方向に回転する必要があった。回転横取り軌条はP98橋脚横梁上に平行に設置した。その際、橋軸方向にも最大で4.2m (G2側) シフトすることとなり受点が変化していく。マジックスライドを到達側 (P98) の回転横取り軌条上に設置し、受点の変化に対応できるようにした（図一10、11、写真一5、6）。

P99橋脚G2側は回転設備（300tスライドベース）を回転円弧に対する接線方向に設置した。

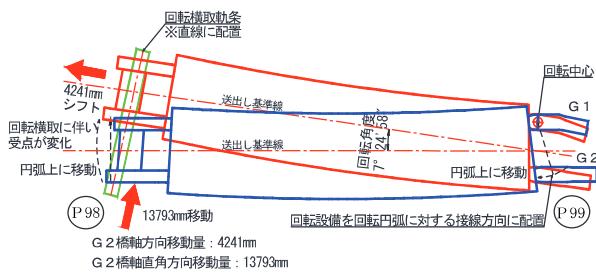


図-10 回転横取り概要

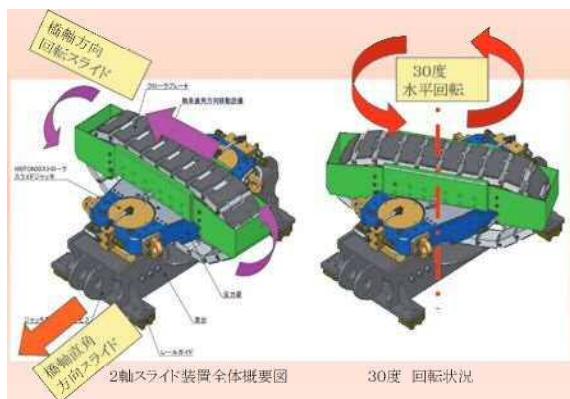


図-11 マジックスライド



写真-5 P99回転中心

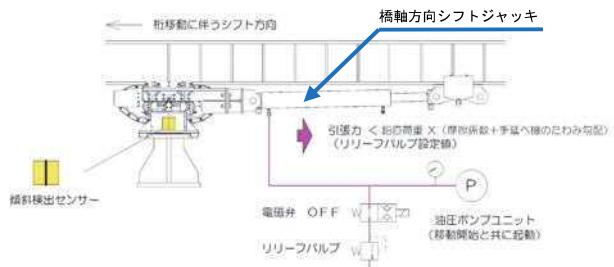


写真-6 P98マジックスライド

マジックスライド使用に関しては、クローラープレート下面のテフロンの摩擦抵抗および手延べ機のたわみによる上り勾配から発生する水平力によりマジックスライドが傾斜することが懸念された。(この水平力は回転中心に据え付けた回転台に対して逆方向に同等の力で作用する。) 水平力低減のため、回転横取り管理システムを開発した(図-12)。

### ①回転横取り時

橋軸シフト方向ジャッキに一定の油圧力を付加し続ける。圧力設定はリリーフバルブを使用して『鉛直荷重×(摩擦係数+手延べ機のたわみ勾配)』以下の値に設定する。



### ②マジックスライド傾斜時

マジックスライドにクローラ部摩擦増加等の要因で傾斜が発生し、傾斜角度が基準値を超えた場合、電磁弁ON指令によって、リリーフバルブに流れる油圧を遮断し、橋軸方向シフトジャッキを加圧する。傾斜センサが0(フラット)になるまで修正制御を継続する。

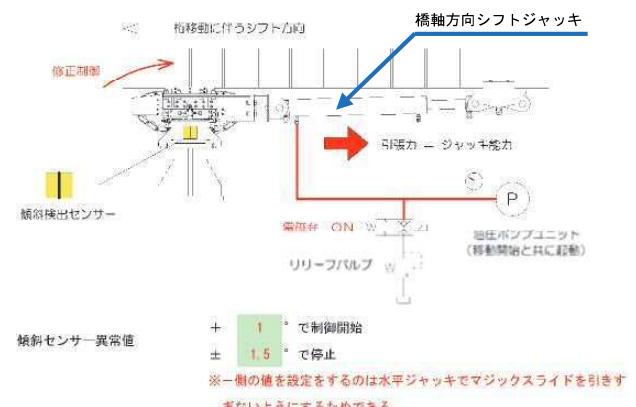


図-12 回転横取りシステム概要

回転横取りシステムは本工事のため開発したシステムであり、実橋での実績がない。JR東海職員立会の公開実験を行い、下記のシステムの妥当性を確認した。

1 荷重試験機で疑似的な荷重載荷状態として水平力に相当する力を発生させ、橋軸方向シフトジャッキのストロークが自動的に追従することを確認した。

2 マジックスライドを傾け、傾斜センサの値に基づく電気的制御により、傾斜を自動修正する動作確認を行った（図-13）。

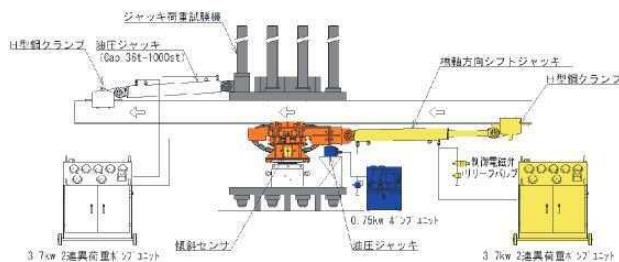


図-13 マジックスライド実験状況

回転横取り時は、回転横取り管理システムで集中管理を行った（図-14, 15, 写真-7, 8）。管理項目を以下に示す。

- ① ジャッキ反力の集中管理
- ② 桁移動量の計測
- ③ 桁シフト量の計測
- ④ 橋軸シフトジャッキ圧力の計測管理
- ⑤ 横取り量と各ステップ計画反力からの補正演算による適正反力の算出
- ⑥ 適正反力と実測値との比較表示
- ⑦ 管理室からの鉛直ジャッキの遠隔操作・自動制御
- ⑧ マジックスライド傾斜角の測定

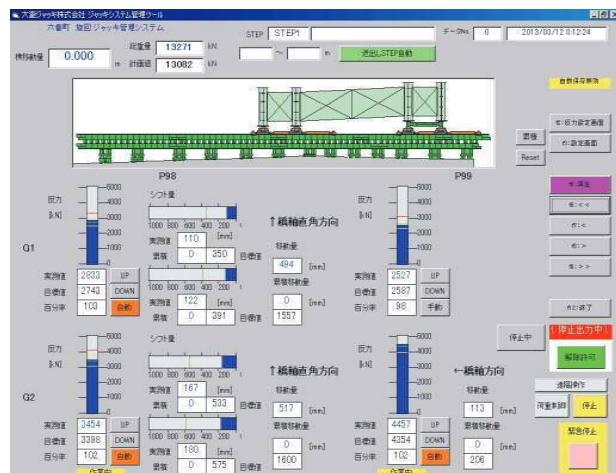


図-14 回転横取りシステム画面

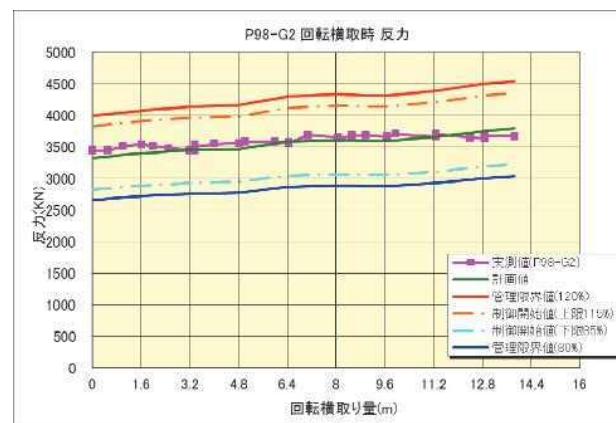


図-15 反力管理グラフ



写真-7 回転横取り前



写真-8 回転横取り後

回転横取りシステムを使用した結果、各支持点の反力を自動制御することにより、荷重の不均等が生じることなく安定して回転横取りを行うことが出来た。桁のシフト量も計画していた値の範囲内で推移した。傾斜修正システムは制御開始角度の1.0°で自動制御がかかり、傾斜センサーがゼロ（フラット）になるまで、修正制御を行い、スムーズに行うことが出来た。

結果として、当初予定していた作業時間内で完了した。

## 4. 考 察

### (1) 橋軸方向のたわみ角による縦断勾配の修正

マジックスライドに内蔵されたテフロン押上ジャッキによる傾斜修正は困難であるため、回転軌条直下にテーパーPLを設置することとした(図-16)。

今後のたわみ角による縦断勾配の修正は手延べ機または主桁に取り付けているガイド梁で勾配調整するのが望ましい(注、回転移動量が長く橋軸方向のシフト量が多い時は別途、検討する必要がある)。

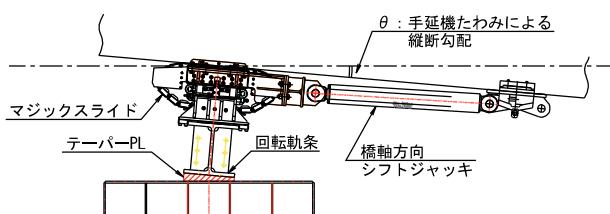


図-16 橋軸方向のたわみ角による縦断勾配

### (2) 回転中心縦断勾配について

回転中心の縦断勾配が大きい場合、ヘッドプレート上にテーパープレートを設置し、ジャッキ天端が水平となるよう調整することによりユニバーサルヘッド部の接線方向で横ズレ・横抜けにならないよう留意する(図-17)。

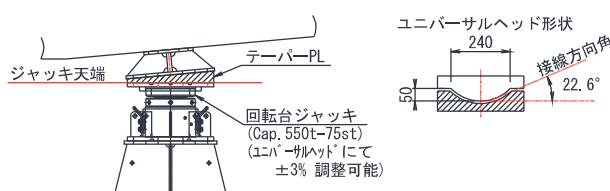


図-17 P99回転中心

### (3) 回転中心に対する水平力

今回は既設桁鋼床版と回転中心を固定したが、ペント設備上およびコンクリート橋台上等に回転中心を設定する場合、水平力を考慮して回転軸を固定する必要がある(図-18)。

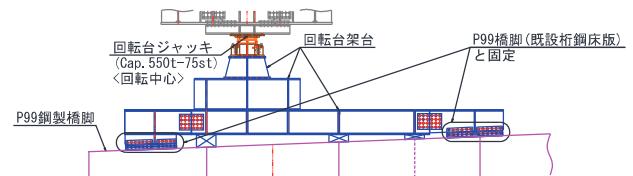


図-18 回転中心の固定

## 5. おわりに

本工事は、東海道新幹線及び国道1号直上の施工を行う難工事であった。鉄道上での回転横取りは初の試みであり、注目度も高く、いろいろな業界紙にも取り上げられ、現在特許出願中である。

最後に、本工法の採用及び実現に際し、ご指導・ご尽力頂きました関係者の方々に深く感謝を申し上げます。

2013.12.2 受付

# 首都高速湾岸線下での高架橋架設工事 －湾岸道路磯子高架橋（その3）工事－

Erection Work of a Viaduct below the Bayshore Route of Tokyo Metropolitan Expressway  
– Construction of Isogo Viaduct of Bayshore Route (3) –



高 橋 昌 彦<sup>\*1</sup>  
Masahiko TAKAHASHI



石 本 好 幸<sup>\*2</sup>  
Yoshiyuki ISHIMOTO



小 林 和 史<sup>\*3</sup>  
Kazushi KOBAYASHI

## 要旨

国道357号東京湾岸道路の整備事業のうち、横浜市磯子区新磯子町付近の高架橋の工事である。現在供用している首都高速湾岸線高架橋下での施工であり、隣接構造物や埋設物を考慮した計画と施工を行った。

キーワード：供用中高架橋下での架設、埋設物、隣接構造物

## 1. まえがき

東京湾岸道路は、神奈川県・東京都・千葉県の東京湾に接する各都市、港湾、埋立地に立地する都市機能を連絡する延長約160kmの主要幹線道路であり、自動車専用道路と一般道路で構成され、このうち一般道路の部分が、一般国道357号として指定されている。

「根岸高架橋」は起点A1（本牧側）～A2（杉田側）の総延長3043mの高架橋であり、3径間～5径間の連続桁が12橋梁で構成されている。

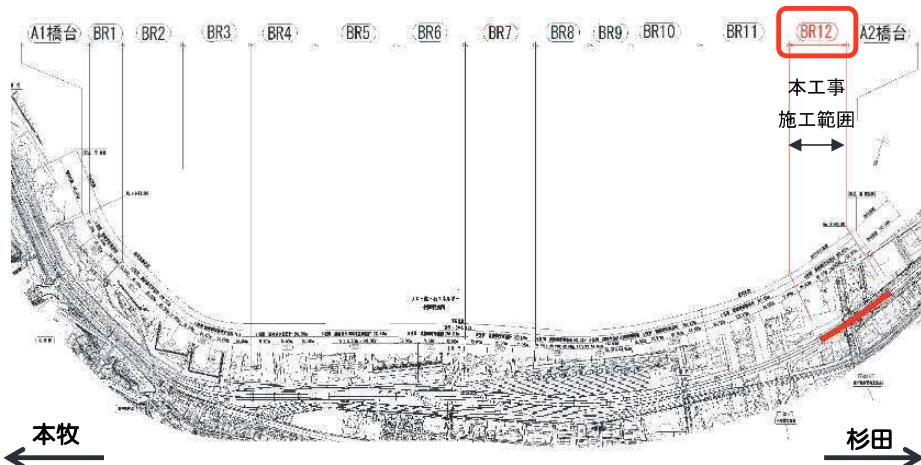
本工事は、この根岸高架橋のうち、終点側の4径間(BR12)の施工を行った。ここでは、本橋の橋桁架設工

事の工事計画・現場施工について報告する。

首都高速湾岸線（供用）



図一1 根岸高架橋標準断面図



図一2 根岸高架橋全体図

\*1 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ 現場代理人

\*2 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ 監理技術者

\*3 橋梁事業本部 技術本部技術部東京計画グループ

## 2. 工事概要

- (1) 工事名：湾岸道路磯子高架橋（その3）工事
- (2) 施工箇所：自) 横浜市磯子区磯子1丁目  
至) 横浜市磯子区新磯子町
- (3) 工期：自) 平成23年2月25日  
至) 平成25年7月31日
- (4) 発注者：国土交通省 関東地方整備局  
横浜国道事務所
- (5) 受注者：宮地エンジニアリング株式会社
- (6) 橋梁概要

橋長	L=265.920m	
道路規格	第4種第1級	
活荷重	B活荷重	
形式	上部工	鋼4径間連続鋼床版箱桁橋
	下部工	鋼製ラーメン橋脚(2層式)
	基礎工	直接基礎、杭基礎
桁長	L=269.720m	
支間長	L=69.969m + 68.976m + 62.985m + 63.941m	
幅員	総幅員	17.390m
	有効幅員	2@(0.500+3.500+3.500+0.500)
平面線形	A=920	
縦断勾配	0.348% ~ 5.000%	
横断勾配	片勾配 2.000%	

## (7) 工事内容

- 主桁架設：96ブロック (クレーンベント架設)  
 鋼床版架設：64ブロック (門型クレーン架設)  
 鋼床版溶接：1,610m ( $t=16mm$ )  
 壁高欄：536m  
 地覆工：267m



図-3 施工前写真（首都高速湾岸線と根岸高架橋）

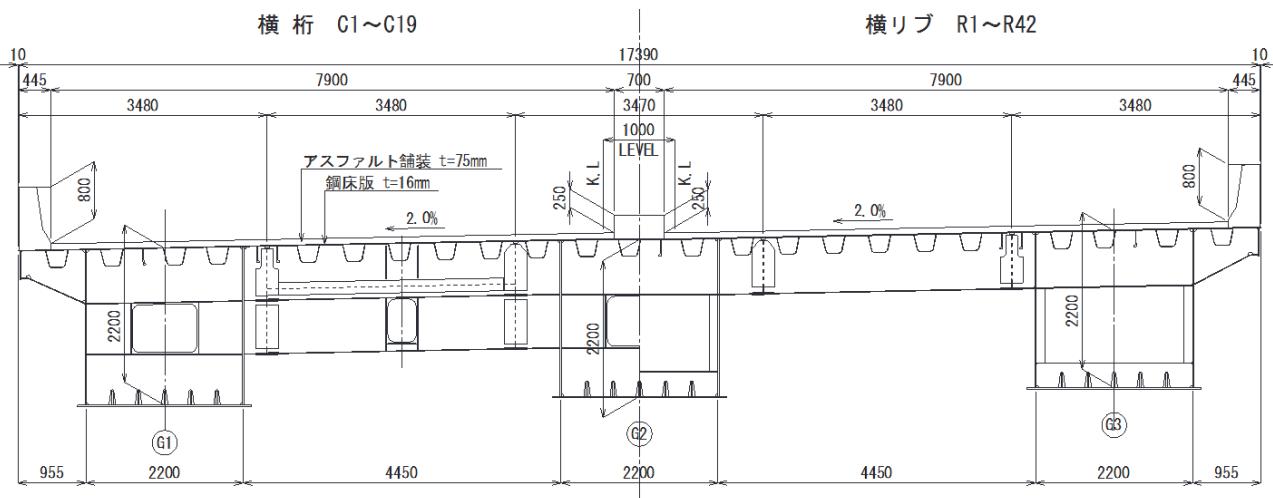


図-4 鋼桁断面図

### 3. 工事の特徴

- (1) 橋梁架設区間は、現在供用中の首都高速湾岸線の下であり、上空制限がある。上空制限があるため、
  - 1) 主桁架設時特殊天秤の使用（主桁のみ先行架設）
  - 2) 主桁上に門型クレーンを設置し、鋼床版を運搬架設を行う。
- (2) 市道磯子301号が有り、夜間通行止めによる架設を行う。
- (3) ヤード内には共同溝の発進立坑や埋設物（上下水道・ガス・NTT）がある。
- (4) 架設箇所には2つの河川があり、その一つは道路に隣接しており河川上にベントを設置する必要がある。
- (5) 供用中の高架下での作業となるため、桁は常時振動している状態である。鋼床版上に壁高欄・地覆のコンクリート構造物を構築するため、クラックに対する対策が必要である。

### 4. 工事計画と現場施工

#### （1）首都高速高架橋下での架設

本工事は、現在供用中の首都高速湾岸線を上層デッキとした2層構造の下層デッキを施工する工事で、上に橋桁が存在するため、その狭い空間の中で架設を行わなくてはならなかった（遊間=約9m）。

#### 1) 主桁の架設（架設詳細計画と特殊天秤の検討）

今回の高架橋一連の工事では、首都高高架橋との近接工事であり、接触を防ぐため、桁下1mの離隔が条件となっていた。本工事ではさらなる安全確保のため1.5mの離隔を確保し作業を行った。

通常、主桁を架設するには作業半径とクレーン能力によりクレーンを据え付け架設するが、上空制限がありブームが伸ばせないため、桁を巻き上げたときのクレーンのブームと桁の接触が一番のポイントとなった。箱桁を96ブロック架設したが、すべての桁に対して搬入荷卸し、仮置き、架設について詳細なクレーン据付け位置と接触に対しての検討を行った。また、荷を吊ってのクレーンブームを伸縮させなくては架設が出来ないと判断したため、クレーンも130t吊オールテレーンクレーン（KATO KA-1300SL）限定とした。

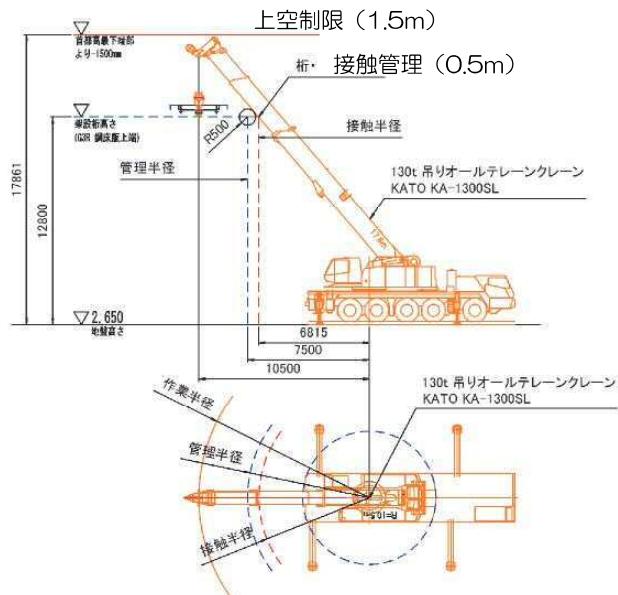


図-5 架設検討（上空制限・桁とブームの接触）

一般的な鋼桁の架設時は、上空に接触する構造物等が少ないので、ワイヤーとチェーンブロックを用いて玉掛けし、チェーンブロックで長さ調整を行い、鋼桁の重心とクレーンフックの重心を合わせることで鋼桁の勾配を調整して架設を行う。本工事では限られた空間での架設となるため特殊天秤を使用して架設を行った。架設時に桁の勾配調整を行うため簡易にフックの位置を移動できる天秤を検討した。

台棒とクレーンフックはピンで接合。台棒の位置を調整することにより、クレーンフックの位置を重心上に移動させ桁の勾配を調整する。

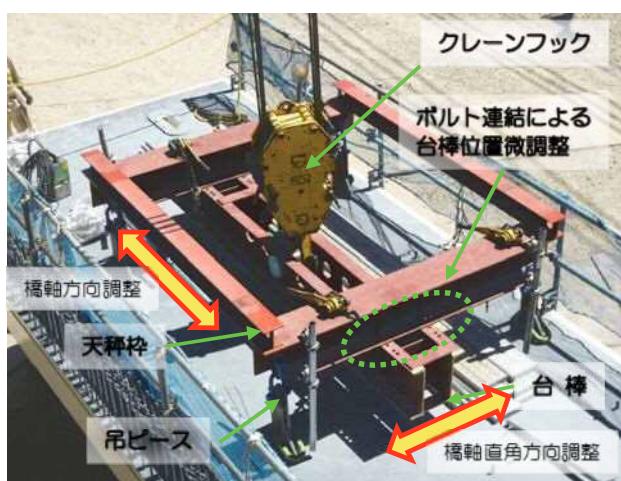


図-6 主桁架設用天秤



図-7 主桁架設状況

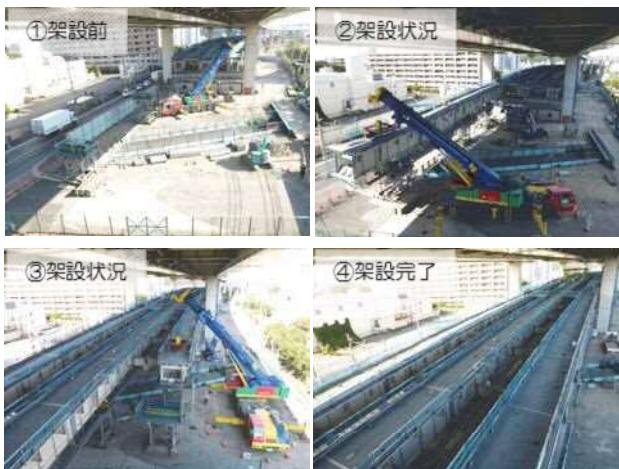
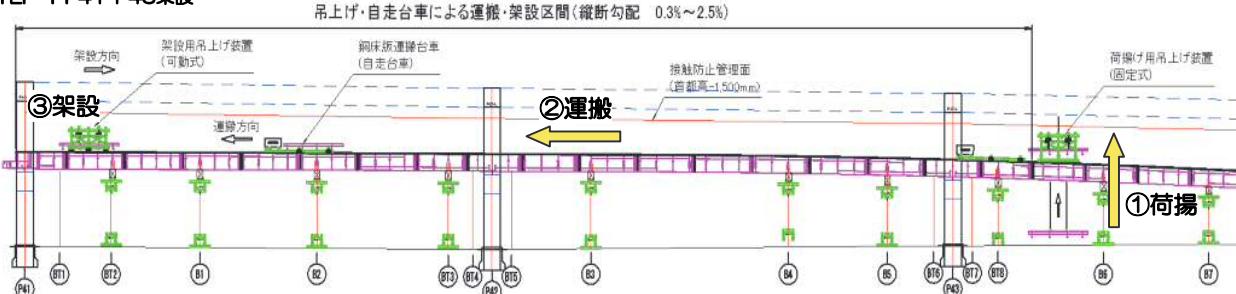


図-8 主桁架設

#### STEP-1 P41-P43架設



#### STEP-2 P43-A2架設

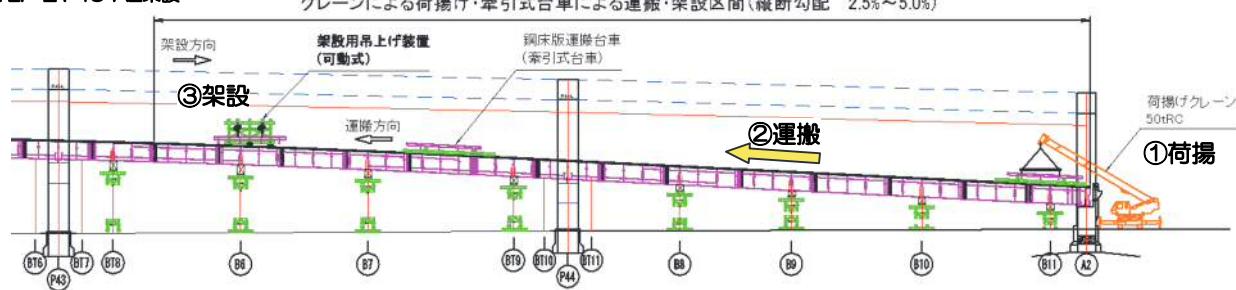


図-9 鋼床版架設計画図

#### 2) 鋼床版架設（架設詳細計画）

当初設計より、3主桁の架設完了後主桁間の鋼床版は、門型クレーンを設置し架設する計画となっていた。安全上長距離の運搬を防ぐため中間点付近に荷揚げ設備を設け、2径間は自走台車による運搬・架設を行った。本工事は高架橋の終点であり途中で縦断勾配が5%勾配となるため、残り2径間は端部よりクレーンにて荷揚げし台車（ワインチによる牽引）で桁を運ぶこととした。

#### 【工夫①】 荷揚げ設備の工夫-1

桁下へ鋼床版を吊り上げ箇所定位置へ荷卸しを行うのはベントがあり、狭く困難であったため、移動用の軌条を設置し、吊り上げ位置まで鋼床版を横移動し吊り上げを行った。

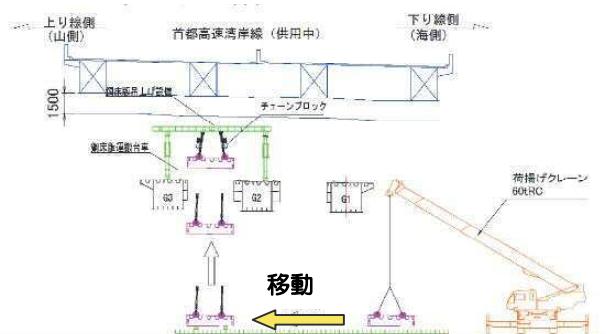


図-10 鋼床版荷揚げ計画図

## 【工夫②】 荷揚げ設備の工夫－2

吊り上げ時、主桁と鋼床版の遊間が20mmしかなく、誤差等があった場合吊り上げられない事も考えられたので鋼床版を斜め吊出来るよう吊ピースの向きを橋軸直角方向にし、吊点を4点吊にした。ピースは2点吊りで吊れるよう設計した。実際は、精度が良く水平のまま吊り上げることが出来た。

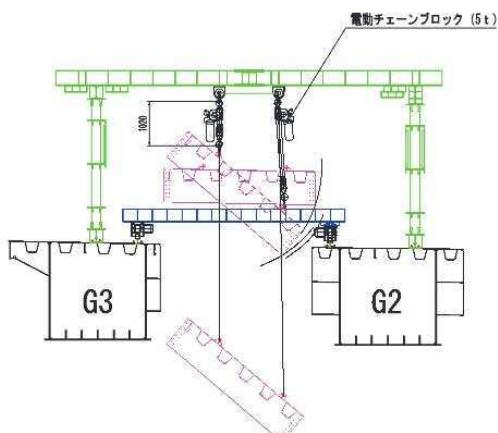


図-11 鋼床版荷揚げ

## 【工夫③】 機材のみでの吊上げ・架設設備

桁を吊ったままでの移動が無いことからクレーン設備ではなかった。よって、自社機材にて吊上げ設備、架設設備を計画した。架設設備は自走台車にて移動出来る構

造としていたが、桁を吊上げる際はジャッキアップし車輪を浮かせ桁に設備を固定して使用した。



図-13 架設設備

## 【工夫④】 軌条設備固定用アンカーの設置

桁は曲線であるため、軌条がずれないようにアンカーを設置した。アンカーを設置することで軌条の設置は早く済み、また脱輪することも無く安全に施工が出来た。また、鋼床版上に壁高欄を設置する際アンカーとしても転用できた。



図-14 軌条設備固定用アンカー



図-12 鋼床版架設

## (2) 埋設物に対する考慮

本工事の作業エリアP42-P44間には下図に示すように様々な埋設物が存在した。クレーンやベントを据付けるにあたり、以下のような検討と対策を行った。

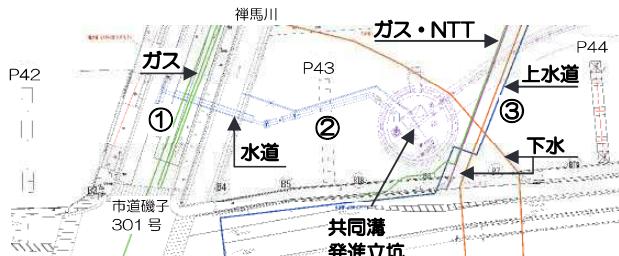


図-15 埋設物位置図

### 1) 市道上でのクレーンの据付け（ガス管上）

P42-P43間は市道があり、市道上にクレーンを据え付けての架設が必要であった。この奥にはガス会社の工場があり市道にはφ750mmのガス管が3条埋設してある。協議の結果、試掘を行い管の位置の確認を行い、強度計算を依頼し地盤にかかる反力を分散することで、クレーンを据え付け架設した。

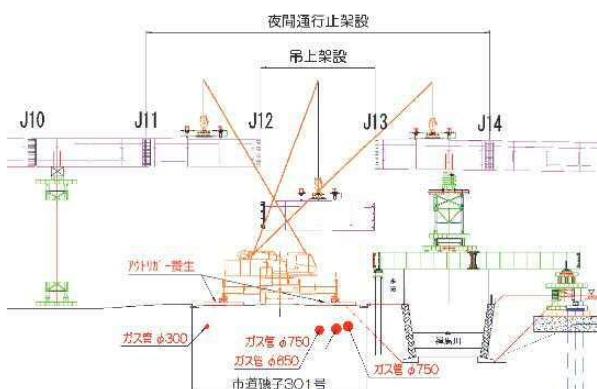


図-16 市道上架設



図-17 ガス管試掘・アウトリガーナンバーニング

## 2) 発進立坑上施工（横取り架設）

P43付近の架設において、当初はトラッククレーンによる架設を計画していた。しかし、ここには共同溝発進立坑とそこから出る水道管が埋設してあるため、クレーンの据え付ける事が困難であった。特に発進立坑の上面の床版は、大きな開口部があるため、クレーンやベントの反力により悪影響が出るリスクがあった。

そこで上記リスクを回避するため、この部分の6ブロックは横取り工法で架設することにより、埋設物上にクレーンを据え付けずに架設を行った。

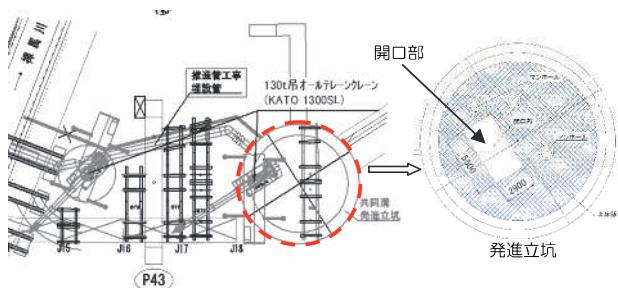


図-18 当初計画図と発進立坑

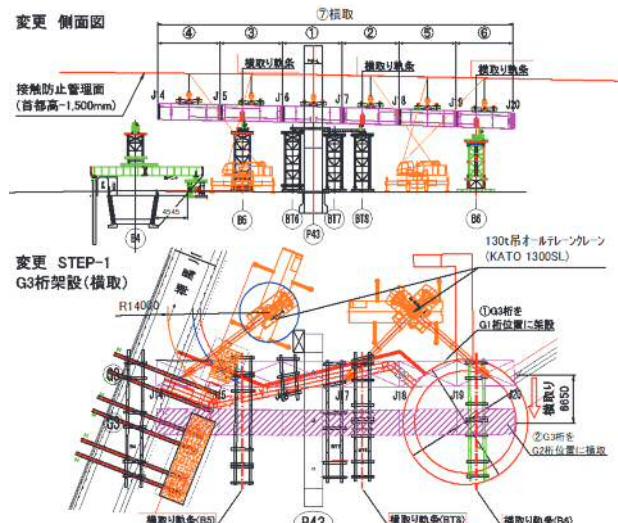


図-19 横取り架設計図



図-20 架設状況

### 3) 埋設物上ベント

P43-P44間に4基のベントを設置する必要があった。うち2基は、共同溝の発進立坑上と埋設物が横断している箇所であった。埋設物の直上への荷重載荷を防ぐため架設桁を渡し埋設物を跨ぐようにベントを設置した。

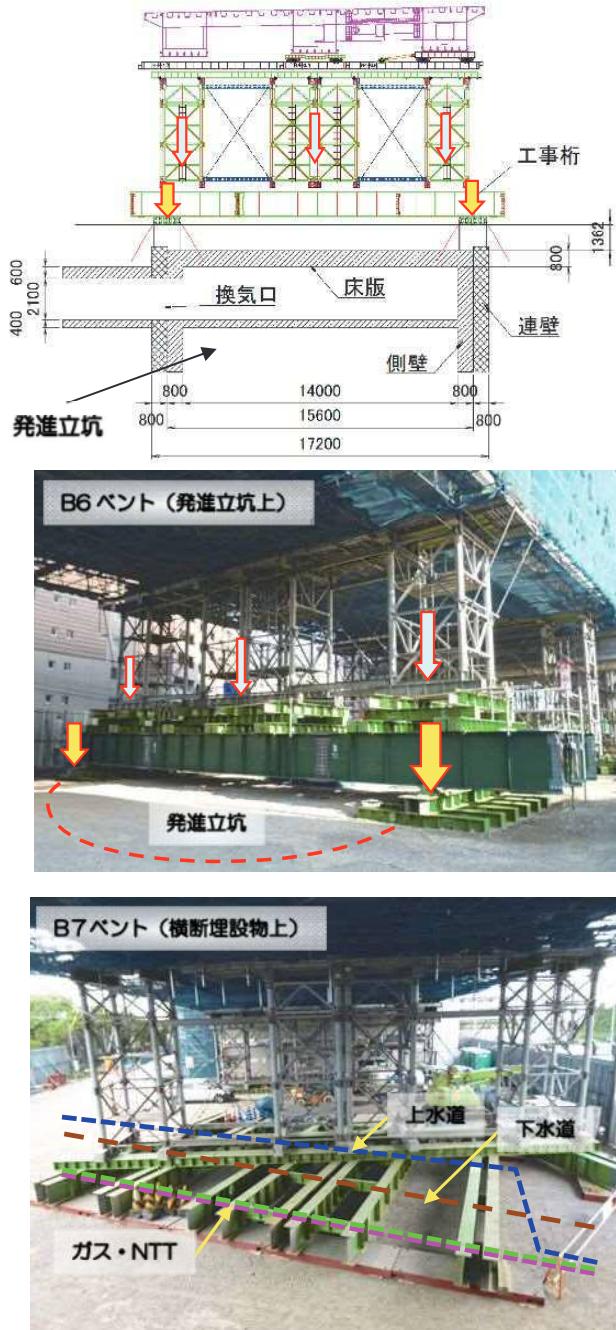


図-21 埋設物上ベント

### (3) 河川上ベントの設置

P42-P43間に市道と平行して「禪馬川」という河川があった。道路と隣接している河川であり、道路にはベ

ントが設置できないため、河川上にベントを設置する必要があった。当初は護岸に梁を渡してベントを設置する計画であったが、河川の護岸はブロック積みであり図面も無い状態であり、荷重に対する照査も出来なかった。



図-22 市道磯子301号と禪馬川（施工前）

河川上にベントを設置するにあたり、以下の項目を問題点として検討、計画した。

- ①護岸に荷重など悪影響のない構造とする。
- ②歩道の確保（安全に通行可能）
- ③車道の建築限界の確保（常設規制不可）

#### 1) 検討

##### 【検討-1】荷重載荷

護岸形状が不明であったため、禪馬川を測量して断面を把握（想定）し、護岸底面より45°ラインには荷重が掛からないようにした。

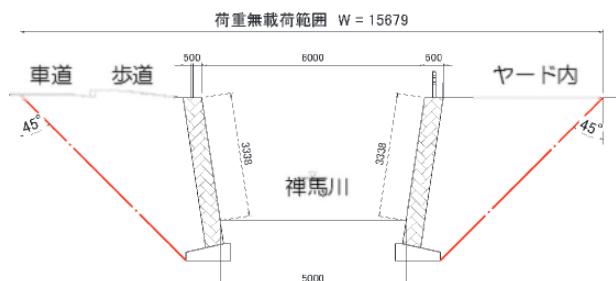


図-23 禅馬川断面図

##### 【検討-2】基礎地盤の確認

地盤を確認するにあたり橋脚の柱状図しかない状態であった。禪馬川両端の橋脚の柱状図では地質が違うもの



図-24 ボーリング調査

であり、今回は特に河川付近であり道路の近接作業でもあるため、ピンポイントでボーリング試験を行った。

### 【検討-3】杭基礎の構造検討

歩道と車道の境界部は杭を設置し、先端支持にすることで影響範囲には荷重が掛からないようにした。杭は、オーガーで先行掘削するプレボーリング杭としてH鋼を建て込み貧配合モルタルで固定し、杭はモンケン打撃により先端を支持地盤まで確実に到達させ、周辺摩擦は考慮しない先端支持のみで支える構造とした。杭は面組構造とし、幅を極力狭くすることで歩道を確保した。その分、橋軸方向の水平力は弱くなるのでヤード側のペント基礎をアンカーと考える構造とした。

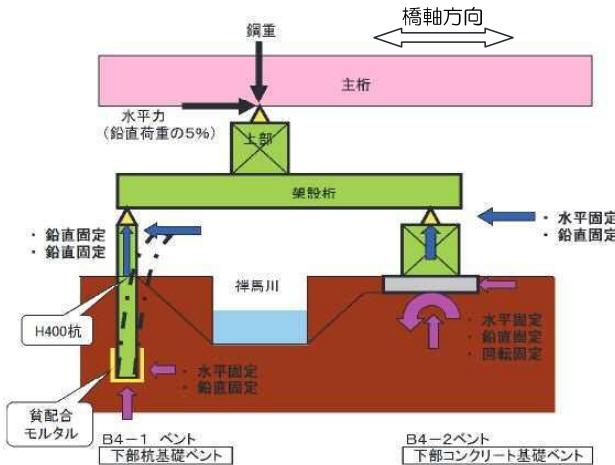


図-25 神馬川上ペント構造モデル

### 【検討-4】コンクリート基礎の検討

上記の通り、ヤード内に設置する基礎はコンクリート基礎のペントとし、水平力を受け止める構造とした。ボーリングの結果、地表から下は軟弱地盤であり期待できる地盤では無かった。よって、想定地盤まで切り下げ碎石による置き換えを行う事とした。当初考えていた基礎面積では許容値内に入らず、面積を大きくした。そうすると、前に想定した無荷重範囲に荷重が影響するので切り下げが大きくなり結果、約3m切り下げる事となった。



図-26 基礎掘削と地盤確認

掘削後キャスパルにて地盤強度を確認し、基礎床とした。

### 2) 施工

検討結果、最終的に下図のような構造になり、神馬川へ影響なく施工が出来た。道路使用者からも苦情も無く設置、架設、撤去を行えた。杭基礎とコンクリート基礎については荷重載荷後動態観測を行ったが、変位は無かった。

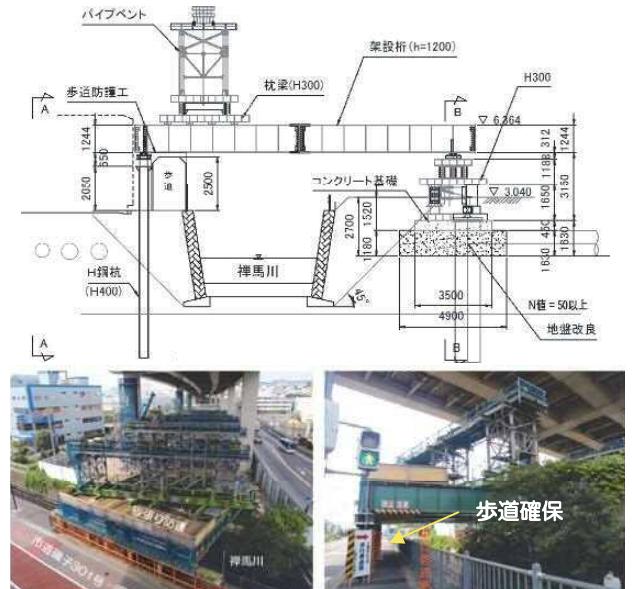


図-27 神馬川上ペント 計画図・完了写真

## 5. あとがき

本工事では、首都高速高架橋による上空制限と各種埋設物等近接構造物に対して限られた中での施工が一番の問題であり、計画・施工とも苦労した点であった。市街地での施工にあたっては調査、計画が大変重要な事だと改めて考えさせられた工事であった。

最後に本工事の施工にあたりご指導いただきました国土交通省 関東地方整備局 横浜国道事務所の方々に深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げます。

2013.12.18 受付

## 美浦大橋の架設

### Erection of Miura Ohashi Bridge



小林 誠<sup>\*1</sup>  
Makoto KOBAYASHI



佐々木 智之<sup>\*2</sup>  
Toshiyuki SASAKI



越中信雄<sup>\*3</sup>  
Nobuo ETCHU

#### 要 旨

本橋は北海道の豪雪地帯に位置する橋梁で、豊富な水量を誇る石狩川の主たる流水部を一跨ぎにする、支間長200mのニールセンローゼ橋である。橋体のほとんどが流水部上での架設工事となっており、水対策を施しながらの急速施工となった。施工時期は豪雪時期をさけ、春から秋の出水期に主たる工事を行った。本稿では、本橋における補剛桁、アーチリブ、ケーブルおよび床版の施工について報告する。

キーワード：ニールセンローゼ、ケーブル架設

#### 1. はじめに

本橋は北海道中西部を流れ日本海へ注ぐ石狩川に架橋された。石狩川は北海道遺産に選定されている流域面積14,330km<sup>2</sup>で、利根川に次いで全国2位、長さ268kmは信濃川、利根川に次いで3位の大河川である。このため、本橋上部工形式としては長大支間に対応できる「ニールセンローゼ橋」が採用された。

美浦大橋の建設は空知中核工業団地への企業立地の促進や北海道縦貫自動車道を利用した農産物の輸送時間短縮等、地域経済にもたらす影響が大きいことから、美唄市・浦臼町の長年の懸案事項であった。



写真-1 完成全景 断面

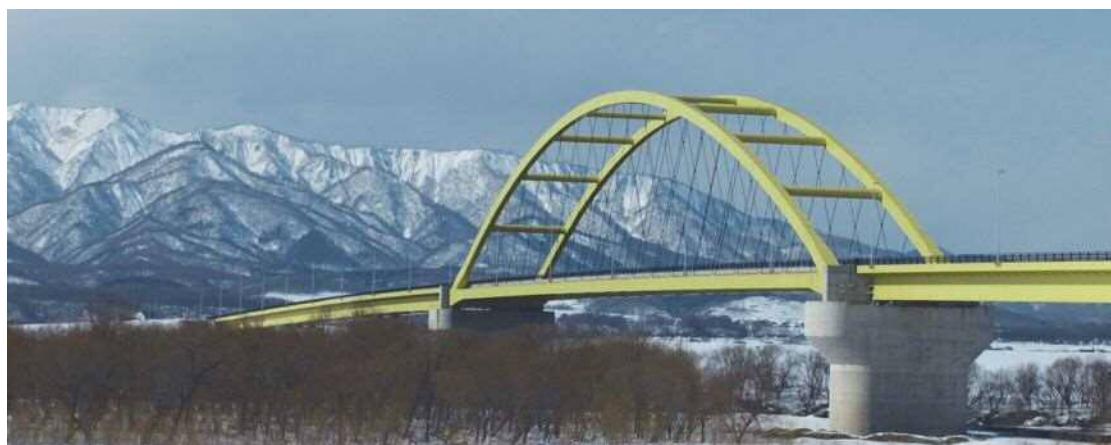


写真-2 完成全景

<sup>\*1</sup>橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部大阪工事グループ 現場所長

<sup>\*3</sup>橋梁事業本部 技術本部技術部 部長代理

<sup>\*2</sup>建設事業本部 建設営業本部営業一部鉄道・土木営業グループ主任

## 2. 橋梁諸元

路線名：道道美唄浦臼線  
 施工箇所：美唄市中村北～浦臼町晚生内  
 形式：ニールセンローゼ桁  
 支間：196.6m  
 幅員：8.5m（車道）+3.5m（歩道）  
 鋼重：2000t  
 床版形式：RC床版  
 ケーブル：NEW-PWS、径： $\phi 7 \times 55\text{mm}$   
 省：反力分散省、鋼製水平省

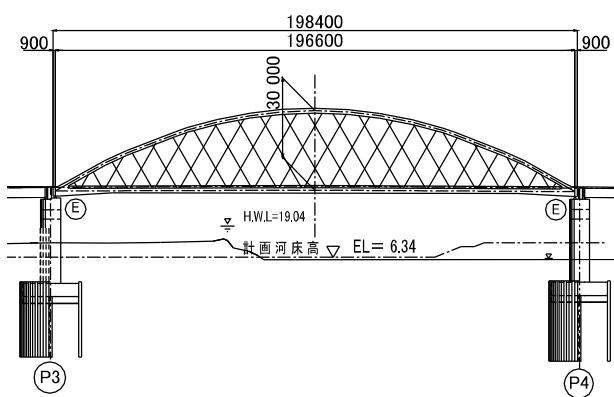


図-1 橋梁一般図

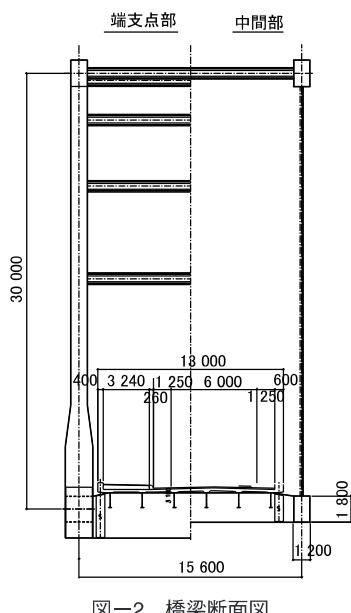


図-2 橋梁断面図

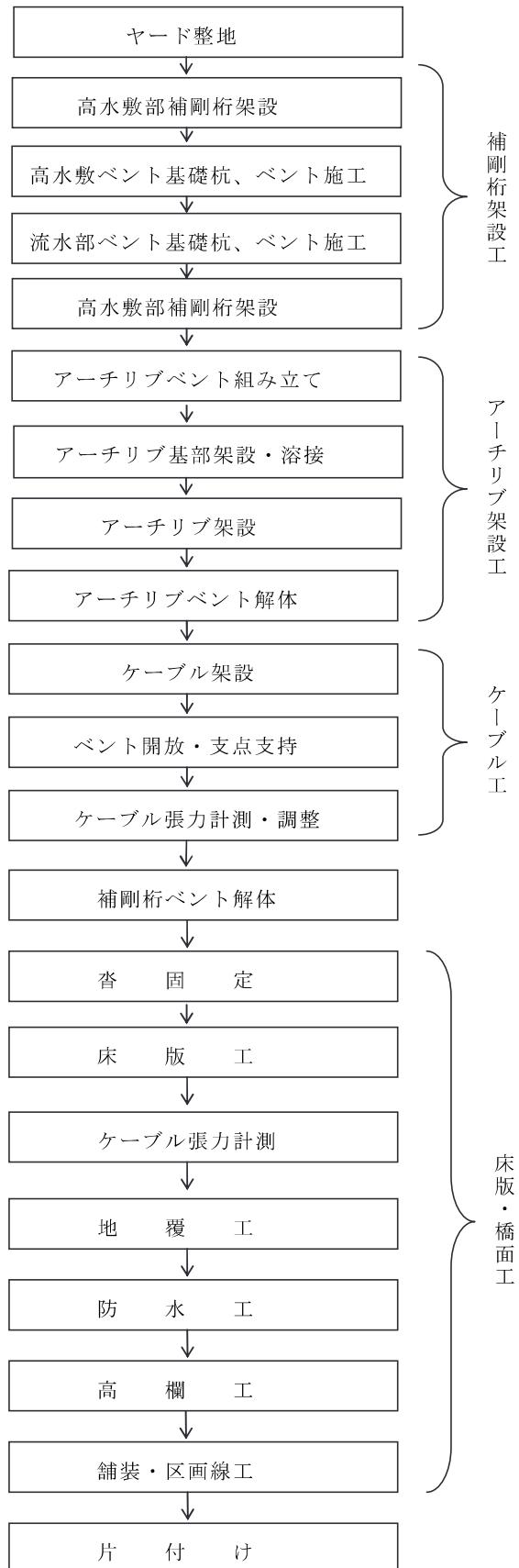


図-3 全体施工フローチャート

### 3. 工法選定

本橋の特徴と施工条件は以下の通り。

#### (1) 橋体の特徴

- 1) 長大支間のニールセンローゼ橋である。
- 2) RC床版である。
- 3) アーチライズが大きい（30m）。

#### (2) 施工時現場の条件

- 1) 川幅の広い河川を渡河する橋梁である。
- 2) クレーン船は搬入不可。
- 3) 出水期施工となり河積阻害率上の制約がある。
- 4) 厳冬期での現場施工である。

ニールセンローゼ橋であるため工法の選択肢は限定される他、出水期での施工を配慮した工法としては下記の工法が考えられる。

- 1) クレーンベント工法（桟橋併用）
- 2) ケーブルクレーン斜吊工法



写真-3 着手前全景

上記工法のうち工費と工程ともに1) 案が有利となるため、クレーンベント工法（桟橋併用）での施工となった。

#### (1) 補剛桁の架設

本工事は豪雪となる前に主床版まで終わらせることを目標として、全体工程を策定したため桁架設は非常に短期間での施工を求められた。このため、桟橋上に道内では台数が少ない350t吊クローラクレーンを2台配置し、両支点から中央に向かって2パーティ施工にて架設を行った（桟橋工事は別途工事）（図-4、写真-4参照）。

補剛桁の架設に先立ち、杭基礎ベントの施工を行った。杭施工は水量も豊富で流速も早い石狩川中流域での作業のため、流水で流され杭位置が定まらず作業ロスも多かった。高水敷きに杭加工用仮工場を造り杭打設作業前に先行して添接（溶接）し長尺杭とし工程短縮をはかった。



写真-4 補剛桁架設状況

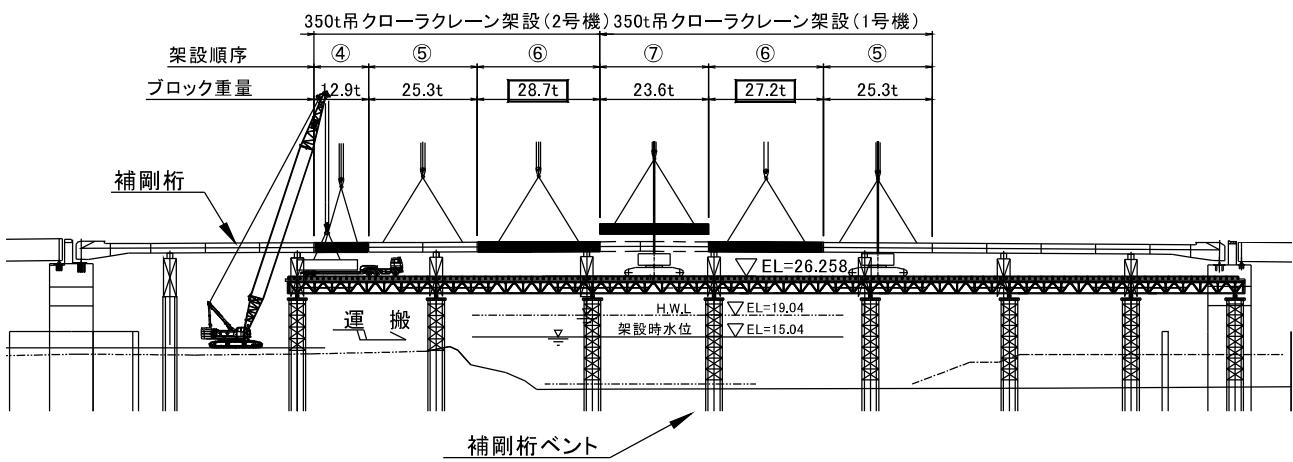


図-4 補剛桁架設計画一般図

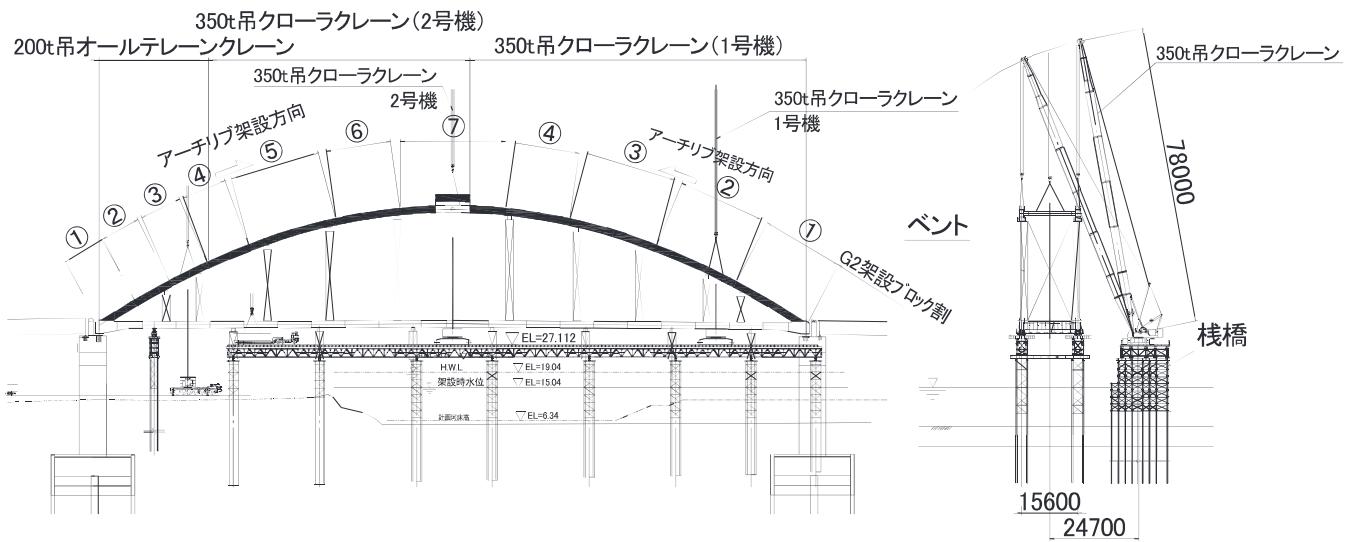


図-5 アーチリブ架設画一般図



写真-5 アーチリブ架設状況

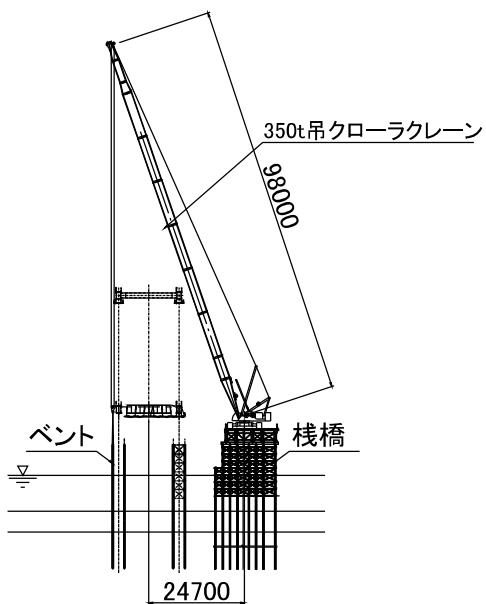


図-6 杭引き抜き状況

## (2) アーチリブの架設

アーチリブの施工は先行して架設した補剛桁上にベントを建て、350t吊クローラクレーン2台で架設し中央で閉合した（写真-5、図-5参照）。アーチライズが30mもあるため架設時は胸づかえを起こさないように長いクレーンブームを使用した。

杭撤去時には、98mブームでのバイプロハンマー施工となった。アーチ山越作業となるので、ジブをクレーンに装着すると作業性が向上するのだが、バイプロハンマーによる杭打ち作業をジブで行うのはクレーン性能上問題があるため長尺ブームの採用となった（図-6参照）。

## (3) ケーブルの架設

ケーブルの架設はアーチリブ受けベントを解体撤去した後、桟橋上クレーンで行った（写真-6～8参照）。ケーブルはパレットでの搬入となったのでアンリーラー等の設備を使用せず、パレット上のケーブル端部に取付けた吊金具に玉掛けし、架設を行った。

このステップでは補剛桁が製作キャンバー状態となっていて、アーチは鋼重分下がった状態である。ケーブルは完成時の長さとなるようケーブルナットを調整し、その後で全ベントを解放し支点支持とした（この時点で鋼重分の張力がケーブルに導入されている）。定着長を調整する際はケーブルナットのネジピッチが6mmピッチであるから、ナットを360度回せば6mm調整したことがわかる。定規を作って正確に定着長の調整を行った。



写真-6 ケーブル架設状況



写真-10 ケーブル張力計測状況



写真-7 ケーブル定着状況（補剛桁）



写真-8 ケーブル引き込み状況（アーチリブ）



写真-9 ケーブル調整状況（アーチリブ）

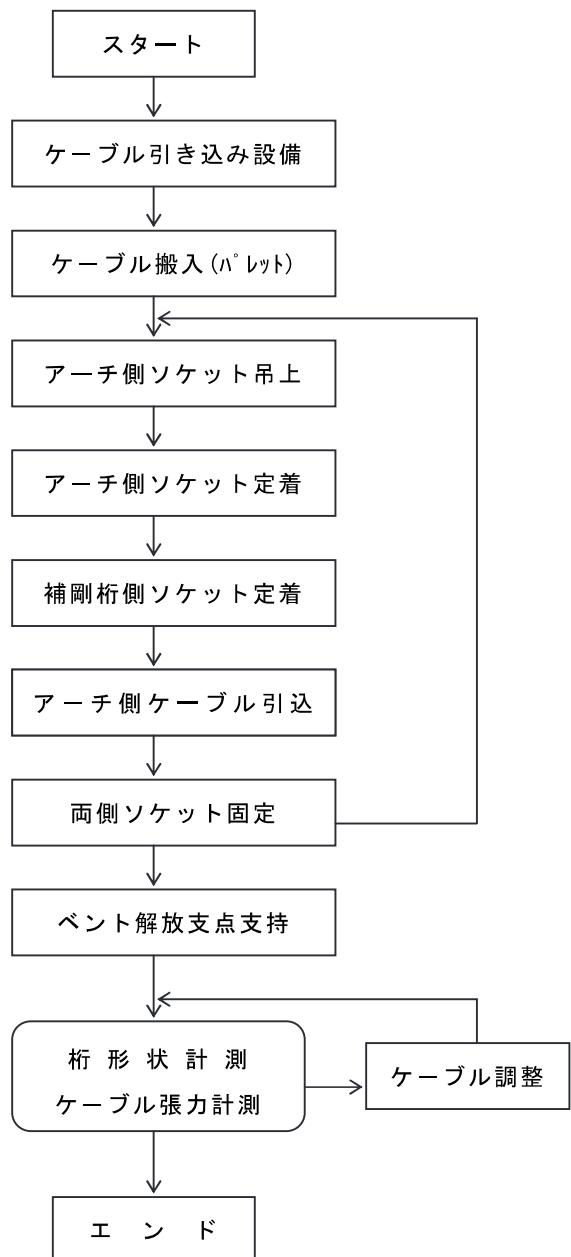


図-7 ケーブル施工フローチャート

張力調整は振動法を用いてケーブル張力を計測し、設計値と比較した。その後パソコンでシミュレーションし調整するケーブルと調整量を決定し、当該ケーブルをジャッキで引き込んで調整した（アーチリブ側が調整端）。

本橋はRC床版であり、ケーブル架設完了後に床版打設となる。先に記載した計測と調整は鋼重のみで行っており、その後にケーブルに加わる床版を含む張力は把握できていない。その誤差分を確認するため床版工施工後に張力を測定し、完成時張力に対し許容誤差内であることを確認した（写真-9、10参照）。

#### （4）床版施工

本橋はRC床版であり縦桁で床版を支持する構造となっている。縦桁に引っ張り軸方向力が発生しないようにするため、端部の縦桁と横桁の現場ボルト継ぎ手部は、床版コンクリート打設後に高力ボルトの締め付けを行った。本橋は単純桁ではあるが支間長が長いケーブル構造物である。コンクリート打設順序によっては若材令のコンクリートに引っ張り応力が入り、ひび割れを発生させるリスクがあった。このため、端部の打ち残し以外一括打設とした。

施工時期が初冬になるため、寒中養生を行った。施工場所は北海道の中でも厳寒地にあたり、河川上でもあり風も強く気温も低い。このため橋梁全面に屋根と壁を作りフルオーニングし、ジェットヒータで養生温度を管理を実施した（写真-11参照）。



写真-11 床版寒中養生状況

## 4. おわりに

以上、美浦大橋の現場施工について述べました。なかなか、携わることのない橋梁形式でしたが、本工事を通じて、ケーブル構造物の特徴をよく把握し、次の工事に繋げていきたいと思います。広大で厳しい自然環境である北の大地で、無事故で完工することができました。ご指導いただいた札幌建設管理部の職員の方々に感謝し、紙上を借りて御礼申し上げます。また、極寒の中、着実に工事を進めていただいた協力業者の方々に感謝いたします。

2013.12.5 受付

## グラビア写真説明

### 串良川橋

本橋は東九州自動車道の一部として施工されました。東九州自動車道は福岡県北九州市を起点として大分・宮崎・鹿児島の各県を結び鹿児島市に至る436kmの路線です。

本橋は、鹿児島県内の志布志IC～末吉財部IC間で整備が進められている（鹿屋～曾於）道路事業の一環として、一般河川串良川及び深い谷を跨ぐ橋長400.0m、有効幅員12.0mの鋼8径間連続非合成鋼桁橋（5主桁）です。

本橋の架設工法は、A1橋台～P3橋脚間はA1橋台より送出し架設工法、P3橋脚～A2橋台間はA2橋台よりクローラクレーン（100t）ベント工法で両橋台側から同時施工しました。特にP2、P3の橋脚高は47.9m、47.6mもあり、そのような条件のなかで送出し架設を行い、無事故で大幅に工期を短縮した工事でした。

（鹿屋～曾於）道路は平成26年度開通予定であり、開通すると移動時間の短縮、産業・観光振興、県内外との交流の活発化など、地域の大動脈としてさまざまな効果が期待されます。

（田頭 正臣）

# 当別川橋（LB橋）の架設

## Erection of Tobetsugawa Bridge (LB bridge)



川崎 順永<sup>\*1</sup>  
Norinaga KAWASAKI



坂根 秀和<sup>\*2</sup>  
Hidekazu SAKANE



日比谷 篤志<sup>\*3</sup>  
Atsushi HIBIYA



小岳 弘幸<sup>\*4</sup>  
Hiroyuki ODAKE



中垣内 龍二<sup>\*5</sup>  
Ryuji NAKAGAITO

### 要 旨

4車線化にともない供用中の既設桁と近接した並列位置に架設するため、斜角の大きい桁の横取り架設を採用した軟弱地盤上のクレーンベント架設である。

キーワード：並列橋、軟弱地盤、横取り架設、大きい斜角、マジックスライド、杭基礎

### 1. はじめに

本橋は北海道の当別バイパス事業における一般国道337号線の4車線化の一環として、すでに供用している当別川橋の下流側に新設する橋長333.0mのうち、271.623mの範囲に位置する鋼重約1600tの橋梁の製作・架設工事である。並列して供用されている既設橋は弊社を含めたJV工事にて平成14年に施工した。

- (1) 工事名：一般国道337号当別川橋架設工事
- (2) 発注者：北海道開発局札幌開発建設部
- (3) 工事場所：北海道石狩郡当別町
- (4) 工期：自 平成21年10月10日  
至 平成23年12月9日
- (5) 橋梁形式：2径間連続変断面鋼床版箱桁
- (6) 橋長：271.6m（当該区間）
- (7) 支間長：136.3m + 132.5m
- (8) 架設工法：クレーンベント横取り併用工法

橋梁の特徴としては、河川への阻害を考慮して、下部工の設置方向は流水方向と平行している。そのため、P1橋脚で58°、P2橋脚で45.5°、A2橋台で60°といった各支点で異なる斜角がついている。斜角が大きいため完成時に端支点部にアップリフトが生じるため、桁内にコンクリートを打設してアンカープロックとする構造を採用している。

支間長は130mを超え、中間支点上において桁高は6.8mとなる（図-1, 2）。

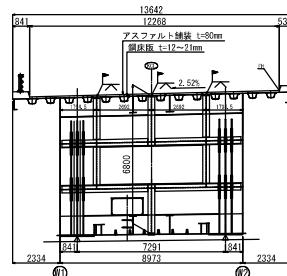


図-1 上部工断面図

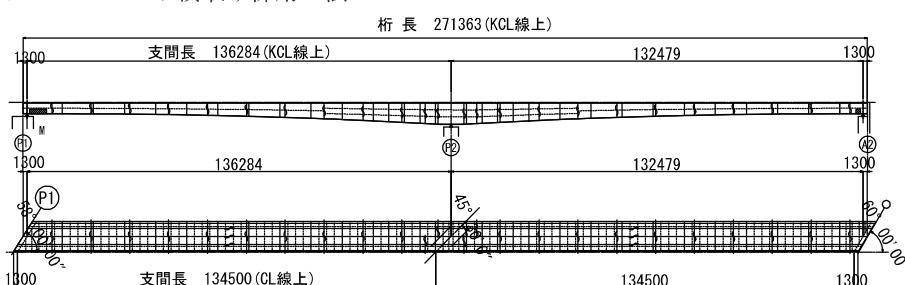


図-2 上部工一般図

\*1建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ 現場代理人

\*4建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ 係長

\*2橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

\*5橋梁事業本部 技術本部技術部東京計画グループ サブリーダー

\*3建設事業本部 保全事業部保全工事部保全工事グループ

供用中の既設橋との離隔は最小で20mm程と非常に接近している。そのため本工事の架設には供用中の通行車両に対して安全を考慮した架設方法を採用する必要があった。

## 2. 架設概要

冬から春までは積雪および雪解け水による河川の出水による影響で工事ができず、2期にわたる施工であった。

### (1) 架設工法

桁の架設は横取り架設併用のクレーンベント工法とした(図-3, 4)。前項の供用中の既設橋との離隔を考慮すると通行車両に対して安全を配慮する必要があること、また現場は河川敷内であり非常に軟弱な地盤であるため、ベント基礎は杭構造となり架設後のベント杭の撤去が困難なことが予想された。

そこで既設橋から下流側に3m離れた位置のベント上にクレーンで新設桁を架設し、ベントを解放して支点支持状態とした後に両橋梁間に位置するベント基礎杭を事前に撤去しておく。撤去後に各橋台・橋脚上に設置した軌条の上で桁を横移動して所定の位置に据え付ける横取り架設工法を併用した(図-5)。

当初桁はすべて550t吊のオルテレーンクレーンで架設する計画であったが、問題点として上げられたのが、

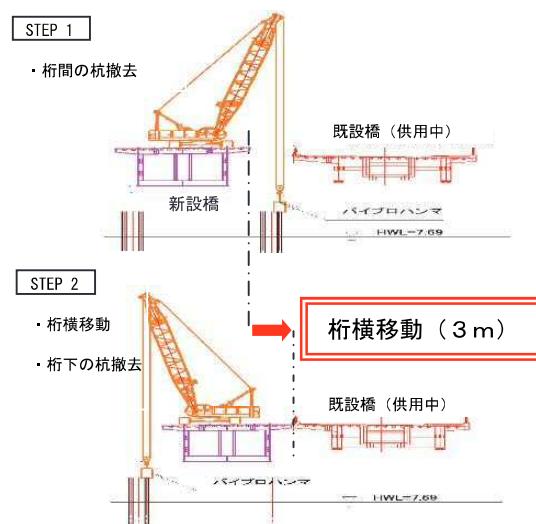


図-5 桁撤去の要領図

- (1) 使用料の高い油圧クレーンを架設期間中長期にわたり拘束してしまう。
- (2) クレーンの架設位置毎にアオリガーラーの地盤養生として多量の杭基礎が必要となる。
- (3) クレーン(杭施工クレーンも含む)がそれぞれの施工位置まで移動するための走行路にも地盤養生が必要となる。

これらを経済性と施工性から考慮した結果、架設に使用する重機をクローラクレーンに変更することで走行路と架設位置の地盤養生を兼用することとした。

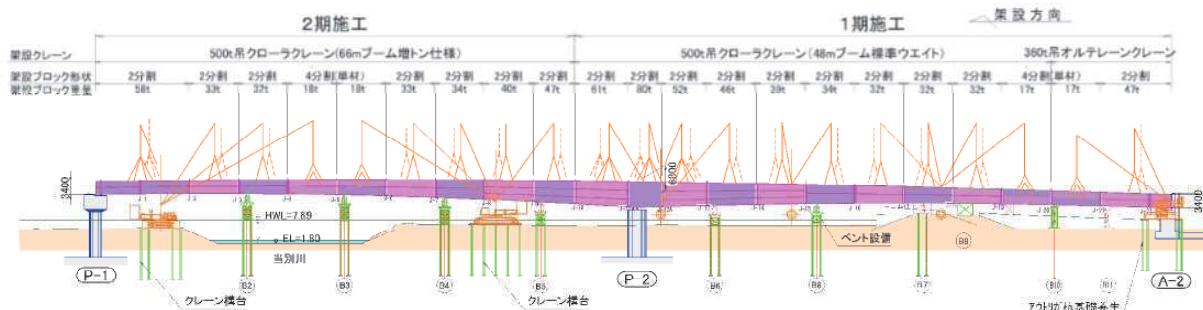


図-3 架設側面図

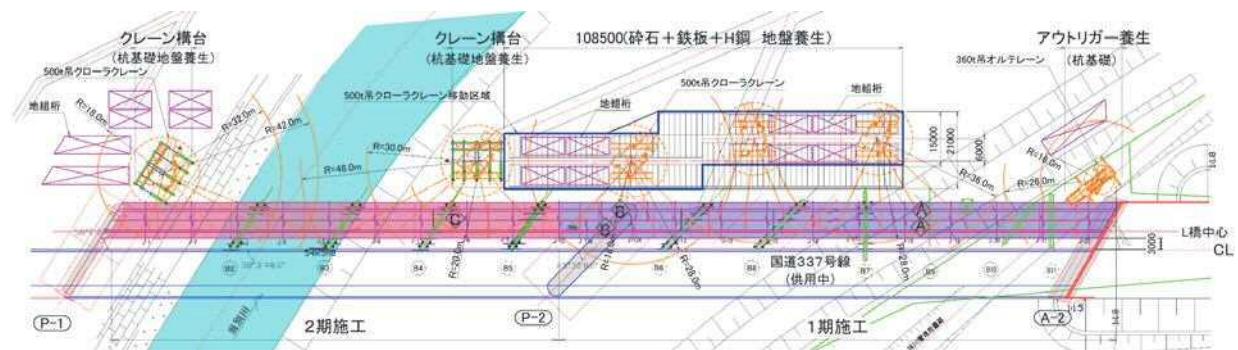


図-4 架設平面図

## (2) 作業ヤードの補強

施工場所は地表面より下方約35m以上においてまでN値が10以下の砂質土層・粘性土層からなる軟弱地盤のため、架設作業時におけるクレーン載荷重による地盤の安定性と、先行設置したペント杭への桁架設時のクレーン載荷重による影響が懸念された。そこで実施工に先立ち地盤変位やペント杭の変位・応力状態を確認するために2次元FEM解析の実施も含めて検討を行った。

### 1) クレーン走行路および架設位置

クローラクレーンの移動および架設箇所は碎石と敷鉄板により補強した状態で地盤安定計算を行った。しかし結果は碎石高500mmと敷鉄板だけではNGとなったため、さらに荷重を分散させるためH-300鋼を敷設することで所用の安全を確保した（写真-1）。



写真-1 走行路および架設補強

ただし、河川法面に近いクレーン設置箇所での地盤安定計算結果は、上記養生を行っても円弧すべりに対して所定の安全率を得ることができなかつたため、杭基礎によるクレーン構台を設置した（写真-2）。



写真-2 クレーン構台

またA2付近の架設は河川管理用道路があり、大型のクローラクレーンの進入が困難なため、360t吊トラッククレーンを使用し、据え付け箇所のアウトリガー位置に基礎杭を打設して補強した（写真-3）。

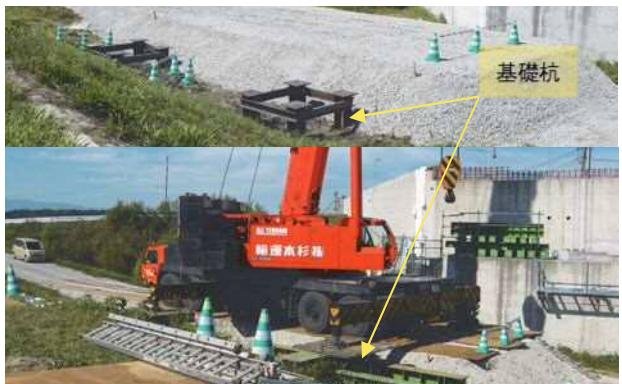


写真-3 アウトリガーベント基礎杭

### 2) ベント基礎杭

解析の結果は杭体に作用する曲げモーメントおよびせん断力に対して応力度上は満足したものの、杭天端および地中中部に作用する水平変位および地盤沈下量は比較的大きな結果となった。そこで、1ブロックにおいて断面で左右2分割して架設することで、吊上げ重量を減らしたり、クレーンとペント杭の離れを大きくとるなどして、余裕度を大きくとるための架設計画の見直しをおこなった。結果は当初に比べて以下のように変位量が減少し、裕度ならびに沈下量の抑制が可能となった。図-6、7に解析のモデルおよび結果を示す。

- ・ペント杭水平変位：杭天端変位 31mm → 22mm  
：地中中部最大 49mm → 44mm
- ・クレーン載荷位置での地盤沈下量 240mm → 210mm

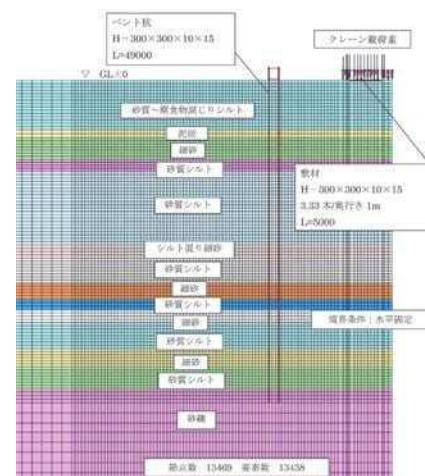


図-6 解析メッシュ図

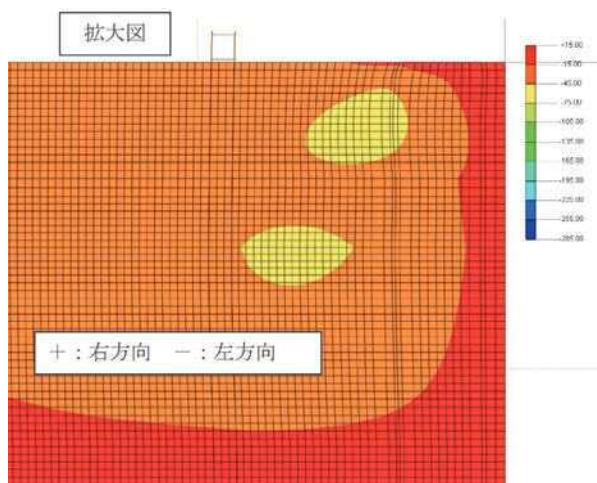


図-7 X方向変位コンター図

### (3) 杭施工（設置）

ペントおよびクレーン構台の基礎杭には300~400mmサイズのH形鋼を使用したが、河川敷内の非常に軟弱な地盤であることから、杭周りの付着力は期待せず、支持層まで打ち込むこととした。そのため打ち込み深さは最大で50mと非常に深い値となった。杭の施工は架設と兼用のクレーン走行路から150t吊クローラクレーンによって施工し（写真-4）、河川内は架設用の構台から架設に使用した500t吊クローラクレーンで施工した。



写真-4 ベント杭設置

### (4) 桁形状管理

#### 1) 溶接キャンバー

本橋の主桁現場継ぎ手部は鋼床板のみが溶接であり、製作時に溶接収縮を考慮した付加キャンバーが付けられている。施工は2期にわたり不安定な状態で架設が中断するため主桁の設置高さは極力低く安定させておく必要がある。また架設途中に出水対策により一部のペントを撤去することや、溶接によるデッキ収縮からペント受け

点での付加応力の影響を考慮する必要があった。そのため架設ステップ毎の形状管理を検討した。この検討は特に本橋のように斜角のきつい主桁においては適切に行わないと完成形でほぼ支点反力がゼロとなる支承の場合、浮き上がってしまう可能性があるため、各ウェブ毎に個別に検討をし、現場において入念に管理を行った。図-8に検討図を示す。

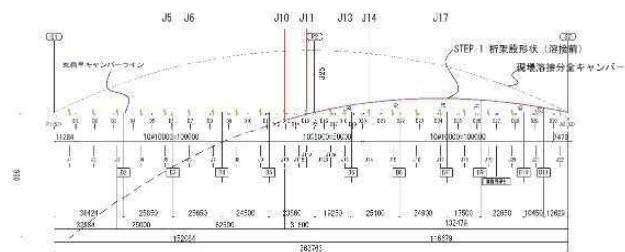


図-8 溶接キャンバー検討図

#### 2) 架設変形形状

本橋は大型橋梁であり、断面で縦横分割となる（図-1）。これを地組立てしてクレーンペント架設を行っているが、前項のクレーンの地盤反力によるペント杭への影響を回避するため、当初よりも地組立ての分割数を増やして架設をおこなっている。

その結果、左右分割（コの字）での地組み立て架設（写真-5）は施工上特に支障はなかったが、クレーンの作業半径が届かないため上下左右に4分割まで細かくした場合（写真-6）、ペントの受け点から張り出すと断面中心側の下フランジがウェブから大きく張出しているため自重でたわみ、形状を合わせることが困難となった。そこで架設時に仮の支保工で先端を受けることでのたわみをとり、次のペント受け点まで左右片側（コの字）の架設を先行させて形状を安定させた後もう片方の跳ね出しブロックを架設していく順序で添接作業にあたった。



写真-5 2分割架設状況



写真-6 4分割架設状況

### (5) 現場溶接管理

本橋梁は、鋼床版の継手は標準部が板厚12mmの現場溶接でありその溶接方法としてサブマージアーク溶接を採用している。支点上の鋼床版については最大で板厚21mmのため一部ガスシールドアーク溶接とした。

通常、現場での鋼床版サブマージアーク溶接の場合ガスシールドアーク溶接と異なり一般に風防設備を必要としないが、本橋梁の架橋地点周辺は遮蔽物がなく、また河川上で風の通り道になりやすいなどの地理的条件から、サブマージアーク溶接の際も風防設備を用いて溶接作業を行った。その写真を写真-7に示す。



写真-7 溶接風防設備

風防設備には型枠足場を流用し、溶接作業中は鋼床版の吊金具や手すりなどで強固に固定して不意の突風にも十分注意した。風防設備を設置することによってより溶接品質を確保することができるが、別途定めた溶接時の気象条件（気温・風速）を超える場合には作業を中止し

た。

現場溶接部の非破壊検査は超音波探傷試験を溶接継手全線に行い、合わせて端部や交差部は放射線透過試験を用いてクロスチェックを行い、溶接品質の確保に努めた。

また、鋼床版の疲労についての配慮から外観検査時の判定基準を厳しくした。また、工場製作時に溶接にて設置している鋼床版上の吊金具の撤去については、撤去完了後有害な傷が残っていないか磁粉探傷試験を行った。その状況を写真-8に示す。



写真-8 磁粉探傷試験

### (6) 杭施工（撤去）

桁組み立て完了後、ベント基礎杭の撤去を河川内は60t吊クローラクレーンを横取り前の桁上に乗せて施工した（写真-9、10）。



写真-9 杭抜き状況



杭基礎の撤去は設置したときと同じ能力のバイブロハンマーによる引き抜き作業を試みたが、引き抜くことができず、能力の大きなバイブロハンマーを採用することとなった。おそらく最も時間の経過したもので設置から1年以上が経過しており、杭周りの地盤の締固まりで付着力が増加したためと予想される。そのため、過負荷により安全装置が作動し、バイブロハンマーの停止により撤去作業の効率が低減し、また周囲の地盤振動が大きくなり、周辺環境の悪化が懸念された。

そこで、地盤改良などで薬液注入などに使用されるウォータージェットを使用し（写真-11）、高圧水によって杭まわりの地盤を取り除き、杭基礎周りの付着力を低減させることで、杭を設置したときよりも小さな能力のバイブロハンマーによる撤去作業が可能となるとともに、地盤振動も低減でき、周囲環境への負荷を軽減することができた。



当別川橋（LB橋）の架設

## (7) 横取り架設

当初計画では、河川内で支点反力の最も大きい中間支点であるP2橋脚が端支点と斜角が大きく異なっているため、横取り方向を両端部に合わせた場合に橋脚の構造中心方向が異なり、RC橋脚上での横取り設備の設置位置（荷重載荷位置）が橋脚縁端に近く、橋脚の品質を確保することが困難と予想された。

これを回避するには、本来支点反力の最も大きい中間支点において横取り方向を一致させる事が好ましいが、本橋のように横取り桁の端部が橋台本体に干渉して配置することができない場合は橋台よりも高い位置に桁を組み、横取り後にジャッキダウンする方法がある。しかし橋脚・橋台上が狭く架設位置も高くなるため、長期の桁組み立て時や、横取り時不安定な状態となることが懸念された。

そのため、桁降下量を最低限に抑え、かつ安定した桁横移動を行うため、横取り方向はA2橋台部の斜角に合わせた $60^\circ$ を基準とし（図-9）、以下の2点について対策を講じた。

- (1) P1橋脚部の斜角 $58^\circ$ に対し、横取り軌条設置角度を $+2^\circ$ 調整し横取り方向と同じ斜角 $60^\circ$ として設定
- (2) P2橋脚部は軌条設置角度を橋脚構造中心角と同じ斜角 $45^\circ 30'$ と設定し、横取り方向および、それに交差する方向の2軸において移動が可能な重量物移動装置であるマジックスライドを使用することで、斜角 $60^\circ$ 方向への横取りに対応

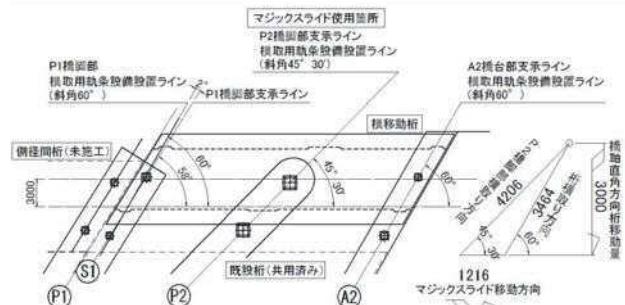


図-9 横取りライン

ここでマジックスライドとは各横取りラインで横取り方向が異なる（各横取りラインが平行でない）場合において、横取りの進捗に伴う各受点間隔の変化に追従可能な二軸のスライド装置のことである。

本工事においては、マジックスライドを使用することで横取り方向と大幅に異なるP2橋脚の構造物中心線上

へ横取り軌条設備を設置することが可能となった。ただし、中間橋脚の1支点あたりの設計反力は5000KNを超える大反力であり、既存のマジックスライド（2000KN耐力）の耐荷重を大幅に超過するため、弊社の8000KN耐力のすべり台を改造して新規のマジックスライドを開発・導入することで対応することとした。

今回開発したマジックスライドは、8000KN滑り台上のスライド架台（天面にテフロン板貼付）に、横取り桁とボルト固定した桁受け梁を設置し、500KN200ストロークセンターホールジャッキにより、PC鋼棒を介して引き込むことにより、滑り台進行方向と交差する軸上で桁移動を可能としている（図-10、写真-12）。

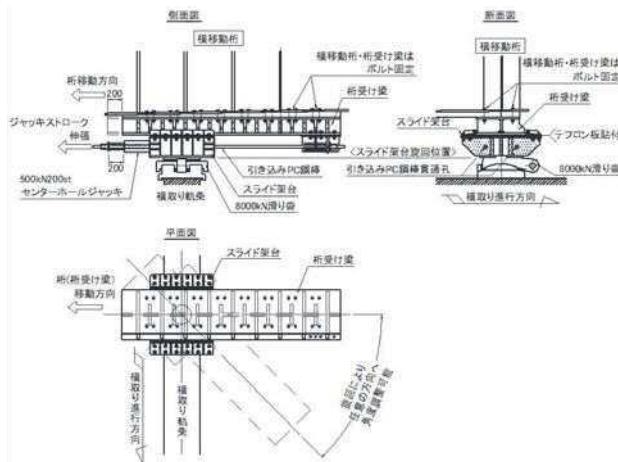


図-10 マジックスライド構造図



写真-12 マジックスライド

各橋脚、橋台部における横取り設備組合せおよび支点反力を図-11に示す。横取り駆動力として使用する水平ジャッキは両端部にて押引1500KN1050st水平ジャッキを1台ずつ使用に対し、P2橋脚部においては1200KN1100st水平ジャッキを2台使用している（写真-13）。横取り桁は橋軸直角方向に対し3.0mの移動を行い、各支点部

における移動量はP1橋脚・A2橋台にて3.464m（斜角60°方向）、P2橋脚にて4.206m（斜角45°30'方向）、P2橋脚マジックスライド上にて橋軸方向に1.216m桁が移動することとなり、中間支点部のP2橋脚と両支点部のP1橋脚・A2橋台における横移動量に大きな差が生じる。

本工事における横移動は、横取り方向（斜角60°方向）に伸長するP1橋脚、A2橋台部の500KN1050ストローク水平ジャッキ、P2橋脚構造中心線方向（斜角45°30'方向）に伸長する、1200KN1100ストローク水平ジャッキおよび、マジックスライドに組み込まれた橋軸方向に伸長する500KN200ストロークセンターホールジャッキと3種類のジャッキが3方向に組み込まれることとなり、それぞれの動作速度を調整した上で連動させる必要がある。センターホールジャッキ200mmのストローク伸長に対し、500KN1000st水平ジャッキが576mm、1200KN1100st水平ジャッキが692mmのストローク伸長が必要になる。各々のジャッキに使用する必要油量も大きく異なり、可変ポンプユニットの使用だけでは3種類のジャッキのストロークの伸長速度を同調することが出来ないため、ポンプユニットとその電源となる発電機との間に電源の周波数を調整するインバータユニットを使用することでジャッキの動作速度を微調整した。

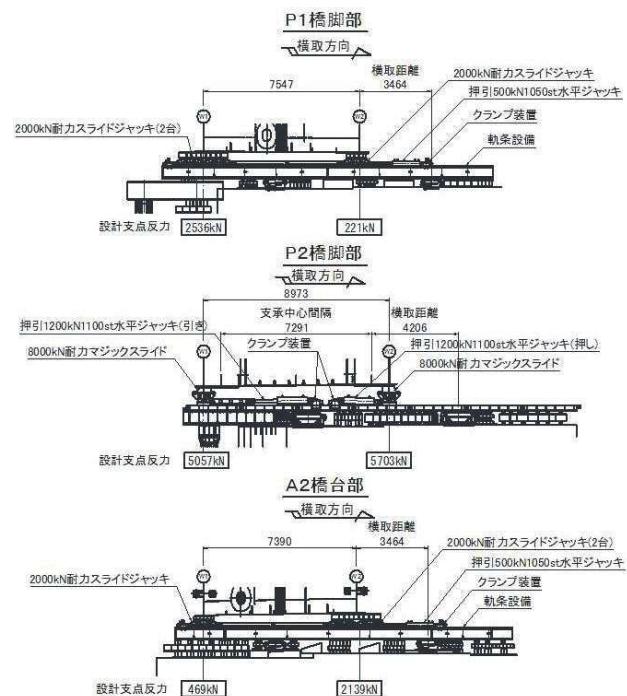


図-11 横取り設備図

また、各ジャッキのジャッキ伸長量を管理するため、ワイヤー式変位計を各ジャッキに取り付け、各橋脚、橋台部には斜角60°方向の桁横移動量を計測するためレーザー式距離計をそれぞれ設置し、ジャッキストローク伸長量および桁の横取り量を制御室にて常時確認し一元管理を行った（図-12）。



写真-13 P2横取り設備



図-12 ジャッキ管理画面

### 3. おわりに

本橋では、河川への阻害および河川環境への負荷を低減する目的から、RC橋脚の設置方向は流水方向と平行になり、結果として、各橋脚できつい斜角を有する構造系となった。

本橋の鋼桁架設では、様々な制約条件から最も反力の大きいP2中間支点での二軸スライド装置を用いた縦運動併用の横取り架設を実施したが、反力が大きいが故に桁の移動作業においては、スムーズな移動と桁の安定性の確保が重要であった。また、桁架設時における軟弱地盤上の大型クレーンの傾斜防止対策として採用した各種地盤補強は有効に機能し、安全作業を確保でき、今後も有効な軟弱地盤対策であることを確認できた。

ウォータージェット併用による杭基礎の引き抜き施工については、撤去時の地盤振動の低減や機械の省力化に効力を發揮した。様々な課題を抱えながらも、これを克服し、本橋の架設は完了した（写真-14）。

当現場は北海道の積雪の多さと雄大な自然が記憶に残る現場であった（写真-15）。

最後に、本工事におきましてご指導賜りました北海道開発局札幌開発建設部の皆様、並びに各方面でご尽力いただきました関係者各位に誌面をお借りしまして、厚く御礼申し上げます。

2013.12.2 受付



写真-15 オジロワシ（天然記念物）



写真-14 架設完了

# 曲線送出し工法による桁の架設－釧内こ線橋－

## Erection of a Girder with Curved Launching Method - Shakunai Overpass -



田 中 栄 貴<sup>\*1</sup>  
Hideki TANAKA



堀 井 敏<sup>\*2</sup>  
Satoshi HORII



池 田 浩<sup>\*3</sup>  
Yutaka IKEDA



稻 田 博 史<sup>\*4</sup>  
Hiroshi INADA

### 要 旨

大館西道路は、大館市内を縦貫する延長約8.8kmの自動車専用道路であり、本路線の整備により交通渋滞の緩和、国道7号の迂回路の確保、大館能代空港、能代港の利便性向上に貢献する等の効果が期待できる。本工事は一般国道7号（大館西道路）改築工事の内、JR奥羽本線上を跨ぐ釧内こ線橋の新設工事である。架設は台車による送出し工法であるが、平面曲線の付いた鋼桁を曲線で送り出すというのが特徴であった。本稿は曲線送出し工法の施工報告を行うものである。

キーワード：曲線送出し

### 1. はじめに

大館西道路は、大館市内を縦貫する延長約8.8kmの自動車専用道路であり、本路線の整備により交通渋滞の緩和、国道7号の迂回路の確保、大館能代空港、能代港の利便性向上に貢献する等の効果が期待されている（図-1）。

本工事は一般国道7号（大館西道路）改築工事の内、JR奥羽本線上を跨ぐ釧内こ線橋の新設工事である（図-1, 2, 3）。

架設は台車による送出し工法であるが、平面曲線の付いた鋼桁を曲線軌道で送り出すというのが特徴であった。



図-1 位置図

本稿は曲線送出し工法の施工報告を行うものである。

### 2. 工事概要

工事名：大館・白沢間釧内こ線橋上部工新設工事

場所：秋田県大館市釧内内地内

工期：平成24年12月28日～平成26年1月11日

発注者：第一建設工業株式会社

（企業者：東日本旅客鉄道株式会社）

形式：3径間連続鋼箱桁橋

橋長：163m (A1～A2間)

幅員：11.16m

鋼重：309.3t (施工範囲)

横断勾配：2.0%

縦断勾配：1.3%

平面曲線：R=2000

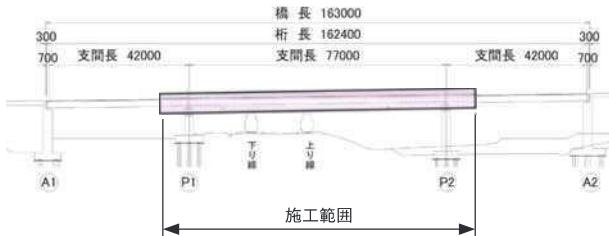


図-2 全体側面図

\*1建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ 現場所長

\*2建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ 現場主任技術者

\*3建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ グループリーダー

\*4建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ 主任

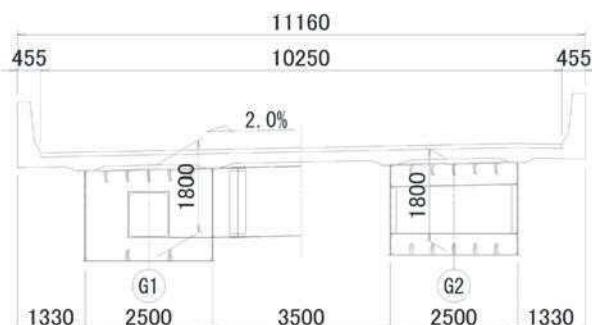


図-3 断面図

### 3. 送出し架設

#### (1) 工法の概要

自走台車で鋼桁を送り出す場合、直線桁・曲線桁に関する限り軌条設備（レール）は直線で配置し、直線送出し後に平面位置を合わせるため、必要に応じて桁の横取りを行うのが一般的である。

本工事で架設する鋼桁にはR=2000mの平面曲線が付いており、送出し側となるヤード形状は道路線形に沿った曲線で細長かったことから、直線で軌条設備を配置するとヤードからはみ出してしまう。そのため軌条設備（レール）に曲線を付加し、送り出すこととした（写真-1）。



写真-1 送出し桁全景

#### (2) 軌条設備

軌条設備は、2主箱桁のウェブ直下付近に軌条レールがくるよう4軌条配置され、その敷設延長は約160mとなる（図-4）。軌条設備を設置する際は、添接部遊間を一番内側の軌条から1mm、7mm、16mm、22mmとし、全体的に曲線形状となるよう角度を付けながら設置した（写真-2）。



図-4 軌条設備平面

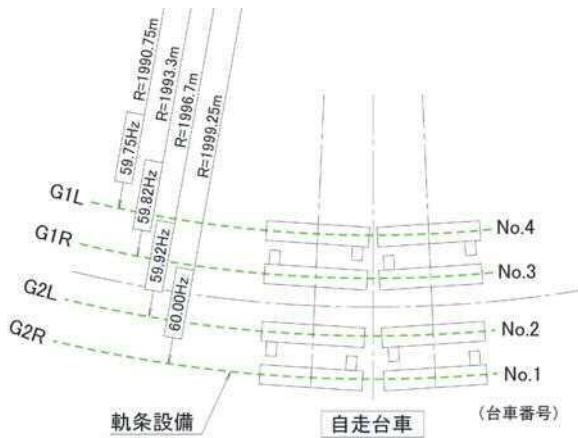


写真-2 曲線形状の軌条設備

#### (3) 自走台車設備

##### 1) 自走台車の速度調整

送出し長が76mとなる第1回目の送出しでは、4軌条のうち一番内側の軌条と外側の軌条では、曲線半径の違いにより自走台車の進む距離に324mmの差が発生する。キ電停止間合の限られた時間内で確実に手延べ機を所定位置まで到達させるため、本工事では、軌条毎に自走台車モーターの回転数をインバーターにて制御し、速度を調整することとした。具体的には、4軌条のうち曲線半径が最大となる一番外側の自走台車の周波数を60Hzとし、半径の比率で各台車の周波数を設定することで、モーターの回転数を軌条毎に調整した（図-5）。



図一5 周波数の設定

本工事では、自走台車設備の現場搬入前にモーターの回転数の確認を行うため、工場にて空転試験を実施した。試験時は工場にて実際の台車配置で自走台車を設置し、自走台車のモーターに直接計測器を当て、1分間当たりの回転数（前進時、後退時）を計測した（写真一3, 4, 5）。



写真一3 自走台車空転試験状況



写真一4 モーターの回転数計測状況



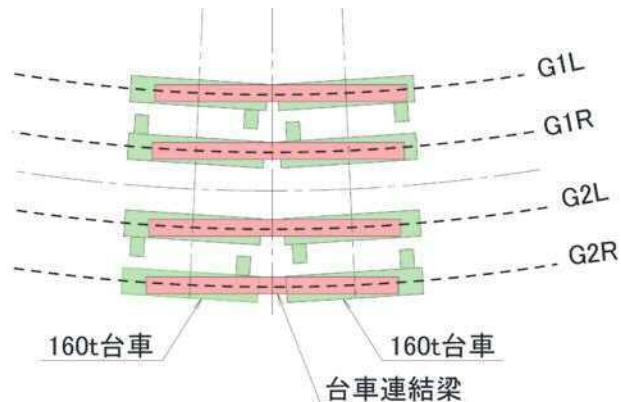
写真一5 モーターの回転数計測

空転試験の結果、各台車の回転数の設定値との差は最大で0.03%程度であり、周波数の設定通りにモーターの回転数を制御できることを確認できた。

また、第1回目の送出し時間と同じ約40分の連続運転を行い、機器に異常が生じないことを確認した。

## 2) 自走台車の組立

1軌条当たりの最大反力は、設計値2191.7kN（223.6t）であったため、160t自走台車を縦に2台並べ、台車連結梁で固定することで、320t耐力の台車とした。縦に2台並ぶ自走台車は、台車連結梁の孔位置を調整することで、車輪が軌条レール半径の接線方向に向くよう配慮した（図一6）。



図一6 自走台車配置イメージ

#### (4) たわみの調整

手延べ機側の最大張出長は約84mあり、先端のたわみ量は約4.1mとなる。そのため、送出し前に前方の自走台車で1.2mジャッキアップ、後方の従走台車で1.2mジャッキダウンを行い、高さを調整した（図-7）。

自走台車、従走台車ともに台車上でジャッキアップ・ダウンできる設備とした（写真-6, 7）。



図-7 たわみの調整



写真-6 自走台車設備



写真-7 従走台車設備

#### (5) 耐震設備

送出し架設時の耐震設備は、PC鋼棒にて橋脚両側に設置した耐震梁を挟み込む構造であり、送出し側のP1橋脚と到達側のP2橋脚に設置した（図-8）。本設備では、地震により桁が橋軸直角方向に動いた場合に、耐震設備の上部ブラケットと桁のフランジをぶつける構造としたが、第1回目送出し前後および桁降下前後で桁位置が上下に変化するため、第1回目送出し前後は上部ブラケットの上にサンドルを設置することで、桁降下前後は上部ブラケットの取付位置を変えることで、対応した。

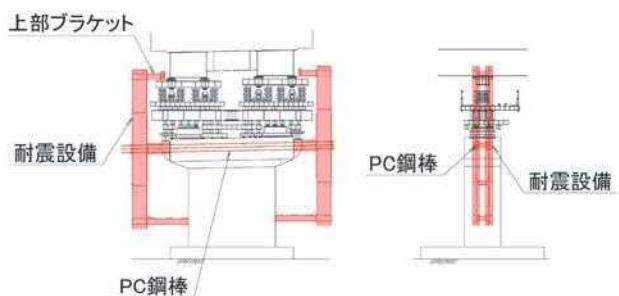


図-8 耐震設備

#### (6) 自動制御システム

台車反力は、計測室にて一括管理することとしたが、第1回目送出し時は、より確実に時間内に送出しを完了させるため、自走台車について反力の自動制御（ストローク調整）を行うこととした。

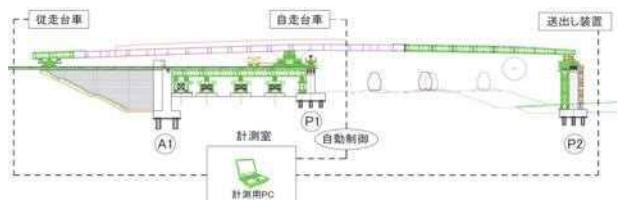
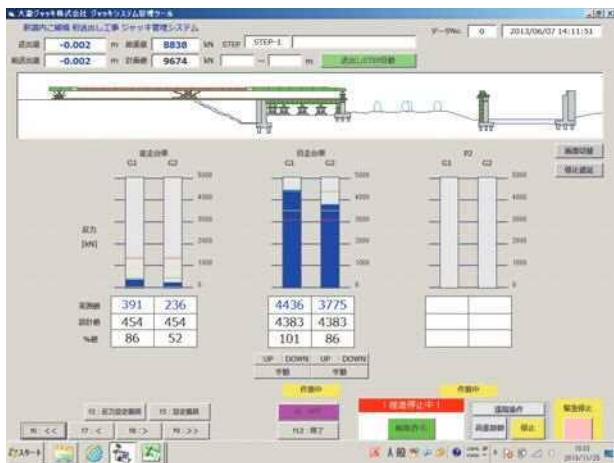


図-9 自動制御

管理限界値は設計値±20%とし、管理値を超えた場合にストロークの自動調整を、設計値±30%を超えた場合に送出しをストップし反力を調整することとした。

第2回目以降の送り出しでは自動制御は行わず、計測室にて反力確認を行いながら、必要に応じて反力調整を実施した。



写真一8 管理画面

#### (7) 送出し作業

第1回目送出しにおいて、キ電停止間合い（実作業時間72分）で行う作業は、レールクランプの固定解除、送出し（76m）、レールクランプ固定、手延べ機先端の仮受けまでであった。

送出し当日、作業は問題なく順調に進み、予定より約5分早く完了することができた（写真一9）。反力についても管理値内に収まり、結果として自動制御は作動しなかった。



写真一9 送出し状況



写真一10 送出し状況

第1回目送出し後、従走台車のジャッキアップ、自走台車のジャッキダウンを行い手延べ機の上げ越し分を戻した。

第2回目以降の送出しは、自走台車後方に設置した50t-1400st水平ジャッキ4台、および到達側の送出し装置4台により行い、台車を盛替えながら11回に分けて送出しを行った。その際、軌条の曲線形状を考慮し、軌条毎に水平ジャッキのストロークを調整して作業を行った。

#### 4. あとがき

本工事は、軌条毎の自走台車速度を調整し、曲線軌道で桁を送り出すという特殊な方法での架設であったが、各種設備や施工の工夫により、無事に工事を終えることができました。

鋼桁の平面線形に合わせた曲線で送り出すことは、送出し過程で桁の平面的な調整が少ないというメリットがあります。また今回のように送出しヤードが十分に確保できない場合には有効な方法であり、今後、類似工事で参考にしていただければ幸いです。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただきましたJR東日本秋田土木技術センター、第一建設工業（株）の関係者の皆様に深く感謝し、紙上を借りてお礼を申し上げます。

2013.12.2 受付

## 報 告

# 野広第1大橋（開断面箱桁橋）の送出し架設

## Launching Erection of Nohiro Daiichi Ohashi Bridge (Open Section Box-girder Bridge)



加 藤 徹<sup>\*1</sup>  
Tohru KATO



今 井 健太郎<sup>\*2</sup>  
Kentarou IMAI



田 中 栄 貴<sup>\*3</sup>  
Hideki TANAKA



森 添 慎 司<sup>\*4</sup>  
Shinji MORIZOE

### 要 旨

本工事は、災害時に代替道路がない一般国道9号の鹿足郡津和野町滝元～直地間における道路の防災と安全のさらなる向上を目的として整備された国土交通省中国地方整備局浜田河川国道事務所による一般国道9号直地防災事業の一環であり、津和野川を渡河する3径間連続合成開断面箱桁橋（床版形式：鋼・コンクリート合成床版）の新設工事である。架設工法は、本橋の特性と施工条件を勘案して、送出し架設とトラッククレーン架設の併用工法を採用し、出水期における河川区域のH.W.L.範囲内に仮設構造物を設置することなく施工を行った。本稿では、この3径間連続合成開断面箱桁橋の架設についての報告を行う。

キーワード：開断面箱桁橋、出水期施工、送出し架設

### 1. まえがき

本工事は、図-1、表-1に示す国土交通省中国地方整備局浜田河川国道事務所により整備された一般国道9号直地防災事業の一環であり、津和野川を渡河する3径間連続合成開断面箱桁橋（床版形式：鋼・コンクリート合成床版）の新設工事である。

直地防災事業は、災害時の代替道路がなく地形的にも斜面が急峻で落石や崩壊の恐れのある一般国道9号の鹿足郡津和野町滝元～直地間にいて、道路の防災と安全のさらなる向上を目的とし、当該箇所を迂回するルートを整備するものである。

本工事の架設は、津和野川の出水期に施工を行うため、河川区域のH.W.L.範囲内に仮設構造物を設置しないことが施工条件であった。そのため、架設工法は送出し工法を基本としたが、橋梁の平面線形が曲線（R=300.0）からクロソイド区間（A=125.0）を経て直線（R=∞）に変化する線形であることと、一般国道9号に近接した作業ヤードの制限を勘案して、曲線区間をトラッククレーンで架設する併用工法を採用した。また、本橋の床版形式は鋼・コンクリート合成床版であるが、送出し架設時の安全確保（鋼重低減による主桁の座屈防止）および鋼板パネル製作工程がクリティカルになることを

回避するため、鋼板パネルを主桁架設後に設置することとした。

本稿では、このような条件の下で施工した野広第1大橋の架設についての報告を行う。



図-1 直地防災施工位置図

表-1 直地防災概要

起 点	島根県鹿足郡津和野町滝元
終 点	島根県鹿足郡津和野町直地
延 長	約1.8km
道 路 の 区 分	第3種 第2級
車 線 数	2車線
設 計 速 度	60km/h
経 過	平成11年度事業化 平成15年度用地着手 平成18年度工事着手 平成23年12月22日部分供用開始 平成25年 3月28日全線供用開始

\*1 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ 現場所長

\*2 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

\*3 建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ

\*4 橋梁事業本部 技術本部技術部大阪計画グループ 係長

## 2. 工事概要

工事名：国道9号野広1号橋鋼上部工事

発注者：国土交通省 中国地方整備局

浜田河川国道事務所

施工場所：島根県鹿足郡津和野町滝元～直地地内

工期：平成23年12月20日～平成24年10月31日

構造概要：3径間連続合成開断面箱桁橋

橋長 L=133.0m 鋼重 W=351.8t

床版形式：鋼・コンクリート合成床版（パワースラブ）

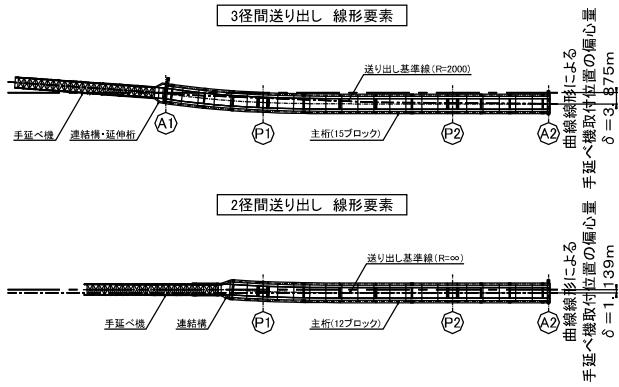


図-2 送出し線形比較図

## 3. 架設計画

### (1) 架設工法の選定

本工事は、津和野川のH.W.L範囲内に仮設構造物が設置できない施工条件であるため、A2橋台背面を送出しヤードとして、終点から起点方向に送出し架設を行うことを基本とするが、図-2に示すように3径間（全橋）送出しを行う場合には、橋梁の平面線形（ $R=300.0 \sim R=\infty$ に変化）の影響による手延べ機取付位置の偏心（ $\delta=3.875\text{m}$ ）が生じることとなる。手延べ機の偏心は、主桁にねじりモーメントを作用させることとなり、ねじり剛性が低い開断面箱桁に対する座屈等の発生が懸念された。

そのため、手延べ機取付位置の偏心を約1/3（ $\delta=1.139\text{m}$ ）まで低減することができるP1橋脚～A2橋台間

の送出し架設（2径間送出し）完了後に曲線区間であるA1橋台～P1橋脚間をトラッククレーン架設で施工する併用工法を採用した（図-3）。

### (2) 開断面箱桁のねじり剛性確保

主桁架設時における開断面箱桁のねじり剛性を確保するための対策として、ダイヤフラム取付箇所となる各格点間を結ぶ仮設上横構（L130×130×12）ならびに格点間の中央付近に仮設ストラット（PC鋼棒  $\phi 22$ ）を配置した（写真-1）。

仮設上横構の設計は、主桁と床版コンクリートが合成する前の開断面箱桁が、設計上の有効板厚1mmの上フランジを持つ閉断面箱桁と同等のねじれ剛性を有するよう、トラス構造換算板厚（小松・西村：薄肉ばり理論

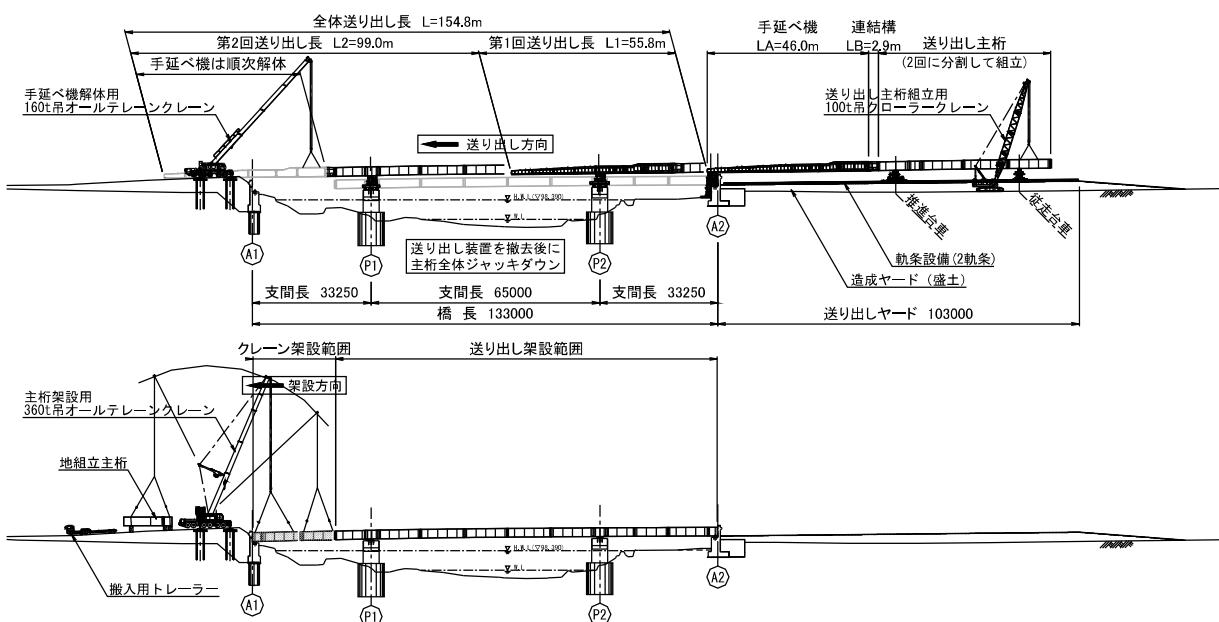


図-3 架設概要図

によるトラスの立体解析 土木学会論文集 第238号)により断面を決定した。

仮設ストラットは、格点間隔が最大5.6mと広くなっているため、傾斜しているウェブの上縁が送り出し架設時に断面外側へ変形しないように拘束することを目的とし、上フランジ天端のネジ付きスタッドボルトに製作したガセットプレートを介して固定する構造とした。



写真一1 仮設上横構・仮設ストラット

### (3) 連結構の構造

手延べ機と主桁の取り合い部は、2主鉄桁形式（鉛直ウェブ）の手延べ機を開断面箱桁（斜めウェブ）に連結することになる。そのため、連結構は主桁と同形状の断面内に上フランジおよびダイヤフラムを追加した閉断面となる横梁を設置し、その横梁に手延べ機連結用の仕口を設ける構造とした（写真一2）。

手延べ機に作用する曲げモーメントは、横梁のねじり剛性により抵抗し、主桁断面に伝達することとして設計を行った。



写真一2 連結構

## 4. 現場施工

### (1) ヤード造成

A2橋台背面の送出しヤードは、写真一3に示すように現状地盤上に盛土を行うことで造成し、盛土の天端高さは軌条設備と台車設備の高さを考慮した上で、A2橋台パラベット上端と送出し部材下端との遊間が500mmとなるように設定した。

盛土の施工は、道路供用後に路体となる箇所であるため、道路土工として管理するとともに、平板載荷試験による支持力測定を実施し、送出し架設時に台車設備から作用する反力に対する安全性を確認した。

A1橋台背面ヤードは、手延べ機解体および主桁架設等のクレーン据付ヤードとして使用するため、進入・退出路となる一般国道9号の路面高に合わせるように盛土による造成を行った（写真一4）。

盛土施工箇所は、津和野川方向に急峻な斜面となっているため、クレーンアウトリガー設置箇所には支持杭（H400×400×13×21）を打設し、クレーン作業に必要な支持力を確保した。



写真一3 送出しヤード



写真一4 A1橋台背面ヤード

## (2) 軌条設備

軌条設備は、敷設板基礎と軌条桁（H400×400×13×21）および37kgレールで構成し、軌条幅員5355mmの2軌条とし、左右の軌条桁を繋ぎ材（[200×90×8×13.5]）で連結する構造とした（写真-5）。

軌条設備の組立時には、横断勾配がLEVELかつ縦断勾配が送出し基準勾配（起点方向に上り1.050%）に一致するように管理し、軌条桁の下面にライナープレートを挿入することで高さ調整を実施した。



写真-5 軌条設備

## (3) 台車設備

台車設備は、組立台車（3基）と推進台車（1基）および従走台車（1基）を配置し、手延べ機・主桁の組立ならびに送出し架設を実施した。

推進台車には、自走機能として油圧水平ジャッキ（Cap.押引196kN-1000st）とレールクランプ装置を設置し、安全対策として逸走防止用のレールクランプ装置を付加する構造とした（写真-6）。



写真-6 推進台車設備

## (4) 主桁組立

本工事の主桁は、図-4に示すように断面的に3分割された部材を台車設備上で組み立てことになるため、

断面の形成が完了するまでの間は、台車上に設置した支持架台および強力サポート支保工を使用して、部材の支持ならびに転倒を防止する対策を施した（写真-7）。

実施工においては、組立の初期段階では部材の転倒を防止するための強力サポート支保工が有用であったが、組立が完了した主桁はダイヤフラムおよび仮設上横構により形状が保持されて変形が生じないため、後方に継ぎ足した部材を拘束する十分な強度を有しており、強力サポートは不要となった。

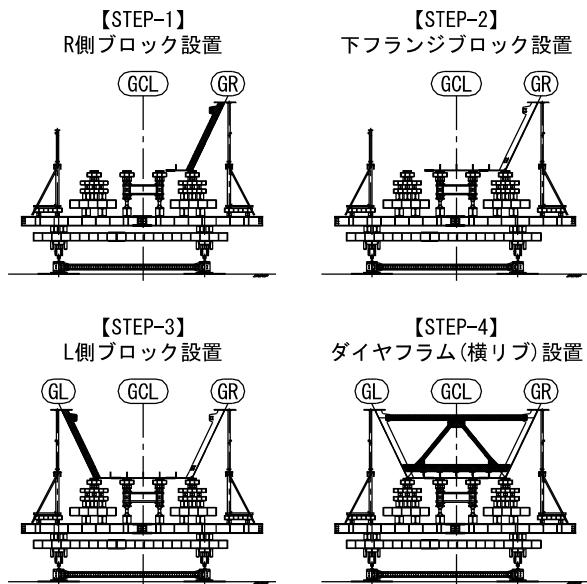


図-4 主桁組立ステップ図



写真-7 送出しヤードでの主桁組立

主桁の組立作業は、台車設備を使用した多点支持で行うこととし、台車設備の移動による支持点の受け替えを行いながら作業を進めた。

主桁の支持高さは、縦断勾配および製作キャンバーを考慮して管理を行ったが、上フランジ部には6箇所の現

場溶接継手が適用されており、溶接施工にともなう付加キャンバーが含まれているため、溶接完了後に支持高さを再調整する必要があった。

溶接施工は3箇所ずつ2回に分けて実施するため、各段階ごとに溶接完了後の上フランジ継手部の収縮にともなう回転量から相殺される付加キャンバー値を算出し、現場施工の進捗にあわせた段階キャンバー値を設定した。

溶接完了後の支持高さの再調整は、設定した段階キャンバー値を基準にして行い、出来形を管理した。

### (5) 送出し装置

送出し装置は、キャタピラ式送出し装置（エンドレスローラー）やスライド式送出し装置が一般的であるが、本工事では主桁縦断勾配の変化（2.0%→0.5%）および製作キャンバーを考慮した送出し装置上での高さ調整量が約300mmとなり、エンドレスローラーが有する高さ調整量（200mm程度）では対応が困難となるため、後者の送出し装置（Cap.3048kN）を採用した（写真-8）。



写真-8 スライド式送出し装置

### (6) 送出し架設

送出し作業は送り出しヤード長を考慮して、図-5に示すように2回に分割して行うこととし、手延べ機・連結構・主桁5ブロック（J3～J8部）の組立完了後に第1回送出し架設（L1=55.8m）を実施し、主桁7ブロック（J8～GE2部）の追加組立後に第2回送出し架設（L2=99.0m）を実施する手順とした（写真-9）。

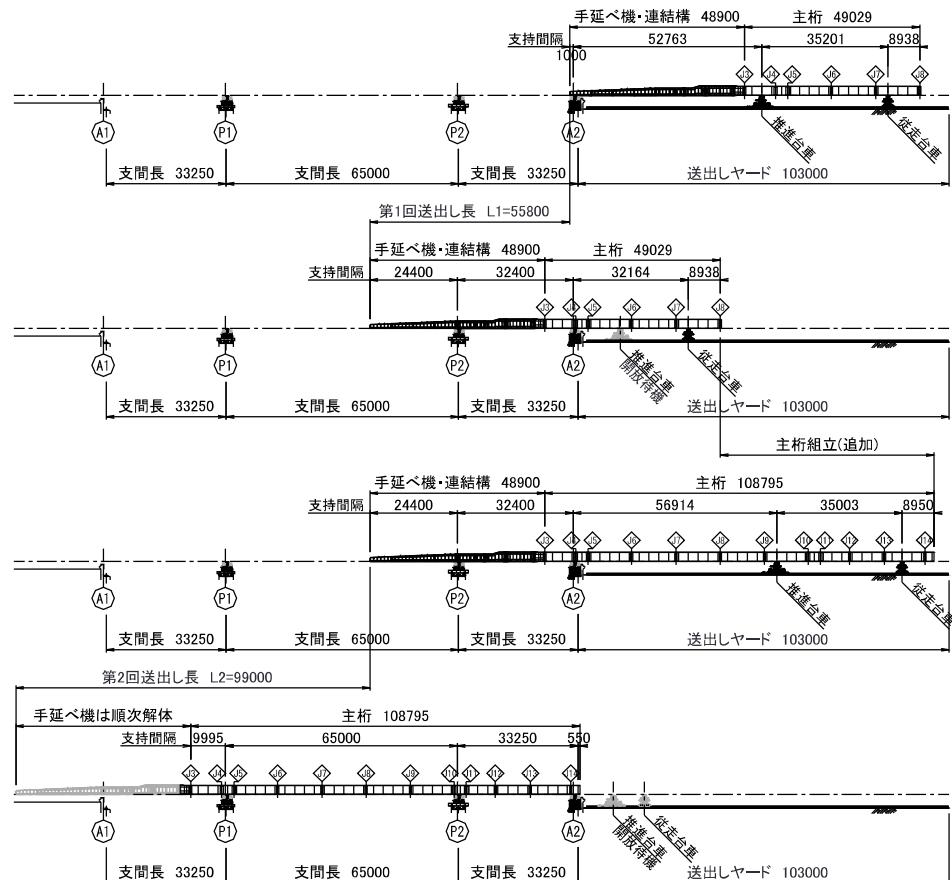


図-5 送出しステップ図



写真-9 送出し架設



写真-10 主桁降下前



写真-11 主桁降下後

送出し時の平面基準線は、主桁中心のP2格点とS2格点を結ぶ直線の延長ラインとし、送出し部材は基準線に合わせて直線的に移動させた。主桁の平面線形は曲線を有しているため、送出し時に支持点が橋軸直角方向に移動することになるが、送出し装置上に受梁を配置して、支持点の受け替えを行う方法で対処した。

送出し時の基準（縦断）勾配は、最大死荷重キャンバー位置（C11格点）を原点として、主桁縦断勾配の変化等による送出し装置上での高さ調整の範囲が最小となるように検討を行い、送出しの起点から終点（A2橋台からA1橋台）方向に上り1.050%に設定し、この基準勾配に合わせて送出し時の支持点高さを管理した。

### (7) 主桁降下

主桁降下は、送出し装置の撤去および送出し設備に使用した受梁等をサンドル材（H150×150×7×10）を用いた降下用架台に組み替えた後に、約3.6mのジャッキダウンを実施した（写真-10, 11）。

ジャッキダウン作業は、強制変位を与えることによる主桁の座屈を防止するため、P1橋脚とP2橋脚の高低差が150mm以上とならないように、図-6に示す手順でジャッキダウン量を管理した。

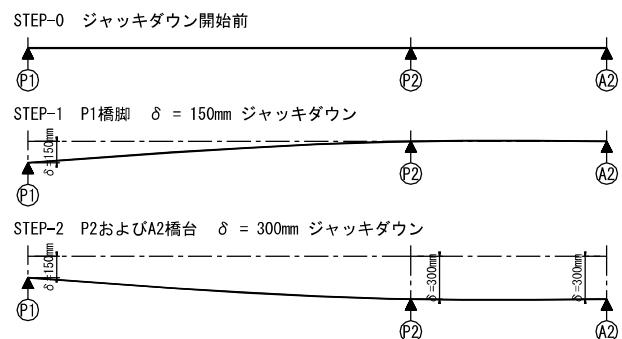


図-6 ジャッキダウン手順図

### (8) トラッククレーン架設

A1橋台～P1橋脚間の主桁3ブロック（GE1～J3部）の架設は、造成したA1橋台背面ヤードに据え付けた360t吊オールテレーンクレーンにより施工を行った。

施工手順は、J2～J3部の地組立ブロック（開断面箱桁を形成）の張出架設を行い、GE1～J2部の地組立ブロック（橋軸方向に2ブロックを一体化）を架設することで、A1橋台に到達させる手順とした。

開断面箱桁の形状保持対策として、地組立時には部材の支持ならびに転倒を防止するための強力サポート支保工を使用し、架設時には玉掛け設備（ワイヤーの取付角度）から作用する主桁の面外（橋軸直角）方向の水平力に抵抗するための吊天秤（H350×350×12×19）を使用した（写真-12）。

主桁架設（支承据付）完了後、120t吊オールテレーンクレーンを使用して合成床版（鋼板パネル）設置し、架設作業を完了させた（写真-13）。

トラッククレーン架設時には、クレーン据付ヤードおよび部材搬入ヤードとして一般国道9号を使用する必要があったため、片側交互通行規制を実施して作業ヤードを確保した。



写真-12 主桁クレーン架設

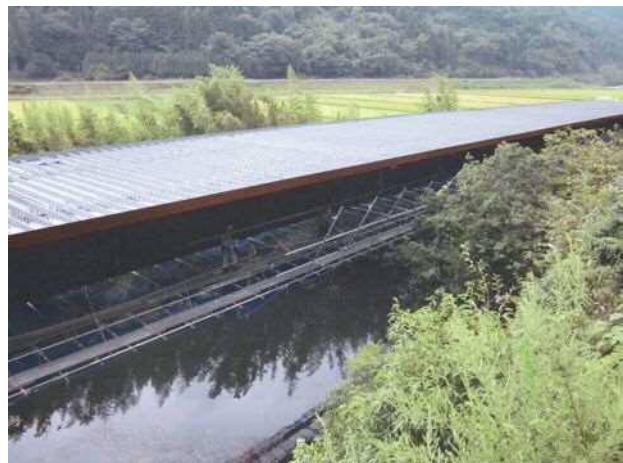


写真-13 合成床版架設完了

## 5. あとがき

本工事は、平成24年4月より現場工事に着手し、送出し架設を主たる工法とする3径間連続合成開断面箱桁橋の架設工事を無災害で終え、平成24年10月31日に竣工を迎えることができました。

この工事を進めるにあたり、国土交通省中国地方整備局浜田河川国道事務所および益田国道維持出張所の方々に御指導を賜り、協力会社の方々に御協力を頂きました。ここに深く感謝致します。

2013.12.2 受付

## グラビア写真説明

### 野広第1大橋

野広第1大橋は、一般国道9号直地（ただち）防災事業の新設バイパス区間において、津和野川を下流側で跨ぐ箇所に架設された3径間連続合成開断面箱桁橋（床版：鋼・コンクリート合成床版）です。

本橋は、中国地方整備局で初めて採用された開断面箱桁橋となり、鋼材には耐候性鋼材が使用されました。

架設工法は、送り出し架設とトラッククレーン架設の併用工法が採用され、無災害で竣工することが出来ました。

本橋を含む新設バイパス区間は平成25年3月28日に開通し、既に開通済みであった現道拡幅区間を含め、一般国道9号直地防災事業は完了しました。  
(興地 正浩)

### 庄和IC橋

本橋梁は外環道と国道16号とを南北につなぐ、国道4号東埼玉道路の終点、庄和ICの橋梁です。国道4号線が国道16号線を立体交差で跨ぐ部分の橋梁のため、架設時には国道16号線の通行止め及び規制が伴います。そこで、中央3ブロックは地組立てを行い、大ブロックで架設することで規制時間を短くし、交通への影響を最小限に抑えた架設が行われました。  
(熱海 晋)

## さがみ縦貫道路16号橋の架設

### Erection of No.16 Bridge of Sagami Jukan Expressway



渡 邊 和 広<sup>\*1</sup> 増 子 康 弘<sup>\*2</sup>  
Kazuhiro WATANABE Yasuhiro MASHIKO

#### 要 旨

本橋はJR相模線と交差する6径間連続の2主鉄桁橋である。詳細設計では送出し+横取り架設で計画されたが、技術提案により両方向からの横取り架設に変更し、工期短縮およびコストダウンを図った。

キーワード：さがみ縦貫、2主鉄桁、JR交差部、横取り架設、セッティングビーム、耐震設備

#### 1. はじめに

さがみ縦貫道路は首都圏中央連絡自動車道（圏央道）のうち神奈川県を南北に縦断する茅ヶ崎～相模原間 約34km区間の路線であり、横浜～厚木～八王子などの中核的な都市を結ぶ大動脈として期待されている。

現在、平成27年春の全線開通に向け建設が進められているが、本稿ではJR相模線と交差するさがみ16号橋のうち、P93～P96橋脚間下り線上部工架設について報告する。

#### 2. 橋梁（上部工）概要

橋梁形式：6径間連続合成床版2主鉄桁  
橋 長：L=337.5m (P90～P96橋脚間)  
支 間 長：46.2+4@58.1+57.3m  
有効幅員：9.66m×2 (上下線分離)  
鋼 重：W≈2800t  
(上下線合計・格子床版パネルを含む)



写真-1 横取り前の桁をP93橋脚上から望む

\*1建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ 現場所長

\*2建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ サブリーダー

### 3. 交差条件および現場状況

本橋の断面図を図-1に、平面図を図-2に示す。

地平を走るJR相模線に対し縦貫道路本橋の桁下高さは約15mとなっている。

平面線形は、JR相模線・縦貫道路共に概ね相模川に並行な南北方向に向き、相反する曲線を有している。

本橋の西側は相模川に、東側は民地にそれぞれ面しており狭隘な作業ヤード条件となっている。

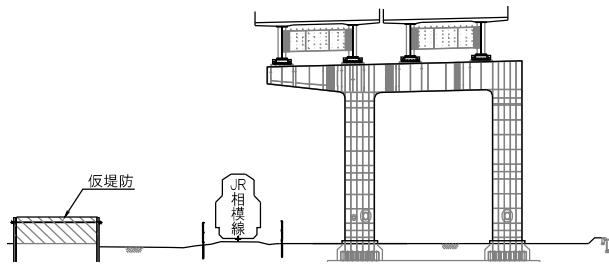


図-1 断面図 (P94橋脚部)

### 4. 架設方法

詳細設計当時、上部工の架設方法は送出し+横取り架設(図-3)で計画されていたが、工期短縮を目的に架設方法を見直すこととした。

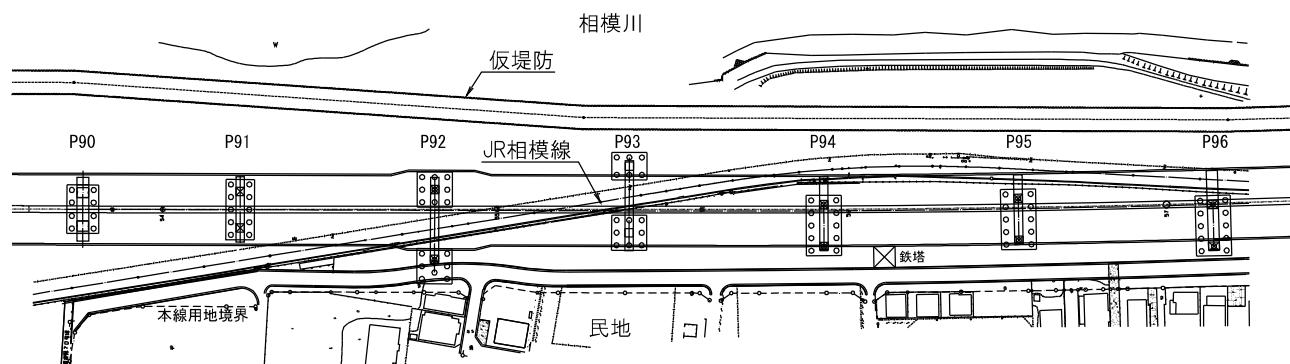


図-2 平面図

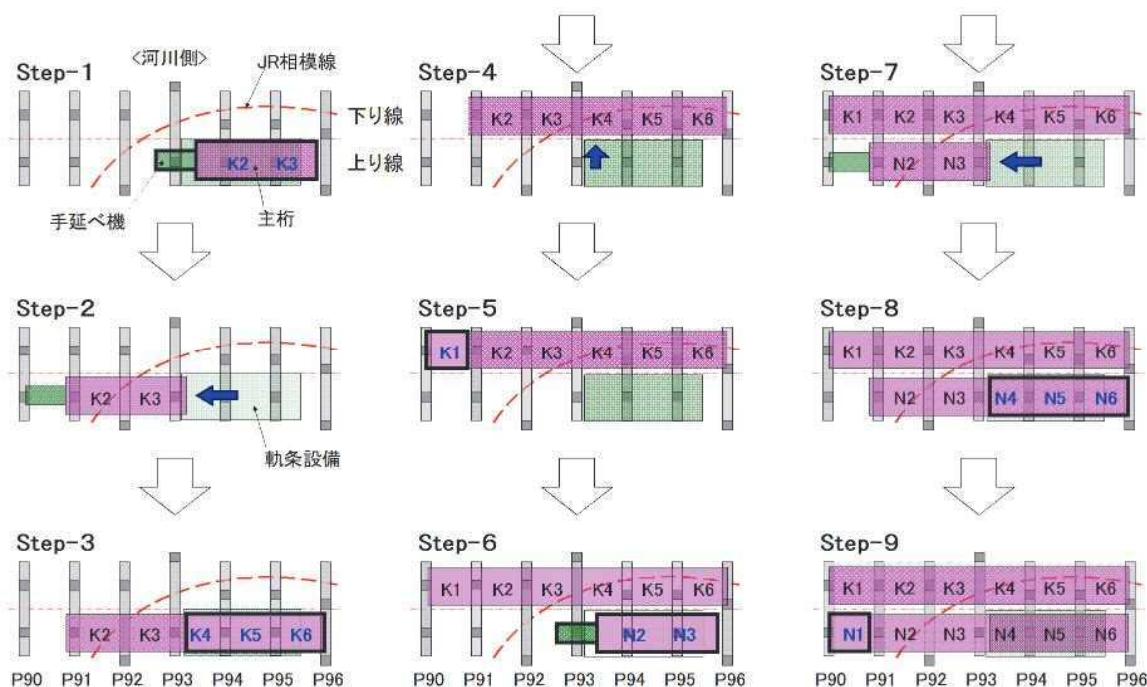


図-3 架設概要図 (詳細設計時)

### (1) 作業ヤード

詳細設計においては河川側（本橋西側）は極力使用しない計画となっていたが、実施計画の段階では既に仮堤防が構築されており、平板測量の結果、仮堤防の内側が作業ヤードとして使用できることが判った。

よって、P90～P93間は河川側ヤードから、P93～P96間は民地側ヤードからの施工を検討することとした。

### (2) 同時施工

詳細設計では下り線の5径間を上り線位置から横取りで架設する（上り線位置を占有する）ため、同時施工が可能となるのは、クレーンベント架設の1径間分に限られた。

工期短縮には同時施工で架設することが有効であることから、JR線と作業ヤードの位置関係を見直し、同時施工範囲ができるだけ多くなる架設方法を検討した。

### (3) 架設方法の決定

詳細設計にて送出し架設とした2径間は河川側で地組みを行い、横取りする工法とした。これにより送出し設備が不要になるとともに終点側3径間は民地側から横取りすることができるため、地組み作業を同時施工することが可能になり、当初計画よりも工程を半年程短縮できることとなった。

実施した架設概要図を図-4に示す。

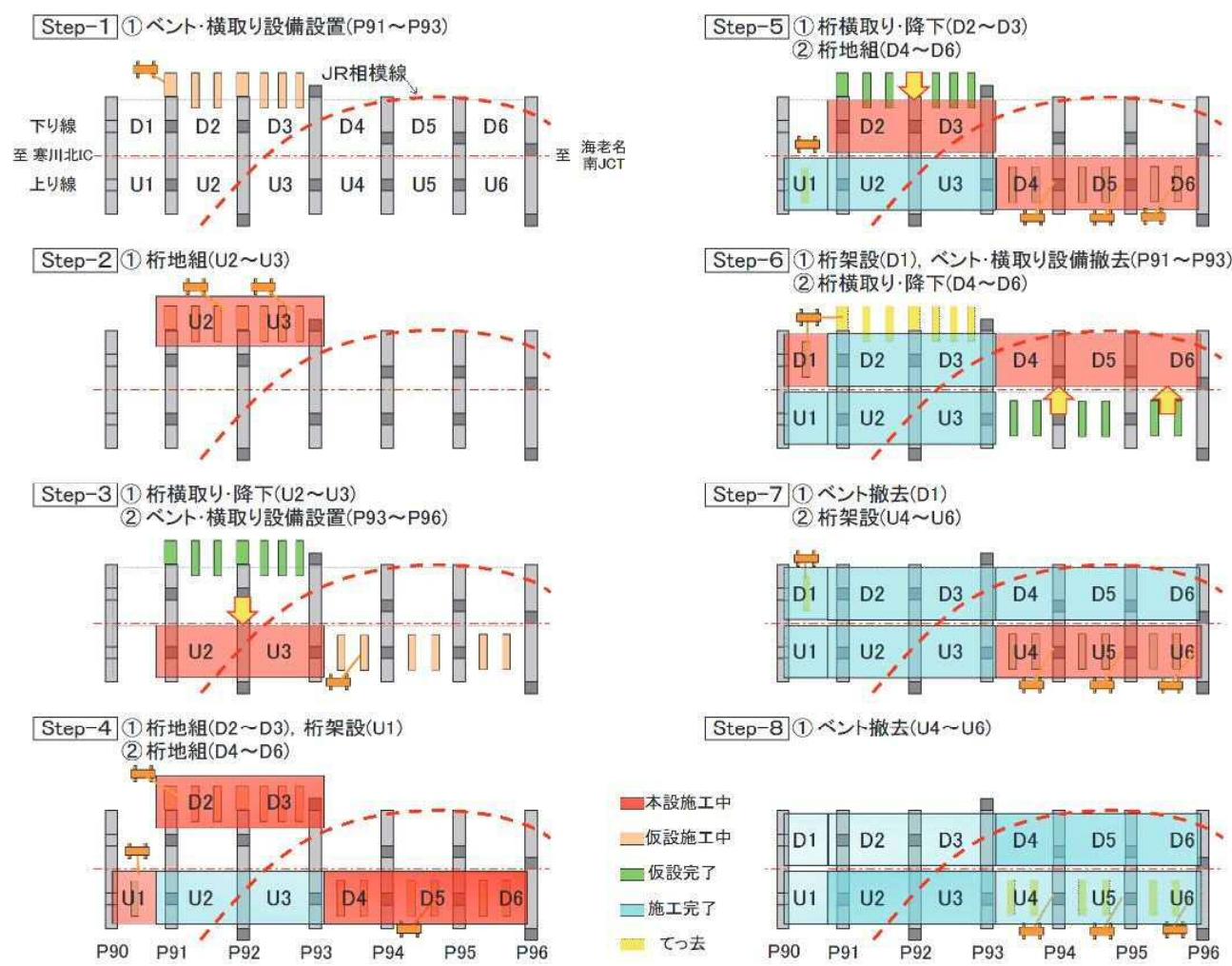


図-4 架設概要図（実施時）

## 5. 横取り架設

### (1) 地組立位置

P93 (J22)～P96間の上り線位置で下り線桁（780t）を地組立したのち河川側へ10.875m横取り、1m降下して据付ける。平面線形が曲線であるので、横取り方向は区間中央の法線方向とし、横取り後の隣接桁との隙間が30mmとなる位置で地組立を行った（図-5）。

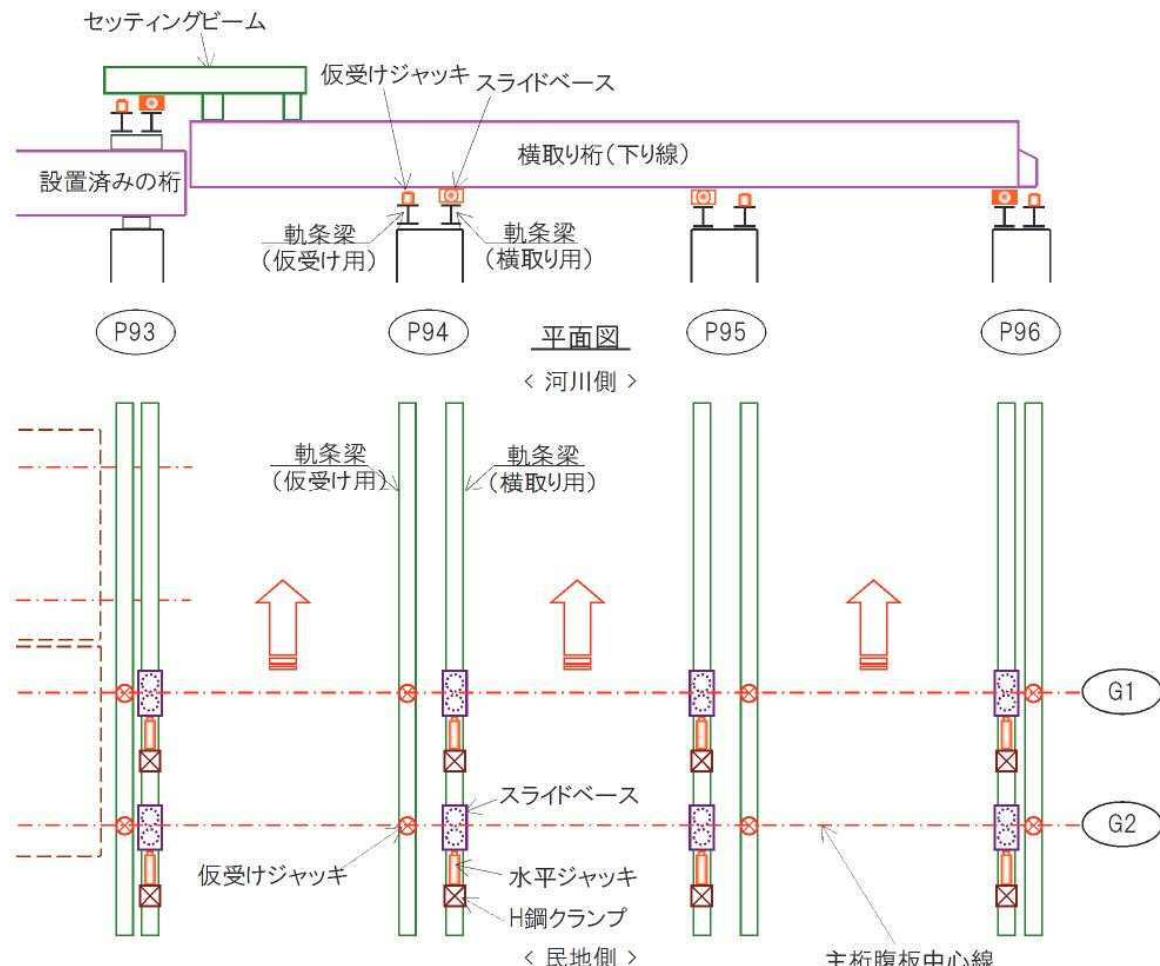


図-5 P93～P96間下り線架設概要

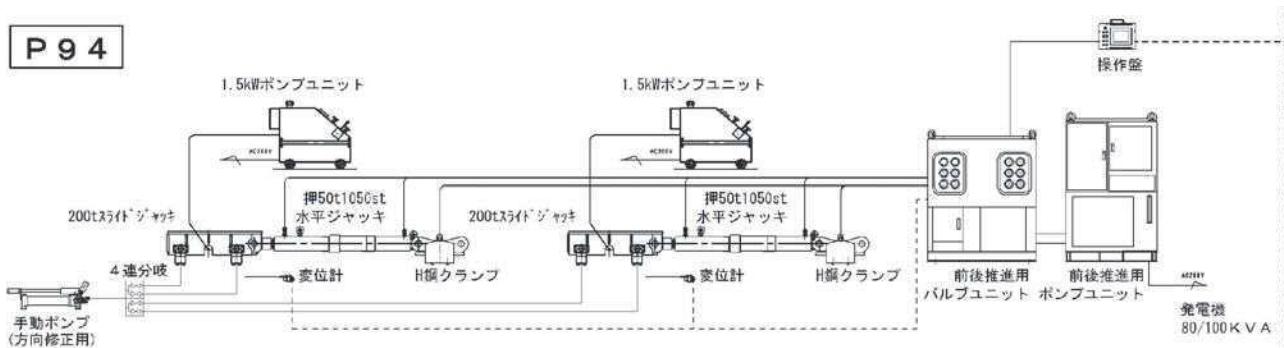
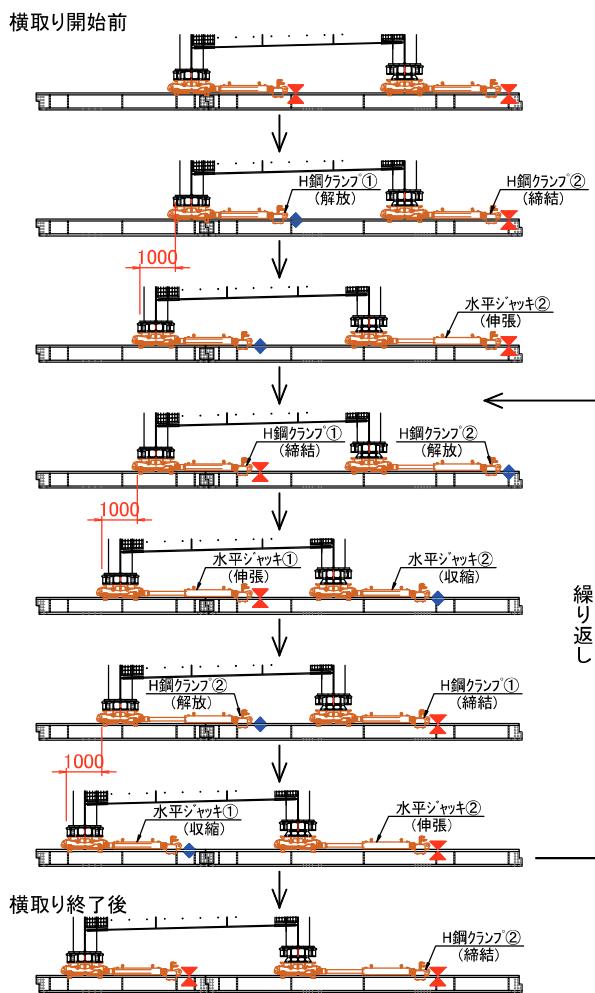


図-6 ジャッキシステム図

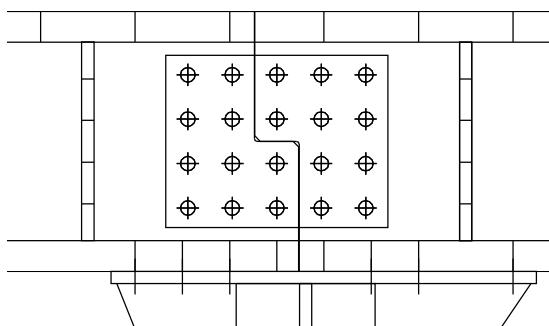


図一七 横取り装置動作ステップ

### (3) 軌条梁

横取軌条には極厚H形鋼のH468x432x45x55 (SM490A)を用い、継ぎ手部の不等沈下を防ぐためにウエブを顎掛け構造として連結した (図一八, 写真一2, 3)。

←横取り方向



図一八 軌条梁の継手構造



写真一2 軌条梁の継手構造



写真一3 軌条梁の配置

#### (4) セッティングビーム

P93橋脚部は隣接桁を先に架設することから、隣接桁上に軌条梁を配置し、セッティングビームを設置した(図-9)。なお、地組立を同時施工としたために地組立の際は隣接桁に軌条梁を載せることができないので、腹板添接部を仮に繋いで地組立を行ったが、剛結合とすると受替え時の解放作業が困難になることから、ピン連結として架設時応力が入らないようにした(写真-4)。

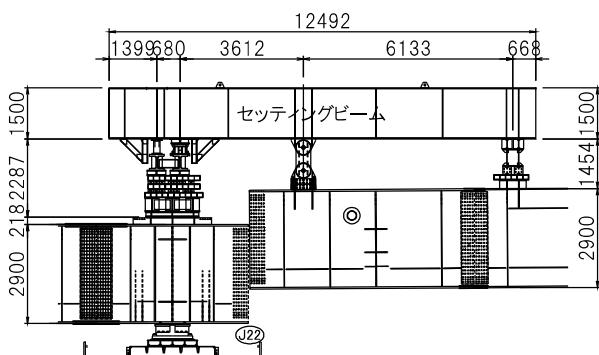


図-9 セッティングビーム



写真-4 J22仮添接

#### (5) 耐震設備

営業線上空での施工となることから列車通過時には大規模地震動を考慮する必要がある。ここでは軌条梁に耐震設備の一端を担わせてブレケット構造と組合せ(写真-5)、万が一に横取り途中で作業が終了した場合でも任意の場所でも有効に働くことが出来る構造として施工を行った。



写真-5 耐震設備(中間支点部)

## 6. おわりに

本稿では狭隘なヤードで鋭角に交差・並走する鉄道営業線上空での架設工事について報告した。工事はお陰様で無事に桁の架設を終了し橋面工の終盤に取り掛っている。

最後に、本工事の施工にあたりご指導頂きました発注者の東日本旅客鉄道(株)、元請けの鉄建建設・東急建設共同企業体ならびに工事関係者の皆様に深く感謝し、誌面を借りてお礼を申し上げます。

2013.12.2 受付



写真-6 横取り後の桁を河川側から望む

## 営業線近接PCランガー橋の施工－南多摩PC2－

### Erection of a PC Langer Bridge near Railway Tracks Open for Use - Minami-Tama PC2 -



池田 浩<sup>\*1</sup>  
Yutaka IKEDA



金野 良<sup>\*2</sup>  
Ryo KINNO

#### 要 旨

PC2（ランガー橋）は、南武線高架化工事Ⅱ期施工区間において、都市計画道路337号上空の橋梁である。今回施工の上り線ランガー橋は、以前施工を行った下り線ランガー橋と仮上り線に挟まれた位置にあり、本橋梁の直下を横断する都市計画道路337号が供用開始後という条件下における施工となった。本稿では、営業線近接におけるPCランガー橋の施工について報告する。

キーワード：営業線間施工，昼間列車間合作業，地下水路，PCランガー橋

#### 1. はじめに

東京都は、都市計画事業として、JR南武線稻田堤駅～府中本町駅間の約4.3kmを高架化し、15箇所の踏切を廃止するとともに、最終的には25箇所で道路と立体交差化する事業を進めている。

今回施工した上り線ランガー橋（南多摩PC2）は、南武線高架化工事Ⅱ期施工区間にある都市計画道路337号上空の橋梁である。施工場所は、以前施工を行った下り線ランガー橋と仮上り線に挟まれた位置になり、さらに、都市計画道路337号が、上り線ランガー橋施工前に供用を開始したという条件下で施工した。

本稿では、営業線近接におけるPC単純ランガー橋の施工について報告する。



図-1 位置図

#### 2. 工事概要

工事名：南武線稻城長沼付近6工区高架橋新設他2  
場所：東京都稲城市大丸  
工期：平成24年3月30日～平成26年2月26日  
元請者：鉄建建設・錢高組共同企業体  
(発注者：東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所)  
線名：南武線  
形式：単線用：PC単純ランガー橋  
橋長：42.310m  
支間長：40.999m  
曲線半径：R=500m  
コンクリート数量：303.6m<sup>3</sup> (重量：759t)

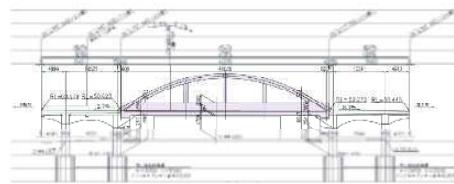


図-2 橋梁側面図

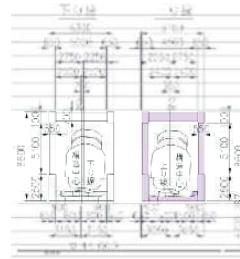


図-3 橋梁断面図

<sup>\*1</sup>建設事業本部工務・計画本部計画部計画グループ グループリーダー

<sup>\*2</sup>建設事業本部建設工事本部工事部工事グループ 現場所長

### 3. 施工計画

#### (1) 施工条件

##### ①道路に対する施工条件

本橋梁の直下を横断する都市計画道路337号が、供用を開始したため、空頭（桁下4.7m以上）の確保が必要であった。そのため、道路上区間の型枠支保工は梁形式とし、工事桁高（H=1244mm）分と支保工構造の理由により、設計据付高さから2.2m上げ越しした高さで、ランガー橋の製作を行うことになった。

##### ②営業線に対する施工条件

上記梁式支保工が、仮上り線側道路部にある遮断機等施設と干渉するため、施設は移設せずに、桁の製作を下り線側へ700mm移動した位置にて行うこととした。

また、下り線と仮上り線間のスペースだけでは、作業困難なため、RA21側とRA22側の両方の仮上り線上に線路防護工を設置し、昼間列車間合いで仮上り線上を跨いだクレーン作業ができるようにした。ただし、道路上梁式支保工の主桁等の架設撤去は、線路防護工上をはみ出したクレーン作業となるため、夜間線路閉鎖・キ電停止作業を行った。

##### ③地下水路に対する施工条件

RA22側支保工及び横取り降下用ベント設備設置位置直下に谷戸川ボックスカルバートが埋設されているが、ベント荷重をカルバート上に載荷すると耐力に不足が生じるため、カルバート上は梁で跨ぐ構造のベント設備とした。

##### ④耐震対策

施工箇所は営業線に近接し、地震による仮設構造物の倒壊は列車運行に影響があるため、仮設構造物及び耐震設備は、中規模地震（設計水平震度0.2）に耐えうる構造とした。なお、線路防護工については、営業線を跨ぐ仮設構造物のため、大規模地震に耐えうる構造で計画した。

#### (2) 設備計画

##### ①線路防護工

線路防護工の基礎形式は、地下に谷戸川ボックスカルバートなどがあり、杭施工が困難なことから、コンクリート基礎を採用し、防護工本体は、500角ベント柱とH300の梁材で構成し、天端を覆工板で敷設した。

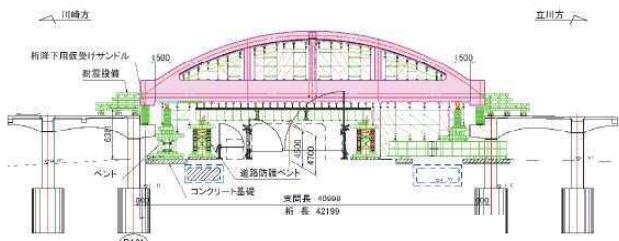
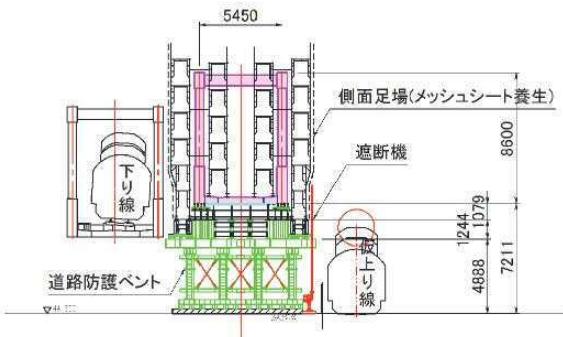
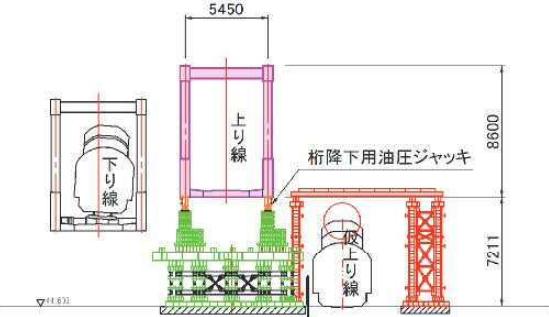


図-4 設備計画側面図

橋製作断面図



ジャッキダウン前断面図



橋ジャッキダウン・横取り断面図

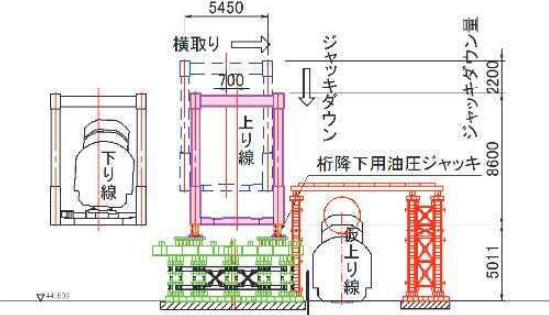


図-5 設備計画断面図

##### ②道路防護工

コンクリート基礎に500角ベントを設置し、工事桁H=1244mm（MTブリッジII型）を道路上に渡し、工事桁上に足場板・シートを張り、道路を防護した。

### ③降下用ベント設備（RA21側）

コンクリート基礎に800角ベントを設置した。

### ④降下用ベント設備（RA22側）

地下にボックスカルバートが埋設されているため、カルバートを跨いだベントとした。カルバートを跨ぐ梁材は、解体を考慮しH912を2段重ねにした合成梁とした。

### ⑤型枠支保工

一般部は模式支保工を使用し、道路防護工上の支保工はパイプサポートを使用した。

### ⑥耐震設備

背面の高架橋に後施工アンカーを設置し、H300～H400で構成した架台で橋軸方向及び橋軸直角方向のストッパーとした。また、700mmの横取りを行うため、桁移動に合わせ、駒材（H100調整架台）で遊間調整できる設備とした。



写真-1 線路防護工



写真-2 道路防護工

### ⑦降下設備

H150降下サンドルを脚部及びベント上に設置し、このサンドル位置の桁下に500t×220st降下用油圧ジャッキを吊り下げた。

### ⑧横取り設備

降下サンドルは横取りに対応する幅に設置し、横取り時は、桁位置調整装置をジャッキ下に設置した。



写真-3 RA22側降下用ベント



写真-4 耐震設備



写真-5 降下設備

## 4. 施工方法

### (1) コンクリート打設

コンクリート打設は、下記順で行った。

- ① 補剛桁 242m<sup>3</sup>
- ② 鉛直材 10m<sup>3</sup>
- ③ アーチ・横縦材 50m<sup>3</sup>

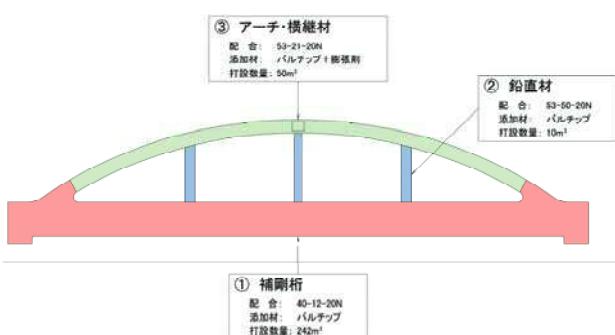


図-6 コンクリート打設順序

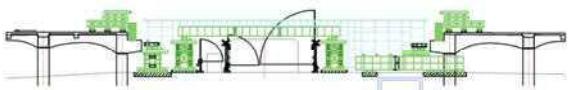


写真-6 仮設備組立状況

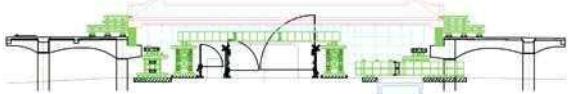


写真-7 補剛桁コンクリート打設状況

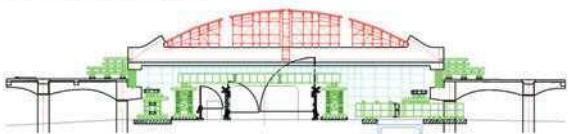
### 1. 設備組立



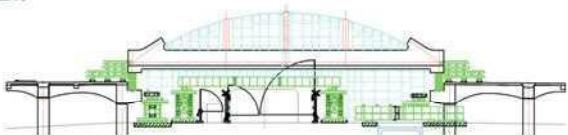
### 2. 補剛桁工、PC緊張工①



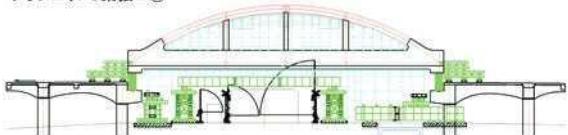
### 3. 支保工組立(横縦ぎ、アーチリブ)



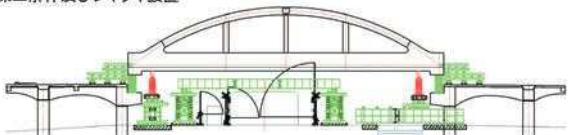
### 4. 鉛直材工



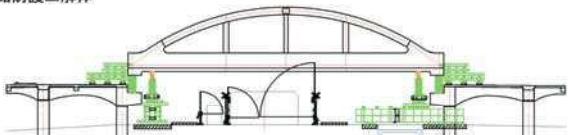
### 5. アーチリブ工、PC緊張工②



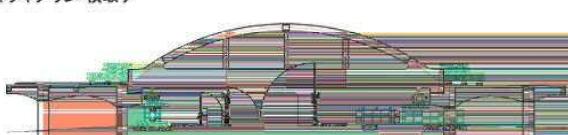
### 6. 支保工解体及びジャッキ設置



### 7. 道路防護工解体



### 8. ジャッキダウン・横取り



### 9. 支承工、耐震設備解体及びベント解体

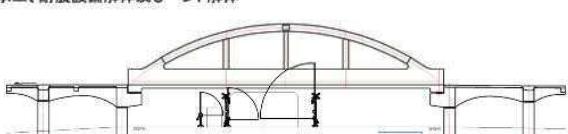


図-7 施工ステップ図

## (2) PC緊張

PC緊張は、以下の順序により行った。

- ① 補剛桁コンクリート打設
- ② 横締めケーブルの一次緊張  
(1~4,9~10,19~20,30番の横締めケーブル)
- ③ 主ケーブルの一次緊張 (C7番の主ケーブル)
- ④ 鉛直材コンクリート打設
- ⑤ アーチ材コンクリート打設
- ⑥ 鉛直締めケーブルの一次緊張  
(3~5番の鉛直締めケーブル)
- ⑦ 鉛直締めケーブルの二次緊張  
(1~2番の鉛直締めケーブル)
- ⑧ 横締めケーブルの二次緊張  
(6,8,12~18,22~28番の偶数番の横締めケーブル)
- ⑨ 主ケーブルの二次緊張  
(C1~C3,C8~C9番の主ケーブル)
- ⑩ 横締めケーブルの三次緊張  
(5,7,11~17,21~29番の奇数番の横締めケーブル)
- ⑪ 主ケーブルの三次緊張 (C4~C6番の主ケーブル)

## (3) 柄降下

柄降下は、500t×220st油圧ジャッキを4台使用して、横取り前1.3mと横取り後0.9mの合計2.2m降下した。

柄を脚部で仮受けし、ペント部にジャッキを設置し、左右2台のジャッキを同調させてRA21側とRA22側を交互に150mmずつ降下した。

降下時の管理として、ジャッキにワイヤー式変位計を取り付け、降下量を計測し、インバーター制御により降下速度を自動調整し、降下差10mm以内で降下作業を行った。

RCストッパーは、事前に脚部に埋め込み、柄側は箱抜きした状態にしておき、RCストッパー天端近くまで降下を行い（1回目の降下）、横取りして、残りの降下を行った。その際、柄がRCストッパーに入るまでは、耐震設備にて耐震対策を行った。

## (4) 横取り

横取りは柄位置調整装置を使用して、仮上り線側へ700mm柄を移動した。

横取り方法は柄位置調整装置をジャッキ下に挿入し、柄位置調整装置上の20t×35st油圧ジャッキにより1回28mmずつ横取りし、その都度ジャッキの盛り替えを行った。

柄降下と横取り合わせて4日間の線路閉鎖作業にて完了することができた。

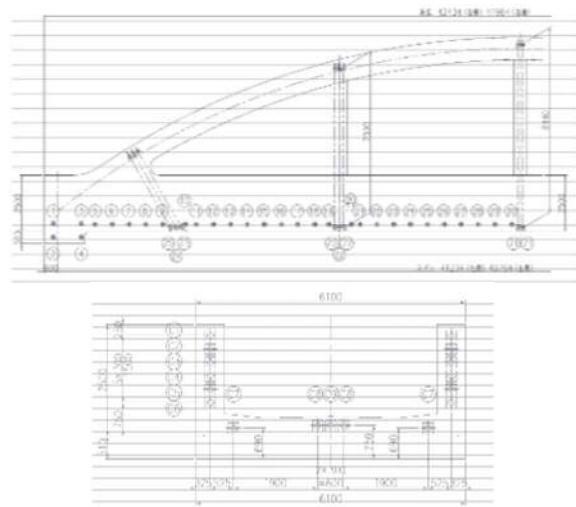


図-8 PCケーブル配置図



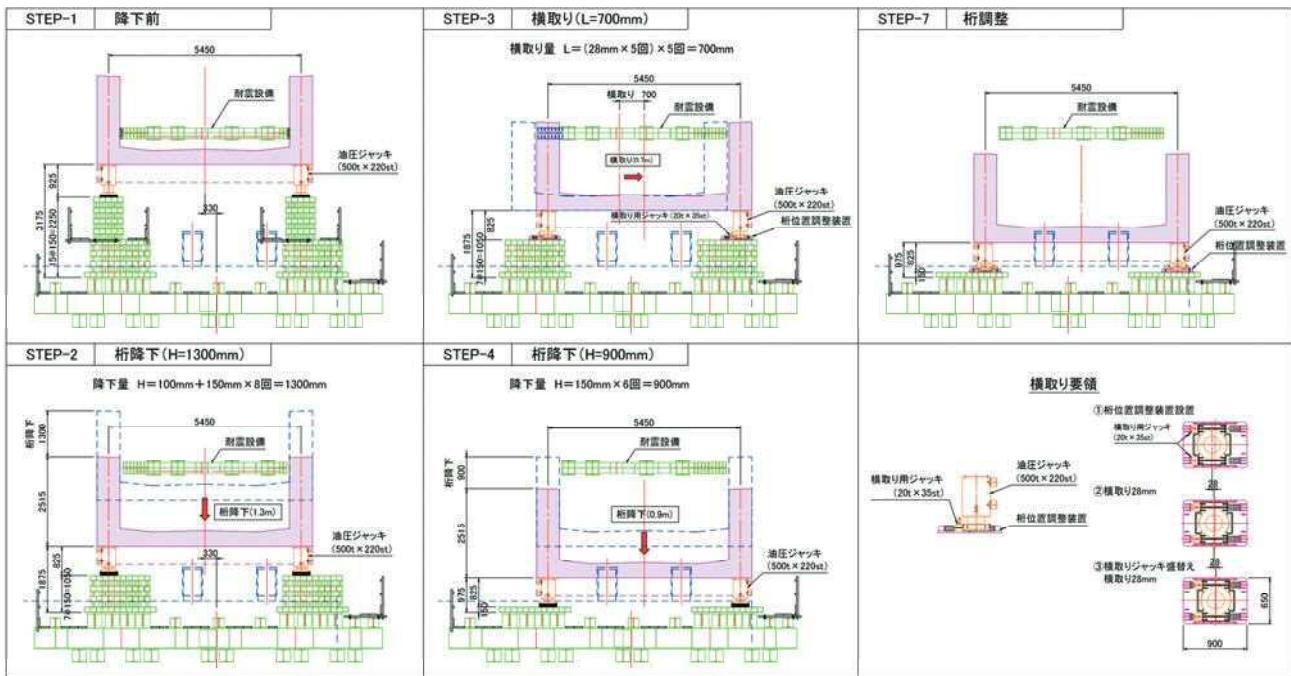
写真-8 横締め・鉛直ケーブル緊張 (SM工法)



写真-9 ランガーガーダー製作完了



写真-10 降下時管理画面



図一9 降下・横取りステップ図



写真一11 道路防護工解体状況



写真一12 横取り・降下完了

## 5. あとがき

本工事は、営業線近接及び道路上空で且つ地下水路が通っている厳しい施工条件での工事であった。また、工程的にも、前後の高架橋と同時進行での施工となり、より条件が厳しくなった。今回の施工においては、線路防護工を設置したことにより、昼間作業でのクレーン作業が可能となり、ヤード的にも工程的にも有効であった。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただきましたJR東日本旅客鉄道（株）、鉄建建設・錢高組共同企業体の関係者の皆様に深く感謝し、紙上を借りてお礼を申し上げます。

2013.12.2 受付



写真一13 完成写真

# 東九州自動車道 串良川橋の架設

## Erection of Kushiragawa Bridge of Higashi-Kyushu Expressway



奥原正大<sup>\*1</sup>  
Masahiro OKUHARA



阿部幸夫<sup>\*2</sup>  
Yukio ABE



永井大策<sup>\*3</sup>  
Daisaku NAGAI



佐藤正明<sup>\*4</sup>  
Masaaki SATO



渡邊壮志<sup>\*5</sup>  
Soshi WATANABE

### 要 旨

東九州自動車道は、北九州市を起点に大分県、宮崎県を経て、鹿児島市に至る延長436kmの高速自動車道である。本路線は、九州縦貫自動車道及び九州横断自動車道とともに九州の高速ネットワークを形成し、東九州地域の産業・経済・文化の振興と均衡ある発展を図り、また交通混雑の緩和、輸送時間の短縮など沿線諸都市の生活向上・活性化に資するために計画されたものである。本稿では、志布志市（仮称：志布志IC）から曾於市（末吉財部IC）までの区間（48km）の串良川に架かる鋼橋の架設方法について報告する。

キーワード：送出し架設、勾配、線形、連結構、軌条設備、送出し設備

### 1. まえがき

東九州自動車道は、北九州を起点に大分県、宮崎県を経て鹿児島市に至る延長436kmの高速自動車道である。上記路線のうち、志布志市に建設予定の仮称：志布志ICから曾於市の末吉財部ICまでの区間48kmのうち（図-1）、鹿屋市を流れる串良川を渡河する鋼桁橋の架設工事について報告する（図-2）。



### 2. 工事概要

工 事 名：東九州道(鹿屋～曾於)串良川橋上部工工事

発 注 者：国土交通省 九州地方整備局

工事場所：鹿児島県鹿屋市串良町細山田地内

工 期：平成24年3月12日～平成25年12月28日

【橋梁緒元】

道路規格：第1種第2級

路 線 名：東九州自動車道

橋梁形式：鋼8径間連続非合成I桁橋

荷重条件：B活荷重

橋 長：400.0m (CL上)

幅 員：12.000m  
鋼 重：1287ton

桁 長：399.2m (CL上)

支 間 長：43.0m+45.0m+55.0m+4@53.0+43.0m(CL上)



図-2 架設完了後

\*<sup>1</sup>橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

\*<sup>4</sup>建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ

\*<sup>2</sup>橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部 担当部長

\*<sup>5</sup>建設事業本部 関西事業部工事・計画部工事・工務グループ

\*<sup>3</sup>橋梁事業本部 技術本部技術部大阪計画グループ主任



図-3 架設要領図

### 3. 施工計画

#### (1) 架設工法および施工条件

本工事は、鋼8径間連続非合成I桁橋（5主桁）の架設であり、A1～P3間の送出し架設工法、P4～A2間のクローラークレーンベント架設工法の2工法同時並行施工による架設を行った。

送出し架設側については、縦断勾配（下り4%）且つ平面線形（R=1500）が曲線であること、クローラークレーンベント架設側については工事用道路および架設ヤードの整備が不充分であり、地権者の意向により仮桟橋の構築位置が桁下であることが提起されていた。

#### (2) 詳細架設計画の検討

##### 送り出し架設工法側（図-3）

- 1) 着手前における縦断勾配では、逸走による桁移動を考えられておらず安全に送出し作業ができない。
- 2) 現地の地盤高では脚上設備が高くなり降下時の負担が大きく、設備の転倒に対して考慮しなくてはいけない。
- 3) 平面線形が曲線であることから軌条設備の設置精度および手延べ機と主桁をつなぐ連結構の製作精度が求められる。

##### クローラークレーンベント架設工法側（図-3）

- 4) トレーラー搬入出の為の道路拡幅やガードレールの撤去、水路部の造成が必要になる。
- 5) 架設ヤード内では、クレーン設置および移動に必要な幅員が確保されておらず、大規模な造成工事を検討する必要がある。
- 6) 仮桟橋の設置位置から手延べ機解体時期と架設時期が重複しないような工程管理をおこなう必要がある。

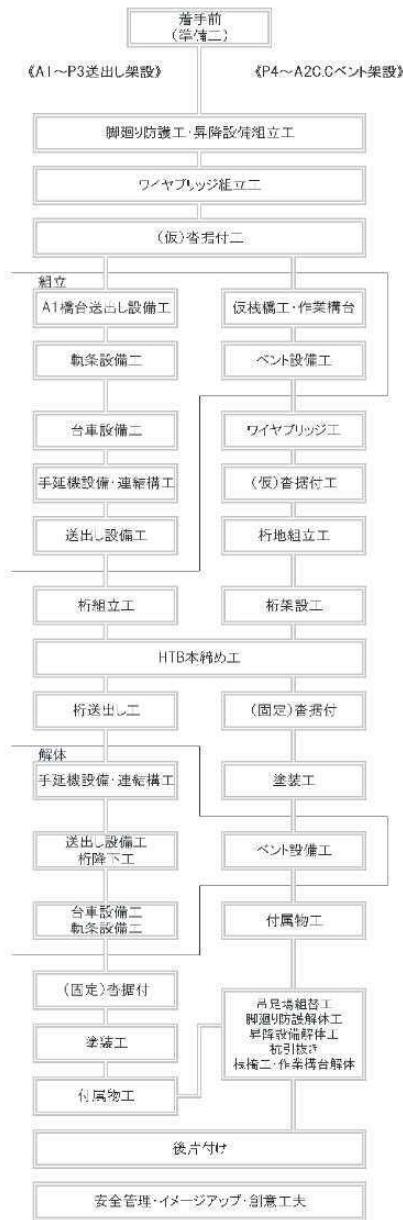


図-4 施工フロー

### (3) 詳細架設計画の検討結果

1) 送出し作業は、水平での送出しを基本としているが、発注時の架設計画では下り4%で計画がされており、軌道と車輪の摩擦抵抗や各台車反力の大きさが制動性能を左右させ、送出し作業を計画するうえで決め手となる。摩擦抵抗に関しては、天候変化にも対応した計画も必要となり、脚上設備の高さも踏まえ検討した結果、下り勾配2.3%（G3桁の基準勾配）で作業を進めることとした。

2) 着手前（図-5）の状況ではA1橋台パラペット上部まで盛土がされており、地盤高からの送出しでは脚上設備が高くなり、降下量が増え降下に時間がかかる。また、設備転倒の危険が増すので、1.5~3.5mの掘削（図-7）をおこない最大降下量5m（P3橋脚上）での計画とした。

3) 平面線形が曲線における送出し作業の検討では、

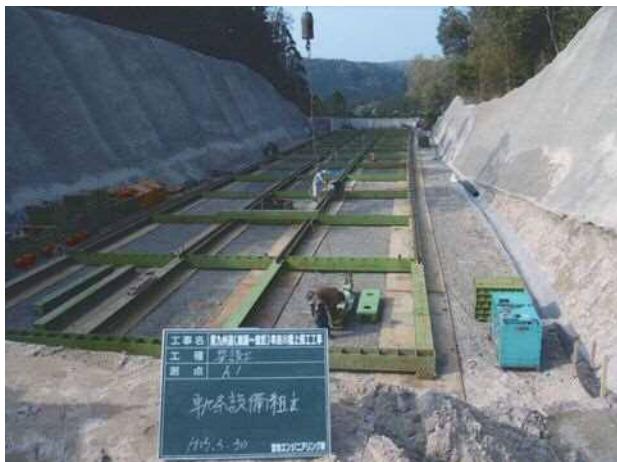


図-6 軌条設備

軌条設備（図-6, 図-8）組立時に、軌条梁とつなぎ材の間に木材で加工したテープー材を挿入し送出し作業における線形で組立をおこなった。



図-5 送出しヤード（造成前）



図-7 送出しヤード（造成後）

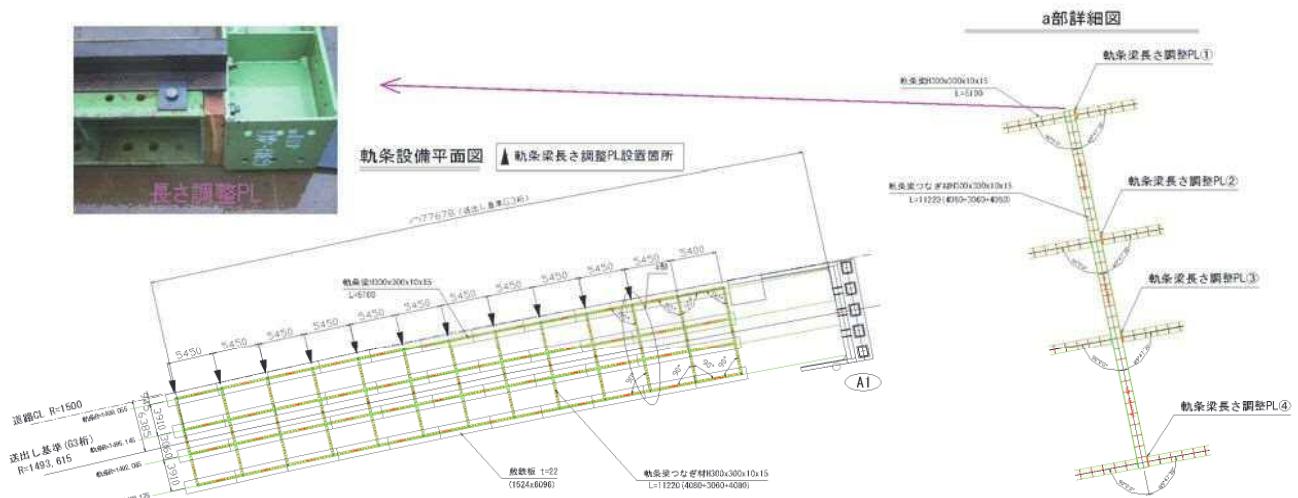


図-8 軌条設備概要図

連結構は、G1～G5桁ごと一品一様での製作が必要だった為、板加工専門業者にて精密プレス加工をおこない、二次製品を製作会社にて組立、溶接し製作することとした。

4) 搬入路およびヤード内に関しての造成や改造は、別途工事にて対応頂き、道路調査や架設計画をもとに作業をお願いした。

5) 天候による長期架設中止や海上輸送でトラブルがない限り工程に余裕があったので機材運用を優先し、手延べ機解体から行うこととした。

#### (4) 詳細架設計画の評価

1) 下り勾配2.3%であっても、水平で送出し作業するより逸走に対してリスクが高く、推進台車および従走台車、後部台車にクランプジャッキ（図-9）をセットしリスク軽減を図った。後方ではアンカーブロックを設置して、ワインチによる逸走防止をおこなった。また、ステップ数を増やした送出し作業ステップ図にて桁の重心位置検討し明確にさせたことにより逸走による桁移動を防ぐ事ができた。最大移動量1000mmの送り装置により送出しをおこなったが桁の重心や受け点での最大反力を考慮して、1サイクル800mmで作業を進めた。添接部での盛替え作業（仮受けジャッキから送り装置）が増え管理するうえで苦慮した。各受け点での反力管理は最大で4箇所になったが、反力管理室を設置せずポンプユニットのゲージと反力管理表を視認しながらおこなった。最大でポンプオペレーターと盛替え作業管理者で8名になったが、目視ですべて確認することができアナログ作業の良さがでた。



図-9 送出し台車

2) 送出しヤードの掘削により降下量は低減されたが、P3脚上では5.0m（図-10、図-11）、P2脚上では4.5m、P1脚上では4.1m、A1橋台上では3.7mと高く、送出し作

業中の設備の転倒を防ぐ為、設備同士を製作材の連結トラスで繋いだ。脚上の横断勾配で2.3%～3%あり、脚と設備を固定するのに無収縮モルタルで平滑にしてからアンカーボルトをセットする計画にしたが、設備解体後のモルタル撤去を考えると撤去時間や処理費用および脚表面の品質維持から課題が多く、軌条設備組立時に線形確保で使用したような木材のテーパー材や、特注の鋼製ライナーを使用した事によって設備の組立、解体時間の短縮につながった。



図-10 P3橋脚上設備

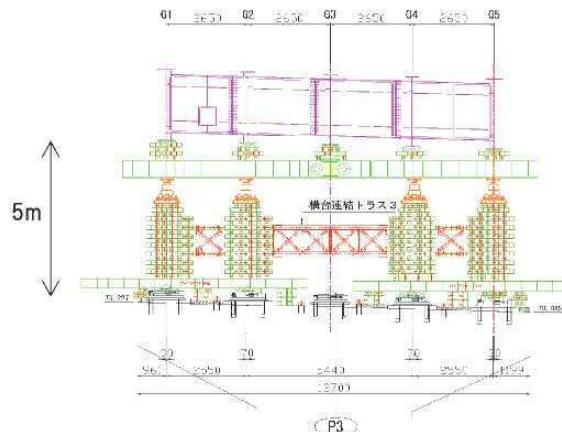


図-11 P3橋脚上設備図

送出し架設側のA1～P3において、図-12のようにP3、P2橋脚は地上より約45mあり、ワイヤーブリッジの組立、脚上設備の組立解体、送出し作業、降下作業、すべてにおいて難易度が高く、作業手順の確認や受け台高さおよび反力管理の検討、たわみ処理の検討、地組立時のキャンバー検討等項目ごと確実な管理をおこなった結果、最終出来形で桁キャンバー値±13mm以内におさめる事ができた。



図-12 送出し状況

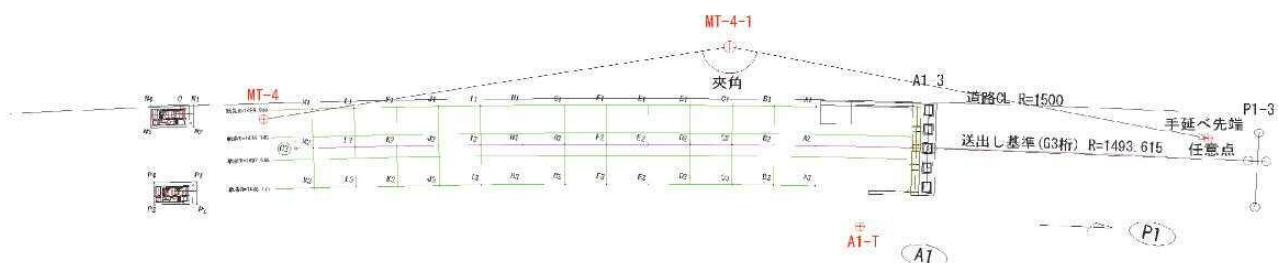


図-13 送出し時の測量管理

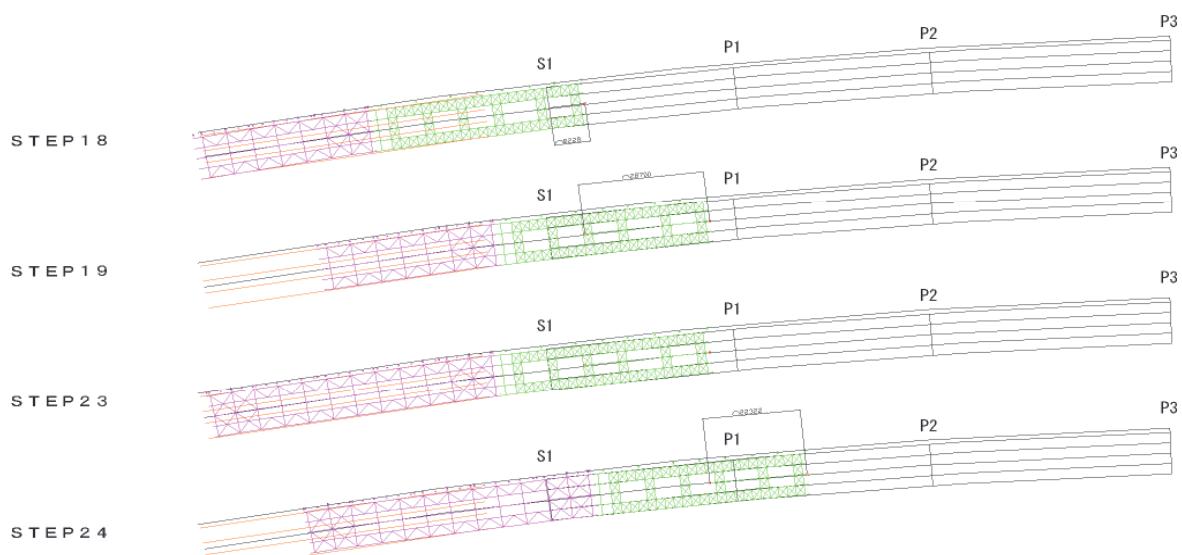


図-14 平面ステップ図

3) 曲線の送出しに対しての対策は、前述の軌条設備の組立方法だけではなく、図-14の平面ステップ図により検討もおこなった。図面上では軌条設備上で地組された部材は左右ずれることなく軌跡をたどっていくことが確認ができるが、不測の事態に備えて図-13の測量管理をおこなった。法肩に任意点を設置して、基準点とG3桁（手延べ機先端）の点を決められた夾角にて管理した。大きな軌道修正もなく所定の位置まで送り出すことができた。微調整については、図-15の送り装置を使用したが、方向修正ジャッキにてこまめに調整をおこなった。

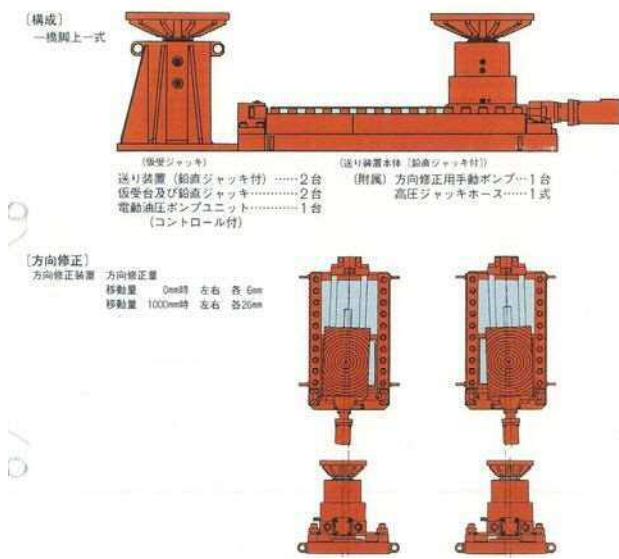


図-15 送り装置

送出し日数約12日、1日平均12m（主桁がA1橋台通過後）で目標位置まで到達した。作業中は大きな天候の崩れもなく台風時期前に完了できたことも大きな結果のひとつである。

降下作業は、降下反力ステップ図をもとに各橋脚の相対誤差が150mm以内になるよう順次作業を進めた。橋脚ごと最大降下量が違う為、反力のバランスが崩れないよう1箇所あたり500kN以上かけない管理をしながら降下した。橋脚上のスペースが狭く、不要になった設備材を仮置きする作業と搬出ヤードに荷降しする作業に苦慮したが（1橋脚、橋台/1000kN-200st UH付き 4箇所）、増員と作業内容を別けたことで集中的に効率よく作業ができた。

4) 計画通り工事用道路、架設ヤードは造成されていたが鹿児島特有のシラス台地から豪雨後的小規模な土砂

の流出に悩まされた。水分を含んだシラス層の軟弱さを痛感した。造成された箇所はすべてシラスで形成されていた為、クローラークレーンの接地圧を分散させることで使用した敷鉄板や専用架台は有効に機能した。前述でも触れたが、P4～A2間のクローラークレーンベント架設側も工場製作精度が高く、仮組立の出来形も良好であった事も工期短縮につながった。結果、A1～P3間は10月中旬に床版業者に引渡し、P4～A2間は11月上旬に引渡しができ発注者の意向に沿えた。



図-16 A2橋台より架設完了後

#### 4. おわりに

送出しヤードを造成（掘削等）して頂いたことで、リスクの軽減にはなったが、A1橋台のパラペットを後施工された計画になつていれば、勾配の軽減、降下量の軽減につながったと思う。連続桁であった為、送出し作業中に桁の剛性に何度も驚かされたが、主桁と分配横桁の一体構造も剛性面でプラスになり、最終出来形が完成形に近い状態になったひとつの要因であったと考える。

最後にご指導、ご協力頂いた国土交通省 九州地方整備局大隅河川国道事務所の皆様、造成工事にて対応頂いた保全工事業者の皆様には深く感謝し、心より御礼申し上げます。

2013.12.2 受付

#### 〈参考文献〉

- 1) 下澤、越中、相澤、吉田：北陸新幹線 第4千曲川橋りょうの架設、宮地技報No26, pp43～49, 2012.11.

## 報 告

# 長野県庁本館棟耐震改修建築工事

## Seismic Retrofitting of the Main Building of Nagano Prefectural Office



依田伸洋<sup>\*1</sup>  
Nobuhiro YODA



三宅健司<sup>\*2</sup>  
Kenji MIYAKE



千葉長仁<sup>\*3</sup>  
Nagahito CHIBA

### 要 旨

1995年1月16日の阪神・淡路大震災を契機に災害時の防災拠点としての公共施設耐震改修が急務となり国内各所にて工事が進行している、その中の一つである。

地上10階、地下1階の本建物の地下1階部分を免震層とする地下階柱頭免震レトロフィット工事で免震階の柱がX方向に13列・Y方向に4列で計52柱ある。

キーワード：耐震改修工事、免震レトロフィット

### 1. はじめに

1995年1月16日の阪神・淡路大震災を契機に災害時の防災拠点としての公共施設耐震改修が急務となり、国内各所にて工事が進行している、その中の一つである。

本建物は昭和42年（1967年）竣工（築46年）の官公庁舎であり1971年の建築基準法改正以前の建物で耐震診断を行った結果耐震強度不足が判明し今回の工事となつた。



写真-1 建物外観

### 2. 工事概要

#### (1) 建物概要（写真-1）

所在 地：長野県長野市大字南長野字幅下692-2

発注者：長野県 建築部 施設課

設計監理：(株) 日建設計

施工工：鹿島・北野建設共同企業体

工 期：2011年3月11日～2014年3月20日（約3年）

建築面積：3,426m<sup>2</sup>

延床面積：36,000m<sup>2</sup>

階 数：地上10階 地下1階 塔屋1階

構 造：SRC造

#### (2) 施工概要

地上10階、地下1階の本建物の地下1階部分を免震層とする地下階柱頭免震レトロフィット工事で免震階の柱がX方向に13列・Y方向に4列で計52柱あり（図-1）、施工順序は全体を3工区に分け、Ⅲ工区→Ⅰ工区→Ⅱ工区の順番で建物両側を免震化し、次に中心部の免震化を進める3段階方式となっている。

免震装置は各柱設置し、鉛プラグ入り積層ゴムアイソレーターを22基、天然ゴム系積層ゴムアイソレーターを30基、外周部にオイルダンパーを16基としている。

免震装置の据付施工手順を（図-2）に示す。

<sup>\*1</sup>建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ 現場所長

<sup>\*2</sup>建設事業本部 建設営業本部営業二部鉄構・免耐震営業グループ係長

<sup>\*3</sup>建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ 係長

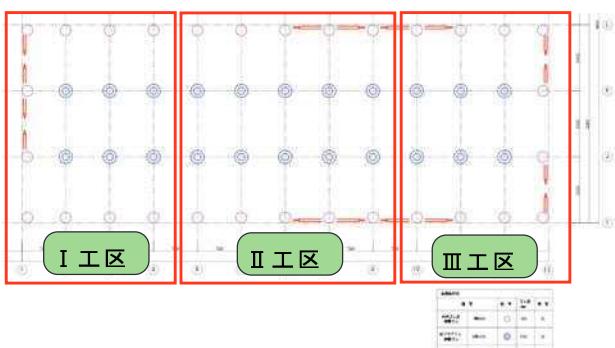


図-1 免震装置配置図

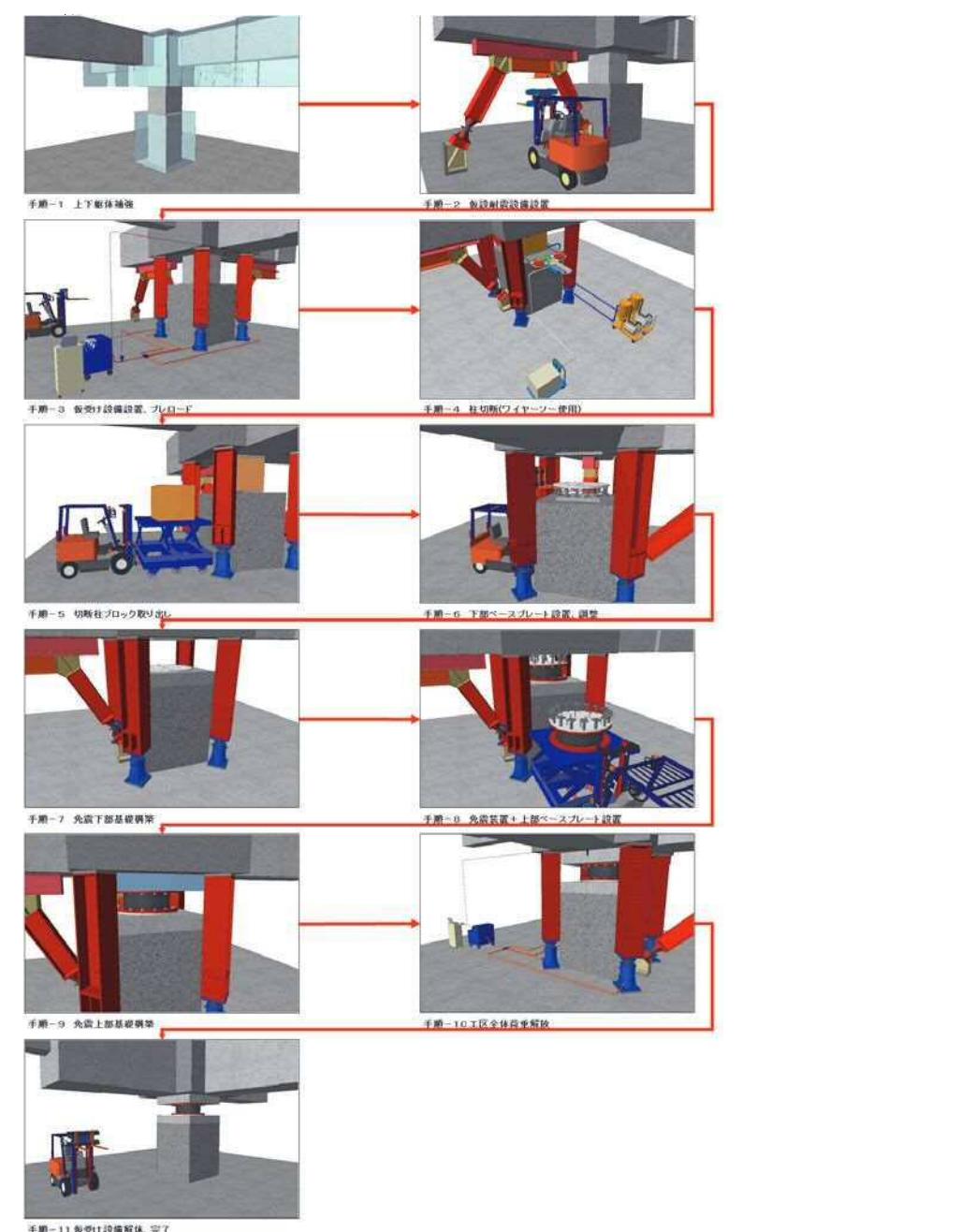
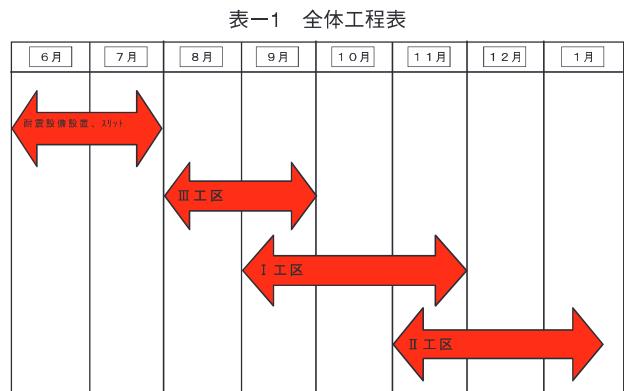


図-2 免震装置据付施工手順図

### 3. 水平耐力保持設備設置

はじめに述べたように、本建物の施工エリア以外は県庁としての通常業務が行われており、第三者も多数訪れる建物である。その為施工時の必要保有水平耐力は、 $Q_{unx} = 11,000t$ 、 $Q_{uny} = 18,000t$ を満足しなければならない。施工初期段階では、既存耐力壁があるため特に問題ないが、施工が進むにつれ耐力壁にはスリットが設置され水平耐力が低下していく。

その為、柱切断前に3種類の仮設耐震材を設置する事となった。

#### 1. 鉄骨ブレース（写真-2）

（免震階の柱間に設置）

#### 2. シアプレート（写真-3）

（建物外周の擁壁との間に設置）

#### 3. 壁固定プレート（写真-4）

（免震階の耐震壁スリット部に設置）



写真-2 鉄骨ブレース



写真-3 シアプレート



写真-4 壁固定プレート

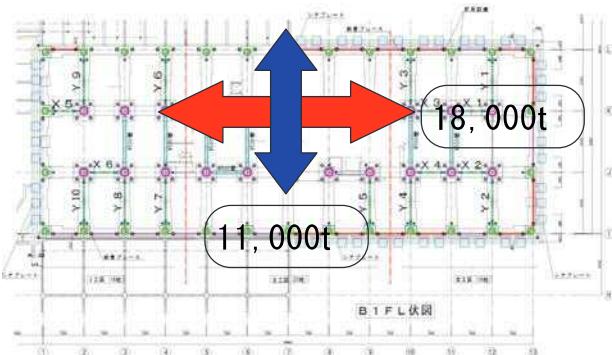


図-3 X・Y方向水平力

### 4. 仮受け支柱設置・プレロード

既存柱に近接して設置した仮受け支柱に軸力を導入する事により、既存柱から仮受け支柱へ軸力を移行する。

仮受け支柱は、既存の山留めH型鋼（H300～500）とロックナット付き油圧ジャッキの構成からなる仮受け支柱設備を補強したB1階大梁と同じく補強した1階柱頭躯体の間に1柱当たり4ヶ所（一部3ヶ所）を設置する（写真-5）。

既存柱軸力の移行は、ジャッキ4台（一部3台）を一括配管し同圧にて荷重の導入を行う（一部は各ジャッキを個別に導入）。また仮受支柱荷重の導入前に鉛直変位計を1柱当たり1台設置し変位管理を24時間計測する。このときにデジタル変位計とアナログ変位計の2種類を取付で互いの値を比較しながら計測する（写真-6）。



写真-5 仮受け設備 (山留H500)

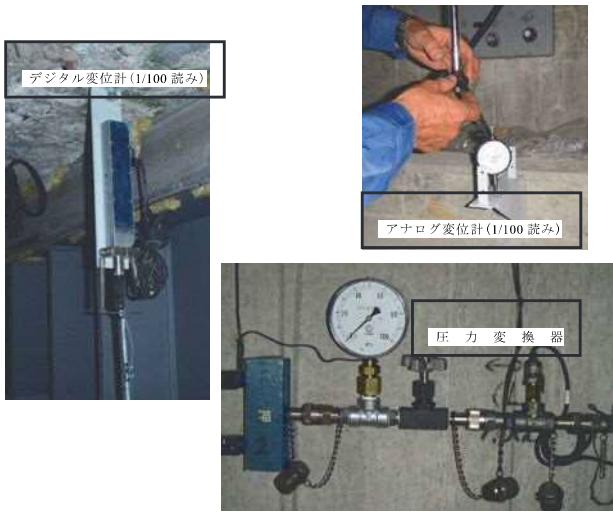


写真-6 各種計測器



写真-8 大型集塵機

## 5. 既存SRC柱切断・取り出し

免震装置を設置する範囲を撤去する為に、既存SRC柱をワイヤーソーで切斷する。

既存柱の切斷には当社機材の完全無水ワイヤーソーを使用した。

ワイヤーソーのワイヤー冷却に従来は水を使用するが、本機械では水の代わりに-20℃の圧縮空気を吹き付ける事により切斷ワイヤーの温度を下げコンクリート切斷を行っている。また水を使っていない為、切斷の際にコンクリートの切削粉が発生するが、ワイヤー自体をカバーで覆い集塵機で吸い取ることにより飛散を防いでいる(写真-7, 8)。

切斷ブロックの取り出しは、レバーブロックにて行った(写真-9)。

ブロックは3.4tと重量があるがコロレールと油圧で上下するXリフトを使用して引き出しを行った(写真-10, 11)。



写真-7 柱切断（無水ワイヤーソー）



写真-9 切断ブロック引き出し



写真-10 切断ブロック取り出し構台



写真-11 切断ブロック W=3.5t (1.1×1.1×1)

## 6. 免震装置据付、荷重解放、免震化

免震装置設置順序については

1. 下部ベースプレート設置、調整  
(中央部にコンクリート打設孔有り)
2. 上部ベースプレート設置
3. 免震装置本体設置

上記三段階で行った。

はじめに柱切断面にプレートをアンカー固定しその後下部ベースプレートを設置しレベルと方向を調整する(写真-12)。

このときの据付精度が免震装置据付精度に大きく影響するので、水平精度(傾き)は1/300かつ±3mm、位置精度(X,Y)は±5mmの管理値以内とした。水平精度は下部ベースプレートの工場組立時に調整治具をあらかじめ設置し、ボルトで調整が可能にしておく。

その後上部ベースプレートと免震装置本体を設置する(写真-13)。

免震装置の設置が完了した箇所から上下の免震基礎を構築し既存柱と免震装置を一体とする(写真-14)。



写真-12 下部ベースプレート設置、調整



写真-13 免震装置設置

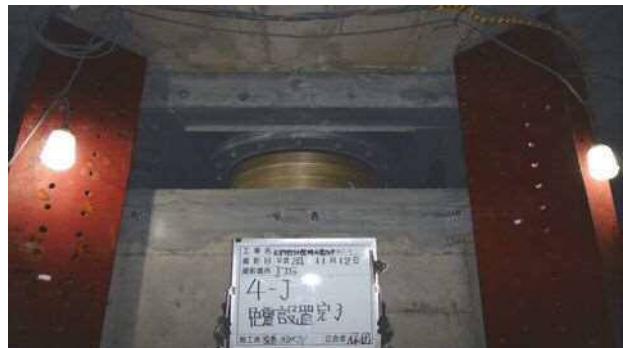


写真-14 免震上下基礎構築完了

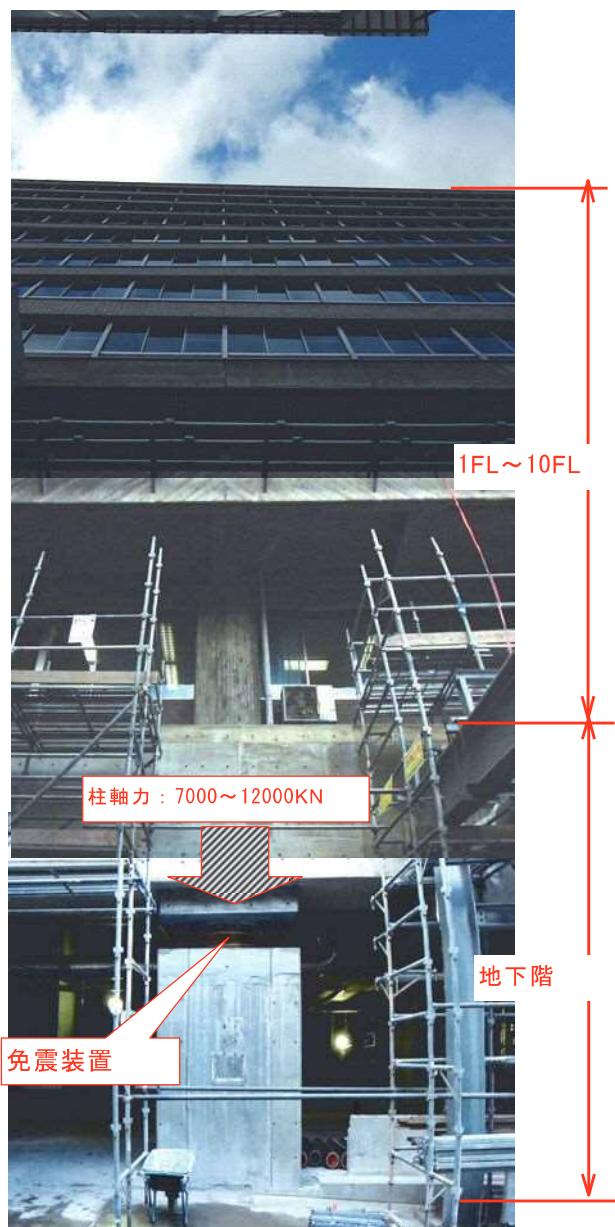


写真-15 免震装置位置と上部建物

## 7. 免震設置後の荷重解放について

発注者立ち会いの下、Ⅲ→Ⅰ→Ⅱ工区の順序にて開放を行った。

解放時の変位管理値は通常1/2000程度（例：柱スパン7000mmならば3.5mm）であるが、今回は一般部で1/4000精度、コア部は1/8000精度を求められた（柱スパン7200で1.8mmと0.9mm以内）工区最大30柱、油圧ジャッキ160台を人力で変位管理しながらのジャッキダウンは困難なため今回は油圧集中制御システムを導入して開放作業を行った（ポンプ操作員8人に相当）。

このシステムは制御プログラムとAIユニットで構成され、指定した変位及び荷重に対してプログラムによって機械的に操作することが可能である（写真-16～19）。



写真-16 油圧ポンプ



写真-17 荷重解放作業中

以上より、AIユニットは建物の柱間相対変位精度確保しながらすべての油圧ジャッキを一斉にコントロール出来る優れた装置である。



写真-18 AIユニット

写真-19 制御パソコン

今回はジャッキダウン後も変位が継続して発生したため免震装置自体の縮み量が実際は大きい事がわかった。

また、外気温変化に対する変位影響も大きいがこれは免震装置の設置箇所に依るところが大きい（地下階免震であれば少ないと中間階で外気に近いと大きい）。

## 8. あとがき

工事受注時の技術提案の競争により施工時の要求管理値が厳しくなって来ていますが宮地としてはどんな管理基準値でも対応出来る会社として長く免震工事に携わって行きたいと思います。

今回の工事は長野県で最初の免震工事であったため地元全てのTV局・新聞社の取材が来現する注目された現場でした。

最後になりましたが、本工事を高品質また無事故で完工できましたことに対し、ご指導・ご協力いただきました発注者の長野県施設課、設計監理の日建設計、元請施工者である鹿島・北野JV及び鹿島建設技術部ほか関係者皆様に厚く御礼申し上げます。

2013.12.2 受付



写真-20 現場取材風景

## 鋼床版の疲労損傷と補修・補強の一例 —鋼上部工補強工事3-4—

### An Example of Fatigue Damage and Retrofit of the Steel Deck – Retrofit Work of Steel Superstructure 3-4 –



小林 裕輔<sup>\*1</sup>  
Yusuke KOBAYASHI



奥原 正大<sup>\*2</sup>  
Masahiro OKUHARA



五十嵐 三雄<sup>\*3</sup>  
Mitsuo IGARASHI



宇佐美 隆宣<sup>\*4</sup>  
Takanori USAMI

#### 要旨

鋼床版は自重を軽くできるという優れた利点を持っており、長大橋の床組などに必要な構造である。また自重の軽減は、耐震性を向上させることができる。近年、その鋼床版に疲労亀裂が発生し、問題となっている。本稿では、鋼床版の疲労亀裂に対する補修・補強を実施した、その内容について報告する。

キーワード：疲労損傷、鋼床版、SFRC舗装、補修・補強、Retrofit

#### 1. はじめに

従来、鋼橋の疲労は活荷重の比率が大きい鉄道橋において、その設計に考慮されてきた。しかし20年ほど前から、道路橋においても交通量の増大や過積載の問題も加わり、各地で疲労損傷が報告されてきている。この疲労の問題に対処するため、平成14年3月の鋼道路橋の疲労

設計指針<sup>1)</sup>により、構造部位ごとに活荷重による応力変動を一定の値以下に抑える疲労設計の手法が示された。ただし、自動車の輪荷重が直接載荷される鋼床版においては、その応力性状が複雑なため、応力変動を一定の値以下に抑える手法を提示するには至らず、鋼床版の各ディテールを規定するに留まっている。

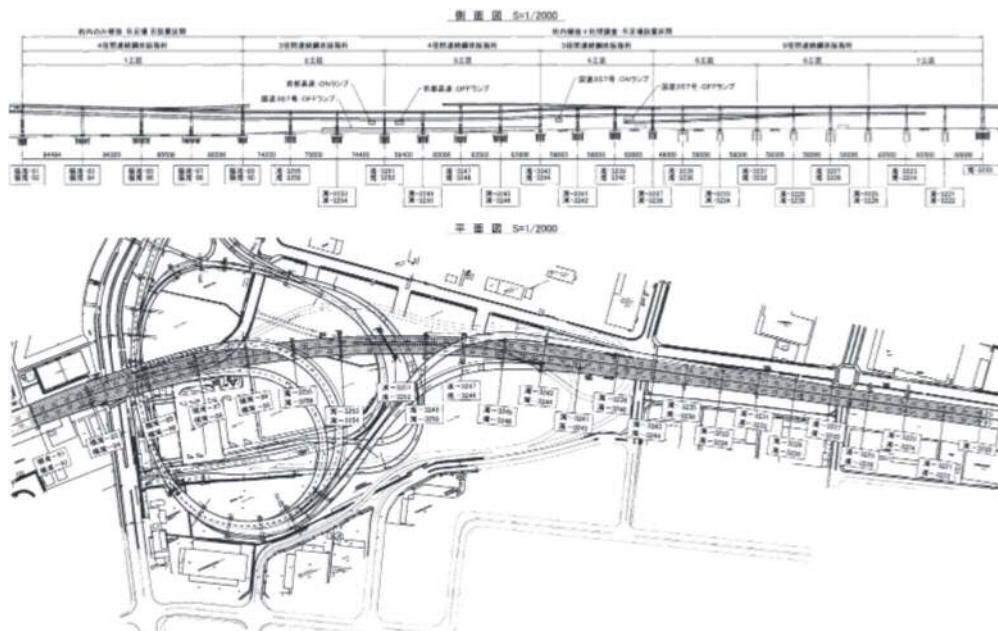


図-1 鋼上部工補強工事3-4一般図

<sup>\*1</sup>橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ 担当リーダー

<sup>\*2</sup>橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

<sup>\*3</sup>橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

<sup>\*4</sup>橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

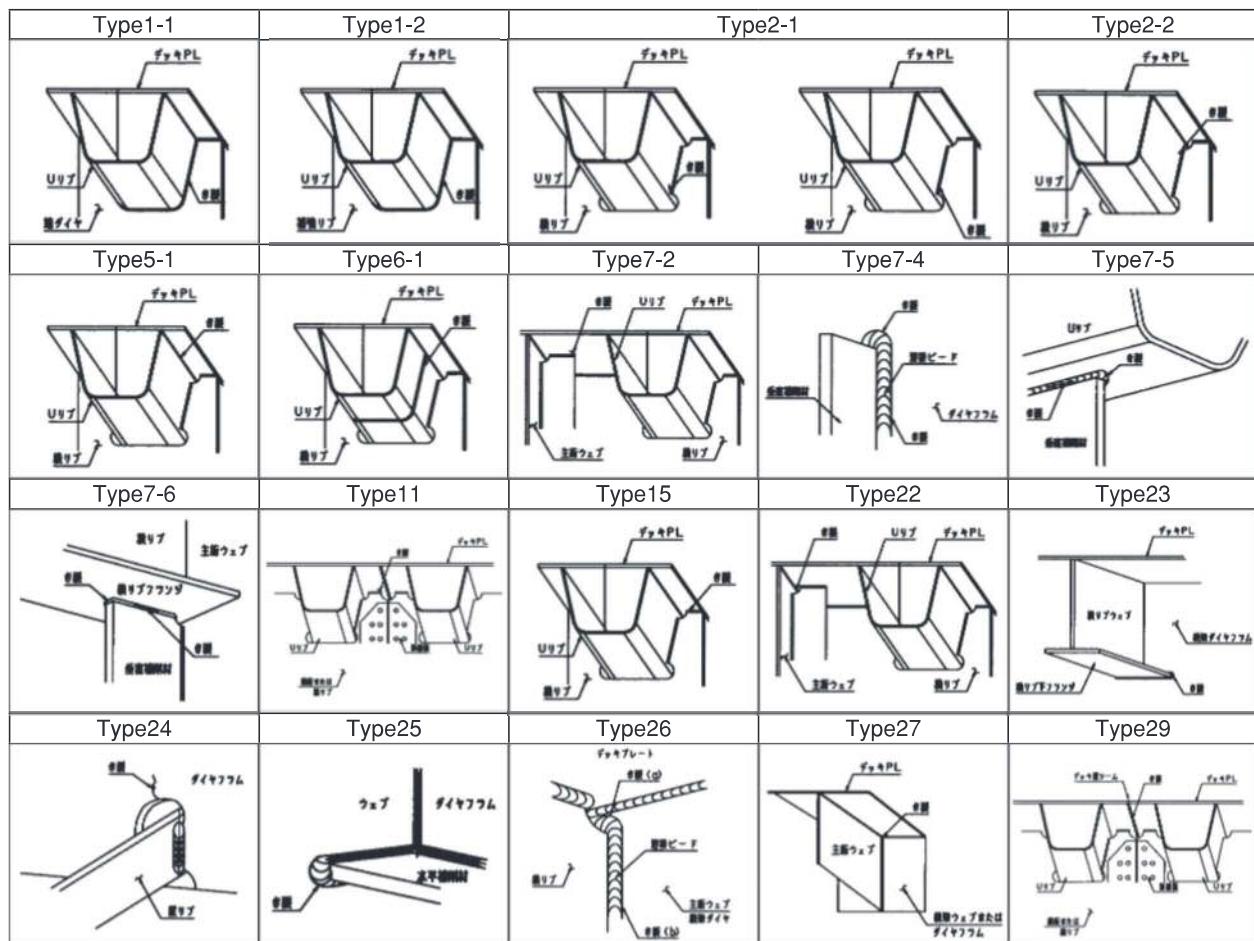


図-2 き裂タイプ一覧

本稿では、その鋼床版に発生した疲労き裂に対し、補修・補強を実施した一例を報告する。

## 2. 本工事の概要

鋼上部工補強工事3-4は、大黒ふ頭内の首都高速湾岸線を構成する鋼床版箱桁橋23径間の補修・補強工事である。一般図を図-1に示す。横浜ベイブリッジに隣接する区間は平成元年、その他の区間は鶴見つばさ橋に合わせ平成6年に供用開始している。首都高速湾岸線（神奈川区間）の交通量は76,000台／1日（上下線）、大型車混入率は34%（平成9年）の重交通路線である。

補修・補強前の事前調査（目視により確認した塗膜割れ箇所に磁粉探傷試験を実施）により確認された損傷は、発生部位ごとに分類すると、図-2に示す19タイプとなった。

## 3. 鋼床版の疲労損傷に対する補修・補強

鋼床版の疲労対策として、近年、SFRC舗装の有効性が認められている。これは、疲労耐久性向上を目的とした荷重車載荷試験による鋼床版の応力低減効果の確認<sup>2)</sup>や移動輪荷重試験による耐久性評価試験<sup>3)</sup>など、多数の報告に基づくものであり、本工事の区間においても、疲労耐久性向上のためのSFRC舗装を行うことが決まっている。

このように鋼床版の応力低減に有効なSFRC舗装であるが、既に発生してしまっている疲労き裂においては、その先端の応力集中が非常に高いため、疲労き裂の進展速度を抑えることはできても、進展が止まるかどうか定かではない。そこで、SFRC舗装を行う前に、疲労き裂を除去する必要があり、これが本工事の目的である。

ここでは、前項の19タイプの内、箇所数の多かった4タイプについて、その補修・補強方法を説明する。

### (1) Type2-1き裂

#### 1) き裂概要

トラフリブ（Uリブ）と横リブ交差部のスリット下側まわし溶接部に発生したき裂で、横リブ側止端を起点としたき裂とUリブ側止端を起点としたき裂がある。

#### 2) 補修方法

き裂切削またはUリブへのストップホールにより、き裂先端を除去した（図-3、図-4参照）。き裂切削のため横リブを一定以上切削した場合、露出した溶接ルート部の応力を低減させるためスリット形状改良を施工した（図-5参照）。

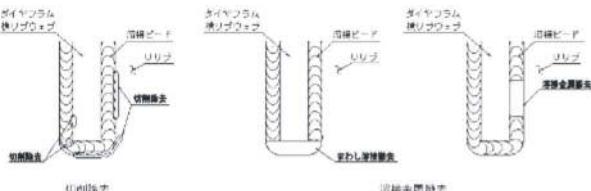


図-3 き裂切削

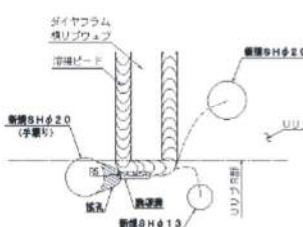


図-4 ストップホール



図-5 スリット形状改良

#### 3) 補強方法

前述のスリット形状改良で対応できる範囲を越えて横リブを切削した場合や、溶接のど厚が不足している場合などに当板補強を行った（図-6参照）。当板補強は、溶接部が建設当初有すべきせん断強度を満足するものとした。

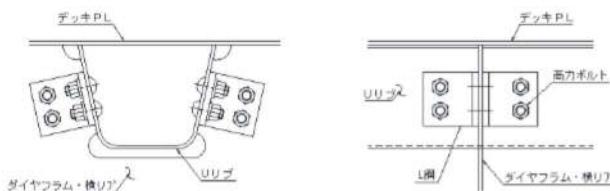


図-6 当板補強

### (2) Type5-1き裂

#### 1) き裂概要

デッキプレートとトラフリブ（Uリブ）の縦方向すみ肉溶接部に発生したき裂で、溶接部を進展するき裂とデッキプレートを進展するき裂がある。

#### 2) 補修方法

き裂切削（土偶目切削）にてき裂先端を確認し、ストップホールによりき裂先端を除去した（図-7参照）。デッキプレート下面にき裂が残存した場合には、深さ4mmを最大値として切削を行い、除去しきれなかった際はデッキプレートのき裂先端にストップホールを施工した。

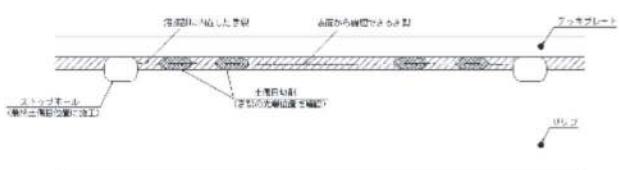


図-7 ストップホール

#### 3) 補強方法

最端端ストップホール間の距離が一定値以上となったき裂もしくは、それに準ずると判断された場合、既設のUリブを撤去し新たに製作したT型のリブに取り替えた（図-8参照）。

T型リブの設計には、床組作用と桁作用（原則は活荷重のみ）、ならびにそれらの重ね合わせを考慮した。

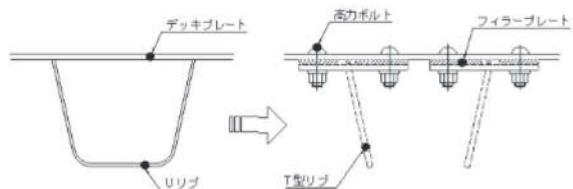


図-8 Uリブ取替

### (3) Type6-1き裂

#### 1) き裂概要

トラフリブ（Uリブ）の突き合わせ溶接部に発生したき裂で、溶接部を進展するき裂とUリブ側止端あるいはUリブ母材を進展するき裂がある。

#### 2) 補修方法

切削によりき裂を除去、またはストップホールにより、き裂先端を除去した（図-9参照）。

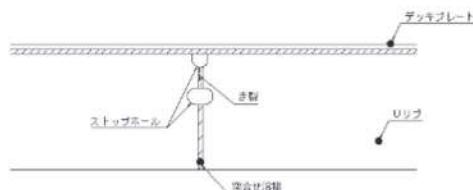


図-9 ストップホール

### 3) 補強方法

最縁端ストップホール間の距離が一定値以上となったき裂もしくは、それに準ずると判断された場合、既設のUリブ側面に当板を設置することにより、突き合わせ溶接部の継手機能を回復させた（図-10参照）。

当板の設計には、床組作用と桁作用（原則は活荷重のみ）、ならびにそれらの重ね合わせを考慮した。なお、既設Uリブの目違いや不陸による肌隙に対しても、フィラーブレートを挿入することで対応した。

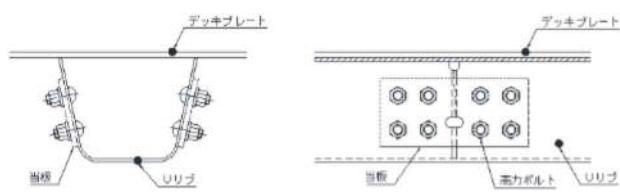


図-10 当板補強

### (4) Type7-2き裂

#### 1) き裂概要

デッキプレートと垂直補剛材のまわし溶接部に発生したき裂で、垂直補剛材側止端を起点としたき裂とデッキプレート側止端を起点としたき裂がある。

#### 2) 補修方法

き裂切削またはデッキプレートへのストップホールにより、き裂先端を除去した（図-11、図-12参照）。き裂切削のためまわし溶接部を全て切削した場合、露出した溶接ルート部の応力を低減させる目的でスリット切欠きを施工した（図-13参照）。

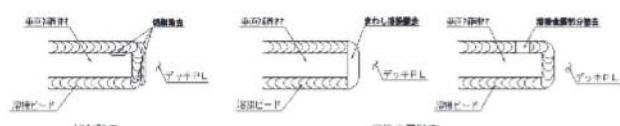


図-11 き裂切削



図-12 ストップホール

図-13 スリット切欠き

さらに、き裂除去のため垂直補剛材を切削し、スリット切欠きで対応できる範囲を越えた場合は、垂直補剛材の上端切断を行った（図-14参照）。

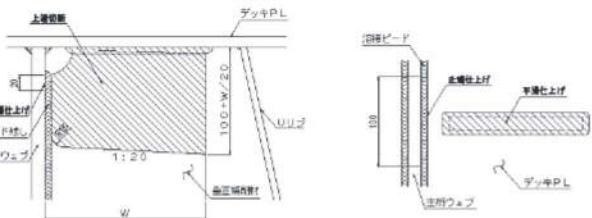


図-14 上端切断

### 4. おわりに

鋼床版に疲労き裂が発生していることを受け、平成24年3月の道路橋示方書では、大型自動車の輪荷重直下のデッキプレート厚を12→16mmに増厚するよう規定された。

鋼床版は自重を軽くできるという優れた利点を持っており、長大橋の床組などに必要な構造である。また自重の軽減は、耐震性を向上させることができる。鋼床版の弱点となる部位を正しく理解し、適切なディテールを採用することが重要である。

最後に、本工事を進めるにあたり、首都高速道路株式会社 神奈川管理局 保全設計第一課、同保全工事事務所、ならびに保全・交通部 鋼構造物疲労対策課の皆様には多くのご指導、ご助言を頂きました。ここに改めてお礼申し上げます。

2014.1.6 受付

### <参考文献>

- 1) 鋼道路橋の疲労設計指針、(社)日本道路協会、平成14年3月
- 2) 小野秀一：Retrofit for Orthotropic Steel Bridge Decks, 東京工業大学博士論文、2005.9.
- 3) 下里哲弘、神木剛、稻葉尚文、富田芳男、小野秀一、鈴木健之：鋼纖維補強コンクリート敷設により補強された鋼床版の輪荷重疲労試験、土木学会第61回年次学術講演会概要集、2006.9.

# 荒川河口橋の鋼床版き裂補修

## Crack Repair Work of the Steel Deck of Arakawa-Kakokyo Bridge



雲 越 隆 一<sup>\*1</sup>  
Ryuichi KUMOKOSHI



稻 田 博 史<sup>\*2</sup>  
Hiroshi INADA



村 井 向 一<sup>\*3</sup>  
Koichi MURAI

### 要 旨

1996年から供用を開始した荒川河口橋は、1994年の道路橋示方書にて設計されていることにより、鋼床版デッキプレートの板厚が12mmであること、また、工場地帯に近接していることから交通量、大型車両の通行とも多く、2005年にデッキプレート貫通き裂の発見以降、鋼床版のき裂箇所数が増加しつづけている。本報告書はSFRC舗装による本格的な鋼床版の補強を行う前に、鋼床版のき裂の調査、補修を行った工事の報告である。

キーワード：鋼床版、き裂、疲労、応急復旧、当て板

### 1. はじめに

荒川河口橋は東京都江戸川区と江東区を結ぶ平成8年に供用された一般国道357号の橋梁で、首都高速湾岸線の荒川湾岸橋を上り線（海側）、下り線（山川）で挟込むように架橋されている。

平均交通量は約5万2千台/日（大型車混入率45.9%）であり工場地帯に近接していることから大型車の通行も非常に多い。

荒川河口橋 橋梁総元

路 線 名：一般国道357号

橋 梁 形 式：主径間：3径間連続鋼床版箱桁橋

側径間：2径間連続鋼床版箱桁橋

橋 長：840m

径 間 長：220.4m + 400.0m + 220.4m

幅 員：0.5m + 3@3.5m + 0.5m（車道部）

平 面 線 形：直線

適用示方書：1994年（平成6年）道路橋示方書

開 通 年：1996年（平成8年）

本橋梁は前述した重交通に加え、1994年（平成6年）の道路橋示方書を適用していることから、鋼床版デッキプレートの板厚が12mmとなっており、2005年（平成17年）にはデッキプレート貫通き裂を発見、応急復旧工事を行っている。



図-1 施工箇所位置図

また、2012年度（平成24年度）以降にはSFRC舗装による鋼床版の補強工事が予定されていることから、事前に本工事で鋼床版のき裂補修を行った。

### 2. 工事概要

発注者：国土交通省 関東地方整備局 東京国道事務所

工事名：H23京浜大橋（山側）外補修工事

路線名：国道357号

工事場所：東京都大田区京浜島3丁目地先他

<sup>\*1</sup>建設事業本部 保全事業部保全工事部保全工事グループ

<sup>\*2</sup>建設事業本部 保全事業部保全技術部保全技術グループ主任

<sup>\*3</sup>建設事業本部 保全事業部保全技術部保全技術グループ サブリーダー

工 期：(自) 平成23年12月27日

～当初：(至) 平成24年6月29日

～変更：(至) 平成24年9月28日

なお、本工事では京浜大橋（山側）の補修工事と荒川河口橋（海側、山側）の補修工事を行ったが、今回報告書で記述するのは荒川河口橋の鋼床版き裂調査、補修工事である。

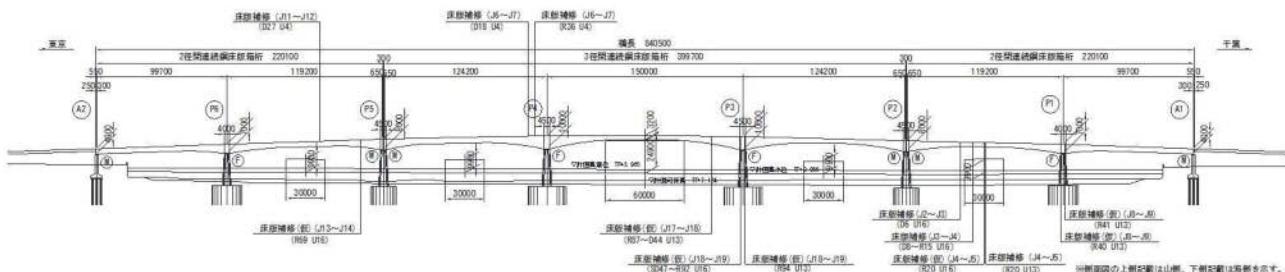


図-2 荒川河口橋 側面図

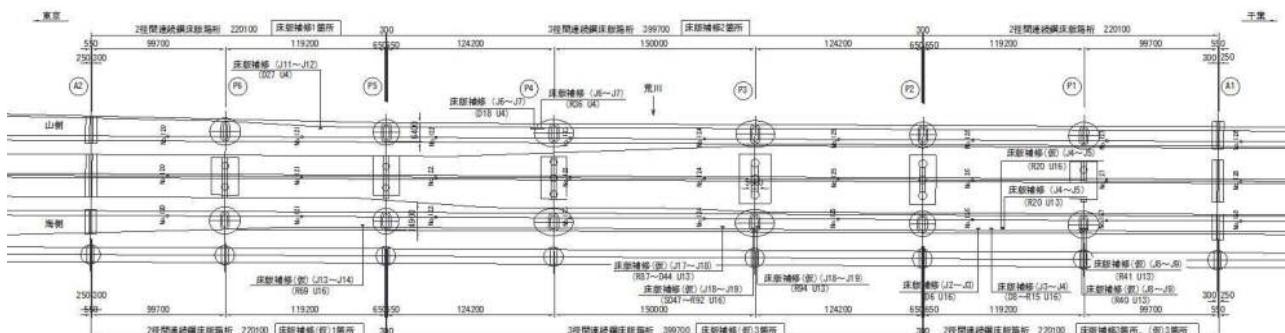


図-3 荒川河口橋 平面図

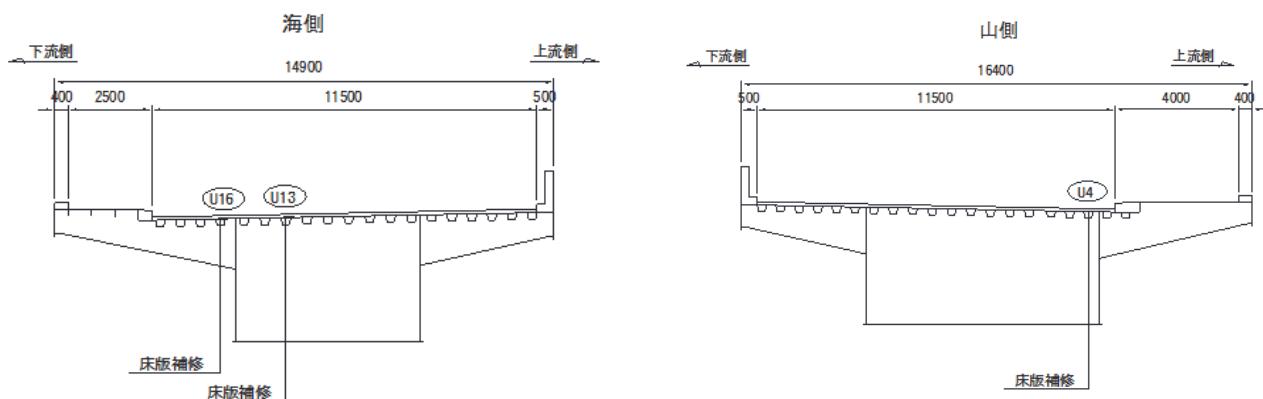


図-4 荒川河口橋 断面図



写真一1 荒川河口橋（山側）全景

### 3. 点検・調査

#### (1) 過去の経歴

<山側>

平成7年度（1995年）

山側完成：橋齢18年（2013年現在）

平成17年度（2005年）

デッキプレート貫通き裂部1箇所に当て板補修。

平成22年度（2010年）

定期点検により、1,461箇所に塗膜割れを確認。

維持工事により、鋼床版デッキプレートの貫通き裂に当て板補修4箇所及びトップホール16箇所の施工を行う。

<海側>

平成7年度（1995年）

海側完成：橋齢18年（2013年現在）

平成22年度（2010年）

定期点検により、2,405箇所に塗膜割れを確認。

#### (2) 過去の調査結果

本橋梁は平成22年の点検業務にて、鋼床版の塗膜割れの調査を行っている。

本工事では平成22年度の橋梁点検調査より約1年経過した平成24年の3月に平成22年度の塗膜割れ確認箇所の目視による追跡調査を行った。

表一1 過去の点検結果

	H22点検業務
点検方法	CCDカメラを使用 一部吊足場を使用
塗膜割れ (山側) 箇所数	1806箇所
塗膜割れ (海側) 箇所数	2449箇所

#### (3) き裂調査工

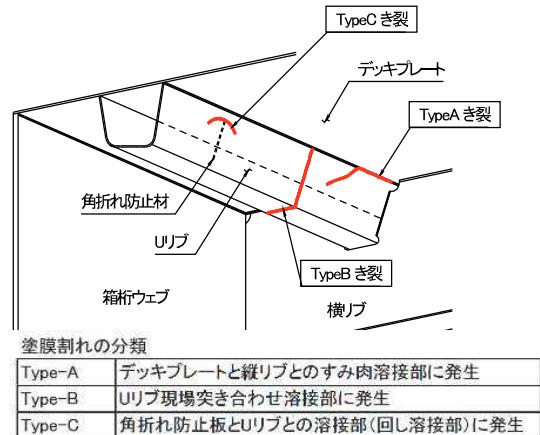
き裂調査については、橋面舗装き裂調査及び桁内からのき裂調査を行った。

桁内の調査手順について下記に示す。

##### ① 目視点検

き裂箇所の確認を行うため、平成22年度橋梁点検調査を基に、桁内検査路からの目視点検を行った。

目視点検は主に図一5のき裂について行った。



図一5 き裂の種類

##### ② 桁内足場設置

き裂部の詳細点検を行うため、単管足場を設置した。

足場を設置して詳細点検を行う箇所は下記の通りとした。

- Type-Aき裂のうち、Uリブに進展しているもの。
- Type-Bき裂のうち、Uリブ側面、底面に進展しているもの。

III. Type-Cき裂のうち、Uリブ側面に進展しているもの。

足場材は橋台から荷上げし、桁端部のマンホールより搬入し、桁内は検査路を使用して人力にて運搬した。

(3) き裂進展調査

Uリブ側面に進展しているき裂の進展調査を行った。

調査は1週間毎に実施し、き裂進展の有無を記録した。

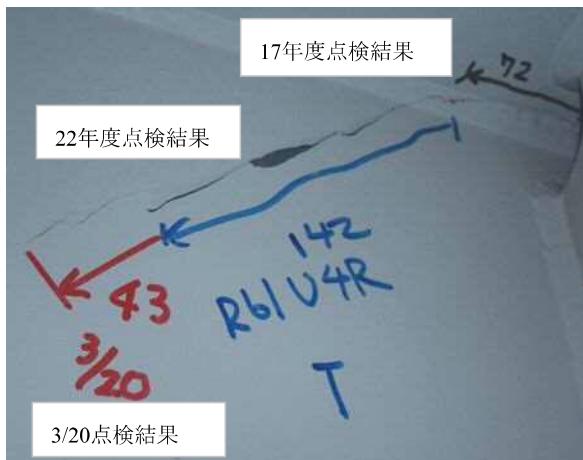


写真-2 点検時の記録

(4) き裂部詳細調査

Uリブとデッキプレートとのすみ肉溶接部は、磁粉探傷試験及び超音波探傷試験を行い、デッキプレートへのき裂進展の有無を確認した。

(5) 報告書作成

調査結果をまとめて報告書を提出した。

## 4. 調査結果

### (1) 塗膜割れの進展

平成22年の点検時記録から代表的な塗膜割れの個所の目視点検を行ったところ、前回の調査から1年程度しか経過していないにも関わらず、ほとんどの個所で約20mmから40mm程度の塗膜割れの進展が見られた。

また、本工事での初回点検日3月20日を初期値として1週間ごとの点検を行ったところ、3週間の間に最大で15mmの塗膜割れの進展が確認された。

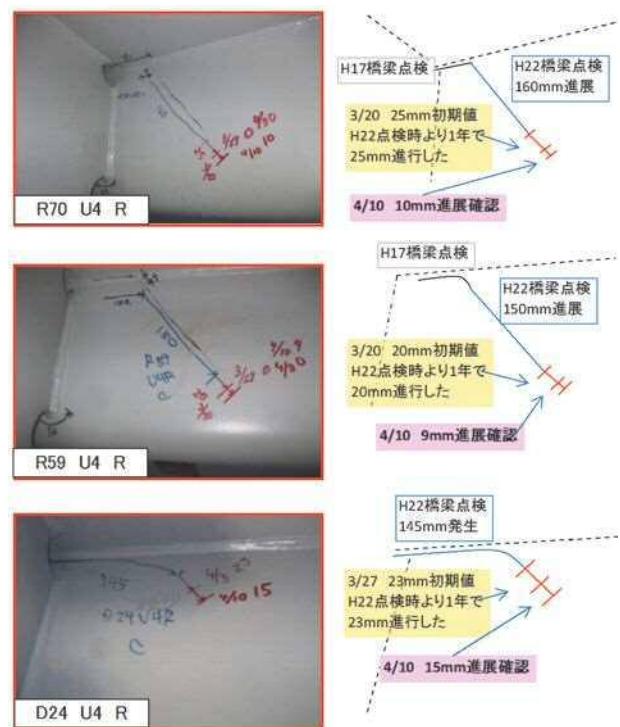


図-6 塗膜割れ進展箇所抜粋

表-2 Uリブ塗膜割れ進展調査リスト（山側）

位置	A1				4/10進展調査
	H17橋梁点検	H22橋梁点検	3/20初期値	3/27進展調査	
R70	0	150	+25		10
	0	160	+0		+8
R66	0	160	+29		
	0	75	+31		+10
R61	0	142	+33	+1	+1
	0	140	+43		+5
R60	0	80	+7		
	0	110	+16	+5	
R59	0	140	+20		+9
	0	150	+3		
D28	0	160	+38		+4
	0	128	+43		
R52	0	160	+38		+6
	0	120	+25		
D26	0	195		+3	
	0	160		+29	+5
R50	0	144		+38	+5
	0	135		+49	
D24	0	0		+23	+15
	0	145			
P1					
D16	0	90		+51	
	0	130		+54	
D15	0	80		+14	
	0	75		+12	
R28	0	140		+22	
	0	0			
R27	0	150		+8	
	0	135		+12	
D14	0	0		+70	
	0	140			
R25	0	65		+13	
	0	120		+32	
R1～R9はき裂長が大きい					
P2					

図-7, 8はリブ位置に塗膜割れ箇所数を棒グラフで表したものである。山側、海側とも第一走行車線の輪荷直下の塗膜割れ箇所数が多いことが解る。

特に山側のA1からP2の間で母材方向に進展したき裂が多数見られたが、これは下り坂（4%勾配）でトレーラーの走行速度が増して衝撃荷重が増大したこと、き裂進展ヶ所はブレーキで速度を落とす車両が多いことから、制動荷重の影響があることが考えられる。

なお、山側は3車線の内1車線を未供用として2車線で供用している。

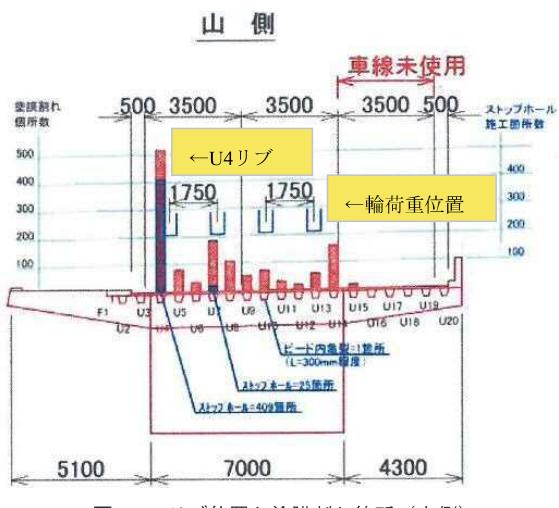


図-7 リブ位置と塗膜割れ箇所（山側）

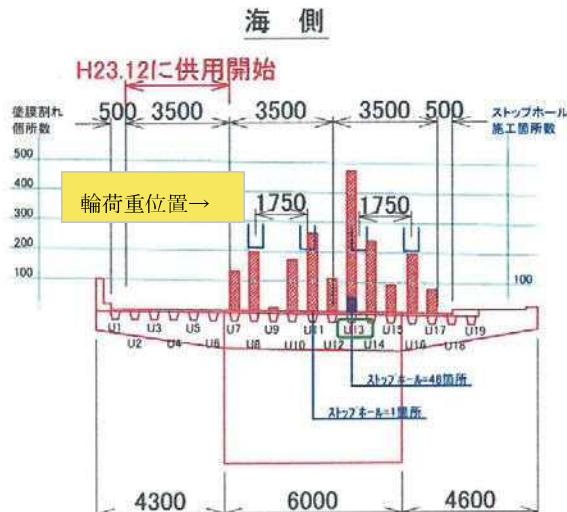


図-8 リブ位置と塗膜割れ箇所（海側）

## (2) き裂判定

本格的な補修・補強工事については次年度以降に行う事から、本工事ではき裂の大きさによって3段階の判定を行い、応急対策として行うストップホール施工の判断基準とした。

ただしデッキプレート貫通き裂については判定の判断によらず速やかに補修対策を行っている。

### ① き裂判定1（小）

き裂が溶接ビード内に留まっているまたはUリブ腹板にき裂が30mm未満進行している。

### ② き裂判定2（中）

き裂が30mm以上進行しUリブ高さの1/2以下の中。

### ③ き裂判定3（大）

Uリブ腹板にUリブ高さの1/2以上進行したき裂。

前述の判定結果区分を発注者に提出し、最終的にはき裂判定2（中）と3（大）についてストップホールの施工を行うものとした。

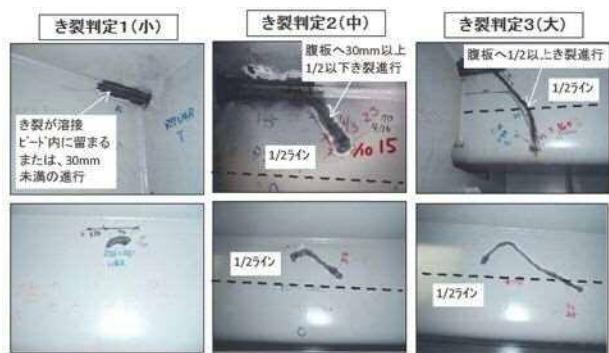


写真-3 き裂判定比較写真

## (3) 荒川河口橋の鋼床版き裂の特徴

荒川河口橋の鋼床版Uリブに入るき裂の特徴として、Type-Cき裂がある。

図-7を確認すると特に山側のU4リブに多くき裂が発生していることが解るが、これは角折れ防止板設置箇所にType-Cき裂が多く発生していることが原因である。

角折れ防止板は図-9のように主桁ウェブに近接するUリブの変形をプレートにて拘束する形状となっている。これは図-10のように主桁ウェブ直上のデッキプレートの変形により舗装のひび割れが生じる事を防ぐ目的で取り付けられていると予想できるが、図-11に示すようにU4リブ直上に輪荷重が載荷されることにより、U4リブ側面の角折れ防止板溶接部よりき裂が発生する結果となっている。

道路橋示方書では、車道部に主桁や縦桁が配置される場合には、腹板直上の橋軸方向の舗装ひび割れの抑制に配慮するように記載があるが、本橋梁に設置された角折れ防止板については他の橋梁ではありません見られない特徴である。

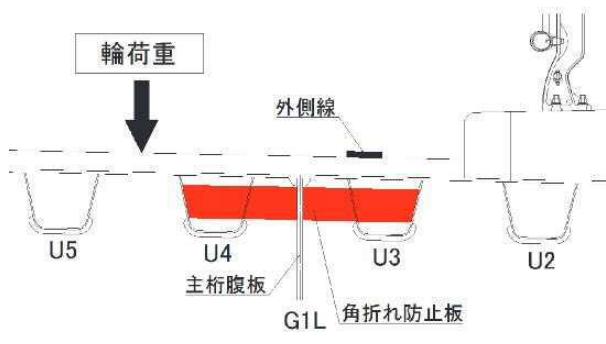


図-9 角折れ防止板

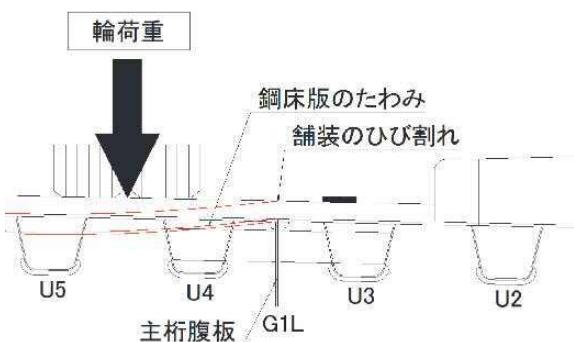


図-10 舗装のひび割れ

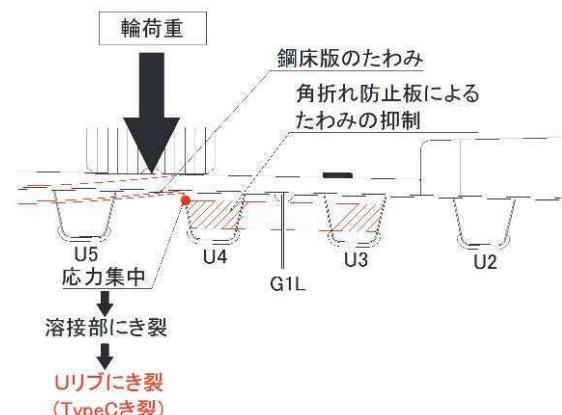


図-11 舗装のひび割れ抑制

## 5. 鋼床版き裂補修

現場調査の結果、き裂損傷個所数が膨大であること、今後に発注される別途工事で恒久対策が行われることから、本工事ではあくまで緊急性の高いき裂損傷に対して対策工事を行うものとした。

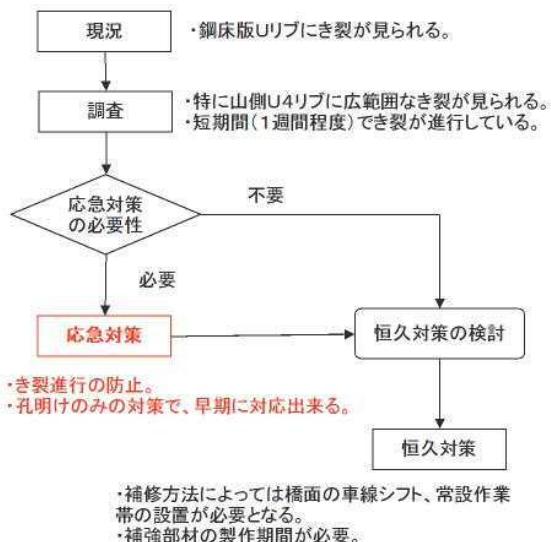


図-12 応急対策施工フロー

現場調査結果、応急対策施工フローに基づき、以下の応急対策工事を行った。

### <山側>

デッキプレート当て板補修	: 3箇所
ストップホール	: 388箇所
Uリブ突合せ溶接部の当て板補修	: 14箇所

### <海側>

デッキプレート当て板補修	: 1箇所
ストップホール	: 48箇所
Uリブ突合せ溶接部の当て板補修	: 4箇所

### (1) デッキプレート当て板補修

本工事における現場調査によって橋面舗装のき裂やUリブ内の滯水、Uリブき裂からの漏水が発見された。

本工事では前述したデッキプレート貫通き裂に対して山側3箇所、海側1箇所の当て板補修工事を行ったが、本工事しゅん功後にもき裂の進展によって度々新たなデッキプレート貫通き裂が発見され、表-3に示すように本工事しゅん功後にも応急復旧工事を行うこととなった。本工事しゅん功後に対応した当て板補修については最終的に海側の9箇所について応急復旧工事を行っている。

デッキプレートの応急復旧工事については、原則夜間の緊急規制を行い、舗装の撤去、き裂長さの確認、ストップホールの施工、仮当て板の設置、舗装の復旧を行った後、後日き裂の長さに合わせた当て板等の補修部材の製作を行ってから本復旧を行った。

ただし、後に発注される恒久対策工事で本復旧に対応出来る箇所については仮復旧のみ行った。



写真-4 Uリブき裂からの漏水

表-3 応急復旧工事施工日

本工事施工中の応急復旧工事

施工日	工種	施工箇所		
2012年3月28日	調査・仮復旧	山側	R36	U4
2012年7月9日	本復旧	山側	D18	U4
	調査・仮復旧	山側	D27	U4
	本復旧	山側	D27	U4
2012年8月8日	調査・本復旧	海側	R20	U13

本工事しゅん功後の応急復旧工事

施工日	工種	施工箇所		
2012年11月19日	調査・仮復旧	海側	D6	U16
2012年12月5日	本復旧	海側	D6	U16
2012年12月25日	調査・仮復旧	海側	D8	U16
2013年2月25日	本復旧	海側	D8	U16
			R87	U13
2013年2月27日	調査・仮復旧	海側	R92	U16
			R94	U13
			R20	U16
2013年2月28日	調査・仮復旧	海側	R40	U13
			R41	U13
2013年3月5日	調査・仮復旧	海側	R69	U16

### ① 調査、仮復旧施工写真

本復旧前に橋面舗装の切削、き裂長さを確認し、ストップホールの施工、仮当て板による補修を行った。



写真-5 舗装のき裂



写真-6 き裂先端確認



写真-7 ストップホールの施工



写真-8 仮当て板による補修

### ② 本復旧施工写真

本復旧ではUリブ内にボルトを配置するため、Uリブ側面に補強板を設置してハンドホールの孔明けを行った。



写真-9 ハンドホール設置



写真-10 本復旧当て板

### (2) ストップホール補修

ストップホールの施工は調査結果のき裂判定区分により、緊急性の高い判定2（損傷度“中”）及び判定3（損傷度“大”）について行った。

なお、判定1（損傷度“小”）については、今後の調査において判定2（損傷度“中”）まで進展した場合にストップホールの施工を行うものとした。



写真-11 ストップホール施工前



写真-12 ストップホール施工後

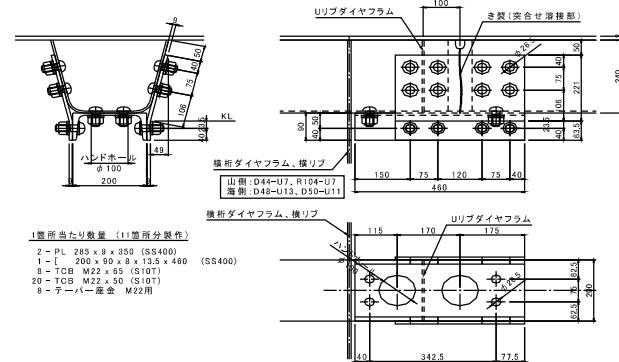


図-13 当て板補修図



写真-13 Uリブの突合せ溶接部の当て板補修前

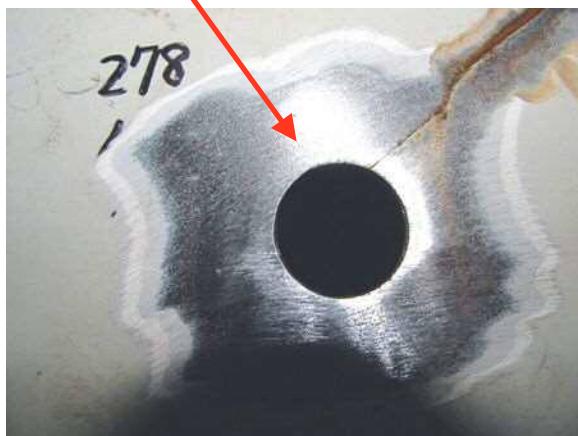


写真-14 Uリブの突合せ溶接部の当て板補修後

### (3) Uリブの突合せ溶接部の当て板補修

Uリブの突合せ溶接部のき裂（Type-Bき裂）について、Uリブ側面及び下面の3面に当て板補修を行った。

また、Uリブの突合せ溶接がデッキプレートとUリブのすみ肉溶接部と交差する位置には、デッキプレート側へのき裂進展を防止するためのストップホールの施工を行った。

### (4) その他の対策

山側のU4リブのき裂損傷が激しいことから、別途維持工事にて平成23年3月から平成24年4月にかけて車線を300mmから600mmシフトして、U4リブ直上に輪荷重が載荷されないように対策が行われた。

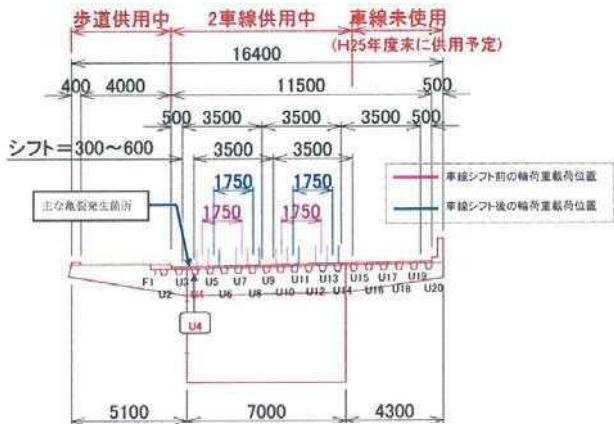


図-14 車線シフト図



写真-15 車線シフト後の写真

## 6. おわりに

本工事期間中は工事担当者、計画担当者とも日々進展するき裂に苦労が絶えませんでしたが、東京国道事務所のご担当者様を初めとして、工事関係者及び社内においても各部署の方にご指導して頂き、完工後には難工事表彰を受けることが出来ました。

ご指導頂きました関係各位に深く感謝致します。

2013.12.2 受付

## <参考文献>

- 1) 道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、(社)日本道路協会、平成6年2月、14年3月
- 2) 鋼橋の疲労、(社)日本道路協会、平成9年5月
- 3) 道路橋補修・補強事例集2009年版、(社)日本道路協会、平成21年11月
- 4) 鋼床版の疲労 2010年改訂版、(社)土木学会
- 5) 山田健太郎、近藤明雅：鋼部材の亀裂補修・補修後の疲れ挙動、土木学会論文集、PP.411～415, 1986. 4.
- 6) 荒川河口橋 鋼床版補修に向けた技術相談資料、国土交通省 関東地方整備局 東京国道事務所、平成24年9月28日

## グラビア写真説明

### 根岸高架橋

東京湾岸道路は、神奈川県・東京都・千葉県の東京湾に接する各都市、港湾、埋立地に立地する都市機能を連絡する延長約160kmの主要幹線道路であり、自動車専用道路（首都高速道路）と一般道路（一般国道357号）で構成されています。

根岸高架橋は一般道路の起点A1（本牧側）～終点A2（杉田側）の総延長3043mの高架橋であり、3径間～5径間の連続桁が12橋梁で構成されています。

本工事ではこの根岸高架橋の内、終点側の4径間（連続鋼床版箱桁）の製作・架設を行いました。

平成26年3月31日に根岸高架橋が開通し、今後全ての湾岸道路（一般道路部）が開通する事により、内陸部の交通混雑緩和及び湾岸地域の機能の効率化が期待されます。  
(清水 康史)

# FRPスマートカバーの性能評価に関する研究

## Evaluation of FRP Plate elements for closing bridge cross-section



山下修平<sup>\*1</sup>  
Shuhei YAMASHITA



有住康則<sup>\*2</sup>  
Yasuhiro ARIZUMI



下里哲弘<sup>\*3</sup>  
Tetsuhiro SHIMOZATO



矢吹哲哉<sup>\*4</sup>  
Tetsuya YABUKI

### 要旨

鋼橋では主たる損傷形態として「鋼材の腐食」が挙げられ、特に鋼桁間において腐食が進行しやすいことが知られている。これに対し、FRP製の防護板（以下、FRPスマートカバー）は、鋼桁間に設置することにより腐食促進因子の鋼桁間への侵入を防止する防食技術であり、同時に広範囲な点検用通路として活用することも可能であるため鋼橋における維持管理性能の向上に寄与する技術としても期待できる。

本研究では、FRPスマートカバーが採用された実橋における鋼桁間の環境調査を実施し、FRPスマートカバーの腐食促進因子の遮断性及び環境改善効果を検証した。また、琉球大学で荷重載荷試験を実施し、FRPスマートカバーの点検用通路としての耐荷力性能、耐久性能を検証した。

キーワード：FRPスマートカバー、飛来塩分、遮断性能、環境改善効果、維持管理性能

### 1. まえがき

公共事業において、ライフサイクルコストの縮減が社会的要請の一つと言われるようになって久しい。

鋼橋における耐久性損失の主な要因の一つは「鋼材の腐食」である。そのため、鋼材を腐食から守る防食技術の発展が、ライフサイクルコストの縮減に大きく寄与するものと考えられる。また、鋼橋における腐食部位に着目した場合、鋼桁間の腐食が進行しやすいことが知られている<sup>4)</sup>。これは、腐食促進因子が鋼桁表面に付着した場合、鋼桁間においては雨水による洗浄効果が乏しいことが原因の一つであると考えられている。この課題に対して筆者らは、鋼桁間にFRP製の防護板（以下、FRPスマートカバー）を敷設することで腐食促進因子の鋼桁間への侵入を遮断する技術を提案している（図-1）。

一方で、アセットマネジメントの観点からは、「予防保全」を行うことが補修費用の軽減にも繋がるものと考える。そのため、公共構造物においては維持管理を適切に行う事が重要であり、維持管理を容易にかつ確実に行うことが求められている。鋼橋における維持管理については、通常上部工検査路が設置され鋼桁の損傷状態を管

理することになる。しかしながら、一般的に用いられる上部工検査路は歩行可能な範囲が狭く、遠隔からの目視点検に限定される場合が多い。提案しているFRPスマートカバーは、FRPパネルの敷設範囲において自由に歩行が可能となるという利点も有している。そのため、通常の上部工検査路と比較して広範囲にわたって近接的な点検を実施することが可能となり、維持管理性能の向上にも寄与することが期待できる。

本稿では、FRPスマートカバーにおける性能を検証すべく実施した、次の調査及び実験に関して報告を行う。

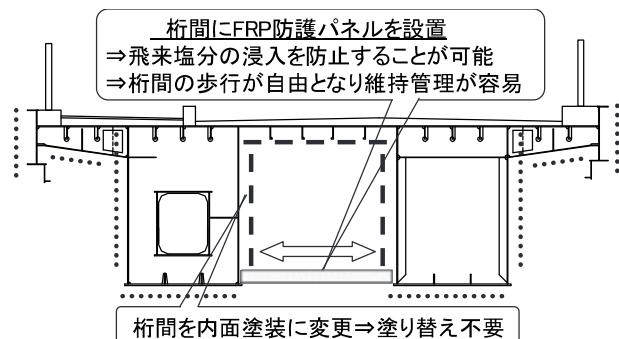


図-1 FRPスマートカバーのコンセプト

\*<sup>1</sup> 橋梁事業本部 千葉工場計画部計画グループ 主任

\*<sup>2</sup> 琉球大学 工学部環境建設工学科 教授

\*<sup>3</sup> 琉球大学 工学部環境建設工学科 准教授

\*<sup>4</sup> 琉球大学 名誉教授

- ① 鋼桁間の腐食環境改善性検証のための環境調査
- ② 上部工検査路としての性能評価実験

## 2. FRPスマートカバーの特徴

### (1) FRPの材料特性

FRPの強化繊維には、ガラス繊維、アラミド繊維、炭素繊維などがあるが、FRPスマートカバーの材料には、物性値や材料コストの観点からガラス繊維を用いたGFRP (Glass Fiber Reinforced Plastic) 材を採用している。

GFRPの材料特性を表-1に示す。GFRPは構造用鋼と比較して比重が1/3程度と軽く、腐食耐久性に優れているという特徴を有している。また、アルミニウムと比較しても軽量で高強度の材料であるという事が言える。

表-1 材料特性の比較表

項目	単位	構造用鋼	アルミニウム	GFRP
比重	—	7.8	2.7	1.6~2.0
引張強さ	MPa	400~510	150~470	250~550
引張弾性率	GPa	200~230	75	15~30
線膨張率	10 <sup>-5</sup> /°C	1.2	2.3	1.1
熱伝導率	W/(m·K)	76	188	0.3

### (2) FRPスマートカバーの構造

FRPスマートカバーを構成するパネルは、引き抜き成形法により成形された材料を使用しており、FRP合成床版のパネルとしても広く活用されているものである。本パネルでは曲げ剛性を確保するため、橋軸直角方向に30cm間隔でリブが設けられており、FRPパネル同士は接着剤を塗布した接合面をステンレス製のリベットで密着させ接合している。

鋼桁との接合方法は、図-3に示す①スタッドタイプ接合 ②クリップタイプ接合の2種類を提案している。スタッドタイプ接合は、鋼桁下フランジにスタッドを溶植しFRPパネルをナットで固定する構造となっている。一方でクリップタイプ接合は、鋼桁下フランジをFRPパネル同士で挟み込む構造となっている。そのため、FRP

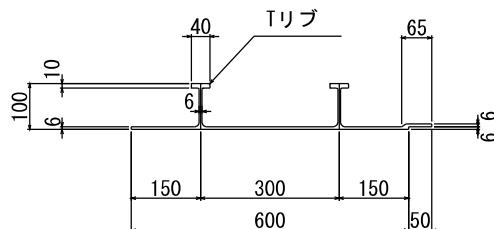


図-2 FRPパネル断面

スマートカバーの設置に際して、一般的に鋼桁への加工が不要となり既設桁への適用も容易となる。

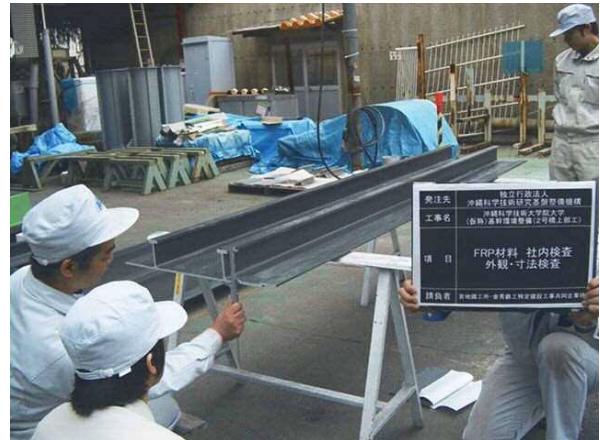
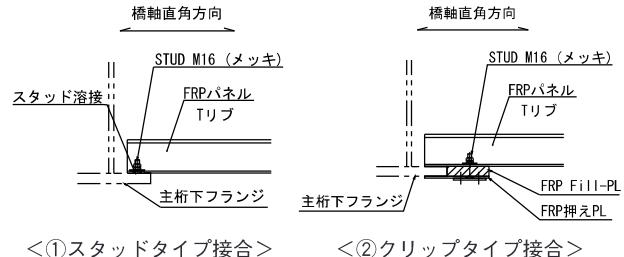


写真-1 FRPパネル



<①スタッドタイプ接合> <②クリップタイプ接合>

図-3 接合形式

## 3. 鋼桁間の環境調査

### (1) モニタリングテストの概要

#### 1) 調査橋梁概要

FRPスマートカバーを採用した橋梁は、沖縄県中部に位置する国頭郡恩納村に新設された「沖縄科学技術大学院大学」キャンパス内に位置している。架橋地点は海岸線より約700mの丘陵地帯に位置しており、桁下から飛来塩分の進入を受けやすい環境と言える。構造形式は橋長67.4mの単純2主鋼床版箱型橋であり、塗装仕様は外側:C-5系・内側:D-5系である。本橋は平成22年10月に架設されており、FRPスマートカバーも橋梁新設時に敷設された。

#### 2) 調査項目

モニタリングテストでは、以下の調査を実施した。

- ① 温湿度データロガーを用いた温湿度調査
- ② ドライガーゼ法による飛来塩分量の計測
- ③ ワッペン式曝露試験による腐食環境調査

温湿度調査においては、温湿度データロガーを用いて毎月の温湿度を調査した。使用した温湿度データロガーの測定範囲は、温度が-30°C~80°C、湿度が0%~100%である。また、測定精度は、温度が±1°Cで湿度が±3.5%である。

飛来塩分量の計測はJIS Z 2382に準じてドライガーゼ法により行い、毎月の飛来塩分量を計測した。

ワッペン式暴露試験においては、50mm×2mm×50mmの耐候性鋼材（JIS G 3114）の小型試験片を設置し、毎月の錆厚を計測しながら腐食状態を観察した。小型試験片は両面テープでアクリル板に固定し、片面のみ腐食するようにした。

これらの機器は、FRPスマートカバーで塞がれた橋長67.4mの鋼桁間において、桁端部より0m、10m、30mの位置に設置した。また、箱桁内・外にも機器を設置し、FRPスマートカバーにおける環境改善効果を検証した。これらの機器の設置箇所および設置状況を図-4に示す。

モニタリングテストは、2011年4月～2012年9月の約1年間実施した。なお、測定期間中においては、大型の台風が数回架橋地点の近傍を通過している。

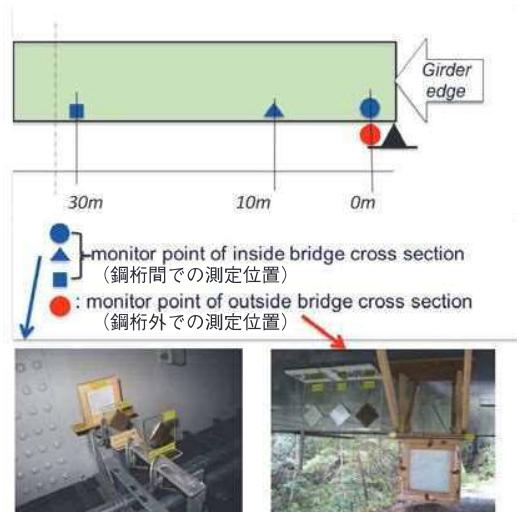


図-4 環境状況測定箇所および測定状況

## (2) モニタリングテストの結果

### 1) 温湿度調査結果

図-5、6に温湿度の計測結果を示す。また、図-7には測定された温湿度から算出した、毎月の濡れ時間割合を示す。

スマートカバー内の平均温度は23.5°C、桁外での平均温度は20.9°Cであった。一方平均湿度は、スマートカ

バー内で75.9%、桁外で84.8%であった。これらの温湿度から算出した毎月の濡れ時間割合においては、桁外で毎月の平均が65.9%、箱桁内では53.9%、そしてスマートカバー内では32.3%という結果であった。

箱桁内とスマートカバーで塞がれた鋼桁間における環境を比較しても、鋼桁間において気温は高く、湿度が低くなっていることから、濡れ時間割合においても箱桁内に比べ低くなる結果となった。これは、鋼と比較してFRPの熱伝導率が低く、FRPスマートカバー内の環境が安定していることが要因の一つであると考えられる。

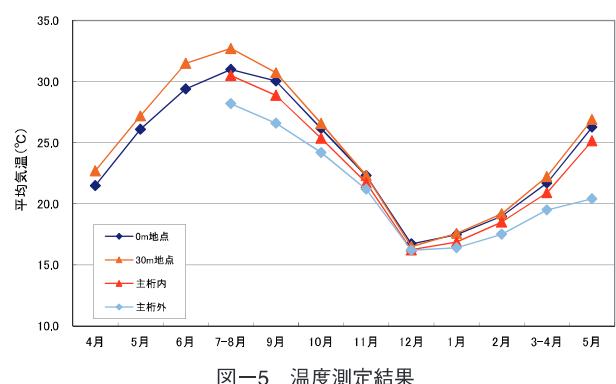


図-5 温度測定結果

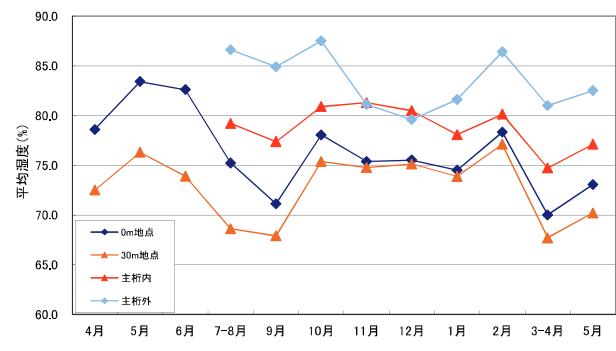
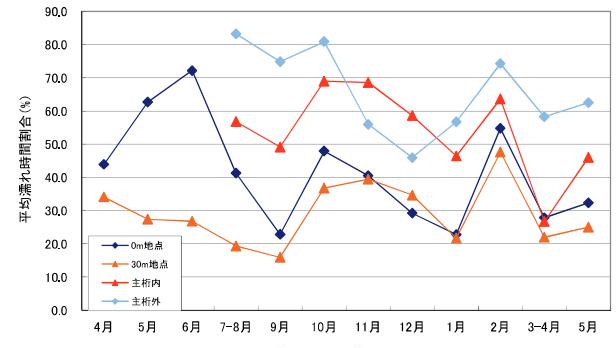


図-6 湿度測定結果



$$\text{濡れ時間割合} = \left( \sum T_{ISO} \right) / (\text{計測時間}) \times 100$$

※ $T_{ISO}$  : 湿度80%以上、気温0°C以上の時間

図-7 濡れ時間割合結果

## 2) 飛来塩分量の計測結果

図-8に、毎月の飛来塩分量の測定結果を示す。鋼桁間においても、0.004mdd程度に飛来塩分量が抑えられている。箱桁内でも同程度に飛来塩分量が測定されていることから、FRPスマートカバーにより飛来塩分の流入は十分に遮断されていると言える。また、測定期間中においては、最大瞬間風速50m/sを超える大型の台風が、6月～9月にかけて架橋地点に数回接近している。台風通過後の翌月も鋼桁間の飛来塩分量は、0.004mdd～0.005mddと台風通過前と同程度の値を示していることから、台風時の飛来塩分の遮断性についても十分の性能を有していると言える。

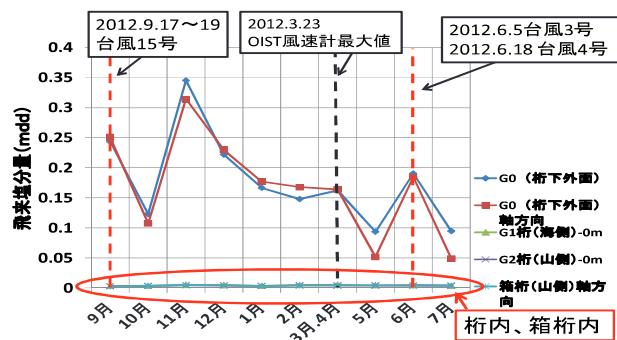


図-8 飛来塩分量測定結果



写真-2 鋼板試験片の腐食状況（カバー内）



写真-3 鋼板試験片の腐食状況（鋼桁外）

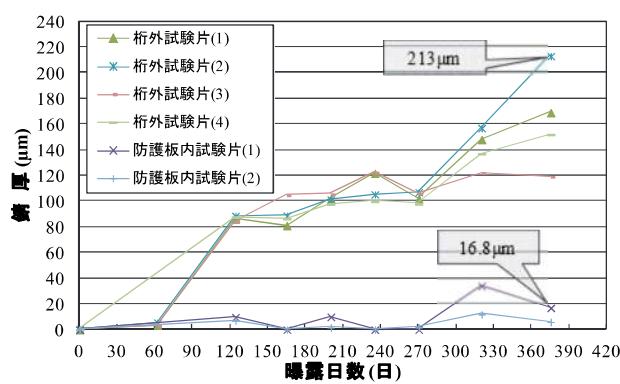


図-9 錆厚測定記結果

## 3) ワッペン式曝露試験による腐食環境調査結果

写真-2、3に、鋼板試験片の設置前及び約1年経過後の腐食状況を示す。鋼桁外側に設置していた鋼板試験片には、層状さびが発生しているのが分かる。一方、FRPスマートカバーで閉じられた鋼桁間に設置していた鋼板試験片は、点錆が見られるものの一様な錆は発生していないことが分かる。図-9に鋼板試験片の毎月の錆厚の変化を示す。鋼桁外側に設置された試験片の錆厚は、毎月増加していき、375日後においては213.1 μmの値を示した。鋼桁間に設置した試験片の錆厚は、毎月若干の変動はあるものの375日で16.8 μmであった。

ワッペン試験片を1年間暴露して求めた腐食減耗量から算出した、経年腐食減耗量を図-10、11に示す。(社)日本鋼構造協会では、予め想定する腐食減耗量の範囲として、表-2に示す耐腐食性能レベルを示している。これによると、鋼桁外面は性能レベルⅢとなり、厳しい腐食環境であるということが言える。一方で、FRPスマートカバーで塞がれた鋼桁間の耐腐食性能レベルはⅠという評価となり、耐候性鋼材を裸仕様でも適用可能な環境であると言える。

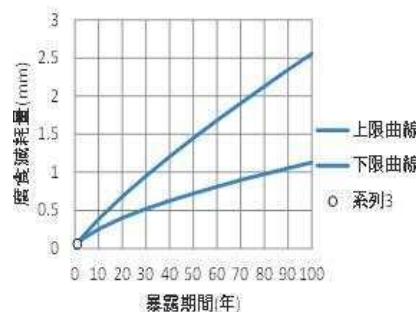


図-10 鋼桁外の腐食減耗曲線

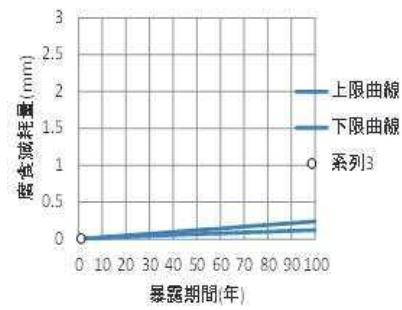


図-11 FRPスマートカバー内の腐食減耗曲線

表-2 耐候性鋼材における耐腐食性能レベル

性能レベル	腐食減耗量	さび外観評点
I 設計供用期間中の腐食減耗量が、設計上耐荷力性能に影響がない範囲に留まるレベル	平均 0.5mm/100年以下	評点3～5
II 予め設計上腐食代を見込む事により、設計上耐荷性能に影響がない範囲となるレベル	平均 1.0mm/100年以下	評点2
III 一般に取替えを前提とする部材に適用する	—	評点1でも許容

## 4. 上部工検査路としての性能評価試験

### (1) 性能評価試験の概要

本研究においては、上部工検査路が受ける静的及び動的な荷重に対して、FRPスマートカバーが耐荷力性能、疲労耐久性能を満足しているかについて実験的検証を実施した。表-3に試験の内容と照査項目について示す。

各試験で使用した試験体は2枚のFRPパネルを接合し、幅1215mm、長さ3500mmのものを使用した(図-12)。荷重は油圧ジャッキにより載荷し、載荷に際しては700mm×200mmの載荷板を使用した。また、試験体は桁との接合構造の違いにより、実橋で採用されたスタッドタイプ接合と、新規に考案されたクリップタイプ接合の2種類の試験体を製作し、荷重載荷実験をおこなった。

表-3 上部工検査路における要求性能

試験内容	照査項目	測定項目
静的・動的試験	検査路としての耐荷性	変位、ひずみ
疲労試験	検査路としての耐荷性・耐久性	変位、ひずみ、変形、破損
歩行試験	検査路としての耐荷性 歩行時の使用性	変位、ひずみ、使用性
風荷重破壊試験	飛来塩分防護板としての耐荷性	変位、破壊荷重

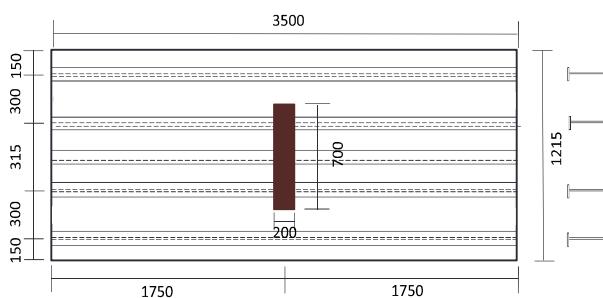


図-12 FRP試験体寸法



写真-4 FRP試験体設置状況

### (2) 静的・動的荷重載荷試験

#### 1) 試験方法

静的荷重載荷試験においては、FRPパネルの中心に集中荷重を載荷し鉛直方向の変位を計測した。荷重は5kN

間隔で15kNまで載荷した。なお載荷荷重の15kNは、通常の検査路設計に使用される設計荷重( $3.5\text{kN}/\text{m}^2$ )を集中荷重に換算した値である。

動的載荷試験においては、静的荷重載荷試験と同様にFRPパネルの中心に5kN~10kNの荷重振幅で動的載荷を行い変位及びひずみを計測した。

#### 2) 試験結果

静的載荷試験結果を図-13に示す。最大荷重15kNを載荷した場合でも、FRPパネルは弾性挙動を示していることが分かる。また、FRP材は引張弾性率が鋼の1/10であり、たわみを生じやすいという特徴があるため、点検者が歩行した場合のたわみ値についても着目する必要がある。10kN載荷時のたわみをみると、FRPパネルの許容たわみ $L/400=8.75\text{mm}$ 以下を満足する結果となっている。実際に行われる点検時の荷重を3kN程度(=点検者2名+点検道具)と考えると、FRPパネルは点検用通路としての変形性能を満足していると考えられる。

動的載荷試験での変位については、静的載荷試験と同様の結果を示した。また、荷重を動的に載荷することによる、FRPパネルの共振等は確認できなかった。

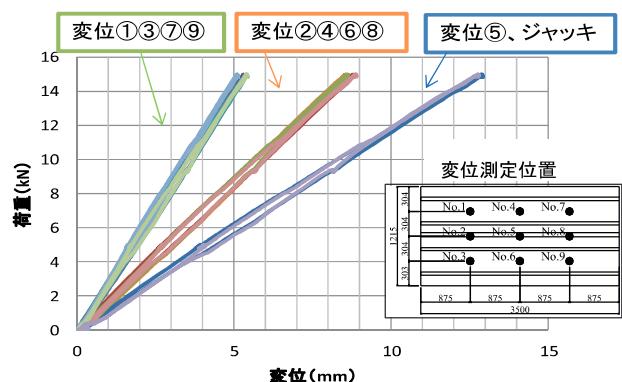


図-13 静的荷重載荷試験結果

#### (3) 疲労荷重載荷試験

##### 1) 試験方法

FRPパネルの中心に動的荷重を載荷し、変位及び損傷の有無を調査した。荷重は2kN~10kNで動的載荷を1Hzで行い、載荷回数は100,000回として試験を行った。載荷回数は、100年の間に毎月点検者5名が10回点検用通路を通りと仮定した回数である。

##### 2) 試験結果

図-14に、疲労試験開始直後と疲労試験終了直前の

変位比較を行った結果を示す。疲労試験開始直後と疲労試験終了直前では、ほぼ同様の変位を示していることから、FRPスマートカバーは点検用通路としての疲労耐久性を十分に満足しているということが言える。

また、疲労試験後にFRPパネルの損傷調査を目視により実施したが、FRPパネルの割れなどの損傷は確認出来なかった。

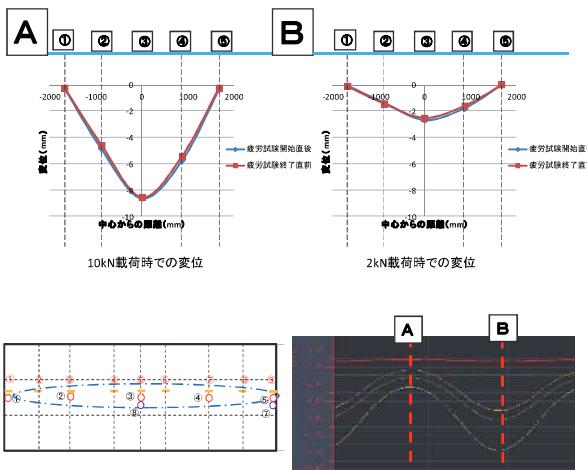


図-14 疲労試験開始直後と疲労試験終了直前の変位比較

#### (4) 風相当荷重破壊試験

##### 1) 試験方法

FRPパネル下面から作用する風荷重を模擬し、反転したFRPパネルの中心に静的荷重をFRPパネルが破壊に至るまで載荷した。荷重載荷時においては、FRPパネルの状態を目視により観察しひび割れ発生時、FRPパネル破壊時の状況を観察した。

##### 2) 試験結果

図-15、16にスタッドタイプ及びクリップタイプのひび割れ及び破壊状況を示す。

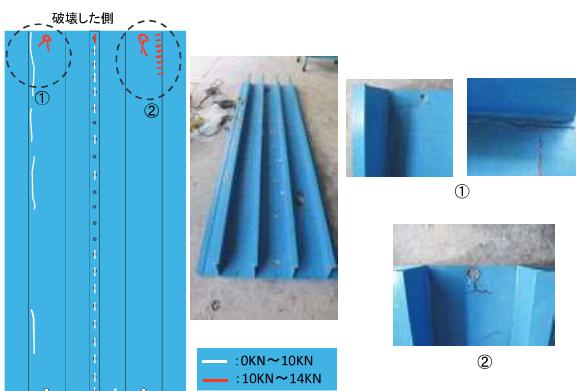


図-15 ひび割れ及び破壊状況図（スタッドタイプ）

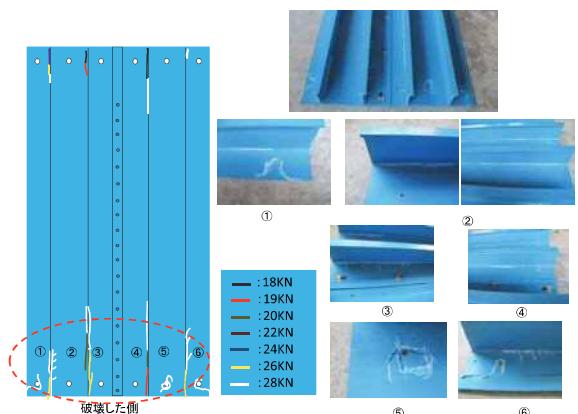


図-16 ひび割れ及び破壊状況図（クリップタイプ）

スタッドタイプにおいては、8kN載荷時にTリブと底鋼板の接合部よりひび割れが発生した。12kN載荷時で端部継手部から亀裂が発生し、14kN載荷時で同様に端部の継手から破壊した。一方クリップタイプでは、18kN載荷時にスタッドタイプと同様にリブと底鋼板との境界部よりひび割れが発生し、28kN載荷時で端部の継手部及びリブと底鋼板の接合部より破壊した。

接合構造で比較すると、クリップタイプ継手の方が約2倍の耐荷力を有しているという結果となった。クリップタイプでは、スタッドタイプと異なり面接触により架台との固定を行っているため、破壊箇所となる端部継手部の応力集中を緩和できていることが要因であると考えられる。

#### (5) 最大耐風速の算出

##### 1) 最大耐風速の算出方法

FRPスマートカバーの最大耐風速は、風相当荷重破壊試験の結果をもとに、次に示す手順により算出した。最初に風相当荷重破壊試験をFEM解析により再現し、破壊試験により確認された破壊箇所の応力を算出した（図-17に示す手順①）。次に算出した応力と同箇所の応力が同じ値を示す等分布荷重を、同様にFEM解析により算出した（図-17に示す手順②）。算出された破壊時の等分布荷重を式-1に代入して、最大耐風速を算出した。ここでの風荷重は、下から吹き上げる風の揚力と横から当たる風の抗力の荷重比を1:1としており、安全側での検討であると言える。

$$p_{cr} = \frac{1}{2} (\rho U_{d,cr}^2 C_d) \quad (式-1)$$

ここで、Pは風荷重 ( $N/m^2$ )、 $U_{d,cr}$ は風速 ( $m/s$ )、 $C_d$ は抗力係数 (=1.2)、 $\rho$  : 空気密度 ( $=1.23kg/m^3$ ) を示す。

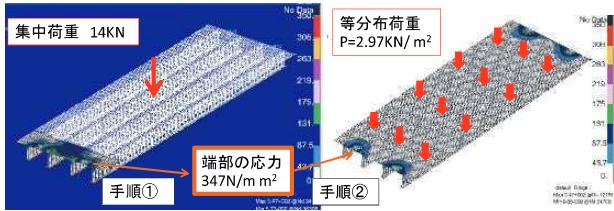


図-17 FEM解析を用いた最大耐風速の算出手順

## 2) FEM解析モデル

FEM解析において、スタッドタイプではシェル要素、クリップタイプではシェル要素及びソリッド要素にて解析モデルを作成した。下記に各要素モデルの解析条件を示す。

### (a) シェル要素

ヤング率:  $2.55 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

ポアソン比: 0.24

境界条件:

- ① スタッドタイプ…両端4か所でxyz方向固定
- ② クリップタイプ…両端12か所でxyz方向固定

### (b) ソリッド要素

ヤング率:  $2.55 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

ポアソン比: 0.24

境界条件:

FRP押え板とFRPパネルとで架台を挟み込んで固定していることをモデル化するために図-18に示す箇所を固定とした。FRPパネルとFRP押え板はボルト孔でのみの結合とした。



図-18 ソリッド要素の境界条件

## 3) 最大耐風速算出結果

シェル要素及びソリッド要素での解析結果を図-19～21に示す。シェル要素では、両接合タイプのモデル共に固定した箇所で最大応力が発生した。一方ソリッド要素では、リブ端部の底鋼板との境界部で最大応力が発生した。

FEM解析より算出された等分布荷重より、式-1を用いて換算された最大耐風速は、シェル要素のスタッドタイ

プで63.4m/s、クリップで128.7m/sとなった。また、ひび割れ時においては、スタッドタイプで48.0m/s、クリップで103.1m/sとなった。一方でソリッド要素（クリップタイプ）での最大耐風速は174.6m/s、ひび割れ時で140.2m/sという結果となった。

本結果より、クリップタイプ継手においては、最大耐風速100m/s以上の性能を有しているということが言える。一方でスタッドタイプ継手においては、強風時の継手部の損傷に配慮した設計を行う必要があると考えられる。

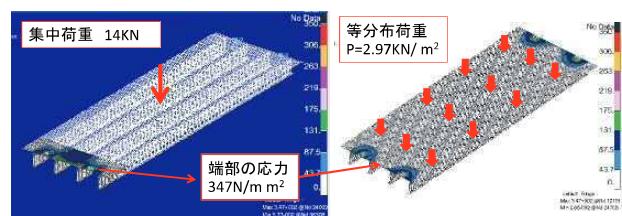


図-19 シェル要素の結果（スタッドタイプ）

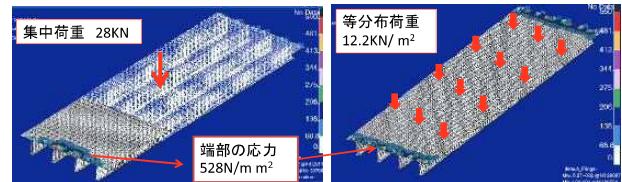


図-20 シェル要素の結果（クリップタイプ）



図-21 ソリッド要素の結果（クリップタイプ）

## 5.まとめ

実橋に採用されたFRPスマートカバーのモニタリングテストにおいては、FRPスマートカバーの腐食促進因子の遮断性及びFRPスマートカバーを敷設した鋼桁間の腐食環境の改善効果が確認された。

点検用通路としての性能確認試験においては、FRPスマートカバーが鋼橋の点検用通路に求められる各種性能を満足している事が確認された。ただし、継手においてスタッドタイプを採用する場合には暴風時における警戒が必要であることから、架橋地点によってはクリップタイプの継手を採用することが望ましいと言える。

これらの研究結果から、FRPスマートカバーを鋼桁間

へ敷設する技術は、鋼橋における防食性能の向上及び維持管理性能の向上の観点から有効な技術であるという事が言える。

本研究は、共同執筆者であります先生方の多大なるご指導の下、琉球大学と宮地エンジニアリング（株）の共同研究として行われました。最後に、ご指導を賜りました先生方、及び共同研究に携わって頂いた琉球大学の学生の方々に心から御礼を申し上げます。

### ＜参考文献＞

- 1) 耐候性鋼橋梁の適用性評価と防食予防保全, (社)日本鋼構造協会, 2009.9.
- 2) 久保, 亀子, 山下, 下里, 有住, 矢吹: FRP防護板を用いた鋼桁間の腐食環境改善に関する研究, 土木

学会第67回年次学術講演会, 2012.9

- 3) 山下, 久保, 下里, 有住, 矢吹: FRP防護板における点検用通路としての性能確認試験, 土木学会第68回年次学術講演会, 2013.9
- 4) T. YABUKI, Y. ARIZUMI, T. SHIMOZATO, S. YAMASITA : SMART FRP USAGE FOR PREVENTION IN STEEL GIRDER BRIDGES AGAINST CHLORIDE ATTACK, Proceeding of Proc. of the 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, June 2012, Rome, Italy, Paper No.13-166
- 5) S. YAMASHTIA, Y. ARIZUMI, T. SHIMOZATO, S. YABUKI : FRP plate elements for closing bridge cross-section, proceeding of 10<sup>th</sup> Pacific Structural Steel Conference, June 2013, Singapore, Paper No.092

2014.2.17 受付

### グラビア写真説明

#### 圏央道清水橋

本橋は首都圏中央連絡自動車道の茨城県稲敷市清水地区に架る橋梁です。

平成26年4月12日に開通した稲敷東IC～神埼IC間に位置します。周囲は田園地帯で霞ヶ浦も近いことから自然環境が豊かな地域であり、希少動物の産卵から巣立ちまでの期間は工事を一時中止するなど、自然環境に十分配慮された施工が行われました。

(熱海 晋)

#### 栗嶋橋

本工事は、二級河川栗山川に架かる横芝光町道の農道橋を栗島橋上部工の製作及び架設工事です。

本工事の架橋位置から上流にある町道橋の老朽化で通行止めになったことに伴い、本橋を架けることになりました。上部構造は、3径間連続非合成板桁で斜角77度・縦断勾配6%の橋梁です。

手延べ機を用いた送り出し工法で架設をしました。

(伊藤 浩之)

#### 備前堀橋2期

本橋は埼玉県主要地方道さいたま栗橋線における備前堀橋上部工の架替え工事です。

架替えは1期工事と2期工事に分かれており、本工事はそのうちの2期工事です。1期工事において、備前堀橋の上り線側の架替が完了し先に供用されていました。2期工事では1期工事との連結部を除いて床版コンクリートの打設までの作業を完了させ、カウンターウェイトによりキャンバー差を相殺した状態で、両者の横桁のボルトを連結するとともに、RC床版の間詰めコンクリートには超早強コンクリートを使用して最短時間の通行止めを実現しています。

(清水 康史)

# FRPを用いた橋梁用伸縮装置の開発

## Development of the bridge expansion joint using FRP



久保圭吾<sup>\*1</sup>  
Keigo Kubo



山口浩平<sup>\*2</sup>  
Kohei YAMAGUCHI



日野伸一<sup>\*3</sup>  
Shinichi HINO

福永靖雄<sup>\*4</sup>  
Yasuo FUKUNAGA

今村壮宏<sup>\*5</sup>  
Takahiro IMAMURA

芦塚憲一郎<sup>\*6</sup>  
Kenichiro ASHIZUKA

### 要旨

橋梁の伸縮装置は、路面の滯水や融雪材などにより、鋼材やゴムが腐食劣化し、伸縮装置の損傷はもとより、漏水などによる橋桁端部の損傷を誘発することから、短期間で補修や取替えを余儀なくされている。このため、これらの要望に対応できる伸縮装置として、軽量で耐食性に優れ、様々な形状に成形できるという特徴を持つFRP材を用いた伸縮装置を開発した。本研究では、FRP伸縮装置の基礎的な耐荷力を確認するため、静的載荷試験を実施した。また、GFRP材は鋼材と比べ柔らかく、走行車両のタイヤによる摩耗などの損傷が懸念されることから、回転式舗装試験機を用いた耐摩耗性試験も実施した。これらの結果、実用上十分な耐荷性能を有していることが確認された。

キーワード：FRP、伸縮装置、静的耐荷力、摩耗試験

### 1. はじめに

橋梁の伸縮装置は、気温の変化による橋梁の伸縮などの変形を吸収し、自動車や人が支障なく通行できるためのものである。しかしながら、路面の滯水や融雪材などにより、構成材料である鋼材やゴムが腐食劣化（図-1参照）し、伸縮装置の損傷はもとより、漏水などによる



図-1 伸縮装置の損傷事例<sup>1)</sup>



図-2 桁端の損傷事例<sup>1)</sup>

橋桁端部の損傷（図-2参照）を誘発することから、短期間で補修や取替えを余儀なくされている。また、伸縮装置の補修や取替えは、路面からの作業であり、交通規制をともなうことから、補修や取替えの施工期間短縮および長寿命化による交通規制の低減が求められている。このため、これらの要望に対応できる伸縮装置として、軽量で耐食性に優れ、様々な形状に成形できるという特徴を持つFRP材を用いた伸縮装置を開発した<sup>2)</sup>。

本研究では、FRP伸縮装置の基礎的な耐荷力を確認するため、静的載荷試験を実施した<sup>3)</sup>。また、GFRP材は鋼材と比べ柔らかく、走行車両のタイヤによる摩耗などの損傷が懸念されることから、回転式舗装試験機を用いた耐摩耗性試験も実施した<sup>4)</sup>。ここでは、これらの試験結果について報告する。

### 2. 構造概要

FRP伸縮装置は、図-3に示すように、床版端部の型枠を兼用する歯形部と、コンクリートとの定着を図るた

\*1 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ担当リーダー

\*2 九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門 助教

\*3 九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門 教授

\*4 西日本高速道路 本社 技術部

\*5 西日本高速道路 九州支社 北九州高速道路事務所

\*6 西日本高速道路 九州支社 建設事業部

めの孔を設けたリブからなっており、ガラス繊維を強化繊維としてハンドレイアップ成形法により一体成形した構造である。また、FRPとコンクリートは、孔あきジベルにより一体化するが、付着を確保することで耐久性の向上が図られる<sup>5)</sup>と考えられることから砂を接着剤で付けることとした。

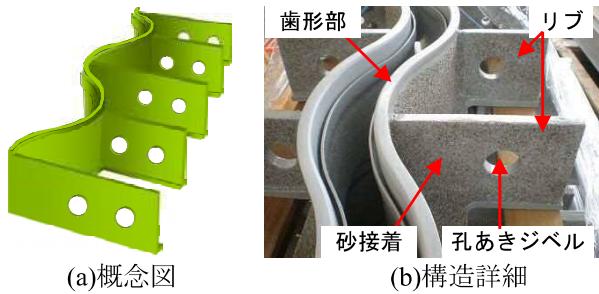


図-3 FRP伸縮装置の構造概要

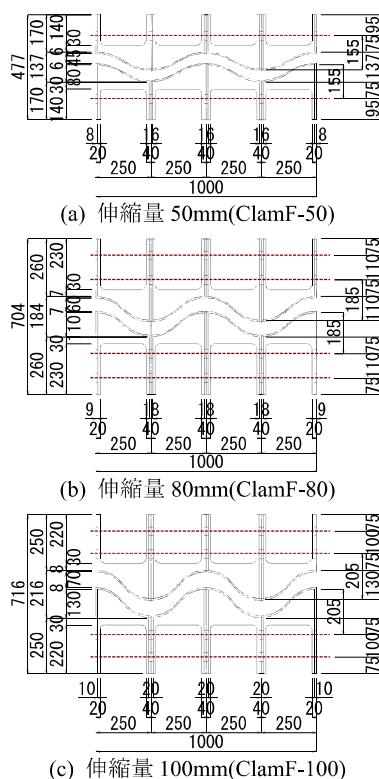


図-4 FRP伸縮装置の種類 単位 (mm)

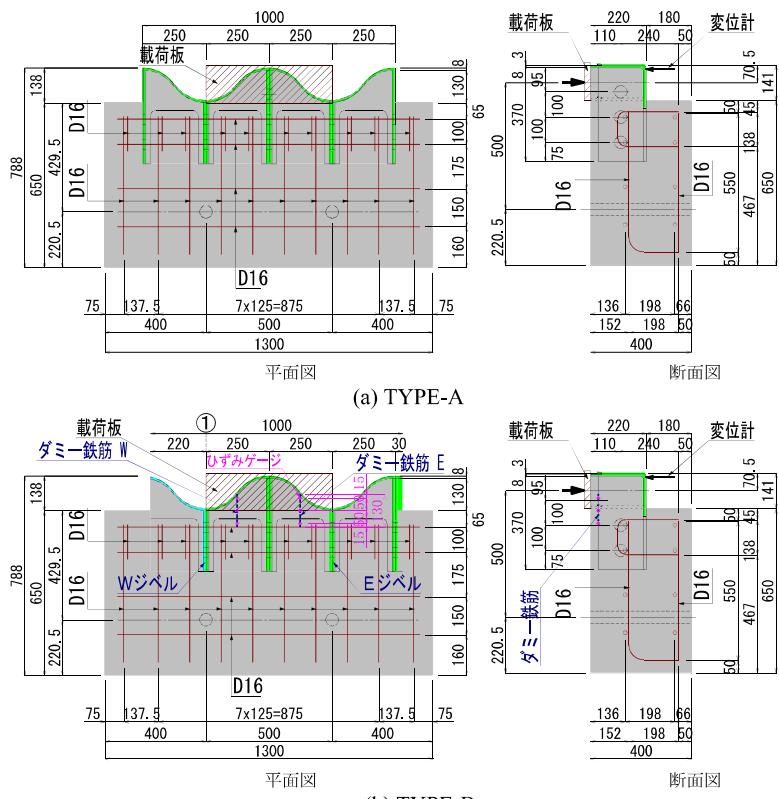


図-5 設計方法の概念図 (伸縮量100mm) 単位 (mm)

FRP伸縮装置は、構造上、大伸縮には対応できないため想定する伸縮量を50mm~100mmとし、図-4に示す3種類を設定している。このときの歯形部の突出長は最小遊間量を20mmとし、設計伸縮量に余裕量10mmを見込んで設定した。本伸縮装置の幅員方向の標準長さは、製作性および施工性を考慮して1mとしており、幅員方向の接続は、端部のFRPリブ同士をステンレスボルトで連結する構造としている。なお、FRP材は、ハンドレイアップ成形法による等方性材料とした。

設計荷重は、道路橋示方書の輪荷重（輪荷重面積200mm×500mm、100kN）とし、この荷重が遊間部を除く歯形部に等分に作用するものとした。FRPのリブ高、リブ厚は、図-5に示すように、歯形部基部に作用する曲げモーメントに対し抵抗できるものとして設計し、このときの抵抗断面は引張側コンクリートの剛性を無視し

$d_{Fu}$ : 下縁-FRPリブ上線の距離  
 $d_{F1}$ : 下縁-FRPリブ下線の距離  
 $x$ : 下縁-中立軸の距離  
 $\epsilon_{Fu}$ : FRPリブ上線ひずみ  
 $\epsilon_{F1}$ : FRPリブ下線ひずみ  
 $\epsilon_c$ : コンクリート下縁ひずみ

たコンクリートとFRPの合成断面とした。なお、このときのFRP材の安全率は、FRP合成床版の事例<sup>6)</sup>を参考に3を考慮しており、せん断力に対しては、コンクリートの剛性が大きく寄与することから発生応力は小さく、断面決定に影響しなかった。

### 3. 耐荷力特性

#### (1) 試験の概要

本伸縮装置の静的耐荷力、破壊メカニズムなどを確認するため、実物大供試体による載荷試験を実施した。

供試体は、歯形突出量の最も大きい伸縮量100mm（±50mm）のものを用い、実際の伸縮装置の片側を模擬したものとした。伸縮装置と床版とは、床版箱抜き部の界面での破壊を避け、歯形部に着目した試験とするために伸縮装置部と床版部のコンクリートを一体で製作した。

図-6に供試体図を示す。供試体はTYPE-AとTYPE-Bの2種類とし、TYPE-Aの試験で中央のFRPリブの先端の孔を起点としてFRPリブが破断する破壊形態となったことから、TYPE-Bではこの孔を省略した。また、図-7に示すように、TYPE-Aで歯形基部のガラス繊維が連続していないことから、破壊時にこの部分でずれが生じたため、TYPE-Bではガラス繊維を追加積層することで補強した。なお、伸縮装置の橋軸直角方向の接続部の耐荷性状を確認するため、TYPE-Bでは図中①部のWジベル側に、写真-1に構造を示す継手を設けた。供試体の材料特性値を表-1に示す。

載荷は、鋼製フレームに設置した油圧ジャッキにより行い、歯形部に片持ち状態で載荷することによる供試体の浮き上がりを防止するため、床版部をPC鋼棒により

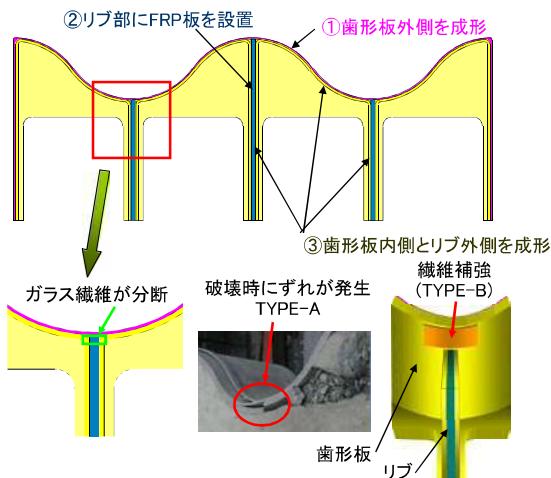


図-7 FRP成形の概要

I桁と固定した。このときの試験概要を図-8に、試験状況を写真-2に示す。

荷重は、輪荷重の接地面積200mm×500mmが歯形突出部に等分布で作用するものとした荷重を設計荷重(92.9kN)とし、単調増加で載荷した。

計測項目は、歯形部先端のたわみ、FRPリブのひずみとし、TYPE-Bには、コンクリートのひび割れ発生荷重を推察するため、リブ天端付近に設置したダミー鉄筋のひずみも計測した。



写真-1 FRP伸縮の継手構造

表-1 材料特性

		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
TYPE-A	GFRP	—	106	10.0
	コンクリート	40.9	3.12	28.6
TYPE-B	GFRP	—	106	10.0
	コンクリート	47.5	3.63	34.2

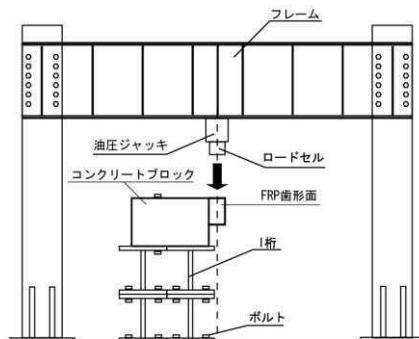


図-8 試験の概要



写真-2 試験状況

## (2) 試験結果

図-9に荷重と歯形部先端の荷重-変位の関係を、突出部のコンクリートの有効幅を250mmとした場合の計算値とともに示す。これより、TYPE-Aの140kN付近で、一時的に荷重の減少が見られ、TYPE-Bにおいても150kN付近で変曲点が見られる。これは、コンクリート上面に曲げひび割れが生じた影響であり、概ね計算値と一致している。また、いずれの供試体も、コンクリートにひび割れが生じた後も荷重とたわみの関係は線形的に増加しており、TYPE-AでFRP破断の設計値と同程度の665kNで破壊に至った。このときの破壊形態は、写真-3に示すように、FRP中央リブ上部の破断であり、計算上の仮定と一致している。

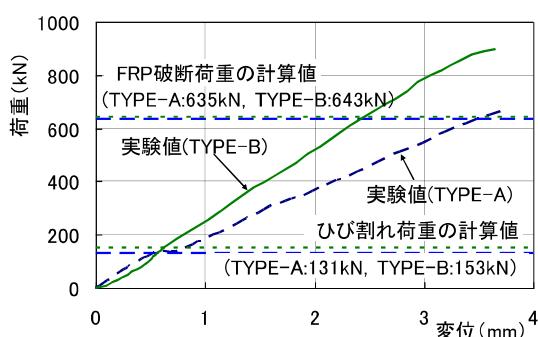


図-9 荷重-変位関係

一方、TYPE-Bでは、ひび割れ発生後も剛性の低下は少なく、破壊荷重も898kNと計算値より大きくなつた。これは、歯形基部の補強によりFRP歯形板が荷重を負担していることによるものであり、FRP伸縮装置の設計は、曲げモーメントにより設計することで安全側に評価できると考えられる。なお、TYPE-Bでは、コンクリートひびわれ時の変位の変化がほとんどないことから、輪荷重に対して十分な耐荷力を有しているものと推察できる。

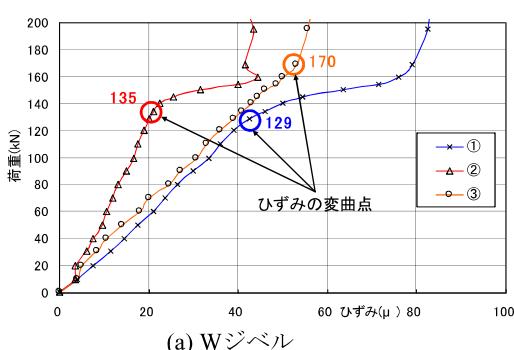
試験終了後のTYPE-Bの供試体上面のひび割れ状況、および中央ジベル、Wジベルの破壊状況を写真-4、ダミー鉄筋の荷重-ひずみ関係を図-10に示す。供試体



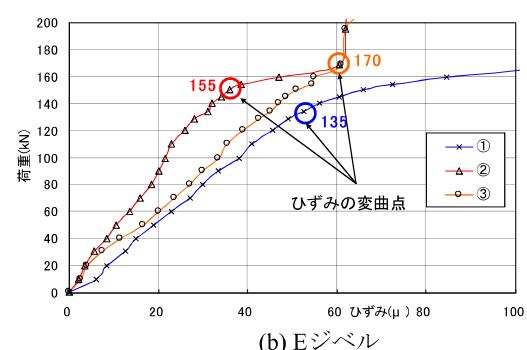
写真-3 FRP破断状況 (TYPE-A)



写真-4 破壊状況 (TYPE-B)



(a) Wジベル



(b) Eジベル

図-10 ダミー筋のひずみ

上面には3か所の大きなひび割れが確認でき、ダミー鉄筋のひずみの変曲点の荷重からひび割れ発生の順番を推察すると、①載荷板の端、②FRPリブの先端の孔が位置するコンクリートの上面、③歯形部の重心の順であることがわかった。なお、Wジベル側の方がEジベル側よりも荷重が若干小さいのは、Wジベル側に設けた継手部の影響と考えられる。コンクリート撤去後のFRPの損傷状況では、FRPリブ先端の孔上部からジベルの孔に至る破断が確認できた。また、Wジベルに設けた突き合わせ部における破断も確認できた。これは、Eジベル側がFRP歯形板の基部を補強しているのに対し、継手部では、FRP歯形板が連続していないためと考えられる。

図-11に600kN載荷時の主ひずみの値および方向を示す。いずれも供試体前方に向かう引張作用であり、ジベル上部の値が下部に比べ大きいことから、FRPリブには曲げが生じていることが確認できる。また、主ひずみの方向はTYPE-AとTYPE-Bで大きな差は見られないものの、TYPE-Aに比べTYPE-Bのひずみが小さくなっている。これは、FRPリブ先端の孔の省略による応力集中の緩和、およびFRP歯形板による荷重の負担によるものと考えられる。

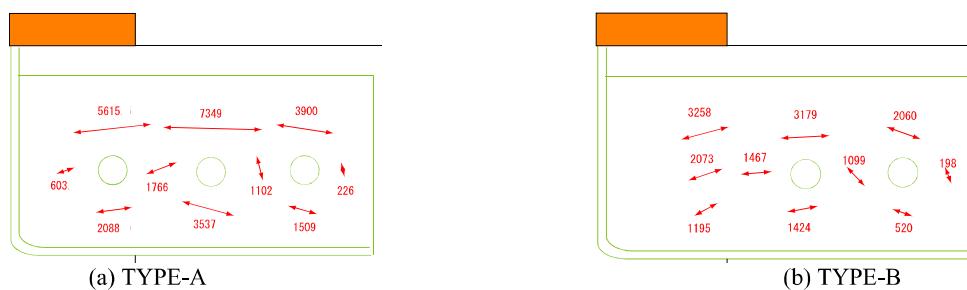


図-11 FRPリブの主ひずみ分布



写真-6 試験機と供試体設置状況

#### 4. 摩耗特性

##### (1) 試験の概要

本試験に用いる回転式舗装試験機は、実際の車輪が舗装上を走行して交通状況を再現するものである。ここでは、本試験機を用いて、FRP伸縮装置の車輪走行による耐摩耗性の確認を行った。試験機と供試体の設置状況を写真-6に示す。

供試体は、伸縮量50mm ( $\pm 25\text{mm}$ ) と100mm ( $\pm 50\text{mm}$ ) の場合のものを適用し、図-12に示すようにコンクリート板の走行位置に伸縮装置を埋め込んだ。なお、伸縮量100mmタイプには設置時の施工誤差を考慮して、段差が2mmのものと、FRPがコンクリートから2mm突出した供試体も準備した。さらに、舗装との相対比較を行うため、2種類のアスファルト舗装供試体も追加した。供試体の種類を表-3に、FRP伸縮部の形状を図-13に示す。

載荷は、時速80km、荷重70kN（試験機の最大荷重）で試験を開始したが、タイヤ温度の上昇により試験の継続が不可能となったことから、1.5万回以降は時速80km、荷重50kNにて試験を実施し、試験機使用期間内に載荷可能であった168万回まで継続した。

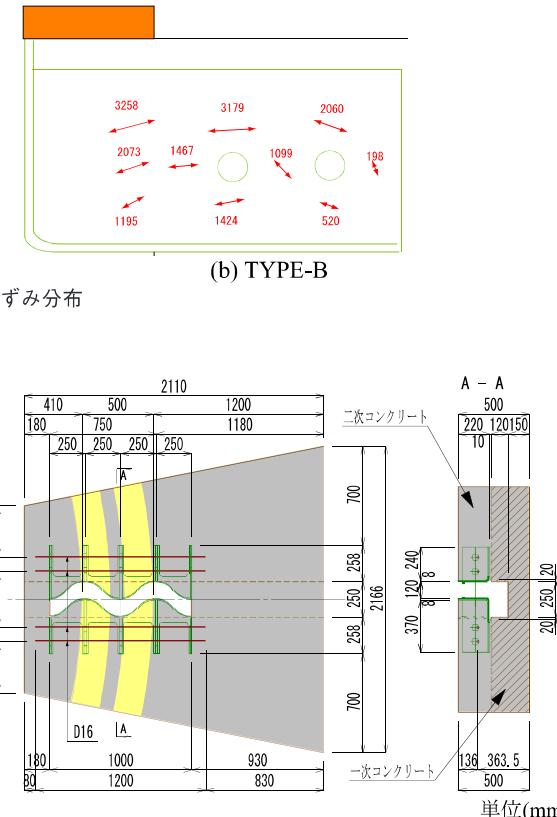


図-12 供試体の形状（ケース4）

試験中は、一定走行回数毎に外観目視と、FRPとコンクリートの摩耗量を計測した。

## (2) 試験結果

FRPの変状は、ケース1では、138万回でタイヤ熱あるいは舗装の剥離した骨材によりFRP表面樹脂が若干凹んだ箇所が見られたもの大きな変状はなかった。

一方、ケース2~4の供試体では、いずれの供試体も載荷回数の早い段階で、写真-7に示すようなFRP表面樹脂の剥離が見られた。この原因としては、走行回数の増加による剥離範囲の増大はほとんど見られていないこと、および損傷を受けた空隙の内部のガラス繊維が切断されたような形跡がなく、ガラス繊維が樹脂で被覆されたままであることから判断して、成形時の空隙が車輪走行により表面の樹脂が剥離することで顕在化したものと

表-3 荷重一変位関係

試験ケース	パラメータ	
	板厚t	段差、突出
ケース1	6mm (ClamF-50)	なし
ケース2	8mm (ClamF-100)	なし
ケース3	8mm (ClamF-100)	段差あり(2mm)
ケース4	8mm (ClamF-100)	突出あり(2mm)
ケース0	高機能 I型混合物舗装	
ケース0'	密粒度混合物舗装(表層タイプA)	

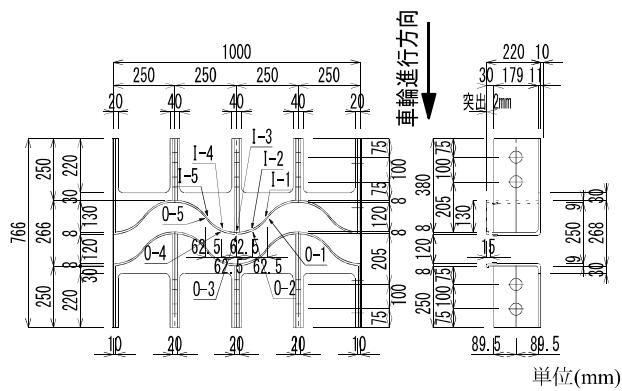


図-13 FRP伸縮の形状（ケース4）



写真-7 FRPの変状（ケース3）

推察できる。

なお、FRP伸縮装置では、耐光性、耐水性の観点からFRP上端にFRP断面が露出しないように、図-14に示す上端のガラス繊維を巻き込む形状としており、平面形状がClamF-50タイプと比べ歯形の曲率が小さいClamF-100タイプで、ハンドレイアップ成形時のガラス繊維が成形型の曲率に沿わず、空隙が顕著となったと考えられる。したがって、このような損傷をなくすためには、FRP上端の曲率を現状の2mmから10mm程度に大きくするなど、成形時に空隙が残らないような対策が必要である。

図-15に、任意の走行回数毎の摩耗量を計測した結果の一例を示す。これより、FRP伸縮装置では、路面がコンクリートとなっていることから車輪走行による変化はほとんどないが、アスファルト舗装供試体では、わだち掘れが生じていることが確認できる。（写真-8）

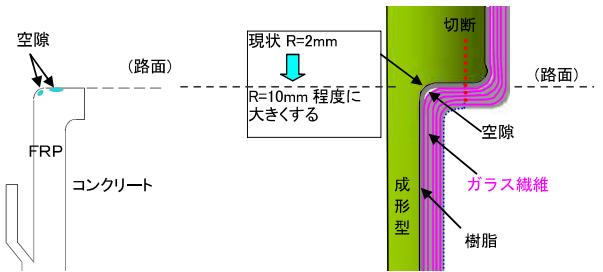


図-14 FRPの変状位置と成形方法

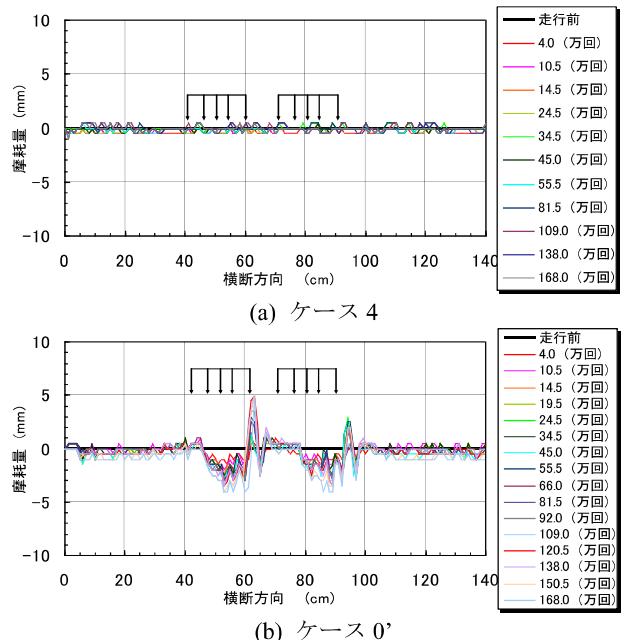
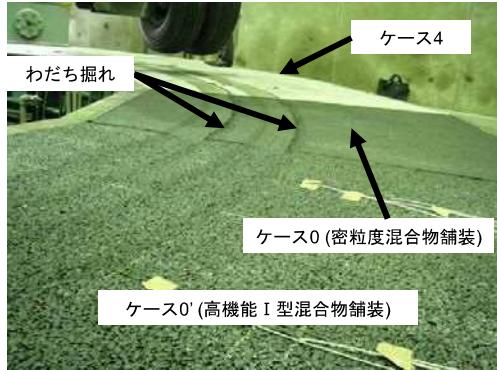
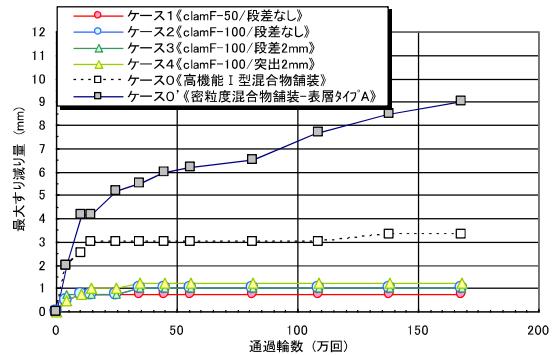


図-15 背面コンクリートの摩耗量



写真一八 走行輪数と摩耗量の関係



図一六 走行輪数と摩耗量の関係

表一四 FRPの摩耗量

供試体の種類		位置	0回	1.5万回	4.0万回	14.5万回	34.5万回	55.5万回	81.5万回	109万回	138万回	168万回	
ケース1	clamF-50	前	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
ケース2	clamF-100	前	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
		後	0.0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.0	0.0	0.2	0.2	0.2	
ケース3	clamF-100	段差2mm	前	0.0	0.4	0.6	0.6	0.4	0.8	0.6	0.6	0.8	0.6
		後	0.0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
ケース4	clamF-100	突出2mm	前	0.0	0.2	0.6	0.8	1.0	0.8	0.8	1.0	1.0	1.0
		後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

図一六に走行輪数と摩耗量との関係を示す。これより、FRP伸縮装置では、コンクリート表面の摩耗により載荷10万回程度まで若干摩耗量が増加するものの、その後はほとんど増加せず、いずれの供試体も1mm適度で定常化している。また、ケース0（高機能舗装）では、15万回まで摩耗量が急増し、その後3mm程度で定常化する傾向が見られるが、ケース0'（密粒度混合物舗装）では、増加傾向は小さくなるものの15万回以降も定常化しておらず、168万回走行後で約10mmのわだち掘れが生じている。

アスファルト舗装では、舗装の温度がわだち掘れに与える影響が大きく、今回の常温（室温15°C）で168万回走行の試験結果が、実橋で何年に相当するのかの判断は困難である。しかしながら、法定の輪荷重（50kN）相当の荷重で168万回走行の結果、摩耗量は1mm程度であり増加傾向も見られないことから、実用上問題ないと思われる。

表一四に、FRP摩耗量の計測結果を示す。これより、FRPの摩耗が最も大きいと考えられる2mm突出している場合（ケース4）においても、168万回走行後の摩耗量は1mm以下であり、その他の供試体の摩耗量はさらに小さいことから、コンクリートと同様にFRPの車輪走行による摩耗はほとんどないことがわかった。

## 5.まとめ

FRP伸縮装置の静的載荷試験および摩耗試験により、以下に示す事項が明らかとなった。

- 1) FRP伸縮装置は、設計荷重に対してTYPE-Aで約7倍、TYPE-Bで9倍以上の破壊荷重であり、輪荷重に対して十分な耐荷力を有している。
- 2) 本伸縮装置の破壊形態は、FRP中央リブ上部の破断であり、FRPリブの断面は曲げモーメントにより安全側の設計ができる。
- 3) 伸縮量100mmのタイプでは、成形時に空隙が生じる恐れがあることから、上端の曲率を大きくするなどの改善が必要である。
- 4) FRPおよび背面コンクリートの摩耗は、50kNで168万回の走行においても1mm以下であり、実用上問題ないと思われる。

## 謝辞

回転式舗装試験機による耐摩耗性試験を行うにあたりご指導を賜りました、高速道路総合技術研究所の関係各位に深謝いたします。

## <参考文献>

- 1) 道路橋の定期点検に関する参考資料（2013年版），国土技術政策総合研究所資料，第748号，pp.479-549, 2013.
- 2) 久保圭吾，今村壮宏，芦塚憲一郎，福永靖雄，山口浩平，日野伸一：FRPを用いた橋梁用伸縮装置の耐荷力と摩耗に関する実験的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.59A, pp.928-935, 2013.
- 3) 久保圭吾，福永靖雄，山口浩平，日野伸一，今村壮宏，桑山豊六：FRPを用いた橋梁用伸縮装置の静的耐荷性能，土木学会第66回年次学術講演会，CS2-029, 2011.

- 4) 久保圭吾，今村壮宏，芦塚憲一郎，福永靖雄，日野伸一，若林大：FRPを用いた橋梁用伸縮装置の耐摩耗性能，土木学会第67回年次学術講演会，CS2-038, 2012.
- 5) 久保圭吾，長尾千瑛，石崎茂，松井繁之：鋼・FRP複合永久型枠を用いた合成床版の耐荷力と耐久性に関する実験的研究，土木学会論文集A Vol65 No4, pp.932-948, 2009.
- 6) FRP橋梁－技術とその展望－ 構造工学シリーズ14, (社) 土木学会, pp.83-90, 2004.

2014.1.27 受付。

## グラビア写真説明

### 鷺橋

本橋は、東京都発注工事（環状第3号枝線1号）で汐見運河に架かる単純鋼床版箱桁橋です。

架設工法は、運河内にペント杭を施工して両岸からクローラクレーンで施工し、運河上であるため、航路高さを確保するのを留意しながら、ジャッキダウンして据え付けました。

工事評定も高く、第5建設事務所長表彰を受賞しました。

（伊藤 浩之）

### 豊洲橋

江東区豊洲と越中島を結ぶ豊洲運河上に架かる3径間鋼床版箱桁橋と隣接する同形式の1期線の内ブラケット部材の製作・架設・橋面工一式の工事でした。

航路となっている運河のため、船舶を一時通行止めにして、ペント併用のフローティングクレーン架設を行いました。

（伊藤 浩之）

### 中部横断矢沢川橋

中部横断自動車道は新東名自動車道の新清水JCTを起点に、山梨県甲斐市を経由して長野県小諸市に至る高速自動車国道です。このうち山梨県区間（富沢IC～六郷IC）が国土交通省の事業として進められています。

本橋梁は山梨県南巨摩郡南部町本郷地区に位置しており4車線で整備される区間となっています。上下線分離の橋梁で、隣接橋梁は東綱橋梁株式会社が施工しました。

（熱海 晋）

## 3.11東日本大震災 緊急復旧工事記録

### Report on Emergency Restoration Works after the Great East Japan Earthquake of March 11, 2011



雲 越 隆 一<sup>\*1</sup>  
Ryuichi KUMOKOSI



平 島 崇 嗣<sup>\*2</sup>  
Takashi HIRASHIMA



佐 直 信 次<sup>\*3</sup>  
Nobutugu SAJIKI



吉 田 俊 一<sup>\*4</sup>  
Toshikazu YOSHIDA

#### 要 旨

2011年3月11日（金）14:46、宮城県三陸沖を震源とするマグニチュード9.0、最大震度7の地震が発生した。本稿は、その震災により寸断された鉄道関連施設の様々な緊急復旧方法や、福島県のシンボル的リゾート施設「スパリゾートハワイアンズ」のメイン会場であるウォーターパーク（室内プール）大屋根鉄骨の座屈・破断に対する復旧についての状況を記した工事記録である。

キーワード：東日本大震災、緊急復旧工事

#### 1. はじめに

2011年3月11日（金）14時46分 宮城県三陸沖（北緯38度、東経142度9分）深さ約25kmを震源とするマグニチュード9.0最大震度7の地震が発生した。

この地震により津波が発生し、岩手から福島にかけての太平洋側で甚大な被害をもたらした。

また、東北新幹線やほかの鉄道機関においても大きなダメージを受け、関東方面からの輸送手段を断たれてしまった。

その中で唯一救われたのは、東北自動車道や常磐自動車道などの高速自動車道路網の被害が比較的少なかったため、被災地への輸送経路は陸路で確保することができたことである。

当時は、宮地エンジニアリング(株)の発足直前で(株)宮地鐵工所と宮地建設工業(株)と別れて事業展開していたため、前者は道路橋関連で官公庁へ、後者はJR等鉄道関連会社およびゼネコンへ協力する体制をとった。

本稿は、後者の対応した工事の中からピックアップして報告するものである。

#### 2. 鉄道関連施設の復旧

まず、社内に緊急対策本部を設置し、迅速な対応でき

るよう機材や労務を確保して、JRや関係ゼネコンへ技術協力を申し出て、いつ依頼が来ても出動できる状態で待機した。

ほどなくして、JRや鉄道関連ゼネコンから協力要請が入った。

JRとしては、大規模輸送手段である東北新幹線の復旧を最優先するということで、新幹線施設の早期復旧に

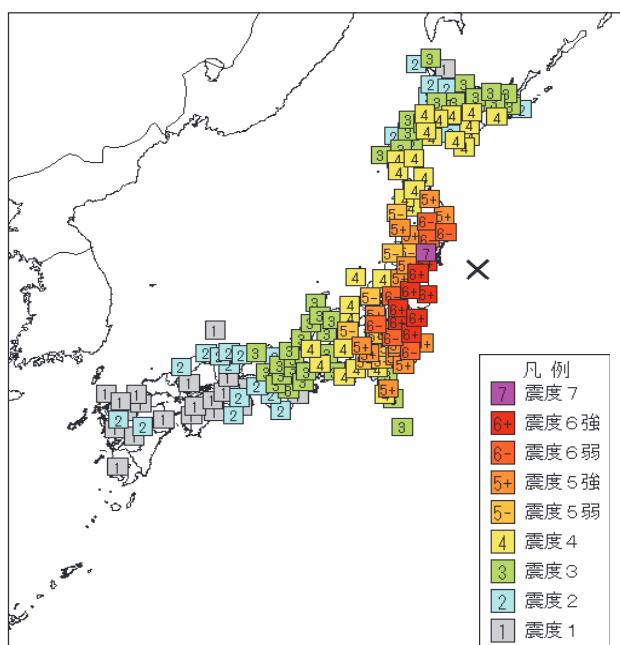


図-1 震度分布（気象HP）

\*1建設事業本部 保全事業部保全工事部保全工事グループ

\*2建設事業本部 工務・計画本部長

\*3建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ グループリーダー

\*4建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ サブリーダー

ともなう技術・施工協力依頼をうけた。

取り急ぎ、翌12日から機材関係を、13日から技術要員および現場要員を現地へ送り込んだ。

移動に際し高速道路等は通行止めとなっていたが、警視庁より緊急車輌通行許可証を発行して頂いた。また、菅井副社長（当時専務）はJRより新幹線設備の被害状況確認とその対策立案の依頼を受け、被災箇所の点検に長期間同行した。

社内においても計画部・工事部・機材センターで対応者を選任し、対策立案・資機材及び作業員の手配に当たった。

#### (1) 東北新幹線 花京院Bv

花京院Bvは、東北新幹線仙台駅構内の終点方に位置し、国道45号を跨ぐ支間73m、重量が約2,000tの合成桁である。支承がピン構造となっており、起点方が可動、終点方が固定となっている。今回終点方の固定支承のピンと下支承のせん断キーが破断し、ピンが抜け落ちた状態で右側に200mmほどズレた（写真一）。

応急復旧方法としては、ズレた桁を元の位置に戻し、ピンを挿入して橋軸直角方向を仮固定する方法で決定された。

支承前面の橋脚部に横スライドできる設備を設置し、ジャッキにて水平に押して約200mm移動させた。このとき、横スライドさせる軌条として、桁横取り作業時に使用している当社機材の滑り架台および滑り台を使用し、摩擦力を $\mu < 0.1$ にしてスムーズにスライドする構造とした（写真二）。

また、本合成桁は、鋼重だけではなくコンクリート床版および路盤コンクリート、軌きょうが載っており、反力として一箇所に500tほど作用するため、前面で仮受けするコンクリート橋脚の押抜きせん断破壊が懸念された。よって、横取り軌条下の反力受けの構造は、200tジャッキを7台並べて、荷重が偏らず分散するように工夫した。

3月14日から調査を行い、16日から準備を始めてわずか7日間で無事に元の位置まで戻すことができた（写真一）。

最後の水平ストッパーは、当社施工範囲外であったが、4月5日ですべて完了した。



写真一 花京院Bv 損傷状況



写真二 横スライド設備設置状



写真三 応急復旧状況（橋軸直角方向仮固定）

## (2) 東北新幹線 貨物線Bi

貨物線Biは、東北新幹線の線路橋で、東北本線仙台～東仙台間で並走する区間に位置し、東北貨物線を跨ぐ線形となっている。

橋りょう形式は、2径間のPC単純T桁橋で、中間を支持するP2橋脚は、コンクリート支柱に鋼製横梁が支承構造で貨物線を跨ぎ、その上にPCT桁橋が支承で固定されている構造である。

地震の被害としては、このP2橋脚の横梁支承部が著しく破損している状況であった（写真-4）。

詳細は、以下の通り。

### ①固定支承

- ・桁と支承を繋ぐセットボルトが全数破断
- ・破断したセットボルトのソールプレートと上支承間挾まれ

### ②可動支承

- ・下支承サイドストッパー固定ボルト破断
- ・アンカーボルトの破断
- ・可動用ローラーの位置ズレ（10mm程度）

いずれにせよ、ジャッキアップおよび仮受けは復旧作業を行うには不可欠であったため、ジャッキアップ計画を行った。本橋は横梁の上にPCT桁が載った構造であり、偏心荷重を含めると1支承当り最大560tと大きいため、1BOX当り500tと300tの油圧ジャッキを各々2台、計4台使用して行う計画とした。

ジャッキを受ける箇所には、補剛材のL型鋼を桁にボルトで固定し施工を行った。ジャッキアップは、ジャッキ支持点の補強部材の強度を目安に500tと300tジャッキの反力バランスを計測しながら慎重に行った（写真-5）。

ジャッキアップ後、わずか2日で損傷部材の取替えやアンカーボルトの継足し溶接などを行い、ジャッキダウンを行い、3月23日に一旦工事は完了した（写真-6）。

しかし、4月7日23時32分頃、マグニチュード7.1、宮城県で震度6強の大きな余震が発生し、翌日現場を確認した結果、本震時と同じような損傷で、再復旧が必要となつた。

ジャッキアップと復旧は、前回と同じ施工方法で進められたが、再び大地震が発生した時を想定し、恒久的な措置も至急行う必要があった。



写真-4 貨物線Bi 損傷状況



写真-5 ジャッキアップ・仮受設備設置状況



写真-6 応急復旧状況

検討の結果、横梁支承部の間に変位制限構造の部材を取付けることを提案し、これが採用された。

この部材も、今回の再復旧と同時に使う必要があったため、当社協力工場にて突貫で製作を行って、現地に持ち込み、取付けを行った（写真-7）。

固定支承部はフランジを加熱矯正し、ソールプレートを再製作、設置して4月22日に再復旧工事も完了した。

### （3）東北新幹線 RC立体ラーメン高架橋

RC立体ラーメン高架橋部は柱のせん断破壊（ちょうちん座屈）の現象が多く見受けられた（写真-8）。よって、いったん高架橋を柱部で仮受けする必要があり、工事の要請を受け当社のベント材と梁材を現地に搬入し、組立・仮受けを行った。

被災状況から判断して、座屈したRC高架橋の柱部コンクリートが粉碎しており、余震等により崩壊する危険もあったため、本作業は昼夜を徹して行われた。

掘削したフーチングコンクリート上に、小型クレーンおよび機工具等を用いて狭隘な高架下に支保工組立を行った（写真-9）。

機材搬入から支保工仮受けまで、1パーティ一約2日間で組立・仮受けを行い、鉄筋切断・圧接～コンクリート打設、支保工荷重開放まで4日間ほどで復旧を行った。

### （4）東北新幹線 PC高架橋

PC高架橋部については、橋脚上に設置してあるコンクリートサイドブロックが破壊しており、桁が橋軸直角方向に20mm～110mm程度横ズレを起していた。

これについては、橋脚上の支承前面に機高の低い補修用ジャッキにテフロン板を挟んでセットした。横方向に押す設備としては、永久構造物として設置してあった変位制限装置のアンカーボルトが破断していたため、新たに後施工アンカーを施工して変位制限装置を取り付け、これを反力板代わりにして、ジャッキを横向きにして、正規の位置まで横取りした。こういった事象は、たくさんあり、当社だけでも11橋脚部分について修繕を行った（写真-10）。



写真-7 恒久復旧状況 変位制限装置設置



写真-8 RC立体ラーメン高架橋損傷状況



写真-9 支保工設置・仮受状況



写真-10 PC高架橋横取り修繕状況

## (5) 東北本線名取駅自由通路

本自由通路は、名取駅の西口から東口の橋上駅舎を結ぶもので、東北本線下り線および引き込み線を3本跨いでいる。

この度の地震により、自由通路のゴム支承がせん断破壊して引きちぎれ、下りの線路方向へ約670mm旋回横ズレをおこした。橋脚横梁上に自由通路の端横桁が乗っかかる状態で止まり、落橋は免れたが、今後の余震等を考慮すると、一日も早く元の位置に戻し、仮に固定する必要があった（写真-11）。

復旧工事の要請を受け、現場へ直行した結果、最も早く元に戻す方法は、線間に内に支保工を建て、そこで仮受けして横取りする方法であった。

このとき、駅舎などの施設も相当なる被害を受け、営業線として再開予定までの20日間であった。

よって、西口の線路脇から線路を跨いで搬入路を一時的に設置し、そこから機材運搬トラックとクレーンを進入させて、自由通路脇に支保工（ベント）を組立て、それごと横取りして桁下に設置した（写真-12）。

ベント設置後、西口側終点方の支承部を旋回中心として、ベント上に設置した送り台（スライド装置）上で桁をジャッキアップして、旋回横取りを行った。

支承はゴムがせん断破壊しており、大きな余震が発生するとまた動くことが考えられるため、新規製作する期間、橋脚横梁に支承にぶつけるようにストッパーを設けて、応急復旧対策とした。これが功を奏し、4月2日に運転再開しての5日後、大型余震が発生し、支承部のアンカーボルトは破断したが、支承自体はストッパーにぶつかって、30mm程度のズレしか生じず、軽度の補修にて4月12日にまた運転を再開させることができた（写真-13）。

その10ヶ月後、支承を製作し、現地で取替を行って、恒久復旧工事はすべて完了した（写真-14）。



写真-11 名取駅自由通路 損傷状況



写真-12 旋回・横取り用ベント 設置状況



写真-13 大型余震による損傷状況



写真-14 支承取替状況

## (6) その他

鉄道関連施設の復旧について、代表的な工事を5件紹

介したが、その他にも数多くの事象に対処した。表-1

にその概要を一覧表にして紹介しておく。

表-1 橋梁関係対応リスト

工事件名	距離	要請者	対応内容	工程	現場担当者
1 新幹線 花京院B	328 k 660m	鉄建建設㈱	可動音のズレ補修	2011/3/14~3/31	雲越 隆一 河口 直己 三田村 朋宏 佐々木智之 佐藤 正明 朝倉一久
2 新幹線 貨物線B	326 k 088m	鉄建建設㈱	橋脚横梁の支承部破損の補修 支点補強リブ取付・ソールプレート交換 ・落橋防止取付	2011/3/14~6/12	豊嶋 透 朝倉一久 雲越 隆一 田中 栄樹 池田 浩
3 新幹線 第1中曾根・第1中野BL	455K914m ~	鉄建建設㈱	高架橋2橋の支柱の破損箇所をペントにて桁受	2011/3/14~4/5	佐藤 正明 河口 直己 吉田 友和 佐々木智之 稻田 博史
4 新幹線 愛宕BL		鉄建建設㈱	高架橋柱2本の破損箇所をペントにて桁受	2011/3/14~4/5	河口 直己 稲田 博史 佐藤 正明 吉田 友和
5 新幹線 仙台地区	325K470m ~329K636m	鉄建建設㈱	5橋の支承部ボルト破断補修	2011/3/29~6/15	豊嶋 透 朝倉一久 雲越 隆一
6 新幹線 藤川B	328K997m	鉄建建設㈱	壁高欄間のメッキ鋼板・ボルトの納入	2011/3/20~3/22	増子 康弘
7 新幹線 仙台バイパス橋梁	329k643m	鉄建建設㈱	3径間連続PC箱桁の両端部支承の上齧落下・ズレ ・セットボルト破断の補修・支承落下防止設置	2011/4/12~4/21	河口 直己 雲越 隆一
8 新幹線 花京院付近アンカー		鉄建建設㈱	支承部補修		雲越 隆一
9 新幹線 総合車両センター構内 スカイロード		鉄建建設㈱	建屋間連絡通路（単純トラス）のズレ修正 恒久ストッパー設置	2011/4/19 ~2012/6/30	渡邊 和広 増子 康弘
10 新幹線 郡山地区高架橋	212K515m ~214K075m	仙建工業㈱	高架橋支柱破損箇所仮受用ペント材の搬入	2011/3/12~4/10	田中 栄貴
11 新幹線 古川～一関間 小野高架橋他	371K024m ~371K114m	仙建工業㈱	2橋の支承移動箇所の修正	2011/3/19~3/25	佐藤 正明 朝倉 一久
12 新幹線 支承部補修（宮城県北部）		仙建工業㈱	支承亀裂箇所の現場溶接補修	2011/4/2~5/20	雲越 隆一 朝倉 一久
13 新幹線 岩切東河原他5橋	333K499m ~372K387m	仙建工業㈱	4/7の余震による新幹線PC高架橋6橋 の横ズレ補修	2011/4/11~4/18	田中 栄貴 日沢 恽助 佐藤 正明
14 新幹線 第一八幡崎BL	336K716m	仙建工業㈱	高架橋間のRC単純桁の横ズレ補修	2011/4/13~4/20	鈴木 貴信 森田 満
15 新幹線 第5鷹ノ巣高架橋	345K892m	仙建工業㈱	高架橋支柱根元部座屈箇所のペント によるスラブ受	2011/4/14~4/19	佐藤 正明
16 新幹線 保守基地 富久山橋梁	216K240m	仙建工業㈱	単純鋼箱桁の支承ストッパー破損 ・横ズレの補修・落橋防止板設置	2011/5/20	朝倉 一久
17 新幹線 白石藏王駅付近 斎川橋梁		東鉄工業㈱	P.C.T桁橋の柵座モルタル補修	2011/3/20~3/22	—
18 新幹線 第二喜沢高架橋		東鉄工業㈱	高架橋柱部分の座屈に対しジャッキ貸与	2011/3/12~6/30	—
19 新幹線 高欄部鋼板製作		鹿島建設㈱	壁高欄間のメッキ鋼板・ボルトの納入	2011/4/3	—
20 新幹線保守線 八反田B（国見）	250K313m	第一建設工業㈱	新幹線保守線上下線の桁ズレ修正 ・支承サイドブロック補修	2011/9/19 ~11/17	朝倉 一久
21 横須賀線東戸塚 連続ラーメン橋		鉄建建設㈱	連続ラーメン橋コンクリート橋脚座屈により 仮受ペント組立	2011/3/11~19	天野 真 平島 崇嗣 日沢 恽助 増子 康弘
22 仙石線 苦竹駅 ホーム桁		仙建工業㈱	ホーム桁3連の横ズレ修正	2011/3/16~4/9	田中 栄貴 増子 康弘 日沢 恽助
23 東北本線 名取駅自由通路		仙建工業㈱	桁横ズレ補修 支承取替・落橋防止装置設置 ・桁端横桁曲がり補修	2011/3/16~8/10	田中 栄貴 河口 直己 豊嶋 透 池田 浩 三田村 朋宏 増子 康弘
24 ベント機材貸与要請		ユニオン建設㈱	資材センターへベント機材貸与	2011/3/11~	—
25 鹿島線 第一宮中架道橋		東鉄工業㈱	上下線・ホーム桁の横ズレ修正（最大1.35m）	2011/3/14~4/25	小原 久 松田 芳昭 森田 滉 小岳 弘幸
26 鹿島線 第二宮中架道橋		東鉄工業㈱	橋軸方向のズレ修正	2011/3/23~4/28	小原 久 松田 芳昭 森田 滉 小岳 弘幸
27 常磐線（水郡線） 鋼桁支承		東鉄工業㈱	茨城県 小木津駅～大津港駅間 橋梁14橋 の破損支承補修	2011/3/24~4/9	嘉手川 修 佐藤 正明
28 東北本線 福島・東福島間 初田川高架橋		東鉄工業㈱	PC2主桁破損支承の取替・桁座拡幅 ・日鋼ストッパー埋込	2011/4/18~	小原 久
29 飯山線 中条川橋梁		第一建設工業㈱	支承破損箇所の補修	2011/3/29~4/19	相澤 達也
30 八乙女駅構内鉄骨		錢高組㈱	駅舎建築鉄骨のアンカーボルト破損の補修	2011/4/2~4/13	田中 栄貴 嘉手川 修
31 仙台地下鉄南北線		鴻池・若築 ・野口JV	地下鉄南北線復旧用材料手配・納入	2011/4/5~4/27	嘉手川 修
32 国道398号錦橋		仙建工業㈱	道路橋 3径間単純PC桁の3連目の横ズレ ・段差補修	2011/4/1~6/30	渡邊 和広

### 3. 建築関連施設の復旧

#### (1) スパリゾートハワイアンズ震災復旧

3月11日の東日本大震災においては、異状は認められなかったが、4月11日に発生した余震と思われる直下型地震（福島県浜通り震度6弱）発生の影響で湯の岳断層がある敷地内に深刻な被害を受ける（写真-15）。プールやフラダンスステージなどのメイン会場であるウォーターパークでは大屋根トラスを含む鉄骨柱が大きく座屈変形を起こした（写真-16）。

スパリゾートハワイアンズは、炭鉱労働者や家族の雇用を創出し、映画にもなった福島のみならず日本でもっとも有名なレジャー施設が営業中止状態になったことにより、震災を受けた地元のショックは大きかった。

したがって、震災復興のシンボルとして、一日も早く本施設を復旧し再開業することが重要な使命であった。

当社は、本工事の鉄骨補修の依頼を受け、まず現地調査を行った。余震から3ヵ月後のことであった。現地を見ると、室内プールの建屋を横断するようなかたちで地盤沈下を起こし、基礎柱の数本が陥没した状態で建物が傾いて変形した状態であった。

当日、事業者である常磐興産(株)と設計監理会社、本復旧工事を請け負った飛島・常磐開発JVで行われた合同会議に当社計画部員も出席し、復旧概要について以下のような説明と施工の依頼を受けた。

- ・基本思想として、既存の建物を補修、補強して復旧する。
- ・陥没した鉄骨柱は元の高さまで戻す。
- ・座屈した屋根トラス（ダイヤモンドトラス）や柱および水平材および斜材は切断し、取替を行う。

まずは、陥没した鉄骨柱を元の高さまでジャッキアップ計画を行い、設備を組立て施工した。

当建屋鉄骨は、一部材は小さな断面でそれを組合わせた構造で構成されており、そのあらゆる箇所が変形・座屈していた。



写真-15 断層状況



写真-16 陥没部ジャッキアップ前



写真-17 陥没部ジャッキアップ完了

したがって、ジャッキアップ作業は慎重に行なわなければならず、設計監理会社から与えられた反力限界値を上限として、ジャッキ全体を反力管理しながら行った。

ジャッキアップは無事に完了し、鉄骨柱の高さは合わせることができた（写真-17）。

そこで、全体系を測量した結果、あらゆる箇所で地盤高の凹凸が出ており、相対的に調整して構造系を安定させる必要があった。

設計監理会社が検討の結果、東側妻部鉄骨が全体的に高くなってしまい妻面の屋根を突っ張ってる状況にあったため、その鉄骨を解体し、短く再製作して取り替えるよう指示を受けた。

よって、妻側鉄骨をいったん撤去するために仮受けが必要となり、そこに当社機材の支保工（ペント）を設置し、仮受けを行った（写真-18）。そして、破損を受けた妻側鉄骨柱の撤去を行い、ジャッキダウンにてペントの荷重を屋根に移行させ屋根の安定を確認した後、妻側鉄骨の部材長を実測・製作して取付けを行った。

また、座屈した柱や水平材、斜材および屋根トラスは計測・製作し、一部材ずつ切断して取付けを行った（写真-19、20）。これ自体一品一様であるため、工場製作と現地との連携が工期を短縮する第一条件であったため、合番工に近い業務を行う技術者を常駐させ対応した。

足場組立や壁外壁工事等との輻輳したなかでの工事で、工程調整に苦慮しながらも、当社施工範囲の施工は、与えられた約半年間の工期内に施工完了することができた。

2012年2月8日、スパリゾートハワイアンズは約11ヶ月ぶりに再開業し、補修された屋内プール（ウォーターパーク）では、フラダンスショーで賑わう活気を取り戻した画像がテレビのニュースに飛び込んできた。



写真-18 東妻部仮受ペント設備



写真-19 補修前



写真-20 補修後

表一2 建築関係対応リスト

工事件名		要請者	対応内容	工 程	現場担当者
1	東京タワー	(株) 竹中工務店	スーパーターンアンテナ支柱の曲がり確認ダンパー部の破断ピン交換	2011/3/12～3/13	大矢 亮
2	日大板橋病院	清水建設(株)	病院塔屋の倒壊の恐れがあるため樹脂注入煙突解体	2011/3/15～5/31	内池 和彦 松田 和人
3	広野火力発電所 1～5号機	清水建設(株)	天井クレーン破断ボルトの交換	2011/4/5～5/11	松田 和人
4	宮城県総合運動公園 宮城スタジアム	鹿島建設(株)	屋根トラスの支点付近亀裂のためベント支持・補修	2011/4/13～2012/6	大矢 亮
5	日立オートモティブ システムズ	(株) 大林組	工場の柱座屈箇所の仮受・ジャッキアップ	2011/5/10～5/25	森田 満
6	福島第1原発(4号機)	(株) 竹中工務店	4号機防護工の鉄骨地組・建方	2011/4/26～2013/12	森田 良次
7	スパリゾート ハワイアンズ	飛島建設・ 常磐開発JV	ドーム屋根鉄骨他の補修	2011/7/20～2012/3/20	雲越 隆一

## (2) その他

今回、誌面の関係で詳細を報告できなかったが、建築関連においても、さまざまな各事業者やゼネコンから緊急復旧工事の依頼を受け、対応してきた。表一2に、その概要を一覧表にして紹介する。

## 4. あとがき

未曾有の東日本大震災が発生して、約3年が経過しようとしている。

この震災で、多くの犠牲者を出し、数えきれないほどの被害を受け、いまなお復旧されずにある施設やインフラもたくさん残っており、完全な復興を遂げるには、まだまだ時間が掛りそうである。

このような天災は、二度と起こって欲しくはないが、日本周辺の地形やプレート状況、また地球温暖化による異常気象などを考慮すると、避けて通れないのも現実である。

そんな時、社会的な要請として当社に求められるものは、やはり事業主体として長年培ってきた橋梁技術や大空間建築物や鉄塔建て方技術、また重量構造物を一時的に支えることができる豊富な機材であり、それより何よ

りも、この技術力や機材保有力を機能させる力、すなわち有事における社員の使命感と結束力であると考える。

特に、この震災においては、余震の恐れや福島第一原発による放射線問題の風評被害の影響が多々あったにもかかわらず、震災2日目から果敢に現地に乗り込み、不眠不休で対応に当った社員や協力業者の方々には、感謝しきりである。

また、社内においても、休みなく構造検討や施工方法の立案にあたり、また資機材の手配等、非常に機能的に動けたことは、常に不測の事態に備え危機管理ができる当社の自負するところである。

最後になりましたが、我々よりはるか重大な社会的責務に対し、危機管理と尊大な責任感をもってご指導いただきました、東日本旅客鉄道(株)東北工事事務所をはじめ構造技術センター、各所の土木技術センターの皆様、また元請の鉄建建設(株)、仙建工業(株)、東鉄工業(株)、第一建設工業(株)、ほか鉄道関連各社の皆様、建築関連事業においては、企業者である常磐興産(株)、設計監理のHAL設計事務所(株)、飛島・常磐開発JV、鹿島建設(株)ほかゼネコンすべての関係者の皆様方に感謝を申し上げ、本記録の結びとさせていただきます。

2013.12.2 受付

# 津波と火災被害を受けた日本初の合成床版部分打替え

## Japan's First Partial Replacement of Composite Slab Damaged by Tsunami and Fire



岩井 政光<sup>\*1</sup>  
Masamitsu IWAI



佐藤 浩幸<sup>\*2</sup>  
Hiroyuki SATO



澁谷 敦<sup>\*3</sup>  
Atsushi SHIBUYA

### 要 旨

東日本大震災において、川口橋は津波により主桁が変形し、引き波時の火災により主桁および鋼コンクリート合成床版に大きな損傷を受けた。本稿は、この津波と火災による損傷を受けた鋼コンクリート合成床版を有する橋梁の日本初となる床版の部分取替えに関して報告する。

キーワード：津波、火災、損傷、鋼コンクリート合成床版、床版の部分取替え

### 1. はじめに

岩手県大船渡市を流れる二級河川盛川の最下流に位置する川口橋は、大型車の通行量が比較的多い大船渡市街と市内赤崎地区を結ぶ主要な道路であったが、東日本大震災により甚大な被害を受けた。津波による主桁の変形および高欄等の流失に加え、引き波時に発生した火災により、主桁および鋼コンクリート合成床版に大きな損傷を受け、とても安全に通行できる状態ではなかった。

本工事では、その被害を修復するため、被災した合成床版を部分的に撤去し、主桁の変形等を修復した後、新設の合成床版を設置した。

本稿では、過去に例の無い鋼コンクリート合成床版の復旧の概要について報告する。

- (1) 工事名：23災1006号橋梁災害復旧工事
- (2) 発注者：大船渡市
- (3) 工事場所：岩手県大船渡市大船渡町字欠ノ下向地  
内外
- (4) 工期：平成24年2月29日～平成24年12月24日
- (5) 橋梁形式：鋼3径間連続非合成鉄筋（鋼コンクリート合成床版）
- (6) 橋長：156.9m
- (7) 支間長：51.6m+52.3m+51.6m
- (8) 架設工法：トラッククレーン+架設用台車

### 2. 被災状況

#### (1) 被災当日の状況

川口橋の左岸に位置する太平洋セメント株式会社より、震災当日の被災状況を撮影した映像をお借りできたので示す。



写真-1 津波の状況



写真-2 火災の状況

\*1 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

\*2 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部東京工事グループ

\*3 橋梁事業本部 保全事業部保全技術部保全技術グループ サブリーダー

**写真-1**は津波に襲われた川口橋である。写真左側が太平洋で、大船渡市で観測された10mを超える大津波が写真の左から右へ襲い、川口橋は津波に飲み込まれた。

**写真-2**は引き波で押し寄せた流失物が川口橋で堰き止められて、何らかの要因で引火して炎上した状況である。

## (2) 合成床版の損傷状況

震災後に（一社）日本橋梁建設協会の緊急点検が行われ、川口橋の被災概要を調査した。その後緊急工事として詳細調査が行われ、全面足場を組んで主桁の内側にある横桁や付属物に至るまでの損傷状況が調査された。

詳細調査では被災した橋体を水洗いし、橋体の変形状態や火災による焼損状況を調査した。

合成床版の下面（底鋼板の下面）の状況を**写真-3**に示す。**写真-2**でも分かるように、中央径間部において火災が発生しており、主桁ウェブに比べて延焼状況が激しく、底鋼板（板厚6mm）、コンクリートとともに損傷が顕著であった。

一方で、これは工事中に判明したことであるが、舗装を撤去した後のコンクリート面には、橋軸方向にクラックが発生していたことから、床版部にも主桁の変形状態からも想像できる歪みが生じていたことが分かった。



写真-3 合成床版下面の焼損状況

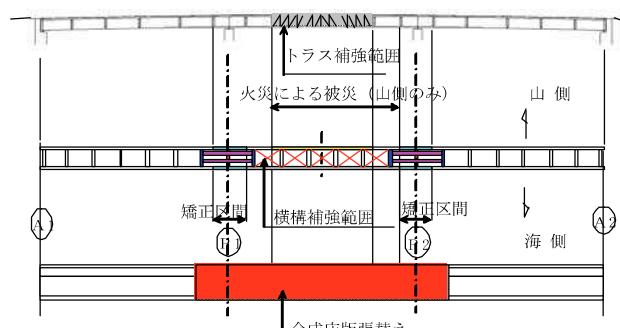


図-1 復旧工事の概要

津波と火災被害を受けた日本初の合成床版部分打替え

## 3. 合成床版の部分撤去

### (1) 合成床版の部分撤去

当社開発のQSスラブを含む鋼コンクリート合成床版は比較的新しい構造であることから、車両通行に伴う損傷や経年劣化に起因する老朽化等による撤去工事の実績がなかった。従って、撤去時および取替え時の作業性等の諸条件が不明なため、工程調整に苦慮した。

**図-1**に本橋の復旧工事概要を示す。合成床版の部分撤去は、主桁の矯正・補強や中間支点上横桁の取替えも考慮して、中央径間全長と一部側径間に及ぶ67.5mの範囲であった。

別工種で主桁補強として補強部材を取り付ける必要があったため、G1側張り出し部を先行撤去し、それらの作業完了後、残りの部分を撤去する形で2回に分けて行った。

### (2) 撤去作業

撤去作業は、張り出し部および主桁間のブロックでの撤去と、主桁上および新旧床版接続部の手ハツリによる撤去であった。張り出し部を先行して撤去することで、主桁上の手ハツリにおいて、一辺の拘束を無くし作業性を向上させた（**図-2**）。

### (3) 撤去ブロック寸法の決定

**図-3**は撤去ブロックの切断寸法について記してある。橋軸直角方向については当社のQSスラブは500mm間隔でTリブが配置されているため、Tリブ部での切断

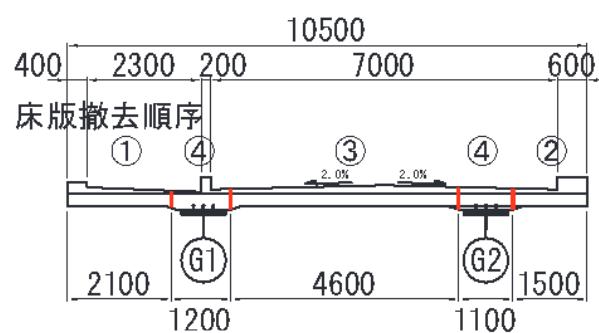


図-2 合成床版撤去順序

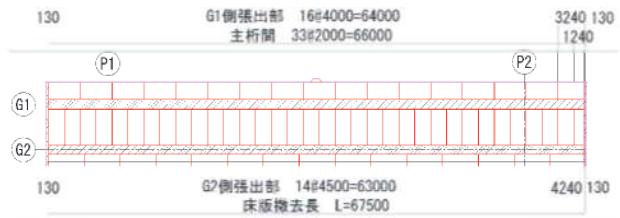


図-3 合成床版撤去ブロック割り図



写真-4 ワイヤーソーによる合成床版の切断



写真-6 合成床版の搬出



写真-5 合成床版の撤去

を避けるため、500mmの制限を設け、橋軸方向については搬出トラックの積載制限寸法や撤去に使用するクレーンの能力から寸法を決定した。

#### (4) 撤去ブロックの切断・撤去

写真-4に示す通り、合成床版の切断にはワイヤーソーを用いた。当初はコンクリートカッターが想定されていた。RC床版であれば施工実績が豊富にあるため、施工性や経済性から採用するところであるが、鋼・コンクリート合成床版ではその実績が殆んど無かった。鋼板が含まれるコンクリートの切断実績はあったようであるが、切斷面に含まれる鉄筋を含む鋼材の断面積比が一般的なRC床版の約1.2%に対して本橋のQSスラブでは約6.2%と5倍強であることから、未知の領域であった。

また、地覆部の切断においては、使用する機械の形状および側鋼板を切斷する必要があることから、機械本体を地覆から乗り出すことになるため、新たに足場もしくは構台を設置する必要があり、施工性や安全面から懸念があった。

以上を総合的に判断し、作業の安全性および工程確保の観点からワイヤーソーを採用した。

撤去作業は橋軸直角方向を先行して切斷し、撤去ブロック部をクレーンにて吊った状態で橋軸方向の切斷を行った(写真-5)。

#### (5) 撤去ブロックの搬出

搬出に関しては、当初は10tダンプトラックが想定されていたが、コストのかかる切斷延長を短くして切斷ブロック重量を大きくすることによるトラックやトレーラーでの搬出も視野に入れて比較検討した結果、当初通り10tダンプトラックの採用が最も経済的であった。また、搬出先での荷卸し作業の施工性からも有利であった。しかしながら、当初想定されていたダンプトラックの条件に見合う車両が見つからなかったため、手配できたダンプトラックの条件に合うよう切斷ブロック寸法を変更した。

ダンプトラックでの搬出は、積込み時に多少の工夫が必要であるが、搬出先での荷卸し作業がダンプアップのみができるというメリットがあった。

写真-6に搬出時の合成床版ブロックの積込み状況を示す。

## 4. 合成床版の復旧

#### (1) 合成床版パネルの製作

QSスラブはパネル間の接合に高力ボルトを使用し、底鋼板も連続した応力部材として扱われている。本工事では既設部材との取り合いがあるため、製作段階でボルト孔を拡大孔として、架設時の施工性を向上させた。

また、津波による主桁の変形が起こっていたことか



写真-7 台車設備による合成床版パネルの設置

ら、パネル設置長が図面通りにならないことが懸念されていたため、調整部材として最終設置パネルの添接板を設定した。

結果としてパネル設置ごとに調整したため、調整部材を使用することはなかった。

## (2) 架設設備

当初設計では、合成床版パネルは河川（海）上からクレーン台船を用いて施工することになっていたが、9月から始まる鮭の遡上までの施工完了が不確実であったことおよび現場周辺の水深が浅く、クレーン台船を用いることが困難と判断したため、写真-7に示す合成床版パネル架設用台車設備を開発してパネル設置を行った。

QSスラブはI形鋼を半分に切断したT型の補強リブを用いており、パネルの剛性が大きい。断面によってはコンクリート打設前であってもパネル上の車両走行が可能である特徴を有している。本工事の床版パネルはリブ高が低かったため、残念ながら運搬トラックやトラッククレーンの走行に耐えられる剛性は無かった。

従って、前述した現場条件と安全性を考慮して、トラベラークレーンからヒントを得て、架設用台車設備を開発した。

特徴としては、横行はワインチ+チルタンク、巻き上げはチェーンブロックとすることでクレーンの適用は受けず、保有の機材で組み立てることができることである。また、人力で行ったことで、作業効率は良いとは言えないが、安全かつ確実に施工することができた。

## (3) 合成床版パネルの架設

起点側と終点側の各4パネルは、トラッククレーンにて設置した。起点側を設置した後、合成床版上の主桁ライイン上に軌条梁を設置し、ガントリークレーンのような



写真-8 被災直後（震災から11日後）



写真-9 災害復旧工事完了

形状をした台車設備を組み立てた。

5パネル目以降は、台車の前面にトラッククレーンにて部材を運び、台車設備で吊り走行させ、所定の位置に合成床版パネルを設置した。パネルを設置するごとに軌条梁を延長した。

## 5. おわりに

写真-8および写真-9はそれぞれ震災後および復旧工事完成後の写真である。近隣住民や企業にとって重要な道路が東日本大震災の被害を受けたことで、早期復旧・開通が望まれていた工事であった。加えて、合成床版の打ち替えという日本初の試みが含まれており、技術者として、特に使命感を持って対応した工事であった。

部分的な打ち替えではあったが、床版パネル単位での打ち替えであったため、床版設置に比べて、今までに事例の無い撤去方法が問題であり、その一方策を実践してきた。

今回得ることのできたそのノウハウを本稿に記している。今後の類似工事の参考になれば幸いである。

最後に、本工事を進めるに当たり、ご指導、ご協力を頂いた大船渡市をはじめとする関係各位、ならびに近隣住民・企業の方々に厚く御礼申し上げます。

2014.2.17 受付

# 東日本大震災により損傷した鋼橋（石巻大橋）の応急復旧

## Emergency Restoration of a Steel Bridge (Ishinomaki-Ohashi Bridge) Damaged by the Great East Japan Earthquake



阿部 幸夫<sup>\*1</sup>  
Yukio ABE



原口文彰<sup>\*2</sup>  
Fumiaki HARAGUCHI



林光博<sup>\*3</sup>  
Mitsuhiro HAYASHI

### 要 旨

本稿は平成23年3月11日に発生した東日本大震災により、被災した石巻大橋の補修工事の概要報告である。石巻市民の重要な生活路線である当橋梁の施工工種の内、主桁補修工・伸縮装置補修工・橋脚補修工について、現場施工時の問題点と対策の報告を行う。

キーワード：東日本大震災、応急復旧工事

### 1. はじめに

宮城県石巻市を流れる一級河川旧北上川の下流部に位置する石巻大橋（図-1）は、日和大橋や内海橋と並ぶ石巻市民の生活に欠かせない主要な路線であったが、東日本大震災により甚大な被害を受けた。その結果、日和大橋には災害復旧の資材運搬用トラック等が多く通行し、内海橋では、損傷による通行制限がなされたことから、本橋は、より多くの市民が必要とする重要な生活路線となっていた。

本橋の主な損傷は、津波により流された船舶等の衝突による主桁およびRC床版の損傷（写真-1, 2）や地盤変位に伴う桁掛け違い部での段差等（写真-3）であり、市民の生活道路としての復旧が至上命令であった。

主桁損傷状況については、津波漂流物の衝突による河口側（G1側）の主桁ウェブの座屈、下フランジの亀裂・折れ曲がりなどが生じていたことから、本工事では、損傷した主桁を部分的撤去し、新設の主桁を設置した。

また、工事着手前での損傷状況調査において、P6橋脚パラペット（主桁掛け違い部）に全周亀裂（写真-4）が発見された為、P6橋脚部パラペット部を車両通行供用下にて打替えを行った後、伸縮装置の取替を行った。



図-1 位置図



写真-1 主桁損傷状況（主桁ウェブ座屈：P3～P4）

\*1 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部 担当部長

\*2 橋梁事業本部 橋梁工事本部橋梁工事部業務管理グループ 係長

\*3 橋梁事業本部 保全事業部保全技術部保全技術グループ サブリーダー



写真一2 床版損傷状況（床版張出部下面：P4～P5）



写真一3 桁掛け違い部段差状況（P6伸縮装置部）



写真一4 P6橋脚パラペット全周ひび割れ状況

## 2. 工事概要

- (1) 工事名：石巻大橋災害応急復旧工事
- (2) 発注者：石巻市役所
- (3) 工事場所：宮城県石巻市大橋二丁目ほか2字地内
- (4) 工期：平成23年 9月15日～  
平成24年11月30日
- (5) 橋梁形式：鋼単純箱桁、鋼単純H鋼桁
- (6) 橋長：306.540m
- (7) 支間長：54.720m（箱桁）、14.0m（H桁）
- (8) 主要工種：主桁補修工、  
床版補修工、  
伸縮装置補修工  
橋脚補修工、  
支承補修工（支承交換、支承の若返り）
- (9) 架設工法：トラッククレーン架設（主桁補修）

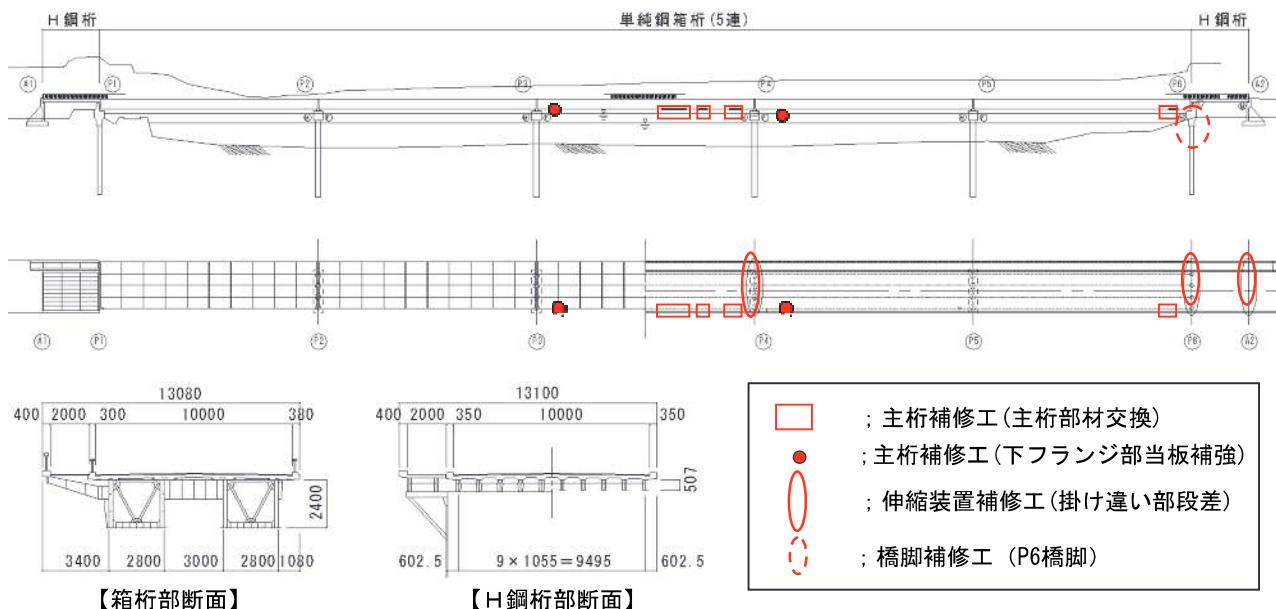
本橋梁上における車両通行量が多く（約128百台／日：平成17年度データ）、朝夕における橋梁上の渋滞が常時発生すること及び石巻市街への資材運搬道路としての役割が大きいことから、工事施工時には以下に示す最小限の交通規制・作業時間にて作業を行い、一般車両の通行を確保した。

- ・ 昼間 路肩規制（主桁G1側）  
作業時間9:00～16:00
- ・ 夜間 片側交互通行規制  
作業時間21:00～5:00

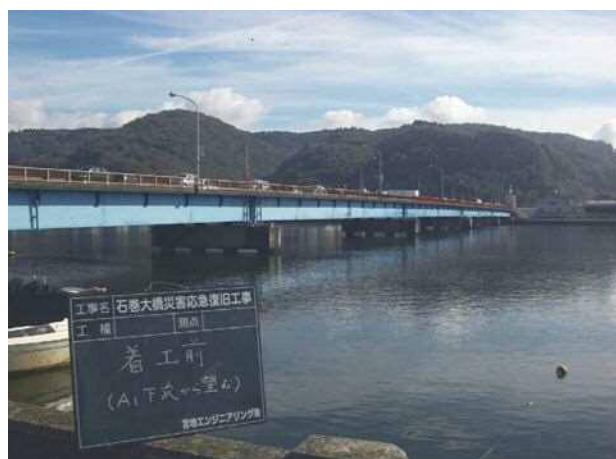
伸縮装置補修及び橋梁足場盛り替え作業を除き、昼間で施工を行った。

本稿では、上記工事の内、主に主桁補修工・伸縮装置補修工・橋脚補修工の概要について報告する。

主桁補修工・伸縮装置補修工・橋脚補修工施工箇所を図-2に示す。



図一2 石巻大橋補修位置図



写真一5 石巻大橋全景 (A1側より)



写真一6 石巻大橋全景 (A2側より)

## 2. 本工事の課題と対応

主要な生活路線である本橋の応急復旧工事に際して、以下の課題に対して対応した。

### (1) 桁掛け違い部に発生した段差による通行障害

震災直後、本橋の桁掛け違い部（伸縮装置部）の数カ所において、地盤変位による橋梁相互の段差（写真-3）が発生しており、一般交通の通行を可能とするための緊急復旧の対応が必要であった。

これに対して鉄板の敷設および仮舗装による交通確保により対応した。その内容について以下に示す。

本橋の桁掛け違い部（伸縮装置部）に発生した橋梁相互の段差は、厚さ22mmの仮設鉄板をクレーンで敷設するとともに、その上面に仮設アスファルト舗装を施工し、仮復旧した。仮舗装の施工長は橋軸方向に約10mとし、滑らかな縦断勾配となるようにすりつけることで、一般車両の通行性と車両通過時の損傷橋体への衝撃の低減に配慮した。

箱桁損傷部の補修作業完了後、一般交通の片側交互通行規制下において、仮舗装と仮設鉄板をカッターとクレーンで撤去し、既設伸縮装置の撤去および新設伸縮装置の据付けを実施した（写真-7）。



写真-7 伸縮装置設置完了 (P6)

### (2) 吊足場用吊金具（既設）の広い設置間隔

本橋の主桁付きの維持管理用吊金具は、一般的な設置間隔（2m以内）とは異なり、横桁位置となる約6m（写真-8）という広い間隔で設置されており、その位置での吊チェーンによる吊足場の支持は、耐力上、非常に難しいものであったことから、この広い支持間隔に適用した吊足場構造を検討する必要があった。加えて、後述する箱桁損傷部の部分撤去と取替部材設置時の作業スペースを確保するための吊設備の吊点位置を反映する必要もあった。



写真-8 主桁上の横桁間隔

これに対して、H形鋼および吊り機械による吊足場の採用を行い対応している。

吊足場の吊チェーン間隔を一般的な吊足場と同等の2m以内にするため、約6m間隔の既設維持管理用吊金具に加えて、新設金具を追加設置する案も考えられたが、損傷した箱桁部材に極力、手を入れないことと、工程短縮が至上命令であったことを踏まえ、本工事では、箱桁ウェブ外側の将来施工用ブラケット仕口部にH形鋼（H300）を高力ボルトで固定し、そこから吊チェーンに代えてチェーンブロックを用いて足場支持梁（H300）を吊足場のおやごとして支持した（図-3、写真-9、10）。これにより、安全性の高い吊足場の構築が可能になるとともに、後述する任意位置にある主桁損傷部の部分撤去と取替部材設置時の作業スペースを確保することが可能となった（H形鋼を利用した任意位置での吊設備の設置が可能となった）。

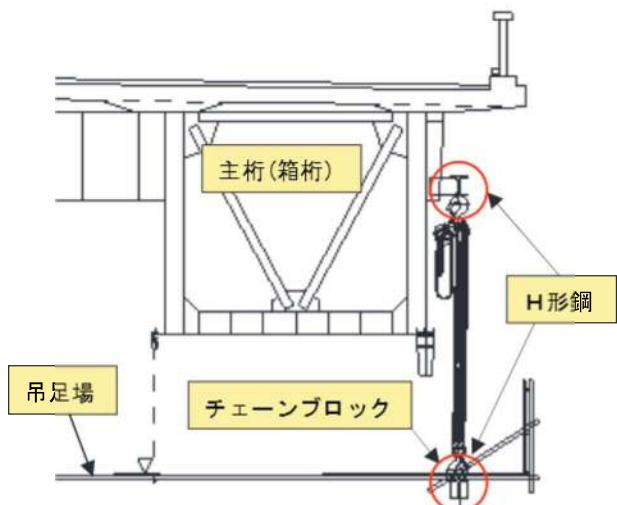


図-3 H形鋼を利用した吊足場構造



### (3) 主桁部分取替え時の主桁断面剛性の確保

箱桁（主桁）損傷部の部分撤去作業では、その部分を新設の補強部材に置き換えるまでの期間において部材剛性が著しく低減し、有害な変位や場合により橋桁の崩壊等の発生する危険性があった。また、部材欠損に伴い箱桁断面の形状保持が崩れる懸念もあり、何らかの対策を講じる必要があった。

これに対しては、バイパス桁や箱桁内形状保持による剛性確保により対応した。その詳細を以下に示す。

箱桁（主桁）損傷部の部分撤去作業において、その部分を補強部材に置き換えるまでの間の主桁部材剛性を確保するため、部分取替範囲の箱桁下フランジ下面に鋼製のバイパス桁を主桁撤去作業に先立ち、橋面上の常設路肩規制帯内に据え付けた4tユニック車により分割架設した（図-4、写真-11, 12, 13）。

バイパス桁は高力ボルトを用いて既設桁に固定した。

バイパス桁設計の際、損傷部切断による断面欠損を考慮した主桁断面とバイパス材断面を考慮した骨組解析に

より断面力を算出した。

バイパス桁と主桁とのボルト接合については、主桁とバイパス桁との取り合い部における曲げモーメント対しては引張接合とし、せん断力については摩擦接合として設計を行っている（図-5）。

撤去範囲の広い損傷箇所については、バイパス桁を先行設置するといえ、一度にすべての範囲を一括撤去することは、既設桁に大きなダメージを与え、机上の計算では予見できない箱桁の新たな損傷を招くことが懸念されたため、既設部材の部分撤去と新設部材の設置を交互に繰り返すサイクル施工を実施した（図-4）。

また、部材撤去時の箱桁断面の形状保持を目的に、箱桁内に形状保持材を設置した（写真-14）。形状保持材設置の際、桁内に水道管・NTTケーブル等の既設設置物があり、狭隘部での作業となった。又、取付前に既設設置物管理者との打合せ・現場立会を実施の上、養生を徹底し、取付を行った。

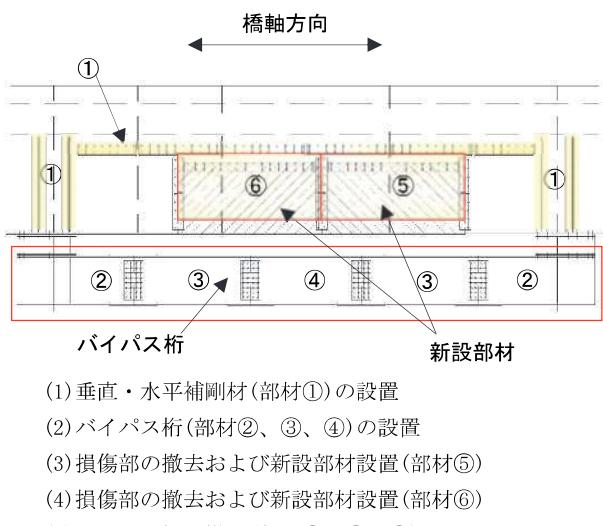


図-4 損傷部施工とバイパス桁の施工手順

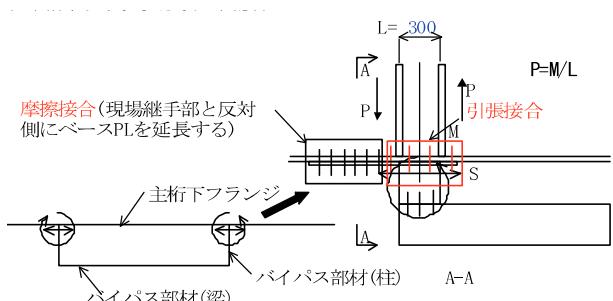


図-5 既設主桁-バイパス桁ボルト接合部の設計概要



写真-11 バイパス桁設置と損傷部撤去状況



写真-12 バイパス桁撤去状況①

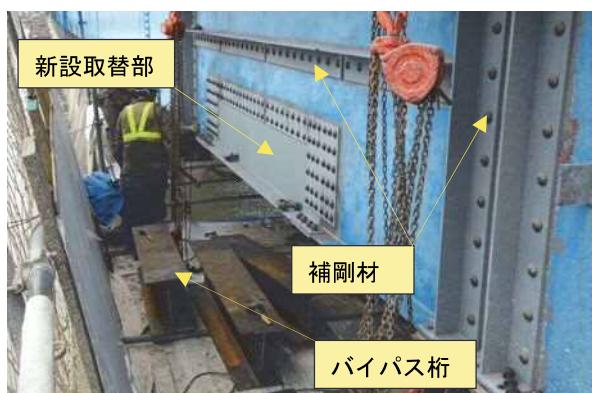


写真-13 バイパス桁撤去状況②



写真-14 形状保持材設置状況

#### (4) 主桁補修時の施工精度の確保

施工前に主桁損傷部ウェブの平面度を測定した結果(写真-15)、ウェブの凹みが最大約200mmであったことから、当初発注仕様である当板補強では、ボルト添接部に肌隙が懸念されたため、主桁損傷部を部分的に撤去し、新設の主桁部材を高力ボルト継手にて設置する工法に変更した。その結果、既設主桁撤去位置における切断形状およびボルト孔位置をいかに新設部材の製作へ反映し、かつ両者の取合精度を確保するかが課題となった。



写真-15 主桁ウェブの平面度測定

これに対して、切断精度の確保と現場當てモミ孔明けにより対応した。その内容を以下に示す。

設計段階において、箱桁損傷部の現場実測結果を反映した撤去範囲の決定と既設部材への孔明け位置を含めた新設部材の構造寸法を検討し、設計図を作成した。

主桁損傷部切断の際、切断線始終端部での母材ノッチ発生を考慮して、主桁ウェブ及び下フランジの切断前、切断線始終端部に孔径20mmの開孔処理(ピアッシング処理)を行い、ガス切断後にグラインダーにて5mmの切削を行った(図-6、写真-16)。

切断部の精度管理については、ボルト継手の隙間設計値10mmに対し、±5mmにて管理を行った。

製作工場では、設計図を基に原寸作業で作成した既設部材孔明けデータと新設部材構造寸法データを反映した部材原寸シートを作成し、これを現場へ送付し、これを既設部材に當て、切断線や孔明け位置の墨書きを実施した。加えて、既設箱桁部材へのボルト孔明け作業では、規定サイズより小さい孔で先行孔明けを行い、その後、新設添接板を既設箱桁に當て、これを定規とした現場當てモミによる孔明け施工を行うことで、既設箱桁と新設補強部材との取り合い精度を確保した(写真-17、18)。

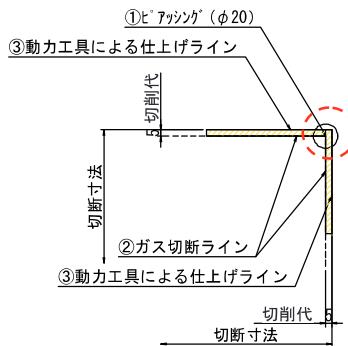


図-6 主桁切斷要領



写真-16 主桁ウェブ切断状況



写真-17 新設部材下フランジ現場当てモミ状況



写真-18 新設部材設置完了

### (5) P6橋脚パラペット打替時の施工方法

損傷したP6橋脚パラペットの打替を行った。その際、既設鋼桁（P6～A2）を仮受けするベント設置するが、損傷したP6橋脚に水道管が埋設された構造であったため、水道管と干渉することなくベントを設置する必要が有った。又桁下高さが3.5mであり、作業高さにも留意してベント設置する必要があった（写真-19）。

また、水道管が橋脚パラペットに埋設されている構造の為、パラペット打替に際し、水道管を仮支持する必要があった。



写真-19 P6橋脚 既設水道管埋設状況

これに対して、P6橋脚のベント設置について以下の対応を行った。

新設橋梁架設と異なり、既設橋梁直下でのベント組立となる為、桁下での施工性を考慮して4.9t吊クローラークレーンでベント組立を行った（写真-20）。

ベント組立時、現況水管の橋脚背面からの突出及び橋脚背面に水管支持金が設置されていた為、ベント設置位置が制限された（写真-21、図-7）。

ベント上梁についてG30梁材にて検討を行った結果、作用応力度超過により使用不可能であることから、送出し架設梁材に使用されている2ウェブの梁材を使用し、ジャッキアップ用の横桁を高力ボルトにて取付を行った（写真-22）。ジャッキアップ用の横桁は、仮受け時桁端部におけるリフトアップを考慮して、取付位置を主桁端部より1400mmとした。又、桁仮受け時においてベント上梁と既設の水管の隙間が20mmと狭隘であり、桁仮受け時のベント沈下によるベント上梁が水管に接触して、損傷する恐れが有ることから、主桁端部から2500mmの位置に調整ジャッキ用の横桁を追加施工した（図-7）。

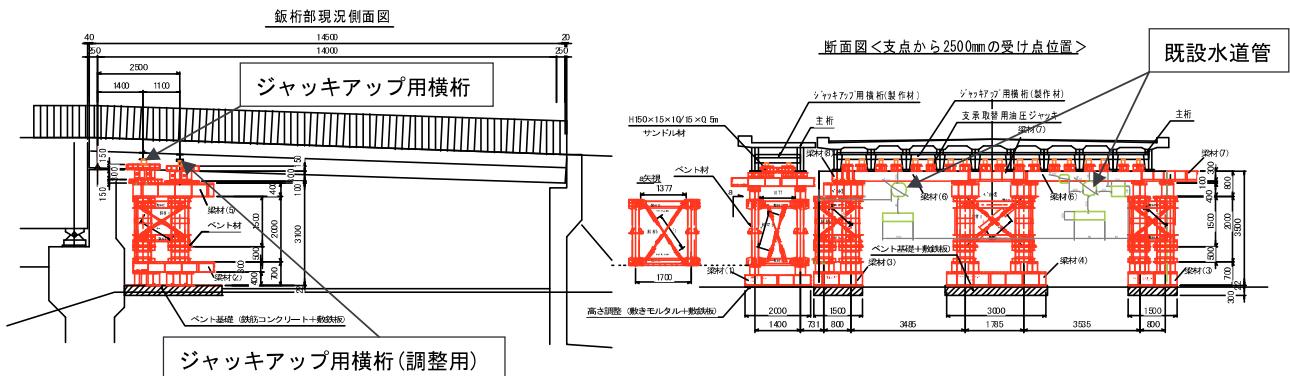


図-7 ベント配置図



写真-20 ベント組立状況



写真-21 ベント設置状況



写真-22 ジャッキアップ用横桁取付状況

また、現況の水道管固定用支持金具がパラペット撤去部に固定されている為、パラペット撤去前、水道管を仮支持する必要があった。水道管の仮支持については、仮固定用金具を製作し、橋脚非撤去部に固定後、パラペット部の撤去を行った（写真-23）。

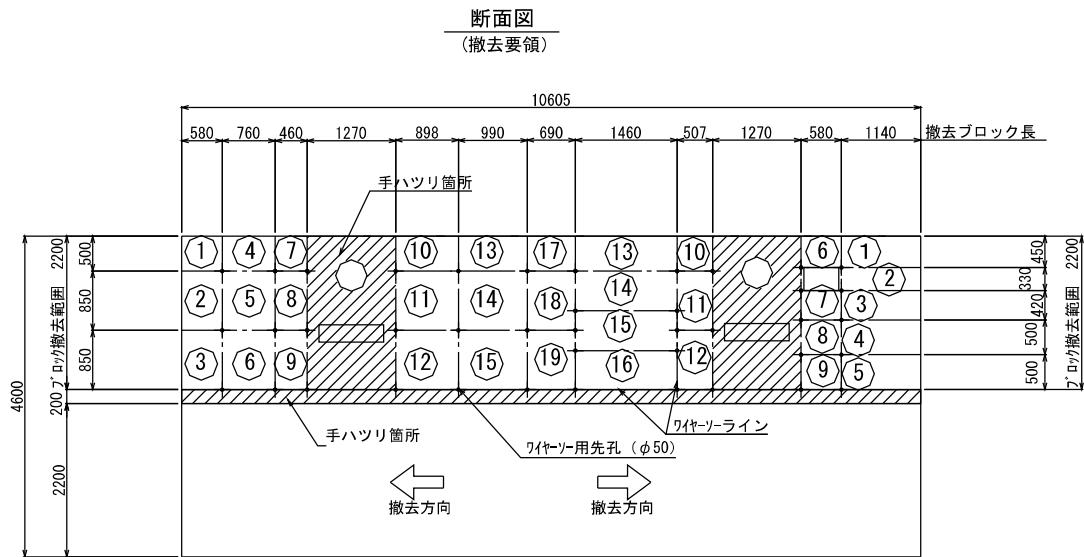
損傷部撤去の施工方法としては、ワイヤーソーを使用して切断を行い、水道管理設部及び鋼桁支承ベースPL周辺についてはブレーカーによる手研にて既設コンクリートの撤去を行った（図-8、写真-24）。

既設橋脚を削孔後、樹脂材（エポキシ樹脂）により新規主鉄筋を定着後、打ち替え部鉄筋の組立を行った。コンクリート打設は、隣接工区の工程上の理由から、コンクリート打設後、早期でのベント設置ヤード引き渡しをする必要があった為、早強コンクリートを使用した。

打設の際、新規コンクリート打設下部600mmの高さで軸体厚が変化する構造であることから、コンクリート打設時の充填性を考慮して、打設回数を2回とし、テーパー部コンクリート打設後、打継ぎ目処理を行い、軸体部の型枠を組立、打設を行った。



写真-23 水道管 仮固定金具取付状況



図一8 橋脚切断要領図



写真-24 ワイヤーソーによる橋脚切断状況

### 3. おわりに

近隣住民の生活確保のため、一時たりとも交通の寸断が許されないという至上命令のもと、本橋の応急復旧工事は進められた。そして、様々な課題を抱えながらも、交通を通しながら本橋の補強工事は無事完了した。

箱桁損傷部のバイパス桁を利用した部分撤去および設置やH形構を支持梁として利用した吊足場構造は、今後の補修・補強工事に十分活かせるものと確信する。

本工事では、他の補修・補強工事でも起こりうる様々な不確定要素が渦巻く中、現場に従事した総ての人間が、共通認識の下、知恵を出し、工事を遂行したおかげで事故無く早期開通を迎える事ができた。

最後に本報告が今後の同種工事の参考になれば幸いである。

2013.12.18 受付

## 在来線上的送出し架設 —遠賀川駅構内自由通路架設—

### Launching Erection above a Conventional Railway Line - Erection of a Free Passage within the Premises of Ongagawa Station -



渡 邊 壮 志<sup>\*1</sup>  
Soshi WATANABE



濱 井 功<sup>\*2</sup>  
Tsutomu HAMAI



秋 葉 友 展<sup>\*3</sup>  
Tomonobu AKIBA

#### 要 旨

本工事は、JR鹿児島本線遠賀川駅南側の都市整備計画に伴い、駅構内上空（JR鹿児島本線全7線）を直線に跨ぐ2径間連続鋼床版箱桁を送出し架設にて新設する工事で遠賀川町から九州旅客鉄道株式会社への委託工事である。主桁架設は、遠賀川駅南側に軌条構台設備を設けて送出しヤードとし、鋼床版（上フランジ）現場溶接後に送出しを行った。ただし、送出しヤード延長が限られているため、3回に分けて送出し桁の組立を行い、到達側（北側）ヤードでの手延べ機の解体作業を分割して行ったため、計11回に分けての送出し架設作業となった。

キーワード：送出し架設、鋼床版箱桁

#### 1. まえがき

本工事は、遠賀川駅南側の都市整備計画に伴い、遠賀川駅構内上空（JR鹿児島本線全7線1#：鹿児島本線上り2#：貨物列車待避用3#・4#：鹿児島本線下り5#・6#・9#：レールセンター出入り用）を直線に跨ぐ2径間連続鋼床版箱桁を送出し架設にて新設する工事で、遠賀町から九州旅客鉄道株式会社への委託工事である。

ここでは、概略の工事報告を行う。

#### 2. 橋梁形式

構造一般図（図-1）と構造断面図（図-2）を示す。

- (1) 工事名 遠賀川駅構内自由通路新設他
- (2) 施工箇所 福岡県遠賀川郡遠賀川町遠賀川1丁目
- (3) 橋梁形式 2径間連続鋼床版箱桁
- (4) 橋長 85.0m (支間長：49.8m+29.6m)
- (5) 有効幅員 通路部4.0m  
階段部3.0m
- (6) 縦断勾配 1.0%放物線勾配
- (7) 横断勾配 1.0%直線山形勾配
- (8) 鋼重 約140.0t

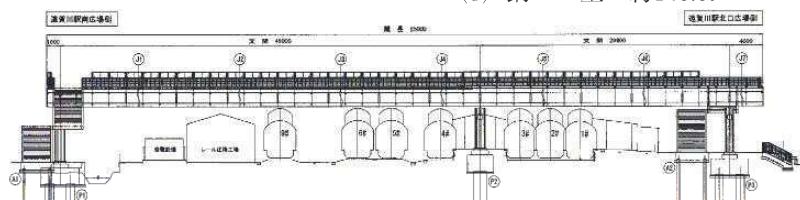


図-1 構造一般図

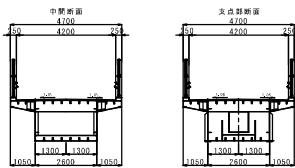


図-2 構造断面図

\*1建設事業本部 関西事業部工事・計画部工事・工務グループ

\*3建設事業本部 関西事業部工事・計画部工事・工務グループ

\*2建設事業本部 関西事業部関西営業部福岡営業所係長

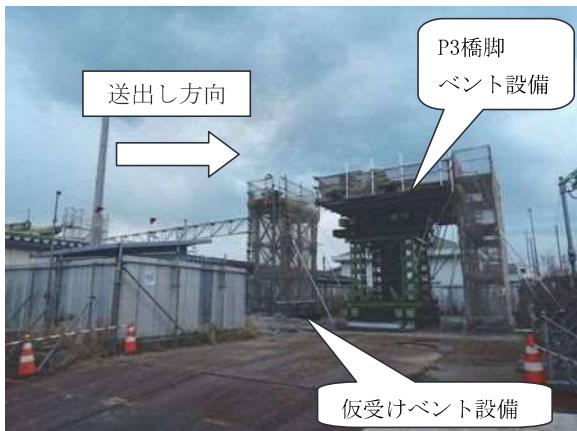
### 3. 架設工法

本工事は、発注段階で送出し架設工法が採用されており、手延べ機による送出し架設工法を用いるものとして、桁製作（遠賀町発注）時に桁製作会社にて桁補強が施されていた。当社で受注した段階では、桁製作は竣工しており、大きな工法変更をすることは困難であったが、以下に挙げる種々の課題を解消しながら、実施工に繋げた。

#### (1) 送出しタイムスケジュール

2径間の内、最初の径間は台車設備による送り出しであったが、2径間目からは台車の推進力不足により台車に設置した水平ジャッキによる送出しをする必要があった。しかしながら、2径間目の送出し支間は29.6mあり、線路閉鎖時間（2：50～4：50 計120分）という一夜間の手延べ機先端到達は困難であった。

そこで、到達側P3橋脚手前に手延べ先端仮受け用のベント設備を追加し、2径間目（第3回）送出し支間を26.2mとし、一夜間での手延べ機の到達とした（写真一1）。



写真一1 仮受けベント設備

#### (2) 送出しヤードの地耐力

発注段階では、送出しヤードに多点支持でベント設備を配置してH400を軌条桁とした送出し構台設備であったが、平板載荷試験の結果地耐力不足が確認できた。

ここで、送出し台車による集中荷重（62t/1Webあたり）に耐えうるべく杭ベントによる支点支持としたI20軌条工事桁の構台設備を提案し、実施工に繋げた（写真一2）。



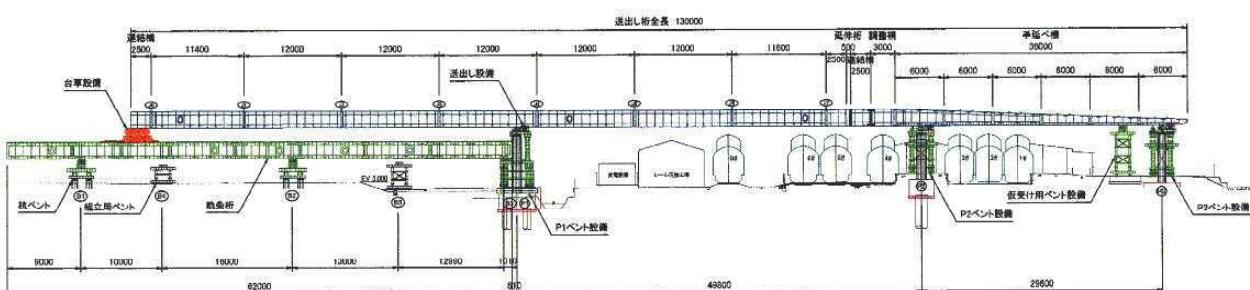
写真一2 軌条工事桁及び杭ベント設備

### 4.まとめ

本工事は、当社としては清滝西海岸線道路橋架設（1994/6着工）以来の九州旅客鉄道株式会社管内での、送出し架設工事ということで、発注者である九鉄工業株式会社（元請け）と九州旅客鉄道株式会社とは、迅速かつ丁寧に協議を進めて、工事は無事故で完遂することができた。

最後に、本工事に関わられた関係者各位に深くお礼申し上げます。

2013.12.2 受付



図一3 仮設備配置図

## トピックス

# 新幹線50k900付近さがみ縦貫道新設 架設工事

## Erection Work for Sagami Jukan Expressway near 50 k 900 of Shinkansen



橋本達也<sup>\*1</sup>  
Tatsuya HASHIMOTO

吉田友和<sup>\*2</sup>  
Tomokazu YOSHIDA

本工事の事業主体は、国土交通省関東地方整備局（将来的な管理はNEXCO中日本）でさがみ縦貫道と東海道新幹線、JR相模線が交差する箇所の上部工架設工事である。

線路上空での架設工事のため、3径間連続鋼床版箱桁橋の内、新幹線に影響のある2径間については国土交通省からJR東海に工事を委託している。

桁の製作工事は、国土交通省よりJR東日本に委託され、JR東海に支給される。

本工事の特徴としては

- ・地上20m以上の高所での架設作業である。
- ・東海道新幹線とJR相模線への近接作業でそれぞれに作業制限がある。
- ・夜間き電停止時間が約100分と短く、綿密な工程計画と準備が必要であることと、各線路がJR東日本、JR東海と管理が違うため、協議・調整が複雑である。
- ・作業時間が短いため、桁の送出しから横取り、降下まで約2か月半かかり、線路上空での作業が長期間に渡る。
- ・桁は、曲線桁で桁の組立精度、送出し時の位置管理等、架設難易度が高い。

上記の特徴から本工事は計画、技術、品質、安全管理等十分に配慮が必要な工事である。

2012年12月より送出し軌条の組立を行い、2013年9月に下り線の桁送出し、同年11月に桁横取り、12月に桁降下を無事完了させた。

上り線に関しても下り線同様手延べ送出し工法による施工であったが、桁送出しは2014年2月、桁の降下完了は同年4月に無事に完了した。

また側径間の架設はクレーンベント工法によるが、2014年6月より開始し7月末に桁架設完了、引き続き鋼床

版溶接、塗装、壁高欄施工を行い2014年12月に引き渡し予定である。



写真-1 下り線桁送出し前



写真-2 第1回桁送出し完了



写真-3 下り線桁送出し完了

<sup>\*1</sup>建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ

<sup>\*2</sup>建設事業本部 工務・計画本部計画部計画グループ サブリーダー