

巻頭言

土木業界の今後の展開への方策

早稲田大学 社会環境工学科教授 清宮 理

1. 土木業界の退潮と再建

3.11の東日本大震災で東北地方、関東地方で大きな地震津波被害が発生しました。復興への道のりは遠くまた、原子炉発電関係の今後の方針も明確ではありません。復興への公共事業は進められているものの、阪神大震災の早期の復興と比較して遅さは歴然です。日本国内の公共事業が予算の削減に伴い縮小しましたが、復興事業で増加の兆しはあまり見られません。社会資本の整備がまだ十分でないことや今後迎える社会資本の維持管理と更新が差し迫っていること、東北地方に引き続き発生確率の高い東南海・南海地震などや集中豪雨などの防災対策に投資できない現状は国そのものの基盤を弱くするものと考えています。特に橋梁分野では、維持管理と更新が大きな課題となっています。第二東名の開通、外環道路の進展もあります。首都高速道路、阪神高速道路の大幅な更新も予定されています。このように潜在的な要望が高いのに関わらず、土木業界全体としては退潮ムードを変えられずにいます。

「業界の数が多すぎるので企業数、従業員数を減少すべきである。」、「新たに農業、林業、介護などの分野に進出すべきである。」、一見もっともな意見ですが500万人を越える建設関連の従事者のうち1/3でもこれらの分野に進出することは、無理です。既に農業、林業は市場として飽和状況で構造改革が強く求められ、100万を越える新規労働者をこれ以上吸収できるとは思えないからです。これからの産業として少し前にITは新鮮の夢を与えましたが、多数の労働者が生活できる産業には育っていません。一部の高度の技術を持った技術者や先覚性のある経営者では高給をとれますが、IT産業は普通の労働者を多く抱えられる産業ではありません。鉄道、銀行、道路公団など多くの産業と企業がここ10年で体質改善を図ってきてスリム化、新規ビジネスへの展開し収益性が改善し優良企業になってきました。このとき主業務の内容を変更したわけではなく借金を清算し多角化を図っています。

橋梁メーカーも含めて建設業もこの努力をしてきて、撤退や合併が進められました。建設業の存在価値は、単に社会資本を整備・維持するだけでなく、国家の経済や雇用の調整機能を持つとともに、災害時の救助と復旧の資材と人員を提供する集団の機能を有しています。このため無駄と言われる公共事業も継続する価値があると言えます。この付随的でも重要な存在価値が一部の政治家、マスコミ、評論家などから無視されています。この状況は当分続くと思われれます。どのような対応をすべきか、多くの建設業が苦悩しています。

ヨーロッパではどのような状況でしょうか。ヨーロッパも社会資本整備は、ほぼ達成し建

設業は縮小傾向にあります。建設投資額もGDP換算で数%と日本とほぼ同じです。ドイツでは100万人を越える建設業界です。大手ゼネコンは専業ですが、国内の仕事の比率は20%程度であとは北米とアジアでの業務展開です。海外での仕事が大半となっています。一方フランスのゼネコンでは、海外での比率はこれより小さい代わりに建設業が30-40%で道路事業と通信などで多角経営をしています。専業で90%を越す日本のゼネコン、橋梁メーカーとは大きく経営形態が異なっています。日本ではこれからフランス型の企業には発展出来る状況にはありません。ドイツ型の海外展開戦略の選択になります。もちろん海外展開せずに日本の公共事業予算に合わせて企業をダウンサイズする戦略も選択肢ですが、この場合行き着くまで企業同士の競争が予想され、建設業界そのものが疲弊した産業界となってしまう恐れがあります。橋梁メーカーは業界がかなり縮小しましたが、現状で収益が上がる状況ではありません。

2. 海外展開

今日本では建設業の海外への展開が、ひとつの対策として求められています。政府も国土交通省も後押しをする姿勢を示しています。海外事業は約1兆円のビジネスで国内公共事業の5%弱の受注額となっています。大手ゼネコンで10%程度で橋梁の分野も比率は同程度と推測します。海外事業では大きく分けてODAと一般競争の2種類の方法があります。

ODAは日本政府が資金を提供するため、ほとんど国内での公共事業と同じ形態で実施されています。資金的リスクも少なく日本の技術で工事が出来、材料と人材も裁量がかなり自由です。海外事業といえば今までほとんどがODA関連で利益もでる良質な事業です。ただ国内の公共事業と同様に今後減額され増加は当面ありません。

一方一般競争入札は、今後の各国の社会資本整備の要望を考えると需要は多いでしょう。ただ他国でヨーロッパ、中国、韓国などと競争しながら請け負うものです。サッカーで言えばアウェイの状況です。この分野での受注が、増加し利益が出ない限り海外展開による発展は見込めません。ここでは今までゼネコンなど多くの失敗を繰り返しています。日本の場合高い土木技術がありながらなぜ海外工事で失敗を繰り返すのでしょうか。そこには設計、施工に関する技術の高さだけで説明できないものがあります。主な要因はマネジメント、人材、事前調査不足にあると私は考えています。このうち大学と関連して前の2項目について述べたいと思います。

3. マネジメント

日本の技術力は高いとの評価は世界の常識ですが、最近の海外工事でのトラブル続出はこの評価が揺らぎ始めています。この要因として低価格の受注による安全で余裕のある工事が

できないのと、契約方法やリスク管理などの総合的なマネジメントが不足しているからです。海外での道路や橋梁などの施設建設では、高付加価値、高性能の施設より標準的で安価な施設が求められています。この場合最先端の技術で売り込むより確実にトラブルなく信頼性の高い工事が要求されます。人件費が安く安全への配慮や倫理性も欠ける後発国との国際入札に勝つことは、厳しいものがあります。早い段階から技術者を投入し、事前調査を行い政治的配慮とともに受注に走る海外企業と、日本の会社が事前調査も十分でないまま単独で競争するのでは、勝ち目はありません。しかし食品問題、環境問題と同じで安全性に信頼があれば、少々の高額でも確実性を優先して選択することを、今後社会各国では重要視しています。この基本的な日本の態度は、なかなか国内には気づきませんが大きな評価を得ています。

一方マネジメントに関して海外では、設計時に当然にある設計審査、現場で生じた種々の施工の問題を解決するための裁判（仲裁）でのやり取りでの日本人技術者の力不足は明らかです。日本での特殊な設計基準での説明や双務的に詰めていない契約は、海外での工事では通用しません。これが日本の建設業で早急に対策をとる課題です。日本ではマネジメントは発注者側が主に担当し、設計施工のトラブルも双務的でなく発注者と受注者が対等でない状態に慣れています。国土交通省、地方公共団体もトラブルに対する対応マニュアルを用意していますが、まだ十分に機能していません。実際問題が起きると、受注者側がOBを利用して謝るか、無理をして受けているのが現状です。裁判や調停の事例は非常に限られています。海外ではこの状況の事業はありえず、日本流で行けば海外ビジネスはリスクだらけになってしまいます。

工事のマネジメントに関しては非常に重要にもかかわらず、日本ではこの分野の専門家がなかなか育っていません。大学教育と企業でのキャリア積み上げの中で海外展開を図る際、マネジメントの技術者の育成は最重要だと考えます。またトラブルに関しても裁判になっても耐えうるように書類の整理と準備、クレームや支払いなどに関して法務的な観点からの事業の遂行のチェック、トラブル時の仲裁機関の利用など今後各企業は更に検討することになると思います。

4. 人材育成

日本での大学教育で海外で活動できる人材の育成体制は、弱いと言わざるを得ません。前述のマネジメントに関する授業も教員数も各大学で非常に限られています。自動車会社、商社などでは既に英語での会議、外国人の採用は時代の流れとなっています。海外に積極的に進出することを希望するなら当然これらの取り組みが欠かせません。日本の大学生の多くは、就職時に海外勤務をいとわないと言いながら実際は国外に出たがらない傾向にあります。日本での生活が苦しくないのと海外へ出る積極的な動機が見出せないからだと考えています。

この状況はヨーロッパやアメリカの中流階級以上にも見られる傾向です。この建設業界の状況の中で、優秀な外国人の採用は非常に限られています。現地採用だけでなく本社採用の枠も更に広げるべきと考えています。

文部科学省のG30（一流大学の国際化）と関連して国内主要大学では、英語のみによる留学生と日本人の大学教育の取り組みをスタートさせました。外国の大学と同様に秋入学の検討も始まりました。日本語を習得させる留学生の教育システムでは、優秀な人材は世界各国から集まりませんし、国際的に活躍できる日本人学生も育ちません。今後相当数の留学生や日本人が、欧米の大学と同様にこの英語をベースにした教育システムにより育つはずですが、この教育システムで育った国内外からの優秀な人材を活用しないわけはありません。官学民による人材確保と教育改革が大事と考えています。

5. 今後の技術

日本で培われた高度な技術や材料は、現在入札の時の切り札になっていません。安い価格での勝負をしている現況では、技術力での競争は難しいかもしれません。しかし東南アジアでの橋梁などの需要は非常に多く、また古い橋梁の補修やかけ直しの需要も将来潜在的に多いと思います。また鉄鋼産業がインドネシア、ベトナム、タイなどで育ちつつあり低価な鋼材の調達が可能で現地で出来る環境が出来ています。RCやPCと比較して高価になりやすい鋼橋も海外でも価格競争で次第に勝負になるはずですが、

高度の耐震設計などの日本の技術を傍らに、欧米での普通的设计、施工技術の習得も日本の技術者にとって当面重要です。日本の技術基準のみならずユーロコード、AASHTO（米国）の基準の理解も必要です。一般の橋梁ではこれから中国、韓国のように各国とも技術を習得し自前で建設することとなるでしょう。造船、自動車などと同様と考えています。一般的な橋梁技術では価格競争になって日本の企業に厳しいものがあります。高度の設計施工技術、新材料の採用など、将来的には独自の道を行く準備をすべきと考えています。

鋼橋メーカーも含めて建設業界に対する雑感を述べました。現状に悲観的になりすぎず、技術的に得意な分野を保持して技術革新を行いつつ海外対応の体制を整えれば、鋼橋梁分野は今後再建すると信じています。即効薬はありません。海外比率を今後どの程度にするか、基本戦略を立てることが重要です。現状の10%未満の比率を少なくとも30-40%にするなら、海外事業を片手間ではなく本格的な企業体質の改善が求められます。そのビジネスモデルを、従来と違う人的な投資を行い日本的な社会風土にあった形で構築する必要があるでしょう。

送り出し工法の変遷

専務取締役 菅井 衛

【1】まえがき

今日採用されている架設工法の原型は、第二次世界大戦前にほとんど出尽くしたと言われている。しかし、急速な都市化の進展に伴う再開発や総合評価入札方式の導入によって新技術、新工法の提案が多く出てきた。これらは時間的・空間的な制約を受ける現場における急速施工法や、薄肉構造物の現場組立て技術に関する工法の開発、さらに多径間連続桁の送り出し工法、回転横引き工法等々、原型の工法に機械力を駆使したものや管理方法の確立によって架設方法に大きな変化が出た証拠である。その背景にはコンピューターやセンサーといったハイテク技術の進歩によるところが多く、より厳密な解析・検討が行われることによって、より安全でスピーディーな施工が期待できるようになった。失敗と成功を繰り返し社会資本の構築に貢献してきた団塊世代までの『経験工学』は、まさにハイテク技術者に引き継がれたといっても過言ではない。しかし、『蓄積技術の継承問題』と『マニュアル化社会に生きる若手技術者の育成問題』を歴史的・社会的背景から見たとき、『培った経験工学的蓄積技術とパソコンを駆使して作りだされるハードディスクデータ処理技術（言葉としては良くないが切り貼りの蓄積技術とも言える）』をどのように評価し組合わせていくか、大きな転換期にきていることは周知の事実である。

さて、『技術を継承するには、その歴史と技術の変遷を知る』ことはとても重要なことである。特に、その時代その時代の学問や文化の違いによって、機械・装置・道具（モノ）や技術者・技能者（ヒト）および技能・ノウハウ（無形情報）などに大きな開きがあり、その時代ごとに失敗を繰り返しながら経験を積み、それぞれの分野において理論や工法の原型を作り上げてきた。

そこで、本稿は、橋体工を橋軸方向に移動させる

架設技術について、どのような歴史があり、どのように技術が変遷されていったかをまとめ、そして現在はどうに桁を移動させているかをここにまとめるものである。橋梁と基礎（Vol.16, No.8, 1982）の架設特集に記載されている『架設工法の歴史』¹⁾は大変良くまとめられているので、先に鉄道橋の送り出し架設のみを抜粋し下記に転記するものとする。なお、橋体工を橋軸方向に移動させる工法の呼び方には、橋体工を何で移動させるか、その種類によって『引き出し（引き込み）工法』、『曳き出し（曳き込み）工法』、『押し出し工法』、そして『送り出し工法』等々が使われてきた。たとえば、ウインチとローラーで橋体工を引く場合、陸上工事では『引き出し（引き込み）工法』、海上工事では『曳き出し（曳き込み）工法』といった具合に使い分けられてきた。しかし、最近は油圧ジャッキで橋体工を移動させる工事が多いことから『送り出し工法』と呼ばれることが多くなってきた。したがって、本稿では橋軸方向の橋体工移動はすべて『送り出し工法』に統一し、参考資料も同様に変更させてもらった。ただし、橋軸直角方向への移動は『横引き工法』と呼ぶことにした。

【2】昭和40年初期までの送り出し工法¹⁾

写真-1は、明治34年（1901）、全径間に丸太足場を設置しその上に軌道を敷設し、桁を運び込んで架設している。また、径間の大きい所や橋脚の高い所は3m程度の間隔に鳥居を建て、軌条桁を架けてその上をトロリーで桁を送り出している。

明治41年（1908）、中央本線・大滝川橋梁において高井長次郎氏は、支間19.2mの上路プレートガーダー2連を連結し、後方にカウンターウエイトを載せてカンチレバーとして、機関車を用いて送り出し架設をした。足場を用いなくてプレートガーダーの

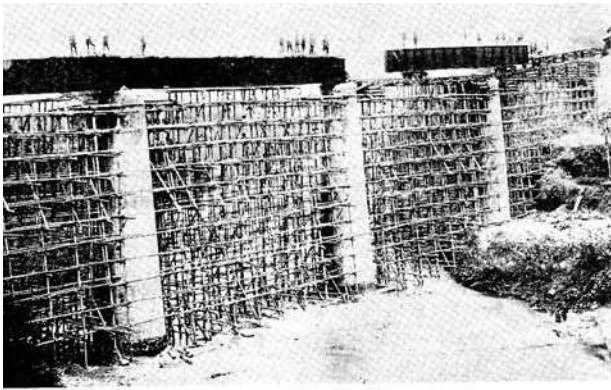


写真-1 ガーダーの足場式架設

架設を行ったものとしては文献に記録されているものの中では国内最古のものであると記している。

写真-2は、桁の後端を操重車の前方金具上に置き、前端をクレーンで吊ったまま前進し、先端が橋脚上に達してから先端をおろし、続いて後端をおろして架設する工法が開発された。この操重車による架設は能率がよく経費も少なく、合計600連にも達するプレートガーダーが架設され、その間無事故であったと記している。

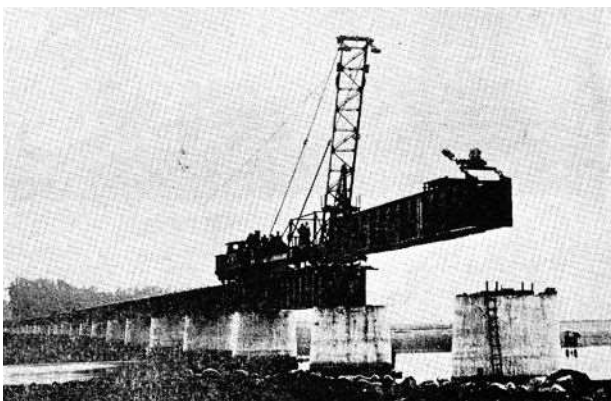


写真-2 操重車によるガーダーの架設

写真-3は、大木利彦氏が考案した帆柱式架設法で、昭和7年（1932）に総武本線の神田川橋梁で実施されたものである。この工法は大正9年（1920）に上越線・第二滝川橋梁スパン12.9mの上路プレートガーダーの架設で初めて採用された。先端に支柱を建てた補助桁を、架設しようとする桁の後に連結し、その支柱の頂点より両方の桁端にワイヤロープ



写真-3 ガーダーの帆柱式架設
(総武本線・神田川橋梁、昭和7年)

を張り、トロリーに載せて前方に送り出して架設するもので、現在はピロン工法と呼ばれている。

写真-4は、大正11年（1922）に中原寿一郎氏が考案した手延べ機を用いて上越線・第一利根川橋梁の上路プレートガーダーを架設しているところである。手延べ機は桁スパンの約60%程度の長さを持つパイプ製の補助トラスで、ウインチで前進させて手延べ機の先端が前方の橋脚に設けたローラー上を乗り越すと順次取り外して作業を容易にし、桁が架け渡されるとジャッキダウンして正規の位置に据付け

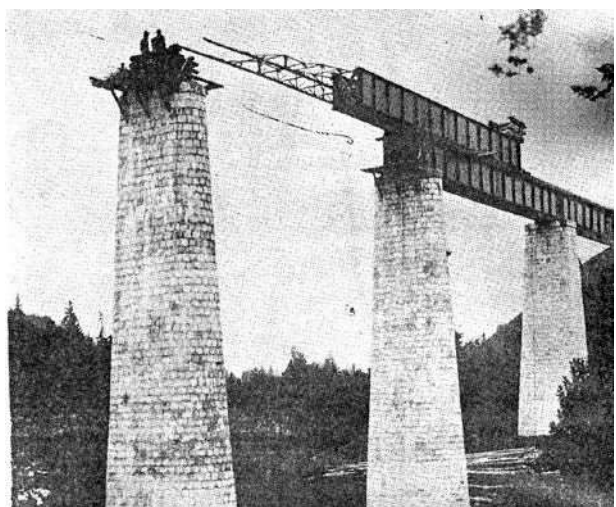


写真-4 ガーダーの手延べ式架設

られた。この手延べ機はスパン22.3mまでの桁に用いられたが、昭和9年（1934）に稲葉権兵衛氏はスパン31.5mまでの使用できる手延べ機を設計した。大正14年（1925）には隅田川の清洲橋で工事用の仮橋（約30mのトラス）を我が国で初めてポンツーンを用いて架設し、続いて言問橋の中央径間約36mのプレートガーダーを同じ方法で架設している。鉄道橋では昭和4年（1929）の長崎本線・六角川橋梁（スパン46.9mのトラス）、および翌年の同線塩田川橋梁（スパン62.4mのトラス）においてポンツーン工法を用いており、組立てたトラスの先端を**写真一5**のようにポンツーンに載せ、後部をトロリーに載せて対岸まで送り出し、潮位の変化を利用して橋台上に据え付けている。



写真一5 ポンツーンによる引き出し架設
（長崎本線・六角川橋梁、昭和4年）

写真一6は、昭和2年（1927）東北本線・荒川橋梁のスパン19.2mのプレートガーダー17連の架設で大河戸宗治氏は先端の桁に手延べ機を取り付け、桁をウインチで引き出しながら後方に順次桁を連結していき、最後には17連全部をつないだ状態で1分間約30cmの速度で送り出して架設した。この工法では、取付けの盛土を橋台面の高さに合せておき、橋脚上のローラを低く据えてジャッキダウンを避けたり、引き出し力を小さくするために橋脚上にコロを使用するなどの工夫がなされている。

写真一7は昭和3年（1928）、沼田秀雄氏は高井長



写真一6 ガーダーの連結式架設（1）
（東北本線・荒川橋梁、昭和2年）



写真一7 ガーダーの連結式架設（2）

次郎氏が行った連結式架設法に改良を加え、土讃本線・吉野川橋梁のスパン19.2m、16連の送り出し架設に用いて好成績を収め、予讃線・重信川橋梁のスパン19.2m14連の架設にも用いた。

写真一8は、昭和12年（1937）、三江線・江川橋梁でスパン36.4mのプレートガーダに長い手延べ機を取り付けて架設された。それまでの手延べ機はパイプを用い、剛性が少なかったが、この手延べ機は形鋼で構成されていた。



写真一8 ガーダーの手延べ式架設
（三江線・江川橋梁、昭和12年）

写真-9は、昭和35年（1960）に橋桁架設用の操重車『ソ200型』が製作された。これは従来の操重車では電車架空線が支障するので、ブームを水平にださせるようにしたものである。これによって操重車による架設が急増し、昭和41年には更に改良した『ソ300型』も製作され（最大ブーム長12.5m、吊り荷重35t、ブームの旋回範囲4m）、双方で1500連以上の多数の架け替え実績を上げている。

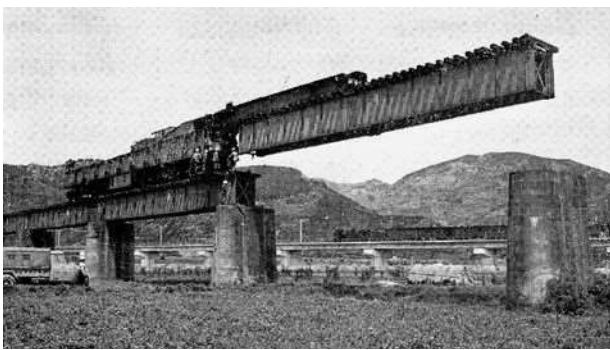


写真-9 ガーダー架設用操重車

写真-10は現在使用されている新型操縦車（鉄道クレーン）で、最大で64トンの重量のものを吊り上げることが可能で、橋梁架け替えや大規模な線路切り替えの際のポイント部分の軌道交換などに使用されている。通常のクレーンとは異なり、クレーン部分は架線下での作業などを考慮して前後・左右方向には動くものの上方向には動かないようになっている。日本国内には数両しかいない珍しい車両



写真-10 現在の新型操重車
（インターネットより）

で、JR東日本では「スーパービートル」の愛称がつけられている²⁾。

以上、明治34年から昭和41年までに架設された鉄道橋の送り出し工法を文献1) に従い紹介した。

【3】腹板座屈防止に向けた送り出し設備の開発と昭和40年代以降の送り出し架設工法

腹板座屈という厄介な問題は、橋体工の受け点にローラー（写真-11）が使用されてきたことに起因する。その研究の先駆けは当時の国鉄施設局特殊設計室（友永氏・田村氏）と鉄道技術研究所（白石氏）によって行われ、昭和30年9月『プレートガーダーを補剛材のない点で支えた場合に腹板に生ずる応力』³⁾ という論文の発表からである。これは東海道線安倍川橋梁（リベット式のプレートガーダー）の送り出し架設に対する検証でもあった。その後、構造物設計事務所の奈良一郎・田中勇両氏等は、東



写真-11 送り出し用二軸ローラー

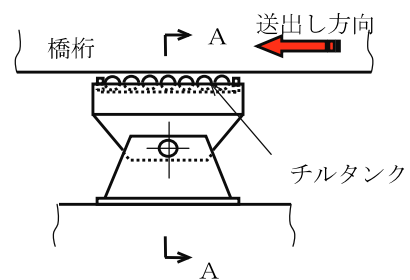


図-1 チルトタンクを用いての送り出し架設

海道新幹線安倍川橋梁その他の溶接桁において、ローラーで送り出したときの計算方法やローラー数、ローラー径ならびに下フランジ厚の補強方法等を構造物設計資料No.2⁴⁾で発表している。昭和48年12月、北陸自動車道：九頭竜川橋（JH金沢建設局）では、腹板座屈をDIN4114にて照査され、橋台上（30tローラー2本/組）、橋脚上（30tローラー4本/組）のローラー設備を決定し、桁移動時の計測結果と応力計算値を比較し座屈照査の計算方法をまとめている⁵⁾。その後、荒井利男・前田紘道両氏は『送り出

し装置を用いた架設工法』⁶⁾の論文を発表し、面支承としたときの腹板応力分布と応力集中部の座屈照査を有限要素法で解析している。また、三宅氏等は『送り出し架設工法の自動設計システム』⁷⁾を発表し、直線連続桁の送り出し工法における鋼桁断面検討システムをコンピュータ化している。このように多くの先人達は、桁送り出し時の腹板座屈の解析と実験、さらに現場検証を行っているが、今なお、座屈を完全に無くすことは出来ていない。その多くは現場作業時に発生しており、架設機材の運用方法や

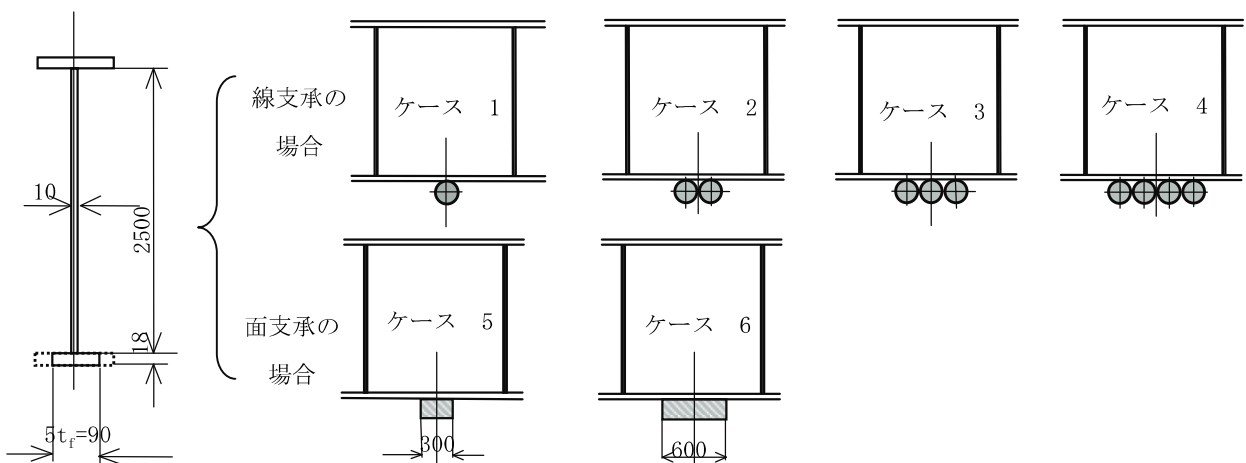
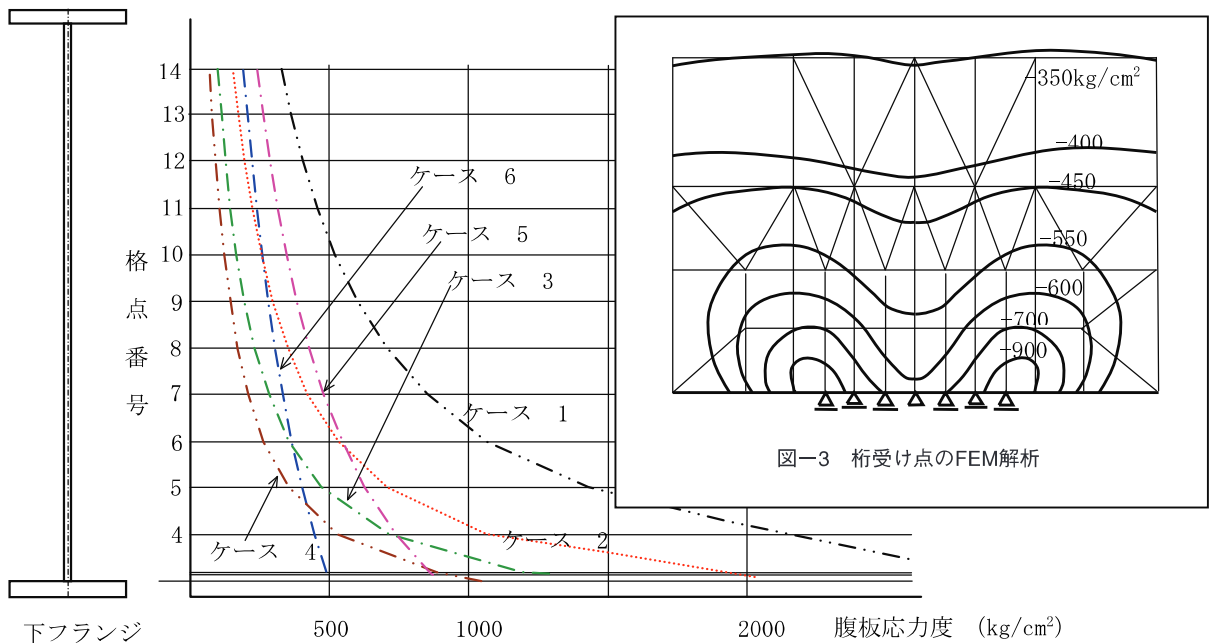


図-2 線支承と面支承の腹板応力度の比較

機材盛替え時の受け点ミス、さらに動く物に対する桁挙動と刻々と移り変わる受け点部の応力状況判断を監視する『監視技術』の欠如にあるといえる。長大化すればするほどその傾向は多くなり、経験不足からくる監視技術を見逃す『盲点』と、経験者に見られる『この程度なら』と思いつく『盲点』に配慮し、安全性の向上に努力しなければならない。今や、送り出し架設は安全かつスピーディーに当たり前のように行われているが、腹板座屈の恐ろしさを知る意味からも受け点部の機器の変遷を知ることは大変重要なことである。

当初の送り出し設備は、写真-11で示すようにローラーが主であった。1軸ローラー、2軸ローラー等の組合せで対処してきたが、大型橋梁の送り出しが現実化するにつれて腹板座屈との関係も深刻化し、ローラー数を増やしたり、図-1に示すチルト方式を取り入れたりして、その解決策を探ろうとしてきた。いずれにしてもローラー数を増やしても、それぞれの受け点は線支承であることからその効果は薄く、結局面支承構造にする方向に進んでいった。図-2はその比較図を示し、ローラー数を増やせばそれなりに圧縮応力度は減少するが、桁の張出力が大きくなるとタワミも発生し、両端のローラーには大きな圧縮応力が発生する。図-3はFEM解析の結果を示し、ローラーや面支承の両端には、大きな圧縮応力が発生していることが分かる。それに対し中間部には小さな応力しか作用しない。(この小さいところをジャッキで突けば受け面全体が同圧になる、いわゆるハイテク技術によるシンクロジャッキの登場となる)

いずれにしても、ローラーよりも面支承の方が有利であることは、図-2からも分かる。

昭和50年代初期、油圧ジャッキは耐圧ホースの進歩により高性能化および高品質化が図られるように

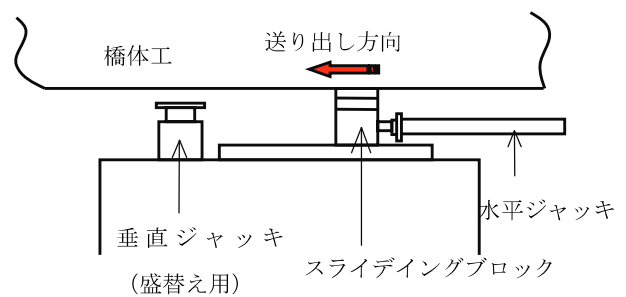


図-4 スライディングブロック付き送り出し装置

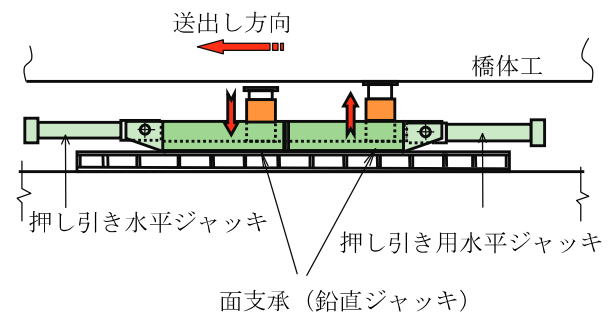


図-5 連動駆動式送り出し装置

なり、ジャッキヘッドそのものを面支承にする油圧式駆動装置の開発が行われるようになった。図-4は最初に登場した駆動装置である。水平ジャッキとスライディングブロックの組合せによって橋体工を移動させ、垂直ジャッキにて盛り替えるという簡単な方法がとられた。その後改良が加えられ図-5に示す送り出し装置が開発された。2台のジャッキを交互に『尺取虫』のように動かす、それを制御することによって安全かつスピーディーな送り出し架設が望めるというものである。

図-6は昭和50年から52年頃にかけて開発されたキャタピラ式送り出し装置で新昭和大橋の架設に使用された(写真-12)。この装置は現在活躍している履带式ジャッキの原点となったもので、キャタピラ本体は桁勾配に追従できるようにバネとピボット沓によって構成されていた。

昭和54年、曲線橋をジャッキで送り出す方法が検討されたが、曲線軌条をどのように作りだすかという問題もあったことから、図-7に示すようにウイ

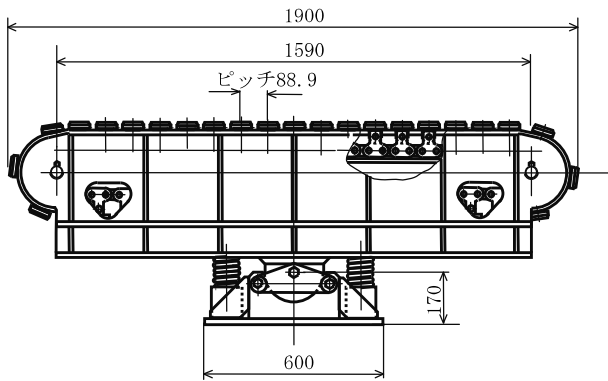
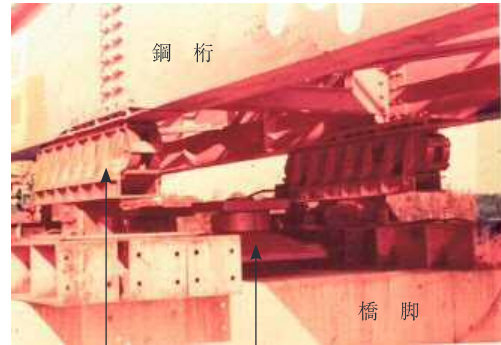


図-6 履帯式ジャッキの原点となった
キャタピラ式送り出し装置



キャタピラ式送り装置

写真-12 キャタピラ式
送り出し装置による桁架設

ンチで橋体工を送り出し運河中央で閉合させるという架設工法がとられた⁸⁾。曲線橋であるため送り出し用軌条は、図-8に示す幅広のステンレス板付き鉄筋コンクリート床版を採用した。その上にテフロン版付きスライディングブロックを置き、曲線桁橋が自由に送り出されるように工夫された。ドッキン

グに至るまでの軌道修正はスライディングブロックをジャッキで押すなどして行われた。鉄筋コンクリート床版は大荷重で割れるという問題があるので施工方法と据え付けには充分注意しなければならない。

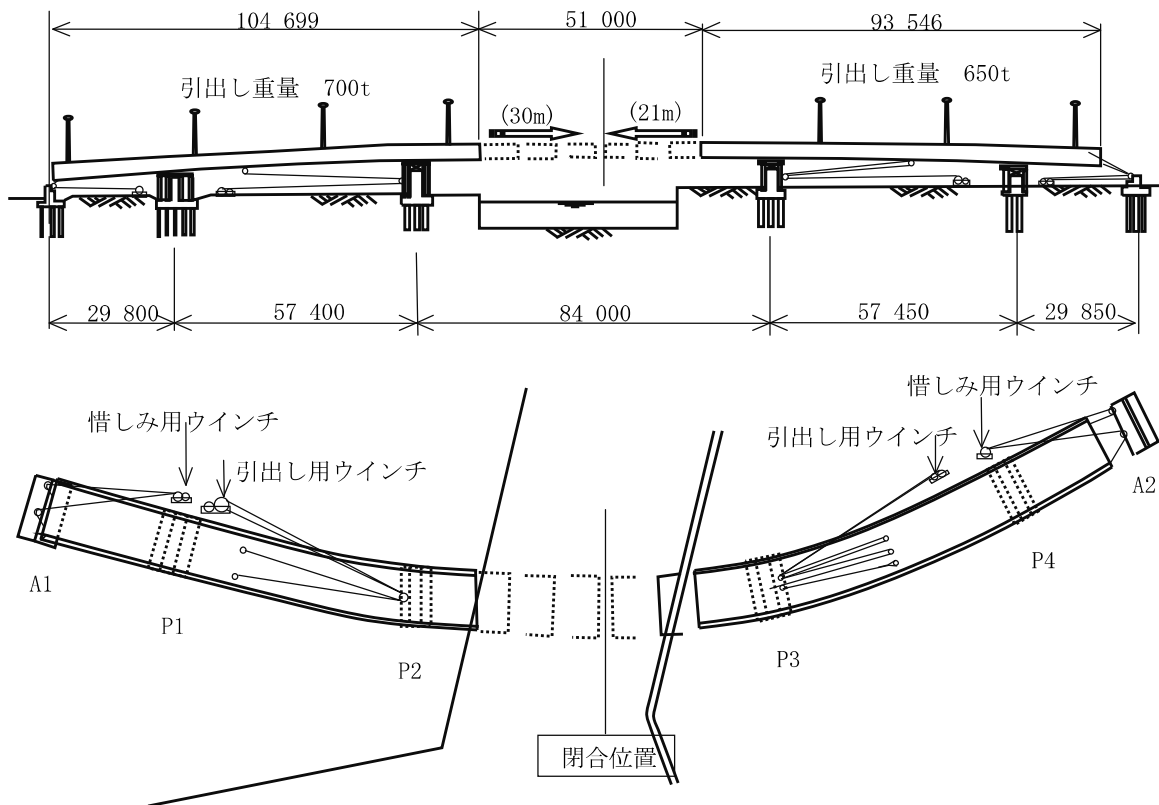


図-7 曲線橋の送り出し架設

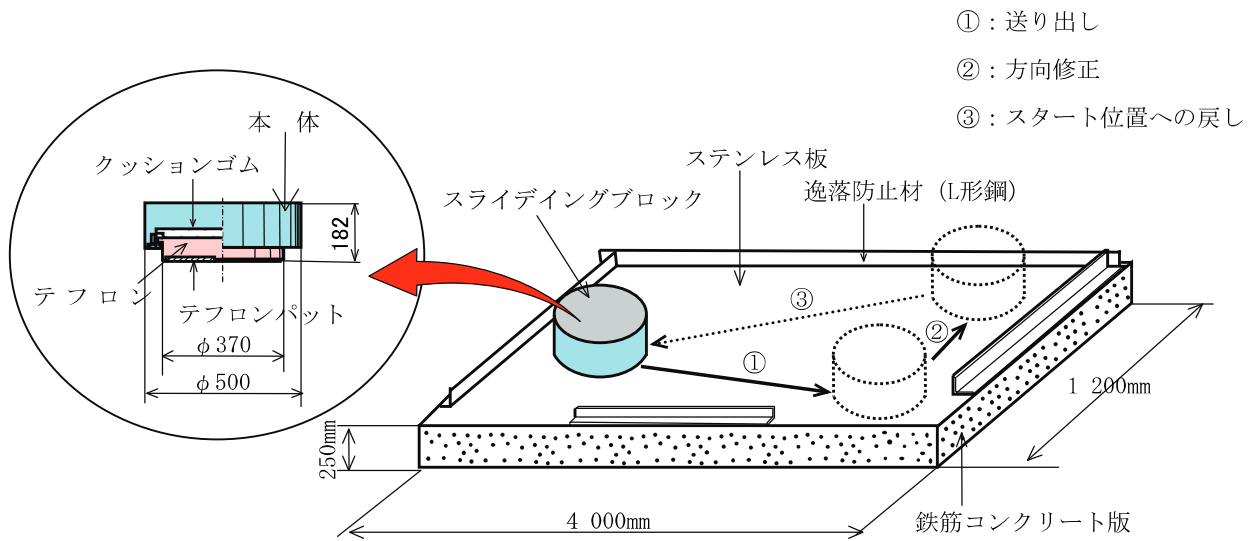


図-8 スライディングブロックと送り出し軌条

図-9は昭和55年、当時の首都高速道路公団湾岸線BC291工区3径間連続箱桁橋の送り出し架設に使用されたもので、『おちょこがテーブルの上を滑る』というヒントから開発された送り出し装置の一号機である。この装置は各橋脚上に2台セット、3橋脚に計6台設置し同時に駆動できるような電気系統であった。その電気系統は直列配線で、送り出しの準備が完了した橋脚から順にスイッチオン状態で待ち、遅れて準備完了したところでスタートボタンを押せば全てが同時にスタートする仕組みが採られ、当時にしてみればなかなかの制御システムであった。また、写真-13でも分かるように2台の送り出し装置の頭部は、横梁でつながれていなかった。この当時

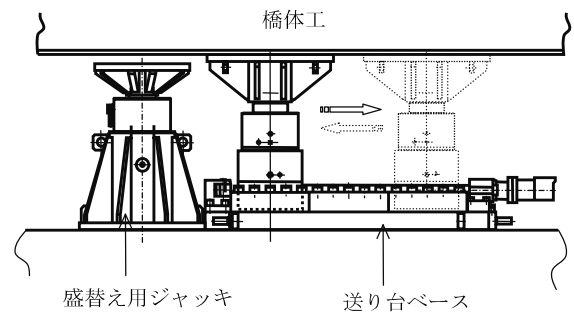


図-9 昭和55年に開発された送り出し装置

は送出し時の日照変化による桁のズレや駆動装置の微妙な速度違い、それによって生ずる装置間のズレ等は最小限に喰い止める方法で架設されていた。しかし、現在は写真-14のように橋軸直角方向に横梁を設置するなどして安全性を高める工夫がなされ



写真-13 BC291工区の送り出し架設



写真-14 現在の送り出し設備



写真-15 エアーキャスター

ている。1本目の送り出しが完了すると、送り出し装置6台を橋脚上で90°回転させ横引きするという工事が行われた。桁を1m動かすごとにレバーブロックで装置を引っ張り、また1m動かすといった手順で約10m横引きされた。2本目の桁は所定の位置で送り出し架設が行われた。

平成14年、当時の日本道路公団静岡建設局の駒瀬川橋梁は、写真-15に示すエアーキャスターを用いて3径間連続2主桁桁・上下線2連が送り出された⁹⁾。図-10にその原理を示す。滑り面の条件が良いところでは0.001~0.005の摩擦係数が確保でき、重い橋体工も小さな力で動かすことができ、特に狭隘な場所での盛り換え作業や工場内の重量物を動かすのに最適な工法となっている。桁を多支点で受けることもでき、そのときの受け点反力が異荷重の場合でもトラスバック内の空気が微妙に変化するため腹板座屈への影響も少なくすることができる。

以上、昭和40年から平成14年頃までの送り出し工法の変遷をまとめてみたが、それ以降更なるハイテク技術をもった装置も開発されており、その装置の組合せによって多種多様の送り出し架設が行われるようになった。その中で当社で施工した2現場を紹介する。まず1現場目(写真-16~18)は、平成22

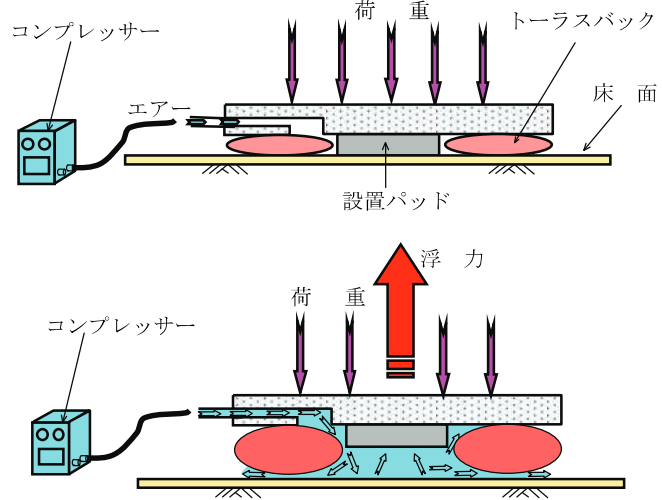


図-10 エアーキャスターの原理

年に実施された身延線第二東名Bo上部工新設工事である。

鋼8径間連続合成2主桁桁橋の内の上下線2径間分(支間101m+68m=橋長169m)がJR身延線上を跨ぐため、送り出し架設が採用された。当初は、架設した6径間上で2径間分を地組み立てし、従来から使用されている(軌条+台車)方式で送り出す計画であったが、6径間上には既に床版用コンクリートが打設されており、従来案では耐力不足箇所がでるため、既設桁上に250t耐力のエンドレスローラ36台、P7、P8橋脚上に400t耐力のエンドレスローラ8台、計44台で荷重を分散させることにした。さらに後方



写真-16 身延線第二東名Bo上部工新設送り出し架設工事

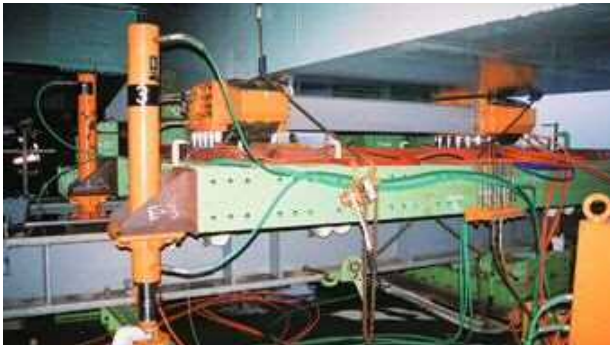


写真-17 250t (400t) エンドレスローラー



写真-18 50t引きエンドレスキャリー

取り付けた50t引きエンドレスキャリー4台にて送り出し架設を行った。すべての設備を同時に駆動させるための制御システムは複雑であった。また、仮受け設備盛替え用でトラニオンジャッキを使用したリ、工夫を凝らした。写真-17はエンドレスローラーの据付状況と桁との関係を、写真-18に50t引きエンドレスキャリーの取り付け状況を示す。

次の2現場目は、非常に珍しい送り出し工法の実施例で、今回の技報にも掲載されている樺町Bo架設¹⁰⁾が挙げられる。張り出し側の桁を斜張橋のようにケーブルで引っ張り上げ桁を送り出していくピロン式架設工法である。ピロン柱に大きな力が集約され、その力が桁に伝わり送り出し受け点には大きな反力が作用する。そのため腹板座屈に対する照査は欠かすことの出来ない重要な要素となり、現場においても桁挙動にあわせて受け点の座屈監視は欠かされた。写真-19は送り出し用電動台車上に設置された桁受け点状況を示す。



写真-19 樺町Bo架設
電動台車と桁受け点

【4】横引き工法の歴史

昭和50年代以降、鉄道橋の架け替え工事は盛んに行われるようになった。既設橋梁の脇に新設橋梁の組立てを行い鉄筋コンクリート床版の打設、道床やレール敷設など、レールジョイント部を除いたすべて設備を完成させ、キ電停止時間帯に旧橋の撤去と新設橋梁の架け替え工事を行い、早朝開通させるという工事が頻繁に実施された。

図-11は、横取り工法の一例である。軌条桁は2ウェブ方式のH構造とし、その上にステンレス板が張り付けられている。アーム付き反力ジャッキと水平ジャッキ（ストローク300mm）および耐震非常用ジャッキはピン連結されており、1ストロークごとに全てのジャッキを交互に盛替えるという尺取虫方式が採られた。滑り沓は図-7で示した円形断面を矩形断面に替えただけで詳細は全て同じとなっている。橋土工は振動・騒音を極力少なくする目的から鋼構造は鉄筋コンクリートで複合化されたため、横

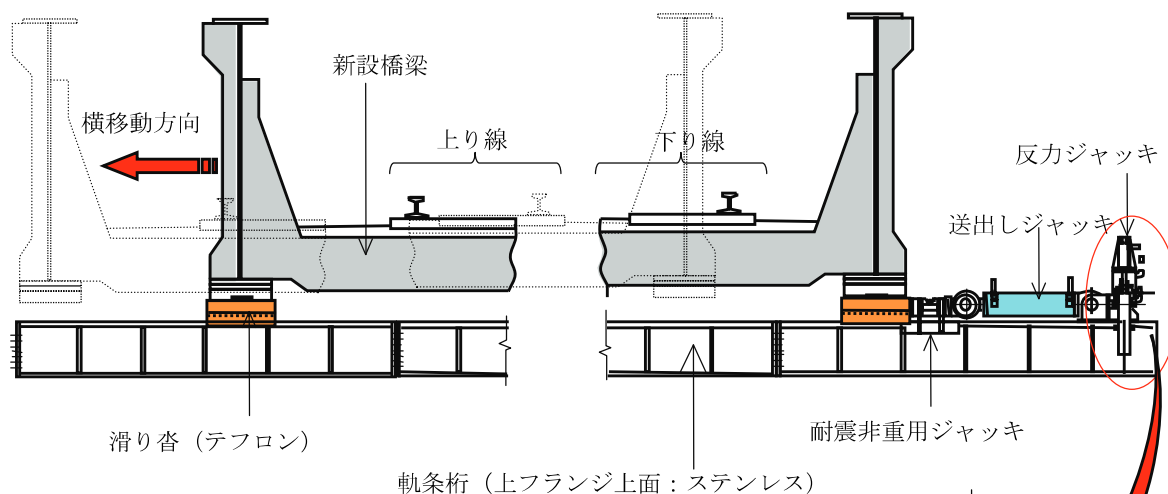
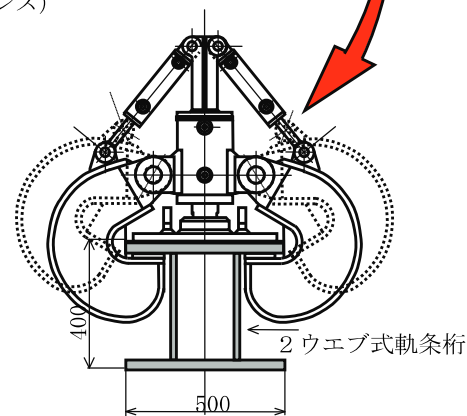


図-11 横取り工法の一例



引き時の腹板座屈は特に心配する必要はなかった。

昭和63年に実施された東海道新幹線箕輪架道橋工事^{11), 12)}は一夜の内にそっくり軌道部を入れ替えるという画期的な新工法が用いられた。図-12~14にその概要を示す。図-12はその工事のステップ図で線路下の道床部に新設カルバートと道路を構築し、一夜にして道床を取替え、始発列車を通過させるという厳しい工事である。

図-13は、新設の格子桁を吊上げ、所定の位置まで横引きするための設備図である。

図-14は横引き架台部の詳細を示し、滑り沓は円形のテフロン版で亀の子状になっている。横引き架台には鉛直ジャッキと押し引き用水平ジャッキ

(1.0mストローク)が取り付けられており、32mの横引き作業が短時間で可能な設備となっている。

このように当初の横引き設備(橋軸方向の縦移動も含め)は、ステンレスとテフロンの組合せであったが、近年は図-15に示すようにH鋼をクランプしながらスライドジャッキを押し引きし、橋体を横引きする設備が利用されている。更に複雑な架設工

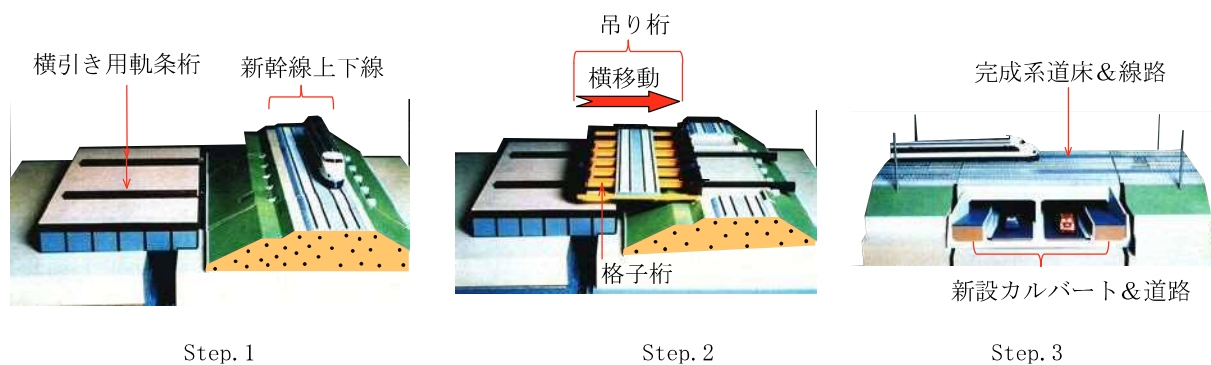


図-12 箕輪架道橋横取りイメージ図

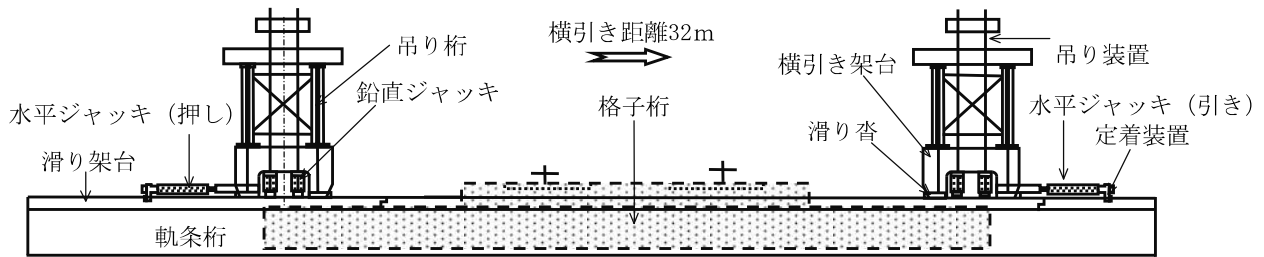


図-13 格子桁横引き構成図

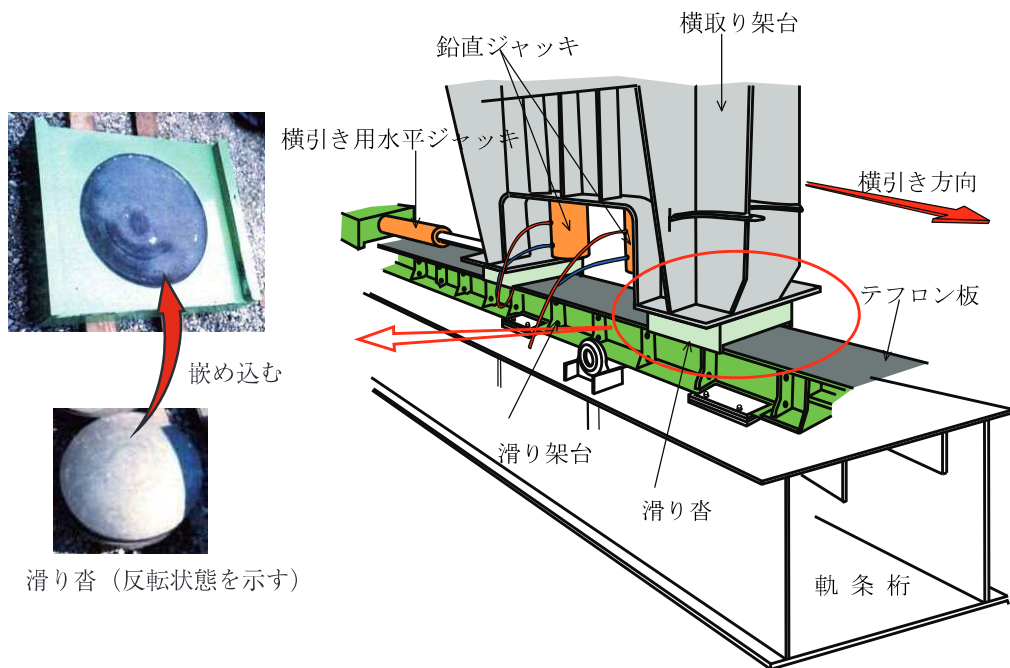


図-14 横取り架台部の詳細

法としては、図-16に示すように（横引き+桁の旋回）が同時にできる装置も登場した。この設備を使って架設されたのが近畿自動車道と第二京阪道路を結ぶ門真ジャンクションである¹³⁾。

[5] あとがき

戦後ベビーブームに生まれた『団塊の世代』の定年もピークを過ぎ、長大橋建設や特殊構造物の建設に携わった技術者達の8～9割は現役を退いた。残された方々の蓄積技術とその人しか持ち得ない経験工学を

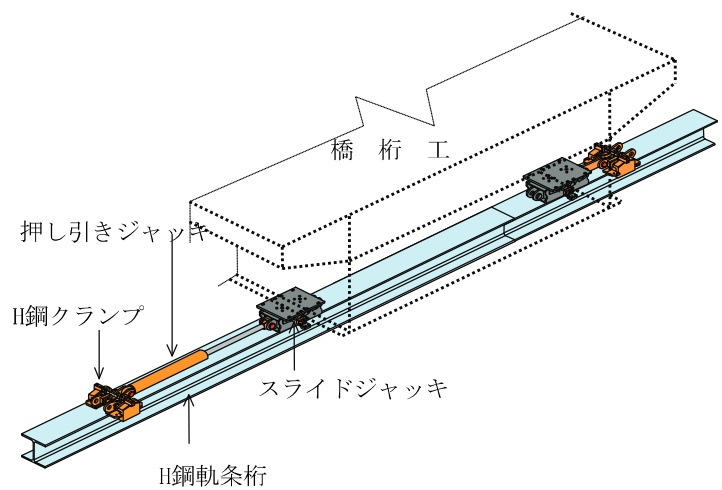
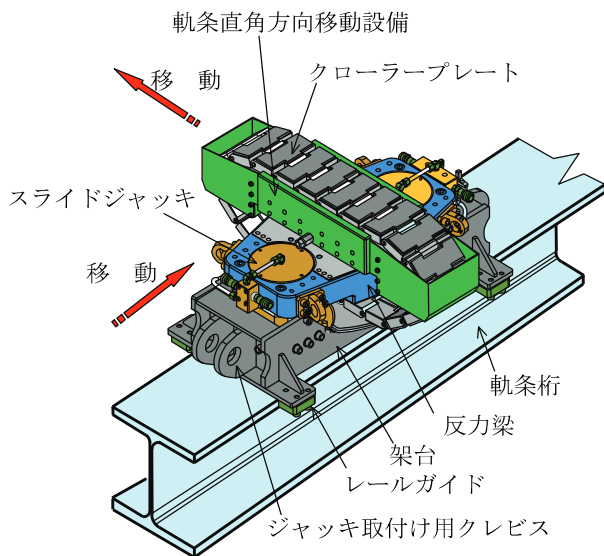


図-15 近年の横引き設備例（1）



図一16 近年の横引き設備例 (2)

どのように伝承していくか、突き詰めれば技術伝承とは観察力・解析力・予測力・判断力・実行力等々をベースにした安全技術力そのものであるとするなら、これをどのように伝承するかではないか。送り出し架設だけをとっても分かるとおり、腹板屈曲が今なお無くならない原因は監視技術の低下、すなわち安全技術力の低下にあるといえる。それはIT技術の導入によって業務が分業化されたことにも起因するが、そのIT技術が支配的になっている現実をみたとき、それを使いこなす若手技術者の存在価値は非常に大きく、その力に依存せざるを得ないのもまた現状である。技術を継承された若い技術者に期待するところは2011年の震災後に見られる更なる技術革新の兆候、ここに『歴史の重み』を忘れず『裁量を貫き通す努力と現場密着型の新技術の開発』に挑戦され邁進されることを希望するものである。

参考文献：

- 1) 阿部英彦, 中野昭郎: 架設特集・架設工法の歴史, 橋梁と基礎Vol.16, No.8, 1982.
- 2) park2.wakwak.com/~genzo/takasakisen/coach/other.html

- 3) 友永, 田村, 白石ほか: プレートガーダーを補剛材のない点で支えた場合に腹板に生ずる応力, 鉄道技術研究所, 昭和30年9月
- 4) 奈良一郎, 田中勇: 縦取架設のローラー支点のチェック, 構造物設計資料No.2, pp.65-68, 1965.6.
- 5) 町田裕, 手柴秀孝: 一北陸自動車道一九頭竜川橋の設計と施工について, 橋梁, pp.28-36, 1974.8.
- 6) 荒井利男, 前田紘道: 送り出し装置を用いた架設工法, 横河橋梁技報第1号, pp.138-146, 1972.
- 7) 三宅勝, 岡田道明, 平山徹, 杉野伊久男, 田崎博明: 送出し架設工法の自動設計システム, 橋梁と基礎, Vol.17, No.10, 1983.
- 8) 清水健介, 岡本忠, 鳥海右近, 田村徹: 大池橋の架設(曲線橋の引出し架設), 橋梁と基礎 Vol.14, No.3, 1980.
- 9) 寺田典生, 牧野卓也, 佐藤秀行, 高橋慶成, 松村達生, 清水健介: エアーキャスターを用いた鋼桁橋の送出し架設, 建設の機械化, 2003.10.
- 10) 渡邊和広, 千葉信宏, 池田浩, 稲田博史: ピロン柱(pylon)斜吊り併用送り出し架設の施工—椿町Bo架設工事報告—, 宮地技報No.26, pp.30-33, 2012.
- 11) 菅井衛, 藤居正裕, 桑原浩樹: 新幹線盛土区間における架道橋の急速施工, 宮地技報No.5, pp.116-122, 1989.
- 12) 菅井衛: 活線横取り工法による急速施工—東海道新幹線箕輪架道橋—, 橋梁と基礎Vol.26, No.8, pp.83-84, 1992-8.
- 13) 森添慎司, 浦田保: 特殊架設工法による門真ジャンクションの施工, 宮地技報No.25, pp.56-62, 2010.

東京ゲートブリッジの主橋梁の架設

Erection of the Main Bridge of Tokyo Gate Bridge

佐藤 功 武*¹ 矢部 泰彦*² 亀子 学*²
 Isamu SATO Yasuhiko YABE Manabu KAMEKO

Summary

Tokyo Gate Bridge, which has been constructed over Tokyo Bay with a length of 1.6 km and constituting part of the 4.6-km section of Tokyo Port Seaside Road which connects Wakasu in Koto Ward with the reclaimed site outside the Central Breakwater, consists of a main bridge, a marine approach bridge and an onshore approach bridge.

The main bridge is a 3-span continuous-truss-box composite steel bridge; the girders were mainly preassembled in a factory, hoisted onto ships and transported to the construction site, and then constructed by single operation using 3,000-ton class and 4,000-ton class crane ships. A height restriction was in force around the site, and Sea Route No. 3 of Tokyo Port was shut down for the first time in history. The construction used new technologies including bases with a sliding isolation bearings, high-performance steel bridge components with high weldability (BHS components), and steel plate deck structure with high fatigue durability, with a design service life of 100 years.

キーワード：BHS鋼材、起重機船、大ブロック一括架設

1. はじめに

東京ゲートブリッジは、東京港臨海道路のⅡ期事業であり、中央防波堤外側埋立地から若洲までの約4.6kmの臨港道路の内、海域（海上）1.6kmの橋梁となっている。また、現状の道路混雑を緩和するとともに新ターミナルで取り扱われる新たな物流需要への対応等、物流の円滑化を目的として計画されており、主橋梁、海上アプローチ橋梁、陸上アプローチ橋梁から構成されている（図-1、2）。

本橋の特徴は、羽田空港と隣接していることによる高度制限と、東京港第三航路をまたぐことによる桁下高さ制限からトラス構造となっていることである（図-3）。



図-1 位置図

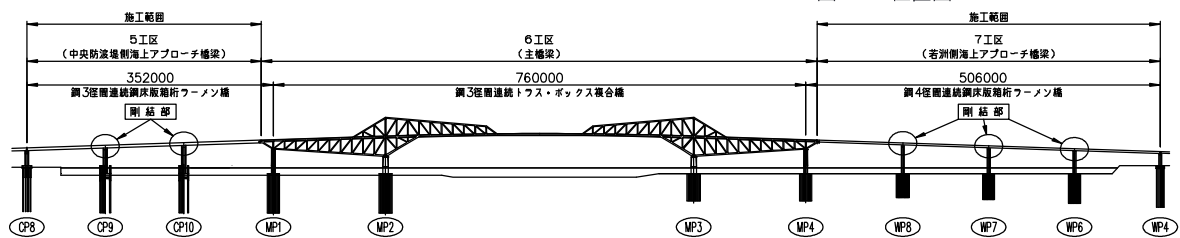


図-2 全体図

*¹橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部東京工務グループ係長
 *²橋梁事業本部 千葉工場生産管理部計画グループ係長

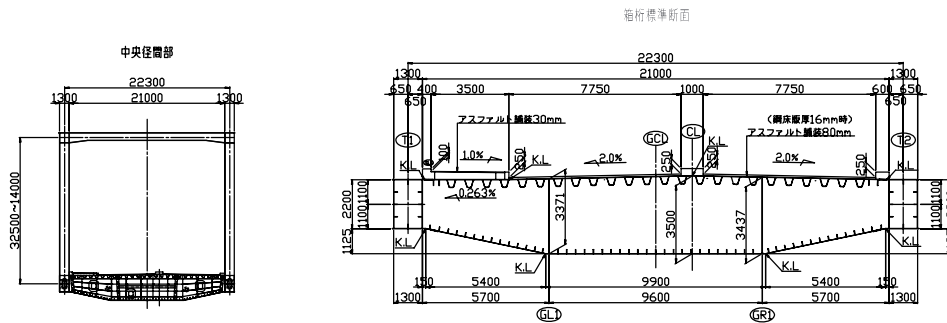


図-3 主橋梁上部工断面図（中央径間）

また、隣接工区との仕口の取合精度を確保する為にシミュレーションを実施し、大型起重機作業管理システムにより架設時の高度制限の遵守と平面位置の管理を行った。

本稿では、地組工事、架設工事について報告する。

2. 工事概要

本工事は東京ゲートブリッジ主橋梁のうち、中央径間の製作・運搬・架設工事である。

中央径間のブロック割りは以下の通りである。

- ① 若洲側中央径間トラス-日立堺工場
- ② 中防側中央径間トラス-宮地千葉工場
- ③ 中央箱桁-宮地千葉工場

それぞれをJV各社の工場にて製作・地組・浜出しを行い、台船にて輸送し、大型起重機船による大ブロック一括架設を行った。

中央径間トラス架設に関しては航路部分閉鎖での架設だったが、中央箱桁架設に関しては、工事としては過去に例のない国際航路である東京東航路（第3航路）の完全閉鎖での一括架設を行った。

発注者：国土交通省 関東地方整備局 東京港湾事務所
 施工場所：東京都江東区青海地先、若洲地先
 橋梁形式：鋼3径間連続トラス・ボックス複合橋
 橋長：760.000m
 支間長：160.000m+440.000m+160.000m（6工区）
 総幅員：21.000m
 有効幅員：歩道 3.500m、車道 2@7.750m
 総重量：約7,600t

3. 中央径間トラスの地組立

中央径間トラスの地組は以下の順序で行った。

- ① 片側ライン分の中弦材の地組立
- ② それを基準として反対側ラインの中弦材を組立
- ③ 鋼床版はその間に落とし込み
- ④ 斜材・上弦材の組立

すべて端材にて450t吊C.Cを使用して地組立を行った。

中央径間トラス1ブロックの大きさは、

- ・ 主構間隔-22.3m
- ・ 長さ-113.3m
- ・ 重量-約2,800t

と大規模であり、出来形管理項目としては主に、通り、高さ、傾き、仕口部分の出入りとし、大ブロック架設現場ジョイント側の仕口の位置を入念に計測するとともに、調整を繰り返して管理した。

大ブロックの両端の仕口以外の単部材の継手部は鋼床版縦シーム以外ほとんどが溶接構造であり、1断面の継手線の集中を緩和するため、近年鉄道橋などで用いられるようになったZ継手が採用された。溶接による収縮の影響での全体の変形も考慮した地組形状および溶接順序を考案し、その手順の確認と形状確認を日々徹底した。

特に側径間トラスとの現場ジョイントとなるJ17、J40に関しては隣接工区とも形状管理方法を密に取り交わり、全体の橋長の精度を確保できるよう、管理規格値の50%精度で管理し、調整用の余長も設けた。



写真-1 千葉工場に接岸する中央径間部材



写真-2 トラス形状保持材とセッティングビーム

さらに現場ジョイントの計測データをシミュレーションし、仕口角度や対岸の桁の仕口までの距離だけでなく、トラス部材（上弦材、斜材、中弦材）のすべてのボルト孔の位置まで確認し、そのデータを元に調整した。

その結果、側径間トラスで許容値を使い切った箇所も含め、中央径間トラスで誤差をすべて吸収し、所定の誤差範囲の中に収めることができた。

また、架設時のたわみの拘束および仕口の形状確保、仕口の調整用の形状保持材を設置した。

4. 中央径間トラスの架設

中央径間トラスの架設は、①若洲側②中防側の順序にて施工した。海上輸送には、当時国内最大級の13,000t積台船「天馬」を基地港のある岡山県で艀装し、若洲側の浜出しには国内最大の4,100t吊起重機船「海翔」により浜出しを行い、荒天により出発を2日ほど遅らせての出発となったが、大阪湾（日立堺工場）から東京湾（宮地千葉工場）へ回航した（※国内に大型台船が不足している中、海外物件での使用が決まっていた「天馬」を、当現場の為に貸与していただいた備南開発株式会社にはこの場をお借りして深く感謝いたします）。

海上輸送では外海を回航するため、中止基準（2m）の2倍の高さの有義波高（4m）を想定した動揺解析を行い、桁が波に接触しないと想定される積み付け高さとし、ローリングおよびピッチングによる台船上での移動等ないように橋軸直角方向と橋軸方向にストッパーを設置し、さらに荒天時の避難場所（伊勢湾内）も想定し、運搬中の安全を考慮した。

一度、千葉工場岸壁にて点検および桁の架設用準備



写真-3 作業区域へ入域する中央径間トラス（中防側）

（仕口養生設備の撤去、引寄設備の準備など）を行い、現地へ入域した。

中防側は3,700t吊り起重機船「武蔵」にて浜出しを行った。

側径間トラスの大ブロック架設と同様に、中央径間トラスの架設も東京東航路を部分閉鎖（航路幅300mを最小150mに短縮）して、海上に航泊禁止区域を設けた上で、若洲側中央径間トラスは平成22年5月16日、中防側中央径間トラスは平成22年5月30日に、3,700t吊り起重機船「武蔵」を使用して一括架設した。側径間トラス、隣接アプローチ工事との大きな違いとして、作業時間帯の長さがある。

34時間という制限された時間の中での作業となるため、まずは「危機管理タイムスケジュール」というものを作成し、どのタイミングで可否決定をするか？、その際にどこまで周知するか？ということを事前に諸官庁と協議を行った。また、作業開始後のトラブルおよび雨天の際、最悪の状態を考慮して、どこの部位のどれだけの本数のHTBを締めれば起重機船を開放できるか？というシミュレーションと、「最低ボルト本数」を状況に応じた数ケース想定して作業に望むこととした。

実作業においては台船および起重機船は前日に航路外の位置に設けられた航泊禁止区域に入り、架設ブロックの水切り（台船から吊り上げる作業のこと）を行うとともに、吊り切りの状態で待機し、当日は午前4時に集合、午前6時より部分閉鎖および架設作業を開始した。

事実上、架設開始は前日吊り切りの時点となり、それをあわせると約3日間の作業となるため、その期間の天候をあらかじめ気象データより推測し、架設作業の可否



写真一4 中央径間トラス架設状況（中防側）

判断の第1報とした。加えて前日の水切りは、あくまでも架設まで可能と判断できる天候の予報があることを前提に行われた。

約2,800tの重量を有する巨大で複雑なトラス構造物の張り出し一括架設、しかも航路（部分）閉鎖が伴う海上工事という事例は、調べた限り世界でも過去に例はなく、失敗の許されない難しい架設となった。

なお、中央径間トラスの大ブロックの一括架設は以下の手順で行った。

- ①前日の側径間側での水切り（吊ワイヤー1.5m巻上）、受け点補修塗装、台船出域、
- ②台船出域後、吊ワイヤー巻上（10m）、起重機船後退（約50m）・仮伯
- ③起重機船前進（約120m）
- ④起重機船5m手前で停止。約62mまで巻上）
- ⑤起重機船微調整にて仕口あわせ
- ⑥添接作業（仮HTB。中弦材→鋼床版の順）
- ⑦吊ワイヤー巻上・微調整
- ⑧添接作業（上弦材、斜材、同時。中弦材、鋼床版も仮HTBを入れ替えて、同時添接）
- ⑨作業時間、天候予想を考慮し、締付ボルト本数の決定。（時間があれば全数。時間がないもしくは雨天予想時は最低ボルト本数）。
- ⑩架設終了。起重機船荷重開放。
- ⑪起重機船出域、部分閉鎖解除

架設後の出来形としては、ほぼシミュレーションした結果どおりの出来形となった。

5. 大型起重機船作業管理システム

東京国際空港B滑走路延長進入表面下による高さ制限の厳守、東京東航路の航泊禁止区域内での工事作業の厳守と架設地点との平面相対位置の管理が重要な課題であり、以下の項目についての管理を行った。

①吊り荷重管理

各フック及びFC合計の荷重をモニターに表示させ、本部及びFC船内で確認できるようにして荷重管理を行った。

②高度管理

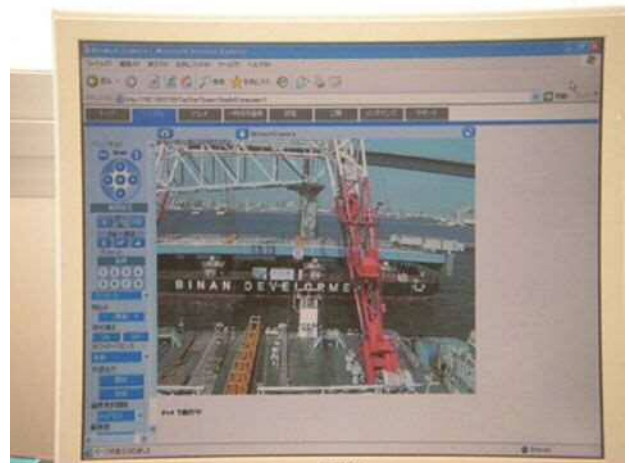
側径間、アプローチと同様に、架設箇所は東京国際空港（羽田空港）B滑走路の延長進入表面の高度制限を守らなければならない作業であった為、FCジブトップにGPSを設置し、座標及び高さを常時確認し、管理を行った。

③FC位置管理

前日より吊った状態の桁を、そのままの状態でFCを架設地点まで正確に横移動・前進させなければならない



写真一5 大型起重機船作業管理システム



写真一6 カメラでの監視システム

為、高度管理と同様に、FCに設置したGPSにより、FCの位置を常時確認し、管理を行った。

④トラス吊上時姿勢管理

吊り上げた状態の桁が傾くことにより、荷重バランスが崩れることを考慮して、桁上に設置したジャイロセンサー（加速度計）により、平面方向、断面方向、前後方向、方位角を自動計測を行い、常時管理した。

⑤カメラによる管理

実際の作業を目視にて確認できるよう、カメラを設置し、モニターで常時確認できるようにした。

6. 中央箱桁の地組・架設

中央箱桁1ブロックの大きさは、

- ・ 主構間隔－22.3m
- ・ 長さ－108.4m
- ・ 重量－約1,700t

中央径間トラスと同様、出来形管理項目としては主に通り、高さ、傾き、仕口部分の出入りとし、溶接での取量も考慮し地組立を行った。

架設の前作業としても、中央径間トラスと同様、架設桁の先端の間隔および形状を測量し、シミュレーションを行い、仕口角度、孔位置もすべて反映させた桁の長さ調整を行った。

また、落とし込み架設になることにより、架設時の作業スペースを確保するため、若洲側中央径間トラスのセ

ットバックを行った。中央箱桁架設時、側径間トラスが支承にセットされてから1年以上経過しており、初動時の摩擦係数が大きく、桁が移動しづらいことが懸念されたが、死荷重に加えて温度による荷重、不均等荷重など、想定される負荷荷重すべてを考慮し、MP3橋脚には600tジャッキを推進力用として8台、惜しみ用で8台、600tジャッキを横方向調整用で8台セットしたほかに、MP4橋脚には補助設備として100tジャッキを8台、300tジャッキを4台セットしたことにより、予定通り作業することができた。

冬季の東京湾内は風が強く、荒天が懸念されたが、幸い天気は回復の方向となっていた。とはいえ、架設当日は朝は晴れ、夕方には風が吹くという予報であり、予断を許さない状況であったが、工事関係者の祈りが通じたのか結果として、朝はこれまで見たことがないほどの晴天、無風となった。

国際航路の部分閉鎖では警戒船4隻、情報提供船2隻の配置だったが、完全閉鎖では警戒船8隻、情報提供船3隻を配置し、さらに安全に留意し、架設は平成23年2月27日、3,000t吊り起重機船「富士」を使用して行った。

中央箱桁は13.5時間という中央径間トラス架設以上に時間の制限が厳しかったが、中央径間トラス架設時と同様に危機管理タイムスケジュールを作成し、最悪の状態の判断基準をシミュレーションしていたことと、さらに少しでも時間を短縮するために、前日からの吊り切り状態で待機し、揚錨船を2隻配置したことにより、円滑に作業することができ、当初の予定時間を大幅に短縮して架設することができた。

なお、中央箱桁の大ブロックの一括架設は以下の手順で行った。



写真-7 セットバック（橋軸方向）

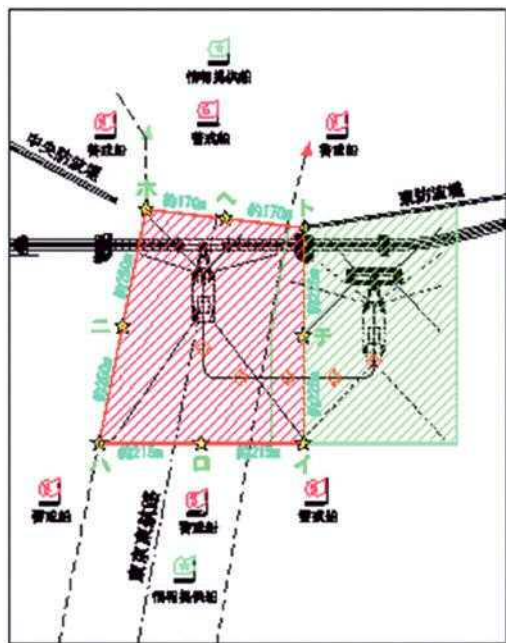


図-4 航路閉鎖時の工事区域

- ①（架設前）セットバック（若洲側中央径間トラスを350mm）
- ②前日の若洲側側径間側での水切り（吊ワイヤー1.5m巻上）、受け点補修塗装、台船出域、
- ③台船出域後、吊ワイヤー巻上（10m）、起重機船後退（約50m）・仮伯
- ④当日4:00より航路部分閉鎖開始、吊ワイヤー巻上（状況による）、起重機船横移動（約360m）
- ⑤起重機船前進（約120m）
- ⑥起重機船5m手前で停止。約70mまで巻上）
- ⑦起重機船微調整にて仕口あわせ

- ⑧添接作業（中防側中弦材・鋼床版同時添接、若洲側添接板挟み込み）
 - ⑨作業時間、天候予想を考慮し、締付ボルト本数の決定。（時間が無いもしくは雨天予想時はセッティングビームに仮受）。
 - ⑩架設終了。起重機船荷重開放。
 - ⑪起重機船出域、全面閉鎖解除
 - ⑫（架設後）セットフォワード若洲側中央径間トラスを350mm（架設翌日）・支承調整
 - ⑬（架設後）支承溶接
- 架設後、目標位置に桁を調整し、夜間測量により、許容値内の出来形であることを確認した。



写真一八 中央径間箱桁の架設



写真一〇 中央箱桁による東京ゲートブリッジ閉合



写真一九 大ブロックジョイント部



写真一一 集合写真

7. おわりに

過去にない構造、過去にない規模のトラスの張り出し架設、過去にない国際航路でもある東京東航路の全面閉鎖…過去にないこと尽くめの工事でありました。

周りを見ると100戦練磨のツワモノばかり揃っているところ、若輩者の私などが併合ブロックの責任者でいいのか？と何度も思いながらの日々でした。

桁運搬中の不慮の出来事や、未曾有の大震災に遭遇し、幾度も苦難はありましたが、その都度そのツワモノ達に助けられ、気がつけば平成23年4月28日に無事工事を完了することができ、工事としては、厚生労働大臣優

良賞、橋梁としては、土木学会田中賞、全日本建設技術協会全建賞、日本鋼構造協会協会賞など、数々の賞もいただくことができました。

最後になりますが、本工事におきましてご指導賜りました国土交通省関東地方整備局東京港湾事務所、(財)港湾空港建設技術サービスセンター、東京港航行安全委員会、東京海上保安部、千葉海上保安部、東京都港湾局、隣接工区の皆様、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とともに、震災で被災をされた方々、ご親族を持つ方々に心よりお見舞いを申し上げます。

2012.11.12 受付



写真-12 東京ゲートブリッジ全景

グラビア写真説明

東京港南部地区臨海道路橋梁上部築造工事（その3）工事（東京ゲートブリッジ）

本工事は、中央防波堤外側埋立地と若洲を結ぶ東京港臨海道路Ⅱ期事業における延長約2.9kmのうち、国土交通省施工区間（海上部）の中央径間を対象とした工事です。航空制限と航路制限を考慮しトラス・ボックスという珍しい構造が採用されています。その容貌は東京港の玄関を飾るに相応しい構造物です。一般公募により名称が『東京ゲートブリッジ』に決まり、多くのメディアでも取り上げられ注目を集めております。

架設は大型起重機船を使用した一括工法を採用し、最後に中央径間箱桁を落とし込むという難度の高い施工となりました。

開通後は物量の円滑化や交通状態の緩和に貢献することは勿論のこと、歩道も併設されますので大きな建造物を近くで楽しめる名所となることを期待します。
(清水 達也)

東京ゲートブリッジの海上アプローチ橋の架設

Erection of the Marine Approach Bridge of the Tokyo Gate Bridge

小林 智 則*¹ 寺 田 喜 昭*² 藤 井 裕 吉*³ 武 田 裕 司*⁴
 Tomonori KOBAYASHI Yoshiaki TERADA Yukichi FUJII Yuji TAKEDA

Summary

Of the 4.6 km section over the ocean between Wakasu in Koto ward and the reclaimed land outside of the central breakwater of Tokyo Bay, the Tokyo Gate Bridge is 1.6 km long. The bridge includes the main bridge, and marine approach bridge.

The steel 3- and 4-span continuous steel floor slab box girder, which will become the marine approach bridge, was assembled at a factory and transported by sea. Then the bridge was erected at one time using a crane barge with 3,000 t or 4,100 t hauling capacity at the site where the height was limited. The bridge is rigidly connected to the concrete piers at the middle supporting point. The concrete at the rigid joint is highly durable with embedded frameworks, and is designed to last for 100 years.

キーワード：起重機船、大ブロッケー括架設

1. はじめに

東京ゲートブリッジは、東京港臨海道路のⅡ期事業であり、中央防波堤外側埋立地から若洲までの約4.6kmの臨海道路の内、海域（海上）1.6kmの橋梁となっている。また、現状の道路混雑を緩和するとともに新ターミナルで取り扱われる新たな物流需要への対応等、物流の円滑化を目的として計画されており、主橋梁、海上アプローチ橋梁、陸上アプローチ橋梁から構成されている（図-1、2）。

本橋の特徴は、上部工と中間橋脚が剛結するラーメン構造であり、剛結部は景観上の配慮から上部工と橋脚を同一断面にしている（図-3）。

本橋は、隣接工区や中間橋脚との取合精度を確保するために大ブロックや全体の形状管理が重要であり、大ブ

ロックの3次元計測を実施し、その結果を用いて橋梁全体の形状管理を行った。

本稿では、架設工事について報告する。



図-1 位置図

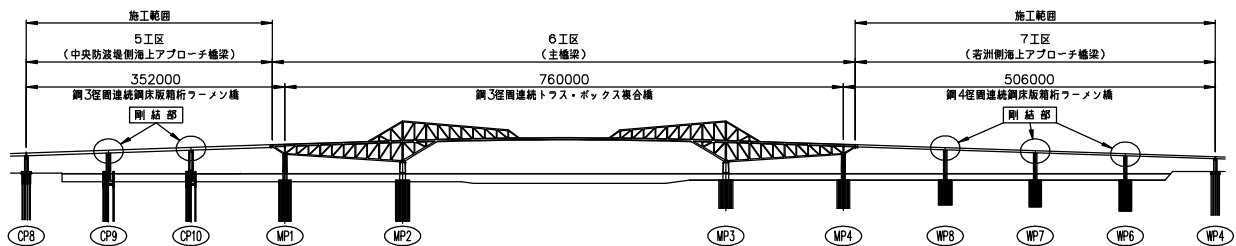


図-2 全体図

*¹建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ技師補
 *²橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部参与

*³橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部副参与
 *⁴橋梁事業本部 技術本部技術部東京計画グループ課長代理

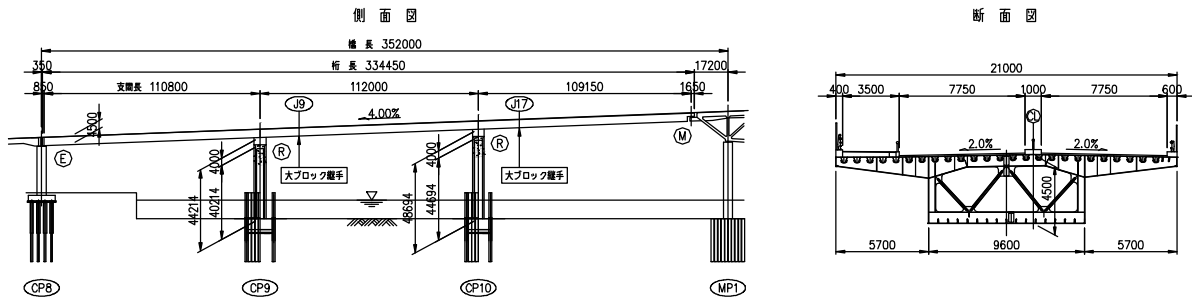


図-3 5工区上部工一般図

2. 工事概要

本工事は、海上アプローチ橋梁上部の工場製作工、地組立工、架設工、支承工、橋脚（剛結工）工および仮設工を行うものである。

工場にて製作・地組された大ブロック（7ブロック）を3000t吊級の起重機船（FC）で浜出しし、12000t積級台船にて海上輸送した後、3000t吊級FCおよび4100t吊級FCにて一括架設を行なった。

工事概要は以下の通りである。

発注者：国土交通省 関東地方整備局

施工場所：東京都江東区青海地先、若洲地先

橋梁形式：鋼3径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋（5工区）、鋼4径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋（7工区）

橋長：352.000m（5工区）、506.000m（7工区）

支間長：110.800m+112.000m+109.150m（5工区）、
119.650m+2@122.500m+120.600m（7工区）

総幅員：21.000m

有効幅員：歩道 3.500m、車道 2@7.750m

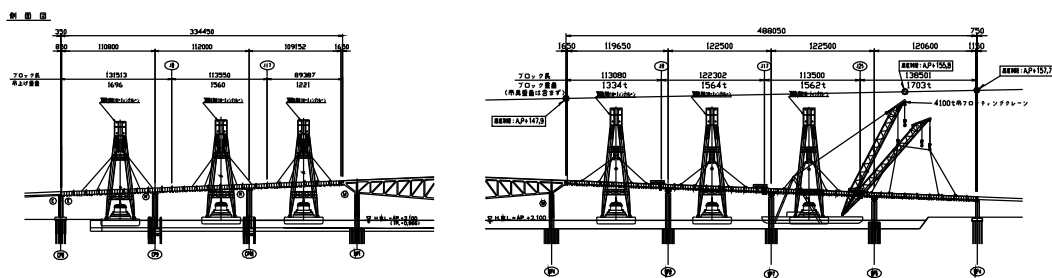
総重量：8.800t

3. 架設

(1) 起重機船（FC）の選定

架設に先立ち、作業船舶進入部の深浅測量を実施し、水深の確認を行なった。起重機船の喫水を確保できない場合は、進入路および作業箇所の浚渫等が必要であった（別工事）。また、架設地点が東京国際空港B滑走路の延長進入表面下に位置しているため高度制限を考慮したうえで、起重機船のシアーストップ高及びアウトリーチよ

【側面図】



【平面図】

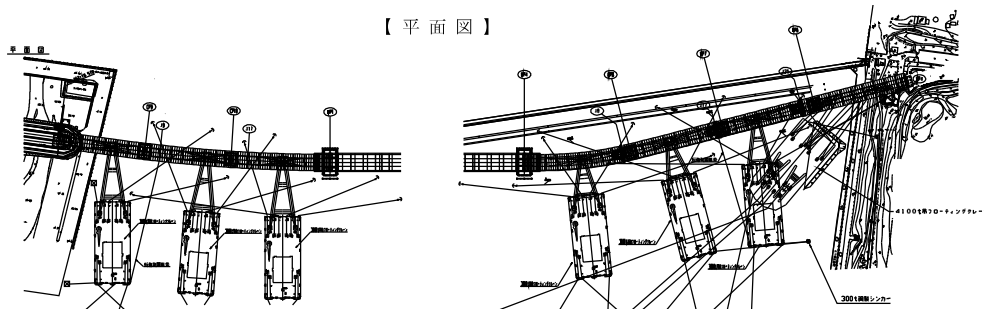


図-4 架設計画図

り、選定した結果、7工区WP4～WP6の1径間（ブロック）を4100t吊級FCで、前記以外のブロックすべてを3000t吊級FCで架設することとした。

(2) モーメント連結

本橋の大ブロック継手は、架設時のたわみ等を設計・製作に反映しないモーメント連結であり、仕口形状の調整は、支点部に高さ調整設備（嵩上げ量を予め算出）を設けて行なった。但し、7工区最終ブロック（WP4～J8）は、高さ調整設備が設置できないため、FCにてブロックを保持した状態で仕口形状の調整を行った。

(3) 架設時仮設備

鋼床版の継手が現場溶接であるため、架設時に継手部へ応力を与えず連結作業を行うために、荷重をセッティングビームで支持する構造とした（写真-1、2）。

また、架設時の端支点部の調整高さ（嵩上げ）が600～1400mm程度と架設桁の仕口形状によりそれぞれ異なる為、各々の脚に高さ調整設備（仮支承部、写真-3）を設置した。また、仕口の微調整を行うため引寄せ設備を桁内（L.Fl上）とDECK上に設けた（写真-4）。



写真-3 高さ調整設備



写真-4 仕口調整設備 (DECK)



写真-1 セッティングビーム側面



写真-2 セッティングビーム断面

5工区および7工区とも陸上側の架設位置が護岸や岸壁に近い為、ストックレスアンカーでは起重機船を係留・操船できない状態であった。そこで300tの鋼製シンカーや陸上部に設置した重力式アンカー（重量160t 場所打ちコンクリート製 写真-5、6）にて係留・操船を行なった。

重力式アンカーを設置する護岸には、自然に配慮した被覆石があったため、係留索により被覆石を崩したり、



写真-5 陸上アンカー施工状況



写真-6 陸上アンカー



写真-7 ワイヤー防護設備

係留索が破断する恐れが考えられることからワイヤー防護設備（写真-7）を設けた。また、係留索がサイクリングロードを横断するため架設日の前後は、一般者の通行止めを行なった。

(4) 架設

各ブロックの架設時は、波や風によるFCの動揺がほとんど無く、FCの操船により架設位置の調整を行うことができた。7工区の最終ブロックは、トラス橋との取り合い（あご掛け）部に高さ調整設備（約1500mm）を設けるスペースがなかったため吊切での添接作業（ボルト約5000本）を行った。セッティングビーム等での仮受けができず、吊切架設での仕口調整およびボルト締付作業であったため、FCの拘束時間が長くなり潮位の変化に伴うフックの荷重バランスも同時管理しなければならなかった。

FCの操船管理および架設作業時に迅速かつ安全・確実にFCの誘導ができる様、架設桁および起重機にGPS計測器を取り付けコンピューター制御により、各数値計測

と計算処理を行い、操船者・作業指揮者にモニターで視覚的に情報を提供した。

曳航時および架設地点において航空局・空港事務所等と協議を行い高度制限の制約を厳守した状態での架設となった（写真-11、12）。

【計測内容】

1. 位置誘導システム（写真-8）

起重機を設定された位置まで誘導するシステム
吊芯位置・船首方向・ジブ角・船体傾斜角・吃水等

2. 高度制限監視システム（写真-9）

起重機船の最高点となる箇所的高度管理
ジブ・バックステーの高度・当該位置における高度制限クリアランス表記

3. 架設桁姿勢監視システム（写真-10）

架設桁の橋軸方向方位と傾斜角を計測

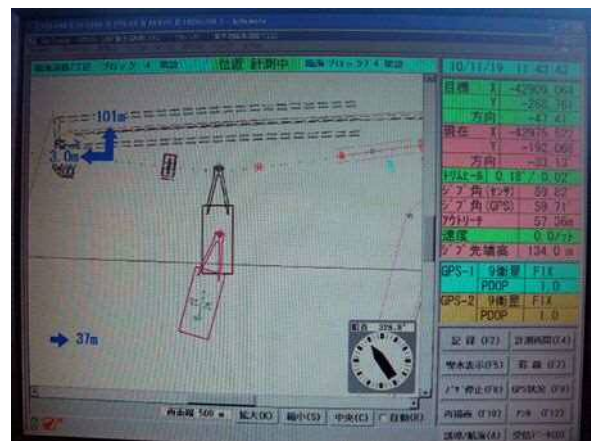


写真-8 位置誘導システム



写真-9 高度制限監視システム



写真一10 架設桁姿勢監視システム



写真一11 架設状況写真



写真一12 架設状況写真

4. 剛結部コンクリート

本橋はRC中空橋脚と鋼床版箱桁を剛結する構造であり、全径間の架設が完了した後に剛結コンクリートで固定する設計となっている。そのため架設時は仮支承で支持し、架設完了後に剛結（高流動コンクリートにて充填）を行う。剛結するまでの間、仮支承および桁位置がずれない様にする事、並びにコンクリート打設時のひび割れ防止も考慮し橋脚と鋼桁とを連結する仮固定設備

(写真一13)を設置している。また、橋脚部は海上に建設される事から、高強度モルタルに補強用繊維を混入した高耐久性埋設型枠を使用する事により、コンクリートのひび割れを抑制し、海水（塩分等）のコンクリート内部への浸透と拡散を防止した。高耐久性埋設型枠は、コンクリート打設後構造物の一部となり養生・脱型作業が不要なためコストの削減効果がある。さらに、高耐久性埋設型枠の使用により、下部工も含め100年耐用を目指している。

下部工施工業者が各橋脚ごとに異なる事から、鉄筋メーカーや鉄筋の機械継手方法を調べるのに苦労した。また、下部工施工時の高流動コンクリート解析条件の確認・ひび割れ指数を同一にするなど解析にも時間を要した。



写真一13 橋脚部仮固定設備

5. おわりに

本工事において、国土交通省 関東地方整備局 東京港湾事務所、(財)港湾空港建設技術サービスセンターの皆様にご助言やご指導を賜りました。この紙面をお借りして厚く御礼申し上げます。

2011.2.15 受付

ピロン柱（pylon）斜吊り併用送出し架設の施工 — 椿町Bo架設工事報告 —

Construction with Delivery Erection Method with Pylon Diagonal Suspension — Report of Tsubaki-cho Bo Erection Work —

渡 邊 和 広^{*1} 千 葉 信 宏^{*1} 池 田 浩^{*2} 稲 田 博 史^{*3}
Kazuhiro WATANABE Nobuhiro CHIBA Yutaka IKEDA Hiroshi INADA

Summary

This project installed a new footbridge crossing the Nagoya Sharyo-ku (rail yard) from Sasashima-Live Station located in “Sasashima-Live 24,” a large-scale redevelopment area on the south side of Nagoya Station. The completion of this footbridge has greatly improved access between the Kintetsu Line area and the Sasashima-Live 24 area. We constructed the footbridge, which crosses over the JR Kansai Honsen Line and the Aonami Line to connect to Sasashima-raibu station. The characteristics of the construction were: (1) delivery erection with pylon diagonal suspension and (2) delivery with deflection remaining at the end of a hand delivery machine. This article reports on the erection method.

キーワード：斜吊り送出し工法

1. はじめに

本工事は図-1に示すように名古屋駅南側の大規模再開発エリア「ささしまライブ24」に位置し、ささしまライブ駅から名古屋車両区構内を横断する歩道橋を新設するものである。この歩道橋が完成することで近鉄線側の地区と「ささしまライブ24」側とのアクセスが格段によくなる。今回の施工範囲は、図-2に示すP2～P3橋脚間のJR関西本線、あおなみ線上を通過し、ささしまライブ駅に接続する歩道橋の架設である。

本工事の特徴として

- ① 斜吊り送出し工法による架設。
- ② 手延べ機先端のたわみを残しての送出し。
があげられる。

本稿では実施した架設工法についての報告を行う。

2. 工事概要

工事名：名古屋車両区構内椿町線Bo新設ほか
場 所：名古屋市中村区平池町地内
工 期：平成22年4月1日～平成23年3月31日



図-1 位置図

元請者：ジェイアール東海建設・大成建設・竹中土木JV

（発注者：東海旅客鉄道株式会社 建設工事部）

形 式：2径間連続非合成箱桁橋

橋 長：156m（P1～P3間）

施工範囲 82m（P2～P3間）

幅 員：4.4m

鋼 重：309.3t（施工範囲）

横断勾配：1% 拌み勾配

縦断勾配：0.5%

*¹ 建設事業本部 建設工事本部 工事部 工務グループ 技師

*² 建設事業本部 建設工事本部 計画部 計画グループ 参事

*³ 建設事業本部 建設工事本部 計画部 計画グループ

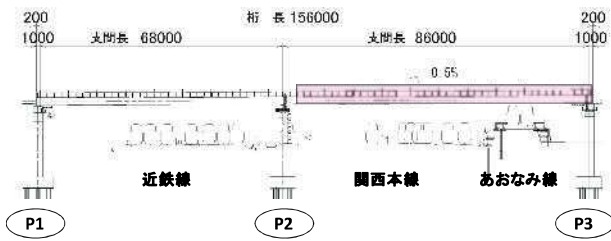


図-2 全体側面図

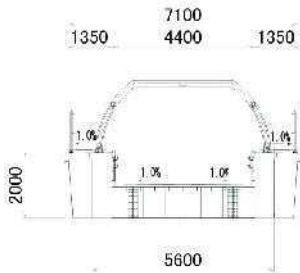


図-3 断面図

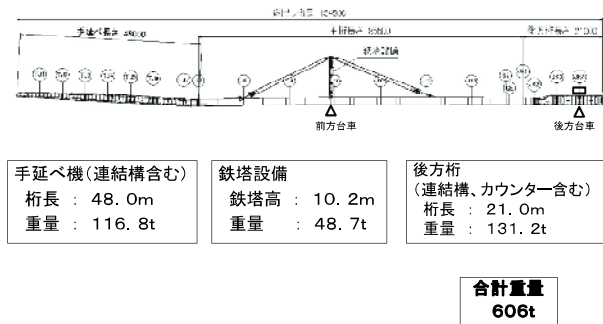


図-4 送出し設備

3. 送出し架設

(1) 工法の概要

支間長が86mと長いところに活荷重が小さく剛性の低い歩道橋を架設するため、一般的な手延べ送出し工法で行くと先端のたわみ量が約7mとなり、桁補強も本体の40%程度必要になってしまいます。そのため、手延べ機先端のたわみ量を抑え(約3.4m)、また主桁に作用する断面力を軽減するため斜吊り送出し工法が採用された(図-5、写真-1)。

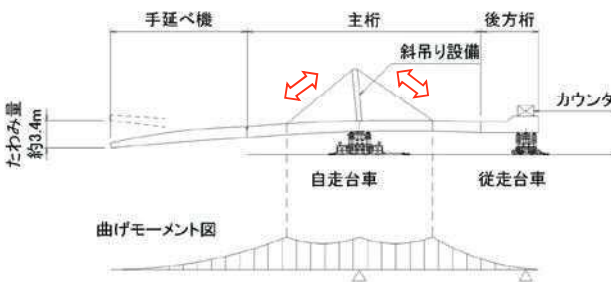


図-5 斜吊り送出し工法

通常の送出しでは、送出し後手延べ機先端をジャッキアップし、たわみを全て除去するが、今回の場合全てたわみを除去すると手延べ機の曲げモーメントが大きくなり、より大きな断面を必要としてしまうことから、たわみを1.8m残し自走台車部の主桁に曲げモーメントをもたせることで、手延べ機に作用する断面力を軽減するようにした。



写真-1 送出し時全景

(2) 斜吊り設備

自走台車上の鉄塔設備頂部からφ60の斜吊りワイヤー(IWRC 6xWS (32) 破断荷重2440kN) 8本にて前後の主桁を吊り、主桁側のウェブ位置に設置した引込設備からセンターホールジャッキでワイヤーの張力導入・解放を行う(図-6)。

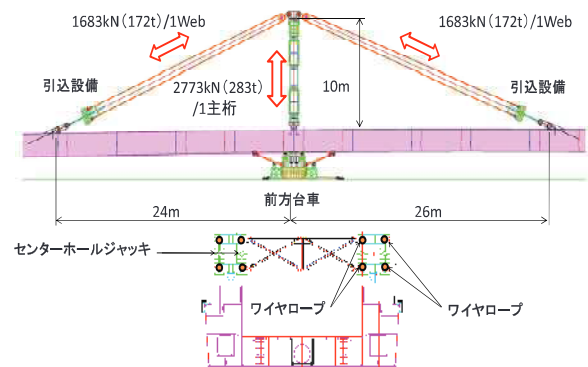


図-6 斜吊り設備

斜吊りワイヤーを所定の位置にセットするためには、鉄塔側でワイヤーをセットし橋軸方向に引き込む必要がある。また、今回送出し後に線路上に出る引込設備を線路影響外へ戻す必要があったため、桁上に軌条設備を設置し、水平ジャッキにて引込設備を橋軸方向に動かせる構造にした(写真-2、3)。



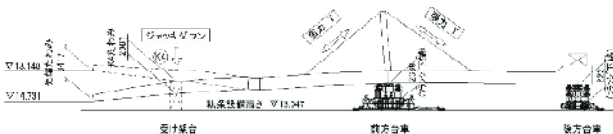
写真-2 引き込み設備組立状況



写真-3 引き込み設備

(4) 張力の導入

設計張力は約1683kN/1ウェブであるが、地組した手延べ機を降下させていく途中段階で徐々に斜吊りワイヤーへ張力をかけていく。図-7のようにジャッキダウン完了までを3段階に分け、ワイヤーの張力を調整しながら



設計張力一覧

	変位(mm) K4	反力(kN) K4		斜材張力 (kN)	
		前方	後方	前方	後方
ジャッキダウン前	0	510.1	383.8	383.8	383.8
ジャッキダウン 1/3	-689	340.1	817.1	817.1	817.1
ジャッキダウン 2/3	-1378	170.0	1250.3	1250.3	1250.3
ジャッキダウン完了	-2067	-	1683.4	1683.4	1683.4

※ 張力は1ウェブ当たりの設計生値 (センターホールジャッキ1台当たり)

図-7 張力の導入



写真-4 手延べ機先端のジャッキダウン状況

手延べ機の解放を行った (写真-4)。

ジャッキダウン後たわみ量を計測し、計画値になるようワイヤー張力を調整した。

(5) 第1回送出し

第1回送出しは、自走台車により68mの送出し後、手延べ機先端を約1.5mジャッキアップし、斜吊り設備の張力解放までをJR関西本線、あおなみ線のき電停止作業間合いで行った。その後、斜吊り設備の解体、鉄塔解体を連続作業で行った。

前方・後方台車は反力について、制御開始値・管理限界値を設け、制御開始値に達すると自動で台車のジャッキストロークを調整、自動調整で追従できず管理限界値に達した場合停止し、手動で調整するシステムとした。前方台車の反力は変動が大きいものの管理限界値を超えることなく自動制御範囲内で送出すことができた。ワイヤー張力について、動き出し時・送出し中・停止時ともに一定であり安定していた (図-8、9、10)。

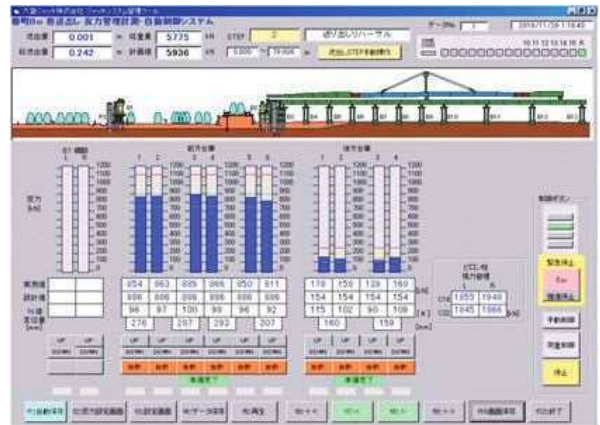


図-8 反力管理画面

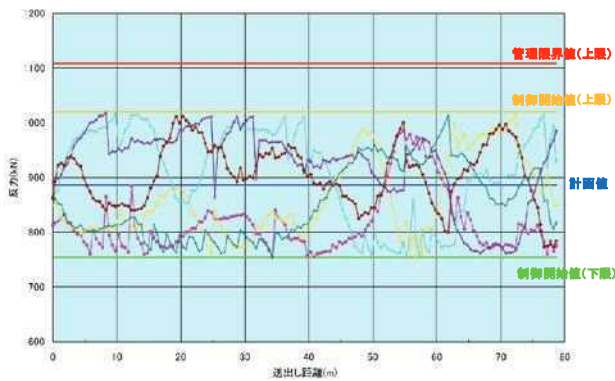


図-9 前方台車反力

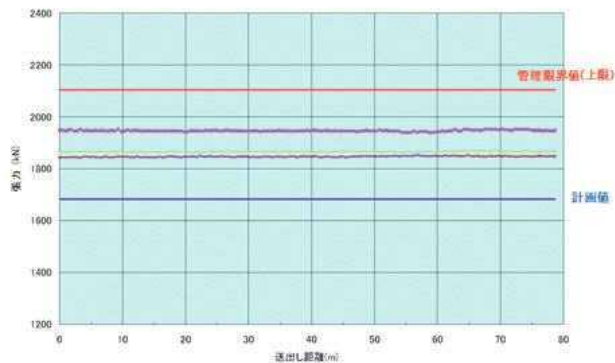


図-10 ワイヤー張力



写真-5 送出し状況

4. 桁降下

送出し後、昇降ストロークが3.3mの降下装置（日本車輛製造（株）保有）にて全体の桁降下を行った。この降下装置は試用段階であったため、降下装置後ろの橋脚上に仮受けサンドルを設置し、サンドル600mm撤去、降下装置にて600mm降下を繰り返しながら行った（図-11、写真-6）。

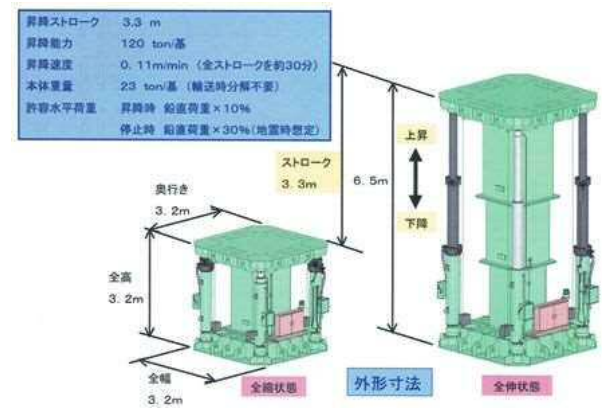


図-11 降下装置概要



写真-6 降下前および降下後

5. あとがき

当初、本橋は全線路間を1径間で跨ぐ支間150mのニールセン橋で設計されていた。その後、経済性等全体的な比較を繰り返され、最終的に2径間連続鋼床版箱桁橋が採用された。

また、本文でも紹介の通り、仮設支柱（pylon）を用いた斜吊り工法併用の送出し工法ということで、これまでの鋼橋の架設では、ほとんど例のない新しい試みであり、業界関係の誌面にも紹介された。

今後も、過去の常識にとらわれなく、新技術の開発に取り組む姿勢を持ち続けたい。

最後に、本工法の採用および実現に際し、ご指導・ご尽力いただきました、企業者である名古屋市住宅都市局の皆様、発注者である東海旅客鉄道株式会社建設工事事部および元請けであるジェイアール東海建設・大成建設・竹中土木JVの皆様、工事に携わっていただいた関係各位に深く感謝申し上げます。

2012.1.21 受付

関門トンネルにおけるFRP合成床版による床版打替え

Replacement of the RC Slab of Kanmon Tunnel using FRP Composite Slab

久保 圭吾*¹ 儀保 陽子*² 木村 光宏*³
 Keigo KUBO Youko GIBO Mitsuhiro KIMURA

Summary

The Kanmon Tunnel, an undersea tunnel completed in 1958, has a RC slab at its undersea part because it has a double-layered structure consisting of a vehicle road and a pedestrian path. Though the RC slab was replaced with an RC slab about 20 years ago, it was decided to replace it again due to fatigue damage caused by traffic load as well as deterioration caused by the progressive entry of sea water. For the replacement, an FRP composite slab was chosen in consideration of improved durability as well as workability at the site. This paper reports on the construction method of the slab utilizing the characteristics of the FRP composite slab, in the limited space inside the tunnel.

キーワード：床版打替え、合成床版、ガラス繊維強化プラスチック

1. はじめに

関門トンネルは、昭和33年3月に完成した海底トンネルであり、本州と九州を結ぶ大動脈として、平均交通量約34,000台/日、大型車混入率約24%と非常に重交通な線路である。このトンネルは、**図-1**の縦断面図に示すように、約3.5kmの自動車トンネルであり、海底部（780m）には歩道を併設している。このため、海底部では、**図-2**の断面図に示すように、上層に車道、下層に歩道と送気ダクトを有する2層構造となることから、トンネル内に床版を有している。

この床版は、直接輪荷重の影響を受ける上、海水がトンネル内に絶えずしみ出し（4800t/日）ており、送気ダクトでは、この海水の塩分を含んだ空気が床版下面を流

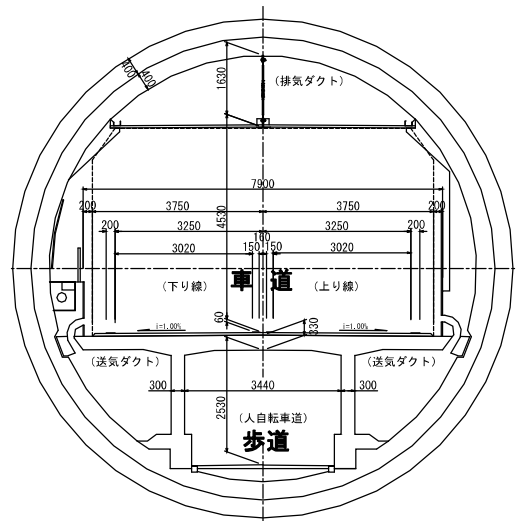


図-2 関門トンネルの断面図

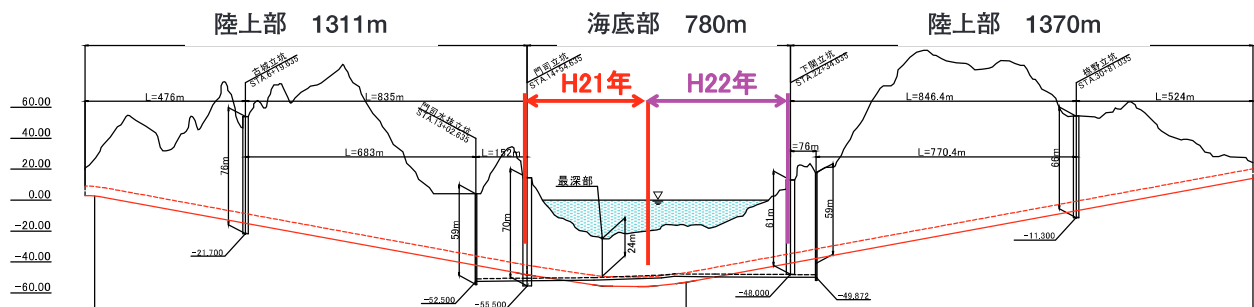


図-1 関門トンネルの縦断面図

*¹ 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ課長代理
 *² 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ主任

*³ 橋梁事業本部 千葉工場製造部製造グループ課長代理

れることから、塩害によるコンクリートの剥落や鉄筋の腐食などの損傷が多く発生していた。

なお、関門トンネルは、建設から約50年が経過しているが、海底部の床版は、約20年前にRC床版で打替えが行われており、今回の打替えは2度目である。このため、交通荷重に対する耐久性と耐塩害性に優れた床版構造が求められ、これらに対応できる床版として、FRP合成床版¹⁾が採用された。なお、本工事は、交通規制の関係から2ヶ年で分割して施工されており、1年目の施工終了後、より合理的な構造とするために、FRP合成床版の構造改善を行った。ここでは、これらのFRP合成床版の構造および施工方法について報告する。

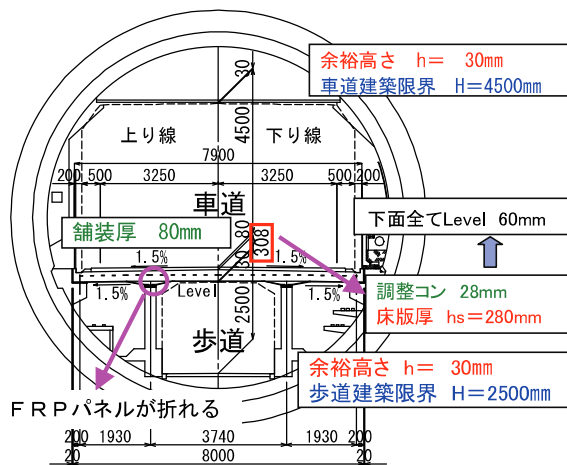


図-3 関門トンネルの断面形状

2. 1期 (H21年) 施工時の構造

(1) 構造概要

関門トンネルでは、50年前に完成したトンネルということもあり、トンネル断面が小さく、図-3の断面図に示すように車道部および歩道部の建築限界に余裕がない状況であった。一般に、合成床版では、横断勾配の変化に対しては、床版下面を直線として床版厚で調整するが、この場合、調整コンクリート厚が60mmとなり、施工誤差を調整する余裕高さ(30mm)が確保できず、施工が困難となる。このため、FRPパネルを中壁上で折った形状とすることで横断勾配に対応し、調整コンクリート厚を28mmとした。FRP材は、材料特性上、曲げ加工ができず中壁上で3分割する必要があるが、この場合架設パネル数が増加し、架設工程が大幅に増加してしまう。このため、3分割されたFRPパネルを、中壁部で折れた形状で接続して一体化することで架設パネル数を減少させた。図-4に、FRPパネルの形状を示す。

(2) 継手部の構造

中壁部に設置したFRPの継手は、輸送、架設時の形状を保持する必要があるが、リブ頂部は連結することが困難なため、リブ腹板面と底板下面をハンドレイアップ材の添接板(板厚6mm)により、接着材およびステンレス製ブラインドリベット(4.8φ)で連結する構造とした。

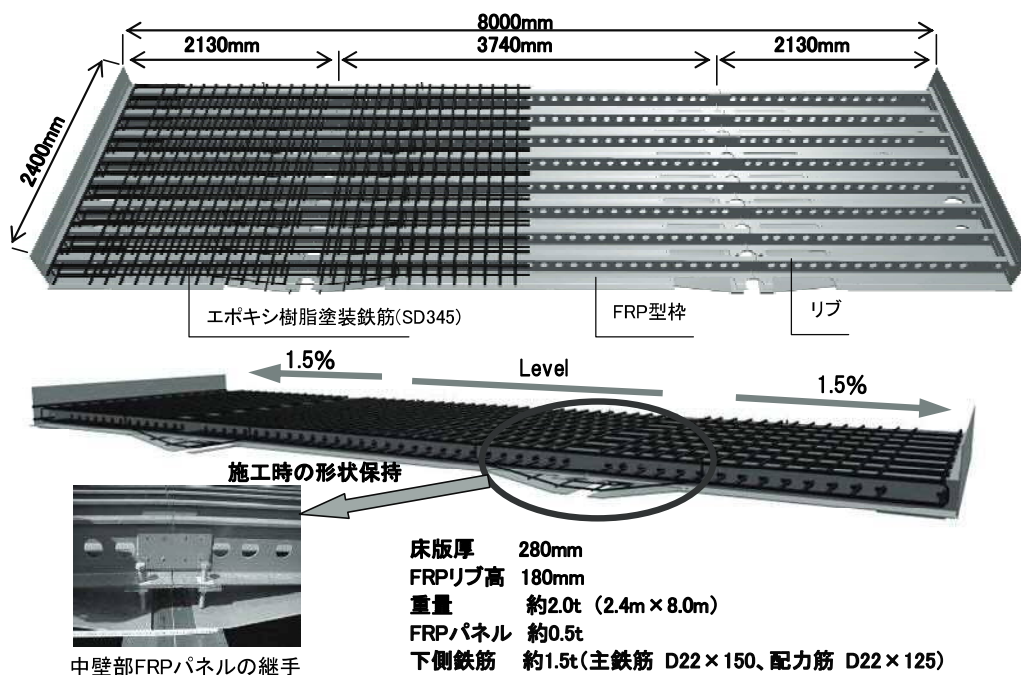


図-4 FRPパネルの形状 (継手あり)

(3) 継手部の耐荷力試験

継手部は、輸送、施工時の形状保持はもちろんのこと、コンクリート打設時の荷重に対しても抵抗できる必要がある。このため、継手部の耐荷力を確認することを目的として、載荷試験を実施した。なお、継手部に作用する断面力は、継手部の剛性が継手部以外の剛性より小さいことから、**図-5**に示すピン結合と剛結合の中間的な値となることが予想される。ここでは安全側をみて、剛結合とした場合の断面力と比較することとする。

試験は、実際に用いるFRP引抜成形材と同一形状のリブ高さ180mmのものを使用し、リブ2本を含む600mmの幅の供試体とした。載荷は、継手部にコンクリート打設時と同様の負曲げモーメントが作用するように、片側を治具で固定し、片持ちの先端に載荷する方法とした。**図-6**に試験の概要を、**写真-1**に試験状況を示す。

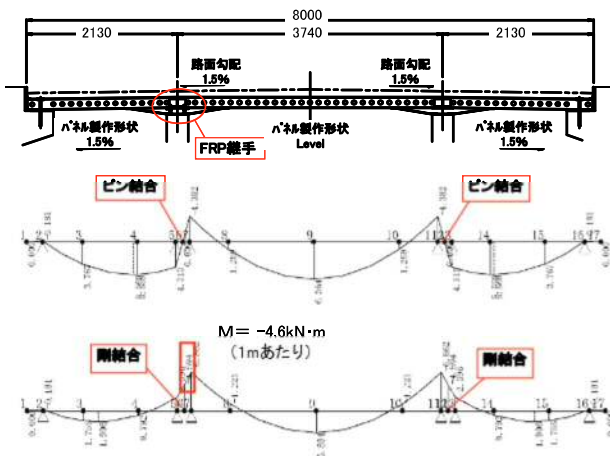


図-5 コンクリート打設時の断面力

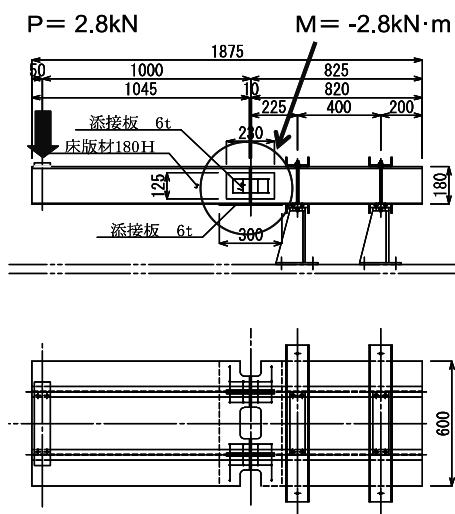


図-6 継手部の試験概要

表-1に、載荷試験結果を示す。これより、コンクリート打設時に継手に作用する曲げモーメント $2.8\text{kN}\cdot\text{m}$ に対応する載荷荷重が 2.8kN であることから、いずれの供試体も4倍以上の耐荷力を有していることが確認できた。

添接部は、**写真-2**の破壊状況に示すように、曲げモーメントが大きい拘束部側の添接板の端部およびリベット付近から水平に亀裂が進展しており、急激な破壊はせず、亀裂進展後もある程度の荷重を保持できることが確認できた。

(4) コンクリート打設時のたわみ

コンクリート打設時の床版上面高さは、型枠からの高さで管理するが、FRP合成床版の場合、FRPの弾性係数が鋼材と比べ約 $1/7$ と小さいことから、コンクリート打設時のたわみが大きくなる傾向にある。したがって、施工時は、これを考慮したコンクリート厚を設定する必要があるため、FRPパネルの実物を用いて、実施工に近い荷重条件および支点条件で載荷試験を実施し、たわみ量の確認を行った。

試験は、**図-7**に示すように、架台を実施工時の支点



写真-1 継手部の試験状況

表-1 試験結果

供試体	破壊荷重
No.1	13.2kN
No.2	12.4kN
No.3	12.6kN

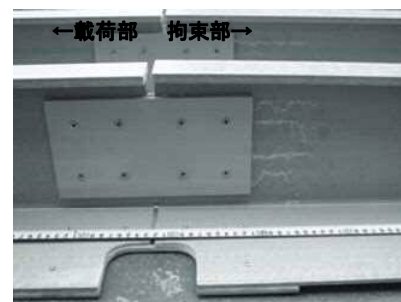


写真-2 継手部の試験状況

位置に配置することにより支持されたFRPパネルの上に、コンクリートの荷重を模擬してH型鋼を載せる方法で行った。このときの計測は、各支間中央部のたわみ量であり、ダイヤルゲージを用いて地面との相対たわみを計測した。なお、架台が沈下した場合の影響を考慮するため、荷重載荷時の架台の沈下量も計測した。

荷重は、架台上でのパネルの浮きを防止するため、支間部のたわみに影響を与えないと考えられる支点上のみ、H形鋼を載荷した状態を初期状態（0点時）とした。また、載荷順序の違いによる各載荷状態のたわみ量への影響を確認するため、**図-8**で示すような載荷ステップ（各ステップの着色部が載荷位置）で荷重を載荷した。このときの載荷状況を、**写真-3**に示す。

表-2に載荷試験の結果を示す。なお、架台沈下量の計測結果では、沈下量の値が小さく無視できる程度であったため、地面からの相対たわみで評価を行った。また、Step.2では、載荷時間の影響を調べるため載荷直後、

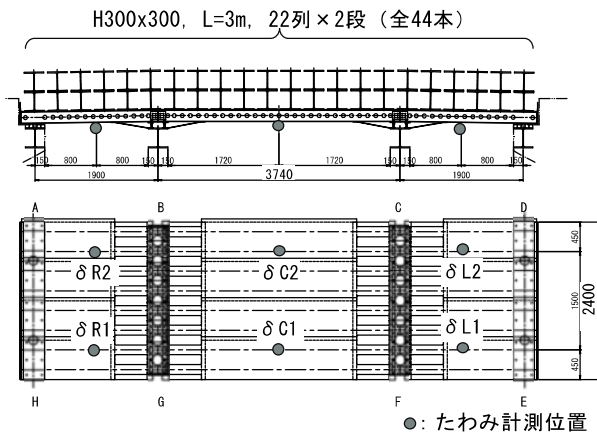


図-7 試験の概要

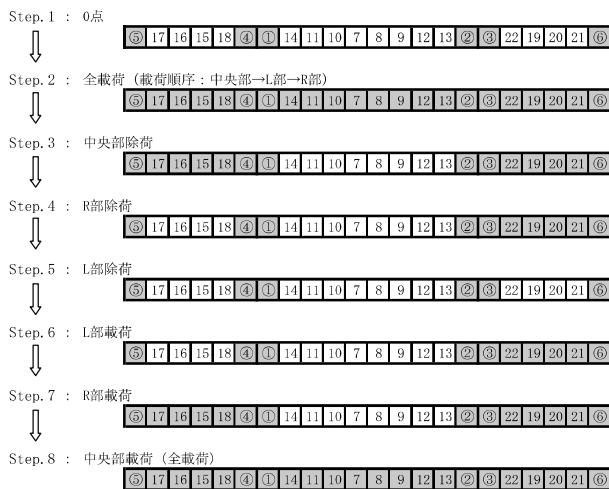


図-8 載荷ステップ

2時間、2.5時間経過後の計測も行っている。

これより、全載荷の時の中央支間のたわみが、7.8mmと解析値の5.5mmと比べ、若干大きな値となっている。これは、**写真-4**に示すように、中壁の支点部が高さ調整できるようにボルトで支持していることから、この部分の若干の隙間により、支点が沈下したものと推察できる。

載荷順序による影響については、載荷状態が同じ、Step.2とStep.8、Step.3とStep.7、Step.4とStep.6のたわみ量をそれぞれ比較すると、ほぼ同じ結果が得られていることから、各載荷状態のたわみ量に与える影響は、ほとんどないといえる。また、経過時間による影響に関して



Step.1



Step.2



Step.3



Step.4

写真-3 荷重の載荷状況

表-2 試験結果

		$\delta R1$	$\delta R2$	$\delta C1$	$\delta C2$	$\delta L1$	$\delta L2$	
Step.1	0点	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Step.2	全載荷	載荷直後	1.3	1.3	7.6	7.4	1.0	1.0
		2h経過	1.4	1.3	7.8	7.6	1.1	1.0
		2.5h経過	1.4	1.3	7.8	7.6	1.1	1.0
Step.3	中央部除荷	1.6	1.6	0.5	0.4	1.5	1.5	
Step.4	R部除荷	0.2	0.1	0.4	0.3	1.5	1.6	
Step.5	L部除荷	0.1	0.2	0.5	0.5	0.2	0.1	
Step.6	L部載荷	0.1	0.1	0.3	0.1	1.4	1.6	
Step.7	R部載荷	1.6	1.6	0.2	0.0	1.5	1.6	
Step.8	中央部載荷 (全載荷)	1.4	1.4	7.4	7.3	1.1	1.1	

は、Step.2（全載荷状態）の載荷直後と2時間経過後のたわみ量の比較より、載荷直後より2時間経過後のたわみ量が微量に増加（+0.2mm程度）しているものの、2時間経過後と2.5時間経過後のたわみ量では、ほぼ同じ値が得られている。よって、時間経過によりたわみは若干増加するものの、値が小さく、時間経過に伴うたわみの影響は考慮しなくても問題ないといえる。

3. 2期（H22年）施工時の構造

(1) 概要

1期施工では、FRPパネルを中壁部で分割して、継手

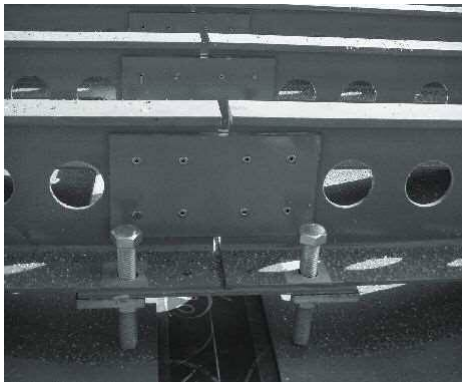


写真-4 支点部の構造

を設けたが、FRPパネルを一体化すると、中壁部の負の曲げモーメントに対してFRP材が抵抗できることから合理的な設計ができる上、パネルの継手が省略できるので構造の合理化が図られる。しかし、関門トンネルでは、前述のように、床版上側を車道と下側の歩道の余裕高さがほとんどなく、床版下面をレベルとして床版厚を変化させることにより路面勾配を確保することは困難である。そこで、FRPパネルを一体化した形状で、横断勾配、建築限界を確保できる方法として、FRPの弾性係数が比較的小さいという特性を利用した、パネル設置後に両端部を強制的に押さえる方法を提案した。ここでは、この施工方法の妥当性を確認するために実施した試験結果について報告する。図-9に、FRPパネルの形状を示す。

(2) 施工方法

一体化構造のFRPパネルは、パネルの両端を強制変位させる必要があるため、受台に設置されたアンカーを利用して押さえプレートにより強制変形を与えるものとする。また、コンクリートは、パネル両端を強制変位させた状態で打設し、打設後は死荷重によりアンカーに引張力が作用しなくなることから、押さえプレートを固定していたアンカーのヘッドをゆるめて正規の位置に設置するものとする。図-10に、施工要領と荷重状態を示す。

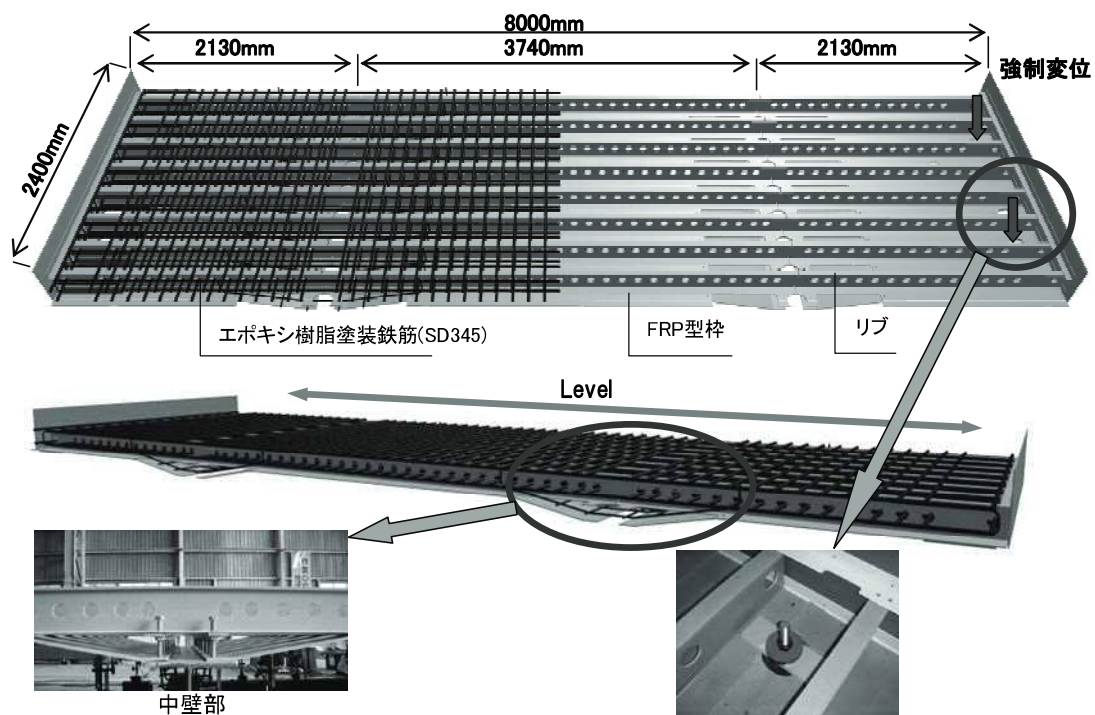


図-9 FRPパネルの形状（継手なし）

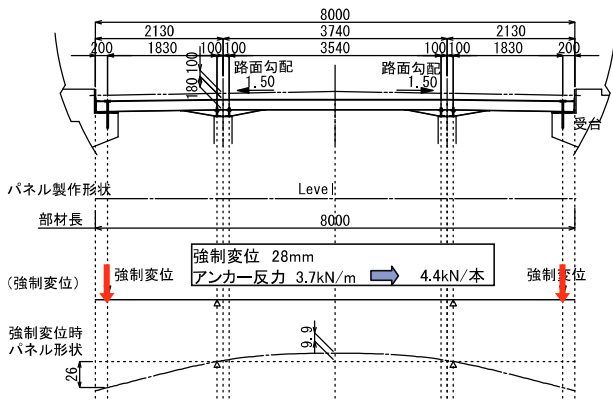


図-10 施工要領と載荷状態

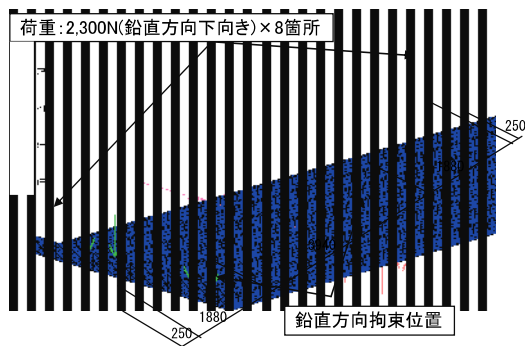


図-11 解析モデル

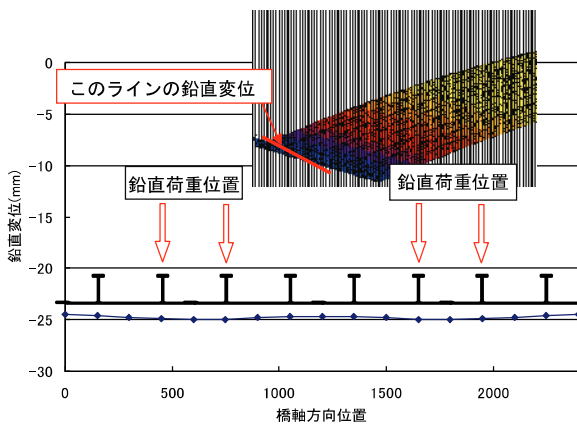


図-12 解析結果 (FEM解析)

表-3 解析結果 (フレーム解析)

	コンクリート打設前 (自重+強制変位)	コンクリート打設後
中央支間部たわみ	10.4 mm	6.9 mm
端支間部たわみ	- 11.6 mm	- 11.5 mm
アンカー反力	- 3.7 kN/m	1.7 kN/m

(3) 解析による検討

強制変位は、パネル幅2400mmに対し受台に設置した1200mmピッチのアンカーで与えられるが、リブ直角方向の剛性が小さいFRPパネルの場合、アンカー間が浮き上がる可能性がある。しかしながら、FRPパネルには側面板が設置されており、このFRP板の剛性によりアンカー間の変形が抑制されると考えられることから、FEM解析により変形量の確認を行った。このときの解析モデルを図-11に、解析結果を図-12に示す。これより、アンカー部のみで強制変位を与えた場合でも、FRP側板の剛性により、床版端部の橋軸方向の鉛直変位にほとんど差がないことから、本構造でFRPパネルに強制変位を与えることは可能と考えられる。

したがって、強制変位を与える時の荷重およびコンクリートを打設したときのたわみは、FRPパネルが橋軸方向に連続的に支持される構造と考えて問題ないことから、橋軸直角方向の梁としてフレーム解析により求めた。表-3に、このときの解析結果を示す。

(4) 施工確認試験

強制変位を与える方法の施工性を確認するため、実物のFRPパネルを用いて施工確認試験を実施した。供試体は、図-13に示す、橋軸方向に2400mm(輸送幅)の実物大のFRPパネルを用いた。

1) パネル強制変形時の確認試験

試験は、中壁部と受台部の支点高の差が設計値どおりになるように架台高さを調整し、受台部底面が架台に接するまでアンカーボルトのナットを締付け、パネルを強制的に変形させる方法とした。

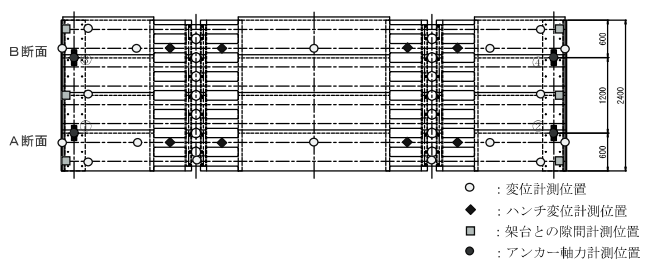
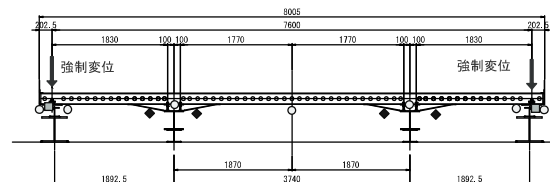


図-13 供試体

強制変位を与える時の施工は、手作業でナットを締める程度で十分な強制変位を与えることができ、施工上問題ないことが確認できた。

アンカーに作用する軸力は、写真-5に示すように、ロードセルをヘッドプレート上に挿入して計測した。パネルの中央部および端部のたわみは、変位計で計測し、架台との隙間は、すきまゲージで計測した。写真-6に、強制変位載荷時の状況を示す。

表-4、図-14に、強制変位載荷時のパネルの変位を示す。これより、たわみの値は解析値と比べ若干小さめの値となっていることがわかる。これは、中壁部の支点が下がっている影響と考えられ、これを勘案すると概ね一致しているといえる。図-15に、パネル端部の架台との隙間の計測値を示す。これより、強制変位を与えることによりアンカー部は密着するものの、アンカー間では若干隙間が生じている。しかし、この隙間はわずかであり、コンクリートを打設すると、この荷重によりさらに小さくなると考えられることから、問題ないと考えられる。

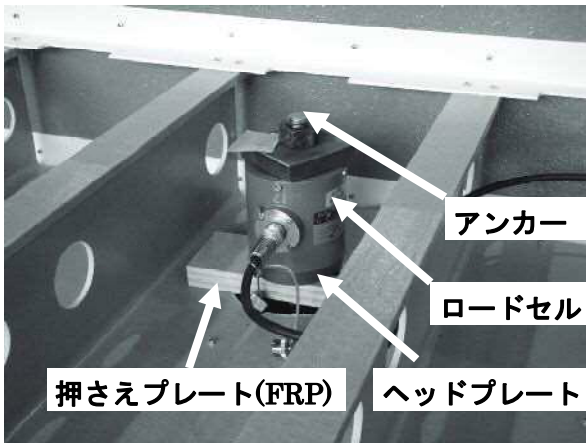


写真-5 アンカー部



写真-6 強制変位載荷時の状況

表-5に、強制変位を載荷した時の、アンカーの軸力を示す。いずれのアンカーも計算上の軸力(4.4kN)と比べ、かなり大きい値となっていることがわかる。これは、アンカーを手作業で可能な限りまで締めたことによるものであり、実際のアンカーには最大20kN程度の引張り力が作用するものと想定される。

2) コンクリート打設時の確認試験

試験は、コンクリート荷重に相当する等分布荷重を再

表-4 強制変位載荷時のパネルの変位

部位	測点	A断面			B断面		
		解析値	実験値	差	解析値	実験値	差
受台部	①	-29.160	-30.740	1.580	-29.160	-30.680	1.520
側支間中央	②	-10.939	-12.375	1.436	-10.939	-12.645	1.706
ハンチ部	③	-	-2.460	-	-	-3.480	-
中壁部	④	1.037	-0.934	1.971	1.037	-0.934	1.971
ハンチ部	⑤	-	2.825	-	-	2.565	-
中央支間中央部	⑥	9.926	7.585	2.341	9.926	7.145	2.781
ハンチ部	⑦	-	1.715	-	-	1.685	-
中壁部	⑧	1.037	-0.532	1.569	1.037	-0.532	1.569
ハンチ部	⑨	-	-1.790	-	-	-2.075	-
側支間中央	⑩	-10.939	-13.110	2.171	-10.939	-13.345	2.406
受台部	⑪	-29.160	-30.500	1.340	-29.160	-30.520	1.360

単位(mm)

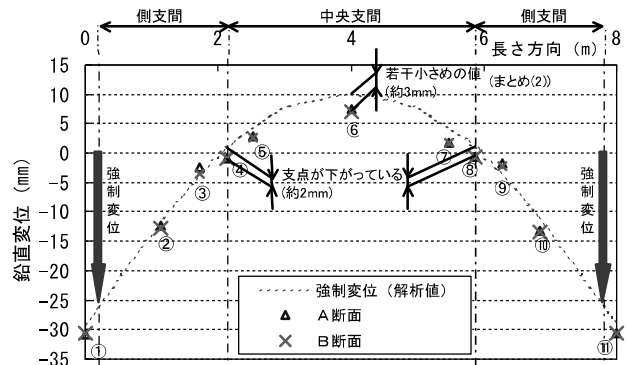


図-14 強制変位載荷時のパネルの変位

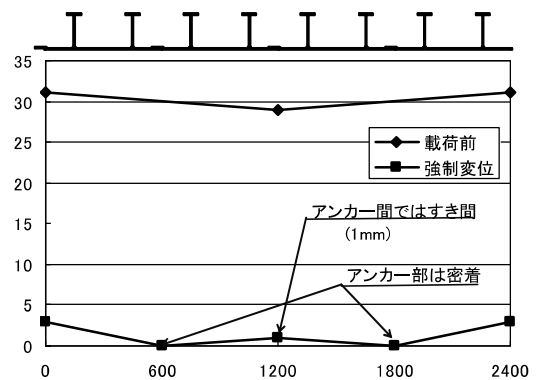


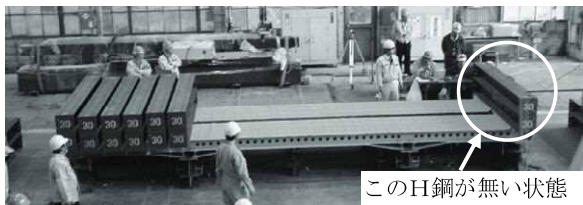
図-15 架台との隙間の計測値 (L側)

表-5 強制変位載荷時のアンカーに生じる軸力 (kN)

	i	ii	iii	iv
強制変位	-14.726	-16.200	-10.626	-15.552

現するため、1)で強制的に変形させたFRPパネルの上
に、**図-7**の継手を有する場合と同様に、H形鋼を幅員
方向に並べて各支間中央部のたわみ量を確認する方法と
した。このときの荷重状況を、**写真-7**に示す。また、
コンクリート打設後の押さえプレートの必要性を調べる
ため、コンクリート荷重載荷後に押さえプレートを取り
外した時のたわみ変化も確認した。

表-6、**図-16**にコンクリート打設時のパネルの変位
を示す。これより、側支間部のたわみ値は概ね解析値と
一致しているものの、中央支間のたわみ値が解析値より
大きい傾向が見られる。これは、中壁部が支点沈下して
いる影響と考えられるため、中壁部のたわみがコンクリ
ート打設後に2.5mmとなったことを考慮した解析値も併
記した。この結果、中央支間中央のたわみ値も解析値と
概ね一致しており、支点沈下の影響を考慮すれば、コン
クリート打設時の変位が推定できることがわかる。また、
いずれの断面においても、ハンチ部のたわみがFRPパネル
下面と比べ上側に位置している傾向が見られる。これは、
ハンチ板がFRPパネルの底板とは別の板であることに
起因していると考えられ、FRPパネルの変形により、
ハンチ板は上側に反った変形となることが確認できた。
図-17に、パネル端部の架台との隙間の計測値を示す。



右側のみ載荷



左側載荷



床版打設後

写真-7 コンクリート打設時の荷重状況

コンクリート打設時の荷重を与えると隙間が小さくなる
ものの、若干の隙間が残ることがわかる。これは、荷重
方法がリブ上に鋼材を載せる方法であったため、リブ
間では荷重が載荷されないことによるものと考えられ、
実際のコンクリートでは、リブ間に荷重が載荷されるこ
とから、隙間はさらに小さくなると推察できる。

表-7に、コンクリート打設時のアンカーに生じる軸力
を示す。これより、各アンカーの軸力は、荷重の載荷
によりほとんど変化がないことから、アンカーの軸力に
荷重による付加軸力を考慮しなくて良いことがわかった。

表-6 床版打設後のパネルの変位

部位	測点	A断面			B断面		
		解析値	実験値	差	解析値	実験値	差
受台部	①	-30.870	-31.190	0.310	-30.870	-30.840	-0.030
側支間中央	②	-11.541	-13.410	1.869	-11.541	-13.755	2.214
ハンチ部	③	-	-4.605	-	-	-5.155	-
中壁部	④	1.213	-2.672	3.885	1.213	-2.672	3.885
ハンチ部	⑤	-	3.620	-	-	2.420	-
中央支間中央部	⑥	6.902	-0.860	7.762	6.902	-0.365	7.267
ハンチ部	⑦	-	0.355	-	-	1.520	-
中壁部	⑧	1.213	-2.238	3.451	1.213	-2.238	3.451
ハンチ部	⑨	-	-2.420	-	-	-3.585	-
側支間中央	⑩	-11.541	-14.095	2.554	-11.541	-15.000	3.459
受台部	⑪	-30.870	-31.360	0.490	-30.870	-31.520	0.650

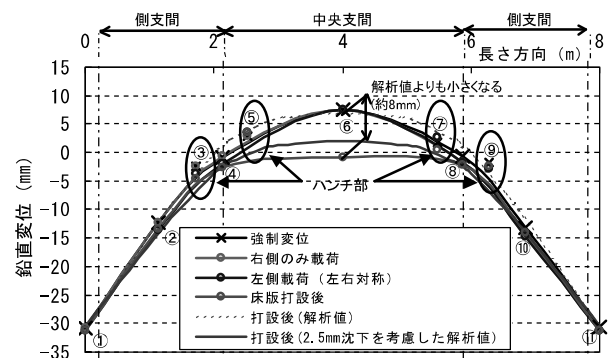


図-16 パネルの変位 (A断面)

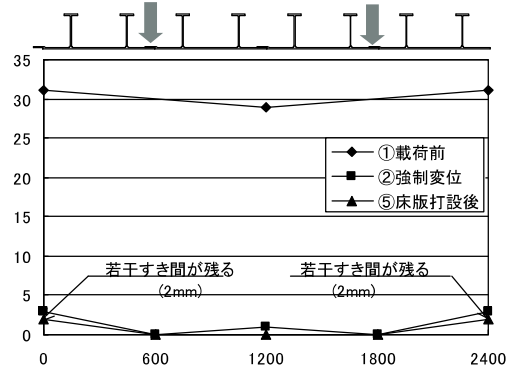


図-17 架台との隙間の計測値 (L側)

表-7 コンクリート打設時のアンカーに生じる軸力 (kN)

	i	ii	iii	iv
強制変位	-14.726	-16.200	-10.626	-15.552
右側のみ載荷	-13.141	-14.580	-9.821	-14.094
左側載荷 (左右対称)	-12.396	-14.418	-8.855	-13.932
床版打設後	-12.489	-14.094	-9.016	-13.770

図-18に、コンクリート打設後にアンカーの軸力を解放する前後のパネルの変位を、写真-8に軸力を解放した状況を示す。これより、軸力解放前後および再び軸力を導入した段階でFRPパネルのたわみに変化が見られないことから、コンクリート打設後に押さえプレートを撤去しても問題ないことが確認できた。

4. 施工状況

本工事におけるFRPパネルの設置は、トンネル内での作業となることから、クレーン等により設置することができない。しかしながら、FRPパネルは軽量であることから、比較的小規模な機材で設置が可能となる。写真-9にFRPパネルの設置状況を示す。なお、2期施工では、横断勾配に対応するため、強制変位を与える方法を取ったが、現場施工性、工程に影響はほとんどなく、問題なく施工できた。

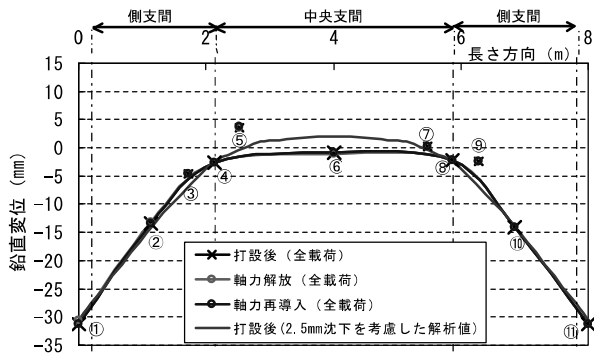


図-18 軸力解放時のパネルの変位 (A断面)

5. まとめ

FRP合成床版は、軽量で耐食性が高いことから、今回の床版の打替えに対して最適な床版といえる。また、FRPの特性を生かした施工方法として、強制変位を与えて横断勾配に対応する方法を採用することで、合理的な構造とすることができた。

最後に、本工事のFRP合成床版の製作にあたり、ご指導いただいた西日本高速道路九州支社、並びに大成建設の方々に、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 久保圭吾, 古谷賢生, 能登宥愿: FRP合成床版の紹介, 宮地技報No20, pp.23-28, 2005.3.

2011.11.7 受付

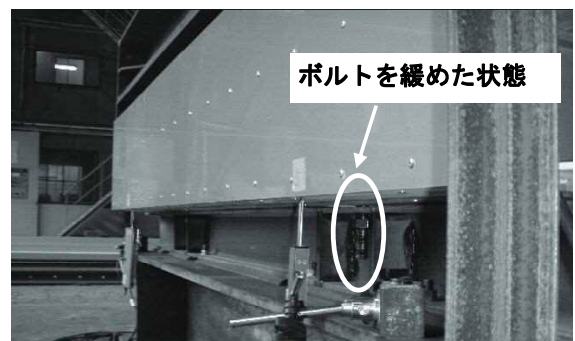


写真-8 軸力解放の状況



FRP 型枠の荷下ろし



下側鉄筋組立



FRP 型枠の小運搬



上側鉄筋組立



FRP パネルの設置



コンクリート打設

写真-9 施工状況

北陸新幹線 第4千曲川橋りょうの架設

Erection of the 4th Chikumagawa Bridge of the Hokuriku Shinkansen Line

下澤 誠二*¹ 越中 信雄*² 相澤 達也*³ 吉田 友和*⁴
 Seiji SHIMOZAWA Nobuo ETCHU Tatsuya AIZAWA Tomokazu YOSHIDA

Summary

This construction will erect a steel continuous 4-span composite box girder bridge to cross the Chikumagawa River of the Hokuriku Shinkansen Line. The construction required various techniques because we were unable to use heavy machinery for the piers near the flow of the Chikumagawa River. Therefore, we had to devise unique construction equipment and procedures such as using a special launching machine and a crane on it. In addition, the construction schedule was tight and all-section welding girders were assembled according to a strict schedule. This paper describes the all-section welding girders and installation.

キーワード：全断面溶接桁、特殊な手延べ機、手延べ機上クレーン

1. まえがき

本橋は、北陸新幹線建設工事の内、千曲川を渡河する鋼鉄道橋である（図-1、2）。水平継ぎ手を有する大型の全断面溶接桁を手延べ式送り出し工法により架設した工事であり、ここでは、鋼桁架設要領について報告する。

2. 橋梁諸元

形式：鋼4径間連続合成箱桁橋
 橋長：312m
 支間：87.5m + 82.0m + 76.0m + 63.7m
 幅員：11.30m
 鋼重：2000t

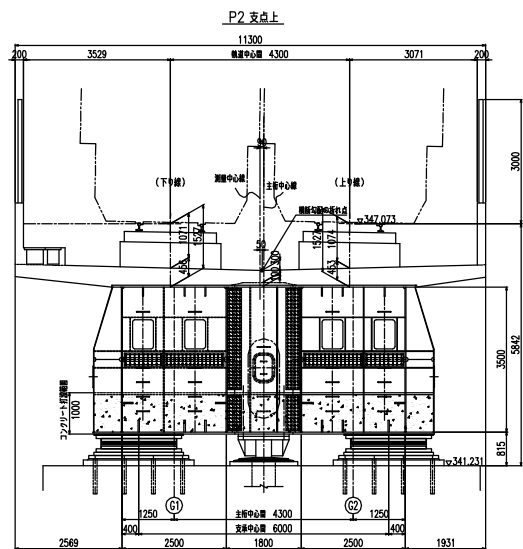


図-1 橋りょう断面図

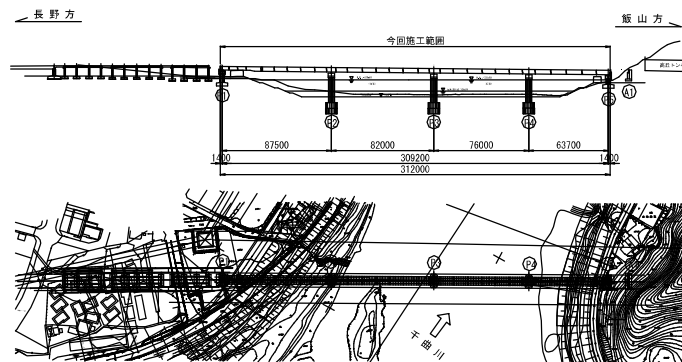


図-2 橋梁一般図

*¹橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部東京工事グループ係長
 *²橋梁事業本部 技術本部技術部次長

*³建設事業本部 建設工事本部工事部参事
 *⁴建設事業本部 建設工事本部計画部計画グループ技師補



写真一1 架設状況

3.工法選定

本橋の特徴と施工に際しての主な条件は以下の通り。

(1) 橋体の特徴

- 1) 大型の連続2主桁橋である。(橋長312m)
- 2) 全断面溶接桁である。
- 3) ウェブに水平溶接継ぎ手がある。
- 4) 桁高が変化している。(下フランジ側で変化)

(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中間橋脚が流水部に設置されており重機が橋脚付近に配置できない。
- 2) 河川の水深が浅く、クレーン船は搬入不可。
- 3) 兩岸部に一般道があり、その上空での架設となる。
一般道の全面通行止めは行えない。
- 4) 終点側はトンネルであり、狭隘なスペースでの施工となる。
- 5) 近接して民家があり騒音対策必要。
- 6) 施工ヤード上空に高压電線がある。
- 7) 起点側の高架橋は完成している。
- 8) 規模が大きく長い工期が必要となり、通年型の工事となる。

現地条件から、作業ヤードとして使用できるのは、起点側の高架橋に近接したヤードと終点側P5橋脚際となり、狭小なヤードであった。

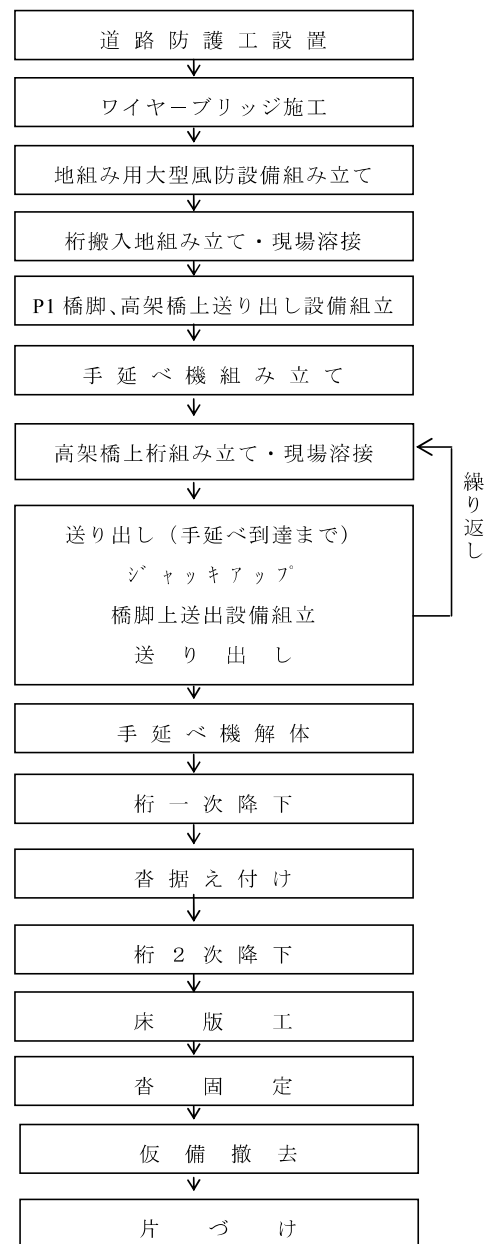
以上の条件によれば、次の3案の工法が考えられる。

- (1) 手延べ式送り出し架設工法
- (2) トラバークレーン跳ね出し架設工法
- (3) ケーブルクレーン跳ね出し架設工法

(2)、(3) 案は、ともに全断面溶接桁の90m級の跳ねだしとなり、溶接継ぎ手の施工に難点がある。ベントを併用することも考えられるが、ベント基礎杭の施工方法に問題がある上、河川との調整に難点がある。このことから、河川流水部にはベント等の仮設支保工などを設けない事を前提とした、(1) 手延べ式送り出し架設工法となった(写真一1、図一3、4)。

4.施工要領

(1) 全体施工順序図

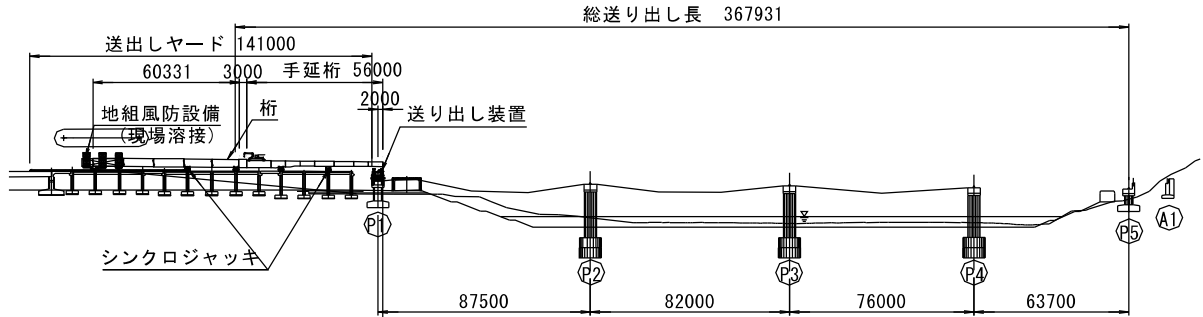


図一3 全体施工フローチャート

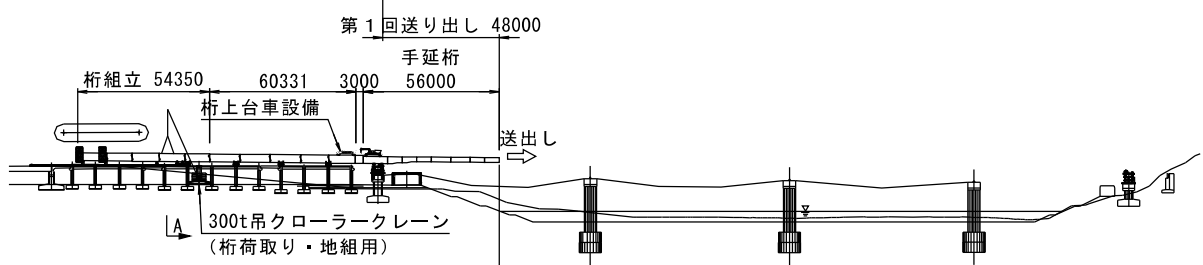
長野方

飯山方

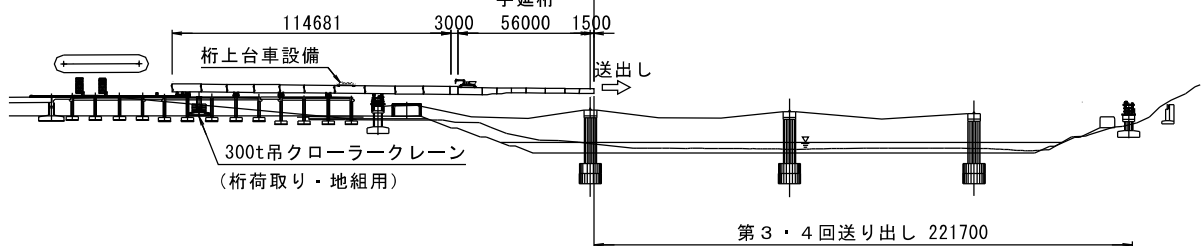
Step 1 手延桁・桁地組 (溶接、TCB本締め)



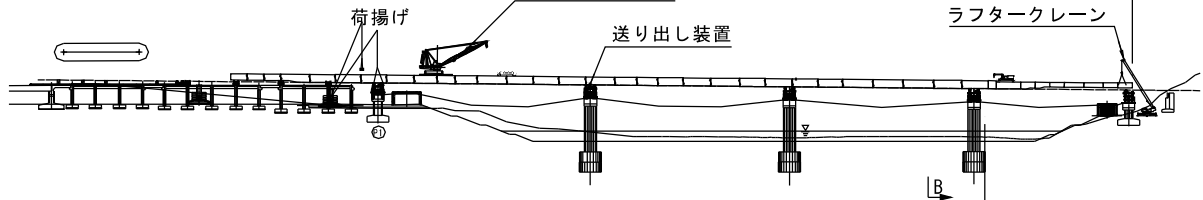
Step 2 第1回送出し・桁組立・中間橋脚機材搬入



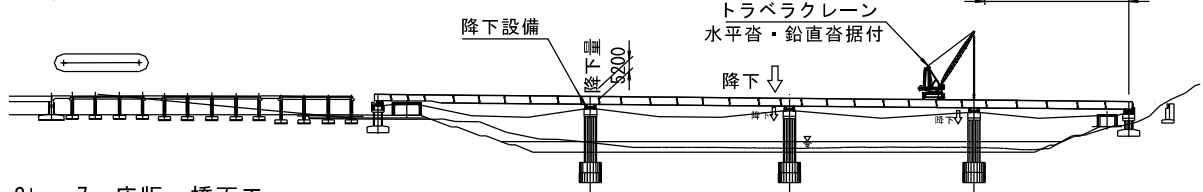
Step 3 第2回送出し



Step 4 第3・4回送出し・手延べ機解体



Step 6 第5回送出し・中間橋脚沓搬入・沓据付け・桁降下



Step 7 床版・橋面工

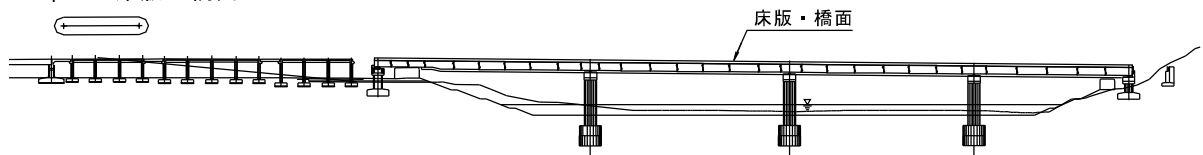


図-4 架設ステップ図

(2) 桁地組立て

本工事は、工程が非常に厳しく、桁を組み立てながら送り出しを行っていく工法上、工程短縮の大きな鍵を握っているのは、いかに早く地組立てを行い次の送り出しに備えるかにある。このため、天候に左右されずに溶接が行えるよう、風防設備を設置する必要がある。そこで、場内に長さ100m、幅20m、高さ6mのハウスを桁組み足場で組み立て、防音パネルで壁を作って大型の全天候型防音溶接風防設備とした。(写真-2、図-6) 搬入した桁材は、一旦ここに入れ、ウェブの水平継ぎ手溶接を実施した。これにより、本橋の現場溶接延長の大半を占める水平溶接を、事前に行っておくことができ、工程短縮に大きく寄与した。

水平継ぎ手溶接後、クローラークレーンで、高架橋上に搭載し、主桁断面継ぎ手の溶接を行った(写真-3)。ここでも、防音型風防設備を設けることとした。

高架橋上での桁組み立ての際、上空を横断する高压電線に配慮し施工した(図-5)。

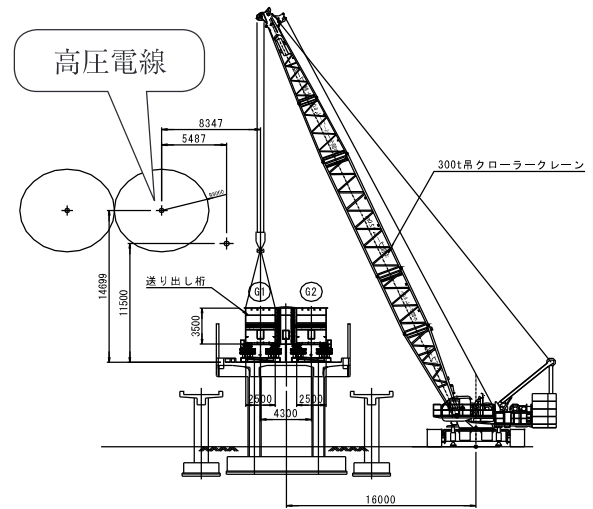


図-5 高架橋上桁組み立て状況



写真-2 大型風防設備



写真-3 高架橋上桁組み立て状況

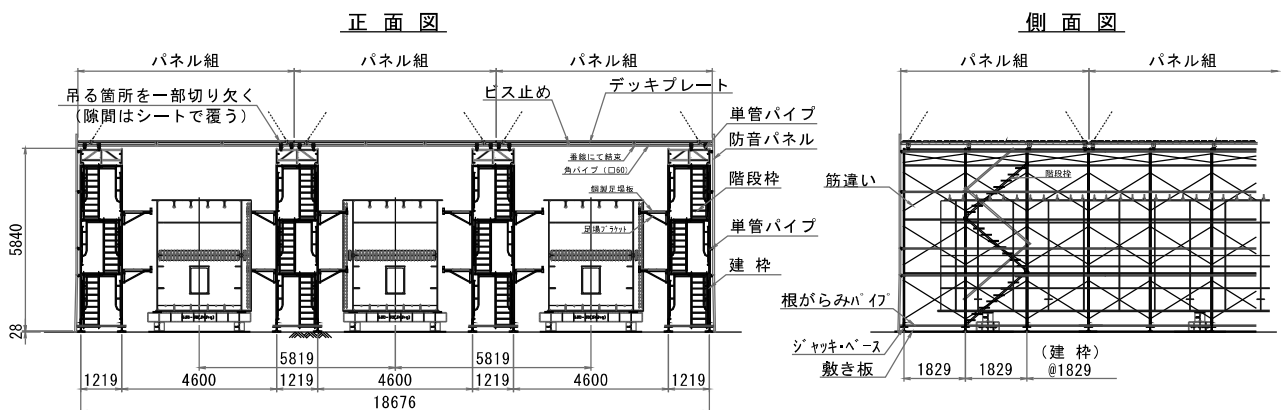


図-6 大型風防設備

(3) 桁送り出し作業

本橋の送り出しは、高架橋上に配置した履带式送り出し装置（シンクロジャッキ）と各橋脚上に配置した、送り出し装置にて送り出しを行った。本工事の送り出し作業の特徴は次の通りである。

＜送り出しの主な特徴＞

- 1) 組み立てヤード長が短いため、桁全体を一度に組めない。よって、1径間分程送り出してから桁を組み立て、再び送り出すことを繰り返して実施した。このため、作業が断続的となり工程が縮められない要因となった。
- 2) 最大全体重量で2600t程の大型の送り出しとなり、大きな推進力が必要となったため、各橋脚に配置した送り出し装置を推進力とした。
- 3) 手延べ下面に斜めになった段差があり送り出し装置で乗り越えることが必要である。
- 4) 到達側にトンネルがあり手延べを前方に突き出せないため、手延べを解体しながら送り出しを行う事が必要となった。



写真-4 手延べ機取り付け状況

本橋の手延べ機は、重機が橋脚付近に近づけない事に起因する問題点を解決するため、本来の目的の橋体橋渡しの他、中間橋脚上の送り出し設備を運搬する台車と小型クレーン軌条桁の役割を果たす架設桁の機能を持たしたものとなった（写真-4、図-7）。次にその特徴を記載する。

＜手延べ機の特徴＞

- 1) 最大跳ね出し88.5m（最大タワミ約3.0m）
- 2) 手延べ機受けペントを先端に吊っている。
- 3) 手延べ機先端に1mストロークのジャッキを配置した。
(手延べ先端ジャッキアップ効率を向上)
- 4) 手延べ機上面を水平かつ段差のない様にし、軌条を配置した。(中間橋脚上の送り出し設備を組み立てる台車と小型の手延べ機上クレーンが走行できるようにした。)

＜利点と課題点＞

- 1) 地上の重機無しでも送り出し装置の組み立てが出来た。
- 2) 手延べ先端たわみが約3.0m程あったにも関わらず迅速なジャッキアップが出来た。
- 3) 手延べ機付け根のみならず、先端部においても大きな断面が必要となった。
- 4) 通常の手延べに比べ全体として重く、先端が重い為、桁補強が多く必要となった。
- 5) 手延べ機先端が、橋脚に到達したら吊り込んでいたペントを脚上に降ろし、そのペント上で手延べ機先端に取り付けられた1mストロークのジャッキにて、ジャッキアップシタワミをとることとした（写真-5、図-8）。

手延べ機の重量軽減と大きな断面力確保を両立させた為、手延べ機下面に段差が発生し送り出し作業時に大きな労力を必要とした。

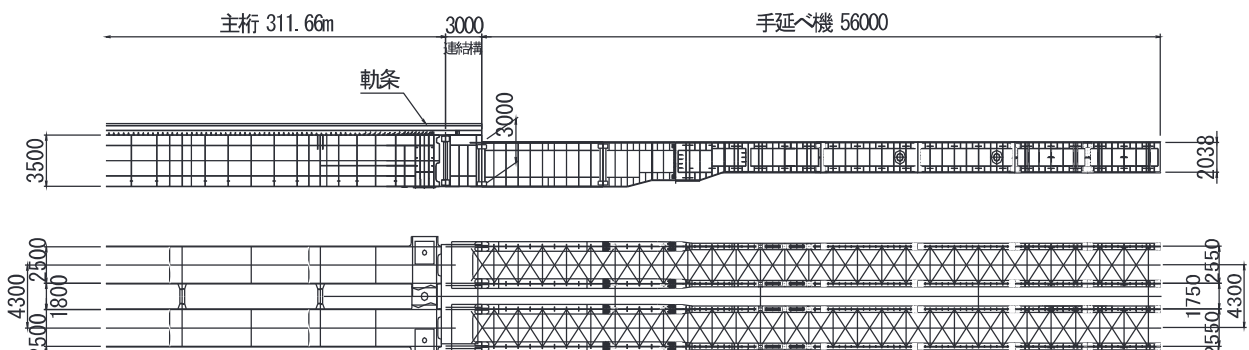


図-7 手延べ機一般図

手延べ機先端が橋脚に到達した後、手延べ上クレーンと台車（材料運搬用）を用いて、サンドルに組み替え、送り出し装置をセットした（写真-6～9、図-9）。



写真-5 手延べ機受けベント



写真-6 橋脚上送り出し装置

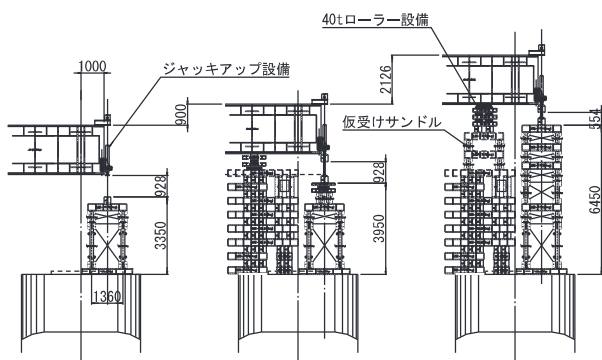


図-8 手延べ機先端ジャッキアップ要領



写真-7 高架橋上送り出し設備

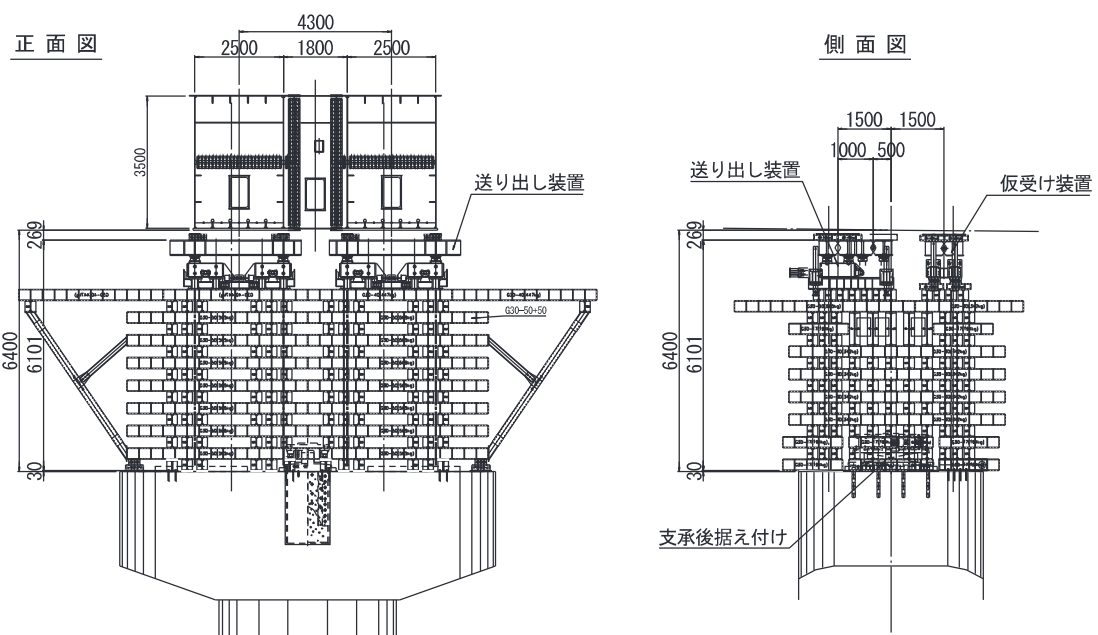


図-9 橋脚上送り出し設備



写真一8 手延べ機上クレーン設置状況



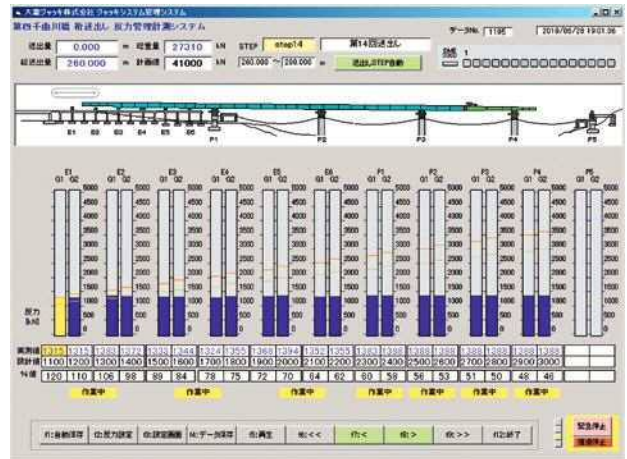
写真一9 手延べ機上クレーン作業状況

送り出し時の推進力は、各橋脚上に配置された、送り出し装置に組み込まれている水平ジャッキで得られるようにした。本送り出し装置は、推進用の水平ジャッキと反力調整が出来る鉛直ジャッキ及び進行方向調整用の調整ジャッキで構成され、送り出し作業時は、鉛直ジャッキによる反力管理を行うこととした。先に述べたように特殊手延べになっているため、跳ね出し時の発生断面力と鉛直反力が非常に大きく桁補強も大がかりとなった。

送り出し時最大鉛直反力 $R=10000\text{KN}$ (1橋脚当たり)

送り出し管理は、各桁受け点の反力を管理し、大きな支点強制変位が発生しないように、送り出し装置の反力を検出して1台のパソコンに情報を集約し管理することとした(図一10)。予め規定した反力値と規定範囲以上の差違が発生した場合は、送り出し作業を中断し、送り出し装置内の鉛直ジャッキを上下して、反力を調整し

て、桁に想定以上の応力が入らないように慎重に作業を行った。



図一10 反力管理 (パソコン画面)

5. おわりに

今回の工事の内、手延べ送り出し作業として、脚上設備の施工方法に起因する課題点を解決するために、いくつかの特殊設備や特殊な手順を駆使して施工を行った。その影響で、通常の送り出しより、一回の送り出し作業にかかる作業時間も長く、作業手間も多くかかる施工方法となった。また、手延べ重心も先端側にあり全体としても重くなったため、桁補強も必要となった。今後、同様のケースがあった場合、このあたりを改善してよりよい施工が出来るようにしていく必要がある。

最後に、本工事の施工に当たり、ご指導いただいている、(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構鉄道建設本部設計技術部、同北陸新幹線建設局、同飯山鉄道建設所の方々に深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げますと共に、さらなるご指導を御願いたします。

2011.2.22 受付

東京国際空港 新設橋（羽田誘導路橋）の施工

Construction of the New Bridge (Haneda) at the Taxiway of Tokyo International Airport

高橋 昌彦*¹
Masahiko TAKAHASHI

Summary

Parallel taxiways are under construction to make runway A on the west side at Tokyo International Airport a double-track runway. This bridge is located at the intersection of the parallel taxiways and airport access road, and the structure is a simple hollow composite floor slab bridge. The paper describes the removal of shading louvers, large-block erection using a large crane, and simultaneous placement of floor slab concrete.

キーワード：誘導路橋・空港制限区域内・道路交差・一括架設・一括打設

1. まえがき

東京国際空港では、国内の航空需要に応えるため、再拡張事業としてD滑走路の建設が行われた。この再拡張事業や新国際線ターミナルの開業で、航空機の発着数が増加することにより、航空機の円滑な地上走行と定時発着を確保するため、A滑走路西側誘導路を複線化する誘導路を建設中である（図-1、2）。

この新設誘導路は一部「空港アクセス道路」と交差する箇所があり、ここを橋梁構造としている（図-3）。

本工事は、この誘導路橋梁の施工を行っており、ここでは、本橋の橋桁架設工事の施工方法について報告する。



図-1 位置図



図-2 施工位置図

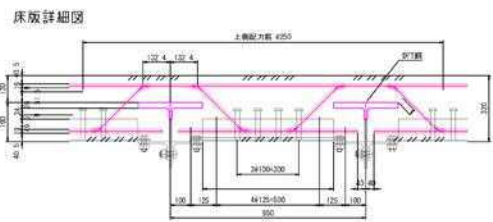
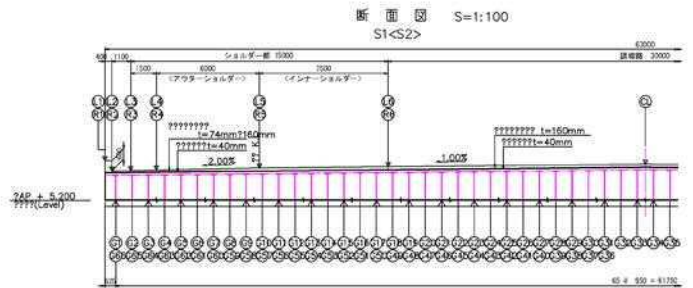
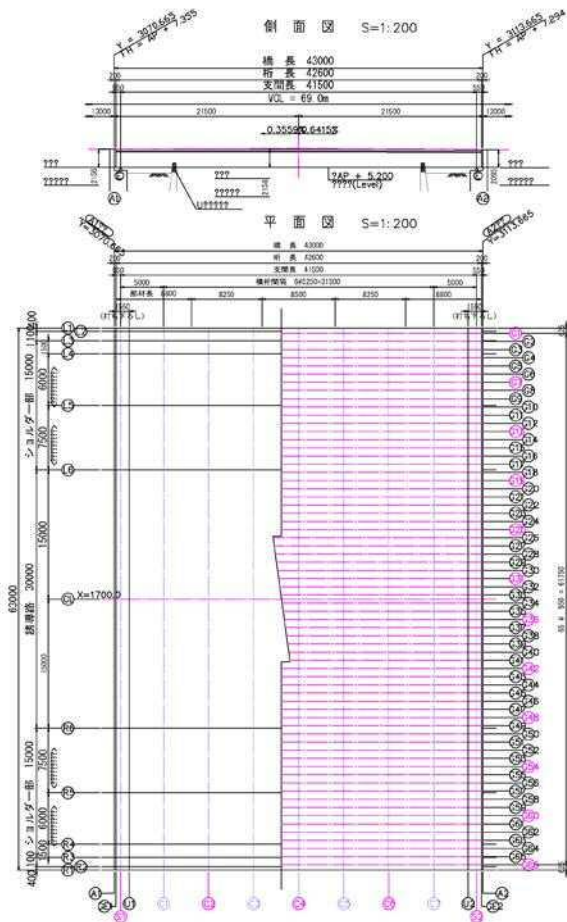
*¹橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部東京工事グループ担当課長

表-1 設計条件

橋の種類	誘導路橋梁(航空機の誘導路)		
形式	単純中空合成床版橋		
活荷重	LA-0荷重, LA-1荷重		
橋長	43.000m		
桁長	42.600m		
支間長	41.500m		
幅員	総幅員	63.000m	
	誘導路	30.000m	
	ショルダー部	15.000m x 2	
	点検用通路	1.100m x 2	
	地覆	0.400m x 2	
平面線形	R=∞		
縦断勾配	路面	0.3559% ~ 0.6415% VCL = 69.0m	
	底板	Level	
横断勾配	誘導路	1.00%	
	ショルダー部	1.00% ~ 2.00%	
	点検用通路	2.00%	
斜角	90°00'00"		
舗装	誘導路	アスファルト舗装 t=160mm	
	ショルダー部	アスファルト舗装 t= 74~160mm	
	防水層	床版防水層 t= 40mm	
設計水平震度	レベル1	A1-2橋台: kh=0.30(橋軸), kh=0.24(橋直)	
	レベル2	タイプI A1-2橋台: kh=0.40(橋軸・直) タイプII A1-2橋台: kh=0.47(橋軸), kh=0.40(橋直)	
使用鋼材	鋼材	普通鋼材(SM490Y, SM400, SS400)	
	高力ボルト	S10T, F8T	
	コンクリート	床版	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$
		地覆、縁石	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD345		
支承形式	タイプB ゴム支承		

2. 工事概要

- (1) 工事名 : 東京国際空港A滑走路
平行誘導路橋梁築造工事
- (2) 施工箇所 : 東京都大田区羽田空港地内
- (3) 工期 : 自)平成21年 7月13日
至)平成23年 3月30日
- (4) 発注者 : 国土交通省 関東地方整備局
- (5) 受注者 : 株式会社 宮地鐵工所
- (6) 架設工法 : 大型クレーンによる一括架設
(750t吊クローラクレーン)
- (7) 施工内容 : 桁地組工・塗装工・架設工
支承工・落橋防止工・床版工
橋面工



(A380:活荷重LA-0の航空機) 羽田誘導路橋梁

図-3 構造一般図及び現地写真

3. 施工計画

(1) 基本架設計画

本工事の架設は、トラッククレーンベント工法で計画されており、ベントは空港アクセス道路の中央分離帯に設置する必要があった(図-4、写真-1)。本案を検討した結果、下記のような問題点があがった。

- 1) 空港アクセス道路は空港利用者の重要な道路であり、頻繁な交通規制は利用者にとっては迷惑となる。
- 2) 道路上での作業は、車輛との接触事故等の要因となるため、事故発生率が増える。
- 3) ベント設置に伴い、中央分離帯位置の撤去・改造・復旧が発生するため、関係各署との協議等が発生し工程にも悪影響を及ぼす可能性がある。

以上の事を考慮して、大型クレーン(750t吊クローラクレーン)にて架設を行うノーベント工法にて、計画を行った(図-5)。



写真-1 現場状況写真

(2) 床版打設計画

床版打設は、通常1パーティ200~300³程度の打設で計画をする。本工事床版は約800³あるため通常3回に分けての打設となる。しかし、本橋梁は航空機用の橋梁であるため幅員が63mあり、打継ぎを設けるだけでも多大な労務が発生する。また、打継ぎ目では新旧コンクリートの一体化は100%期待できない。そこで当工事では、床版の打継ぎ目を最小とするため、1日での床版打設(800³)を計画した。

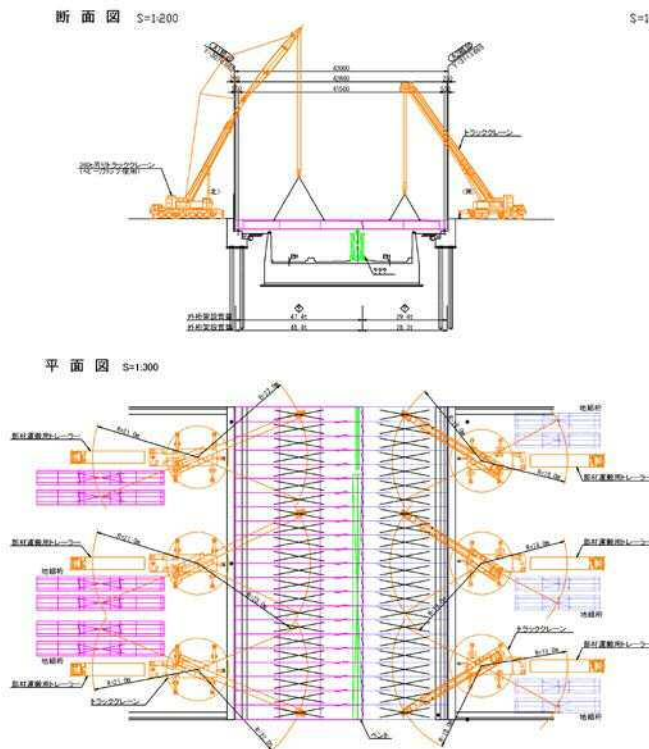


図-4 架設一般図(当初案)

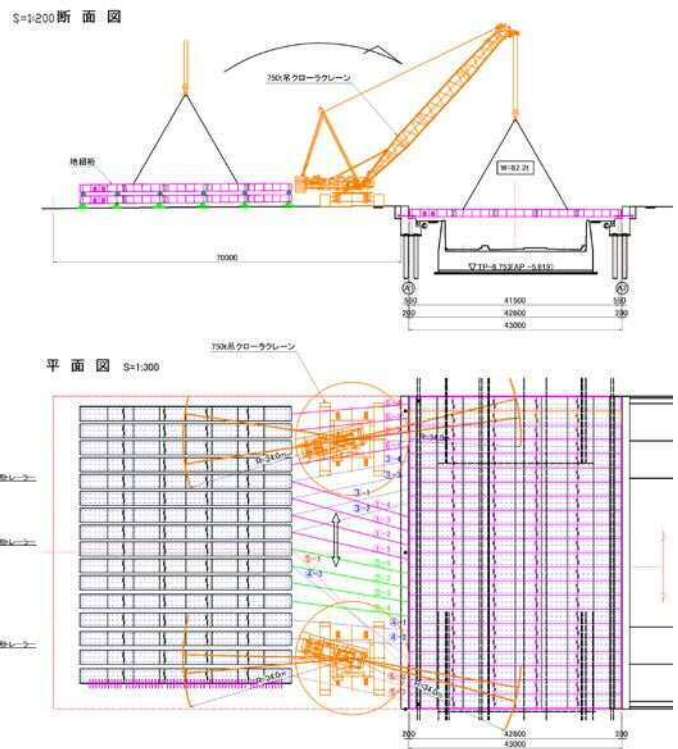


図-5 架設一般図(変更案)

4. 詳細施工計画

(1) 道路規制計画と規制時間短縮計画

先に記したようにアクセス道路の通行止めが必要であるため、道路規制の計画書を作成し所轄警察署との協議を行った。

今回、道路上の作業で通行止めが必要な工種は以下のとおりである。

- 1) 遮光ルーバーの撤去 (写真-2)
- 2) 鋼桁の架設

ルーバー撤去方法も、当初案では道路上にクレーンを据え付けて撤去する方法であったが、ヤード内に200t吊クローラークレーンを配置し撤去する方法に変更した(図-6)。このことにより、クレーンの据付・撤去時間が省かれたため1夜間の実作業時間が増えた。

当初、道路の通行止めを23時から翌朝5時までの完全通行止めと想定し計画していた。協議の結果、空港アクセス道路は交通量が多いことと迂回距離が約4倍あることから、時間内をすべて通行止めにするのではなく作業していない時(車両が安全に通行出来る時)は通行させる一時通行止めで検討するように指示があった。これにより以下のような事を検討し、通行止めの時間を短縮した(図-7)。

- a) ルーバー撤去時天秤の使用(玉掛けを迅速に行うためと、車両通行帯直上での作業を無くするため)
- b) 通行止め規制箇所の規制材設置・撤去の迅速化
- c) タイムサイクルの詳細検討と周知、無線合図の徹底
- d) 作業終了後の反省会の実施



写真-2 遮光ルーバー

遮光ルーバー(写真参照)は、空港アクセス道路のトンネル出口部分にある構造物である。新設する誘導路橋梁と干渉するため、撤去が必要であった。

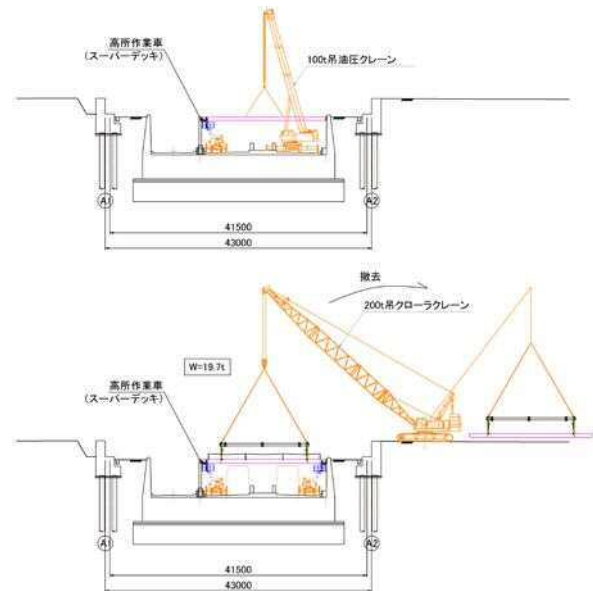


図-6 遮光ルーバーの撤去図

ルーバー撤去作業

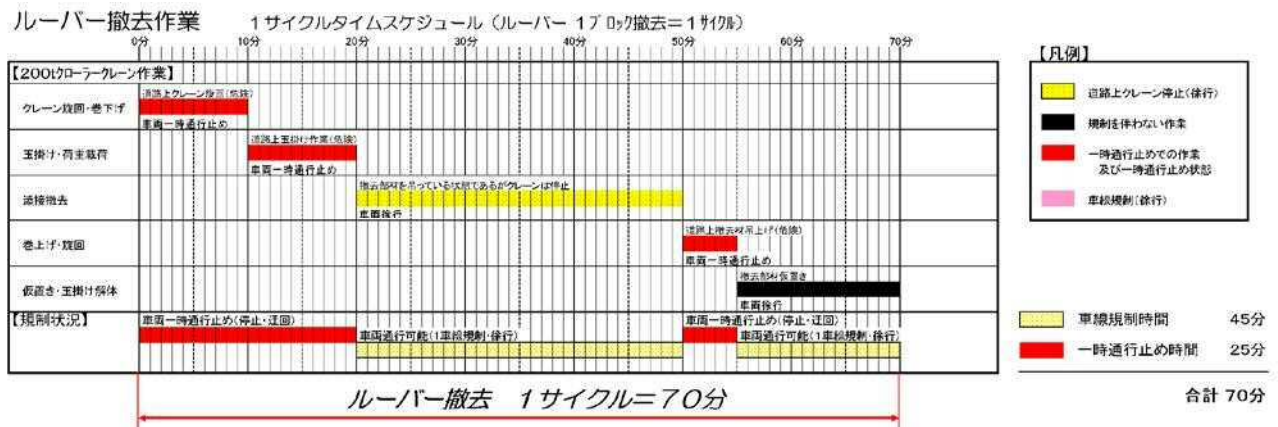


図-7 ルーバー撤去作業タイムスケジュール表

(2) 空港内制限区域内での作業計画

1) 上空制限（転移表面）

現場は、A滑走路の中心より約270mの位置での施工であり、航空機の運航に支障が出ることのないよう施工計画する必要があった。施工位置上空には「転移表面」という航空機が進入をやり直す場合等の側面方向への安全を確保する表面が存在し、本工事はこの表面の下での施工である（図-8）。



図-8 転移表面図

橋梁の架設はクレーンを使用するが、全ての作業で高さを最小限に設定して施工を行った。



写真-3 750t吊クローラクレーン

昼間はクレーンのブームを伏せて待機する予定であったが、転移表面に抵触しているため更にマストを下げて転移表面から6m確保した（写真-3）。このことによりブームを起すのとブームを伏せる作業だけで約1時間近くロスが発生した。（夜間は23:00開始→4:30までにクレーンをこの状態にして終了。実際には23:30-4:00までの4時間半の作業時間であった。）

2) クレーン行動（施工）範囲に制限への対策

上記の通り、上空に制限がある他に平面にも施工範囲に対する制限があった。図-9に示すようにクレーン作業を行う位置は東側には誘導路、南側にはアクセス道路が存在するため、クレーンのブームの先端が施工範囲外に誤って出ることのないように、以下の対策を実施した。

- a) クレーンのリミッターによる起伏角度の管理（写真-4）
- b) レーザー式警報器による作業範囲の管理（写真-5）

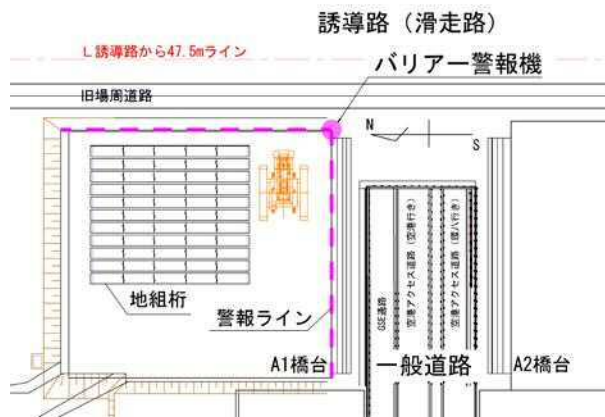


図-9 クレーン行動範囲制限図



写真-4 クレーン起伏角度管理

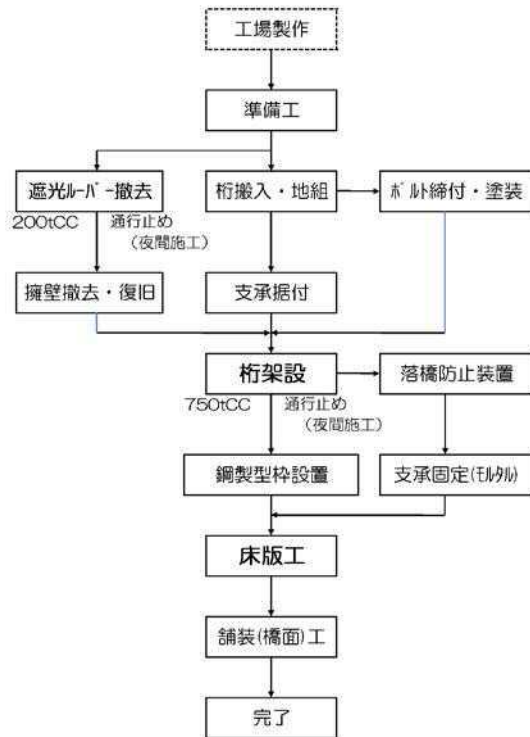


写真-5 レーザー式警報機

5. 現場施工

本工事の施工は以下のステップで行っている。
 この中で、桁の地組～架設～床版打設までを説明する。

施工フローチャート



(1) 桁地組

桁の地組を行うにあたり、問題となったのは架設用クレーンの組立箇所と時期であった。使用出来るヤードの幅が幅員分しかないため、桁の地組は1段ではなく2段積みで地組し、更に地組桁同士の隙間を550mmにすることで全ての桁を組むことができ、750t吊CCの組むための場所も確保ができた(図-10、写真-6)。

これにより、地組から架設までの工程にロスがなく予定より工程が短縮できた。



写真-6 桁地組

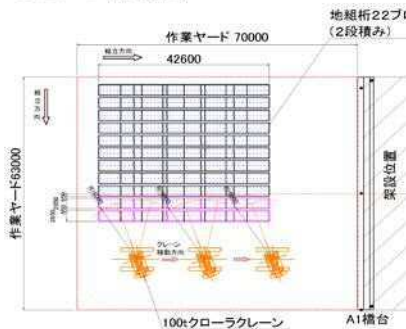
(2) 桁の移動(夜間)

750t吊CC組立完了後、地組桁試験吊りを兼ねて積み上げた地組桁を5本移動した。この5本を移動することにより架設時、桁を吊ってからのクレーン移動をなくして旋回のみで架設可能な位置に桁を配置できた(写真-7)。

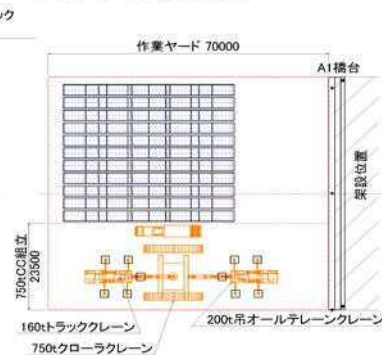


写真-7 夜間の桁移動

STEP-1 桁地組



STEP-2 750tCC組立



STEP-3 桁移動

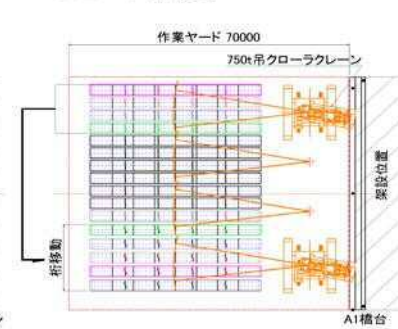


図-10 桁地組みステップ図

(3) 桁架設

桁の架設は工事受注時に工法を変更し、大型クローラークレーンを使用して大ブロックにて一括架設する工法とした(図-11、12)。地組ブロックは22ブロック有り、1日4ブロックの架設することで、2ブロックx1日+4ブロックx5日=計6日での夜間架設を行う予定であった。クレーンの実稼働時間が4時間半であったため、1ブロック当たり=1時間の架設であったため、とにかくロスのないように段取り、施工を行った(写真-8、9)。

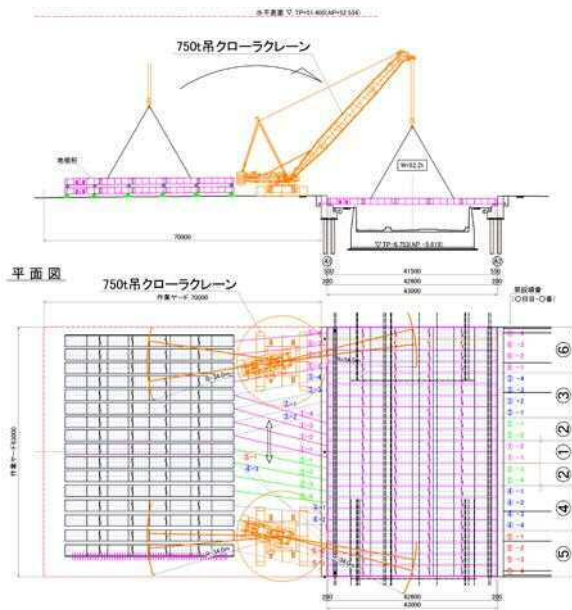


図-11 一括架設平面図

桁架設に対する、時間短縮に関しては以下のような事項について検討し、実行した(図-13)。

- 1) 玉掛け方法の検討(補助クレーン・ウィンチの使用) 玉掛け・玉掛け解体については、1日4回短時間で終わらなくてはならない。事前に行った桁移動時に手順の検討等を行い、安全かつ迅速に行えるように周知した。
- 2) 支承を桁にセットし架設(剪断キーに桁を納める時間の短縮)
- 3) 規制の迅速化(ルーバー撤去時の反省点の再検討)
- 4) タイムスケジュールとの比較・検討

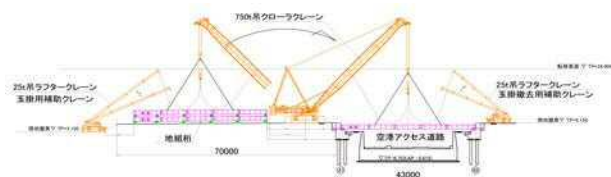


図-12 一括架設断面図



写真-8 一括架設中



写真-9 全22ブロック架設完了

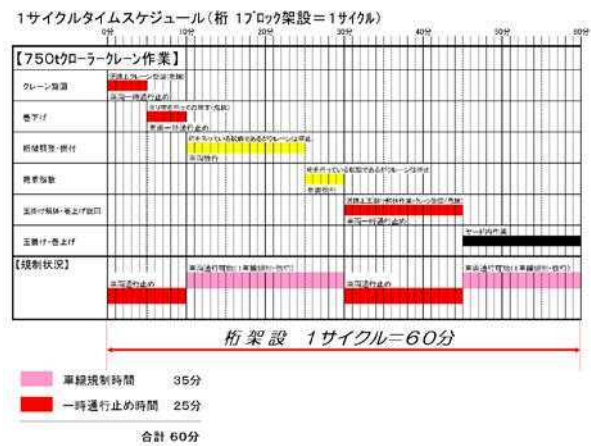


図-13 クレーン作業タイムスケジュール表

結果、架設は工程通り6日間の夜間で22本架設が完了し、通行止めを伴う作業と、夜間作業滑走路閉鎖後の作業が無事完了し、一括架設は完了した。

(4) 床版打設

床版打設は、打ち継ぎ目を最小限にするために、床版部の打設を1回で計画した(図-14)。前にも述べたが、通常コンクリートプラントやポンプ車の能力から1日の打設数量は200~300m³としている。

今回の床版は、航空機用の橋梁であるため幅員が63mある。しかし、橋長は43mであり通常の道路橋と違いポンプ車が4台据え付けることが可能である。単純な考えではあるが、1ポンプ当たり200m³打設すると4台で800m³の打設が可能となる。

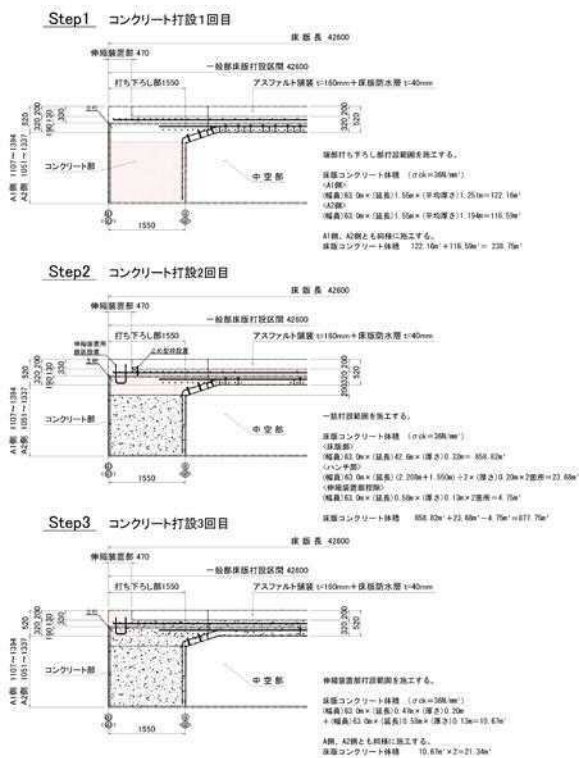


図-14 床版コンクリート打設ステップ図

今回の800m³越の打設について、問題点及びそれに対する対策(検討・施工方法)を以下に述べる。

① プラントの供給能力・運搬距離

今回の打設に対して、プラントは1工場にて行った。今回の打設に対して、プラントは1工場にて行った。4台のポンプ車での打設であったため、1ポンプ=30m³/h → 4台で120m³/hのペースで打設を行った。

② 打設方法(コールドジョイントに対する対策)

打設の方法としては、図-15の通り橋梁を4等分にし桁中央から橋軸直角方向約2.5mの幅で外側へ打設するようにした。このことにより、1時間で各パーティーが端部まで打設が完了するようになり、再びポン

プ車を中央に戻し繰り返し行うようにした。このことにより打ち継ぎの時間を1時間以内にして、各班同じペースで打つことができた。

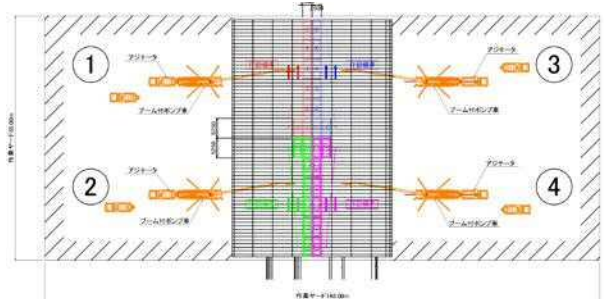


図-15 床版コンクリート打設計画図

③ 施工能力(打設→仕上げ)

床版の打設は、コンクリートの打設数量は、ポンプ車の台数・プラントの供給によりほぼ決定する。今回の打設は、4パーティーでの施工であったので通常の床版打設の4倍の作業員が必要であり、1日での作業であるためポンプ車・作業人員・左官等の招集・事前周知が必要であった。12月6日予定で進んだが、この日雨天等で中止になったら予備日は設けてあったが、また最初から段取りする必要があった。

幸いにも好天に恵まれ、無事打設が完了した。朝7:30開始→17:30終了 約10時間の打設であった(写真-10)。



写真-10 床版打設状況

6. あとがき

本工事により、道路上の架設を6日で完了し、周辺道路への影響を最小限にするという目的を無事に達成し、また、床版打設も完了出来た。道路上での規制を伴う作業は特に一般車両との事故に繋がる起因となる。

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 東京空港整備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。

2011.2.15 受付

鋼箱桁とRC橋脚の複合構造における 柱頭部施工の報告—清澄山道ループ橋—

Construction of Column Capital Part with Composite Structure of Steel Box Girder and RC Abutment Piece –Loop Bridge at the Kiyosumi Mountain Road–

桑山 豊六*¹ 加藤 徹*²
Toyomu KUWAYAMA Tohru KATO

Summary

The loop bridge at the Kiyosumi Mountain Road has a plane curve of $R = 50$ m and a continuous hybrid rigid-frame structure of a steel box girder (1 box) and reinforced concrete piers (single column) rigidly connected. This structure has a high earthquake resistance due to its high degree of indeterminacy. This also makes the structure compact and reduces the construction cost because the entire bridge, which consists of multiple connected high-pier bridges, can carry forces as one structure. This report describes the characteristics of the rigid connection between the upper and lower members.

キーワード：鋼・コンクリート複合構造、鉄筋定着形式、高流動コンクリート、曲線半径 $R=50$ m

1. はじめに

本工事は、千葉県安房地域整備センターから発注された、千葉県鴨川市坂本に架かる主要地方道市原天津小湊線の清澄山道ループ橋の新設工事である。本路線は幅員が狭小で山岳道路による屈曲部が多く、これらを解消すべく道路整備が行われている。架橋部は、現道の中でも屈曲形状、縦断勾配の厳しい地点に位置しており、計画ルートは現道とは逆カーブの円形な平面線形 ($R=50$ m) を有し、半円区間をループ形式の橋梁で谷部及び起点側本線上空を跨ぐものである。図-1に現場位置図を、写真-1に現地架設完了状況を示す。

構造形式としては、 $R=50$ mの曲線区間を有することから鋼箱桁形式 (1BOX) を、橋脚は鉄筋コンクリート構造の1本柱-1本深礎を採用するとともに、橋脚頂部で上・下部工 (鋼とコンクリート) を剛結合とした複合連続ラーメン構造を採用した。連続ラーメン構造は、不静定次数が高いことから耐震性に優れ、本橋のようなハイピアーが連立する橋梁には橋梁全体で作用力を受け持たせる特性から、躯体形状をコンパクトに、また、沓レス構造であるため建設コストの縮減に大きな効力を発揮する形式である。

本稿では、上下部剛結構造の特徴を中心に工事報告を行う。



図-1 現場位置図



写真-1 現地架設完了状況

*¹ 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ課長代理

*² 橋梁事業本部 技術本部橋梁工事事務大阪工事グループ係長

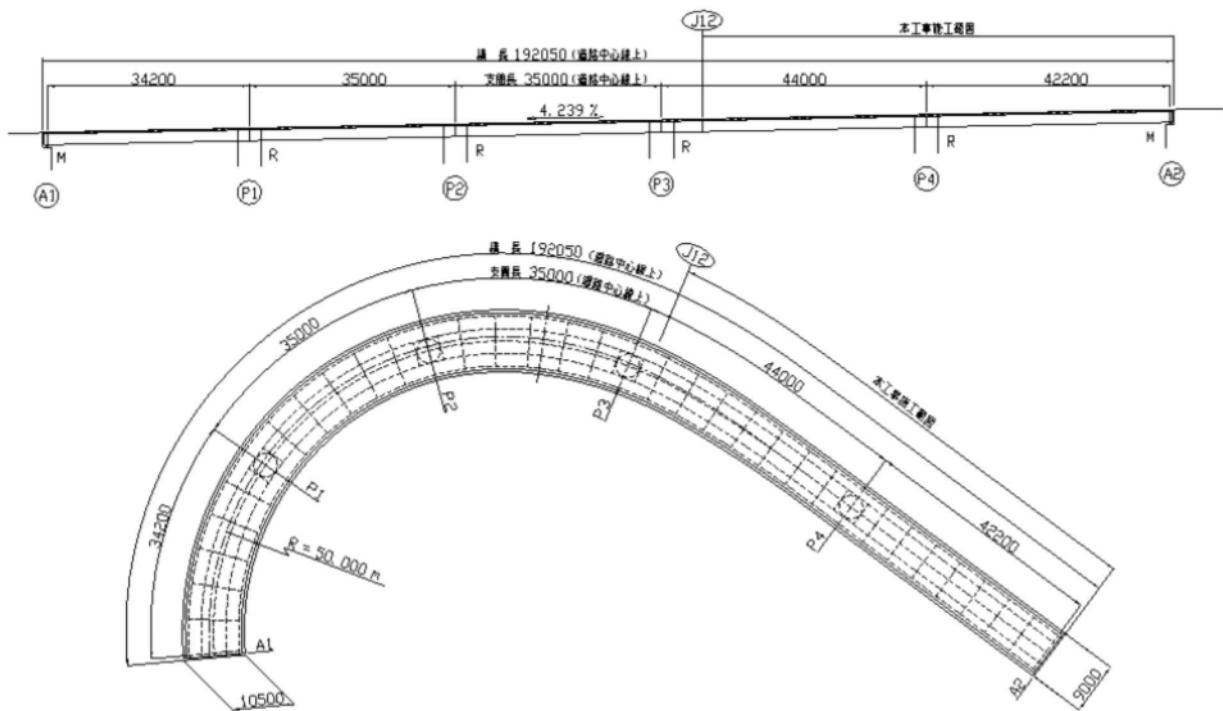


図-2 構造一般図

2. 工事概要

以下に清澄山道ループ橋の橋梁諸元を示す。

工 事 名：地域活力基盤創造交付金・県単道路改良
(幹線) 合併工事 (2号橋上部工その3)

施 工 場 所：千葉県鴨川市坂本

発 注 者：千葉県安房地域整備センター

構 造 形 式：鋼5径間連続ラーメン式箱桁橋

道 路 規 格：第3種 第3級 (V=30km/h)

設 計 荷 重：B活荷重

橋 長：192.050m

支 間 長：34.200+35.000+35.000+44.000+42.200m

有 効 幅 員：9.500~8.000m

斜 角：90°00'00"

縦 断 勾 配：4.239%

横 断 勾 配：7.00% (片勾配) ~2.00% (振り分け勾配)

曲 線 半 径：R=50m ~ ∞

図-2に構造一般図を示す。

3. 上下部剛結構造

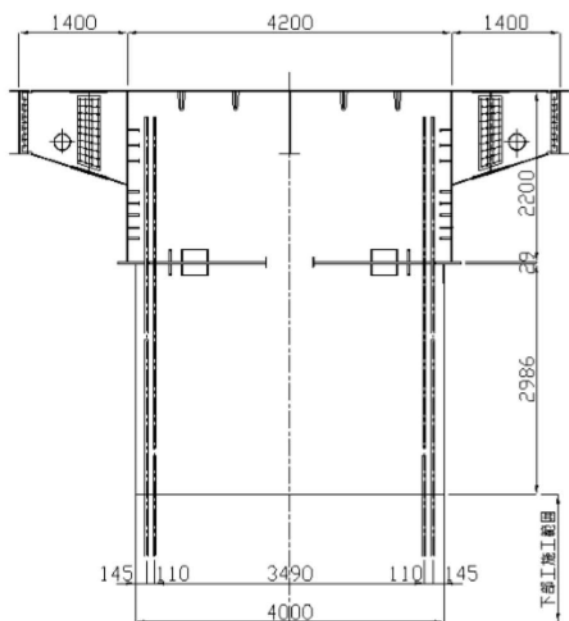
本橋のような曲線桁の場合、支承を用いた連続桁構造では支承に作用する負反力が大きくなる。負反力対策と

しては、アウトリガーを用いて支点位置をシフトする方法、カウンターウェイトを用いる方法、中間支点を1支承とする方法などが考えられるが、端支点の負反力を解消することができず、中間支点部の上部工と下部工を一体構造とする鋼・コンクリート複合ラーメン構造を採用した。これにより、地震時の慣性力を橋梁全体で受け持つことができるため耐震性に優れており、支承構造に比べて橋脚および基礎規模を縮小することができる。また、支承の数が減らせるため、建設コストや維持管理費の縮減を図ることができる。

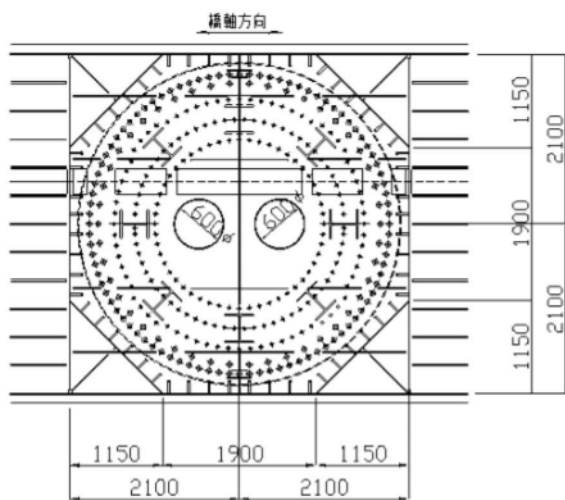
鋼箱桁とRC橋脚の剛結形式には鉄筋定着形式を採用した。この形式は、RC橋脚の柱頭部コンクリートが鋼桁の下フランジで分断される形となり、下フランジを貫通した鉛直方向の橋脚主鉄筋が桁内コンクリートと桁下コンクリートを一体化する構造である。鋼桁の下フランジ、橋脚の主鉄筋がそれぞれ剛結部で連続しているため、応力伝達機構が明確な構造といえる。図-3に剛結部の断面図を、図-4に下フランジの平面図を示す。

鉄筋定着形式は、鋼桁下フランジの鉄筋貫通孔に全ての橋脚鉄筋を貫通させる必要があり、通常以上に施工精度が要求される。橋脚の柱頭部鉄筋は、下部工施工範囲のコンクリート天端から約5m突き出した状態で立ち上がっており、この上から下フランジに鉄筋貫通孔を設け

た鋼桁を落とし込む作業を行う。鉄筋の平面位置は、施工誤差などを多く含んでいるため、鉄筋1本1本の位置を実測し、これを反映して下フランジの鉄筋貫通孔位置を決定した。写真一2に下部工施工範囲の柱頭部鉄筋が立ち上がっている状況を示す。この後さらに鉄筋を延長し、帯鉄筋を組み立てた状態を写真一3に示す。このとき、鋼桁下フランジがくる高さにテンプレートを設置し、鉄筋位置の精度確保を図った。



図一3 剛結部断面図



図一4 剛結部下フランジ平面図



写真一2 柱頭部鉄筋（下部工施工範囲）



写真一3 柱頭部鉄筋の組立て状況

4. 剛結部コンクリートの施工

剛結部コンクリートは、鋼桁下フランジ下面へのコンクリート充填、上フランジ下面へのコンクリート充填など、上部が閉塞された状態での打設作業となるため、自己充填性を有する高流動コンクリートを使用した。表一1に高流動コンクリートの配合条件、表一2に配合表を示す。また、写真一4にスランプフロー試験の状況を示す。

桁下コンクリートの高さは約3m、桁内コンクリートの高さは2.2mである。これを一括打設した場合、合計高さは5.2mとなり、さらに、高流動コンクリートは、普通コンクリートに比べて打設時の側圧が非常に大きくなるため、桁下型枠には剛性の高い鋼製型枠を使用した。写真一5に鋼製型枠の設置状況を示す。

高流動コンクリートはセメント量を多く含むため水和発熱量が大きく、また、形状寸法が大きいマスコンクリ

ートとなるため温度応力ひび割れの発生が懸念されたが、施工後の調査結果では有害なひび割れは見られなかった。写真-6に剛結部コンクリート施工完了後の状況を示す。

表-1 高流動コンクリートの配合条件

種別	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	スラブ厚 (cm)	空気量 (%)	セメントの種類	最大塩化物含有量 (kg/m ³)	粗骨材の最大寸法 (mm)
高流動コンクリート	36	65±5	4.5	高炉セメントB	0.3	20

表-2 高流動コンクリートの配合表

水セメント比	細骨材率	単体量 (kg/m ³)								
		W/C (%)	S/a (%)	W	C	混和材 S	G	混和剤 ①	混和剤 ②	
38.0	49.0			170	430	20	813	881	7.2	0.4

混和材：コンクリート用極強材 (F'ン加'ウ-CGA947'-S)

混和剤①：高性能AE減水剤 (J-カト1100NT)

混和剤②：分離低減剤 (SFCA2000)



写真-4 スランプフロー試験



写真-5 鋼製型枠の設置



写真-6 剛結部コンクリート施工完了後

5. おわりに

鋼桁とRC橋脚を剛結合した複合ラーメン橋は、耐震性の向上や負反力対策など、本橋のように橋脚が高く曲線半径の小さいループ橋にとっては、非常に合理的な構造といえる。また、支承を省略することによる経済性向上、支承の維持管理や取替えが省略できることによるライフサイクルコストの向上など、多くのメリットを持っている。鋼とコンクリートの長所を生かした複合構造は、今後ますます需要が増えてくるものと思われる。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただいた千葉県安房地域整備センターの関係各位に紙面を借りて、厚く御礼申し上げますとともに、本報告が今後の同種橋梁の設計の一助になれば幸いである。

<参考文献>

- 1) 笹井, 桑山, 佐藤: 上信越自動車道北千曲川橋の施工—鋼・コンクリート複合橋梁—, 橋梁と基礎, Vol.40, pp.11~17, 2006.
- 2) 桑山, 堀, 佐藤: 鋼・コンクリート複合構造部における高流動コンクリートの冬季施工 (北千曲川橋), 宮地技報 No.19, pp.6~14, 2003.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 [施工編: 特殊コンクリート] 7章 高流動コンクリート, 2007.

2011.2.7 受付

特集一橋りょう解体工事一

Feature – Demolition Work of Bridges

池田 浩^{*1} 吉田 友和^{*2} 朝倉 一久^{*3}
 Yutaka IKEDA Tomokazu YOSHIDA Kazuhisa ASAKURA
 渡邊 和広^{*4} 佐竹 正行^{*4} 日比谷 篤志^{*5}
 Kazuhiro WATANABE Masayuki SATAKE Atsushi HIBIYA

Summary

Some bridges built in the Taisho and Showa eras are to be demolished after being used for a long time. We have been involved in many such demolition works for some years. This article describes the demolition of four steel bridges (Adera-bashi, Katsuse-bashi, Akasaka-bashi, and Murayama-bashi) and one concrete bridge (Tsutsumigawa PC).

キーワード：解体工事、ケーブルクレーン・直吊り工法、エレクションガーダー工法

はじめに

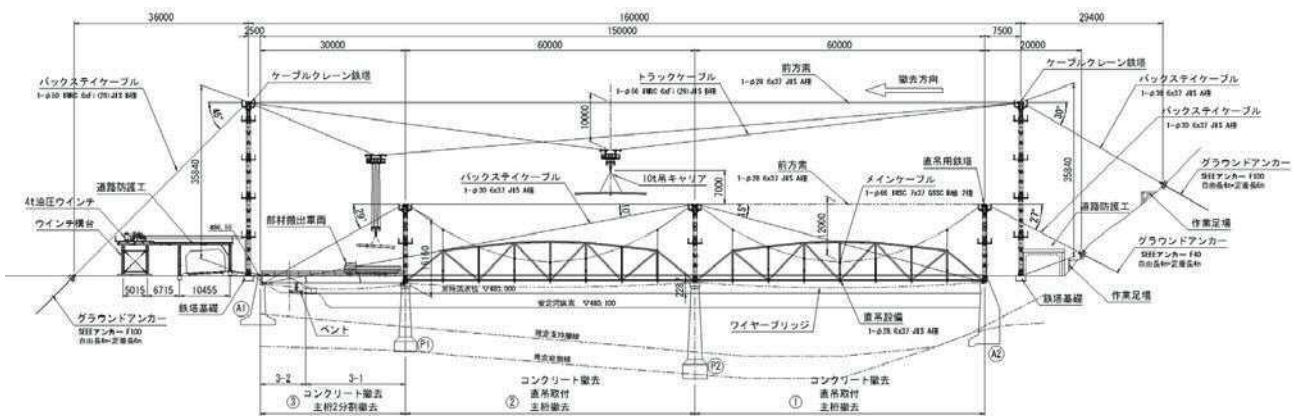
近年、大正・昭和の時代に建造された構造物の中で、長きに亘りその機能を存分に発揮し、役目を終えて解体されていくものがある。弊社も、ここ数年そういった工事に携わる機会が頻繁にあった。

本誌では、その中で鋼橋（阿寺橋、勝瀬橋、赤坂橋、村山橋）、コンクリート橋（堤川PC）の解体工事について紹介する。

1. 鋼 橋

(1) 旧阿寺橋

- 1) 工 事 名：平成20年度 旧阿寺橋撤去工事
- 2) 場 所：長野県木曾郡大桑村野尻地内
- 3) 発 注 者：大桑村役場
- 4) 形 式：鋼トラス橋ー2連
- 5) 橋 長：120m (60m+60m)
- 6) 幅 員：3.6m
- 7) 鋼 重：105t
- 8) 撤去工法：ケーブルクレーン・直吊り工法
- 9) 工 期：H20.10.31～H21. 8.31



図ー1 側面図

^{*1} 建設事業本部 建設工事本部計画部計画グループ参事
^{*2} 建設事業本部 建設工事本部計画部計画グループ技師補
^{*3} 建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ参事

^{*4} 建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ技師
^{*5} 建設事業本部 建設工事本部工事部工事グループ技師補

10) 本橋の歴史と施工概要

本橋は、長野県木曾郡大桑村の木曾川上を横断する鋼橋で、1960年関西電力株式会社が読書ダム建設工事に伴って架けられた橋である。その後、大桑村の生活道路として今日まで活躍してきた。

しかし、2等橋で幅員も狭く老朽化してきたため、

2008年に新しく本橋の下流にニールセンローゼ橋が建設され、その開通にともない今回解体されることとなった。本橋の解体工法については、河川内の占用をしないことが条件となっており、ここではケーブルクレーン・直吊り工法が採用された。



写真一 撤去前



写真二 鉄塔組立状況



写真三 撤去状況



写真四 撤去状況

(2) 旧勝瀬橋

- 1) 工 事 名：平成20年度 橋りょう整備工事
(0県債)
- 2) 場 所：神奈川県相模原市藤野町吉野地内
- 3) 発 注 者：神奈川県 津久井土木事務所
- 4) 形 式：鋼斜張橋-1連
- 5) 橋 長：130.21m
- 6) 幅 員：5.6m
- 7) 鋼 重：120t
- 8) 撤去工法：ケーブルクレーン・直吊り工法
- 9) 工 期：H21. 5.13～H22. 2.26

10) 本橋の歴史と施工概要

本橋は、相模川上に架かる日本で初めての斜張橋(1960年完成)で、下流には神奈川県民の80%が飲料水として使用している水源の相模川ダムがある。また、河川内には遊覧船や魚釣りの小舟が浮かび、有名な景勝地となっている。本工事は、その下流に新勝瀬橋が完成し開通されたため、惜しまれながらも解体することとなった。本橋の解体方法も、旧阿寺橋と同様、河川内の占用をしなことが条件となっており、ケーブルクレーン・直吊り工法が採用された。

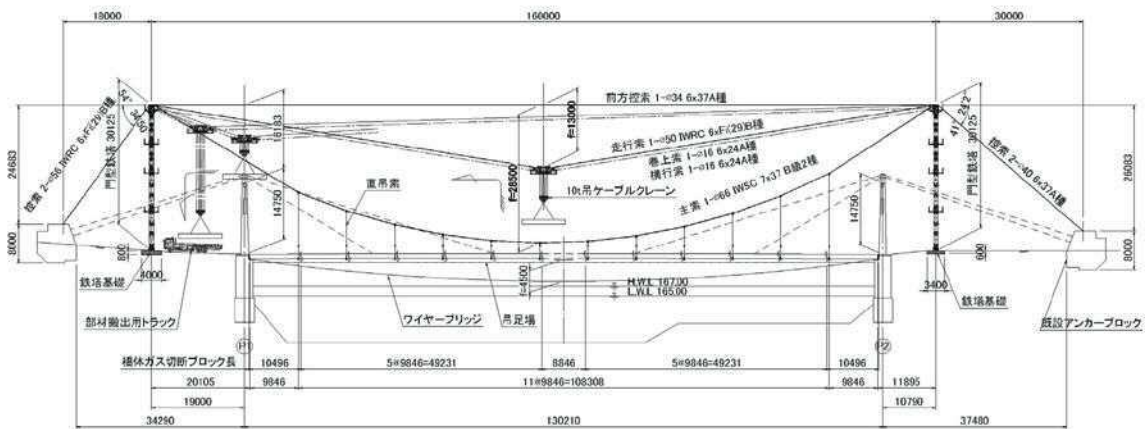


図-2 側面図



写真-5 撤去前



写真-6 撤去状況



写真-7 撤去状況



写真-8 撤去状況

(3) 赤坂橋

- 1) 工 事 名：平成21年度
地域活力基盤創造交付金工事
- 2) 場 所：長野県長野市篠ノ井大字東福寺
- 3) 発 注 者：長野県 長野建設事務所
- 4) 形 式：鋼トラス橋-3連
- 5) 橋 長：152.4m
- 6) 幅 員：6.02m
- 7) 鋼 重：210t
- 8) 撤去工法：架設桁併用による
トラベラクレーン工法
- 9) 工 期：H21. 7. 1～H22. 3.25

10) 本橋の歴史と施工概要

本橋は、もともと木橋だったものを、老朽化にともない1957年に鋼トラス橋として架け替えられ、住民が千曲川を渡るアクセスとして、また、南側には松代地区と呼ばれる歴史的建造物が多く存在するところでもあるため、観光客もこの橋を利用していた。

今回、やはり新橋の完成にともない、撤去されることとなった。

本橋の解体方法は、架設桁併用によるトラベラクレーン工法が採用された。

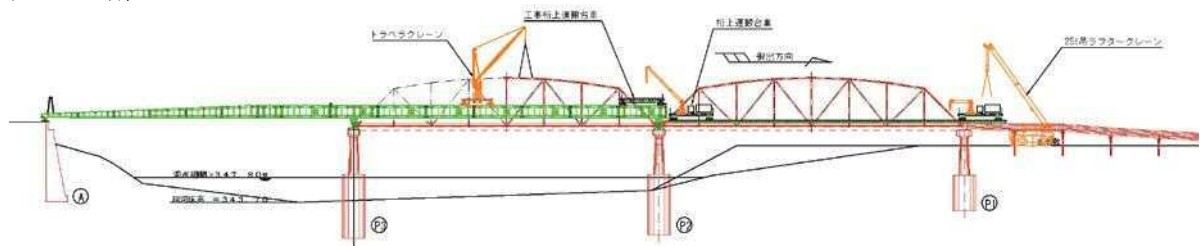


図-3 側面図



写真-9 撤去前



写真-10 撤去状況



写真-11 橋脚上設備



写真-12 撤去状況

(4) 村山橋

- 1) 工 事 名：平成21年度 国補道路改築・地域活力
基盤創造交付金合併工事
- 2) 場 所：国道406号 長野市 村山橋
- 3) 発 注 者：長野県 長野建設事務所
- 4) 形 式：鋼トラス橋-4連
- 5) 橋 長：204.8m (4@51.2m)
- 6) 幅 員：道路部 6.1m、鉄道部 2.02m
- 7) 鋼 重：636t
- 8) 撤去工法：架設桁併用による
トラベラクレーン工法
- 9) 工 期：H21.10.27～H22.10.31

10) 本橋の歴史と施工概要

本橋は、1926年（大正15年）に2車線道路と長野電鉄の鉄道の併用橋として開通した。しかし、平成に入り、道路部が2車線で大型車の行き違いが困難なこと、歩道がなく歩行者の通行が困難なこと、老朽化が進んでいることなどを理由に、新橋の架け替えが決定された。新橋は、1990年に着工し、2009年に道路4車線および鉄道部の全面供用を開始した。

これにより、旧橋はその役割も終わり、架設桁併用によるトラベラクレーン工法にて解体された。

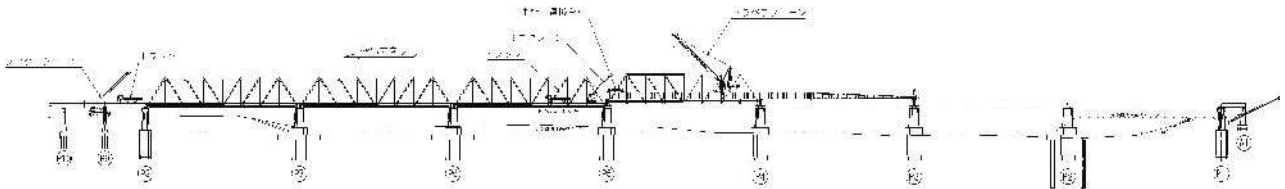


図-4 側面図



写真-13 撤去前



写真-14 撤去前



写真-15 撤去状況



写真-16 撤去状況

2. コンクリート橋

(1) 堤川PC

- 1) 工事名：東青森・青森間 旧堤川橋B撤去工事
- 2) 場所：青森市奥野地内
- 3) 元請者：仙建工業株式会社 盛岡支店
(発注者：東日本旅客鉄道株式会社 盛岡支社盛岡土木技術センター)
- 4) 形式：PC T桁橋 (鉄道橋 貨物線)
- 5) 橋長：26.06m-2連

- 6) 幅員：3.6m
- 7) 重量：376t (2@188t)
- 8) 撤去工法：架設桁併用台車吊下げ縦移動工法
- 9) 工期：H21. 7.24 ~ H22. 1.14
- 10) 本橋の歴史と施工概要

本橋は、昭和42年に貨物線として建設され、多くの貨物列車の走行路として活躍してきた。現在は、廃線となっており、整理資産としてこの度撤去することとなった。

解体工法は、上部工解体時期が出水期となるため、堤

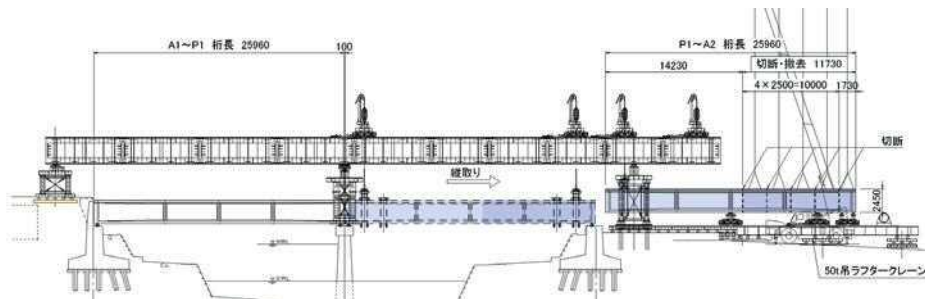


図-5 側面図



写真-17 撤去



写真-18 撤去状況



写真-19 撤去状況



写真-20 切断・搬出

川（一級河川）内に進入しない方法が原則であったことから、架設桁併用台車吊下げ縦移動工法を採用した。

おわりに

解体されていく橋梁は、新設される橋梁工事の華々しさの中に隠れ、その存在すらも忘れられがちである。

しかし、こういった工事に携わって、発注者の方や付近の地元住民の方々から、その構造物が活躍した歴史を聞かされると、仕事とはいえ、少しばかり哀愁を感じたものである。

実際に、解体工事に着工すると、架設工事とは反対で、安定（完成）しているものを徐々に不安定な状態にしていくため、最後まで気の抜けない、ある意味、新設を架設するよりも難しい工事であった。

しかし、今回ご紹介した工事は、すべて無事故・無災害で完工することができた。

最後に、本工事に際し、ご指導・ご尽力いただきました大桑村役場、神奈川県津久井土木事務所、長野県長野建設事務所、東日本旅客鉄道(株)盛岡支社盛岡土木技術センター、仙建工業株式会社の関係者の皆様方に、誌面を借りて厚く御礼申し上げます。

2012.1.21 受付

グラビア写真説明

東京港南部地区臨海道路橋梁上部築造工事（その5）工事（東京ゲートブリッジ）

本工事は、中央防波堤外側埋立地と若洲を結ぶ東京港臨海道路Ⅱ期事業における延長約2.9kmのうち、国土交通省施工区間（海上部）のアプローチ部を対象とした工事です。

一般公募により名称が『東京ゲートブリッジ』に決まり、多くのメディアでも取り上げられ注目を集めております。

架設は大型起重機船を使用した一括工法が採用され、本工事では合計7回実施されました。海上作業のため天候の影響を大きく受け、非常に難しい架設となりました。

開通後は地域の物流円滑化や交通渋滞緩和に大きく貢献するとともに、近くを通る人たちの目を楽しませることができるように期待しています。

（清水 達也）

清澄山道ループ橋

本橋は上部箱桁とRC円柱橋脚（直径φ4m：P1～P4）が剛結構造の5径間連続ラーメン箱桁橋です。桁と脚の剛結部は主桁下フランジに鉄筋貫通孔を設け柱の主鉄筋を連続させて鋼桁内と下面にコンクリートを充填させる「鉄筋定着形式」を採用しています。平面曲線は単円R=50m～緩和区間（A=50m、L=50m）～直線（R=∞）を有しています。施工場所が鴨川市の山間部であるため、橋脚高さも最大42mと高くなっています。本工事は5径間連続ラーメン箱桁のうちP3～A2間（約2径間弱）の製作～架設が所掌範囲であり、RC床版は施工外です。

（清水 康史）

宮山高架橋（1）および（2）

本橋（1）は、橋長930.48m、上下2層、橋脚と剛結、橋脚下端に免震支承を設置した構造の14径間連続鋼床版箱桁橋です。施工範囲は、上部工：14径間全量の製作・架設、橋脚：15基のうち9基の製作・架設です。上部工の架設は、下層の桁を架設した後、下層の鋼床版上にベントをのせて上層の桁を架設する工法を採用し、架設期間の短縮を図りました。また、架設現場が寒川浄水場に隣接することから、ブラスト飛散防止のため、一部の現場塗装の素地調整にはバキュームブラストを使用しました。

本橋（2）は、上部桁の4径間連続箱桁橋の上り線（上層）と下り線（下層）と2柱2層式鋼製橋脚4基が剛結された立体ラーメン構造で、施工範囲は上部桁2橋と鋼製橋脚4基の製作・架設です。

（清水 康史）

鋼製橋脚隅角部補強工事1-24の工事報告

Corner Reinforcement Work 1-24 of Steel Piers

田村 修一*¹ 辻 幸佐*²
 Shuichi TAMURA Kosuke TSUJI

Summary

Recently, fatigue damage was found at a part of a steel pier corner of the Metropolitan Expressway and so all the corners were inspected, revealing numerous cracks. This was reinforcement work for fatigue damage with a crack length of 30 mm or less. The paper summarizes the work and the various issues that arose in the process.

キーワード：鋼製橋脚隅角部，当て板補強，き裂進展調査

1. はじめに

近年、首都高速道路の鋼製橋脚隅角部の一部において疲労損傷が発見され、全隅角について点検調査を実施した結果、数多くのき裂が発見された。既にき裂長さが30mmを超えるような脚については早急に補強が必要だと判断され、数年前より順次補強が行われてきた^{1) 2) 3) 4)}。本工事はき裂長さ30mm以下の疲労損傷を対象とした補強工事である。

本稿では、工事の概要と流れ、またその過程の中で発生した各種検討事項とその留意点について報告する。

2. 工事概要

本工事は、高速4号新宿線で確認されているき裂損傷（き裂長さ30mm以下）に対し、隅角部の当て板による補強を行う工事である。対象橋脚は35基（隅角63箇所）である。本工事の作業フローを図-1に示す。

最初の段階として、既設竣工図書や発注図面を基に材料手配用の承認申請図面を作成する。その承認後、現場調査前に先行して材料手配を行うことになるため、現場実測の結果、竣工図書等との相違により手配した材料が使用できない場合も生じる。

本工事における吊足場設置完了後、材料手配期間中に現場調査及び非破壊検査を行う。非破壊検査は対象隅角

部において、過去の点検結果によって確認されているき裂損傷に対して磁粉探傷試験を実施し、き裂の進展の有無を確認することとしている。調査の結果、き裂の進展が確認された場合は、別途き裂補修工を行うことがある。本工事の工事対象範囲においてはき裂の進展が見られなかったため、通常の当て板補強工を行うこととなった。

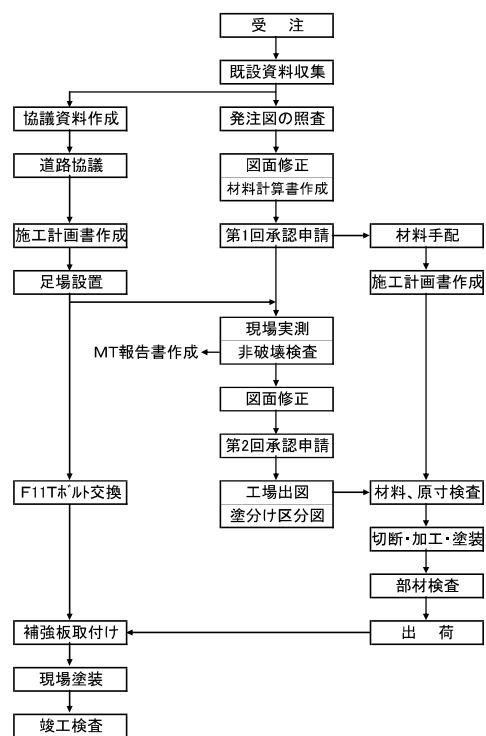


図-1 工事作業フロー

*¹橋梁事業本部 千葉工場生産管理部計画グループ副主任

*²橋梁事業本部 千葉工場安全品質保証部品品質保証グループ課長代理

現場実測の結果より図面の修正を行い、製作承認申請を行う。その承認後、当て板部材・その他付属物の製作、検査、架設を行うこととなる。

また、当隅角部補強に直接関係はないが、昭和50年代より問題となっている既設橋脚のF11T高力ボルト遅れ破壊について、本工事で「予防保全」として遅れ破壊の恐れがあるボルトの取替⁵⁾も合わせて行った。

3. 補強板構造の概要

既往の研究・検討結果によりまとめられた既設橋梁構造物補修・補強要領⁶⁾（以下補修・補強要領）による。鋼製橋脚隅角部の補強板に関する概要を下記に記載する。

(1) 補強板の要求性能

補強板の設計にあたって以下の要求性能を満足することを標準としている。①隅角部に発生する活荷重応力範囲が50%以下となること。②道路橋示方書⁷⁾に示される中規模な地震動（レベル1）に対し健全性を損なわない性能を有すること。

(2) 補強板の形状

補強板の形状は図-2に示されるように梁高さDwに応じて決定される突出長aにより形状が決定する。また、既往の研究により隅角部の応力低減率がこの突出長により支配されていることが分かっている。

また、補強板突出部の座屈防止として、突出部の自由辺長さLdが補強板の板厚taの60倍を超える場合は、補強板の突出辺長に沿ってL型のアンクル材を取付けて補強する。

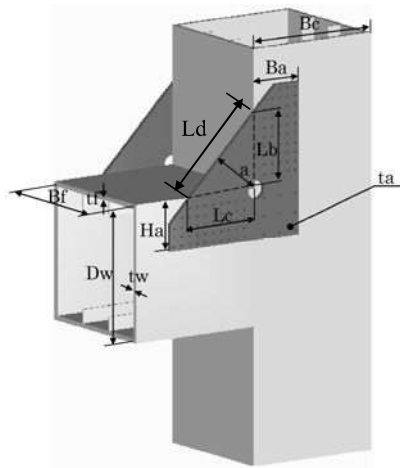


図-2 補強板形状について

(3) 支圧ボルト

通常橋梁で用いられている高力ボルトは摩擦接合用高力ボルトであるが、支圧ボルトは、ボルトせん断耐力から設計せん断力を決定できるため、大きいせん断力が設計上許容できる。また、既設構造物によく見られる溶接変形（やせ馬）などで生じる補強板と母材との肌隙があっても常時・地震時共に安定した荷重伝達を期待できるため、補強に用いるボルトは支圧ボルトが標準とされている。

(4) ボルト配置

ボルト配置は図-3に示すように、梁高さ方向、柱幅方向に5列を標準としており、補強板端部のボルト荷重集中（図-4）を緩和するために控えボルトを2列配置することを標準としている。また、ボルト間隔について、応力集中量が少ない隅角パネル部は200mmとし、それ以外の一般部のボルトについては100mm間隔を標準としている。特に荷重が集中する箇所のボルトについては密となるようにこの100mmの標準を侵さないように留意しておく必要がある。

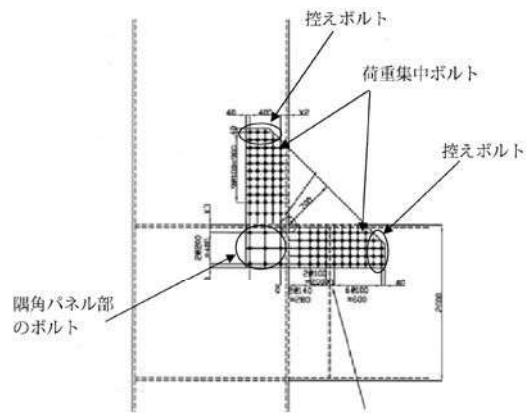


図-3 補強板のボルト配置

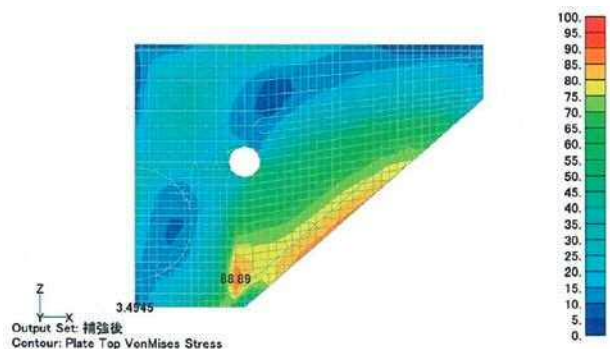


図-4 補強板の主応力コンター図

4. 各種検討事項

(1) 当て板架設時の支障物に関する検討事項

当て板架設時に支障となる干渉物として、下部工排水装置、換気孔ダブリング、縁端拡幅ブラケット、ブロンアスファルト、耐震補強材等があり、それらの検討内容を記述する。

1) 換気孔のダブリング

耐震補強工事が行われた際に取り付けられた換気孔のダブリングと当て板が大きく干渉している箇所がある。干渉量が少ない場合については図-5左図のように該当箇所の当て板を切り欠く構造とすれば対処可能であるが、所定のボルトが配置できない程大きく干渉する箇所については、図-5右図のように母材と当て板の間にファイラプレートを挿入する構造を採用した。

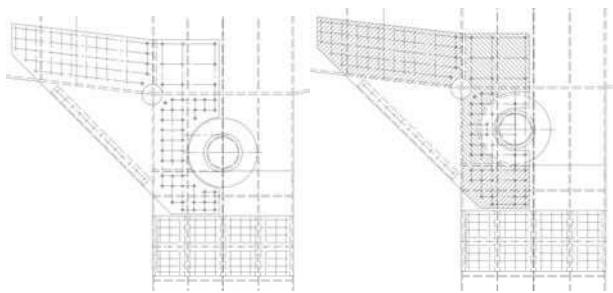


図-5 換気孔ダブリング干渉箇所

2) 縁端拡幅ブラケット

角柱で隣接する梁どうしが隅角部範囲内で段違いに交差しているような箇所では、図-6のように縁端拡幅ブラケットと当て板とが干渉することがある。その場合、当て板架設時に縁端拡幅ブラケットと併せて共締めすることとなるが、干渉を避けるためにボルト間隔が規定値を大きく侵すことが懸念される。

まず、そのブラケットがジャッキアップ用であり縁端拡幅として設計されていないこと、また道路橋示方書により規定されている桁かかり長が確保されていること等を確認した上で、ブラケットを復旧せず撤去したままとすることも考えられる。

本工事においては、桁かかり長が規定値以下であったこともあり、縁端拡幅は現状復旧とし、その干渉を避けるために当て板ボルト間隔が大きく広がってしまう箇所については、ボルト列数を増やし1本辺りのボルトにかかるせん断力を緩和させることで対応を行った。

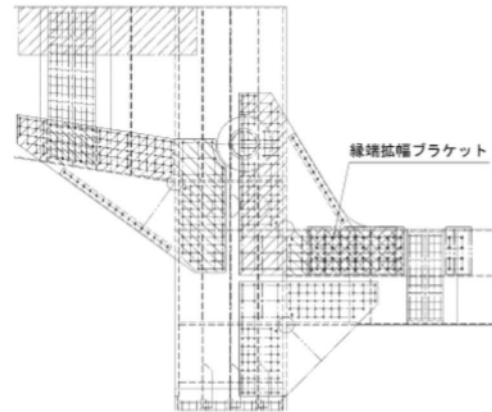


図-6 縁端拡幅ブラケット干渉箇所

3) ブロンアスファルト

横梁中に雨水などが滞水するような状況为了避免するため、排水を促す目的として脚内に図-7に示すようにブロンアスファルトが詰められている場合が存在する。ブロンアスファルトは隅角部近傍に詰まっているため、この部分が当て板のボルトと干渉することとなる。

工事範囲中にそのような箇所が少数であればブロンアスファルトをはつり撤去することで対処可能であるが、本工事範囲はほとんどの脚内にブロンアスファルトが発見されている状況であり、それら全てはつり作業を考えると工程や費用に大きく影響を与えることが考えられる。そこで本工事では干渉部分のボルトを避ける構造を採用した。図-8に示すように、その場合は配列が大きく乱れることがなく、補修・補強要領で規定されているボルト最大間隔200mmを超えないように留意する必要がある。

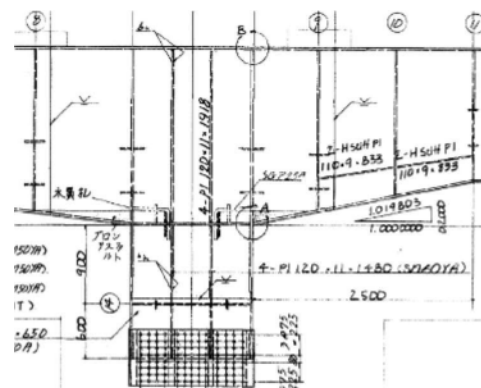


図-7 ブロンアスファルト概要図
(既設竣工図書より)

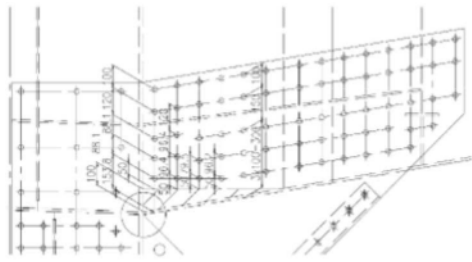


図-8 ブロンアスファルトとの干渉を避けた構造

4) 耐震補強材

耐震補強工事により追加された補剛材リブ等には、それが当て板ボルト施工時に支障となる場合がある。ほとんどの場合は、**図-9**のように締め付け機械が入る範囲で干渉を避けたボルト配置とすることで対応可能であるが、**図-10**のように角部分に耐震補強用のコーナプレートが配置されているために、せん断力が大きく作用している箇所にボルトが配置不可能な場合がある。

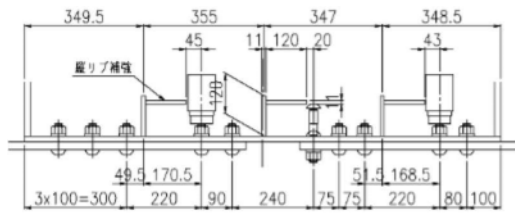


図-9 縦リブ補強材との干渉を避けた構造

そのような場合の対処方法としてワンサイドボルトの使用も考えられるが、ワンサイドボルト自体摩擦接合に対応したものであり、支圧接合のボルトと併用継手になってしまうため避けなければならない。当て板の応力低減率は突出長に左右されるため、補修・補強要領で規定されている応力低減率50%を確保できる範囲であれば当て板形状を縮小して対処する。それでも対処不可能な場

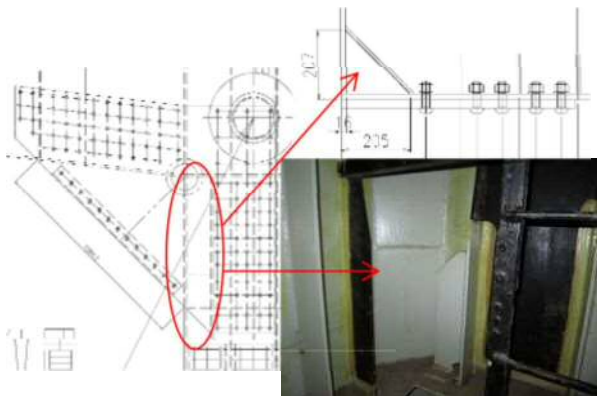


図-10 耐震補強用コーナーPL配置状況

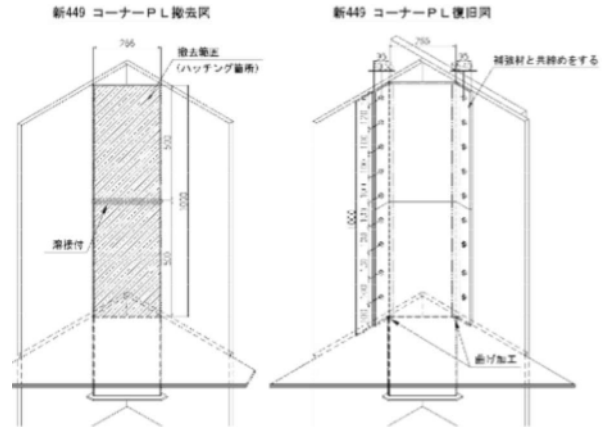


図-11 コーナーPLの撤去・復旧図

合は、**図-11**にあるように一時的に補強板を撤去した後に当て板ボルトを施工し、その後にコーナプレートと共にボルト締めにて復旧を行う必要がある。

(2) 現地調査時に判明した事項

現場調査していく中で判明した各検討項目について下記にまとめる。

1) 添接板端部の錆

既設橋脚の添接板端部に錆が発生しており、それが原因となって添接板が最大8mmめくれあがっている状況がいくつかの橋脚にて発見された。**(写真-1)** 該当するどの脚でも端部のボルトからの縁端距離が100mm程度離れており、その部分に雨水等が浸透したために錆が進行してしまったと考えられる。補強板が添接板の手前までとなっている場合は、架設時に大きな影響はないが、補強板が添接板を跨ぐ構造である場合はそれが支障となり、母材と密着しない状況となる。既設橋脚母材と

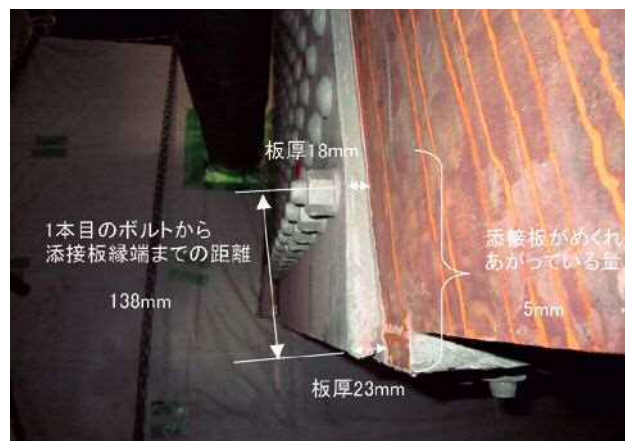


写真-1 添接板端部のめくれ状況

当て板との隙間を許容値以内に収めるためには添接板部にかかるフィラープレートを加工する等の工夫が必要となる。

添接板端部の腐食は層状はく離が進行し、板厚を膨張させていたため、当工事では出来る限り発錆部を除去し防錆処理を行った上で補強板の取付けを行った。

2) 既設橋脚母材のやせ馬

既設橋脚母材にやせ馬が発生しており、写真-2にあるように当て板との隙間が生じている状況が何箇所か発見され、一番大きなもので最大15mm程度やせ馬となっていた。母材がはらんでいる範囲を外面で計測した後、橋脚内部を調査したところそのはらんでいる範囲と脚内ダイヤフラム間距離とが一致していることが確認された。やせ馬は現場計測時はケレン前で塗装等があるために、補強板架設時まで気づかない場合もあるので特に留意する必要がある。対処方法として母材のやせ馬を直すことが一番ではあるが、供用中であるために既設橋脚母材に加熱矯正等を行うことができないため、本工事では追加で薄板のフィラープレートを挿入することで対応をした。

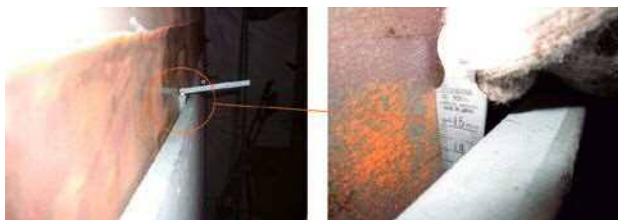


写真-2 既設橋脚母材のやせ馬状況

4. 終わりに

ここまで工事を進めていく過程の中で検討した内容等を記述してきた。補強工事自体がその時の条件や状況により異なっていくものであるが、本稿が類似の工事を進めていくにあたって、何らかの参考となれば幸いである。

<謝辞>

本工事の関係者各位には、多種にわたってご指導・ご協力頂いたことを深く感謝致します。

最後に、本工事の設計・制作・施工を進めるにあたり施主である首都高速道路株式会社の関係各位に貴重なご指導・ご意見等を受け賜りましたことを、ここに深く感謝の意を表し、本稿を閉じることといたします。

<参考文献>

- 1) 辻幸佐, 化鐘福, 引間隆: 鋼製橋脚隅角部(角柱)の疲労損傷調査と対策, 宮地技報No.22, pp.80-84, 2007.3.
- 2) 辻幸佐, 乙森幸之助, 小林智則, 井上雄城: 丸柱一横梁を突合せ溶接により製作された鋼製橋脚隅角部の疲労損傷と対策, 宮地技報No.22, pp.80-84, 2007.3.
- 3) 佐藤昌義, 花岡幸治, 泉文也, 化鐘福: 丸柱立体ラーメン隅角部の疲労対策(飯田橋), 宮地技報No.22, pp.85-90, 2007.3.
- 4) 栗田繁実, 小林裕輔, 内田賢司, 小塚毅: エレクトロスラグ溶接により施工された隅角部の損傷及び補修補強, 宮地技報No.22, pp.91-96, 2007.3.
- 5) 首都高速道路公団 保全施設部: 高力ボルト補修要領, 平成17年7月
- 6) 首都高速道路株式会社: 既設橋梁構造物補修・補強要領 鋼製橋脚隅角部の補強設計施工編, 平成19年7月
- 7) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V, 平成14年3月

2011.1.20 受付

首都高速・大黒JCTの震災復旧工事

Restoration Work from the Earthquake Damage at the Daikoku Junction of the Metropolitan Expressway

林 光博*¹ 赤池 武幸*² 河西 龍彦*³
 Mitsuhiro HAYASHI Takeyuki AKAIKE Tatsuhiko KASAI

Summary

This construction was implemented to urgently restore bridge piers that were damaged by the Great East Japan Earthquake on March 11, 2011. The targets were the bridge piers of the Yokohama-Wangan-90 and the Dai-P206. The restoration work proceeded in two stages: temporary restoration, which was completed in the morning of March 27, and final restoration, which was completed in the early morning of June 21, 2011. The damage at the Yokohama-Wangan-90 bridge pier was minimal and the pier was fully restored by the temporary restoration. The Dai-P206 bridge pier was severely damaged and was tentatively supported with a bent erection as a temporary restoration. The final restoration was completed by replacing the steel girder blocks damaged by the earthquake as well as casting floor slabs and wall bridge railings.

キーワード：東日本大震災，

1. はじめに

平成23年3月11日、地震発生から数時間後のことである。(社)日本橋梁建設協会より弊社に連絡が入った。東日本大震災で被災した大黒JCTに関する首都高速道路(株)からの緊急協力要請であった。翌日3月12日の朝には首都高速道路(株)本社で初回打合せを行い、前代未聞の緊急復旧工事がスタートした。復旧工事は「仮復旧」と「本復旧」の二段階で行われ、平成23年3月27日の朝には仮復旧を、平成23年6月21日の早朝には本復旧を完了した。

首都高速道路の1日も早い復旧を果たすために、本工事では全社一丸となった取り組みを実施すると共に、様々な工夫を凝らした施工を行った。本論文では、これらを具体的に報告し、後世に記録したい。

2. 被災状況

(1) 全体概要

図-1に大黒JCTの被災位置を示す。被災したのは横湾90橋脚と大P206橋脚の2箇所である。このうち、横湾90橋脚の被害は軽微であり仮復旧工事の際に復旧を完了した。しかしながら、大P206橋脚の被害は甚大で、仮

復旧工事ではバント構築による仮支持までを行い、本復



図-1 大黒JCTの被災位置図
 (当時の首都高速道路株式会社ホームページより)

*¹橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部東京工事グループ係長
 *²橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部参与

*³橋梁事業本部 橋梁営業副本部長

旧工事において被災した鋼桁ブロックの取替え等を行った。橋脚周辺では液状化（写真一）の影響が至る所に出ており、重機の搬入ルートおよび作業ヤードの空洞探査を行い安全性を確認しつつ作業を終了した。



写真一 橋脚周辺地盤の液状化

(2) 横湾90橋脚

横湾90橋脚据付の鋼製支承2基のうちの1基がサイドブロックを欠落した。欠落した両サイドブロックは、固定されているセットボルト4本が全て破断しており、きれいに支承から分離されていた（写真二）。



写真二 横湾P90橋脚の被災状況

(3) 大P206橋脚

ゲルバー桁の鋼製支承が吹き飛び、上巻およびサイドブロックおよび変位制限装置の一部は桁下に落下した。上巻が落下したため、橋面には10cmの段差が発生し、伸縮装置のフェイスPLを破断させた。高欄端部金具は、桁との衝突により地上に落下し、端部30cm程度の穴があき、鉄筋を露出させていた（写真三、四）。

ゲルバー桁が落下した際、変位制限装置突起部は、橋脚に激突し、下フランジをゴムのように波打ちたせ、端

部ダイヤフラムも変形させていた（写真五）。



写真三 大P206橋脚の被災状況（路面の段差）



写真四 大P206橋脚の被災状況（拡大写真）



写真五 大P206橋脚の被災状況（ゲルバー部）

3. 復旧方法の検討

震災の翌日には現場調査を行った。現場調査の結果、鋼桁3.3mは取替が必要となり、仮交通開放の「仮復旧」と鋼桁・床版取替工事の「本復旧」の二段階復旧において、交通に最も影響が少ない（通行止の期間が短い）方法の復旧計画検討を行った。

「仮復旧」は、支点ジャッキアップ補強案とベント案

を比較検討した。余震が続く中であり、支承線上ダイヤフラムは局部座屈しており、ゲルバーヒンジ部にジャッキアップ補強材の設置が不可能と判断され、ペント案が採用された。ペント設置箇所は冒頭でも紹介したように液状化が激しい場所であり、上部工反力が600tになることもあって、既設橋脚のフーチングを掘り出し、フーチング上に反力を直接載荷する方法を採用した。仮復旧の施工手順を図-2に示す。

「本復旧」は、狭隘なヤードに設置可能なクレーン選定から始まり、ブロック撤去可能な荷重算定を行った。結果的には、550tオールテレーンクレーンを採用し壁高欄を先行撤去した後、大ブロックで撤去する方法を採用した。新設床版は、作業時間短縮をねらい鋼製型枠床版を採用した。本復旧の施工手順を図-3に示す。

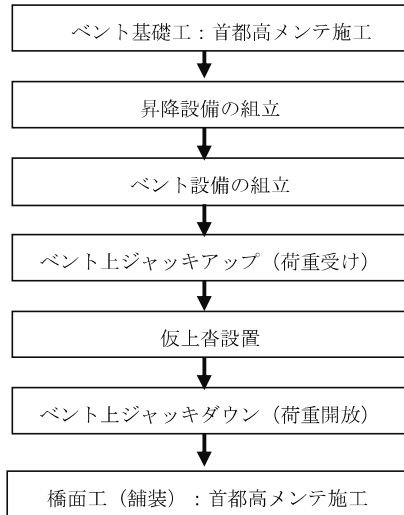


図-2 施工フロー「仮復旧」

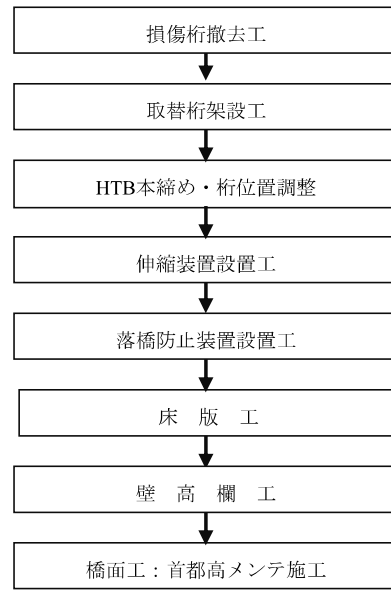


図-3 施工フロー「本復旧」

(2) 横湾90橋脚

サイドブロックはMT検査にて健全度を確認後、もとのサイドブロックを再設置した。破断したセットボルトは支承から抜き取り、新規セットボルトと交換した(写真-6)。



写真-6 横湾90

4. 仮復旧工事

(1) 現場工事の実施工程表

		3月											
		17(木)	18(金)	19(土)	20(日)	21(月)	22(火)	23(水)	24(木)	25(金)	26(土)	27(日)	28(月)
交通規制工 (ラング通行止)	計画	[Blue bar from 17 to 28]											
	実施	[Red bar from 17 to 28]											
ペント基礎工 (首都高メンテ施工)	計画	[Blue bar from 18 to 22]											
	実施	[Red bar from 18 to 22]											
昇降設備工	計画	[Blue bar from 21 to 22]											
	実施	[Red bar from 21 to 22]											
ペント組立	計画	[Blue bar from 23 to 25]											
	実施	[Red bar from 23 to 25]											
ジャッキアップ	計画	[Blue bar from 25 to 26]											
	実施	[Red bar from 25 to 26]											
仮支承設置	計画	[Blue bar from 26 to 27]											
	実施	[Red bar from 26 to 27]											
橋面工 (首都高メンテ施工)	計画	[Blue bar from 27 to 28]											
	実施	[Red bar from 27 to 28]											

(3) 大P206橋脚

1) ベント構築

ベント設備は橋脚前面に設置した。ベント基礎は600tの反力に耐える基礎とするため、既設橋脚フーチングを掘出し、コンクリートを打設しベント基礎とした(写真-7)。ベント基礎設置までは首都高メンテ神奈川の施工範囲であった。時間短縮のため、ベント基礎養生期間中の型枠撤去可能時期に昇降設備の組立を開始した。また、ベント支柱は当社手持ち機材よりパイプベント(φ800)を採用した。ベントはクレーン後方に地組し、ブロックにして正規位置に架設して工程短縮に努めた(写真-8)。



写真-7 ベント基礎設置状況



写真-8 ベント設置状況

2) ジャッキアップ

ベント上に設置した油圧ジャッキ4基を用いて損傷桁のジャッキアップを行った。ジャッキアップは、全支点の反力と変位量をモニタリングしながら、仮上柵厚+10mmを目標に実施した。仮上柵設置後、補修用ジャッキに盛換え、本復旧まで仮上柵とともに荷重を支えた(写真-9)。



写真-9 ジャッキアップ状況

3) 仮支承

ジャッキアップにより仮上柵据付遊間を確保し、仮上柵を設置した。仮上柵は死荷重の50%載荷状態にして溶接にて固定した(写真-10)。



写真-10 仮上柵設置状況

4) Mステージ

地震直後の桁下現場調査に、地上から40mの高所において一般の高所作業車では対応出来ないため、当社所有のMステージを使用した(写真-11)。Mステージはクレーンのブームの先に作業ステージを取り付けるため、クレーン据付条件が問題なければ、70mの高さまで対応可能である。本現場では、震災当初の現場調査から足場の解体まで多用した。

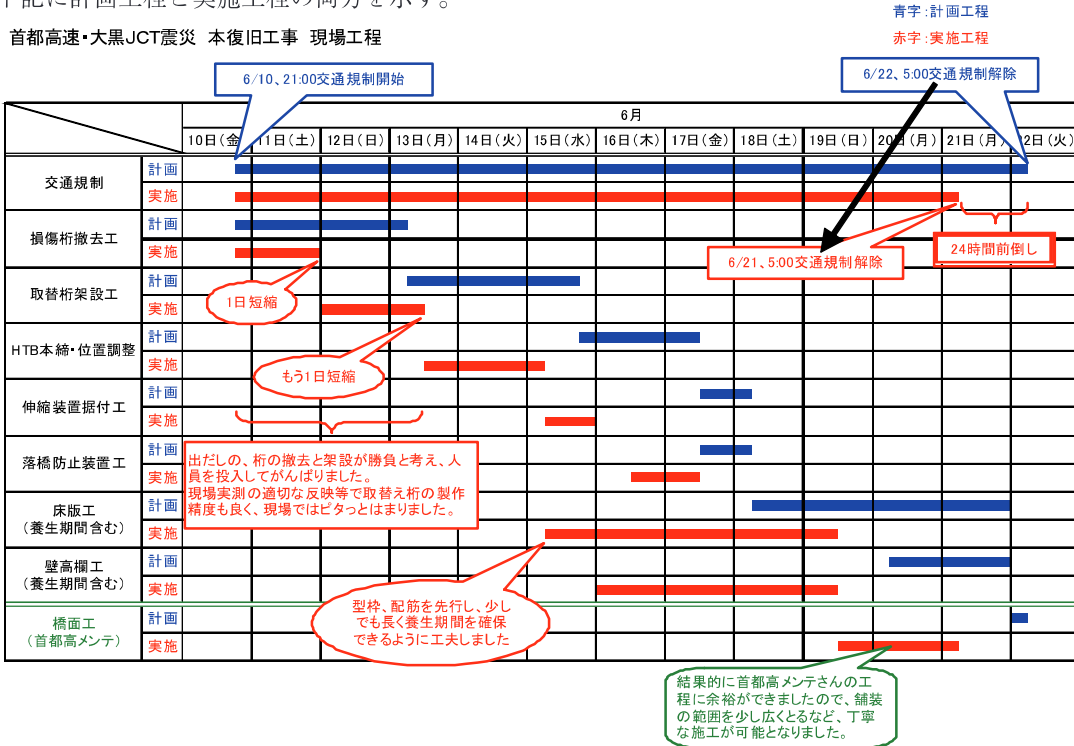


写真-11 Mステージ使用状況

5. 本復旧工事

(1) 現場工事の実施工程表

工期短縮を最優先に考えた上で工事計画を立案し、施工した。下記に計画工程と実施工程の両方を示す。



(2) 工場製作

ミルメーカーの協力で材料を早期入手し、連休返上で製作した。短時間で現場実測の反映を行った(写真-12)。



写真-12 取替桁製作・運搬状況

(3) 損傷桁の撤去

損傷桁の撤去は、床版上にセッティングビームを設置し、撤去桁の荷重をセッティングビームに預けて既設桁と撤去桁の縁切りをした後、撤去した。クレーンは550tオールテレーンを用いた。壁高欄はワイヤーソーで切断しブロックにて撤去した。撤去時、撤去桁が首都高速ランプ上を旋回するため一時的に通行止にした(写真-13~16)。



写真-13 セッティングビーム設置状況



写真-14 壁高欄撤去状況



写真-16 撤去桁 (拡大)



写真-15 損傷桁撤去状況



写真-17 既設橋脚状況

(4) 取替え桁の架設

撤去桁を撤去する際に使用した550tオールテレーンクレーンを用いて架設を行った。オールテレーンクレーンを旋回させると供用中の高速道上空を旋回することとなるため、一時通行止回数を減らす目的で、伸縮装置は桁上に仮受けした状態で架設した(写-18、19)。



写真-18 新設桁設置状況



写真-19 伸縮装置搬入状況



写真-20 コンクリート打設状況

(5) 合成床版の施工

工期短縮を最優先に考えた上で、設計・施工を行った。

①鋼合成型枠の使用

型枠設置時間の短縮をはかるため、鋼合成型枠を採用した。

②早強コンクリートの使用

材齢2日で交通開放をしたため、設計強度(27N/mm²)以上の発現が必要であった。そのため、呼び強度40N/mm²の早強コンクリートを使用した。また、ひび割れの発生を防止することを目的として膨張材および合成短繊維を使用した。膨張材は標準型(20kg/m³)を使用した。合成短繊維は初期ひび割れ抑制用としてポリプロピレン合成短繊維 バルチップMK(3500dt-300) 0.3vol/%を使用した。その配合を(表-1)に示す。

表-1 床版コンクリート配合

粗骨材 の最大 寸法	W/(C+F)	単位量 (kg/m ³)					
		水	セメント	混和 材	細骨 材	粗骨 材	混和 剤
(mm)	(%)	W	C	F	S	G	A
20	38.1	165	413	20	726	1013	8.23

③床版・壁高欄コンクリート同日打設

コンクリート打設に関しては、予め生コン車の走行ルートを通シミュレーションし、現地までの走行ルートを決めておいた。また、生コン車およびポンプ車の退出ルートについてもシミュレーションし決めておいた。

床版の打設はポンプ車1台で打設を行った(写真-20)。初期ひび割れを防止するため、被膜養生材を散布し、湿潤養生を行った。

壁高欄コンクリートの施工は、床版コンクリート打設後、オートガード・型枠の設置を行った後、同日施工した。コンクリートの打設はホッパーにて行った。コンクリート打設状況および養生状況を(写真-21、22)に示す。



写真-21 コンクリート打設状況



写真-22 コンクリート養生状況

(5) 付属物工など

今回の鋼桁交換に伴い、新たに落橋防止装置（PCケーブルタイプ）2基、ゴム支承およびサイドブロック落下防止チェーン2基の設置を行った。落橋防止装置およびゴム支承を（写真-23、24）に示す。また、ゲルバーヒンジ部に鳥害対策網の設置を行い、橋面工（首都高メンテ神奈川（株））に現場を引継ぎ震災復旧工事は完了した。



写真-23 落橋防止装置設置状況



写真-24 ゴム支承設置状況



写真-25 大206災害復旧完了状況（桁下）



写真-26 大206災害復旧完了状況（橋面）

6. おわりに

被災から復旧までの非常に短い期間のなかでご協力いただいた設計・製作・施工関係者の皆様に感謝いたします。

最後に本工事にあたり多大な御指導を頂きました、首都高速道路株式会社神奈川管理局および首都高メンテナンス神奈川の皆様には、紙面を借りまして深く感謝の意を表します。

2012.3.5 受付

グラビア写真説明

第4千曲川橋りょう

本橋は長野県内の千曲川を跨ぐ北陸新幹線ルートの一部で耐候性鋼材（無塗装錆安定化処理）を使用した4径間連続合成箱桁橋（スラブ軌道直結式）です。施工範囲は上部工の製作・架設、橋面工（床版、路盤コンクリート、保守設備）で、現場継手部は現場溶接です。架設はP1からP5に向かい、手延べ機を用いた送り出し工法です。

（清水 康史）

FRP防護板を用いた防食技術 —沖縄科学技術大学院大学2号橋—

Anticorrosion Engineering Using FRP Protective Board –Second Bridge of Okinawa Institute of Science and Technology Graduate University–

山下修平*¹ 儀保陽子*² 矢ヶ部 彰*³ 菅原 智*⁴
 Shuhei YAMASHITA Yoko GIBO Akira YAKABE Satoshi SUGAWARA

Summary

In response to the severe corrosive environment in the Okinawa region, a unique anticorrosion manual called “Manual for Painting Steel Bridges in the Okinawa Region - August 2008” was created based on past cases of corrosion damage.

For the construction of the Second Bridge of the Okinawa Institute of Science and Technology Graduate University, an anticorrosion technique described in this Manual was chosen, to improve the durability of paint by preventing saline matter entering the spaces between steel girders. This paper introduces the application of the FRP protective board and describes important points in its application and future prospects.

キーワード：沖縄地区、飛来塩分、FRP防護板、ライフサイクルコスト (LCC)

1. まえがき

沖縄地区は海岸線からの距離が短く、高い山などが無い地形条件に加えて海風が強いことから、他に比べて飛来塩分量が多く腐食環境の厳しい地域であるため、過去の腐食損傷事例などから独自の防食マニュアル「沖縄地区鋼橋塗装マニュアル（平成20年8月）」（以下、沖縄塗装マニュアル）を策定している。

飛来塩分は鋼材の腐食因子の大きな要因の一つであり、この影響を抑えることが塗装耐久性向上に有効と報告¹⁾されている。文献¹⁾では、鋼桁間に飛来塩分が付着した場合、雨水による洗浄効果が乏しいため腐食が進行しやすいと指摘しており、これに対して鋼桁間に飛来塩分防護板を設置する対策例を紹介している。

沖縄科学技術大学院大学2号橋（以下、沖科大2号橋）では、FRP製の飛来塩分防護板を鋼桁間に設置することで、塗装耐久性の向上と塗替え面積を削減してライフサイクルコストの低減を図っている。飛来塩分防護板として、FRP製の防護板を用いるメリットとしては以下の点が挙げられる。

- ①高い耐荷力を有しており、広範囲の常設足場として利用可能である。
- ②軽量であり設置も容易である。
- ③FRP防護板自体は錆を生じない。

本文においては、本橋におけるFRP防護板の適用について紹介するとともに、FRP防護板を用いる場合の留意点及び今後の展望について述べるものである。

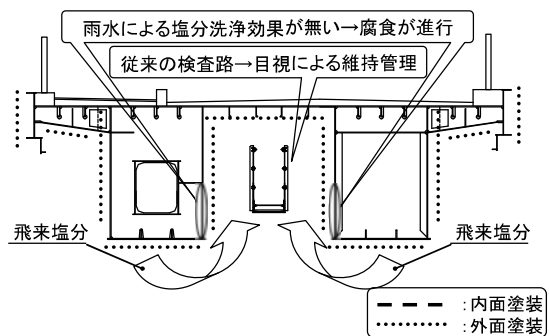


図-1 概念図 (FRP防護板なし)

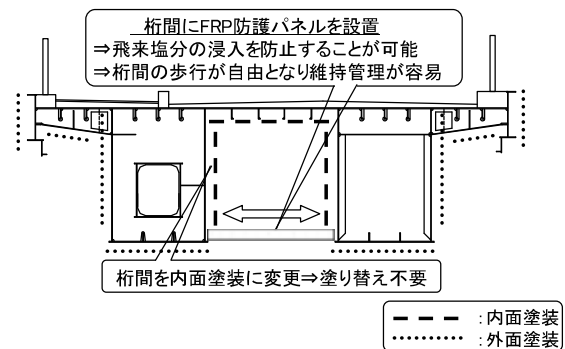


図-2 概念図 (FRP防護板あり)

*¹ 橋梁事業本部 千葉工場生産管理部計画グループ主任
 *² 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ主任

*³ 橋梁事業本部 技術本部技術部次長
 *⁴ 橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部担当次長

2. 橋梁概要

本橋は、沖縄県の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。現場は丘陵地で、桁下は深い谷間となっている。

橋梁形式は鋼床版単純2主箱桁であり、平面曲線が $R=150m$ と曲率が大きいため、縦リブには閉断面リブに比べて暴露面積が大きいバルブプレートを採用している。

また、2-BOXであるため1-BOXと比較して鋼材の暴露面積が大きく、鋼桁間にFRP防護板を設置することは、ライフサイクルコストの観点からも有効であると考えられた。

表-1 橋梁諸元

設計条件	
橋長	67.600m (GL上)
橋規格	第4種第1級
設計速度	V=50km/h
活荷重	A活荷重
形式	鋼単純鋼床版箱桁橋
支間長	66.400m (GL上)
有効幅員	B=8.200m
斜角	90° 00' 00"
平面曲線	R=150.0m
縦断勾配	i = 2.510%
横断勾配	i = 2.000%
設計水平震度	橋軸直角方向 kh=0.20
	橋軸方向 kh=0.20
舗装	アスファルト舗装 t=70~130mm
床版	鋼床版 t=19mm
使用材料	鋼材 SM490, SM400, S5400
	連結材 トルシア型高力ボルトM22 (S10T)
	コンクリート 地盤 $\sigma_{ck}=24N/mm^2$
	鉄筋 SD295A
適用示方書	道路標示方書・同解説 (H14.3) / 日本道路協会
	鋼道路橋設計便覧 (S55.8) / 日本道路協会
	土木工事設計要領 (H14.3) / 沖縄県土木建築部
	土木工事設計要領 (H18年度) / 国土交通省 九州地整

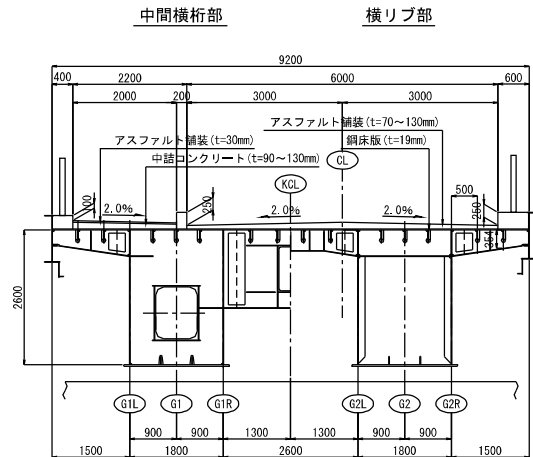


図-4 一般断面図

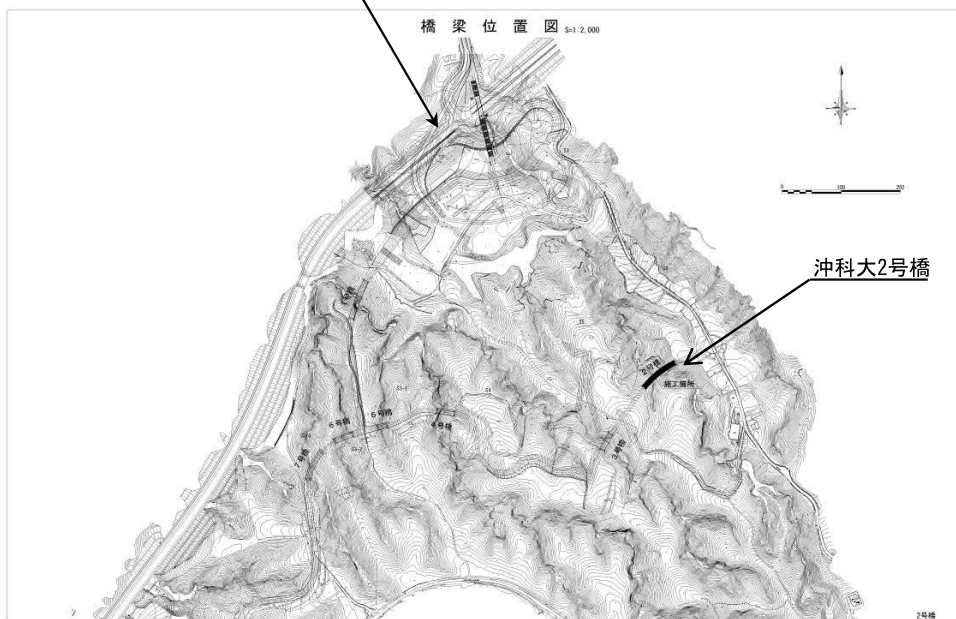


図-3 橋梁位置図

3. ライフサイクルコスト

(1) ライフサイクルコストの低減方針

鋼桁間にFRP防護板を設置することで、同部の塗装を外面塗装から内面塗装に変更して、以下の基本方針によりライフサイクルコスト（以下、LCC）の低減を図ることとした。

- ①外面塗装と内面塗装のコスト差で初期投資を削減
- ②塗替え面積を削減して維持管理コストを削減

(2) ライフサイクルコストの比較検討

FRP防護板を採用するにあたって、前述の低減方針に沿ってLCCの低減効果を試算した。

試算にあたっての諸条件は以下の通りである。

- ①LCCの算出期間は100年とした。
- ②桁間部の塗装系は、外面塗装（C-5系）から内面塗装（D-5系）に変更した。
- ③内面塗装は永久塗装とし、外面塗装はインターバルを30年とし定期的に塗替えを行うものとした。
- ④塗替え塗装系は、『Rc-IV』（表-2）とした。

表-2 塗替え塗装系

塗装工程	塗料名	使用量
素地調整	4種ケレン	—
下塗り	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200g/m ²
中塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140g/m ²
上塗り	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120g/m ²

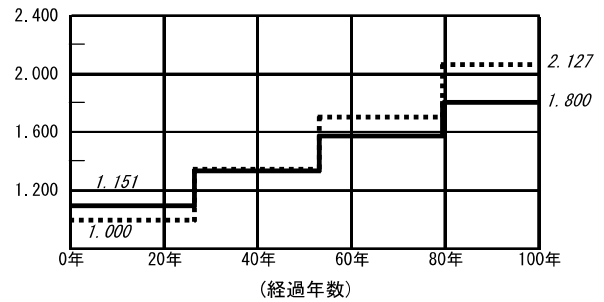
- ⑤塗替え費用は『土木コスト情報』『国土交通省土木工事標準積算基準』により算出した。

LCCの試算結果を表-3に示す。表内の数値は標準案の初期コストを基準（1,000）として、標準案および防護板設置案のLCCを、基準に対する比率で表している。

FRP防護板を採用することで、初期コストは約15%増加する結果となった。しかし、経過年数30年（塗替え塗装1回目）においてはLCCが同程度となり、最終的にはFRP防護板を採用することで、LCCを約15%低減できる試算結果が得られた。

以上の結果から、本橋でのFRP防護板の採用はLCC低減に有効であると評価されたため、同構造の採用に至った。

表-3 ライフサイクルコストの比較



経過年数	①防護板なし	②防護板あり	②/①(%)
0年	1.000	1.151	115%
30年	1.376	1.367	99%
60年	1.751	1.584	90%
90年	2.127	1.800	85%
100年	2.127	1.800	85%

4. FRP防護板の構造詳細

(1) FRP防護板の仕様

FRP防護板は、FRP合成床版の底板として開発したTリブ付きFRP製パネル（図-5：NETIS No.CB-980002-A）を活用して構成した。なお、パネルの断面は歩行時のたわみ量に着目して決定した。（床版支間3.4m、鉄筋コンクリート床版厚200mmの死荷重に対応するFRPパネルを採用）

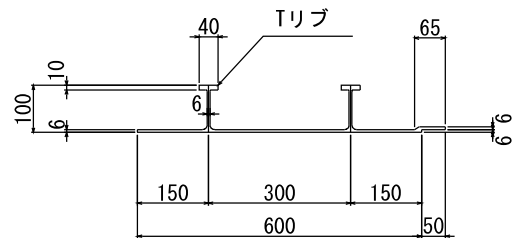


図-5 FRP防護板断面図

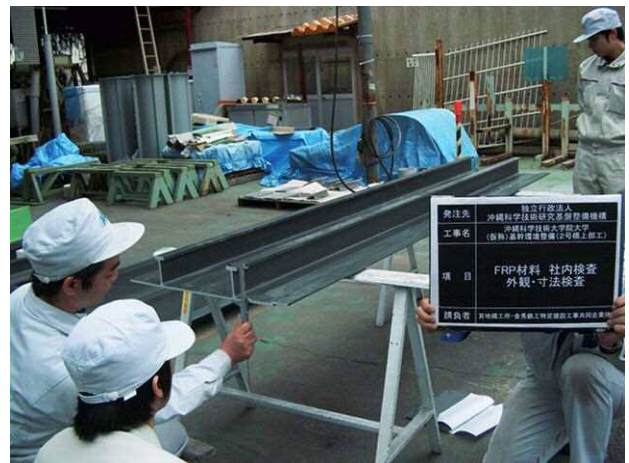


写真-1 FRP防護板（部材検査）

(2) FRP防護板の取付け構造

FRP防護板の取付け部は、主桁下フランジにスタッドを溶接しFRP防護板と取り合う構造とした。

その際、FRP防護板は飛来塩分の桁間への侵入防止を目的の一つとしていることから、取付け部にはシールスポンジを敷設しFRP防護板と下フランジ間の密閉性を保持するよう配慮を行っている。

また、下フランジ添接部については、パネルの受け板を溶接しFRP防護板を設置する構造とした。

FRP防護板同士の接合は、FRP製のブラインドリベットを使用している。FRP防護板同士の接合面についても、密閉性を確保するためにシールスポンジを敷設している。

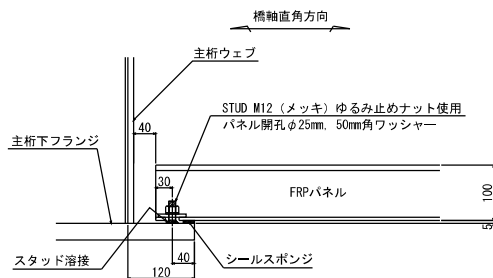


図-6 FRP防護板取付図（一般部）

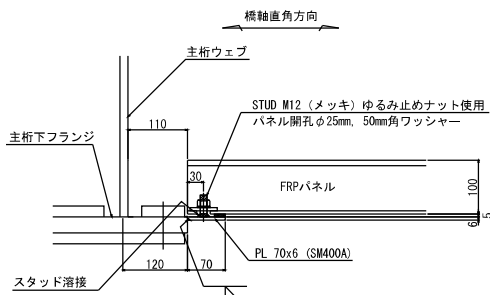


図-7 FRP防護板取付図（添接部）

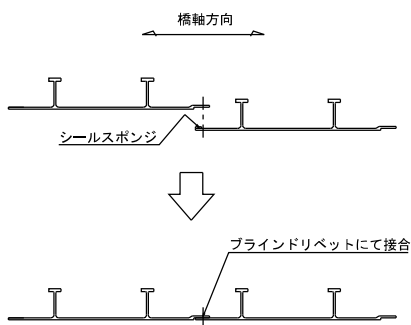


図-8 FRPパネル接合図

(3) 付属物との取合い構造

1) 足場用チェーンとの取合い部

架設時および将来的な塗替え塗装時には、足場チェーンを設置し足場板を設置することとなる。そのため、足場用吊り金具設置部については、FRP防護板に開口を設けておく必要があった。

当然、開口を設けたままでは飛来塩分の浸入を防ぐことが出来ないため、図-9に示す将来的にも取り外しが可能な蓋を設置することとした。

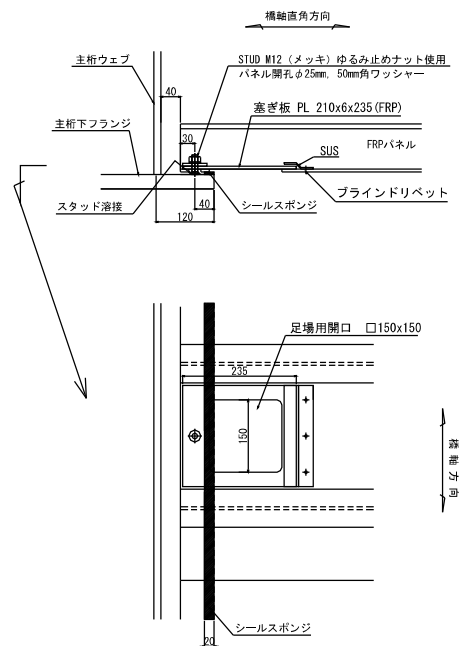


図-9 FRP防護板取付図（足場開口部）

2) 排水管貫通孔部

本橋においては、鋼桁間に排水縦引き管が計画されており、FRP防護パネルに排水管貫通孔を設ける必要があった。排水管貫通孔部については、FRP防護板敷設完了後に半月状のFRP製蓋を取付け、更に排水管周辺にシール施工を行うことで密閉性を確保することとした。

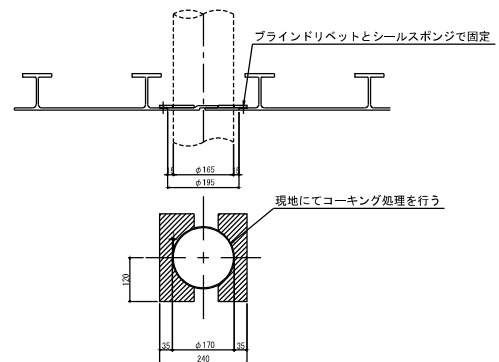


図-10 排水管貫通部

(4) 通行用歩廊の設置

FRP防護板は調色が自由であるという特色を有しており、本橋では外観を重視し鋼桁の外面色に合せた濃緑色に調色を行った。このため、光が遮断された桁間を歩行する際にはTリブが歩行の障害となる可能性があり、何らかの対応が必要であると考えられた。

本橋においては、別途通行用の歩廊（図-11）を設置することで歩行性を確保することとした。

また、作業者がリブ上を歩行する際に転倒することも懸念されたため、注意喚起用の標識（図-12）を横桁に設置し作業者に対する配慮を行った。

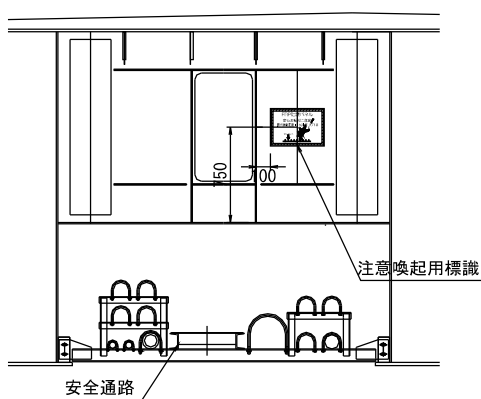


図-11 通行用歩廊配置図



図-12 注意喚起用標識

5. FRP防護板の敷設作業

本工事でのFRP防護板の施工は、FRP合成床版の施工経験を有する金秀鉄工（株）の協力で実施した。

本工事では、FRP防護板の仮組立てを省略するために、鋼桁にスタッドボルトを設置して防護板を固定する構造を採用し、スタッドで敷設の際の位置決めを行った。

また、FRP防護板は家庭用の鋸や電動ドリル程度で加工が可能かつ軽量なことから、鋼材で構成される部材に比べて現場施工性に優れている。

これが相まって、曲線桁に代表される複雑な線形の橋梁においても、仮組立省略した防護板を、短期間かつ容易に敷設することができた。



写真-2 シールスポンジ取付状況



写真-3 FRP防護板設置状況



写真-4 リベット接合状況



写真-5 FRP防護板敷設完了状況（桁下より）

6. FRP防護板の使用性

FRP防護板の設置完了後、実際に防護板上を歩行して使用性について確認を行った。

FRP防護板は、鋼材と比較してヤング係数が小さいことから振動及びたわみにより歩行性が損なわれることが懸念された。しかしながら、本来は合成床版の底板として使用するFRPパネルを活用して防護板を構成したため、十分な剛性を有しており、応答振動やたわみの感覚は通常の上部工検査路と同程度であり、特別な違和感を感じなかった。

維持管理の面では、従来の上部工検査路の点検範囲は歩廊の投影面積程度に限定されるものの、FRP防護板は鋼桁間の全ての範囲を網羅できる優位性を有している。従って、点検可能面積当たりの費用対効果は、従来の検査路に比べて優位となることが期待できる。



写真-6 点検状況イメージ1



写真-7 点検状況イメージ2

7. FRP防護板の展望および課題

(1) FRP防護板の課題

FRP防護板は、本橋の新設工事において初めて採用された工法であり、今後は塗替え時期を迎えた既設橋梁、特に暴露面積が大きい鈹桁橋への適用が期待される。

既設橋梁・鈹桁橋への展開にあたっては、次に述べる設計法・構造ディテールが課題と考えられる。

- ①設計法 : 静的耐荷性能・耐風性能、桁の不等沈下による2次応力評価、適用条件の整理
- ②構造詳細: 鋼桁とFRP防護板との取合い部の腐食、上部工検査路としての適用性
- ③有効性 : 付着塩分防止効果の定量的評価、ライフサイクルコスト

(2) 琉球大学との共同研究の紹介

先に述べた課題には、琉球大学との共同研究で対応していくことを計画している。

同研究では本橋のモニタリングを行い、飛来塩分の遮断効果を中心に追跡調査と評価を行うことを計画している。主な調査・評価項目は、次の通りである。

- ①近接する防護板を設置しない橋梁との付着塩分量比較
- ②環境調査(温湿度計測、濡れ時間計測、風向風速計測、紫外線計測)
- ③腐食センサーを用いた腐食速度評価

8. おわりに

本工事において、初めてFRP防護板を用いた飛来塩分防護板が採用・施工された。その有効性及び効果については今後の追跡調査で評価されることとなるが、新しい防食技術を採用し無事に施工を終えたことは、今後の防食技術の発展に少なからず寄与するものと考えられる。

今後は琉球大学殿との共同研究にて、FRP防護板の構造・設計法を確立し、それをマニュアル化していくことで、新設橋・既設橋における本構造の普及に努めていく所存である。

最後に、本工事の発注者である(独)沖縄科学技術研究基盤整備機構及び、FRP防護板の現地施工を行って頂いたJV構成会社の金秀鉄工(株)の関係各位に心から御礼を申し上げます。

<参考文献>

- 1) 沖縄総合事務局開発建設部・沖縄県土木建築部監修: 沖縄地区鋼橋塗装マニュアル, 2008.8.
- 2) 久保圭吾, 古谷賢生, 能登宥愿: FRP合成床版の紹介, 宮地技報No20, pp.23-28, 2005.3.
- 3) 久保圭吾: FRPの歩道床材としての適用性, 宮地技報No23, pp.19-25, 2008.3.

2011.2.8 受付

FRP合成床版橋の施工—はりまや工区（その3）—

Construction of Bridge with FRP Composite Slab —Harimaya Construction Zone (Part 3)—

山野利彦*¹ 永井大策*²
Toshihiko YAMANO Daisaku NAGAI

Summary

Harimaya-cho Ikku Line, a local road of 1765 m length connecting Route 32 to industrial roads, is a highway designed to ease congestion at the Harimaya Bridge. The construction sections are blocks 4-1 and 4-2 above the Shinborigawa River from Route 32 to the Enokuchi River. The installation point is a location on the river where the difference in tide levels is large, and a rare species is living there. A pier style of fiber reinforced plastics (FRP) composite slab bridge was adopted because it is environment-friendly, ecological and easy to construct. This paper reports the construction process, which was improved since the first similar construction in Japan, the Ushioshimachi Bridge completed in August 2007.

キーワード：FRP合成床版橋、安全施工、エコロジー

1. まえがき

はりまや町一宮線は、図-1に示すように国道32号線と産業道路を結ぶ延長1765mの一般道であり、はりまや橋に集中する交通を緩和するための幹線道路である。

本工事の施工区間は、図-2に示すように国道32号線から江ノ口川間の新堀川上4-1、4-2ブロックである。架設地点は大潮の干満の影響を受ける河川であり、また希少種生物も生息することから、河床部の全面コンクリート化を避けた栈橋形式のFRP合成床版橋が採用された。なお3-6、3-7、4-3～5-5ブロックは前年工事で完成している。

本稿では、同種工事であり国内で初めてFRP合成床版橋が採用された潮新町線橋梁（平成19年8月竣工）^{1）、2）}での課題点を改善した施工報告を行なう。

2. 工事概要

工事名：住促街第1-3号
都市計画道路はりまや町一宮線
住宅宅地関連公共施設整備工事
発注者：高知県 高知土木事務所
施工場所：高知県高知市はりまや町～桜井町
工期：平成22年1月15日～平成22年10月11日
工事数量：栈橋上部工（FRP合成床版橋）
4-1、4-2ブロック L=24.8m
FRP床版 361m²
コンクリート体積 195m³

3. FRP合成床版の施工



図-1 はりまや町一宮線位置図

*¹橋梁事業本部 技術本部橋梁工事事務所東京工務グループ担当課長

*²橋梁事業本部 技術本部技術部大阪計画グループ主任

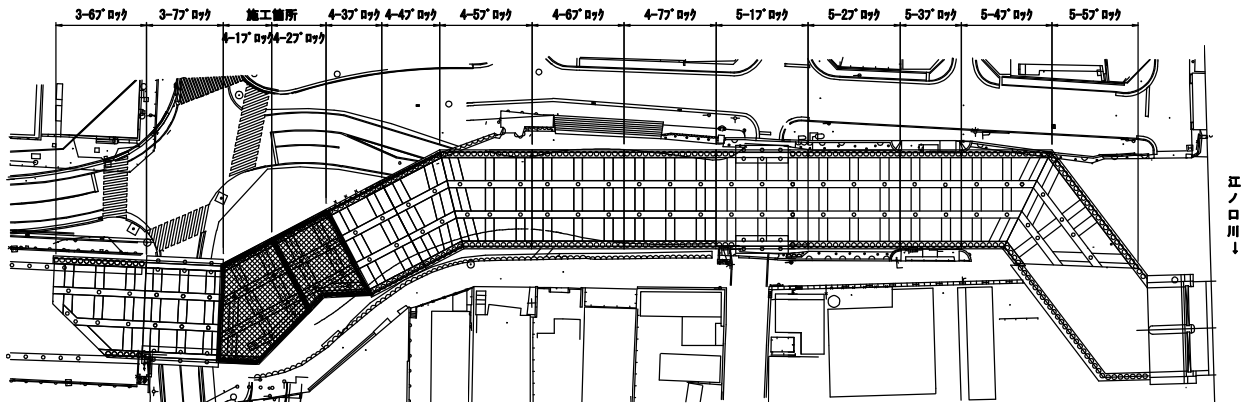


図-2 施工箇所図

(1) 現場施工フローチャート

本工事の施工区間は、4-1、4-2ブロックのみであったため、2ブロック同時作業とした（図-3）。

(2) 足場設置工

杭頭処理工～主桁コンクリート打設工までの作業用の足場として、鋼管杭に直接取り付けるブラケット形状の部材を製作し、45t吊ラフタークレーンにより取り付けた。支間部は通路用として鋼製足場板を設置した。

また主桁片持ち部（端部）は、主桁コンクリート打設直後は自重によるタワミが発生する為、ブラケット材でパネル下面を支持できる支保工梁を設置し、足場兼支保工部材とした（写真-1、図-4）。

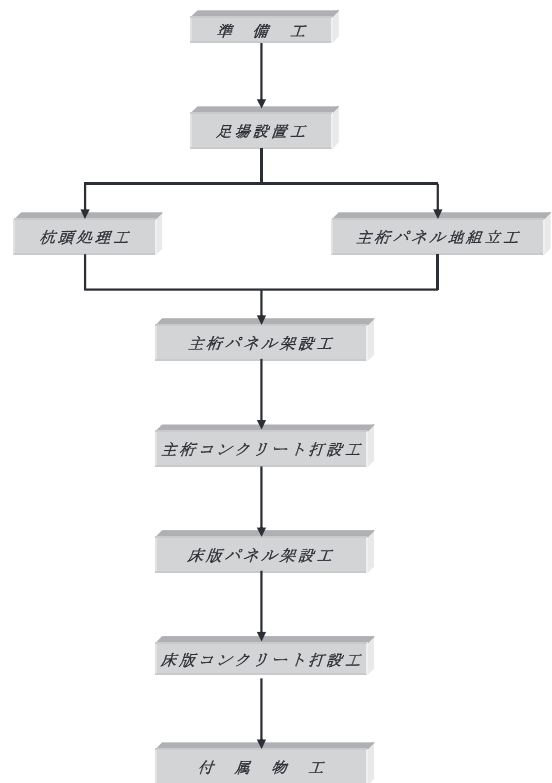


図-3 施工フローチャート



写真-1 足場設置状況

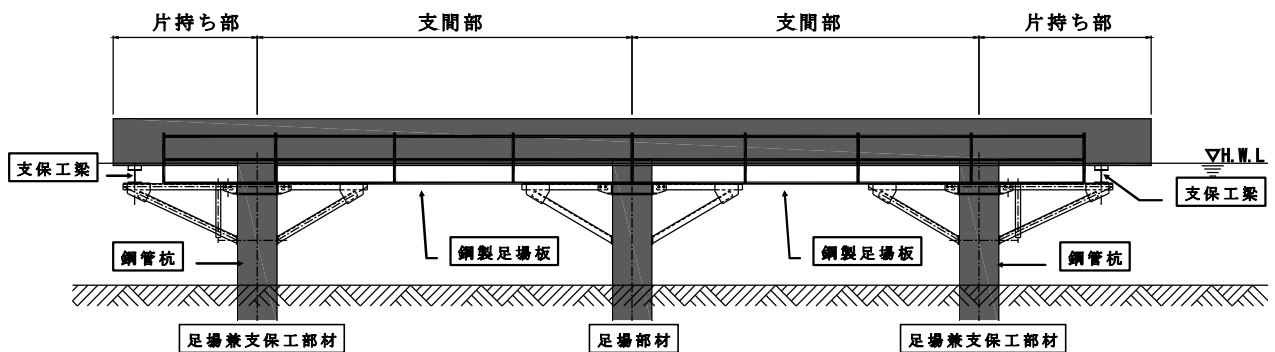


図-4 足場設置要領図

(3) 杭頭処理工

鋼管杭を計画高となるようガス切断し（写真-2）、受梁架台を溶接により鋼管杭に取り付けた（図-5）。受梁架台と受梁の連結については、鋼管杭平面位置の施工誤差を吸収できるようにボルト連結から溶接連結へと変更することで、主桁パネル架設位置の出来形を確保した（図-6、写真-3）。

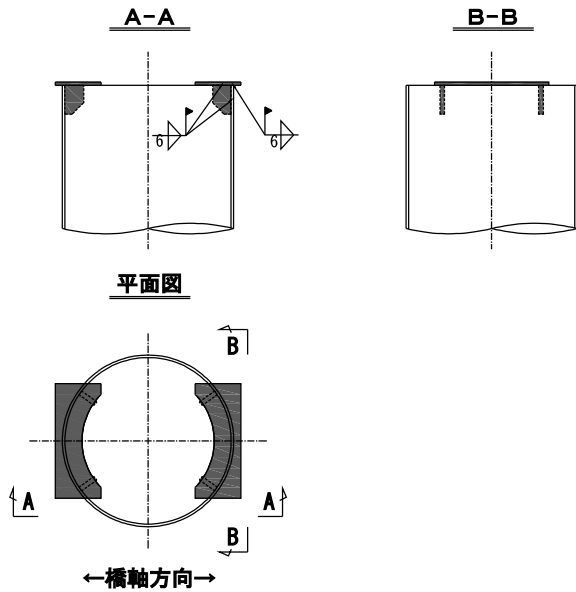


図-5 受梁架台設置要領図

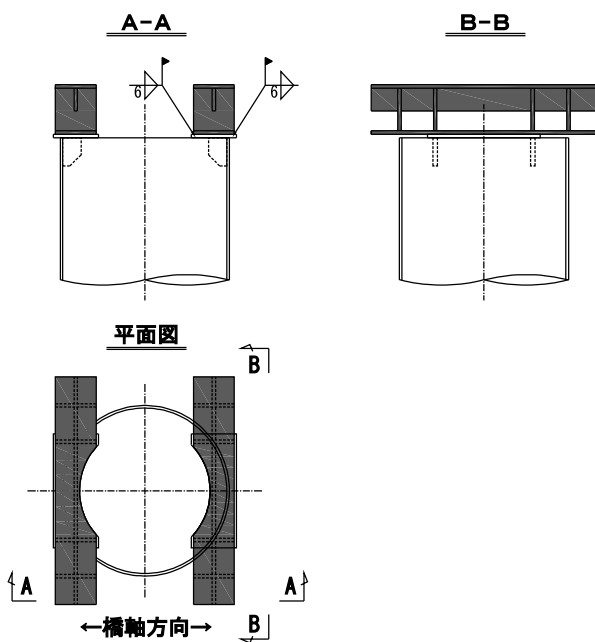


図-6 受梁設置要領図



写真-2 鋼管杭ガス切断状況



写真-3 受梁設置状況

(4) 主桁パネル地組立工

パネル内の鉄筋組立作業は複雑であり、また潮新町線橋梁工事では、現場でパネル内部の鉄筋貫通孔拡大作業（写真-4）が発生したため、施工量が増大となった。今工事では設計担当者と協議し、工場製作時に孔径を $\phi 30$ から $\phi 50 \sim \phi 70$ に拡大することで、現場での貫通孔拡大作業を省略し、工程短縮を実現した。

主桁パネル仮置ヤードとして前年に完成していた4-3ブロック上（約 150m^2 ）を使用した（図-7）。



写真-4 孔径拡大部

(5) 主桁パネル架設工

地組立の完了した主桁ブロック (L=4450mm) は重量約1500kgと軽量なため通常は25t吊ラフタークレーンで架設を行なうが、今回工事ではクレーン設置位置が限られたスペースしかなく移動できないため、45t吊ラフタークレーンで架設を行った (図-7、写真-5)。

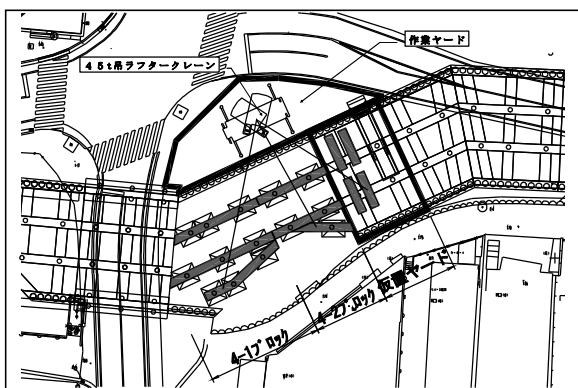


図-7 主桁パネル架設要領図



写真-5 主桁パネル架設状況

(6) 主桁コンクリート打設工

主桁パネル内の鉄筋は複雑かつ密に配筋されているため、小型バイブレーターにより慎重にコンクリート充填をおこなった。打設順序は打設直後のパネルタワミ量を抑えるため、支点部→支間部→片持ち部 の順に2回に分け、打設をおこなった (図-8)。

また足場兼支保工部材は、主桁間の床版パネル設置後ではクレーンによる解体が不可能となるため、河川面より床版下へボートで侵入し、人力解体する予定で多くの時間を費やす恐れがあった。そのため解体時期はコンクリート打設後の主桁パネルへ影響を及ぼさないよう設計担当者と協議し、コンクリート強度を9N/mm²以上確保した後に実施し、工程短縮を実現した。

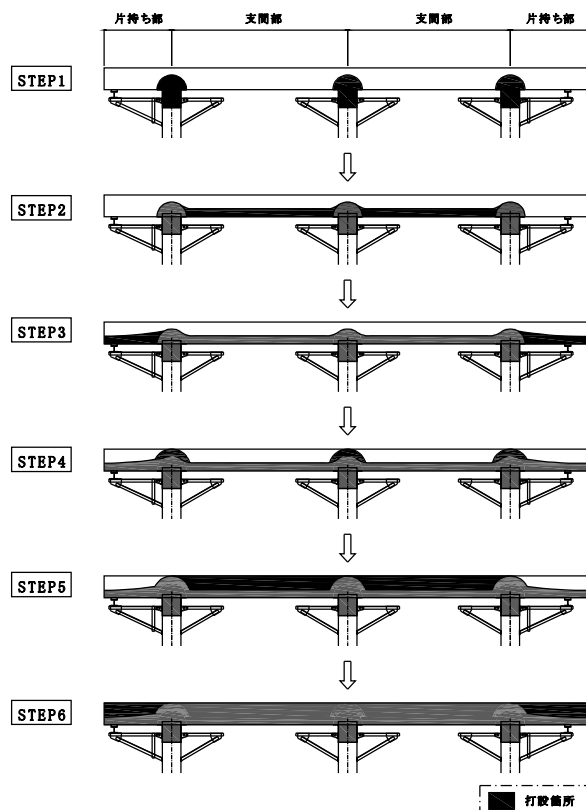


図-8 主桁コンクリート打設ステップ図

(7) 床版パネル架設工

床版パネルは、工場で下側鉄筋が配筋された状態で現場へ搬入され、45t吊ラフタークレーンで架設後に上側鉄筋を配筋した (写真-6)。



写真-6 床版パネル架設状況

(8) 床版コンクリート打設工

コンクリート打設前にクラック防止として以下の対策を施した。

1) ひび割れ抑制ネットの敷設

床版上面全体に引張剛性の高いネットを均等に敷設した(写真-7)。



写真-7 ひび割れ抑制ネット敷設状況

2) 撤去跡が残らない床版高検測棒の使用

コンクリート打設後に床版内に高さ確認用鉄筋撤去跡が残らない検測棒を使用し、抜き孔からの水の浸入を防ぎ、鉄筋の腐食によるクラックを防止した(写真-8)。



写真-8 検測棒設置状況

4. あとがき

FRP合成床版橋は、防錆度、耐塩害性に優れており河川環境への悪影響もない。また軽量部材のため、小型の施工機械が使用可能となり、安全かつエコロジーな工事が実施でき、本工事箇所では最適な床版構造であった(写真-9、10)。

また複雑な現場施工の工程短縮を実現できたのは、前年工事から携わっている現場従事者の慣れによることも大きかった。今後は、現場組立マニュアルの作成、現場従事者の育成が重要と考えられる。

最後に、本工事の施工にあたり高知県高知土木事務所の方々に多大なる御指導を賜り、協力会社の方々には、数々のご協力を頂きました。ここに深く感謝し、紙面を借りましてお礼を申し上げます。



写真-9 施工前状況



写真-10 完成状況

<参考文献>

- 1) 興地, 西田: FRP合成床版橋を採用した潮新町線橋梁, 宮地技報第22号, pp111~114, 2007.3.
- 1) 目時, 平野, 久保: FRP合成床版橋の施工—潮新町線橋梁(その2)—, 宮地技報第23号, pp56~60, 2008.3.

2011.2.15 受付

RC床版取替工事におけるFRP型枠の採用 —九州自動車道・向佐野橋—

Adoption of FRP Form for Replacement of RC Slab —Mukaizano Bridge of Kyushu Expressway—

桑山豊六*¹ 藤田学*² 久保圭吾*¹
Toyomu KUWAYAMA Gaku FUJITA Keigo KUBO

Summary

This construction involved repairing the slab of the Mukaizano Bridge of Kyushu Expressway, ordered by NEXCO, West Nippon Expressway Company Limited. FRP forms were used for the cast-in-place concrete work of the overhanging parts of the slab and the balustrades of the bridge in order to prevent the falling of concrete in the future and to shorten the construction period, considering that the bridge is an overpass of JR's Kagoshima Honsen Line.

キーワード：FRP型枠、RC床版取替工事、コンクリート剥落防止、交通規制

1. はじめに

向佐野橋は、九州自動車道の重交通区間である太宰府IC～筑紫野IC間に位置し、単径間RC中空床版橋、4径間連続鋼鈹桁橋、2径間連続RC中空床版橋の3連から構成される。向佐野橋の位置図を図-1に示す。1975年に供用開始後30年以上が経過しており、コンクリートの劣化・損傷が問題となっている。特に4径間連続鋼鈹桁橋のRC床版は、これまでに数回の補修・補強を繰り返してきたが、RC床版全体の健全性が著しく低下しているため、抜本的な補修対策が必要となった。

本工事は、日交通量約10万台の重交通区間であることから、渋滞の原因となる車線規制の期間を短縮することを目的とし、プレキャストPC床版を用いた全面取替工法を採用した。床版張出し先端部および壁高欄部分については場所打ちコンクリートとなるが、桁下をJR鹿児島本線が通っているため、将来の剥落防止および工程短縮などを考慮してFRP製の型枠を採用した。

本工事において、当社の所掌範囲はFRP型枠の製作・運搬までとなり、現地の架設・施工はオリエンタル白石株式会社所掌となる。本稿では、FRP型枠を中心に向佐野橋の床版取替工事について報告を行う。



図-1 位置図

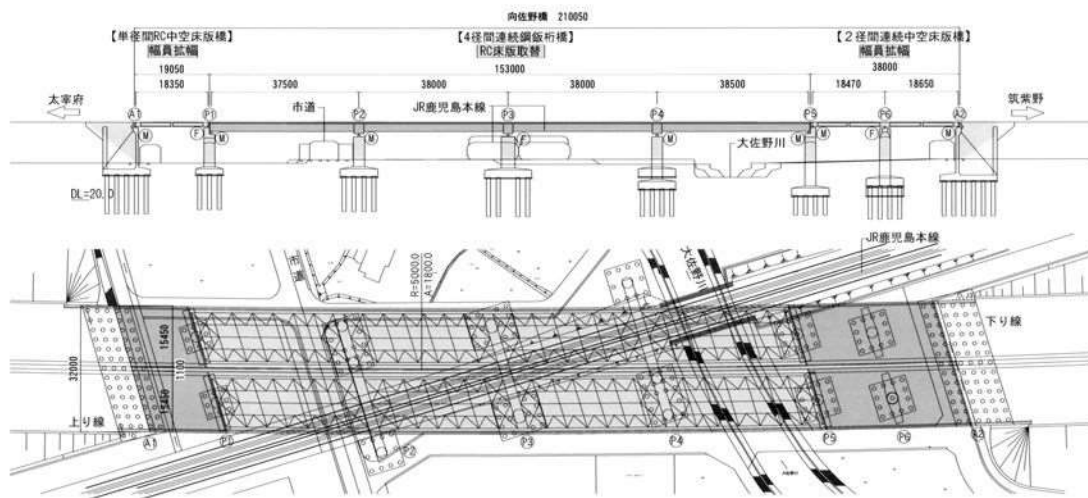
2. 工事概要

構造一般図を図-2、断面図を図-3に示す。

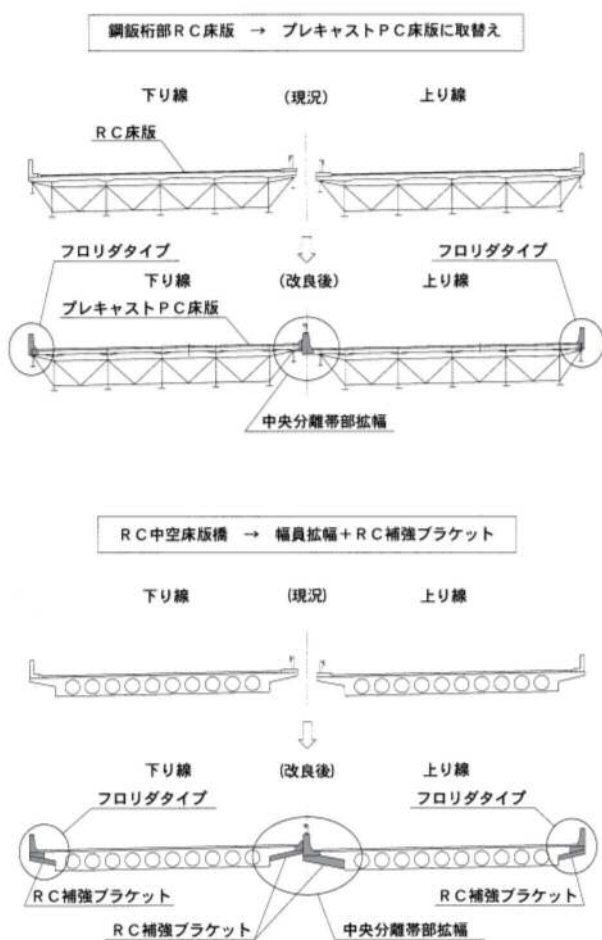
損傷が著しい鋼鈹桁橋のRC床版を新規に取替える際、交通規制を行う必要がある。本工事では、LCCや社会的影響度（車線規制期間の渋滞損失）、施工性、維持管理性などを比較した結果、プレキャストPC床版を用いて床版全幅を一括で取替える案を採用した。本橋は上下線それぞれ3車線ずつの幅員構成となっており、上り線の

*¹ 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ課長代理

*² 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ



図一2 構造一般図



図一3 断面図

床版を取替える際は下り線を2車線+2車線（1車線当たり3.250m幅）の幅員構成に変更して車両を通行させた。下り線の床版を取替える場合も同様に、上り線に上下2車線を配置した。

しかし、既設のRC床版全幅では上下2車線（計4車線）を確保することができないため、中央分離帯部分を拡幅する必要が生じた。また、既設の壁高欄形状が旧型の直壁タイプであったため、これをフロリダタイプに変更することにより、地覆幅を狭くして車両通行可能範囲を拡大した。

鋼鉄桁橋に隣接するRC中空床版橋は、床版の取替えは必要ないが、鋼鉄桁橋の車線切り替えに伴い、同様に中央分離帯部分の床版拡幅と路肩側の壁高欄形状の変更を行った。ただし、中央分離帯側は床版拡幅により床版の張出し長が長くなり、既設の床版断面では輪荷重を支持することができなくなる。また、路肩側についても壁高欄をフロリダ型に変更することにより、輪荷重が張出し床版の縁端側に載荷され、既設床版の耐力を上回る結果となる。よって、RC中空床版橋の床版張出し部は、床版下面にコンクリートブラケットを追加設置して輪荷重に対する補強を行った。

鋼鉄桁橋およびRC中空床版橋の床版張出し部と壁高欄は場所打ちコンクリートとなり、型枠を設置してコンクリート施工を行うが、車線規制期間を少しでも短縮するためにFRP製の埋設型枠を使用して脱枠工程を省略することとした。また、本橋梁はJR鹿児島本線や市道と交差しており、コンクリートの剥落などは重大事故につながるおそれがあるが、これに対してもFRP型枠の使用



写真一 JRとの交差状況



写真三 鋼鈹桁部中央分離帯側のFRP型枠



写真二 市道との交差状況



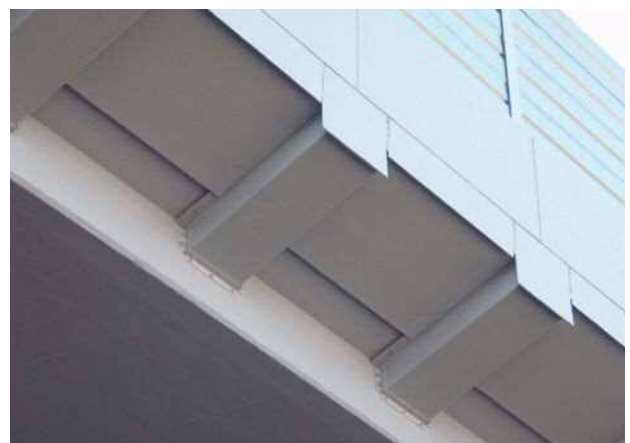
写真四 RC中空床版部中央分離帯側のFRP型枠

により剥落防止効果が期待できる。一方、新設するプレキャストPC床版ではポリプロピレン繊維をコンクリートに混入して将来の剥落防止対策を行った。JRとの交差状況を写真一、市道との交差状況を写真二に示す。

3. FRP型枠の製作・設置

鋼鈹桁橋は、外縦桁から外縦桁までの床版をプレキャストPC床版に取替え、その外側の張出し部を場所打ちコンクリートとするため、その部分の床版下面の型枠をFRP型枠とした。また、壁高欄部分も同様に外側の型枠にFRP型枠を使用した。鋼鈹部中央分離帯側のFRP型枠設置状況を写真三に示す。

RC中空床版橋は、張出し床版先端部の床版下面と壁高欄外側、および橋軸方向に2mピッチで設置するRC追



写真五 RC中空床版部路肩側のFRP型枠

加補強ブラケットの下面と側面にFRP型枠を使用した。RC中空床版部中央分離帯側のFRP型枠設置状況を写真四、路肩側の設置状況を写真五に示す。

FRP型枠のパネル材は全てハンドレイアップで製作

し、板厚は6mmとした。RC中空床版部の追加補強ブラケットのFRP型枠は、幅500mm、高さ250mm～500mmの溝形で内部に補剛材を有する複雑な構造であるが、これもハンドレイアップで製作した。パネルとパネルを接続する平板部材や溝形部材、既設コンクリート桁と取り合うL形部材などは引抜き成形材を使用した。FRP材の色はコンクリートに合わせたグレーとし、顔料をFRP材料に混入して着色した。

4. おわりに

本工事で採用したFRP型枠は、以下の特長を有する。

- ・鋼製型枠に比べて非常に軽量であるため人力で運ぶこともでき、施工性が良い。
- ・既設橋の補強工事などで死荷重の増加を抑制したい場合に効果的である。

・鋼材と違って錆の問題が無いので、永久型枠として使用することができる。

・現地での孔あけや切断などが容易にでき、既設構造との取り合い調整などを行うことができる。

今回のような型枠としての使用方法も含め、FRPの特長を活かしたその他の用途についても今後研究し、土木構造物の長寿命化や現場工期縮減などに貢献していきたいと考える。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただいた関係各位に紙面を借りて、厚く御礼申し上げるとともに、本報告が今後の同種橋梁の一助になれば幸いである。

<参考文献>

- 1) 山本, 今村, 三浦, 藤木: 日交通量10万台区間におけるRC床版取替工事—九州自動車道・向佐野橋—, コンクリート工学, 2011年3月

2011.5.9 受付

グラビア写真説明

東京国際空港A滑走路平行誘導路橋梁築造工事

東京国際空港（羽田空港）は、現在国内線主体でありながら利用者数は世界でも有数の規模で日本最大かつ東京、首都圏を代表する空港です。

本工事は、同空港内の国際線地区において、A滑走路平行誘導路の複線化に伴い誘導路橋梁を築造するものです。

本橋梁の架設場所が、空港アクセス道路上であることから空港制限区域内での施工に加え、架設時は供用中のアクセス道路に交通規制を要するため夜間の限られた時間で施工を行う必要がありました。こうした条件下で中央分離帯にペントを用いない大ブロック架設工法（750t吊クローラークレーン）がVE提案として採用され、最重要課題である通行車両の安全性確保と交通開放時刻の厳守を確実に実施することができました。（伊藤 浩之）

富士高架橋

本橋の施工範囲は、富士高架橋（上り線）の本線P24から鋼15径間連続開断面箱桁およびBランプP31から鋼5径間連続開断面箱桁の詳細設計、桁製作、架設工事になります。付属工事として、排水装置工、上部工検査路工、桁内ステップ工、下部工検査路工、下部工付手摺工、P24昇降設備工、伸縮装置工、鳥害対策工の施工になります。床版形式は、分岐部および本線の送り出し架設部分の西富士有料道路上は合成床版で施工、それ以外はPRC場所打ち床版になり、Bランプは全て合成床版になります。西富士有料道路上の架設は、夜間全面通行止めで送り出し架設で施工しました。（清水 康史）

美浦大橋

本橋は北海道美幌市と浦臼町の市境に位置し、石狩川に架橋する支間長196mのニールセンローゼ橋です。施工範囲は製作、架設、ケーブル設置、床版、舗装です。ニールセンローゼの下路式アーチ橋で、床版はRC床版、ケーブルはPWSを使用しています。架設は仮栈橋・ペントを使用したクローラークレーン架設です。なお、形状管理・ケーブル張力導入については、張力管理システムを用いて精度の高い管理を実施しました。また、床版打設の際は打設範囲を全て完全防護を行うとともに、温度管理しながら、寒冷地におけるコンクリートの品質を確保しました。（斎木 敦）

FRP製付属物の製作・施工 —NEXCO中日本 新東名FRP製付属物—

Manufacture and Construction of Accessories Made of FRP –FRP Accessories for Shin-Tomei Expressway of NEXCO, Central Nippon Expressway Company Limited–

永見 研二*¹ 渡部 陽一*²
Kenji NAGAMI Yoichi WATABE

Summary

A fiber reinforced plastics (FRP) inspection access way was experimentally constructed in the steel upper structure for two of the four spans of the Komasegawa Bridge (tentative name) in the section between Gotemba and Numazu of the Shin-Tomei Expressway, which is supervised by the Numazu construction office of NEXCO, Central Nippon Expressway Company Limited. In addition, for the PC upper structure, other equipment made of FRP was installed such as an inspection access way for the outer cable fixings, an opening cap for an inspection borehole, a handrail for the top of the substructure, and ladder. Several more installations will be implemented for PC upper structures, providing various business opportunities.

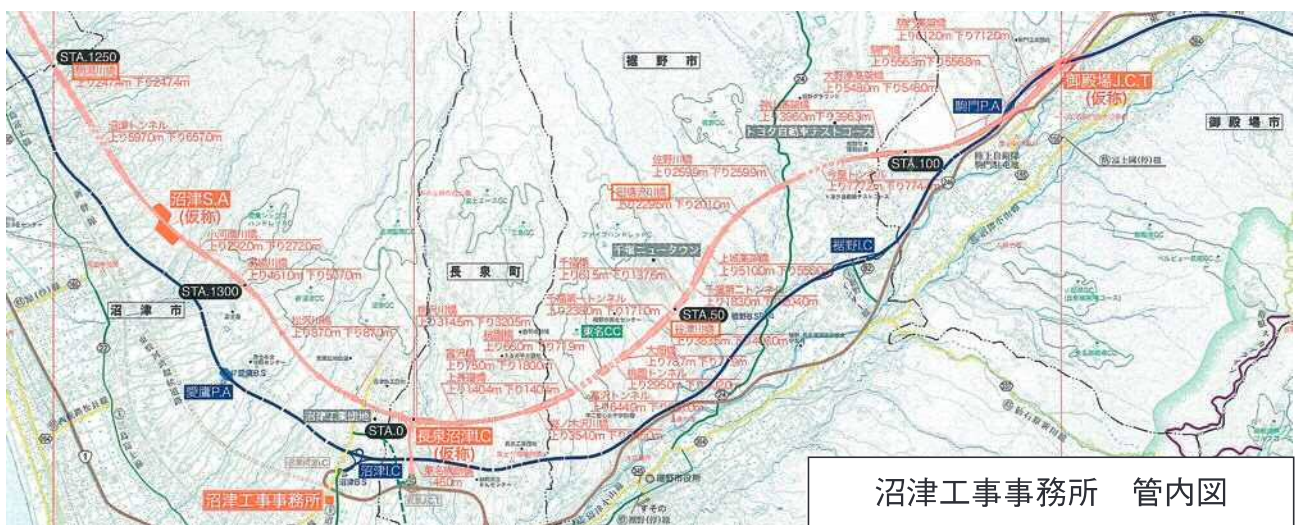
キーワード：新東名高速，FRP，付属物，検査路，梯子，扉，蓋，

1. はじめに

NEXCO中日本沼津工事事務所が管轄する新東名高速道路は、平成5年に施工命令の下りた長泉～沼津間(8.7km)、平成9年に施工命令が下りた御殿場～長泉間(13.1km)を平成24年度に供用開始予定である。供用を前にして検査路等の付属物を後付け設置する要望が出されており、当該工区の鋼上部工「(仮称)駒瀬川橋(下り線)」4径間の内2径間にFRP製検査路が試験施工された。

また、当該工区のPC上部工「(仮称)田場沢川橋(上下線)」(施工：(株)ピーエス三菱・(株)銭高組JV)「(仮称)谷津川橋(上り線)」(施工：ドービー建設工業(株)・東日本コンクリート(株)JV)、「(仮称)谷津川橋(下り線)」(施工：川田建設(株))においても、FRP製の外ケーブル定着具検査路・検査孔扉・蓋・下部工天端柵・梯子等が追加設置された。

本稿では新東名高速道路に後付け設置されたこれらFRP製付属物の製作・施工例について報告する。



図一 新東名高速道路 NEXCO中日本 沼津工事事務所 管内図

*¹橋梁事業本部 技術本部橋梁工事事務所東京工務グループ課長代理

*²橋梁事業本部 橋梁営業本部橋梁営業第一FRPグループ課長

2. 鋼上部工（仮称）駒瀬川橋 FRP製検査路

発注者：株式会社東京鐵骨橋梁
 工事名：（仮称）駒瀬川橋（下り線）FRP上部工
 検査路工事

路線名：新東名高速道路（長泉～沼津間）
 工事箇所：（自）静岡県沼津市荒久
 （至）静岡県沼津市石川

構造形式：鋼4径間連続2主桁橋
 施工延長：橋長247.4mの内、123.7m
 施工支間長：（終点側）61.5m+61.2mの2径間
 検査路支間：Lmax=6.116m（最大横桁間隔：6.296m）
 設計荷重：歩廊 群集荷重 3.5kN/m²

手摺（鉛直方向）0.6kN/m²
 （水平方向）0.4kN/m²

たわみ許容値：支間中央に集中荷重1.5kNを載荷時、
 L/400以下

本橋は既に施工済みの床版で上空が塞がれていることに加え、40m以上の高橋脚を有する為、下から大型クレーンを使用しての後付け設置は非常に不経済かつ危険であり、軽くて施工性の良いFRP製検査路の採用に至った。

A1側桁下の現場搬入路から遠い終点側（東京側）の2径間を軽くて施工性の良いFRP製、始点側（名古屋側）を鋼製検査路として、試験施工することとなった。

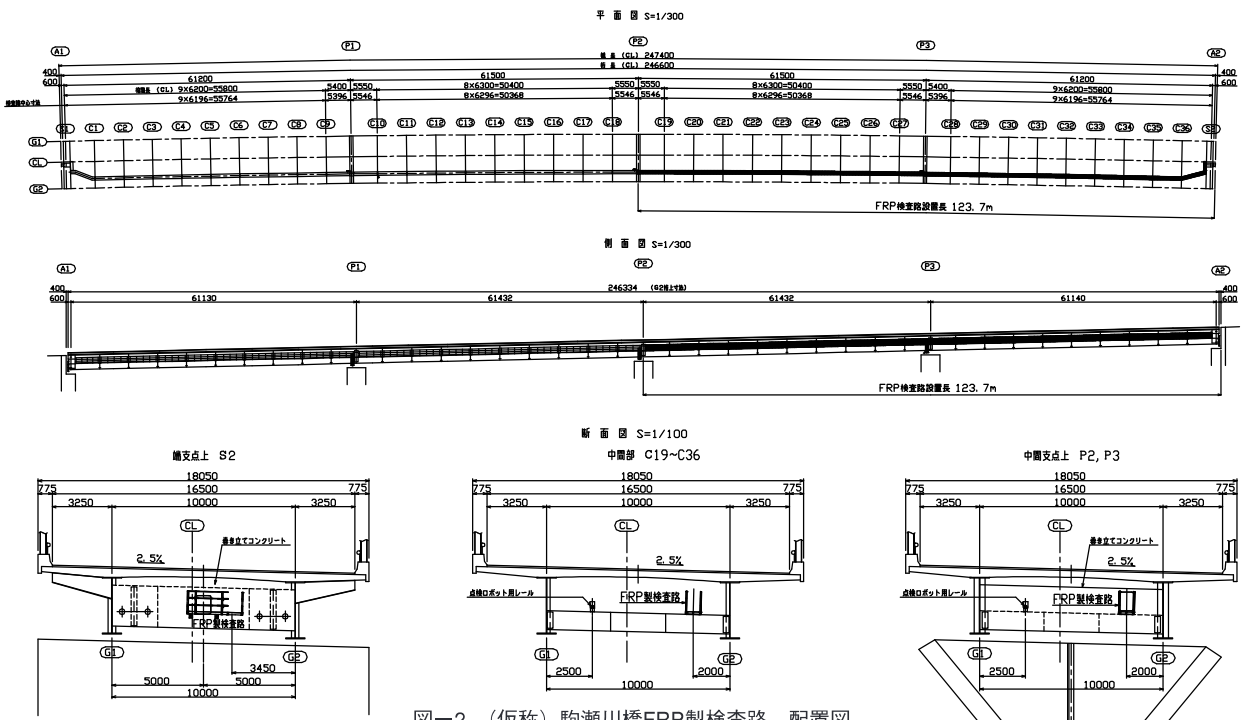


図-2（仮称）駒瀬川橋FRP製検査路 配置図

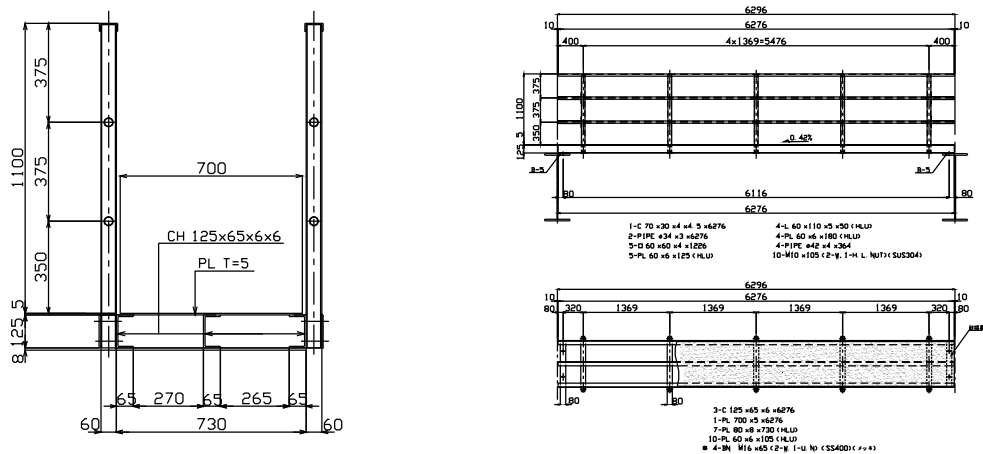


図-3（仮称）駒瀬川橋FRP製検査路 詳細図



写真-1 (仮称) 駒瀬川橋FRP製検査路

3. PC上部工 (仮称) 田場沢川橋FRP製付属物

発注者：(上下線) (株)ピーエス三菱・(株)銭高組JV
 工事名：(仮称) 田場沢川橋 (上下線) FRP付属物
 工事

路線名：新東名高速道路 (御殿場～長泉間)

工事箇所：静岡県裾野市内

構造形式：PRC3径間連続ストラット付波形鋼板ウェブ箱桁橋2連

橋長：(上り線) 229.5m, (下り線) 201.0m

支間長：(上り線) 59.4m+108.0m+59.4m
 (下り線) 53.1m+92.0m+53.1m

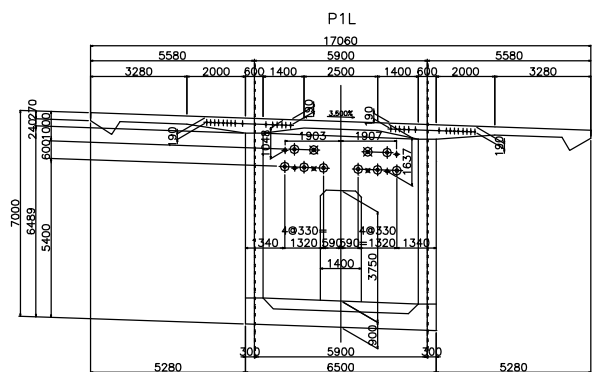
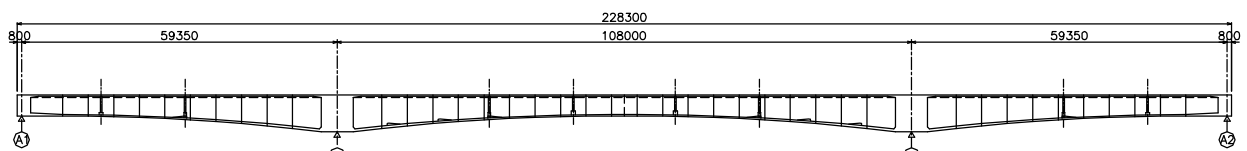


図-5 (仮称) 田場沢川橋PC上部工 断面図

(上り線) 側面図



(下り線) 側面図

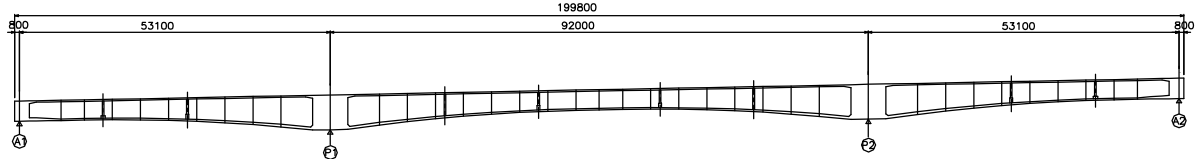


図-4 (仮称) 田場沢川橋PC上部工 概要図

(1) 外ケーブル定着具検査路

PC上部工の柱頭部箱桁内に配置される外ケーブル定着具に対し、点検用の検査路および背かご付き梯子を設置する (図-5)。設置対象は箱桁内空高4m以上とする。

(2) ストラット検査路

A2側3パネル分のみ試験的に鋼管ストラット定着部の点検用検査路および梯子を設置する (図-6)。

検査路支間：6m以下

設計荷重：歩廊 群集荷重 3.5kN/m²

手摺 (鉛直方向) 0.6kN/m²

(水平方向) 0.4kN/m²

たわみ許容値：支間中央に集中荷重1.5kNを載荷時、

L/400以下

FRP使用樹脂：ビニルエステル樹脂 (表面ゲルコート層)

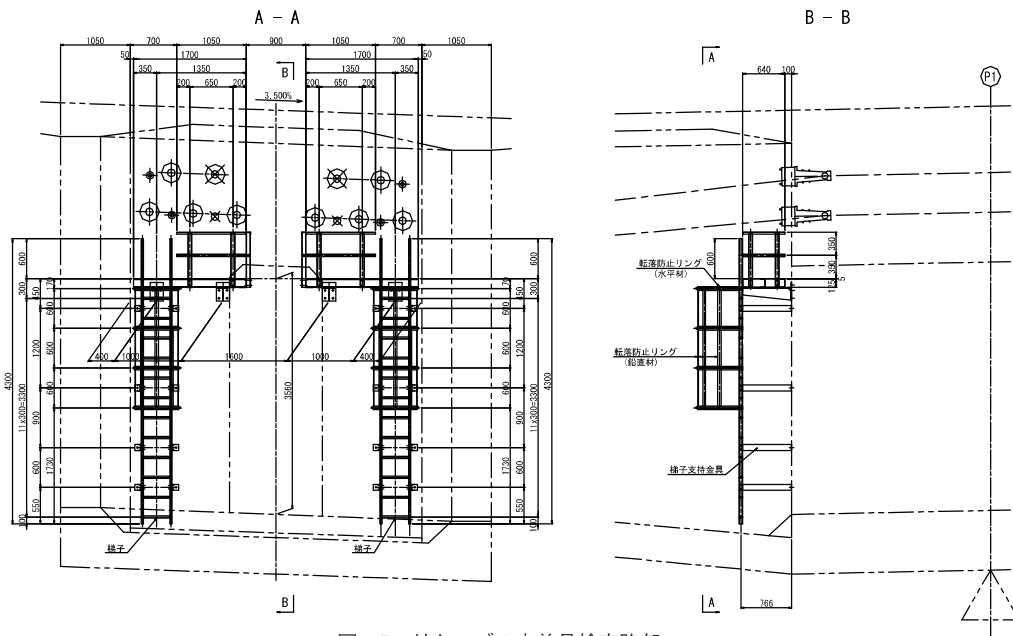


図-5 外ケーブル定着具検査路部

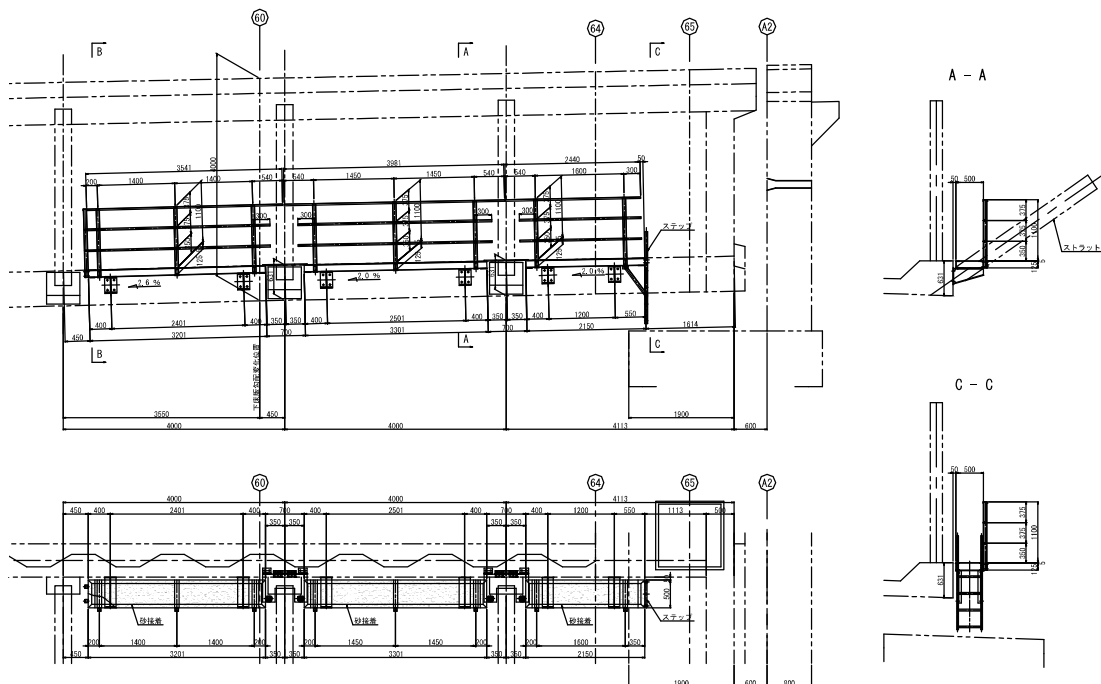


図-6 ストラット検査路

(3) 橋台および中間脚天端手摺りおよび梯子

橋台および中間脚天端にはFRP製手摺り、アプローチ

用の梯子を設置した(図-7、8)。

尚、手摺り支柱の最大ピッチは1.6m以下とする。

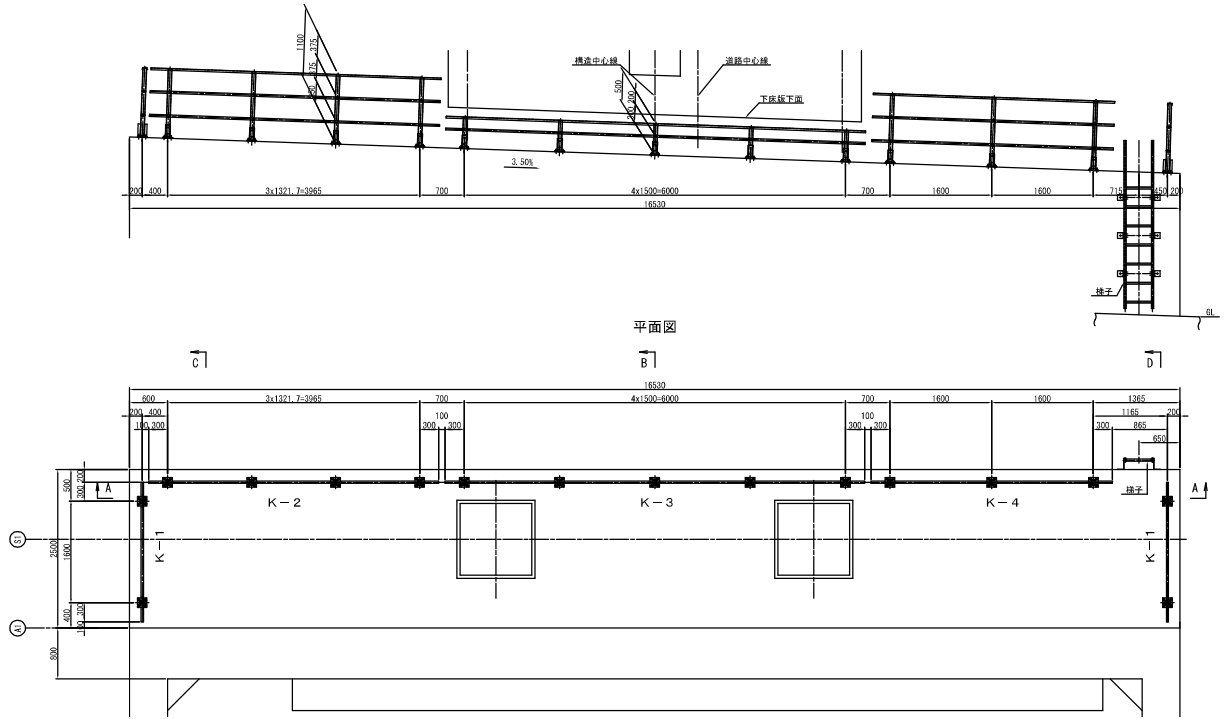


図-7 橋台手摺り

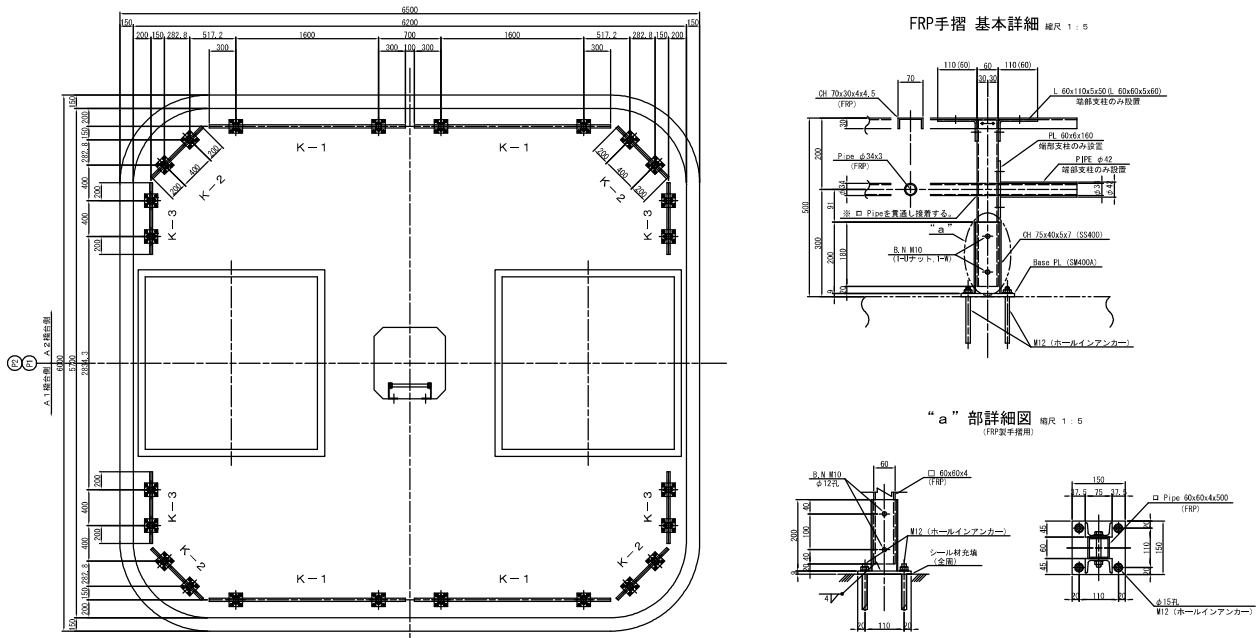


図-8 中間脚天端手摺り

(4) 中間支点検査孔蓋および下部工への昇降梯子

中間支点部の下床版検査孔蓋はスライド式とし、検査孔から下部工へ昇降する梯子を設置する(図-9、10)。

(5) 桁端扉および端支点下床版検査孔蓋

桁端ダイヤ開口には観音扉を設置し、資材搬入用の端

支点下床版検査孔には固定式の蓋を設ける(図-11、12)。桁端扉・蓋部材には、超高密度ウレタンフォームとFRPの強化複合パネル(t=15mm)を使用する。

製品最大サイズ：1.350m×2.400m

積 載 荷 重：3.5 kN/m²

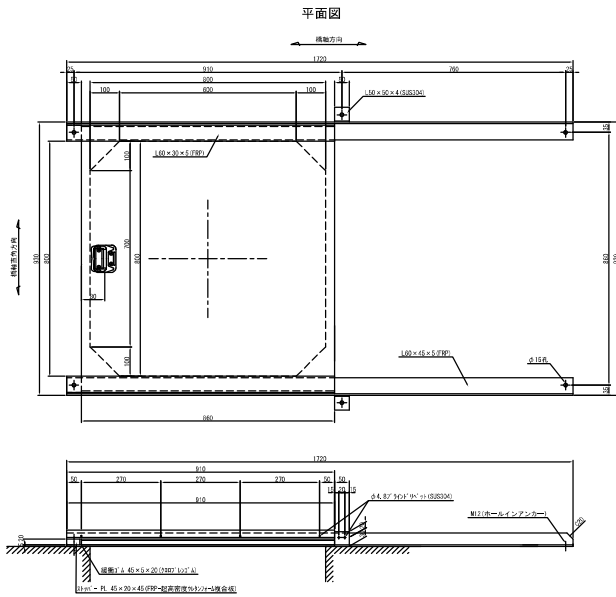


図-9 中間支点検査孔蓋 (スライド式)

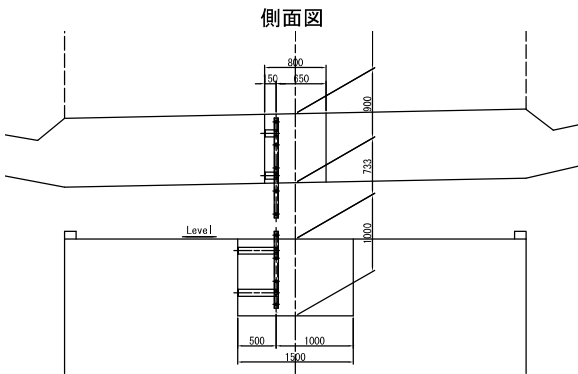


図-10 中間支点検査孔の昇降梯子

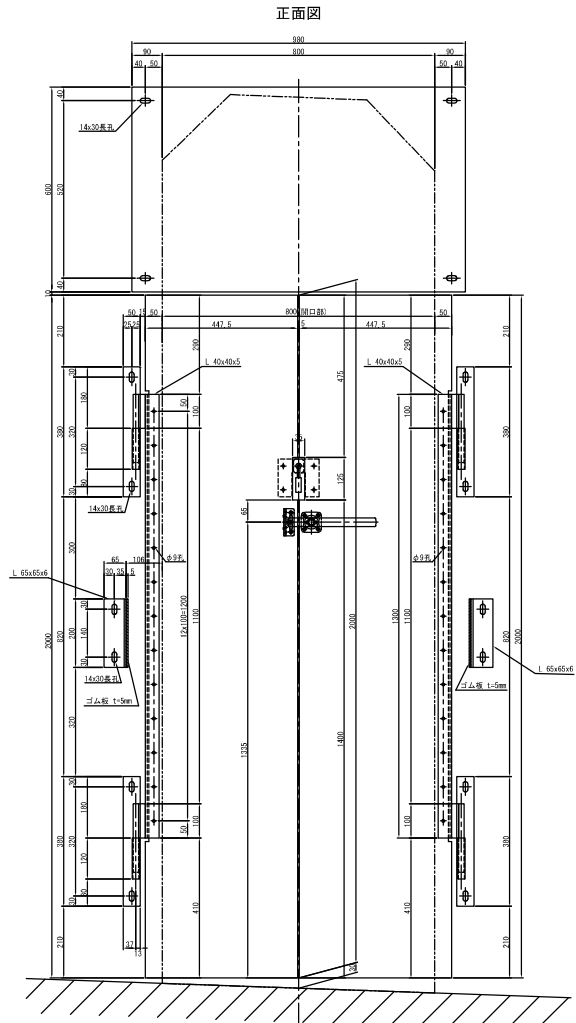


図-11 桁端扉

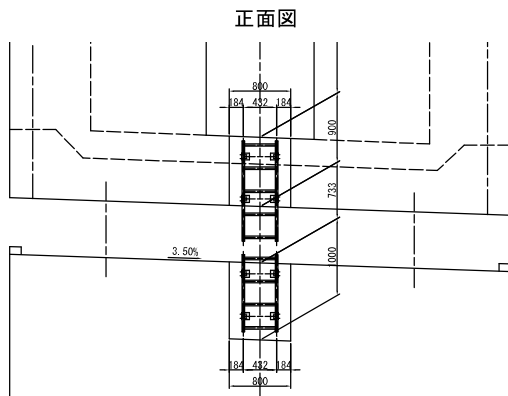


図-12 端支点検査孔蓋 (固定式)

4. PC上部工（仮称）谷津川橋（上り線）FRP 付属物

発注者：ドーピー建設工業(株)・東日本コンクリート(株)JV
 工事名：(仮称)谷津川橋（上り線）FRP付属物工事
 路線名：新東名高速道路（御殿場～長泉間）
 工事箇所：静岡県裾野市千福以内
 構造形式：PC5径間連続ストラット付波形鋼板ウェブ
 箱桁橋
 施工延長：383.5m
 支間長：43.8m+91.0m+135.0m+74.0m+37.3m

(1) 外ケーブル定着具検査路

設置対象：箱桁内空高4m以上のP1, P2, P3柱頭部
 検査路施工延長：23.3m
 構造は（仮称）田場沢川橋に同じ。

(2) 中間支点検査孔蓋および下部工への昇降梯子

設置対象：P1, P2, P3, P4の計4脚

(3) 桁端扉および端支点下床版検査孔蓋

設置対象：A1, A2橋台

5. PC上部工（仮称）谷津川橋（下り線）FRP 付属物

発注者：川田建設(株)
 工事名：(仮称)谷津川橋（下り線）FRP付属物工事
 路線名：新東名高速道路（御殿場～長泉間）
 工事箇所：静岡県裾野市千福以内
 構造形式：PC5径間連続ストラット付波形鋼板ウェブ
 箱桁橋
 施工延長：406.1m
 支間長：34.8m+81.0m+131.5m+95.5m+60.8m

(1) 外ケーブル定着具検査路

設置対象：箱桁内空高4m以上のP2, P3柱頭部
 検査路施工延長：17.3m
 構造は（仮称）田場沢川橋に同じ（写真-3）。

(2) 中間支点検査孔蓋および下部工への昇降梯子

設置対象：P1, P2, P3, P4の計4脚（写真-4）

(3) 桁端扉および端支点下床版検査孔蓋

設置対象：A1, A2橋台（写真-5）

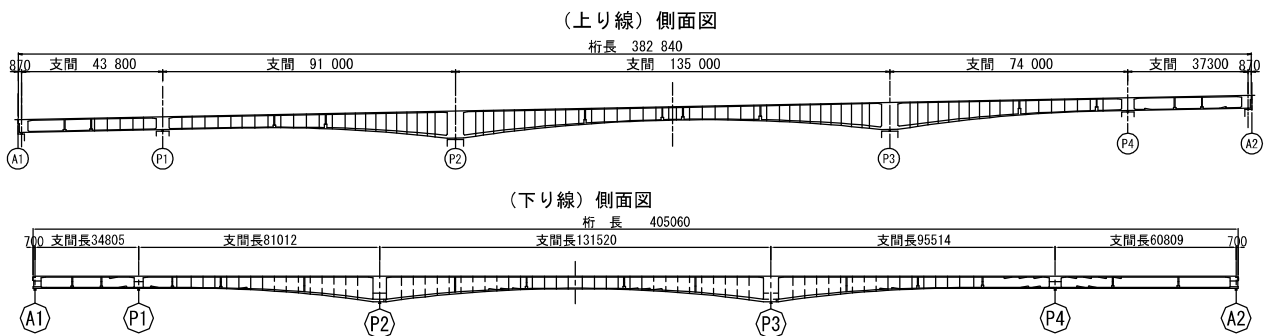


図-13 (仮称)谷津川橋PC上部工 側面図



写真-2 (仮称)谷津川橋PC上部工(下り線)全景

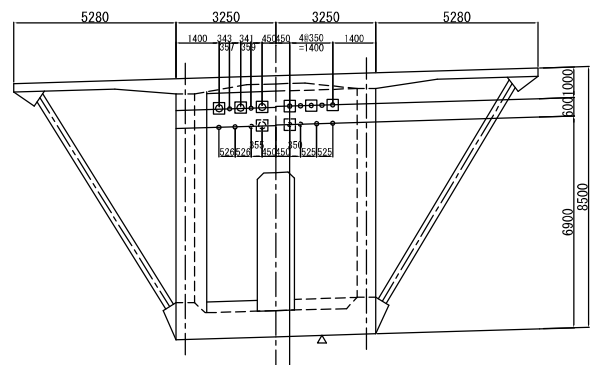


図-14 (仮称)谷津川橋PC上部工 断面図



写真-3 (仮称) 谷津川橋 (下り線) 外ケーブル定着具検査路および梯子



写真-4 (仮称) 谷津川橋 (下り線) 中間支点検査孔蓋および昇降梯子



写真-5 (仮称) 谷津川橋 (下り線) 桁端扉および端支点検査孔蓋

表-1 新東名高速道路PC上部工のFRP付属物一覧

	(仮称)田場沢川橋		(仮称)谷津川橋		(仮称)大畑橋		
	上り線	下り線	上り線	下り線	上り線	下り線	
PCメーカー	ピーエス三菱		ドーピー	川田建設	川田建設		
施工工期	H22.5月末		H22.7月末	H22.9月末	H22.11月末		
扉・蓋	桁端部扉(A1・A2) (開閉式)	2 個	2 個	2 個	2 個	2 個	
		(0.90m × 2.00m)		(1.30m × 2.02m)		(1.20 × 1.52) (1.30 × 1.32)	
	端支点検査孔蓋(A1・A2) (固定式)	2 個	2 個	2 個	2 個	×	2 個
		(1.18m × 1.68m)		(1.35 × 1.68) (1.18 × 1.68)		(1.18 × 1.68)	
	中間支点検査孔蓋 (スライド式)	2 個	2 個	4 個	4 個	×	2 個
		(0.90m × 0.86m)		(0.70m × 0.86m)			(1.10 × 1.06)
下部工柵	中間脚天端柵	30.4 m	30.4 m	×	×	×	×
	橋台柵(A1・A2)	24.1 m	36.8 m	×	×	×	×
	小 計	122 m					
梯子	中間支点梯子	4.6 m	4.6 m	7.9 m	7.0 m	×	3.2 m
	端支点梯子(A1・A2)	3.2 m	3.2 m	×	×	×	×
	橋台柵梯子(A1・A2)	4.2 m	1.8 m	×	×	×	×
	ケーブル定着具梯子	17.2 m	24.4 m	27.2 m	20.8 m	×	×
	ストラット検査路梯子	1.8 m	×	×	×	×	×
	小 計	65 m		63 m		3 m	
検査路	ケーブル定着具検査路	6.8 m	14.4 m	23.3 m	17.3 m	×	×
	ストラット検査路	8.7 m	×	×	×	×	×
	橋台検査路	2.5 m	×	×	×	×	×
	小 計	32 m		41 m			

7. おわりに

FRP製付属物工事はNEXCO中日本沼津工事事務所が管轄する新東名高速道路のPC上部工に対して、今後も数橋続く予定であり、新たなビジネスチャンスになると予想される。

最後に本工事の施工にあたり、NEXCO沼津工事事務所各位を筆頭に、各PC上部工メーカー現場代理人・設計担当者各位よりご指導頂いたことに対して、ここに感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 稲田博史, 栗田繁美, 小林智則, 佐藤昌義, 久保圭吾: FRP材を用いた橋梁付属物の紹介, 宮地技報 No.22, pp.15-18, 2007.
- 2) 栗田繁美, 佐藤昌義, 久保圭吾, 栗田裕之: FRP製橋梁付属物の特徴と今後の展望, 宮地技報No.23, pp.13-18, 2008.

2011.2.1 受付

3次元デジタルカメラ計測システム (PIXXIS) の紹介

Introduction of Three-dimensional Measurement System with a Digital Camera (PIXXIS)

松元 健一郎*¹ 吉元 大介*² 山越 信也*³
 Kenichiro MATSUMOTO Daisuke YOSHIMOTO Nobuya YAMAKOSHI
 小笠原 隆幸*⁴ 大塚 恵*⁵ 加藤 徹*⁶
 Takayuki OGASAWARA Megumi OTUKA Toru KATO

Summary

We have achieved good results for 17 years in computer simulated assembling as an alternative to actual shop assembling. In the past, we used the Super Brahm's system (contactless laser three-dimensional measurement equipment) to measure members. However, the measurement equipment became older and there were more bridges with fewer main girders, so the actual shop assembling process was skipped. We therefore introduced a new system (PIXXIS) which can easily perform three-dimensional measurement anywhere using commercial digital cameras. This article introduces the history, system overview and measurement examples of three-dimensional measurement.

キーワード：数値仮組立，3次元計測，デジタルカメラ

1. まえがき

当社における数値仮組立シミュレーションは実仮組に変わる代替工法として、約17年に亘り実績を重ねてきた。これまでは部材を計測するシステムとしてスーパーブラームス（非接触型レーザー3次元計測器）を使用していた。しかし、老朽化や実仮組を省略した少数主桁橋梁の増加に伴い、今回市販のデジタルカメラを用いて計測場所を選ばず、比較的容易に3次元計測が行えるシ

テム（以下、PIXXIS）を導入した。以下に3次元計測の歴史、システム概要、計測精度、計測事例を紹介する。

2. 3次元計測の歴史

部材計測システムの計測方式は図-2のように様々な方式がある。

当社では3次元計測機器として、メトレコム（3次元接触型計測器）+FM（表面研削器）の組合せによる計測を行っていた。その後2001年6月にスーパーブラームス（非接触型3次元計測器）の導入を契機に、MASSCOTとの連携で多くの仮組立シミュレーションを実施（表-1参照）してきた。

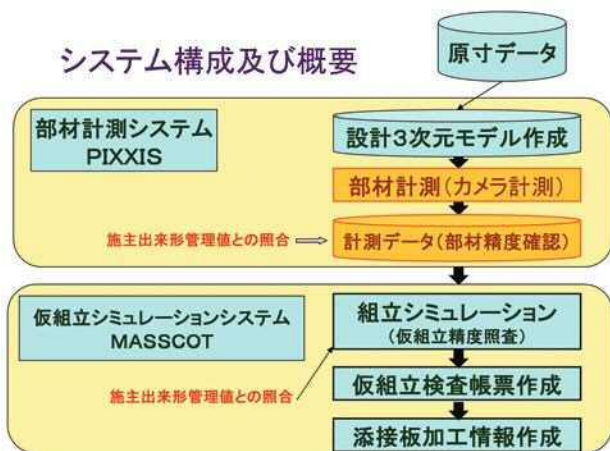


図-1 システム構成及び概要

①	トータルステーション	測定点から視準点までの距離・水平度・鉛直角を同時に計測
②	CCDカメラ	数台のCCDカメラでステレオ写真を撮影、写真測量の原理
③	3次元視覚センサー（ブラームス）	コードパターンのレーザー光を照射CDカメラで撮影
④	タッチセンサー（メトレコム）	タッチセンサーを持ったロボットでタッチして計測
⑤	デジタルカメラ（PIXXIS）	デジタルカメラで複数枚の写真を撮影、写真測量の原理

図-2 部材計測システムの計測方式

*¹ 橋梁事業本部 千葉工場安全品質保証部品質保証グループ係長
 *² 橋梁事業本部 千葉工場生産管理部計画グループ課長代理
 *³ 橋梁事業本部 千葉工場生産管理部担当課長

*⁴ 橋梁事業本部 千葉工場製造部製造グループ係長
 *⁵ 橋梁事業本部 千葉工場生産管理部計画グループ
 *⁶ 橋梁事業本部 技術本部橋梁工事部大阪工事グループ係長

そして2011年7月からPIXXIS（非接触型3次元計測器）を導入し精度検証及び試験運用を開始した。

表-1 シミュレーション実績（抜粋）

工事名称	橋梁形式	計測機器	施工年月日	備考
山田川橋	5径間連続鋼箱桁橋	4トコム+ FM	1997年7月	
飛鳥高架橋	10連鉄桁(少数主桁)	4トコム+ FM	1997年2月	現場溶接継手
新黒部大橋	5径間連続鋼箱桁橋	4トコム+ FM	1998年12月	
共栄跨線橋	10連4主鉄桁(少数主桁)	4トコム+ FM	1998年8月	現場溶接継手
中田高架橋	15連鉄桁(少数主桁)	スーパーフラムス	2000年6月	現場溶接継手
安里高架橋	5径間連続鋼箱桁橋	スーパーフラムス	2001年7月	
花園高架橋東	6連鉄桁(少数主桁)	スーパーフラムス	2001年1月	現場溶接継手
槽紙北高架橋	3径間連続非合成鉄桁	スーパーフラムス	2001年8月	
牛津川橋	3径間連続非合成鉄桁	スーパーフラムス	2003年12月	
十六面高架橋	6径間連続合成鉄桁	スーパーフラムス	2004年3月	
新片山橋	8連鉄桁(少数主桁)	スーパーフラムス	2005年5月	

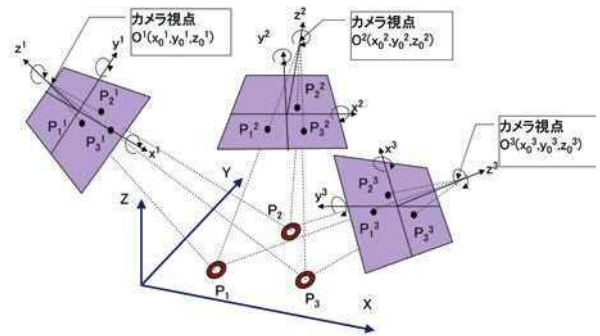


図-4 エピポラ方程式

3. システム概要

(1) 計測機器 図-3参照

- ・ Nikonデジタルカメラ
- ・ 高性能ノートパソコン（Corei7）
- ・ 基準バー（精度±0.013mm）
- ・ コードターゲット
- ・ シールターゲット
- ・ ボルト孔ターゲット

■ 計測機器

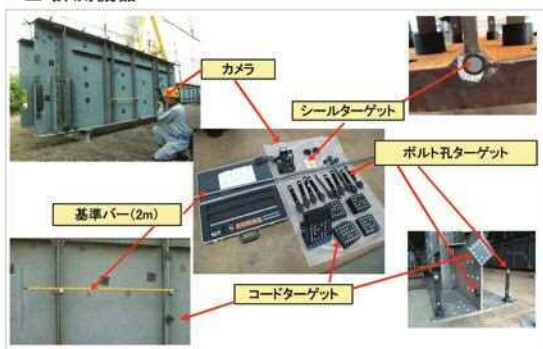


図-3 計測機器

(2) デジカメ計測の原理

- 1) コードターゲットによる写真の繋ぎ合せ
 - ・ 写真同士を繋ぎ合わせるためコードターゲットを使用
 - ・ コードターゲットは1枚1枚異なっている
 - ・ 複数の写真から同一のコードターゲットを見つけ立体的形状を再現する
- 2) 大きさを認識する基準バー
 - ・ 写真上の長さを認識
 - ・ 撮影範囲内の任意の場所に配置
- 3) 写真上の位置とカメラ視点から方程式を作成
 - ・ 詳細はエピポラ方程式（幾何）で検索（図-4）

(3) システムの特徴

- 1) NETIS登録
 - 登録番号：KT-070053-V
- 2) 市販のカメラを使用
 - ・ 計測システムとセットでキャリブレーションしたもの
- 3) 手軽に計測
 - ・ 計測場所を選ばない（屋外や夜間いずれでも使用可能）
 - ・ 光波系測距器に比べ取扱いが簡単（器械の据付がないので操作教育をすれば誰でも計測可能）
- 4) デジタルカメラ計測機器としては大型構造物に対応
 - ・ 計測対象構造物サイズ～30m程度まで測定可能
 - ・ コードターゲットの大型化と長尺基準バーで対応
- 5) 状況写真と計測データが連動
 - ・ 撮影写真上で寸法を確認（任意ターゲット間の立体直線長）

(4) 作業手順（図-5）

- ①計測ターゲットの貼付け、②撮影、③画像データ取込、④3次元座標値計算処理
- そして計算結果の確認となる。作業時間は標準的な鉄桁で1台約1時間かかる。

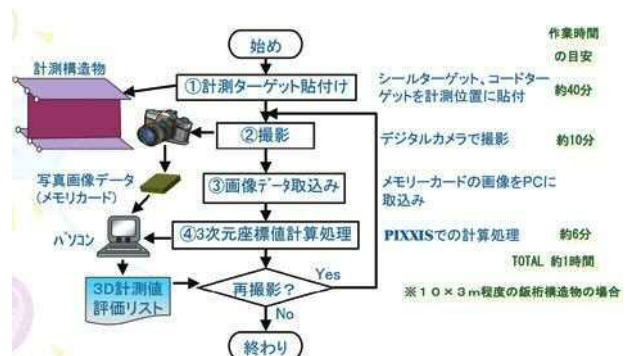


図-5 作業手順

4. 計測精度

(1) PIXXIS基本計測精度

- ・ 1/35000の計測精度 (10mの場合 1σ 約±0.29mm)
- ・ 他の計測機器の精度

スーパーブームス 1σ 約±1mm

トータルステーション 1σ 約±0.05mm

なお、トータルステーションでの部材計測においては、盛換えを行ったり、視準距離が10m以下と短くなる為、PIXXISと同等の精度となる。

(2) スーパーブームスとの比較

長さ12,807mm、ウェブ高2,300、フランジ幅500mmの鋼桁をPIXXIS及びスーパーブームスで計測を行い比較検証を行った。表-2の結果を見ると、相対差は概ね2mm以内に入っており両者とも測定精度に大きな問題はないと思われる。但し、PIXXISの場合シールターゲットの貼付け誤差が計測精度に大きく影響してくるので注意が必要である。

表-2 PIXXISとスーパーブームス測定値比較

測定項目	位置	規定値	許容値	①SuperBrahms		②PIXXIS		相対差 ①-②
				測定値	誤差	測定値	誤差	
ウェブ部材長	ウェブ上縁	12,807.6	±4.0	12,810.1	2.5	12,809.2	1.6	0.9
	ウェブ下縁	12,807.6	±4.0	12,810.3	2.7	12,808.8	1.2	1.5
ウェブ部材対角長	ウェブ対角 D1	12,974.8	±11.0	12,977.4	2.6	12,975.6	0.8	1.8
	ウェブ対角 D2	12,982.5	±11.0	12,985.0	2.5	12,984.1	1.6	0.9
フランジ部材長	上フランジ	12,807.6	±4.0	12,810.8	3.2	12,809.2	1.6	1.6
	下フランジ	12,807.6	±4.0	12,809.9	2.3	12,808.3	0.7	1.6
平面曲り	上フランジ(C3位置)	0.0	±7.0	-1.4	-1.4	0.5	0.5	-1.9
	下フランジ(C2位置)	0.0	±7.0	-1.4	-1.4	-2.1	-2.1	0.7
側面曲り	ウェブ上縁(C3位置)	5.2	±5.0	5.5	0.3	5.9	0.7	-0.4
	ウェブ下縁(C3位置)	5.2	±5.0	5.0	-0.2	5.9	0.7	-0.9
上フランジ幅	J1	500.0	±2.0	499.2	-0.5	498.8	-1.2	0.7
	C2	500.0	±2.0	500.0	0.0	501.0	1.0	-1.0
	C3	500.0	±2.0	500.0	0.0	500.4	0.4	-0.4
	J2	500.0	±2.0	500.5	0.5	499.3	-0.7	1.2
	J1	500.0	±2.0	499.1	-0.9	498.9	-3.1	2.2
	C2	500.0	±2.0	500.0	0.0	498.5	-1.5	1.5
下フランジ幅	C3	500.0	±2.0	500.0	0.0	499.4	-0.6	0.6
	J2	500.0	±2.0	499.2	-0.8	500.8	-1.0	0.2
	J1	2,300.0	±4.0	2,302.2	2.2	2,301.8	1.8	0.4
	C2	2,300.0	±4.0	2,302.3	2.3	2,301.5	1.5	0.8
腹板高さ	C3	2,300.0	±4.0	2,302.6	2.6	2,301.1	1.1	1.5
	J2	2,300.0	±4.0	2,300.8	0.8	2,300.8	0.8	0.0
	J1	0.0	±2.0	-0.2	-0.2	0.1	0.1	-0.3
	C2	0.0	±2.0	0.0	0.0	0.4	0.4	-0.4
上フランジ直角度	C3	0.0	±2.0	0.0	0.0	0.1	0.1	-0.1
	J2	0.0	±2.0	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	0.0
	J1	0.0	±2.0	0.1	0.1	0.3	0.3	-0.2
	C2	0.0	±2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
下フランジ直角度	C3	0.0	±2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	J2	0.0	±2.0	-0.1	-0.1	0.3	0.3	-0.4

5. 計測事例

(1) 大寒沢橋上部工事 (東北地方整備局)

単純合成鋼桁橋 (従来鋼桁) の主桁部材をPIXXISで計測し仮組立シミュレーションと実仮組立でそれぞれ橋全体の形状比較を行った。結果は図-6のとおり、主桁

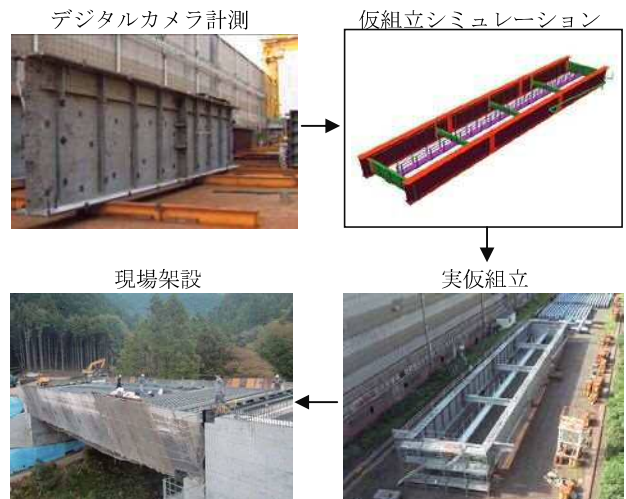
の通りにおいて若干傾向の差はあるものの、いずれも規格値80%以内を十分満足した値であり、仮組立シミュレーション工事における計測機器として精度的に問題ないことが判明した。



図-6 仮組立形状誤差比較

(2) 塩沢川橋上部工事 (関東地方整備局)

大寒沢橋に続き、単純合成鋼桁橋 (少数鋼桁) をPIXXISで計測を行った。本工事では仮組立シミュレーションと実仮組立の比較だけではなく、現場架設までの形状比較を行った。仮組立シミュレーション結果で添接板を製作し実仮組立を行った為、実仮組立及び現場架設共に添接板の孔ずれが少なく (0~1mm)、実仮組立と



現場架設時の継手部隙間の相対差は1mm以内に収まっていた。支間長・そり・桁間隔においても施主出来形管理値に対して良い精度（管理値の80%以内）で納めることが出来た。但し、現場架設時支間長においては、計測位置が仮組立シミュレーションと違っていた為傾向の差が生じている。表-3参考

表-3 出来形管理表

■ 出来形管理表		[mm]					
		S1	C1	C2	C3	S2	
① 規定値 (設計寸法+製作キヤンバー)	支間長	G1		36,435			
		G2		36,435			
	対角長	G1(B1)		36,153			
		G2(B2)		36,936			
	主桁間隔	G1	6,499	-	6,499	-	6,498
		G2	-	-	-70	-	-
	主桁の通り	G1	-	-	-	-	-
		G2	-	-	-	-	-
② 仮組立シミュレーション (規定との差)	支間長	G1		+2.8			
		G2		+1.0			
	対角長	G1(B1)		-0.6			
		G2(B2)		+3.6			
	主桁間隔	G1	+0.9	-	+3.3	-	-1.7
		G2	-	-	-1.9	-	0
	主桁の通り	G1	0	-	-	-	0
		G2	-	-	-	-	-
③ 実仮組立 (規定との差)	支間長	G1		1.8			
		G2		-5.0			
	対角長	G1(B1)		-5.0			
		G2(B2)		+4.1			
	主桁間隔	G1	-3	-	+3	-	-3
		G2	0	-	-2	-	0
	主桁の通り	G1	0	-	-	-	0
		G2	-	-	-	-	-
④ 現場架設 (規定との差)	支間長	G1		+13			
		G2		+13			
	主桁間隔	G1	±0	-	±0	-	±0
		G2	-	-	-2	-	0
	主桁の通り	G1	0	+3	+3	0	0
		G2	0	+3	0	0	0
	主桁のそり	G1	0	-3	-2	-2	0
		G2	-1	-1	-1	-2	3

6. まとめ

これまで鉸桁3件で、仮組立シミュレーションの計測器としてPIXXIS計測し、精度的に問題ないことが判明してきた。

但し、以下のような課題も分かってきたので、今後の実工事を通じて精度を確保しつつ、効率的に活用していく方法を模索していきたい。

- ・ 効率の良い計測用ターゲット治具の作成（作業効率と計測精度の向上）
- ・ PIXXISによる付属物の干渉チェック方法
- ・ 仮組シミュレーション実績の少ない箱桁への適用
- ・ トータルステーションとの連携で工区境形状管理
- ・ 既設桁取り合いや橋脚剛結部断面等の測定

大宮川橋（NEXCOの少数鉸桁）で本格的な運用を実施予定だが、今後も工程短縮や実仮組立費用削減の為、PIXXIS計測及び仮組立シミュレーションが適用可能な工事は積極的に適用していきたい。

<参考文献>

- 1) JIPテクノサイエンス：デジタルカメラ計測紹介，2010.7.
- 2) 菱日エンジニアリング，JIPテクノサイエンス：鋼橋梁ブロック計測報告書，2007.3.

2012.1.4 受付

グラビア写真説明

町田立体

本橋は既に共用している横浜町田立体（保土ヶ谷バイパス）と直結する自動車専用道路を国道16号の中央部に高架構造として設ける工事のうち東名高速道路横浜町田インターチェンジを跨ぐ橋長633mの8径間連続ラーメン鋼床版箱桁橋です。施工範囲は、製作8径間連続箱桁全量、架設はP1～P7間の6径間分の鋼床版箱桁（P7～P9間は施工外）とP1脚～P6脚の横梁（支柱部は施工済）及びP7脚の支柱、横梁です。上下部工の剛結部は全てヒンジ架設としており、上り線桁の架設は横取り一括架設工法を採用しました。下り線桁はトラッククレーンベント架設で行いました。

（清水 康史）

鈑桁製作ラインの更新

Upgrading of a Plate Girder Assembly Line

村上 貴紀*¹ 猪瀬 崇*²
Takanori MURAKAMI Takashi INOSE

Summary

We updated the assembly and correction equipment for web and flange members of a plate girder manufacturing line. The equipment can be used for both assembly and correction in order to conserve space. In addition, a downward-facing submerged arc welding machine for welding webs to flanges was upgraded. We describe this equipment.

キーワード：鈑桁，製作ライン

1. まえがき

当社においては、昭和60年に鋼床版桁や箱桁のフランジパネルの自動組立・溶接ラインとしてPAS I・II (Panel Assembling System I・II) を、昭和63年に鈑桁自動製作ラインとしてP・PAS (Plate girder and Panel Assembling System) を導入し¹⁾、さらに平成15年にはPAS Iに多関節溶接ロボットを搭載したオフラインシステム化に更新し²⁾、鋼橋の品質向上および製作コスト低減を図ってきた。しかし、平成7年頃から鋼道路橋のコスト縮減として部材断面形状が大きい少数鈑桁の採用が増加し、P・PASの適用部材は従来型の鈑桁を対象としていたことから、P・PASの稼働率は年々低下していった。また、最近の橋梁業界においては、公共事業費の削減により鋼橋の発注量が大幅に減少しており、生産量の確保のためにはさらなる製作コスト低減が不可欠となっている。

そこで、鈑桁の製作コスト低減を図るために、少数鈑桁の製作にも対応できるように鈑桁製作ラインの各装置を更新した。なお、今回更新した設備は組立、溶接、矯正装置とした。各装置の概要を本報で紹介する。

2. 鈑桁製作ラインの概要

(1) 製作ラインの装置の構成

鈑桁製作ラインは、部材の搬入装置と搬出装置、組

立・矯正装置本体、サブマージアーク溶接装置、組立・矯正用の反転保持装置付きクレーン、溶接用の反転装置付きクレーンで構成され、各装置を設置したラインの大きさは9m×108mである。なお、製作ラインの装置が占めるスペースを少なくするために組立と矯正は兼用装置とした。装置の構成を図-1に示す。

(2) 適用寸法

鈑桁製作ラインの各装置は、少数鈑桁の最大部材断面形状および部材重量を想定して適用寸法を決定した。適用寸法を表-1に示す。

表-1 適用寸法

項目	適用寸法	備考
フランジ幅 (b)	200mm~1000mm	
フランジ厚 (t2)	9mm~100mm (組立) 9mm~60mm (矯正)	
ウェブ高 (a)	800mm~3000mm	
ウェブ厚 (t1)	9mm~32mm	
部材長	5m~18m	
部材最大重量	20ton	

(2) 組立・矯正装置

組立・矯正装置の本体は製作ラインの省スペース化を図るために兼用機としており、この組立・矯正装置本体の前後にはローラーコンベアにて部材を移動する搬入装置と搬出装置を配置し、搬出装置側には組立・矯正用の

*¹ 橋梁事業本部 千葉工場技術研究所生産技術グループ課長

*² 橋梁事業本部 千葉工場製造部製造グループ課長代理

反転保持装置付きクレーンを配置した（写真-1）。

本装置は、P・PASの組立装置と同様にフランジ材の上にウェブ材を置く縦型の組立装置である。装置の検討

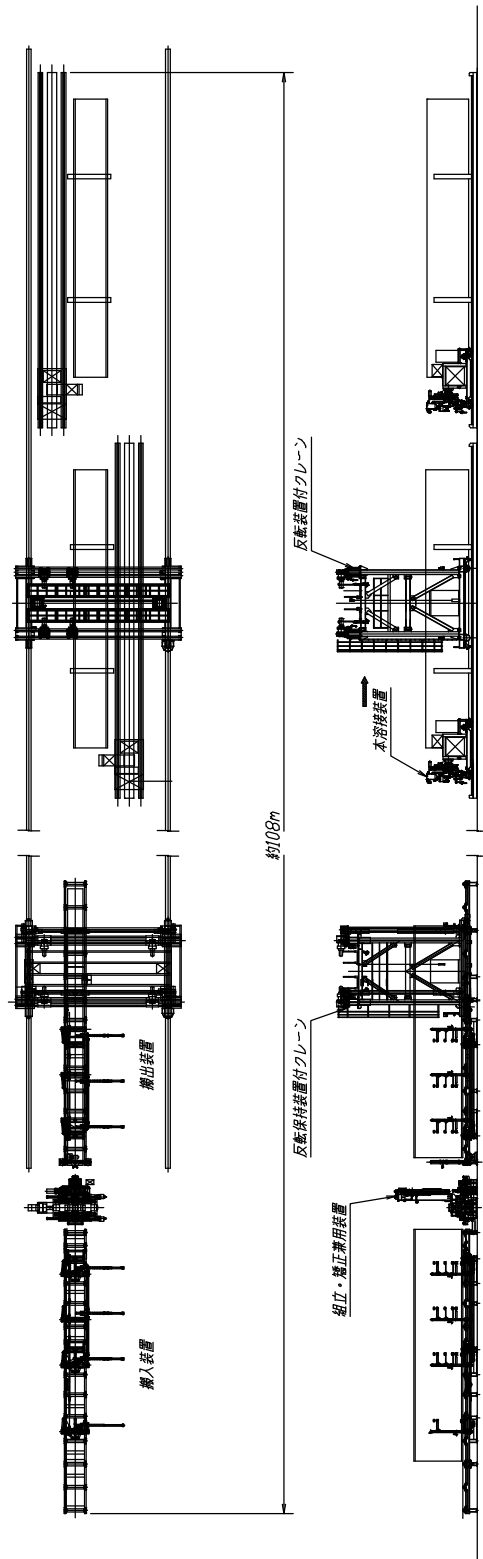


図-1 鋼桁製作ラインの装置の構成

にあたっては、P・PASの組立装置の問題点を洗い出し、装置の改善を図った。例えば、組立時における部材端部の橋軸方向の組合せは先端合わせ機構により調整するが、部品の長さ寸法の誤差を部材両端側に振り分けできるようにウェブ材の組立位置を容易に微調整できるようにした。また、組立作業は操作盤にて行うが、操作盤から死角となる位置にはモニターを複数設置し、操作盤か



写真-1 組立・矯正装置の構成



写真-2 自動組立溶接の状況

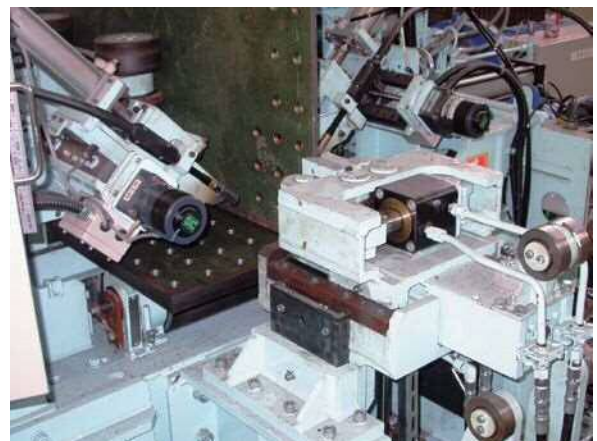


写真-3 部材先端合わせの状況

ら監視できるようにした。

組立・矯正装置による自動組立溶接の状況を写真一2、部材先端合わせの状況を写真一3に示す。

フランジとウェブの首溶接による角変形は、組立・矯正装置内の加圧ローラーにてフランジを連続的に矯正する。矯正時におけるローラーの加圧量はフランジの材質、板厚、幅により異なり、今後データを蓄積し標準化していく。

(3) 溶接装置

溶接装置は、下向き姿勢によるシングルサブマージアーク溶接装置2式、および反転装置付きクレーンで構成されている(写真一4)。計画時は溶接方法、溶接姿勢、多電極化について比較検討したが、より溶接品質が安定する下向き姿勢によるシングルサブマージアーク溶接を採用した。下向き姿勢の場合、鉋桁のフランジとウェブの首溶接のすみ肉溶接4線を1台の溶接装置で行うためには、部材をZ軸を中心とした橋軸方向側の反転が必要となるため、溶接装置は左右1台ずつとした。また、溶接時の部材反転・移動用として反転装置付きクレーンを配置した。

この溶接装置は、接触式微いセンサにより溶接線微いを行い、さらに赤外線センサを搭載し溶接終端位置を検出し、自動で溶接を終了させる。また、フラックスは自動供給・回収としている。溶接状況を写真一5および写真一6に示す。以上のような機能を付加することにより、溶接中の自動運転を可能にしている。

4. あとがき

2011年9月末の稼働開始以来まだ十分な実績を積み上げていないが、鉋桁製作ラインは順調に稼働している。今後は補剛材の溶接装置を鉋桁製作ラインに増設させ、鉋桁製作ラインの一層の自動化を検討していきたい。

最後に鉋桁製作ラインの検討・開発・導入にあたり多大なる御協力をいただいた久保工業株式会社の関係者の方々に対し、この紙上を借りて感謝を申し上げる次第である。

<参考文献>

- 1) 成宮隆雄, 伊東孝: 橋梁製作におけるパネル組立工法と自動化システム「PASシリーズ」(仮組立省略



写真一4 溶接装置の構成



写真一5 溶接状況



写真一6 溶接状況 (ノズル周辺)

を目標とした部材の寸法精度向上を目指して)、宮地技報No.5, pp.87-99, 1989.

- 2) 百瀬敏彦, 宮坂淳一: PAS-1溶接システムの再構築, 宮地技報No.19, pp.89-91, 2004.

2011.12.19 受付

FRP製橋梁関連製品の紹介

Introduction of Bridge Structures and Accessories with FRP

渡部 陽一*1
Yoichi WATABE

Summary

Fiber reinforced plastic (FRP) is a thermo-setting resin plastic material reinforced with glass fiber. Its characteristics include high strength and corrosion resistance, yet light weight. FRP is widely used in various industries. The article introduces bridge structures with FRP, accessories and adaptation examples.

キーワード：FRP, 橋梁関連製品, 維持管理

1. はじめに

FRP (Fiber=繊維、Reinforced=強化された、Plastics=プラスチック) 材料は、軽量・高強度で耐食性に優れた材料である。当社ではFRP材料を用いた橋梁関連製品を開発し、構造物の維持管理費を低減し、長寿命化のニーズに対応可能な商品として提供したいと考えている。

主な製品として、

- ① FRP合成床版 (NETIS NoCB980002-A)
- ② FRP検査路 (実用新案第3128947号)
- ③ FRP飛来塩分防護板
- ④ FRPマンホール

があり現在までに実施工において採用されはじめている。

これらの製品に関し、構造概要、特性、効果等について紹介する。

2. FRP合成床版について

(1) 概要

道路橋の床版として用いるものであり、長支間床版にも適用可能である。また通常のRC床版と比較して床版厚が薄く出来る上、鋼コンクリート合成床版より単位体積重量が小さいことから、床版死荷重の低減が図られる。

新設橋梁はもとより、既存橋梁の床版打換えにも適用可能であり、上部構造や下部構造に与える負担も軽減できる。また、耐塩害性・耐食性に優れることから、腐食環境の厳しい箇所や維持管理が困難な鉄道及び道路との交差箇所などに適した製品である。

(2) 構造

FRP合成床版の構造を図-1及び写真-1示す。

FRP合成床版は、FRP材を支保工兼用の永久型枠として使用した合成床版である。

FRP型枠は、床版支間方向にリブを配置した断面としており、下側配力筋を配筋する為にリブ交差部に貫通孔を設けている。

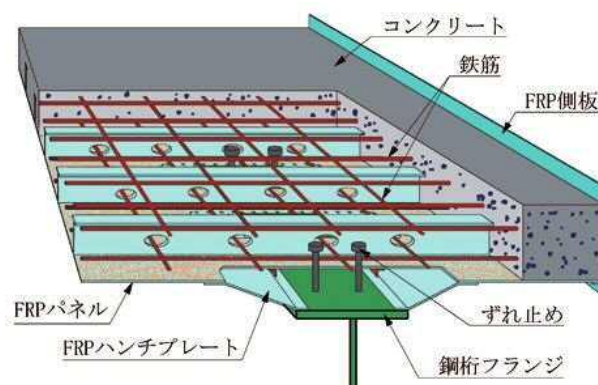


図-1 FRP床版の構造図

*1橋梁事業本部 橋梁営業本部橋梁営業第一部FRPグループ課長



写真-1 FRP床版写真

(3) 特性及び効果

- ①FRP合成床版は、疲労耐久性が高く、耐候性・耐食性に優れたFRP材を使用しているため維持管理費が大幅に低減される。
- ②型枠パネルが軽量であるため、現場での施工性が良い。
- ③床版自重の軽量化により、既存橋梁への負担が軽減される。

2. FRP検査路 (NETIS 登録番号：CB-1200-33-A) について

(1) 概要

FRP検査路は、軽量で耐食性に優れた構造であり、新設はもとより、既設橋梁・橋脚への後施工にも対応可能である。近年海岸部などに設置された鋼製検査路が著しく腐食し、転落事故等も発生している写真-2。

FRPは耐塩害性に優れることから、このような腐食環境の厳しい所での使用に適しており、維持管理上有利である。

また、既設橋梁・橋脚への設置も施工機械の小型化・人力搬入も可能となり、施工期間の短縮にも寄与する製品である。

(2) 構造

FRP検査路の構造を図-2及び写真-3に示す。

FRP検査路は、FRPの中でも高強度な材料である引抜成形材を組み合わせた構造となっている。歩廊と手摺の柱は、ステンレス製ボルトにより取付を行い、歩廊表面には歩行時の滑り防止として、珪砂を接着剤により接着している。

(3) 特性及び効果

- ①従来の鋼製検査路に比べてLCCに優れる (表-1)。
- ②塩害に強く、錆びない。
- ③鋼製の検査路に比べて軽量である
鋼製：約320kg/1パネル (6m)
FRP製：約100kg/1パネル (6m)
- ④支間長は、最大10mまで適用できる。
- ⑤軽量の為、既設構造物への設置が容易である。
橋梁の維持管理の重要性がクローズアップされ、長寿命化修繕計画において点検・調査時に検査路が必要となる場面が増えてきており、軽量で耐食性の高いFRP検査路は、これらのニーズに合った製品となっている。



写真-2 歩廊が腐食して使用できない鋼製検査路



写真-3 既設PC箱桁内にFRP検査路を追加設置した事例

表-1 検査路のLCCの試算

	FRP製検査路	鋼製検査路 (溶融亜鉛メッキ)
重量	0.21 kN/m ²	0.66 kN/m ²
維持管理	FRP材は、耐水性・耐食性に優れており、特に、塩分に対しては優れた耐食性を有するため、維持管理が容易	塩害環境下では、手摺りパイプの内面からの腐食、鋼鋼板の腐食等が早期に生じる可能性がある
初期建設費 当社比	(製作) 1.00/m	(製作) 0.55/m
維持管理費 当社比	0.00/m	(補修塗装3回) 1.60/m (海岸部)
LCC (100年)	1.00/m	2.15/m

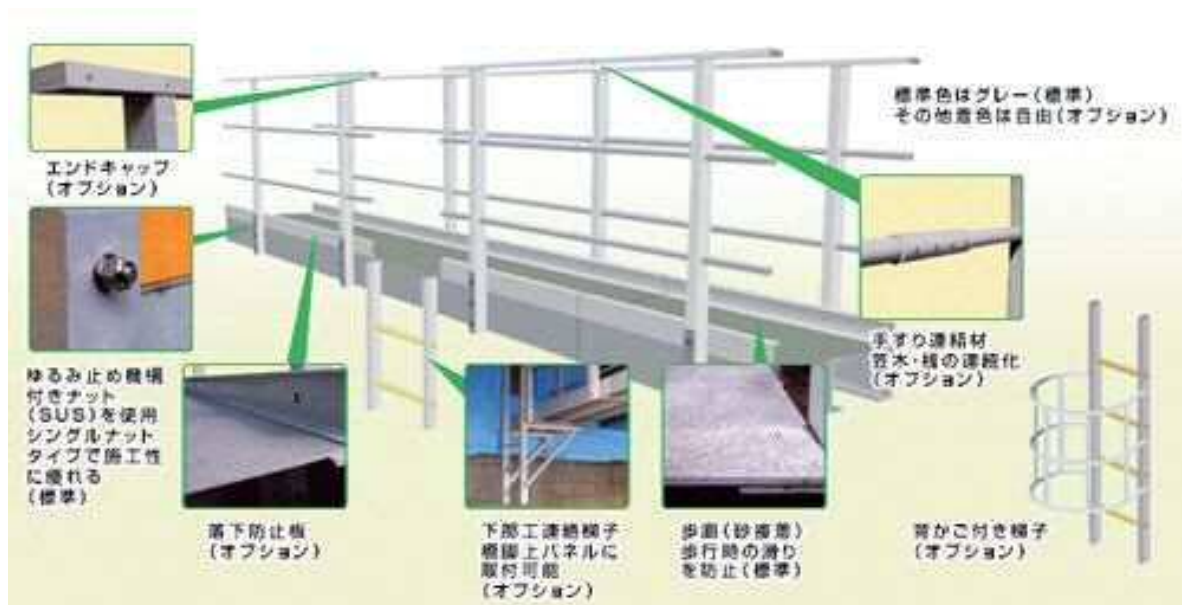


図-2 FRP検査路概要図

3. FRP飛来塩分防護板について

(1) 概要

海岸部における鋼橋においては、飛来塩分の影響により鋼桁の腐食が進行する傾向にある。特に桁間においては付着した塩分が風雨等で洗い流されないことから、外桁外面と比較して腐食傾向が顕著に発生している（写真-6）。

対策として、桁間に耐食性に優れたFRP製の飛来塩分防護板を設置し、飛来塩分を遮断することにより、腐食防止が図られる（図-3、写真-7）。

また、防護板設置に合わせ桁間の塗装を内面系塗装とすることにより、将来の塗装塗替えが不要となる上、点検用の常設足場としても使用が可能となるので、維持管理が容易でLCCを低減することが可能となる製品である。

(2) 構造

FRP床版用の引き抜きパネルを鋼桁の主桁間に敷設して、外気と遮断する構造である。

パネルの固定は、フランジ面に施工されたスタッドボルトにて行う（写真-4、写真-5）。



写真-4 飛来塩分防護板の施工事例



写真-5 FRP飛来塩分防護板の施工事例

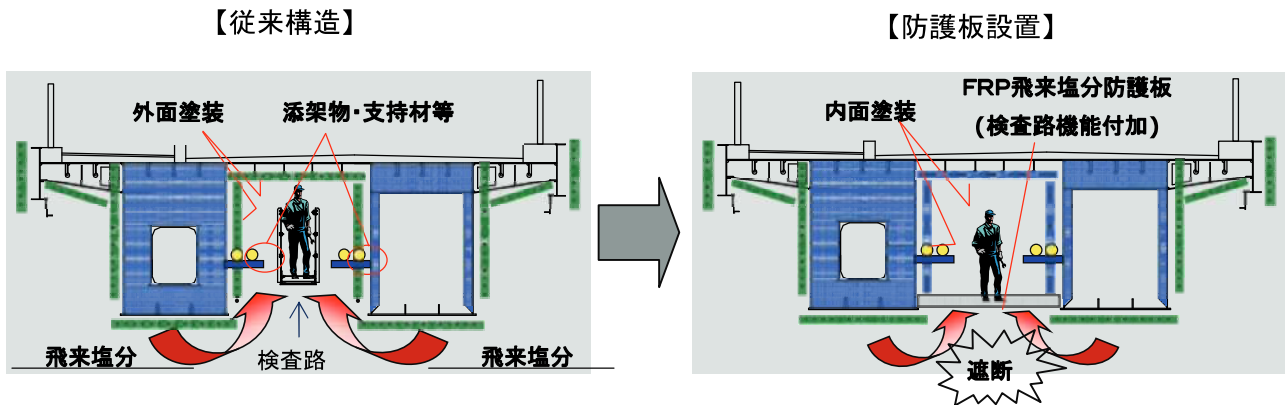


図-3 飛来塩分防護板の効果

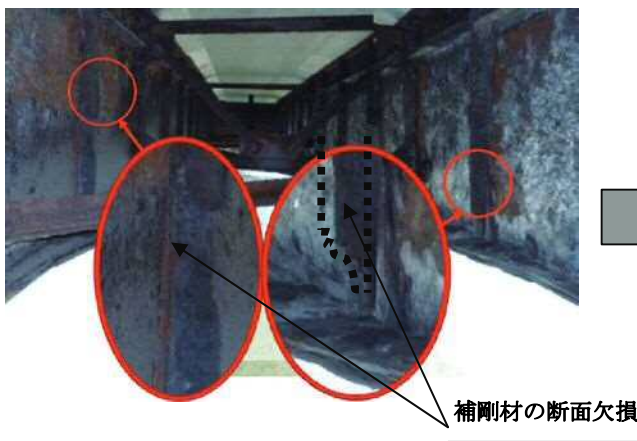


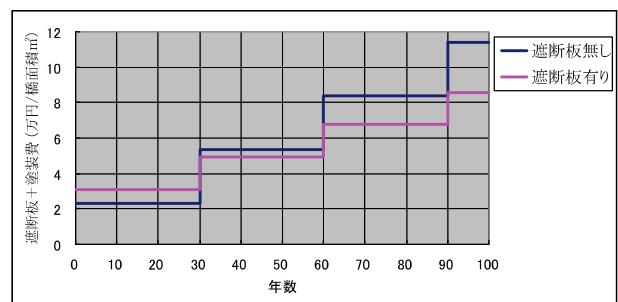
写真-6 鋼桁の桁間腐食事例



写真-7 FRP飛来塩分防護板の施工事例

(3) 特性及び効果

- ①塗装に有害な飛来塩分や排気ガスが主桁間に進入する事を防止できる。
- ②比較的腐食しやすい橋梁添架物を外気から保護できる。また、腐食の原因となる鳥類の巣や糞の堆積を防ぐことができる。
- ③主桁間の塗装仕様を塗り替え不要の内面塗装にすることにより、塗装費のLCCを大幅に低減できる（図-4）。
- ④飛来塩分防護機能に加え、主構造や床版の近接目視点検・補修作業の常設足場（検査路）として使用できる（写真-4、写真-5）。
- ⑤寒冷地の橋梁路面の凍結抑制効果が期待できる。



経過年数	①防護板なし	②防護板あり	②/①(%)
0年	1.000	1.151	115%
30年	1.376	1.367	99%
60年	1.751	1.584	90%
90年	2.127	1.800	85%
100年	2.127	1.800	85%

図-4 飛来塩分防護板のLCCの試算

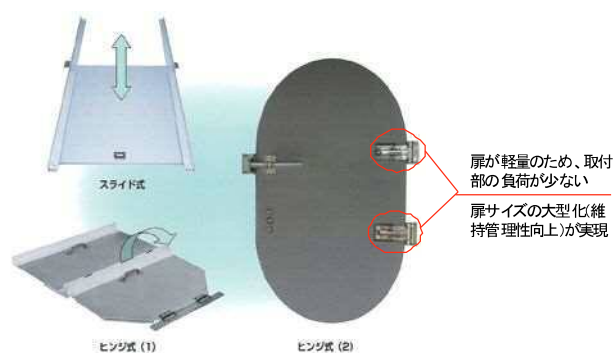
4. FRPマンホール蓋・扉について

FRP製マンホール蓋・扉は軽量な事から、

- ①開閉作業が容易で安全である。
- ②マンホール扉の大型化による維持管理性の向上が図られる。
- ③耐食性が高い。

などの特徴を有している。

また、任意のマンホール形状に対応することが可能であり手で持てる重量であることから、錆付いて開閉が困難となった既設マンホールの交換にも最適である。



写真一8 FRP製マンホール蓋・扉



写真一9 錆付いた鋼製マンホールの事例

5. まとめ

橋梁等の重要公共物は、建設後に健全な状態を維持していく上で、保全、いわゆる維持管理という手間が長年にわたりかかってくる。

しかしながら公共事業費の削減や、将来の少子高齢化時代を見据えた時に、この維持管理費用を出来るだけ少なくする必要性、いわば保全に手間をかけない製品を社会に送り出すべきと考えている。

そこで、FRPという素材に着目し保全の手間が少なくなる製品を紹介した。

FRP製というと、従来工法と比べ初期建設コストが若干割高という事も現実として事実であるが、冒頭に述べた通り、将来にわたり維持管理費・保全の手間が少なくなり、安全で長持ちという事であれば、今回紹介した様な製品を選択すべき時代であると確信する。FRP製品が安全に寄与し長持ちして社会に貢献することが我々の願いである。

2012.1.4 受付